



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

“Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018”

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

Brayan Harrison Guzmán Jesús

**ASESORA:**

Mg. Luisa del Carmen Padilla Maldonado

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

**TARAPOTO-PERÚ**

**2019**

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don  
(a) BRAYAN HARRISON GUZMAN JESUS  
cuyo título es: EVALUACION DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL SOLO MEDIANTE EL ANALISIS DE UN MODELAMIENTO MATEMATICO REPRESENTATIVO, UBICADO EN EL CASERIO SOLO, SHANAO 2018.

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 17, DEICISIETE.

Tarapoto, 18 de 12 de 2018.



PRESIDENTE



Ing. Benjamín López Cahuaza  
INGENIERO CIVIL  
REG. CIP. N° 73365



SECRETARIO

Ivan Gustavo Reátegui Acedo  
INGENIERO CIVIL  
CIP. 70705



VOCAL

Luisa del Carmen Padilla Maldonado  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP 85279



laboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
--------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

## **Dedicatoria**

Dedicado para el forjador de mi camino en esta vida, a mi padre celestial, Dios mío; dueño de mi ser que me acompaña de cerca enfocándome hacia un camino de éxito y levantándome de los tropiezos.

Con el sentimiento más grato y sincero de amor, esta tesis se lo dedico a mis padres por estar siempre con el apoyo incondicional en este camino, por el esfuerzo que hacen para ver en mí una persona profesional y buena, por hacer que me dé cuenta que no estoy solo en esta vida y por animarme con los sentimientos puros y sinceros que siempre necesito. También, a mis hermanos queridos que siempre estuvieron de cerca conmigo alentándome, brindándome siempre sus cariño y ternura para sentirme bien en los momentos precarios.

Con mucho cariño a mi hermano Lucas Antonio, que tiene el síndrome Down. Quiero dedicárselo por ser el menor y la alegría del hogar; por sus besos y abrazos sinceros en cada llegada a casa.

## **Agradecimiento**

A mi creador, por darme la vida, mi Dios, que me regaló la oportunidad de poder estudiar y que siempre está para mostrarme mis errores de tal manera poder darme cuenta que la vida no es hacer nuestra voluntad.

A mis padres biológicos, Robinson Guzmán Hidalgo y Nelly Jesús Gonzales, por plasmar su confianza en mi persona; los logros en este camino se los debo a ellos y son para ellos. Gracias por las enseñanzas en el hogar y por ser el ejemplo de familia mediante el matrimonio que Dios les regaló.

A mi institución, Universidad César Vallejo y la Escuela profesional de Ingeniería Civil, por la oportunidad brindada y el buen acogimiento. A todos mis estimados docentes, por el esfuerzo que hicieron para dar lo mejor de ellos en las respectivas experiencias curriculares. Agradezco a mis compañeros por compartir momentos de conocimientos, experiencias y anécdotas durante los años de estudio.

### **Declaratoria de autenticidad**

Yo, **Brayan Harrison Guzmán Jesús**, con DNI N° 72033806, a término de cumplir con las disposiciones consideradas en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil y presento la tesis titulada “Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018”.

Declaro bajo juramento que:

La presente tesis es totalmente mi autoría.

De consideración he respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

De identificarse algún fraude, plagio, autoplagio, piratería o falsificación asumo la responsabilidad de consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo

Tarapoto, 19 de diciembre de 2018.



---

**Brayan Harrison Guzmán Jesús**  
**DNI N° 72033806**

## Presentación

Señores miembros del jurado calificador:

Es grato dirigirme a ustedes para presentar la tesis titulada **“Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018”**. Cuya finalidad es verificar el comportamiento de la estructura bajo las cargas previstas en el diseño, garantizando la seguridad de las personas y la durabilidad de dicho proyecto.

El presente proyecto está estructurado por siete capítulos que son:

**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. 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.

**VIII. REFERENCIAS.** Se consigna todos los autores de la investigación.

## Índice

Página de jurado.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Agradecimiento.....	iv
Declaratoria de autenticidad.....	v
Presentación.....	vi
Índice.....	vii
Resumen.....	xiv
Abstract.....	xv
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>16</b>
1.1 Realidad Problemática.....	16
1.2 Trabajos Previos.....	17
1.3 Teorías Relacionadas al Tema.....	20
1.4 Formulación del Problema.....	24
1.5 Justificación del Estudio.....	24
1.6 Hipótesis.....	25
1.7 Objetivos.....	26
<b>II. MÉTODO.....</b>	<b>27</b>
2.1 Diseño de Investigación.....	27
2.2 Operacionalización de Variables.....	27
2.3 Población y Muestra.....	29
2.4 Técnica e instrumento de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	29
2.5 Métodos de análisis de datos.....	30
2.6 Aspectos éticos.....	30
<b>III. RESULTADOS.....</b>	<b>31</b>
<b>IV. DISCUSIÓN.....</b>	<b>82</b>
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>86</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>87</b>
<b>VII. REFERENCIAS.....</b>	<b>88</b>

<b>ANEXOS</b> .....	90
Matriz de consistencia	
Instrumentos de recolección de datos	
Validación de instrumentos	
Constancia de autorización donde se ejecutó la investigación.	
Acta de aprobación de originalidad	
Autorización de publicación de tesis al repositorio	
Autorización final de trabajo de investigación	

## Índice de tablas

Tabla N° 01 Ficha técnica general visual.....	35
Tabla N° 02 Características de cables tipo boa 6x19.....	51
Tabla N° 03 Características de péndolas.....	52

## Índice de figuras

Figura N° 01: Combinación de carga y Factores de carga .....	25
Figura N° 02: Factores de carga para Cargas permanentes, $\gamma_p$ .....	26
Figura N° 03: Perfil longitudinal del puente, 2 torres y curvatura de cable simétrica.....	37
Figura N° 04: Sección transversal.....	38
Figura N° 05: Sección longitudinal del Tablero.....	35
Figura N° 06: Modelo general en software SAP 2000.....	36
Figura N° 07: Vista isométrica – Modelo general.....	36
Figura N° 08: Modelo para diseño de elementos de madera.....	37
Figura N° 09: Diseño de espectro de respuesta.....	41
Figura N° 10: Definición de clase de sitio.....	41
Figura N° 11: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (PGA).....	43
Figura N° 12: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (Ss).....	44
Figura N° 13: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (S1) .....	45
Figura N° 14: Valores de Factor de sitio, $F_{pga}$ .....	46
Figura N° 15: Valores de Factor de sitio, $F_a$ .....	46
Figura N° 16: Valores de Factor de sitio, $F_v$ .....	47
Figura N° 17: Zona Sísmica.....	47
Figura N° 18: Factor de modificación de respuesta – Subestructura.....	48
Figura N° 19: Espectro de diseño.....	49
Figura N° 20: Diagrama de momentos (M33) para el Estado Límite de Servicio I.....	50
Figura N° 21: Diagrama de Fuerza Axial para el Estado Límite de Resistencia I.....	50
Figura N° 22: Diagrama de fuerza axial en el cable por Servicio I .....	51
Figura N° 23: Características de péndolas.....	52

Figura N° 24: Ilustre de máxima deflexión.....	53
Figura N° 25: Ilustre de desplazamientos en torres.....	54
Figura N° 26: Distribución de Fuerzas Axiales en vigas Transversales.....	69
Figura N° 27: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en vigas Transversales Transversales.....	69
Figura N° 28: Diagrama de momentos flectores – eje principal en viga Transversales .....	70
Figura N° 29: Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en vigas Transversales.....	70
Figura N° 30: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en vigas Transversales.....	70
Figura N° 31: Distribución de Fuerzas Axiales en Baranda .....	71
Figura N° 32: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Baranda.....	71
Figura N° 33: Diagrama de momentos flectores – eje principal en baranda .....	71
Figura N° 34: Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Baranda .....	72
Figura N° 35: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Baranda .....	72
Figura N° 36: Distribución de Fuerzas Axiales en Vigas Longitudinales .....	72
Figura N° 37: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Vigas Longitudinales.....	73
Figura N° 38: Diagrama de momentos flectores – eje principal en Vigas Longitudinales .....	73
Figura N° 39: Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Vigas Longitudinales .....	73
Figura N° 40: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Vigas Longitudinales .....	74
Figura N° 41: Distribución de Fuerzas Axiales en Diagonales.....	74
Figura N° 42: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Diagonales.....	74

Figura N° 43: Diagrama de momentos flectores – eje principal en Diagonales.....	75
Figura N° 44: Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Diagonales.....	75
Figura N° 45: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Diagonales.....	75
Figura N° 46: Distribución de Fuerzas Axiales en Montantes.....	76
Figura N° 47: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Montantes.....	76
Figura N° 48: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Montantes .....	76
Figura N° 49: Distribución de Fuerzas Axiales en Vigas L. centrales.....	77
Figura N° 50: Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Vigas L. centrales.....	77
Figura N° 51: Diagrama de momentos flectores – eje principal en Vigas L. centrales.....	77
Figura N° 52: Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Vigas L. centrales.....	78
Figura N° 53: Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Vigas L. centrales.....	78
Figura N° 54: Importaciones de puntos .....	92
Figura N° 55: Definición de Material .....	93
Figura N° 56: Definición de sección de elementos estructurales .....	94
Figura N° 57: Asignación de apoyos.....	95
Figura N° 58: Patrones de carga.....	96
Figura N° 59: Casos de carga.....	99
Figura N° 60: Combinación de cargas.....	100
Figura N° 61: Casos de carga.....	99
Figura N° 62: Combinación de cargas.....	100
Figura N° 63: Brazos rígidos, 0.5 Zona de factor rígido.....	100
Figura N° 64: Liberaciones y fijeza parcial.....	101

Figura N° 65: Definición de Espectro. ....	101
Figura N° 66: Definición de masa.....	102

## Resumen

La presente investigación estuvo orientada a la evaluación del desempeño estructural que tiene el puente Solo. El cual es un tipo colgante de 109 metros de luz, que está ubicado en el caserío Solo perteneciente al distrito de Shanao, provincia de Lamas, región San Martín. De tal manera, se tuvo los objetivos específicos planteados tales como hacer un levantamiento de información del objeto de estudios mediante la solicitud del expediente técnico ejecutado a la entidad de a cargo, el modelo matemático que procede mediante el método de elementos finitos y finalmente hacer un análisis total de los elementos estructurales comparando con los parámetros de diseño.

Para tales objetivos se utilizó el instrumento de un software llamado SAP 2000, donde se define todas las características del puente de acuerdo a la información obtenida. La verificación respecto a los elementos estructurales (Subestructura y Superestructura) se basa tomando referencia al actual Manual de Puentes – Perú que fue promulgado en el año 2016 por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, siendo la última actualización vigente.

Se obtuvo deficiencias con los elementos estructurales, tan solo siendo conforme algunos elementos como carro de dilatación, sistema de cable principal, péndolas. Los demás elementos no cumplen porque en el actual manual de puentes estipula una carga lineal de viento mínima que es 0.446 tn/m siendo una carga importante para el diseño de puentes colgantes y para la combinación de cargas de Servicio I (Para diseño de tablero y Cables). En el caso de deflexiones y derivas no cumplen con las solicitaciones máximas según Manual de Puentes, eso se debe por lo antes mencionado la carga de viento aplicada que afecta a la combinación de Servicio I. La cámara de anclaje está muy cercana a la torre y no cumple la relación altura con distancia para la definición del ángulo en cierta razón, la cual hacer se obtiene deficiencia.

El puente de Solo está diseñado solo para carga viva peatonal con referencia a cargas transitorias, las cargas vehiculares no son apto para dicha estructura, aunque muestra dimensiones de alcance para vehículos de categoría 2.

Palabras clave: Desempeño estructural, Deflexiones, Manuela de puentes.

## **ABSTRACT**

The present investigation is oriented to the evaluation of the structural performance of the Solo bridge, which is a hanging type of 109 meters of light, which is located in the Solo village belonging to the district of Shanao, province of Lamas, San Martín region. In this way, the specific objectives were met such as making a survey of the object of study by requesting the technical file executed to the entity in charge, the mathematical model which is carried out by the finite element method and finally make a total analysis of the structural elements comparing with the design parameters.

For these purposes, the software instrument called SAP 2000 was used, where all the characteristics of the bridge are defined according to the information obtained. The verification of the structural elements (Substructure and Superstructure) is based on the current Manual of Bridges - Peru, which was promulgated in 2016 by the Ministry of Transport and Communications, and is the latest update.

Deficiencies were obtained with the structural elements, only being certain elements such as dilatation car, main cable system, hangers; the other elements do not comply because in the current bridge manual stipulates a minimum linear wind load that is 0.446 tn / m being an important load for the design of hanging bridges and for the combination of loads of Service I (For board design and Cables). In the case of deflections and drifts do not comply with the maximum requests according to the Manual of Bridges, that is due to the aforementioned applied wind load that affects the combination of Service I. The anchor window are very close to the tower and it does not fulfill the relation height with distance for the definition of the angle in certain reason, which to do is obtained deficiency.

The Solo bridge is designed only for pedestrian live load with reference to transient loads, vehicle loads is not suitable for this structure although it shows scope dimensions for category 2 vehicles.

**Keywords:** Structural performance, Deflections, Manual of Bridges.

# **I. INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Realidad problemática**

En toda la historia de los caminos, uno de los grandes obstáculos que encontró el hombre fue garantizar la continuidad de sus caminos en los impases naturales que se encontraban a lo largo de cada camino, esto se logró gracias al uso de puentes; de manera rudimentaria en sus inicios como puentes de troncos de madera, puentes de rocas apiladas, entre otros.

A nivel nacional se viene desarrollando proyectos de puentes de distintos tipos que facilitan el acceso de zonas necesarias para promover alguna producción y comercialización, pero sin embargo muchas veces no tenemos en nuestro país una responsabilidad social con las construcciones que se realiza.

En nuestra región se ha venido construyendo diversos puentes peatonales tipo colgantes, de los cuales debido a la poca o nula intervención de mantenimiento se han venido deteriorando lo cual puede que haya reducido la capacidad estructural de estos puentes.

Independientemente a esto, durante la etapa de diseño y construcción no es posible eliminar al cien por ciento los errores que generen una reducción de la capacidad estructural, sumado a esto las malas praxis de la ingeniería durante la etapa de construcción, el uso inadecuado (Cargas no previstas) en la etapa de operación, generan una capacidad de carga menor a la prevista lo cual repercutirá en el desempeño de la estructura proyectada.

El puente tipo colgante llamado Solo, nombre que lleva por el propio caserío, es un acceso que satisface a los productores de agricultura de manera constante porque la comunidad muestra al mercado productos como maíz, cacao entre otros netamente de la zona. Por ello, la seguridad de las personas que utilizan este servicio y la durabilidad de la infraestructura debe ser garantizada para evitar pérdidas humanas y económicas.

Además, existe una tendencia por parte del Ministerio de Transportes y Comunicaciones la cual acepta la elaboración y actualización del Manual de diseño de puentes realizada por la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, la realización obligatoria de una prueba de carga para infraestructuras nuevas, sin embargo, en nuestra Región es relativamente nula la intervención para puentes peatonales la cual no se verifica la ejecución de dicha obra.

Un puente colgante es una estructura que permite movilizarse de un lugar a otro pasando un obstáculo que puede ser ríos o quebradas, y que está compuesta por un tablero soportado mediante péndulas verticales o inclinada de cables de forma catenaria que vienen a ser la estructura portante la cual se sujeta de dos torres que resisten las cargas totales. Esta configuración estructural, genera una estructura de comportamiento flexible lo cual repercute a la facilidad con la que entran en vibraciones ante pequeñas acciones dinámicas a las que puede estar sometido, traduciéndose en sensación de inseguridad del peatón; por lo que muchas veces las condiciones de diseño se ven limitadas a una condición de confort más que a una condición de servicio o resistencia última.

## **1.2 Trabajos previos**

### **A nivel internacional**

CARDOZA, Marvin; VILLALOBOS, José. En su trabajo de investigación titulado: *Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática*. (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador 2005.

Llegaron a las siguientes conclusiones:

- Para los puentes colgantes de gran luz el tablero debe intervenir en el esquema resistente del puente para repartir, con su rigidez, las cargas de tráfico y evitar así las deformaciones excesivas que se producen si el tablero no tiene rigidez; como comúnmente pasa con el esquema elemental (que está constituido por el cable principal, las péndolas y el tablero) de puentes colgantes convencionales. Además, la rigidez del tablero es necesaria para la estabilidad aerodinámica del puente.
- El propósito primordial de la prueba de carga consiste en verificar el comportamiento del puente frente a las cargas de servicio; es decir, pretende

comprobar que el puente se comporte de acuerdo a las previsiones de cálculo, que debieron usarse en el proyecto estructural del mismo, y que no presente anomalías. Los ensayos de carga pueden, entonces, ser utilizados por el evaluador para comprender de mejor manera la respuesta de un miembro a las aplicaciones de carga viva y pueden también proveer una determinación más realista de la capacidad de carga del puente como conjunto”.

- Los ensayos de carga pueden ser una herramienta muy útil para los propietarios de puentes. Pueden traducirse en ahorro, permitiendo la continuidad en el uso de puentes antiguos sometidos a un nivel de servicio superior y/o pueden reducir los costos de refuerzo estructural, en caso de ser necesarios”.

CAIN, Henry; ARCOS, Lenin. En su trabajo de investigación titulado: *Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamate-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación.* (Tesis de Pregrado) Universidad Nacional del Chimborazo, Riobaba-Ecuador 2006. Llegaron a las siguientes conclusiones:

- De acuerdo con la evaluación de vulnerabilidad sísmica y siguiendo la metodología Risk Management Solutions RMS, el puente se clasifica como una estructura HBR11 (puente simplemente apoyado, diseño sismo resistente y de alto riesgo), con base en esta clasificación y tomando en cuenta las aceleraciones espectrales del terreno esperadas a 475 años, se determina que el puente Cebadas tiene una vulnerabilidad muy alta ante amenaza sísmica“. *Por ello es muy importante verificar siempre la capacidad estructural de un puente que deba resistir a un dicho sismo tal y como se ha diseñado dentro de parámetros y normas técnicas.*
- De acuerdo con la evaluación estructural y funcional del puente Cebadas y aplicando la metodología del sistema de administración de estructuras de puentes S.A.E.P se determinó que este presenta un grado de daño afectación en los primarios de 146 y en los elementos secundarios un grado de daño de afectación de 53 con estos parámetros se estableció un rango para su calificación obteniendo una calificación de seis y una condición general del estado del puente de Mala.

- Considerando el grado de daño, las patologías y su vez analizando la condición general del puente Cebadas se determinó de que este debe ser intervenido mediante un plan de reparación y reforzamiento estructural aplicando refuerzos a flexión en vigas las de hormigón mediante la colocación de polímeros reforzados con fibras de carbono, asimismo este plan contara con un modelo económico referencial para su rehabilitación, conservación y mantenimiento. *Nunca se sabe realmente como se está comportando una estructura porque interviene muchos factores en su durabilidad, tales que son el diseño si está bien hecho, mantenimientos que debe recibir cada debido tiempo o un mal proceso constructivo.*

### **A nivel nacional**

AMPUERO, Everth. En su trabajo de investigación titulado: *Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes.*(Tesis de Pregrado) Universidad Nacional de ingeniería, Lima-Perú 2012. Llegó a las siguientes conclusiones:

- El programa de cálculo estructural SAP2000 utiliza un método de análisis no lineal geométrico, en donde se considera la no linealidad en forma de efectos P-Delta o efectos de grandes desplazamientos, análisis que utilizando un método más elaborado como es el método de los elementos finitos, el mismo que presenta la opción de realizar el análisis no lineal geométrico siguiendo el proceso constructivo.
- Utilizando el programa SAP2000 al igual que la Teoría de Deflexiones se ha constatado que las rigideces del cable y la viga de rigidez son complementarias”.

SAENZ, Richard. En su trabajo de investigación titulado: *La evaluación preliminar del puente Chillón Km. 24+239 carretera Panamericana Norte Habich – Intercambio Vial Ancón, para posible intervención preventiva.* (Tesis de Pregrado) Universidad Privada del Norte, Lima-Perú 2016. Llegó a las siguientes conclusiones:

- La evaluación preliminar del puente chillón Km 24+239 Panamericana Norte, indica una intervención preventiva inmediata del puente Chillón, toda vez que se evidencia la falta de mantenimiento preventivo y/o correctivo, lo cual viene deteriorando las estructuras del puente Chillón, los mismos que se traducen en

aceros expuestos en vigas, fisuras, grietas y desprendimiento de concreto en vigas, pilares, tablero y barandas; obstrucción del sistema de drenaje y de las juntas en el tablero, entre otros.

- Los problemas y patologías que presenta el Puente Chillón, son por falta de mantenimiento, lo cual ha generado la gesta de los factores externos ya descritos con sus respectivas patologías que deben de atenderse de manera inmediata. En cuanto a la resistencia del concreto, la carbonatación y el espesor de recubrimiento de sus componentes estructurales se puede decir que se encuentra en buen estado sin riesgo de un colapso inminente por una falla estructural, salvo la posible falla por asentamiento de la cimentación de los pilares del lado sur, por lo que se evidencia que al utilizar y seguir la norma constructiva y realizar un diseño de carga suficiente se pueden construir estructuras que tengan una vida útil larga.

ZEGARRA, Luis. En su trabajo de investigación titulado: *Análisis y diseño de puentes colgantes*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Diciembre 2007. Llegó a las siguientes conclusiones:

- En los puentes de luces del orden de 400m, que corresponden a luces que se pueden presentar en ríos de nuestra selva, se necesitan comparaciones económicas entre puentes colgantes metálicos y puentes atirantados, de concreto ó de acero, para facilitar la elección del tipo adecuado de puente.
- Es necesario iniciar las investigaciones del comportamiento aerodinámico de puentes colgantes en túneles de viento, que es el procedimiento de análisis aceptado por las Normas para los casos en que las relaciones luz/ancho de tablero excedan de 30.

### **1.3 Teorías Relacionadas al Tema**

#### **1.3.1 Evaluación del Desempeño**

DOLAN (2007). La evaluación del desempeño se define como un procedimiento estructural y sistemático para medir, evaluar e influir sobre los atributos, comportamientos y resultados de elementos individuales, con el fin de descubrir en qué medida es productivo la estructura, y si podrá mejorar su rendimiento futuro. (p. 229). *Es el comportamiento de una estructura medidas*

*desde un enfoque post construcción, con la finalidad de determinar su eficiencia o deficiencia en referencia a los parámetros de diseño previstos.*

### **1.3.2 Modelo Matemático**

MURTHY, PAGE y RODIN (1990). Es un proceso mediante el cual, un problema tal como aparece en el mundo real se interpreta en términos de símbolos abstractos, y que dicha descripción abstracta incluye una formulación matemática que se deriva del problema original, por el cual dicho modelo tiene vida propia y una existencia objetiva en el universo. Los modelos matemáticos, como físicos son instrumentos predictivos y explicativos en el trabajo científico, y que es sumamente importante que los modelos conduzcan a nuevos descubrimientos (p. 97-98)

### **1.3.3 Simulación**

GARCÍA, GARCÍA Y CÁRDENAS (2013). Es el conjunto de relaciones lógicas, matemáticas y probabilísticas que integran el comportamiento de un sistema bajo estudio cuando se presenta un evento determinado. El objetivo del modelo de simulación consiste, precisamente, en comprender, analizar y mejorar las condiciones de operación relevantes del sistema. (p.04)

### **1.3.4 Prueba de carga**

La prueba de carga de recepción de una estructura es un conjunto de operaciones consistente en la reproducción de uno o varios estados de carga sobre la misma, antes de su puesta en servicio, con objeto de confirmar que el proyecto y construcción de la obra se han llevado a cabo de forma satisfactoria. Con este objeto es necesario comprobar que, para unas situaciones de carga representativas de las acciones a que va a estar sometida durante su vida en servicio, el comportamiento de la estructura se ajusta a las previsiones de proyecto. Esta publicación está dedicada a las pruebas de recepción de obra nueva. No se contemplan, por tanto, las pruebas de carga de obras en servicio, aunque muchos de los criterios que aquí se recogen sean aplicables también a ese caso. Se tratan tanto las pruebas de carga estáticas como las dinámicas, aunque los aspectos característicos de estas últimas se han recogido en un apartado específico, estando referida la mayor parte del texto a las pruebas estáticas. (ESPAÑA: DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS,1999, p-07).

### 1.3.5 Definición de Puente:

ASSHTO *LRFD Bridge Design Specifications* (2010). Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados. (p. 1-3)

### 1.3.6 Partes de un puente:

Se compone de las siguientes partes principales:

**Subestructura o Infraestructura**, compuesta por estribos y pilares. Estribos, son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente. Pilares, son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno.

**Superestructura**, compuesta de tablero y estructura portante. El tablero, está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa ó a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas. (AASHTO,1996, p.1-10)

### 1.3.7 Criterio por deflexión

Los criterios de esta sección se deben considerar optativos, a excepción de los siguientes:

- Los requisitos para estructuras de concreto armado prefabricado que tienen tres lados se deben considerar obligatorios.
- Los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexión causada por la carga viva más la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios:
  - $L/800$  para tableros sin tráfico peatonal.
  - $L/1000$  para tableros con tráfico peatonal limitado, y
  - $L/1200$  para tablero con Tráfico peatonal significativo

- En ausencia de otros criterios, para las construcciones de madera se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:
  - Cargas vehiculares y peatonales. Longitud/425, y
  - Carga vehicular sobre tablonos y paneles de madera (máxima deflexión relativa entre bordes adyacentes). 0.10 in. (2,5 mm)

Dónde: L es la longitud del tramo centro a centro de los apoyos. (MANUAL DE PUENTES- PERU, 2016, p. 353)

### 1.3.8 Vibraciones

A menos que sea renunciado por el propietario, las vibraciones serán investigadas en el Estado Límite de Servicio usando la combinación de cargas del Servicio I en la tabla 3.4.1.1 del AASHTO LRFD. La vibración de la estructura no debe producir incomodidades o preocupación de los usuarios de un puente peatonal. Excepto como se especifica aquí, la frecuencia fundamental de manera vertical del puente peatonal sin carga viva será mayor que 3.0 hertz (Hz) para evitar la primera armónica. En la dirección lateral la frecuencia fundamental del puente peatonal será mayor que 1.5 hertz. Si la frecuencia fundamental no puede satisfacer estas limitaciones o si la segunda armónica es una preocupación, se deberá realizar una evaluación del comportamiento dinámico. Esta evaluación considerará:

- La frecuencia y magnitud de las cargas de fútbol de peatones
- La fase de carga de múltiples peatones en el puente al mismo tiempo, incluyendo el fenómeno de bloqueo (block-in).
- Apropiada estimación de la amortiguación de la estructura.
- Límites dependientes de la frecuencia de aceleración y / o velocidad.

(MANUAL DE PUENTES- PERU, 2016, p. 627)

### 1.3.9 Factores de carga y Combinaciones de carga.

La ecuación (1) deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq R_r = \phi \cdot R_n \quad (1)$$

Donde:

$\eta_i$  : Factores de carga  
 $\gamma_i$  : Factores de carga  
 $Q_i$  : Cargas actuantes  
 $R_r$  : Resistencia

Los estados Límites considerados en el análisis son:

RESISTENCIA I - Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

RESISTENCIA III - Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I - Combinación de cargas incluyendo sismo. El factor de carga para carga viva  $EQ$  será determinado sobre la base de un proyecto específico.

SERVICIO I - Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/hr y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes

A continuación, se presentan los factores de carga para el estado límite de servicio (S), el estado límite de resistencia (R), el estado límite de fatiga (F) y el estado límite de evento extremo (E): (MANUAL DE PUENTES- PERU, 2016, p. 145)

Combinación de Cargas Estado Límite	DC																										
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	$\gamma_p$	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	$\gamma_p$	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	1.00/1.20	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--

**Figura 01.** Combinaciones de Carga y Factores de Carga

*Fuente:* Manual de puentes – Perú

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, a Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, $\lambda$ Método.	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra.		
• Activa.	1.50	0.90
• En reposo.	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas.	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses.)	1.00	1.00
EV: Presion vertical de la tierra		
• Estabilidad global.	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención.	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
• Pórticos rígidos.	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas		
○ Alcantarillas cajón metálicas, plancas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
○ Entre otros.	1.95	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

**Figura 02.** Factores de carga para Cargas permanentes,  $\gamma_p$

Fuente: Manual de puentes – Perú (Tabla 2.4.5.3.1-2)

### 1.3.10 Cargas y Definiciones de Cargas.

Se considera las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- Cargas Permanentes

CR = solicitaciones de fuerza debido a la fluencia lenta del concreto (Creep).

DD = de arrastre hacia abajo.

DC = carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = empuje horizontal del terreno.

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo separadamente el gateo (tensado) de los cantilevers en las construcciones segmentadas.

ES = sobrecarga del terreno.

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

PS = fuerzas secundarias debidas al postensado para estado límites de resistencia; Fuerzas de pretensado total para estado límite de servicio.

SH = solicitaciones debido a las contracciones diferenciales del concreto (Shrinkage).

- Cargas Transitorias:

BL = carga de explosión.

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento de la carga viva por efectos dinámicos.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = solicitaciones por asentamiento.

TG = solicitaciones por gradiente de temperatura.

TU = solicitaciones por temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura. (MANUAL DE PUENTES-PERU, 2016, p. 144)

### **1.3.11 Puente Tipo colgante**

NAVARRO (2015). Es la única estructura que puede abarcar más de un kilómetro de distancia y se utilizan normalmente para unir dos puntos separadas por el agua, por ejemplo, una bahía o un río. Su construcción es compleja, ya que requiere distribuir adecuadamente las cargas de los cables y los anclajes que los sustentan.

Los puentes colgantes tienen que resistir fuerzas diversas: Su propio peso, las inclemencias del tiempo y también el peso del tráfico rodado. En la historia de estas construcciones se han producido derrumbamientos, pues su diseño no cumplía con los requisitos técnicos necesarios. (p.04)

## **1.4 Formulación del Problema.**

### **1.4.1. Problema General**

¿Es posible evaluar el **desempeño estructural** del puente peatonal Solo mediante el análisis de un **modelo matemático** representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018?

### **1.4.2. Problemas específicos**

¿Es posible evaluar el **desempeño estructural** del puente Solo mediante un **modelo matemático** elaborado en el software SAP 2000 que permita determinar las deformaciones en el rango elástico y su incursión en el rango inelástico?

¿Es posible determinar el **desempeño estructural** mediante un análisis comparativo entre la capacidad de carga teórica de diseño y la obtenida mediante un análisis de su **modelo matemático** representativo?

## **1.5 Justificación del Estudio:**

### **Justificación teórica**

Como principal fundamento para realizar la evaluación del desempeño estructural es poder encontrar resultados a partir de trabajos en campo mediante la realización de ensayos no destructivos con la finalidad de elaborar un modelo matemático acorde a la estructura realmente construida. Lo recomendable es realizar una prueba de carga estática, que es un proceso programado la cual interviene factores tales como transporte, suministro, materiales, entre otros; que permite la reproducción de una o varios estados de carga actuando sobre la misma con la finalidad de obtener datos exactos obtenidos de campo.

### **Justificación práctica**

Desde el enfoque práctico la investigación pretende tener como finalidad evaluar la capacidad máxima del puente que está en el caserío Solo, Distrito de Shanao, que es muy importante porque muestra resultados de datos obtenidos mediante el análisis de un modelamiento matemático la verificación del diseño y la seguridad que pueden tener los habitantes de la zona que utilizan el dicho puente por lo fundamental que facilita sus movilizaciones de un lugar a otro.

