



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad
en la ciudad de Lamas - 2018

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTORES:

Br. Muñoz Acuña, Fernando Alonso (ORCID: 0000-0002-0231-0278)

Br. Ruiz Gardini, Alexis Waldemar (ORCID: 0000-0002-0231-0278)

ASESOR:

Dr. Ing. Soplopuco Quiroga, Serbando (ORCID: 0000-0001-6164-4270)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

TARAPOTO – PERÚ

2019

Dedicatoria

Dedico esta investigación a mis padres Fernando y Rosa, quien con su amor, paciencia y esfuerzo me ha permitido llegar a cumplir hoy, un sueño más. También va dedicado a mi abuelita Lorgia quien con su amor me enseñó que el mejor conocimiento que se puede tener es el que se aprende por sí mismo. A mi hermano Christian Jesús, por su amor y hacer que me dé más ganas para ser un ejemplo para él.

Fernando Alonso

A mis padres,
Por su esfuerzo y comprensión, y su
apoyo para ser un profesional

Alexis Waldemar

Agradecimiento

Al Gerente de Infraestructura de la Municipalidad Provincial de Lamas, por su colaboración para acceder a información secundaria para el desarrollo de la presente investigación.

A todas las personas que directa e indirectamente han contribuido al desarrollo de la presente investigación

Fernando Alonso

A todos los docentes de la Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil por su enseñanzas y saberes que compartieron durante toda nuestra formación académica y profesional

Alexis Waldemar

Página del jurado

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	Código : F07-PP-PR-02.02 Versión : 10 Fecha : 10-06-2019 Página : 1 de 1
--	---------------------------------------	---

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por los señores **Fernando Alonso Muñoz Acuña** y **Alexis Waldemar Ruiz Gardini** cuyo título es: **“Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Iamas-2018”**,

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: ...1.1... once.....

Tarapoto 04 de Julio del 2019



Mg. Tania Arévalo Lazo
 CIP: 159478 • CAP: 12317

PRESIDENTE




Ing. Benjamin López Cabuaza
INGENIERO CIVIL
 REG. CIP.N°73385

SECRETARIO



VOCAL

Dr. Ing. Servando Solapuco Quiroga
DOCTOR EN PLANIFICACION Y GESTION
 CIP 20180 / DNI 16475624







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

Declaratoria de Autenticidad

Nosotros, **Fernando Alonso Muñoz Acuña**, identificado con DNI N° 71609069 y **Alexis Waldemar Ruiz Gardini**, identificado con DNI N° 74122565, estudiantes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, de la Universidad César Vallejo, con la tesis titulada:

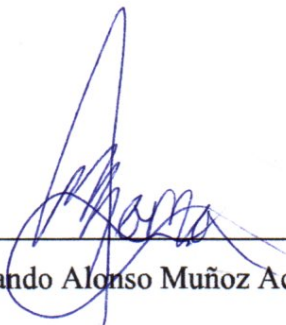
“Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018”

Declaramos bajo juramento que:


- 1) La tesis es de nuestra autoría.
- 2) Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 3) La tesis no ha sido auto plagiada, es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
- 4) Lo datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

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

Tarapoto, 02 de julio de 2019



Fernando Alonso Muñoz Acuña



Alexis Waldemar Ruiz Gardini

Índice

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Página del jurado.....	iv
Declaratoria de autenticidad.....	v
Índice	vi
Índice de tablas	vii
Índice de figuras	viii
RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MÉTODO	53
2.1. Diseño de Investigación	53
2.2. Variables y operacionalización	53
2.3. Población y muestra	56
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección, validez y confiabilidad	56
2.5. Métodos de análisis de datos.....	57
2.6. Aspectos éticos.....	65
III. RESULTADOS	66
IV. DISCUSIÓN	85
V. CONCLUSIONES	93
VI. RECOMENDACIONES	95
REFERENCIAS.....	95
ANEXOS.....	99
Matriz de consistencia	100
Acta de aprobación de originalidad de tesis	194
Autorización de publicación de tesis	198
Autorización final del trabajo de investigación	201

Índice de tablas

Tabla 1: Pesos específicos.....	12
Tabla 2: Incremento de la carga viva.....	13
Tabla 3: Combinación de cargas y factores de carga	19
Tabla 4: Factores de carga para cargas permanentes.....	19
Tabla 5: Factores de carga debido a deformaciones.....	20
Tabla 6: Típica sección transversal.....	22
Tabla 7: Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas	23
Tabla 8: Limites para esfuerzos de tracción en el concreto.....	26
Tabla 9: Limites para el esfuerzo de compresión en el hormigón	28
Tabla 10: Limites para la tensión de tracción en el hormigón	29
Tabla 11: Distribución de carga viva por carril para vigas transversales	31
Tabla 12: Conveniencia de apoyos.....	45
Tabla 13: Factores de resistencia para las uniones segmentales	48
Tabla 14: Operacionalización de las variables	54
Tabla 15: Formulas Pre dimensionamiento	65
Tabla 16: Resultados topográficos.....	66
Tabla 17: Tráfico de la zona.....	67
Tabla 18: Estudio de Mecánica de suelos.....	68
Tabla 19: Hidrología e Hidrogeología	70
Tabla 20: Precipitación de la zona del proyecto.....	71
Tabla 21: Geología de la zona del proyecto	72
Tabla 22: Sísmica de la zona	73
Tabla 23: Estudio ambiental	74
Tabla 24: Predimensionamiento.....	75
Tabla 25: Diseño de losa	76
Tabla 26: Diseño de las viguetas	78
Tabla 27: Diseño de viga transversal.....	78
Tabla 28: Diseño de la viga de rigidez	79
Tabla 29: Diseño del cable	79
Tabla 30: Diseño de la Torre.....	81
Tabla 31: Diseño de la Viga de la torre	82
Tabla 32: Diseño de la zapata.....	83
Tabla 33: Diseño del estribo.....	84

Índice de figuras

Figura 1: Camión de diseño	11
Figura 2: Calculo de la fuerza a de tracción y área requerida de refuerzo	26
Figura 3: Ilustración de Xu.....	29
Figura 4: Barras longitudinales.....	33
Figura 5: Separación de barras longitudinales.....	34
Figura 6: Diámetro mínimo del estribo	34
Figura 7: El espaciamiento máximo entre estribos.....	34
Figura 8: Longitud efectiva o de pandeo	35
Figura 9: Límite superior para el factor de longitud efectiva	36
Figura 10: Deformación específicos de los pórticos	36
Figura 11: Efecto de esbeltez.....	38
Figura 12: Efecto de esbeltez en columnas y de desplazamiento	39
Figura 13: Origen en las deformaciones de la estructura	40
Figura 14: Secciones irregulares.....	41
Figura 15: Apoyos comunes	45

RESUMEN

La presente investigación titulada “Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018”, tiene como objetivo diseñar el Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes. La investigación corresponde un diseño descriptivo explicativo. Las técnicas aplicadas consistieron en los estudios básicos, la misma que implica a la aplicación de procedimientos pre establecidos por normas técnicas con la finalidad de determinar alguna condición de orden técnico-científico sobre el cual se desarrollaron elementos de la ingeniería. Los resultados nos indican que los factores de topografía, tráfico, mecánicas de suelos; hidrología; geología, factores ambientales, no son factores limitantes para el desarrollo de la propuesta del puente atirantado. Se concluye que el diseño del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes es viable; donde la longitud de luz del puente es de 60.0 m., ancho de calzada de 7.2 m.; con carriles bidireccionales; con espesor de tablero de 0.20 m; con una carga de diseño de HL-93 (Bridge Desing Specifications), espesor de la carpeta asfáltica de 2” de espesor, velocidad de directriz 30 Km/h; con una capacidad de carga de 33.33. Ton.

