



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño estructural de puente colgante vehicular, mejorando la transitabilidad, sobre el río Mayo, localidad de San Francisco – Cuñumbuqui – Lamas - San Martín – 2014”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Del Aguila Perea, Andrey

ASESOR:

Mg. Díaz Pérez, Daniel

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

TARAPOTO – PERÚ

2014

Página del Jurado

Dedicatoria

Este trabajo lo dedico en primer lugar a Dios, de quien depende el éxito alcanzado. A mi esposa, Nancy Arévalo Rojas, mi especial tesoro; y a mi Hijo, quienes fueron mi motivación para alcanzar la meta trazada.

ANDREY

Agradecimiento

Especialmente, a mi esposa, por estar a mi lado motivándome y apoyándome en todo tiempo; y así ver un sueño hecho realidad. También a mis padres que me alentaron a seguir hasta el final y hoy, mis logros son su orgullo y alegría. A la Universidad César Vallejo por el conocimiento impartido en aula.

EL AUTOR

Declaratoria de Autenticidad

Yo, **ANDREY DEL AGUILA PEREA**, identificado con DNI N° 01159807, estudiante del programa de estudios de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, con la tesis titulada: “Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad, sobre el Río Mayo, localidad de San Francisco – Cuñumbuqui - Lamas – San Martín – 2014”.

Declaro bajo juramento que:

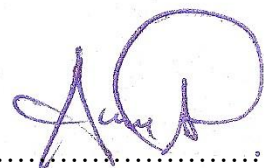
La Tesis es de mi autoría.

He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.

La tesis no ha sido auto plagiado, es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.

Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse fraude (datos falsos), plagio (información sin citar a autores), auto plagio (presentar como nuevo algún trabajo de investigación propio que ya ha sido publicado), piratería (uso ilegal de información ajena) o falsificación (presentar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad César Vallejo.



Tarapoto, 17 de noviembre de 2020.

.....
Andrey del Aguila Perea

DNI: 01159807

Presentación

Señores miembros del jurado calificador; cumpliendo con las disposiciones establecidas en el reglamento de grado y títulos de la Universidad César Vallejo; pongo a vuestra consideración la presente investigación titulada “Diseño estructural de puente colgante vehicular, mejorando la transitabilidad, sobre el Río Mayo, localidad de San Francisco – Cuñumbuqui - Lamas – San Martín – 2019”, con la finalidad de optar el título de Ingeniero Civil

La investigación está dividida en ocho capítulos:

I. INTRODUCCIÓN. Se considera la realidad problemática, trabajos previos, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación del estudio, hipótesis y objetivos de la investigación.

II. PROCEDIMIENTO Y/O MÉTODO. Se menciona el diseño de investigación; variables, operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad y métodos de análisis de datos.

III. RESULTADOS. En esta parte se menciona las consecuencias del procesamiento de la información.

IV. DISCUSIÓN. Se presenta el análisis y discusión de los resultados encontrados durante la tesis.

V. CONCLUSIONES. Se considera en enunciados cortos, teniendo en cuenta los objetivos planteados.

VI. RECOMENDACIONES. Se precisa en base a los hallazgos encontrados.

VII. REFERENCIAS. Se consigna todos los autores de la investigación.

Índice

Página del Jurado	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimiento	iv
Declaratoria de Autenticidad.....	v
Índice.....	vii
Índice de Tablas	ix
Índice de Gráficos	x
Resumen	xi
Abstract	xii
I. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Realidad Problemática.....	13
1.2. Trabajos Previos	14
1.3. Teorías Relacionadas al Tema.....	15
1.4. Formulación del Problema	33
1.5. Justificación del Estudio.....	33
1.6. Hipótesis	34
1.7. Objetivos.....	34
II. MÉTODO	36
2.1. Diseño de la Investigación.....	36
2.2. Identificación y Operacionalización de Variables.....	36
2.3. Población y Muestra	36
2.4. Técnica y herramientas de recopilación de información.....	37
2.5. Métodos de Análisis de Datos	38
2.6. Aspectos Éticos	41
III. RESULTADOS	42
IV. DISCUSIÓN	60
V. CONCLUSIONES.....	62

VI. RECOMENDACIONES	63
VII. REFERENCIAS	64
ANEXOS	

Índice de Tablas

Tabla 1.	Análisis sin carga	31
Tabla 2.	Análisis con carga	31
Tabla 3.	Cuadro de principales Actividades Económicas-Distrito de Cuñumbuqui	32
Tabla 4.	Población	37
Tabla 5.	Técnicas y herramientas de recojo de información	37
Tabla 6.	Crecida ordinaria	45
Tabla 7.	Crecida extraordinaria	45
Tabla 8.	Tipos de madera	48
Tabla 9.	Suelos encontrados en la calicata	94
Tabla 10.	Ensayos ejecutados en laboratorio	97
Tabla 11.	Efectos de sismo	101

Índice de Figuras

Figura 1.	Parte del tablero con otros elementos estructural de madera (Vista en planta).	20
Figura 2.	Esfuerzos Admisibles	21
Figura 3.	Vista del puente con los cables principales, Tirantes, Torre, Armadura de Refuerzo, Anclaje.	22
Figura 4.	Vista del puente con los cables principales, Tirantes, Torre, Armadura de Refuerzo, Anclaje.	22
Figura 5.	Cables	23
Figura 6.	Péndolas	24
Figura 7.	Dilatación	25
Figura 8.	Cáncamo de Acero Fundido	26
Figura 9.	Torres	27
Figura 10.	Vigas	27
Figura 11.	Vista Izq.: Cimentación profunda	28
Figura 12.	Análisis de Carga	31

Resumen

El presente proyecto de tesis trata del diseño estructural de puente colgante vehicular. Se desarrollaron un conjunto de estudios básicos de ingeniería, que permitieron la concepción de una estructura eficaz. Estos estudios son: levantamiento topográfico, geotécnicos, hidrológico, hidráulicos. Estos sustentan los diseños geométricos y estructurales, así como el desarrollo paso a paso del diseño del puente; conformada por la Superestructura, subestructura, cimentación y elementos de conexión. Obtenido todos estos datos, se procedió a procesar la información para realizar los cálculos del diseño, basados en el Manual de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones, así como el Reglamento Nacional de Edificaciones. Finalmente se elaboró los planos, tomando como datos los resultados del diseño estructural y estudios realizados.

Concluyo mencionando que la construcción de este puente sobre el río Mayo, será una alternativa de solución frente a la problemática de transporte que atraviesan, permitiendo la integración de los pobladores de la Localidad de San Francisco y localidades aledañas a la misma.

Palabras claves: Diseño Estructural, Puente Colgante Vehicular y Transitabilidad

Abstract

This Thesis project deals with the structural design of a vehicular suspension bridge. A set of basic engineering studies were developed, which allowed the conception of an effective structure. These studies are: topographic, geotechnical, hydrological, hydraulic survey. These support the geometric and structural designs, as well as the step-by-step development of the bridge design; made up of the Superstructure, substructure, foundation and connection elements. Once all these data were obtained, the information was processed to carry out the design calculations, based on the Manual of Bridges of the Ministry of Transport and Communications, as well as the National Building Regulations. Finally, the plans were drawn up, taking as data the results of the structural design and studies carried out.

I conclude by mentioning that the construction of this bridge over the May River will be an alternative solution to the transportation problems they cross, allowing the integration of the residents of the town of San Francisco and surrounding towns.

Keywords: Structural Design, Vehicular Suspension Bridge and Walkability

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

En San Martín, muchas localidades están aisladas de las principales ciudades y los centros de consumo, debido a la carencia de un adecuado sistema de articulación vial, el cual les permita tener acceso a los diferentes centros de expendio para el sustento diario e impulsar el comercio, producción agropecuaria y la agricultura en nuestra región.

Es así, que en los últimos años se vienen construyendo en diferentes localidades puentes colgantes vehiculares, que por su ubicación geográfica y potencial económico se hace necesaria y sustentable su construcción. Permitiendo no solamente el tránsito Vehicular sino también el traslado de sus productos hacia las ciudades de mayor dinámica comercial, siendo los pobladores los principales beneficiados y así también la sociedad en su conjunto mediante el abastecimiento oportuno y en condiciones seguras.

Es de indicar que, hace aproximadamente 4 años, los pobladores de la localidad de San Francisco y alrededores vienen haciendo uso de un medio de transporte: Bote Motor. Desde el año 1998 hasta 2010 (12 años), se transportaban mediante una balsa cautiva, cumpliendo éste su ciclo de vida útil y quedando totalmente obsoleto. Debido a las condiciones de transporte, se origina un considerable peligro, a la integridad física de los transeúntes, lo que limita el normal tránsito de los pobladores, quienes se ven afectados de manera directa al no poder transportar sus productos desde sus chacras hacia sus hogares, así como a los centros de expendio, siendo éstos el sustento diario en alimentación y economía, ya que un porcentaje son vendidos en los principales mercados de las ciudades de Lamas y Tarapoto.

Asimismo, se establece que para cada inconveniente encontrado en el trazado de una vía y dependiendo de sus características, se requerirá construir estructuras con ciertas y determinadas peculiaridades, a las cuales se les denomina usualmente: obra de fábrica o simplemente **PUENTES**. Pero un puente es mucho más que un elemento de unión, tiene además la función de resistir las cargas que recaen sobre él, de soportar las embestidas de las aguas de los ríos, permaneciendo firme a pesar de la socavación que se producen en sus bases, debe retar al viento que se genera en las grandes quebradas, las heladas y el peso de la nieve en las grandes alturas, los deslizamiento de la tierra en

los sismos y finalmente el desgaste que se produce sobre sí mismo, con el pasar del tiempo.

1.2. Trabajos Previos

Para la ejecución del estudio se ha citado antecedentes de investigación. Este requisito lo encontramos revisando fuentes bibliográficas, que hayan trabajado con Puentes Colgantes; siendo así tenemos:

REÁTEGUI, César (2013): *Análisis y Diseño de puente Colgante Peatonal Churuyacu sobre el río Mayo – Distrito de Lamas, Provincia de Lamas, Región San Martín*”- Morales - Universidad Nacional de San Martín. Llegó a la conclusión que el presente diseño formula una opción de solución, respecto al problema de transporte que afrontan el pueblo de Churuyacu y ciudades aledañas, la misma que consiste en la proyección de puente en el río Mayo. Realizar el Diseño y Análisis Estructural, y aportar al desarrollo del Proyecto para su posterior construcción. Tomando en cuenta lo propuesto obtuvimos la comprobación, de acuerdo al análisis y diseño estructural del puente, respaldado conforme a las normas, permitiéndonos tener una resistente estructura, ante las cargas y causas externas que actúan; unidos a parámetros de seguridad, funcionalidad y economía.

SAAVEDRA, Rosa (2000): *Diseño puente colgante vehicular Nangao*. Universidad Nacional de San Martín, Edición 2000, Tarapoto – Perú. Concluyó que es importante mencionar que, existe una notable tendencia en cuanto a la construcción de Puentes Colgantes de madera para uso vehicular liviano se refiere, citándose los siguientes: en las localidades de La Libertad (1998, L = 22 m), Pacayzapa (1996, L = 20m), Zapatero (1999, L = 30m), San Martín de Alao (1996, L=50m), Cuñumbuqui (L = 22m), estructuras que hasta la actualidad no registran ningún problema técnico que pueda influir en su comportamiento y servicio para lo cual fueron diseñados. Asimismo, se hace necesario el mantenimiento periódico de cada una de las partes de la estructura, siendo esta actividad de bajo costo y que a su vez prolongará su vida útil. Con estas características se demuestran que esta tipología de Puentes es segura, livianas, de fácil proceso constructivo, y lo más importante económicas.

AMPUERO, Matías (2012): *Consideración Estructural en el Análisis y Diseño de Puentes Colgantes*; Lima- Perú 2012. Llegó a la conclusión de que el propósito de esta investigación es mostrar las propiedades significativas y el proceso de diseño que deben

incluir los puentes, específicamente las de intermedia luz, ya que nuestras condiciones naturales no impiden construir puentes colgantes de grandes luces. Dicho propósito se completa con la descripción del análisis y diseño de los componentes más fundamentales de un puente de 140 m de longitud.

ORTEGA, Andrés (2012): *Influencia de Diferentes Índices de Rigidez en el comportamiento estructural de puentes colgantes*”-Maracaibo, Venezuela 2012. La presente investigación prueba la influencia de diferentes índices de rigidez en el comportamiento estructural de puente colgante. La investigación es de tipo no experimental descriptivo, caracterizando un grupo de variables con el fin de establecer el comportamiento estructural del puente colgante basándose en la búsqueda, recuperación, investigación y explicación del resultado obtenido. El desarrollo planteado se automatizó en el software de Excel para calcular las deformaciones de diferentes elementos de la estructura que al haber sido comparadas en diferentes modelos de viga de rigidez llegar a la conclusión de cuál es el índice de rigidez más adecuado para el diseño de estos puentes.

TAPIA, Abril (2009): *Diseño Estructural del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú*. Muestra un aumento en el cambio comercial y turístico entre los países de Ecuador y Perú, producto del tratado de paz. A lo largo de los años 2000-2004. Las Investigaciones, relacionadas al Diseño de Puentes, creció tanto en los elementos teóricos como prácticos, gracias a estudios realizados sobre las características de materiales empleados, en procedimientos más lógicos y específicos que se comporta la estructura, en la investigación de sucesos extremos, especialmente peligrosos para puentes, así como socavación y sismos.

1.3. Teorías Relacionadas al Tema

De la Ingeniería Básica

Estudio Topográfico

Tienen como objetivos:

- Ejecutar labores de campo que favorezcan la elaboración de los planos de topografía.
- Facilitar datos importantes para los trabajos de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y el impacto que pueda causar en el medio ambiente.
- Facilitar la ubicación exacta y las medidas de los elementos que componen la estructura.

- Determinar señales fijas, a fin de realizar, durante la construcción, el replanteo.

Documentación

Comprende los planos topográficos, donde se observa los niveles del terreno (Planta y Sección), registros digitales, fotografías e informes.

En el informe se deberá hacer mención, datos técnicos del instrumento empleado para el trabajo de levantamiento, el procedimiento utilizado para que los datos de campo sean procesados y así obtener los resultados.

Estudios de Hidrología e Hidráulica Objetivo

El objetivo de estos trabajos, son determinar las características hidrológicas de las avenidas máximas y extraordinarias, y los factores hidráulicos, mostrándonos una apreciación real de la conducta hidráulica del río, lo que permitirá precisar los requerimientos exactos, y su ubicación del puente, a partir del grado de seguridad, riesgos permitidos y/o permisibles, para las propiedades de la estructura.

Los trabajos realizados de hidrología e hidráulica para el diseño deben determinar lo siguiente:

- Localización perfecta del cruce.
- Máximo Caudal de diseño hasta la localización del cruce.
- Comportamiento hidráulico en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de defensa importantes.
- Precauciones para la construcción del puente.

Estudios Geológicos y Geotécnicos Geológicos

Objetivos. Establecer las características geológicas, tanto específico como general de las diferentes formas geológicas que se encuentran, identificando su distribución, así como sus características geotécnicas correspondientes.

Alcance

En la planificación de estos estudios, se deberá considerar exploraciones de campo, la cantidad se determinará en base a la magnitud del proyecto.

Geotécnicos

Objetivos: Plantear las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos, para el diseño de cimentaciones.

Alcance

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos en laboratorio, determinando la cantidad en base a la magnitud del proyecto, en términos de su longitud y condiciones del suelo. Los estudios comprenderán el lugar donde se ubicará el puente, estribos, pilares y accesos.

Estudios de Riesgo Sísmico

Objetivos: Los estudios de riesgo sísmico tendrán como propósito la obtención de espectros de diseño, que precisen los elementos horizontales y verticales del sismo a nivel de la cota donde se cimentara.

Requerimiento de los Estudios

El alcance de los estudios de riesgo sísmico dependerá de:

- La zona sísmica donde se localice el puente
- El tipo de puente y su largura
- Características del suelo

Para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en el Título II del Manual de Diseño de Puentes, sin que se requieran estudios especiales de riesgo sísmico para el sitio:

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.
- Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.
- Se requerirán estudios de riesgo sísmico para los puentes que se ubiquen en las zonas 1, 2, 3 o 4, en los siguientes casos:
- Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales, siempre que - en cualquiera de los casos mencionados - se tenga una luz de más de 90m. y/o el suelo corresponda al perfil tipo S4.
- Otros puentes, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces, con una longitud total de la estructura mayor o igual a 150 m.

Estudios de Impacto Ambiental Enfoque

La Edificación de un puente transforma el lugar y en consecuencia las condiciones socio - económicas, culturales y ecológicas del contexto donde se realizan; y es allí cuando aparece la prioridad de un examen, bajo una perspectiva ambiental.

Muchas veces este cambio es positivo para los objetivos sociales y económicos que se pretenden alcanzar, pero en muchas ocasiones la falta de una planificación, para su ubicación, etapa de construcción y de operación puede llevar a severos desarreglos debido a la perturbación del medio.

Puentes. En razón del propósito de estas estructuras y las diversas formas arquitectónicas adoptadas se pueden definir como “obras de arte destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros que redunden en la calidad de vida de los pueblos.” (CHUQUIMIA y MERUVIA, p. 204)

Diseño de puentes: El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río u obstáculo cualquiera. Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura, o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura (apoyos o soportes),

formada por las pilas, que soportan directamente los tramos citados, los estribos o pilas situadas en los extremos del puente, que conectan con el terraplén, y los cimientos, o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Cada tramo de la superestructura consta de un tablero o piso, una o varias armaduras de apoyo y de las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos. Las armaduras trabajarán a flexión (vigas), a tracción (cables), a flexión y compresión (arcos y armaduras), etc. La cimentación bajo agua es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación. Las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, etc. Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y formas diversas. (CHUQUIMIA y MERUVIA, 2004)

Mejorando la transitabilidad: Durante los últimos años se vienen construyendo en diferentes localidades puentes colgantes vehiculares, que por su ubicación geográfica y potencial económico se hace necesaria y sustentable su construcción. Permitiendo no solamente el tránsito Vehicular sino también el traslado de sus productos hacia las ciudades de mayor dinámica comercial, siendo los pobladores los principales beneficiados y así también la sociedad en su conjunto mediante el abastecimiento oportuno y en condiciones seguras. (REÁTEGUI, 2013)

En la teoría relacionada de este informe se aborda los fundamentos de las dos variables identificadas dentro de las mismas esta la Variable 1: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, que consta de:

La Superestructura: Constituida por el sobre entablado y la armadura principal.

La Subestructura: Constituida por los estribos y los pilares.

La Cimentación: Constituida por las zapatas, los pilotes y cajones

Elementos de Conexión: Constituidos por las juntas y los aparatos de apoyo.

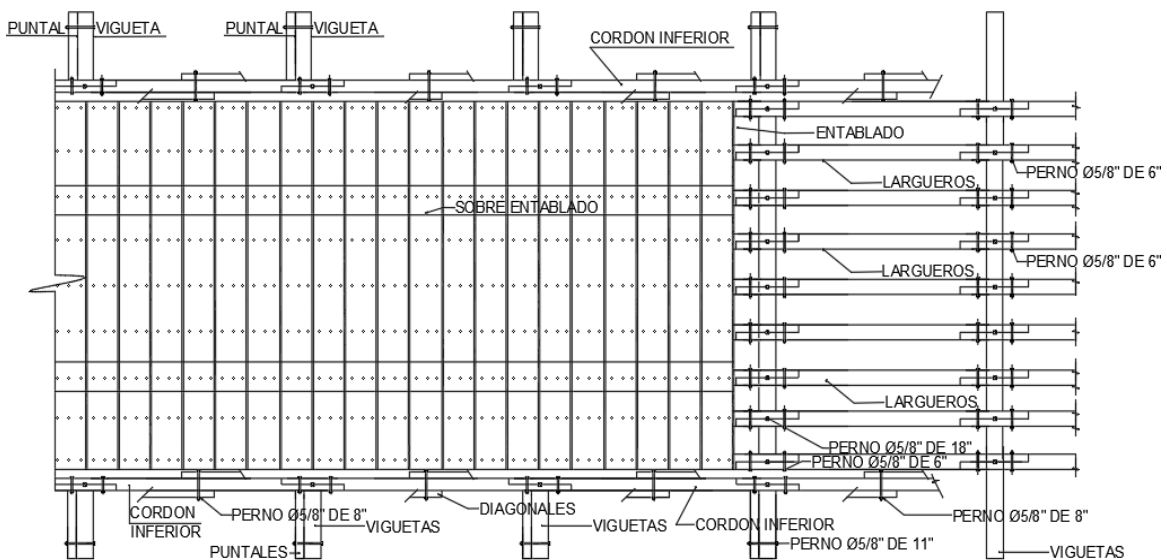
De La Ingeniería Básica

También, sobre el entablado del puente se colocan las veredas, barandas, etc., que en su totalidad, conforman la carga muerta sobre la armadura del puente.

Superestructura, es la estructura conformada por el sobre entablado (tablero) y la armadura de refuerzo (armadura principal).

El sobre entablado (tablero): Formado por las partes estructurales que soportan, el peso de los carros y/o peatones, y así trasladar sus efectos a la armadura principal.

Muchos casos, utilizan una losa de concreto, como principal elemento portante del sobre entablado en los puentes. En los de pequeña envergadura está constituida por un entablado que descansa sobre los largueros y vigas.



TABLERO

Figura 1. Parte del tablero con otros elementos estructural de madera (Vista en planta).

Tablero de madera: Hernández Ibáñez señala que, para resultados de diseño, la madera es considerada como un material uniforme e igual en todas sus direcciones. En consecuencia, el comportamiento del material, son detallados por el sentido paralelo a la fibra y perpendicular a la fibra. (HERNÁNDEZ. 1993)

Las variedades de madera apropiadas para el diseño, usan la Norma E081 ININVI, fueron distribuidas en tres grupos conforme a sus propiedades estructurales A, B y C.

El diseño de los componentes de la madera de acuerdo a esta norma deberá realizarse para cargas de servicio, empleando el procedimiento de esfuerzos admisibles.

Los esfuerzos admisibles que se tienen que usar en el diseño de componentes de la madera, en cada grupo estructural, son las que se establecen en la norma E.010.

5.2.3. Esfuerzos Admisibles **

Grupo	Esfuerzos Admisibles MPa (kg/cm ²)				
	Flexión f_m	Tracción Paralela f_t	Compresión Paralela $f_{c//}$	Compresión Perpendicular $f_{c\perp}$	Corte Paralelo f_v
A	20,6 (210)	14,2 (145)	14,2 (145)	3,9 (40)	1,5 (15)
B	14,7 (150)	10,3 (105)	10,8 (110)	2,7 (28)	1,2 (12)
C	9,8 (100)	7,3 (75)	7,8 (80)	1,5 (15)	0,8 (8)

Nota: Para los esfuerzos admisibles en compresión deberán considerarse adicionalmente los efectos de pandeo

(**) Estos valores son para madera húmeda, y pueden ser usados para madera seca.

Figura 2. *Esfuerzos Admisibles*

Fuente: Reglamento Nacional de Edificación Nacional

Miembros de madera sometida a cargas transversales. La acción crítica en miembros sometidos a cargas transversales, como las vigas, viguetas, largueros, entablado, etc., suele ser la flexión. Debido a la estructura y propiedades particulares de la madera, los miembros de este material se fabrican de manera que las fibras queden orientadas perpendicularmente a las fuerzas transversales que deben soportarse, es decir, las fibras deben quedar paralelas al eje longitudinal de los miembros. (ROBLES y ECHENIQUE, 1991)

La estructura principal: Es la que sostiene al sobre entablado y ayuda, al vano entre soportes, trasladando la carga a la subestructura.

Con el propósito de emplear favorablemente las normas del diseño estructural, es primordial determinar, qué sector del puente corresponde, a un establecido componente estructural, según veremos, dependiendo del modelo de puente.

En un puente viga-losa, por ejemplo, el sobre entablado (tablero) lo constituye la losa, y la estructura principal, el conjunto de vigas longitudinales y transversales (diafragmas). En puentes en arco, el diafragma, vigas y losa de la zona superior de esta estructura, forman el tablero, y los círculos del arco constituyen la armadura principal. En puentes reticulados, el tablero está constituido por las vigas y losa, que se localizan bajo la losa, entretanto que la armadura principal lo componen dos retículas longitudinales. En puentes colgantes el sobre entablado (tablero), está formado por componentes de la viga de rigidez y la losa (retícula longitudinal), y los cables forman la armadura principal que traslada la carga a las torres y anclajes. (HERNÁNDEZ, 1993)

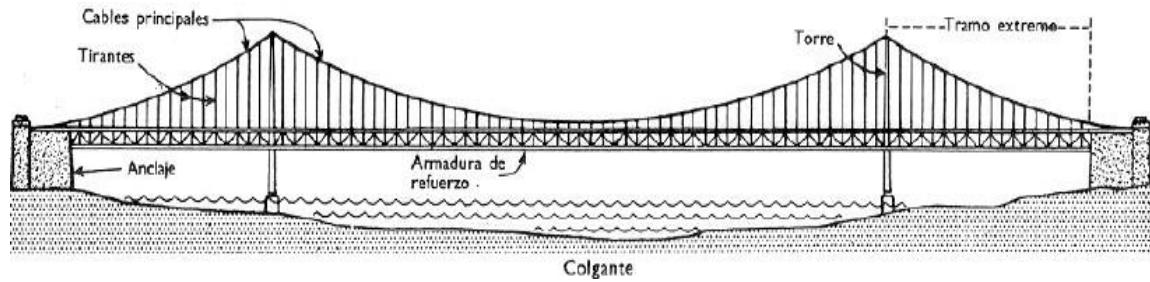


Figura 3. Vista del puente con los cables principales, Tirantes, Torre, Armadura de Refuerzo, Anclaje.

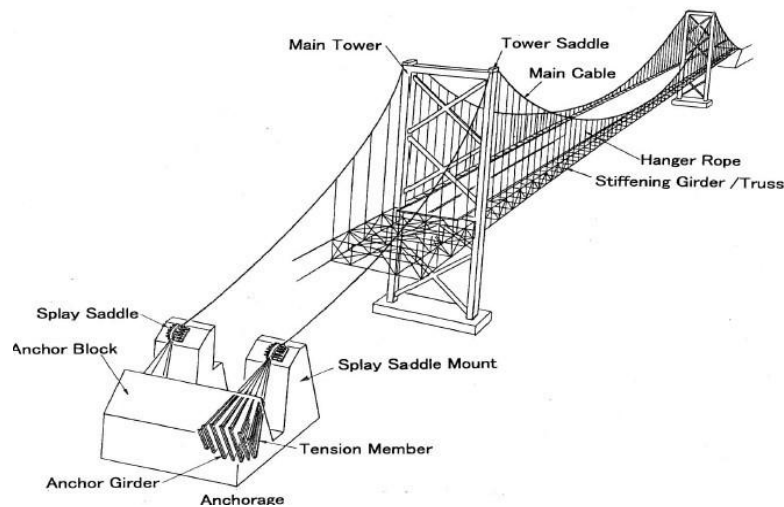


Figura 4. Vista del puente con los cables principales, Tirantes, Torre, Armadura de Refuerzo, Anclaje.

Fuente: Diseño de puentes – Francisco Arellano- ACI – Perú.

Cables. Conformado por una cuerda (alma) de cáñamo, en torno al cual se han entretreído seis u ocho torones. Cada torón está constituido por una serie de cables (alambres) trenzados. El diámetro del cable, el número de torones, alambres, etc. varía según el objeto del cable, y los diámetros más usados varían entre 1 3/4” a 2”.

El cable para puentes colgantes de luces medianas es análogo al anterior con la diferencia que el alma es de acero en lugar de cáñamo, siendo por esto menos flexible.

Los diámetros más usados varían entre 1 3/4” a 2”. Pueden ser trenzados los cables, hacia la derecha e izquierda, siendo largo o corto las trenzas, cuanto más se acorta se consigue más rigidez.

Los cables en general, en los ramales se enroscan en sentido opuesto a la que tiene el cable y solo el cable en especial sigue el mismo sentido, la parte más firme se consigue utilizando 6 unidades de torón. Para los cables de acero la constante elástica es de 1680000 kg/cm^2 . Se sugiere tener mucha atención para desarrollar y manejar los cables, impidiendo que se formen nudos cortos que dañen determinada sección, disminuyendo su resistencia. El espesor mínimo para doblar de un cable no será 30 veces el diámetro de 6 unidades de torón de 19 cables y/o alambres, excepto en el caso que se trate de un doblar estable y protegido por el guarda cabo.

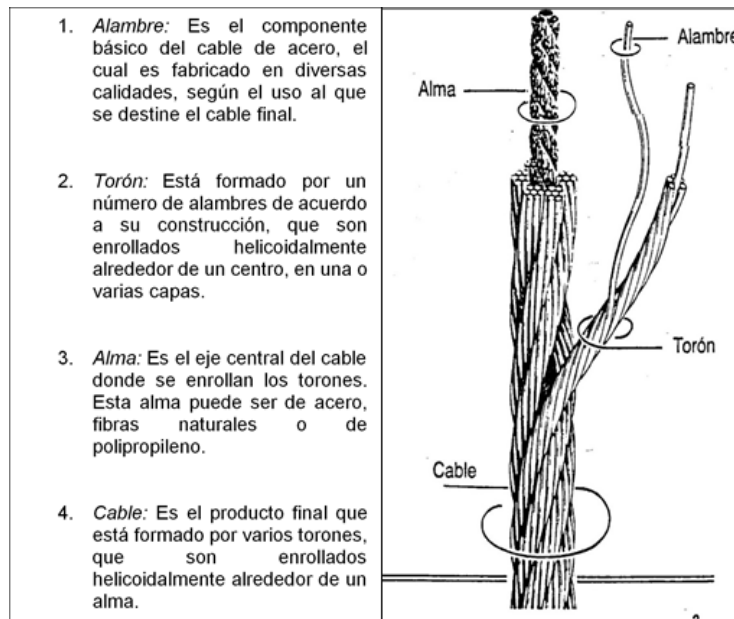


Figura 5. Cables

Cantidad de cables. Se utilizará la menor cantidad posible, determinadas ocasiones se coloque 8 cables por lado que se puede reducir sí, se emplean diámetros superiores, no pudiendo siempre hacerlo, si no tenemos pernos de anclaje de adecuado diámetro. Es preferible no usar un solo cable por lado para poder ejecutar sin inconveniente cualquier reparación. (QUIROGA, 1998)

Péndolas. Su propósito es transferir las cargas que se producen en el sobre entablado, en dirección al cable principal, en puentes cortos (peatonales), emplean las varillas de acero redondeado a modo de péndolas, y en los de luces amplias se emplean cables que soportan grandes esfuerzos. (QUIROGA, 1998)

De cada uno, es variable su largo, repartido en tres partes (Ver Fig. 6), primero es y' adecuado a la parábola principal de flecha f; es cambiante y se calcula con la fórmula:

$$\dots\dots\dots (c) Y' = 4f \frac{x^2}{l^2}$$

Segundo "S" constante para todos, es el espacio que existe entre la parábola principal y el límite superior del sobre entablado que se hace lo más corto favorable.

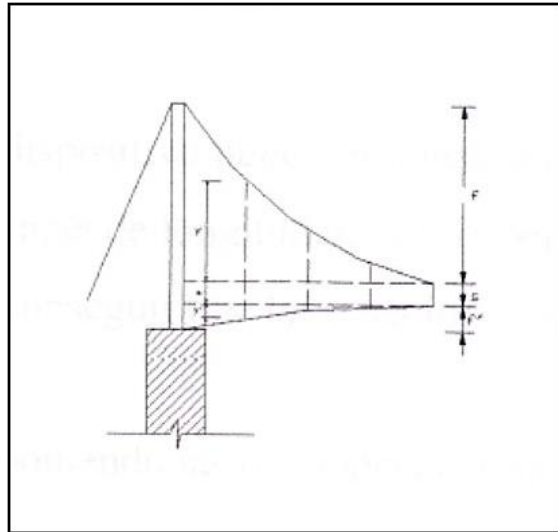


Figura 6. Péndolas

Según *Pastor*, el tercero "y" pertenece a la contra lecha, parábola de la vía para eludir su horizontalidad cuando trabaja la sobrecarga y también para mejorar la apariencia de la obra, recomendándoles emplear una contra flecha firme y superior que la indispensable dependiendo del cálculo. Las ordenadas de esta parábola se definen por la fórmula:

$$Y = 4f' \frac{x^2}{l^2} \dots\dots\dots (d)$$

En la parte de arriba se amarran los cables en distintas formas; se debe procurar que la péndola no se deslice desviándose; en la parte de abajo se amarra a la vigaeta. (PASTOR, 1990)

Separación entre péndolas: Así mismo *Quiroga* señala que, siempre es constante y está dirigida por las medidas de los largueros y vigaetas que se emplean. (QUIROGA, 1998)

De dilatación. Formados por un conjunto de cilindros que se deslizan entre dos láminas de acero, debajo amarrada a las torres y encima de la zona curva de la otra, se apoyan los cables. Este mecanismo tiene por objetivo eliminar el elemento horizontal que se origina por desigualdad de largura del cable por temperatura. Logrando que la resistencia sea vertical.

Componiendo las dos fuerzas verticales resulta:

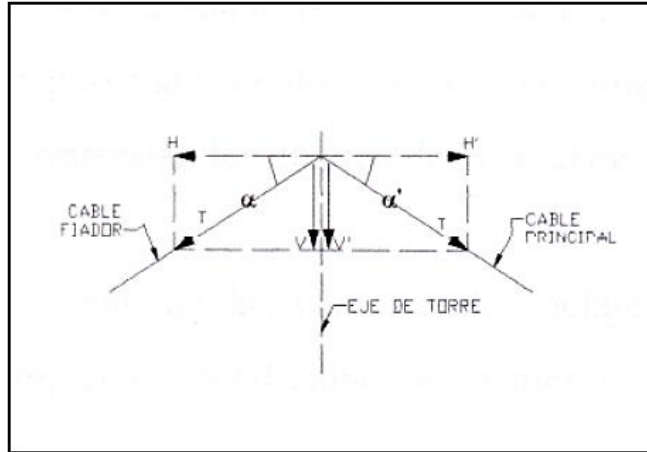


Figura 7. Dilatación

$$P = H \tan (\alpha + \alpha') \dots\dots\dots (e)$$

El diámetro de los rodillos de acero moldeado se determina por la fórmula alemana:

$$\sqrt{\frac{P}{rE}} \dots\dots\dots (f) f = 0.42 \quad /$$

Dónde:

f= Esfuerzo admisible sobre el rodillo en ton/cm²; se puede aceptar 7.50 ton/cm². E= módulo de elasticidad.

l= longitud del rodillo.

N= Número de rodillos.

p= P/an, presión unitaria en cada rodillo en ton/cm². r= Radio del rodillo.

(QUIROGA, 1998)

Cáncamo de acero fundido: Quiroga señala que, consiste en una masa de acero de dimensiones apropiadas que lleva una perforación central tronco – cónica cuyo diámetro menor, corresponde al del cable y dos o más perforaciones que permiten colocar pernos o barras de anclaje.

Según las recomendaciones de la fábrica Roebling, se procederá en la siguiente forma:

Se destrenza el cable asegurándolo previamente con 3 amarres de alambre, se limpia cada alambre con kerosene y se seca completamente, se remoja durante 5 minutos en una mezcla al 50% de agua y ácido muriático, se vuelve a secar y a remojar en la solución anterior, pero al 75% de agua, se endereza los alambres, se colocan paralelos, se amarran en sus extremos para que pueda pasar por el encastre y se destrenza colocándose verticalmente, asegurándose el encastre en un tornillo mecánico, se rodea la

parte inferior con una masa de arcilla refractaria para evitar que el zinc vaciado en la sección tronco-cónica se escape dejándose enfriar lentamente.

La temperatura del zinc fundido no debe pasar de 400°C. Por ningún motivo debe usarse metal de antifricción.

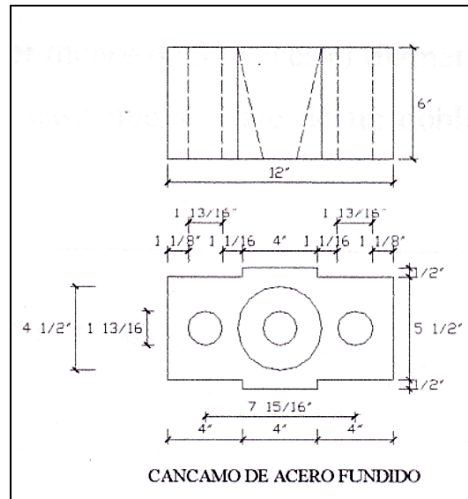


Figura 8. Cáncamo de Acero Fundido

Fuente: Quiroga, 1998

La subestructura, conformado por los componentes estructurales que aguantan la superestructura, transmitiendo cargas a la cimentación. Obedeciendo a su posición se llaman estribos o pilares.

. Estribos: soportes finales.

. Pilares: soportes medios.

En puentes colgantes la subestructura principal lo constituyen las Torres y las Cámaras de Anclaje.

Torres. Son estructuras de madera, albañilería simple, reforzada o de acero, según la relevancia de la obra y la disposición para conseguir el material usándose madera solamente para puentes provisionales. Esquemáticamente son dos columnas unidas entre sí por vigas arriostradas, si es de madera, de acero o de concreto armado. (QUIROGA, 1998)

Las torres serán pórticos de concreto armado, que gráficamente son dos columnas unidas entre sí por una viga y otra en la parte inferior de estas, amarrándolos a ambos. (MORALES, 1999)

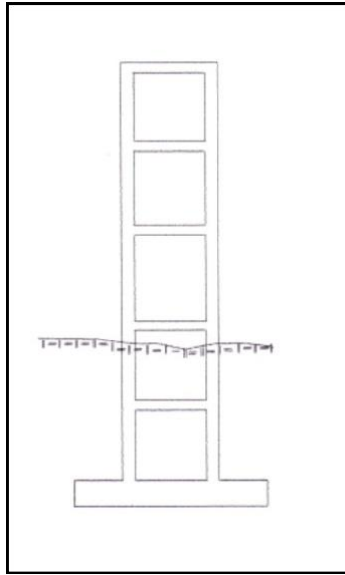


Figura 9. Torres

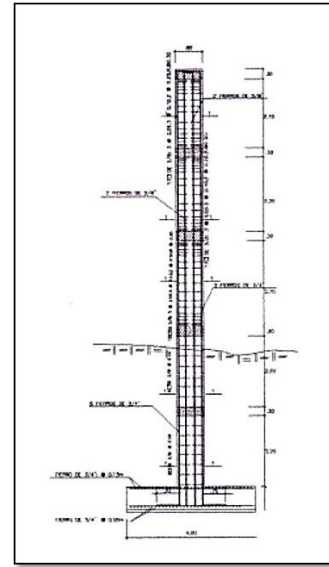


Figura 10. Vigas

Cámaras de anclaje: Son bloques de albañilería sólidos o huecos de concreto armado, rellenos con un apropiado material, con el propósito de resistir la tensión del cable. Son de suma importancia sus dimensiones y pueden construirse por conjunto de cables uno o para los dos conjuntos uno solo; en lo primero es mejor unirlos de alguna manera y es adecuado en puentes muy amplios o en situaciones particulares.

Los cables en sus extremos están fijos a unas estructuras llamadas cámaras de anclaje, que actúan como unos estribos que soportan con fuerza principal el tiro del cable, con una componente horizontal dirigida hacia el centro y una vertical hacia arriba. La estabilidad de las cámaras de anclaje se da generalmente por gravedad, es decir se les da dimensiones y pesos tales, que con estos últimos contrarrestan los efectos de las fuerzas actuantes. (QUIROGA, 1998)

Para *Morales*, el diseño de las cámaras de anclaje, quedará determinada siempre y cuando se cumplen las condiciones siguientes:

Estabilidad de la cámara tanto al:

Volcamiento y/o volteo

Deslizamiento

Equilibrio del sistema de fuerzas actuantes en la cámara, se verificará que la resistencia de las fuerzas deberá ser mayor que el doble de la rigidez horizontal. (MORALES, 1999)

Las Cimentaciones, comunican las cargas de la estructura al suelo por contacto directo, a través de la columna y/o torres, con la finalidad de distribuir las cargas de tal forma que el suelo no sea sobrecargado. Puede ser clasificada en dos grupos:

1. Cimentación directa o superficial. - Mediante zapatas que transmiten directamente la carga al suelo portante. Este tipo de cimentación se utiliza cuando el estrato portante adecuado se encuentra en pequeñas profundidades a la cual es posible llegar mediante excavaciones.
 - Cimentaciones aisladas
 - Cimentaciones corridas para muros
 - Cimentaciones combinadas
 - Cimentaciones conectadas
2. Cimentaciones profundas. - Se emplean cuando el estrato resistente se encuentra a una profundidad a la que no es posible llegar con excavaciones. Las cimentaciones profundas se construyen mediante:
 - Cajones de cimentación
 - Pilotaje
 - Cimentaciones compuestas (Cajones con pilotes)

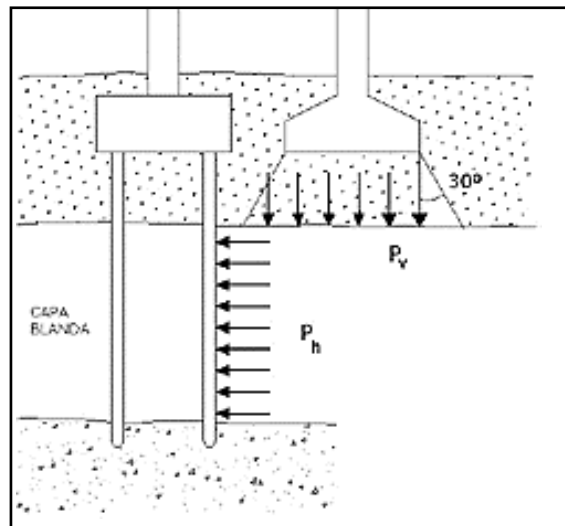


Figura 11. Vista Izq.: Cimentación profunda.
Vista Der.: Cimentación superficial.

Elementos de conexión y accesorios del tablero: Según *Hernández Ibáñez*, encima del sobre entablado del puente se ponen componentes como las veredas y barandas, estos conforman la carga muerta sobre la estructura del puente. En puentes, además de los componentes estructurales indicados antes, existen los de enlace entre la superestructura y la subestructura que son los mecanismos que deben ser diseñados y analizados con mucha atención y cuidado, porque se ha analizado que su comportamiento es muy importante en sucesos como: sismos, huaycos y cambios de temperatura. Son denominados mecanismos o dispositivos de apoyo (Fijo o Móvil).

Normas de diseño: En general, el diseño estructural se realiza de acuerdo a reglamentos, normas, códigos o especificaciones que se adaptan o acondicionan a cada país.

Se debe tener en cuenta que las especificaciones establecen requerimientos mínimos que se deben cumplir dentro del ámbito correspondiente y que se debe complementar a los conocimientos, buen juicio y criterio del proyectista que es a fin de cuentas el único responsable del proyecto.

Desde años anteriores, también se viene utilizando especificaciones americanas, como la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), donde menciona en uno de sus artículos, que el resultado de las fuerzas en los Puentes Colgantes, se analizarán por la Teoría de Deflexiones Grandes para cargas verticales. Las cargas de viento se analizarán teniendo en cuenta la rigidez de tensión de los cables. La rigidez torsional del sobre entablado se puede dejar de lado, para establecer fuerzas a los cables, colgadores y componentes de las vigas de rigidez.

Cargas en un puente: Hernández Ibáñez, considera que el puente y todos sus componentes, tendrán la capacidad de resistir las cargas a los que son sometidas, consecuencia de su uso planteado. Se comportarán en sus condiciones indicadas y no provocarán esfuerzos que superen los admisibles, indicados para cada material de la estructura.

Las acciones, cargas y fuerzas que se deben tener en cuenta en el diseño estructural de puentes son:

Cargas permanentes. - Son las que tienen una aplicación prolongada:

- Permanentes
 - Peso propio... D_1
 - Carga muerta... D_2
 - Empuje de tierras... E

- Permanentes variables
 - Efecto del preesforzado....PS
 - Contracción del Concreto...SH
 - Fluencia del Concreto... CR
 - Asentamiento de apoyos DS
 - Presión Hidráulica..... SF
 - Sub presión..... B

Cargas Transitorias. - Son las cargas que se aplican sobre la estructura en un período de corto tiempo.

- Carga viva (Efecto estático).....L
- Amplificación dinámica.....I
- Fuerzas longitudinales... FL
- Fuerza centrífuga CF
- Fuerza de cabeceo (trenes).....HF
- Fuerzas de viento... W
- Efectos de temperatura..... T

Cargas Excepcionales: Son las cargas que tienen baja probabilidad de acción, pero con importante valor durante la vida útil del puente.

Cargas Temporales: Como su nombre lo indica son cargas que actúan temporalmente sobre la estructura.

- Durante la construcción
- Durante el mantenimiento

Carga viva del diseño: Para este diseño se tomó en cuenta el tipo de vehículo que transita por la localidad de San Francisco del Rio Mayo, que son los modelos: Camioneta Hi Lux (Doble cabina) y Camioneta Stout (Cabina simple), para poder así obtener la carga viva de diseño.

Tabla 1
Análisis sin carga

DESCRIPCIÓN	PESOS		PESO TOTAL (Kg)
	EJE DELANTERO (Kg)	EJE POSTERIOR (Kg)	
CAMIONETA HI LUX (Doble cabina)	975	755	1730
CAMIONETA STOUT (Cabina simple)	910	830	1740

Seguidamente se procedió a sacar las medidas de los vehículos para poder analizar cuando están cargados con su carga útil y obtener el porcentaje que recae en cada eje.

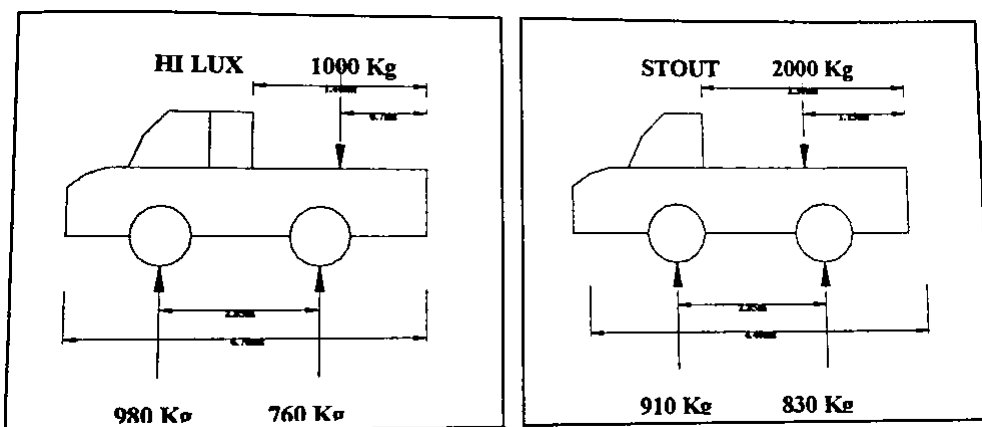


Figura 12. Análisis de Carga

Tabla 2
Análisis con carga

DESCRIPCIÓN	PESO EN EL EJE DELANTERO (Kg)	PESO EN EL EJE POSTERIOR (Kg)	CARGA UTIL (Kg)	PESO TOTAL (Kg)
CAMIONETA HI LUX (Doble cabina)	834.65	1895.35	1000	2730
CAMIONETA STOUT (Cabina simple)	1036.32	2703.68	2000	3740

Las normativas precisan las propiedades del Camión de diseño, el Tándem de diseño, la Sobrecarga distribuida y los efectos dinámicos.

En la Variable 2: MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, observando la falta de un acceso que permita ingresar a la localidad de San Francisco y demás localidades aledañas, que permita la comunicación y así obtener un crecimiento económico; ya que la predominancia de la población en el ámbito Rural, tiene una incidencia en las actividades económicas y se manifiesta en la Agricultura, Ganadería, caza y silvicultura que tiene una representación del 81% como actividad de mayor predominancia, las otras actividades económicas son mínimas, solo el comercio tiene una representatividad un poco mayor del 5%. El detalle de las actividades económicas de la Población del Distrito de Cuñumbuqui se indica en el próximo cuadro.

Tabla 3

Cuadro de principales Actividades Económicas-Distrito de Cuñumbuqui

Actividad económica	Frecuencia	Porcentaje
Agricultura, ganadería, caza y silvicultura	1567	81
Pesca	1	0.1
Industrias manufactureras	22	1.1
Suministro de electricidad, gas y agua	4	0.2
Construcción	20	1
Comercio	98	5.1
Venta, mantenimiento y reparación de vehículos	2	0.1
Hoteles y restaurantes	22	1.1
Transporte, almacén. y comunicaciones	40	2.1
Intermediación financiera	3	0.2
Actividad, inmobiliario, empres. y alquileres	5	0.3
Administración pública y defensa,	18	0.9
Enseñanza	53	2.7
Servicios sociales y de salud	18	0.9
Otras actividades, servicios y comunicaciones sociales y personales	6	0.3
Hogares privados con servicio doméstico	20	1
Actividad económica no especificada	36	1.9

Fuente: Estadística Local

La localidad de San Francisco y poblados aledaños, se dedica a las actividades agrícolas como son: la siembra cosecha del café, frejol, maíz, plátano entre otros productos. Asimismo se dedican a ganadería, produciendo leche que es comercializado en la ciudad de Tarapoto y venta a la empresa GLORIA S.A, el cual tiene una planta de procesamiento en la zona. Una parte de la Población, oferta su trabajo en la empresa anteriormente mencionada.

Beneficios del proyecto

Los beneficios cualitativos que genera el proyecto son:

- Aumento en la seguridad en el transporte vehicular y ahorro de tiempo de los usuarios
- Aumento en el traslado de sus productos hacia las ciudades de mayor dinámica comercial.
- En operación vehicular un ahorro en los precios
- Permitir el cruce vehicular y peatonal, así como la entrada a las localidades aledañas otorgando también seguridad
- Estimular la economía y desarrollo de los pobladores

1.4. Formulación del Problema

En la región San Martín, muchas localidades se encuentran aisladas de las principales ciudades y los centros de consumo, debido a la carencia de un adecuado sistema de articulación vial, el cual les permita tener acceso a los diferentes centros de expendio para el sustento diario e impulsar el comercio, producción agropecuaria y la agricultura en nuestra región.

Es así, que en los últimos años se vienen construyendo en diferentes localidades puentes colgantes vehiculares, que por su ubicación geográfica y potencial económico se hace necesaria y sustentable su construcción. Permitiendo no solamente el tránsito Vehicular sino también el traslado de sus productos hacia las ciudades de mayor dinámica comercial, siendo los pobladores los principales beneficiados y así también la sociedad en su conjunto mediante el abastecimiento oportuno y en condiciones seguras.

1.5. Justificación del Estudio

Justificación teórica

Permite integrar los conocimientos teóricos sobre el tema a tratar “Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la transitabilidad, sobre el Río Mayo, San Francisco – Cuñumbuqui - Lamas – San Martín – 2014”.

Justificación práctica

Servirá para integrar la teoría y el conocimiento encuadrados en la contribución al desarrollo de los pueblos, realizando un proyecto de desarrollo para la localidad de San Francisco, y zonas aledañas.

Justificación metodológica

Sirve como material de consulta para futuras investigaciones; además se utilizará las normas establecidas por la UCV, concernientes a la guía de productos observables.

Justificación social

Desarrollar este trabajo se sustentó en que la interconexión y articulación de los pueblos dinamiza el desarrollo socio-económico, cultural de los mismos, es decir, permite a los productores el acceso a mercados más competitivos, disminuyen los costos de producción y transporte, generando una integración más efectiva y el fortalecimiento de lazos entre las comunidades, y al mismo tiempo promover el turismo hacia los distintos puntos ubicados a lo largo de esta cadena fluvial como es la del Río Mayo. Por eso el proyecto de construcción del puente vehicular en dicho punto es de mucha importancia.

1.6. Hipótesis

Como Hipótesis se propuso: Es posible realizar un Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, para solucionar el tránsito de San Francisco y zonas aledañas. El diseño estructural de un Puente Colgante Vehicular, si solucionara el tránsito en San Francisco y zonas aledañas.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General

- Realizar el Diseño Estructural del Puente Colgante Vehicular, sobre el Río Mayo, Localidad de San Francisco, con fines de aportar al mejoramiento de la transitabilidad y al desarrollo del mismo y de las Localidades aledañas.

1.7.2. Objetivos Específicos

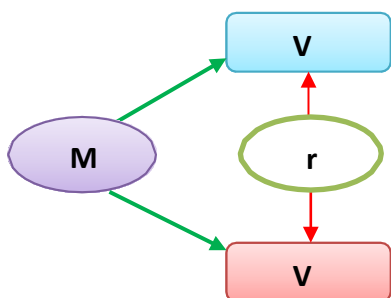
- Elaborar el estudio Topográfico.
- Elaborar el estudio de Mecánica de Suelos y Geotécnicos.
- Elaborar el estudio Hidrológico.
- Efectuar el diseño estructural del puente colgante vehicular
- Elaborar los costos y presupuestos.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de la Investigación

El estudio a realizar en el presente trabajo será descriptivo y explicativo, que nos permitirá obtener los resultados de las variables propuestas.

Descriptivos: Detalla la situación actual del lugar; **Explicativos:** Estudia las causas y efectos del proyecto.



Donde:

- M: Muestra
- V1: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular
- V2: Mejoramiento la Transitabilidad.
- r: Coeficiente de Correlación.

2.2. Identificación y Operacionalización de Variables

Identificación de variables

- Variable 1: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular.
- Variable 2: Mejoramiento la Transitabilidad.

Operacionalización de variables (Ver Anexo 6)

2.3. Población y Muestra

Población: Constituida por las diferentes localidades que serán beneficiadas con este proyecto (Censo extraído de las Postas de Salud); tales como:

Tabla 4*Población*

UNIDAD	LOCALIDADES	CANTIDAD (Habitantes)
1	San Francisco	133
2	Alto Progreso	433
3	Mamonaquihua	750
4	Las Flores de Mamonaquihua	846
5	Unión de Mamonaquihua	267
6	San Fernando	167
7	Nuevo Jaén	85
8	Estero	90
	Población Total	2771

Muestra: Por las características de la investigación a realizar, la magnitud de la muestra será elegida a criterio del investigador, así como la zona donde se ubicará el puente colgante vehicular como muestra de estudio en la localidad de San Francisco.

2.4. Técnica y herramientas de recopilación de información

Tabla 5*Técnicas y herramientas de recojo de información*

TÉCNICA	HERRAMIENTAS	INFORMACIÓN
Encuesta	Cuestionario	Población de las diferentes localidades
Observación	Guía de observación	Lugar de Estudio
Estudio de Suelos	Laboratorio	Muestras tomadas en campo
Estudio Topográfico	Equipos de Medición	Lugar donde se ubicará el puente

Procedimiento de Recolección de Datos

Los datos recolectados tendrán el siguiente proceso:

Datos Obtenidos Para la Topografía

Se realizará la topografía, donde se ubicará el puente colgante vehicular en la localidad de San Francisco, para procesar en gabinete de estudio.

Datos Recolectados Para el Estudio de Mecánica de Suelos

Se realizará la toma de muestras de las calicatas in situ; en laboratorio se determinará las cualidades físicas y mecánicas de los materiales extraídos.

Trabajos en Hojas de Cálculo de Excel

Corresponde al Estudio Hidrológico para obtener el caudal de diseño y el comportamiento hidráulico del río. También para realizar el diseño estructural del puente, siguiendo los pasos de las normas de Diseño.

2.5. Métodos de Análisis de Datos

2.5.1. Para la Topografía

El método usado fue la nivelación directa y/o altimetría, para la obtención de las alturas de todos los puntos en el plano horizontal. Los equipos utilizados para este trabajo fueron: Teodolito Electrónico Topcon DT200, para sacar los datos de los puntos visados, GPS navegador marca Garmin modelo 64s, para tener las coordenadas de los puntos, Mira de aluminio y Wincha de 5m y 30m., para tomar las dimensiones correspondientes.

Posteriormente todos los datos tomados en campo fueron procesados en la computadora con el programa AutoCAD Civil 3D versión 2012, donde se trabajaron los puntos para la obtención de niveles del terreno, así como el plano en planta y secciones.

2.5.2. Para el Estudio de Mecánica de Suelos

El Estudio, se desarrolló en tres etapas:

- La Primera, con la recopilación de datos, y la toma de muestras de las calicatas in situ.
- La Segunda, identificación de campo, que se realizó de todo el lugar, en el cual se construirá la obra proyectada, con la finalidad de contemplar las propiedades geológicas, que pudieran afectar la estabilidad del puente.
- La Tercera, los ensayos de laboratorio, el método que se tomó en cuenta, para

determinar las cualidades físicos y mecánicos de los materiales del terreno de fundación donde se excavo, no solo sacar la muestra para realizar el corte directo en ambos márgenes del río, sino también de recoger de las excavaciones, especímenes de suelos, para su clasificación por medio de los ensayos en el laboratorio.

2.5.3. Para el Estudio Hidrológico e Hidráulico

Con la finalidad de agrupar, los métodos convenientes para saber, las propiedades hidráulicas, hidrológicas, capacidad de erosión y de avenamiento del río se efectuaron los trabajos en los pasos siguientes. (Ver Anexo 3)

PRIMER PASO

Se desarrolló la selección de información e inspecciones de campo oportunos, en este primer paso.

Recolección de Información: Incluyo el análisis, evaluación y búsqueda, de los registros existentes, como investigaciones antiguas, referencias pluviométricas y cartografía del valle comprendido en la investigación.

Visita preliminar de campo: Se realizó una inspección inicial al lugar de estudio.

SEGUNDO PASO

Las investigaciones en campo incluyeron principalmente la evaluación en el lugar, del perfil hidráulico e hidrológico, más importantes, donde se proyectará el puente. Procediendo a realizar una caminata aguas abajo, aguas arriba, del probable eje, realizando las siguientes actividades.

Se evaluó el cauce en el eje proyectado: Se efectuó un examen visual del río Mayo en el sector, con la finalidad de mirar el perfil hidrológico e hidráulico, logrando los valores siguientes.

Río Mayo

- Factor de rugosidad de Manning, $n = 0.050$
- Utilización del suelo y sus propiedades en el valle. Determinando con esto un $CN = 60$
- Selección del espesor nominal de residuos del fondo, bordes del río en el sector proyectado.

TERCER PASO (Trabajo en Gabinete)

Se realizó la documentación, conteniendo detallado de todo el trabajo e información recopilada en campo, especificados en el Anexo 3.

2.5.4. Para el Diseño Estructural del Puente

Para calcular estructuralmente el puente colgante, se trabajó con lo determinado en las normas de diseño; tomando en cuenta el tipo de vehículo que transita por la localidad de San Francisco del Rio Mayo, que son los modelos: Camioneta Hi Lux (Doble cabina) y Camioneta Stout (Cabina simple), para poder así obtener la carga viva de diseño.

2.6. Aspectos Éticos

Los resultados obtenidos estarán expuestos a la autenticidad y realidad de los mismos, teniendo como fundamento principal respetar, de donde se obtenga la información para la elaboración del proyecto; así como la contribución que se pueda hacer a investigaciones en la ingeniería y contar con una técnica confiable y viable de diseño.

III. RESULTADOS

3.1. Resultados de la Topografía

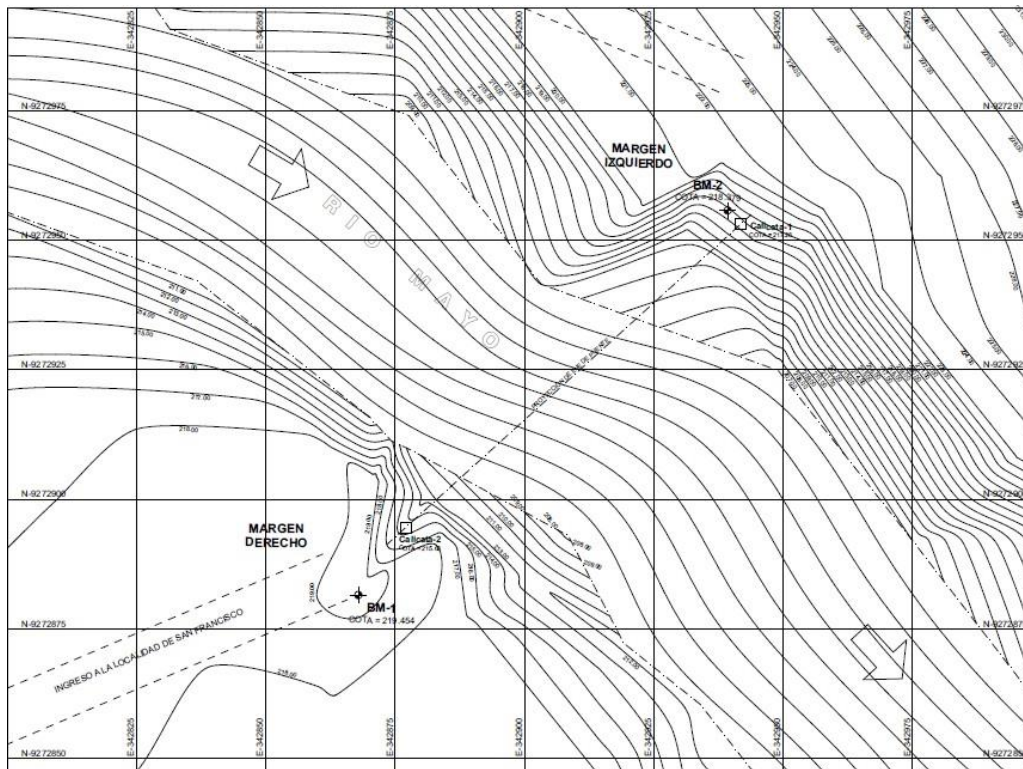
Localización del Área de Estudio

Se localiza en el Distrito de Cuñumbuqui, localidad de San Francisco, sobre el río Mayo.

En las coordenadas y altitudes siguientes:

Margen Derecho, Este 342895.362, Norte 9272880.000 y Altitud 207.817

Margen Izquierdo, Este 342795.589, Norte 9272890.547 y Altitud 207.379



Puntos del Levantamiento

PUNTOS	ESTE	NORTE	ALTITUD	DESCRIPCIÓN
1	342895.362	9272880.000	207.817	BM-1
2	342882.109	9272879.188	204.627	1
3	342895.066	9272878.764	208.319	2
4	342905.113	9272872.872	207.895	3
5	342876.481	9272878.715	203.034	4
6	342874.720	9272878.699	202.158	5
7	342867.265	9272878.019	201.041	6

8	342869.780	9272870.438	201.649	7
9	342871.429	9272869.712	203.992	8
10	342869.495	9272863.184	201.072	9
11	342870.508	9272864.875	203.710	10
12	342869.674	9272860.180	201.048	11
13	342870.500	9272860.372	202.116	12
14	342876.976	9272870.698	206.673	13
15	342878.653	9272868.413	208.656	14
16	342878.432	9272875.387	205.540	15
17	342876.462	9272886.136	205.407	16
18	342881.076	9272886.594	207.179	17
19	342868.963	9272886.719	201.054	18
20	342873.134	9272887.883	201.339	19
21	342875.729	9272907.654	201.148	20
22	342872.149	9272905.485	200.940	21
23	342875.117	9272904.700	201.109	22
24	342872.226	9272926.708	200.822	23
25	342879.065	9272925.418	201.575	24
26	342880.915	9272924.792	203.125	25
27	342801.655	9272888.780	203.120	Est-2
28	342868.979	9272879.734	200.918	Est-1
29	342804.198	9272886.836	201.520	26
30	342802.798	9272887.175	202.879	27
31	342796.113	9272894.165	206.256	Est-3
32	342791.393	9272892.675	202.370	28
33	342796.770	9272897.640	204.976	29
34	342793.254	9272898.106	207.055	30
35	342793.193	9272900.446	206.970	31
36	342791.520	9272907.379	206.641	32
37	342787.442	9272905.742	209.040	33
38	342783.561	9272904.976	211.130	34
39	342790.433	9272892.626	208.818	35
40	342792.560	9272890.826	208.597	36
41	342791.045	9272886.187	208.533	37
42	342794.570	9272884.549	207.851	38
43	342795.589	9272890.547	207.379	BM-2

El informe Topográfico se detalla en el **Anexo 1**, y el plano Topográfico en el

Anexo 12 Lamina T-1.

3.2. Resultados de Mecánica de Suelos y Geotécnicos

Se utilizó la fórmula general “Capacidad de Carga” y “Teoría de la Elasticidad”, para el diseño del esfuerzo y cargas admisibles del terreno, así como el asentamiento de las estructuras (Zapatatas, Cámaras de anclaje).

Cálculo de la Carga de Rotura al Corte y Factor de Seguridad

Ecuación General Capacidad de Carga: $q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + (1/2) \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma$

CALICATA N° 01 (Margen Izquierda).

Capacidad de carga neta admisible: $q_{adm(neta)} = 1.90 \text{ kg/cm}^2$

CALICATA N° 02 (Margen Derecha).

Capacidad de carga neta admisible: $q_{adm(neta)} = 3.80 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo del Asentamiento

Ecuación General del Asentamiento: $S_i = q_s \cdot B \cdot (1 - u^2) \cdot I_w / E_s$

CALICATA N° 01.- $S_i = 0.16 \text{ cm}$

CALICATA N° 02.- $S_i = 0.32 \text{ cm}$

Todo el procedimiento de cálculo y cuadros están detallados en el **Anexo 2**.

Resultado Hidrológico

Análisis Hidrológico

Se obtuvieron datos de la estación “PLU-CUÑUMBUQUE”, y se realizaron los análisis de las precipitaciones máximas, del valle en estudio, obteniendo una gran cantidad de información, de la oficina SENAMHI.

Características Geomorfológicas de la Cuenca

Área total de la cuenca = 9247.53 Km^2 , Perímetro = 644.33 Km , Nivel Máximo = 3415 m , Nivel Mínimo = 230 m , Longitud = 299 m y Ancho = 30.93 m .

Precipitaciones Máximas en 24 horas

ESTACION: PLU " CUÑUMBUQUE"

Latitud : 06° 30'
Longitud : 76° 30'
Altura : 240 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
Provincia : LAMAS
Distrito : CUÑUMBUQUE

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
2000	26.8	47.4	22.9	30.9	13.9	24.3	13.2	35.3	67.4	13.8	24.1	25.6	67.4
2001	13.4	27.1	43.8	42.4	29.0	11.3	99.7	84.4	21.8	33.5	63.2	52.5	99.7
2002	8.7	8.4	16.7	35.3	10.3	24.9	46.0	21.9	25.8	25.8	28.9	16.5	46.0
2003	33.9	17.2	36.5	28.4	13.7	18.0	31.8	17.0	18.9	31.8	37.4	64.4	64.4
2004	9.1	39.6	23.7	19.5	27.4	18.4	19.8	17.4	53.1	26.0	26.9	61.1	61.1
2005	12.0	19.0	32.1	26.0	22.2	17.7	13.0	30.7	30.8	16.2	29.4	12.2	32.1
2006	23.0	32.2	55.3	22.0	26.0	20.0	44.2	14.4	25.1	23.3	81.3	11.5	81.3
2007	16.5	6.9	29.1	19.0	23.6	3.3	23.4	18.4	40.2	24.1	64.0	8.1	64.0
2008	18.5	93.2	33.7	54.4	11.6	28.3	37.2	26.0	30.0	29.9	18.3	25.8	93.2
2009	24.1	33.0	24.9	52.2	15.5	51.3	8.9	32.1	50.3	14.3	10.8	7.6	52.2
2010	35.1	11.1	31.7	50.3	38.7	39.8	16.9	47.0	11.3	14.4	35.2	15.7	50.3
2011	17.2	6.8	41.6	43.7	24.6	38.9	17.6	11.1	28.2	32.4	53.4	29.2	53.4
2012	105.4	23.5	31.3	44.4	36.0	12.8	34.8	15.4	29.0	31.2	20.4	32.3	105.4
2013	55.2	18.3	28.2	19.3	39.4	20.8	33.8	29.9	22.4	12.4	53.1	30.1	55.2
2014	15.2	12.6	40.5	49.4	17.3	16.8	43.6	6.0	17.2	102.4	42.3	45.3	102.4
MAXIMA	105.4	93.2	55.3	54.4	39.4	51.3	99.7	84.4	67.4	102.4	81.3	64.4	105.4
MEDIA	27.6	26.4	32.8	35.8	23.3	23.1	32.3	27.1	31.4	28.8	39.2	29.2	68.5

Modelamiento Hidrológico

Se determinó para diferentes edades de retorno, teniendo en cuenta el tipo de suelo, sus elevaciones y precipitaciones, del valle en estudio.

Los siguientes caudales ordinarios y extraordinarios son:

Tabla 6

Crecida ordinaria

AÑOS	CAUDAL
25	2,019.22 m ³ /seg
50	2,315.84 m ³ /seg

Tabla 7

Crecida extraordinaria

AÑOS	CAUDAL
100	2,599.65 m ³ /seg
200	2,871.82 m ³ /seg
500	3,218.82 m ³ /seg

Parámetros Hidráulicos de la Sección de Estudio

PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE LA SECCIÓN EN ESTUDIO										
PARA LA SECCION PROMEDIO DEL PUENTE										
Periodo de Retorno	Q Total (m3/s)	Cota (msnm)		Tirante, en el eje cauce (m)	E.G. Elev (msnm)	Pendiente (m/m)	Velocidad (m/s)	Area (m2)	Ancho (m)	N°Froude
		Cauce	NAME							
25	2019.22	196.87	201.87	5.00	211.50	0.0081	5.90	73.00	52.64	0.74
50	2315.84	196.87	205.42	8.55	212.45	0.0081	6.13	173.22	54.83	0.75
100	2599.65	196.87	209.60	12.73	213.40	0.0081	6.33	336.77	56.81	0.75
200	2871.82	196.87	213.00	16.13	214.35	0.0081	6.50	551.06	58.58	0.76
500	3218.82	196.87	215.30	18.43	216.25	0.0081	6.70	727.84	60.71	0.76

Sección Estable o Sección de Equilibrio

PROCEDIMIENTO DE LACEY

$$B = 1.8Q^{1/2}$$

Q = Caudal

B = Ancho Estable del Cauce (m)

Periodo de Retorno	Caudal (m³/s)	Ancho Estable
25	2019.22	80.88
50	2315.84	86.62
100	2599.65	91.78
200	2871.82	96.46
500	3218.82	102.12

Periodo de 100 años	92 m. (*)
----------------------------	------------------

(*).-

Se ha determinado optar una longitud estable de 105 m. Para la longitud del puente

Determinación de la Socavación General

Para efectos del cálculo de la socavación general se ha utilizado la fórmula propuesta por L.L. Lischtvan-Levediev, comúnmente conocida y cuya formulación matemática se puede encontrar en el Libro: Mecánica de Suelos Tomo III. Juárez Badillo; con un resumen descriptivo que se presenta a continuación:

$$ds = \left(\frac{\alpha \cdot d_0^{5/3}}{0.60 \cdot w^{1.18} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

$$ds = \left(\frac{\alpha \cdot d_0^{5/3}}{0.68 \cdot dm^{0.28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL EN EL RIO MAYO (METODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV)								
Coef. Rugosidad (n) :		0.050		Diámetro medio (mm) :		14.50		
Pendiente del río (S) :		1.07%		% Caudal de diseño :		100%		
				x :		0.31		
				1/(1+x) :		0.77		
			<u>Suelos no Cohesivos</u>			<u>Suelos Cohesivos</u>		
$a = Q/(t^{5/3} B \mu)$			$ds = ((a t^{5/3}) / (0.68 D^{0.28} \beta))^{1/(x+1)}$			$ds = ((a t^{5/3}) / (0.60 w^{1.18} \beta))^{1/(x+1)}$		
Periodo de Retorno (Años)	Caudal (m³/s)	Ancho Superior (m)	Coefficiente de Contracción (μ)	Ho (m)	a	β	Hs (m)	Socavación General (m)
25	2019.22	52.64	0.97	5.00	2.70	0.95	13.36	8.36
50	2315.84	54.83	0.97	8.55	1.22	0.97	14.12	5.57
100	2599.65	56.81	0.97	12.73	0.68	1.00	14.75	2.02
200	2871.82	58.58	0.97	16.13	0.49	1.02	15.28	-0.85
500	3218.82	60.71	0.97	18.43	0.43	1.05	15.87	-2.56

El **Anexo 3**, muestra los cuadros y el procedimiento de cálculo realizado.