### **Justificación social**

El Caserío de Solo, es una comunidad que tiene una importante producción de maíz, cacao, en los años recientes, se promueve la producción del cacao y maíz, el cual requiere de una previa certificación calificada, a fin de asegurar su calidad. Por ello, la evaluación del desempeño estructural mediante la estimación de la capacidad de carga de este puente, nos permitirá determinar el cumplimiento de sus objetivos o las recomendaciones a tener en cuenta para garantizar el objetivo para el cual fue construido.

La responsabilidad como ejecutores de la ingeniería civil debe estar basado por parte de las investigaciones y el desarrollo de técnicas que influyan en la calidad de las infraestructuras futuras en el país.

### **Justificación metodológica**

El presente se justifica por que dará a conocer los principios mecánicos que gobiernan este tipo de estructuras, tales como rigidez, deflexiones, vibración, y la carga peatonal siendo esta la que predomine las condiciones de diseño ya que es el fin que persigue una estructura de este tipo. Durante el diseño de un puente peatonal se debe de tener en cuenta las siguientes condiciones Resistencia, rigidez, estabilidad y los parámetros de movimiento ya que el puente deberá de garantizar el confort del usuario, esto se logrará brindando la sensación de seguridad.

## **1.6 Hipótesis**

### **1.6.1. Hipótesis general**

- La formulación y análisis de un modelo matemático nos permite evaluar el desempeño estructural del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.

### **1.6.2. Hipótesis específicas**

- La elaboración y evaluación de un modelo matemático en el software SAP 2000, permitirá determinar el desempeño estructural del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.
- El análisis comparativo entre la capacidad obtenida del modelo matemático y la capacidad de carga de diseño proyectada, permitirá evaluar el desempeño estructural del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.

## **1.7 Objetivos:**

### **1.7.1 Objetivo General**

- ✓ Evaluar el desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante la formulación de un modelo matemático del puente peatonal Solo, Shanao-2018.

### **1.7.2 Objetivos Específicos**

- ✓ Elaborar y evaluar un modelo matemático representativo del puente peatonal Solo, utilizando el software SAP 2000, para determinar la carga que teóricamente podría soportar el puente.
- ✓ Analizar el desempeño estructural del puente Solo bajo un análisis de la capacidad de carga teórica de diseño, para la verificación del diseño de los elementos estructurales.

## **II. MÉTODO**

### **2.1 Diseño de Investigación:**

La investigación es un diseño Experimental de tipo Cuasiexperimental, porque estudia el efecto que causa la variable independiente. Mantiene una relación de causa-efecto que ocasiona el puente peatonal respecto su Capacidad estructural.

### **2.2 Operacionalización de Variables:**

#### **2.2.1 Variables**

**Variable Independiente:** Modelo matemático (Causa o estímulo)

**Variable Dependiente:** Desempeño Estructural (Efecto)

## 2.2.2 Operacionalización

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable Dependiente <b>(Desempeño Estructural)</b>	Comportamiento de una estructura medidas desde un enfoque post construcción, con la finalidad de determinar su eficiencia o deficiencia en referencia a los parámetros de diseño previstos	Es la evaluación que se expresa en bueno, regular y deficiente teniendo en cuenta los resultados y índices de serviciabilidad establecidos en nuestra normativa nacional; se evaluará los parámetros de rigidez para deflexiones y respuestas a cargas vibratorias u oscilantes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Masa.</li> <li>• Modelos de vibración</li> <li>• Frecuencia de vibración natural de la estructura</li> </ul>	Ordinal
Variable Independiente <b>(Modelo Matemático)</b>	Es un proceso mediante el cual, un problema tal como aparece en el mundo real se interpreta en términos de símbolos abstractos, y que dicha descripción abstracta incluye una formulación matemática que se deriva del problema original, por el cual dicho modelo tiene vida propia y una existencia objetiva en el universo	Es la interpretación del puente mediante criterios lógicos y estructurados, los cuales poseen aspectos de la ciencia matemática. En este tipo de modelos la representación puede especificarse no sólo en término numéricos, sino también en letras, símbolos o entidades matemáticas más compleja que definan cada factor que existe para un diseño de puente.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estructuración.</li> <li>• Ecuación matemática</li> <li>• Modelo de Simulación</li> </ul>	Intervalo  Razón

## 2.3 Población y Muestra

### 2.3.1 Población

En la estimación de población para el estudio se tuvo en cuenta las consideraciones, parámetros e importancia del manual de diseño de puentes – Perú según referencia que adquiere el país para elaborar proyectos de puentes tipo colgantes que se encuentran elaboradas y ejecutadas en la Región San Martín.

### 2.3.2 Muestra

Se realizó un muestreo de conveniencia efectiva la cual está constituida por el puente tipo colgante llamado Solo. Este objeto de estudio comprende la ejecución de un puente colgante peatonal, con tablero y barandas de madera de 109 metros de luz, sin vigas de rigidez (flexible) teniendo como sistema estructural una torre y macizos de anclaje en la margen derecha. El anclaje en la margen izquierda consiste en un estribo cámara-torre mediante cáncamos a tope entre el cable principal y la placa que se encuentra en el mismo, para contrarrestar las tensiones por efecto de las cargas y sobrecargas de servicio. Ello, permitirá el tránsito de peatones y acémilas de carga, la separación entre columnas de la torre es de 3.15 m.

## 2.4 Técnica e instrumento de recolección de datos, validez y confiabilidad

### 2.4.1 Técnica e instrumento de recolección de datos

TÉCNICA	INSTRUMENTO	FUENTE
Observación	Ficha técnica	Puente Solo
Análisis de un modelo matemático “Elementos Finitos”	Software SAP 2000	ASCE 7

La técnica que se utilizó para la recolección de datos fue la observación, que permitió plantear recolectar los datos principales del objeto de estudio que es el Puente Peatonal tipo colgante. Seguido, también se hizo el levantamiento de

datos que permitió la evaluación y análisis de los resultados mediante el criterio basado en el análisis estático, que estuvo realizado en un modelo matemático permitiendo poder encontrar la finalidad que se quiere estudiar para dar respuesta a la problemática planteada.

El instrumento de recolección de datos fue la elaboración de una ficha técnica y la utilización de un programa de cálculo estructural basado en el método de los elementos finitos. Para ello, se utilizó el software SAP 2000. En este caso, realizar el control de deflexiones y elementos estructurales obtenidos mediante cargas estáticas que permitió evaluar el desempeño estructural del puente.

#### **2.4.2 Validez y Confiabilidad**

La validación la hicieron 02 Ingenieros Civiles y una experta metodóloga de investigación, categorizados de acuerdo a la escuela profesional, los mismos que están debidamente colegiados y habilitados.

Mg. Erika del Milagro Lozano Flores, Metodóloga

Mg. Luis Paredes Aguilar, Ingeniero Civil

Mg. Orlando Mego Chávez, Ingeniero Civil.

#### **2.5 Métodos de análisis de datos**

El análisis se realizó mediante ensayos de campo, modelamiento y análisis estructural. Se procedió a identificar los datos que represente los parámetros de capacidad, demanda y desempeño de la estructura, elaborándose fichas para cada parámetro a analizar.

Para el análisis de datos se utilizaron fichas de cotejo con los parámetros mínimos requeridos por la normativa nacional y referentes internacionales en referencia a la tipología estructural en investigación.

Teniendo en cuenta que el tipo de investigación es cuasi experimental, el análisis e interpretación de datos se realizó a través de la explicación de resultados.

#### **2.6 Aspectos éticos**

Se respetó la información y/o resultados como confidencial. El investigador se compromete respetar el prestigio de la infraestructura del Puente peatonal en el caserío Solo, ya que esta investigación es de carácter académico.

### III. RESULTADOS

#### 3.1. Recopilación de información

Es primera importancia los datos a obtener sobre el puente, que formalmente están detallado en el expediente técnico de dicho proyecto, para así poder realizar el respectivo modelamiento del puente del caserío Solo como también hacer el respectivo análisis del desempeño estructural y verificar si está en condiciones óptimas para uso garantizando la seguridad de los peatones que utilizan este servicio.

**Tabla 01**

*Ficha técnica general visual*

<b>ASPECTOS GENERALES</b>	
Nombre Del Proyecto en General	“MEJORAMIENTO DE VIAS EN EL CASERIO DE SOLO, DISTRITO DE SHANAO – LAMAS- SAN MARTÍN”.
Nombre Del Puente	SOLO (Nombre del caserío)
Ubicación Política	El puente peatonal se encuentra ubicado en el sector del caserío Solo perteneciente al distrito de Shanao, provincia de Lamas, región San Martín, Perú.
Municipio Involucrado	El proyecto de la ejecución del puente está 100% dentro de la Municipalidad de Shanao
Población Directamente Beneficiada	El caserío Solo actualmente cuenta con 184 habitantes directos las cuales son personas que utilizan este servicio constantemente para la comercialización de sus productos de campo hacia el mercado
Objetivo	Facilitar el acceso vial a los productores y productos agropecuarios provenientes del caserío de solo hacia los mercados locales.
Justificación	Los beneficiarios de esta importante vía, en especial de la localidad de Solo, necesitan urgentemente contar con un medio de transporte seguro y sin poner en riesgo la vida al cruzar caudalosas aguas, de tal manera que les permita asegurar el traslado de sus productos de primera necesidad, hacia los centros de comercialización local, sin riesgo de pérdidas de los productos por las inclemencias del tiempo y abaratar precios de transporte.
<b>ASPECTOS TÉCNICOS</b>	
Breve Descripción Actual	Actualmente el puente peatonal Solo es existente y está en plena vida útil. Para atenuar los efectos de posibles inundaciones producido por el remanso que causa la crecida del río Cachiyacu, se ha optado por elevar la entrada en 07 metros por encima del terreno natural.
Tipo de estructura	Puente peatonal tipo colgante.  <b>Superestructura:</b> Tablero y barandas de madera de 109 metros de luz, sin vigas de rigidez (flexible).

Partes del Puente	<p><b>Subestructura:</b> Consiste en una torre y macizos de anclaje en la margen derecha, el anclaje en la margen izquierda consiste en un estribo cámara-torre mediante cáncamos a tope entre el cable principal y la placa que se encuentra en el mismo, para contrarrestar las tensiones por efecto de las cargas y sobrecargas de servicio, que va a permitir el tránsito de peatones y acémilas de carga, la separación entre columnas de la torre es de 3.15 m</p>
Dimensiones de Elementos Principales	<p><b>Tablero superior:</b> es de madera con viguetas de 5" x 10", largueros de 4" x 10" y tablonces de 2" x 8" de sección, se ha adoptado estas dimensiones de acuerdo a cálculos efectuados. Ancho = 2.60 metros</p> <p><b>Barandas:</b> constituidas por una cercha de madera con dimensiones indicadas en los planos que permitirán el tránsito seguro y también contrarrestar las oscilaciones laterales por efecto de los vientos</p> <p><b>Cables de tensión:</b> constituida por los cables superior y fiador que es del tipo boa alma de acero 6x19 de 1 5/8" de diámetro con una capacidad nominal de 106.770 toneladas cada uno.</p> <p><b>Péndolas:</b> acero liso (A-36) de 5/8" de diámetro</p> <p><b>Macizo de anclaje:</b> concreto ciclópeo y llevan pernos de anclaje empotrados para fijar los cables</p>
Costo de Ejecución	<p>El Costo Total del Proyecto en la modalidad de administración directa asciende a la suma de <b>S/. 1'497,119.58</b> (Un Millón Cuatrocientos Noventa y Siete Mil Ciento Diecinueve con 58/100 de Nuevos Soles) vigente a Julio del 2015</p>

*Fuente:* Puente tipo peatonal del Caserío Solo, distrito Shanao

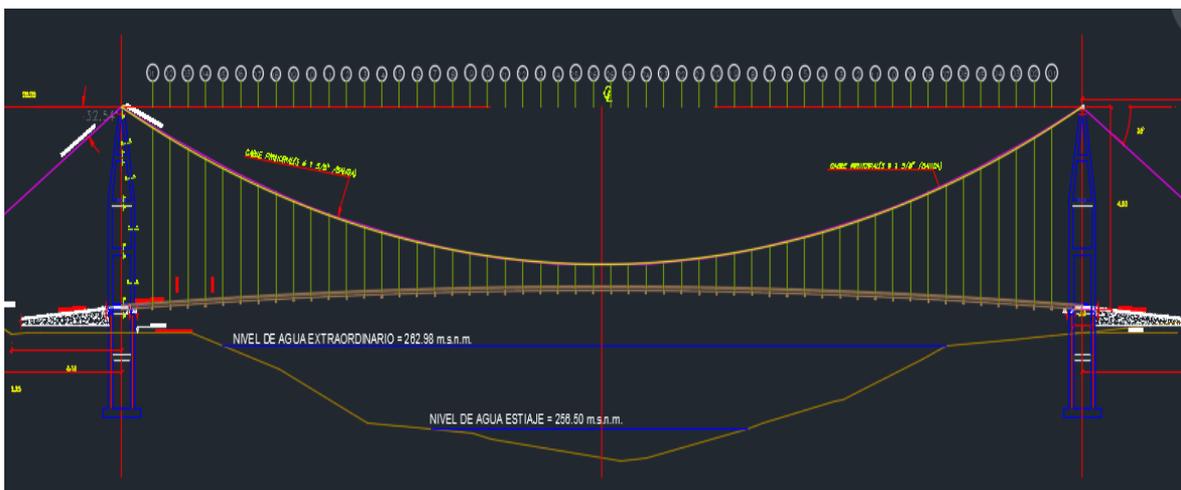
### 3.1.1 Recopilación de planos

En solicitud a la municipalidad del Distrito de Shanao se obtuvo el expediente técnico del proyecto donde existen detallados los planos del puente. En un archivo de AutoCAD se encuentran los planos que detallan cada una parte de los elementos de puente.

### 3.1.2 Características del Puente

- Tipo = Colgante(peatonal)
- N° de tramos = 1 Tramo
- Luz = 109.00 m.
- Ancho de calzada = 2.60 m.
- Ws/c = 440 Kg/m<sup>2</sup>
- Diámetro de los cables = 1 5/8" (03 por banda)
- Diámetro de las péndolas = 5/8"
- Espaciamiento de las péndolas = 3.15 m.
- Sub estructura

- ✓ Margen izquierda: Torre de concreto armado de 23.80 m de altura y cámara de anclaje.
- ✓ Margen derecha: Torre de concreto armado de 23.80 m de altura y cámara de anclaje.
- Materiales
  - ✓ Concreto Torre (Columna, viga) :  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
  - ✓ Concreto Torre (Zapata) :  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$
  - ✓ Concreto Cámara-Anclaje :  $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG } 8''$
  - ✓ Acero de Refuerzo :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
  - ✓ Cables Principales : Tipo BOA
  - ✓ Péndolas : A-36 ( $F_y=2500 \text{ Kg/cm}^2$ )
  - ✓ Madera : Grupo Estructural B (Huayruro o Anacaspi)



**Figura 03.** Perfil longitudinal del puente, 2 torres y curvatura de cable simétrica.

**Fuente:** Expediente técnico del proyecto, puente peatonal en el Caserío Solo.



## MODELO GENERAL



**Figura 06.** *Modelo general en software SAP2000.*

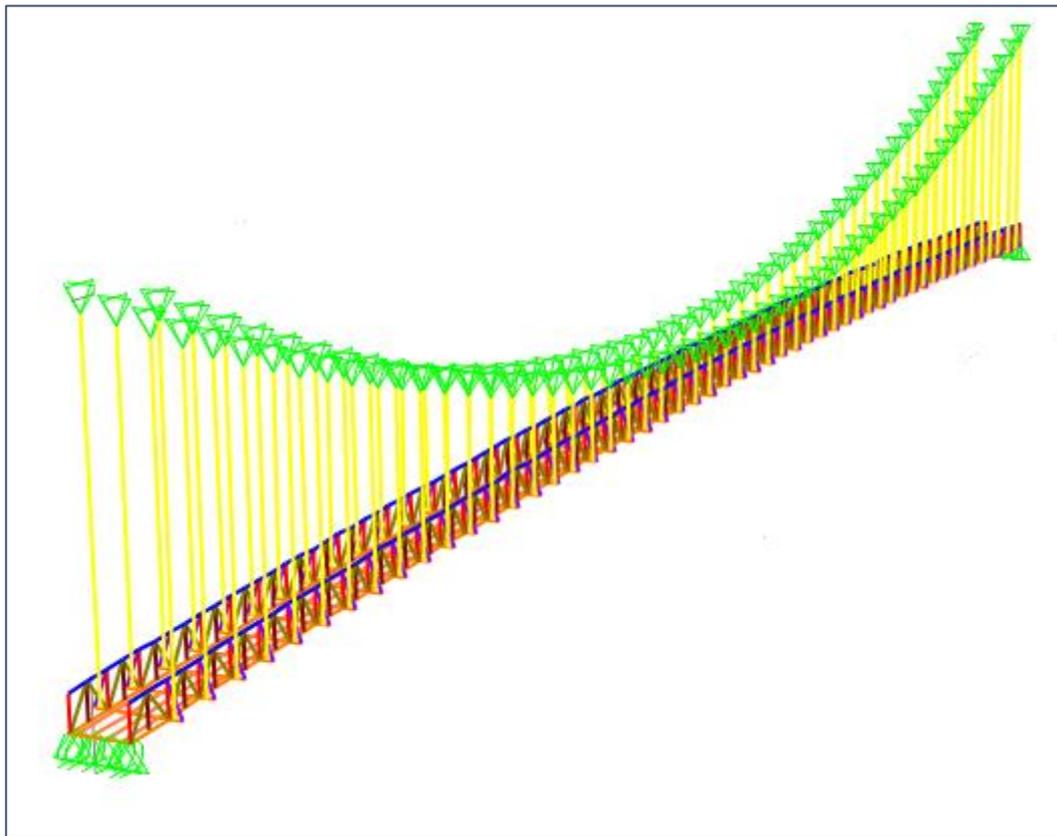


**Figura 07.** *Vista isométrica - Modelo general*

## MODELO PARA DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA

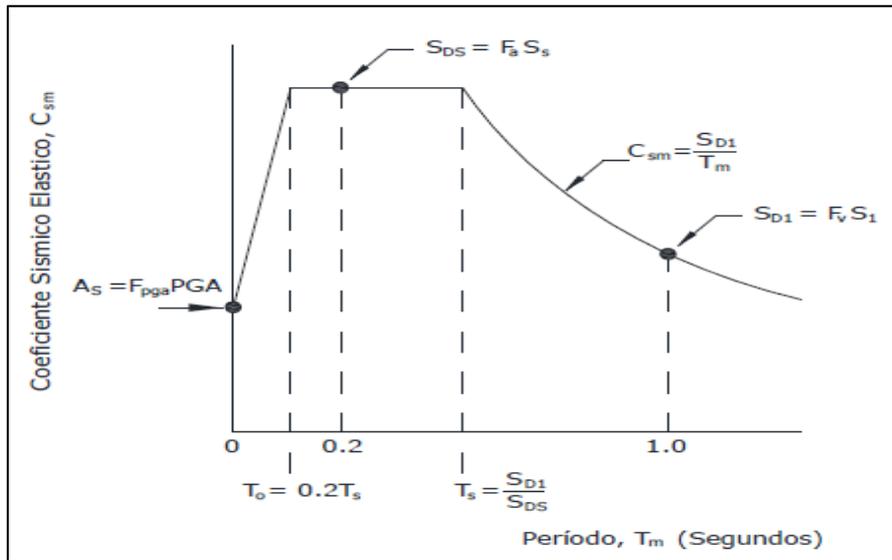
Para el análisis y diseño de los elementos de madera se ha realizado otro modelo estructural que considera que el cable principal ya no se deformará más, pero sólo para la aplicación de las cargas permanentes.

Este modelo es similar al anterior, pero eliminando los elementos tipo barra de la torre y los cables principales, colocando apoyos fijos en los extremos superiores de las Péndolas verticales. Este modelo tomará en cuenta las fuerzas axiales sobre los montantes y péndolas verticales y los efectos de flexo compresión y flexo tracción que serán producidos en los elementos de madera considerándola sin desplazamiento vertical en sus puntos de suspensión, que se traducen en menores fuerzas axiales comparadas con un apoyo flexible.



**Figura 08.** *Modelo para el diseño de los elementos de madera.*

### 3.2.1. Diseño del Espectro de respuesta



**Figura 09.** Diseño de Espectro de Respuesta

Fuente: Manual de puentes – Perú

#### 3.2.1.1 Definición de clase de sitio

La clase de sitio para este proyecto de acuerdo al estudio Geológico y geotécnico realizado es la **E**, según datos verificados en la **Tabla --** expuesta en el manual de puentes peruano.

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\bar{N} > 50$ golpes/ft, o $\bar{S}_u > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s o con cualquiera $\bar{N} < 15$ golpes/ft o $\bar{S}_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$ , $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> <li>Turbas o arcillas altamente orgánicas (<math>H &gt; 10</math> ft de turba o arcilla altamente orgánica donde <math>H</math> = espesor del suelo)</li> <li>Arcillas de alta plasticidad (<math>H &gt; 25</math> ft con <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>
Excepciones:	Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

**Figura 10.** Definición Clase de sitio

Fuente: Manual de puentes – Perú

Donde:

$\bar{V}_s$  = promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.

$\bar{N}$  = promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

$\bar{S}_u$  = promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft Manual de Puentes  
Página 128

PI = índice plástico (ASTM D4318)

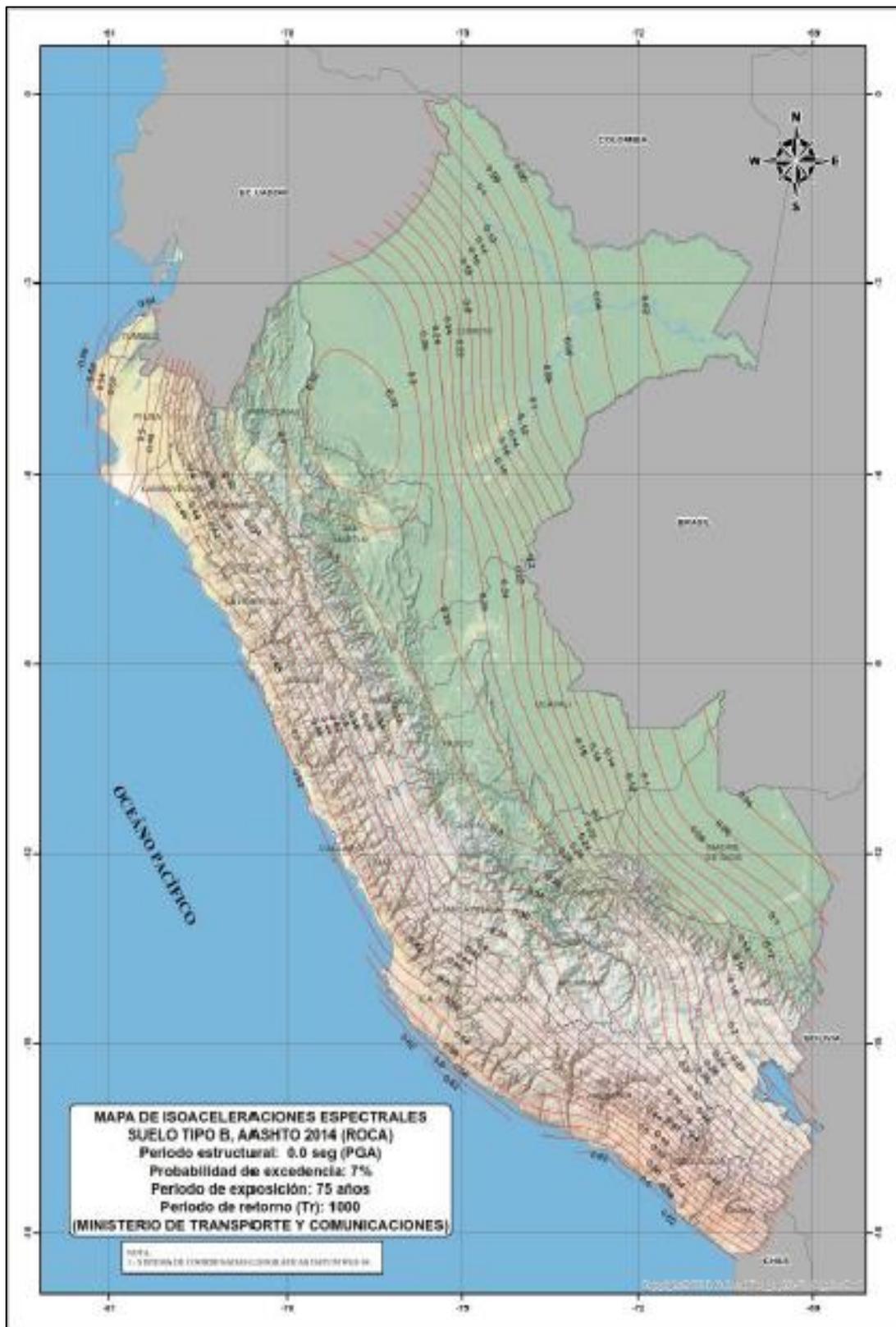
w = contenido de humedad (ASTM D2216)

### 3.2.1.2 Coeficientes de aceleración

Para periodos de PGA, Ss y S1 que son los periodos factores para la elaboración del espectro sísmico son 0.0 s, 0.2s y 1s respectivamente y son extraídos de los mapas de iso-aceleraciones según periodo que muestra el manual de puentes del Perú, como se aprecia en la **Figura 08**, **Figura 09** y **Figura 10**.

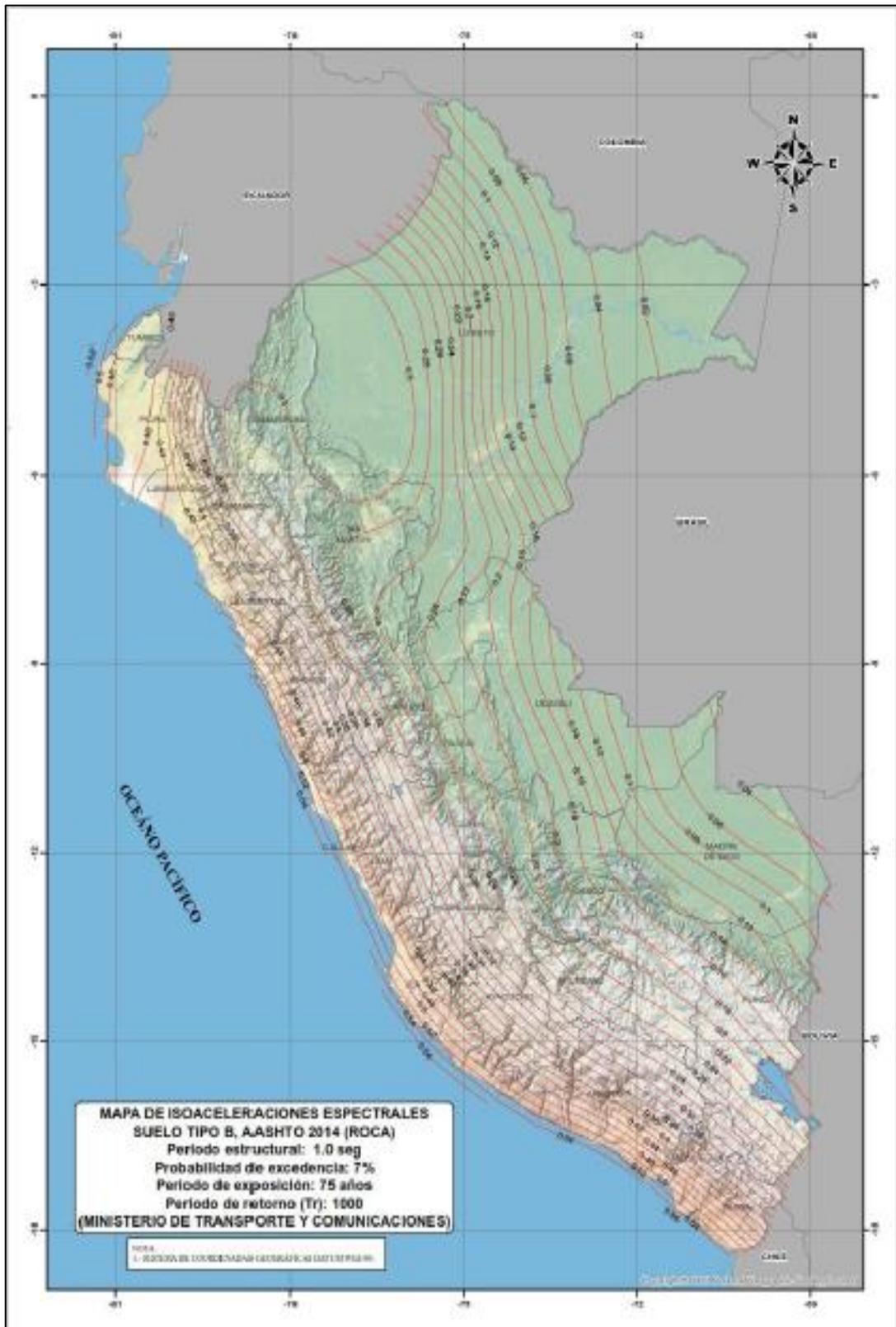
0

- De acuerdo a la **Figura 08**, se tiene que el PGA es **0.32g**.
- De acuerdo a la **Figura 09**, se tiene que el Ss es **0.86g**.
- De acuerdo a la **Figura 10**, se tiene que el S1 es **0.30g**.