Palabras claves: Puente atirantado, diseño, cables, transitabilidad.

ABSTRACT

This research entitled “Design of cable-stayed bridge over the Pacchishpan gorge to improve passability in the city of Lamas - 2018”, aims to design the cable-stayed bridge over the Pacchishpan gorge to improve passability in the city of Lamas - 2018, as to the bridge construction manual. The research corresponds to an explanatory descriptive design. The applied techniques consisted of the basic studies, the same that corresponds to the application of procedures pre-established by technical norms with the purpose of determining some condition of technical-scientific order on which elements of the engineering were developed. The results indicate that the factors of topography, traffic, soil mechanics; hydrology; Geology, environmental factors, are not limiting factors for the development of the cable-stayed bridge proposal. It is concluded that the design of the cable-stayed bridge over the Pacchishpan gorge to improve passability in the city of Lamas - 2018, according to the bridge construction manual is viable; where the bridge's light length is 60.0 m., roadway width 7.2 m .; with two-way lanes; with board thickness of 0.20 m; with a design load of HL-93 (Bridge Desing Specifications), asphalt binder thickness 2”thick, guideline speed 30 Km / h; with a load capacity of 33.33. Ton.

Keywords: Cable-stayed bridge, design, cables, passability.

I. INTRODUCCIÓN

En el ámbito urbano la infraestructura vial se diseña con la finalidad de brindar a los ciudadanos que viven en ella o que por razones laborales, de turismo u otra índole la visitan tengan las condiciones adecuadas para transitar y así poder cumplir con sus quehaceres productivos, familiares o de recreación, para lo cual existen diversas técnicas y/o modalidades constructivas, ya sea en el marco de los reglamentos de construcción establecidos por una nación o por las normativas expedidas por las municipalidades como órganos rectores de la ciudad.

Desde el criterio conceptual un puente es definido como aquella composición constructiva que nos facilita conectar un punto con otro que está con límite por un obstáculo de orden físico como puede ser un río, una quebrada, un coloco, con la exclusiva finalidad de hacer mejor la transitabilidad así sea de transportes o peatones, donde el diseño tiene la posibilidad de tener propiedades diferenciadas en funcionalidad de la naturaleza de su funcionabilidad y las condiciones del terreno.

En cuanto se refiere al Perú, el (MTC) ha diseñado un manual para construcción de puentes, el mismo que se encuentra vigente desde el año 2016 en su última versión, la misma “que tiene dentro las distintas pautas, guías y los métodos directos al diseño y examen estructural en puentes, introduciendo los conocimientos a hacer de la ingeniería elemental, emprendimiento de ingeniería y planos tipo (MTC, 2016, p..6)

Un estudio de la Asociación para el Fomento de la Inversión – AFIN (2016) indica que la deficiencia en infraestructura vial urbana, presenta una brecha en el Perú de aproximadamente 35 mil millones de dólares, y en el asunto de las ciudades intermedias como Huancayo, Huánuco y Piura, la necesidad de obras como intercambios viales y puentes representan aproximadamente el 12.0% del requerimiento de inversiones para dichas ciudades.

En la región San Martín en estos últimos años se ha construido 02 puentes atirantados, ambos ejecutados por el PEHCB; el primero el Puente Atumpampa cuyas características de construcción corresponden a un Puente atirantado simétrico para uso vehicular y peatonal de

7.20 m (entre eje de apoyo en estribo) y la luz de vigas de rigidez metálicas longitudinales, vigas transversales y travesaños de acero, así como losa de hormigón adherida a las vigas transversales y travesaños con conectores; el segundo el Puente Bellavista, está compuesto por un puente tipo atirantado de 275.50 m de longitud con dos torres distanciadas entre sí 197.263 m, un tramo lateral izquierdo de 78.906 m de longitud y otro tramo lateral derecho de 39.453 m, entre el tramo lateral derecho existe una rótula en la viga principal, pero están unidos solo a través de la losa superior; la amplitud de calzada del puente es de 7.20 m.

En ambos puentes, los diseños constructivos han demostrado que son viables para este tipo de ancho de luz que tienen estos dos ríos; siendo cuestionados ambos proyectos por los adicionales de obra que se generaron:

El Plan de Desarrollo Concertado de Lamas, identifica como un aspecto prioritario del desarrollo urbano de Lamas la creación de infraestructura vial que respete las condiciones del turismo que encierra la ciudad, un modelo de avance lineal nor-oeste que se compone por medio de Ejes de Incorporación urbanos (corredores), anillos viales y centralidades. De tal forma, se busca hacer mejor la disponibilidad y conectividad de todos los sectores y subsectores de la ciudad y hacer más fuerte un sistema intermodal con eficacia y seguridad para el transporte de bienes y usuarios, hacer más fuerte el transporte masivo e individual motorizado y no motorizado.

Así mismo se encuentra como idea de proyecto en dicho plan la ejecución de un puente encima de la quebrada Pacchishpan para el mejoramiento de transitabilidad en la ciudad de Lamas uniendo diversos barrios Munichis y Quilloallpa, y al mismo tiempo ser parte del recorrido turístico de los puquios de la ciudad, en ese sector se encuentran 3 puquios aproximadamente a 100 m. a la redonda del proyecto, el mismo que a la fecha no ha sido plasmado en un proyecto de inversión, dado que no existen estudios ni propuestas técnicas para hacer realidad este puente y así contribuir con el desarrollo local de Lamas, que beneficiaría a 12,434 habitantes de dicha ciudad y a los miles de turistas que llegan

La investigación se sustenta en antecedentes a nivel internacional, RODADO, Juan. (2015): *Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos*. (Tesis de doctorado). Universidad Politécnica de Madrid, España. Concluyó que:

La más grande efectividad de una técnica de reparto de cargas de los tirantes como es el tipo arpa en oposición al tipo clásico abanico, en diversas mostraciones donde el pilón colabora factiblemente con su dureza. No sucede con los otros modelos, en el que los dos son muy semejantes, puesto que la pila empotrada en el tablero da un giro sobre la pila donde se adjunta, evitando su función en el accionar dimensional del puente.

Se puede ver, ya que, que el puente prolongo conexión bastante rígida entre la torre y el tablero necesita unas inferiores prolongaciones de dureza de pila y pilono, por lo tanto, piensa más grande efectividad de esta clase de vinculación

Los puentes con cuatro vanos en lo que da primordial la descomposición de vanos a los costados en relación a los fijos centros con fundamentos de emplazamiento del puente se sugieren tipos de configuraciones con respecto a lo atirantado: - atirantamiento mediante los tirantes simétricos empezando de las torres y, por consiguiente, pilonos de diferente altitud, dado en el del centro de más prominente.

El uso de cables complementarios de rigidez de los pilonos consigue por si impecable reacción estructural del puente continuo en medio de sobrecargas aleatorias, estando probables resoluciones, el cable horizontal superior uniendo las extremidades de la pila, y los cables inclinados junta el radical de cada torre con la parte en el adyacente hacia su altura del tablero.