3.3. Resultados del Diseño Estructural

Para el cálculo estructural del puente colgante, se trabajó con lo determinado en las normas de diseño; tomando en cuenta el tipo de vehículo que transita por la localidad de San Francisco del Río Mayo, que son los modelos: Camioneta Hi Lux (Doble cabina) y Camioneta Stout (Cabina simple), para poder así obtener la carga viva de diseño.

Datos de Diseño

$A=$	3.00 m	=	Ancho util maximo del tablero		
$D=$	1.50 m	=	Separacion entre Viguetas de eje a eje		
$d=$	0.40 m	=	Separacion entre Largueros de eje a eje		
$N=$	105.00 m	=	Longitud del Puente		
$f=$	10.50 m	=	Flecha del cable=	10%L'	
$S/c=$	1071.33 Kg/m ²	=	Sobrecarga		
$i=$	75%	=	Factor de Impacto		
$\delta=$	1000 Kg/m ³	=	Densidad de Madera		
$c_f=$	1.05 m	=	Contra flecha del tablero de transito	10 %f	
$s=$	1.10 m	=	Altura de la pendola central		
$P=$	2703.68 Kg	=	Peso en el eje posterior de Camioneta STOUT (Cabina simple)		

Cálculo de la Sobrecarga de Diseño

S/C repartida en todo el puente según la norma=	970	Kg/m
S/C concentrada de una camioneta STOUT (Cabina simple)=	2244	Kg/m
S/C Total =	$3214 \text{ Kg/m} / 3\text{m} = 1071.33 \text{ Kg/m}^2$	

Diseño de la Estructura de Madera

Cualidades Físicas de la Madera

Las cualidades físicas de la madera, están establecidas por el grupo Andino. Para este diseño emplearemos la tabla siguiente (Grupo B).

Tabla 8

Tipos de madera

GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
Estoraque	Huayruro	Catahua amarilla
Palo sangre negro	Manchinga	Copaiba
Pumaquiuro		Diablo fuerte
		Tornillo

Módulo de elasticidad = 75000 Kg/cm²

Esfuerzo admisible = 150 Kg/cm²

Diseño del Entablado

<i>Sobrecarga (W_L) =</i>	1071.33Kg/m ²						
<i>Considerando el entablado de madera de las siguientes características:</i>							
<i>h =</i>	2.5" =	6.35cm	<i>Altura del Tablón</i>				
<i>b =</i>	8" =	20.32cm	<i>Base del Tablón</i>				
<i>Modulo de Seccion:</i>	$S = b^3 h^2 / 6$			<i>Momento de Sobrecarga Puntal:</i>	$MP = (P/2) * (L^4) / 100$		
	∴ S =	136.559 cm ³		MP =	13518.40 Kg-cm		
<i>Modulo de Reaccion:</i>	$R = (2/3) * b * h$			<i>Momento de Sobrecarga:</i>	$M = W * (L^2) / 8$		
	∴ R =	86.021 cm ²		$W = S / c * (1 + i / 100)$			
						$W = 1874.8275$	Kg/m
				$L = d = m * 0.40$			
<i>(Momento maximo central en una viga simplemente apoyada)</i>							
				∴ M =	3749.655		Kg-cm
<i>Momento actuante:</i>	$\sigma = (MP + M) / S < \sigma_m$ (Kg/cm ²)						
	∴ M/S =	126.45 Kg-cm	<	150	Kg/cm ²		OK CUMPLE !!!!!
<i>Esfuerzo cortante:</i>	$v = W * L / 2$			∴ v =	374.97		Kg
<i>(Reaccion en ambos lados de una viga simplemente apoyada)</i>							
<i>Esfuerzo actuante:</i>	$V = v / R < F_v$ (Kg/cm ²)						
	∴ V =	4.36 Kg/cm ²	<	12	Kg/cm ²		OK CUMPLE !!!!!
∴ Usar para el entablado del puente tablas de 8" X 2.5"							
<i>(Total 517 unidades ubicadas transversalmente al puente)</i>							

Diseño de Larguero

<i>Considerando el Larguero de madera de las siguientes características:</i>			
	$h =$	$8'' =$	20.32cm <i>Alto del Larguero</i>
	$b =$	$7'' =$	17.78cm <i>Base del Larguero</i>
Módulo de sección	$S = b \cdot (h^2) / 6$	\therefore	$S = 1223.567\text{ cm}^3$
Módulo de reacción:	$R = (2/3) \cdot b \cdot h$	\therefore	$R = 240.860\text{ cm}^2$

CARGAS ACTUANTES:			
- MOMENTO POR CARGA MUERTA (Mdl) :			
<i>Metrado de Cargas (W = $\sigma \cdot \text{vol}$); por ml:</i>			
Peso del entablado:	$W_{ent} = 8 \cdot (h^2 \cdot D^2)$	=	95.25 Kg/m
Peso de Largueras:	$W_{larg} = 8 \cdot (h^2 \cdot b^2 \cdot 1) \cdot N \cdot (D/A)$	=	180.64 Kg/m
Peso de Viguetas:	$W_{vig} = 8 \cdot (h^3 \cdot b^3 \cdot 1)$	=	96.77 Kg/m
Clavos, pernos y otros		=	15 Kg/m
		$Wdl =$	387.67 Kg/m
- Momento:	$Mdl = (W \cdot L^2) / 8 \cdot 100$	$L = A =$	3.00 mt.
	$Mdl = 43612.74$	Kg-cm	$W = Wdl = 387.67\text{ Kg/m}$
- Cortante:	$Vdl = (W \cdot L) / 2$	$L = A =$	3.00 mt.
	$Vdl = 581.50$	Kg	$W = Wdl = 387.67\text{ Kg/m}$

- MOMENTO POR CARGA VIVA (ML) :			
\therefore Momento Sobrecarga Puntual:			
$MP = P \cdot D / 4$	$L = D =$	1.50 mt.	
		$P =$	2703.7 Kg
$\therefore MP =$	101388 Kg-cm		
\therefore Momento por Sobrecarga:			
$ML = (W \cdot L^2) / 8$	$L = D =$	1.50 mt.	
		$W = Wl =$	1874.8 Kg/m
$\therefore ML =$	52729.5 Kg-cm		
\therefore Cortante por Carga Puntual:			
$VP = P / 2$		$P =$	2703.68 Kg
$\therefore VP =$	1351.84 Kg		
\therefore Cortante por Sobrecarga:			
$U = (W \cdot L) / 2$	$L = D =$	1.50 mt.	

			$W = wL =$	1874.8 Kg/m		
	\therefore	$Vl = 1406.72$	Kg			
- Esfuerzos actuantes totales a flexión :						
		$M = (M/S) = (Md + Mp + ML) / S < Am \text{ (Kg/c m}^2\text{)}$				
	\therefore	$M/S =$	127.60 Kg-cm	<	150	Kg/cm ² OK CUMPLE
- Esfuerzos actuantes totales al corte :						
		$V = (w/R) = (Vd + Vp + VL) / R < Ar \text{ (Kg/c m}^2\text{)}$				
	\therefore	$v/R =$	11.67 Kg-cm	<	12	Kg/cm ² OK CUMPLE
\therefore Usar para largueros del puente cuarterones o vigas 7" X 8"						
	(Total	10	Unidades de	1.50	mts. Ubicadas paralelamente al eje del puente)	
	Se colocaran	700.00	Unidades			

Diseño de Viguetas

Considerando el Larguero de madera de las siguientes características:						
	$h =$	15"	=	38.10cm	Alto de Viguetas	
	$b =$	10"	=	25.40cm	Base de Viguetas	
Módulo de Sección:		$S = b \cdot (h^2) / 6$			\therefore	$S = 6145.149 \text{ cm}^3$
Módulo de Reacción:		$R = (2/3) \cdot b \cdot h$			\therefore	$R = 645.160 \text{ cm}^2$

- Esfuerzos actuantes totales a flexión :						
		$M = (M/S) = (Md + Mb + ML) / S < Am \text{ (Kg/c m}^2\text{)}$				
	\therefore	$M/S =$	101.57 Kg-cm	<	150	Kg/cm ² OK CUMPLE
- Esfuerzos actuantes totales al corte :						
		$V = (w/R) = (Vd + Vb + VL) / R < Ar \text{ (Kg/c m}^2\text{)}$				
	\therefore	$v/R =$	10.77 Kg-cm	<	12	Kg/cm ² OK CUMPLE
\therefore Usar para viguetas del puente cuarterones o vigas 10" X 15"						
	(Total	70	Unidades Ubicadas	transversalmente al puente)		

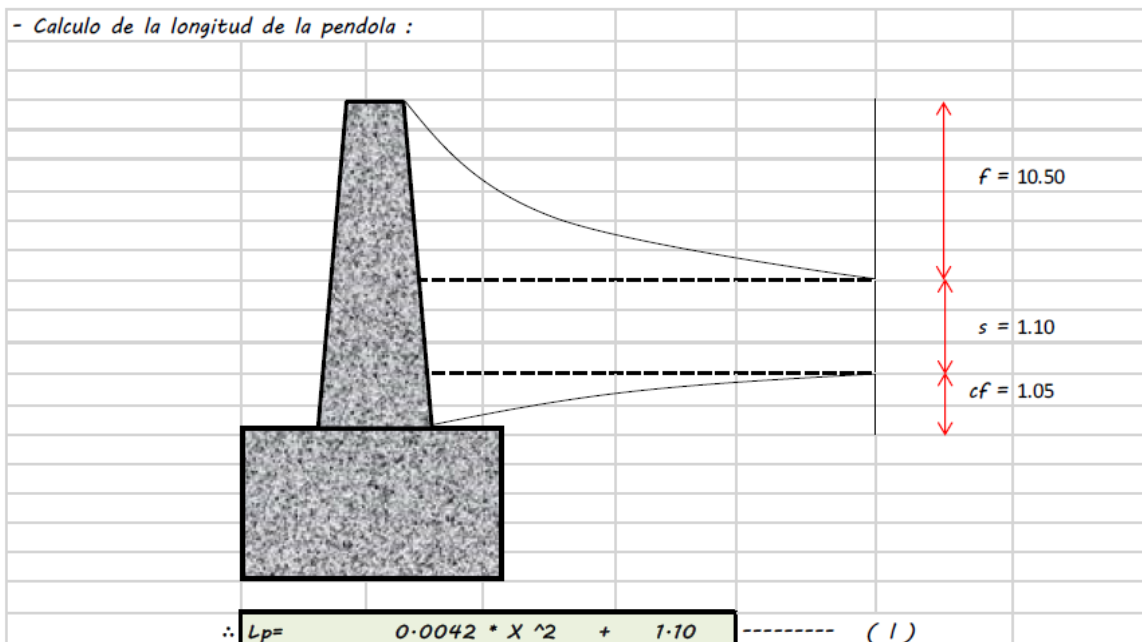
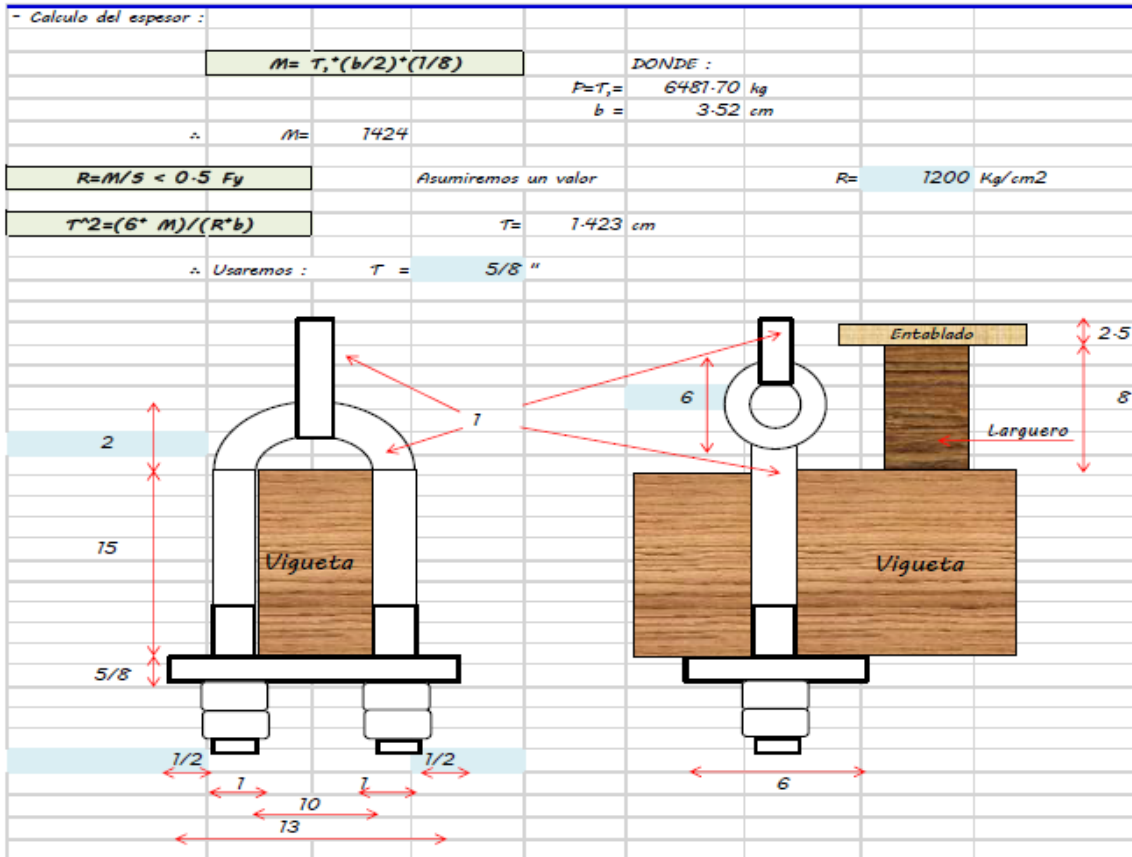
Diseño de Péndolas

- NUMERO DE PENDOLAS :							
		$Np = L/d - 1$					
		$Np =$	Numero de péndolas a calcular				
			$L =$ Longitud del puente entre ejes de torres	=	105	mt	
			$d =$ Distancia entre cada péndola	=	1.50	mt	
	$\therefore Np =$	69	péndolas	(entre extremos del puente)			
Total de péndolas en el puente	138	péndolas de distintas medidas y/o alturas y estarán distanciados c/				1.50	mt
- DIAMETROS DE LA PENDOLA : Se usara varillas de fierro liso que en su extremo llevaran ojos soldados estrictamente							
		P ENDOLAS			$Fy =$	2500	kg/cm ² Acero ASTM A-

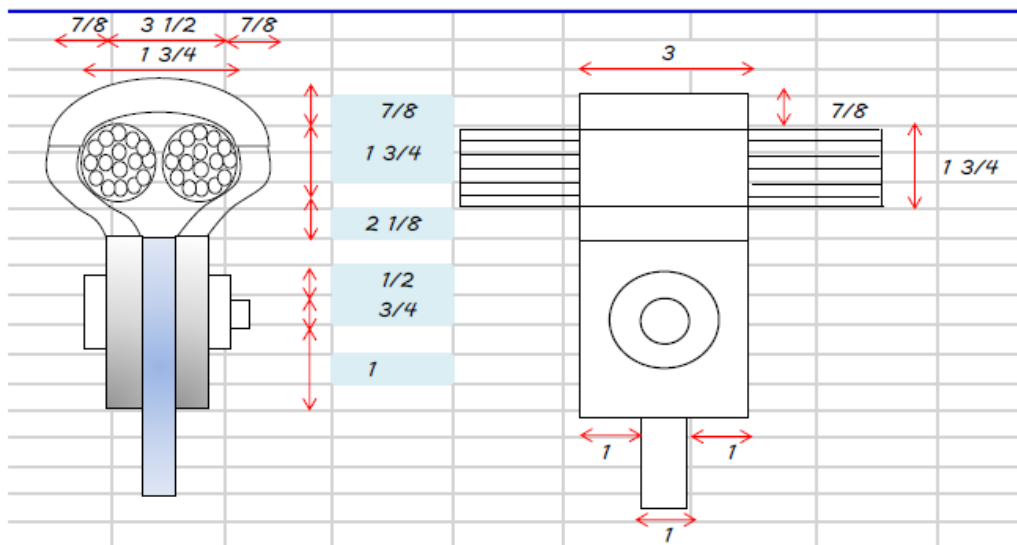
	DIA M.	As (cm ²)	Peso (Kg/ml)	Fadm = 1500 kg/cm ²
$A_{pendola} = P/F_{adm}$	1/2"	1.27	1.02	Datos: $A_{pendola}$ = Área de acero de la péndola por calcular P = Peso total que soportara las péndolas F_{adm} = Esfuerzo admisible
	5/8"	1.98	1.58	
$F_{adm} = 0.6 \cdot f_y$	3/4"	2.85	2.24	
	1"	5.07	3.97	
	1 1/2"	11.4	8.94	
- Calculando el peso total que soportan las péndolas P:				
$P = V_d + V_b + V_l$				$P = 6481.70 \text{ Kg}$
$\therefore A_{pendola} = 4.32 \text{ cm}^2$				
\therefore Se usara péndolas de varilla lisa de Diámetro 1 " cada 1.50 m				

Longitud de las Péndolas

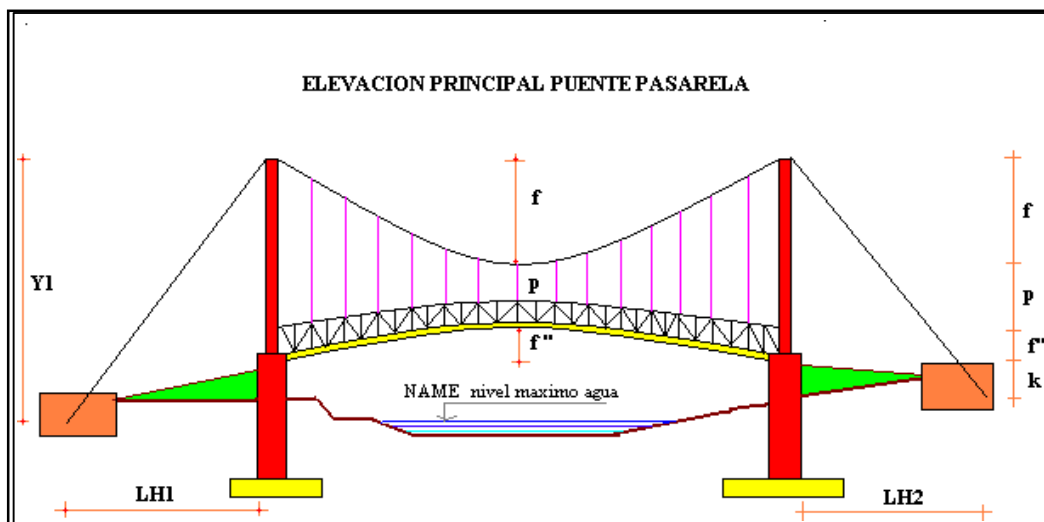
Por existir simetría trabajaremos solo con la mitad del puente.				
Tanto la curvatura del cable como el tablero de tránsito se asemejan a una parábola de 2º grado, cuyas ordenadas vienen dadas por la ecuación de la parábola, cuando el origen de coordenadas está en el centro del puente.				
a) PARA EL CABLE :	$y = 4 \cdot f \cdot X^2 / L$	DONDE :		
		y = Ordenada de la parábola del cable		
b) PARA EL TABLERO :	$y'' = 4 \cdot f' \cdot X^2 / L$	y'' = Ordenada de la parábola del tablero		
		X = Distancia del centro del puente a la parábola		
DEL GRAFICO :				
	$L_p = y' + y'' + s$	$\therefore L_p = (4 \cdot f \cdot X^2 / L) + (4 \cdot f' \cdot X^2 / L) + s$		
	$\therefore L_p = 4X^2 (f + f') / L + s$	DONDE :		
		$f = 10.50 \text{ m}$	Flecha	
		$f' = 1.05 \text{ m}$	Contra flecha	
		$s = 1.10 \text{ m}$	Alto de la Péndola Central	
		$L = 105.00 \text{ m}$	Longitud del puente	
Se sabe que debe existir 70.00 péndolas en cada extremo del puente espaciadas cada 1.50 mt. como existe exactamente una en el centro del puente $s = 1.10$ luego quedan por hallar 69.00 péndolas				
Debido a la simetría calcula solo 35 péndolas				
- Calculo de la Sección de la plancha :				
	$A = T_c / f_c$	DONDE :		
		$P = T_c = 2500.00 \text{ kg}$		
		$f_c = 28 \text{ Kg/cm}^2$		
	Ancho de la Vigueta = a =	25.40 cm		
	$\therefore A = 89.29 \text{ cm}^2$			
	$A = (a) \cdot (b)$	$b = A / a$		
	$\therefore b = 3.52 \text{ cm}$			
	\therefore Usaremos :	PL de 13 " X 6 "		



Nº DE PENDOLA A PARTIR DE CL	DISTANCIA DE X A LA PENDOLA	X ²	ECUACION (I)	Lp	LONGITUD CORREGIDA
1	1-5	2-25	1-109		0-622
2	3	9	1-138		0-650
3	4-5	20-25	1-185		0-697
4	6	36	1-251		0-763
5	7-5	56-25	1-336		0-848
6	9	81	1-439		0-952
7	10-5	110-25	1-562		1-075
8	12	144	1-703		1-216
9	13-5	182-25	1-864		1-376
10	15	225	2-043		1-555
11	16-5	272-25	2-241		1-753
12	18	324	2-458		1-970
13	19-5	380-25	2-693		2-206
14	21	441	2-948		2-461
15	22-5	506-25	3-221		2-734
16	24	576	3-514		3-026
17	25-5	650-25	3-825		3-337
18	27	729	4-155		3-667
19	28-5	812-25	4-504		4-016
20	30	900	4-871		4-384
21	31-5	992-25	5-258		4-771
22	33	1089	5-663		5-176
23	34-5	1190-25	6-088		5-600
24	36	1296	6-531		6-043
25	37-5	1406-25	6-993		6-505
26	39	1521	7-474		6-986
27	40-5	1640-25	7-973		7-486
28	42	1764	8-492		8-005
29	43-5	1892-25	9-029		8-542
30	45	2025	9-586		9-098
31	46-5	2162-25	10-161		9-673
32	48	2304	10-755		10-267
33	49-5	2450-25	11-368		10-880
34	51	2601	11-999		11-512
35	52-5	2756-25	12-650		12-163



Diseño de Cámara de Anclaje



$\mu = 0.35$	=	Coeficiente de rozamiento de suelo
$\phi = 26.00$	=	Angulo de fricción interna del suelo (grava lig. Humedad) - Lado Izquierdo
$\phi = 30.00$	=	Angulo de fricción interna del suelo (grava lig. Humedad) - Lado Derecho
T_t (Derecha) = 3.80	=	Capacidad portante del suelo
T_t (Izquierda) = 1.90	=	Capacidad portante del suelo
γ suelo (Derecha) = 1.98	=	Peso específico del suelo
γ suelo (Izquierda) = 1.54	=	Peso específico del suelo
γ Conc = 2.40	=	Peso específico del Concreto Ciclópeo
$k = 1.00$	=	Altura de aplicación de anclaje
$LH1 = 25.00$	=	Longitud Horizontal izquierdo
$LH2 = 25.00$	=	Longitud Horizontal derecho
$Y1 = 12.65$	=	$Y1 = f + pf + s$

DIMENSIONES DE LAS CAMARAS DE

LADO IZQUIERDO		
A =	7.8 m	= Ancho
B =	9 m	= Largo
C =	6.60 m	= Peralte

LADO DERECHO		
A =	7.5 m	= Ancho
B =	8.5 m	= Largo
C =	6.60 m	= Peralte

	RADIANES	GRADOS	
$\alpha =$	0.38	21.80	= Angulo con el cable Principal
$\alpha 1 =$	0.47	26.84	= Angulo del fiador izquierdo
$\alpha 2 =$	0.47	26.84	= Angulo del fiador derecho
Longitud del fiador izquierdo (L1)=		28.02	$T=539.45$ Tn = Tensión en el cable
Longitud del fiador derecho (L2)=		28.02	

- Por efecto del Puente Sobre la Cámara :

$T = 539.45 =$ Tensión Del Cable (Calculado anteriormente)

LADO IZQUIERDO			
$T_h =$	481.335 =	Tensión Horizontal	$T_h = T \cdot \cos \alpha 1$
$T_v =$	243.556 =	Tensión Vertical	$T_h = T \cdot \sin \alpha 1$

LADO DERECHO			
$T_h =$	481.335 =	Tensión Horizontal	$T_h = T \cdot \cos \alpha 2$
$T_v =$	243.556 =	Tensión Vertical	$T_h = T \cdot \sin \alpha 2$

Cálculo de los momentos que intervienen

- Suma de momentos estables:

$$\Sigma M_{est} = ((\gamma_{Conc} \cdot A \cdot B \cdot C) \cdot A/2) + ((E_p \cdot B) + E_a \cdot 2 \cdot A \cdot \mu) \cdot C/3$$

$\Sigma M_{est} 1 =$	6194.8 Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M_{est} 2 =$	6372.1 Tn - m	LADO DERECHO

- Suma de momentos de volteo :

$$\Sigma M_v = T \cdot \cos \beta \cdot F + ((T \cdot \sin \beta \cdot (A-F)) + (E_a \cdot B)) \cdot C/3$$

$\Sigma M_v 1 =$	2396.8 Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M_v 2 =$	2333.3 Tn - m	LADO DERECHO

- Verificación al volcamiento :

$$FSV = M_{est} / M_v > 2$$

$\therefore FSV 1 =$	2.58 Kg-cm	>	2	OK CUMPLE
$\therefore FSV 2 =$	2.73 Kg-cm	>	2	OK CUMPLE

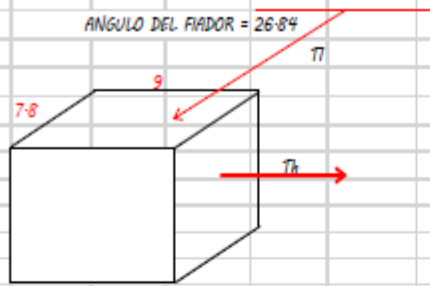
- Verificación al deslizamiento :

$$FSD = W_c / P > 2$$

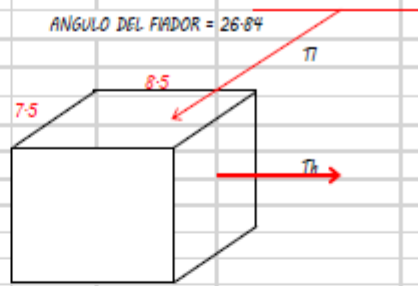
$$W_c = \gamma_{Conc} \cdot A \cdot B \cdot C$$

$\therefore FSD 1 =$	2.47	>	2	OK CUMPLE
$\therefore FSD 2 =$	8.73	>	2	OK CUMPLE

VERIFICACION QUE LAS FUERZAS RESISTENTES ES MAYOR QUE EL DOBLE DE LA TENSION HORIZONTAL



CAMARA IZQUIERDA



CAMARA DERECHA

DONDE:

Vc	*	Volumen de la cámara *	463.32 m3
Pc	*	Peso de la cámara *	1111.97 Ton
Tt	*	Tensión inclinada del cable fiador *	539.45 Ton
Tv	*	Tensión Vertical del cable fiador *	243.56 Ton
qmáx	*	Presión máxima de la cámara *	2.17 Kg/cm2

DONDE:

Vc	*	Volumen de la cámara *	420.75 m3
Pc	*	Peso de la cámara *	1009.80 Ton
Tt	*	Tensión inclinada del cable fiador *	539.45 Ton
Tv	*	Tensión Vertical del cable fiador *	243.56 Ton
qmáx	*	Presión máxima de la cámara *	1.27 Kg/cm2

Verificando las fuerzas Lado Izquierdo

$$\therefore (F1+F2+F3) > 2 \cdot T_h$$

$$\Sigma \text{ de las fuerzas} = 1093.97 \text{ Ton} > 1078.9 \text{ Ton}$$

OK CUMPLE !!!!!

Verificando las fuerzas Lado Derecho

$$\therefore (F1+F2+F3) > 2 \cdot T_h$$

$$\Sigma \text{ de las fuerzas} = 1390.42 \text{ Ton} > 1078.894 \text{ Ton}$$

OK CUMPLE !!!!!

∴ Se usará las dimensiones de 7.8 x 9 x 6.60 cámara izquierda

∴ Se usará las dimensiones de 7.5 x 8.5 x 6.60 cámara derecha

Diseño de las Torres y/o Columnas

PREDIMENSIONAMIENTO

Para el caso específico de la presente estructura adoptaremos el criterio de dimensionamiento para evitar fallas tipo frágil indicados en el ítem 2.5.3. CRITERIO DE CARGA AXIAL

Determinación de la fuerza actuante

P de diseño =

377.70 Ton

(Valor máximo de las Tensiones Verticales en los fiadores)

Tensión máxima =

459.05 Ton

(Calculado anteriormente)

$f_c =$

210 kg/cm²

$F_y =$

4,200.00 kg/cm²

$s_t =$

1.90 kg/cm²

$g_t =$

1,760.00 kg/m³

$g_c =$

2,400.00 kg/m³

capacidad portante del terreno (el menor)

peso específico del terreno (el menor)

peso específico del concreto

$n_{adm} =$

0.25

$h_c =$

100 cm

$h_T =$

12.65 m

Df =

5.00 m

Profundidad de desplante

Asumiendo sección de torres:

b = 70 cm
t = 120 cm

$$n = P / (f_c \cdot b \cdot t) =$$

0.21

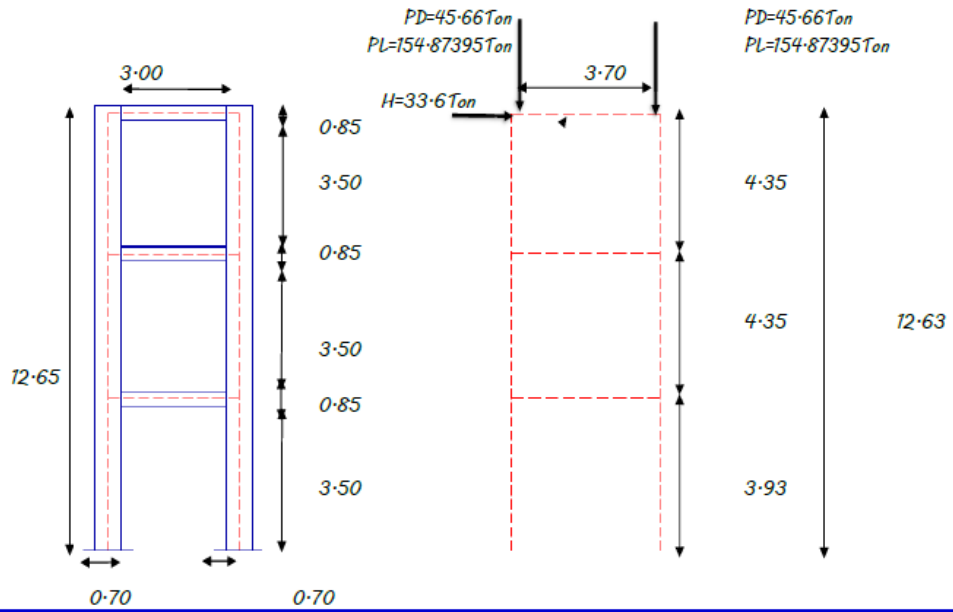
$$0.21 \lll 0.25 \Rightarrow$$

CORRECTO

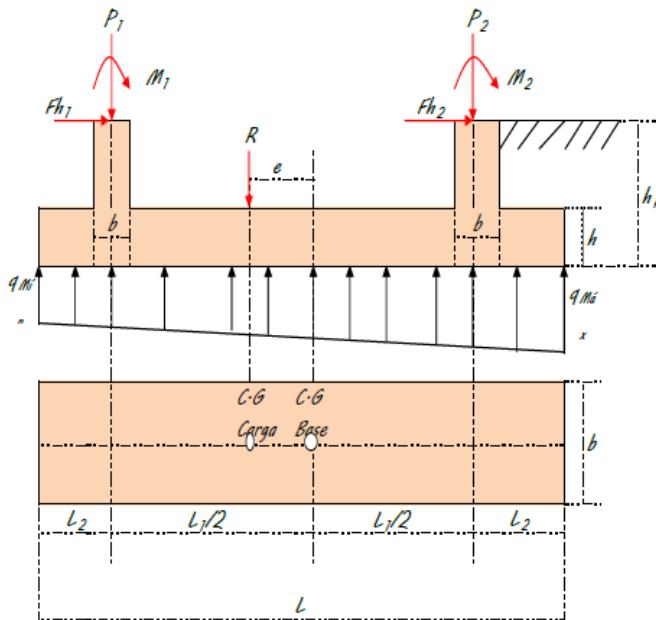
Se puede concluir que la sección asumida está definida por:

b = 70 cm
t = 120 cm

Nº de Columnas: 2
 Nº de Vigas: 4



Diseño de la Zapata Combinada



Dimensionamiento de Zapata:

Datos de Carga Externa:

$P_1 = 378.2 \text{ Tn}$
 $P_2 = 378.2 \text{ Tn}$
 $F_{h1} = 33.60 \text{ Tn}$
 $F_{h2} = 33.60 \text{ Tn}$
 $M_1 = 425.1 \text{ Tn}\cdot\text{m}$
 $M_2 = 425.1 \text{ Tn}\cdot\text{m}$

Datos de la Geometría de la Columna:

$b = 0.70 \text{ m}$ Ancho de la columna
 $t = 1.20 \text{ m}$ Largo de la columna

Datos de la Geometría de la Zapata:

$L_1 = 3.70 \text{ m}$ Distancia entre ejes de las columnas (m)
 $h_f = 5.00 \text{ m}$ Profundidad de la Cimentación (m)
 $L = 10.60 \text{ m}$ Largo de la Zapata (m)
 $B = 8.00 \text{ m}$ Ancho de la Zapata (m)

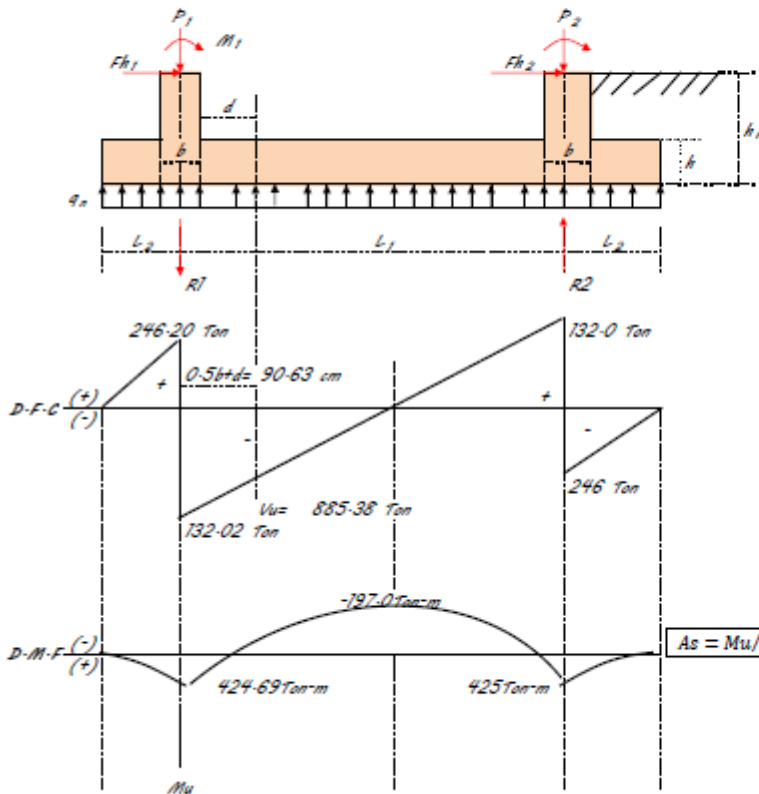
Datos del Estudio de Mecánica de Suelos:

$q_a = 1.90 \text{ Kg/cm}^2$ Capacidad Portante del Suelo (Kg/cm^2)

Resultados de Cálculo:

$R = 756.4 \text{ Tn}$
 $e = 1.568 \text{ m}$ $e < L/6 \dots \text{ok}$
 $L/6 = 1.767 \text{ m}$
 $q_{\text{Máx}} = 1.886 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{\text{Máx}} < q_a \dots \text{ok}$
 $q_{\text{Mín}} = 0.112 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{\text{Mín}} > 0 \dots \text{ok}$

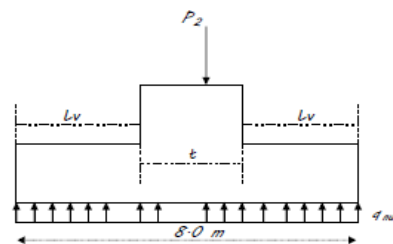
Diseño en la Dirección Longitudinal



Datos de Diseño:	Resultados de
$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$q_u = 77.4 \text{ Ton/m}$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$p = 0$ (Cuantía mínima)
$\phi = 0.9$ Para diseño por flexión	$W = 0.07$ (Cuantía mecánica)
$\phi = 0.85$ Para diseño por cortante	$d = 66.2 \text{ cm}$ (Paralelo efecto)
$M_u = 424.7 \text{ Ton-m}$ Obtenido del D-M-F	$h = 73.7 \text{ cm}$
$V_u = 246.2 \text{ Ton}$ Obtenido del D-F-C	Usar: $h = 100 \text{ cm}$
$r = 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento	$d = 90.3 \text{ cm}$
$L_2 = 3.45 \text{ m}$ Distancia eje col. Al borde ext. De zapata	
Verificación por Cortante	
Datos: $V_u = 885.4 \text{ Ton}$ Es la fuerza cortante calculado a una distancia $(0.5d+h)$ de la cara de la	
Resultados de Cálculo: $V_u/\phi = 1042 \text{ Ton}$ $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot B \cdot d$	
$V_c = 554.7 \text{ Ton}$ Es la fuerza cortante que absorbe el concreto $V_u/\phi > V_c \dots$	
Verificación por Punzonamiento	
Resultados de Cálculo: $b_1 = b+d$ $b_2 = t+d$	
$b_1 = 1.603 \text{ m}$ Usar: $b_1 = 1.70 \text{ m}$ Ancho en la dirección longitudinal	
$b_2 = 2.103 \text{ m}$ Usar: $b_2 = 1.30 \text{ m}$ Largo en la dirección transversal	
$b_o = 7.417 \text{ m}$ Perímetro de Punzonamiento	
$A = 3.37 \text{ m}^2$ Área de Punzonamiento	
$W_{un} = R/A = 8.92 \text{ Ton/m}^2$	
$P_{u2} = 378.2 \text{ Ton}$ Es la carga de la columna en la zona donde la cortante	
$V_u = 348.2 \text{ Ton}$ $V_u = P_{u2} - W_{un} \cdot A$	
$V_u/\phi = 409.6 \text{ Ton}$	
$\beta = b_{mayor}/b_{menor} = 1.31$	
$\text{Coef} = 1.363 > 1.1$ $V_c = 1.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d < 1.1$ $V_c = \text{coef} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_o \cdot d$	
$V_c = 1066.5 \text{ Ton}$ Es la fuerza cortante que absorbe el concreto $V_u/\phi < V_c \dots \text{ok}$	
Diseño por Flexión	
Cálculo del Área de Acero en la Dirección Longitudinal de la Zapata	
$a_1 = 18.06$ primera aproximación	$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot B^2 \cdot d$
$a_1 = 90$ Valor de Iteración $a_2 = a_1$	$= 130$
$A_s = 248.1 \text{ cm}^2$ El Área de refuerzo	El $A_{s\text{mín}}$ es menor que A_s
$a_2 = 7.298 \text{ cm}$	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot B)$
Cuantía de la Sección (p)	$p = A_s / (100 \cdot B \cdot d)$
$p = 0.34\%$	$p_{\text{mín}} = 0.18\%$
Cuantía Mínima ($p_{\text{mín}}$)	$p_{\text{mín}} > p \dots \text{ok}$
$p_{\text{mín}} = 0.18\%$	
Espaciamiento de Acero (A_s) en el Sentido Longitudinal	
USAR 3/4	2.85 $\frac{\text{cm}}{2}$ $n = 88$ 5 @ 0.20 m

Diseño en la Dirección Transversal

Cargas que Actúan en la Dirección Transversal de la Zapata



$L_c = 3.4 \text{ m}$

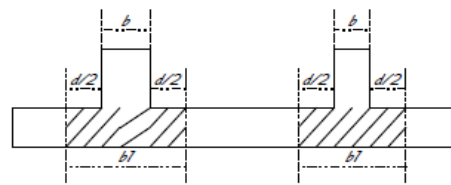
$q_{nu} = \frac{P_{u2}}{B}$

$q_{nu} = 47.28 \text{ Ton/m}$

$M_{u\text{máx}} = q_{nu} \cdot L_v^2 / 2$

$M_{u\text{máx}} = 273.26 \text{ Ton-m}$

Identificación del Ancho de la Zapata "b1" para el Diseño en la Dirección Transversal



Cálculo del Área de Acero en la Dirección Transversal de la Zapata	
$a_1 = 18.1$ primera aproximación	$A_{s\text{mín}} = 17.87 \text{ cm}^2$
$a_1 = 90$ Valor de Iteración $a_2 = a_1$	El $A_{s\text{mín}}$ es menor que A_s
$A_s = 160 \text{ cm}^2$ El Área de refuerzo Necesario Calc.	ok
$a_2 = 34.2 \text{ cm}$	
Cuantía de la Sección (p)	
$p = 1.67\%$	ok
Cuantía Mínima ($p_{\text{mín}}$)	
$p_{\text{mín}} = 0.2\%$	
Espaciamiento de Acero (A_s) en el Sentido Transversal	
USAR 3/4	2.85 $\frac{\text{cm}}{2}$ $n = 57$ 5 @ 0.20 m

El Anexo 4, muestra los resultados del diseño.

3.4. Resultados de los Costos y Presupuestos

Para realizar los costos y presupuestos del presente proyecto, se inició con los metrados de todas las partidas, y así obtener el presupuesto total del proyecto, utilizando el software S10 Presupuestos.

El Presupuesto del proyecto “Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la transitabilidad, sobre el Río Mayo, San Francisco –Cuñumbuqui - Lamas – San Martín – 2014” fue de 1’278,168.48 Soles (Un millón doscientos setentaiocho mil ciento sesentaiocho y 48/100 Soles).

Los resultados se presentan en los **Anexos 7, 8, 9, 10 y 11**.

IV. DISCUSIÓN

Según estudio realizado por Reátegui Pinedo. En su investigación titulada: “Análisis y Diseño de puente Colgante Peatonal Churuyacu sobre el río Mayo – Distrito de Lamas, Provincia de Lamas, Región San Martín”- Morales - Universidad Nacional de San Martín, llega a la siguiente conclusión:

El presente diseño formula una opción de solución, respecto al problema de transporte que afrontan el pueblo de Churuyacu y ciudades aledañas, la misma que consiste en un puente colgante peatonal sobre el río Mayo. Realizar el Análisis y Diseño Estructural del Puente Colgante Peatonal Churuyacu sobre el Río Mayo, con el fin de aportar al desarrollo del Proyecto para su posterior construcción. Tomando en cuenta lo propuesto obtuvimos la comprobación, de acuerdo al análisis y diseño estructural del puente, respaldado conforme a los principios, permitiéndonos obtener una estructura resistente frente a las cargas actuantes, causas externas y simultáneamente bidireccional; unidos a parámetros de seguridad, funcionalidad y economía.

Según estudio realizado por Saavedra Paredes. En su investigación titulada: “DISEÑO PUENTE COLGANTE VEHICULAR NANGAO”- Universidad Nacional de San Martín, Edición 2000, Tarapoto – Perú. Concluye diciendo que Es importante mencionar que, existe una notable tendencia en cuanto a la construcción de Puentes Colgantes de madera para uso vehicular liviano se refiere, citándose los siguientes: en las localidades de La Libertad (1998, L = 22 m), Pacayzapa (1996, L =20m), Zapatero (1999, L = 30m), San Martín de Alao (1996, L=50m), Cuñumbuqui (L=22m), estructuras que hasta la actualidad no registran ningún problema técnico que pueda influir en su comportamiento y servicio para lo cual fueron diseñados. Asimismo, se hace necesario el mantenimiento periódico de cada una de las partes de la estructura, siendo esta actividad de bajo costo y que a su vez prolongará su vida útil. Con estas características se demuestran que esta tipología de Puentes es segura, livianas, de fácil proceso constructivo, y lo más importante económicas”

Según estudio realizado por Ampuero Alata. En su estudio titulado: “Consideraciones Estructurales en el Análisis y Diseño de Puentes Colgantes; Lima- Perú 2012”, define la siguiente conclusión: El objetivo principal de este trabajo es presentar las características importantes y el procedimiento de diseño que deben tener estos puentes, particularmente los de luces intermedias, ya que nuestros obstáculos naturales hacen necesarios puentes colgantes

de grandes luces. Dicho objetivo se complementa con la presentación del análisis y diseño de los elementos más importantes de un puente de 140 m de luz.

Según estudio realizado por Tapia González, abril. En su Informe de Ingeniería “Diseño Estructural del Puente sobre el Canal Internacional Ecuador – Perú”. Muestra un incremento en el intercambio comercial y de turismo entre Ecuador y Perú como consecuencia de la firma del acuerdo de paz. Durante el periodo 2000-2004.

El conocimiento relacionado al Diseño de Puentes ha crecido tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de investigación sobre las propiedades de los materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el estudio de eventos extremos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación. A fin de mantener el pasos con todos estos avances, el AASHTO en base a las investigaciones del Programa Nacional Cooperativo de Investigación en Carreteras (NCHRP), concluyó que las Especificaciones STANDARD contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aún algunos conflictos, además las especificaciones no reflejaban, ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el Diseño por Carga y Resistencia Facturada (LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de la Ingeniería Estructural y en otras partes del mundo tales como Canadá y Europa.

V. CONCLUSIONES

- 5.1.** El levantamiento topográfico nos permitió plantear la correcta ubicación del puente colgante vehicular, considerando la forma y la topografía general del terreno, por medio este trabajo se obtuvo la cota de máximas avenidas del río Mayo +215.30, permitiéndonos conocer, que la altura del río llega a 2.78m, sobre la cota más baja de la carretera +218.075.
- 5.2.** Los Estudios de Suelos y Geotécnicos ayudaron a determinar la capacidad pórtate para el diseño de zapatas de las Torres y Cámaras de Anclaje del puente colgante vehicular, con los resultados siguientes: Margen Izquierda Calicata N° 01 = $q_{adm (neta)} = 1.90 \text{ kg/cm}^2$, Margen Derecha Calicata N° 02 = $q_{adm (neta)} = 3.80 \text{ kg/cm}^2$; también con estos estudios se pudo determinar qué la profundidad de desplante será de 5.00m, donde irían dichas estructuras.
- 5.3.** Se obtuvieron datos de la estación “PLU-CUÑUMBUQUE”, y se realizaron los análisis de las precipitaciones máximas del valle en estudio, obteniendo una gran cantidad de información, de la oficina SENAMHI.
- 5.4.** Por último, se diseñó el puente colgante vehicular, bajo los parámetros de las Normas de Diseño, se tomó en cuenta el tipo de vehículo para este diseño, vehículos que transitan por la localidad de San Francisco del Río Mayo, que son los modelos: Camioneta Hi Lux (Doble cabina) y Camioneta Stout (Cabina simple), obteniendo un puente colgante vehicular de 105m de luz, ancho de vía de 3.00m, con parapetos de madera (para dar seguridad a los que transitaran por el puente), las dimensiones de las vigas principales serán de 10”x12”, los largueros de 7”x8” y el entablado de 2.5”x8”, así mismo se calculó el cable principal, carro de dilatación, las péndolas, abrazaderas, las torres y las cámaras de anclaje, todos estos datos se observan en los planos.

VI. RECOMENDACIONES

- 6.1.** Se recomienda para la elaboración de proyectos de puente colgante vehicular, tomar en cuenta, los criterios de diseño estipulados en las normas de diseño, así como la norma AASHTO LRFD y referencias bibliográficas de varios autores.
- 6.2.** Se recomienda la revisión del diseño del cable principal, incrementando la cantidad, para permitir el ensamblaje, en valles pocos accesibles, usando equipos mecánicos. para el proyecto serán 4 cables de 1 3/4", 2 por banda.
- 6.3.** Se recomienda darle un mantenimiento con preservantes, ya que el tablero, las vigas, largueros y las barandas del puente en su mayoría son de madera; porque la madera es un material y natural, formado principalmente por celulosa y lignina, si es sometida a ciertas condiciones de humedad, temperatura y oxígeno puede ser degradado. La degradación de la madera se debe al ataque de organismos biológicos destructores como son los hongos y los insectos xilófagos que a dichas condiciones ambientales pueden invadir ciertos sectores de la madera y si no son detectados a tiempo, destruyen las células que la componen, perturbando sus propiedades físicas y químicas y reduciendo severamente su resistencia estructural.
- 6.4.** Estos tipos de puentes deben ser una alternativa inmediata a la necesidad de algunas localidades, las cuales carecen de recursos económicos para la elaboración de grandes estructuras de concreto armado, la cual sería de mucho costo, y esto sería fundamental para la gran problemática del transporte de productos hacia diversos puntos de consumo y / o comercialización.

VII. REFERENCIAS

- PASTOR G., Luis. 1990. *Puentes y obras de arte*”, FIC-UNI.
- ROBLES, Francisco y ECHENIQUE, Ramón. *Estructuras de madera*, 2ª Edición 1991, Editorial LIMUSA.
- HERNÁNDEZ, Santiago. Edición 1993. *Puentes: análisis, diseño y construcción*, Universidad de La Coruña, A Coruña – España
- A.C.I. capítulo peruano, 2ª Edición, 1994. *Puentes: Análisis, Diseño y Construcción*, U.N.I.
- QUIROGA, Juan. 1998. *Diseño de puentes colgantes*. Lima – Perú: U.N.I.
- MORALES, Raúl A. *Estudio comparativo de diseño en puente colgante peatonal*, 1ª Edición 1999, Editorial U.N.I.
- SAAVEDRA, Henry. *Diseño Puente Colgante Vehicular Nangao*.2000. Tarapoto: Biblioteca Especializada de Ingeniería Civil - UNSM.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. *Manual de diseño de puentes*. Edición 2003, Lima Perú - – Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- ZEGARRA, Luis. 2007. *Análisis y diseño de puentes colgantes*. Lima: Biblioteca Especializada de Ingeniería Civil - Pontificia Universidad Católica del Perú.
- TAPIA, Bolívar. Abril 2009. *Diseño estructural del puente sobre el canal internacional Ecuador - Perú*. Riobamba – Ecuador.
- PALACIOS, Marlon. *Mantenimiento en puentes*. Edición 2012. Tegucigalpa- Honduras
- AMPUERO, Everth. *Consideraciones Estructurales en el Análisis y Diseño de Puentes Colgantes*. 2012. Lima
- ORTEGA, Andres, y VILORIA, Cesar. *Influencia de diferentes índices de rigidez en el comportamiento estructural de puentes colgantes* 2012. Maracaibo, Venezuela.
- REÁTEGUI, Chachita. *Análisis y Diseño Estructural del Puente Colgante Peatonal Churuyacu sobre el río Mayo-Distrito de Lamas, Provincia de Lamas, Región San Martín* 2013. UNSM. Morales.

ANEXOS

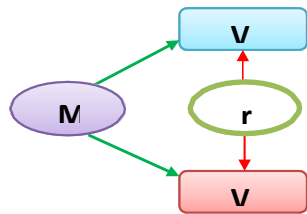
Matriz de consistencia

Título: “Diseño estructural de puente colgante vehicular, mejorando la transitabilidad, sobre el río Mayo, localidad de San Francisco – Cuñumbuqui – Lamas - San Martín – 2014”

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Técnica e Instrumentos
<p>Problema general En los últimos años se vienen construyendo en diferentes localidades puentes colgantes vehiculares, que por su ubicación geográfica y potencial económico se hace necesaria y sustentable su construcción. Permitiendo no solamente el tránsito Vehicular sino también el traslado de sus productos hacia las ciudades de mayor dinámica comercial, siendo los pobladores los principales beneficiados y así también la sociedad en su conjunto mediante el abastecimiento oportuno y en condiciones seguras.</p>	<p>Objetivo general Realizar el Diseño Estructural del Puente Colgante Vehicular, sobre el Río Mayo, Localidad de San Francisco, con fines de aportar al mejoramiento de la transitabilidad y al desarrollo del mismo y de las Localidades aledañas.</p> <p>Objetivos específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> - Elaborar el estudio Topográfico. - Elaborar el estudio de Mecánica de Suelos y Geotécnicos. - Elaborar el estudio Hidrológico. - Efectuar el diseño estructural del puente colgante vehicular - Elaborar los costos y presupuestos. 	<p>Hipótesis general</p> <p>Hi: Es posible realizar un Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, para solucionar el tránsito de San Francisco y zonas aledañas.</p> <p>El diseño estructural de un Puente Colgante Vehicular, si solucionara el tránsito en San Francisco y zonas aledañas.</p>	<p>Técnicas</p> <ul style="list-style-type: none"> Encuesta Observación Estudio de Suelos <p>Instrumentos</p> <ul style="list-style-type: none"> Cuestionario Guía de observación
Diseño de investigación	Población y muestra	Variables y dimensiones	

El estudio a realizar en el presente trabajo será descriptivo y explicativo, que nos permitirá obtener los resultados de las variables propuestas.

Descriptivos: Detalla la situación actual del lugar; **Explicativos:** Estudia las causas y efectos del proyecto.



Donde:

- M: Muestra
- V1: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular
- V2: Mejoramiento la Transitabilidad.
- r: Coeficiente de Correlación.

Población
Constituida por las diferentes localidades que serán beneficiadas con este proyecto (Censo extraído de las Postas de Salud)

Muestra
Por las características de la investigación a realizar, la magnitud de la muestra será elegida a criterio del investigador, así como la zona donde se ubicará el puente colgante vehicular como muestra de estudio en la localidad de San Francisco.

Variables	Dimensiones
Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular	Análisis Estructural
	Análisis Sísmico
Mejoramiento la Transitabilidad.	comercio
	Tránsito vehicular

Operacionalización de variables


Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Indicadores	Escala de medición
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR	Un puente puede ser definido como una Obra de Arte Especial que permite pasar tráfico sobre un obstáculo natural o artificial, entre los obstáculos naturales se puede tratar de un río, un valle o una bahía, entre los artificiales puede ser otra vía de circulación como una carretera o una avenida dentro de la ciudad.	Análisis Estructural	Para encontrar esfuerzos internos, deformaciones y tensiones.	NOMINAL
		Análisis Sísmico	Comportamiento de una estructura ante un sismo	
		Diseño Estructural	Dimensionamiento y cálculo de la estructura.	
		Topografía	Realizar levantamiento topográfico del área proyectada para el puente.	
MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILIDAD	Tener acceso Vehicular a los diferentes centros de expendio para el sustento diario e impulsar el comercio, producción	Comercio	Actividad socioeconómica consistente en el intercambio de algunos materiales que sean libres en el mercado de compra y venta.	NOMINAL

	agropecuaria y la agricultura en nuestra región	Tránsito vehicular	El Tránsito Vehicular permite impulsar las actividades económicas a través del traslado de productos hacia las diferentes ciudades.	
--	---	--------------------	---	--

ANEXO
INFORME DE TOPOGRAFÍA

**PROYECTO: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE
VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO
MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS –
SAN MARTÍN – 2014”**

EJECUTA: TESISISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA



**INFORME TÉCNICO DE
TOPOGRAFÍA**

INFORME TÉCNICO

**PROYECTO: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR,
MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE
SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”**



TESISTA : ANDREY DEL AGUILA PEREA
DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN
PROVINCIA : LAMAS
DISTRITO : CUÑUMBUQUI
SECTOR : LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO

MORALES – PERÚ

Noviembre 2014

I.- INFORMACIÓN BÁSICA DEL PROYECTO

1.1. NOMBRE DEL PROYECTO

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”

1.2. LOCALIZACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA LOCALIDAD

Ubicación Política

Sector : Localidad de San Francisco
Distrito : Cuñumbuqui
Provincia : Lamas
Departamento : San Martín

Ubicación del Área de Estudio

El Lugar donde se localiza el presente proyecto, se ubica en el Distrito de Cuñumbuqui, específicamente en la Localidad de San Francisco, sobre el río Mayo.

Políticamente, la Localidad de San Francisco, se halla dentro de la jurisdicción del Distrito de Cuñumbuqui, Provincia de Lamas, Región San Martín, República del Perú; a una altura promedio respecto al nivel medio del mar de 860.00 metros.

Clima

El clima que se registra en la zona del proyecto y alrededores es “Selva Tropical Permanentemente Cálido” según la clasificación de W. Köppen.

Las temperaturas que corresponden a este tipo climático fluctúan entre 22.7 °C y 23.8 °C que muestran una oscilación media anual muy estrecha de 1.1°C. Teniendo una media anual de 23.2° C. Y la vegetación es abundante, como lo es también los matorrales producto de la intensa deforestación.

Las precipitaciones anuales son mayores a los 885 mm; existe además humedad atmosférica durante todo el año y dos estaciones perfectamente definidas de acuerdo con las precipitaciones registradas, por lo que en obra se deberá prever planes de contingencia para alcanzar los objetivos ante el proyecto. La intensidad o cantidad de precipitación natural se registra de la siguiente manera:

Precipitación alta: De enero a marzo.

Precipitación media: De abril a mayo y de septiembre a diciembre. Precipitación baja: De junio a agosto, pero con altas temperaturas.

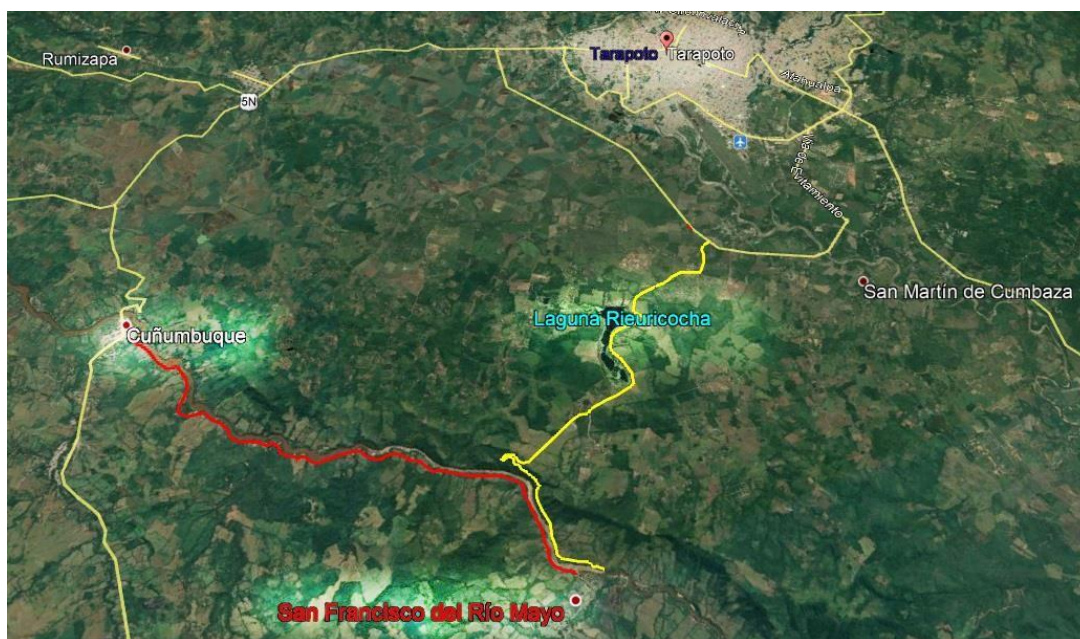
Vías de acceso

La zona del proyecto es accesible, desde Tarapoto, por dos rutas:

La primera, se da a través de la Vía de Evitamiento cruzando el Puente Tarapoto, sobre el río Cumbaza, en el sector Chontamuyo, llegando hasta la Localidad de Santa Rosa de Cumbaza, de ahí se toma la carretera que conduce a la Localidad de San Francisco en el Km 7.1 desde allí continuar a la mano Izquierda hasta llegar a la Localidad de San Francisco, recorriendo unos 10.7 kilómetros de carretera a nivel de afirmado hasta llegar a la zona motivo del presente informe.

La segunda ruta se da desde el Distrito de Cuñumbuqui, que se comunica con la ciudad de Tarapoto y se encuentra a una distancia de 19 Km por una carretera asfaltada; de allí se continúa por una carretera no afirmada, hasta la Localidad de San Francisco, recorriendo unos 11.8 kilómetros, pasando por la localidad de Estero.

Localmente, el lugar del proyecto es accesible únicamente por vía terrestre a través de las vías señaladas en el ítem anterior, en cualquier época del año y en cualquier tipo de movilidad.



1.3. OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio topográfico del “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”, efectuando el levantamiento topográfico general de la zona del proyecto; se tomó detalles, accesos, Longitud del Puente, terrenos y vías colindantes con el proyecto, las prospecciones realizadas para el estudio de suelos, etc.

1.4. EQUIPOS EMPLEADOS

Para el levantamiento topográfico se empleó.

- 01 Teodolito Electrónico Topcon DT200
- 01 GPS navegador marca Garmin modelo 64s
- 02 miras
- 01 Wincha de 5m y 30m
- 01 Cámara fotográfica.

1.5. TRABAJO DE CAMPO

Todo levantamiento topográfico realizado contempla las etapas siguientes:

Reconocimiento del Área de Trabajo

En primer lugar, se estudió la zona del trabajo para organizar adecuadamente todo el levantamiento topográfico que se realizó, confeccionando un plan de trabajo que al final de las diferentes fases, dio como resultado el conjunto de los datos de campo, los valores numéricos, necesarios para la confección del plano topográfico con la forma del relieve del terreno.

Una vez analizada la zona, se procedió a organizar grupo de trabajo de topografía entre estas están de levantamiento topográfico, de colocación estacas ambos lados del Terreno y el pintado de las estacas, y además el Pintado de la Estación del Teodolito y de los BM's. En esta fase de reconocimiento del terreno del grupo de trabajo, se organizaron para poder realizar en forma responsable sus diferentes tareas que han de realizar; entre estas se procedió a efectuar diferentes croquis y anotaciones en las libretas de campo concernientes al tipo de trabajo a realizarse. Es así que se llegó a determinar las ubicaciones adecuadas del trazo del Terreno.

Red de Control y Altimetro

Para el apoyo altimétrico del levantamiento se ha partido del BM – 1 y finalizado con el BM- 2, ubicado en el terreno del Puente, cuyo valor de altitud es de 207.817 msnm, obtenido mediante lectora de GPS.

A partir del BM-1 inicial de cota conocida, se dio cotas a los puntos levantados hasta llegar a finalizar con el BM-2, Los valores (altitud) de cada BM nivelado se han obtenido con las lecturas del Teodolito. Esto se efectuó para todo el levantamiento topográfico.

Trabajos de Gabinete

Con los datos obtenidos en campo se procedió a realizar los cálculos respectivos en gabinete.

Taquimetría: Los datos de campo obtenidos mediante el teodolito, fueron trasferidos al ordenador, para su procesamiento (Excel), con el cual se pudo obtener los puntos medidos en el software AutoCAD Civil 3D versión 2012, para luego a través del manejo apropiado obtener los planos respectivos de planta y perfil del trazo, a las escalas indicadas, con curvas de nivel a cada un metro.

1.6. LONGITUD DEL PUENTE

Longitud del Puente = 105m.

1.7. PUNTOS DEL LEVANTAMIENTO

PUNTOS	ESTE	NORTE	ALTITUD	DESCRIPCIÓN
1	342895.362	9272880.000	207.817	BM-1
2	342882.109	9272879.188	204.627	1
3	342895.066	9272878.764	208.319	2
4	342905.113	9272872.872	207.895	3
5	342876.481	9272878.715	203.034	4
6	342874.720	9272878.699	202.158	5
7	342867.265	9272878.019	201.041	6
8	342869.780	9272870.438	201.649	7
9	342871.429	9272869.712	203.992	8
10	342869.495	9272863.184	201.072	9
11	342870.508	9272864.875	203.710	10
12	342869.674	9272860.180	201.048	11
13	342870.500	9272860.372	202.116	12
14	342876.976	9272870.698	206.673	13
15	342878.653	9272868.413	208.656	14
16	342878.432	9272875.387	205.540	15
17	342876.462	9272886.136	205.407	16
18	342881.076	9272886.594	207.179	17
19	342868.963	9272886.719	201.054	18
20	342873.134	9272887.883	201.339	19
21	342875.729	9272907.654	201.148	20
22	342872.149	9272905.485	200.940	21
23	342875.117	9272904.700	201.109	22
24	342872.226	9272926.708	200.822	23
25	342879.065	9272925.418	201.575	24
26	342880.915	9272924.792	203.125	25
27	342801.655	9272888.780	203.120	Est-2
28	342868.979	9272879.734	200.918	Est-1
29	342804.198	9272886.836	201.520	26
30	342802.798	9272887.175	202.879	27
31	342796.113	9272894.165	206.256	Est-3
32	342791.393	9272892.675	202.370	28
33	342796.770	9272897.640	204.976	29
34	342793.254	9272898.106	207.055	30
35	342793.193	9272900.446	206.970	31
36	342791.520	9272907.379	206.641	32
37	342787.442	9272905.742	209.040	33
38	342783.561	9272904.976	211.130	34
39	342790.433	9272892.626	208.818	35
40	342792.560	9272890.826	208.597	36
41	342791.045	9272886.187	208.533	37
42	342794.570	9272884.549	207.851	38
43	342795.589	9272890.547	207.379	BM-2

1.8 PANEL FOTOGRÁFICO



En la imagen se aprecia el reconocimiento del área donde se realizó el levantamiento topográfico.



En la imagen se aprecia el trabajo de levantamiento topográfico.

ANEXO 2:
INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS

**PROYECTO : “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE
COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA
TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE
SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN –
2014”**

EJECUTA : TESISISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA

INFORME TÉCNICO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN



INFORME TÉCNICO

**PROYECTO: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE
VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO,
LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN –
2020”**

TESISTA : ANDREY DEL AGUILA
PEREA DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN
PROVINCIA : LAMAS
DISTRITO : CUÑUMBUQUI
SECTOR : LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO

MORALES - PERÚ
Noviembre 2014



**"DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR,
MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO,
LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS –
SAN MARTÍN – 2014"**

***INFORME TÉCNICO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN***

NOVIEMBRE 2014

CONTENIDO

PARTE I

GENERALIDADES

- 1.01 Introducción
- 1.02 Objetivo del estudio
- 1.03 Ubicación del área en estudio
- 1.04 Accesibilidad al área en estudio
- 1.05 Clima y precipitación pluvial
- 1.06 Metodología planificada para el desarrollo del estudio
- 1.07 Descripción general del proyecto
- 1.08 Tipo de estudio para el proyecto
- 1.09 Estudios anteriores realizados en la zona
- 1.10 Participantes

PARTE II

GEOLOGÍA

- 2.01 Geología regional

PARTE III

GEOTECNIA

- 3.01 Sismicidad. Antecedentes
- 3.02 Exploración de campo
- 3.03 Ensayos de campo y laboratorio
- 3.04 Perfil del suelo

3.05 Nivel de la napa freática

3.06 Análisis de la cimentación

3.06.01 Memoria de cálculo

3.06.02 Tipo de cimentación

3.06.03 Profundidad de desplante

3.06.04 Determinación de la carga de rotura al corte y factor de Seguridad

3.06.05 Cálculo del asentamiento

3.07 Efectos de sismo

3.08 Materiales de construcción

PARTE IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

4.2 Recomendaciones

PARTE V

REFERENCIAS

PARTE VI

ANEXOS

Anexo I : Ensayos de laboratorio

Anexo II : Fotografías

1.01 INTRODUCCIÓN

En la región San Martín, muchas localidades se encuentran aisladas de las principales ciudades, debido a la carencia de un adecuado sistema de articulación vial, es así, que en los últimos años se vienen construyendo en diferentes localidades puentes colgantes vehiculares, que por su ubicación geográfica y potencial económico se hace necesaria y sustentable su construcción.

La elaboración de este informe, estará financiada totalmente por el investigador con la finalidad de diseñar un puente colgante vehicular en la localidad de San Francisco, sobre el río Mayo.

En el presente informe se desarrolló una serie de trabajos de campo, laboratorio y gabinete con la finalidad de determinar las propiedades físicas, mecánicas y de resistencia para finalmente determinar los parámetros geotécnicos lo cual permitió establecer la capacidad admisible del suelo donde se proyecta construir el puente colgante vehicular; con estos datos se elaboró el informe final.

1.02 OBJETIVOS

El presente estudio consiste en evaluar las condiciones Geotécnicas presentes en la zona donde se encasillará el puente colgante vehicular, las cuales son inexcusables e imprescindibles para determinar la seguridad física de la estructura en cuanto a estabilidad, diseño, construcción y correcto funcionamiento se refiere.

Siendo esto la mira del presente informe, se estableció para el mismo a nivel específico, lo siguiente:

- Establecer las particularidades geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas.
- Dar existencia las características geotécnicas del lugar, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los materiales térreos para el diseño de cimientos estables a través del concepto de presión admisible.

1.03 UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO

El Lugar donde se localiza el presente proyecto, se ubica en el Distrito de Cuñumbuqui, específicamente en la Localidad de San Francisco, sobre el río Mayo.

Políticamente, la Localidad de San Francisco, se halla dentro de la jurisdicción del Distrito de Cuñumbuqui, Provincia de Lamas, Región San Martín, República del Perú; a una altura promedio respecto al nivel medio del mar de 860.00 metros.