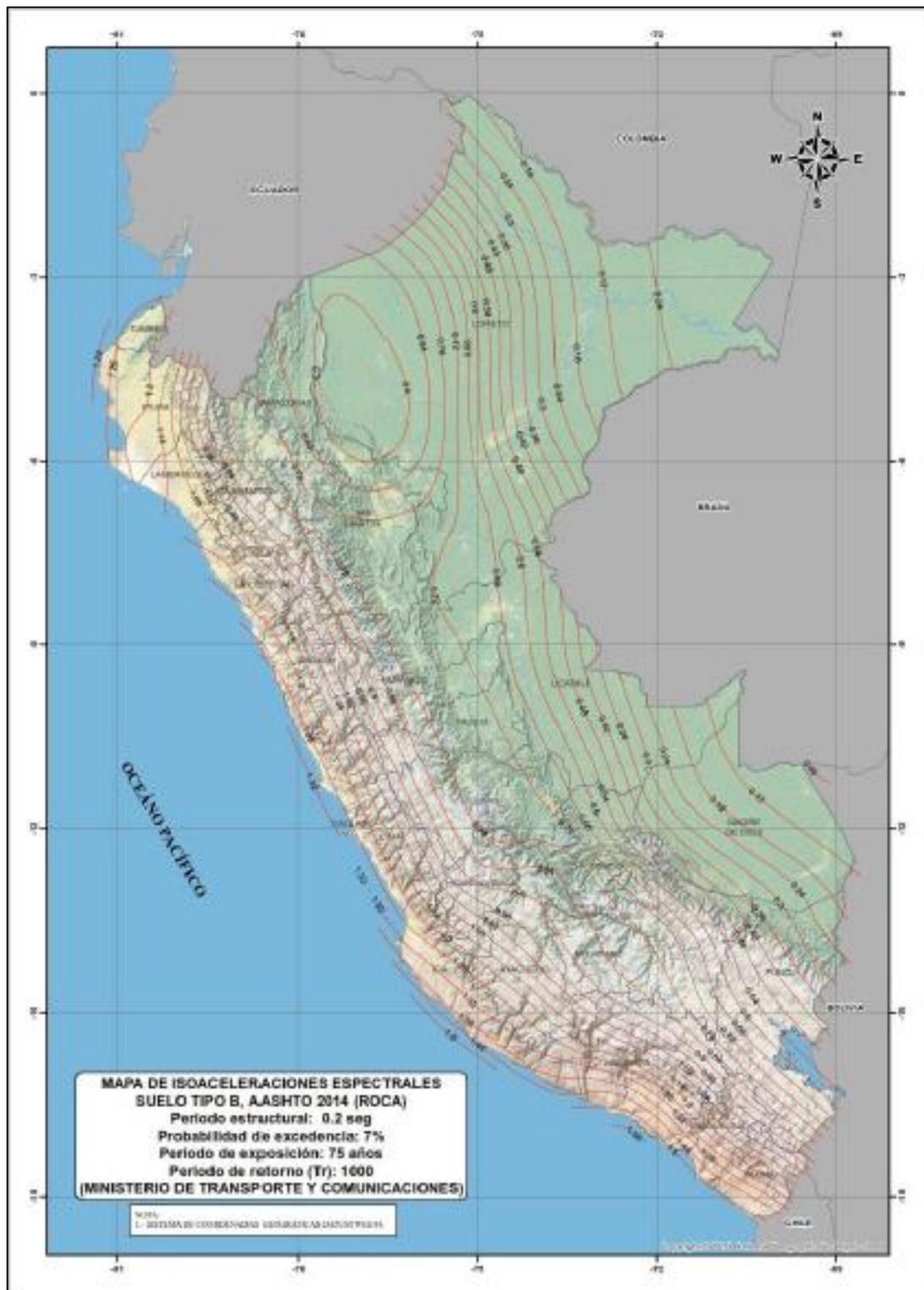
**Figura 11:** *Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (PGA)*

*Fuente:* Manual de puentes – Perú



**Figura 12:** *Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (Ss)*

*Fuente:* Manual de puentes – Perú



**Figura 13:** *Mapa de Isoaceleraciones Espectrales (S1)*

*Fuente:* Manual de puentes – Perú

Los factores de Sitio  $F_{pga}$ ,  $F_a$ , y  $F_v$  especificados son usados en el periodo-zero, en el rango de periodo corto y en el rango de periodo largo, respectivamente. Esos factores son determinados usando la clase de sitio definido y los valores de los coeficientes PGA,  $S_s$  y  $S_1$  que se encuentren en la **Figura 08**, **Figura 09** y **Figura 10**.

- De acuerdo a la **Tabla 05**, se tiene que el factor  $F_{pga}$  es **1.14**
- De acuerdo a la **Tabla 06** se tiene que el factor  $F_a$  es **1.07**
- De acuerdo a la **Tabla 07**, se tiene que el factor  $F_v$  es **2.80**

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) <sup>1</sup>				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

**Figura 14.** Valores de Factor de Sitio,  $F_{pga}$ .

*Fuente:* Manual de puentes – Perú

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec ( $S_s$ ) <sup>1</sup>				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_s$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

**Figura 15.** Valores de Factor de Sitio,  $F_a$ .

*Fuente:* Manual de puentes – Perú

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 1.0 sec ( $S_1$ ) <sup>1</sup>				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F <sup>2</sup>	*	*	*	*	*

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de  $S_1$ .
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

**Figura 16.** Valores de Factor de Sitio,  $F_v$ .

*Fuente:* Manual de puentes – Perú

### 3.2.1.3 Zona de Comportamiento Sísmico

Para determinar la zona sísmica, encontramos el coeficiente de aceleración sísmica.

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad ; \quad F_v = 2.80 \quad ; \quad S_1 = 0.30g$$

donde:

$$S_{D1} = 0.84g$$

De acuerdo a la **Tabla 08**, tenemos que la zona sísmica es **4**.

Coeficiente de Aceleración, $S_{D1}$	Zona Sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

**Figura 17.** Zona Sísmica

*Fuente:* Manual de Puentes – Perú

### 3.2.1.4 Factores de Modificación de Respuesta

Para aplicar los factores de modificación de respuesta que se especifican en este ítem, los detalles estructurales deberán satisfacer las disposiciones referentes al diseño de estructuras de concreto armado en zonas sísmicas.

De acuerdo a la Tabla --, el factor de modificación de respuesta se toma:  
 $R=3$  (Para Pórticos).

Subestructura	Categoría Según la Importancia		
	Critica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto			
• Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

**Figura 18.** Factor de modificación de respuesta - subestructura

*Fuente:* Manual de Puentes - Perú

### 3.2.1.5 Espectro de Diseño

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m + T_0) \quad ; \text{ Manual de puentes - Perú}$$

$$PGA = 0.32g$$

$$S_s = 0.86g$$

$$S_1 = 0.30g$$

$$F_{PGA} = 1.14$$

$$F_a = 1.07$$

$$F_v = 2.80$$

$$A_s = 0.36g$$

$$S_{DS} = 0.92g$$

$$S_{D1} = 0.84g$$

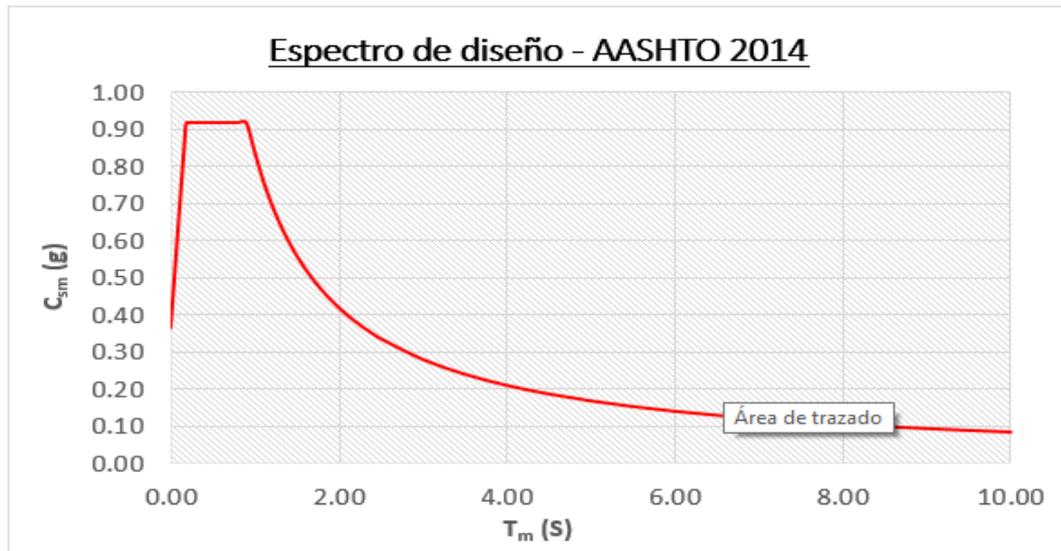
$$T_s = 0.915s$$

$$T_0 = 0.183s$$

Condición de sitio: E

Zona sísmica: 4

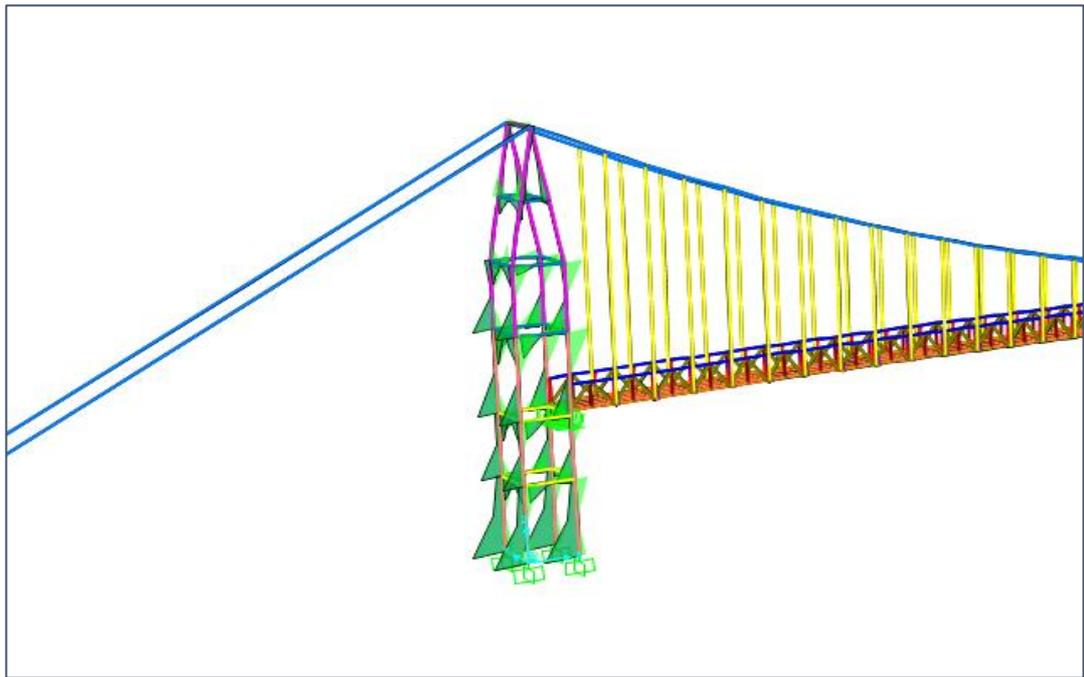
Factor de modificación de respuesta:  $R_0 =$   
3.00 (*Pilar tipo muro*)



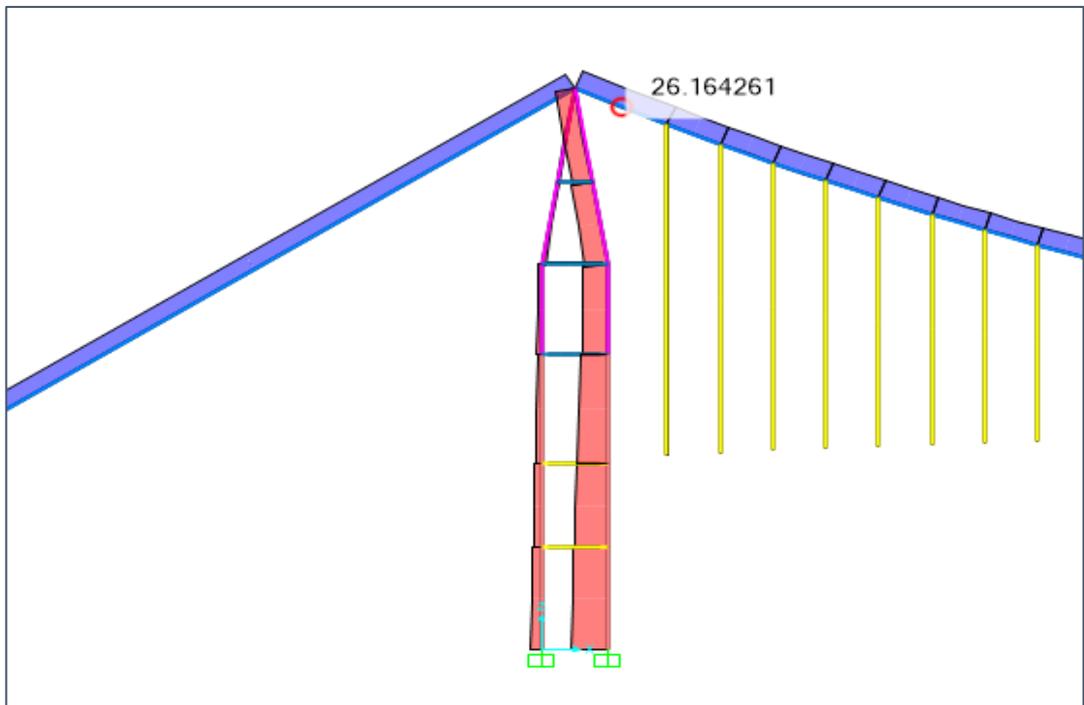
**Figura 19.** *Espectro de diseño*

### 3.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 3.3.1. Modelo Estructural General



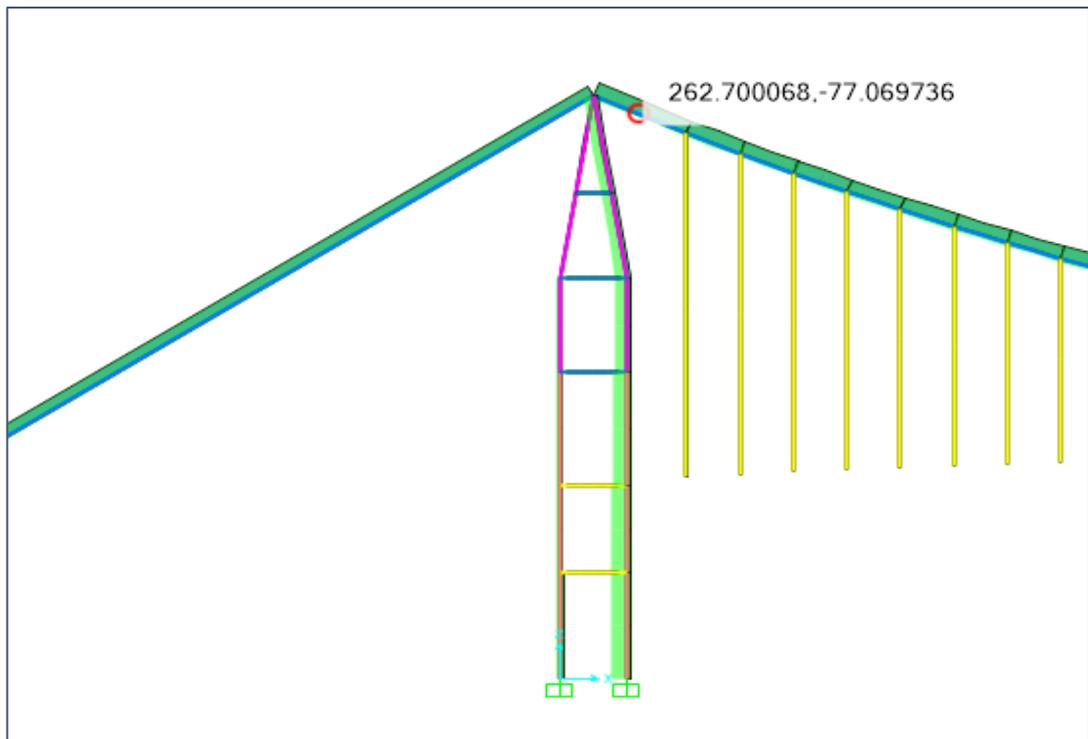
**Figura 20.** Diagrama de momentos ( $M_{33}$ ) para el Estado Límite de Servicio I



**Figura 21:** Diagrama de Fuerza Axial para el Estado Límite de Resistencia I

### Diseño de cable principal

El cable principal especificado en el expediente del puente peatonal está compuesto por un sistema de 3 cables de 1 5/8" tipo boa 6x19 a cada lado y su diseño se hace netamente por la combinación de carga Servicio I, la cual influye carga muerta, carga viva y carga por viento.



**Figura 22:** Diagrama de fuerza axial en el cable por Servicio I

Tensión en el Cable:

$$T=262.7000 \text{ Tn (Servicio I)}$$

Tensión máxima:

$$T_{\text{máx}}= T=262.7000 \text{ tn}$$

Usando Cables de 1 5/8" que resiste 106.77 tn a la ruptura.

**Tabla 02**

CABLE PRINCIPAL		
DIÁMETRO	CALIBRE	R,E,R (TN)
3/4"	1	23.75
7/8"	2	32.13
1"	3	41.71

1 1/8"	4	52.49
1 1/4"	5	64.47
1 3/8"	6	77.54
1 1/2"	7	91.80
1 5/8"	8	106.77
1 3/4"	9	123.74

Se necesitarán:

Nº de cables=  $262.700/106.77 = 2.47 = 03$  cables de 1 5/8" **OK**

CORRECTO

### Diseño de péndolas

El puente está diseñado con varillas 5/8" de fierro liso como péndolas, la verificación se realiza de acuerdo a ello.

$$A_p = P/F_{adm}$$

Dónde:

$F_{adm} = 0.6 * F_y = 1500 \text{ kg/cm}^2$        $F_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$

P= Peso total a soportar una péndola.

Peso del entablado = 92.46 Kg

Peso de largueros = 108.39 Kg

Peso de viguetas = 41.78 Kg

Peso de baranda = 63.37 Kg

Peso clavos y otros = 8.47 Kg

Peso total por carga permanente = 314.47 Kg

Peso por sobrecarga = 1100 Kg

$$P = 1414.47 \text{ Kg}$$

Área de péndola =  $1414.47/1500 = 0.94 \text{ cm}^2$

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

**Figura 23.** Características de Péndolas

Se necesita péndola de área mínima 0.94 cm<sup>2</sup>, el requisito cumple hasta con fierro liso de 1/2", pero en opinión propia generalizo que tal diámetro es muy manipulable por la gente, de tal manera que por seguridad y sobre dimensionamiento se considera la utilización de fierro liso de 5/8" de diámetro. Cabe resaltar que el puente peatonal no fue proyectado para cargas transitorias vehiculares.

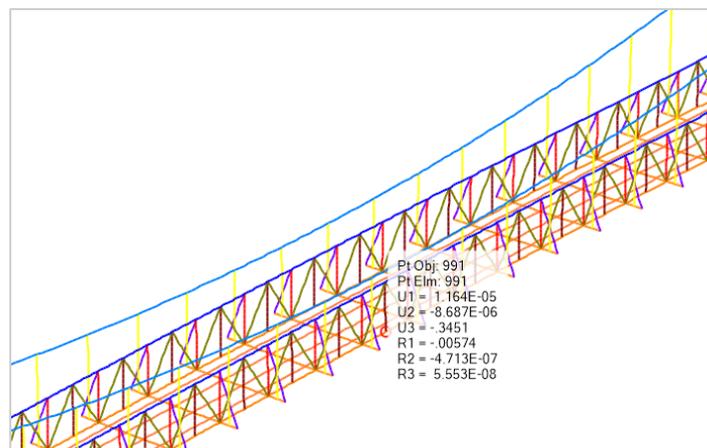
Las péndolas están CONFORME según el análisis realizado.

### Cálculo deflexiones y Derivas

Para la verificación de deflexión se encuentra detallado en el Manual de puentes Perú la cual establece la longitud entre ejes de apoyos extremos entre 360 para puentes tipo peatonales.

$L_n/360$ :

$$109/360 = 0.3027 \text{ m} = 30.27 \text{ cm}$$



**Figura 24:** Ilustre de máxima deflexión

*Fuente:* Elaboración propia.

Deflexión: 0.3451m = 34.51 cm < 30.27 cm      INCORRECTO

La deflexión máxima resulta ser mayor a la efectuada, esto se debe de acuerdo a la carga de viento excesiva porque ésta influye en el criterio de combinación de carga utilizada la cual es por Servicio I.

### Control de Derivas totales del Análisis:

Deriva máxima admisible:

h: altura de cada nivel

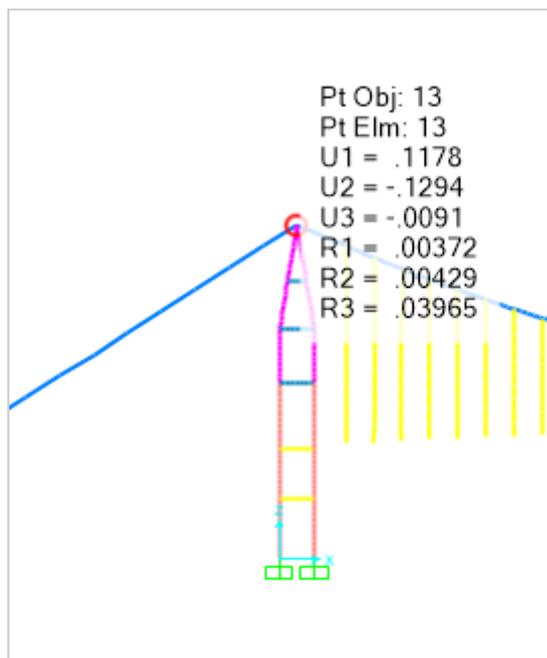
n: 4 (4 niveles)

$h_1 = 4.35 \text{ m}$ ;  $h_2 = 3.85 \text{ m}$ ;  $h_3 = 3.55 \text{ m}$ ;  $h_4 = 3.80 \text{ m}$

$\text{admi} := 0.007 \cdot h_i$

0.030	m
0.027	
0.025	
0.026	

Total máximo =  $0.03 + 0.027 + 0.025 + 0.026 = 10.8 \text{ cm}$



**Figura 25.** Ilustre de desplazamientos en torre

En Y-Y

Desplazamiento =  $0.1294 \text{ m} = 12.94 \text{ cm} < 10.8 \text{ cm}$  INCORRECTO

En X-X

Desplazamiento =  $0.1178 \text{ m} = 11.78 \text{ cm} < 10.8 \text{ cm}$  INCORRECTO

### **Diseño de Carro de dilatación**

Tensión en el cable por carga muerta:

$$H_{pp} = 21972.30 \text{ kg}$$

### **Desplazamiento del carro en cada torre por carga muerta:**

$$D = H_{pp} L_1 (\sec \alpha)^3 / EA$$

$$L_1 = 25 = 2500 \text{ cm}$$

$$\alpha = 19.11 = 0.33353256 \text{ rad Angulo c/cable}$$

$$\alpha_1 = 32.54 = 0.56793038 \text{ rad Angulo c/cable}$$

$$E = 2/3(2100000) = 1400000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \text{Área de sección de cable por banda} = 41.55 \text{ cm}^2$$

$$D = \text{Desplazamiento en pórtico} = 1.576191595 \text{ cm}$$

### **Desplazamiento máximo con sobrecarga y temperatura:**

$$\text{Tensión máxima} = 71076.442 \text{ kg}$$

$$\text{Tensión por lado } H_1 = 67159.543 \text{ kg}$$

El desplazamiento será:

$$D_1 = \sec \alpha_1 (c \times L_1 + H_1 L_1 (\sec \alpha_1)^2 / (EA))$$

Donde:

$$c = 0.000012 \quad t = 25 \quad 0.4363325 \text{ rad}$$

$$D_1 = 5.71 \text{ cm}$$

Luego el desplazamiento neto es:

$$D = D_1 - D$$

$$D = 4.13 \text{ cm} = 5 \text{ cm}$$

La plancha debe tener un mínimo de 6 cm a cada lado del eje de la torre.

### **Presión vertical sobre la torre:**

$$P = H \times Tg(\alpha + \alpha_1) = 80282.73 \text{ kg}$$

$$\text{Presión en cada columna (P)} = 80.28 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo admisible (Fa)} = 7.5 \text{ Tn/cm}^2$$

Diámetro de rodillos (d) = 10 cm

Numero de rodillos (n) = 3 unid

Ancho de platina: (A)= $760 \times P / (F_a \wedge 2 n d) = 36.16$  cm

Presión en la plancha:  $P_p = P / A t . L = 46.4453775$

Dejando 2.5 cm de borde a cada lado

$A_t = A + 2 \times 2,5 = 41.16$  cm

Largo de platina:  $n \times d + (n-1) \times 1 + 2 \times D$

L = 42 cm

Si la plancha se desplaza: 5 cm

La distancia extrema aumentará: 5 cm a 10 cm

El momento que se produce en el volado será  $M = P / A \times B$

M = 2322.26888                      f = 5                      C = 40

Radio de la parte curva:

$r = (f^2 + c^2) / (2f)$                       r = 162.50

$y = (r^2 - x^2)^{0,5}$                       y = 162.19

E = f - (r - y) + 3                      E = 7.69

Considerando una faja de 1 cm de ancho y el espesor en la sección E

$S = ab^2 / 6$                       S = 9.861185

R = M / S                      R = 235.4959                      Ra = 1500 kg/cm<sup>2</sup>

Es R < Ra **CONFORME**

Espesor de plancha inferior:

Si la plancha superior se desplaza: 5 cm

la distancia al borde libre será: 5 cm

$M = P \times L^2 / 2$                       M = 580.57

Considerando el espesor de la plancha inferior = 3.8 cm

$S = ab^2 / 6$                       S = 2.41 cm<sup>2</sup>

$$R=M/S$$

$$R = 241.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_a = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

Es  $R < R_a$  **CONFORME**

### **Verificación de Cámara de anclaje**

Para el diseño y verificación de la cámara de anclaje se optó por analizar solo un lado de la torre, en este caso torre izquierda que tiene mayor capacidad portante del suelo.

Datos:

$$\text{Ancho} \quad A = 5.5 \text{ m}$$

$$\text{Longitud} \quad L = 6.8 \text{ m}$$

$$\text{Altura} \quad H = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tensión en un fiador} \quad T = 220.84 \text{ Tn}$$

$$\text{Angulo en un fiador} \quad \beta = 33.3^\circ$$

$$\text{Peso específico - Concreto Ciclópeo} \quad g_{cc} = 2.3 \text{ Tn/m}^3$$

$$\text{Peso específico del terreno} \quad g_t = 3 \text{ Tn/m}^3$$

$$\text{Angulo de fricción} \quad f = 24.05^\circ$$

$$\text{Cohesión} \quad C = 0 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Coeficiente de rozamiento} \quad m = 0.45$$

$$\text{Capacidad portante del terreno} \quad st = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

### **FUERZAS INTERVINIENTES**

#### **Fuerzas estabilizadoras**

Fuerzas verticales:

$$\text{Peso de la cámara de anclaje} \quad W_c = 344.08 \text{ Tn}$$

$$W = A * L * H * g$$

Fuerzas horizontales:

$$\text{Fuerza de fricción en la base} \quad F_{fb} = 124.41$$

$$\text{Fuerzas de fricción en caras laterales} \quad F_{fc} = 47.63$$

$$\text{Empuje pasivo } E_p = 1/2 * (\rho x h^2 x \text{Tag}(45 + F/2)) X A = \quad E_p = 313.6$$

### **Fuerzas desestabilizadoras**

Fuerzas verticales:

$$\text{Tensión vertical en los fiadores} \quad T_v = 242.48$$

Fuerzas horizontales:

$$\text{Tensión horizontal en los fiadores} \quad T_h = 369.24$$

$$\text{Empuje activo: } 1/2(\rho x h^2 x \text{Tag}(45 - F/2)) 2b = \quad E_a = 137.39$$

$$\text{Suma de Fuerzas estabilizadoras verticales} \quad S_{Fev} = 344.08 \text{ Tn}$$

$$\text{Suma de Fuerzas desestabilizadoras verticales} \quad S_{Fdv} = 242.48 \text{ Tn}$$

$$\text{Suma de Fuerzas estabilizadoras Horizontales} \quad S_{Feh} = 485.64 \text{ Tn}$$

$$\text{Suma de Fuerzas desestabilizadoras Horizontales} \quad S_{Fdh} = 506.64 \text{ Tn}$$

### **MOMENTOS INTERVINIENTES**

#### **Momentos estabilizadores**

$$\text{Peso de la cámara de anclaje} \quad M_{e1} = 1169.9 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Empuje pasivo} \quad M_{e2} = 418.12 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Fuerzas de fricción en caras laterales} \quad M_{e3} = 63.49 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Suma} \quad S_{Me} = 1651.50 \text{ Tn-m}$$

#### **Momentos desestabilizadores**

$$\text{Tensión vertical en los fiadores} \quad M_{d1} = 824.44 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Tensión horizontal en los fiadores} \quad M_{d2} = 738.49 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Empuje activo} \quad M_{d2} = 183.14 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Suma} \quad S_{Md} = 1746.1 \text{ Tn-m}$$

### **VERIFICACION POR DESLIZAMIENTO**

$$FSD = S_{Feh} / S_{Fdh} \quad FDS = 0.95855582 \geq 1.5 \text{ OK}$$

### **VERIFICACION POR VOLTEO**

$$FSV = SMe/SMd$$

$$FSV = 0.94582804 \geq 2.0 \text{ OK}$$

### 3.3.1.6 Diseño de Torre

#### Diseño de Columnas.

Geometría de la columna:

$$tc := 40\text{cm} \quad bc := 50\text{cm} \quad dc := bc - 6.855\text{cm} \quad dc = 43.145\text{cm} \quad d' := 10.35\text{cm}$$

#### Análisis de capacidad de Columna – Eje principal

Se a considerado 10 varillas de 3/4", distribuidas en 5 varillas a cada extremo colocados.