MANZANO, Marco y PEREZ, Ricardo. (2012): *Análisis y diseño de un puente atirantado, ubicado en la provincia de las Esmeraldas, sobre el río Atacames*. (Tesis de pregrado). Universidad Politécnica Nacional. Quito. Ecuador. Concluyó que:

Los puentes con tirantes puentes netamente hiperestáticos tienen la capacidad sutil al desplazar con una transición de forma que las diversas cargas a las cuales está sujeta, además de ser totalmente factibles cuando se luce a rescatar enormes longitudes, opcionalmente se trata de considerar que estos puentes son más estéticos y vincula mejor a un entorno social-turístico

Los puentes atirantados son bastante flexibles y tienen un comportamiento elástico y fomenta una mejor reacción ante cargas dinámica, donde una modelación en SAP2000 se realizara de tal forma que se vincule a la realidad; donde la resistencia del concreto en las torres no debe ser menor $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

La ubicación de los ejes fijos en los diferentes elementos diseñados con el SAP2000 deber ser lo más adecuado, caso contrario el programa nos dará datos incoherentes y no muy exactos.

La determinación de la viabilidad de la construcción del puente en este caso está determinado desde el enfoque social porque nos permitirá unir dos lugares con un alto potencial de tráfico de vehículos y personas, que hoy no pueden efectuarlo debido a la inexistencia de esta infraestructura.

A nivel nacional se evidencian investigaciones como, DE LA CRUZ, Julio César. (2016): *Diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto en zonas de alto grado de corrosión*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Huancavelica, Perú. Concluyó que:

El examen estructural con los tirantes de fibras de carbono es totalmente eficaz, barato en relación al diseño con la composición de cables estructurales conocidos. La utilización en el tirante de energía compuesta de carbono, disminuye a un total 30% el volumen con vinculación al apoyo con los tirantes que tienen acero común, gracias a la mínima consistencia del volumen concreto de este elemento.

De la igualdad de partes transversales de tirantes contables de las bandas adquiridas tanto de diversas muestras permanente con carga, consiguió un enorme distingue de 25.5% del apoyo en los tirantes con fibras de carbono y tirantes de metal.

Sobre estos diversos hallazgos particulares, se señala netamente al examen en su total apoyo constante en los tirantes de fibras de carbono que están más baratos comparando a diversos refuerzos con tirantes de acero, gracias al mínimo valor que su proporción y cuidado, a su base y al apoyo de tirantes de acero cual debe hacer menor a cada 5 Años lo cual brinda un alto valor de proporción y cuidado.

AMPUERO, Evert Jhon. (2012): *Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú. Concluyó que:

Se ha usado el post creado mediante el señor Gregor P. Wollmann llamado Preliminary Analysis of Suspension Bridges y así saber totalmente cierta diferencia de las ecuaciones esenciales del examen de puentes suspendidas mediante la flexión y

Deflexión, conllevando así en cuenta la análogo combinada con la viga de rigidez levitada y una viga con baja tensión axial.

La eficiencia del Software estructural SAP2000 usa por procedimiento y examen no lineal analítica, es así que se considerada no lineal con apariencia en los diversos cambios P-Delta si no tal vez cambios de enormes recorrido, examen usando el procedimiento que tenga mejor conciso como tal procedimiento en diversos elementos de finura, ese desarrollo nos muestra diversas alternativa como hacer un examen de no linealidad analítica procediendo así desarrollo efectuado.

Las transiciones que se consiguieron con la verificación de dicha adaptación de las dos formas en cierto examen del puente con péndolas, sugiere que cierta iniciativa del señor George Wollmann facilita conseguir perfectos resultados con el análisis de refuerzo en los tirantes tanto en la viga de rigidez, por medio de esto se da entendimiento de forma estelar en forma cualitativa en diversos análisis logrados procediendo métodos más trascendentes.

A nivel local se evidencian investigaciones como, FLORES, Renzo y DÍAZ, Juan Carlos. (2014): *Análisis estructural comparativo de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el distrito de Tarapoto – San Martín*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto. Perú. Concluyó que:

La validación de la hipótesis de este trabajo de investigación se logra con el análisis comparativo de las superestructuras presentadas en tres alternativas, siendo determinantes los momentos flectores, torsores, fuerzas cortantes, axiales, deformaciones, rigidez y comportamiento dinámico frente a sismos que pudieran ocurrir.

La metodología LRFD con las cuales se analizó las tres alternativas, propone un factor de amplificación para cada tipo de carga, mediante las diferentes combinaciones que dependen de la importancia que tienen durante el funcionamiento de la estructura, permitiendo obtener estructuras que asuman con los procesos de construcción, seguridad y servicios.

Los software's de ingeniería estructural Sap2000 y CSIBridge, nos permite ayudar a la realización del modelamiento de la estructura a analizar, visto que en tales condiciones se obtienen resultados que se aproximan al comportamiento real. En esta etapa es importante el correcto ingreso de los datos y su interpretación.

BARTRA, Jim. (2015): *Propuesta de diseño de un puente de sección compuesta sobre el río Alao*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto. Perú. Concluyó que:

En cierta etapa de diseño se ha efectuado acorde a lo acontecido en el manual de Diseño de Puentes del MTC, aplicando el método de diseño Load & Resistance Factor Design (LRFD), establecidas en las normas de diseño de la American of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.)

El diseño comprende el análisis detallado del tablero, las vigas metálicas, los estribos y demás componentes que conformaran la estructura en su conjunto; para lo cual se utilizaron como herramientas el programa SAP2000 y la hoja de cálculo de Excel, y la una verificación de los elementos principales críticos del puente.

El ancho de la losa es de 7.20 m, longitud que se corrobora con lo acontecido en el Manual de Construcción de Puentes del (MTC) para puentes de doble vía.

Se ha conseguido una estructura que brindará máxima seguridad, donde lo novedoso de este trabajo es presentar una nueva versión sobre la aplicación de las normas de diseño vigentes en nuestro país y así generar entre los interesados el conocimiento en algunos aspectos del diseño de los puentes de sección mixta.

Puente atirantado: Puente con dicho tablero está suspendido por numerosos pilones centrales por medio de tirantes que se relacionan la pista de manera directa con la torre (ROSSY, A; 2007, p.78)

Tiene como disparidad de los puentes colgantes por tener tirantes primordiales que este mis traslada de torre a torre, manteniendo el tablero por medio de tirantes de segunda secuencia verticales, y porque los puentes colgantes se desempeñan primordialmente a tracción, y los de tirantes tienen sus partes a tracción y a compresión (CORRES-PEIRETTI, 2010, p.187)

En puentes atirantados, varia diversas cargas, que adjunta a la torre del centro por medio de diversos cables, y al estar inclinados, además se dirige por nuestra parte, hacia la torre, donde se concentra con tal fuerza recepcionada por lo contrario, y sin

estar incluido el contrapeso totalmente radical, de esto, no necesitan de anclas en los extremos (ROSSY, A; 2007, p.78)

Una de las propiedades de estos puentes está en la cantidad de torres, hay puentes con uno solo, o con numerosos, de tal verdaderamente habitual es estar ejecutadas con unas cuantas torres de mayor cercanía en los laterales (ROSSY, A; 2007, p.78)

Además, se caracterizan por las distintas figuras de sus torres (con figura de H, de Y invertida, de A, de A clausurada por la forma de abajo (diamante), solo una torre, y si los cables se sujetan a las dos esquinas del tablero, o si la sujetan desde el centro (dos planos de atirantamiento, o uno solo respectivamente). (CORRES-PEIRETTI, 2010, p.187)