1.04 ACCESIBILIDAD AL ÁREA EN ESTUDIO

La zona del proyecto es accesible, desde Tarapoto, por dos rutas:

La primera, se da a través de la Vía de Evitamiento cruzando el Puente Tarapoto, sobre el río Cumbaza, en el sector Chontamuyo, llegando hasta la Localidad de Santa Rosa de Cumbaza, de ahí se toma la carretera que conduce a la Localidad de San Francisco en el Km 7.1 desde allí continuar a la mano Izquierda hasta llegar a la Localidad de San Francisco, recorriendo unos 10.7 kilómetros de carretera a nivel de afirmado hasta llegar a la zona motivo del presente informe.

La segunda ruta se da desde el Distrito de Cuñumbuqui, que se comunica con la ciudad de Tarapoto y se encuentra a una distancia de 19 Km por una carretera asfaltada; de allí se continúa por una carretera no afirmada, hasta la Localidad de San Francisco, recorriendo unos 11.8 kilómetros, pasando por la localidad de Estero.

Localmente, el lugar del proyecto es accesible Únicamente por vía terrestre a través de las vías señaladas en el ítem anterior, en cualquier época del año y en cualquier tipo de movilidad.

1.05 CLIMA Y PRECIPITACIÓN PLUVIAL

El clima que se registra en la zona del proyecto y alrededores es “Selva Tropical Permanentemente Cálido” según la clasificación de W. Köppen.

Las temperaturas que corresponden a este tipo climático fluctúan entre 22.7°C y 23.8 °C que muestran una oscilación media anual muy estrecha de 1.1°C. Teniendo una media anual de 23.2° C. Y la vegetación es abundante, como lo es también los matorrales producto de la intensa deforestación.

Las precipitaciones anuales son mayores a los 885 mm; existe además humedad atmosférica durante todo el año y dos estaciones perfectamente definidas de acuerdo con las precipitaciones registradas, por lo que en obra se deberá prever planes de contingencia para alcanzar los objetivos ante el proyecto. La intensidad o cantidad de precipitación natural se registra de la siguiente manera:

Precipitación alta: De enero a marzo.

Precipitación media: De abril a mayo y de septiembre a diciembre. Precipitación baja: De junio a agosto pero con altas temperaturas.

1.06 METODOLOGÍA PLANIFICADA PARA EL DESARROLLO DEL ESTUDIO

Con el designio de realizar el objetivo trazado hasta el nivel de detalle requerido, se desarrolló la siguiente serie ordenada de actividades:

- Recopilación y estudio de la información existente.
- Reconocimiento de campo. Se efectuó un recorrido a lo largo y alrededores del sitio donde se erigirá el puente, con el fin de observar la mayor cantidad posible de rasgos geológicos, geomorfológicos, geodinámicos y geotécnicos que pudieran afectar la seguridad física del puente.
- Trabajos de campo y laboratorio. La modalidad adoptada para determinar las cualidades físico – mecánicas de los materiales térreos del terreno de fundación fue la de no solo medir la resistencia a la penetración in situ en ambas márgenes del desnivel a salvar, dentro del área concebida para los estribos correspondientes, sino también de recolectar con la ejecución de calicatas muestras de suelos representativos para ser sometidos a ensayos de clasificación y especiales.
- Análisis e interpretación de la información recolectada.
- Elaboración de las correspondientes recomendaciones.
- Informe final.

1.07 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El puente a construir, será un puente colgante vehicular de longitud aproximada de 95 metros de luz; el ancho de su calzada será igual 3.0 m; la estructura será de madera y metal.

En los puentes colgantes el tablero está formado por la losa y los elementos de la viga de rigidez (reticulado longitudinal) y los cables constituyen la estructura principal que transmite las cargas a los anclajes y torres.

Estas Torres se apoyarán sobre zapatas rectangulares y soportará una carga excéntrica cuya resultante deberá quedar dentro del tercio medio de la dimensión menor de la zapata.

La profundidad de desplante considerada para la zapata estará como mínimo

5.00 metros por debajo del tirante de socavación máximo ya sea del total o del local (el más crítico) registrado en la zona del ponteadero.

El asentamiento a considerarse en los estribos del puente no involucra mayores exigencias dado a que la superestructura estará simplemente apoyada.

1.08 TIPO DE INFORME PARA EL PROYECTO

El presente estudio es con fines académicos y las recomendaciones dadas son suficientes para el desarrollo de la Tesis y se puede aprovechar esta información para la planeación de la parte constructiva del proyecto.

Además, las recomendaciones escritas en este estudio son solo para los fines del presente proyecto; para otro tomar al presente estudio, como un carácter de antecedente o referencial.

1.09 NORMATIVIDAD

Para elaborar el presente informe, se siguió los lineamientos mínimos que exige nuestra actual Norma Técnica de Edificación E.050 - Suelos y Cimentaciones.

Asimismo, se tuvo presente las siguientes Normas Técnicas como lineamientos de complementación: NTE. E.030 - Diseño Sismo resistente (Del 9 de junio del 2006).

1.10 PARTICIPANTES

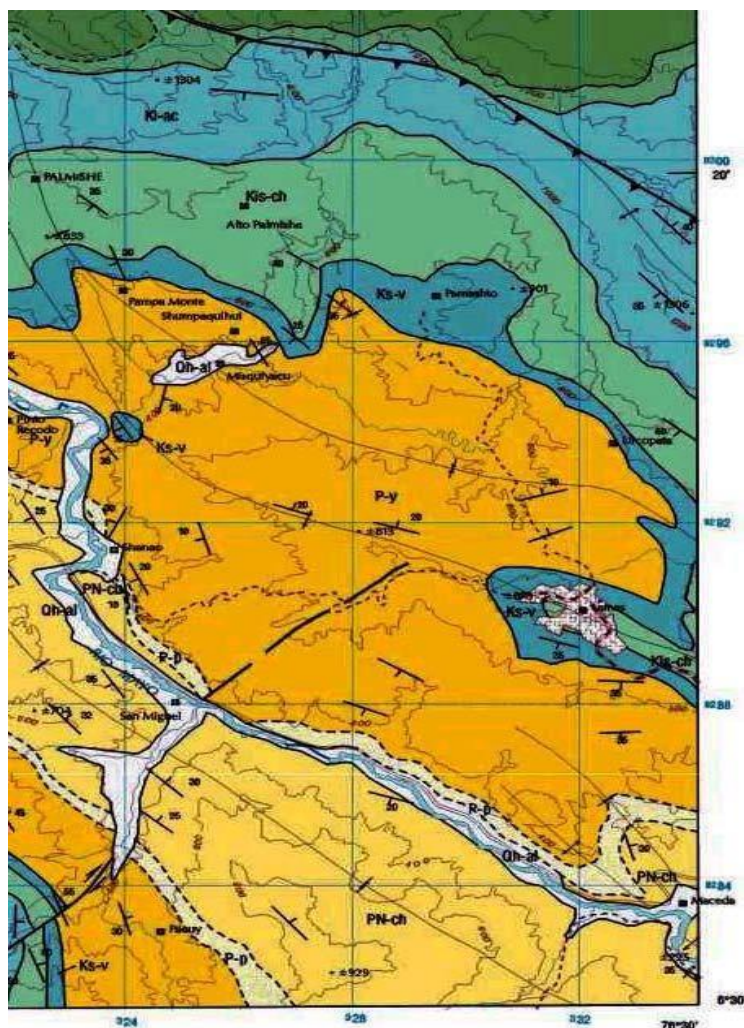
En el presente estudio han participado los señores: Andrey del Águila Perea como Tesista Responsable del presente estudio y el técnico-operador de laboratorio Robert Navarro Mori como técnico especialista en mecánica de suelos y ensayos de laboratorio de la Universidad César Vallejo.

PARTE II GEOLOGÍA

2.01 GEOLOGÍA REGIONAL

Constituida por rocas cenozoicas y recientes, con un relieve colinoso bajo y aplanamientos situados por debajo de los 200 m.s.n.m.

Al estar comprendida esta región en la zona Subandina oriental más activa del país, los procesos tectónicos, denudacionales y deposicionales hídricos (fluviales), han dado lugar a ambientes geomorfológicos bien diferenciados, con características morfo dinámicas actuales y latentes muy relacionadas con las condiciones climáticas, de flora y fauna, litológicas y estructurales, sobre las que tiene mucha incidencia la actividad antrópica, se requiere tener una visión prospectiva del comportamiento geomorfológico futuro del área y que permita el planeamiento del uso racional de los recursos naturales y la preservación del medio ambiente.



3.01 SISMICIDAD, ANTECEDENTES

El presente informe, se desarrolla dentro de lo que geográficamente se conoce como "Faja Subandina", el cual es una unidad adyacente a las unidades geográficas denominadas "Llanura Amazónica" y "Cordillera Oriental".

Aquí y sobre la primera unidad mencionada, es evidente la presencia de fallas geológicas regionales tanto longitudinales como transversales al rumbo andino y son los que directamente se vinculan a las manifestaciones sísmicas de la región.

Estas fallas corresponden a zonas sísmo activas del pasado y presente siglo, donde los sismos tienen sus ocurrencias a profundidades mayores a los 20 Km, siendo de naturaleza superficial a intermedia principalmente y pertenecientes a las unidades de formación Mesoterciaria y Supraterciaria.

La zona que ha concentrado la mayor actividad sísmica en la región San Martín, es el Valle del Alto Mayo. Esta unidad geomorfológica, la cual en "términos" de sismicidad guarda los intereses propios del presente proyecto, tiene en su registro histórico el desarrollo de varios sismos fuertes con efectos destructores que han cobrado numerosas víctimas y cuantiosos daños materiales; las ondas propagadas en cada evento han sido sentidos con variable intensidad en los alrededores de la ciudad de Moyobamba, esto debido a que más allá de la ubicación de los epicentros identificados, es a las energías liberadas respectivamente y a la influencia de su ubicación en cuanto a topografía y condición local del sitio.

Muestra de esta actividad registrada en la zona del Valle del Alto Mayo es el que a continuación se enseña, los mismos que han sido, en buen grado, sentidos en el lugar y alrededores del proyecto.

Fechas

Ubicación y características

- | | |
|-----------------------------|--|
| - 26 de noviembre de 1,877 | Chachapoyas, ocurren efectos del sismo. |
| - 28 de septiembre de 1,906 | Trujillo y Moyobamba; en Chachapoyas alcanza una intensidad VII en la escala de Mercalli Modificada. |

- 14 de mayo de 1928 Chachapoyas sufre destrucción casi total; es un sismo notable con intensidad de IX en la escala de Mercalli Modificada.
- 18 de julio de 1928 Réplica fuerte del sismo de 14 de mayo.
- 6 de agosto de 1945 Sismo destructor en Moyobamba, con intensidad VII en la escala de Mercalli Modificada.
Sismo con epicentro en Sihuas, a 300 Km de Moyobamba y Chachapoyas, causó daños en Moyabamba y Chachapoyas.
- 10 de noviembre de 1946
- 19 de junio de 1968 Terremoto con epicentro al noroeste de Moyobamba. Alcanzó una intensidad de VII en la escala de Mercalli Modificada. Moyobamba quedó con daños significativos.
Terremoto, con epicentro al sur de Rioja (falla Pucatambo). Daños en Soritor, Rioja y Moyobamba. Este sismo alcanzó una magnitud de 5.8 grados en la escala de Richter, acompañado de un gran número de réplicas que se prolongaron por más de 20 días.
- 29 de mayo de 1990 Sismo con epicentro a 30 Km aproximadamente de Moyobamba. Daños en Moyobamba, Rioja y principalmente en Nueva Cajamarca. Este sismo alcanzó una intensidad de VII en la escala de mercalli Modificada.
- 4 de abril de 1991 Sismo estremecedor sentido en casi toda la parte central y toda la parte norte del Perú. Sus ondas fueron sentidas en localidades fronterizas de El Ecuador, Colombia y Brasil. Este sismo mostró su mayor efecto en la ciudad de Lamas; aquí los factores de vulnerabilidad sísmica fueron
- 25 de septiembre del 2005

Los materiales y sistemas constructivos, el suelo, la topografía y la presencia de agua subterránea. En Lamas se registró un muerto y varios heridos; en Moyobamba y alrededores hubo mucha conmoción. La magnitud local de este sismo fue de 7.5° en la escala de Richter.

Análisis de las condiciones sísmicas en la zona del proyecto:

Tomando en consideración la resultante manifestada en cuanto a la configuración geológica estructural a nivel regional, afirmamos que la historia y la actividad sísmica del lugar del proyecto y alrededores es significativa dado a que éste, ha sido receptora de grandes fuerzas de sismo de intensidades considerables, estas medidas en la escala de Mercalli Modificada.

Antecedentes en cuanto a damnificados del lugar y alrededores por el desarrollo de estos eventos naturales si se tienen, por lo que no se debe suponer que no se desarrollen sismos con magnitudes que ubiquen o cuestionen la estabilidad y funcionamiento post-sismo del puente a construir.

La Norma Técnica de Edificación E.030 – Diseño Sismorresistente, del 08 de junio del 2,006, especifica y ubica en su anexo N° 01, en la zona 2 a la zona del proyecto, la misma que es considerada como zona de media a alta intensidad sísmica; por esta razón, para el diseño y construcción del puente se considerarán los efectos de sismo.

3.02 EXPLORACIÓN DE CAMPO

La exploración de campo ha sido dirigida y ejecutada por el suscrito bajo la supervisión y estrecha coordinación con el ingeniero Zadith Nancy Garrido campana.

El trabajo de campo se desplego con la participación del Tesista, se realizó dos (02) calicatas, una en el margen derecho (calicata – 02, dos muestras) y otro en el margen izquierdo (Calicata – 01), del río Mayo, ya en el pozo de observación e investigación del subsuelo, se identificó, midió y describió los distintos tipos de suelos hallados, desarrollándose en cada una de ellas pruebas manuales y pruebas para obtener su densidad natural en estado húmedo. De las calicatas se obtuvieron, por cada tipo de suelo hallado, muestras en estado alterado para ser sometidos a pruebas básicas, se extrajeron muestras por debajo de 0.20 metros de profundidad respecto al Nivel superior de cada calicata mencionada, muestras inalteradas tipo bloque (MIB) para ser sometidas a pruebas especiales en laboratorio.

Los suelos encontrados en la calicata – 01 (MI), es una Arena Arcillosa de color marrón claro medianamente compacta; en la calicata – 02 (MD), en la muestra – 01, es una Arena Arcillosa de color marrón claro medianamente compacta, en la muestra – 02, es una Grava Limosa muy compacta color marrón claro con bolonería tamaño máximo 4” en un 20% aproximadamente. Todos estos suelos se manifiestan en todo lo largo de las dos calicatas, mostrando uniformidad de los tipos de suelos conformante del lugar; cuanto a la trinchera de observación ejecutada en el lugar, mostramos lo recopilado en la siguiente tabla:

Tabla 9

Suelos encontrados en la calicata

N° CALICATA	MUESTRA	PROCEDENCIA DE MATERIAL	PROFUNDIDAD (m)
C-01 Margen Izquierda	M I	SUELO NATURAL	0.20 – 4.50
C-02 Margen Derecha	M I	SUELO NATURAL	0.10 – 1.60
	M II	SUELO NATURAL	1.60 – 4.50

3.03 ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

En cuanto a ensayos realizados para el presente estudio, afirmamos que solo el ensayo de “Descripción Visual – Manual”, cuya norma aplicable es la ASTM D 2488, ha sido realizado sobre el lugar y las Normas Técnicas Peruanas, según el detalle siguiente:

Tabla 10

Ensayos ejecutados en laboratorio

Ensayos realizados	Norma aplicable
Análisis granulométrico	NTP 339.128
Límite líquido y límite plástico	NTP 339.129
Clasificación unificada de suelos	NTP 339.134
Corte directo	NTP 339.171
Contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea	NTP 339.152
Contenido de cloruros solubles en suelos y aguas subterráneas	NTP 339.177

3.05 NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

No se encontró el nivel de la napa freática, tampoco indicios de filtración subterránea, el suelo es semi húmedo y semi compacto

3.06 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

3.06.01 MEMORIA DE CÁLCULO

Para el cálculo del esfuerzo admisible del terreno de fundación y del asentamiento inmediato de las cimientos de concreto armado de forma rectangular con carga inclinada que provoca excentricidad en una dirección, se emplearon respectivamente la “Ecuación General de Capacidad de Carga” propuesto por Meyerhof en 1,963 y la “Ecuación de la Teoría de la Elasticidad”, cuya relación de factor de influencia y la razón largo/ancho de la zapata fue establecida por Terzaghi en 1,943.

Para el cálculo de la presión admisible, se tuvo en cuenta las ecuaciones antes mencionadas, un factor de seguridad de 3, una falla del tipo “falla local por corte” y el siguiente parámetro geotécnico asumido (no se pudo obtener muestra de suelo ubicada bajo el nivel del desplante de la zapata), la misma que está en función de la fracción menos gruesa del suelo:

3.06.02 TIPO DE CIMENTACIÓN

Por razones de diseño, construcción y economía y teniendo en cuenta que los suelos del lugar presentan en superficie un índice de densidad medio y en profundidad un índice de densidad compacto, se ha seleccionado para el análisis de la presión admisible, cimientos superficiales del tipo “zapatas de concreto armado” con geometría rectangular, el cual soportará una excentricidad no mayor a 1.00 metro en una sola dirección.

3.06.03 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

La profundidad de Desplante, para efectos de construcción de las zapatas de los estribos del puente se tendrá una profundidad de desplante de 5.00 metros medidos desde la superficie natural del terreno.

3.06.04 DETERMINACIÓN DE LA CARGA DE ROTURA AL CORTE Y FACTOR DE SEGURIDAD

CALICATA N° 01 (Margen Izquierda).- Para determinar la carga de rotura al corte se tiene para el suelo, una densidad saturada de $\gamma_{sat} = 1.54 \text{ Kg/cm}^3$.

Ecuación General de Capacidad de Apoyo:

$$q'u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0.5\gamma'B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

q = Presión por sobrecarga efectiva al nivel del fondo de la cimentación (Kg/cm^2).

γ' = Peso específico de la masa del suelo.

B' = Ancho efectivo de la cimentación.

N_q, N_γ = Factores adimensionales de capacidad de carga.

$F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad (condición $Df/B \leq 1$).

$F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga ($i = 10^\circ$).

$$\gamma_n = 1.54 \text{ Kg/cm}^3 \quad \emptyset = 17^\circ$$

$$C = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$$

Capacidad de carga neta admisible:

$$q \text{ adm (neta)} = 1.90 \text{ kg/cm}^2$$

CALICATA N° 02.- Para determinar la carga de rotura al corte se tiene para el suelo, una densidad saturada de $\gamma_{sat} = 1.98 \text{ Kg/m}^3$.

Ecuación General de Capacidad de Apoyo:

$$q'u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0.5\gamma'B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde:

q = Presión por sobrecarga efectiva al nivel del fondo de la cimentación (Kg/m^2).

γ' = Peso específico de la masa del suelo.

B' = Ancho efectivo de la cimentación.

N_q, N_γ = Factores adimensionales de capacidad de carga.

$F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad (condición $D_f/B \leq 1$).

$F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga ($i = 10^\circ$).

$\gamma_n = 1.98 \text{ Kg/cm}^3 \quad \phi = 17^\circ$

$C = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$

Capacidad de carga neta admisible:

$q_{\text{adm}} (\text{neto}) = 3.80 \text{ kg/cm}^2$

3.06.05 CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO

CALICATA N° 01.-

Donde: $S_i = q_s \cdot B \cdot (1 - u^2) \cdot I_w / E_s$

S_i = Asentamiento total inmediato (cm).

q_s = Esfuerzo neto transmitido = 1.90 Kg/cm^2 B = Ancho de la cimentación

U = Relación de Poisson = 0.30

E_s = Módulo de elasticidad = $1,000 \text{ Kg/cm}^2$ I_w = factor de influencia (m/m)

Por tanto el asentamiento real de la zapata es:

$S_i = 0.16 \text{ cm}$

CALICATA N° 02.-

Donde:

$S_i = q_s \cdot B \cdot (1 - u^2) \cdot I_w / E_s$

S_i = Asentamiento total inmediato (cm).

q_s = Esfuerzo neto transmitido = 3.80 Kg/cm^2 B = Ancho de la cimentación

U = Relación de Poisson = 0.30

E_s = Módulo de elasticidad = 1000 Kg/cm^2 I_w = factor de influencia (m/m)

Por tanto el asentamiento real de la zapata es: $S_i = 0.32 \text{ cm}$

3.07 EFECTOS DEL SISMO

Para la zona en estudio, tenemos los siguientes valores que representan la zonificación sísmica y las condiciones locales:

Tabla 11

Efectos de sismo

Factores		Valores
Zona 2	Z(g)	0.30
Suelo	S3	1.20
Periodo	Ts	0.60

PARTE IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.01 CONCLUSIONES

- El presente Informe Técnico de Cimentaciones es de carácter “Académico” y las recomendaciones vertidas son suficientes para el desarrollo de la Tesis del proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”.

- Los suelos del lugar son aptos para la planificación y construcción del puente colgante Vehicular.

- La zona de Informe presenta el siguiente régimen de precipitación:

Precipitación alta: De enero a marzo.

Precipitación media: De abril a mayo y de septiembre a diciembre. Precipitación baja: De junio a agosto pero con altas temperaturas.

Se deberá tener en consideración este régimen para la correcta planificación del proceso constructivo del puente.

- Dado a la deformación tectónica que hasta la fecha experimenta el lugar del proyecto, se afirma que la zona y alrededores del mismo es de baja intensidad sísmica.
- Se realizó dos (02) calicatas, una en el margen derecho (calicata – 02, dos muestras) y otro en el margen izquierdo (Calicata – 01); del río Mayo, ya en el pozo de observación e investigación del subsuelo, se identificó, midió y describió los distintos tipos de suelos hallados, desarrollándose en cada una de ellas pruebas manuales y pruebas para obtener su densidad natural en estado húmedo. De las calicatas se obtuvieron, por cada tipo de suelo hallado, muestras en estado alterado para ser sometidos a pruebas básicas, se extrajeron muestras por debajo de 0.20 metros de profundidad respecto al nivel superior de cada calicata mencionada, muestras inalteradas tipo bloque (MIB) para ser sometidas a pruebas especiales en laboratorio.
- Los suelos encontrados en la calicata – 01 (MI), es una Arena Arcillosa de color marrón claro medianamente compacta; en la calicata – 02 (MD), en la muestra – 01, es una Arena Arcillosa de color marrón claro medianamente compacta; en la muestra – 02, es una Grava

Limosa muy compacta color marrón claro con bolonería tamaño máximo 4” en un 20% aproximadamente.

- La profundidad de desplante considerada para la zapata estará como mínimo 5.00 metros por debajo del tirante de socavación máximo ya sea del total o del local (el más crítico) registrado en la zona del ponteadero.
- El asentamiento a considerarse en los estribos del puente no involucra mayores exigencias dado a que la superestructura estará simplemente apoyada.
- Para determinar la carga de rotura al corte por falla local se tuvo en cuenta una densidad saturada de $\gamma_{sat} = 1.54 \text{ Kg/cm}^3$ para la calicata N° 01, con una cohesión de $c = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$ (ARENA ARCILLOSA – SC) y para la calicata N° 02 $\gamma_{sat} = 1.98 \text{ Kg/cm}^3$, con una cohesión de $c = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$ (GRAVA ARENOSA – GP)

- Asimismo, el parámetro geotécnico de resistencia “ ϕ ” fue adquirido con el ensayo de corte directo de la muestra para la calicata N° 01 de 25ª, el ensayo de corte directo de la muestra remoldeada para la calicata N° 02 es de 26ª.
- Estos valores del ensayo de corte residual de la matriz conformante de la zona y que en una relación realizadas cumple con lo asumido en cuando al grado de compacidad y consistencia.

4.02 RECOMENDACIONES

- Para el diseño del Puente considerar los efectos de sismo con los siguientes valores:
 $Z(g) = 0.30$ (zona 2) $S_2 = 1.20$ (Factor suelo)
 $T_s = 0.60$ (Periodo de vibración)
- Diseñar las zapatas y cámaras de anclaje con una capacidad portante del suelo de:
Calicata N° 01 = q_{adm} (neta) = 1.90 kg/cm²
Calicata N° 02 = q_{adm} (neta) = 3.80 kg/cm²
Estos valores deberá ser verificado en obra bajo la profundidad de desplante de las zapatas de los estribos (5.00 metros).
- Tener en consideración para la construcción del puente la precipitación pluvial que se registra en el lugar y alrededores.
- En la fase constructiva y al lograrse la profundidad de desplante especificado en la presente Tesis, se recomienda la verificación de la calidad de suelo de cimentación según el perfil de suelo definido en el presente estudio.
- Para los efectos constructivos se deberá colocar elementos para sostener los taludes de las excavaciones y encofrados para alcanzar las formas deseadas al momento de colocar el concreto fresco.
- Finalmente podemos concluir, que para el diseño de la cimentación del proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO, CUÑUMBUQUI, LAMAS – SAN MARTÍN - 2014”, se deberá realizar una verificación Insitu, teniendo en cuenta las recomendaciones antes descrita, dada la importancia del proyecto, de tal manera, que se asegure mayor estabilidad y durabilidad de la estructura a Diseñar.

- ALVA, J.E.; “Cimentaciones superficiales”. Curso de actualización. Universidad Nacional de San Martín, Facultad de Ingeniería Civil. Tarapoto – Perú (2,004).
- ALVA J.E.; “Dinámica de suelos”. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Sección de Postgrado. Lima – Perú (2,002).
- ARCE, I.; “San Martín: Desastres Naturales y Lineamientos de Planeamiento”. Tesis de Grado para optar el Título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional de San Martín, Facultad de Ingeniería Civil. Tarapoto – Perú (1,993)
- CRESCO, C.; “Mecánica de suelos y cimentaciones”. Editorial Limusa, sexta reimpresión de la cuarta edición. México (1,998).
- CUBAS, F.; “Puente Belén. Estudio de Geología y Geotecnia”. Informede Ingeniería. Tarapoto – Perú (2,001).
- DELGADO, M.; “Ingeniería de cimentaciones. Fundamento e introducción al análisis geotécnico”. Alfaomega Grupo Editorial S.A.; segunda edición. Colombia (1,999).
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico; “Geología de los cuadrángulos de Tocache y Uchiza”. Boletín N° 126, Serie A: Carta Geológica Nacional. Lima – Perú (1,998).
- JUÁREZ – Rico; “Mecánica de suelos. Tomo 2. Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos”. Editorial Limusa, decimonovena reimpresión. México (2,000).
- MARTÍNEZ Vargas, J.A.; “Geotecnia para ingenieros – Principios básicos. Volumen 1”. Concytec. Lima – Perú (1,990).
- MARTÍNEZ, J.A.; “Geotecnia para ingenieros – Mecánica de Suelos. Volumen 2”. Universidad de San Martín de Porres, Facultad de Ingeniería. Lima – Perú (1,991).

- ANEXO I** : FOTOGRAFÍAS
ANEXO II : ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

PANEL FOTOGRAFICO

PROYECTO:

*“DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE
COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO
LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO
MAYO, LOCALIDAD DE SAN
FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS
– SAN MARTÍN – 2014”*

CALICATA N° 01



Se observa vista panorámica de la ubicación y excavación de la calicata N° 01, suelo Arena arcillosa color marrón claro medianamente compacto.

CALICATA N° 01



Se observa un suelo arena arcilloso color negro con mezcla de material en descomposición y raíces, suelo con olor característico hasta los 0.20 metros seguido de una mezcla de suelo color marrón, suelo contaminado. Seguido un suelo arena arcilloso color marrón medianamente compacto.

CALICATA N° 02



Se observa vista panorámica de la ubicación y excavación de la calicata N° 02, suelo arena arcillosa color marrón claro medianamente compacto.

CALICATA N° 02



Se observa un suelo arena arcilloso color negro con mezcla de material en descomposición y raíces, suelo con olor característico hasta los 0.20 metros seguido de una mezcla de suelo color marrón, suelo contaminado. Seguido un suelo arena arcilloso de consistencia muy compacto y El suelo es una grava limosa de consistencia muy compacta color marrón claro con botonería tamaño máximo 4" en un 20% aproximadamente.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN LABORATORIO



Se observa vista panorámica de sacado de muestra para ensayo de corte directo.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO EN LABORATORIO



Se observa al tesista Andrey realizando las anotaciones de los resultados del corte directo.

ENSAYO DE LÍMITE LÍQUIDO Y PLÁSTICO EN LABORATORIO



Se observa al tesista Andrey realización el ensayo de límite líquido.

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS EN LABORATORIO



Se observa al tesista Andrey realizando el ensayo de clasificación de los suelos

**CALICATA C-01:
MARGEN IZQUIERDA**



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

imsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el río Mayo, Localidad de San Francisco
Localización del Proyecto: Descripción del Suelo: Distrito de Cuñumbuqui - Provincia de Lamas - Región San Martín Kilometraje: _____
SUELO ARENA ARCILLOSA Profundidad de la Muestra: 0.20-4.50 m
Hecho Por: TESISTA ANDREY DELAGUILA PEREA Calicata: C - 01 Fecha: 03/11/2014

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM 2216

LATA	15	34	36	
PESO DE LATA grs	95.10	94.38	98.13	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	587.00	502.00	437.00	
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	565.00	484.00	421.00	
PESO DEL AGUA grs	22.00	18.00	16.00	
PESO DEL SUELO SECO grs	469.90	389.62	322.87	
% DE HUMEDAD	4.68	4.62	4.96	
PROMEDIO % DE HUMEDAD		4.75		

Determinación de la Gravedad Específica de Sólidos

ASTM D-854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.		
METODO DE REMOCION DEL AIREa		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO		
TEMPERATURA, °C		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs		
PLATO EVAPORADO N°		
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs		
PESO DEL SUELO SECO grs		
VOLUMEN DE SÓLIDOS cm ³		
GRAVEDAD ESPECÍFICA		
PROMEDIO		

Determinación del Peso Volumétrico

ASTM D-2937

LATA	1	2	3	4
PESO DE MOLDE grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE grs				
PESO DEL SUELO SECO Kgrs				
VOLUMEN DEL MOLDE cm ³				
PESO UNITARIO grs/m ³				
PROMEDIO grs/m ³				



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lnsucv@gmail.com

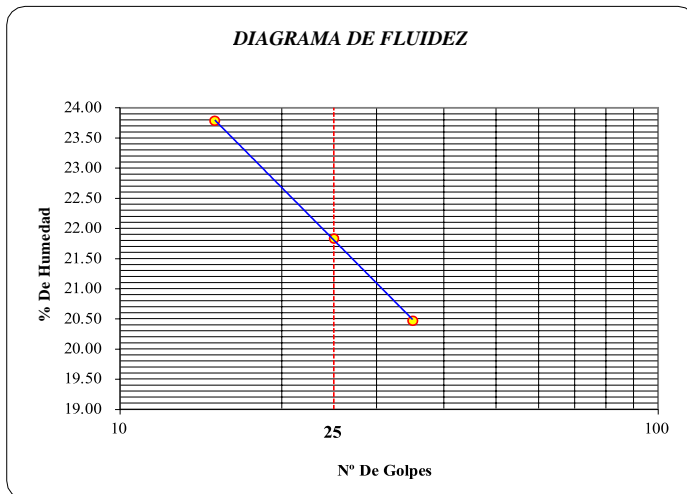
TARAPOTO - PERU

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el río Mayo, Localidad de San Francisco
 Localización del Proyecto: Distrito de Cuñumbuqui - Provincia de Lamas - Región San Martín SUELO ARENA Kilometraje: _____
 Descripción del Suelo: ARCILLOSA Profundidad de la Muestra: _____ 0.20-4.50 m

Hecho Por: TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA Calicata: _____ C - 01 Fecha: 03/11/2014

Determinación del Límite Líquido ASTM D-4318

LATA	1	2	3
PESO DE LATA grs	31.35	31.68	30.66
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	60.13	60.70	61.03
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	54.60	55.50	55.87
PESO DEL AGUA grs	5.53	5.20	5.16
PESO DEL SUELO SECO grs	23.25	23.82	25.21
% DE HUMEDAD	23.78	21.83	20.47
NUMERO DE GOLPES	15	25	35



Índice de Flujo Fi	-
Límite de contracción (%)	ND
Límite Líquido (%)	21.83
Límite Plástico (%)	13.07
Índice de Plasticidad Ip (%)	8.76
Clasificación SUCS	SC
Clasificación AASHTO	A-2-4 (0)
Índice de consistencia Ic	-

Determinación del Límite Plástico ASTM D-4318

LATA	4	5	6
PESO DE LATA grs	30.56	30.75	31.21
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	60.79	60.70	60.63
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	57.40	57.41	56.96
PESO DEL AGUA grs	3.39	3.29	3.67
PESO DEL SUELO SECO grs	26.84	26.66	25.75
% DE HUMEDAD	12.63	12.34	14.25
% PROMEDIO	13.07		

LIMITE DE CONTRACCION ASTM D-427	
Ensayo N°	
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.	
Peso Rec + Suelo seco Gr.	
Peso de rec. De contracción Gr.	
Peso del suelo seco Gr.	
Peso del agua Gr.	ND
Humedad %	
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm ³	
Volumen Final (Suelo Seco) cm ³	
Límite de Contracción %	
Relación de Contracción	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el rio Mayo, Localidad de San Francisco

Localización del Proyecto: Distrito de Cuiñabunqui - Provincia de Lamas - Región San Martín

Kilometraje: 0.20-4.50 m

Calicata: C-01
Fecha: 03/11/2014

Descripción del Suelo: SUELO ARENA ARCILLOSA Profundidad de la Muestra: 0.20-4.50 m

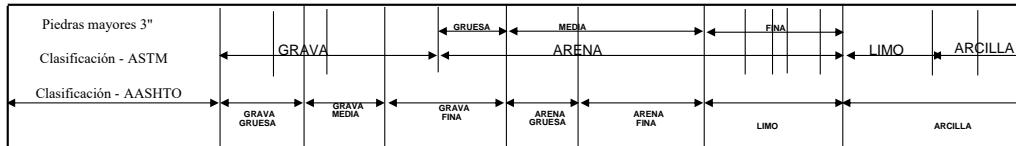
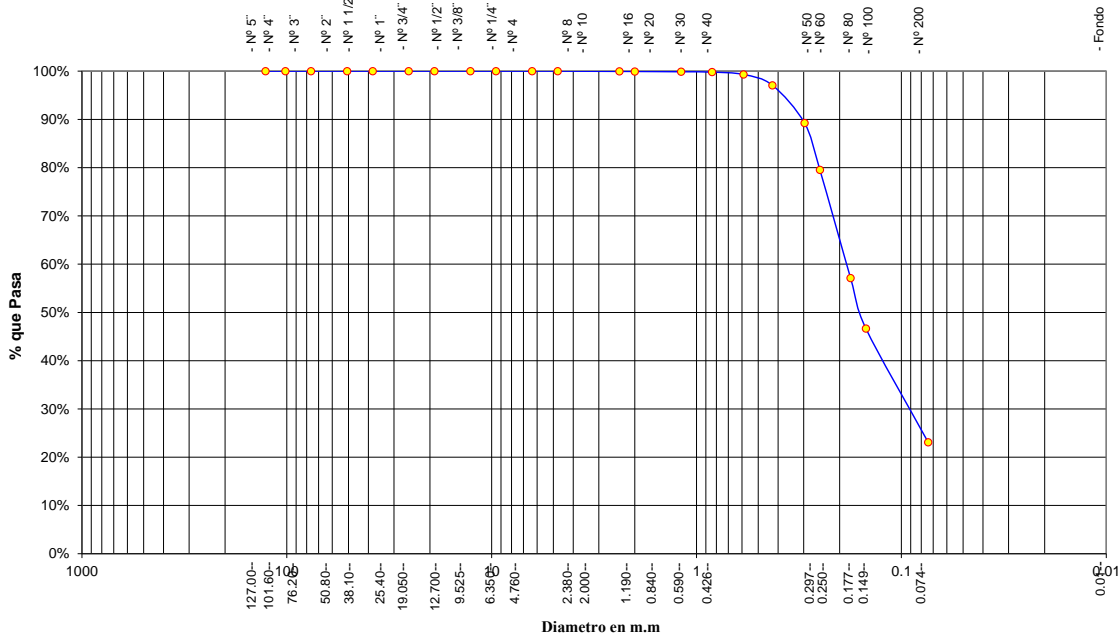
Hecho Por: TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones	Tamaño Máximo:
Ø (mm)						
5"	127.00					Modulo de Fineza AF:
4"	101.60					Modulo de Fineza AG:
3"	76.20					Equivalente de Arena:
2"	50.80					Descripción Muestra:
1 1/2"	38.10					Grupo suelos partículas gruesas
1"	25.40					Sub-Grupo : Arenas
3/4"	19.050					inorgánica con matriz de arcilla color anaranjado con clasificación 4/8
1/2"	12.700					SUCS = SC
3/8"	9.525					AASHTO = A-2-4 (0)
1/4"	6.350					LL = 21.83
Nº 4	4.760	0.00	0.00%	100.00%		WT = 142.00
Nº 8	2.380	0.34	0.06%	99.94%		WT+SAL = 700.48
Nº 10	2.000	0.07	0.01%	99.93%		WSAL = 558.48
Nº 16	1.190	0.33	0.06%	99.87%		WT+SDL = 253.18
Nº 20	0.840	0.42	0.08%	99.79%		WSDL = 111.18
Nº 30	0.590	2.73	0.49%	99.30%		%ARC. = 23.09
Nº 40	0.426	12.52	2.24%	97.06%		%ERR. = 0.00
Nº 50	0.297	43.74	7.83%	89.23%		Ce =
Nº 60	0.250	54.12	9.69%	79.54%		Cu =
Nº 80	0.177	125.36	22.45%	57.09%		
Nº 100	0.149	58.27	10.43%	46.66%		
Nº 200	0.074	131.65	23.57%	23.09%		
Fondo	0.01	447.30	80.09%	0.00%		
TOTAL		876.85			A B	

Observaciones :	
El suelo es arenoso arcilloso, de densidad media de plasticidad baja, con LL = 21.83%, con matriz arcillosa color naranja con % Finos 23.09%	
% de Humedad Natural de la muestra ensayada	
Número de tarro = 1	Peso del agua = 26.525
Peso del tarro = 142	Peso suelo húmedo = 585
Peso del tarro + Mh = 727	Peso suelo seco = 558.475
Peso del tarro + Ms = 700.475	% Humedad Muestra = 4.75

Curva Granulometrica





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO -DISTRITO CACATACHI

lmsucv@gmail.com

MORALES - PERÚ

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Ejecuta :		ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			Elaboro :	Tes AdAP		
Proyecto :		DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR SOBRE EL RIO MAYO			Reviso :	Ing. N.Z.G.C.		
		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUÑUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014			Kilometraje:	0		
Ubicación		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUNUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014			Fecha :	03/11/2014		
Calicata N° C - 01	COORDENADAS UTM		E:	0342941.805	ESPESOR	HUMEDAD	Foto	
			S:	9272953.139				
Cota As. (m)		Nivel freático = N.P.	Prof. Exc. 4.75 (m)	Cota As. 217.26 (msnm)	(m)	(%)		
Estrato	Descripción del Estrato de suelo			CLASIFICACIÓN				
				AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		
217.26	I	Suelo arena arcilloso color negro con mezcla de material en descomposición y raíces, suelo con olor característico hasta los 0.20 metros seguido de una mezcla de suelo color marrón, suelo contaminado.			A-8	CL-Pt		
217.06	II	El suelo es una arena arcillosa color marrón de consistencia medianamente compacto, con finos de 23.09%, de plasticidad mediana con LL = 21.83%, color naranja, con resistencia al corte regular, no presenta nivel freático, con porcentaje de arena del 76.91% del total de la muestra			A-2-4(0)	SC		
212.51								

OBSERVACIONES: Del registro de excavación que se muestra, ha sido realizado con datos adjuntados por el solicitante.



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO CACATACHI

imsucv@gmail.com

MORALES - PERÚ

CAPACIDAD ADMISIBLE DE SUELOS

PROYECTO :Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular sobre el Río Mayo
UBICACIÓN : Localidad de San Francisco - Dist. Cuñumbuqui Prov. Lamas - Reg. San Martín

ARCHIVO N° : SF-San Francisco
REALIZADO : Andrey del Aguila Perea
REVISADO :
FECHA : 03 de Nov. del 2014

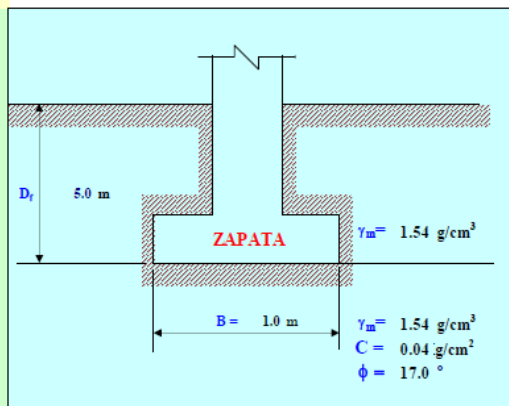
MARGEN

POR RESISTENCIA Cimentación Cuadrada

Cohesión	C = 0.04 Kg/cm ²
Angulo de fricción	φ = 17.0 °
Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación	γ _m = 1.54 g/cm ³
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ _m = 1.54 g/cm ³
Ancho de la cimentación	B = 1.0 m
Largo de la cimentación	L = 1.0 m
Profundidad de la cimentación	D _f = 5.0 m
Factor de seguridad	FS = 3.0

$$q_{ult} = 2/3CN + \frac{1}{2}\gamma BS\gamma_{\gamma}N_{\gamma\gamma} + \gamma D_f N_q$$

Capacidad última de carga	q _{ult} = 5.6 Kg/cm ²
Capacidad admisible de carga	q _{adm} = 1.9 Kg/cm ²



POR ASENTAMIENTO (S_i) Cimentación Cuadrada

Presión por carga admisible	q _{adm} = 1.9 Kg/cm ²
Relación de Poisson	μ = 0.3
Módulo de Elasticidad	E _s = 1000 Kg/cm ²
Asentamiento permisible	S _{i(max)} = 2.5 cm
Ancho de la cimentación	B = 1.0 m
Factor de forma	I _r = 0.93 m/m

Asentamiento	S _i = 0.002 m
Asentamiento	S _i = 0.16 cm

Presión por carga	q _{adm} = 1.9 Kg/cm ²	S _i = 0.16 cm	OK !
Presión de carga asumida por asentamiento	q _{adm} = 1.9 Kg/cm ²	S _i = 0.16 cm	OK !



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

imsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D3080

INFORME : LMS 2014 DESCRIPCION DEL SUELO: ARENOSO
 ARCILLOSO PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD SOBRE EL RIO MAYO
 LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO, DISTRITO CUÑUMBUQUI, PROVINCIA LAMAS, REGION SAN MARTIN - 2014
 SOLICITANTE : TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA CERTIFICADO UCV
 004-2014-05 UBICACIÓN : DISTRITO DE CUÑUMBUQUI DISPOSITIVO UTILIZADO : ELECTRONICO

Sondaje : CALICATA N° 01
Muestra : II

Profundidad : 0.20 - 4.50 m.
Estado : INALTERADO

Velocidad : 0.5 mm/min
Clasificación SUCS: SC

ESPECIMEN 1

Altura: 20.00 mm
 Lado : 60.00 mm
 D. Seca: 1.23 gr/cm³
 Humedad: 25.54 %
 Esf. Normal : 1.11 kg/cm²
 Esf. Corte: 0.56 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.00 mm
 Lado : 60.00 mm
 D. Seca: 1.18 gr/cm³
 Humedad: 28.21 %
 Esf. Normal : 1.67 kg/cm²
 Esf. Corte: 0.82 kg/cm²

ESPECIMEN 3

Altura: 20.00 mm
 Lado : 60.00 mm
 D. Seca: 1.22 gr/cm³
 Humedad: 27.01 %
 Esf. Normal : 2.22 kg/cm²
 Esf. Corte: 1.09 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.08	0.07
0.06	0.11	0.09
0.12	0.13	0.12
0.18	0.16	0.14
0.30	0.19	0.17
0.45	0.22	0.20
0.60	0.25	0.22
0.75	0.27	0.24
0.90	0.30	0.26
1.05	0.33	0.29
1.20	0.35	0.31
1.50	0.38	0.33
1.80	0.40	0.35
2.10	0.42	0.37
2.40	0.44	0.38
2.70	0.46	0.40
3.00	0.48	0.41
3.60	0.51	0.43
4.20	0.55	0.46
4.80	0.56	0.47
5.40	0.56	0.46
6.00	0.56	0.45

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.05
0.06	0.11	0.07
0.12	0.14	0.08
0.18	0.16	0.10
0.30	0.19	0.11
0.45	0.24	0.15
0.60	0.30	0.18
0.75	0.36	0.21
0.90	0.42	0.25
1.05	0.49	0.29
1.20	0.55	0.32
1.50	0.57	0.34
1.80	0.63	0.37
2.10	0.68	0.39
2.40	0.70	0.40
2.70	0.72	0.41
3.00	0.74	0.42
3.60	0.77	0.44
4.20	0.80	0.45
4.80	0.82	0.45
5.40	0.82	0.45
6.00	0.82	0.44

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.04
0.06	0.11	0.05
0.12	0.14	0.06
0.18	0.17	0.07
0.30	0.19	0.09
0.45	0.27	0.12
0.60	0.36	0.16
0.75	0.45	0.20
0.90	0.53	0.24
1.05	0.65	0.29
1.20	0.75	0.33
1.50	0.77	0.34
1.80	0.86	0.38
2.10	0.94	0.41
2.40	0.95	0.41
2.70	0.97	0.42
3.00	1.00	0.43
3.60	1.03	0.44
4.20	1.05	0.44
4.80	1.08	0.45
5.40	1.08	0.44
6.00	1.08	0.44

OBSERVACIONES:

La muestra ha sido extraída de acuerdo a normas vigentes y establecidas en nuestro país, homologadas con normas internacionales



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

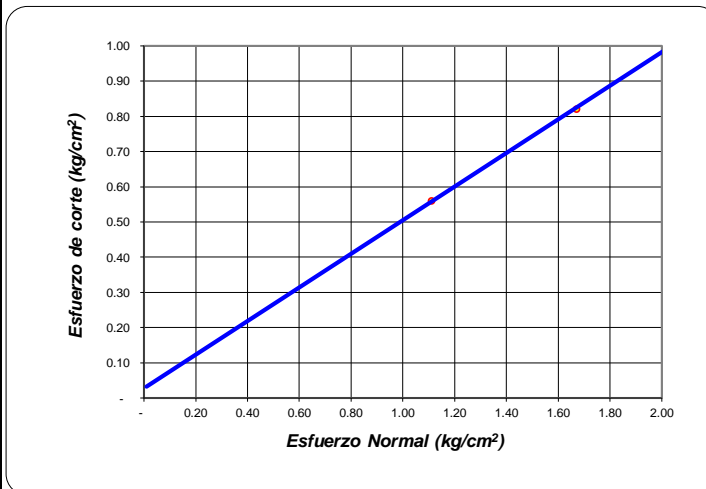
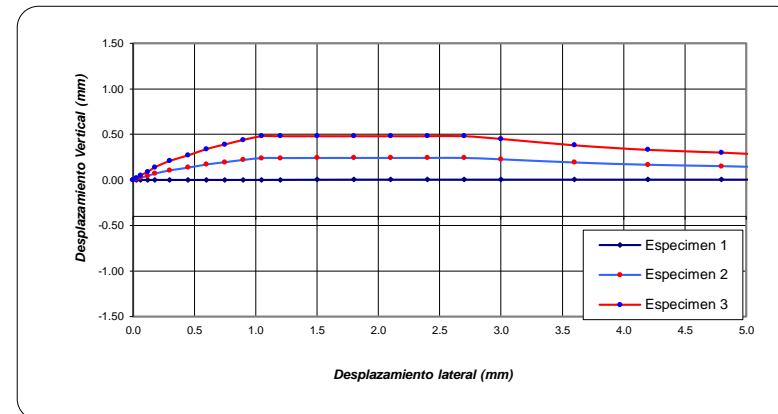
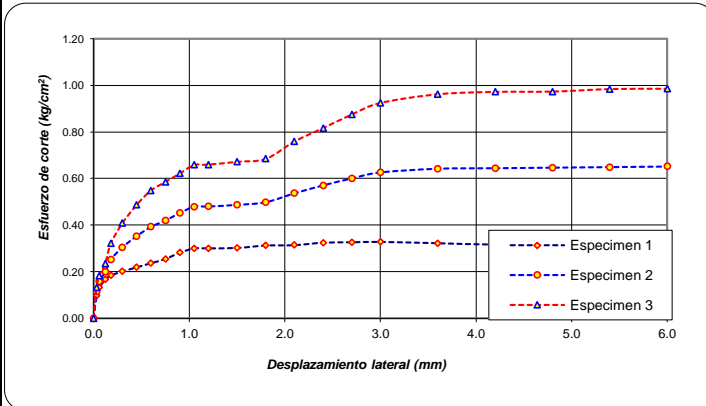
CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	LMS 2014		
SOLICITANTE :	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD SOBRE EL RIO MAYO LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO, DISTRITO CUÑUMBUQUI PROVINCIA LAMAS, REGION SAN MARTIN - 2014		
UBICACIÓN :	TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA		
FECHA :	DISTRITO DE CUÑUMBUQUI		
Sondaje : C-01	Profundidad : 0.40-1.50 m.		
Muestra : CALICATA N° 01	Estado : INALTERADO		
N° ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	1.11	1.67	2.22
Esfuerzo de corte	0.56	0.82	1.09

Resultados:	
Cohesión (c):	0.04 kg/cm ²
Ang. Fricción (φ):	25 °

CALICATA C-02:
MUESTRA I



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERÚ

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el rio Mayo, Localidad de San Francisco
Localización del Proyecto: Distrito de Cuñumbuqui - Provincia de Lamas - Región San Martín Kilometraje: _____
Descripción del Suelo: SUELO ARENALIMOSA Profundidad de la Muestra: 0.10-1.60 m

Hecho Por: TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA Calicata: C - 02 (M-1) Fecha: 03/11/2014

Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216

LATA	15	34	36	
PESO DE LATA grs	96.00	105.00	101.00	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	511.00	432.00	439.00	
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	480.00	410.00	417.00	
PESO DEL AGUA grs	31.00	22.00	22.00	
PESO DEL SUELO SECO grs	384.00	305.00	316.00	
% DE HUMEDAD	8.07	7.21	6.96	
PROMEDIO % DE HUMEDAD		7.42		

Determinación de la Gravedad Específico de Sólidos ASTM D-854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.		
METODO DE REMOCION DEL Aire		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO		
TEMPERATURA, °C		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs		
PLATO EVAPORADO N°		
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs		
PESO DEL SUELO SECO grs		
VOLUMEN DE SOLIDOS cm ³		
GRAVEDAD ESPECIFICA		
PROMEDIO		

Determinación del Peso Volumétrico ASTM D-2937

LATA	1	2	3	4
PESO DE MOLDE grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE grs				
PESO DEL SUELO SECO Kgrs				
VOLUMEN DEL MOLDE cm ³				
PESO UNITARIO grs/m ³				
PROMEDIO grs/m ³				



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO -DISTRITO CACATACHI

lmsucv@gmail.com

MORALES - PERÚ

REGISTRO DE EXCAVACION

Ejecuta :	ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL				Elaboro :	Tes AdAP	
Proyecto :	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR SOBRE EL RIO MAYO				Reviso :	Ing. N.Z.G.C.	
	LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUÑUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014				Kilometraje:	0	
Ubicación	LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUNUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014				Fecha :	03/11/2014	
Calicata N° - 02 (M-	COORDENADAS UTM		E:	0342877.058	ESPESOR	HUMEDAD	Foto
			S:	9272894.594			
	Nivel freático = N.P.	Prof. Ex.	1.70 (m)	Cota As. 215.63 (msnm)			
Cota As. (m)	Estrato	Descripción del Estrato de suelo			CLASIFICACIÓN		
					AASHTO	SUCS	SÍMBOLO
215.63	I	Suelo arena arcilloso color negro con mezcla de material en descomposición y raíces, suelo con olor característica hasta los 0.10 metros seguido de una mezcla de suelo color Marrón claro, suelo contaminado.			A-8	CL-Pt	
215.53							0.10
	II	El suelo es una arena limosa de densidad media con 64.02 % de finos			A-4(3)	ML	
							1.60
213.93							7.42

OBSERVACIONES: Del registro de excavación que se muestra, ha sido realizado con datos adjuntados por el solicitante.

CALICATA C-02:
MUESTRA II



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el rio Mayo, Localidad de San Francisco
Localización del Proyecto: Descripción del Suelo: Distrito de Cuñumbuqui - Provincia de Lamas - Región San Martín Kilometraje: _____
SUELO GRAVALIMOSO Profundidad de la Muestra: 1.70-4.50 m
Hecho Por: TESISTA ANDREY DELAGUILA PEREA Calicata: C - 02 (M-2) Fecha: 03/11/2014

Determinación del % de Humedad Natural

ASTM 2216

LATA	15	34	36	
PESO DE LATA grs	115.00	102.00	102.00	
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	766.00	821.00	874.00	
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	748.00	804.00	853.00	
PESO DEL AGUA grs	18.00	17.00	21.00	
PESO DEL SUELO SECO grs	633.00	702.00	751.00	
% DE HUMEDAD	2.84	2.42	2.80	
PROMEDIO % DE HUMEDAD		2.69		

Determinación de la Gravedad Especifico de Solidos

ASTM D-854

LATA	1	2
VOL. DEL FRASCO A 20° C.		
METODO DE REMOCION DEL Aire		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO		
TEMPERATURA, °C		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs		
PLATO EVAPORADO N°		
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs		
PESO DEL SUELO SECO grs		
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3		
GRAVEDAD ESPECIFICA		
PROMEDIO		

Determinación del Peso Volumétrico

ASTM D-2937

LATA	1	2	3	4
PESO DE MOLDE grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE grs				
PESO DEL SUELO SECO Kgrs				
VOLUMEN DEL MOLDE cm3				
PESO UNITARIO grs/m3				
PROMEDIO grs/m3				



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

Proyecto: Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad sobre el río Mayo, Localidad de San Francisco

Localización del Proyecto:

Distrito de Cuñumbuqui - Provincia de Lamas - Región San Martín

Kilometraje:

Descripción del Suelo:

SUELO GRAVA LIMOSO

Profundidad de la Muestra:

1.70-4.50 m

Calicata:

C - 02 (M-2)

Hecho Por:

TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA

Fecha:

03/11/2014

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

Tamices	Peso %	Retenido %	Retenido	% Cua	% Arcilla	% Pasado	Tamaño Pasa	Observaciones
5"	127.00							
4"	101.60							
3"	76.20							
2"	50.80	0.00	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%		
1 1/2"	38.10	20.31	4.20%	4.20%	95.80%			
1"	25.40	782.00	16.06%	20.26%	79.74%			
3/4"	19.050	331.00	6.80%	27.06%	72.94%			
1/2"	12.700	518.00	10.64%	37.69%	62.31%			
3/8"	9.525	301.00	6.18%	43.88%	56.12%			
1/4"	6.350	0.00	0.00%	43.88%	56.12%			
Nº 4	4.760	577.00	11.85%	55.73%	44.27%			
Nº 8	2.380	3.00	0.06%	55.79%	44.21%			
Nº 10	2.000	1.00	0.02%	55.81%	44.19%			
Nº 16	1.190	1.00	0.02%	55.83%	44.17%			
Nº 20	0.840	0.39	0.01%	55.84%	44.16%			
Nº 30	0.590	0.08	0.00%	55.84%	44.16%			
Nº 40	0.426	0.09	0.00%	55.84%	44.16%			
Nº 50	0.297	0.20	0.00%	55.84%	44.16%			
Nº 60	0.250	0.15	0.00%	55.85%	44.15%			
Nº 80	0.177	0.26	0.01%	55.85%	44.15%			
Nº 100	0.149	0.18	0.00%	55.86%	44.14%			
Nº 200	0.074	0.77	0.02%	55.87%	44.13%			
Fondo	0.01	4757.82	97.72%	153.59%	0.00%			
TOTAL		7478.25						

Sub-Grupo: Arenas	GP A-1-a(0)
Arcilla inorganica con matriz de arcilla color anaranjado con clasificación 4/8	
SUCS =	GP
LL = 0.00	WT = 272.90
LP = 0.00	WT+SAL = 5141.90
IP = 0.00	WSAL = 4869.00
IG = 0	WT+SDL = 384.08
	WSDL = 111.18
D 90 =	%ARC. = 44.13
D 60 =	%ERR. = 0.00
D 30 =	Cc =
D 10 =	Cu =

Observaciones:
 El suelo es una arcilla inorgánica de consistencia dura con finos de 61.16%.
 de plasticidad mediana, con LL = 31.01% con matriz arcillosa color anaranjado con resistencia al corte de regular, no presenta nivel frédico, con porcentaje de arena del 38.84% del total de la muestra
 % de Humedad Natural de la muestra ensayada

Numero de tarro =	1	Peso del agua =	131
Peso del tarro =	272.9	Peso suelo húmedo =	5000
Peso del tarro + Mh =	5272.9	Peso suelo seco =	4869
Peso del tarro + Ms =	5141.9	% Humedad Muestra =	2.69

GRAVA

GRAVA FINA

GRAVA GRUESA

GRAVA MEDIA

ARENA GRUESA

LIMO

ARENA FINA

ARCILL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO CACATACHI

lmsucv@gmail.com

MORALES - PERÚ

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

Ejecuta :		ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			Elaboro :	Tes AdAP	
Proyecto :		DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR SOBRE EL RIO MAYO			Reviso :	Ing. N.Z.G.C.	
		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUÑUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014			Kilometraje:	0	
Ubicación		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO-CUÑUMBUQUI-LAMAS - SAN MARTIN - 2014			Fecha :	03/11/2014	
Calicata N° - 02 (M-		COORDENADAS UTM		E:	0342877.058		
				S:	9272894.594		
		Nivel freático = N.P.		Prof. Exc.	2.80 (m)		
				Cota As.	215.63 (msnm)		
Cota As. (m)		Estrato		DESCRIPCIÓN DEL ESTRATO DE SUELO			Foto
				CLASIFICACIÓN			
				AASHTO	SUCS	SÍMBOLO	
215.63				A-1-a(0)	GP		
						2.80	2.69
				<p><i>El suelo es una grava limosa de consistencia muy compacta color marrón claro con bolonería tamaño máximo 4" en un 20% aproximadamente no presenta nivel freático, con porcentaje de finos de 44.13% , de ninguna plasticidad (NP), de arena del 0.15% y de grava el 55.73% del total de la muestra</i></p>			

OBSERVACIONES: Del registro de excavación que se muestra, ha sido realizado con datos adjuntados por el solicitante.



UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO CACATACHI

lmsucv@gmail.com

MORALES - PERÚ

CAPACIDAD ADMISIBLE DE SUELOS

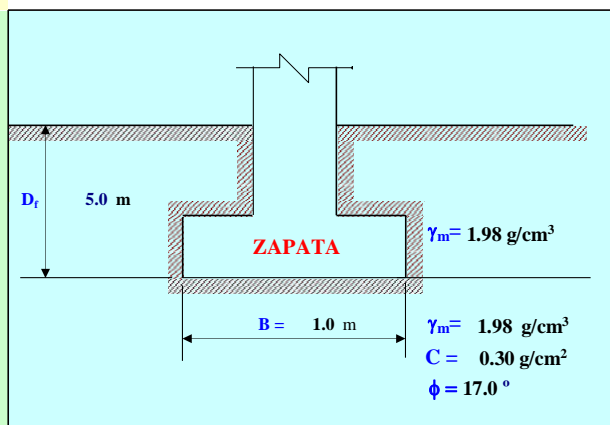
PROYECTO : Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular sobre el Rio Mayo
 UBICACIÓN : Localidad de San Francisco - Dist. Cuñumbuqui Prov. Lamas - Reg. San Martín

ARCHIVO N° : SF-San Francisco
 REALIZADO : Andrey del Aguila Perea
 REVISADO :
 FECHA : 03 de Nov. del 2014

MARGEN DERECHO

POR RESISTENCIA Cimentación Cuadrada

Cohesión $C = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$
 Angulo de fricción $\phi = 17.0^\circ$
 Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación $\gamma_m = 1.98 \text{ g/cm}^3$ Peso
 unitario del suelo bajo el nivel de fundación $\gamma_m = 1.98 \text{ g/cm}^3$ Ancho de la
 cimentación $B = 1.0 \text{ m}$
 Largo de la cimentación $L = 1.0 \text{ m}$
 Profundidad de la cimentación $D_r = 5.0 \text{ m}$
 Factor de seguridad $FS = 3.0$



POR ASENTAMIENTO (S_i) Cimentación Cuadrada

Presión por carga admisible $q_{adm} = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$
 Relación de Poisson $\mu = 0.3$
 Módulo de Elasticidad $E_s = 1000 \text{ Kg/cm}^2$
 Asentamiento permisible $S_{i(max)} = 2.5 \text{ cm}$
 Ancho de la cimentación $B = 1.0 \text{ m}$
 Factor de forma $I_r = 0.93 \text{ m/m}$

Asentamiento $S_i = 0.003 \text{ m}$
 Asentamiento $S_i = 0.32 \text{ cm}$

Presión por carga $q_{adm} = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$
 Presión de carga asumida por asentamiento $q_{adm} = 3.8 \text{ Kg/cm}^2$

$S_i = 0.32 \text{ cm}$ OK
 $S_i = 0.32 \text{ cm}$ OK



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D3080

INFORME:

LMS 2014

DESCRIPCION DEL SUELO:

GRAVOSO ARCILLOSO

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD SOBRE EL RIO MAYO LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO, DISTRITO CUÑUMBUQUI, PROVINCIA LAMAS, REGION SAN MARTIN - 2014

SOLICITANTE:

TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA

CERTIFICADO

UCV 004-2014-05

UBICACIÓN:

DISTRITO DE CUÑUMBUQUI

DISPOSITIVO UTILIZADO:

ELECTRONICO

Sondaje : CALICATA N° 02
Muestra : II

Profundidad : 1.60 - 4.50 m.
Estado : INALTERADO

Velocidad : 0.5 mm/min
Clasificación SUCS: GP

ESPECIMEN 1

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.92 gr/cm³
Humedad: 0.73 %
Esf. Normal : 0.56 kg/cm²
Esf. Corte: 0.36 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.98 gr/cm³
Humedad: 0.74 %
Esf. Normal : 1.11 kg/cm²
Esf. Corte: 0.63 kg/cm²

ESPECIMEN 3

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.98 gr/cm³
Humedad: 0.76 %
Esf. Normal : 1.67 kg/cm²
Esf. Corte: 0.90 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.10	0.17
0.06	0.12	0.22
0.12	0.16	0.28
0.18	0.17	0.31
0.30	0.19	0.34
0.45	0.21	0.38
0.60	0.24	0.42
0.75	0.26	0.47
0.90	0.28	0.50
1.05	0.30	0.53
1.20	0.31	0.55
1.50	0.30	0.53
1.80	0.31	0.55
2.10	0.31	0.55
2.40	0.32	0.56
2.70	0.33	0.56
3.00	0.36	0.61
3.60	0.36	0.61
4.20	0.34	0.58
4.80	0.35	0.58
5.40	0.34	0.56
6.00	0.35	0.56

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.09
0.06	0.14	0.13
0.12	0.18	0.16
0.18	0.23	0.21
0.30	0.28	0.25
0.45	0.33	0.29
0.60	0.38	0.34
0.75	0.41	0.37
0.90	0.43	0.38
1.05	0.47	0.41
1.20	0.48	0.42
1.50	0.50	0.44
1.80	0.52	0.46
2.10	0.55	0.48
2.40	0.60	0.52
2.70	0.60	0.52
3.00	0.62	0.53
3.60	0.63	0.53
4.20	0.63	0.53
4.80	0.63	0.52
5.40	0.62	0.50
6.00	0.62	0.50

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.15	0.09
0.06	0.20	0.12
0.12	0.25	0.15
0.18	0.34	0.20
0.30	0.43	0.26
0.45	0.50	0.30
0.60	0.53	0.32
0.75	0.56	0.33
0.90	0.57	0.34
1.05	0.59	0.35
1.20	0.59	0.35
1.50	0.64	0.37
1.80	0.64	0.37
2.10	0.67	0.39
2.40	0.69	0.40
2.70	0.83	0.48
3.00	0.85	0.49
3.60	0.89	0.50
4.20	0.90	0.50
4.80	0.90	0.50
5.40	0.90	0.49
6.00	0.90	0.49

OBSERVACIONES:

La muestra ha sido extraída de acuerdo a normas vigentes y establecidas en nuestro país, homologadas con normas internacionales



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Solo para los que quieren salir adelante

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

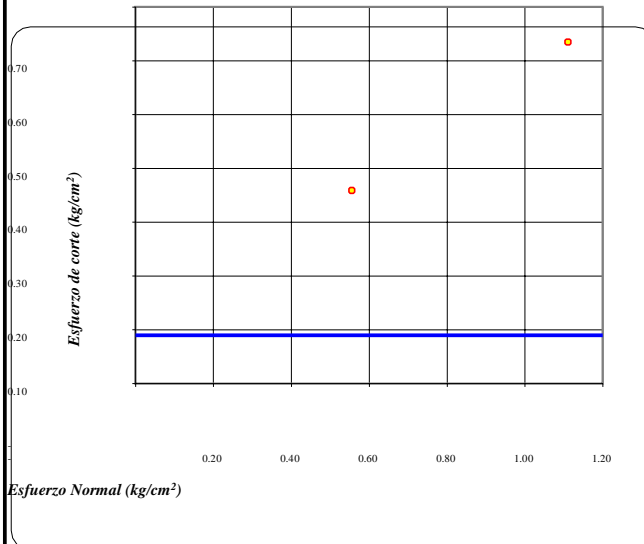
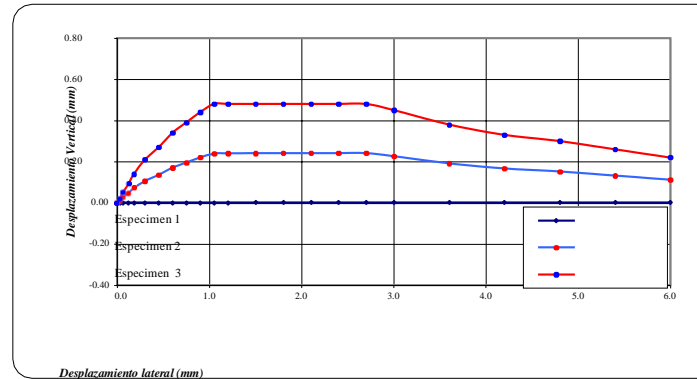
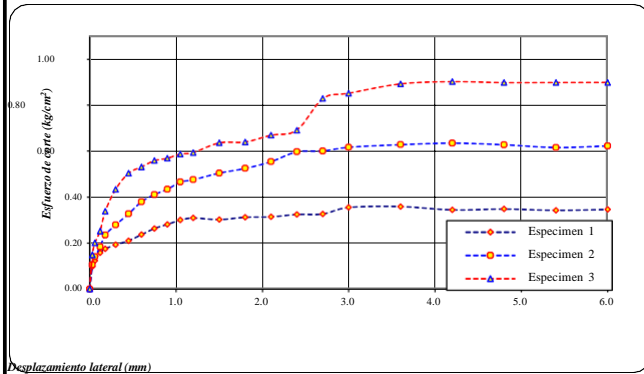
CAMPUS UNIVERSITARIO - DISTRITO DE CACATACHI

lmsucv@gmail.com

TARAPOTO - PERU

ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	LMS 2014		
SOLICITANTE :	DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD SOBRE EL RIO MAYO LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO, DISTRITO CUÑUMBUQUI PROVINCIA LAMAS, REGION SAN MARTIN - 2014		
UBICACIÓN :	TESISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA		
FECHA :	DISTRITO DE CUÑUMBUQUI		
	Sondaje: CALICATA N° 02	Profundidad : 1.60 - 4.50 m.	
	Muestra : II	Estado : INALTERADO	
N° ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.36	0.63	0.90

Resultados:	
Cohesión (c):	0.30 kg/cm ²
Ang. Fricción (φ)::	26 °

ANEXO 3:
ESTUDIO HIDROLÓGICO

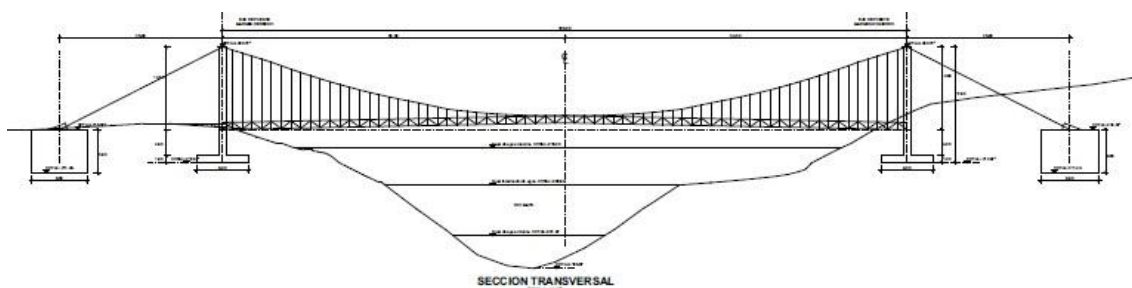
**PROYECTO : “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE
VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO,
LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN
– 2014”**

EJECUTA : TESISISTA ANDREY DEL AGUILA PEREA

INFORME TÉCNICO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

INFORME TÉCNICO

PROYECTO: “DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”



TESISTA : ANDREY DEL AGUILA PEREA
DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN
PROVINCIA : LAMAS
DISTRITO : CUÑUMBUQUI
SECTOR : LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO

MORALES - PERÚ
Noviembre 2014

ÍNDICE

ESTUDIO HIDROLÓGICO

- 1.0 GENERALIDADES
- 1.1 INTRODUCCIÓN
- 1.2 OBJETIVOS
- 1.3 IMPORTANCIA
- 1.4 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS EMPLEADOS
- 1.5 METODOLOGIA EMPLEADA
- 2.0 INFORMACIÓN BÁSICA
- 2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO
- 2.2 CUENCA DE INTERES
- 2.3 CLIMATOLOGÍA
- 3.0 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLOGICOS
- 3.1 CARACTERISTICAS GEOMORFOLICAS DE LA CUENCA
- 4.0 ANÁLISIS HIDROLÓGICO
- 4.1 INFORMACIÓN BÁSICA UTILIZADA.
- 4.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA
- 4.3 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA (SALTOS Y TENDENCIAS)
- 4.4 COMPLETACIÓN DE DATOS
- 4.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS
- 4.6 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN DE ALTURAS DE LLUVIA EN ESCORRENTÍA
- 4.7 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

ESTUDIO HIDRÁULICO FLUVIAL

- 5.0 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN SITIOS DE INTERÉS
- 5.1 GENERALIDADES
- 5.2 CAUCE DE EQUILIBRIO DEL RÍO

5.3 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

5.4 DETERMINACION DE VALORES DE DISEÑO

5.4.1 LONGITUD LIBRE ENTRE TORRES

5.4.2 NIVELES DE AGUAS MÁXIMAS PROBABLES

6.0 CONCLUSIONES

7.0 ANEXOS

ESTUDIO HIDROLÓGICO

1.0 GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El Estudio Hidrológico e Hidráulico para el Proyecto “**DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014**”, tiene como objeto establecer las características y el comportamiento hidrúlicos más importantes del Río Mayo, en la sección en estudio que se puedan generar durante épocas de Máximas Avenidas Extraordinarias.