Número de capas de acero:

$$\text{Cara 01} \quad \phi r := \frac{3}{4}\text{in} \quad nr := 5$$

$$\text{Cara 02} \quad \phi r' := \frac{3}{4}\text{in} \quad nr' := 5$$

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f'c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 0.65 & \text{if } f'c > 560 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 1.05 - \frac{3f'c}{fy} & \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq 560 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{cases} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$As := \frac{(\phi r)^2 \cdot \pi}{4} \cdot nr \quad As = 14.251 \cdot \text{cm}^2 \quad As' := \frac{(\phi r')^2 \cdot \pi}{4} \cdot nr' \quad As' = 14.251 \cdot \text{cm}^2$$

$$\epsilon_s(Cc) := \frac{\epsilon_c \cdot (dc - Cc)}{Cc} \quad \epsilon_s'(Cc) := \frac{\epsilon_c \cdot (Cc - d')}{Cc}$$

$$fs'(Cc) := \begin{cases} \epsilon_s'(Cc) \cdot Es & \text{if } \epsilon_s'(Cc) \cdot Es < fy \\ fy & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$fs(Cc) := \begin{cases} \epsilon_s(Cc) \cdot Es & \text{if } \epsilon_s(Cc) \cdot Es < fy \\ fy & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$a(Cc) := Cc \cdot \beta_1$$

$$Pn(Cc) := 0.85 \cdot f'c \cdot tc \cdot a(Cc) + As' \cdot fs'(Cc) - As \cdot fs(Cc)$$

$$Mn(Cc) := 0.85 \cdot f'c \cdot tc \cdot a(Cc) \left( \frac{bc - a(Cc)}{2} \right) + As' \cdot fs'(Cc) \cdot \left( \frac{bc - 2 \cdot d'}{2} \right) - As \cdot fs(Cc) \cdot \left( \frac{bc}{2} - 4cm \right)$$

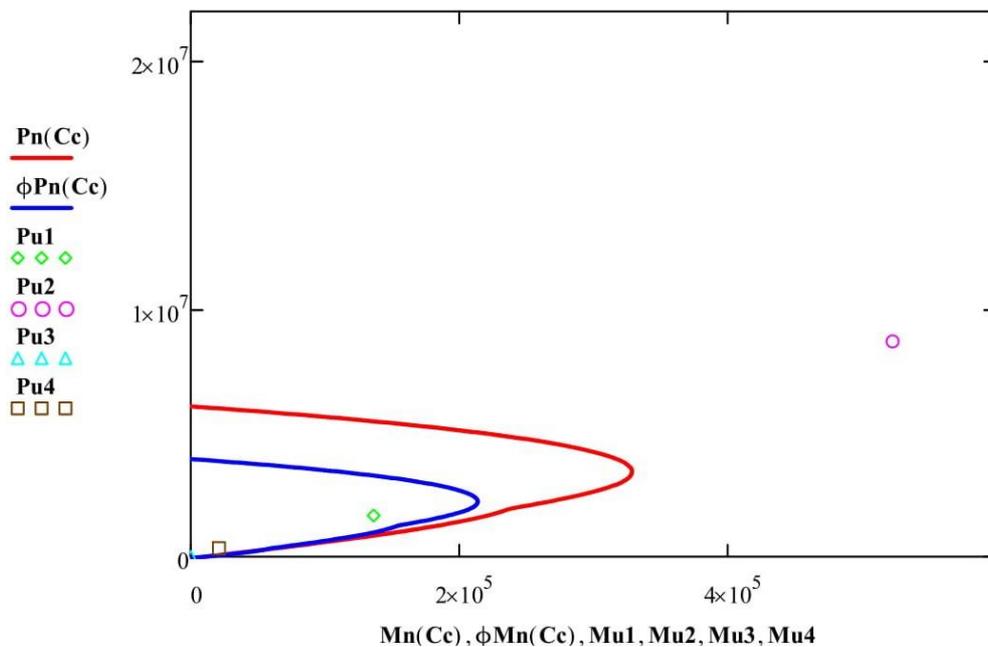
$$Po := 0.85 \cdot [0.85 \cdot f'c \cdot (bc \cdot tc - As - As') + As \cdot fy + As' \cdot fy] \quad Po = 4909083.281 \text{ N}$$

$$\phi Pn(Cc) := \begin{cases} 0.65 \cdot Pn(Cc) & \text{if } 0.65 \cdot Pn(Cc) < Po \\ Po & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi m(Cc) := \begin{cases} 0.9 + \frac{0.25}{-0.1 \cdot tc \cdot bc \cdot f'c} \cdot Pn(Cc) & \text{if } Pn(Cc) < 0.1 \cdot tc \cdot bc \cdot f'c \\ 0.65 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi Mn(Cc) := Mn(Cc) \cdot \phi m(Cc)$$

Cargas Actuantes:	Resistencia I:	<b>Pu1 := 169820.17kgf</b>	<b>Mu1 := 13873.82kgf·m</b>
	Resistencia III:	<b>Pu2 := 886811.30kgf</b>	<b>Mu2 := 53293.23kgf·m</b>
	Resistencia IV:	<b>Pu3 := 0.0kgf</b>	<b>Mu3 := 0.0kgf·m</b>
	Evento Extremo I:	<b>Pu4 := 36118.42kgf</b>	<b>Mu4 := 2117.75kgf·m</b>



### Análisis de capacidad de columna – Eje secundario:

Se a considerado 8 varillas de 3/4", en las dos caras.

$$tc := 50cm \quad bc := 40cm \quad dc := bc - 6.85cm \quad dc = 33.15 \cdot cm \quad d' := 6.10cm$$

$$As := 11.36cm^2$$

$$As' := 11.36cm^2$$

$$\epsilon_s(Cc) := \frac{\epsilon_c \cdot (dc - Cc)}{Cc}$$

$$\epsilon_s'(Cc) := \frac{\epsilon_c \cdot (Cc - d')}{Cc}$$

$$f_s'(Cc) := \begin{cases} \varepsilon_s'(Cc) \cdot E_s & \text{if } \varepsilon_s'(Cc) \cdot E_s < f_y \\ f_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$f_s(Cc) := \begin{cases} \varepsilon_s(Cc) \cdot E_s & \text{if } \varepsilon_s(Cc) \cdot E_s < f_y \\ f_y & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$a(Cc) := Cc \cdot \beta_1$$

$$P_n(Cc) := 0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot a(Cc) + A_s' \cdot f_s'(Cc) - A_s \cdot f_s(Cc)$$

$$M_n(Cc) := 0.85 \cdot f'_c \cdot t_c \cdot a(Cc) \left( \frac{bc - a(Cc)}{2} \right) + A_s' \cdot f_s'(Cc) \cdot \left( \frac{bc - 2 \cdot d'}{2} \right) - A_s \cdot f_s(Cc) \cdot \left( \frac{bc}{2} - 4cm \right)$$

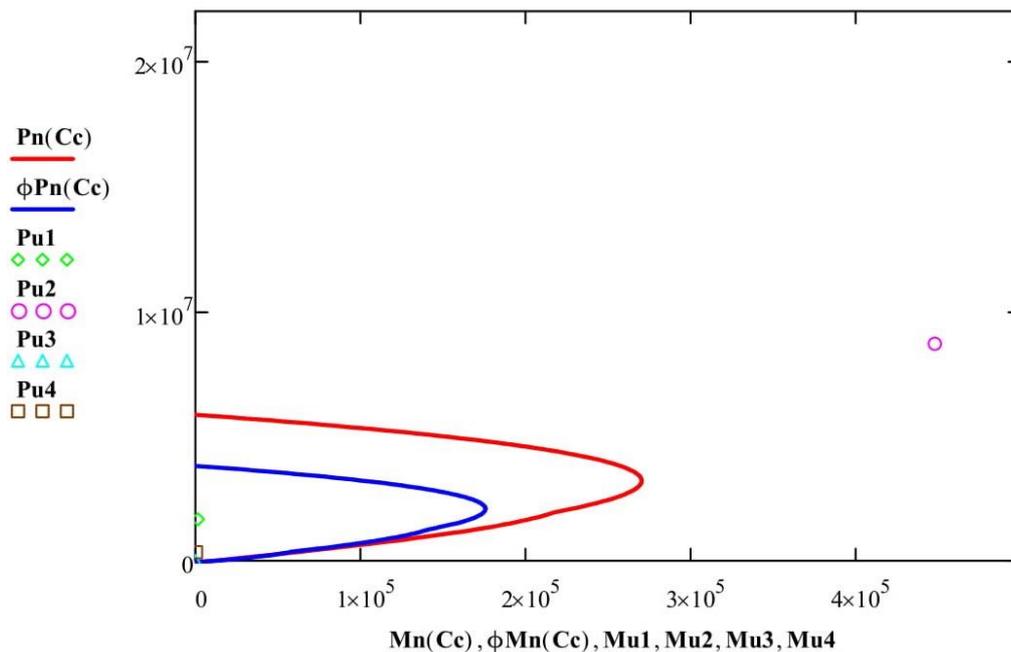
$$P_o := 0.85 \cdot [0.85 \cdot f'_c \cdot (bc \cdot t_c - A_s - A_s') + A_s \cdot f_y + A_s' \cdot f_y] \quad P_o = 4718118.02 \text{ N}$$

$$\phi P_n(Cc) := \begin{cases} 0.65 \cdot P_n(Cc) & \text{if } 0.65 \cdot P_n(Cc) < P_o \\ P_o & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi m(Cc) := \begin{cases} 0.9 + \frac{0.25}{-0.1 \cdot t_c \cdot bc \cdot f'_c} \cdot P_n(Cc) & \text{if } P_n(Cc) < 0.1 \cdot t_c \cdot bc \cdot f'_c \\ 0.65 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi M_n(Cc) := M_n(Cc) \cdot \phi m(Cc)$$

Cargas Actuantes:	Resistencia I:	$Pu_1 := 169820.10 \text{ kgf}$	$Mu_1 := 149.306 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	Resistencia III:	$Pu_2 := 886811.32 \text{ kgf}$	$Mu_2 := 45667.12 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	Resistencia IV:	$Pu_3 := 0 \text{ kgf}$	$Mu_3 := 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$
	Evento Extremo I:	$Pu_4 := 36118.40 \text{ kgf}$	$Mu_4 := 23.40 \text{ kgf} \cdot \text{m}$



## Verificación de refuerzo de columna por flexión:

Fuerza cortante y momento flector en la cara del apoyo.

$$Muc := 16958.91 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$Vuc := 5255.57 \text{ kgf}$$

$$tc := 40 \text{ cm}$$

$$bc := 50 \text{ cm}$$

$$dc := bc - 10.35 \text{ cm}$$

$$dc = 39.65 \cdot \text{cm}$$

$$d' := 10.35 \text{ cm}$$

Cuantía Balanceada

$$\rho_b := \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \cdot \left( \frac{0.003 \cdot E_s}{0.003 \cdot E_s + f_y} \right) \quad \rho_b = 0.029$$

Cuantía Máxima

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b \quad \rho_{max} = 0.021$$

Cuantía Mínima

$$\rho_{min} := 0.03 \cdot \frac{f_c}{f_y} \quad \rho_{min} = 0.002$$

Cálculo del refuerzo.

$$K_w := \frac{Muc}{0.85 \cdot \phi_f \cdot f_c \cdot bc}$$

$$a := dc - \sqrt{dc^2 - 2 \cdot K_w}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot bc \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = 11.951 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot tc \cdot dc$$

$$A_{smin} = 3.172 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_s = 11.951 \cdot \text{cm}^2 < 28.40 \text{ cm}^2$$

(El área requerida por tracción es menor que la cantidad de acero dispuesto en la zona a tracción, por lo que la columna no falla por tracción)

## Diseño por corte de columna:

$$\theta := 45$$

$$\beta := 2$$

Fuerza Cortante que resiste el concreto.

$$A_{sc} := 39.76 \text{ cm}^2$$

$$ac := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot bc}$$

$$ac = 4.218 \cdot \text{cm}$$

$$d := \max\left(0.9 \cdot dc, 0.72bc, dc - \frac{ac}{2}\right)$$

$$d = 37.541 \cdot \text{cm}$$

$$\nu := \frac{Vuc}{0.9 \cdot bc \cdot d} \quad \nu = 3.111 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{max} := \begin{cases} \min(0.8 \cdot dc, 60 \text{ cm}) & \text{if } \nu < 0.125 \cdot f_c \\ \min(0.4 \cdot dc, 30 \text{ cm}) & \text{if } \nu \geq 0.125 \cdot f_c \end{cases}$$

$$S_{max} = 31.72 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{\nu}{f_c} = 0.011 \quad \epsilon_{x_1} := \frac{\frac{Muc}{d} + 0.50 \cdot Vuc \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{E_s \cdot A_s} \quad \epsilon_{x_1} = 1.96 \times 10^{-3} \quad \theta_{x_1} := 41$$

$$\epsilon x_2 := \frac{\frac{Muc}{d} + 0.50 \cdot Vuc \cdot \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{Es \cdot As} \quad \epsilon x_2 = 1.978 \times 10^{-3} \quad \beta := 2.00$$

$$Vc := 0.083 \cdot \beta \cdot bc \cdot dc \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \quad Vc = 5506.813 \cdot kgf$$

Para Estribos de  $\phi$  3/8"  $Av := 1.42cm^2$  (Asumiendo las dos ramas del mismo  $\phi$ )

$$Smin := \frac{Av \cdot fy}{0.083 \cdot \beta \cdot bc \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}} \quad Smin = 42.942 \cdot cm$$

Considerando Estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal

$$\alpha := \frac{\pi}{2}$$

$S := 15cm$  ( $\phi$ 3/8" 1@5, 2@0.75 4@0.10 Resto @ 25 cm)

$$Vs := \frac{Av \cdot fy \cdot dc \cdot \left( \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right) + \cot(\alpha) \right) \cdot \sin(\alpha)}{S} \quad Vs = 18135.374 \cdot kgf$$

Verificando:

$$Vn := \min(Vc + Vs, 0.25 \cdot f'c \cdot bc \cdot dc) \quad Vn = 23642.187 \cdot kgf$$

$$Vr := \phi c \cdot Vn \quad Vr = 21277.968 \cdot kgf > Vuc = 5255.37 \cdot kgf \quad OK$$

## Diseño de Vigas de arriostre.

Para vigas de:

$$bv := 25cm \quad hv := 50cm$$

Cuantías:

Cunatía Máxima

$$\rho_{max} = 0.021$$

Cunatía Mínima

$$\rho_{min} = 0.002$$

Cálculo del refuerzo.

Por flexión en su eje principal

$$Mu := 18617.29kgf \cdot m$$

$$bv = 0.25 m$$

$$dv := 44.26cm \quad (\text{estimado})$$

$$Kw := \frac{Mu}{0.85 \cdot \phi f'c \cdot bv} \quad a := dv - \sqrt{dv^2 - 2 \cdot Kw} \quad As := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot bv \cdot a}{fy}$$

$$As = 12.343 \cdot cm^2 \quad Asmin := \rho_{min} \cdot hv \cdot dv \quad Asmin = 4.426 \cdot cm^2$$

$$A_s = 12.343 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Colocar: } < \phi 5/8" \quad d_e := 44.26 \text{cm}$$

Verificando:

$$\frac{c}{\beta_1} := \frac{a}{\beta_1} \quad \frac{c}{d_e} = 0.232 < 0.42 \text{ Ok}$$

Por flexión en su eje secundario  $M_u := 330.31 \text{kgf} \cdot \text{m}$

$$d_v := 19.26 \text{cm} \text{ (estimado)}$$

$$K_w := \frac{M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b_v} \quad a := d_v - \sqrt{d_v^2 - 2 \cdot K_w} \quad A_s := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot a}{f_y}$$

$$A_s = 0.458 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{s\text{min}} := \rho_{\text{min}} \cdot b_v \cdot d_v \quad A_{s\text{min}} = 0.963 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_s := 1.853 \quad \text{Colocar: } < 2 \phi 1/2" \quad d_e := 19.26 \text{cm}$$

Verificando:

$$\frac{c}{\beta_1} := \frac{a}{\beta_1} \quad \frac{c}{d_e} = 0.02 < 0.42 \text{ Ok}$$

Diseno por corte  $V_u := 18877.1 \text{kgf}$

$$\theta := 45 \quad \beta := 2$$

La fuerza Cortante que resiste el concreto.

$$A_s := 14.52 \text{cm}^2 \quad a = 0.323 \cdot \text{cm}$$

$$d := \max\left(0.9 \cdot d_e, 0.72 b_v, d_e - \frac{a}{2}\right) \quad d = 19.099 \cdot \text{cm}$$

$$v := \frac{V_u}{0.9 \cdot b_v \cdot d_e} \quad v = 43.561 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{max}} := \begin{cases} \min(0.8 \cdot d_e, 60 \text{cm}) & \text{if } v < 0.125 \cdot f'_c \\ \min(0.4 \cdot d_e, 30 \text{cm}) & \text{if } v \geq 0.125 \cdot f'_c \end{cases} \quad S_{\text{max}} = 7.704 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{v}{f'_c} = 0.156 \quad \epsilon_{x_1} := \frac{\frac{M_u}{d_e} + 0.50 \cdot V_u \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{E_s \cdot A_s} \quad \epsilon_{x_1} = 4.05 \times 10^{-3} \quad \theta_1 := 45$$

$$\epsilon_{x_2} := \frac{\frac{M_u}{d_e} + 0.50 \cdot V_u \cdot \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{E_s \cdot A_s} \quad \epsilon_{x_2} = 4.045 \times 10^{-3} \quad \beta := 2.00$$

$$V_c := 0.083 \cdot \beta \cdot h_v \cdot d_e \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad V_c = 2674.936 \cdot \text{kgf}$$

Para Estribos de  $\phi$  3/8"  $A_v := 1.42 \text{cm}^2$  (Asumiendo las dos ramas del mismo  $\phi$ )

$$S_{\min} := \frac{A_v \cdot f_y}{0.083 \cdot \beta \cdot h_v \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \quad S_{\min} = 42.942 \cdot \text{cm}$$

Considerando estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal  $\alpha := \frac{\pi}{2}$

$S := 20 \text{cm}$  ( $\phi$  3/8" 1@5, 3@10, 3@15, 2@20, Resto @ 25cm)

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_e \cdot \left( \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right) + \cot(\alpha) \right) \cdot \sin(\alpha)}{S} \quad V_s = 5743.332 \cdot \text{kgf}$$

Verificando:

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 \cdot f'_c \cdot h_v \cdot d_e) \quad V_n = 8418.268 \cdot \text{kgf}$$

$$V_r := \phi_c \cdot V_n \quad V_r = 7576.441 \cdot \text{kgf} > V_u = 18877.1 \cdot \text{kgf} \quad \text{OK}$$

**Análisis por torsión:** ( $\phi_t := 0.75$ )

$$T_u := 516.859 \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$\lambda := 1.0 \quad A_{cp} := 1513.6 \text{cm}^2 \quad P_{cp} := 180 \text{cm} \quad 0.27 \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 4.518 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 7.031 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$T_{th} := 0.27 \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad T_{th} = 575.033 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$$

$$T_u = 516.859 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} > \phi_t \cdot T_{th} = 431.274 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Requiere evaluación por torsión.}$$

Verificacio de la seccion adoptada:

$$P_h := 2 \cdot (b_v - 6.25 \text{cm}) + 2 \cdot (h_v - 6.25 \text{cm}) \quad P_h = 125 \cdot \text{cm}$$

$$A_{oh} := (b_v - 4.49 \text{cm}) \cdot (h_v - 4.49 \text{cm}) \quad A_{oh} = 933.41 \cdot \text{cm}^2$$

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_v \cdot d_e} \right)^2 + \left( \frac{T_u \cdot P_h}{1.7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} = 39.447 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \phi_c \cdot \left( \frac{V_c}{b_v \cdot d_e} + 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) = 35.12 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

**Nota.**

La seccion adoptada de 25x50cm es suficiente para las solicitaciones de corte y torsion.

Calculo de la Distribucion de acero.

Separacion m'axima por torsion.  $S_{maxt} := \frac{Ph}{8}$   $S_{maxt} = 15.625 \cdot cm$

$A_o := 0.85 \cdot A_{oh}$   $A_o = 793.399 \cdot cm^2$

$A_t(S_x) := \frac{T_u \cdot S_x}{2 \cdot \phi_t \cdot A_o \cdot f_y}$   $A_v(S_x) := \frac{(V_u - \phi_c \cdot V_c) \cdot S_x}{\phi_c \cdot f_y \cdot d_e}$

Para el primer tramo.  $T_{u1} := 8472.59 \text{ kgf} \cdot m$   $V_u = 18877.1 \cdot kgf$   $L_1 := 40cm$

Asumiendo refuerzo Trasmersal por torsion  $\phi=1/2"$ .  $2A_t + A_v = 2.58cm^2$

$0.126cm \cdot S_x + 0.019cm \cdot S_x = 2.58cm^2$   $S_x := 17.793cm$

Para el primer tramo.  $T_{u2} := 3613.49kgf \cdot m$   $V_{u2} := 3103.89kgf$   $L_1 := 60cm$

Asumiendo refuerzo Trasmersal por torsion  $\phi=1/2"$ .  $2A_t + A_v = 2.58cm^2$

$0.054cm \cdot S_x + 0 \cdot S_x = 2.58cm^2$   $S_x := 47.778cm > S_{maxt} = 15.625 \cdot cm$

Resistencia nominal a torci3n. ( $S_t := 15cm$ )

$A_t := 1.29cm^2$   $A_l := 17.04cm^2$   $\theta := \frac{\pi}{4}$  (Miembros no presforzado)

$T_n := \min\left(\frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y}{S_t}, \frac{2 \cdot A_o \cdot A_l \cdot f_y}{Ph}\right) \cdot \cot(\theta)$   $T_n = 5731.511 \cdot kgf \cdot m$

$T_r := \phi_t \cdot T_n$   $T_r = 4298.634 \cdot kgf \cdot m > T_u = 516.859 \cdot kgf \cdot m$  **Ok**

Area total requerida por Torsion y Cortante Sera de:

Acero de  $\phi=1/2"$  1@5cm, 4@15cm, resto @ 25cm

Para Vigas de:

$b_v := 25cm$   $h_v := 40cm$

Cuantías:

Cunatia M'axima

$\rho_{max} = 0.021$

Cunatia M'inima

$\rho_{min} = 0.002$

Cálculo del refuerzo.

Por flexión en su eje principal  $\underline{\underline{Mu}} := 7482.19 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$\underline{\underline{dv}} := 34.385 \text{ cm}$  (estimado)

$$\underline{\underline{Kw}} := \frac{Mu}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot bv} \quad \underline{\underline{a}} := dv - \sqrt{dv^2 - 2 \cdot Kw} \quad \underline{\underline{As}} := \frac{0.85 \cdot f'c \cdot bv \cdot a}{fy}$$

$$\underline{\underline{As}} = 6.144 \cdot \text{cm}^2 \quad \underline{\underline{Asmin}} := \rho_{\text{min}} \cdot hv \cdot dv \quad \underline{\underline{Asmin}} = 2.751 \cdot \text{cm}^2$$

$$\underline{\underline{As}} := \underline{\underline{Asmin}} \quad \text{Colocar: } \langle \rangle 6 \phi 5/8" \quad \underline{\underline{de}} := 34.385 \text{ cm}$$

Verificando:

$$\underline{\underline{c}} := \frac{a}{\beta_1} \quad \frac{c}{de} = 0.148 < 0.42 \text{ Ok}$$

Diseño por corte  $\underline{\underline{Vu}} := 7323.31 \text{ kgf}$

$$\underline{\underline{\theta}} := 45 \quad \underline{\underline{\beta}} := 2$$

Fuerza Cortante que resiste el concreto.

$$\underline{\underline{As}} := 14.52 \text{ cm}^2 \quad a = 4.337 \cdot \text{cm}$$

$$\underline{\underline{d}} := \max\left(0.9 \cdot de, 0.72bv, de - \frac{a}{2}\right) \quad d = 32.216 \cdot \text{cm}$$

$$\underline{\underline{\nu}} := \frac{Vu}{0.9 \cdot bv \cdot de} \quad \nu = 9.466 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\underline{\underline{Smax}} := \begin{cases} \min(0.8 \cdot de, 60 \text{ cm}) & \text{if } \nu < 0.125 \cdot f'c \\ \min(0.4 \cdot de, 30 \text{ cm}) & \text{if } \nu \geq 0.125 \cdot f'c \end{cases} \quad \underline{\underline{Smax}} = 27.508 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{\nu}{f'c} = 0.034 \quad \epsilon_{x_1} := \frac{\frac{Mu}{de} + 0.50 \cdot Vu \cdot \cot\left(\theta \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{Es \cdot As} \quad \epsilon_{x_1} = 8.59 \times 10^{-4} \quad \underline{\underline{\theta}} := 45$$

$$\epsilon_{x_2} := \frac{\frac{Mu}{de} + 0.50 \cdot Vu \cdot \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right)}{Es \cdot As} \quad \epsilon_{x_2} = 8.587 \times 10^{-4} \quad \underline{\underline{\beta}} := 2.00$$

$$\underline{\underline{Vc}} := 0.083 \cdot \beta \cdot hv \cdot de \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \quad \underline{\underline{Vc}} = 3820.464 \cdot \text{kgf}$$

Para Estribos de  $\phi 3/8"$   $\underline{\underline{Av}} := 1.42 \text{ cm}^2$  (Asumiendo las dos ramas del mismo  $\phi$ )

$$S_{min} := \frac{A_v \cdot f_y}{0.083 \cdot \beta \cdot h_v \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}} \quad S_{min} = 53.677 \cdot \text{cm}$$

Considerando estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal  $\alpha := \frac{\pi}{2}$

$$S := 20 \text{cm} \quad (\phi 3/8" 1@5, \text{Resto } @ 20 \text{cm})$$

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_e \cdot \left( \cot\left(\theta_1 \cdot \frac{\pi}{180}\right) + \cot(\alpha) \right) \cdot \sin(\alpha)}{S} \quad V_s = 10253.607 \cdot \text{kgf}$$

Verificando:

$$V_n := \min(V_c + V_s, 0.25 \cdot f'_c \cdot h_v \cdot d_e) \quad V_n = 14074.071 \cdot \text{kgf}$$

$$V_r := \phi_c \cdot V_n \quad V_r = 12666.664 \cdot \text{kgf} > V_u = 7323.31 \cdot \text{kgf} \quad \text{OK}$$

### 3.3.1.7 Análisis de la frecuencia mínima de vibración

Por la combinación de cargas Servicio I:

La frecuencia fundamental en un modo vertical sin tener en cuenta la carga viva debe ser superior a 3.0 Hz para y la frecuencia fundamental en un modo lateral sin tener en cuenta la carga viva debe ser superior a 1.5 Hz para evitar el primer armónico.

Cuadro del análisis modal

$$\text{En Z} \quad T := 0.5466 \text{ s} \quad f := \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad f = 11.495 \text{ Hz}$$

$$\text{en Y} \quad T := 0.6189 \text{ s} \quad f := \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad f = 10.152 \text{ Hz}$$

los primero modos fundamentales

$$T := 7.3949 \text{ s} \quad f := \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad f = 0.85 \text{ Hz}$$

### 3.3.2. Modelo Estructural para el Tablero de Madera

#### Diagramas de esfuerzos y momentos

Luego de someter a la estructura con las cargas debidas se obtiene resultados de máximos y mínimos de esfuerzos y momentos.

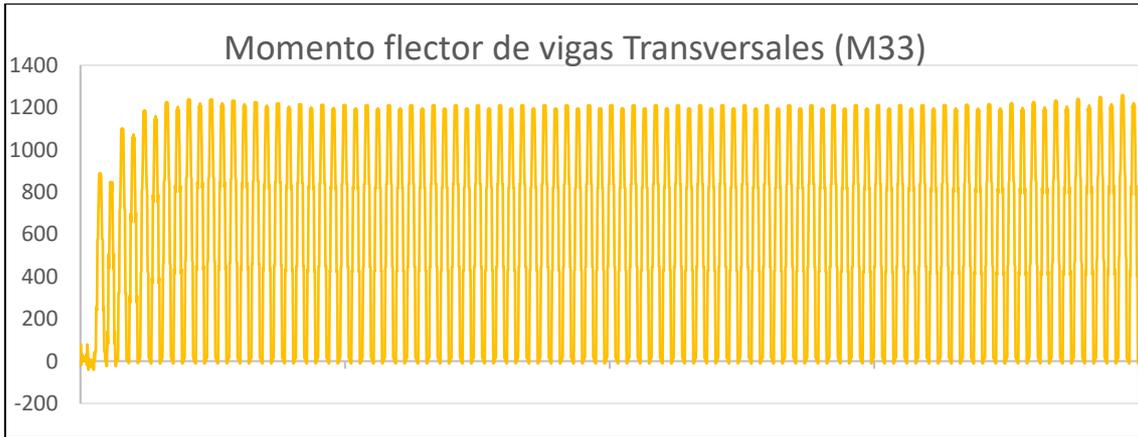
#### a) Vigas Transversales



**Figura 26:** *Distribución de Fuerzas Axiales en vigas Transversales*



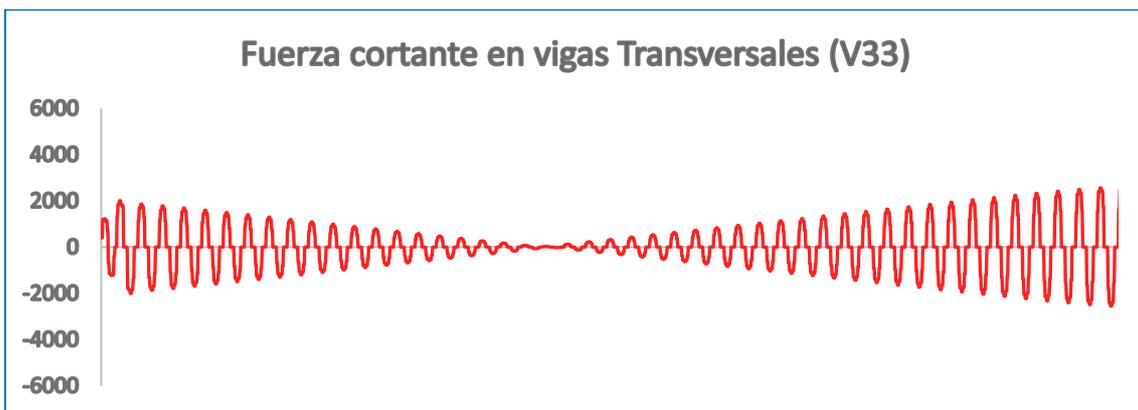
**Figura 27:** *Diagrama de momentos flectores – eje secundario en vigas Transversales*



**Figura 28.** *Diagrama de momentos flectores – eje principal en vigas Transversales*



**Figura 29.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en vigas Transversales*



**Figura 30.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en vigas Transversales*

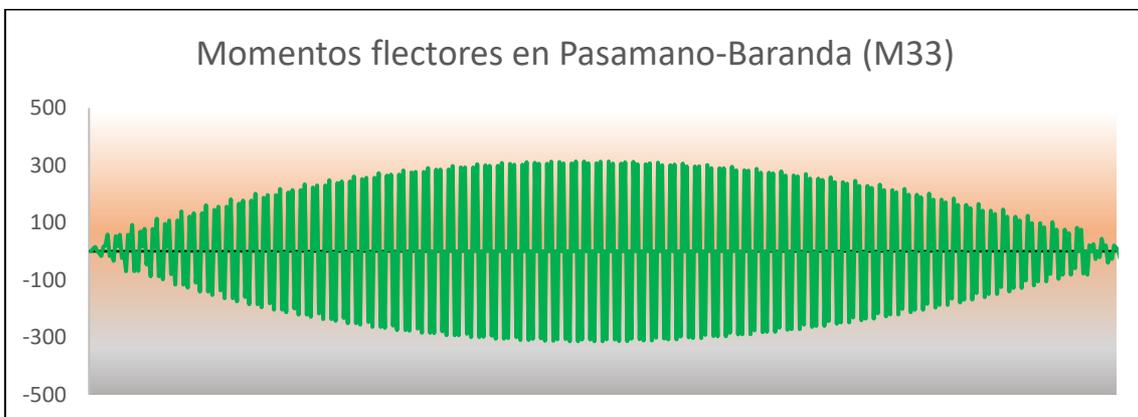
**b) Brida superior (Barandas)**



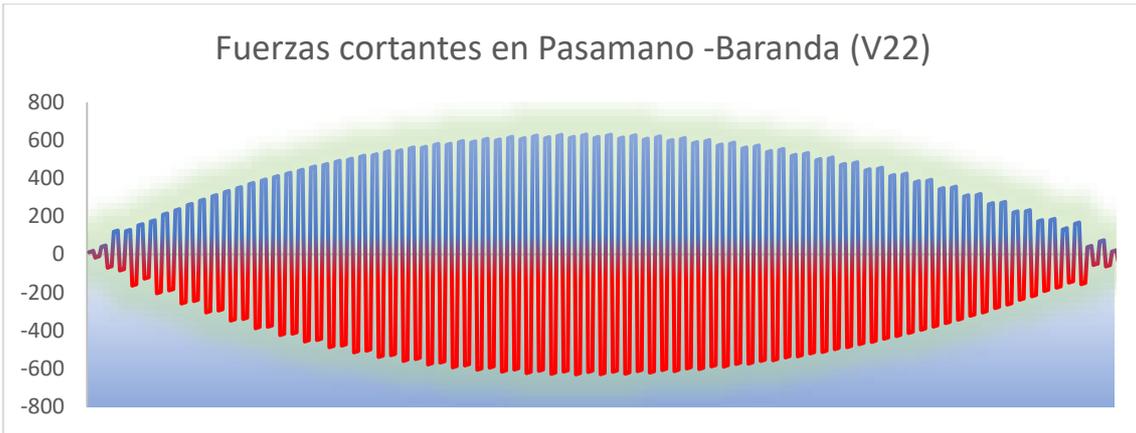
**Figura 31.** *Distribución de Fuerzas Axiales en Baranda*