Además, es muy claro la disposición de estos cables, debido a trascender de forma paralelos, o convergentes (radiales) en relación de cierta región donde se sujetan en la torre. Además, tienen la posibilidad de tener un enorme conjunto de cables aproximados o un poco separados, como en las muestras más antiguos de referencia (STEIMANN y WATSON, 2014, p.93)

El puente atirantado continuo radica bastante vanos atirantados sin presidir de bloques que son intermediarios mediante sus anclajes de los tirantes de atirantamiento y se forzarían la contundencia. En cierta mayoría de los puentes atirantados ejecutados hasta hoy consisten por tener uno, dos o tres vanos atirantados. El pilono que recopila los cables para que asegure el vano, en la circunstancia de sujetar el puente de un solo vano, y el cual parten los tirantes de compensación que se une con un punto fijo en el lote. (STEIMANN y WATSON, 2014, p.93)

Cuando hay varios de estos vanos, tal vez alguno de mayor primordial y trabajar consigo del puente atirantado de un solo vano pues excelente ser dos vanos simétricos en una torre en el centro que ancla a las vigas fijas a través de sus tirantes. En un puente con tirantes continuos los tirantes se anclan mediante las torres y también en el mismo tablero, manteniéndose estos elementos deformables. Son principalmente

ciertos elementos: tablero, torre y cables, las funciones que se dispone del puente para así llevar a cabo frente a las ciertas sobreesfuerzo (ROSSY, A; 2007, p.78)

Importancia de los puentes en el desarrollo urbano: Los diversos puentes representan propiedad desde diversos puntos: cierta forma la efectiva ejecución, muestra de simbología de toda una población, y una gran muestra científica y tecnológica con lo cual se puede sobrepasar ciertos factores limitantes, también como imagen ilustrativa, como facilitador de fronteras y finalmente como básica utilidad o herramienta sociocultural. (AGUILÓ, M; 2010).

AGUILÓ, M. (2010) indica que los puentes como parte del desarrollo urbanístico no solo deben ser considerados como un objeto estructural, sino también como parte del territorio y los aportes que pueda brindar hacia la mejora de la transitabilidad peatonal o vehicular, añadiendo los volúmenes de carga que puedan movilizarse.

Por eso se dice que la proporción paisajística de un puente en el terreno debe ser un elemento a tomarse en cuenta sobre todo en zonas urbanas y cuando sobre ella existan otros elementos productivos o socioeconómicos, como por ejemplo su cercanía a monumentos históricos, su ubicación en zonas de comunidades nativas o campesinas, su cercanía a fuentes de agua o el desarrollo de actividades productivas locales. (STEIMANN y WATSON, 2014, p.146)

La sociedad no valora las formaciones trascendentales de un puente por sí misma; en tanto más de cierta viable la ausencia de cuidado ciudadana en relación a la ingeniería, el inconveniente se ha realizado por inferior incapacidad y concentración por algunos ejecutores al inconveniente natural lo cual realiza en el acto de contar con cierto instrumento en la ubicación dada; todo ello es la cantidad de puentes en mal estado lo cual también se ciegan lo trascendental de estupendos. (AGUILÓ, M; 2010).

Normas técnicas de puentes atirantados: El manual de puentes del (MTC) indica que el diseño puentes debe seguir los siguientes pasos:

- a. **De la Ingeniería básica:** Este componente implica desarrollar los estudios topográficos, la hidrología e hidráulica de la zona, los parámetros geológicos, geotécnicos de riesgo sísmico, estudios de encontronazo ambiental, estudios de tráfico, complementarios, estudios de trazo y diseño vial del ingreso, estudios de elecciones a nivel de anteproyecto y la ordenación del puente. (MTC, 2016, p.14)

Pruebas diversos se indican que en el tema de topografía, los puentes atirantados deben tener una luz mayor a 60 m. y para una mayor estabilidad de la estructura estos no deben tener diferencias de altitud de cotas entre ambos extremos mayores a 5 m. caso contrario se deberá realizar la nivelación previa entre ambas cotas tomando en consideración la calidad granulométrica del suelo. (VIDALÓN, M, 2016, p.34)

La caracterización del tráfico para justificar la construcción de un puente no tiene parámetros definidos en la normativa, y esta depende más bien de la potencialidad de los servicios que pueda generar el puente a partir de su construcción, sobre todo en aquellas zonas donde no existe tránsito actual. Su valoración para su determinación tiene un alto componente de cumplimiento social de la infraestructura. (SANCHEZ, P; 2016; p.118)

Los aspectos del suelo según la norma AASHTO, las categorías A-1 y A2 son aquellas que presentan las mejores características para el procedimiento constructivo del puente, de A3 – A7 de regular a pobre. (VIDALÓN, M, 2016, p.47)

Los estudios de suelos deben permitir evidenciar los valores de la transmisión de las cargas estáticas y dinámicas, las medidas sofocadas en aptitud con cierta distensión del suelo base al tiempo; que los asentamientos se sobrepasen los diversos factores adquiridos; impedir los asentamientos de forma cierta en consolidación; impedir la licuefacción del suelo en ocasiones de sismicidad y trascender base a grupo, ilimitado los recorridos diferenciales, horizontales y

verticales, entre apoyos; para el cual se define que los mejores suelos corresponden según la norma AASHTO, las categorías A-1 y A2, y las otras categorías se catalogan como regular a pobre (CASTRO, T, 2016, p.112)

Así mismo de forma frecuentes del límite líquido y del índice de plasticidad deben fluctuar entre 40 y 10 respectivamente (CASTRO, T, 2016, p.112)

La hidrología, determinada por la presencia de cursos de agua, corresponde a un factor crítico en el diseño de un puente, pues se debe tener en cuenta las máximas avenidas para determinar la altura de la losa, así mismo se debe tener en cuenta la presencia de aguas subterráneas y afloramientos cuando se trate de ríos secos o zanjas sin mayor presencia de aguas en épocas húmedas (VIDALÓN, M, 2016, p.47)

En los estudios hidrológicos, este debe contener al menos el punto que se da al año en diversas precipitaciones, las mayores dimensiones e inferiores, la agilidad máxima del flujo, el caudal, ciertas variantes del clima y elementos de deslizamiento (palizada, témpanos de hielo, y otros) aun cuando se trate de zanjas secas, pues en alguna oportunidad han ocurrido flujos de agua por dicho cauce, y en donde además se debe analizar las aguas subterráneas y el nivel freático (FERNÁNDEZ, 2016; p.89)

La sismicidad se tiene que relacionar con los aspectos de la alineación geológica de dicha zona y la presencia con fallas geotectónicas y estas ser corroboradas con los reportes de las entidades técnicas de reporte sísmico en el país; por consiguiente, si existe algún evento sísmico catastrófico se debe diseñar bajo estas condiciones al momento de modelar el proyecto en el SAP2000 (NATIENZO, M, 2015, p.167)