Con el objeto de proyectar una adecuada ubicación y profundidad de cimentación evitando en lo posible no afectar el flujo normal del Río, garantizando así la funcionalidad de la estructura proyectada, ante eventuales ocurrencias de caudales Máximo Extraordinarios que puedan acaecer durante la vida útil del puente; se ha estimado una sección estable del río utilizando la hidrología superficial para temas específicos como la modelación de escurrimiento superficial en cuencas, tránsito de caudales, cálculo de niveles máximos de agua y profundidades de socavación.

1.2 OBJETIVOS

- Evaluar el caudal máximo que pueda suscitarse en base a la información hidrológica disponible.
- Evaluar el tirante máximo (NAME), generado duran una las máximas avenidas que puede suscitarse.

1.3 IMPORTANCIA

La importancia de realizar la evaluación hidrológica e hidráulica, radica en la necesidad de proyectar y estimar los volúmenes de agua que atraviesan la sección, evaluar hidráulicamente los cambios drásticos que se puedan producir el lecho del río o taludes.

1.4 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS EMPLEADOS

Cuenca

La superficie del terreno cuya escorrentía superficial fluye en su totalidad a través de una serie de corrientes, ríos, quebradas, eventualmente lagos por una única desembocadura, estuario o delta.

Cuenca Alta

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual predomina el fenómeno de la socavación, es decir que

Hay aportación de material terreo hacia las partes bajas de la cuenca, en las que se pueden distinguir claramente trazas de erosión.

Cuenca Media

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual hay un equilibrio entre el material sólido que llega traído por la corriente y el material que sale, visiblemente no hay erosión.

Cuenca Baja

Es la parte de la cuenca hidrográfica en la cual el material extraído de la parte alta es depositado.

Caudal o aportación

Cantidad de agua que pasa por un punto específico en un sistema hidráulico en un momento o periodo.

Caudal base

Caudal en los ríos o cauces menores que discurre en estiaje, que normalmente procede de la descarga de aguas subterráneas.

Área de la Cuenca (A)

El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño, está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía directa o indirectamente a un mismo cauce natural.

Longitud

La longitud de la cuenca puede estar definida como la distancia del cauce principal entre un punto abajo (estación de aforo) y otro punto aguas arriba donde la tendencia general de cauce principal corte la línea de contorno de la cuenca.

Perímetro

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea divorcio de la hoya es un parámetro importante, pues junto al área nos puede decir la forma de la cuenca.

Ancho de la cuenca

El ancho se define como la relación entre el área y la longitud de la cuenca.

Pendiente

Es una medida de la inclinación de la superficie del fondo en el sentido de la corriente. Se expresa como la tangente del ángulo que forma la horizontal con la línea del fondo en sentido longitudinal.

Sinuosidad de un tramo del cauce principal

Relación entre la distancia en línea recta entre los puntos, y la longitud medida en el cauce principal, siguiendo la línea del thalweg.

Intensidad de Precipitación

Es la altura de precipitación por unidad de tiempo, se expresa en mm/m (milímetros por hora).

Lecho Mayor

Terrenos planos en las márgenes del río que, en condiciones no intervenidas con obras, son ocupados por el río en máximas avenidas.

Máximo Pelo de Agua

Es el máximo ordinario de pelo de agua refiere al nivel más alto alcanzado por un cuerpo de agua que se mantiene por un periodo suficiente para dejar evidencia en el paisaje.

Tasa de escurrimiento (Coeficiente de Escurrimiento)

Relación entre el volumen de agua que se precipita sobre una superficie determinada y el volumen de agua que se escurre en la misma. Las pérdidas pueden ser por evaporación o por infiltración.

Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario para el caudal saliente se estabilice, cuando la ocurrencia de una precipitación con intensidad constante sobre toda la cuenca.

Hidrograma Unitario

Es el hidrograma de esorrentía directa que se producirá en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta de una duración determinada.

Thalweg

Line que une los puntos de mayor profundidad a lo largo de un curso de agua.

Erosión local

Los procesos de erosión local se originan en movimientos vorticosos que ocurre al pie de obstáculos al flujo en el curso del río.

1.5 METODOLOGÍA EMPLEADA

Con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer la capacidad de erosión, las características hidráulicas, hidrológicas y de drenaje del río se realizaron los estudios en las siguientes etapas.

PRIMER ETAPA

Durante la primera etapa se realizó la recopilación de información y las visitas de campos correspondientes.

- **Recopilación de Información.**

Comprendió la búsqueda, evaluación y análisis de la documentación existente tales como estudios anteriores, cartografías y los datos pluviométricos de la cuenca involucrada en el estudio.

- **Visita preliminar de campo.**

Se realizó una visita preliminar al lugar de estudio.

SEGUNDA ETAPA (Visita a Campo)

Los trabajos de campo consistieron mayormente en evaluación in situ de los parámetros hidráulicos e hidrológicos más relevantes en la zona donde se proyectará el puente. Lo que consistió en un recorrido aguas arriba como aguas abajo del posible eje del puente, se realizaron las siguientes actividades.

- Se llevó a cabo una evaluación del cauce en el eje del puente proyectado.
- Se realizó una inspección ocular del Río Mayo en la Zona en estudio con el fin de observar los parámetros hidrológicos e hidráulicos, obteniendo los siguientes posibles valores.

Rio Mayo

1. Coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.050$
2. Características del tipo de suelo y uso de la tierra en la cuenca. Con lo cual se ha definido un CN = 60
3. Muestreo del Diámetro nominal de sedimentos de fondo y márgenes del río en la Zona en Estudio.

TERCERA ETAPA (Trabajo en Gabinete)

Los trabajos de gabinete consistieron en la elaboración de un informe, el mismo que contiene una evaluación detallada de la información recogida en campo.

- Generalidades; En este primer capítulo se describe la introducción, los objetivos del estudio, importancia del estudio, definición de términos empleados y la metodología empleada usada en la elaboración del presente informe.

- Información básica; Contiene la ubicación del área de estudio, la ubicación del Puente, la cuenca de interés, la climatología, los parámetros climáticos y una pequeña clasificación del clima en la zona.
- Determinación de los parámetros geomorfológicos, tales como área de cuenca, perímetro, factor de forma, índice de compacidad, longitud del curso principal, pendiente, etc.
- Análisis hidrológico, conteniendo los siguientes ítems: Información básica utilizada, Precipitación máxima diaria, Análisis de consistencia (saltos y tendencias), Análisis de frecuencias y periodos de retorno (Gumbell, Log Pearson III, Pearson Tipo III, etc.) Método de transformación de alturas de lluvia en escorrentía y modelamiento hidrológico.
- Determinación de la socavación en sitios de interés, este capítulo da inicio al estudio hidráulico fluvial y contiene Generalidades del tema, determinación de la socavación general.
- Consideraciones sobre hidráulica fluvial del río, que contiene: Mecánica fluvial del río, Determinación de la capacidad de arrastre, Determinación de los valores de diseño.
- Conclusiones del estudio, indicando un resumen de los principales resultados y recomendaciones a tomar en cuenta.
- Cuadros de hidrología e hidráulica indicando el procedimiento, los valores tomados y los principales resultados para cada caso.

ESTUDIO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

2.0 INFORMACIÓN BÁSICA

2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Políticamente el proyecto se encuentra ubicado en:

Región	:	San Martín
Provincia	:	Lamas Distrito
	:	Cuñumbuque
Sector	:	Localidad de San Francisco

2.2 CUENCA DE INTERÉS

El río Mayo pertenece a la Cuenca del Río Huallaga, quien a su vez pertenece a la cuenca del sistema hidrográfico del Río Amazonas encontrándose estas cuencas en la vertiente del Atlántico. La naciente de la misma está en la parte alta de la provincia de San Martín a una altitud de 1946.00 m.s.n.m.

La principal fuente de abastecimiento del flujo son las precipitaciones que se presentan de manera continua en la zona, las filtraciones aportan mínimamente sus aguas a la cuenca en los periodos de menor precipitación.

La cuenca del río se encuentra ubicada aproximadamente entre las siguientes coordenadas:

Longitud Oeste : 76° 45' - 77° 24'

Latitud Sur : 05° 15' - 08° 25'

Su cuenca es bastante húmeda, por esta razón casi el 85 % de su cuenca se encuentra cubierta de vegetación permanente.

De la información cartográfica disponible que corresponde a la carta nacional IGN a escala 1:100,000 (Carta Nacional 13-k denominada Tarapoto), se desprende que el área de cuenca hasta la ubicación del puente es igual a 9247.30 Km², con un perímetro igual a 644.30 Km., una longitud de río principal de 299Km. y una pendiente de 0.57 %, un factor de forma con un valor de 0.10 lo que nos da una cuenca con un tipo alargado, lo que producirá que los eventos máximos se produzcan con mayor rapidez y un coeficiente de compacidad con valor de 1.89 lo que nos da como conclusión que nos encontramos frente a una cuenca de forma oval oblonga.

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO – CUÑUMBUQUI - LAMAS – SAN MARTÍN – 2014”

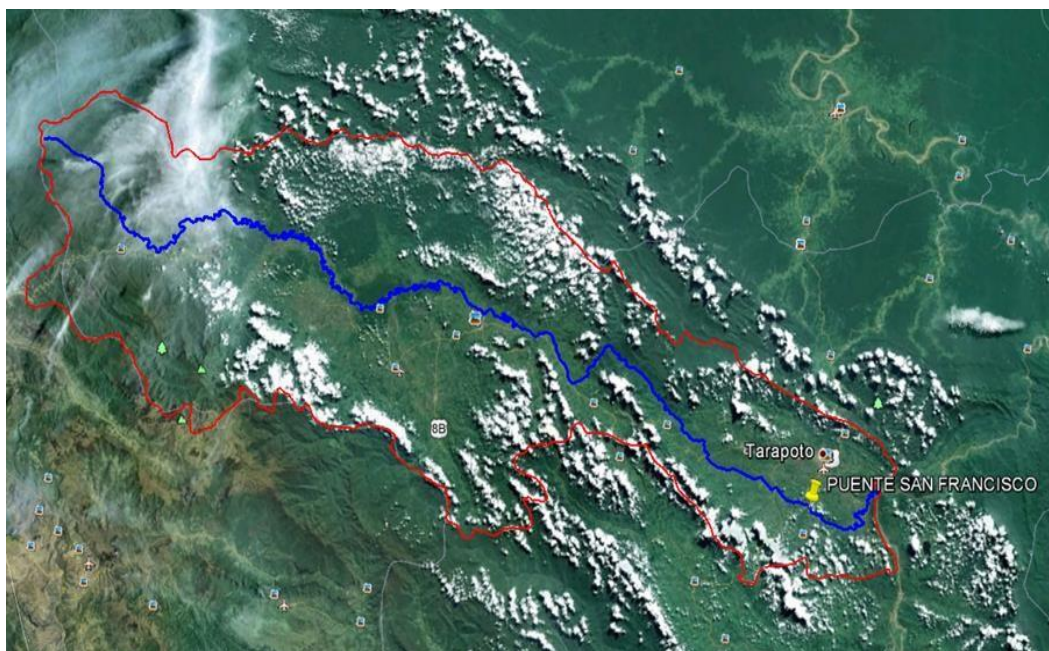


Imagen Satelital

2.3 CLIMATOLOGÍA

El puente proyectado sobre el río Mayo, se encuentra ubicada cerca de la zona urbana de la localidad de San Francisco del Río Mayo, razón por la cual para la descripción de los principales parámetros climatológicos (precipitación y temperatura) han sido evaluados de informes de análisis cercanos a la Zona de Influencia. La entidad encargada del manejo y operación de la mayoría de los parámetros climatológicos es el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

2.3.1 PARÁMETROS CLIMÁTICOS

PRECIPITACIÓN

La variable precipitación es tomada de la estación PLU- CUÑUMBUQUE, debido a que se ubican dentro del área de influencia del proyecto.

En los registros meteorológicos analizados se puede observar que existen dos periodos durante el año donde se presentan mayor precipitación pluvial.

Los cuales están comprendidos entre los meses de Marzo a Julio y de Setiembre a Noviembre mientras que el periodo de estiaje está marcado por los meses de Agosto y de Diciembre a febrero.

TEMPERATURA

La temperatura presenta valores característicos a esta parte del país, la media anual es de 25°C mientras que la máxima promedio puede alcanzar los 32°C.

La zona en estudio tiene un clima Cálido Húmedo (Tropical Húmedo)

3.0 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

Las características físicas de una cuenca forman un conjunto que influye profundamente en comportamiento hidrológico de dicha zona tanto a nivel de las excitaciones como de las respuestas de la cuenca tomada como un sistema.

Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica en la ingeniería de la hidrología, pues con la base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde exista poca información o datos faltantes, siempre que exista semejanzas geomorfológicas y climática de las zonas en cuestión.

CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DE LA CUENCA

PARAMETROS				UND	NOMENGLATURA	C U E N C A
						RIO MAYO
Superficie total de la cuenca				Km ²	Área cuenca	9247.53
Perimetro				Km.	P	644.33
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad		1	$Kc = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.89
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)	Km.	LB	299.00
			Ancho Medio	Km.	$AM = \text{Área cuenca} / LB$	30.93
			Factor de Forma	1	$Ff = AM / LB$	0.10
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km.	$L = Kc \cdot (\pi \cdot A)^{1/2} / 2 \cdot (1 + (1 - 4/\pi \cdot Kc^2))$	264.76
			Lado Menor	Km.	$B = At / L$	34.93
	Cota Máxima de la cuenca				m.s.n.m.	CMAX
Cota Mínima de la Cuenca				m.s.n.m.	CMIN	230.00
Desnivel total de la cuenca				m.s.n.m.	Ht	3185.00
Altura media de la cuenca				m.s.n.m.	Hm	1592.50
Pendiente de la cuenca (Sist. del Rectángulo Equivalente)				%	$Ip = 100 \cdot Ht / B$	9.12
Pendiente media del cauce del río				%	Im	1.07%

4.0 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Con la información obtenida de la oficina de Estadística e Informática del Servicio Nacional de meteorología (SENAMHI), se ha procedido a efectuar el cálculo de lluvia para distintos periodos de retorno.

Este cálculo se basa en las posibilidades de excedencia o no excedencias de las frecuencias de lluvia según los métodos de distribución de valores extremos como son: Gumbell, Pearson III y el Logaritmos Pearson Tipo III, para calcular las precipitaciones en distintos periodos de retorno de 25, 50, 100, 200 y 500 años, y con estas precipitaciones se procedió a la transformación de precipitación en volumen de escorrentía.

El método para calcular los caudales de los flujos que discurren del río Mayo es Soil Conservation Service (1972) SCS.

4.1 INFORMACIÓN BÁSICA UTILIZADA

La información hidro-meteorológica disponible en la zona del proyecto corresponde a información pluviométrica con registros máximos en 24 horas de la estación PLU-CUÑUMBUQUE.

Estación	Latitud	Longitud	Altitud (msnm)
PLU-CUÑUMBUQUE	06°30' "S"	76°30' "W"	240 msnm

4.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA

Los datos empleados, corresponde a los valores de precipitaciones máximas en 24 horas registradas; estos datos se adjuntan en anexos.

4.3 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA (SALTOS Y TENDENCIAS)

La no homogeneidad e inconsistencia de los datos hidrológicos representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología contemporánea, particularmente en lo relacionado a la conservación, desarrollo y control de recursos hídricos.

Un error significativo puede causar la obtención de resultados altamente sesgados en el cálculo de datos futuros.

En este caso se ha efectuado previamente el análisis de consistencia (Análisis Estadísticos de Saltos y Tendencias) de la información pluviométrica. Dicha evaluación del análisis gráfico y estadístico de saltos y tendencias de la información pluviométrica se efectúa mediante los estadísticos “T” de Student “F” de Fischer.

De la evaluación realizada a la información pluviométrica, se ha encontrado mínimamente periodos inconsistentes (saltos) en la estación en análisis, estos saltos son formas que nos determinan de manera transitoria que una serie de datos hidrológicos periódicos o no periódicos pasan de un estado a otro, como respuesta a cambios hechos por el hombre o cambios naturales que puedan ocurrir, así podemos observar en los anexos, que los datos obtenidos de la estación en estudio presenta saltos, debido a su paso de una precipitación menor a una precipitación mayor sin la debida concordancia.

4.4 COMPLETACIÓN DE DATOS

En este caso no ha sido necesario realizar completar de datos, debido a que la Estación presenta una secuencia de datos, siendo suficiente esta información para poder realizar los cálculos y encontrar resultados representativos de precipitaciones máximas en 24 horas.

4.5 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

Los registros de precipitación máximas en 24 horas fueron analizados estadísticamente (Gumbell, Pearson tipo III y el de Logaritmos Pearson Tipo III); previamente registrados, fueron sometidos a la prueba de datos dudosos. Se adoptó la distribución Pearson Type III, por presentar mayor bondad de ajuste (menor error de estimación). De los que se calculó para periodos de retorno de 25, 50, 100, 200, 500 años.

4.6 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN DE ALTURAS DE LLUVIA EN ESCORRENTÍA

Con las alturas de lluvia obtenidas, el cálculo del volumen de agua se ha realizado utilizando el método del Soil Conservation Service SCS (1972), dicho método está basado en la simulación de la escorrentía superficial que resulta de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema de componentes interconectados.

Cada componente modela un aspecto del proceso lluvia – escorrentía dentro de una cuenca o área en estudio. El componente de escorrentía superficial para un área se utiliza para representar el movimiento de agua sobre la superficie del terreno hacia los cauces del río y riachuelos. La entrada en este componente es un histograma de precipitación, el exceso de lluvia se calcula restando la infiltración y las pérdidas por detención, con base en una función de infiltración que debe acogerse de varias opciones, incluyendo el número de curva SCS de la tasa de pérdida. Se supone que tanto la lluvia como la infiltración están distribuidas uniformemente en toda la cuenca. El exceso de lluvia resultante se aplica al hidrograma Adimensional del SCS para encontrar el hidrograma de escorrentía a la salida del área.

4.7 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO

Las amenazas provenientes de las descargas del río en estudio, para períodos de retorno considerados, hacen que se desarrolle una serie de secuencias numéricas y estadísticas para llegar a resultados condicionados por las características hidro-geomorfológicas de la zona en estudio.

En este modelamiento se ha identificado las descargas para diversos periodos de retorno, así como una base de entrada: elevación, tipo de suelo, precipitación, cobertura terrestre natural del río en estudio.

De los resultados encontrados por el Método SCS se precisa como los caudales máximos ordinarios y extraordinarios los siguientes:

RÍO MAYO

- Caudal del Río Mayo en avenidas ordinarias: $Tr = 25$ años $2,019.22 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Caudal del río Mayo en avenidas ordinarias: $Tr = 50$ años $2,315.84 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Caudal del río Mayo en avenidas extraordinarias: $Tr = 100$ años $2,599.65 \text{ m}^3/\text{seg}$.

- Caudal del río Mayo en avenidas extraordinarias: $T_r = 200$ años $2,871.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- Caudal del río Mayo en avenidas extraordinarias: $T_r = 500$ años $3,218.82 \text{ m}^3/\text{seg.}$

ESTUDIO HIDRÁULICO FLUVIAL

5.0 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN SITIOS DE INTERÉS

5.1 GENERALIDADES

El proceso erosivo de la corriente de agua en los ríos, provoca la socavación del lecho móvil de los mismos en función básicamente a las características hidráulicas del río y las características granulométricas del material que conforma el cauce. La socavación resulta más intensa a medida que se incrementa el caudal y las velocidades del flujo del agua superan la velocidad crítica de erosión del material del lecho del Río. Siendo de interés la granulometría del cauce del río que durante los trabajos de campo se han efectuado, tomando muestras representativas del lecho del río Mayo.

De los datos mencionados anteriormente obtenemos el diámetro medio de las partículas en el lecho del río Mayo igual a 14.50mm.

Para efectos del cálculo de la socavación general se ha utilizado varios métodos comúnmente usados, asumiendo las características hidráulicas en función de las curvas de calibración de los ríos y las características granulométricas del material que conforma el lecho.

5.2 CAUCE DE EQUILIBRIO DEL RÍO

La teoría de régimen evalúa las características de un cauce natural que presente las condiciones de equilibrio es decir de un lecho que no sea erosionado y que no deposite para un caudal determinado.

En ríos de cauce divagante conviene reconocer las condiciones de equilibrio del cauce, puesto que al ser comparadas con la sección real puede dar información sobre la posibilidad de creación de procesos erosivos. Para el caso particular del puente a fin de no originar un estrechamiento que pueden alterar las condiciones del cauce, el ancho de la sección con las estructuras proyectadas entre la margen izquierda y margen derecha debe corresponder al ancho de equilibrio. Para efectos del cálculo de la sección de equilibrio se ha utilizado Teoría de Lacey.

Para el cálculo del ancho de equilibrio para cada uno de los periodos de retorno sobre el río ante la ocurrencia de diversos caudales tal como se presenta en el CUADRO N° 16.

5.3 DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN GENERAL

Se entiende por socavación normal el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección; en avenida, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo, sino la velocidad, mayor, que mantiene un movimiento generalizado; en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La primera velocidad mencionada depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; la segunda depende de las características del material del fondo y del tirante.

Como característica del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico seco, en el caso de los suelos cohesivos (en suelos friccionantes se suele considerar en la literatura del tema el mismo peso específico a todas las arenas y gravas, por lo que esta propiedad no puede usarse para diferenciarlas). El peso específico seco se obtiene dividiendo el peso de los sólidos de la muestra (W_s) entre el volumen original de la masa de suelo (V_w). Naturalmente que un criterio tan simplista para definir las características de los materiales impone las correspondientes limitaciones en los resultados y conclusiones de las teorías elaboradas con tales ideas.

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

Un hecho curioso observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de limos y arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad.

Para efectos del cálculo de la socavación general se ha utilizado la fórmula propuesta por L.L. Lischtvan-Ledeviev, comúnmente conocida y cuya formulación matemática se puede encontrar en el Libro: Mecánica de Suelos Tomo III. Juárez Badillo; con un resumen descriptivo que se presenta a continuación:

$$ds = \left(\frac{\alpha \cdot d^{5/3}}{0.60 \cdot w^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad ds = \left(\frac{\alpha \cdot d^{5/3}}{0.68 \cdot dm^{0.28} \cdot f} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

$z_g = ds - d_o$

Qd: Caudal máximo de diseño (m³/seg)

D_o: Tirante inicial que existe en una determinada vertical de la sección.

ds: Profundidad después de producirse la socavación de fondo.

dm : Diámetro medio de las partículas del lecho del río.

a: Coeficiente que se deduce a partir de la siguiente expresión

$$\alpha = \frac{Qd}{y_m^{5/3} \cdot Be \cdot \mu}$$

Be: Ancho efectivo en la sección.

y_m : Tirante medio de la sección

μ : Coeficiente que se toma en cuenta el efecto de contracción.

$1 / 1 + x$: Exponente que depende del diámetro medio de las partículas del lecho del río

d_s : Tirante medio de socavación

Z_g : Profundidad de socavación general

Los resultados de socavación general en el cauce del río; obtenidos mediante la aplicación del Método de Lischtvan–Lebediev, se presentan en el **CUADRO N° 18**.

5.4 DETERMINACIÓN DE VALORES DE DISEÑO

5.4.1 LONGITUD LIBRE ENTRE TORRES

Las torres proyectadas para el diseño del puente contarán, con una separación mayor a la estimada para el ancho estable del río, garantizando la libre circulación en avenidas ordinarias y extraordinarias con cauce hidráulicamente estable y sin peligro de obstrucción por presencia de huaycos o grandes piedras, con la finalidad de que dicha longitud trabaje a capacidad plena la mayor parte del tiempo y permita aún en época de estiaje considerarla una estructura aparente.

Acorde al criterio fundamental antes expuesto y de acuerdo a los resultados encontrados en el presente estudio se desprende que la longitud promedio recomendada como ancho estable del río Mayo es igual a 92.00 m; pero a criterio del investigador se asumirá un ancho estable de 105.00 m.

5.4.2 NIVELES DE AGUAS MÁXIMAS PROBABLES

Los niveles de agua de diseño en el río han sido determinados utilizando la ecuación de Manning para la sección de río considerada como zona inundable, los parámetros han sido determinados de acuerdo a las características propias para el río Mayo.

Estos niveles han sido comparados con los niveles máximos indicados por los pobladores en campo, esto con la finalidad de permitir un paso adecuado del flujo de agua aún en condiciones extremas y no permitir de ésta manera que las aguas lleguen a rebasar la estructura del puente.

El nivel máximo para un período de retorno igual a 100 años es de 209.60 m.s.n.m., con un tirante máximo de 12.73 metros.

6.0 CONCLUSIONES

1. Para realizar el análisis de datos hidrológicos (precipitaciones máximas en 24 horas) se han adquirido los datos de la estación Pluviométrica "PLU-CUÑUMBUQUE" siendo la que se encuentra dentro de la cuenca de estudio y cuenta con la mayor cantidad de datos registrados.
2. Se ha realizado el análisis de consistencia de la información pluviométrica lo que permitió determinar que dicha estación presenta saltos, los cuales han sido corregidos según corresponda.
3. No ha sido necesario completar ni extender datos, esto en tal sentido de tener una variedad importante de datos, cantidad suficiente de datos para llevar a cabo el análisis hidrológico.
4. Comparando la curva experimental y la curva de mayor ajuste a ésta, se ha usado la curva de distribución Pearson Type III, descartando las otras distribuciones ya que éstas muestran valores por debajo de la distribución anterior.
5. Los periodos de retorno trabajados en el presente estudio son de 25, 50, 100, 200 y 500 años; calculados para mostrar la incidencia de los casos extremos de máximas avenidas.
6. El caudal de diseño para la sección en el puente, corresponde a un periodo de retorno de 100 años es de 2599.65 m³/s.
7. La socavación general en la sección del puente en las máximas avenidas extraordinarias para un periodo de retorno de 100 años es 2.02m.

ANEXOS

CUADRO DE CÁLCULOS

CUADRO N° 01

REGISTRO DE DATOS HIDROLOGICOS

Proyecto:				
ESTACIÓN :	PLU-CUÑUMBUQUE / 378-DRE-9/2015			240 m.s.n.m.
Latitud	Longitud	Distrito	Provincia	Región
76°30' "W"	06°30' "S"	CUÑUMBUQUI	LAMAS	SAN MARTIN

DATOS DE: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS EN mm.														
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	MEDIA
2000	26.8	47.4	22.9	30.9	13.9	24.3	13.2	35.3	67.4	13.8	24.1	25.6	67.4	28.8
2001	13.4	27.1	43.8	42.4	29.0	11.3	99.7	84.4	21.8	33.5	63.2	52.5	99.7	43.5
2002	8.7	8.4	16.7	35.3	10.3	24.9	46.0	21.9	25.8	25.6	28.9	16.5	46.0	22.4
2003	33.9	17.2	36.5	28.4	13.7	18.0	31.8	17.0	18.9	31.8	37.4	64.4	64.4	29.1
2004	9.1	39.6	23.7	19.5	27.4	18.4	19.8	17.4	53.1	26.0	26.9	61.1	61.1	28.5
2005	12.0	19.0	32.1	26.0	22.2	17.7	13.0	30.7	30.8	16.2	29.4	12.2	32.1	21.8
2006	23.0	32.2	55.3	22.0	26.0	20.0	44.2	14.4	25.1	23.3	81.3	11.5	81.3	31.5
2007	16.5	6.9	29.1	19.0	23.6	3.3	23.4	18.4	40.2	24.1	64.0	8.1	64.0	23.1
2008	18.5	93.2	33.7	54.4	11.6	28.3	37.2	26.0	30.0	29.9	18.3	25.8	93.2	33.9
2009	24.1	33.0	24.9	52.2	15.5	51.3	8.9	32.1	50.3	14.3	10.8	7.6	52.2	27.1
2010	35.1	11.1	31.7	50.3	38.7	39.8	16.9	47.0	11.3	14.4	35.2	15.7	50.3	28.9
2011	17.2	6.8	41.6	43.7	24.6	38.9	17.6	11.1	28.2	32.4	53.4	29.2	53.4	28.7
2012	105.4	23.5	31.3	44.4	36.0	12.8	34.8	15.4	29.0	31.2	20.4	32.3	105.4	34.7
2013	55.2	18.3	28.2	19.3	39.4	20.8	33.8	29.9	22.4	12.4	53.1	30.1	55.2	30.2
2014	15.2	12.6	40.5	49.4	17.3	16.8	43.6	6.0	17.2	102.4	42.3	45.3	102.4	34.1
MAXIMA	105.4	93.2	55.3	54.4	39.4	51.3	99.7	84.4	67.4	102.4	81.3	64.4	105.4	
MEDIA	27.6	26.4	32.8	35.8	23.3	23.1	32.3	27.1	31.4	28.8	39.2	29.2	68.5	

Fuente: Servicio Nacional De Meteorología e Hidrología

OBSERVACIONES

--

CUADRO N° 02

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA			
ESTACION : PLU-CUÑUMBUQUE / 378-DRE-9/2015	LAT : 76°30' "W"	DPTO. : SAN MARTIN	
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)	LONG: 06°30' "S"	PROV. : LAMAS	
	ALT : 240 msnm	DIST. : CUÑUMBUQUI	

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Total	Max.	Min.	Media
2000	26.80	47.40	22.90	30.90	13.90	24.30	13.20	35.30	67.40	13.80	24.10	25.60	345.60	67.40	13.20	28.80
2001	13.40	27.10	43.80	42.40	29.00	11.30	99.70	84.40	21.80	33.50	63.20	52.50	522.10	99.70	11.30	43.51
2002	8.70	8.40	16.70	35.30	10.30	24.90	46.00	21.90	25.80	25.60	28.90	16.50	269.00	46.00	8.40	22.42
2003	33.90	17.20	36.50	28.40	13.70	18.00	31.80	17.00	18.90	31.80	37.40	64.40	349.00	64.40	13.70	29.08
2004	9.10	39.60	23.70	19.50	27.40	18.40	19.80	17.40	53.10	26.00	26.90	61.10	342.00	61.10	9.10	28.50
2005	12.00	19.00	32.10	26.00	22.20	17.70	13.00	30.70	30.80	16.20	29.40	12.20	261.30	32.10	12.00	21.78
2006	23.00	32.20	55.30	22.00	26.00	20.00	44.20	14.40	25.10	23.30	81.30	11.50	378.30	81.30	11.50	31.53
2007	16.50	6.90	29.10	19.00	23.60	3.30	23.40	18.40	40.20	24.10	64.00	8.10	276.60	64.00	3.30	23.05
2008	18.50	93.20	33.70	54.40	11.60	28.30	37.20	26.00	30.00	29.90	18.30	25.80	406.90	93.20	11.60	33.91
2009	24.10	33.00	24.90	52.20	15.50	51.30	8.90	32.10	50.30	14.30	10.80	7.60	325.00	52.20	7.60	27.08
2010	35.10	11.10	31.70	50.30	38.70	39.80	16.90	47.00	11.30	14.40	35.20	15.70	347.20	50.30	11.10	28.93
2011	17.20	6.80	41.60	43.70	24.60	38.90	17.60	11.10	28.20	32.40	53.40	29.20	344.70	53.40	6.80	28.73
2012	105.40	23.50	31.30	44.40	36.00	12.80	34.80	15.40	29.00	31.20	20.40	32.30	416.50	105.40	12.80	34.71
2013	55.20	18.30	28.20	19.30	39.40	20.80	33.80	29.90	22.40	12.40	53.10	30.10	362.90	55.20	12.40	30.24
2014	15.20	12.60	40.50	49.40	17.30	16.80	43.60	6.00	17.20	102.40	42.30	45.30	408.60	102.40	6.00	34.05
MAXIMA	105.40	93.20	55.30	54.40	39.40	51.30	99.70	84.40	67.40	102.40	81.30	64.40	898.60	105.40	39.40	74.88
MEDIA	27.61	26.42	32.80	35.81	23.28	23.11	32.26	27.13	31.43	28.75	39.25	29.19	357.05	39.25	23.11	29.75

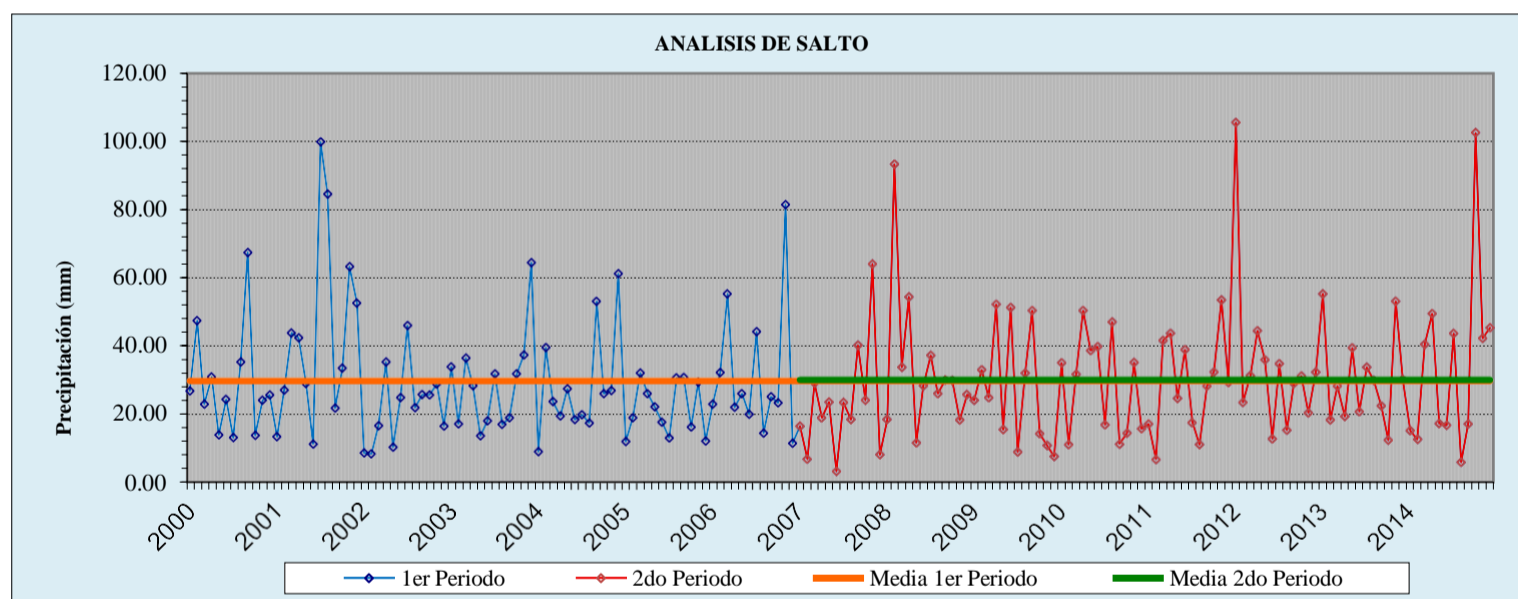
Fuente: SENAMHI

Total :	414.1	396.3	492.0	537.2	349.2	346.6	483.9	407.0	471.5	431.3	588.7	437.9
Media:	27.6	26.4	32.8	35.8	23.3	23.1	32.3	27.1	31.4	28.8	39.2	29.2

ANALISIS DE SALTOS									
	Media	Des. Estándar.	Tc	Tt	Fc	Ft	Consistencia de la Media	Consistencia de la Des. Est.	
2000 - 2006	29.75	18.13	0.12	1.97	1.06	1.42	Datos Consistentes Tc ≤ Tt(95%)	Datos Consistentes	
2007 - 2014	30.09	18.63						Fc ≤ Ft(95%)	

ECUACIONES PARA LA CORRECCION DE DATOS			
Para laSub Muestra N° 01		Para la Sub Muestra N° 02	
X' =	$\frac{xt - 29.75}{18.13} + 30.09$	X' =	$\frac{xt - 30.09}{18.63} + 29.75$

ANALISIS GRAFICO DE SALTOS



CUADRO N° 03

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA			
ESTACION : PLU-CUÑUMBUQUE / 378-DRE-9/2015	LAT : 76°30' "W"	DPTO. : SAN MARTIN	
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)	LONG: 06°30' "S"	PROV. : LAMAS	
	ALT : 240 msnm	DIST. : CUÑUMBUQUI	

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Total	Max.	Min.	Media
2000	27.05	48.22	23.04	31.27	13.79	24.48	13.07	35.79	68.78	13.69	24.28	25.82	349.29	68.78	13.07	29.11
2001	13.28	27.36	44.52	43.08	29.31	11.12	101.97	86.25	21.91	33.94	64.46	53.46	530.68	101.97	11.12	44.22
2002	8.45	8.14	16.67	35.79	10.09	25.10	46.78	22.02	26.02	25.82	29.21	16.47	270.56	46.78	8.14	22.55
2003	34.35	17.19	37.02	28.70	13.59	18.01	32.19	16.98	18.93	32.19	37.95	65.69	352.78	65.69	13.59	29.40
2004	8.86	40.21	23.87	19.55	27.67	18.42	19.86	17.39	54.08	26.23	27.15	62.30	345.59	62.30	8.86	28.80
2005	11.84	19.04	32.50	26.23	22.32	17.70	12.87	31.06	31.16	16.16	29.72	12.05	262.65	32.50	11.84	21.89
2006	23.15	32.60	56.34	22.12	26.23	20.06	44.93	14.31	25.30	23.45	83.06	11.33	382.89	83.06	11.33	31.91
2007	16.53	7.19	28.79	18.97	23.44	3.69	23.25	18.38	39.59	23.93	62.75	8.36	274.88	62.75	3.69	22.91
2008	18.48	91.16	33.27	53.41	11.77	28.01	36.67	25.78	29.67	29.57	18.28	25.58	401.66	91.16	11.77	33.47
2009	23.93	32.59	24.71	51.27	15.56	50.39	9.14	31.71	49.42	14.39	10.99	7.87	321.97	51.27	7.87	26.83
2010	34.63	11.28	31.32	49.42	38.13	39.20	16.92	46.21	11.47	14.49	34.73	15.75	343.57	49.42	11.28	28.63
2011	17.21	7.09	40.96	43.00	24.41	38.33	17.60	11.28	27.92	32.00	52.44	28.89	341.14	52.44	7.09	28.43
2012	103.03	23.34	30.93	43.68	35.51	12.93	34.34	15.46	28.70	30.84	20.33	31.91	411.00	103.03	12.93	34.25
2013	54.19	18.28	27.92	19.26	38.82	20.72	33.37	29.57	22.27	12.54	52.15	29.77	358.85	54.19	12.54	29.90
2014	15.27	12.74	39.89	48.55	17.31	16.83	42.90	6.32	17.21	100.11	41.64	44.56	403.31	100.11	6.32	33.61
MAXIMA	105.40	93.20	55.30	54.40	39.40	51.30	99.70	84.40	67.40	102.40	81.30	64.40	898.60	105.40	39.40	74.88
MEDIA	27.61	26.42	32.80	35.81	23.28	23.11	32.26	27.13	31.43	28.75	39.25	29.19	357.05	39.25	23.11	29.75

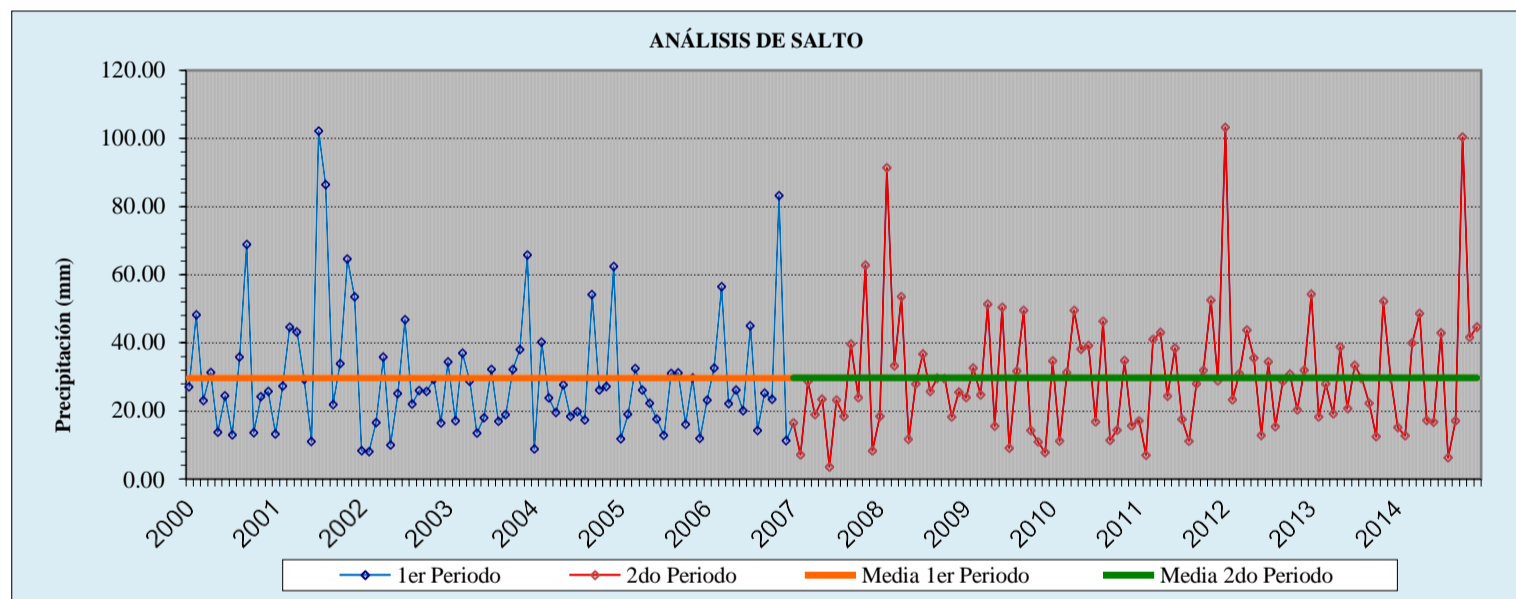
Fuente: SENAMHI

Total :	410.3	396.4	491.7	534.3	348.0	345.0	485.9	408.5	472.5	429.4	589.1	439.8
Media:	27.4	26.4	32.8	35.6	23.2	23.0	32.4	27.2	31.5	28.6	39.3	29.3

ANÁLISIS DE SALTOS									
	Media	Des. Estándar.	Tc	Tt	Fc	Ft	Consistencia de la Media	Consistencia de la Des. Est.	
2000 - 2006	29.73	18.08	0.01	1.97	1.01	1.42	Datos Consistentes	Datos Consistentes	
2007 - 2014	29.75	18.13					Tc ≤ Tt(95%)	Fc ≤ Ft(95%)	

ECUACIONES PARA LA CORRECCION DE DATOS			
Para la Sub Muestra N° 01		Para la Sub Muestra N° 02	
X' =	$\frac{xt - 29.73}{18.08} + 29.75$	X' =	$\frac{xt - 29.75}{18.13} + 29.73$

ANÁLISIS GRAFICO DE SALTOS



CUADRO N° 04

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION PLU-CUÑUMBUQUE

Distribution Analysis: Pearson Type III First

Moment (mean) = 66.5945

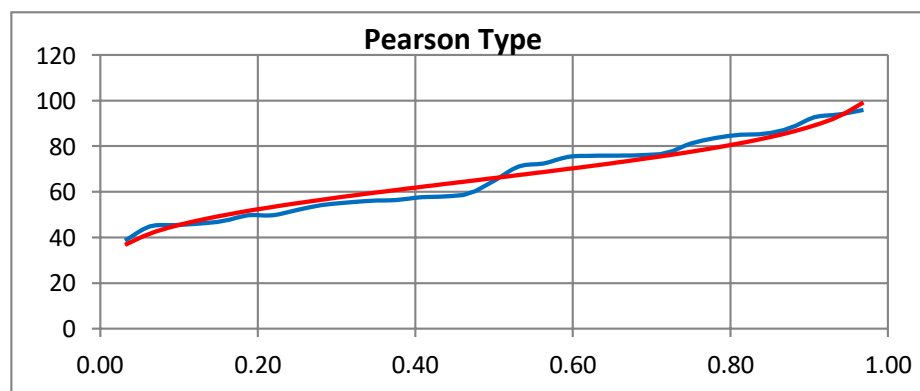
Second Moment = 2.808e02 Skew =

1.406e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0313	38.6	36.7651	5.2001
2	0.0625	44.8	41.6625	4.2660
3	0.0938	45.4	44.9456	3.8340
4	0.1250	46.0	47.5270	3.5934
5	0.1563	47.2	49.7113	3.4487
6	0.1875	49.7	51.6404	3.3588
7	0.2188	49.7	53.3931	3.3023
8	0.2500	52.1	55.0182	3.2672
9	0.2813	54.2	56.5485	3.2463
10	0.3125	55.3	58.0074	3.2350
11	0.3438	56.1	59.4124	3.2303
12	0.3750	56.4	60.7774	3.2303
13	0.4063	57.6	62.1137	3.2337
14	0.4375	58.0	63.4310	3.2399
15	0.4688	59.3	64.7379	3.2485
16	0.5000	64.9	66.0427	3.2593
17	0.5313	71.1	67.3539	3.2727
18	0.5625	72.4	68.6813	3.2891
19	0.5938	75.3	70.0333	3.3094
20	0.6250	75.8	71.4195	3.3348
21	0.6563	75.9	72.8509	3.3670
22	0.6875	76.1	74.3410	3.4084
23	0.7188	77.0	75.9064	3.4624
24	0.7500	81.3	77.5687	3.5337
25	0.7813	83.6	79.3571	3.6294
26	0.8125	85.0	81.3133	3.7600
27	0.8438	85.5	83.4998	3.9423
28	0.8750	87.8	86.0191	4.2050
29	0.9063	92.7	89.0578	4.6022
30	0.9375	93.9	93.0218	5.2574
31	0.9688	95.9	99.1521	6.5723

Predicciones			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.998	500	118.8932	12.9892
0.995	200	112.8877	10.7176
0.990	100	108.0142	9.0710
0.980	50	102.7730	7.5119
0.960	25	97.0479	6.0808
0.900	10	88.3943	4.5077
0.800	5	80.5073	3.7027
0.667	3	73.3561	3.3801
0.500	2	66.0427	3.2593

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3



CUADRO N° 05

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION PLU-CUÑUMBUQUE

Distribution Analysis: Log Pearson Type III First

Moment (mean) = 66.5945

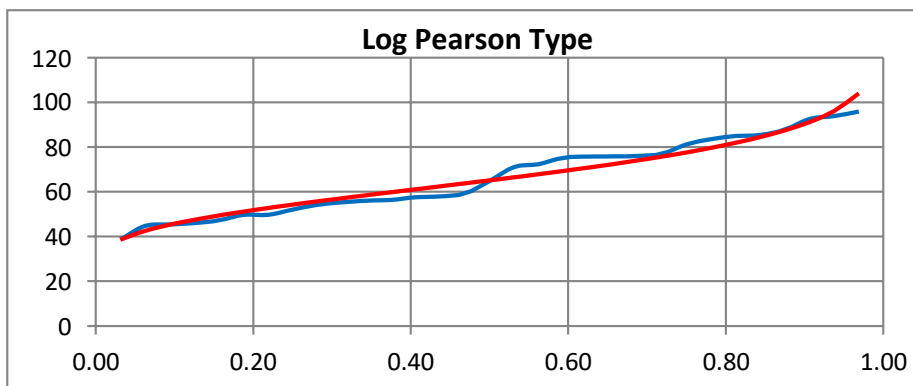
Second Moment = 2.808e02 Skew =

1.406e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0313	38.6	38.5400	3.9836
2	0.0625	44.8	42.4407	3.5138
3	0.0938	45.4	45.1755	3.2784
4	0.1250	46.0	47.3934	3.1463
5	0.1563	47.2	49.3165	3.0728
6	0.1875	49.7	51.0503	3.0364
7	0.2188	49.7	52.6541	3.0254
8	0.2500	52.1	54.1656	3.0321
9	0.2813	54.2	55.6103	3.0519
10	0.3125	55.3	57.0068	3.0812
11	0.3438	56.1	58.3696	3.1179
12	0.3750	56.4	59.7102	3.1602
13	0.4063	57.6	61.0384	3.2071
14	0.4375	58.0	62.3631	3.2578
15	0.4688	59.3	63.6923	3.3118
16	0.5000	64.9	65.0342	3.3690
17	0.5313	71.1	66.3978	3.4295
18	0.5625	72.4	67.7932	3.4939
19	0.5938	75.3	69.2302	3.5629
20	0.6250	75.8	70.7200	3.6376
21	0.6563	75.9	72.2757	3.7198
22	0.6875	76.1	73.9138	3.8123
23	0.7188	77.0	75.6551	3.9188
24	0.7500	81.3	77.5270	4.0452
25	0.7813	83.6	79.5671	4.2004
26	0.8125	85.0	81.8292	4.3986
27	0.8438	85.5	84.3957	4.6638
28	0.8750	87.8	87.4020	5.0390
29	0.9063	92.7	91.0975	5.6110
30	0.9375	93.9	96.0313	6.5886
31	0.9688	95.9	103.9089	8.6965

Predicciones			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.998	500	131.2328	21.2476
0.995	200	122.6145	16.4274
0.990	100	115.8144	13.1795
0.980	50	108.7004	10.3143
0.960	25	101.1714	7.8863
0.900	10	90.2841	5.4738
0.800	5	80.8933	4.3129
0.667	3	72.8290	3.7503
0.500	2	65.0342	3.3690

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3



CUADRO N° 06

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACION PLU-CUÑUMBUQUE

Distribution Analysis: Gumbel Extremal Type I First

Moment (mean) = 66.5945

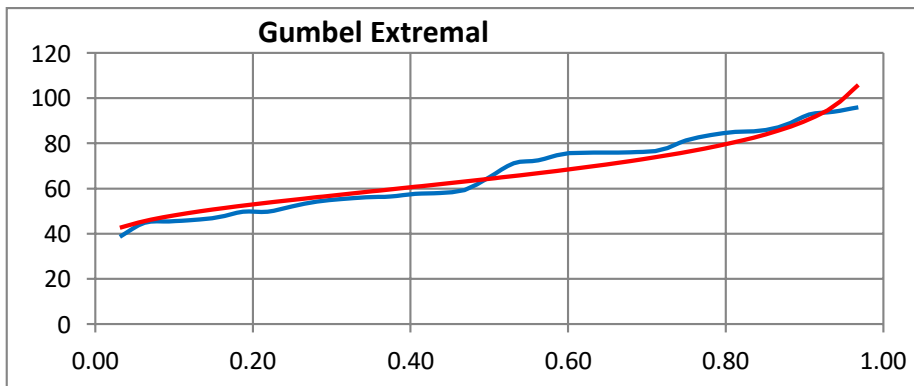
Second Moment = 2.808e02 Skew =

1.406e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0313	38.6	42.6403	3.5795
2	0.0625	44.8	45.6431	3.2113
3	0.0938	45.4	47.7708	2.9822
4	0.1250	46.0	49.5145	2.8192
5	0.1563	47.2	51.0421	2.6983
6	0.1875	49.7	52.4333	2.6085
7	0.2188	49.7	53.7333	2.5440
8	0.2500	52.1	54.9708	2.5014
9	0.2813	54.2	56.1657	2.4785
10	0.3125	55.3	57.3326	2.4740
11	0.3438	56.1	58.4831	2.4868
12	0.3750	56.4	59.6269	2.5165
13	0.4063	57.6	60.7725	2.5624
14	0.4375	58.0	61.9278	2.6242
15	0.4688	59.3	63.1005	2.7019
16	0.5000	64.9	64.2985	2.7954
17	0.5313	71.1	65.5302	2.9051
18	0.5625	72.4	66.8048	3.0314
19	0.5938	75.3	68.1328	3.1753
20	0.6250	75.8	69.5266	3.3380
21	0.6563	75.9	71.0015	3.5213
22	0.6875	76.1	72.5764	3.7280
23	0.7188	77.0	74.2758	3.9615
24	0.7500	81.3	76.1325	4.2271
25	0.7813	83.6	78.1919	4.5323
26	0.8125	85.0	80.5202	4.8880
27	0.8438	85.5	83.2196	5.3119
28	0.8750	87.8	86.4610	5.8334
29	0.9063	92.7	90.5639	6.5082
30	0.9375	93.9	96.2453	7.4622
31	0.9688	95.9	105.7918	9.0976

Predicciones			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.998	500	142.9832	15.6316
0.995	200	130.6323	13.4459
0.990	100	121.2707	11.7972
0.980	50	111.8749	10.1534
0.960	25	102.4091	8.5146
0.900	10	89.6496	6.3567
0.800	5	79.5511	4.7387
0.667	3	71.5309	3.5896
0.500	2	64.2985	2.7954

Fuente: Resultados obtenidos en base al Software SMADA ver. 6.3



CUADRO N° 07

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

Distribución Pearson Tipo 3.- Precipitación Máxima en 24 horas ESTACION PLU-CUÑUMBUQUE

N	X	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	38.6	144.4066	288.8132	331.8342	0.9544	0.0456	0.0313	0.0144
2	44.8	149.1646	298.3292	331.8342	0.9011	0.0989	0.0625	0.0364
3	45.4	149.6258	299.2515	331.8342	0.8943	0.1057	0.0938	0.0120
4	46.0	150.1177	300.2354	331.8342	0.8866	0.1134	0.1250	0.0116
5	47.2	151.0247	302.0495	331.8342	0.8715	0.1285	0.1563	0.0278
6	49.7	152.9310	305.8620	331.8342	0.8357	0.1643	0.1875	0.0232
7	49.7	152.9310	305.8620	331.8342	0.8357	0.1643	0.2188	0.0544
8	52.1	154.7527	309.5054	331.8342	0.7962	0.2038	0.2500	0.0462
9	54.2	156.3900	312.7799	331.8342	0.7566	0.2434	0.2813	0.0379
10	55.3	157.2355	314.4710	331.8342	0.7348	0.2652	0.3125	0.0473
11	56.1	157.8504	315.7008	331.8342	0.7184	0.2816	0.3438	0.0621
12	56.4	158.0810	316.1620	331.8342	0.7121	0.2879	0.3750	0.0871
13	57.6	159.0034	318.0068	331.8342	0.6864	0.3136	0.4063	0.0927
14	58.0	159.3032	318.6063	331.8342	0.6779	0.3221	0.4375	0.1154
15	59.3	160.2947	320.5895	331.8342	0.6491	0.3509	0.4688	0.1179
16	64.9	164.5992	329.1984	331.8342	0.5176	0.4824	0.5000	0.0176
17	71.1	169.4033	338.8067	331.8342	0.3719	0.6281	0.5313	0.0969
18	72.4	170.3795	340.7590	331.8342	0.3440	0.6560	0.5625	0.0935
19	75.3	172.6086	345.2173	331.8342	0.2841	0.7159	0.5938	0.1221
20	75.8	172.9930	345.9859	331.8342	0.2744	0.7256	0.6250	0.1006
21	75.9	173.0391	346.0782	331.8342	0.2732	0.7268	0.6563	0.0706
22	76.1	173.2082	346.4164	331.8342	0.2690	0.7310	0.6875	0.0435
23	77.0	173.9153	347.8307	331.8342	0.2517	0.7483	0.7188	0.0296
24	81.3	177.1821	354.3643	331.8342	0.1805	0.8195	0.7500	0.0695
25	83.6	178.9885	357.9770	331.8342	0.1475	0.8525	0.7813	0.0712
26	85.0	180.0646	360.1292	331.8342	0.1300	0.8700	0.8125	0.0575
27	85.5	180.4105	360.8210	331.8342	0.1247	0.8753	0.8438	0.0315
28	87.8	182.2322	364.4644	331.8342	0.0994	0.9006	0.8750	0.0256
29	92.7	185.9525	371.9050	331.8342	0.0601	0.9399	0.9063	0.0337
30	93.9	186.9057	373.8113	331.8342	0.0523	0.9477	0.9375	0.0102
31	95.9	188.4353	376.8706	331.8342	0.0416	0.9584	0.9688	0.0104
							D=	0.1221

n	31.0 (Número de Datos)	d crítico =	0.238
Suma	2064.4	$\alpha=0.05$	
Media	66.6		
Des.Eest(S)	16.76		
sesgo(γ)	0.1553		
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	165.9171		
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$	1.3010		
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	-149.2586		

CUADRO N° 08

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

Distribución Log Pearson Tipo 3.- Precipitación Máxima en 24 horas ESTACION PLU-CUÑUMBUQUE

N	X	LnX	$Y=(x-\delta_1)/\alpha_1$	2Y	$2\beta_1$	χ^2	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	38.6	3.6535	159.8907	319.7814	374.2890	0.9804	0.0196	0.0313	0.0117
2	44.8	3.8022	167.7822	335.5644	374.2890	0.9239	0.0761	0.0625	0.0136
3	45.4	3.8155	168.4883	336.9765	374.2890	0.9157	0.0843	0.0938	0.0094
4	46.0	3.8295	169.2312	338.4624	374.2890	0.9063	0.0937	0.1250	0.0313
5	47.2	3.8548	170.5742	341.1485	374.2890	0.8876	0.1124	0.1563	0.0438
6	49.7	3.9060	173.2908	346.5816	374.2890	0.8422	0.1578	0.1875	0.0297
7	49.7	3.9060	173.2908	346.5816	374.2890	0.8422	0.1578	0.2188	0.0610
8	52.1	3.9526	175.7631	351.5261	374.2890	0.7923	0.2077	0.2500	0.0423
9	54.2	3.9927	177.8908	355.7816	374.2890	0.7431	0.2569	0.2813	0.0243
10	55.3	4.0128	178.9571	357.9142	374.2890	0.7165	0.2835	0.3125	0.0290
11	56.1	4.0271	179.7193	359.4387	374.2890	0.6967	0.3033	0.3438	0.0405
12	56.4	4.0325	180.0024	360.0048	374.2890	0.6893	0.3107	0.3750	0.0643
13	57.6	4.0535	181.1197	362.2394	374.2890	0.6592	0.3408	0.4063	0.0654
14	58.0	4.0603	181.4778	362.9557	374.2890	0.6493	0.3507	0.4375	0.0868
15	59.3	4.0823	182.6455	365.2909	374.2890	0.6166	0.3834	0.4688	0.0853
16	64.9	4.1725	187.4360	374.8721	374.2890	0.4776	0.5224	0.5000	0.0224
17	71.1	4.2645	192.3170	384.6339	374.2890	0.3411	0.6589	0.5313	0.1277
18	72.4	4.2822	193.2562	386.5124	374.2890	0.3168	0.6832	0.5625	0.1207
19	75.3	4.3215	195.3405	390.6810	374.2890	0.2659	0.7341	0.5938	0.1404
20	75.8	4.3281	195.6917	391.3834	374.2890	0.2577	0.7423	0.6250	0.1173
21	75.9	4.3289	195.7337	391.4674	374.2890	0.2568	0.7432	0.6563	0.0870
22	76.1	4.3318	195.8874	391.7748	374.2890	0.2533	0.7467	0.6875	0.0592
23	77.0	4.3438	196.5253	393.0506	374.2890	0.2391	0.7609	0.7188	0.0422
24	81.3	4.3975	199.3766	398.7531	374.2890	0.1814	0.8186	0.7500	0.0686
25	83.6	4.4260	200.8898	401.7795	374.2890	0.1549	0.8451	0.7813	0.0639
26	85.0	4.4427	201.7711	403.5423	374.2890	0.1407	0.8593	0.8125	0.0468
27	85.5	4.4479	202.0514	404.1027	374.2890	0.1364	0.8636	0.8438	0.0199
28	87.8	4.4753	203.5033	407.0066	374.2890	0.1156	0.8844	0.8750	0.0094
29	92.7	4.5289	206.3504	412.7008	374.2890	0.0818	0.9182	0.9063	0.0120
30	93.9	4.5422	207.0559	414.1118	374.2890	0.0747	0.9253	0.9375	0.0122
31	95.9	4.5632	208.1689	416.3377	374.2890	0.0646	0.9354	0.9688	0.0333
								D=	0.1404

n	31		
Suma	2064.4	d crítico =	0.238
Media	4.17	$\alpha=0.05$	
Des.Eest(S)	0.2578		
sesgo(γ)	-0.1462		
$\beta_1=(2/\gamma)^2$	187.1445		
$\alpha_1=S/\sqrt{\beta_1}$	0.0188		
$\delta_1=X-\alpha_1\beta_1$	0.6407		

CUADRO N° 09

PRUEBA DE KOLMOGOROV-SMIRNOV

Distribución Gumbel.- Precipitación Máxima en 24 horas ESTACION PLU-
CUÑUMBUQUE

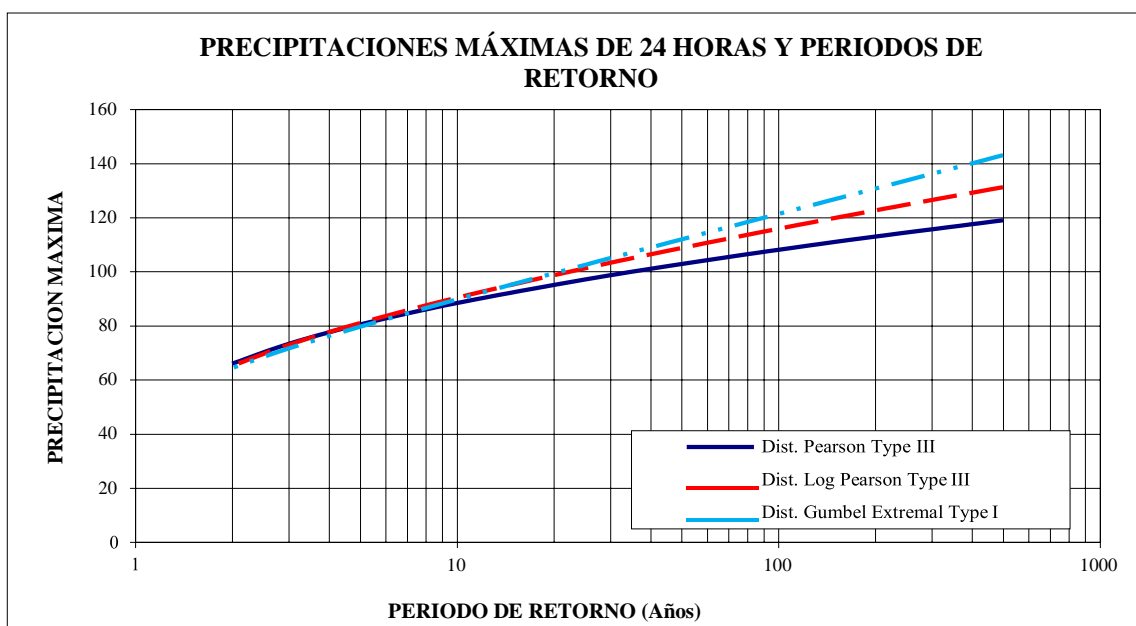
N	X	Fx	Fo	Abs(Fo-Fx)
1	38.6	0.0231	0.0313	0.0081
2	44.8	0.0825	0.0625	0.0200
3	45.4	0.0910	0.0938	0.0028
4	46.0	0.1006	0.1250	0.0244
5	47.2	0.1196	0.1563	0.0366
6	49.7	0.1653	0.1875	0.0222
7	49.7	0.1653	0.2188	0.0535
8	52.1	0.2149	0.2500	0.0351
9	54.2	0.2634	0.2813	0.0178
10	55.3	0.2894	0.3125	0.0231
11	56.1	0.3087	0.3438	0.0351
12	56.4	0.3159	0.3750	0.0591
13	57.6	0.3451	0.4063	0.0611
14	58.0	0.3547	0.4375	0.0828
15	59.3	0.3863	0.4688	0.0825
16	64.9	0.5194	0.5000	0.0194
17	71.1	0.6492	0.5313	0.1179
18	72.4	0.6723	0.5625	0.1098
19	75.3	0.7209	0.5938	0.1271
20	75.8	0.7286	0.6250	0.1036
21	75.9	0.7295	0.6563	0.0733
22	76.1	0.7329	0.6875	0.0454
23	77.0	0.7466	0.7188	0.0278
24	81.3	0.8023	0.7500	0.0523
25	83.6	0.8283	0.7813	0.0471
26	85.0	0.8423	0.8125	0.0298
27	85.5	0.8466	0.8438	0.0029
28	87.8	0.8675	0.8750	0.0075
29	92.7	0.9021	0.9063	0.0041
30	93.9	0.9095	0.9375	0.0280
31	95.9	0.9203	0.9688	0.0485
			D=	0.1271

n	:	31	d crítico	:	0.23788
Suma	:	2064.4	α	:	0.05
Media	:	66.6			
Desvest	:	16.76			
uy	:	0.53713			
σ_y	:	1.11592			
Alfa	:	0.066592			
Beta	:	58.528500			
exp(1)	:	2.718282			

CUADRO N° 10

PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Retorno T	p	Type III X_T	on Type III X_T	remal Type I X_T
500	0.002	118.9	131.2	143.0
200	0.005	112.9	122.6	130.6
100	0.010	108.0	115.8	121.3
50	0.020	102.8	108.7	111.9
25	0.040	97.0	101.2	102.4
10	0.100	88.4	90.3	89.6
5	0.200	80.5	80.9	79.6
3	0.333	73.4	72.8	71.5
2	0.500	66.0	65.0	64.3



CUADRO N° 11

PRECIPITACIÓN MÁXIMA CORREGIDA POR INTERVALO FIJO DE OBSERVACIÓN

Período de Retorno	P max. sin corrección		P max. con corrección (*)	
	CUÑUMBUQUI		CUÑUMBUQUI	
	Pearson Type III		Pearson Type III	
500	118.9		134.35	
200	112.9		127.56	
100	108.0		122.06	
50	102.8		116.13	
25	97.0		109.66	
10	88.4		99.89	
5	80.5		90.97	
3	73.4		82.89	
2	66.0		74.63	

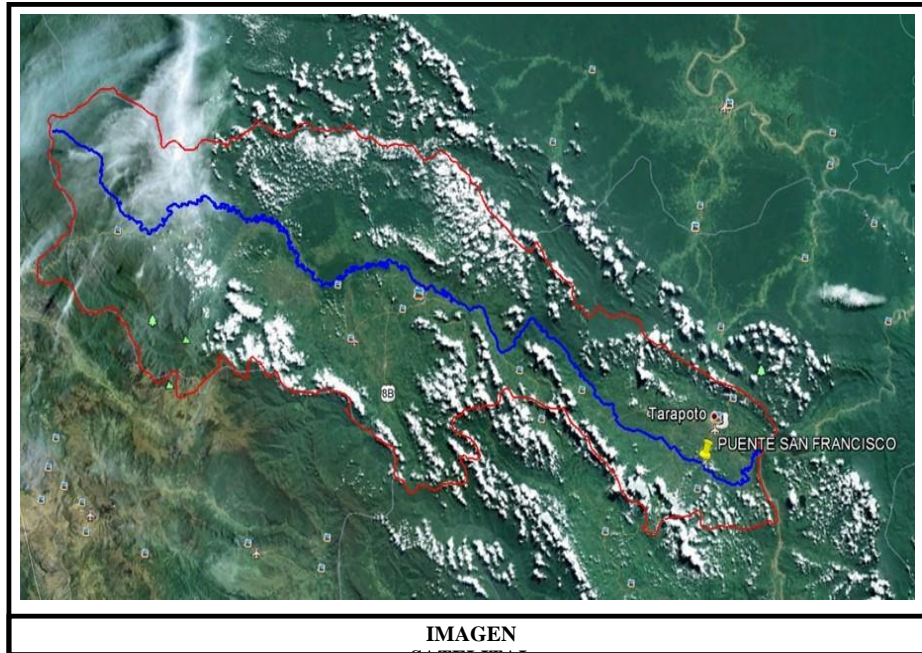
CUADRO N° 12

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - LAMAS - CUÑUMBUQUI - SAN MARTÍN - 2014

LUGAR	SAN FRANCISCO DEL RÍO MAYO
DISTRITO	CUÑUMBUQUI

PROVINCIA	SAN MARTÍN
REGIÓN	SAN MARTÍN



PARÁMETROS			UND	NOMENGLATURA	CUENCA RÍO MAYO		
Superficie total de la cuenca			Km ²	Area cuenca	9247.53		
Perímetro			Km.	P	644.33		
ACCIONES DE FORMA	ACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad		1	$Kc = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.89	
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)		Km.	LB	299.00
			Ancho Medio		Km.	AM = Área cuenca/ LB	30.93
			Factor de Forma		1	Ff = AM / LB	0.10
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km.	$L = Kc * (\pi * A)^{1/2} / 2 * (1 + (1 - 4 / (\pi * Kc^2)))$	264.76	
			Lado Menor	Km.	B = At / L	34.93	
Cota Máxima de la cuenca			m.s.n.m.	CMAX	3415.00		
Cota Mínima de la Cuenca			m.s.n.m.	CMIN	230.00		
Desnivel total de la cuenca			m.s.n.m.	Ht	3185.00		
Altura media de la cuenca			m.s.n.m.	Hm	1592.50		
Pendiente de la cuenca (Sist. del Rectángulo Equivalente)			%	$Ip = 100 * Ht / B$	9.12		
Pendiente media del cauce del río			%	Im	1.07%		

CUADRO N° 14

DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RÍO MAYO

MARGEN IZQUIERDA

Peso seco inicial : 5,480.00 gramos
 Peso lavado seco : 5,259.20 gramos

MALLA	ABERTURA (mm)	MATERIAL RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADOS	
		GRAMOS	%	RETENIDO	% QUE PASA
3"	76.200				100.00
2"	50.800				100.00
1 1/2"	38.100	115.00	2.1	2.1	97.90
1"	25.400	1,575.00	28.7	30.8	69.16
3/4"	19.050	125.00	2.3	33.1	66.88
3/8"	9.250	1,525.00	27.8	60.9	39.05
N° 4	4.750	640.00	11.7	72.6	27.37
N° 10	2.000	490.00	8.9	81.6	18.43
N° 20	0.850	351.20	6.4	88.0	12.02
N° 40	0.425	183.90	3.4	91.3	8.67
N° 80	0.180	81.15	1.5	92.8	7.19
N° 100	0.150	123.15	2.2	95.1	4.94
N° 200	0.075	49.80	0.9	96.0	4.03
FONDO	0.010	220.80	4.0	100.0	

D_m (mm) : 13.106

asumido : 13.000

MARGEN DERECHA

Peso seco inicial : 9,719.00 gramos
 Peso lavado seco : 9,499.70 gramos

MALLA	ABERTURA (mm)	MATERIAL RETENIDO		PORCENTAJE ACUMULADOS	
		GRAMOS	%	RETENIDO	% QUE PASA
3"	76.200				100.00
2"	50.800	738.00	7.6	7.6	92.41
1 1/2"	38.100	1,270.00	13.1	20.7	79.34
1"	25.400	1,521.00	15.6	36.3	63.69
3/4"	19.050	945.00	9.7	46.0	53.97
3/8"	9.250	1,150.00	11.8	57.9	42.13
N° 4	4.750	810.00	8.3	66.2	33.80
N° 10	2.000	643.14	6.6	72.8	27.18
N° 20	0.850	831.75	8.6	81.4	18.62
N° 40	0.425	619.81	6.4	87.8	12.25
N° 80	0.180	555.56	5.7	93.5	6.53
N° 100	0.150	121.77	1.3	94.7	5.28
N° 200	0.075	293.67	3.0	97.7	2.26
FONDO	0.010	219.30	2.3	100.0	

D_m (mm) : 15.765

asumido : 15.7

Asumiremos un D_m = 14.50 mm

CUADRO N° 15

PARÁMETROS HIDRÁULICOS DE LA SECCIÓN EN ESTUDIO

PARA LA SECCIÓN PROMEDIO DEL PUENTE

Periodo de Retorno	Q Total (m3/s)	Cota (msnm)		Tirante, en el eje cauce (m)	E.G. Elev (msnm)	Pendiente (m/m)	Velocidad (m/s)	Área (m2)	Ancho (m)	N°Froude
		Cauce	NAME							
25	2019.22	196.87	201.87	5.00	211.50	0.0081	5.90	73.00	52.64	0.74
50	2315.84	196.87	205.42	8.55	212.45	0.0081	6.13	173.22	54.83	0.75
100	2599.65	196.87	209.60	12.73	213.40	0.0081	6.33	336.77	56.81	0.75
200	2871.82	196.87	213.00	16.13	214.35	0.0081	6.50	551.06	58.58	0.76
500	3218.82	196.87	215.30	18.43	216.25	0.0081	6.70	727.84	60.71	0.76

CUADRO N° 16

SECCIÓN ESTABLE O SECCIÓN DE EQUILIBRIO

PROCEDIMIENTO DE LACEY

$$B = 1.8Q^{1/2}$$

Q = Caudal

B = Ancho Estable del Cauce (m)

Periodo de Retorno	Caudal (m ³ /s)	Ancho Estable
25	2019.22	80.88
50	2315.84	86.62
100	2599.65	91.78
200	2871.82	96.46
500	3218.82	102.12

Periodo de 100 años	92 m. (*)
----------------------------	------------------

(*).-

Se ha determinado optar una longitud estable de 105 m. Para la longitud del puente

CUADRO N° 17

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL EN EL RÍO MAYO (MÉTODO DE BLENCH)

Darena (mm) **14.50** asumido

PERIODO DE RETORNO	CAUDAL (m³/s)	CAUDAL (p³/s)	ANCHO SUPERIOR (m)	ANCHO SUPERIOR (Pies)	q _z (pies³/segxpie)	F _{bo}	dzo (pies)	dzo (m)	d (m)	Zg (m)
25	2,019.22	71,253	52.64	172.66	412.68	6.70	29.40	8.96	1.39	7.57
50	2,315.84	81,720	54.83	179.84	454.40	6.70	31.35	9.56	3.16	6.40
100	2,599.65	91,735	56.81	186.34	492.31	6.70	33.07	10.08	5.93	4.15
200	2,871.82	101,339	58.58	192.14	527.42	6.70	34.62	10.55	9.41	1.14
500	3,218.82	113,584	60.71	199.13	570.40	6.70	36.48	11.12	11.99	-0.87

CUADRO N° 18

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN GENERAL EN EL RÍO MAYO (MÉTODO DE LISCHTVAN - LEVEDIEV)

Coef. Rugosidad (n)	:	0.050	Diámetro medio (mm):	14.50
:	1.07%	% Caudal de diseño	:	100% x
		: 0.31		
1/(1+x)				: 0.77

Suelos no Cohesivos

$$a = Q / (t^{5/3} B \mu)$$

$$ds = ((a t^{5/3}) / (0.68 D^{0.28} B))^{1/(x+1)}$$

Suelos Cohesivos

$$ds = ((a t^{5/3}) / (0.60 w^{1.18} B))^{1/(x+1)}$$

Periodo de Retorno (Años)	Caudal (m³/s)	Ancho Superior (m)	Coefficiente de Contracción (μ)	Ho (m)	a	β	Hs (m)	Socavación General (m)
25	2019.22	52.64	0.97	5.00	2.70	0.95	13.36	8.36
50	2315.84	54.83	0.97	8.55	1.22	0.97	14.12	5.57
100	2599.65	56.81	0.97	12.73	0.68	1.00	14.75	2.02
200	2871.82	58.58	0.97	16.13	0.49	1.02	15.28	-0.85
500	3218.82	60.71	0.97	18.43	0.43	1.05	15.87	-2.56

PARA 25 AÑOS

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

CN	:	60
S (pulg)	:	6.67
S (mm)	:	169.33
Po (mm)	:	33.87
P _{máx 24 horas}	:	109.66 (Calculado anteriormente)
Tr	:	25 Años

Tr (horas)	P acum. %	P acum. (mm)	K	P neta acum. (mm)	P neta hr. (mm)
0	0.00	0.00	-33.87	0.00	
1	2.00	2.19	-31.67	0.00	0.00
2	3.50	3.84	-30.03	0.00	0.00
3	5.00	5.48	-28.38	0.00	0.00
4	7.50	8.22	-25.64	0.00	0.00
5	10.00	10.97	-22.90	0.00	0.00
6	13.00	14.26	-19.61	0.00	0.00
7	16.00	17.55	-16.32	0.00	0.00
8	20.00	21.93	-11.93	0.00	0.00
9	26.50	29.06	-4.81	0.00	0.00
10	52.50	57.57	23.70	2.91	2.91
11	63.00	69.09	35.22	6.06	3.15
12	68.50	75.12	41.25	8.08	2.02
13	73.00	80.05	46.19	9.90	1.82
14	76.50	83.89	50.02	11.41	1.51
15	80.00	87.73	53.86	13.00	1.59
16	83.00	91.02	57.15	14.42	1.42
17	86.00	94.31	60.44	15.90	1.48
18	89.00	97.60	63.73	17.43	1.53
19	91.00	99.79	65.92	18.47	1.05
20	93.00	101.98	68.12	19.54	1.07
21	95.00	104.18	70.31	20.63	1.09
22	96.50	105.82	71.96	21.46	0.83
23	98.00	107.47	73.60	22.30	0.84
24	100.00	109.66	75.79	23.44	1.14

NOTA: S = 1000/CN-10 (pulg:)

S = 25.4*S (mm.)