**Figura 32.** *Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Baranda*



**Figura 33.** *Diagrama de momentos flectores – eje principal en baranda*



**Figura 34.** Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Baranda



**Figura 35.** Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Baranda

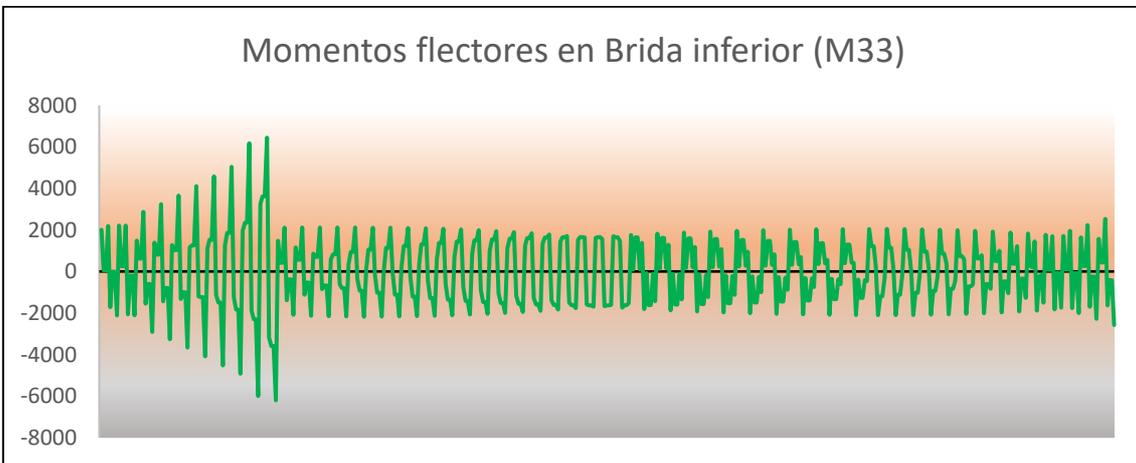
**c) Brida inferior (Vigas longitudinales exteriores)**



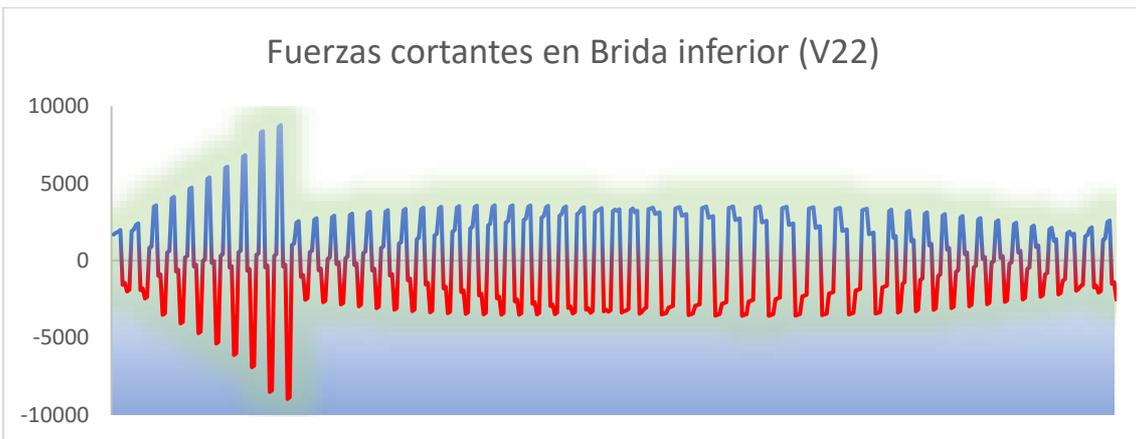
**Figura 36.** Distribución de Fuerzas Axiales en Vigas Longitudinales



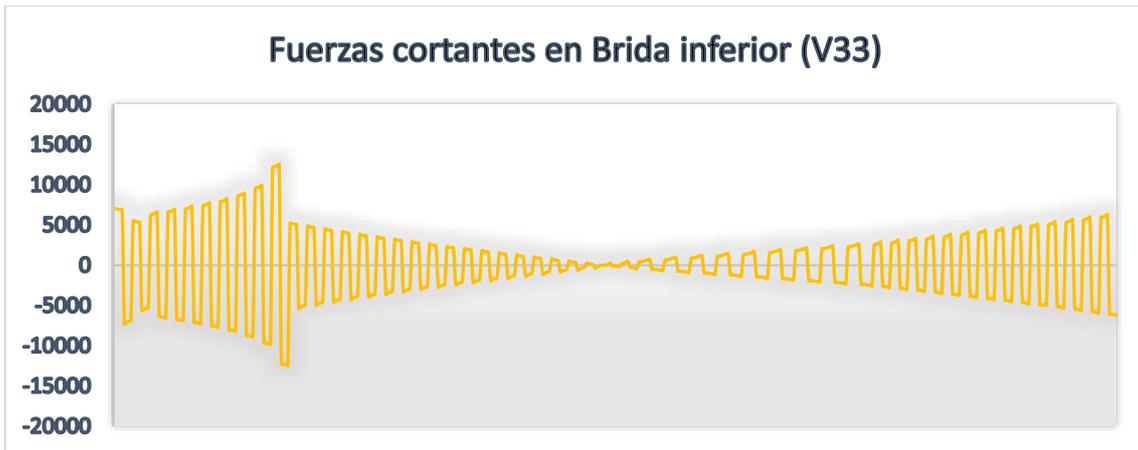
**Figura 37.** *Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Vigas Longitudinales*



**Figura 38.** *Diagrama de momentos flectores – eje principal en Vigas Longitudinales*



**Figura 39.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Vigas Longitudinales*

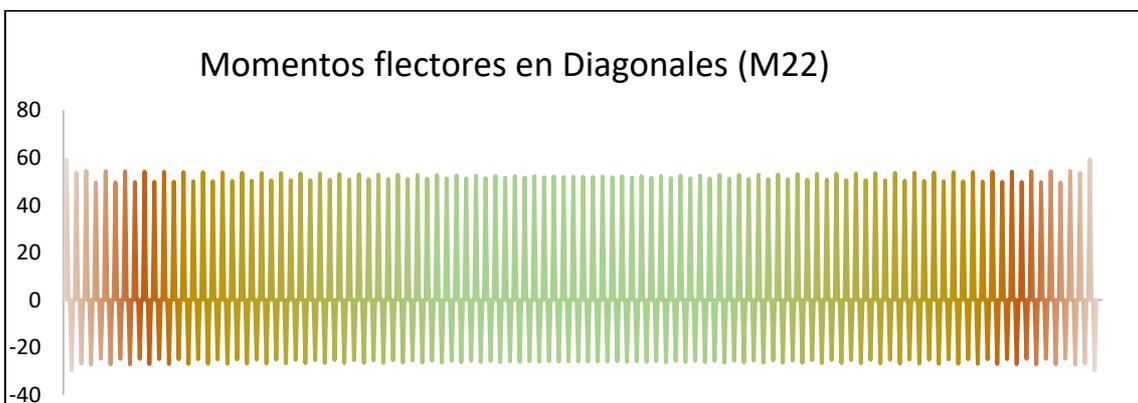


**Figura 40.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Vigas Longitudinales*

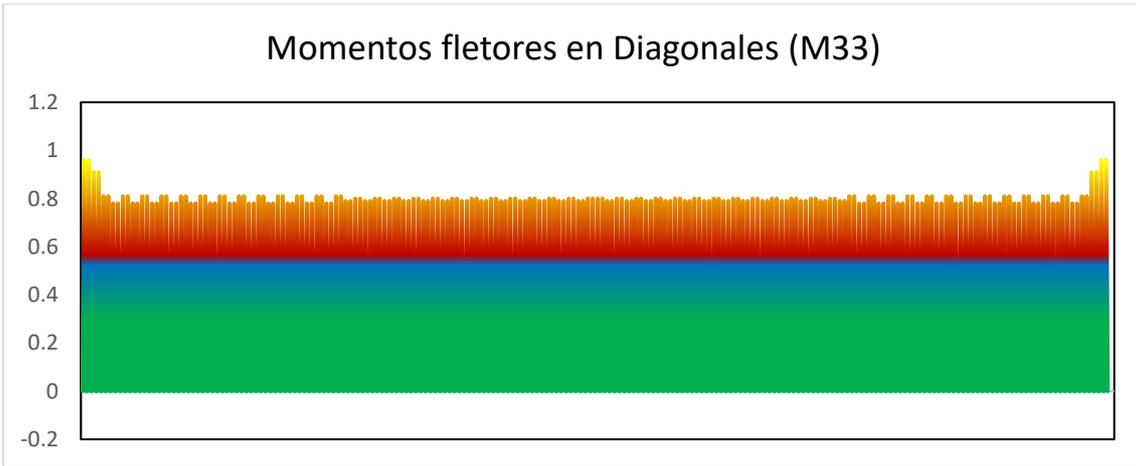
**d) Diagonales**



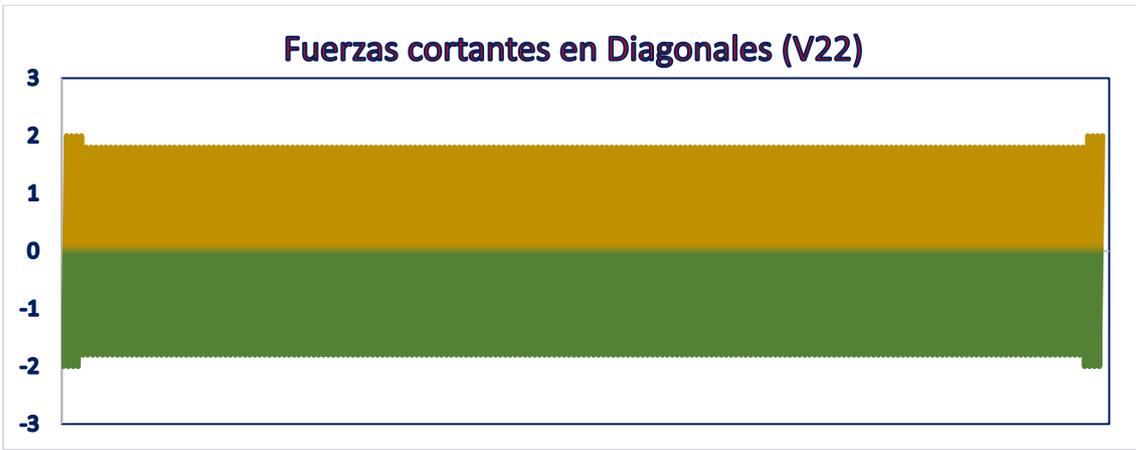
**Figura 41.** *Distribución de Fuerzas Axiales en Diagonales.*



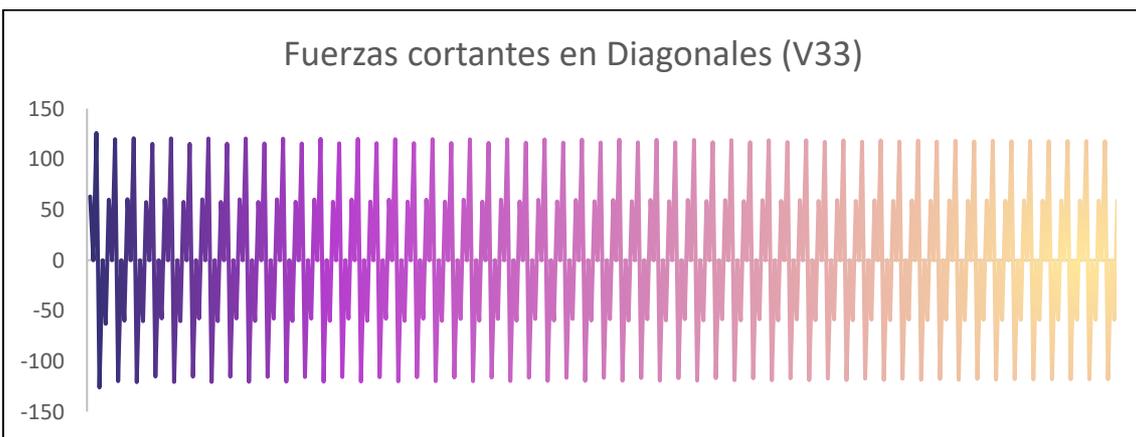
**Figura 42.** *Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Diagonales.*



**Figura 43.** Diagrama de momentos flectores – eje principal en Diagonales.



**Figura 44.** Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Diagonales.



**Figura 45.** Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Diagonales.

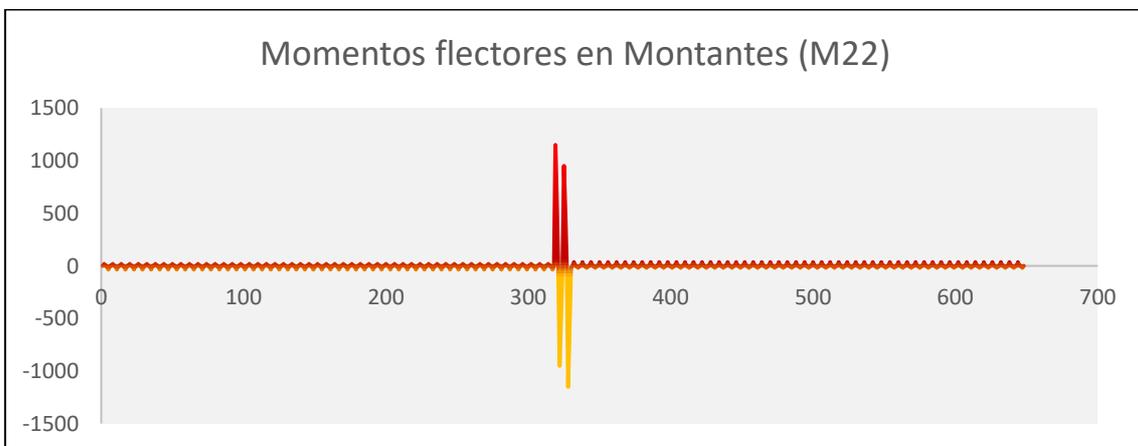
**e) Montantes**



**Figura 46.** *Distribución de Fuerzas Axiales en Montantes.*



**Figura 47.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Montantes.*



**Figura 48.** *Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Montantes*

f) Vigas Longitudinales (Centrales)



Figura 49. Distribución de Fuerzas Axiales en Vigas L. centrales.



Figura 50. Diagrama de momentos flectores – eje secundario en Vigas L. centrales.

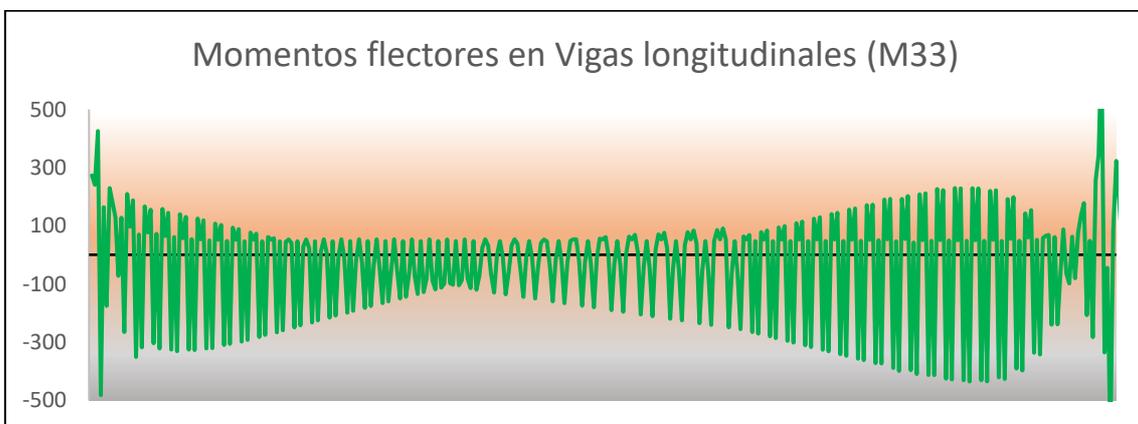
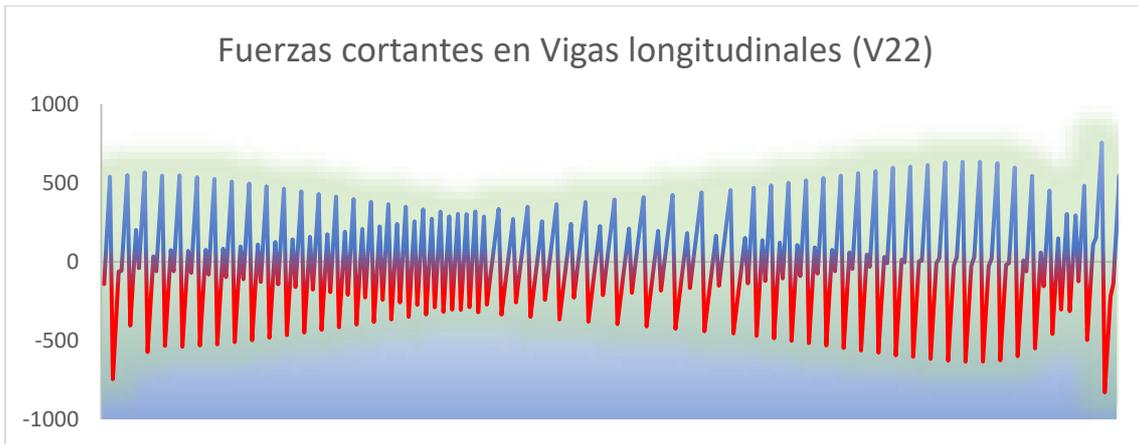


Figura 51. Diagrama de momentos flectores – eje principal en Vigas L. centrales.



**Figura 52.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje secundario en Vigas L. centrales.*



**Figura 53.** *Diagrama de fuerzas cortantes – eje principal en Vigas L. centrales*

## Cálculo de Elementos estructurales – Madera

### a) Vigas Transversales (Viguetas)

#### Sección del elemento:

$$b = 5.0 \text{ in} \quad h = 10.0 \text{ in}$$

#### Propiedades geométricas de la sección

$$A_g := b \cdot h \quad A_g = 322.58 \text{ cm}^2$$

$$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I_x = 17342.98 \text{ cm}^4$$

$$Z_x := \frac{2 \cdot I_x}{h} \quad Z_x = 1365.59 \text{ cm}^3$$

$$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12} \quad I_y = 4335.74 \text{ cm}^4$$

$$Z_y := \frac{2 \cdot I_y}{b} \quad Z_y = 682.79 \text{ cm}^3$$

#### Fuerzas actuantes

$$Nu = 426 \text{ kgf} \quad Mu_x = 1563.26 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mu_y = 19418.09 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### Elementos a flexo-compresión

$$k = 1.00 \quad L_n = 3.70 \text{ m}$$

$$L_{ef} = k \cdot L_n \quad L_{ef} = 3.7 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{ef}}{b} \quad \lambda_x = 29.13$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ef}}{h} \quad \lambda_y = 14.57$$

De la norma técnica E.010  $\lambda = 18.40$  (Para elementos tipo columna)

$$\lambda_k = \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda) \quad \lambda_k = 29.13$$

$$N_{adm} = 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2} \quad N_{adm} = 12503.66 \text{ kgf}$$

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2} \quad N_{crx} = 125031.64 \text{ kgf} \quad N_{cry} = \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2} \quad N_{cry} = 31257.91 \text{ kgf}$$

$$k_{mx} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{crx}}} \quad k_{mx} = 1.01 \quad k_{my} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{cry}}} \quad k_{my} = 1.02$$

$$r_{fc} = \frac{Nu}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{fc} = 20.16 \quad r_{fc} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

#### Elementos a flexo-tracción

##### Fuerzas actuantes

$$Nu = 570.7 \text{ kgf} \quad Mu_x = 4220.83 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mu_y = 18344.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$r_{ft} = \frac{Nu}{f_t \cdot A_g} + \frac{Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{ft} = 19.99 \quad r_{ft} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

+

#### Verificación por corte

$$Vu_{max} = 8862.6 \text{ kgf}$$

$$r_v = \frac{Vu_{max}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)} \quad r_v = 3.43 \quad r_v < 1.00 \quad \text{Ok}$$

b) Brida inferior (Barandas)

**Sección del elemento:**  
 $b = 3.0 \text{ in}$        $h = 5.0 \text{ in}$

**Propiedades geométricas de la sección**

$A_y := b \cdot h$	$A_y = 96.77 \text{ cm}^2$	
$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12}$	$I_x = 1300.72 \text{ cm}^4$	$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12}$ $I_y = 468.26 \text{ cm}^4$
$Z_x := \frac{2 \cdot I_x}{h}$	$Z_x = 204.84 \text{ cm}^3$	$Z_y := \frac{2 \cdot I_y}{b}$ $Z_y = 122.9 \text{ cm}^3$

**Fuerzas actuantes**

$Nu := 8457.3 \text{ kgf}$        $Mu_x := 17.56 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 622.82 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

**Elementos a flexo-compresión**

$k = 1.00$	$L_n = 1.0 \text{ m}$	$L_{ef} := k \cdot L_n$ $L_{ef} = 1 \text{ m}$
$\lambda_x := \frac{L_{ef}}{b}$	$\lambda_x = 13.12$	$\lambda_y := \frac{L_{ef}}{h}$ $\lambda_y = 7.87$

De la norma técnica E.010       $\lambda = 18.40$       (Para elementos tipo columna)

$\lambda_k := \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda)$        $\lambda_k = 18.4$

$N_{adm} := 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2}$        $N_{adm} = 9404.14 \text{ kgf}$

$N_{crx} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2}$	$N_{crx} = 128376.23 \text{ kgf}$	$N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2}$ $N_{cry} = 46215.44 \text{ kgf}$
---	-----------------------------------	--

$k_{mx} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{crx}}}$	$k_{mx} = 1.11$	$k_{my} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{cry}}}$ $k_{my} = 1.38$
--	-----------------	--

$$r_{fc} := \frac{Nu}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{fc} = 5.62 \quad r_{fc} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

**Elementos a flexo-tracción**

**Fuerzas actuantes**

$Nu := 50972.7 \text{ kgf}$        $Mu_x := 286.11 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 1.27 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$$r_{ft} := \frac{Nu}{f_t \cdot A_g} + \frac{Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{ft} = 5.95 \quad r_{ft} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

**Verificación por corte**

$Vu_{max} := 741.1 \text{ kgf}$

$$r_v := \frac{Vu_{max}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)} \quad r_v = 0.96 \quad r_v < 1.00 \quad \text{Ok}$$

c) Brida inferior (V. Longitudinales Exteriores)

**Sección del elemento:**  
 $b = 4.0 \text{ in}$        $h = 10.0 \text{ in}$

**Propiedades geométricas de la sección**  
 $A_y := b \cdot h$        $A_y = 258.06 \text{ cm}^2$   
 $I_x := \frac{b \cdot h^3}{12}$        $I_x = 13874.38 \text{ cm}^4$        $I_y := \frac{h \cdot b^3}{12}$        $I_y = 2219.9 \text{ cm}^4$   
 $Z_x := \frac{2 \cdot I_x}{h}$        $Z_x = 1092.47 \text{ cm}^3$        $Z_y := \frac{2 \cdot I_y}{b}$        $Z_y = 436.99 \text{ cm}^3$

**Fuerzas actuantes**  
 $Nu := 373082.3 \text{ kgf}$        $Mu_x := 2992.7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 829.21 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

**Elementos a flexo-compresión**  
 $k = 1.00$        $L_n = 2.0 \text{ m}$        $L_{ef} := k \cdot L_n$        $L_{ef} = 2 \text{ m}$   
 $\lambda_x := \frac{L_{ef}}{b}$        $\lambda_x = 19.69$        $\lambda_y := \frac{L_{ef}}{h}$        $\lambda_y = 7.87$   
 De la norma técnica E.010       $\lambda = 18.40$       (Para elementos tipo columna)  
 $\lambda_k := \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda)$        $\lambda_k = 19.69$   
 $N_{adm} := 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2}$        $N_{adm} = 21910.42 \text{ kgf}$   
 $N_{crx} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2}$        $N_{crx} = 342336.63 \text{ kgf}$        $N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2}$        $N_{cry} = 54773.86 \text{ kgf}$   
 $k_{mx} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{crx}}}$        $k_{mx} = -1.58$        $k_{my} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{cry}}}$        $k_{my} = -0.11$   
 $r_{fc} := \frac{Nu}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot Mu_y}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{fc} = 14.01$        $r_{fc} < 1.00$       Ok

**Elementos a flexo-tracción**  
**Fuerzas actuantes**  
 $Nu := 372841.7 \text{ kgf}$        $Mu_x := 5065.75 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 11609.19 \text{ kgf} \cdot \text{m}$   
 $r_{ft} := \frac{Nu}{f_t \cdot A_g} + \frac{Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{Mu_y}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{ft} = 34.56$        $r_{ft} < 1.00$       Ok  
 +

**Verificación por corte**  
 $Vu_{max} := 9759.1 \text{ kgf}$   
 $r_v := \frac{Vu_{max}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)}$        $r_v = 4.73$        $r_v < 1.00$       Ok

d) Diagonales

**Sección del elemento:**  
 $b = 2.0 \text{ in}$        $h = 4.0 \text{ in}$

**Propiedades geométricas de la sección**

$$A_g = b \cdot h \quad A_g = 51.61 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I_x = 443.98 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad I_y = 111 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} \quad Z_x = 87.4 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = \frac{2 \cdot I_y}{b} \quad Z_y = 43.7 \text{ cm}^3$$

**Fuerzas actuantes**

$$Nu = 9975.1 \text{ kgf} \quad Mu_x = 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mu_y = 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**Elementos a flexo-compresión**

$$k = 1.00 \quad L_n = 1.75 \text{ m} \quad L_{ef} = k \cdot L_n \quad L_{ef} = 1.75 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{ef}}{b} \quad \lambda_x = 34.45 \quad \lambda_y = \frac{L_{ef}}{h} \quad \lambda_y = 17.22$$

De la norma técnica E.010       $\lambda = 18.40$       (Para elementos tipo columna)

$$\lambda_k = \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda) \quad \lambda_k = 34.45$$

$$N_{adm} = 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2} \quad N_{adm} = 1430.88 \text{ kgf}$$

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2} \quad N_{crx} = 14308.27 \text{ kgf} \quad N_{cry} = \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2} \quad N_{cry} = 3577.07 \text{ kgf}$$

$$k_{mx} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{crx}}} \quad k_{mx} = -21.87 \quad k_{my} = \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{cry}}} \quad k_{my} = -0.31$$

$$r_{fc} = \frac{Nu}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{fc} = 6.97 \quad r_{fc} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

**Elementos a flexo-tracción**

**Fuerzas actuantes**

$$Nu = 10832.7 \text{ kgf} \quad Mu_x = 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad Mu_y = 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$r_{ft} = \frac{Nu}{f_t \cdot A_g} + \frac{Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{Mu_y}{Z_y \cdot f_m} \quad r_{ft} = 2 \quad r_{ft} < 1.00 \quad \text{Ok}$$

+

**Verificación por corte**

$$Vu_{max} = 125.17 \text{ kgf}$$

$$r_v = \frac{Vu_{max}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)} \quad r_v = 0.3 \quad r_v < 1.00 \quad \text{Ok}$$

e) Montante

**Sección del elemento:**  
 $b = 4.0 \text{ in}$        $h = 4.0 \text{ in}$

**Propiedades geométricas de la sección**  
 $A_g := b \cdot h$        $A_g = 103.23 \text{ cm}^2$   
 $I_x := \frac{b \cdot h^3}{12}$        $I_x = 887.96 \text{ cm}^4$        $I_y := \frac{h \cdot b^3}{12}$        $I_y = 887.96 \text{ cm}^4$   
 $Z_x := \frac{2 \cdot I_x}{h}$        $Z_x = 174.8 \text{ cm}^3$        $Z_y := \frac{2 \cdot I_y}{b}$        $Z_y = 174.8 \text{ cm}^3$

**Fuerzas actuantes**  
 $N_u := 3561.1 \text{ kgf}$        $M_{u_x} := 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $M_{u_y} := 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

**Elementos a flexo-compresión**  
 $k = 1.00$        $L_n = 1.45 \text{ m}$        $L_{ef} := k \cdot L_n$        $L_{ef} = 1.45 \text{ m}$   
 $\lambda_x := \frac{L_{ef}}{b}$        $\lambda_x = 14.27$        $\lambda_y := \frac{L_{ef}}{h}$        $\lambda_y = 14.27$   
 De la norma técnica E.010       $\lambda = 18.40$       (Para elementos tipo columna)  
 $\lambda_k := \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda)$        $\lambda_k = 18.4$   
 $N_{adm} := 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2}$        $N_{adm} = 10031.08 \text{ kgf}$   
 $N_{crx} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2}$        $N_{crx} = 41682.84 \text{ kgf}$        $N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2}$        $N_{cry} = 41682.84 \text{ kgf}$   
 $k_{mx} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot N_u}{N_{crx}}}$        $k_{mx} = 1.15$        $k_{my} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot N_u}{N_{cry}}}$        $k_{my} = 1.15$   
 $r_{fc} := \frac{N_u}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot M_{u_x}}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot M_{u_y}}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{fc} = 0.36$        $r_{fc} < 1.00$       Ok

**Elementos a flexo-tracción**  
**Fuerzas actuantes**  
 $N_u := 1994.7 \text{ kgf}$        $M_{u_x} := 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $M_{u_y} := 0.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$   
 $r_{ft} := \frac{N_u}{f_t \cdot A_g} + \frac{M_{u_x}}{Z_x \cdot f_m} + \frac{M_{u_y}}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{ft} = 0.18$        $r_{ft} < 1.00$       Ok

+

**Verificación por corte**  
 $V_{u_{max}} := 656.5 \text{ kgf}$   
 $r_v := \frac{V_{u_{max}}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)}$        $r_v = 0.79$        $r_v < 1.00$       Ok

f) Vigas Longitudinales – Centrales

**Sección del elemento:**

$b = 4.0 \text{ in}$        $h = 10.0 \text{ in}$

**Propiedades geométricas de la sección**

$A_g := b \cdot h$        $A_g = 258.06 \text{ cm}^2$

$I_x := \frac{b \cdot h^3}{12}$        $I_x = 13874.38 \text{ cm}^4$

$Z_x := \frac{2 \cdot I_x}{h}$        $Z_x = 1092.47 \text{ cm}^3$

$I_y := \frac{h \cdot b^3}{12}$        $I_y = 2219.9 \text{ cm}^4$

$Z_y := \frac{2 \cdot I_y}{b}$        $Z_y = 436.99 \text{ cm}^3$

**Fuerzas actuantes**

$Nu := 39058.9 \text{ kgf}$        $Mu_x := 19.69 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 108.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

**Elementos a flexo-compresión**

$k = 1.00$        $L_n := 2.0 \text{ m}$

$L_{ef} := k \cdot L_n$        $L_{ef} = 2 \text{ m}$

$\lambda_x := \frac{L_{ef}}{b}$        $\lambda_x = 19.69$

$\lambda_y := \frac{L_{ef}}{h}$        $\lambda_y = 7.87$

De la norma técnica E.010       $\lambda = 18.40$       (Para elementos tipo columna)

$\lambda_k := \max(\lambda_x, \lambda_y, \lambda)$        $\lambda_k = 19.69$

$N_{adm} := 0.329 \cdot \frac{E_m \cdot A_g}{\lambda_k^2}$        $N_{adm} = 21910.42 \text{ kgf}$

$N_{crx} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_x}{L_{ef}^2}$        $N_{crx} = 342336.63 \text{ kgf}$        $N_{cry} := \frac{\pi^2 \cdot E_m \cdot I_y}{L_{ef}^2}$        $N_{cry} = 54773.86 \text{ kgf}$

$k_{mx} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{crx}}}$        $k_{mx} = 1.21$        $k_{my} := \frac{1}{1 - \frac{1.5 \cdot Nu}{N_{cry}}}$        $k_{my} = -14.36$

$r_{fc} := \frac{Nu}{N_{adm}} + \frac{k_{mx} \cdot Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{k_{my} \cdot Mu_y}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{fc} = -0.57$        $r_{fc} < 1.00$       Ok

**Elementos a flexo-tracción**

**Fuerzas actuantes**

$Nu := 38910.7 \text{ kgf}$        $Mu_x := 99.77 \text{ kgf} \cdot \text{m}$        $Mu_y := 277.0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$r_{ft} := \frac{Nu}{f_t \cdot A_g} + \frac{Mu_x}{Z_x \cdot f_m} + \frac{Mu_y}{Z_y \cdot f_m}$        $r_{ft} = 1.92$        $r_{ft} < 1.00$       Ok

**Verificación por corte**

$Vu_{max} := 13481.5 \text{ kgf}$       +

$r_v := \frac{Vu_{max}}{f_v \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot A_g\right)}$        $r_v = 6.53$        $r_v < 1.00$       Ok

#### IV. DISCUSION

Respecto al análisis de puentes nuevos, se corrobora con los autores CARDOZA, Marvin; VILLALOBOS, José; quienes tienen su tesis denominada *Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática*, plantean que los puentes colgantes de gran luz el tablero debe intervenir en el esquema resistente del puente para repartir, con su rigidez, las cargas de tráfico y evitar así las deformaciones excesivas que se producen si el tablero no tiene rigidez; como comúnmente pasa con el esquema elemental (que está constituido por el cable principal, las péndolas y el tablero) de puentes colgantes convencionales. Además, la rigidez del tablero es necesaria para la estabilidad aerodinámica del puente.