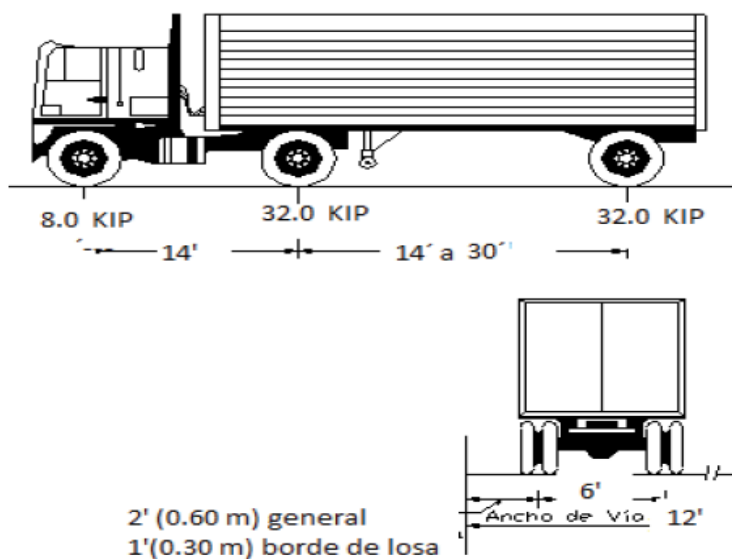
Otros aspectos complementarios son la precipitación y la temperatura; en el primer caso en precipitaciones mensuales mayores a 80 mm/mes puede ser una limitante durante las excavaciones de las cimentaciones; y en el segundo caso, en temperaturas mayores de 28°C puede ser una limitante para el fraguado del concreto. (TAFUR, 2015, p.113)

b. Del Proyecto de Ingeniería: Este componente implica desarrollar los elementos del emprendimiento, la exhibición del mismo, las consideraciones en general del que fórmula, las cargas y causantes de estas, las informaciones de los elementos, el examen de estructuras, la aprobación frecuente de protección, cimentaciones, superestructuras, requeridos en los pesos, esquema de barreras de sonido, disposiciones construidas. (MTC, 2016, p.45)

Camión de Diseño: Los diversos parámetros en cargas de los ejes y mediante espacios que se da van a ser los indicados en la medición requerida con ciertos ejes de 32 kips (14.55 t) va estar fomentada como ubicado entre parámetros de 14.0 ft (4.27 m) y 30.0 ft (9.14 m), lo cual está en los más grandes efectos.

Los pesos del camión con interfaz tendrán que aumentar por los efectos dinámicos en las situaciones indicadas.

Características del Camión de Diseño. Figura n° 1. (MTC, 2016, p.58)



Cargas Muertas: DC, DW, y EV: El peso propio (DC) se va a determinar teniendo en cuenta que varios instrumentos de precisión son fijos para cierta composición ande recto. Los pesos muertos (DW) añadirá al volumen de varios componentes que de forma pertenece a la estructura, así como cables, tuberías, ductos, veredas, balasto, rieles, superficies de rodadura, durmientes, barandas, postes.

La carga específica propia y las cargas muertas van a ser incluidos encima de una base con respectivas mediciones indicado en muestras y en caso teniendo en cuenta los términos mínimos de los que corresponden cargas particulares a falta de una coherencia exacta, van a poder utilizarse los pesos particulares de la tabla. (MTC, 2016, p.55)

Pesos específicos Tabla n° 1 (MTC, 2016, p.56)

MATERIAL	(kN/m³)	(kgf/m³)
<i>Agua dulce</i>	9,8	(1000)
<i>Agua salada</i>	10,0	(1020)
<i>Acero</i>	76,9	(7850)
<i>Aluminio</i>	27,4	(2800)
<i>Arena, tierra o grava sueltas, arcilla</i>	15,7	(1600)
<i>Arena, tierra o grava compactas</i>	18,9	(1900)
<i>Asfalto, Macadam</i>	22,0	(2200)
<i>Concreto ligero</i>	17,4	(1740)
<i>Concreto normal</i>	23,5	(2400)
<i>Concreto Armado</i>	25,0	(2500)
<i>Hierro forjado</i>	70,6	(7200)
<i>Balasto</i>	22,0	(2250)
<i>Madera</i>	10,0	(1020)
<i>Mampostería de piedra</i>	26,6	(2700)
<i>Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)</i>	3 kN/m	300kgf/m

Superficies de Rodamiento: Los ámbitos de rodamiento encima de un puente tienen que obtener propiedades anti deslizantes; y una elevación transversal media de 2% (bombeo) en puentes rectos, de tal forma varía si el puente está en transiciones; según el diseño que tiene la carretera y drenajes. (MTC, 2016, p.37).

Tándem de Diseño: Cierta forma un tándem de esquema del interfaz obtiene y basa con un grupo de dos ejes, con cada elemento empleado a un peso específico de 25.0 kip (11,4 t), separados a 4.0 ft (1,20 m). Cierta mediación se da con neumático de cada eje, en recorrido transversal, va a ser de 6.0 ft (1,80 m). Este peso tendrá por

incrementarse con efectos dinámicos en las situaciones determinadas. (MTC, 2016, p. 59).

Factor de impacto: El aspecto a utilizar al peso estático se tendrá que emplear como: $(1 + IM/100)$. De tal aumento que da el peso dinámico no se efectuara a los pesos peatonales ni a la carga el carril de interfaz (peso uniformemente repartido). (MTC, 2016, p. 64).

Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM) Tabla n°2.

<i>Componente</i>	<i>Porcentaje (IM)</i>
<i>Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)</i>	<i>75%</i>
<i>Para otros elementos</i>	
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Estados límite de fatiga y fractura</i> • <i>Otros estados límite</i> 	<p><i>15%</i></p> <p><i>33%</i></p>

La introducción del aumento por factor dinámico para elementos escondidos, va a ser detallada. No es requisito utilizar el aumento por transición dinámica. Los muros que se sostienen se solicitan mediante acciones rectas en la superestructura, con elementos en fundación totalmente debajo de la medición del área. El aumento por peso dinámica se regularizará para muchos elementos, excepción de algunas juntas, la prueba bastante que concrete el reducimiento, acatando los requisitos. (MTC, 2016, p. 64).

Refuerzo Longitudinal: Parte del sector del coeficiente longitudinal no va a ser inferior a 0.01 ni mayor a 0.04 ocasiones cierto sector total (bruta) de tal parte transversal, Ag.

Resistencia a la Flexión: En una resistencia biaxial en las columnas se tendrá por inferir que la parte que requiere a la flexión, como se detalla. Dichas columnas tendrán que analizar en diversos casos de sobrecarga extrema, mediante el resultado del límite que esta correspondido a acontecimiento radical. Centrándose en columnas en base de

armadura en espiral y también en las columnas con estribos estrechos, los componentes de resistencia del se tendrán sustituir por el valor 0,90. (MTC, 2016, p. 168)

Esfuerzos de Compresión: Para el factor límite del esfuerzo que comprende en los componentes de hormigón sometido y postesado, introduciendo los puentes ejecutados en varios fragmentos, va a ser de 0,60 f'ci (ksi) ó 0,60 f.ci (MPa). (MTC, 2016, p. 336).

Factores de resistencia en corte y torsión:

- Concreto de densidad normal 0.90
- Para tracción y flexión controlada secciones de concreto reforzado 0.90. (MTC, 2016, p. 187)

Ductilidad: Resultado del análisis constructivo del puente va ser precisamente entregado y analizado al detalle con tal forma que se asuma a diversos parámetros de esfuerzo y acontecimiento radical al avance en parámetros con deformaciones inelásticas descubiertas mediante algún fallo.

Se trascenderá la utilización de instrumentos en base a disipación de energía y así someter la ductilidad. Ciertos disipadores de energía tienen la posibilidad de ser reemplazados mediante estudios comunes de análisis de sismicidad dúctil.