K = ΣP_{acum} - 0.2*S (mm.), K en mm.

Pp efectiva acumulada

a) Si K < 0, entonces ΣP_{neto} = ΣP_{efectiva} = 0

b) Si K > 0, entonces ΣP_{neto (acumulada)} = K² / (P_{acum} + 0.8*S (mm.))

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 25 años)

DATOS: Est. PLU-CUÑUMBUQUE

Ac : 9247.53 Km² **Tp** : 18.90 Horas
Duración : 1.00 Hora **Tb** : 50.47 Horas
Tc : 30.67 Horas **qp** : 101.76 m³/s/mm

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m ³ /s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	18.90	50.47
1-2	0.00	0.00	1.00	19.90	51.47
2-3	0.00	0.00	2.00	20.90	52.47
3-4	0.00	0.00	3.00	21.90	53.47
4-5	0.00	0.00	4.00	22.90	54.47
5-6	0.00	0.00	5.00	23.90	55.47
6-7	0.00	0.00	6.00	24.90	56.47
7-8	0.00	0.00	7.00	25.90	57.47
8-9	0.00	0.00	8.00	26.90	58.47
9-10	2.91	296.22	9.00	27.90	59.47
10-11	3.15	320.85	10.00	28.90	60.47
11-12	2.02	205.20	11.00	29.90	61.47
12-13	1.82	184.90	12.00	30.90	62.47
13-14	1.51	153.68	13.00	31.90	63.47
14-15	1.59	161.83	14.00	32.90	64.47
15-16	1.42	144.88	15.00	33.90	65.47
16-17	1.48	150.32	16.00	34.90	66.47
17-18	1.53	155.52	17.00	35.90	67.47
18-19	1.05	106.47	18.00	36.90	68.47
19-20	1.07	108.62	19.00	37.90	69.47
20-21	1.09	110.72	20.00	38.90	70.47
21-22	0.83	84.38	21.00	39.90	71.47
22-23	0.84	85.51	22.00	40.90	72.47
23-24	1.14	115.72	23.00	41.90	73.47

NOTA:

$$Tb = 2.67 * Tp$$

$$Tp = 0.5 * D + 0.6 * Tc$$

$$qp = 0.208 * A / Tp$$

$$Qp = qp * Pp.efec.$$

donde:

A: Área de la cuenca en Km²

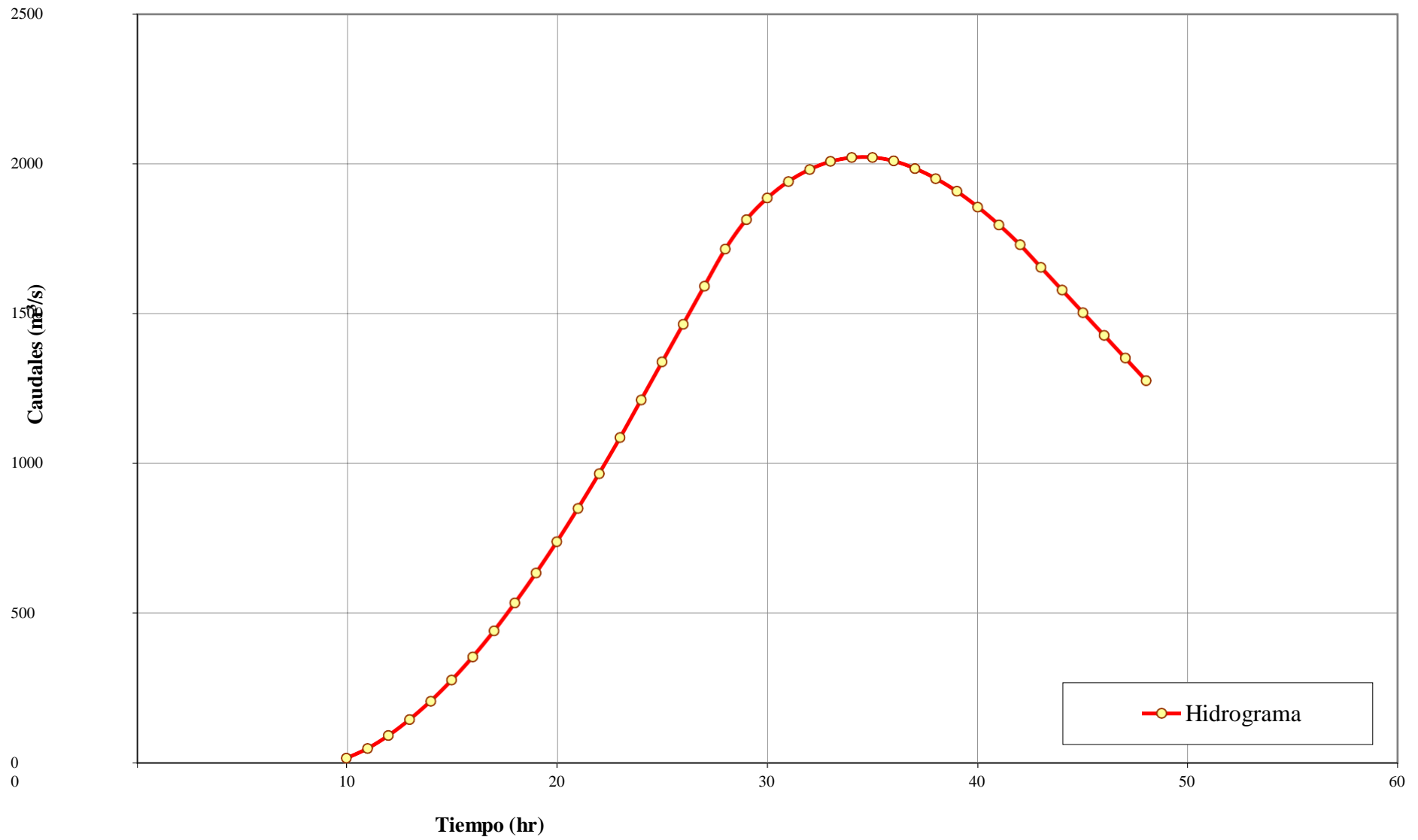
D: Duración de la lluvia en horas

Tc: Tiempo de concentración

Tb: Tiempo base del Hidrograma Unitario en horas Tp: Tiempo pico al Q máx. Horas

qp: Caudal pico al Tp. en m³/s/mm Qp: Caudal en m³/s

HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS
(Tr = 25 Años)



PARA 50 AÑOS

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

CN	:	60
S (pulg)	:	6.67
S (mm)	:	169.33
Po (mm)	:	33.87
P _{máx 24 horas}	:	116.13 (Calculado anteriormente)
Tr	:	50 Años

Tr (horas)	P acum. %	P acum. (mm)	K	P neta acum. (mm)	P neta hr. (mm)
0	0.00	0.00	-33.87	0.00	
1	2.00	2.32	-31.54	0.00	0.00
2	3.50	4.06	-29.80	0.00	0.00
3	5.00	5.81	-28.06	0.00	0.00
4	7.50	8.71	-25.16	0.00	0.00
5	10.00	11.61	-22.25	0.00	0.00
6	13.00	15.10	-18.77	0.00	0.00
7	16.00	18.58	-15.29	0.00	0.00
8	20.00	23.23	-10.64	0.00	0.00
9	26.50	30.77	-3.09	0.00	0.00
10	52.50	60.97	27.10	3.74	3.74
11	63.00	73.16	39.30	7.40	3.66
12	68.50	79.55	45.68	9.71	2.30
13	73.00	84.77	50.91	11.77	2.06
14	76.50	88.84	54.97	13.47	1.71
15	80.00	92.90	59.04	15.26	1.79
16	83.00	96.39	62.52	16.86	1.60
17	86.00	99.87	66.01	18.51	1.65
18	89.00	103.36	69.49	20.22	1.71
19	91.00	105.68	71.81	21.39	1.17
20	93.00	108.00	74.13	22.57	1.19
21	95.00	110.32	76.46	23.78	1.21
22	96.50	112.07	78.20	24.70	0.92
23	98.00	113.81	79.94	25.64	0.93
24	100.00	116.13	82.26	26.90	1.26

NOTA: S = 1000/CN-10 (pulg:)

S = 25.4*S (mm.)

K = ΣP_{acum} - 0.2*S (mm.), K en mm.

Pp efectiva acumulada

- a) Si $K < 0$, entonces $\Sigma P_{neta} = \Sigma P_{efectiva} = 0$
- b) Si $K > 0$, entonces $\Sigma P_{neta (acumulada)} = K^2 / (P_{Pacum} + 0.8*S(mm.))$

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 50 años)

DATOS: Est. PLU-CUÑUMBUQUE

Ac : 9247.53 Km² **Tp** : 18.90 Horas
Duración : 1.00 Hora **Tb** : 50.47 Horas
Tc : 30.67 Horas **qp** : 101.76 m³/s/mm

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m ³ /s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	18.90	50.47
1-2	0.00	0.00	1.00	19.90	51.47
2-3	0.00	0.00	2.00	20.90	52.47
3-4	0.00	0.00	3.00	21.90	53.47
4-5	0.00	0.00	4.00	22.90	54.47
5-6	0.00	0.00	5.00	23.90	55.47
6-7	0.00	0.00	6.00	24.90	56.47
7-8	0.00	0.00	7.00	25.90	57.47
8-9	0.00	0.00	8.00	26.90	58.47
9-10	3.74	380.50	9.00	27.90	59.47
10-11	3.66	372.66	10.00	28.90	60.47
11-12	2.30	234.50	11.00	29.90	61.47
12-13	2.06	209.79	12.00	30.90	62.47
13-14	1.71	173.54	13.00	31.90	63.47
14-15	1.79	182.09	14.00	32.90	64.47
15-16	1.60	162.54	15.00	33.90	65.47
16-17	1.65	168.22	16.00	34.90	66.47
17-18	1.71	173.66	17.00	35.90	67.47
18-19	1.17	118.67	18.00	36.90	68.47
19-20	1.19	120.92	19.00	37.90	69.47
20-21	1.21	123.10	20.00	38.90	70.47
21-22	0.92	93.72	21.00	39.90	71.47
22-23	0.93	94.89	22.00	40.90	72.47
23-24	1.26	128.29	23.00	41.90	73.47

NOTA:

$$Tb = 2.67 * Tp$$

$$Tp = 0.5 * D + 0.6 * Tc$$

$$qp = 0.208 * A / Tp$$

$$Qp = qp * Pp.efec.$$

Tb: Tiempo base del Hidrograma Unitario en horas Tp: Tiempo pico al Q máx. Horas

qp: Caudal pico al Tp. en m³/s/mm Qp: Caudal en m³/s

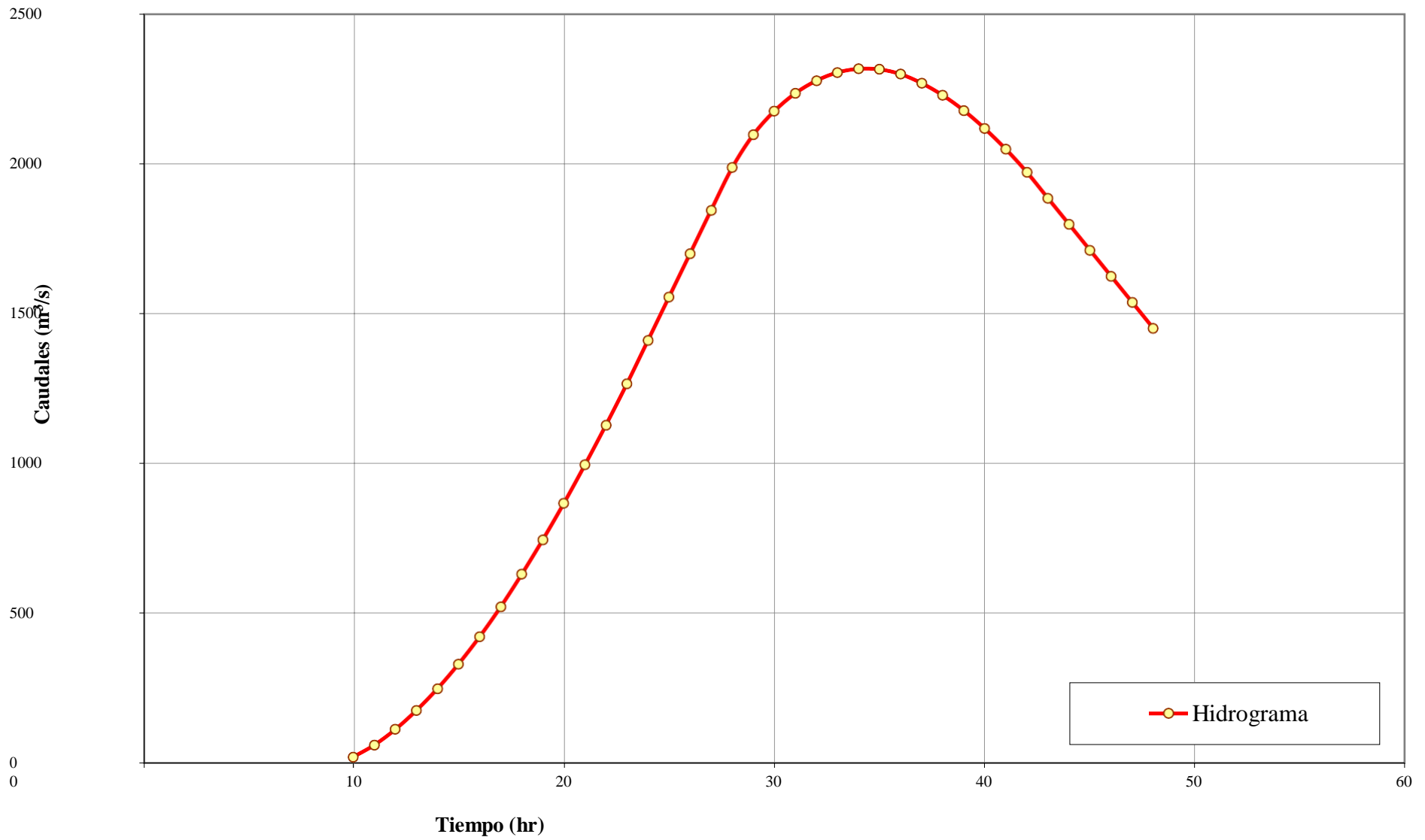
donde:

A: Área de la cuenca en Km²

D: Duración de la lluvia en horas

Tc: Tiempo de concentración

HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS
(Tr = 50 Años)



PARA 100 AÑOS

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

CN	:	60
S (pulg)	:	6.67
S (mm)	:	169.33
Po (mm)	:	33.87
P _{máx 24 horas}	:	122.06 (Calculado anteriormente)
Tr	:	100 Años

Tr (horas)	P acum. %	P acum. (mm)	K	P neta acum. (mm)	P neta hr. (mm)
0	0.00	0.00	-33.87	0.00	
1	2.00	2.44	-31.43	0.00	0.00
2	3.50	4.27	-29.59	0.00	0.00
3	5.00	6.10	-27.76	0.00	0.00
4	7.50	9.15	-24.71	0.00	0.00
5	10.00	12.21	-21.66	0.00	0.00
6	13.00	15.87	-18.00	0.00	0.00
7	16.00	19.53	-14.34	0.00	0.00
8	20.00	24.41	-9.45	0.00	0.00
9	26.50	32.35	-1.52	0.00	0.00
10	52.50	64.08	30.21	4.58	4.58
11	63.00	76.90	43.03	8.72	4.14
12	68.50	83.61	49.74	11.30	2.58
13	73.00	89.10	55.24	13.59	2.29
14	76.50	93.38	59.51	15.48	1.89
15	80.00	97.65	63.78	17.45	1.98
16	83.00	101.31	67.44	19.21	1.76
17	86.00	104.97	71.10	21.03	1.82
18	89.00	108.63	74.77	22.90	1.87
19	91.00	111.07	77.21	24.18	1.28
20	93.00	113.52	79.65	25.48	1.30
21	95.00	115.96	82.09	26.80	1.32
22	96.50	117.79	83.92	27.81	1.01
23	98.00	119.62	85.75	28.83	1.02
24	100.00	122.06	88.19	30.20	1.38

NOTA: $S = 1000/CN - 10$ (pulg:)

$S = 25.4 * S$ (mm.)

$K = \Sigma P_{acum} - 0.2 * S$ (mm.), K en mm.

Pp efectiva acumulada

a) Si $K < 0$, entonces $\Sigma P_{neta} = \Sigma P_{efectiva} = 0$

b) Si $K > 0$, entonces $\Sigma P_{neta (acumulada)} = K^2 / (P_{Pacum} + 0.8 * S)$ (mm.)

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 100 años)

DATOS: Est. PLU-CUÑUMBUQUE

Ac : 9247.53 Km² **Tp** : 18.90 Horas
Duración : 1.00 Hora **Tb** : 50.47 Horas
Tc : 30.67 Horas **qp** : 101.76 m³/s/mm

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m ³ /s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	18.90	50.47
1-2	0.00	0.00	1.00	19.90	51.47
2-3	0.00	0.00	2.00	20.90	52.47
3-4	0.00	0.00	3.00	21.90	53.47
4-5	0.00	0.00	4.00	22.90	54.47
5-6	0.00	0.00	5.00	23.90	55.47
6-7	0.00	0.00	6.00	24.90	56.47
7-8	0.00	0.00	7.00	25.90	57.47
8-9	0.00	0.00	8.00	26.90	58.47
9-10	4.58	465.56	9.00	27.90	59.47
10-11	4.14	421.73	10.00	28.90	60.47
11-12	2.58	262.11	11.00	29.90	61.47
12-13	2.29	233.18	12.00	30.90	62.47
13-14	1.89	192.17	13.00	31.90	63.47
14-15	1.98	201.06	14.00	32.90	64.47
15-16	1.76	179.05	15.00	33.90	65.47
16-17	1.82	184.95	16.00	34.90	66.47
17-18	1.87	190.58	17.00	35.90	67.47
18-19	1.28	130.06	18.00	36.90	68.47
19-20	1.30	132.38	19.00	37.90	69.47
20-21	1.32	134.63	20.00	38.90	70.47
21-22	1.01	102.41	21.00	39.90	71.47
22-23	1.02	103.62	22.00	40.90	72.47
23-24	1.38	139.99	23.00	41.90	73.47

NOTA:

$$Tb = 2.67 * Tp$$

$$Tp = 0.5 * D + 0.6 * Tc$$

$$qp = 0.208 * A / Tp$$

$$Qp = qp * Pp.efec.$$

Tb: Tiempo base del Hidrograma Unitario en horas Tp: Tiempo pico al Q máx. Horas

qp: Caudal pico al Tp. en m³/s/mm Qp: Caudal en m³/s

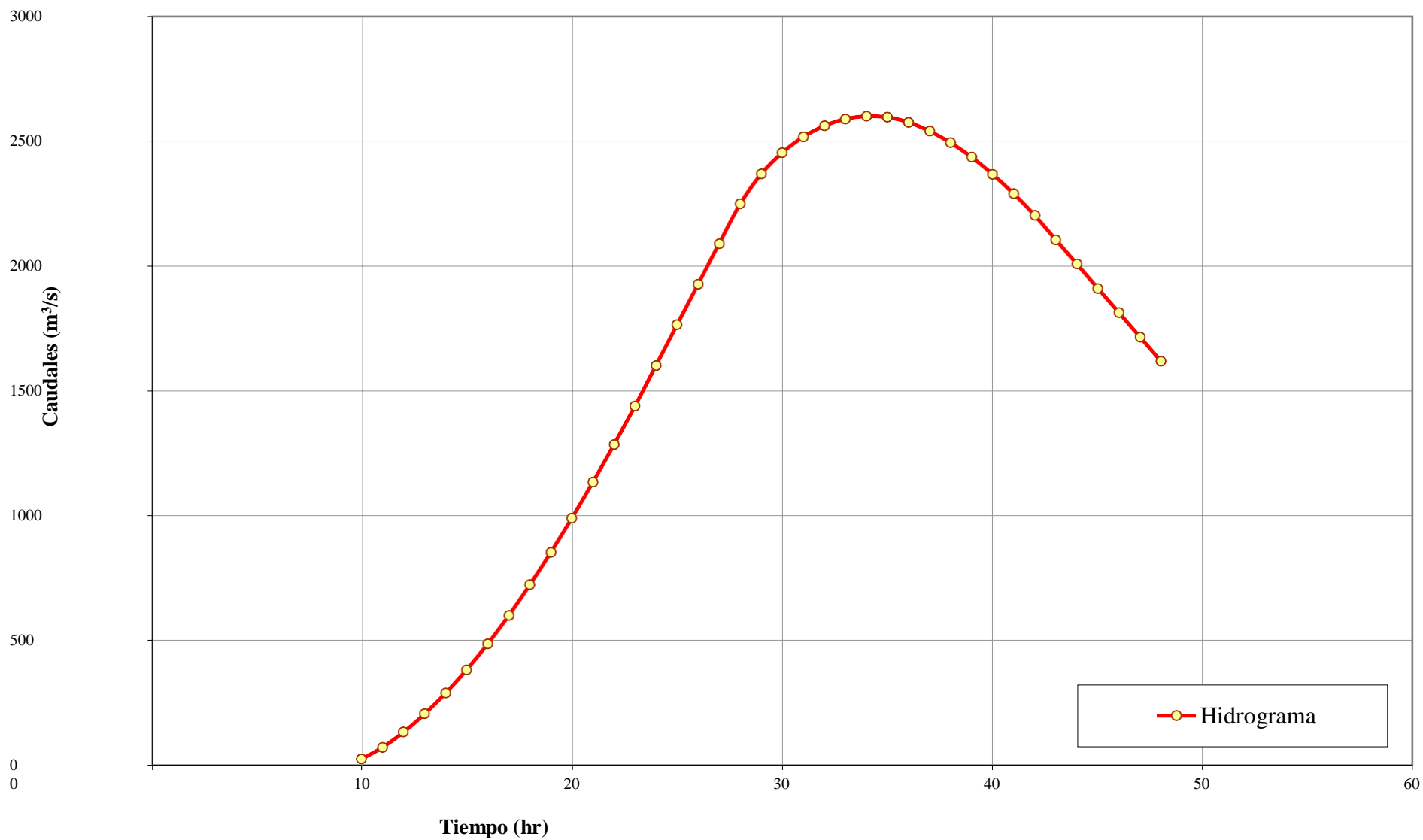
donde:

A: Área de la cuenca en Km²

D: Duración de la lluvia en horas

Tc: Tiempo de concentración

HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS
(Tr = 100 Años)



PARA 200 AÑOS

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

CN	:	60
S (pulg)	:	6.67
S (mm)	:	169.33
Po (mm)	:	33.87
P _{máx 24 horas}	:	127.56 (Calculado anteriormente)
Tr	:	200 Años

Tr (horas)	P acum. %	P acum. (mm)	K	P neta acum. (mm)	P neta hr. (mm)
0	0.00	0.00	-33.87	0.00	
1	2.00	2.55	-31.32	0.00	0.00
2	3.50	4.46	-29.40	0.00	0.00
3	5.00	6.38	-27.49	0.00	0.00
4	7.50	9.57	-24.30	0.00	0.00
5	10.00	12.76	-21.11	0.00	0.00
6	13.00	16.58	-17.28	0.00	0.00
7	16.00	20.41	-13.46	0.00	0.00
8	20.00	25.51	-8.35	0.00	0.00
9	26.50	33.80	-0.06	0.00	0.00
10	52.50	66.97	33.10	5.41	5.41
11	63.00	80.36	46.50	10.02	4.60
12	68.50	87.38	53.51	12.85	2.83
13	73.00	93.12	59.25	15.36	2.51
14	76.50	97.58	63.72	17.42	2.06
15	80.00	102.05	68.18	19.57	2.15
16	83.00	105.87	72.01	21.48	1.91
17	86.00	109.70	75.83	23.46	1.97
18	89.00	113.53	79.66	25.49	2.03
19	91.00	116.08	82.21	26.87	1.38
20	93.00	118.63	84.76	28.28	1.41
21	95.00	121.18	87.32	29.71	1.43
22	96.50	123.10	89.23	30.79	1.09
23	98.00	125.01	91.14	31.89	1.10
24	100.00	127.56	93.69	33.37	1.48

NOTA: S = 1000/CN-10 (pulg:)

S = 25.4*S (mm.)

K = ΣP_{acum} - 0.2*S (mm.), K en mm.

Pp efectiva acumulada

a) Si K < 0, entonces ΣP_{neto} = ΣP_{efectiva} = 0

b) Si K > 0, entonces ΣP_{neto (acumulada)} = K² / (P_{Pacum} + 0.8*S (mm.))

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 200 años)

DATOS: Est. PLU-CUÑUMBUQUE

Ac : 9247.53 Km² **Tp** : 18.90 Horas
Duración : 1.00 Hora **Tb** : 50.47 Horas
Tc : 30.67 Horas **qp** : 101.76 m³/s/mm

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m ³ /s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	18.90	50.47
1-2	0.00	0.00	1.00	19.90	51.47
2-3	0.00	0.00	2.00	20.90	52.47
3-4	0.00	0.00	3.00	21.90	53.47
4-5	0.00	0.00	4.00	22.90	54.47
5-6	0.00	0.00	5.00	23.90	55.47
6-7	0.00	0.00	6.00	24.90	56.47
7-8	0.00	0.00	7.00	25.90	57.47
8-9	0.00	0.00	8.00	26.90	58.47
9-10	5.41	550.82	9.00	27.90	59.47
10-11	4.60	468.48	10.00	28.90	60.47
11-12	2.83	288.31	11.00	29.90	61.47
12-13	2.51	255.32	12.00	30.90	62.47
13-14	2.06	209.78	13.00	31.90	63.47
14-15	2.15	218.97	14.00	32.90	64.47
15-16	1.91	194.62	15.00	33.90	65.47
16-17	1.97	200.70	16.00	34.90	66.47
17-18	2.03	206.50	17.00	35.90	67.47
18-19	1.38	140.76	18.00	36.90	68.47
19-20	1.41	143.15	19.00	37.90	69.47
20-21	1.43	145.46	20.00	38.90	70.47
21-22	1.09	110.58	21.00	39.90	71.47
22-23	1.10	111.81	22.00	40.90	72.47
23-24	1.48	150.96	23.00	41.90	73.47

NOTA:

$$Tb = 2.67 * Tp$$

$$Tp = 0.5 * D + 0.6 * Tc$$

$$qp = 0.208 * A / Tp$$

$$Qp = qp * Pp.efec.$$

Tb: Tiempo base del Hidrograma Unitario en horas Tp: Tiempo pico al Q máx. Horas

qp: Caudal pico al Tp. en m³/s/mm Qp: Caudal en m³/s

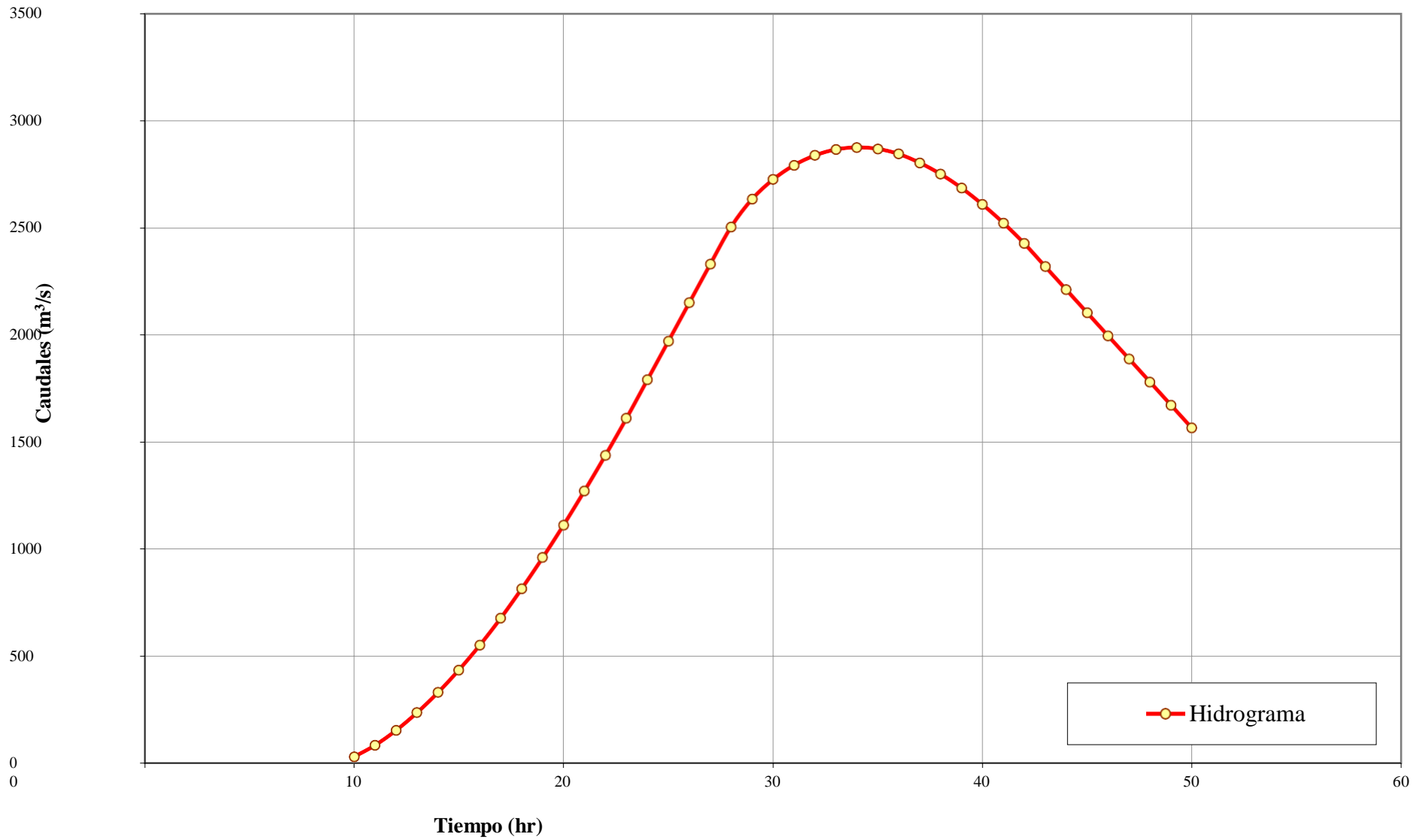
donde:

A: Área de la cuenca en Km²

D: Duración de la lluvia en horas

Tc: Tiempo de concentración

HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS
(Tr = 200 Años)



PARA 500 AÑOS

CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

CN	:	60
S (pulg)	:	6.67
S (mm)	:	169.33
Po (mm)	:	33.87
P _{máx 24 horas}	:	134.35 (Calculado anteriormente)
Tr	:	500 Años

Tr (horas)	P acum. %	P acum. (mm)	K	P neta acum. (mm)	P neta hr. (mm)
0	0.00	0.00	-33.87	0.00	
1	2.00	2.69	-31.18	0.00	0.00
2	3.50	4.70	-29.16	0.00	0.00
3	5.00	6.72	-27.15	0.00	0.00
4	7.50	10.08	-23.79	0.00	0.00
5	10.00	13.44	-20.43	0.00	0.00
6	13.00	17.47	-16.40	0.00	0.00
7	16.00	21.50	-12.37	0.00	0.00
8	20.00	26.87	-7.00	0.00	0.00
9	26.50	35.60	1.74	0.02	0.02
10	52.50	70.53	36.67	6.53	6.51
11	63.00	84.64	50.77	11.71	5.19
12	68.50	92.03	58.16	14.87	3.16
13	73.00	98.08	64.21	17.65	2.78
14	76.50	102.78	68.91	19.93	2.28
15	80.00	107.48	73.61	22.30	2.37
16	83.00	111.51	77.64	24.41	2.10
17	86.00	115.54	81.67	26.58	2.17
18	89.00	119.57	85.70	28.80	2.23
19	91.00	122.26	88.39	30.32	1.51
20	93.00	124.95	91.08	31.85	1.54
21	95.00	127.63	93.77	33.42	1.56
22	96.50	129.65	95.78	34.60	1.19
23	98.00	131.66	97.80	35.80	1.20
24	100.00	134.35	100.48	37.42	1.62

NOTA: $S = 1000/CN - 10$ (pulg.)

$S = 25.4 * S$ (mm)

$K = \Sigma P_{acum} - 0.2 * S$ (mm.), K en mm.

Pp efectiva acumulada

a) Si $K < 0$ ó $= 0$, entonces $\Sigma P_{neta} = \Sigma P_{efectiva} = 0$

b) Si $K > 0$, entonces $\Sigma P_{neta (acumulada)} = K^2 / (P_{Pacum} + 0.8 * S (mm.))$

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 500 años)

DATOS: Est. PLU-CUÑUMBUQUE

Ac : 9247.53 Km² **Tp** : 18.90 Horas
Duración : 1.00 Hora **Tb** : 50.47 Horas
Tc : 30.67 Horas **qp** : 101.76 m³/s/mm

Tiempo (horas)	Pp. Ef. hr. (mm)	Qp (m ³ /s)	TIEMPO DEL HIDROGRAMA		
			to	to + tp	to + tb
0-1	0.00	0.00	0.00	18.90	50.47
1-2	0.00	0.00	1.00	19.90	51.47
2-3	0.00	0.00	2.00	20.90	52.47
3-4	0.00	0.00	3.00	21.90	53.47
4-5	0.00	0.00	4.00	22.90	54.47
5-6	0.00	0.00	5.00	23.90	55.47
6-7	0.00	0.00	6.00	24.90	56.47
7-8	0.00	0.00	7.00	25.90	57.47
8-9	0.02	1.79	8.00	26.90	58.47
9-10	6.51	662.36	9.00	27.90	59.47
10-11	5.19	527.72	10.00	28.90	60.47
11-12	3.16	321.35	11.00	29.90	61.47
12-13	2.78	283.19	12.00	30.90	62.47
13-14	2.28	231.91	13.00	31.90	63.47
14-15	2.37	241.46	14.00	32.90	64.47
15-16	2.10	214.15	15.00	33.90	65.47
16-17	2.17	220.44	16.00	34.90	66.47
17-18	2.23	226.44	17.00	35.90	67.47
18-19	1.51	154.15	18.00	36.90	68.47
19-20	1.54	156.61	19.00	37.90	69.47
20-21	1.56	159.00	20.00	38.90	70.47
21-22	1.19	120.77	21.00	39.90	71.47
22-23	1.20	122.04	22.00	40.90	72.47
23-24	1.62	164.65	23.00	41.90	73.47

NOTA:

$Tb = 2.67 * Tp$ *donde:*
 $Tp = 0.5 * D + 0.6 * Tc$ A: Área de la cuenca en Km²
 $qp = 0.208 * A / Tp$ D: Duración de la lluvia en horas
 $Qp = qp * Pp.efec.$ Tc: Tiempo de concentración
 Tb: Tiempo base del Hidrograma Unitario en horas Tp: Tiempo pico al Q máx. Horas
 qp: Caudal pico al Tp. en m³/s/mm Qp: Caudal en m³/s

CÁLCULO DEL HIDROGRAMA TOTAL DE MÁXIMAS AVENIDAS (Tr= 500 Años)

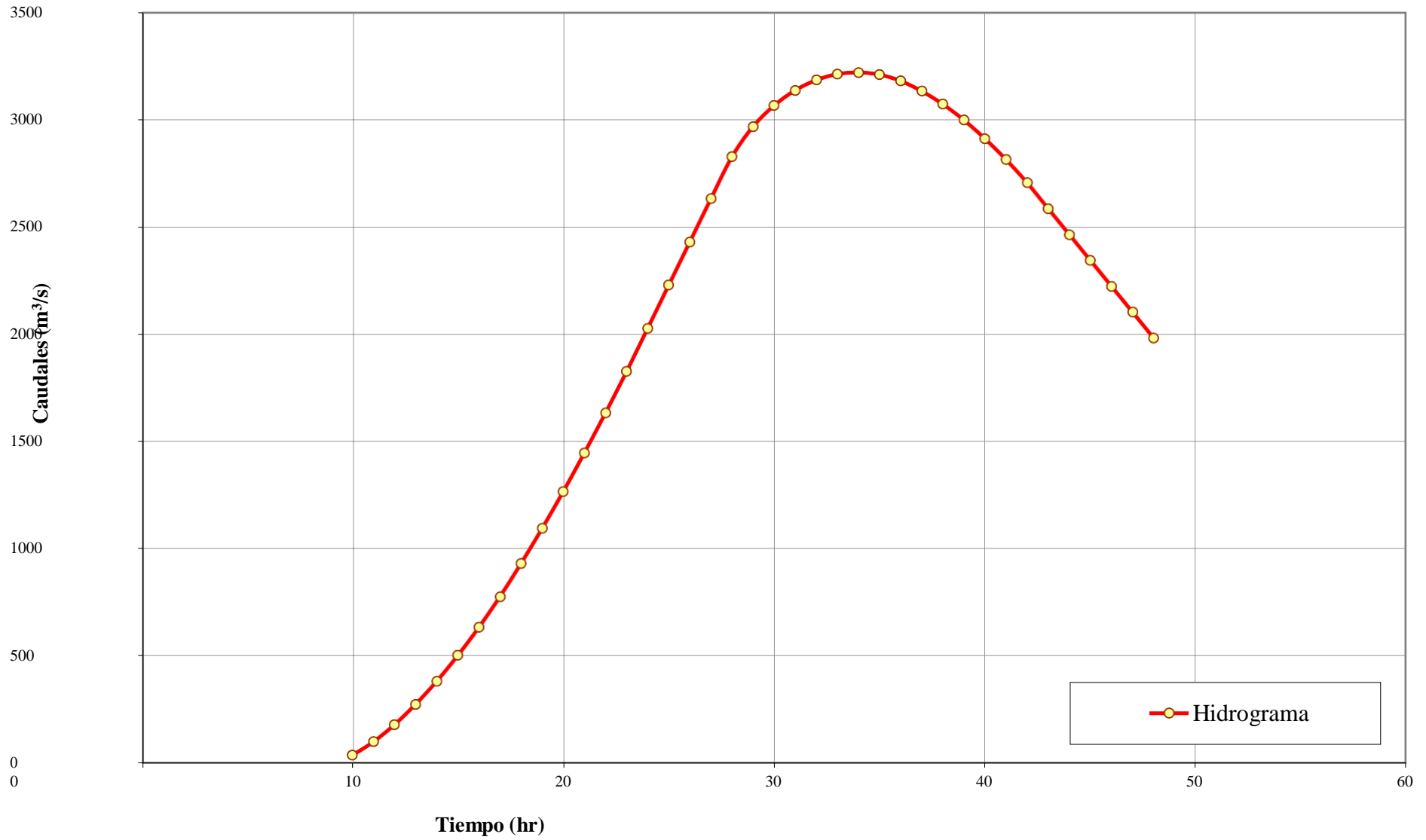
DATOS :
 Ac : 9248 Km²
 D : 1.00 Hora
 Te : 30.67 Horas

Tp : 18.90 Horas
 Tb : 50.47 Horas
 qp : 101.76 m³/s/mm

TIEMPO	Qp m ³ /s	to t inicial	to + tp t máx	to + tb t final	CAUDALES DEL HIDROGRAMA																																															
					10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50							
0 - 1	0.00	0.00	18.90	50.47																																																
1 - 2	0.00	1.00	19.90	51.47																																																
2 - 3	0.00	2.00	20.90	52.47																																																
3 - 4	0.00	3.00	21.90	53.47																																																
4 - 5	0.00	4.00	22.90	54.47																																																
5 - 6	0.00	5.00	23.90	55.47																																																
6 - 7	0.00	6.00	24.90	56.47																																																
7 - 8	0.00	7.00	25.90	57.47																																																
8 - 9	1.79	8.00	26.90	58.47	0.19	0.28	0.38	0.47	0.57	0.66	0.76	0.85	0.95	1.04	1.14	1.23	1.33	1.42	1.52	1.61	1.71	1.79	1.73	1.67	1.62	1.56	1.50	1.45	1.39	1.33	1.28	1.22	1.16	1.11	1.05	0.99	0.94	0.88	0.82	0.76	0.71	0.65	0.59	0.54	0.48							
9 - 10	662.36	9.00	27.90	59.47	35.04	70.08	105.12	140.17	175.21	210.25	245.29	280.33	315.37	350.42	385.46	420.50	455.54	490.58	525.62	560.67	595.71	630.75	660.30	639.32	618.33	597.35	576.37	555.39	534.40	513.42	492.44	471.45	450.47	429.49	408.50	387.52	366.54	345.56	324.57	303.59	282.61	261.62	240.64	219.66	198.67							
10 - 11	527.72	10.00	28.90	60.47		27.92	55.84	83.76	111.67	139.59	167.51	195.43	223.35	251.27	279.18	307.10	335.02	362.94	390.86	418.78	446.70	474.61	502.53	526.08	509.36	492.64	475.92	459.21	442.49	425.77	409.05	392.34	375.62	358.90	342.18	325.47	308.75	292.03	275.31	258.59	241.88	225.16	208.44	191.72	175.01							
11 - 12	321.35	11.00	29.90	61.47		17.00	34.00	51.00	68.00	85.01	102.01	119.01	136.01	153.01	170.01	187.01	204.01	221.01	238.01	255.02	272.02	289.02	306.02	320.36	310.18	300.00	289.81	279.63	269.45	259.27	249.09	238.91	228.73	218.55	208.37	198.19	188.01	177.83	167.65	157.47	147.29	137.11	126.93	116.75								
12 - 13	283.19	12.00	30.90	62.47			14.98	29.96	44.95	59.93	74.91	89.89	104.87	119.86	134.84	149.82	164.80	179.79	194.77	209.75	224.73	239.71	254.70	269.68	282.31	273.34	264.37	255.40	246.43	237.46	228.48	219.51	210.54	201.57	192.60	183.63	174.66	165.69	156.71	147.74	138.77	129.80	120.83	111.86								
13 - 14	231.91	13.00	31.90	63.47				12.27	24.54	36.81	49.08	61.35	73.61	85.88	98.15	110.42	122.69	134.96	147.23	159.50	171.77	184.04	196.31	208.57	220.84	231.19	223.84	216.50	209.15	201.80	194.46	187.11	179.76	172.42	165.07	157.72	150.38	143.03	135.68	128.34	120.99	113.64	106.29	98.94	91.59	84.24						
14 - 15	241.46	14.00	32.90	64.47					12.77	25.55	38.32	51.10	63.87	76.64	89.42	102.19	114.97	127.74	140.52	153.29	166.06	178.84	191.61	204.39	217.16	229.93	240.31	233.06	225.81	218.56	211.31	204.06	196.81	189.56	182.31	175.06	167.81	160.56	153.31	146.06	138.81	131.56	124.31	117.06	109.81	102.56	95.31					
15 - 16	214.15	15.00	33.90	65.47						11.33	22.66	33.99	45.32	56.65	67.98	79.31	90.64	101.97	113.30	124.63	135.96	147.29	158.62	169.95	181.28	192.61	203.94	213.48	206.70	199.91	193.13	186.35	179.56	172.78	165.99	159.21	152.43	145.64	138.86	132.07	125.29	118.51	111.72	104.94								
16 - 17	220.44	16.00	34.90	66.47							11.86	23.32	34.99	46.65	58.31	69.97	81.64	93.30	104.96	116.62	128.29	139.95	151.61	163.27	174.94	186.60	198.26	209.92	219.76	212.72	205.79	198.81	191.82	184.84	177.86	170.87	163.89	156.91	149.92	142.94	135.96	128.97	121.99	115.01								
17 - 18	226.44	17.00	35.90	67.47								11.98	23.96	35.94	47.92	59.90	71.88	83.86	95.84	107.82	119.80	131.78	143.76	155.73	167.71	179.69	191.67	203.65	215.63	225.75	218.56	211.39	204.21	197.04	189.87	182.69	175.52	168.35	161.17	154.00	146.83	139.66	132.48	125.31								
18 - 19	154.15	18.00	36.90	68.47									8.16	16.31	24.47	32.63	40.78	48.93	57.09	65.24	73.40	81.55	89.71	97.86	106.02	114.17	122.33	130.48	138.64	146.79	153.67	148.79	143.91	139.02	134.14	129.26	124.37	119.49	114.60	109.72	104.84	99.95	95.07	90.19								
19 - 20	156.61	19.00	37.90	69.47											8.29	16.57	24.86	33.14	41.43	49.71	58.00	66.28	74.57	82.85	91.14	99.43	107.71	116.00	124.28	132.57	140.85	149.14	156.13	151.16	146.20	141.24	136.28	131.32	126.36	121.40	116.44	111.47	106.51	101.55	96.59							
20 - 21	159.00	20.00	38.90	70.47												8.41	16.83	25.24	33.65	42.06	50.47	58.88	67.29	75.71	84.12	92.53	100.94	109.35	117.76	126.18	134.59	143.00	151.41	158.50	153.47	148.43	143.39	138.36	133.32	128.28	123.25	118.21	113.17	108.14	103.10							
21 - 22	120.77	21.00	39.90	71.47													6.39	12.78	19.17	25.56	31.95	38.34	44.73	51.11	57.50	63.89	70.28	76.67	83.06	89.45	95.84	102.23	108.62	115.01	120.40	116.57	112.74	108.92	105.09	101.27	97.44	93.61	89.79	85.96	82.14							
22 - 23	122.04	22.00	40.90	72.47														6.46	12.91	19.37	25.83	32.28	38.74	45.20	51.65	58.11	64.57	71.02	77.48	83.94	90.39	96.85	103.31	109.76	116.22	121.66	117.80	113.93	110.07	106.20	102.33	98.47	94.60	90.73	86.87							
23 - 24	164.65	23.00	41.90	73.47															8.71	17.42	26.13	34.84	43.55	52.27	60.98	69.69	78.40	87.11	95.82	104.53	113.24	121.95	130.66	139.37	148.09	156.80	164.14	158.93	153.71	148.49	143.28	138.06	132.85	127.63	122.41							

TOTAL:	35.23	78.39	178.34	273.38	380.69	500.77	632.18	775.25	930.31	1093.31	1265.01	1444.91	1631.21	1823.96	2025.42	2226.88	2428.34	2629.79	2825.61	2966.52	3064.51	3135.63	3183.22	3211.12	3218.82	3208.35	3179.19	3131.48	3070.70	2996.66	2909.49	2812.09	2704.02	2583.38	2462.75	2342.11	2221.48	2100.84	1980.21	1859.57	1738.93
---------------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------

HIDROGRAMA DE MÁXIMAS AVENIDAS
(Tr = 500 Años)



RESUMEN DE CAUDALES

RESUMEN DE CAUDALES DE DISEÑO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Periodo de Retorno Tr (Años)	Cuencas y Sub Cuencas	Área km²	CN	Caudal m³/s
25	Rio Mayo	9247.53	60.00	2019.22
50	Rio Mayo	9247.53	60.00	2315.84
100	Rio Mayo	9247.53	60.00	2599.65
200	Rio Mayo	9247.53	60.00	2871.82
500	Rio Mayo	9247.53	60.00	3218.82

INFORMACIÓN DE NIVEL MÁXIMO - SENAMHI

**SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION REGIONAL DE SAN MARTIN**

**INFORMACION METEOROLOGICA
PARA: ANDREY DEL AGUILA PEREA
SEGÚN PROFORMA N° 378-DRE-9/2015**

ESTACION: PLU " CUÑUMBUQUE"

Latitud : 06° 30'
Longitud : 76° 30'
Altura : 240 m.s.n.m.

Departamento : SAN MARTIN
Provincia : LAMAS
Distrito : CUÑUMBUQUE

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
2000	26.8	47.4	22.9	30.9	13.9	24.3	13.2	35.3	67.4	13.8	24.1	25.6	67.4
2001	13.4	27.1	43.8	42.4	29.0	11.3	99.7	84.4	21.8	33.5	63.2	52.5	99.7
2002	8.7	8.4	16.7	35.3	10.3	24.9	46.0	21.9	25.8	25.6	28.9	16.5	46.0
2003	33.9	17.2	36.5	28.4	13.7	18.0	31.8	17.0	18.9	31.8	37.4	64.4	64.4
2004	9.1	39.6	23.7	19.5	27.4	18.4	19.8	17.4	53.1	26.0	26.9	61.1	61.1
2005	12.0	19.0	32.1	26.0	22.2	17.7	13.0	30.7	30.8	16.2	29.4	12.2	32.1
2006	23.0	32.2	55.3	22.0	26.0	20.0	44.2	14.4	25.1	23.3	81.3	11.5	81.3
2007	16.5	6.9	29.1	19.0	23.6	3.3	23.4	18.4	40.2	24.1	64.0	8.1	64.0
2008	18.5	93.2	33.7	54.4	11.6	28.3	37.2	26.0	30.0	29.9	18.3	25.8	93.2
2009	24.1	33.0	24.9	52.2	15.5	51.3	8.9	32.1	50.3	14.3	10.8	7.6	52.2
2010	35.1	11.1	31.7	50.3	38.7	39.8	16.9	47.0	11.3	14.4	35.2	15.7	50.3
2011	17.2	6.8	41.6	43.7	24.6	38.9	17.6	11.1	28.2	32.4	53.4	29.2	53.4
2012	105.4	23.5	31.3	44.4	36.0	12.8	34.8	15.4	29.0	31.2	20.4	32.3	105.4
2013	55.2	18.3	28.2	19.3	39.4	20.8	33.8	29.9	22.4	12.4	53.1	30.1	55.2
2014	15.2	12.6	40.5	49.4	17.3	16.8	43.6	6.0	17.2	102.4	42.3	45.3	102.4
MAXIMA	105.4	93.2	55.3	54.4	39.4	51.3	99.7	84.4	67.4	102.4	81.3	64.4	105.4
MEDIA	27.6	26.4	32.8	35.8	23.3	23.1	32.3	27.1	31.4	28.8	39.2	29.2	68.5

NOTA: LA PRESENTE INFORMACIÓN METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

Tarapoto, 29 de octubre del 2015



.....
Ing. M.Sc. Felipe Huamán Solís
DIRECTOR REGIONAL
SENAMHI - SAN MARTIN

ANEXO
DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR

DATOS DE DISEÑO

A= D=	3.00 m	=	Ancho útil máximo del tablero
d= N=	1.50 m	=	Separación entre Vigueta de eje a eje
	0.40 m	=	Separación entre Largueros de eje a eje
	105.00 m	=	Longitud del Puente
f _c	10.50 m	=	Flèche del cable= 10%L'
S/c=	1071.33	=	Sobre carga
i= δ=	75	=	Factor de Impacto
cF= s=	1000	=	Densidad de Madera
P=	1.05 m	=	Contra flecha del tablero de tránsito = 10%F
	m 1.10	=	Altura de la péndola central
	2793.68	=	Peso en el eje posterior de Camioneta STOUT (Cabina simple)

Cálculo de la S/C de Diseño
 S/C repartida en todo el puente según la norma= 970 Kg/m
 S/C concentrada de una camioneta STOUT (Cabina simple)= 2244 Kg/m
 S/C Total = 3214 Kg/m / 3m = 1071.33 Kg/m²

1.- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE MADERA:

1.1 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA MADERA

Las propiedades físico mecánicas de la madera está dado por el grupo Andino según el tipo de madera para nuestro diseño usaremos las del grupo: Grupo =

Propiedades Kg/cm ²	GRUPO		
	A	B	C
E _{0.05} o E _{min}	95000	75000	55000
E _{prom}	130000	100000	90000
f _m	210	150	100
f _c	145	110	80
f _c ↓	40	28	15
f _v	15	12	8
f _t	145	105	75
D (Kg/m ³)	1100	1000	900

f _m =	75000 Kg/cm ²	Módulo de elasticidad mínimo
f _c =	150 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible a la flexión
f _c ↓	110 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible a la compresión paralela a las fibras
f _t =	28 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible a la compresión perpendicular a las fibras
f _v =	105 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible a la Tracción paralela
	12 Kg/cm ²	Esfuerzo admisible al corte paralela

GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
Estoraque	Huayruro	Catahua amarilla
Palo sangre negro	Manchinga	Copaiba
Pumaquiro		Diablo fuerte
		Tornillo

A.- DISEÑO DEL ENTABLADO

*Peso propio no se considera por ser insignificante respecto a la sobrecarga.

Sobrecarga (W_s) = 1071.33 Kg/m²

Considerando el entablado de madera de las siguientes características:

h = 2.5 " = 6.35 cm Altura del Tablón
 b = 8 " = 20.32 cm Base del Tablón

Módulo de Sección: $S = \frac{b \cdot h^3}{6}$
 ∴ S = 136.559 cm³

Módulo de Reacción: $R = \frac{(2/3) \cdot b \cdot h^2}{2}$
 ∴ R = 86.021 cm²

(Momento máximo central en una viga simplemente apoyada)

Momento actuante: $\sigma = \frac{(MP+M)/S < f_m \text{ (Kg/cm}^2\text{)}}{}$
 ∴ M/S = $\frac{126.45 \text{ Kg-cm}}{136.559} < 150 \text{ Kg/cm}^2$ OK CUMPLE ∴ v = 374.97 Kg

Esfuerzo cortante:

(Reacción en ambos lados de una viga simplemente apoyada) Esfuerzo actuante: $V = w/R < f_v \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

∴ V = 4.36 Kg/cm² < 12 Kg/cm² OK CUMPLE

∴ Usar para el entablado del puente tablas de 8 " X 2.5 "

(Total 517 unidades ubicadas transversalmente al puente)

B.- DISEÑO DE LARGUERO

Considerando el Larguero de madera de las siguientes características:

h = 8 " = 20.32 cm Alto del Larguero
 b = 7 " = 17.78 cm Base del Larguero

Módulo de Sección: $S = \frac{b \cdot h^3}{6}$ S = 1223.567 cm³

Módulo de Reacción: $R = \frac{(2/3) \cdot b \cdot h^2}{2}$ ∴ R = 240.860 cm²

CARGAS ACTUANTES

- MOMENTO POR CARGA MUERTA (M_d):

Metrado de Cargas (W = σ · vol.); por ml

Peso del entablado: $W_{ent} = \delta \cdot (h \cdot d \cdot l)$ 25.40 Kg/m
 Largueros: $W_{larg} = \delta \cdot (h \cdot b \cdot l)$ 36.13 Kg/m

Peso de clavos y otros: = 10.00 Kg/m
 W_d = 71.53 Kg/m

∴ Momento por carga muerta: $M_d = \frac{(W \cdot L^2)}{8}$
 L = D = 1.50 mt.
 W = W_d = 71.53 Kg/m
 ∴ M_d = 2071.75 Kg-cm

∴ Cortante por carga muerta: $V_d = \frac{(W \cdot L)}{2}$
 L = D = 1.50 mt.
 W = W_d = 71.53 Kg/m
 ∴ V_d = 53.65 Kg

- MOMENTO POR CARGA VIVA (ML):

∴ Momento Sobrecarga Puntual:

$$MP = P \cdot D / 4$$

∴ MP = 101388 Kg-cm

L = D = 1.50 mt.
P = 2703.7 Kg

∴ Momento por Sobrecarga:

$$ML = (W_i \cdot L^2) / 8$$

∴ ML = 52729.52 Kg-cm

L = D = 1.50 mt.
W = W_i = 1874.8 Kg/m

∴ Cortante por Carga Puntual:

$$VP = P / 2$$

∴ VP = 1351.84 Kg

P = 2703.68 Kg

∴ Cortante por Sobrecarga:

$$V_i = (W_i \cdot L) / 2$$

∴ V_i = 1406.12 Kg

L = D = 1.50 mt.
W = W_i = 1874.8 Kg/m

- Esfuerzos actuantes totales a flexión

$$M = (M/S) = (Md + MP + ML) / S < f_m \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

∴ M/S = 127.60 Kg-cm < 150 Kg/cm² **OK CUMPLE**

- Esfuerzos actuantes totales al corte:

$$V = (V/R) = (Vd + Vp + V_i) / R < f_v \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

∴ V/R = 11.67 Kg-cm < 12 Kg/cm² **OK CUMPLE**

∴ Usar para largueros del puente cuarterones o vigas 7" X 8"

(Total 10 Unidades de 1.50 mts. Ubicadas paralelamente al eje del puente)
Se colocaran 700.00 Unidades

C.- DISEÑO DE VIGUETAS

Considerando el Larguero de madera de las siguientes características:

h = 15" = 38.10 cm Alto de Viguetas
b = 10" = 25.40 cm Base de Viguetas

Módulo de Sección: $S = b \cdot h^2 / 6$ ∴ S = 6145.149 cm³

Módulo de Reacción: $R = (2/3) \cdot b \cdot h$ ∴ R = 645.160 cm²

CARGAS ACTUANTES

- MOMENTO POR CARGA MUERTA (Md):

Metrado de Cargas (W = σ · vol); por ml:

Peso del entablado:	$W_{ent} = 8 \cdot (h^2 \cdot D^2)$	=	95.25 Kg/m
Peso de Largueros:	$W_{larg} = 8 \cdot (h^2 \cdot b^2) \cdot W \cdot (D/A)$	=	180.64 Kg/m
Peso de Viguetas:	$W_{vig} = 8 \cdot (h^3 \cdot b^3)$	=	15 Kg/m
Clavos, pernos y otros			
W _d =			387.67 Kg/m

- Momento:

$Md = (W \cdot L^2) / 8 \cdot 100$ L = A = 3.00 mt.
W = W_d = 387.67 Kg/m

M_d = 43612.74 Kg-cm

- Cortante:

$Vd = (W \cdot L) / 2$ L = A = 3.00 mt.
W = W_d = 387.67 Kg/m

V_d = 581.50 Kg

- MOMENTO POR LA BARANDA (Mb):

Para el cálculo del momento por la baranda se utiliza longitud de eje de péndolas:

L = 3.20 mt.