De los resultados obtenidos de la presente investigación se ha logrado corroborar con CARDOZA, Marvin; VILLALOBOS, José; que para puentes nuevos antes de su uso y serviciabilidad deben ser verificados mediante la realización de una prueba de carga tal y como lo estipula el Manual de puentes de Perú promulgado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el Ítem 2.12.11, la cual muchas veces para puentes peatonales no se cumplen en el país. De acuerdo a las cargas utilizadas para la verificación del puente, con el manual vigente de puentes; se tiene que la deflexión obtenida es 0.3451m siendo mayor que la deflexión máxima, la cual debe ser la longitud del puente entre 360 para puentes peatonales según el Manual de diseño de puentes.

Tenemos también que las derivas para sismo no cumplen de acuerdo al Manual de Puentes Perú, teniendo que la máxima deriva es **10.8 cm**, los resultados de desplazamientos obtenidos en el eje Y-Y es **12.94 cm** y en la dirección X-X es **11.78 cm** la cuál es mayor que el límite máximo, relativamente sobrepasa en un 10% del máximo. Esto se debe por la carga de viento que es relativamente alta teniendo como mínimo 0.445 tn/m en todos los elementos porque así define el MP-MTC Ítem 2.4.3.10.1.2.1.

El sistema de cable principal, compuesto por 03 cables de 1 5/8" con resistencia a ruptura de 106.77 toneladas, satisface al esfuerzo máximo axial obtenido 262.700 tn del modelado considerado sin factor de seguridad por propias características de cable especificada por el proveedor.

De misma manera, para la verificación péndolas están correctas el diámetro de 5/8" aunque se tiene un área de acero para fierro liso de 0.94 cm<sup>2</sup> aplicado por cargas consideras tributarias por una péndola obteniendo la suma de cargas permanentes y transitorias (P=1414.47 Kg) sobre el esfuerzo admisible (1500 Kg/cm<sup>2</sup>); en tal caso un diámetro de 1/2" satisface la solicitud. En opinión propia sobre las péndolas, la elección de diámetro mayor es porque es menos manipulable por las personas y como sobre dimensionamiento sin alterar casi nada en las deformaciones.

Se encuentra deficiencia en las torres, se muestra en diagrama de Iteración que los resultados de fuerza axial máximo (886811.30 Kgf) y momento máximo (53293.23 Kgf.m) debido a la combinación de carga RESISTENCIA III está fuera del límite por lo tanto no cumple los resultados encontrados que son altos debido a la carga de viento que influye, en tanto como lo mencionado que fue tomada la carga mínima según Manual de puentes Perú en su Ítem 2.4.3.10.1.2.1.

De misma consideración, para las vigas de arriostre no satisface las solicitudes para una combinación de carga donde influya viento.

La verificación del funcionamiento de la cámara de anclaje se basó por el criterio de estabilidad, lo cual se genera por deslizamiento la cual promulga que el factor de seguridad (FDS= Sumatoria de fuerzas estabilizadoras verticales/Sumatoria de fuerzas desestabilizadoras verticales) 0.95855582 sea mayor a 1.5 y por volteo definiendo el factor de seguridad por la sumatoria de momentos estabilizadores entre la sumatoria de momentos desestabilizadores 0.94582804 sea mayor a 2; por lo tanto no cumple por tener una tensión muy alta para una posición tan cercana y con ángulo mayor a 33.3° sabiendo que no da un mejor funcionamiento de anclaje.

El diseño de los elementos de madera, todos no cumplen por resultados altos debido a la caga de viento dada en el Manual de puentes Perú en su Ítem 2.4.3.10.1.2.1. La verificación se hizo para un análisis de flexo compresión y flexo tracción.

Realizando con las cargas dichas en el antiguo manual de puentes se confirma la verificación de los elementos correctamente.

Cabe resaltar que se diseña por Servicio I, y en este presente y actual manual de diseño de puentes la carga de viento está estipulada en un mínimo de 0.445 tn/m.

Para las vibraciones se observa que cumple en la orientación vertical que debe ser mayor a 3 hrtz según lo estipulado en el Manual de puentes obteniendo un resultado de 11.95 Hz y para la orientación horizontal también está cumpliendo a al tener una frecuencia de 10.152 Hz la cual es mayor a 1.5. Por lo tanto, quiere decir que no es necesario hacer un análisis dinámico y evaluarlo.

## V. CONCLUSIONES

- 5.1.El puente tiene un desempeño deficiente ya que la capacidad de algunos componentes estructurales es inferior a la capacidad teórica requerida según las condiciones de diseño del Manual de Diseño de Puentes – MTC.
- 5.2.El puente tiene la capacidad de soportar las cargas de servicios, pero presenta deficiente capacidad ante eventos extraordinarios, específicamente a las acciones del viento.
- 5.3.El tablero del puente tiene la rigidez suficiente para no entrar en la condición de resonancia debido a la carga peatonal, esto debido a que la frecuencia natural de vibración es superior a los 3hz.
- 5.4.El puente peatonal en conjunto presenta deficiente rigidez ya que las deformaciones debido a carga de servicio y debido a las acciones sísmicas son superiores a las máximas recomendadas por el Manual de Diseño de Puentes – MTC.
- 5.5.La configuración estructural de las torres tiene problemas de concepción ya que la reducida longitud de las vigas reduce la capacidad de rotación en los nudos, no garantizando el comportamiento de viga débil y columna fuerte.
- 5.6.La verificación de los elementos estructurales del puente peatonal Solo es constatada con los parámetros de diseño del actual manual de puentes de Perú promulgado por el Ministerio de Transportes y comunicaciones; es importante dar a conocer que el puente fue diseñado con el antiguo Manual de puentes (2006) la cual existe variaciones en algunas series de cargas tales como Carga viva peatonal, espectro de respuesta sísmica, carga de viento, entre otros.

## **VI. RECOMENDACIONES**

- 6.1. Realizar la prueba de carga de todos los puentes en el País y mundo entero, para así tener la verificación del proyecto que cumpla tal y como se hace el cálculo en el diseño. Muchas veces se ignora la prueba de carga, según el MP-MTC se realiza antes de iniciar su uso.
- 6.2. Realizar el mantenimiento permanente de tal manera de garantizar la capacidad estructural del puente.
- 6.3. Elaborar investigaciones referentes a las alternativas de reforzamiento para el puente, con la finalidad de alcanzar la capacidad requerida.
- 6.4. Considerar el planteamiento de sistemas de restricción al pase de camionetas cargadas.
- 6.5. Realizar un monitoreo y atención a la aparición de fisuración en las uniones viga columnas de la torre.

## VII. REFERENCIAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. A.A.S.H.T.O. *Standard specifications for Highway Bridge*. Washington, D.C., 1996. 1694p.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *LRFD Bridge Design Specification*. Second Edition. Washington D.C. USA. 1998.
- AMPUERO, Everth. *Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes*. Universidad Nacional de ingeniería, Lima-Perú 2012.
- CAIN, Henry; ARCOS, Lenin. *Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamote-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación*. Universidad Nacional del Chimborazo, Riobaba-Ecuador 2006.
- CARDOZA, Marvin; VILLALOBOS, José. *Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática*. (Tesis de pregrado). Universidad de El Salvador, San Salvador 2005.
- ESPAÑA: *Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera*. Ministerio de Fomento Edición. Dirección general de carreteras. 1999. 643p. I.S.B.N.: 84-498-0425-6.
- GARCIA, Eduardo; GARCÍA, Heriberto; CÁRDENAS, Leopoldo. *Simulación y análisis de sistemas con ProModel*. 2da edición. Pearson: Mexico. 2013. 360p. ISBN: 978-607-32-1511-4.
- MURTHY, D.N.p;PAGE, N.W y RODIN, E. Y. *Mathematical Modelling: A Tool for Problem Solving in Engineering, Physical, Biological, and Social Sciences*. England: Pergamon Press edición.1990. 339p. ISBN: 0080372449, 9780080372440.

PURCA, Ronald. *ATC-40 Cap.8 Procedimiento de Análisis Estático No Lineal*. 2015.15p.

SAENZ, Richard. *La evaluación preliminar del puente Chillón Km. 24+239 carretera Panamericana Norte Habich – Intercambio Vial Ancón, para posible intervención preventiva*. Universidad Privada del Norte, Lima-Perú 2016.

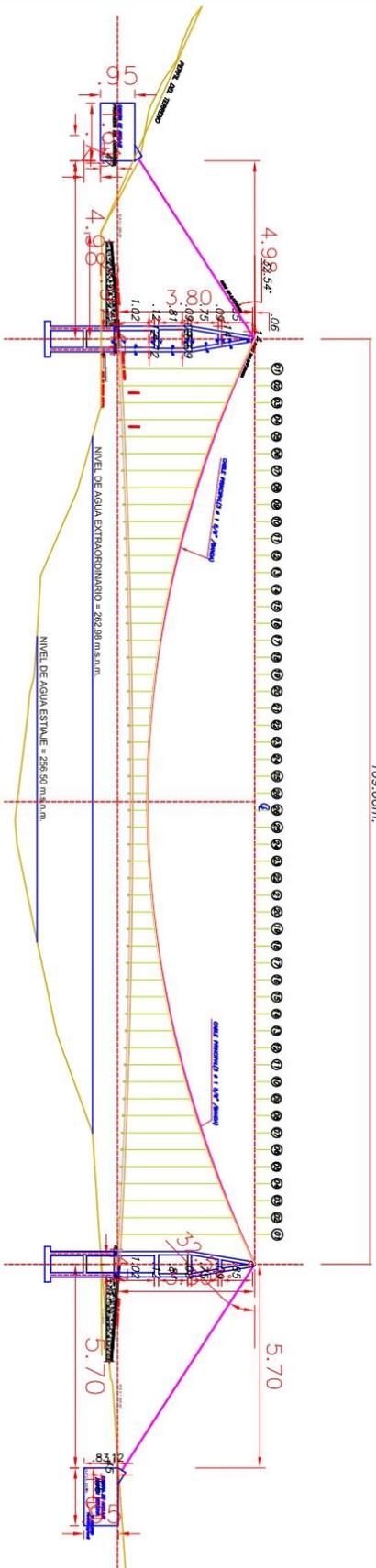
# **ANEXOS**

Título: “Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018”

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Técnica e Instrumentos		
<p><b>Problema general</b> ¿Es posible evaluar el <b>desempeño estructural</b> del puente peatonal Solo mediante el análisis de un <b>modelo matemático</b> representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018?</p> <p><b>Problema Específicos</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• ¿Es posible evaluar el <b>desempeño estructural</b> del puente Solo mediante un <b>modelo matemático</b> elaborado en el software SAP 2000 que permita determinar las deformaciones en el rango elástico y su incursión en el rango inelástico?</li> <li>• ¿Es posible determinar el <b>desempeño estructural</b> mediante un análisis comparativo entre la capacidad de carga teórica de diseño y la obtenida mediante un análisis de su <b>modelo matemático</b> representativo?</li> </ul>	<p><b>Objetivo general</b> Evaluar el <b>desempeño estructural</b> del puente peatonal Solo mediante la formulación de un <b>modelo matemático</b> del puente peatonal Solo, Shanao-2018.</p> <p><b>Objetivos específicos</b> Elaborar y evaluar un <b>modelo matemático</b> representativo del puente peatonal Solo, utilizando el software SAP 2000, para determinar la carga máxima que teóricamente, podría soportar el puente. Analizar el <b>desempeño estructural</b> del puente Solo bajo un análisis de la capacidad de carga teórica de diseño.</p>	<p><b>Hipótesis general</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La formulación y análisis de un <b>modelo matemático</b> nos permite evaluar el <b>desempeño estructural</b> del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.</li> </ul> <p><b>Hipótesis específicas</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La elaboración y evaluación de un <b>modelo matemático</b> en el software SAP 2000, permitirá determinar el <b>desempeño estructural</b> del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.</li> <li>• El análisis comparativo entre la capacidad obtenida del <b>modelo matemático</b> y la capacidad de carga de diseño proyectada, permitirá evaluar el <b>desempeño estructural</b> del Puente peatonal Solo, Shanao 2018.</li> </ul>	<p><b>Técnica</b> Observación Análisis Matemático</p> <p><b>Instrumentos</b> Ficha Técnica Software SAP 2000</p>		
<b>Diseño de investigación</b>	<b>Población y muestra</b>	<b>Variables y dimensiones</b>			
La investigación es un diseño Experimental de tipo Cuasiexperimental, porque estudia el	<b>Población</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="1205 1254 1731 1286">Variables</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1205 1286 1731 1334">Desempeño Estructural</td> </tr> </tbody> </table>	Variables	Desempeño Estructural	
Variables					
Desempeño Estructural					

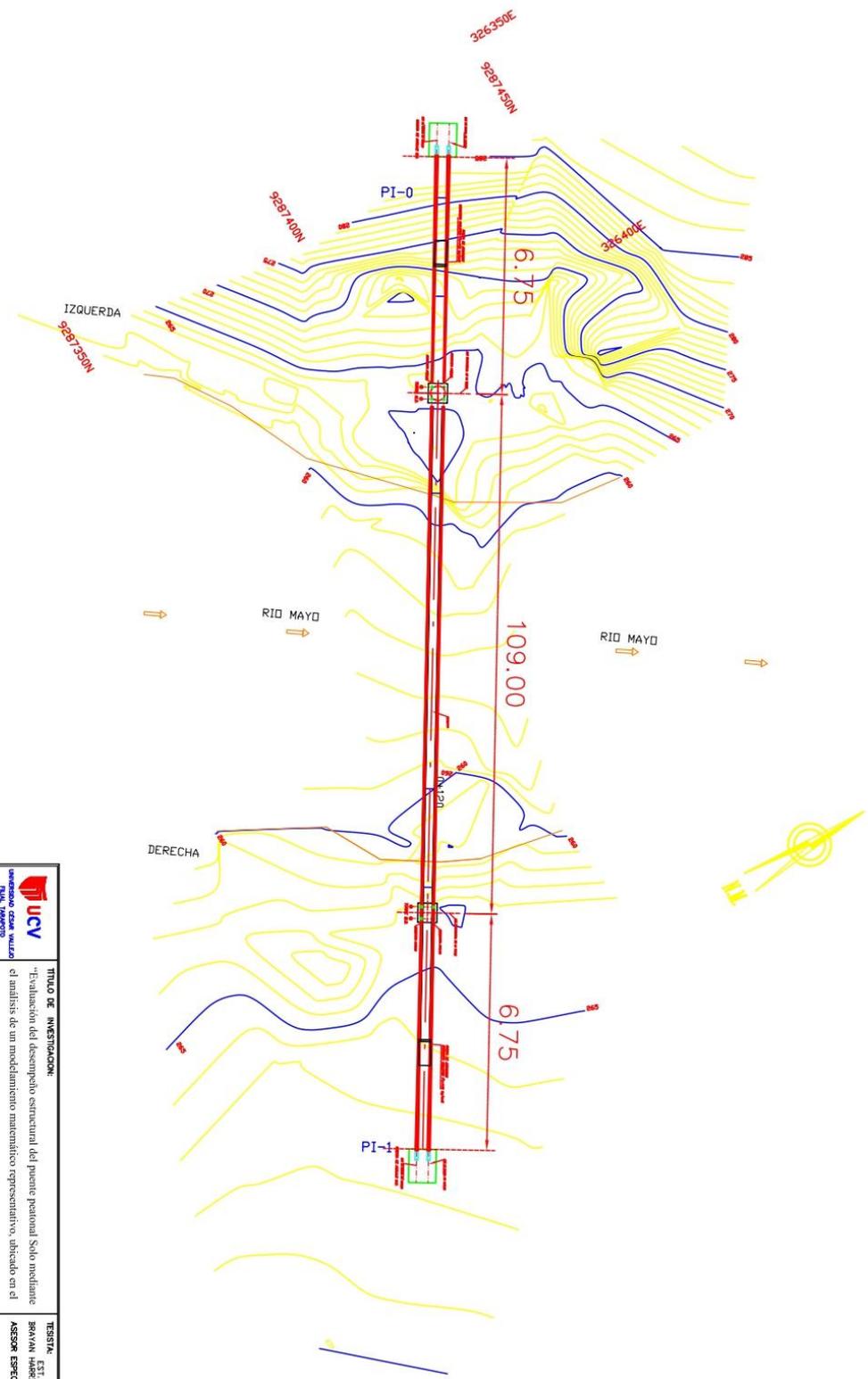
<p>efecto que causa la variable independiente. Mantiene una relación de causa-efecto que ocasiona el puente peatonal respecto su Capacidad estructural.</p>	<p>En la estimación de población para el estudio se tuvo en cuenta las consideraciones, parámetros e importancia del manual de diseño de puentes – Perú según referencia que adquiere el país para elaborar proyectos de puentes tipo colgantes que se encuentran elaboradas y ejecutadas en la Región San Martín.</p> <p><b>Muestra</b> Se realizó un muestreo de conveniencia efectiva la cual está constituida por el puente tipo colgante llamado Solo. Este objeto de estudio comprende la ejecución de un puente colgante peatonal, con tablero y barandas de madera de 109 metros de luz, sin vigas de rigidez (flexible) teniendo como sistema estructural una torre y macizos de anclaje en la margen derecha.</p>	<p>Modelo matemático</p>	
---	---	--------------------------	--

# **PLANOS**



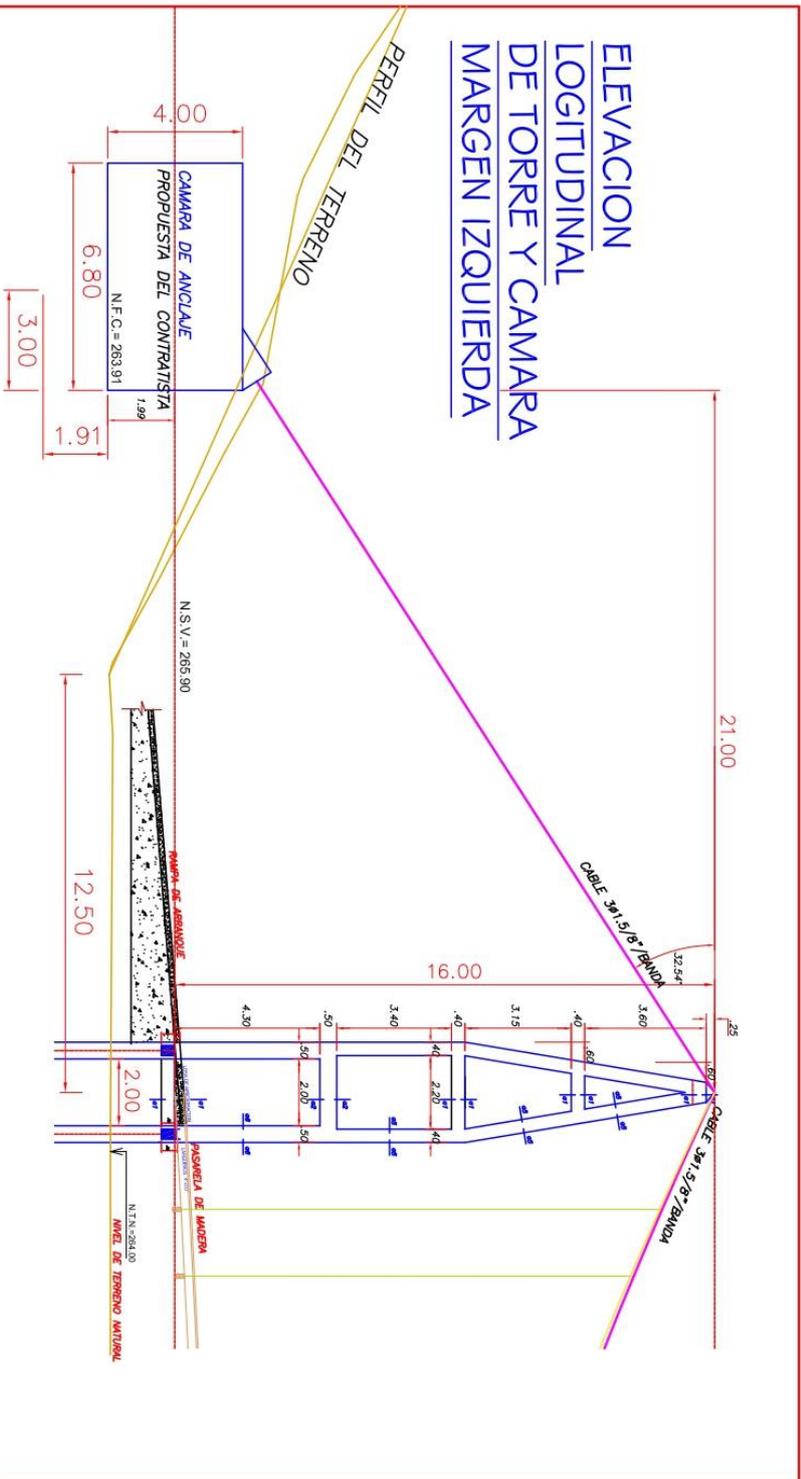
109.00m.

 <b>UCV</b> UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO TACNA - PERÚ		<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shitano 2018"		<b>TESISTA:</b> BRAYAN ESTEBAN CASHA ESSO ASesor ESPORADICA Mg. ING. CIVIL LUISA PABILLA MALDONADO	
<b>FACULTAD DE INGENIERÍA</b> ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		<b>TÍTULO PROYECTO :</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		<b>ESCALA:</b> 1/75	
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN DISTRITO: SHITANO PROVINCIA: LAMAS		PLAZA: PERÚ DEL PUENTE		<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018	
				<b>COD. DE LAMINA:</b> <b>E-01</b>	
				<b>Nº DE LAMINA:</b>	

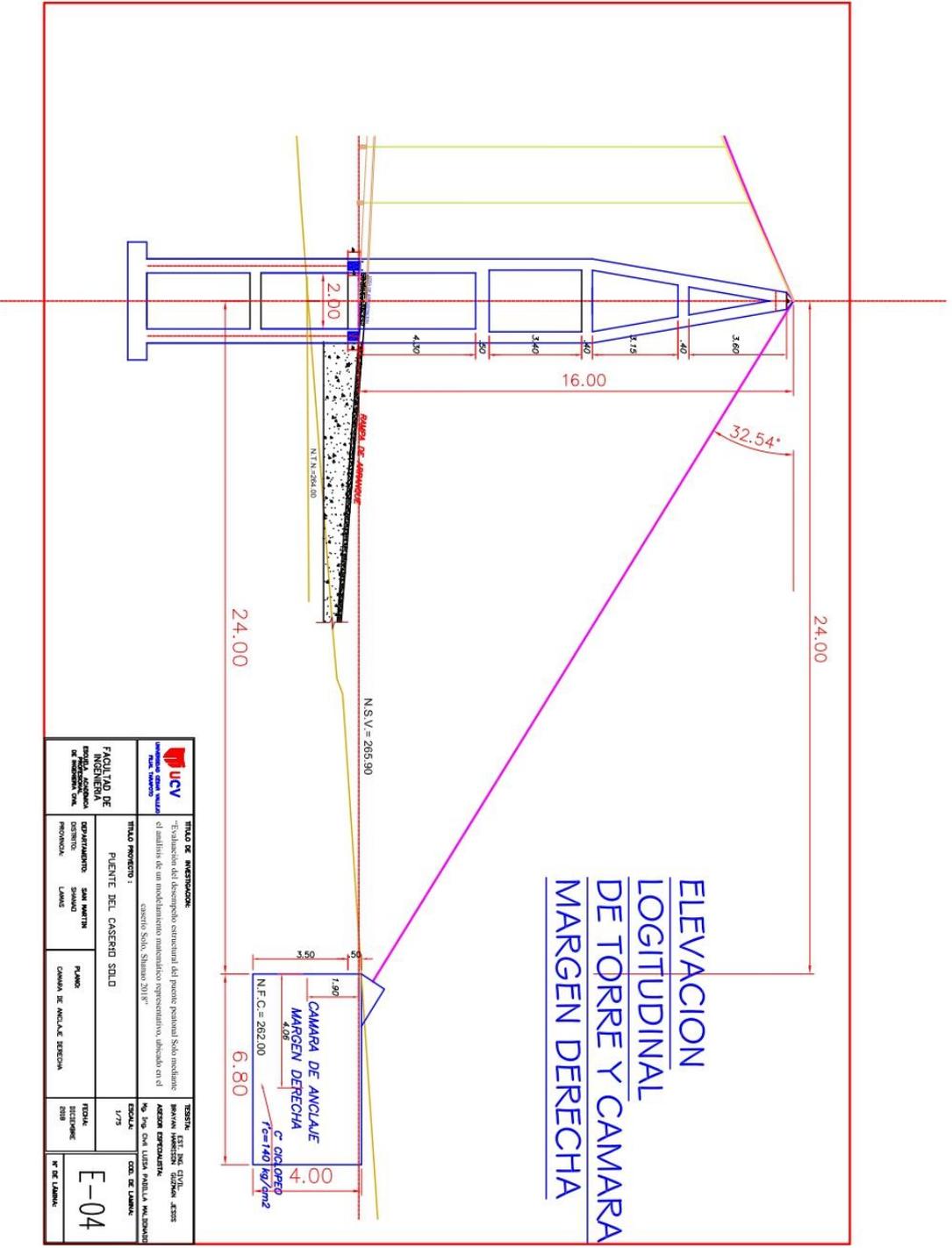


 <b>UCV</b> Universidad Central de Venezuela Facultad de Ingeniería	<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Simón 2018"		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAYAN ABRIL ASESOR ESCUELA: Mg. Ing. CIVIL LUISA PADILLA MALDONADO
	<b>TÍTULO PROYECTO:</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO	DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN DISTRITO: SIMÓN PROMOCIÓN: LAMAS	PLANO: CURVAS DE NIVEL Y PLANTA
ESCALA: 1/75	<b>COD. DE LÁMINA:</b> <b>E-02</b>		<b>N° DE LÁMINA:</b>

# ELEVACION LOGITUDINAL DE TORRE Y CAMARA MARGEN IZQUIERDA

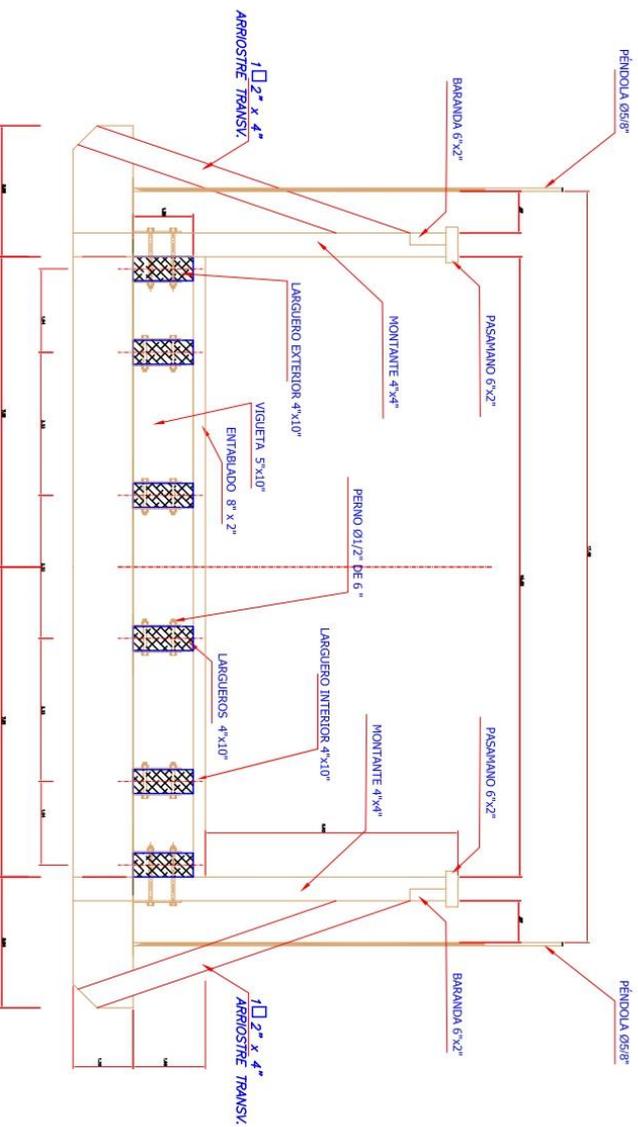


 <b>UCV</b> <small>UNIVERSIDAD CATELINA VALDIVIA</small> <small>TEL. 56 90 22 00 00</small>	<b>TITULO DE INVESTIGACION</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Sillamo 2018"		<b>TECNICA</b> EST. DE CIVIL. BARRAS ACERAS ARBOLAS ESPECIALES. No. 109. OMI. LUISA MARCELA MALDONADO	
	<b>TITULO PROYECTO I</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		No. 109. OMI. LUISA MARCELA MALDONADO	
FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL	DEPARTAMENTO: SAN MARTIN DISTRITO: SILLAMO PROVINCIA: LAMAS	PLANO: CAMARA DE ANCLAJE IZQUIERDO	FECHA: DICIEMBRE 2018	No. 109. OMI. LUISA MARCELA MALDONADO
			COD. DE PLANO:	No. 109. OMI. LUISA MARCELA MALDONADO
			E-03	No. 109. OMI. LUISA MARCELA MALDONADO