Formulación de η_D para el Estado Límite de Resistencia:

En base a todos los demás estados límites:

$\geq 1,05$ para componentes y conectores no dúctiles

= 1,00 El esquema diseñado en los datos comunes que sometan y concuerden con estas informaciones.

$\geq 0,95$ En base a elementos y conectores por lo cual se designa medidas complementarias al hacer mejor la ductilidad en superioridad de lo previsto por sus informaciones.

Para todos los demás estados límites: η_D 1,00. Para lograr correcto accionar inelástico el funcionamiento deberá obtener una guía numérica bastante en diversos integrantes dúctiles, donde:

Unión en la compenetración dúctil forjaran que logren realizar la disipación de energía con ninguna pérdida de aptitud, en base de unión y conexión que obtenga bastante soporte en cierta forma garantizar y suceda conclusión inelástica en varios sitios que designa para componer la ductilidad, (energy absorbing response).

Este factor puede ser obtenido como:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Δu = deformación ultima

Δy = deformación base al límite elástico

Con aptitud en la ductilidad de instrumentos y conectores de análisis estructural puede ser además adquirida consigo en diversas pruebas a alcance natural o en enormes escalones, de esta forma en base a guías analizadas se piensan instrumentos que tienen propiedades al material fueron antes efectuadas.

Con aptitud en la ductilidad en base al análisis de estructuración pudiera conformar cierta integrada las funciones actuales del análisis terminado.

Los particulares requisitos para los disipadores de energía gracias a su estricto pedido. (MTC, 2016, p.53).

Redundancia: Tiene por definición cierta redundancia igual a: Capacidad de aptitud del intervalo y análisis de la estructura en el puente trayendo consigo los pesos luego de ser afectados uno con bastante amplio en los componentes. Tendrán utilizarse desplazamiento múltiple de carga y construcciones seguidas a menos que se desarrolle causas no favorables de lo opuesto.

Los primordiales elementos cuyo factor que adelanta y que proporcionara el disturbio en el puente tienen que crear en base de instrumentos de factor crítico y el análisis de la estructura.

Parte de los elementos que falla se adelanta y así no proporcionara el disturbio en el puente y así se tienen que crear base a componentes de factor crítico y el análisis de la estructura juntándose como análisis innecesario.

Para el estado límite de resistencia

$\eta_R \geq 1.05$ Estas son integrantes en base redundantes

= 1.00 Sera escenarios comunes en redundancia, componentes de fundación donde Φ se encuentra la redundancia.

≥ 0.95 Sin en escenarios aleatorio con una redundancia más allá del seguimiento de la viga y parte transversal clausurada y guiada a torsión.

Para los otros estados límite:

$\eta_R = 1.00$.

Según cada análisis de conjunción de peso y factor límite empleado, cierta categorización en la redundancia en varios integrantes, ósea si se conforman redundantes y no redundantes, va ser ejecutado como apoyado en la contribución de los integrantes a la prevención del puente. (MTC, 2016, p.53).

Importancia Operativa: Base del guion va a ser empleado únicamente en Estados Límite de Resistencia y Acontecimiento Extremo.

Según ejecutor previamente tiene la capacidad de aclarar si el puente, tiene una conexión o un ingrediente estructural tienen consideración afirmada.

Estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ En los puentes críticos o fundamentales

= 1.00 En puentes típicos

≥ 0.95 En los puentes de relativa menor consideración

Para los otros estados límites:

$$\eta_i = 1.00.$$

En categorización afirmadora en el puente va empleada mediante plantel encargado de la diversa red vial introducida y conllevar con pretensiones afirmativas. Según finalidad empleada afirmativa se define al interiorizar de dueño a dueño y de red a red. Base en alineamientos califican con los puentes como falibles o fundamentales son:

Críticos: Existen puentes sin tener necesitan de mantenerse libres en caso de contundencia en los tráficos cuando fueron inspeccionados luego del acontecimiento de interfaz, y son útiles para transportes de urgencia, y para objetivos como seguridad, defensa, baratos, o fines de seguridad secundaria en el instante luego del acontecimiento de interfaz.

Esenciales: Hay puentes que tienen que como inferior tiende por libertad en variedad transitorio con transportes y máxima urgencia en sus objetivos de cuidado, privacidad o fines baratos luego en base al acontecimiento en su interfaz de ser libres a todo tráfico encajada diariamente consiguientes en el acontecimiento (MTC, 2016, p.54).

Combinación de cargas aplicables: Precipitación total factorizada será calculada en base:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

η_i = modificador de carga.

Q_i = sollicitación de las cargas aquí especificadas.

γ_i = elementos de carga. (MTC, 2016, p.98).

Resistencia I: Funcionamiento básico de las cargas relacionadas mediante el permanente utilización vehicular normal al no ser considerado cierto factor del viento.

Servicio I: Conjunción en ciertas y presuntas cargas seleccionadas a la utilización operativa habitual de dicho puente con viento a 90 km/hr de tal forma en mayores sobrecargas mediante el valor nominal (sin factorizar). Además se da una combinada controlando en cierta flexión base a las construcciones metálicas enlazadas, con un recubrimiento en los túneles y tubos termoplásticos, de esta forma tal como vigilar la amplia en ciertas grietas existentes que se da en las construcciones en preciso armado, sobre todo para examen transversal que se relaciona en máxima tensión en dichas vigas segmentadas. Esta conjunción que se da en las cargas además debería usar para el estudio de la seguridad en base a taludes. (MTC, 2016, p.99).

Fatiga I: Conjunción de las cargas con fatiga y fractura vinculada hacia la vivencia en la fatiga sin límites por su sobrecarga introducida.

Cierto aspecto de sobrecargas en su conjunción enlazada en sus cargas hacia la Fatiga I, compenetrada al fácil camión de interfaz que obtiene con cierta división en estos ejes de tal que sugiere en sí mismo el camión que representa a toda la población de camiones que entregan su posición de fuerte esfuerzo y así fomentar que siendo el esquema con vivencia en la fatiga sin límites. Cierta aspecto es elegido en base de conjetura que el escalón de máximo refuerzo en dicho aspecto de cambiantes al azar en diversas ocasiones el ranking de refuerzo efectuado provocado mediante cierta conjunción de pesos de Fatiga II.

Fatiga II: Unión entre la carga de fatiga y la fractura enlazada hacia vivencia de dicha fatiga finita con sobrecarga incitada.

Para cierto aspecto deducido por las sobrecargas en su conjunción de cargas en la Fatiga II, efectuada en fácil camión con su interfaz, mediante este camión seleccionado en dicha población de los camiones que entrega un alcance de refuerzos verdadero en relación al apretado numérico de dichos puestos de los esfuerzos y sus diversos enseres acumulados en los componentes del acero, elementos, y conectores de esquema de vida de fatiga finita. (MTC, 2016, p.100).

Combinación de cargas y factores de cargas. Tabla n° 3 (MTC, 2016, p.101).

Combinación de Cargas Estado Limite	DC ES DD EL DW PS EH CR EV 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	γ _p	1.75	1.00			1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}					
RESISTENCIA II	γ _p	1.35	1.00			1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}					
RESISTENCIA III	γ _p	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}					
RESISTENCIA IV	γ _p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20							
RESISTENCIA V	γ _p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}					
EVENTO EXTREMO I	γ _p	γ _{EQ}	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	γ _p	0.50	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	γ _{TG}	γ _{SE}					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	γ _{TG}	γ _{SE}					
SERVICIO IV	1.00		1.00	0.70		1.00	1.00/1.20		1.00					
FATIGA I Solamente LL,IM y CE		1.50												
FATIGA I II- Solamente LL,IM y CE		0.75												

Factores de carga para cargas permanentes. Tabla n° 4 (MTC, 2016, p.102).