P1 = 4x (4" x 6") x (0.025m/1") ² x 1000Kg/m ³ x 1.5m/3.2mt =	28.13 Kg/m	Peso cordón inf. y sup.
P2 = 4(6" x 2.50") (0.025m/1") ² x 1000Kg/m ³ x 1.5m/3.2mt =	17.58 Kg/m	Peso de diagonales
P3 = 60.00 Kg/m	60.00 Kg/m	Platinas, pernos y clavos (aprox.)
$P4 = 2(7" x 2") \cdot (0.025m)^2 \cdot 1000 \cdot 1.5m/3.2mt =$	8.20 Kg/m	Puntales
W _b =	113.91 Kg/m	

∴ Momento de la baranda:

$$Mb = (P \cdot L^2) / 8$$

∴ Mb = 1604 Kg-cm

i = 75 %
W = W_b = 113.91 Kg/m = P

∴ Cortante de la baranda:

$$Vb = P$$

∴ V_b = 113.91 Kg

- MOMENTO TOTAL POR CARGA MUERTA:

$$Mt = Md + Mb$$

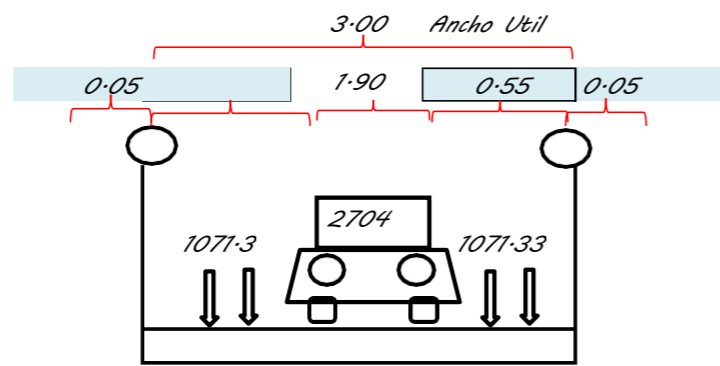
∴ Mt = 45217.07 Kg-cm

- CORTANTE POR CARGA MUERTA (Vd):

$$Vd = Wd \cdot A / 2$$

∴ V_d = 581.50 Kg-cm

A=



- MOMENTO POR CARGA VIVA (ML) :

Momento por Sobrecarga:

$$ML = (WL \cdot L^2) / 8 + P(\text{esp. Libre})$$

$L = A = 3.00 \text{ mt}$
 $W = W_L = 1874.83 \text{ Kg/m}$

$ML = 535359.7 \text{ Kg-cm}$

Cortante por Sobrecarga:

$$V_L = (W_L \cdot L) / 2 + P(\text{esp. Libre})$$

$L = A = 3.00 \text{ mt}$
 $W = W_L = 1874.83 \text{ Kg/m}$

$V_L = 5786.29 \text{ Kg}$

- Esfuerzos actuantes totales a flexión :

$$M = (M/S) = (M_d + M_o + ML) / S < A_m \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$M/S = 101.57 \text{ Kg-cm} < 150 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$

Esfuerzos actuantes totales al corte:

$$V = (w/R) = (V_d + V_o + V_L) / R < A_v \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$w/R = 10.77 \text{ Kg-cm} < 12 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK CUMPLE}$

∴ Usar para viguetas del puente cuartones o vigas 10" X 15"

(Total 70 Unidades Ubicadas transversalmente al puente)

D.- DISEÑO DE PÉNDOLAS

- NÚMERO DE PÉNDOLAS :

$N_p = \text{Número de péndolas a calcular}$
 $L = \text{Longitud del puente entre } = 105 \text{ mt}$
 $d = \text{Distancia entre cada péndola} = 1.50 \text{ mt}$

$$N_p = L/d - 1$$

∴ $N_p = 69$ péndolas (entre extremos del puente)
 Total de péndolas en el puente 138 péndolas de distintas medidas y/o alturas y estarán distanciados c/ 1.50 mt

- DIÁMETROS DE LA PÉNDOLA : Se usara varillas de fierro liso que en su extremo llevarán ojos soldados eléctricamente

PÉNDOLAS			2500 kg/cm ²	Acero ASTM A-
DIAM.	A _s (cm ²)	Peso (Kg/ml)	1500 kg/cm ²	
1/2"	1.27	1.02		
5/8"	1.98	1.58		
3/4"	2.85	2.24		
1"	5.07	3.97		
1 1/2"	11.4	8.94		

Área de acero de la péndola por calcular
 Peso total que soportara las péndolas
 Esfuerzo admisible

- Calculando el peso total que soportan las péndolas P:

$$P = V_d + V_o + V_L$$

$P = 6481.70 \text{ Kg}$

$A_{péndola} = 4.32 \text{ cm}^2$

∴ Se usará péndolas de varilla lisa de Diámetro 1" cada 1.50 mt

E.- LONGITUD DE LAS PÉNDOLAS L_p

Por existir simetría trabajaremos solo con la mitad del puente:

Tanto la curvatura del cable como el tablero de tránsito 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 : $y = 4 \cdot f \cdot X^2 / L$ DONDE :
 $y = \text{Ordenada de la parábola del cable}$

b) PARA EL TABLERO : $y'' = 4 \cdot f'' \cdot X^2 / L$ $y'' = \text{Ordenando de la parábola del tablero}$
 $X = \text{Distancia del centro del puente a la parábola}$

DEL GRÁFICO:

$$L_p = y' + y'' + s \quad \therefore \quad L_p = (4 \cdot f \cdot X^2 / L) + (4 \cdot f'' \cdot X^2 / L) + s$$

$$L_p = (4 \cdot X^2 (f + f'') / L) + s$$

DONDE:
 $f = 10.50 \text{ m}$ Flecha
 $f'' = c \cdot f = 1.05 \text{ m}$ Contra flecha
 $s = 1.10 \text{ m}$ Alto de la Péndola Central
 $L = 105.00 \text{ m}$ Longitud del puente

Se sabe que debe existir 70.00 péndolas en cada extremo del puente espaciados cada 1.50 mt.
 Como existe exactamente una en el centro del puente $s = 1.10$ luego quedan por hallar 69.00 péndolas
 debido a la simetría calcula: Solo 35 péndolas

- Cálculo de la Sección de la plancha :

$$A = T_s / R_s$$

$P = T_s = 2500.00 \text{ kg}$
 $R_s = 28 \text{ Kg/cm}^2$
 Ancho de la Vigueta = a = 25.40 cm

∴ $A = 89.29 \text{ cm}^2$

$$A = (a) \cdot (b) \quad b = A / a$$

∴ $b = 3.52 \text{ cm}$

∴ Usaremos : PL de 13 " X 6 "

- Cálculo del espesor :

$$M = T_s \cdot (W/2) \cdot (1/8)$$

$$P = T_s = 6481.70 \text{ kg}$$

$$b = 3.52 \text{ cm}$$

$$M = 1424.02$$

Asumiremos un valor

$$R = 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

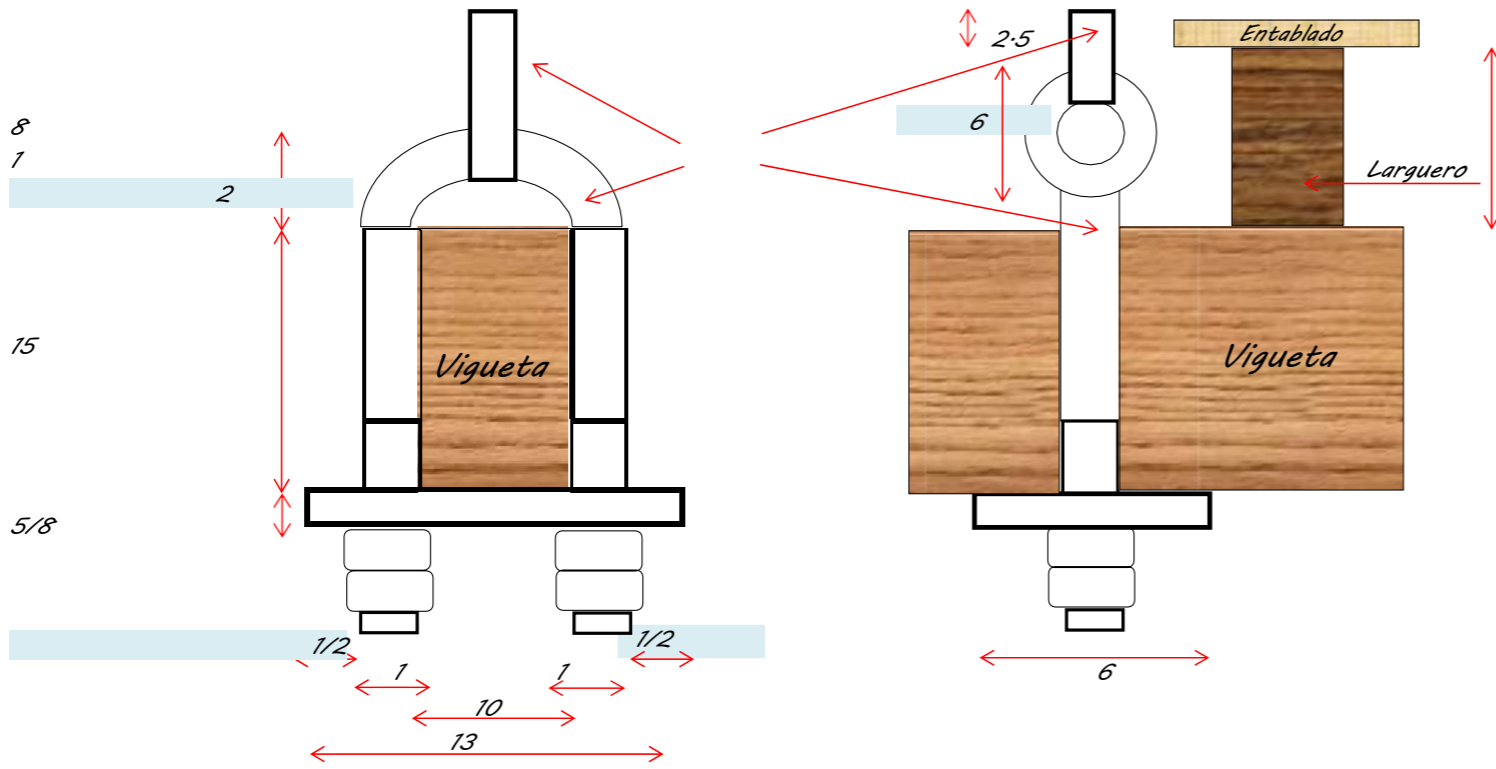
$$R = M/S < 0.5 F_y$$

$$S = 1.423 \text{ cm}$$

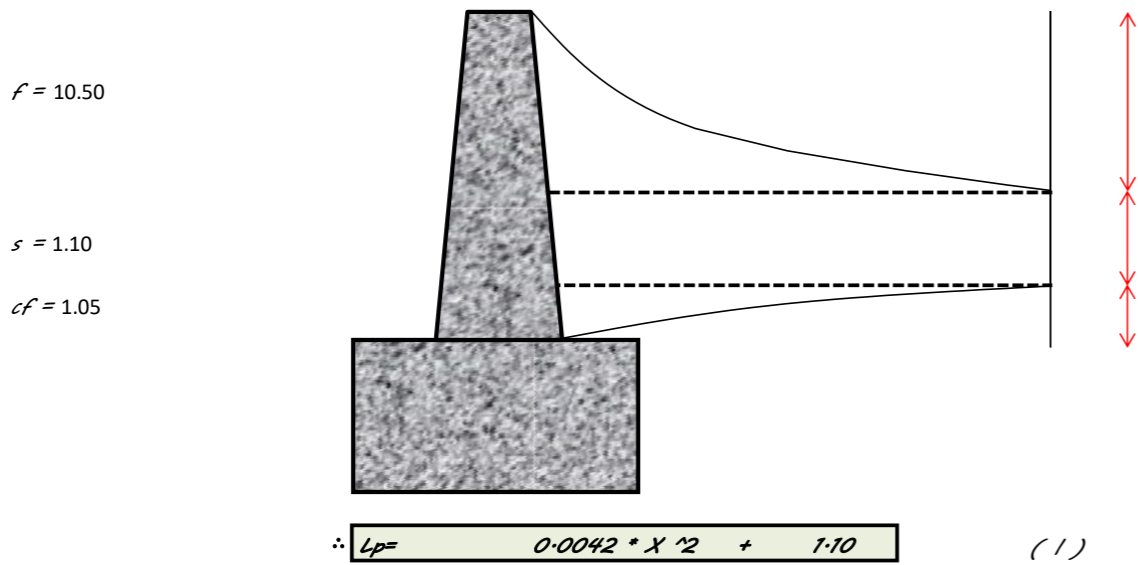
$$T^2 = (6 \cdot M) / (R \cdot b)$$

∴ Usaremos:

$$T = 5/8''$$



- Cálculo de la longitud de la péndola :



En el centro de luz (CL) En $x=0$,

$$L_p =$$

$$1.10 \text{ (existe la péndola central } s = 1.10 \text{ mts)}$$

En $x=2$, $L_p =$

$$1.109 \text{ } 0.0042 \cdot 2^2 + 1.10$$

Nº DE PÉNDOLA A PARTIR DE CL	DISTANCIA DE X A LA PÉNDOLA	X ²	ECUACION (1)	Lp	LONGITUD CORREGIDA
1	1.5	2.25	1.109		0.622
2	3	9	1.138		0.650
3	4.5	20.25	1.185		0.697
4	6	36	1.251		0.763
5	7.5	56.25	1.336		0.848
6	9	81	1.439		0.952
7	10.5	110.25	1.562		1.075
8	12	144	1.703		1.216
9	13.5	182.25	1.864		1.376
10	15	225	2.043		1.555
11	16.5	272.25	2.241		1.753
12	18	324	2.458		1.970
13	19.5	380.25	2.693		2.206
14	21	441	2.948		2.461
15	22.5	506.25	3.221		2.734
16	24	576	3.514		3.026
17	25.5	650.25	3.825		3.337
18	27	729	4.155		3.667
19	28.5	812.25	4.504		4.016
20	30	900	4.871		4.384
21	31.5	992.25	5.258		4.771
22	33	1089	5.663		5.176
23	34.5	1190.25	6.088		5.600
24	36	1296	6.531		6.043
25	37.5	1406.25	6.993		6.505
26	39	1521	7.474		6.986
27	40.5	1640.25	7.973		7.486
28	42	1764	8.492		8.005
29	43.5	1892.25	9.029		8.542
30	45	2025	9.586		9.098
31	46.5	2162.25	10.161		9.673
32	48	2304	10.755		10.267
33	49.5	2450.25	11.368		10.880
34	51	2601	11.999		11.512
35	52.5	2756.25	12.650		12.163

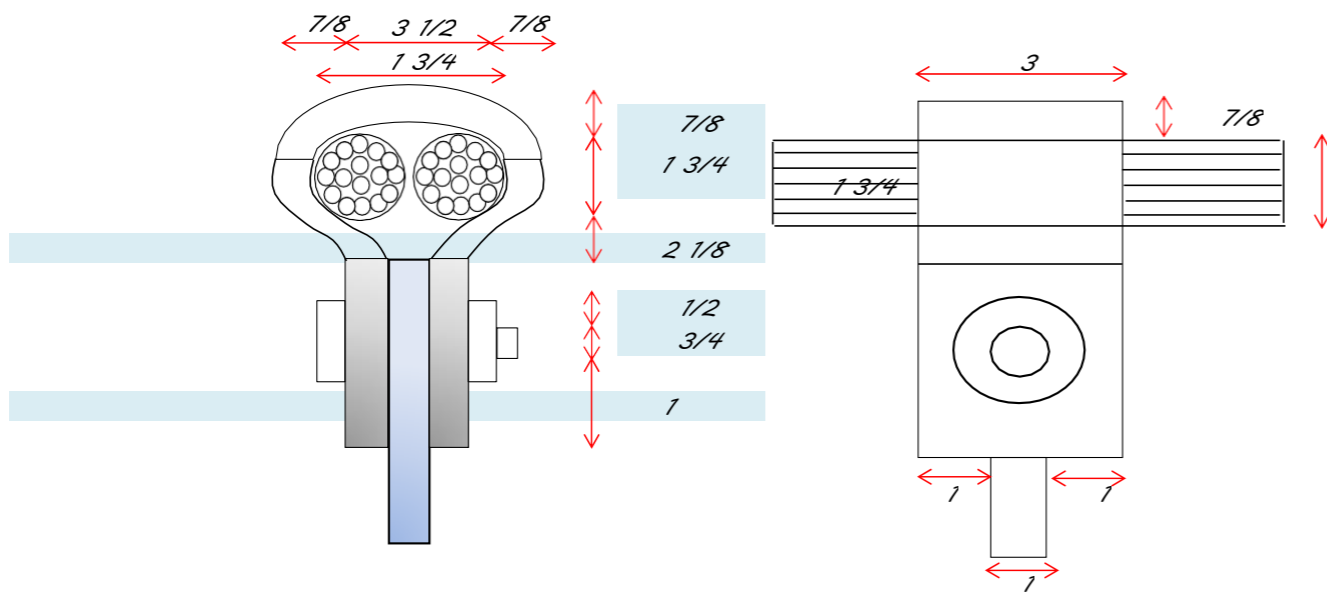
Abrazadera Cable - Péndola =

$$-0.04$$

Abrazadera Vigueta - Péndola =

$$-0.44$$

$$-0.49$$



D.- LONGITUD DEL CABLE (Lc)

La longitud de la curva parabólica del cable, viene dada por:

$$L_c = L' * (1 + (8 * (n^2) / 3) - (32 * (n^4) / 3))$$

DONDE:

Lc = Longitud de la curva parabólica del cable
 L' = Longitud entre torres = 105.00
 n = Flecha / L' = 0.100

∴ Lc = 107.7328 mts.

- Altura de la Torre :

$$h_T = f + s + f'$$

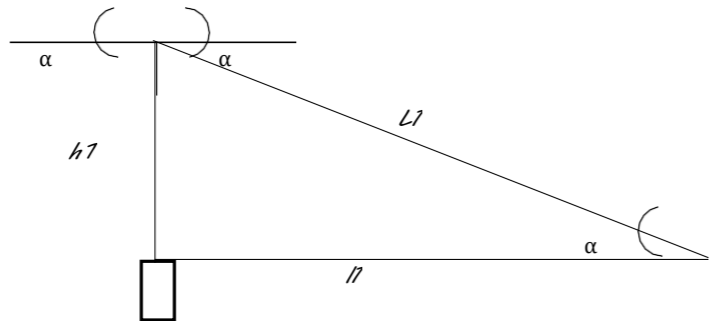
DONDE:

ht = Altura de la Torre
 f = Flecha del cable en el eje central igual a (Mínima altura de flecha es del
 s = Altura de la péndola central (criterio)
 f' = Contra flecha del tablero en el eje central =

10%L' = 10.50 mt
 8%L' = 8.40 mt
 18/17 %L' = 1.10 mt
 1.05 mt

∴ ht = 12.65 mts.

- Longitud de Fiadores :



$$L' = \sqrt{(hT^2) + (l^2)} \cdot 0.5$$

$$\tan \alpha = (hT/l)$$

$$l = hT / \tan \alpha$$

DONDE:

L' = Longitud del fiador = 34.06 mt
 l = Proyección horizontal del fiador = 31.63 mt
 hT = Altura de torre = 12.65 mt

= 34.06 mt
 = 31.63 mt
 = 12.65 mt

$$\tan \alpha = \frac{8 * f * x}{L'^2} = \frac{8 * f * L'}{L'^2} = \frac{4f}{L'} = 4n$$

Sec α = $\frac{1}{\cos \alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha}} = 1.077$

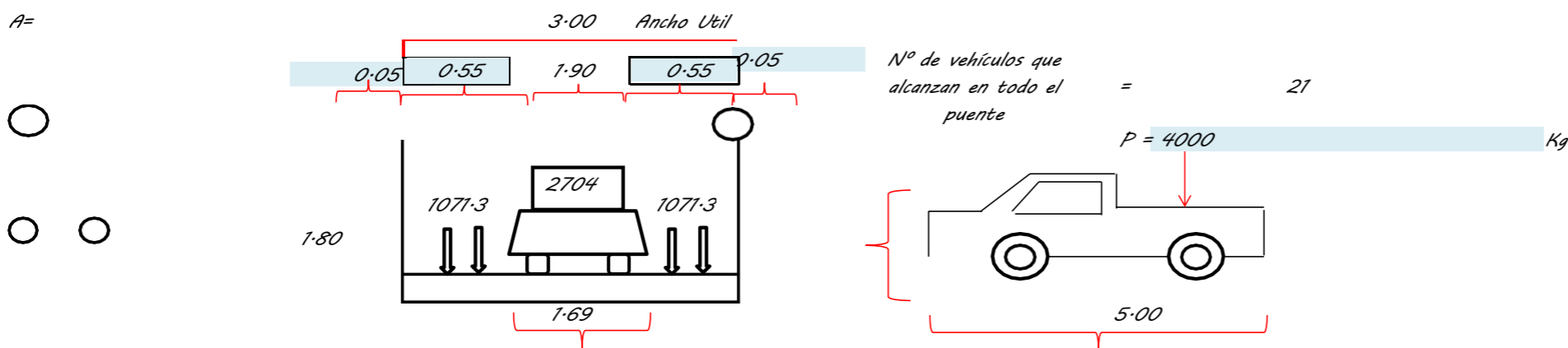
Sustituyendo datos:

∴	tg α = 0.40	Angulo con el cable principal	21.80°
∴	l = 31.63 mts	Angulo del fiador izquierdo	26.84
∴	L' = 34.06 mts	Angulo del fiador derecho	26.84

- Diseño de los cables Principales :

Se usará como mínimo 02 cables por banda Cálculo del peso distribuido por metro lineal:

A=



Nº de vehículos que alcanzan en todo el puente = 21

P = 4000 Kg

- Peso entablado, larguero, vigueta y otros (Pd * A/D) = 775.34 Kg/ml
- Peso del cable principal (8.44 Kg/ml x 4 cables x D) = 50.64 Kg/ml
- Peso de las péndolas (9 x 1.58) = 74.22 Kg/ml
- Peso de barandas = 113.91 Kg/ml
- Sobrecarga (Sc x (1 + i / 100)) = 2862.00 Kg/ml

Pt = 3816.11 Kg/ml

se considera el peso de vehículos 21
 4000 kg
 más la S/C de 1071.33 kg/m2

Factor de Seguridad = Factor $F_s = N * R / T_{cable}$ $F_s = 1.03$
 n = #N = 0.1000

DONDE:
 R: Resistencia efectiva a la rotura (RER) 139.00 ton.
 N: Número total de cables 4 Cables

Tensión Horizontal por carga Muerta = $H = (Pt * L^2) / (8 * f)$ = 500864.1 kg = 500.86 Tn

Tensión Horizontal por carga Viva = 375637.5 kg = 375.6375 Tn

Tensión en el cable = $T = ((Pt * L^2) * ((1 + 16 * n^2) * 0.5)) / (8 * f)$ = 539447 kg = 539.45 Tn

Tensión máxima = $T_m = T_{cable} * F_s = 539.45 * 1.03 = 556.0 Tn$

CABLE PRINCIPAL (CLASE TRANSA)					
C	DIAMETRO plg	A (plg ²)	R.E.R (TN)	COSTO \$	COSTO \$/'
1	3/4	0.336	23.75	4.301852	23.23
2	7/8	0.457	32.13	5.298148	28.61
3	1	0.597	41.71	7.024074	37.93
4	1 1/8	0.753	52.49	8.635183	46.63
5	1 1/4	0.933	64.47	11.02778	59.55
6	1 3/8	1.128	77.54	11.92407	64.39
7	1 1/2	1.343	103	13.73579	74.17
8	1 5/8	1.576	120	16.12593	87.08
9	1 3/4	1.828	139	18.51667	99.99

DONDE:

R.E.R = Resistencia Efectiva a la Rotura (Tn, tipo Alma de Acero)
 Tasa de cambio: \$ 1.00 = \$/ 3.80, se incluye 16V
 ÁREA (plg²): Sección transversal metálica del cable (0.76 * D²)

Ingrese el número del cable a usar

9

Se usarán 4.00 CABLES <=> 4 CABLES

∴ USAR 4 CABLES Ø 1 3/4 2 POR BANDA

- Cálculo de la longitud del cable:

$$L_c = L * (1 + 8/3 * (f^2/L^2) - 32/5 * (f^4/L^4))$$

Longitud de Amarre = 7 m
 Lc = 108 m

$$L_t = (L_c + Cable marg. Der + Cable marg. Izq + 2 * L_amarre) * 4$$

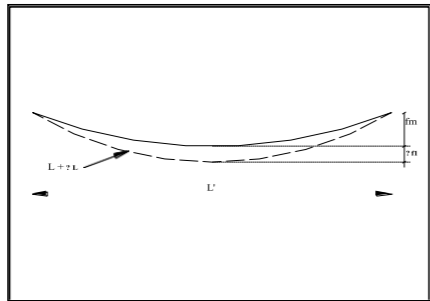
Lt = 711.421 m
 Lt = 711 m

- Cálculo de la flecha de montaje

AUMENTO DE FLECHA POR ALARGAMIENTO DEL CABLE ENTRE TORRES

Sabemos que:

Tal que $\Delta f = 15 / (16n^2 * (5 - 24n^2)) * \Delta L'$ $\Delta L' = (H_{pp} * L / EA) * (1 + (16/3) * n^2)$

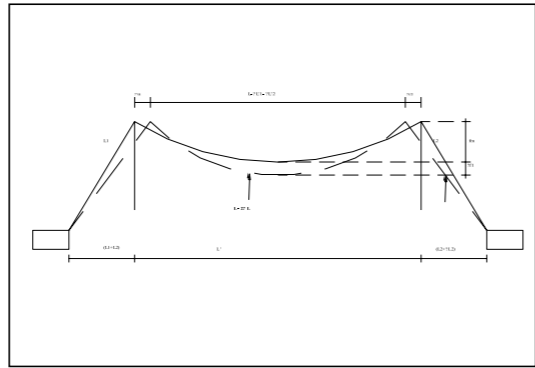


AUMENTO DE FLECHA POR DISMINUCIÓN DE LUZ ENTRE TORRES

Sabemos que:

$$\Delta f_2 = (15 - 40n + 288n^2) / (16n^2 * (5 - 24n^2)) * \Delta L'$$

$$\Delta L' = (H_{pp} * (L_1 + L_2) * \sec 3\alpha / EA)$$



DONDE:

Δf = Aumento de flecha por alargamiento de cable entre torres
 ΔL = Aumento de longitud de cable entre torres
 E = Módulo de elasticidad del cable
 A = Área transversal de la parte metálica del cable calculado (2 por banda)
 $n_1 = f_m / L'$
 $n = f / L$
 $H_{pp} = H_{pp}/2$ a cada lado del puente
 $L_1 =$ Longitud del cable fiador izquierdo = 25.00 m
 $L_2 =$ Longitud del cable fiador derecho = 25.00 m
 $\Delta f_2 =$ Aumento de flecha por disminución de luz entre torres
 $\Delta L' =$ Aumento de longitud de cable entre torres
 $\sec \alpha = 1.077$ En centrado anteriormente
 $\sec 3\alpha = 1.249$

CÁLCULO DE FLECHA DE MONTAJE (fm)

$$f = f_m + \Delta f$$

$$\Delta f = \Delta f_1 + \Delta f_2$$

Luego $f = f_m + (\Delta f_1 + \Delta f_2)$ ----- (1)

Tensión máxima horizontal verdadera por peso propio (Hpp):

Peso entablado, larguero, vigueta y otros (Pd * A/D) = 775.34 Kg/ml $H_{pp} = Pd * L^2 / (8 * D)$
 Peso del cable principal (8.44 Kg/ml x 4 cables x D) = 50.64 Kg/ml
 Peso de las péndolas (9x1.58) = 14.22 Kg/ml $H_{pp} = 125.227$ Tn (En todo el puente)
 Peso de barandas = 113.97 Kg/ml
PESO TOTAL = Pd = 954.11 Kg/ml $H_{pp} = H_{pp} / 2$

$H_{pp} = 62.613$ Tn (a cada lado el puente)
 E = 24000000 in/plg² = 16896000 Tn/cm²
 A = 2.405281876 plg² = 0.001552 m²

TANTEAMOS:

Consideramos en el tanteo una flecha de montaje igual a: 10.51 de la flecha del cable

$$\frac{n = f/L'}{n_1 = f_m/L'} = \frac{0.100 \text{ Sustituyendo datos:}}{1.051} \quad \Delta L = 0.132 \text{ Luego:} \quad \Delta f = -0.0055$$

$$\Delta L' = 0.075 \quad \Delta f_2 = -0.0030$$

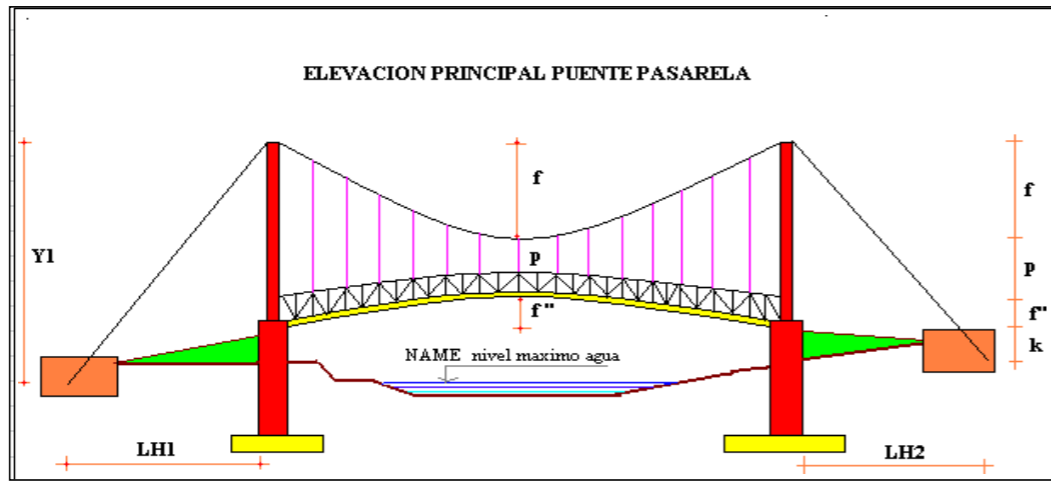
REEMPLAZANDO EN ----- (1)

$$10.50 = 10.26/51 + -0.0055 + -0.0030$$

OK CUMPLE

$$10.50 = 10.50$$

E-- DISEÑO DE LA CÁMARA DE ANCLAJE



$\mu = \emptyset = \emptyset =$	0.35	=	Coefficiente de rozamiento de suelo
T_t (Derecha) = T_t	26.00	=	Ángulo de fricción interna del suelo (grava lig. Humedad) - Lado Izquierdo
(Izquierda) =	30.00	=	Ángulo de fricción interna del suelo (grava lig. Humedad) - Lado Derecho
γ suelo (Derecha) =	3.80	=	Capacidad portante del suelo
γ suelo (Izquierda) =	1.90	=	Capacidad portante del suelo
γ Conc =	1.98	=	Peso específico del suelo
$k = LH1 = LH2 =$	1.54	=	Peso específico del concreto Ciclópeo
	2.40	=	Peso específico del concreto Ciclópeo
$Y1 =$	1.00	=	Altura de aplicación de anclaje
	25.00	=	Longitud Horizontal izquierdo
	25.00	=	Longitud Horizontal derecho
	12.65 m	=	$Y1 = f + cf + s$

DIMENSIONES DE LAS CÁMARAS DE

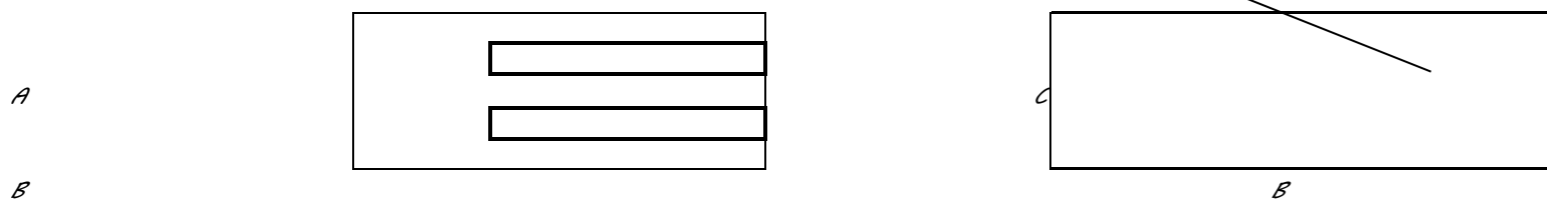
LADO IZQUIERDO		
A= B=	7.8 m	= Ancho
C=	9 m	= Largo
	6.60 m	= Peralte

LADO DERECHO		
A= B=	7.5 m	= Ancho
C=	8.5 m	= Largo
	6.60 m	= Peralte

	RADIANES	GRADOS
$\alpha =$	0.38	21.80 = Ángulo con el cable Principal
$\alpha 1 =$	0.47	26.84 = Ángulo del fiador izquierdo
$\alpha 2 =$	0.47	26.84 = Ángulo del fiador derecho

Longitud del fiador izquierdo (L1) = 28.02
 Longitud del fiador derecho (L2) = 28.02

$T = 539.45 \text{ Tn}$ = Tensión en el cable



- Por efecto del Puente Sobre la Cámara:

$T1 = 539.45 =$ Tensión Del Cable (Calculado anteriormente)

LADO IZQUIERDO		
$T_h =$	481.335	= Tensión Horizontal
$T_v =$	243.556	= Tensión Vertical

$$T_h = T1 \cdot \cos \alpha 1$$

$$T_v = T1 \cdot \sin \alpha 1$$

LADO DERECHO		
$T_h =$	481.335	= Tensión Horizontal
$T_v =$	243.556	= Tensión Vertical

$$T_h = T1 \cdot \cos \alpha 2$$

$$T_v = T1 \cdot \sin \alpha 2$$

- Por Peso Propio de la cámara:

LADO IZQUIERDO		
$W_t =$	1111.97	T_n

$$W_t = \gamma \text{ Conc } C \cdot Vol$$

LADO DERECHO		
$W_t =$	1009.80	T_n

$$W_t = \gamma \text{ Conc } C \cdot Vol$$

- Por Efectos del Terreno Sobre la Cámara:

$E_a =$ Empuje activo del Terreno
 $E_p =$ Empuje pasivo del Terreno

Empuje activo del Terreno (por unidad de longitud) - Lado izquierdo

$$E_a = (\gamma \text{ suelo} \cdot C^2 \cdot Ca) / 2$$

Tal que $Ca = Tg^2 (45 - \emptyset/2)$

$E_a = 13.10 \text{ Tn}$

$Ca = 0.390$

Empuje activo del Terreno (por unidad de longitud) - Lado Derecho

$$E_a = (\gamma \text{ suelo} \cdot C^2 \cdot Ca) / 2$$

Tal que $Ca = Tg^2 (45 - \emptyset/2)$

$E_a = 14.37 \text{ Tn}$

$Ca = 0.333$

Empuje pasivo del terreno (por unidad de longitud) - Lado izquierdo

$$E_p = (\gamma \text{ suelo} \cdot C^2 \cdot Cp) / 2$$

Tal que $Cp = Tg^2 (45 + \emptyset/2)$

$E_p = 85.90 \text{ Tn}$

$Cp = 2.561$

Empuje pasivo del terreno (por unidad de longitud) - Lado Derecho

$$E_p = (\gamma \text{ suelo} \cdot C^2 \cdot Cp) / 2$$

Tal que $Cp = Tg^2 (45 + \emptyset/2)$

$E_p = 129.37 \text{ Tn}$

$Cp = 3.000$

Sumatoria de Todas las Fuerzas que intervienen

$P = (T_v \mu + T_h) - (E_p - E_a) * B - (E_a * 2 * A * \mu)$	P1=	450.46 Tn	LADO IZQUIERDO
	P2=	124.25 Tn	LADO DERECHO

Cálculo de los momentos que intervienen

- Suma de momentos estables:

$\Sigma M_{est} = ((\gamma \text{ Conc} * A * B * C) * A / 2) + ((E_p * B) + E_a * 2 * A * \mu) * C / 3$
--

$\Sigma M_{est} \cdot 1 =$	6194.84 Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M_{est} \cdot 2 =$	6372.06 Tn - m	LADO DERECHO

- Suma de momentos de volteo:

$\Sigma M_v = T * \cos \beta * F + ((T * \sin \beta) * (A - F)) +$
--

$\Sigma M_{v1} =$	2396.83 Tn - m	LADO IZQUIERDO
$\Sigma M_{v2} =$	2333.26 Tn - m	LADO DERECHO

- Verificación al volcamiento:

$FSV = M_{est} / M_v > 2$

$\therefore FSV_1 =$	2.58 Kg-cm	>	2	OK CUMPLE
$\therefore FSV_2 =$	2.73 Kg-cm	>	2	OK CUMPLE

- Verificación al deslizamiento:

$FSD = W_c / P > 2$

$W_c = \gamma \text{ Conc} * A * B * C$

$\therefore FSD1 =$	2.47	>	2	OK CUMPLE
$\therefore FSD2 =$	8.13	>	2	OK CUMPLE

- Verificación de presiones sobre el suelo:

Punto de aplicación de la Resultante

$X = (M_{est} - M_v) / W_c$

$\therefore X1 =$	3.42 mt	LADO IZQUIERDO
$\therefore X2 =$	4.00 mt	LADO DERECHO

Cálculo de la Excentricidad "e"

$e = (a/2) - X$

$\therefore e1 =$	0.48 mt	LADO IZQUIERDO
$\therefore e2 =$	-0.25 mt	LADO DERECHO

- Presión máxima sobre el suelo:

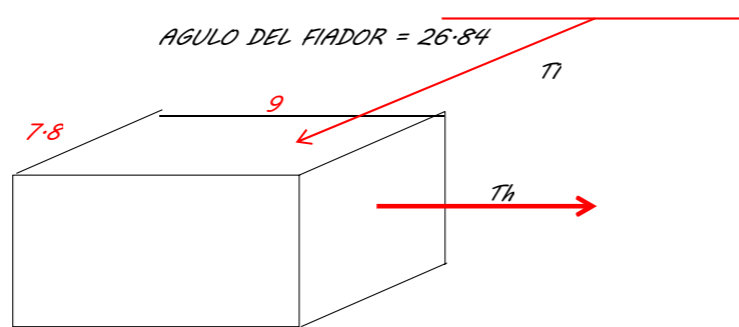
$q_{max} = (W_c / (B * A)) * (1 + ((6 * e) / A))$	or Cámara 1)
---	--------------

$\therefore q_{Max} =$	2.17 Kg/cm2	LADO IZQUIERDO
------------------------	-------------	----------------

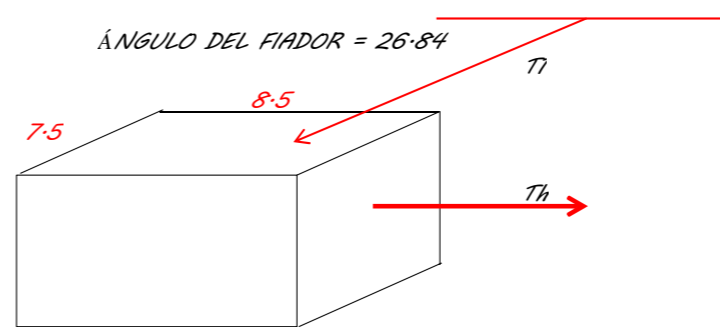
$q_{max} = (W_c / (B * A)) * (1 + ((6 * e) / A))$

$\therefore q_{Max} =$	1.27 Kg/cm2	LADO DERECHO
------------------------	-------------	--------------

VERIFICACIÓN QUE LAS FUERZAS RESISTENTES ES MAYOR QUE EL DOBLE DE LA TENSIÓN HORIZONTAL



CÁMARA IZQUIERDA



CÁMARA DERECHA

DONDE:

Vc	=	Volumen de la cámara =	463.32 m3
Pc	=	Peso de la cámara =	1111.97 Ton
T	=	Tensión inclinada del cable fiador =	539.45 Ton
Tv	=	Tensión Vertical del cable fiador =	243.56 Ton
qmáx	=	Presión máxima de la cámara =	2.17 Kg/cm2

- Fuerzas que se oponen al deslizamiento

$(Pc - 2 * Tv) * \mu = (Pc - 2 * T * \sin \alpha)$
--

F1=	218.70 Ton	FSD =	2
-----	------------	-------	---

- Fuerzas debido al Empuje pasivo sobre la pared frontal

F2=	$E_p * B$	773.11 Ton
-----	-----------	------------

- Fuerzas debido al empuje activo sobre las paredes laterales

F3=	$E_a * A$	102.15 Ton
-----	-----------	------------

- Fuerza debido a la Tensión Horizontal del cable fiador

$T * \cos \alpha$	Th=	539.45 Ton
-------------------	-----	------------

Verificando las fuerzas Lado Izquierdo

$\therefore (F1 + F2 + F3) > 2 * Th$

Σ de las fuerzas =	1093.97 Ton	>	1078.89 Ton
---------------------------	-------------	---	-------------

OK CUMPLE

DONDE:

Vc	=	Volumen de la cámara =	420.75 m3
Pc	=	Peso de la cámara =	1009.80 Ton
T	=	Tensión inclinada del cable fiador =	539.45 Ton
Tv	=	Tensión Vertical del cable fiador =	243.56 Ton
qmáx	=	Presión máxima de la cámara =	1.27 Kg/cm2

- Fuerzas que se oponen al deslizamiento

$(Pc - 2 * Tv) * \mu = (Pc - 2 * T * \sin \alpha)$
--

F1=	182.94 Ton	FSD =	2
-----	------------	-------	---

- Fuerzas debido al Empuje pasivo sobre la pared frontal

$E_p * B$	F2=	1099.67 Ton
-----------	-----	-------------

- Fuerzas debido al empuje activo sobre las paredes laterales

$E_a * A$	F3=	107.81 Ton
-----------	-----	------------

- Fuerza debido a la Tensión Horizontal del cable fiador

$T * \cos \alpha$	Th=	539.45 Ton
-------------------	-----	------------

Verificando las fuerzas Lado Derecho

$\therefore (F1 + F2 + F3) > 2 * Th$

Σ de las fuerzas =	1390.42 Ton	>	1078.89 Ton
---------------------------	-------------	---	-------------

OK CUMPLE

∴ Se usará las dimensiones de 7.8 x 9 x 6.60 cámara izquierda

∴ Se usará las dimensiones de 7.5 x 8.5 x 6.60 cámara derecha

F.- DISEÑO DEL MACIZO DE ANCLAJE

T= 539.45 Tn = Tensión del cable fijador
 fs= 2000 kg/cm2 = Resistencia de la tracción del fierro liso
 fc= 140.00 kg/cm2 = Esfuerzo a compresión del concreto
 FS 2.00 = Factor de Seguridad

- Área de Refuerzo :

$A = (T / fs) * FS$ A= 539.447 cm2

- Diámetro del refuerzo :

$d = ((A * 4) / \pi)^{1/2}$ d= 26.21 cm
 d= 10.32 plg

Para garantizar la ejecución del puente y contar con una seguridad garantizada se empleará el refuerzo del macizo de anclaje de \emptyset 10.00 " fierro liso

G.- DISEÑO DE LOS CARROS DE DILATACIÓN

Peso propio del puente Wd= 954.11 Kg
 Peso por lado p= 477.05 Kg
 Empuje $p * D^2 / 8 * H$ H= 62613.31

Desplazamiento del carro en cada torre por carga muerta

$D = HL * (Seca)^2 / EA$
 E=2/3(2100000) 1400000
 A=sección Total cable por banda 31.04 cm2
 D= 5.07 cms Desplazamiento en pórtico izquierdo
 D= 5.07 cms Desplazamiento en pórtico derecho

Desplazamiento máximo con sobrecarga y temperatura

La tensión horizontal máxima es 500864.1 Kg
 Tensión por lado H1= 250432.06

El desplazamiento será

$DI = Seca (c * t * L + H * L * (Seca)^2 / (EA))$
 c= 0.000012 t= 40 C°
 DI= 24 cms

Luego el desplazamiento neto es

D=DI-D 20.00
 La plancha metálica debe tener un mínimo de 20.00 cms a cada lado del eje de la torre

Presión vertical sobre la torre

$P = H * Tg(\alpha)$ 53782.89 Kg 453.8 Tn

Presión en cada columna (P)= Esfuerzo Tn 226.89
 admisible (Fa) diámetro de rodillos (d) Tn/cm2 7.5 4.528417
 Número de rodillos (n) cms u 10

Ancho de la platina $A = 760 * P / (Fa * 2nd)$ plancha P/AL
 A= 102.19 cms P= 55.29

Dejando 2,5 cms de borde a cada lado

Largo de platina $Ae = A + 2 * 2.5$
 $(n-1) * (d+1) + 2 * 8$
 108.00 cms 38
 20.00 cms
 Si la plancha superior se desliza La distancia extrema aumentará a 60 cms

El momento que se produce en el volado será

$M = P * Ae * B$ M= 99513.8 f= 10 cms
 C= 19

Radio de la parte curva

$r = (f^2 + c^2) / (2f)$ 23.05
 $y = (r^2 - x^2)^{1/2} * 0.5$ 42.10
 $E = f - (r - y) + 2$ 31.05

Considerando una faja de 1 cm de ancho y el espesor en la sección E'

S= $S = ab^2 / 6$ 160.71 cm2

R= 619.19 $R = M / S$ Ra= 2100 kg/cm2 OK

$R < Ra$

CUMPLE

Espesor de plancha inferior

Si la plancha superior se desliza 20.00 cms los rodillos girarán 10
 La distancia al borde libre será 50

$M = PL^2 / 2$ M= 69106.80

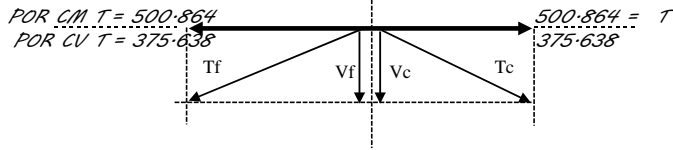
S= $S = ab^2 / 6$ 3.8 cms
 2.41 cm2

$R = M / S$ R= 28714.74 kg/cm2

H- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LAS TORRES Y/O COLUMNAS CARGA

DE LA SUPERESTRUCTURA SOBRE LA TORRE

- a 21.80°
- a1 = 26.84°
- a2 26.84°



Tc = Tensión del cable principal Tf = Tensión del cable fiador

TORRE IZQUIERDA

$$T_{cm} = T \cdot \cos(a) = 539.45 \text{ Tn}$$

$$T_{cv} = T \cdot \cos(a) = 404.57 \text{ Tn}$$

$$T_{fcm} = T \cdot \cos(a_1 \text{ ó } a_2) = 561.33 \text{ Tn}$$

$$T_{fcv} = T \cdot \cos(a_1 \text{ ó } a_2) = 420.99 \text{ Tn}$$

$$V_{cm} = T_c \cdot \text{seno}(a) = 200.35 \text{ Tn}$$

$$V_{cv} = T_c \cdot \text{seno}(a) = 150.26 \text{ Tn}$$

$$V_{fcm} = T_f \cdot \text{seno}(a_1 \text{ ó } a_2) = 253.44 \text{ Tn}$$

$$V_{fcv} = T_f \cdot \text{seno}(a_1 \text{ ó } a_2) = 190.07 \text{ Tn}$$

$$V_{totalCM} = V_{totalCV} = 453.78 \text{ Tn} \quad \text{cm} \quad 226891.45$$

$$340.33 \text{ Tn} \quad \text{cv} \quad 170163.79$$

CARGA DE VIENTO SOBRE LA TORRE

794.11 Tn

Velocidad del viento (V) = 100 Km/hora, (Velocidad mayor de 75 km/hora) = 100.00

Altura de torre (h) = 12.65 m, (h mayor de 10 m) = 12.65

Velocidad de diseño (Vd) = $V \cdot (h/10)^{0.22} = 105.31 \text{ Km/hora}$

Carga de viento (w) = $0.0105 \cdot V_d^2 = 116.44 \text{ Kg/m}^2$

Análisis SISMICO (método estático)

Cálculo DE "H"

H = AUSCP/(Rd)

A = factor de Zona = 0.35 (Zona 3)

U = factor de uso de importancia = 1.3 (Categoría C)

S = factor de suelo S3 = 1.2 (Suelos Blandos)

R = factor de modificación de respuestas = 8

Cálculo de C Tp = periodo predominante de la estratigrafía = 1 (Torres)

= periodo de vibración fundamentalmente de la estructura = $0.08 \cdot N$, (N es el número de pisos) N = 4 pisos

T H = 16.648 = 0.48 seg CT = 35.00

$C = 2.5 \cdot (T_p/T)$, $C \leq 2.5$

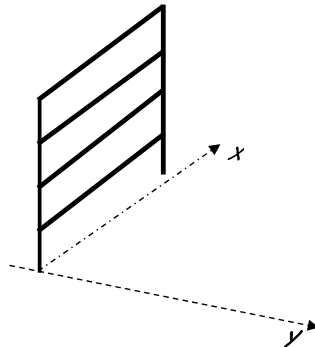
C = 5.26 *deberá ser menor que 2.5, por tanto*

C = 2.5

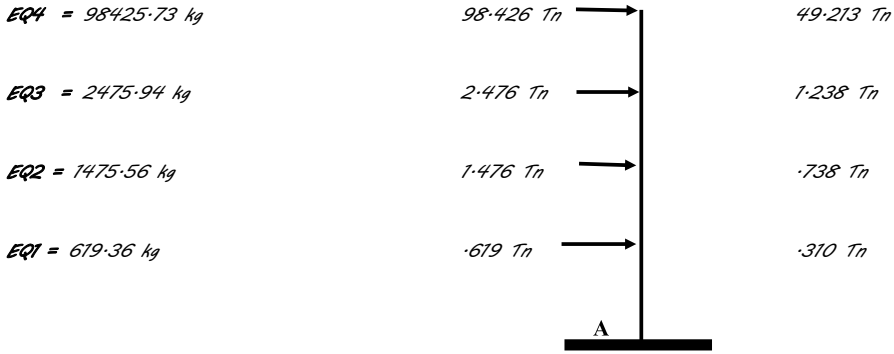
H = 0.1706 * P

NIVEL	Pi(Kg)	hi (m)	Pi*hi	Pi*hi/(Sp*hi)	V
4	552092.60	16.65	9191237.68	0.96	98,425.73
3	17686.03	13.07	231209.50	0.02	2,475.94
2	17686.03	7.79	137791.88	0.01	1,475.56
1	16178.40	3.58	57837.78	0.01	619.36
	603643.07		9618076.84	1.00	102,996.60

Entonces, H = 102996.60 kg 102.997 Tn



El eje "Y" es el más desfavorable en cada columna la carga es la siguiente:



En cada columna:

$$P_u = 1.5 \cdot CM = 1.5 \cdot (P_{\text{corro}} + V_{\text{total CM}}) / 2 + 1.8 \cdot V_{\text{total CV}} = 699309.06 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1.87 \cdot (M) = 1.87 \cdot (EQ_4 \cdot (H_1 + H_2 + H_3 + H_4) + EQ_3 \cdot (H_2 + H_3 + H_4) + EQ_2 \cdot (H_3 + H_4) + EQ_1 \cdot H_4) = 3145397.04 \text{ Kg m}$$

El eje "X", la disposición de las cargas es la siguiente:

$$P1m = P2m = V_{\text{total}} / 2 = 226891.45 \text{ Kg/m} \quad P1v = P2v = V_{\text{total}} / 2 = 170163.79 \text{ Kg}$$

$$EQ_4 = 98425.73 \text{ Kg}$$

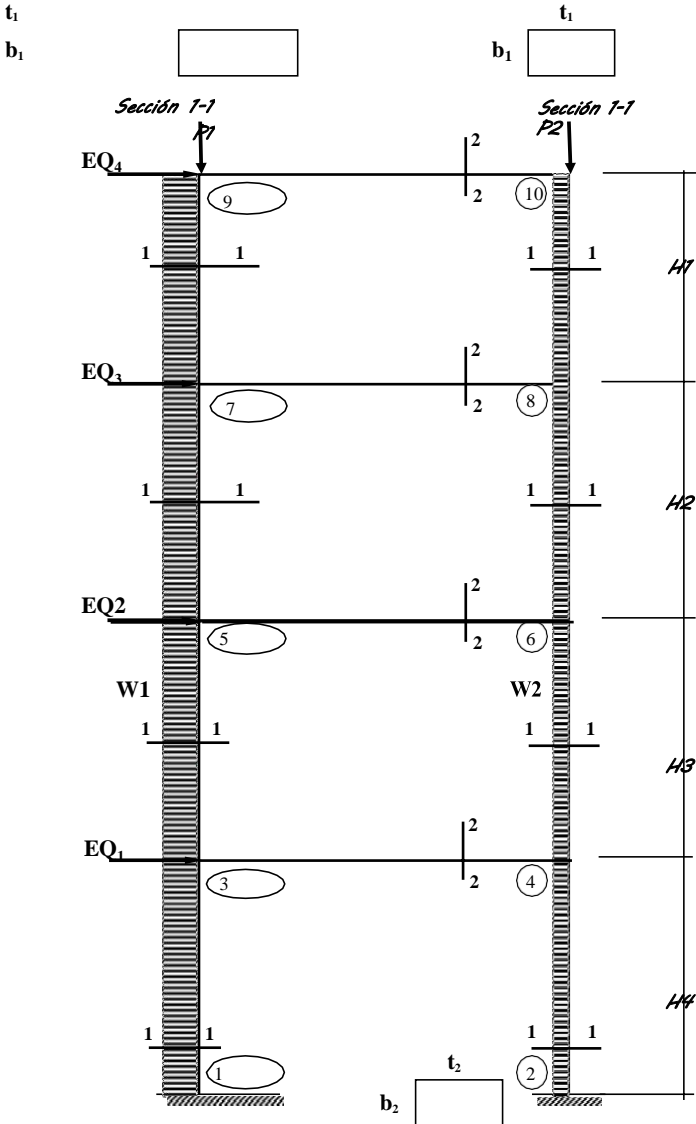
$$EQ_3 = 2475.94 \text{ Kg}$$

$$EQ_2 = 1475.56 \text{ Kg}$$

$$EQ_1 = 619.36 \text{ Kg}$$

Carga de viento:

Sobre la subestructura $= W1 = wb_1 = 82 \text{ Kg/m}$ $W4 = W3/2 = 41 \text{ Kg/m}$



Sección 2-2

DATOS

$t_1 = 0.70$ m $b_1 = 0.70$ m
 $t_2 = 1.25$ m $b_2 = 0.70$ m
 $H_1 = 4.64$ m
 $H_2 = 4.22$ m $L(\text{luz de de viga}) = 3.70$ m
 $H_3 = 4.22$ m $P_{\text{conc}} = 2400.00$ Kg/m³
 $H_4 = 3.58$ m
 $W1 = 81.51$ Kg/m
 $W2 = 40.75$ Kg/m

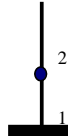
$F_1 = 98425.73$ Kg $F_2 = 2475.94$ Kg

PESO DE LA TORRE $W_{\text{TORRE}} = 70236.10$ Kg 70.236096 Tn

ANÁLISIS DEL EFECTO DE ESBELTEZ

$f_c = 210.00$ kg/cm²

$M_c = d_1 * M_{uv} + d_2 * M_{us}$



d_1 = Factor debido a los efectos locales que afectan a cada uno de los elementos estructurales. d_2 = Factor debido a los efectos globales que afectan a la estructura.

M_{uv} = Momento último debido a cargas verticales = M_{us} = Momento último debido a cargas laterales = 3145.40 / 103.00

Efectos locales: d_1

$d_1 = C_m * (1 - (P_u / (P_c))) > 1$ Efectos

globales: d_2

$d_2 = C_m * (1 - (S P_u / (S P_c)))$

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

P_u : Carga axial última.

P_c : Carga crítica de pandeo.

$S P_u, S P_c$ Son las sumas para todas las columnas del piso que se está analizando.

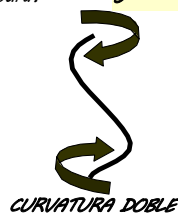
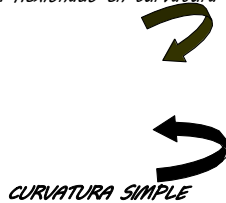
Cálculo de C_m :

$C_m = 0.60 + 0.40 * M_1 / M_2 > 0.40$

Para elementos contraentados (arriostrados) y sin cargas transversales entre los apoyos. Para los demás casos C_m debe tomarse como 1.

El elemento es arriostrado? =

El elemento esta flexionado en curvatura simple o doble curvatura? = N (S/N) / S (S/D)



$M_1 = 33.248$ (Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna.

Es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si está flexionado en doble curvatura.

$M_2 = 280.71$ (Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna.

Siempre es positivo.

$M_d = 30.074$ Tn-m, (momento mayor por carga muerta no mejorado)

$$C_m = 0.65$$

$$C_m = 1.00$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_n)^2}, \text{ (carga crítica de pandeo) } \dots \dots \dots A$$

$$EI = E_c \cdot I_g / (2.5 \cdot (1 + b_d)) = E_c = 15000 (f'_c)^{0.5} = 149882394839.21$$

$$I_g = \frac{217370.65}{2000833.33}$$

$$b_d = 1.5 \cdot M_{d_{max}} / M_{u_{max}} = 0.16, 0 < b_d < 1$$

$$l_v = 11393229.17$$

Cálculo de k: Cálculo de y_2 :

$$S(I_g/L)_{columnas} = 9057.02$$

$$0.5 \cdot (S(I/L)_{vigas}) = 15396.26$$

$$y_2 = 0.59$$

Cálculo de y_1 :

$$y_1 = 1$$

$$y_m = 0.79 < 2 \quad k =$$

$$\text{Si } (y_m > 2, "0.9 \cdot \text{r} \cdot z(1 + y_m) = ", "(20 - y_m) \cdot (\text{r} \cdot z(1 + y_m)) / 20 = ") \quad 1.29$$

Verificamos si columna necesita corrección por esbeltez

$$r = 0.30 \cdot t = 0.21$$

$$k \cdot l_v / r = 22.00 < 22 \quad ; \text{ NO ES NECESARIO CONSIDERERAR EFECTO DE ESBELTEZ !}$$

Por lo tanto, reemplazando datos en fórmula A:

$$P_c = 5,030,221.98$$

$$P_u = 699,309.06$$

$$F = 0.75 \text{ (0.75, para columnas estribadas)}$$

Cálculo de d_x y d_y :

$$d_x = 1.228$$

$$d_y = 1.228$$

CÁLCULO DE ACERO DE LAS TORRES Y/O COLUMNAS DATOS

PRELIMINARES:

Altura de la torre $h_T = f + s + f'$

$h_T = 12.65 \text{ m}$
 $Df = 5.00 \text{ m (Profundidad de desplante)}$

COLUMNA:

$b_c =$	70.0 cm	lado menor de la columna
$t_c =$	120.0 cm	lado mayor de la columna
$\phi_c =$	7.91 cm	3/4 " diámetro del acero de la columna
$d' =$	6.22 cm	Distancia del centro de refuerzo en tracción a la fibra de la cara más alejada en Compra
$d =$	113.78 cm	Peralte útil de la sección o peralte efectivo
$f_c =$	210 kg/cm ²	
$f_y =$	4,200.00 kg/cm ²	
$s_t =$	1.90 kg/cm ²	Capacidad portante del terreno (el menor)
$g_s =$	1,760.00 kg/m ³	Peso específico del terreno (promedio)
$g_c =$	2,400.00 kg/m ³	Peso específico del concreto
$S/C =$	1071.33 kg/m ²	Sobrecarga piso

CÁLCULO DE CARGAS ACTUANTES:

Peso de la propia torre:

$Vigas = 0.30 \text{ m} \times 0.85 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 4 \text{ vigas} = 7.34 \text{ Ton}$
 $Columnas = 2 \times 70 \times 120 \times (1/100)^2 \times 2400 \times (12.65 + 5 - 100/100)/1000 = 67.13 \text{ Ton}$
 $P_{Torre} = 74.48 \text{ Ton}$

$P_{p\text{ para cada columna}} = P_{Torre} / 2 = 37240.00 \text{ Kg}$

Del cálculo anterior:

$W_D = 915.40 \text{ Kg/m}$
 $W_L = 2332.00 \text{ Kg/m}$
 $L = 105.00 \text{ m}$

TENSIÓN TRANSMITIDA DE CARGA MUERTA POR EL PUENTE

$$T_{máx.D} = \frac{W_D * L^2}{8f} \sqrt{1 + 16n^2}$$

$= (915.4 * 105^2 / (8 * 10.5)) * (1 + 16 * (10.5 / 105)^2)^{0.5}$
 $T_{máx.D} = 129401.47 \text{ Kg}$

$P_{Dhz} = T_{máx.D} * \cos \alpha = 120146.25 \text{ Kg}$
 $P_{Dv} = T_{máx.D} * \sin \alpha = 48058.50 \text{ Kg}$

$P_{TD} = P_{Dv} + P_{pc} \quad P_{TD} = 133357.00 \text{ Kg}$

TENSIÓN TRANSMITIDA POR SOBRECARGA EN EL PUENTE

$$T_{máx.L} = \frac{W_L * L^2}{8f} \sqrt{1 + 16n^2}$$

$= (2332 * 105^2 / (8 * 10.5)) * (1 + 16 * (10.5 / 105)^2)^{0.5}$
 $T_{máx.L} = 329652.86 \text{ Kg}$

$P_{Lhz} = T_{máx.L} * \cos \alpha = 306075.00 \text{ Kg}$
 $P_{Lv} = T_{máx.L} * \sin \alpha = 122430.00 \text{ Kg}$

$P_{TL} = 2 * P_{Lv} \rightarrow$
 $P_{TL} = 244860.00 \text{ Kg}$

$P_u = 1.40 P_{TD} + 1.70 P_{TL} \quad P_u = 602961.80 \text{ Kg}$

Para la columna de dimensiones:

$$b = 70.00 \text{ cm}$$

$$t = 120.00 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$\phi = 0.70$$

$$E_s = 2.10E+06$$

(Para $f'_c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$ y disminuye en 0.05 por cada 70 Kg/cm^2 , $0.65 \leq \beta \leq 0.85$)

Kg/cm^2 (Valor módulo de elasticidad del acero)

Para verificar si la columna trabaja a tracción o compresión:

Asumiendo falla balanceada

$$a_b = \frac{0.003 E_s}{f_y + 0.003 E_s} \beta b$$

$$a_b = (0.003 \times 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.85 \times 70 \text{ cm}) / (4200 \text{ Kg/cm}^2 + 0.003 \times 2.10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2) \times 0.85 = 35.00 \text{ cm}$$

Luego la carga balanceada es:

$$P_b = (0.85 * f'_c * a_b * b)$$

$$P_b = 0.7 (0.85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 35 \times 70)$$

$$P_b = 306127.50 \text{ Kg}$$

Utilizamos la Ecuación de Whitney

$$P_u = \left(\frac{A_s * f_y}{\gamma + 0.5} + \frac{f'_c}{d^2} \right) \gamma$$

Cálculo de la Excentricidad:

$$e = M_u / P_u$$

$$425093.97 \text{ Kg-m}$$

$$602967.8 \text{ Kg}$$

$$e = 70.50 \text{ cm}$$

Reemplazando datos en la Ecuación de Whitney para el cálculo de acero:

$$602967.8 \text{ Kg} = 0.7 \left[\frac{A_s \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 + 210 \text{ Kg/cm}^2 \times 70 \times 120 \text{ cm}^2}{70.5 \text{ cm} + 0.5} \right] \frac{1.18}{(113.7775 - 6.2225) \text{ cm}}$$

$$A_s = 82.45 \text{ cm}^2$$

$$a = 861374$$

$$b = 3635$$

$$c = 561684$$

USAR: 29 varillas de Diámetro 3/4 "

Cuántía del acero, $a = ?$

$$\rho = \frac{A_s}{bxt}$$

$$\rho = 0.0098$$

$$\rho = \frac{82.45 \text{ cm}^2}{70 \times 120 \text{ cm}^2}$$

$$a = \frac{\rho * d * f_y}{0.85 * f'_c}$$

$$a = 26.24 \text{ cm}$$

$$a = \frac{0.0098 \times 113.7775 \text{ cm} \times 4200 \text{ Kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2 / 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

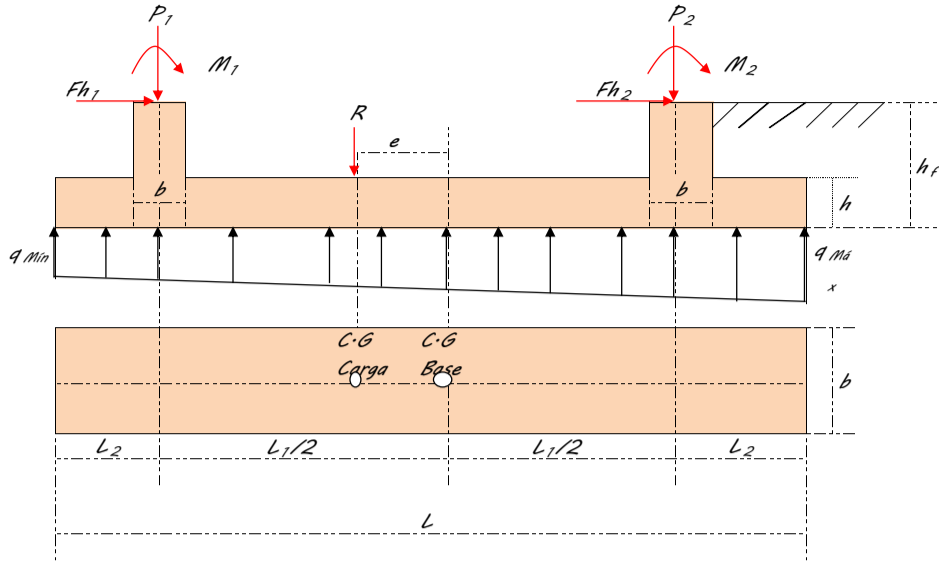
$$\epsilon_y = 0.0020$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{a - \beta d'}{a}$$

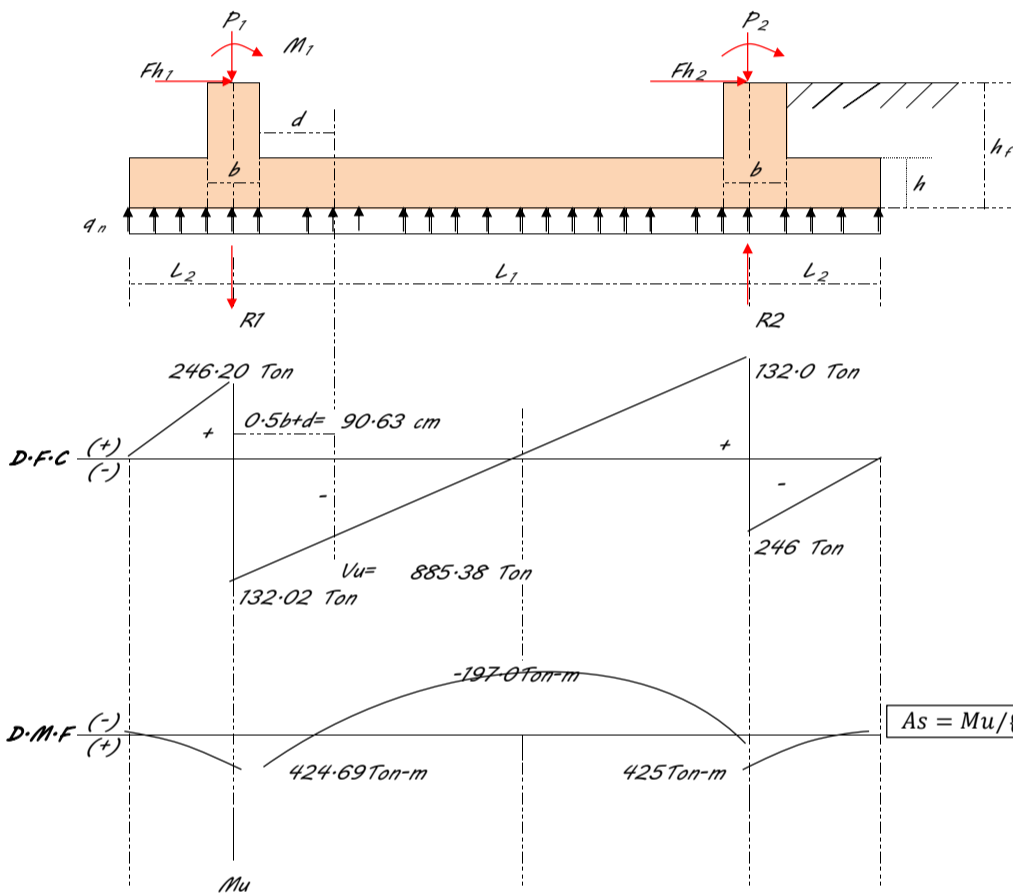
$$\epsilon_s = 0.003 \times (26.24 \text{ cm} - 0.85 \times 6.2225 \text{ cm}) / 26.24 \text{ cm} = 0.0024 \text{ cm}$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \dots$ EL ACERO FLUYE

DISEÑO DE LA ZAPATA COMBINADA

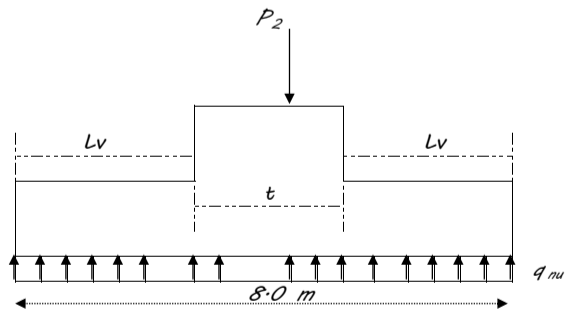


Diseño en la Dirección Longitudinal



Diseño en la Dirección Transversal

Cargas que Actúan en la Dirección Transversal de la Zapata



$L_c = 3.4 \text{ m}$

$q_{nu} = \frac{P_{u2}}{B}$

$q_{nu} = 47.28 \text{ Tn/m}$

$Mu_{max} = q_{nu} * L_v^2 / 2$

$Mu_{max} = 273.26 \text{ Tn-m}$

Cálculo del Área de Acero en la Dirección Transversal de la Zapata			
$a1 = 18.1$ primera aproximación		$As_{min} = 17.87 \text{ cm}^2$	
$a1 = 90$ Valor de Iteración $a2=a1$			
$As = 160 \text{ cm}^2$	El Área de refuerzo Necesario Calc.		El As_{min} es menor que As ok
$a2 = 34.2 \text{ cm}$			
Cuantía de la Sección (p)			ok
$p = 1.61\%$			
Cuantía Mínima (p _{min})			
$p_{min} = 0.2\%$			
Espaciamiento de Acero (As) en el Sentido Transversal			
USAR 3/4	2.85 cm ²	n = 57	5 @ 0.20 m

Dimensionamiento de Zapata:

Datos de Carga Externa:

$P_1 = 378.2 \text{ Tn}$
 $P_2 = 378.2 \text{ Tn}$
 $Fh_1 = 33.60 \text{ Tn}$
 $Fh_2 = 33.60 \text{ Tn}$
 $M_1 = 425.1 \text{ Tn-m}$
 $M_2 = 425.1 \text{ Tn-m}$

Datos de la Geometría de la Columna:

$b = 0.70 \text{ m}$ Ancho de la columna
 $t = 1.20 \text{ m}$ Largo de la columna

Datos de la Geometría de la Zapata:

$L1 = 3.70 \text{ m}$ Distancia entre ejes de las columnas (m)
 $h_f = 5.00 \text{ m}$ Profundidad de la Cimentación (m)
 $L = 10.60 \text{ m}$ Largo de la Zapata (m)
 $B = 8.00 \text{ m}$ Ancho de la Zapata (m)

Datos del Estudio de Mecánica de Suelos:

$q_u = 1.90 \text{ Kg/cm}^2$ Capacidad Portante del Suelo (Kg/cm²)

Resultados de Cálculo:

$R = 756.4 \text{ Tn}$
 $e = 1.568 \text{ m}$ $e < L/6 \dots \text{ok}$
 $L/6 = 1.767 \text{ m}$
 $q_{max} = 1.886 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{max} < q_u \dots \text{ok}$
 $q_{min} = 0.112 \text{ Kg/cm}^2$ $q_{min} > 0 \dots \text{ok}$

Datos de Diseño:

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\Phi = 0.9$ Para diseño por flexión
 $\Phi = 0.85$ Para diseño por cortante
 $Mu = 424.7 \text{ Tn-m}$ Obtenido del D-M-F
 $Vu = 246.2 \text{ Tn}$ Obtenido del D-F-C
 $r = 7.5 \text{ cm}$ Recubrimiento
 $L_2 = 3.45 \text{ m}$ Distancia eje col. Al borde ext. De zapata

Resultados de

$q_n = 71.4 \text{ Tn/m}$
 $p = 0$ (Cuantía mínima)
 $W = 0.07$ (Cuantía mecánica)
 $d = 66.2 \text{ cm}$ (Peralte efectivo)
 $h = 73.7 \text{ cm}$
 Usar :
 $h = 100 \text{ cm}$
 $d = 90.3 \text{ cm}$

Verificación por Cortante

Datos:
 $Vu = 885.4 \text{ Tn}$ Es la fuerza cortante Calculado a una distancia $(0.5d+h)$ de la cara de la columna

Resultados de Cálculo:
 $Vu/\Phi = 1042 \text{ Tn}$ $v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$
 $v_c = 554.7 \text{ Tn}$ Es la fuerza cortante que Absorbe el concreto
 $Vu/\Phi > v_c \dots \text{ok}$

Verificación por Punzonamiento

Resultados de Cálculo: $b_1 = b + d$ $b_2 = t + d$

$b1 = 1.603 \text{ m}$ Usar: $b1 = 1.70 \text{ m}$ Ancho en la dirección longitudinal
 $b2 = 2.103 \text{ m}$ Usar: $b2 = 1.30 \text{ m}$ Largo en la Dirección transversal
 $b_o = 7.411 \text{ m}$ Perímetro de Punzonamiento
 $A = 3.37 \text{ m}^2$ Área de Punzonamiento
 $W_{un} = R/Az = 8.92 \text{ Tn/m}^2$
 $Pu_2 = 378.2 \text{ Tn}$ Es la carga de la columna en la zona donde la cortante es
 $Vu = 348.2 \text{ Tn}$ $V_u = Pu_2 - W_{un} * A$
 $Vu/\Phi = 409.6 \text{ Tn}$
 $\beta = b_{mayor}/b_{menor} = 1.31$
 $Coef = 1.363 > 1.1$ $V_c = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d < 1.7$ $V_c = coef. * \sqrt{f'_c} * b_o * d$
 $V_c = 1066.5 \text{ Tn}$ Es la fuerza cortante que Absorbe el concreto
 $Vu/\Phi < V_c \dots \text{ok}$

Diseño por Flexión

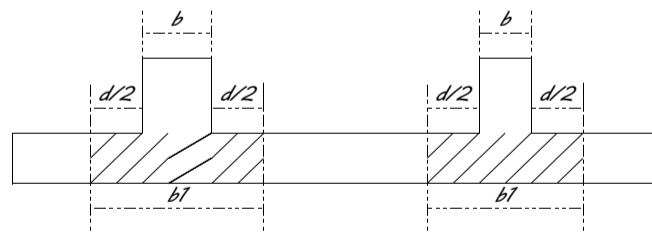
Cálculo del Área de Acero en la Dirección Longitudinal de la Zapata

$a1 = 18.06$ primera aproximación $As_{min} = 0.0018 * B * d$
 $a1 = 90$ Valor de Iteración $a2=a1$ $As_{min} = 130 \text{ cm}^2$
 $As = 248.1 \text{ cm}^2$ El Área de refuerzo As_{min} es menor que As ok
 $a2 = 7.298 \text{ cm}$
 $a = \frac{As * f_y}{(0.85 * f'_c * B)}$
 $p = 0.34\%$ $p_{min} > p \dots \text{ok}$
 $p_{min} = 0.18\%$
 $p = As / (100 * B * d)$

Espaciamiento de Acero (As) en el Sentido Longitudinal

USAR 3/4	2.85 cm ²	n = 88	5 @ 0.20 m
----------	----------------------	--------	------------

Identificación del Ancho de la Zapata "b1" para el Diseño en la Dirección Transversal



ANEXO
PROPIEDADES DEL CAMIÓN DE DISEÑO

PROPIEDADES DEL CAMIÓN DE DISEÑO

El Manual de Diseño de Puentes precisa que:

Generalidades. - La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de:

Camión de diseño, según 2.4.3.2.2.2 o tándem, según 2.4.3.2.2.3, tomándose aquello que produzca en cada caso los efectos más desfavorables.

Sobrecarga distribuida.

Camión de Diseño. - Las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la (Figura. 1.13), la distancia entre los dos ejes de 145kN (14.78 t) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 4.30m y 9.00m, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3

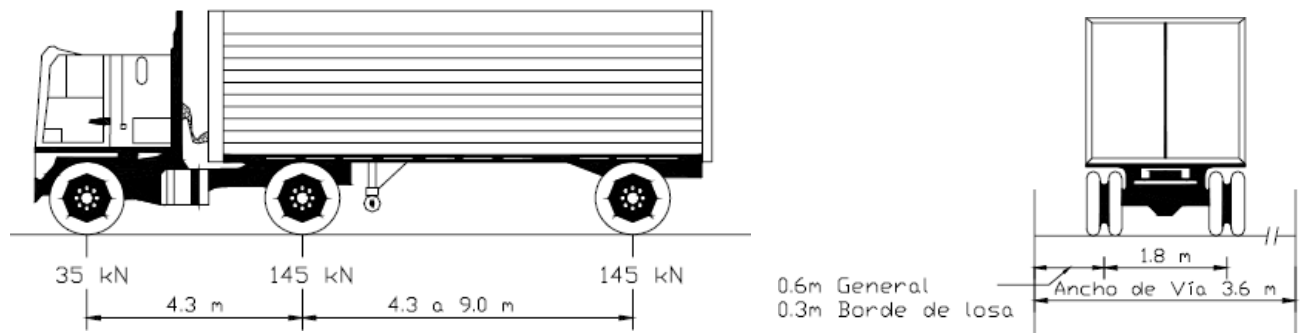


Figura 13. Características del Camión de Diseño

Tándem de Diseño. - El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 110kN (11.2t), espaciados a 1.20m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal será de 1.80 m. estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en 2.4.3.3.