**ELEVACION  
LOGITUDINAL  
DE TORRE Y CAMARA  
MARGEN DERECHA**

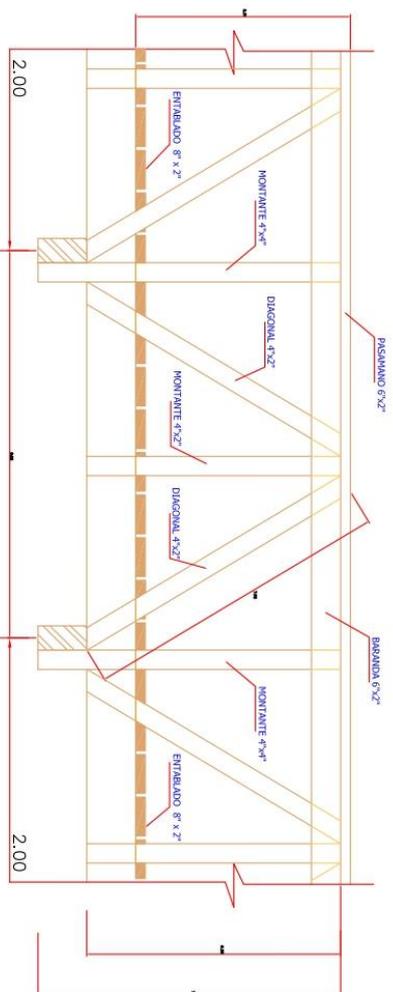
 <b>UNIVERSIDAD CATELICA DEL VENEZUELA</b> <small>Universidad Católica del Venezuela</small>		<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b> Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Soto mediante el análisis de un modelamiento numérico representativo, ubicada en el sector Soto, Simón Bolívar 2018		<b>FECHA:</b> 15/06/2018 <b>SECCIÓN:</b> EST. INF. CIVIL <b>INSTITUCIÓN:</b> DIZUN ASIS	
<b>FAACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>Escuela Académica de Ingeniería</small>		<b>TÍTULO PROYECTO:</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		<b>FECHA:</b> 1/7/18 <b>SECCIÓN:</b> COD. DE CÁMERA	
<b>DEPARTAMENTO:</b> SAN MARTÍN <b>DISTRITO:</b> SIMÓN BOLÍVAR <b>PROVINCIA:</b> LÁMBARI		<b>PAIS:</b> VENEZUELA <b>CAMARA DE ANCLAJE DERECHA</b>		<b>FECHA:</b> 1/7/18 <b>SECCIÓN:</b> COD. DE CÁMERA	
				<b>E-04</b>	
				<b>Nº DE LÁMINA:</b>	



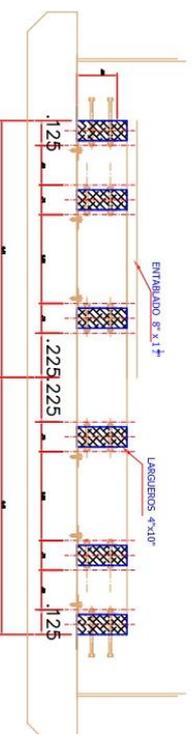
## CORTE TRANSVERSAL

### DETALLE TÍPICO EN TRAMO CENTRAL

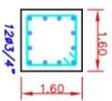
 <b>UCV</b> UNIVERSIDAD CECILIA VALDIVIA TÍTULO: INGENIERÍA	<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b>		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAYAN HERRERIN GUTZMAN JESUS ASESOR ESPECIALISTA: Mg. Ing. CIVIL LUISA PADILLA MALDONADO
	"Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shianao 2018"		
<b>FAACULTAD DE INGENIERÍA</b> ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL	<b>TÍTULO PROYECTO :</b>		<b>ESCALA:</b> 1/75  <b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018
	PUENTE DEL CASERIO SOLO		
<b>DEPARTAMENTO:</b> SHANAO <b>PROVINCIA:</b> LAMAS	<b>SAN MARTIN</b>	<b>PLANO:</b> SECCION DE TRANSVERSAL TABLERO	<b>COO. DE LAMINA:</b> E-05  <b>N° DE LAMINA:</b>



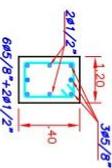
## ELEVACION DE BARANDAS



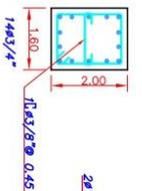
 <b>UNIVERSIDAD CENTRO VENEZOLANO</b> <small>TRUJILLO, MÉRIDA</small>	<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b>		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAVAYN HERRERÍN GILZMAN, E303 ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Ing. OMA LUISA PARELLA HALLBERGER
	"Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Simano 2018"		
<b>FAACULTAD DE INGENIERÍA</b> <small>ESUELA ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL</small>	<b>TÍTULO PROYECTO :</b>		<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018
	PUENTE DEL CASERIO SOLO		
<small>DEPARTAMENTO:</small> <b>SAN MARTÍN</b> <small>DISTRITO:</small> <b>SHANAO</b> <small>PROVINCIA:</small> <b>LAMAS</b>	<b>PLANO:</b>		<b>E-06</b>
	SECCION LONG. PARALELO		
<b>COD. DE LAMINA:</b>			<b>N° DE LAMINA:</b>



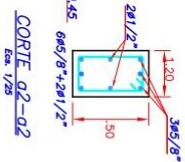
CORTE a5-a5  
Ecu. 1/25



CORTE a1-a1  
Ecu. 1/25



CORTE a6-a6  
Ecu. 1/25

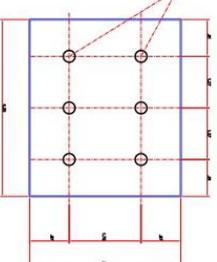
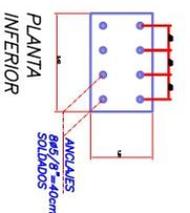
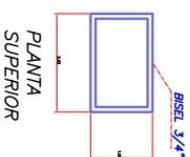
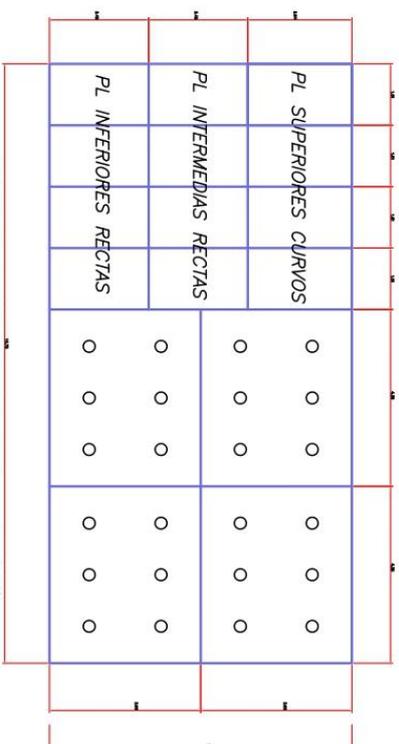


CORTE a2-a2  
Ecu. 1/25

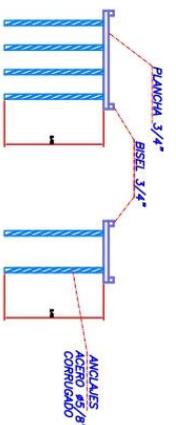
COLUMNAS

VIGAS

 <small>UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL VENEZUELA</small> <small>TULIO FERRERIS</small>	<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shinaruma 20118"		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAHMI HERRERA GÓZDOLKI, E-303 <b>ASESOR ESPECIALISTA:</b> Ing. Ing. CIVIL LUISA PABIELLA MALDONADO	
	<b>FAACULTAD DE INGENIERÍA</b> <b>ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERÍA CIVIL</b>	<b>DEPARTAMENTO:</b> SAN MARTÍN <b>DISTRITO:</b> SHINARUMA <b>PROVINCIA:</b> LAMAS	<b>PLANO:</b> CRITES DE COLUMNAS Y VIGAS	<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018
<b>TÍTULO PROYECTO :</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		<b>ESCALA:</b> 1/75		
<b>NO. DE LÁMINA:</b>		<b>NO. DE LÁMINA:</b>		

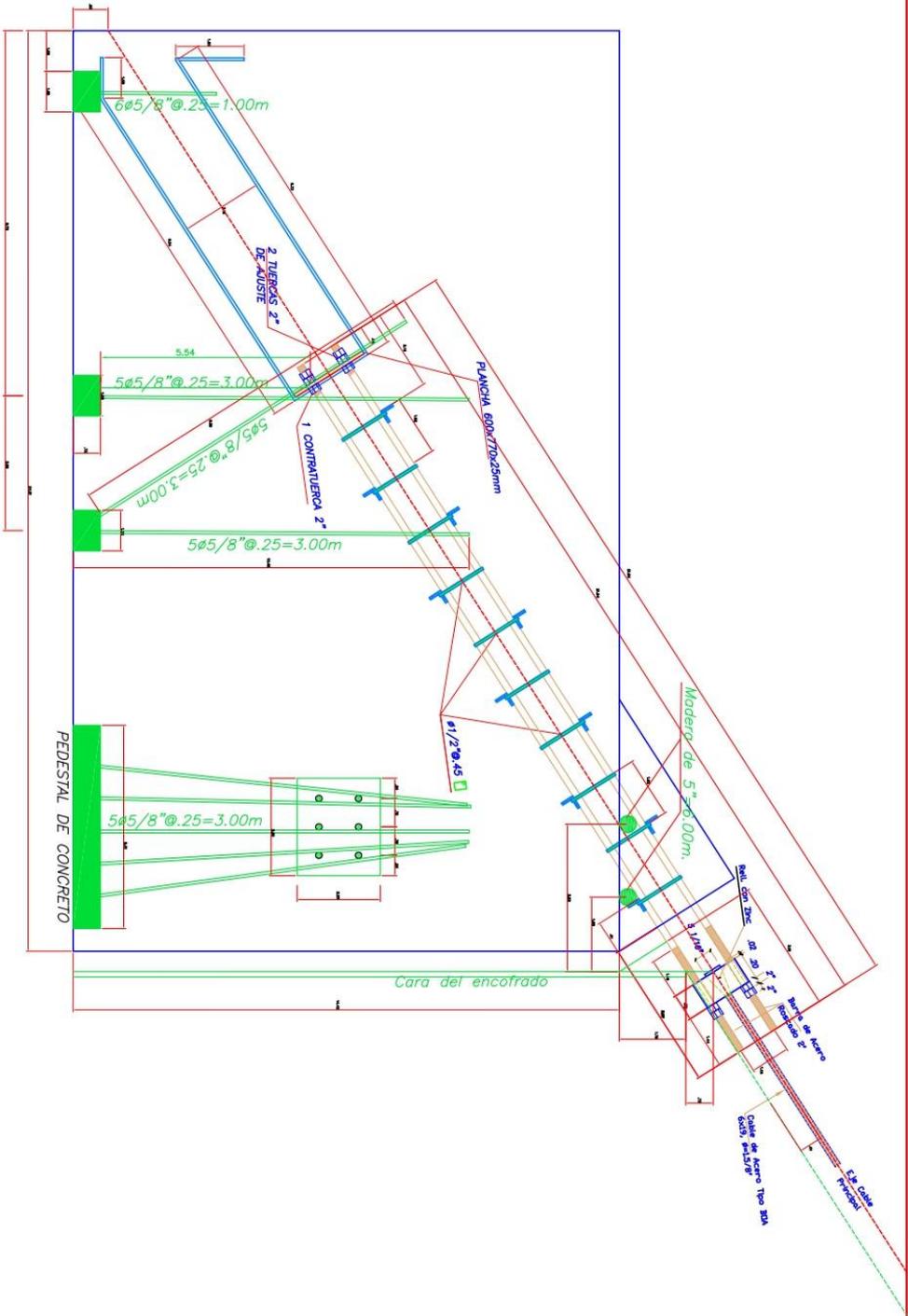


PLANCHA 610X720X19mm  
ACERO A-36 ( $f_y=2530\text{kg/cm}^2$ )  
Escala: 1/20



ELEVACION LONGITUDINAL  
PLANCHA INFERIOR RECTA

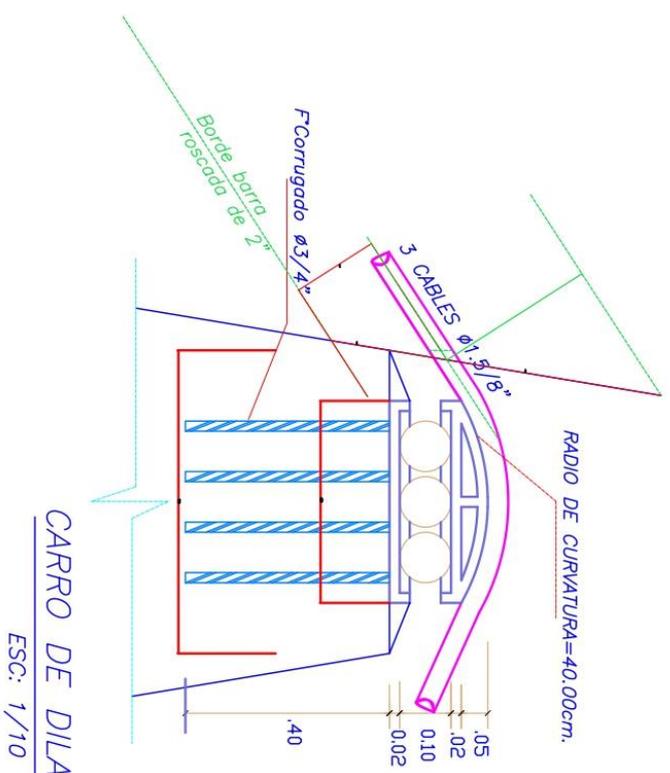
 <b>UNIVERSIDAD CECILIA TRUJILLO</b> <small>FACULTAD DE INGENIERIA</small>	<b>TÍTULO DE INVESTIGACION:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Simano 2018"		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAHMAN HERRERA GUZMÁN, JESUS ASesor ESPECIALISTA: Mg. Ing. CIVIL LUISA PATULLA MALDONADO
	<b>TÍTULO PROYECTO:</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO	<b>ESCALA:</b> 1/75	<b>ODO. DE LAMINA:</b> <b>E-08</b>
<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>ESCALA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL</b>	<b>DEPARTAMENTO:</b> SAN MARTIN <b>DISTRITO:</b> SIMANO <b>PROVINCIA:</b> LAMAS	<b>PLANO:</b> DETALLE DE PLANCHAS	<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018
<b>N° DE LAMINA:</b>			



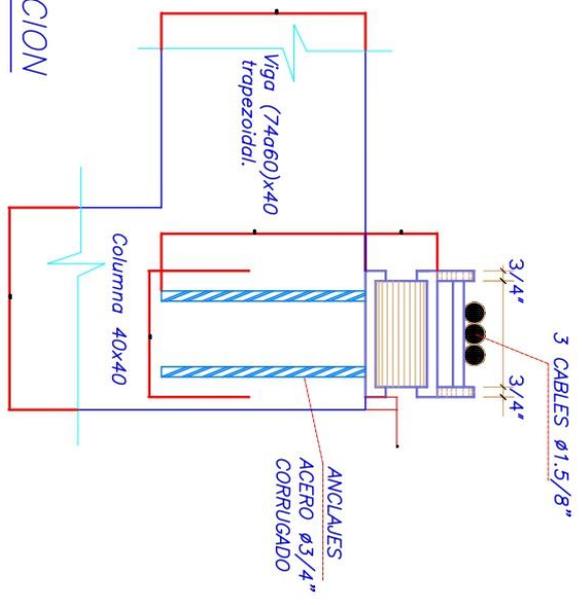
SISTEMA DE ANCLAJE CAMARA M.D

Esc:1/20

 <small>Universidad Central del Venezuela</small> <small>TALLER MAQUINADO</small>		<b>TITULO DE INVESTIGACION:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Suimao 2018"		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAHÁN HERRERA GÓMEZ JESÚS ASesor ESPECIALISTA: Mg. Ing. CIVIL LUISA PAOLA MENDOZA	
<b>FAULTAD DE INGENIERIA</b> <small>ESCALA ACADÉMICA DE INVESTIGACION</small> <small>PROVINCIA</small>		<b>TITULO PROYECTO :</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		<b>ESCALA:</b> 1/75 <b>COO. DE LAMINA:</b> <b>E-09</b>	
<small>DEPARTAMENTO:</small> SAN MARTIN <small>DISTRITO:</small> SHAMU <small>PROVINCIA:</small> LAAS		<small>PLANO:</small> DETALLE DE ANCLAJE		<small>FECHA:</small> DICIEMBRE 2018	
				<small>N° DE LAMINA</small>	



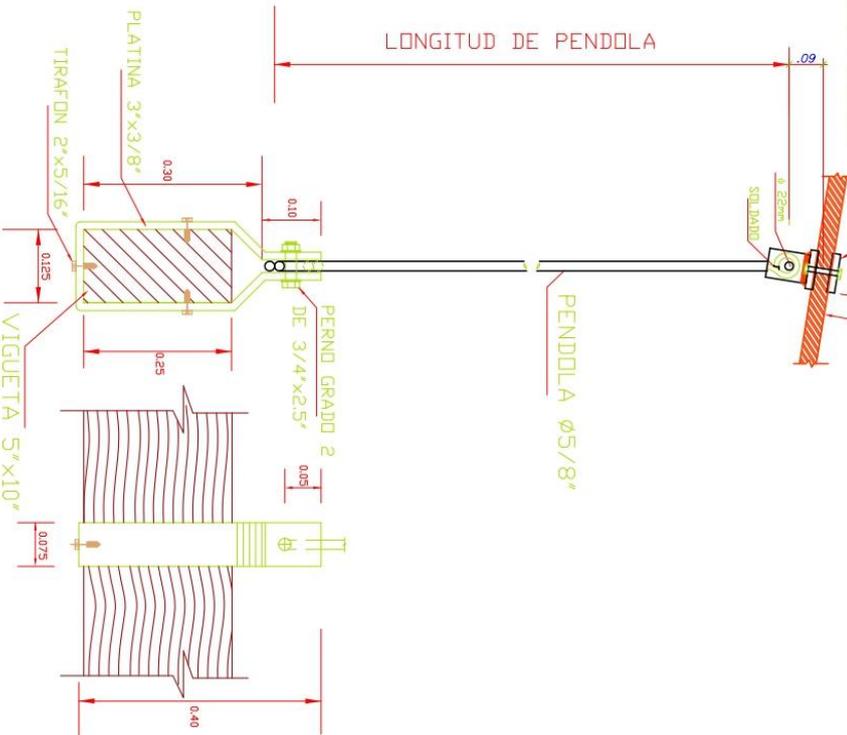
CARRO DE DILATACION  
ESC: 1/10



 Universidad Central del Valle del Cauca Facultad de Ingeniería	<b>TÍTULO DE INVESTIGACIÓN:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Siamón 2018"	<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAHMI HARRISON GAZDAN JESS <b>ASESOR ESPECIALISTA:</b> Mg. Ing. CIVIL LUISA PAULLA MALDONADO
<b>FAACULTAD DE INGENIERIA</b> ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL	<b>TÍTULO PROYECTO:</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO	<b>DEPARTAMENTO:</b> SAN MARTIN <b>DISTRITO:</b> SIAMON <b>PROVINCIA:</b> LAMAS
<b>PLANO:</b> CARRO DE DILATACION	<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018 <b>ESCALA:</b> 1/75	<b>COD. DE LAMINA:</b> <b>E-10</b>

DISPOSITIVO DE ANCLAJE  
CABLE-PENDOLA

3 Cables tipo Bow  $\phi$  1 5/8"



DETALLE - ABRAZADERA VIGA-PENDOLA

 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA DE VALPARAISO</b> <small>UNIVERSITY OF VALPARAISO</small>		<b>TÍTULO DE INVESTIGACION:</b> "Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Sillamo 2018"		<b>TESISTA:</b> EST. ING. CIVIL BRAYAN HERRERA GÓZMAN, E305 ASesor ESPECIALISTA: Mg. Ing. Dña. LUISA PAOLINA MALDONADO	
<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> ESCUELA ACADÉMICA DE INGENIERIA CIVIL		<b>TÍTULO PROYECTO:</b> PUENTE DEL CASERIO SOLO		<b>ESCALA:</b> 1/75	
DEPARTAMENTO: SAN MARTIN DISTRITO: SILLAMO PROVINCIA: LAMAS		PLANO: ABRAZADERA VIGA-PENDOLA		<b>FECHA:</b> DICIEMBRE 2018	
				<b>COD. DE LAMINA:</b> E-11	
				<b>N° DE LAMINA:</b>	

## Modelamiento del Puente

### 1. Importaciones de puntos

La curvatura del cable, no se realiza cálculo de la función que tiende a tener el cable principal ya que dicha función se obtuvo mediante puntos coordenadas obtenidas del plano que lleva el expediente de dicho proyecto, archivo Autocad.

Para la realización de los puntos coordenadas que define la curvatura del cable y tablero, como también las torres y cámaras de anclaje se obtuvo mediante el plano detallado en Autocad, exportando dichos puntos a un formato Excel para luego importar al programa SAP 2000.

- Se inicia la apertura del programa, hacemos clic en el menú *file/Import*.
- Luego seleccionamos la opción *SAP 2000 MS Excel file* (figura).

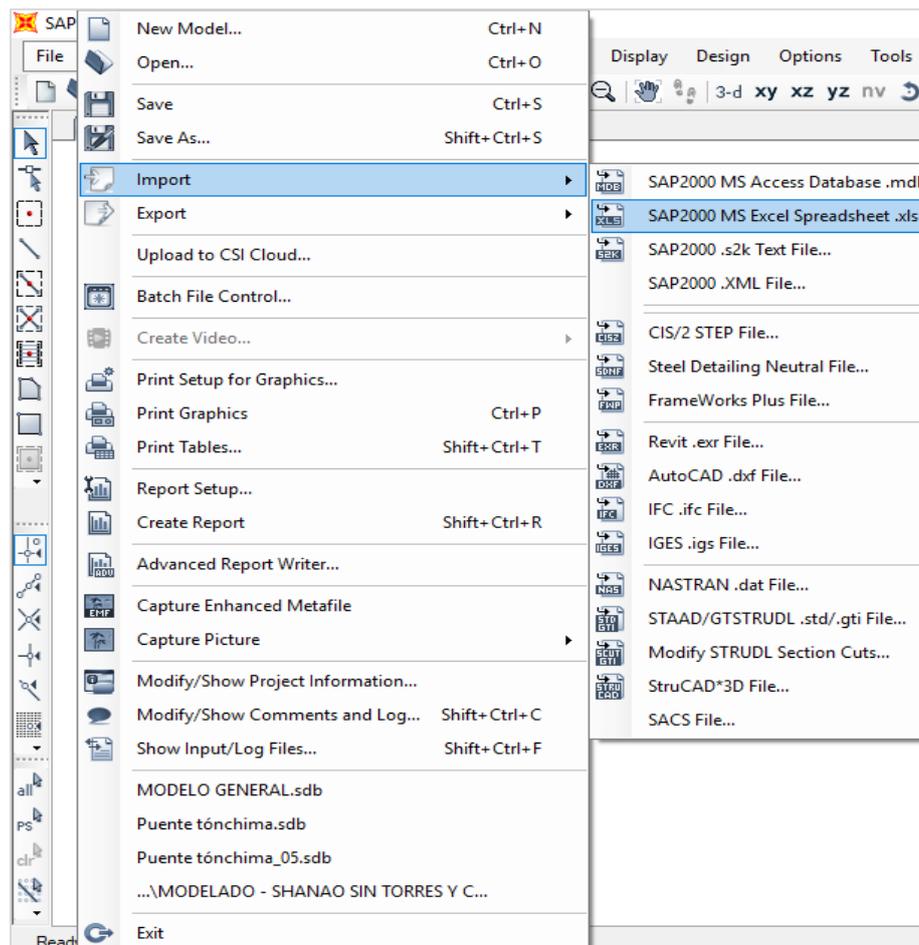


Figura 54. Importaciones de puntos

## 2. Definición de Materiales

En el menú *Define/Materials*, se realiza la definición de los materiales que tienen los elementos de dicha estructura. Observamos en la figura la definición del material para el cable Boa 6x19 que está considerado como:

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: CABLE BOA

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 5.5

Mass per Unit Volume: 0.5608

**Units**

Units: Tonf, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 16900000.

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 6500000.

**Other Properties For Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 109000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 125000.

Expected Yield Stress, Fye: 38668.83

Expected Tensile Stress, Fue: 50269.48

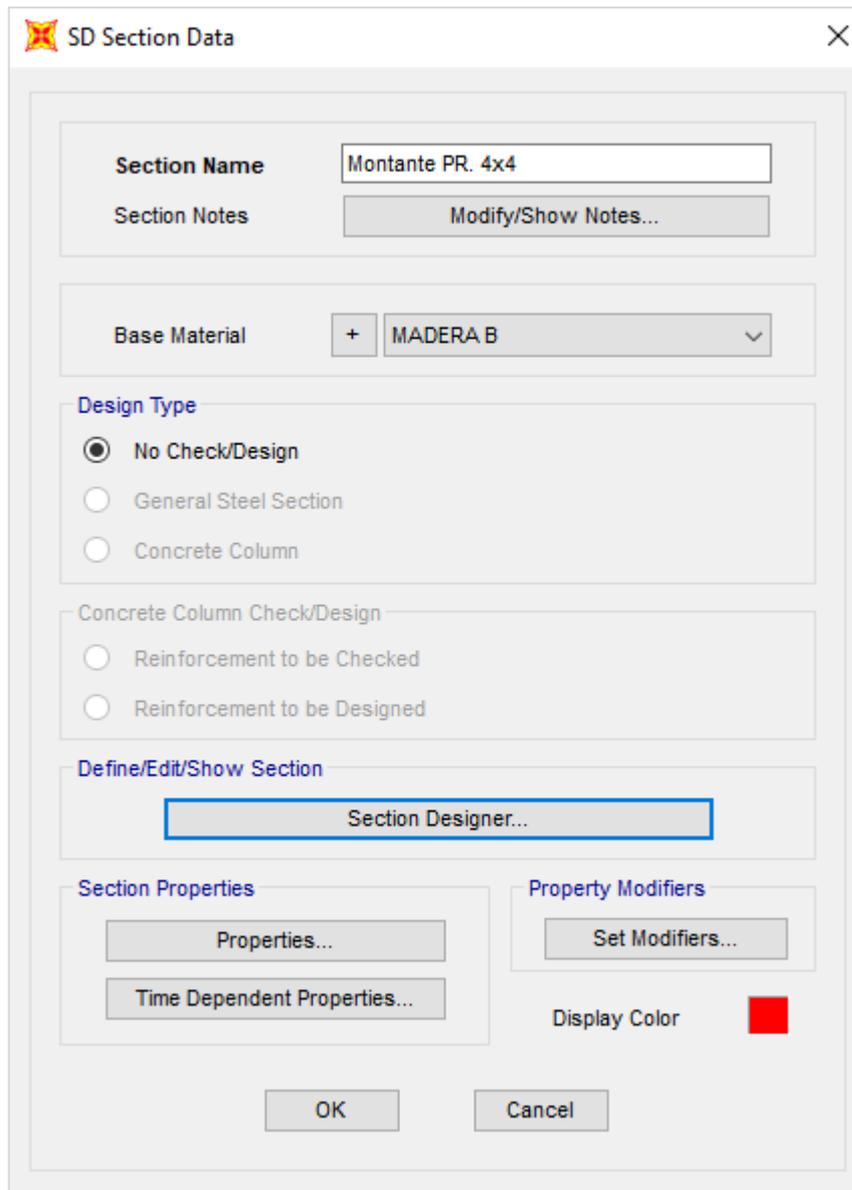
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

**Figura 55.** *Definición de Material*

### 3. Sección de los elementos estructurales

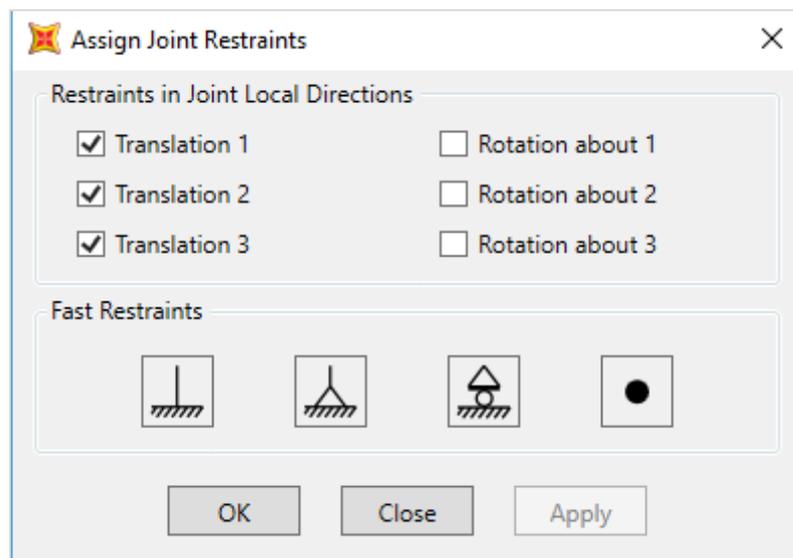
En la misma opción del menú de lo anterior, *Define/Section properties/Frame sections*, se define los elementos estructurales ya que todos fueron en elementos tipo Frame. Se muestra la sección de montante en la figura:



**Figura 56.** Definición de sección de elementos estructurales

#### 4. Restraints – apoyos

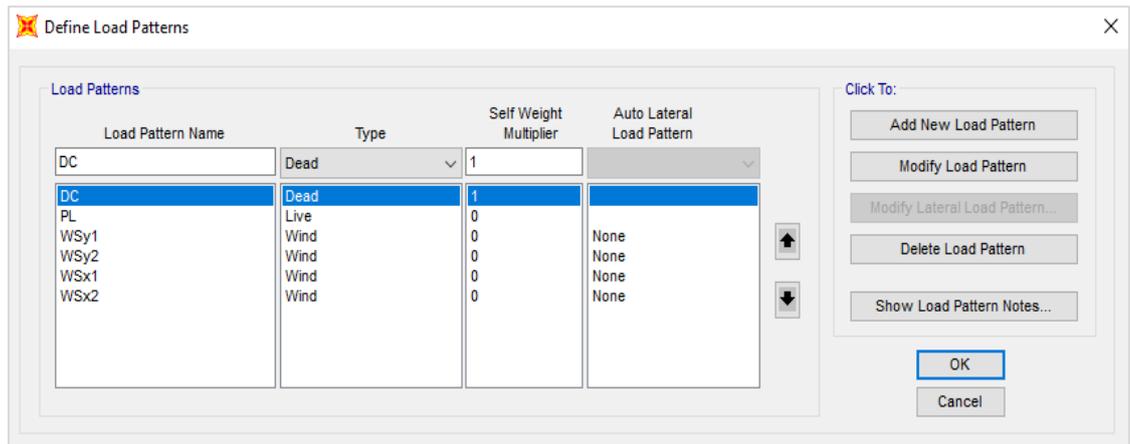
Los apoyos se realizan en los puntos donde se requiera según criterio y norma, se inicia por los empotrados en la base de las torres por ser totalmente rígidos sin considerar deformación alguna, de la misma manera para la cámara de anclaje. Para el table se considera apoyo fijo a un extremo y apoyo móvil al otro extremo para cumplir con la junta de dilatación. En menú *Assign/Joint/Restraints* se define los apoyos adecuados.



**Figura 57.** Asignación de apoyos.

#### 5. Definición de cargas y combinaciones.

Se comienza a definir todo sobre cargas, para ello se define primero los patrones de cargas que es la generalización del tipo de carga que puede ser (Peso propio, Peso de peatones, Carga de viento); para ello, seleccionamos en *Define/Load patterns*.



**Figura 58.** *Patrones de carga.*

Para los casos de cargas, se utiliza para definir los diferentes casos de acciones que se va a considerar de acuerdo a la carga muerta, viva, viento y espectro sísmico. Está considerado efectos de viento en todas las direcciones globales, mientras que el espectro de respuesta sísmica solo en los ejes globales X y Y. Se define en menú *Define/Load Cases*.