Tipo de Carga, Tipo de fundaciones, y Métodos usados para fuerza de arrastre hacia abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Minimo
DC: Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, Método de Tomlinson	1.40	0.25
Pilotes, Método	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Metodo 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 excepto alcantarillas cajón metálicas	1.95	0.90
• Alcantarillas cajón metálicas flexibles y alcantarillas de planccas estructurales con corrugaciones.	1.50	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

Factores de carga para cargas permanentes, debido a deformaciones súper impuestas γ_p Tabla n° 5. (MTC, 2016, p.102).

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructuras—Segmentadas Subestructuras de concreto que soportan superestructuras segmentadas (ver 2.4.3.9.3 - 2.4.3.9.4) (3.12.4, 3.12.5 AASHTO)	1.0	Ver γ_p para DC, Tabla 2.4.5.3.1-2 (3.4.1-2 AASHTO)
Superestructuras de concreto—no-segmentadas	1.0	1.0
Subestructuras de concreto que soportan superestructuras no segmentadas		
• Usando I_g	0.5	0.5
• Usando $I_{efectiva}$	1.0	1.0
Subestructuras de acero	1.0	1.0

Cuando estos diversos elementos pretensados están útiles para la conjunción con vigas de acero, estas adquieren para varios y próximos que se trasciendan que se considera sobrecarga en creación, EL:

- Para cierta empelada fricción enlazada en partes de la losa prefabricada y las vigas metálicas achicada en su componente longitudinal en cierta losa mucho antes previsto al ser conformada con las vigas de acero.
- Mediante fuerzas complementarias incrustadas con vigas de acero y conexiones en el corte para dicho pos tensado longitudinal va con aplicación luego implementada la losa de preciso se da conformidad a cierta parte compenetrada con las vigas de acero.
- Diversos enseres con su diferencial creep y shrinkage del concreto.
- Efecto de Poisson.

El aspecto con respectiva carga viva variante de conjunción a la que corresponde al acontecimiento Radical I , γ_{EQ} , se tendrá que saber basado en las propiedades particulares de cada emprendimiento.

El ingeniero va a hacer buen método lo cual se vaya a aplicar con sus respectivas cargas de explosión en cuanto estas estén funcionadas con otras cargas. (MTC, 2016, p. 103).

Anchos de Faja Equivalentes para Puentes Tipo Losa: En el presente guion analizado tendrá que utilizar las diversas partes transversales con esquemas con su siguiente rango de parte transversal Pte, losa.

Mediante objetivos se representa un guion, como los puentes de losa aligerada hormigonados in situ además obtiene que la posibilidad de tener en cuenta dicho puentes tipo losa. La banda semejante de dichas fajas longitudinales enlazado por los carriles en tanto con su corte en el instante con un carril cargado, ósea dos líneas de ruedas, como se puede saber.

Como:

$$E = 10.0 + 5.0\sqrt{L_1W_1}$$

Presunto ancho que se equivale en dichas fajas verticales que da por los carriles que promedia tanto para el factor de corte como para diversos carriles en tanto esto se puede determinar como:

$$E = 84.0 + 1.44\sqrt{L_1W_1} \leq \frac{12.0 W}{N_L}$$

Dónde:

E = Ancho equivalente (in)

L1 = Es la longitud de tramo modificada para que se tome igual al menor valor entre la longitud real o 60.0 ft (18.260 mm)

W1 = Acho modificado entre cada borde del puente, que se toma igual al menor valor entre el ancho real o 60.0 ft (18000 mm), para carga en múltiples carriles ó 30.0ft (9140 mm) para carga en un solo carril (ft)

W = Ancho físico y específico de borde a borde del puente (ft)



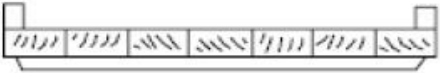
NL = Número de carriles del diseño utilizado.

Para puentes oblicuos (es viajados) diversas solicitudes longitudinales se pueden minimizar aplicando el factor r:

$$r = 1.05 - 0.25 \tan \Theta \leq 1.00$$

Θ = ángulo de esviajamiento (grados). (MTC, 2016, p.148).

Típica sección transversal Pte. Losa. Tabla n° 6 (MTC, 2016, p.149).

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Losa de hormigón colado in situ o losa alivianada	Monolítico	 (a)
Tablero de madera tesada	Madera integral	 (b)
Paneles de madera encolados/clavados con viga de separación	Madera integral	 (c)

Recubrimiento de Concreto: Mucho menor a la que concretice lo opuesto, dicho cubrimiento del acero pretensado en sus armaduras que no están aguardadas se tendrá que interiorizar lo analizado en el esquema de recubrimiento para las armaduras primordiales no protegidas modificado para tener en cuenta la combinación agua-cemento.

Como parte de los documentos respectiva utilizada tendrá que señalar el cubrimiento de concreto y como también las medidas de posición.

Para los conectores mecánicas, tirantes de pretensado y complementos de anclaje para las barras de montura o tirantes de potenziado, el recubrimiento tendrá que ser equivalente para las armaduras no pretensadas.

En cierta forma parte del recubrimiento de estos elementos metálicos para tendones de postesado no tendrá que ser inferior que:

- La Valorización especificado para el acero de las montaduras primordiales,
- Un medio del diámetro de la vaina, o
- El valor detallado en el esquema de recubrimiento.

Para las tablas sometidos al tránsito en transportes con ruedas antideslizantes con cadenas o clavos, se efectuará a contar con varios recubrimientos agregados para poder compensar la insuficiente de hondura que se anticipa y que medidamente se dará la abrasión., supuesto y requerido recubrimiento va a ser de 0.5 in(13 mm) tal y como se detalla en la transitabilidad.

Los presuntos causantes de modificación de acuerdo a la relación W/C van a ser los siguientes:

Para $W/C \leq 0,40$0,8

Para $W/C \geq 0,50$1,2

El recubrimiento de menor existencia encima de los barrotes primordiales, introduciendo los barrotes protegidas con un recubrimiento de a base de resina epoxi, tendrá que ser de 1.0 in(25 mm).

El recubrimiento encima de los famosos estribos y zunchos puede ser 12mm inferior que los valores detallados y especificados para las barras de superior primordial que tendrá que ser menor que 1.0 in(25 mm). (MTC, 2016, p.347).

Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas. Tabla n° 7

(MTC, 2016, p.348).

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (in) (mm)	
Exposición directa al agua salada	4.0	100
Hormigonado contra el suelo	3.0	75
Ubicaciones costeras	3.0	75
Exposición a sales anticongelantes	2.5	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	2.5	60
Otras situaciones exteriores	2.0	50
Otras situaciones interiores		
• Hasta barras No 11	1.5	40
• Barras No 14 y No. 18	2.0	50
Fondo de losas hormigonadas in situ		
• Hasta barras No. 11	1.0	25
• Barras No 14 y No 18	2.0	50
Pilotes prefabricados de hormigón armado		
• Ambientes no corrosivos	2.0	50
• Ambientes corrosivos	3.0	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	2.0	50
Pilares hormigonados in situ		
• Ambientes no corrosivos	2.0	50
• Ambientes corrosivos		
- En general	3.0	75
- Armadura protegida	3.0	75
• Cáscaras	2.0	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	3.0	75

Resistencia a la flexión. Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas con almas compactas o no compactas: Estos presuntos requisitos establecidos se realizarán para aplicar únicamente a los diversos complementos que constituyan las diversas constancias:

- Parte de las resistencias adquiridas limitadas especificadas de las alas y el alma son inferiores o iguales que 485MPa,
- La que deriva al límite de esbeltez no compacto:

$$\frac{2D_c}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

y:

- *las alas satisfacen la siguiente relación:*

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3$$

Dónde:

D_c = Superficie de alma en modo compresión en la tabla elástico(mm). Para las secciones que están compuestas D_c se deberá establecer de forma detallada.