Sobrecarga Distribuida. - Se considerará una sobrecarga de 9.3 kN/m (970 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Efectos Dinámicos. - Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en la tabla 2.4.3.3-1 para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

Fuente: Manual de Diseño de Puentes 2003 – Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Este incremento no se incluirá en el cómputo de las fuerzas centrífugas o en el cómputo de las fuerzas de frenado, ni se aplicará a la sobrecarga uniformemente distribuida indicada en 2.4.3.2.2.4.

No se considerarán incrementos de la carga viva por efectos dinámicos en el diseño de:

- Veredas y puentes peatonales
- Muros de contención, excepto estribos
- Cimentaciones y otras estructuras totalmente enterradas.

Para puentes de madera y componentes de madera en puentes mixtos los incrementos de carga viva por efectos dinámicos serán 75% de los especificados en la tabla 2.4.3.3-1.

ANEXO
METRADOS

HOJA DE METRADOS

HOJA DE METRADOS								
PROYECTO		DISEÑO DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR						
UBICACIÓN		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO DEL RÍO MAYO						
TESISTA		ANDREY DEL AGUILA PEREA						
FECHA		ENERO DEL 2015						
PART. N°	DESCRIPCIÓN	N° DE VEC.	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UNID
			LARGO	ANCHO	ALTO			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD								
1.00.00	TRABAJOS PRELIMINARES							
1.01.00	LIMPIEZA DEL TERRENO						300.00	M2
	MARGEN DERECHO	1	30.00	5.00		150.00		
	MARGEN IZQUIERDO	1	30.00	5.00		150.00		
							300.00	
1.02.00	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO						300.00	M2
	MARGEN DERECHO	1	30.00	5.00		150.00		
	MARGEN IZQUIERDO	1	30.00	5.00		150.00		
							300.00	
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
2.01.00	EXCAVACIÓN DE MAT. SUELTO MANUAL EN SECO						1628.58	M3
	CÁMARA DE ANCLAJE MARGEN DERECHO	1	7.20	8.75	6.60	415.80		
	CÁMARA DE ANCLAJE MARGEN IZQUIERDO	1	8.50	6.20	6.60	347.82		
	TORRES + ZAPATA	2	10.60	8.00	5.10	864.96		
							1628.58	
2.02.00	RELLENO Y COMPACT. M. PROPIO						664.96	M3
	TORRES+ZAPATA	4	8.00	3.10	4.00	396.80		
		4	4.40	3.40	4.00	239.36		
		2	3.00	1.20	4.00	28.80		
							664.96	
2.03.00	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	1	1370.77				1370.77	M3
3.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
3.01.00	SOLADO							
3.01.01	concreto $f_c=100$ kg/cm ² p/solado de zapatas						169.60	M2
	Zapatas	2	10.60	8.00		169.60		
							169.60	
3.02.00	CÁMARA DE ANCLAJE							
3.02.01	CONCRETO $f_c = 140$ Kg/cm ² + 30% PG						763.62	M3
	Cámara de Anclaje Derecho	1	7.20	8.75	6.60	415.80		
	Cámara de Anclaje Izquierdo	1	8.50	6.20	6.60	347.82		
							763.62	
3.02.02	ENCO.Y DESEN. CÁMARA DE ANCLAJE.						404.58	M2
	Cámara de Anclaje Derecho	2	7.20		6.60	95.04		
		2	8.75		6.60	115.50		
	Cámara de Anclaje Izquierdo	2	8.50		6.60	112.20		
		2	6.20		6.60	81.84		
							404.58	
4.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
4.01.00	ZAPATA COMBINADA							
4.01.01	CONCRETO $f_c = 175$ Kg/cm ²						169.60	M3
	Zapatas de torres	2	10.60	8.00	1.00	169.60		
							169.60	
4.01.02	ACERO $f_y = 4200$ Kg/cm ²							
	acero negativo		largo	cantidad		KG/ML	2891.68	KG
	acero de $\phi 3/4$ "	2	10.60	40.00		1445.84		
	acero positivo							
	acero de $\phi 3/4$ "	2	8.00	53.00		1445.84		
							2891.68	

HOJA DE METRADOS

PROYECTO		DISEÑO DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR						
UBICACIÓN		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO DEL RÍO MAYO						
TESISTA		ANDREY DEL AGUILA PEREA						
FECHA		ENERO DEL 2015						
PART. N°	DESCRIPCIÓN	N° DE VEC.	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UNID
			LARGO	ANCHO	ALTO			
4.02.00	TORRES Y VIGAS DE AMARRE							
4.02.01	CON.EN TORRES,VIGAS Fc = 210 Kg/cm2						62.96	M3
	Torre margen derecha	2	1.20	0.70	16.65	27.97		
		1	4.40	0.75	0.60	1.98		
	Torre margen izquierda	2	1.20	0.70	16.65	27.97		
		1	4.40	0.75	0.60	1.98		
	vigas de amarre(0.30X0.85)	4	3.00	0.30	0.85	3.06		
							62.96	
4.02.02	ACERO fy = 4200 Kg/cm2(TORRES Y VIGAS)						6061.37	KG
	TORRE MARGEN DERECHO		largo	cantid.		KG/ML		
	acero principal de ø3/4"	2	18.25	22.00		1978.59		
	estribos de ø3/8"	2	3.80	135.00		632.02		
	TORRE MARGEN IZQUIERDO		largo	cantid.		KG/ML		
	acero principal de ø3/4"	2	18.25	22.00		1978.59		
	estribos de ø3/8"	2	3.80	135.00		632.02		
	VIGA DE AMARRE DE .30x.85		largo	cantid.		KG/ML		
	Acero principal de ø5/8" superior e inf.	8	4.40	8.00		480.13		
	acero intermedio de ø1/2"	8	4.4	2.00		76.67		
	estribos de ø3/8"	8	2.30	25.00		283.36		
							6061.37	
4.02.03	ENCO.Y DESENC.(TORRES Y VIGAS)						240.28	M2
	Torre margen derecha	4	0.70		12.65	35.42		
		4	1.20		12.65	60.72		
	Torre margen izquierda	4	0.70		12.65	35.42		
		4	1.20		12.65	60.72		
	vigas de amarre(0.30X0.85)	8	3.00		2.00	48.00		
							240.28	
5.00.00	<u>CARPINTERÍA DE MADERA</u>							
5.01.00	VIGUETAS 10"x12"x4.36 M	33				33.00	33.00	UND
5.02.00	LARGUERO 7"x 8"x 2.00M	2				2.00	2.00	UND
5.03.00	CORD.SUP. 4"x4"x1.5M	140				140.00	140.00	UND
5.04.00	CORD.INFERIOR. 4"x8"x1.50M	140				140.00	140.00	UND
5.05.00	MONT.CENTRAL Y EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	280				280.00	280.00	UND
5.06.00	MONT. EXTREMA EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	140				140.00	140.00	UND
5.07.00	DIAG.INTER. Y EXT.DE 1 1/2"x6"x1.83m	280				280.00	280.00	UND
5.08.00	DIAG.EXTREMA.DE 1 1/2"x6"x1.83m	4				4.00	4.00	UND
5.09.00	PUNTALES 4" x 4" x 1.69M	140				140.00	140.00	UND
5.10.00	PUNTALES EXTREMAS 4" x 4" x 1.69M	8				8.00	8.00	UND
5.11.00	ENTABLADO.8"x2.5"x3.0m	517				517.00	517.00	UND
5.12.00	SOBREENTABLADO DE 1"x12"X3m	80				80.00	80.00	UND

HOJA DE METRADOS

PROYECTO		DISEÑO DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR						
UBICACIÓN		LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO DEL RÍO MAYO						
TESISTA		ANDREY DEL AGUILA PEREA						
FECHA		ENERO DEL 2015						
PART. N°	DESCRIPCIÓN	N° DE VEC.	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UNID
			LARGO	ANCHO	ALTO			
6.00.00	<u>CABLES Y PÉNDOLAS</u>							
6.01.00	CABLE TIPO BOA DE 1 3/4" INC/MONTALE							ML
	LT=711.00ML EN 4 CABLES					711.00	711.00	
6.02.00	PÉNDOLAS DE FIERRO LISO 1"INC/MONT.		LARGO	CANT.		ML	755.23	ml
		1	0.70	4		3.07		
		1	0.73	4		3.19		
		1	0.77	4		3.40		
		1	0.84	4		3.69		
		1	0.92	4		4.06		
		1	1.03	4		4.52		
		1	1.15	4		5.06		
		1	1.29	4		5.68		
		1	1.45	4		6.39		
		1	1.63	4		7.17		
		1	1.83	4		8.04		
		1	2.05	4		9.00		
		1	2.28	4		10.04		
		1	2.54	4		11.16		
		1	2.81	4		12.36		
		1	3.10	4		13.65		
		1	3.41	4		15.01		
		1	3.74	4		16.47		
		1	4.09	4		18.00		
		1	4.46	4		19.62		
		1	4.85	4		21.32		
		1	5.25	4		23.10		
		1	5.68	4		24.97		
		1	6.12	4		26.92		
		1	6.58	4		28.95		
		1	7.06	4		31.07		
		1	7.56	4		33.27		
		1	8.08	4		35.55		
		1	8.62	4		37.91		
		1	9.17	4		40.36		
		1	9.75	4		42.89		
		1	10.34	4		45.51		
		1	10.96	4		48.20		
		1	11.59	4		50.98		
		1	12.24	4		53.85		
	Doblado superior e inferior en péndolas	1	0.20	140		30.80		
							755.23	ML
6.03.00	ABRAZADERA CABLE-PÉNDOLA	2	35.00			70.00	70.00	UND
6.04.00	ABRAZADERA VIGUETA-PÉNDOLA	2	35.00			70.00	70.00	UND
6.05.00	DISPOSITIVO APOYO CABLE EN TORRE							
	(CARRO DE DILATACIÓN - 03 RUEDAS)	4				4.00	4.00	UND
7.00.00	<u>PINTURAS</u>							
7.01.00	PINTURA EN PÉNDOLAS	1	622.03			622.03	622.03	ML
7.02.00	EN TORRES Y VIGAS Y CARPINTERÍA	1	543.28			543.28	543.28	M2

ANEXO
PRESUPUESTO

Presupuesto

Presupuesto **0302001** DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto **001** DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUNUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTIN - 2014

Cliente **DEL AGUILA PEREA, ANDREY** Costo al **29/01/2015**
 Lugar **SAN MARTÍN - LAMAS - CUÑUMBUQUI**

Ítem	Descripción	Unid.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				1,572.00
01.01	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	300.00	0.45	135.00
01.02	TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO	m2	300.00	4.79	1,437.00
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				148,552.57
02.01	EXCAVACIÓN DE MAT. SUELTO MANUAL EN SECO	m3	1,628.58	60.23	98,089.37
02.02	RELLENO Y COMP.MAT.PROPIO EN ZANJAS	m3	664.96	16.19	10,765.70
02.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,370.77	28.96	39,697.50
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				201,549.22
03.01	CONCRETO F'c=100 kg/cm2 P/SOLADO DE ZAPATAS	m2	169.60	16.16	2,740.74
03.02	CONCRETO F'c=140 KG/CM2 +30% P.G. EN CÁMARA DE ANCLAJE	m3	763.62	237.34	181,237.57
03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CÁMARA DE ANCLAJE	m2	404.58	43.43	17,570.91
04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				129,022.68
04.01	ZAPATAS COMBINADAS				64,393.73
04.01.01	CONCRETO F'c=175 KG/CM2 EN ZAPATAS	m3	169.60	301.25	51,092.00
04.01.02	ACERO FY=4200 KG/CM2 EN ZAPATAS	kg	2,891.68	4.60	13,301.73
04.02	TORRES Y VIGAS DE AMARRE				64,628.95
04.02.01	CON.EN TORRES,VIGAS fc = 210 Kg/cm2	m3	62.96	366.88	23,098.76
04.02.02	ACERO fy = 4200 Kg/cm2(TORRES Y VIGAS)	kg	6,061.37	5.13	31,094.83
04.02.03	ENCO.Y DESENC.(TORRES Y VIGAS)	m2	240.28	43.43	10,435.36
05	CARPINTERÍA DE MADERA				228,614.77
05.01	VIGUETAS 10"x12"x4.36 M	unid	33.00	361.04	11,914.32
05.02	LARGUERO 7"x 8"x 2.00M	unid	2.00	280.34	560.68
05.03	CORD.SUP. 4"x4"x1.5M	unid	140.00	148.88	20,843.20
05.04	CORD.INFERIOR. 4"x8"x1.50M	unid	140.00	181.73	25,442.20
05.05	MONT.CENTRAL Y EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	unid	280.00	136.92	38,337.60
05.06	MONT. EXTREMA EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	unid	140.00	136.92	19,168.80
05.07	DIAG.INTER. Y EXT.DE 1 1/2"x6"x1.83m	unid	280.00	136.15	38,122.00
05.08	DIAG.EXTREMA.DE 1 1/2"x6"x1.83m	unid	4.00	136.15	544.60
05.09	PUNTALES 4" x 4" x 1.69M	unid	140.00	152.98	21,417.20
05.10	PUNTALES EXTREMAS 4" x 4" x 1.69M	unid	8.00	152.98	1,223.84
05.11	ENTABLADO.8"x2.5"x3.0m	unid	517.00	89.89	46,473.13
05.12	SOBREENTABLADO DE 1"x12"X3m	unid	80.00	57.09	4,567.20
06	CABLES Y PÉNDOLAS				184,882.22
06.01	CABLE TIPO BOA DE 1 3/4" INC/MONTALE	m	711.00	170.65	121,332.15
06.02	PÉNDOLAS DE FIERRO LISO 1"INC/MONT.	m	755.23	37.67	28,449.51
06.03	ABRAZADERA CABLE - PÉNDOLA	unid	70.00	257.15	18,000.50
06.04	ABRAZADERA VIGA - PÉNDOLA	unid	70.00	136.55	9,558.50
06.05	DISPOSITIVO APOYO CABLE EN TORRE (CARRO DE DILATACIÓN - 03 RUEDAS)	unid	4.00	1,885.39	7,541.56
07	PINTURA				23,767.24
07.01	PINTURA EN PÉNDOLAS	m	622.03	17.30	10,761.12
07.02	EN TORRES Y VIGAS Y CARPINTERÍA	m2	543.28	23.94	13,006.12
	COSTO DIRECTO				917,960.70
	GASTOS GENERALES 10%				91,796.07
	UTILIDAD 8%				73,436.86
	SUB TOTAL				1,083,193.63
	IGV 18%				194,974.85
	PRESUPUESTO TOTAL				1,278,168.48

SON : UN MILLÓN DOSCIENTOS SETENTIOCHO MIL CIENTO SESENTIOCHO Y 48/100 NUEVOS SOLES

ANEXO
RESUMEN DE PRESUPUESTO

Hoja resumen

Obra **0302001** **DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014**
Localización **220505** **SAN MARTÍN - LAMAS - CUÑUMBUQUI**
Fecha Al **29/01/2015**

Presupuesto base

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014		917,960.70
	(CD) S/.	917,960.70
COSTO DIRECTO		917,960.70
GASTOS GENERALES 10%		91,796.07
UTILIDAD 8%		73,436.86
SUB TOTAL		1,083,193.63
IGV 18%		194,974.85
PRESUPUESTO TOTAL		1,278,168.48

Descompuesto del costo directo

MANO DE OBRA	S/.	318,288.29
MATERIALES	S/.	574,535.13
EQUIPOS	S/.	25,140.71
SUBCONTRATOS	S/.	
Total descompuesto costo directo	S/.	917,964.13

Nota: Los precios de los recursos no incluyen I.G.V. son vigentes al

Fecha **30/01/2015 02:25:39p.m.**

ANEXO 10
ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015

Partida **01.01 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL**

Rendimiento **M2/DÍA** MO. 300.0000 EQ. 300.0000 Costo unitario directo por: m2 **0.45**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.1000	0.0027	21.96	0.06
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.0267	13.79	0.37
						0.43
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.43	0.02
						0.02

Partida **01.02 TRAZO, NIVELACIÓN Y REPLANTEO**

Rendimiento **m2/DÍA** MO. 250.0000 EQ. 250.0000 Costo unitario directo por : m2 **4.79**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147000032	TOPÓGRAFO	h	1.0000	0.0320	21.96	0.70
0147010001	CAPATAZ	h	0.5000	0.0160	21.96	0.35
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.0320	15.33	0.49
0147010004	PEÓN	h	3.0000	0.0960	13.79	1.32
						2.86
Materiales						
0243010099	MADERA TORNILLO	p2		0.3500	2.50	0.88
						0.88
Equipos						
0330550056	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0320	15.00	0.48
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	2.86	0.09
0349890001	NIVEL TOPOGRÁFICO	hm	1.0000	0.0320	15.00	0.48
						1.05

Partida **02.01 EXCAVACIÓN DE MAT. SUELTO MANUAL EN SECO**

Rendimiento **m3/DIA** MO. 8.0000 EQ. 8.0000 Costo unitario directo por : m3 **60.23**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.1000	0.1000	21.96	2.20
0147010004	PEÓN	h	4.0000	4.0000	13.79	55.16
						57.36
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	57.36	2.87
						2.87

Partida **02.02 RELLENO Y COMP.MAT.PROPIO EN ZANJAS**

Rendimiento **m3/DÍA** MO. 7.0200 EQ. 7.0200 Costo unitario directo por : m3 **16.19**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010004	PEÓN	h	1.0000	1.1396	13.79	15.72
						15.72
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	15.72	0.47
						0.47

Partida **02.03 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE**

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015

Rendimiento **m3/ DÍA** MO. 4.0000 EQ. 4.0000 Costo unitario directo por: m3 **28.96**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010004	PEÓN	h	1.0000	2.0000	13.79	27.58
27.58						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	27.58	1.38
1.38						

Partida **03.01 CONCRETO F'C=100 kg/cm2 P/SOLADO DE ZAPATAS**

Rendimiento **m2/ DÍA** MO. 200.0000 EQ. 200.0000 Costo unitario directo por: m2 **16.16**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.0400	18.30	0.73
0147010003	OFICIAL	h	2.0000	0.0800	15.33	1.23
0147010004	PEÓN	h	10.0000	0.4000	13.79	5.52
7.48						
Materiales						
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.2300	17.50	4.03
0238000005	HORMIGÓN	m3		0.1400	30.00	4.20
0239010100	AGUA	m3		0.0120	2.50	0.03
8.26						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	7.48	0.37
0348010004	MEZCLADORA	hm	0.0900	0.0036	15.00	0.05
0.42						

Partida **03.02 CONCRETO F'C=140 KG/CM2 +30% P.G. EN CÁMARA DE ANCLAJE**

Rendimiento **m3/ DÍA** MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo unitario directo por: m3 **237.34**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.2000	0.0800	21.96	1.76
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.8000	18.30	14.64
0147010003	OFICIAL	h	2.0000	0.8000	15.33	12.26
0147010004	PEÓN	h	12.0000	4.8000	13.79	66.19
94.85						
Materiales						
0205020021	PIEDRA GRANDE	m3		0.4500	30.00	13.50
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		5.3000	17.50	92.75
0238000005	HORMIGÓN	m3		0.8500	30.00	25.50
131.75						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	94.85	4.74
0348010011	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	hm	1.0000	0.4000	15.00	6.00
10.74						

Partida **03.03 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN CÁMARA DE ANCLAJE**

Rendimiento **M2/DÍA** MO. 9.0900 EQ. 9.0900 Costo unitario directo por: m2 **43.43**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010001	Mano de Obra CAPATAZ	h	0.0900	0.0792	21.96	1.74
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.8801	18.30	16.11
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.8801	15.33	13.49

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015 31.34

Materiales

020200007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	0.2000	5.00	1.00
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	0.1800	5.00	0.90
0243010099	MADERA TORNILLO	p2	3.7000	2.50	9.25
					11.15

Equipos

0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	31.34	0.94
					0.94

Partida **04.01.01 CONCRETO F'C=175 KG/CM2 EN ZAPATAS**

Rendimiento **M3/DÍA** MO. 16.0000 EQ. 16.0000 Costo unitario directo por: m3 **301.25**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	h	2.0000	1.0000	15.33	15.33
0147010001	CAPATAZ	h	0.5000	0.2500	21.96	5.49
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	1.0000	18.30	18.30
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.5000	15.33	7.67
0147010004	PEÓN	h	9.0000	4.5000	13.79	62.06
						108.85
Materiales						
0205010003	ARENA DE RIO (NO AFECTO IGTV)	m3		0.5300	30.00	15.90
0205030079	PIEDRA ZARANDEADA DE RIO TM 3/4"	m3		0.5100	30.00	15.30
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		8.1600	17.50	142.80
0239050000	AGUA (NO AFECTO IGTV)	m3		0.1840	2.50	0.46
						174.46
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	108.85	5.44
0348010004	MEZCLADORA	hm	1.0000	0.5000	15.00	7.50
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.5000	10.00	5.00
						17.94

Partida **04.01.02 ACERO FY=4200 KG/CM2 EN ZAPATAS**

Rendimiento **Kg/DÍA** MO. 350.0000 EQ. 350.0000 Costo unitario directo por: kg **4.60**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.1000	0.0023	21.96	0.05
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.0229	18.30	0.42
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.0229	15.33	0.35
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.0229	13.79	0.32
						1.14
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	5.00	0.30
0203030008	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 G-60	kg		1.0700	2.90	3.10
						3.40
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.14	0.06
						0.06

Partida **04.02.01 CON.EN TORRES, VIGAS f'c = 210 Kg/cm2**

Rendimiento **M3/DÍA** MO. 12.5000 EQ. 12.5000 Costo unitario directo por: m3 **366.88**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147000022	Mano de Obra OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	h	2.0000	1.2800	15.33	19.62

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015

0147010002	OPERARIO	h	2.0000	1.2800	18.30	23.42
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.6400	15.33	9.81
0147010004	PEÓN	h	10.0000	6.4000	13.79	88.26
141.11						
Materiales						
0204010008	ARENA	m3		0.4800	30.00	14.40
0205030078	PIEDRA ZARANDEADA DE RIO DE 1/2"	m3		0.7200	30.00	21.60
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.5000	17.50	166.25
0239010100	AGUA	m3		0.1840	2.50	0.46
202.71						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	141.11	7.06
0348010004	MEZCLADORA	hm	1.0000	0.6400	15.00	9.60
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.6400	10.00	6.40
23.06						

Partida 04.02.02 ACERO fy = 4200 Kg/cm2 (TORRES Y VIGAS)

Rendimiento Kg/DÍA MO. 240.0000 EQ. 240.0000 Costo unitario directo por: kg 5.13

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.1000	0.0033	21.96	0.07
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.0333	18.30	0.61
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.0333	15.33	0.51
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.0333	13.79	0.46
1.65						
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	5.00	0.30
0203030008	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 G-60	kg		1.0700	2.90	3.10
3.40						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.65	0.08
0.08						

Partida 04.02.03 ENCO.Y DESENC. (TORRES Y VIGAS)

Rendimiento M2/DÍA MO. 9.0900 EQ. 9.0900 Costo unitario directo por: m2 43.43

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.0900	0.0792	21.96	1.74
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.8801	18.30	16.11
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.8801	15.33	13.49
31.34						
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	0.2000		5.00	1.00
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	0.1800		5.00	0.90
0243010099	MADERA TORNILLO	p2	3.7000		2.50	9.25
11.15						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000		31.34	0.94
0.94						

Partida	05.01	VIGUETAS 10"x12"x4.36 M				
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por: Unid.	361.04

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015

0147010002	OPERARIO	h	2.0000	2.0000	18.30	36.60
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	1.0000	15.33	15.33
0147010004	PEÓN	h	2.0000	2.0000	13.79	27.58
79.51						
Materiales						
0201910001	PENTAFLUOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		1.0000	25.00	25.00
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50
0202460096	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"x8"	Unid.		2.0000	10.00	20.00
0202460097	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"x21"	Unid		6.0000	25.00	150.00
0243570062	VIGUETAS 10"x12"x4.36 M	Unid		1.0000	69.55	69.55
265.05						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	79.51	3.98
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	1.0000	1.0000	5.00	5.00
0349270010	GRUPO ELECTRÓGENO	hm	0.5000	0.5000	15.00	7.50
16.48						

Partida **05.02** **LARGUERO 7"x 8"x 2.00M**

Rendimiento **Unid. /DÍA** MO. **24.0000** EQ. **24.0000** Costo unitario directo por: Unid. **280.34**

Código	Descripción Recurso Mano de Obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.6667	18.30	12.20
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.3333	15.33	5.11
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.3333	13.79	4.60
21.91						
Materiales						
0201910001	PENTAFLUOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"x20"	Unid		1.0000	15.00	15.00
0243570063	LARGUERO 7"x 8"x 2.00M	Unid		1.0000	150.00	150.00
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid		1.5000	56.50	84.75
256.50						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	21.91	1.10
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.1667	5.00	0.83
1.93						

Partida **05.03** **CORD.SUP. 4"x4"x1.5M**

Rendimiento **Unid/DÍA** MO. **60.0000** EQ. **60.0000** Costo unitario directo por: Unid. **148.88**

Código	Descripción Recurso Mano de Obra	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2667	18.30	4.88
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1333	15.33	2.04
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1333	13.79	1.84
8.76						
Materiales						
0201910001	PENTAFLUOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"x20"	Unid.		1.0000	15.00	15.00
0227010097	CORD.SUP. 4"x4"x1.5M	Unid.		1.0000	32.85	32.85
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid.		1.5000	56.50	84.75
139.35						

Equipos

0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.76	0.44
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0667	5.00	0.33

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR

Fecha presupuesto

29/01/2015 0.77

Partida	05.04	CORD.INFERIOR. 4"x8"x1.50M					
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 60.0000	EQ. 60.0000				Costo unitario directo por: Unid. 181.73
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2667	18.30	4.88	
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1333	15.33	2.04	
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1333	13.79	1.84	
							8.76
Materiales							
0201910001	PENTACLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25	
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50	
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid		1.0000	15.00	15.00	
0227010098	CORD.INFERIOR. 4"x8"x1.50M	Unid		1.0000	65.70	65.70	
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid		1.5000	56.50	84.75	
							172.20
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.76	0.44	
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0667	5.00	0.33	
							0.77

Partida	05.05	MONT.CENTRAL Y EN VIG. DE 4"x4"x1.33m					
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 80.0000	EQ. 80.0000				Costo unitario directo por: Unid. 136.92
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2000	18.30	3.66	
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1000	15.33	1.53	
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1000	13.79	1.38	
							6.57
Materiales							
0201910001	PENTACLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25	
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50	
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid.		1.0000	15.00	15.00	
0227010099	MONT.CENTRAL Y EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	Unid.		1.0000	23.27	23.27	
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid.		1.5000	56.50	84.75	
							129.77
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.57	0.33	
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0500	5.00	0.25	
							0.58

Partida	05.06	MONT. EXTREMA EN VIG. DE 4"x4"x1.33m					
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 80.0000	EQ. 80.0000				Costo unitario directo por: Unid. 136.92
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2000	18.30	3.66	
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1000	15.33	1.53	
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1000	13.79	1.38	
							6.57
Materiales							
0201910001	PENTACLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25	
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014**

Sub presupuesto **001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR** Fecha presupuesto **29/01/2015**

0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid.		1.0000	15.00	15.00
0227010100	MONT. EXTREMA EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	Unid.		1.0000	23.27	23.27
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid.		1.5000	56.50	84.75
						129.77
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.57	0.33
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0500	5.00	0.25
						0.58

Partida **05.07** **DIAG.INTER. Y EXT.DE 1 1/2"x6"x1.83m**

Rendimiento **Unid/DÍA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por: Unid. **136.15**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2000	18.30	3.66
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1000	15.33	1.53
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1000	13.79	1.38
						6.57
	Materiales					
0201910001	PENTACLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid		1.0000	15.00	15.00
0227010101	DIAG.INTER. Y EXT.DE 1 1/2"x6"x1.83m	Unid		1.0000	22.50	22.50
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid		1.5000	56.50	84.75
						129.00
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.57	0.33
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0500	5.00	0.25
						0.58

Partida **05.08** **DIAG.EXTREMA.DE 1 1/2"x6"x1.83m**

Rendimiento **Unid/DÍA** MO. **80.0000** EQ. **80.0000** Costo unitario directo por: Unid. **136.15**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.2000	18.30	3.66
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.1000	15.33	1.53
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.1000	13.79	1.38
						6.57
	Materiales					
0201910001	PENTACLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln		0.2500	25.00	6.25
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.1000	5.00	0.50
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid.		1.0000	15.00	15.00
0227010102	DIAG.EXTREMA.DE 1 1/2"x6"x1.83m	Unid.		1.0000	22.50	22.50
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid.		1.5000	56.50	84.75
						129.00
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.57	0.33
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	0.5000	0.0500	5.00	0.25
						0.58

Partida **05.09** **PUNTALES 4" x 4" x 1.69M**

Rendimiento Unid/DIA MO. 60.0000 EQ. 60.0000 Costo unitario directo por: Unid. 152.98

Código Mano de Obra	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
------------------------	---------------------	--------	-----------	----------	------------	-------------

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

0337010001	Equipos HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	6.51	0.33
					0.33

Partida **05.12** **SOBREENTABLADO DE 1"x12"X3m**

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTIN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR

Fecha presupuesto 29/01/2015

Rendimiento **Unid/DÍA** MO. 120.0000 EQ. 120.0000 Costo unitario directo por: Unid. **57.09**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S./Parcial S/.	
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.2000	0.0133	21.96	0.29
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.1333	18.30	2.44
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.0667	15.33	1.02
0147010004	PEÓN	h	3.0000	0.2000	13.79	2.76
6.51						
Materiales						
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg		0.2000	5.00	1.00
0243570065	SOBREENTABLADO DE 1"x12"X3m	Unid		1.0000	49.25	49.25
50.25						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.51	0.33
0.33						

Partida **06.01** CABLE TIPO BOA DE 1 3/4" INC/MONTALE

Rendimiento **m/DÍA** MO. 165.0000 EQ. 165.0000 Costo unitario directo por : m **170.65**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S./Parcial S/.	
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	h	3.0000	0.1455	18.30	2.66
0147010003	OFICIAL	h	2.0000	0.0970	15.33	1.49
0147010004	PEÓN	h	10.0000	0.4848	13.79	6.69
10.84						
Materiales						
0230020098	CABLE DE ACERO DE 1 3/4"	m		1.0000	155.80	155.80
0239020008	SOGA DE 3/4"	kg		0.1000	4.00	0.40
0243010099	MADERA TORNILLO	p2		0.5000	2.50	1.25
0244010039	MADERA ROLLIZA (PIE DERECHO)	Unid.		0.2000	1.80	0.36
157.81						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	10.84	0.54
0348600002	TIRFOR DE 5 TON.	hm	1.0000	0.0485	30.00	1.46
2.00						

Partida **06.02** PÉNDOLAS DE FIERRO LISO 1"INC/MONT.

Rendimiento **m/DÍA** MO. 150.0000 EQ. 150.0000 Costo unitario directo por : m **37.67**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S./Parcial S/.	
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.0533	18.30	0.98
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.0533	15.33	0.82
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.0533	13.79	0.74
2.54						
Materiales						
0202110100	PÉNDOLAS DE FIERRO LISO 1"INC/MONT.	m		1.0000	35.00	35.00
35.00						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.54	0.13
0.13						

Partida **06.03** ABRAZADERA CABLE - PÉNDOLA

Rendimiento **Unid/DÍA** MO. 12.0000 EQ. 12.0000 Costo unitario directo por: Unid. **257.15**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
--------	---------------------	--------	-----------	----------	------------	-------------

Fecha : 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR

Fecha presupuesto

29/01/2015

Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ			h	0.5000	0.3333	21.96	7.32
0147010002	OPERARIO			h	1.0000	0.6667	18.30	12.20
0147010004	PEÓN			h	1.0000	0.6667	13.79	9.19
								28.71
Materiales								
020210005	PERNO HEXAGONAL DE 3/4" X2	1/2" + TUERCA Y ANILLO		Pza.		1.0000	1.00	1.00
020210009	PERNO HEXAGONAL (G-5) DE 1/2" X 2 1/2" + TUERCA Y ANILLO			Pza.		2.0000	12.00	24.00
0232000032	FLETE (NO AFECTO I.G.V.)			ton		0.0100	200.00	2.00
0251050052	ABRAZADERA CABLE-PÉNDOLA (INCLUYE PINTURA)			Unid.		1.0000	200.00	200.00
								227.00
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES			%MO		5.0000	28.71	1.44
								1.44

Partida	06.04	ABRAZADERA VIGA - PÉNDOLA						
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000				Costo unitario directo por: Unid.	136.55

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	h	0.5000	0.3333	21.96	7.32
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.6667	18.30	12.20
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.6667	13.79	9.19
						28.71
Materiales						
0202100019	PERNO HEXAGONAL (G-2) DE 3/4" X 2	1/2" + TUERCA Y ANILLO	Pza.	1.0000	6.00	6.00
0232000032	FLETE (NO AFECTO I.G.V.)		ton	0.0020	200.00	0.40
0251050051	ABRAZADERA VIGA-PÉNDOLA (INCLUYE PINTURA)		Unid.	1.0000	100.00	100.00
						106.40
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	28.71	1.44
						1.44

Partida	06.05	DISPOSITIVO APOYO CABLE EN TORRE (CARRO DE DILATACIÓN - 03 RUEDAS)						
Rendimiento	Unid/DÍA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000				Costo unitario directo por: Unid.	1,885.39

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	8.0000	18.30	146.40
0147010004	PEÓN	h	2.0000	16.0000	13.79	220.64
						367.04
Materiales						
0221990003	CARRO DE DILATACIÓN	Unid.		1.0000	1,500.00	1,500.00
						1,500.00
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	367.04	18.35
						18.35

Partida	07.01	PINTURA EN PÉNDOLAS						
Rendimiento	M / DÍA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000				Costo unitario directo por: m	17.30

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0147010002	OPERARIO	h	1.0000	0.2667	18.30	4.88
0147010003	OFICIAL	h	1.0000	0.2667	15.33	4.09
						8.97

Materiales

Fecha: 30/01/2015 02:23:20p.m.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR Fecha presupuesto 29/01/2015

0253030027	THINER	gln	0.0080	20.00	0.16
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln	0.0800	35.00	2.80
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln	0.0800	60.00	4.80
					7.76
	Equipos				
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	8.97	0.45
0337010025	BROCHA DE 4"	Unid.	0.0100	12.00	0.12
					0.57

Partida **07.02** **EN TORRES Y VIGAS Y CARPINTERÍA**

Rendimiento **m2 /DÍA** **MO. 40.0000** **EQ. 40.0000** Costo unitario directo por: m2 **23.94**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	h	2.0000	0.4000	18.30	7.32
0147010004	PEÓN	h	1.0000	0.2000	13.79	2.76
						10.08
	Materiales					
0230990019	LIJA	Unid.		0.1000	2.00	0.20
0253030027	THINER	gln		0.0800	20.00	1.60
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.3300	35.00	11.55
						13.35
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	10.08	0.50
0339090073	PISTOLA PARA PINTAR	und		0.0003	45.00	0.01
						0.51

**ANEXO
INSUMOS**

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra **0302001** DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

Sub presupuesto **001** DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO

Fecha **29/01/2015**

Lugar **220505 SAN MARTÍN - LAMAS - CUÑUMBUQUI**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
MANO DE OBRA					
0147010001	CAPATAZ	h	404.2855	21.96	8,878.11
0147010003	OFICIAL	h	2,070.8180	15.33	31,745.64
0147000022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	h	250.1892	15.33	3,835.40
0147010002	OPERARIO	h	2,757.5844	18.30	50,463.79
0147010004	PEÓN	h	16,182.3424	13.79	223,154.50
0147000032	TOPÓGRAFO	h	9.6000	21.96	210.82
					318,288.26
MATERIALES					
0251050052	ABRAZADERA CABLE-PÉNDOLA (INCLUYE PINTURA)	Unid.	70.0000	200.00	14,000.00
0251050051	ABRAZADERA VIGA-PÉNDOLA (INCLUYE PINTURA)	Unid.	70.0000	100.00	7,000.00
0203030008	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 G-60	kg	9,579.7635	2.90	27,781.31
0239010100	AGUA	m3	13.6198	2.50	34.05
0239050000	AGUA (NO AFECTO IGV)	m3	31.2064	2.50	78.02
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	666.1540	5.00	3,330.77
0204010008	ARENA	m3	30.2208	30.00	906.62
0205010003	ARENA DE RÍO (NO AFECTO IGV)	m3	89.8880	30.00	2,696.64
0230020098	CABLE DE ACERO DE 1 3/4"	m	711.0000	155.80	110,773.80
0221990003	CARRO DE DILATACIÓN	Unid.	4.0000	1,500.00	6,000.00
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	6,068.2500	17.50	106,194.38
0202010061	CLAVOS PARA MADERA	kg	236.1000	5.00	1,180.50
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	kg	116.0748	5.00	580.37
0227010098	CORD.INFERIOR. 4"x8"x1.50M	Unid.	140.0000	65.70	9,198.00
0227010097	CORD.SUP. 4"x4"x1.5M	Unid.	140.0000	32.85	4,599.00
0227010102	DIAG.EXTREMA.DE 1 1/2"x6"x1.83m	Unid.	4.0000	22.50	90.00
0227010101	DIAG.INTER. Y EXT.DE 1 1/2"x6"x1.83m	Unid.	280.0000	22.50	6,300.00
0243570064	ENTABLADO.8"x2.5"x3.0m	Unid.	517.0000	82.05	42,419.85
0232000032	FLETE (NO AFECTO I.G.V.)	ton	0.8400	200.00	168.00
0238000005	HORMIGÓN	m3	672.8210	30.00	20,184.63
0243570063	LARGUERO 7"x 8"x 2.00M	Unid.	2.0000	150.00	300.00
0230990019	LIJA	Unid.	54.3280	2.00	108.66
0244010039	MADERA ROLLIZA (PIE DERECHO)	Unid.	142.2000	1.80	255.96
0243010099	MADERA TORNILLO	p2	2,846.4820	2.50	7,116.21
0227010100	MONT. EXTREMA EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	Unid.	140.0000	23.27	3,257.80
0227010099	MONT.CENTRAL Y EN VIG. DE 4"x4"x1.33m	Unid.	280.0000	23.27	6,515.60
0202110100	PENDOLAS DE FIERRO LISO 1"INC/MONT.	m	755.2300	35.00	26,433.05
0201910001	PENTAOLOROFENOL (PRESERVANTE DE MADERA)	gln	316.5000	25.00	7,912.50
0202460094	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X20"	Unid.	1,134.0000	15.00	17,010.00
0202460097	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X21"	Unid.	198.0000	25.00	4,950.00
0202460096	PERNO C/TUERCA-ARANDELA 1/2"X8"	Unid.	66.0000	10.00	660.00
0202100019	PERNO HEXAGONAL (G-2) DE 3/4" X 2 1/2" + TUERCA Y ANILLO	Pza.	70.0000	6.00	420.00
0202100099	PERNO HEXAGONAL (G-5) DE 1/2" X 2 1/2" + TUERCA Y ANILLO	Pza.	140.0000	12.00	1,680.00
0202100005	PERNO HEXAGONAL DE 3/4" X 2 1/2" + TUERCA Y ANILLO	Pza.	70.0000	1.00	70.00
0205020021	PIEDRA GRANDE	m3	343.6290	30.00	10,308.87
0205030078	PIEDRA ZARANDEADA DE RÍO DE 1/2"	m3	45.3312	30.00	1,359.94
0205030079	PIEDRA ZARANDEADA DE RÍO TM 3/4"	m3	86.4960	30.00	2,594.88
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln	49.7624	60.00	2,985.74
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln	179.2824	35.00	6,274.88
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTÉTICO	gln	49.7624	35.00	1,741.68
0251130054	PLATINA DE FIERRO 1/4" X 1.5" X 12"	Unid.	1,701.0000	56.50	96,106.50
0227010103	PUNTALES 4" x 4" x 1.69M	Unid.	140.0000	36.95	5,173.00
0227010104	PUNTALES EXTREMAS 4" x 4" x 1.69M	Unid.	8.0000	36.95	295.60
0243570065	SOBREENTABLADO DE 1"x12"X3m	Unid.	80.0000	49.25	3,940.00
0239020008	SOGA DE 3/4"	kg	71.1000	4.00	284.40
0253030027	THINER	gln	48.4386	20.00	968.77
0243570062	VIGUETAS 10"x12"x4.36 M	Unid.	33.0000	69.55	2,295.15
					574,535.13
EQUIPOS					
0337010025	BROCHA DE 4"	Unid.	6.2203	12.00	74.64
0349270010	GRUPO ELECTROGENO	hm	16.5000	15.00	247.50
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			15,285.07
0348010004	MEZCLADORA	hm	125.7050	15.00	1,885.58
0348010011	MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9 -11P3	hm	305.4480	15.00	4,581.72
0349890001	NIVEL TOPOGRÁFICO	hm	9.6000	15.00	144.00

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo

Obra 0302001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO MAYO, LOCALIDAD DE SAN FRANCISCO - CUÑUMBUQUI - LAMAS - SAN MARTÍN - 2014

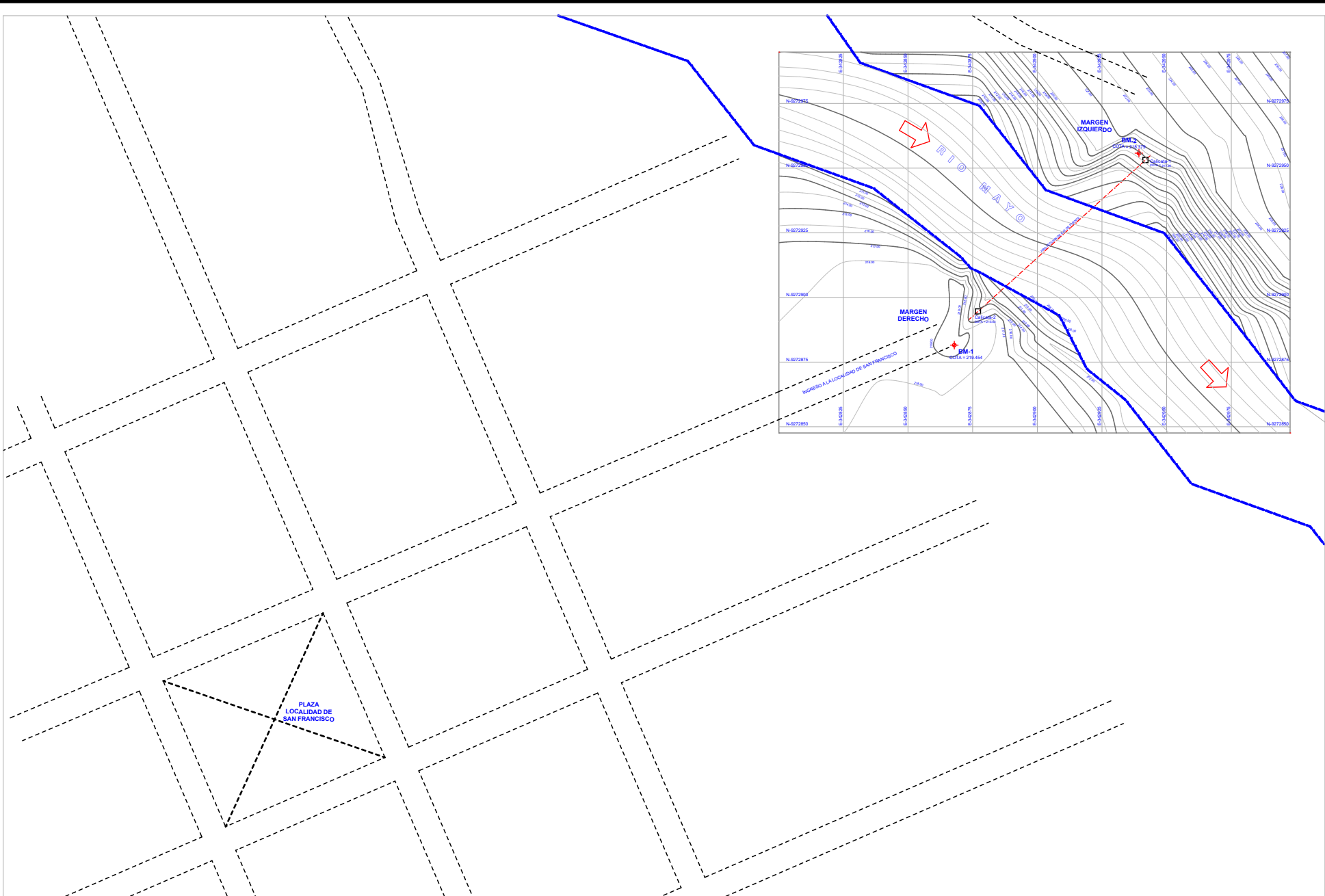
Sub presupuesto 001 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE COLGANTE VEHICULAR, MEJORANDO LA TRANSITABILIDAD, SOBRE EL RÍO

Fecha 29/01/2015

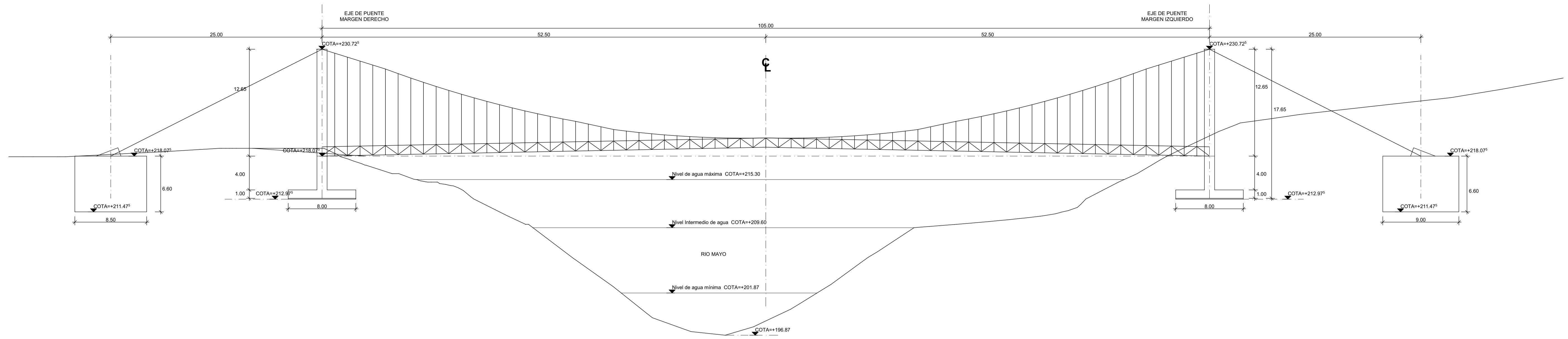
Lugar 220505 SAN MARTÍN - LAMAS - CUÑUMBUQUI

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
0339090073	PISTOLA PARA PINTAR	Unid.	0.1630	45.00	7.34
0349160019	TALADRO DE 1/2"	hm	97.0810	5.00	485.41
0330550056	TEODOLITO	hm	9.6000	15.00	144.00
0348600002	TIRFOR DE 5 TON.	hm	34.4835	30.00	1,034.51
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	125.0944	10.00	1,250.94
					25,140.71
			Total	S/.	917,964.10

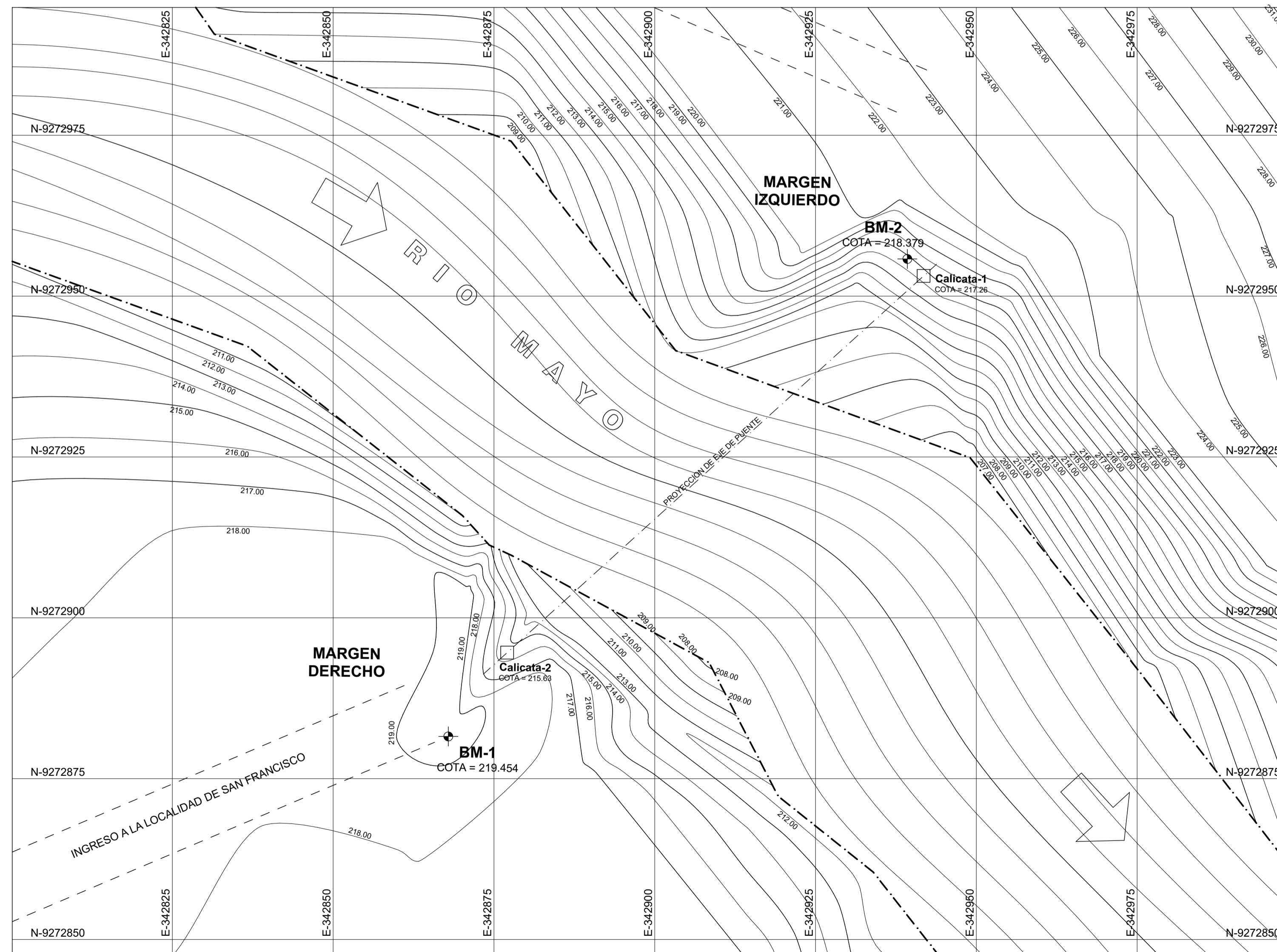
**ANEXO
PLANOS**



FACULTAD	INGENIERIA
CARRERA	INGENIERIA CIVIL
TÍTULO	"Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitablez, sobre el Río Mayo, San Francisco - Culumbunqui Llama - San Martín - 2014"
AUTORES	ANDREY DEL AGUILA PEREA
ASESOR	Ing. Ernesto Elisco García Ramírez
ASIGNATURA	TOPOGRAFIA
TÍTULO	LOCALIZACION
ESCALA	1 / 2000
FECHA	ENERO, 2015



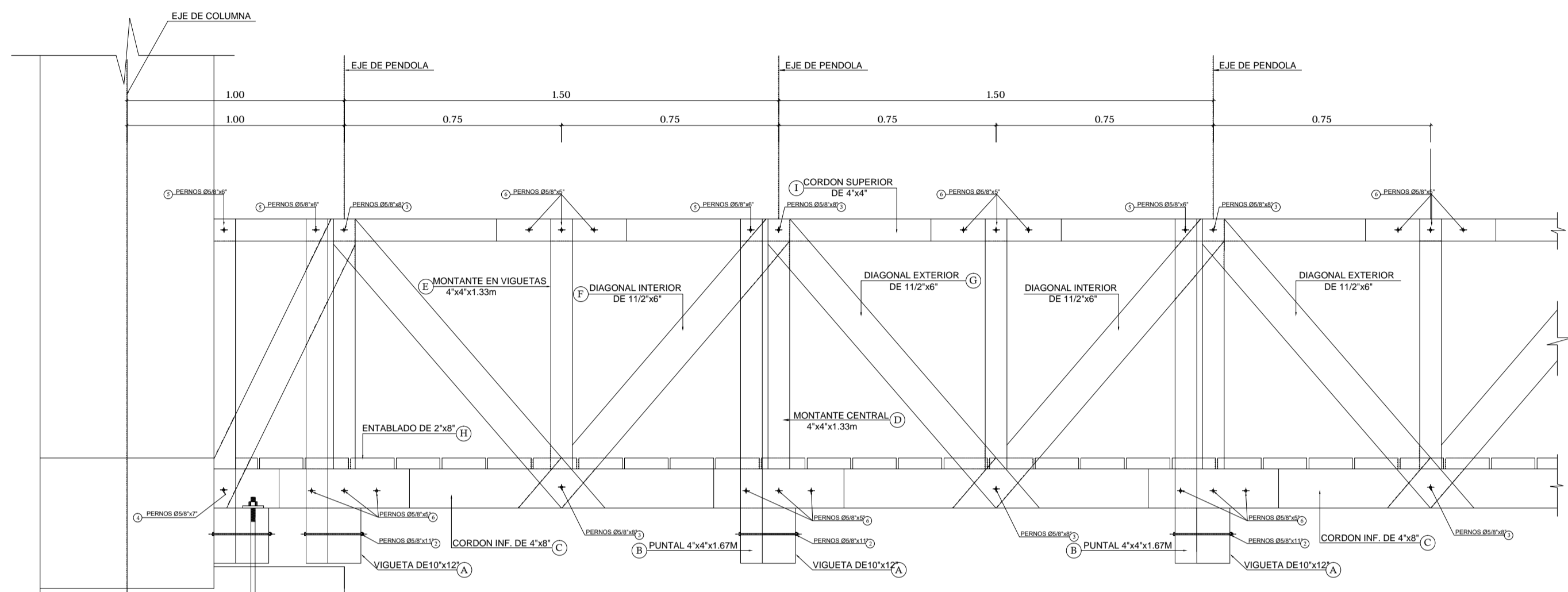
SECCION TRANSVERSAL
ESCALA : 1 / 250



PLANTA - TOPOGRAFICO
ESCALA : 1 / 500



FACULTAD	INGENIERIA
ESCUELA	INGENIERIA CIVIL
TITULO:	"Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transtabilidad, sobre el Río Mayo, San Francisco - Cañabuzqui Lamas - San Martín - 2014"
TESISTA:	ANDREY DEL AGUILA PEREA
ASESOR:	Ing. Ernesto Eliseo Garcia Ramirez
ESPECIALIDAD:	TOPOGRAFIA
PLANO:	PLANTA SECCION
ESCALA:	1 / 500 - 1 / 250
FECHA:	ENERO, 2015
LAMINA:	T-1



ESPECIFICACIONES TECNICAS

MADERA ESTRUCTURAL TIPO 1º - PALPERRO O SIMILAR

PIEZAS:

TOLERANCIA EN EL HABILITADO:

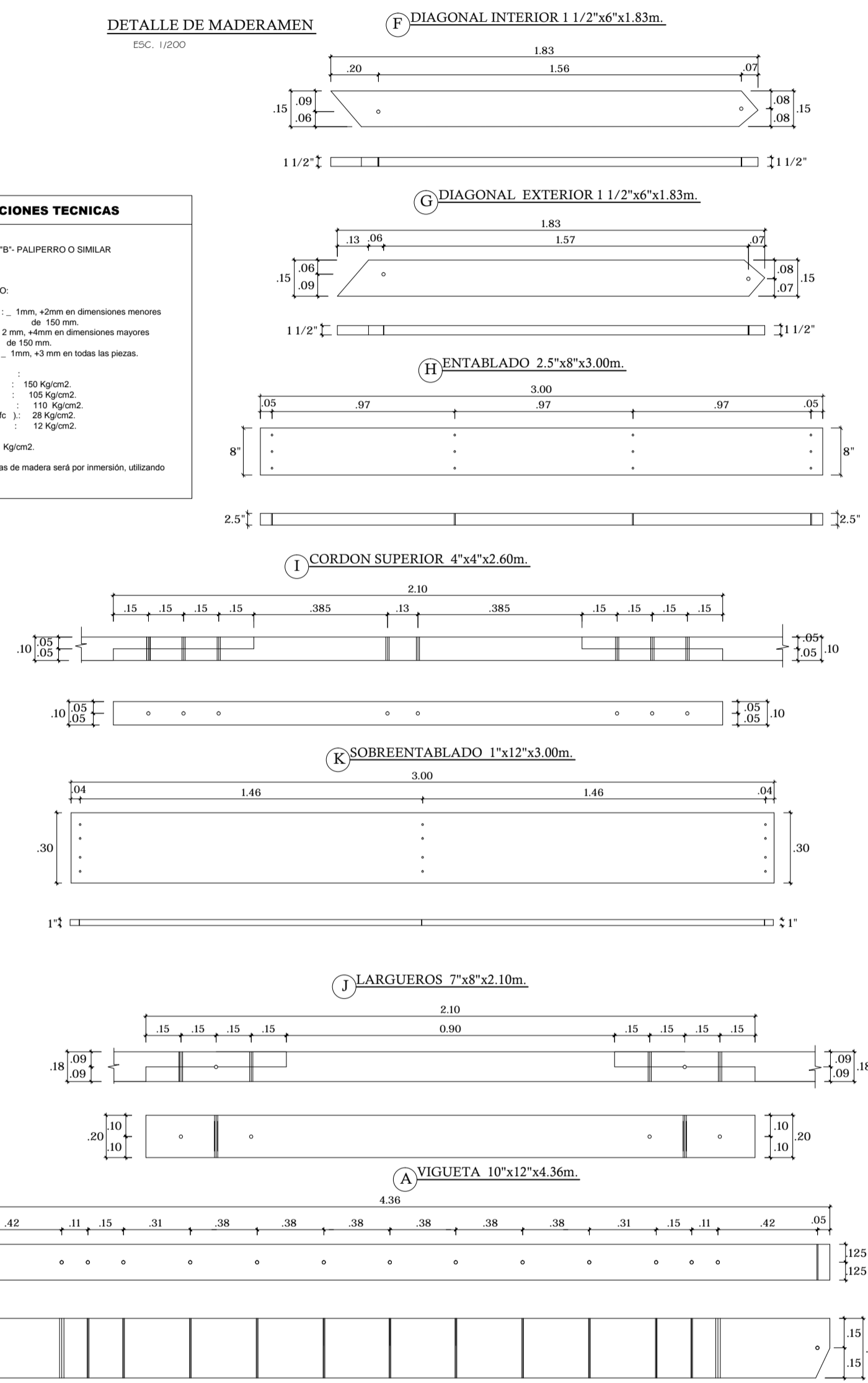
- EN SECCION TRANSVERSAL:
 - 1mm, +2mm en dimensiones menores de 150 mm
 - 2 mm, +4mm en dimensiones mayores de 150 mm
 - 1mm, +3 mm en todas las piezas.
- EN LONGITUD:
 - ± 1mm

ESFUERZOS ADMISIBLES:

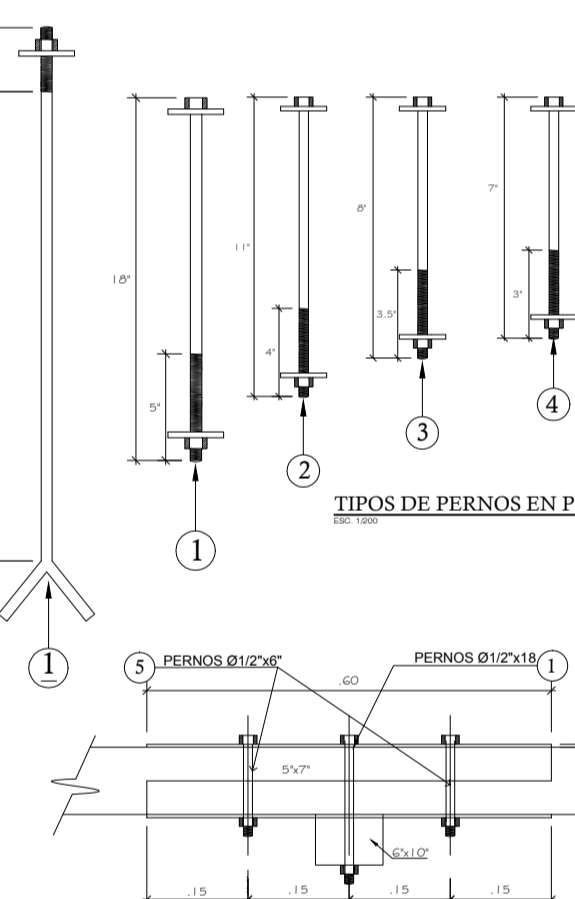
- Flexion: 105 kg/cm²
- Traccion: 475
- Compresion Paralela (C): 110 kg/cm²
- Compresion Perpendicular (C): 28 kg/cm²
- Corte Paralelo: 12 kg/cm²
- Empuje: 15000 kg/cm²

El cundo de las piezas habilitadas de madera será por inmersión, utilizando como preservante la Crotosol.

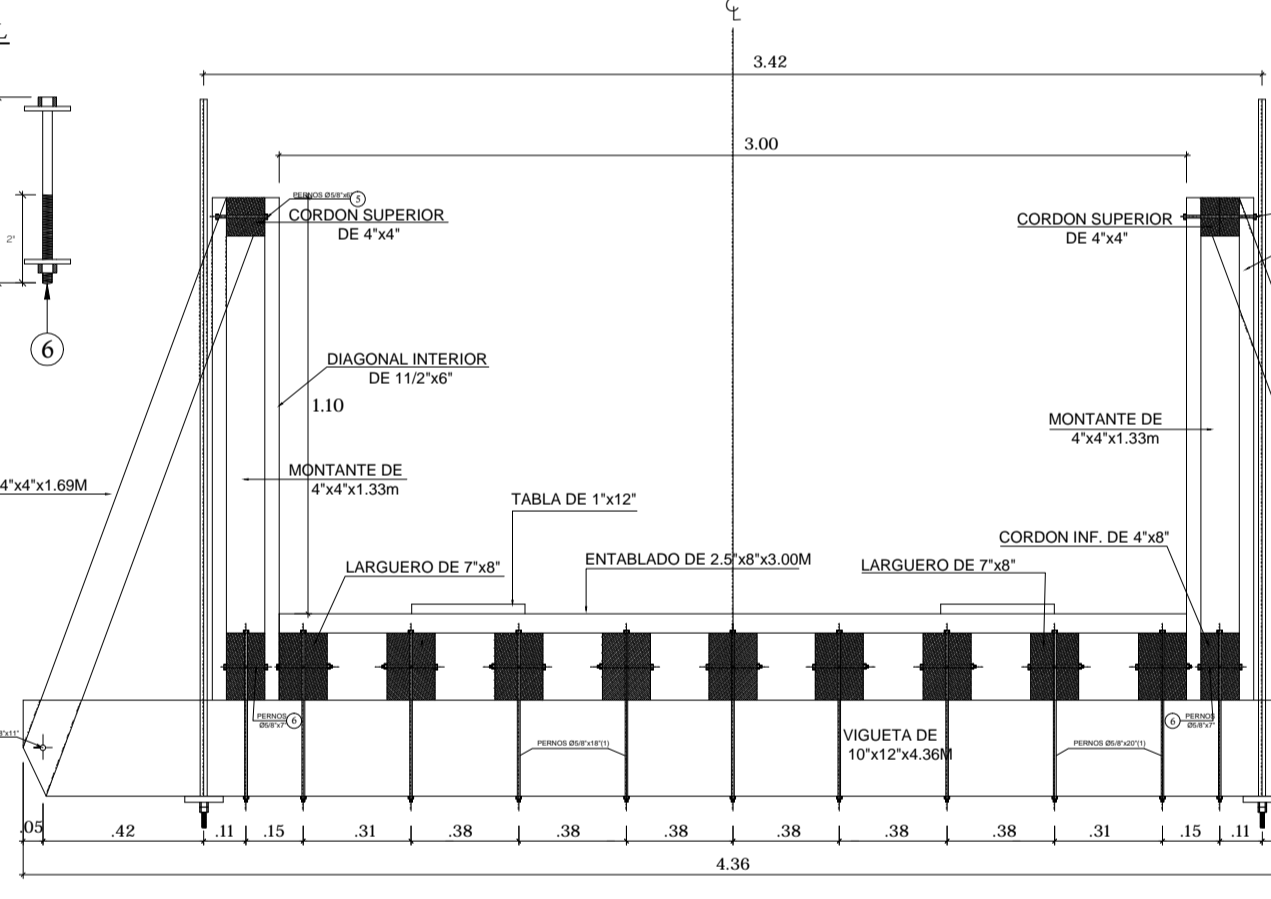
DETALLE DE MADERAMEN
ESC. 1/200



VISTA LATERAL

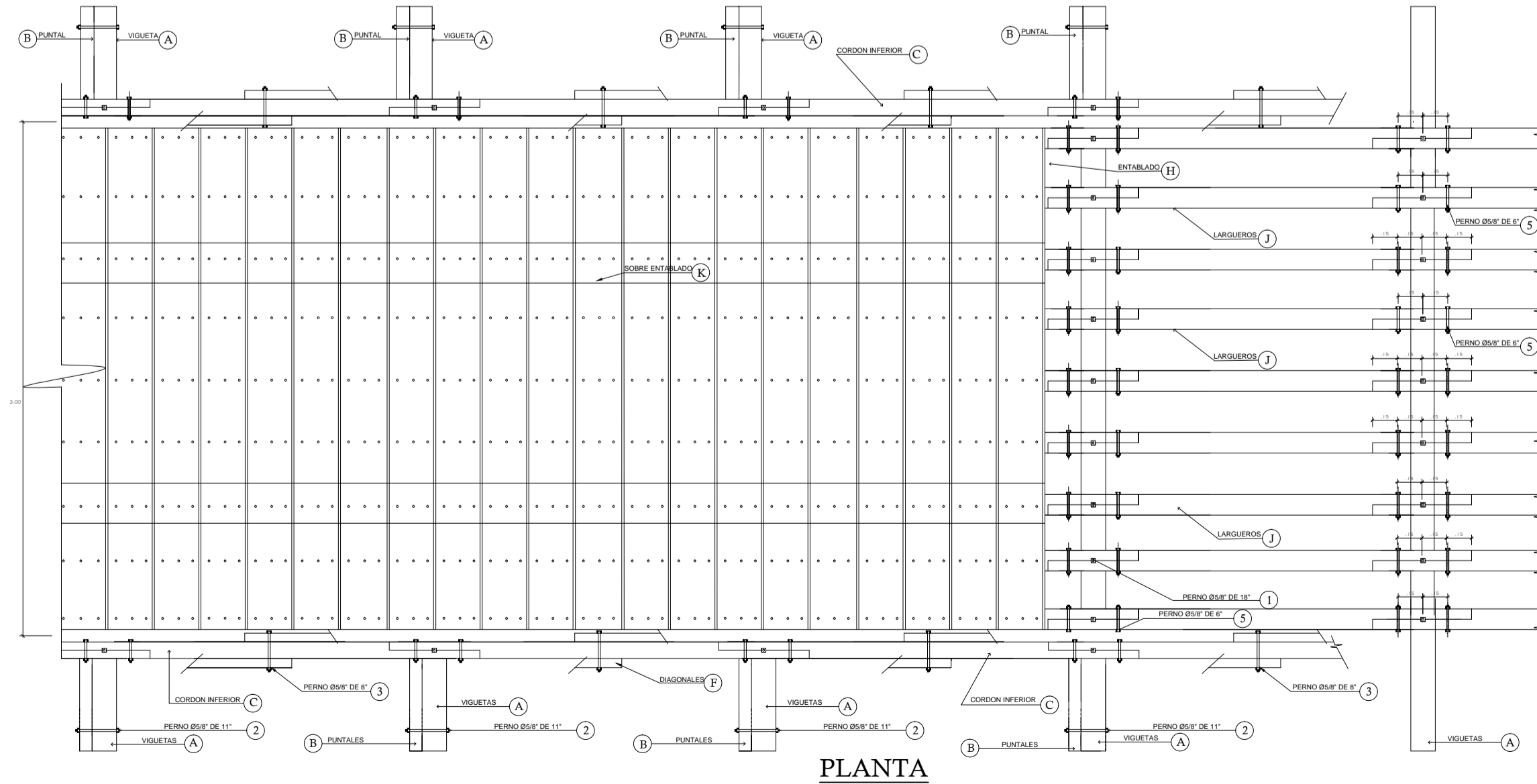


CORTE TRANSVERSAL EN PUENTE
ESC. 1/200

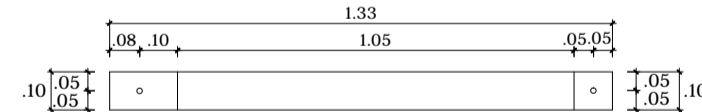


DET. UNION MONT. EN VIGUETAS Y CORDON SUPERIOR
ESC. 1/500

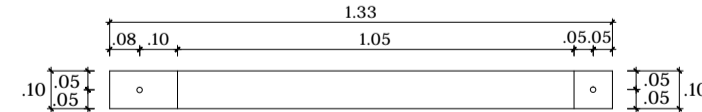
DET. UNION ENTRE LARGUEROS Y VIGUETA
ESC. 1/500



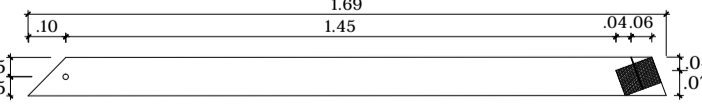
D MONTANTE CENTRAL 4"x4"x1.33m.



E MONTANTE EN VIGUETAS 4"x4"x1.33m.