✓ **Cargas Consideradas.**

- **Peso Propio (DC):** Carga que corresponde al peso propio de la estructura considerando un peso específico de 2.40tn/m<sup>3</sup> para concreto armado.
- **Carga Viva de Peatones (PL):** Corresponde a la carga de peatones sobre el puente y los elementos que las soportan, actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso, será igual a 440 Kg/m<sup>2</sup> según el Manual de puentes – Perú que establece en su artículo 2.4.37 Cargas para puentes peatonales:
- **Carga de Viento (WS):** Corresponde a los efectos del viento sobre la estructura. Estas cargas se han tomado según las indicaciones 2.4.3.10 del Manual de Diseño de Puentes. La velocidad de diseño, correspondiente a una altura de 10 m se ha tomado del plano del Anexo 2 de la Norma de Cargas E.020 y para la ubicación del puente nos da un valor de 77 Km/h. El cálculo de la carga lineal de viento se estimó de la siguiente manera:

## Estimación de la carga Horizontal por viento

Velocidad del viento

$$V_{30} = 77 \text{ km/hr}$$

Altura promedio del puente: 15 m = ZI

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left( \frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$V_{DZ}$  = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño, Z (mph); (km/h)

$V_{30}$  = velocidad del viento a 30.0 ft sobre el nivel bajo del terreno o sobre nivel de agua de diseño (mph).

$V_B$  = velocidad base de viento igual a 100 mph a 30.0 ft de altura, con la cual se obtiene las presiones de diseño especificada en los Artículos 2.4.3.10.1.2.1 y 2.4.3.10.1.2.2 (3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2 AASHTO).

$Z$  = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la parte baja del terreno o del nivel del agua, > 30.0 ft.

$V_0$  = velocidad friccional, una característica meteorológica tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, para diferentes características de la superficie contra el viento (mph).

$Z_0$  = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la tabla 2.4.3.10.1.1-1, (ft).

Condición	Terreno abierto Área Suburbana	Área Suburbana	Área urbana
$V_0$	8.20 mph	10.90 mph	12.00 mph
$Z_0$	0.23 ft	3.28 ft	8.20 ft

**Figura 59.** Valores de las constantes  $V_0$  y  $Z_0$

**Fuente:** Manual de puentes – Perú

**PB** = presiones básicas del viento especificadas en la tabla 2.4.3.10.1.2.1-1 (ksf) La fuerza del viento sobre la estructura se calculará multiplicando la presión de diseño del viento, PD, calculada usando la ecuación 2.4.3.10.1.2.1-1 (3.8.1.2.1-1 AASHTO), por el área expuesta, incluyendo el área de las

barreras de sonido, si existieran, dejando de lado la presión del viento que se usó para el diseño de ellas.

<b>Componente Estructural</b>	<b>Presión por Barlovento</b>	<b>Presión por Sotavento</b>
<i>Reticulados, Columnas y Arcos</i>	<i>0.050 ksf</i>	<i>0.025 ksf</i>
<i>Vigas</i>	<i>0.050 ksf</i>	<i>NA</i>
<i>Superficies de pisos largos</i>	<i>0.040 ksf</i>	<i>NA</i>

**Figura 60.** Presiones básicas = PB

**Fuente:** Manual de puentes – Perú

**Presiones convertidas a unidad de Tn/m2:**

0.050 Ksf = 244.74 Kg/m<sup>2</sup> Barlovento

0.025 Ksf = 122.06 Kg/ m<sup>2</sup> Sotavento

**CALCULANDO:**

**Presión horizontal**

$$V_{DZ} = 2.5 \times 13.20 \times (77/160) \times \ln ( 15/0.070104)$$

$$V_{DZ} = 84 \text{ km/hr}$$

Presión a Barlovento;

$$P_b = 244.12 * (84)^2 / 25600$$

$$P_b = 68 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_b = 0.068 \text{ Tn/m}^2$$

Presión a Sotavento:

$$P_s = 122.06 * (84)^2 / 10000$$

$$P_s = 0.034 \text{ Tn/m}^2$$

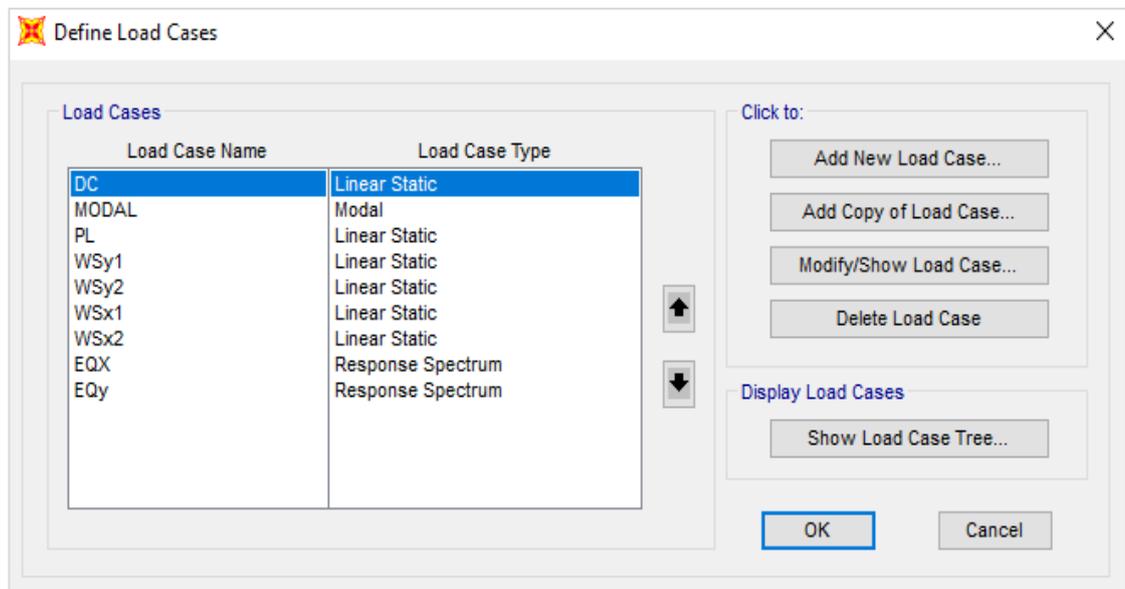
**Presión vertical sobre tablero**

$$P_s = 100 \text{ kg/m}^2 \times 2.6 \text{ m (ancho tablero)} = 260 \text{ Kg/m}$$

75% a Barlovento y 25% a sotavento según MP-MTC-PERU.

La carga de viento no se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en el plano de un cordón a barlovento, ni 0.15 klf (2.2 N/mm) en el plano de un cordón a sotavento, de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30 klf (4.4 N/mm) en componentes de vigas o vigas cajón.

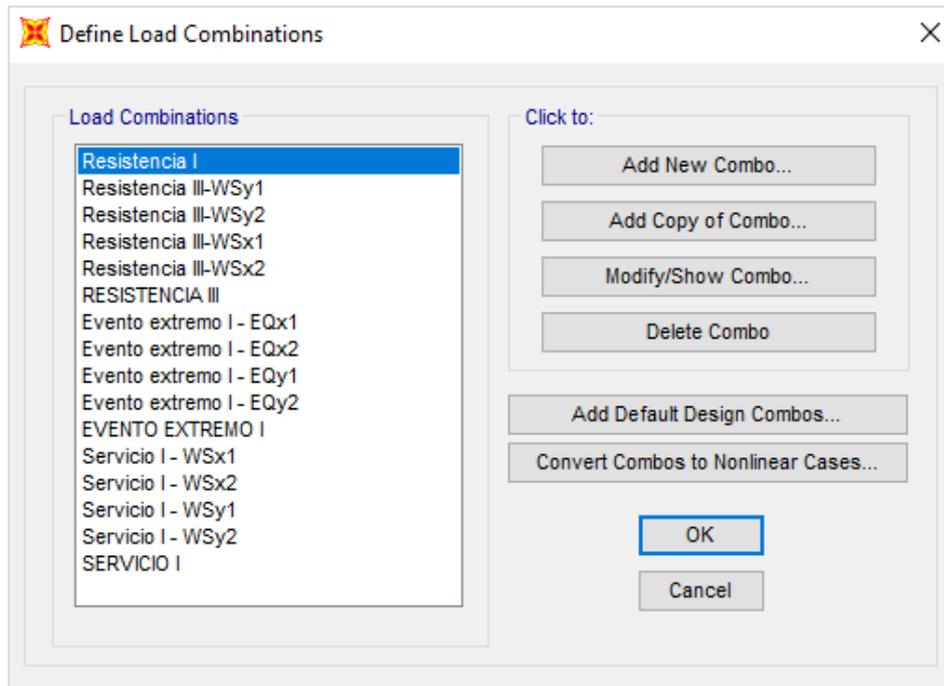
- **Carga Sísmica (EQ):** Corresponde a los efectos dinámicos por efectos de sismo, sobre las estructuras y para el análisis en el modelo matemático es un factor primordial el espectro sismo que tendrá que ser calculado con los parámetros del nuevo manual de puentes de Perú la cual se publicó en el año de 2016, siendo la última versión del Ministerio de transportes y comunicaciones.



**Figura 61.** Casos de carga.

Por último, para las combinaciones de cargas, es importante definir los datos precisos y los tipos de combinaciones a utilizar según Manual de Puentes ya que para trabajos de verificaciones en puentes peatonales existen requisitos mas no tomando todas las combinaciones que normalmente existen para un diseño.

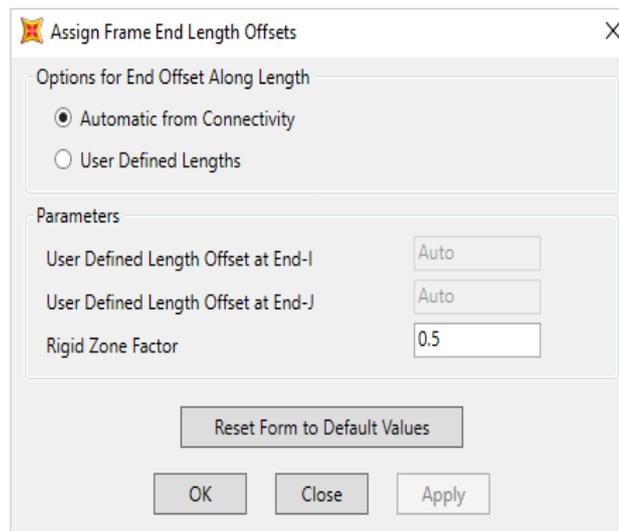
Se realiza en *Define/Load combinations* guiándose de la Tabla 2.



**Figura 62.** *Combinación de cargas.*

## 6. Brazos rígidos

Se utiliza para los elementos de concreto armado en este caso para vigas y columnas, de tal manera que el programa realice un análisis de la estructura a base de nodos rígidos como lo estipula en el ATC-40. En menú *Assign/Frame/End Length offsets*.



**Figura 63.** *Brazos rígidos, 0.5 Zona de factor rígido.*

## 7. Liberaciones y fijeza parcial

Se utiliza para asignar a los elementos que solamente trabajan por efectos axiales por ejemplo en el caso de las péndolas y montantes, no se considera momentos porque están con uniones que no generan momentos. Para ello se despliega menú *Assign/Frame/Releases and partial fixity*.

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Moment 33 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Clear All Releases in Form

OK Close Apply

Figura 64. Liberaciones y fijeza parcial.

## 8. Espectro de respuesta sísmica.

Hacemos clic en *Define/Functions/Response Spectrum*. Un **espectro** de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. Para encontrar esta función se necesita de datos como clase del sitio de suelo, y de acuerdo a las iso-aceleraciones que se encuentran en periodos 0.0s, 0.1s y 0.2s en los formatos que estipula el manual de puentes vigente. El espectro puede definirse poniendo los datos correctos o se puede hacer en un formato de cálculo en programa Excel u otro para luego importarlo al programa.

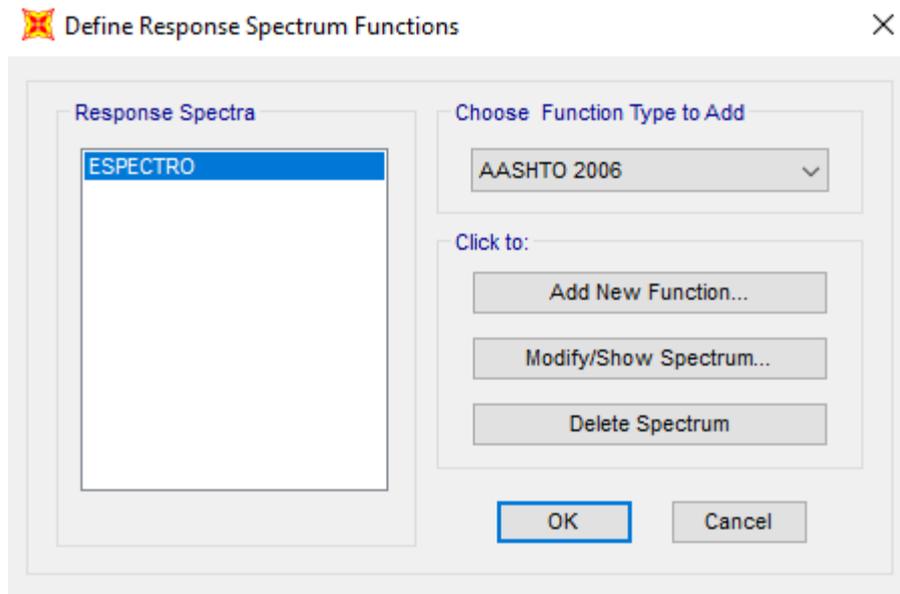


Figura 65. Definición de Espectro.

## 9. Masa de la estructura

Según la norma E030 se adiciona en un 50% a la carga permanente y total de toda la estructura. Para ello hacemos clic en *Define/Mass Source* y luego colocamos el 0.5 para PL y 1 para DC.

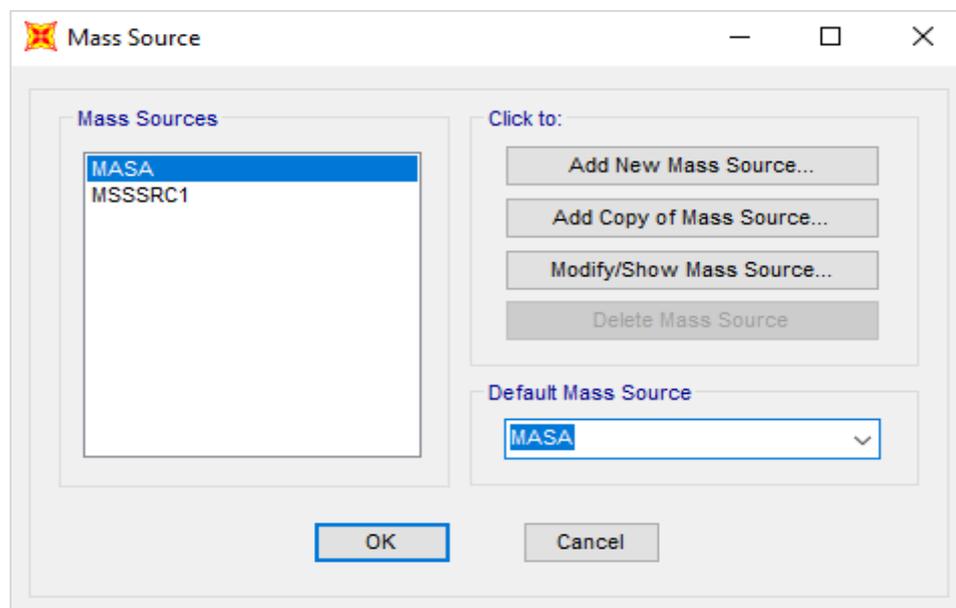


Figura 66. Definición de masa.

## PANEL FOTOGRÁFICO

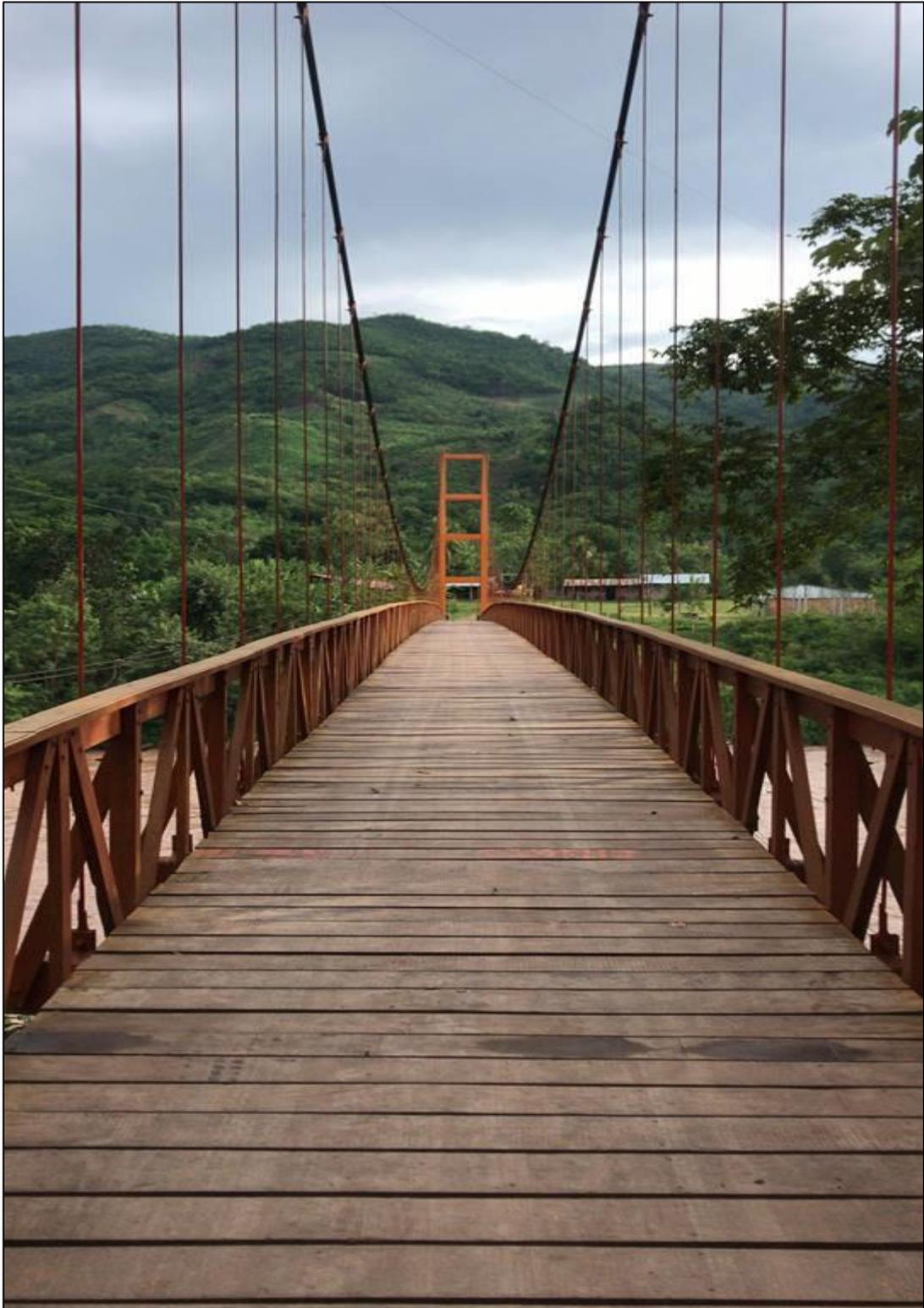


Foto 01: Vista transversal del puente.



Foto 02: Ilustre para verificación de los elementos del puente



Foto 03: Verificación de las columnas de la torre izquierda C-50x40 cm



Foto 04: Vista isométrica de torre a cámara de anclaje, margen izquierdo.



Foto 05: Verificación de viga transversal de sección 5"x10"



Foto 06: Verificación de ancho columna 40 cm



Foto 07: Verificación de diámetro de cable tipo boa 6x19, diámetro 1 5/8"



Foto 08: Verificación de montantes principales, sección 4" x 4".



Foto 09: Verificación de distancia entre eje de viga longitudinal exterior a eje de péndola, es conforme 0.325 metros.



Foto 10: Verificación de cámara de anclaje, margen izquierdo



Foto 11: Verificación de Tablones, sección 8"x2"

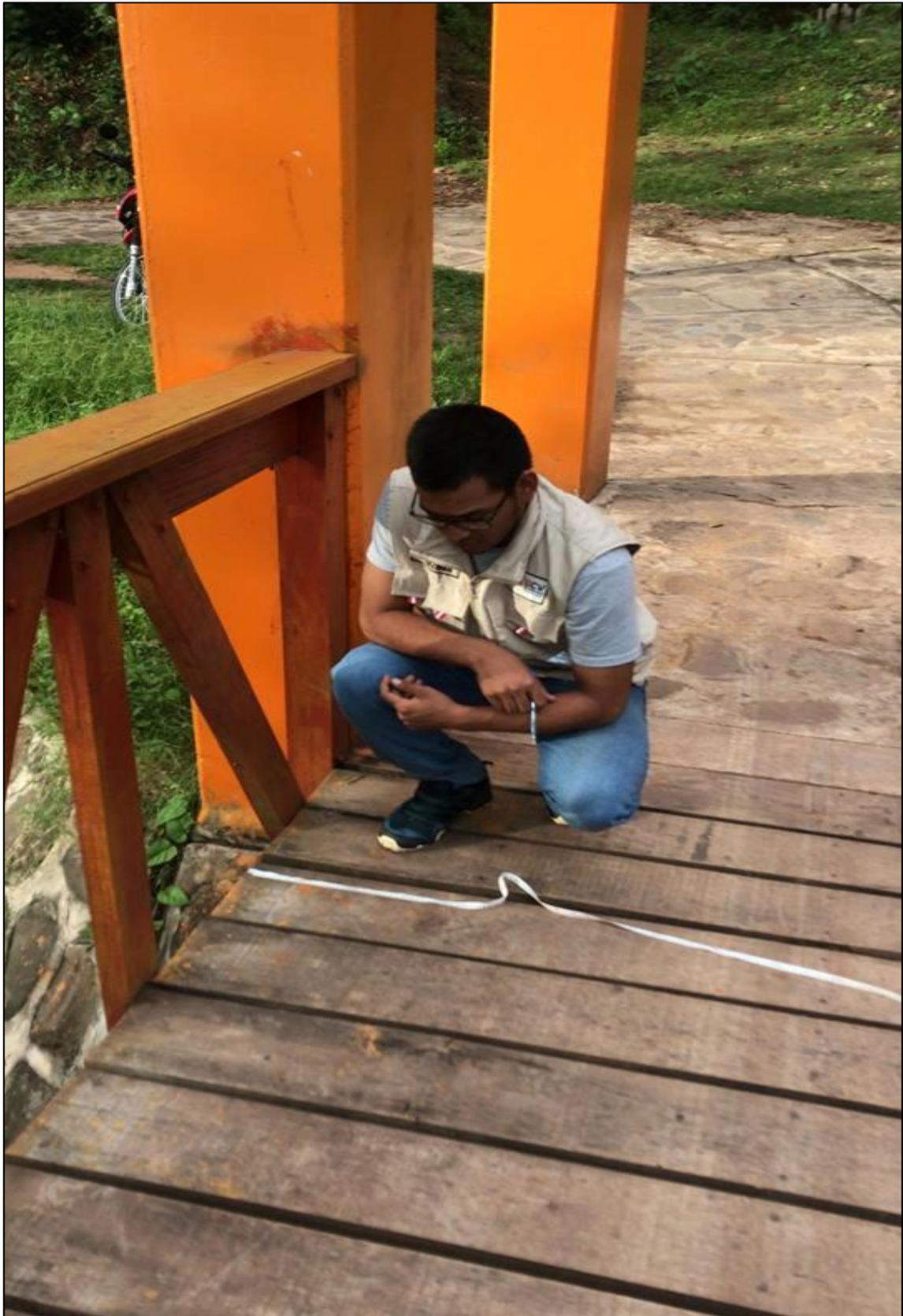


Foto 12: Verificación distancia entre ejes de vigas longitudinales

## FICHA TÉCNICA

<b>ASPECTOS GENERALES</b>	
Nombre del proyecto en general	
Nombre del puente	
Ubicación política	
Municipio involucrado	
Población directamente beneficiada	
Objetivo	
Justificación	
<b>ASPECTOS TECNICOS</b>	
Breve descripción actual	
Tipo de estructura	
Partes del puente	

Dimensiones de elementos principales	
Costo de ejecución	

**INFORME DE OPINIÓN SOBRE INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**
**I. DATOS GENERALES**

Apellidos y nombres del experto: Lozano Flores Erika del M.  
 Institución donde labora : \_\_\_\_\_  
 Especialidad : Metodóloga  
 Instrumento de evaluación : Ficha técnica  
 Autor (s) del instrumento (s): Grayson H. Guzmán Jesús

**II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN**

MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.					X
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.					X
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones					X
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.				X	
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.					X
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.					X
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.				X	
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: Desempeño estructural y deflexiones.					X
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.					X
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.					X
<b>PUNTAJE TOTAL</b>						

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41 "Excelente"; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

**III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD**

\_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

PROMEDIO DE VALORACIÓN: 48

Tarapoto, 16 de julio de 2018

  
 Mg. Erika del M. Lozano Flores  
 Sello Personal de Identificación  
 A.N.º 230099511

**INFORME DE OPINIÓN SOBRE INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**
**I. DATOS GENERALES**

Apellidos y nombres del experto: Ing. Luis Paredes Aguilar  
 Institución donde labora : Universidad César Vallejo  
 Especialidad : Ingeniero civil  
 Instrumento de evaluación : Ficha técnica  
 Autor (s) del instrumento (s): Brayan Harrison Cosmón Jesús

**II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN**
**MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)**

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.				X	
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.					X
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones				X	
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.				X	
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.				X	
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.				X	
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.					X
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: Desempeño estructural y deflexiones.				X	
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.				X	
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.				X	
<b>PUNTAJE TOTAL</b>					42	

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41 "Excelente"; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

**III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD**

La presente tesis es aplicable porque tiene como referencia los normas del ASHTO y del MITC.

**PROMEDIO DE VALORACIÓN:** 42

 Tarapoto, 13 de julio de 2018

  
**Ing. LUIS PAREDES AGUILAR**  
**INGENIERO CIVIL**  
**CIP. 77374**

Sello personal y firma

**INFORME DE OPINIÓN SOBRE INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA**
**I. DATOS GENERALES**

Apellidos y nombres del experto: Ing. Orlando Mego Chávez  
 Institución donde labora : UNSM - Área de Estructuras  
 Especialidad : Ingeniero civil  
 Instrumento de evaluación : Ficha técnica  
 Autor (s) del instrumento (s): Brayan Harrison Guzmán Pajón

**II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN**
**MUY DEFICIENTE (1) DEFICIENTE (2) ACEPTABLE (3) BUENA (4) EXCELENTE (5)**

CRITERIOS	INDICADORES	1	2	3	4	5
CLARIDAD	Los ítems están redactados con lenguaje apropiado y libre de ambigüedades acorde con los sujetos muestrales.				X	
OBJETIVIDAD	Las instrucciones y los ítems del instrumento permiten recoger la información objetiva sobre la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones en todas sus dimensiones en indicadores conceptuales y operacionales.					X
ACTUALIDAD	El instrumento demuestra vigencia acorde con el conocimiento científico, tecnológico, innovación y legal inherente a la variable: Desempeño Estructural y Deflexiones					X
ORGANIZACIÓN	Los ítems del instrumento reflejan organicidad lógica entre la definición operacional y conceptual respecto a la variable, de manera que permiten hacer inferencias en función a las hipótesis, problema y objetivos de la investigación.					X
SUFICIENCIA	Los ítems del instrumento son suficientes en cantidad y calidad acorde con la variable, dimensiones e indicadores.				X	
INTENCIONALIDAD	Los ítems del instrumento son coherentes con el tipo de investigación y responden a los objetivos, hipótesis y variable de estudio.					X
CONSISTENCIA	La información que se recoja a través de los ítems del instrumento, permitirá analizar, describir y explicar la realidad, motivo de la investigación.				X	
COHERENCIA	Los ítems del instrumento expresan relación con los indicadores de cada dimensión de la variable: Desempeño estructural y deflexiones.				X	
METODOLOGÍA	La relación entre la técnica y el instrumento propuestos responden al propósito de la investigación, desarrollo tecnológico e innovación.					X
PERTINENCIA	La redacción de los ítems concuerda con la escala valorativa del instrumento.					X
<b>PUNTAJE TOTAL</b>						

(Nota: Tener en cuenta que el instrumento es válido cuando se tiene un puntaje mínimo de 41 "Excelente"; sin embargo, un puntaje menor al anterior se considera al instrumento no válido ni aplicable)

**III. OPINIÓN DE APLICABILIDAD**

\_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

**PROMEDIO DE VALORACIÓN:** 46

 Tarapoto, 12 de julio de 2018

  
 \_\_\_\_\_  
**Orlando Mego Chávez**  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP N° 115666  
 Sello personal y firma



**ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD  
DE TESIS**

Código : F06-PP-PR-02.02  
Versión : 09  
Fecha : 23-03-2018  
Página : 1 de 1

Yo, Mg. Tania Arévalo Lazo, docente de la Facultad Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, filial Tarapoto, revisor (a) de la tesis titulada "**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PEATONAL SOLO MEDIANTE EL ANÁLISIS DE UN MODELAMIENTO MATEMÁTICO REPRESENTATIVO, UBICADO EN EL CASERÍO SOLO, SHANAO 2018**", del estudiante Guzmán Jesús, Brayan Harrison, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 15% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

12 de abril del 2019



Mg. Tania Arévalo Lazo  
DNI: 44086934

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



## FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío solo, Shanao 2018.”

19

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Brayan Harrison Guzmán Jesús

Resumen de coincidencias

15 %

1	www.efdeportes.com	Fuente de Internet	1 %
2	repositorio.ufpa.edu.c...	Fuente de Internet	1 %
3	aim-andalucia.com	Fuente de Internet	1 %
4	cybertesis.uni.edu.pe	Fuente de Internet	1 %
5	puentesgrande.blogspot-	Fuente de Internet	1 %
6	upcommons.upc.edu	Fuente de Internet	1 %
7	www.defuncionabc.com	Fuente de Internet	1 %
8	dispace.unachi.edu.ec	Fuente de Internet	1 %
9	docalida.fr	Fuente de Internet	1 %
10	www.mef.gob.pe	Fuente de Internet	1 %

 <b>UCV</b> UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	<b>AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE          TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL</b> UCV	Código : F08-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo BRAYAN HARRISON GONZALEZ PEREZ.....  
 identificado con DNI N° 72033206....., egresado de la Escuela Profesional de  
INGENIERIA CIVIL..... de la Universidad César Vallejo,  
 autorizo  No autorizo ( ) la divulgación y comunicación pública de mi trabajo  
 de investigación titulado  
"Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal.....  
Solo mediante análisis de su modelamiento matemático.....  
representativa, ubicada en el caserío Solo, Shanao 2018.....  
 ";  
 en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo  
 estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art. 23 y Art.  
 33

Fundamentación en caso de no autorización:

.....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....  
 .....

  
 FIRMA

DNI: 72033206.....

FECHA: 10 de Abril del 2019

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------



# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE:

Dra. Ana Noemí Sandoval Vergara  
**Directora de Investigación**

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

Brayan Harrison Guzman Jesús

INFORME TÍTULADO:

“Evaluación del desempeño estructural del puente peatonal Solo mediante el análisis de un modelamiento matemático representativo, ubicado en el caserío Solo, Shanao 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

Ingeniero civil

---

SUSTENTADO EN FECHA: 18 de diciembre del 2018

NOTA O MENCIÓN: 17

  
**Dra. Ana Noemí Sandoval Vergara**  
**DIRECTORA DE INVESTIGACIÓN**  
**UCV - TARAPOTO**