B PUNTALES 4"x4"x1.69m.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD
INGENIERIA
ESCUELA
INGENIERIA CIVIL

TITULO:
'Diseño Estructural de Puente Colgante Vehicular, Mejorando la Transitabilidad, sobre el Río Mayo, San Francisco - Cuzubamboqui Lamas - San Martín - 2014'

TEBISTA:
ANDREY DEL AGUILA PEREA

ASESOR:

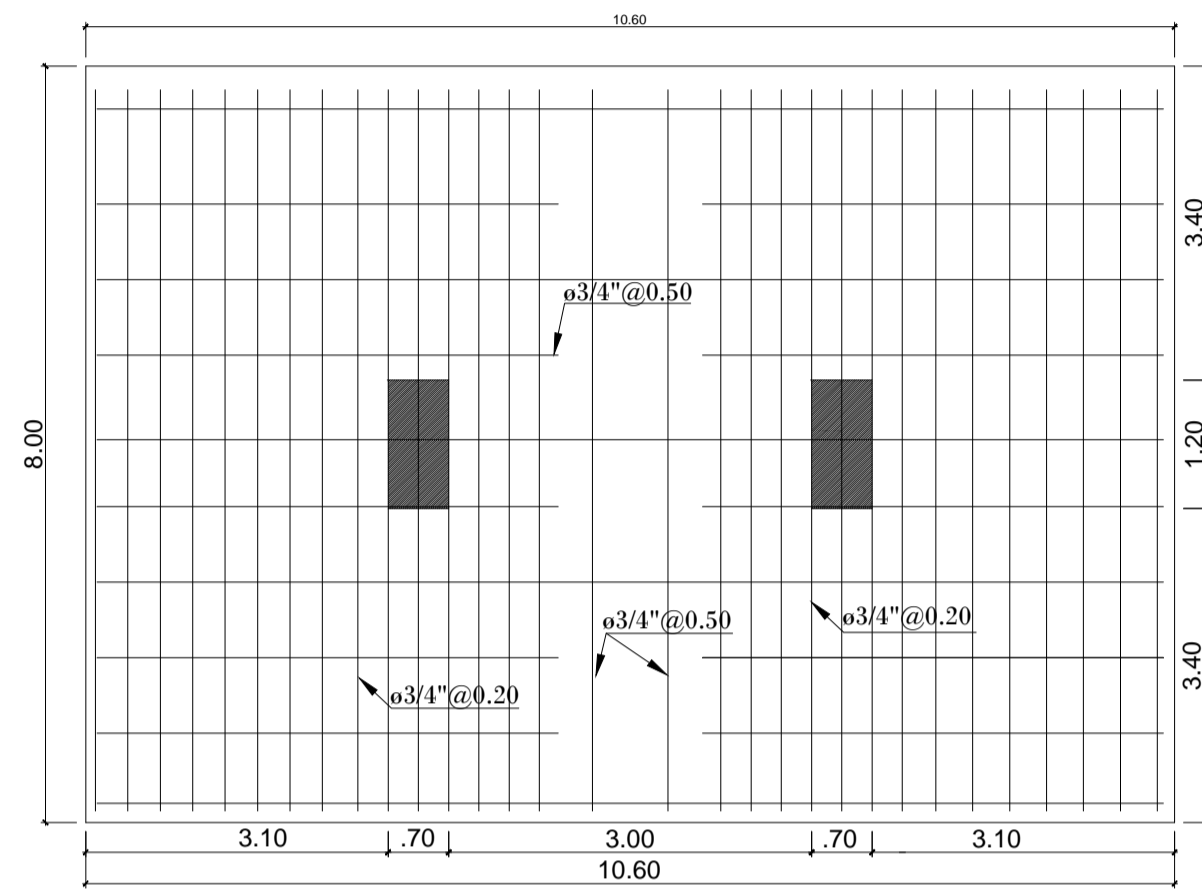
ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

PLANO:
DETALLE CONSTRUCTIVO CON MADERA

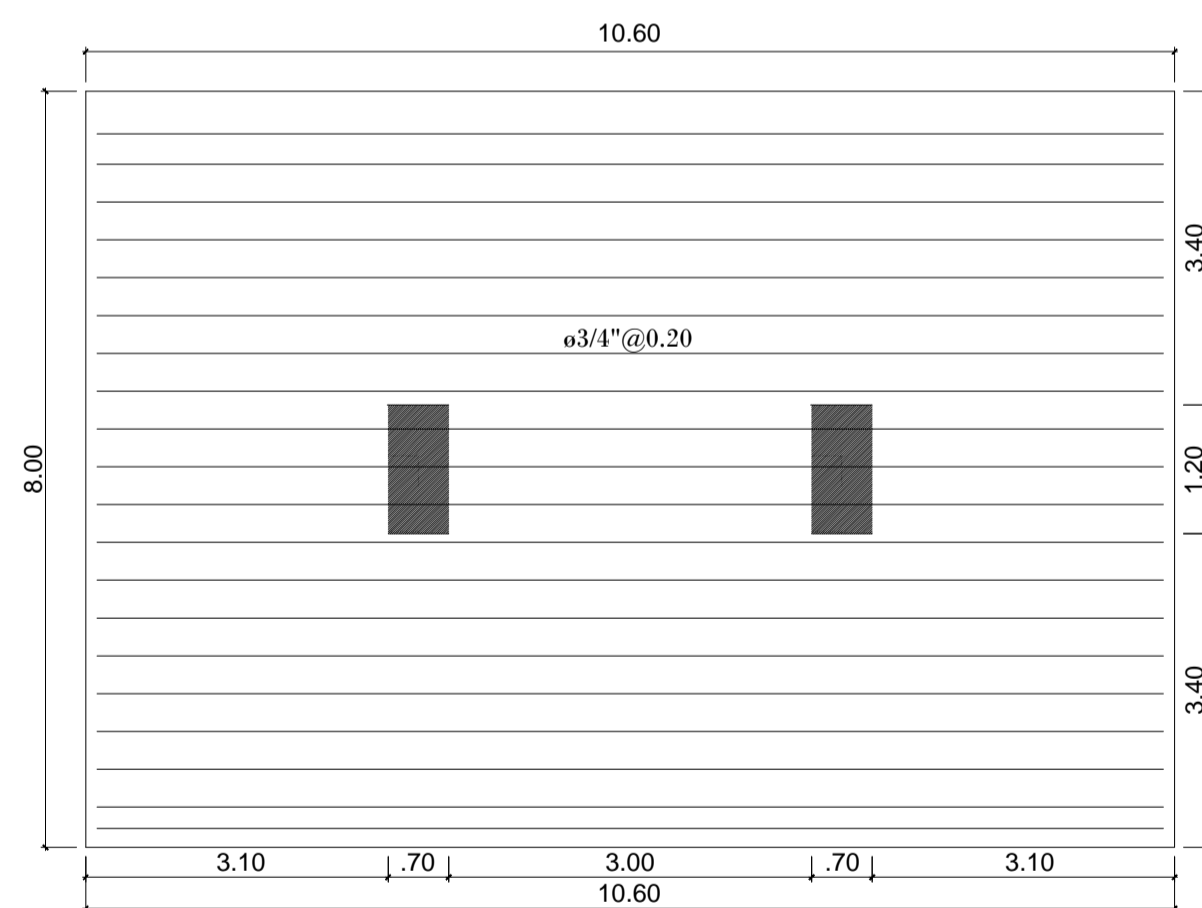
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
ENERO, 2015

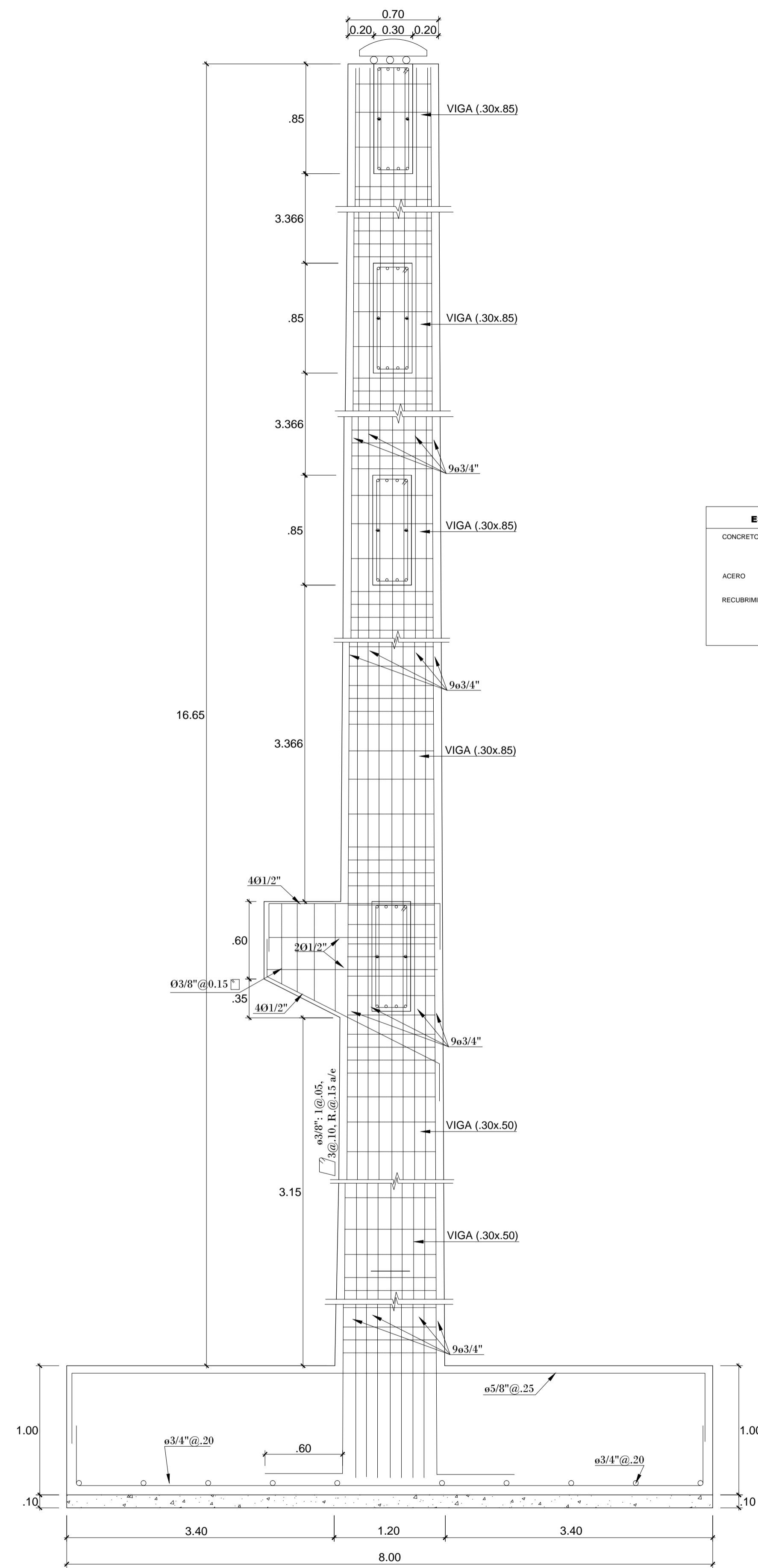
LAMINA:
E - 1



DETALLE DE ZAPATA COMBINADA AS(+)

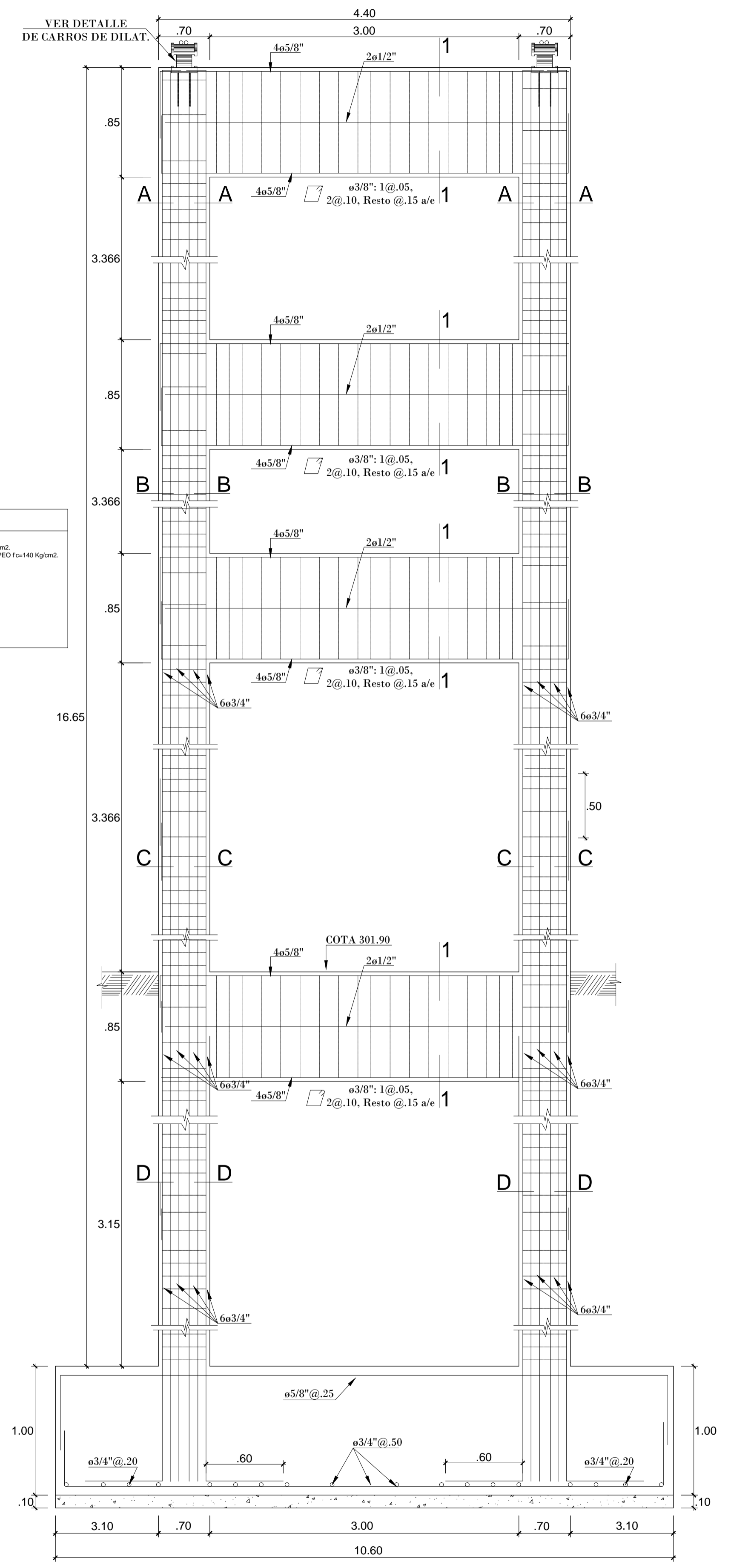


DETALLE DE ZAPATA COMBINADA AS(+)

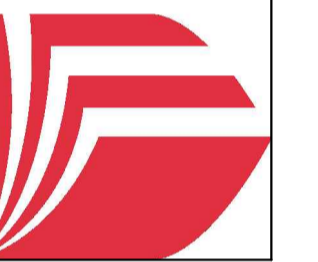


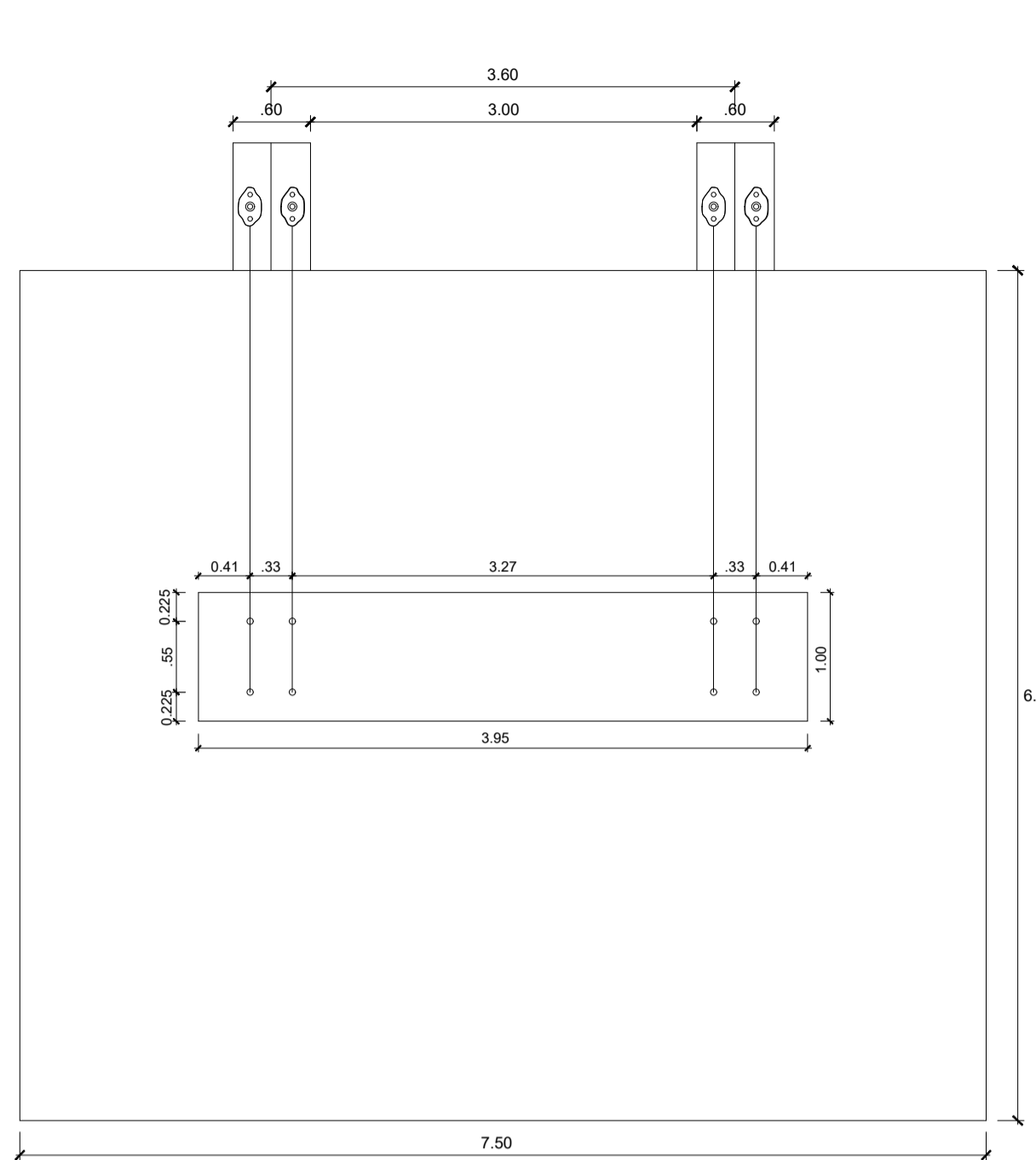
VISTA PERFIL

ELEVACION TORRE MARGEN DERECHA E IZQUIERDA

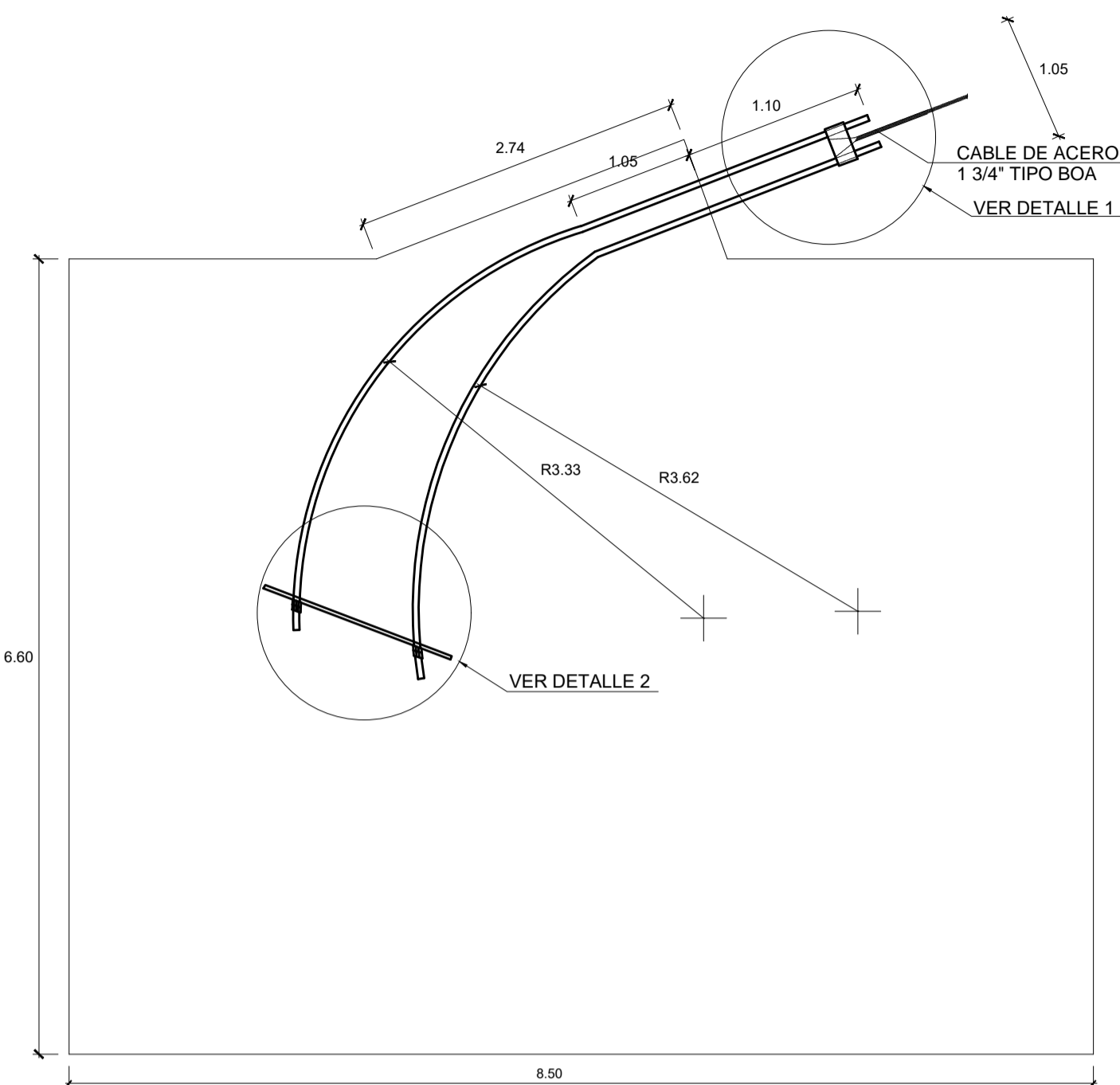


VISTA FRONTAL

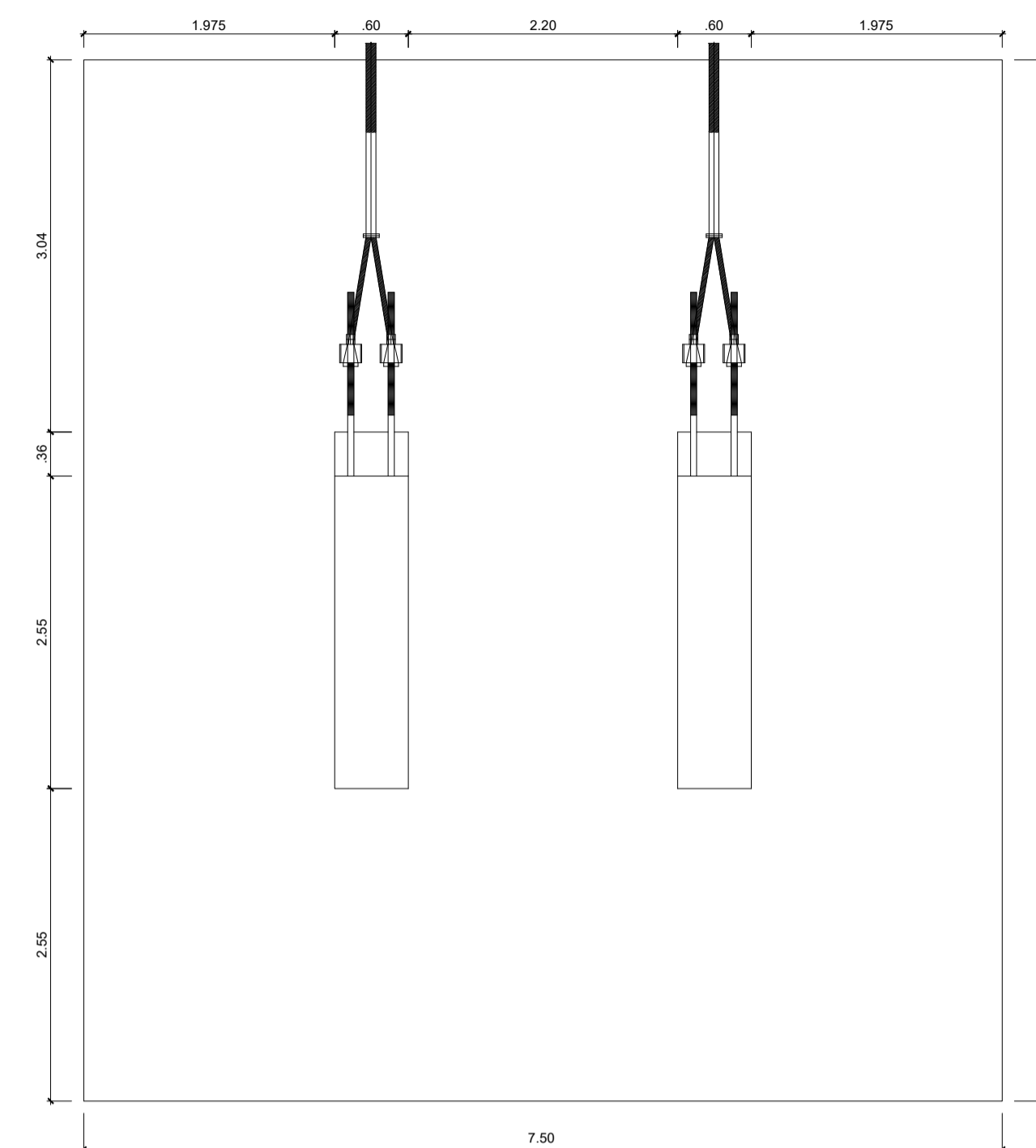




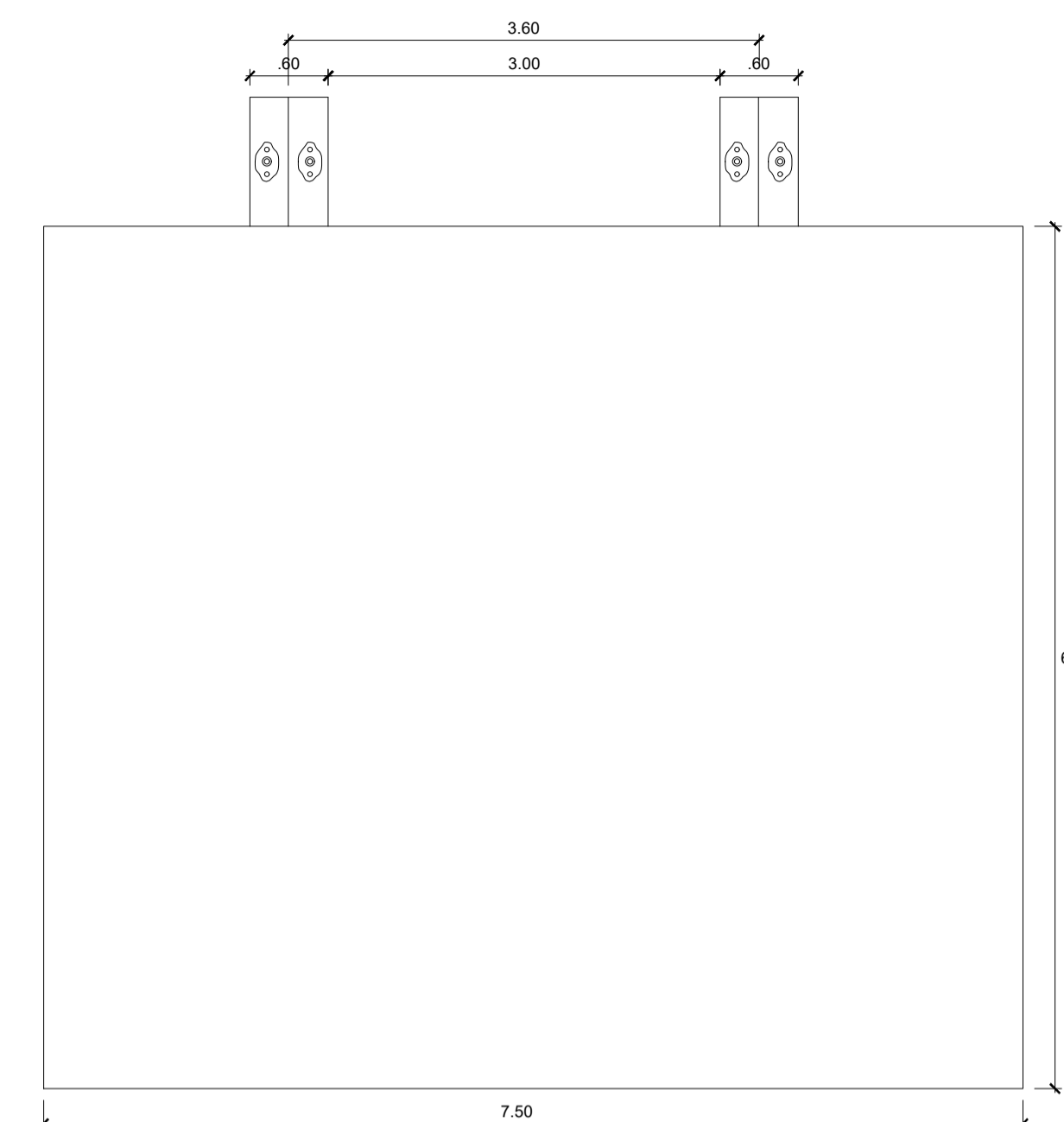
CORTE FRONTAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10



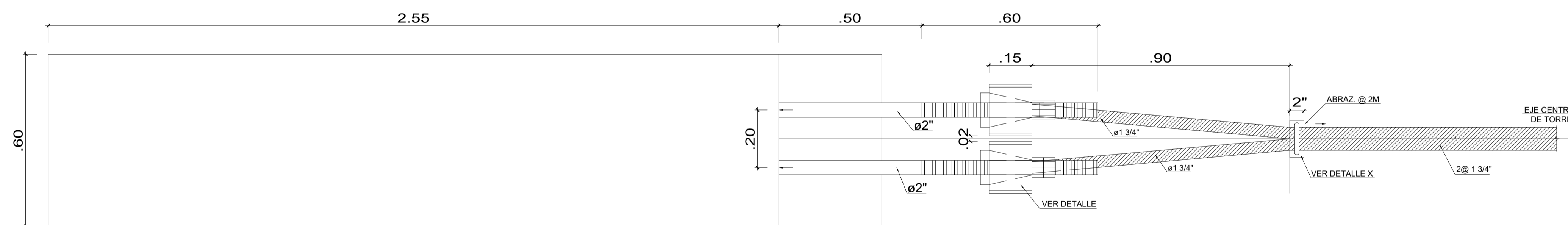
CORTE LONGITUDINAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10



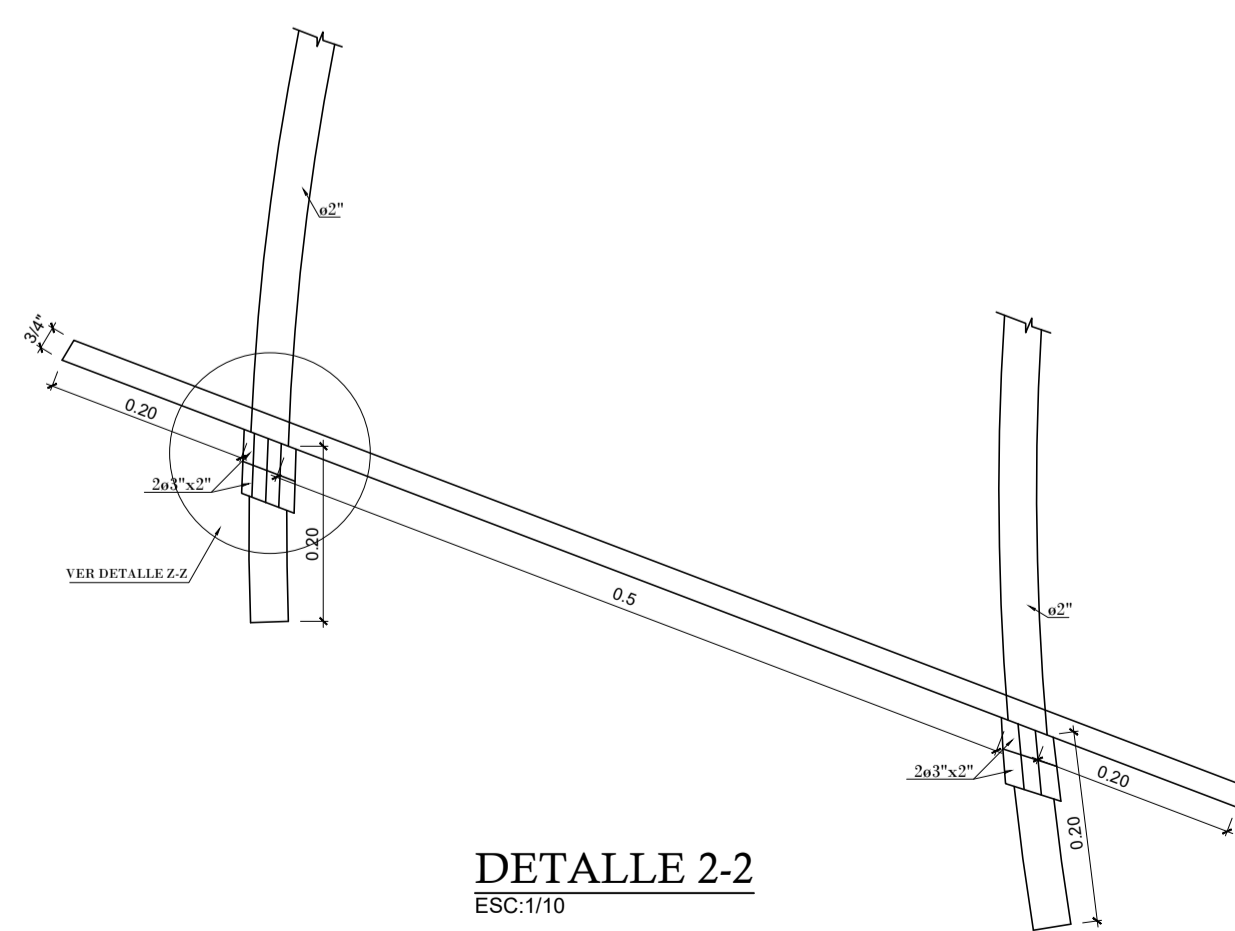
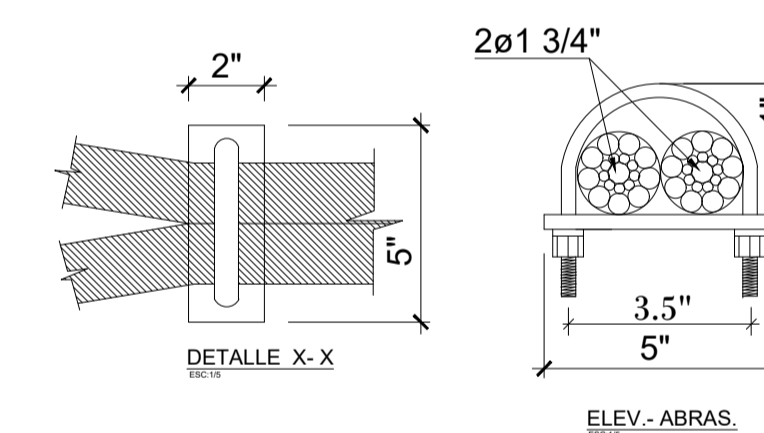
CAMARA DE ANCLAJE - PLANTA
ESC:1/10



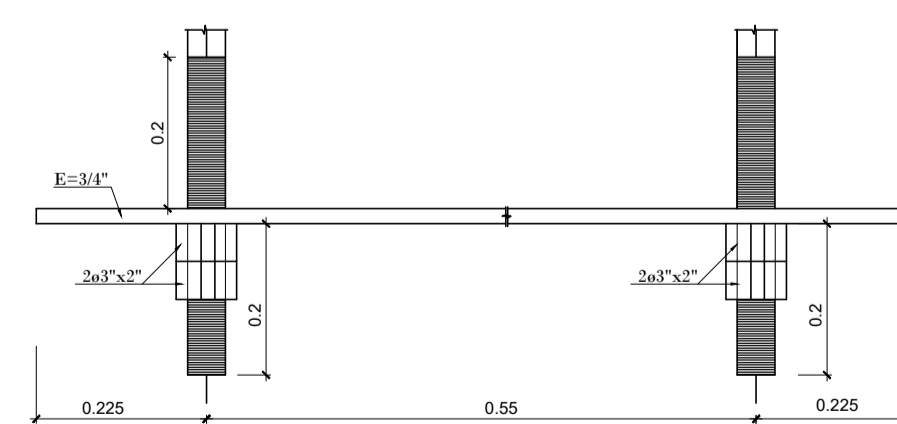
ELEVACION FRONTAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10



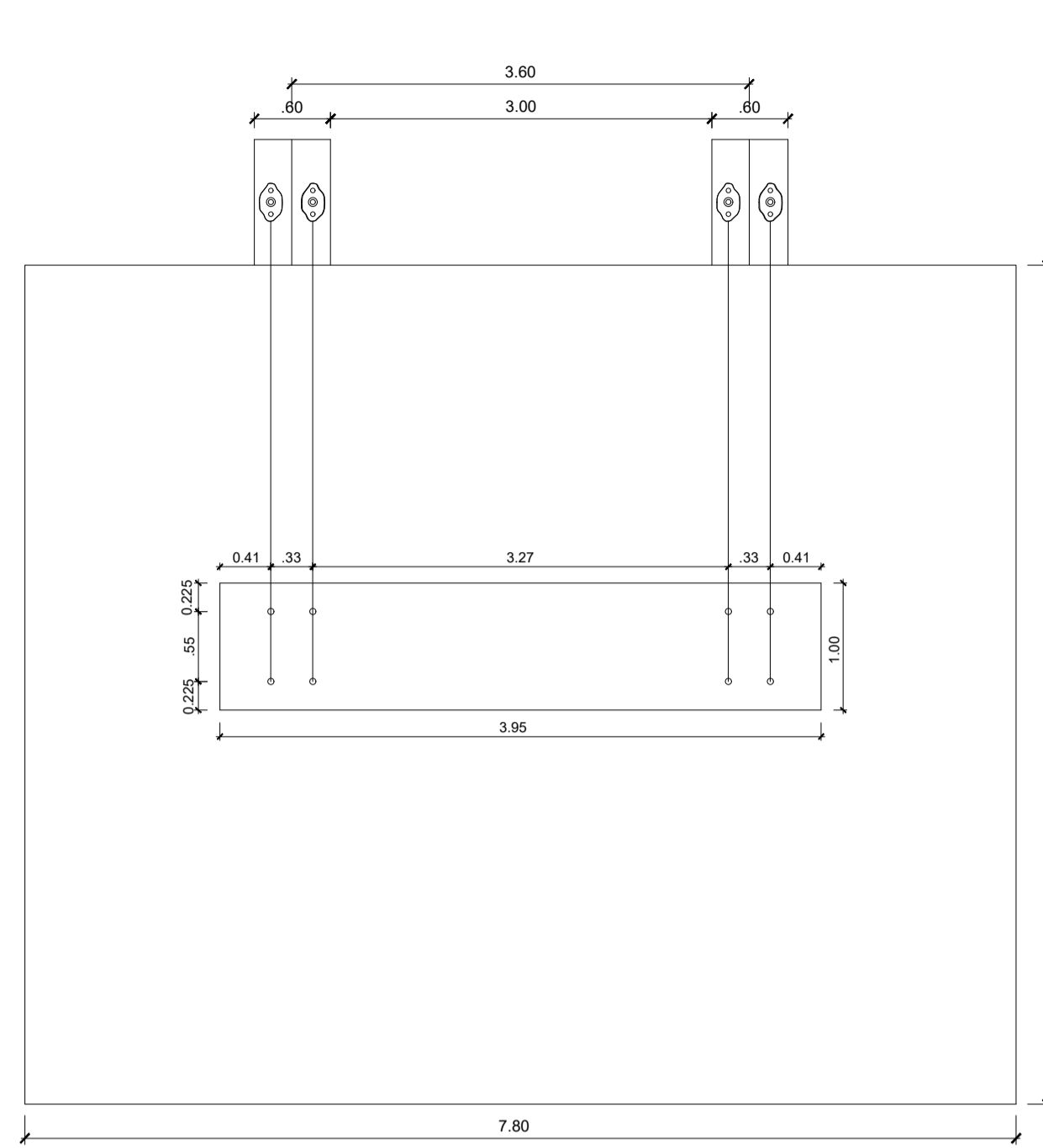
DETALLE 1-1
ESC:1/10



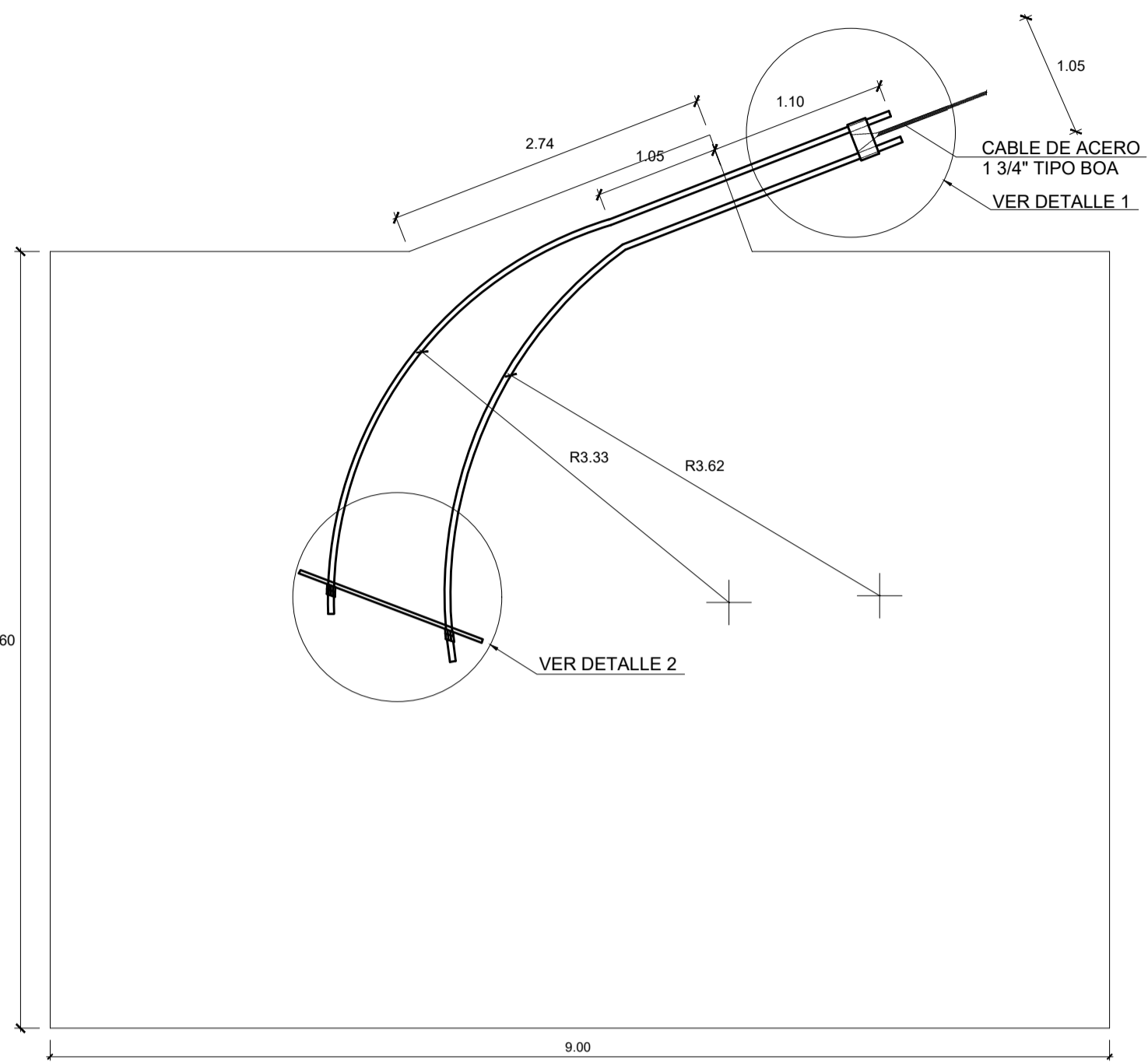
DETALLE 2-2
ESC:1/10



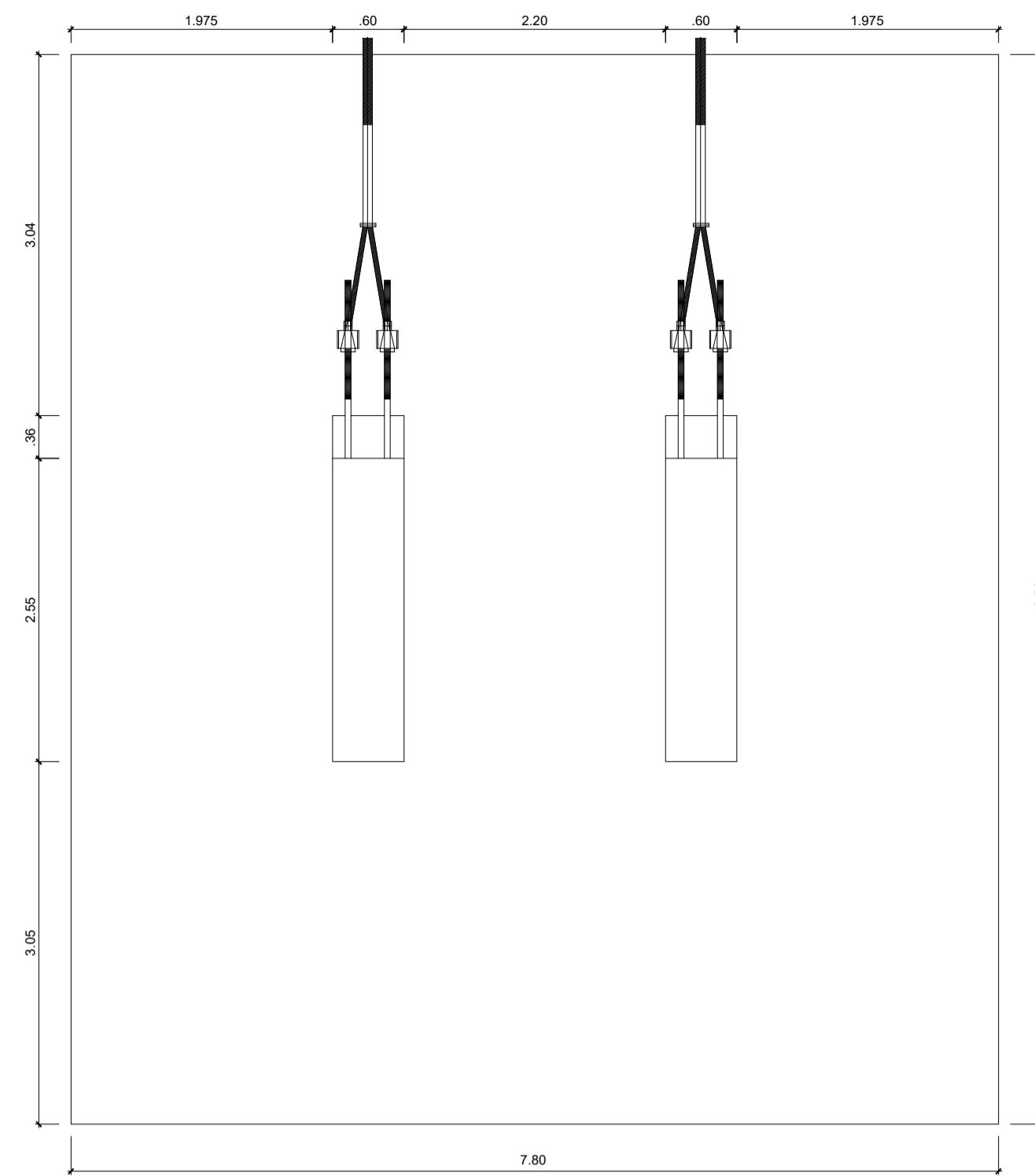
DETALLE Z-Z
ESC:1/10



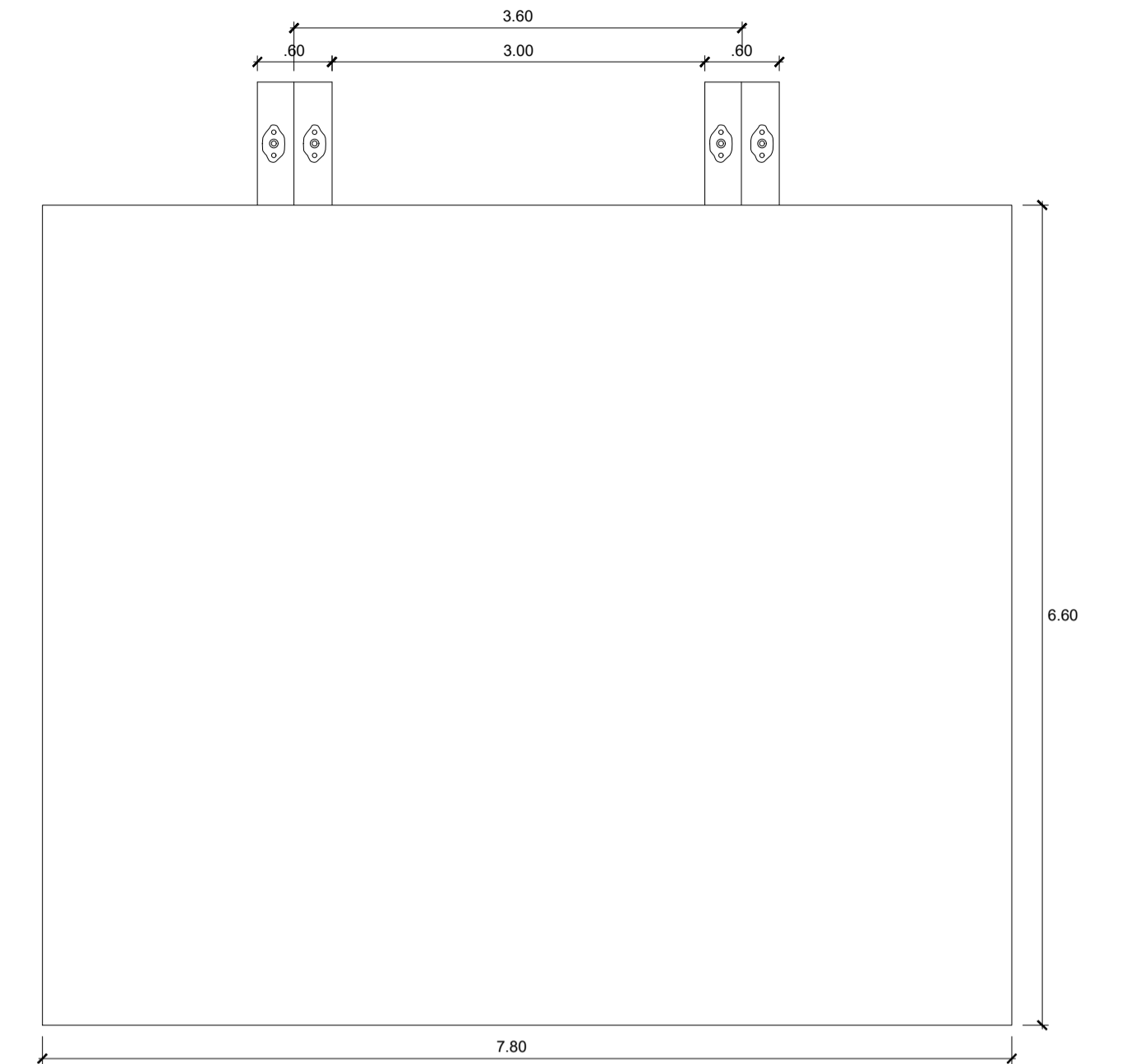
CORTE FRONTAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10



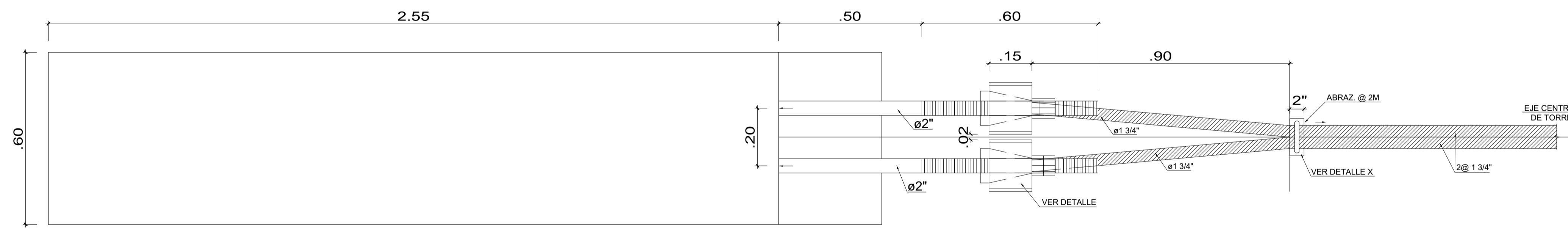
CORTE LONGITUDINAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10



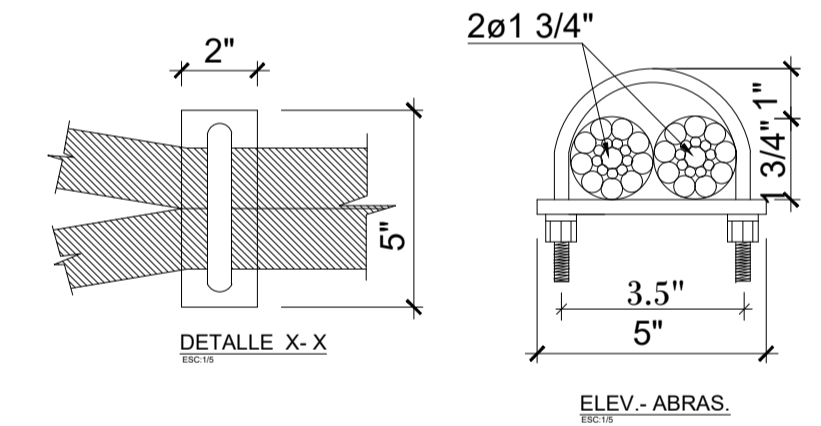
CAMARA DE ANCLAJE - PLANTA
ESC:1/10



ELEVACION FRONTAL
CAMARA DE ANCLAJE
ESC:1/10

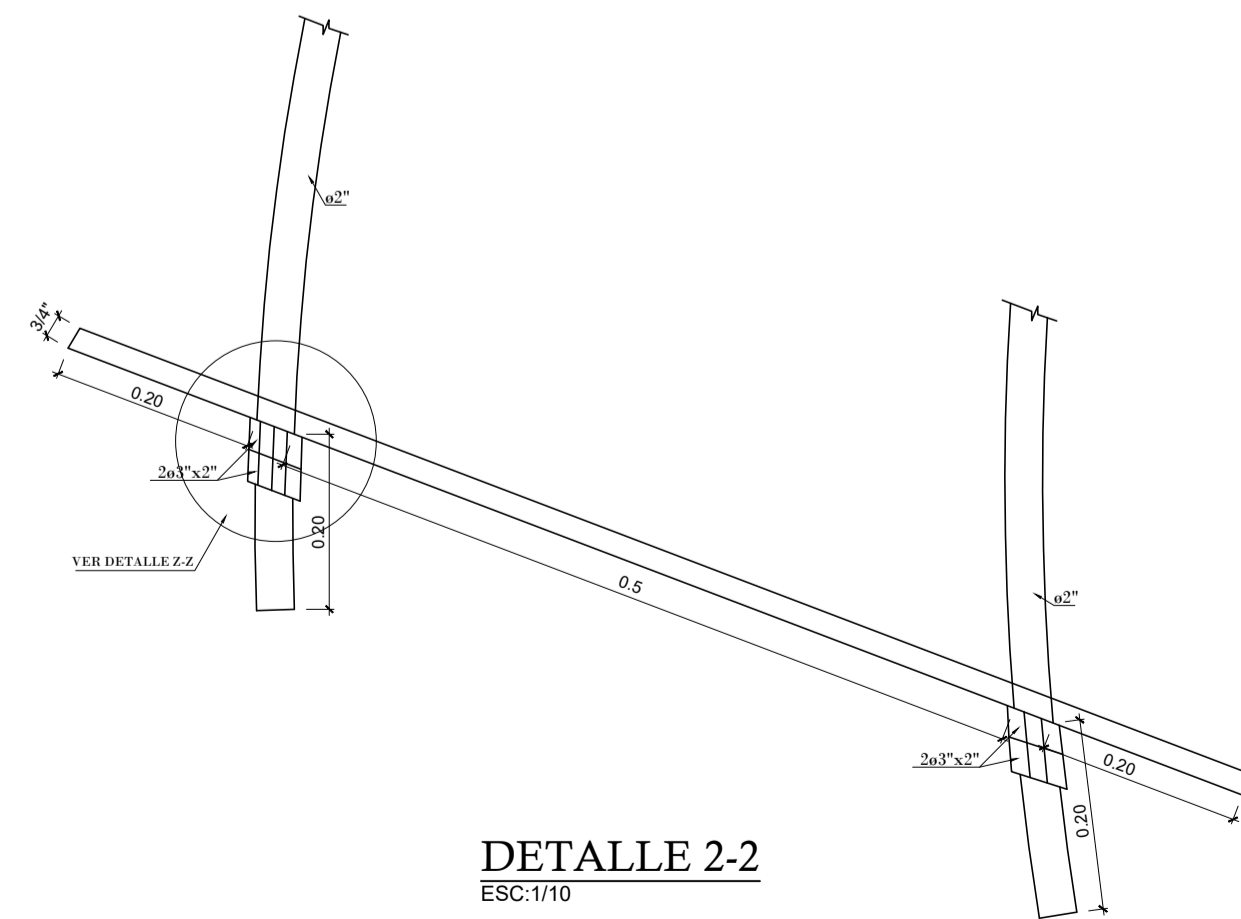


DETALLE 1-1
ESC:1/10

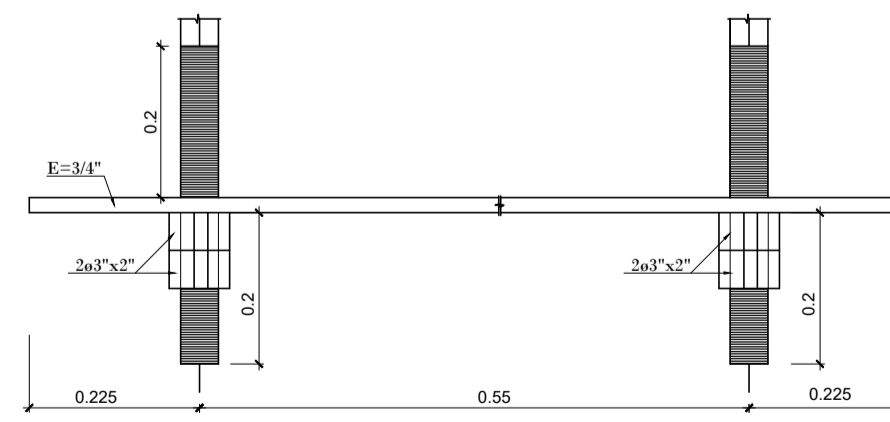


DETALLE X-X

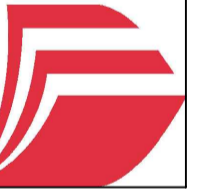
ELEV.-ABRAS.

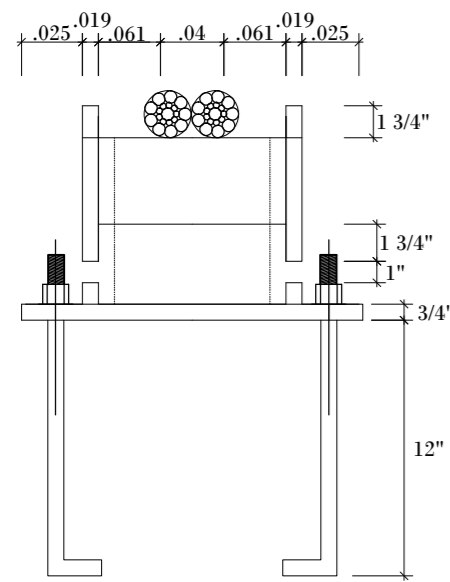


DETALLE 2-2
ESC:1/10

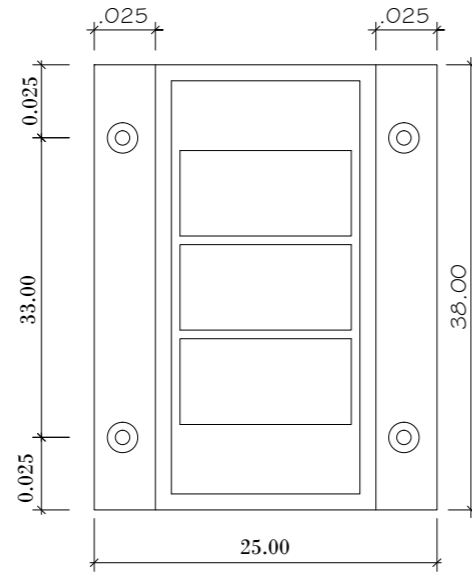


DETALLE Z-Z
ESC:1/10

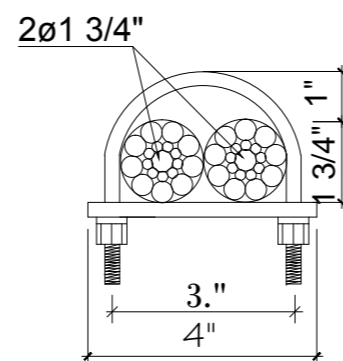




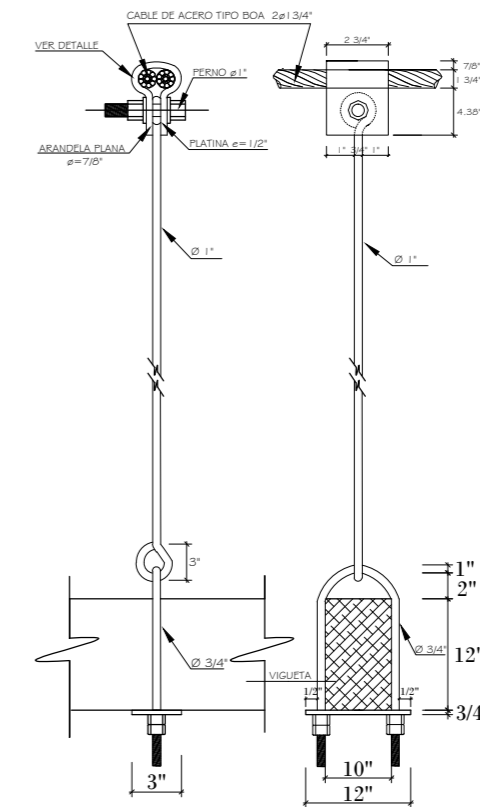
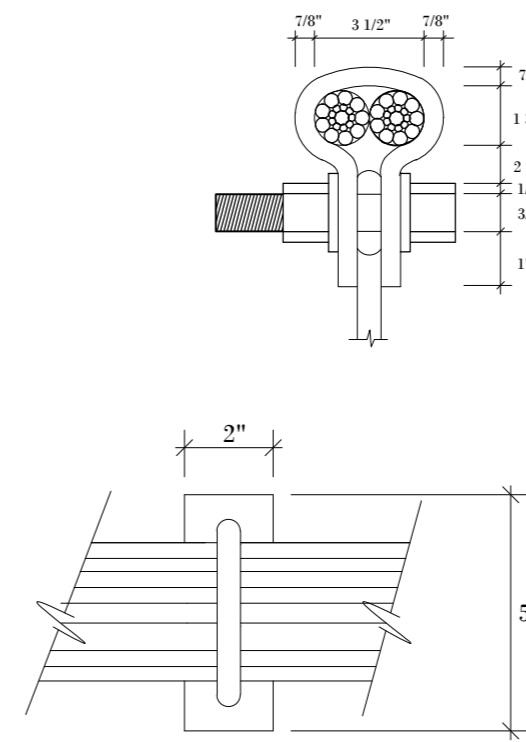
CORTE CARRITO DE DILATACION
ESC. 1/200



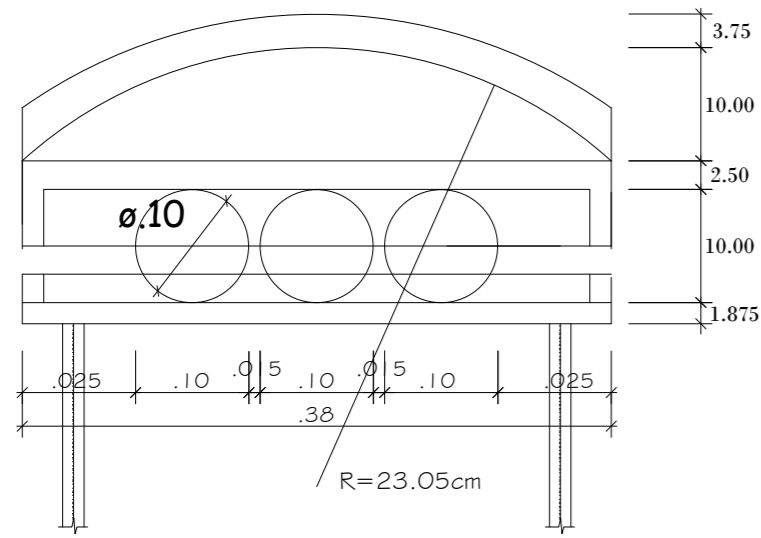
PLANTA DE CARRITO DE DILAT.
ESC. 1/200



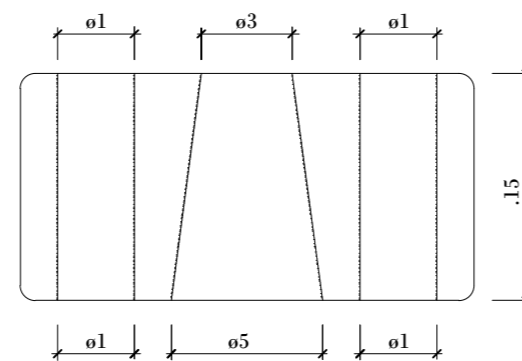
ABRAZADERA
ESC. : S/E



PENDOLA
ESC. : 1/200

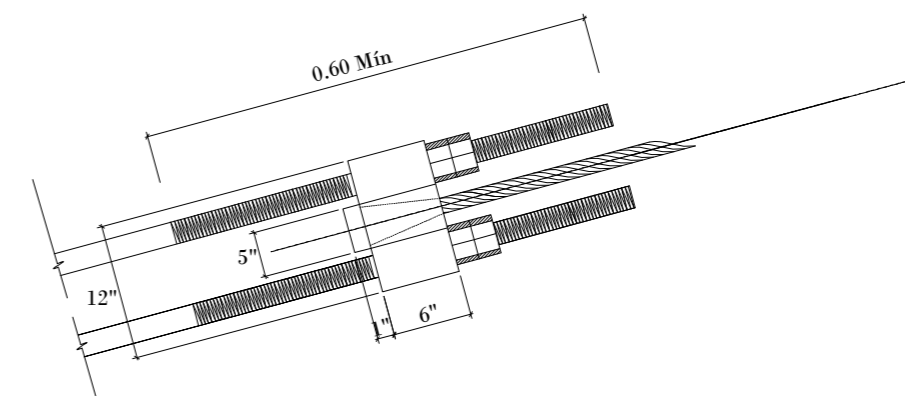


CARRITO DE DILAT.
ESC. 1/200

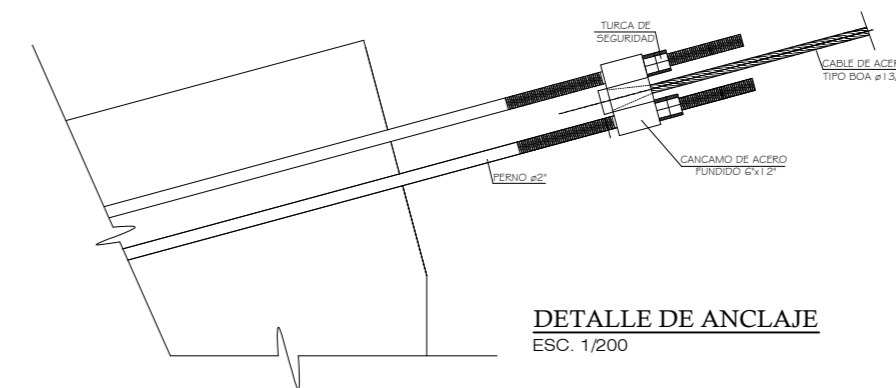


ELEV. CANCAMO DE ACERO
ESC. 1/200

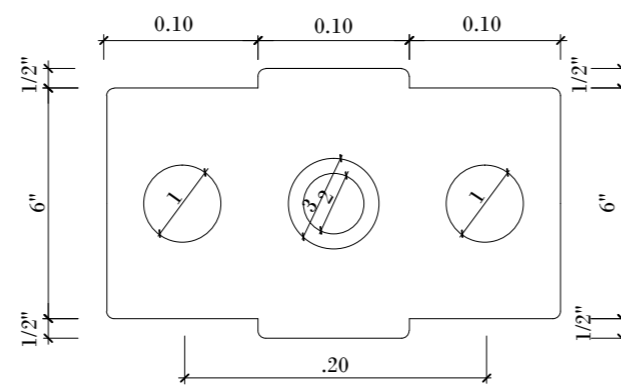
CUADRO DE ORIFICIOS			
DIAMETROS EN PULGADAS			
ø 01	ø 02	ø 03	ø 04
2"	1 3/4"	1 3/4"+1/8"	5"



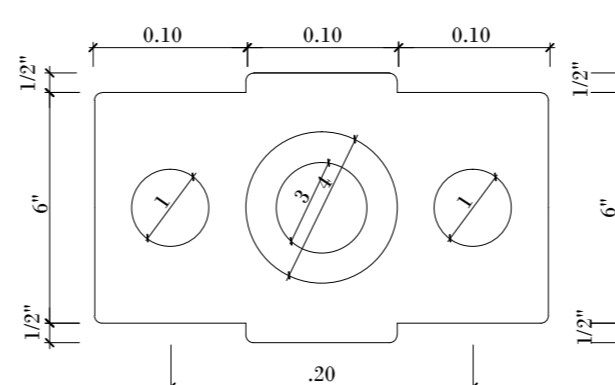
DETALLE 1 DE CANCAMO DE ACERO
ESC. 1/200



DETALLE DE ANCLAJE
ESC. 1/200



DET. EN PLANTA DE CANCAMO DE ACERO
ESC. 1/200



DET. DE PARTE POST. CANCAMO DE ACERO
ESC. 1/200

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CABLES :	DE ACERO FLEXIBLE 06 TORONES Y 19 FIBRAS DE RESISTENCIA EFECTIVA A LA ROTURA (R.E.E)= 72.50 Tn.
PENDOLAS:	VARILLAS DE ACERO LISO CON OJOS SOLDADOS ELECTRICAMENTE FY= 2530 Kg/cm2. act.=0.25 fy.
CARROS DE DILATACION :	ACERO MACIZO = 7.50 Kg/cm2. E alt = 2150 000 Kg/cm2. act.=0.25 fy.
CAMARA DE ANCLAJE :	f'c=140 Kg/cm2. + 30% P.M. 8" act.=0.25 fy.
CANCAMOS :	DE ACERO FUNDIDO A-36.