I_{yc} = Momento de la inercia del ala comprimida a la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm⁴)

I_{yt} = Momento de inercia del ala traccionada de la sección de acero respecto del eje vertical en el plano del alma (mm⁴)

Por lo tanto, la intersección seleccionada obtendrá cierta forma que dimensionar en forma con los requisitos establecidos.

Las secciones que son diseñadas estarán acuerdo con estos principales requisitos que se deberá calificar como las secciones del alma consistente o como secciones de alma no consistente. (MTC, 2016, p.549).

Secciones con alas de compresión con arriostramiento discreto: En el Estado Límite de Resistencia se deberá satisfacer el siguiente requisito:

$$M_u + \frac{1}{3} f_{\ell} S_{xc} \leq \phi_f M_{nc}$$

ϕ_f = factor de resistencia para flexión

f_{ℓ} = tensión de flexión lateral del ala determinada. (MTC, 2016, p.549).

Resistencia a la Compresión Axial: Para las torres de baja carga axial, tiene cierta resistencia con un factor de las torres con dicha compresión, P_r , se tendrá que agregar muy en cuenta de cómo este detallada utilizando el aspecto de resistencia, ϕ_c , especificado.

Combinación de Compresión Axial y Flexión: Las torres sujetadas a una carga axial y flexión se tendrán crear utilizando los causantes existentes de resistencia, ϕ_c y ϕ_f . (MTC, 2016, p.467).

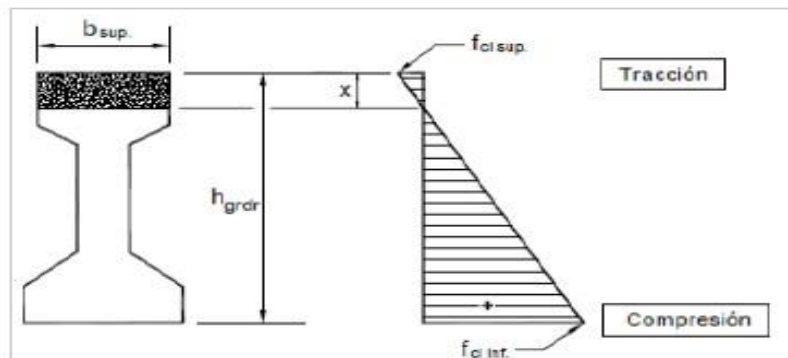
Esfuerzos Límites para los Concretos: En dichos Esfuerzos Temporales ante Pérdidas – Estos Elementos Completamente Pretensados.

Esfuerzos de Compresión: Factor del límite en lo cual cierta fatiga de compresión para los componentes de hormigón pretensado y Postesado, introduciendo los puentes ejecutados y segmentados, va a ser de 0,60 f'_{ci} (ksi) ó. 0,60 f_{ci} (MPa)

Esfuerzos de Tracción: Si se proporciona armadura de igualdad para lograr usar el más grande refuerzo limitante en su tracción sugerida por superficies en la armadura requerida, primordial va a ser primordial analizar la fuerza de tracción. Lo primero que hay que hacer es calcular la fatiga de dicha tracción, T , radica en saber la hondura de esta región traccionada usando las tensiones de fibra en las bandas en la localidad considerable, f_{ci} sup y f_{ci} inf. Después se define un sector en la cual se piensa trabaja la tensión de tracción media. Los esfuerzos a la tracción son calculados como el procedente entre la tensión de tracción media y el sector calculado, de la misma forma que se ilustra ahora.

El sector de Armadura adquirida, A_s , se manifiesta su cálculo separando la fuerza de tracción por la tensión admisible de la armadura.

Calculo de la fuerza de tracción y área requerida de armadura de refuerzo.
Figura n° 2. (MTC, 2016, p.336).



$$T = \frac{f_{ci\ top}}{2} b_{top} x$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} \quad \text{donde} \quad f_s = 0.5 f_y \leq 30 \text{ ksi}$$

Límites para esfuerzos de tracción temporaria en el concreto antes de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados Tabla n°8. (MTC,2016,p.337).

Tipo de Puente	Ubicación	Esfuerzo Limite (ksi)	Esfuerzo Limite (MPa)
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos.	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948\sqrt{f_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)	$0.25\sqrt{f_{ci}} \leq 1.38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0,5f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.24\sqrt{f_{ci}}$ (ksi)	$0.63\sqrt{f_{ci}}$ (MPa)
	• Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados	$0.158\sqrt{f_{ci}}$ (ksi)	$0.415\sqrt{f_{ci}}$ (MPa)
Puentes contruidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida		
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos	$0.0948\sqrt{f_{ci}}$ tracción máxima (ksi).	$0.25\sqrt{f_{ci}}$ tracción máxima (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones.		
	• Para cualquier tipo de unión	$0.0948\sqrt{f_{ci}}$ (ksi)	$0.25\sqrt{f_{ci}}$ (MPa)

<p><i>Esfuerzos en otras areas.</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Para áreas sin armadura adherente no pretensada.</i> • <i>En áreas con armadura adherente (barras de refuerzo o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de 0,5fy, no mayor que 30 ksi (210 MPa)</i> 	<p><i>Tracción Nula</i></p> <p><i>0.19√fci (ksi)</i></p>	<p><i>Tracción Nula</i></p> <p><i>0.50√fci (MPa)</i></p>
<p><i>Tracción principal en eje neutro del alma.</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • <i>Todos los tipos de puentes construidos por segmentos con interno y/o tendones externos, a no ser que el propietario indique otro criterio para estructuras críticas.</i> 	<p><i>0.110√fci (ksi)</i></p>	<p><i>0.289√fci (MPa)</i></p>

Resistencia Elástica al Pandeo por Flexión: El aguante más crítico de elástica en su momento del pandeo, P_e , basado en el pandeo por flexión se tomará como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \ell}{r_s}\right)^2} A_g$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal del elemento (in²).

K = Factor eficaz de longitud en el plano del pandeo determinado.

ℓ = Longitud no prioritaria en el plano del pandeo (in).

r_s = Radio de giro mínimo de los ejes normales al plano del pandeo (in). (MTC, 2016, p.391).

Para Esfuerzos en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas; Elementos Totalmente Pretensados y Esfuerzos de compresión.

La compresión tendrá que investigar usando una Conjunción en las Cargas para Estado.

Límite de Servicio I: Se van a aplicar los parámetros sugeridos en la Tabla, Cierta aspecto al reducir ϕ_w , tendrá que fomentar equivalente a 1,0 si las coincidencias de esbeltez de las almas y alas, analizadas son inferiores o equivalente que 15. Si la coordinación de esbeltez del alma o el ala es más grande que 15, el aspecto de reducción ϕ_w .

Límites para el esfuerzo de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados, Tabla n°9. (MTC, 2016, p.338).

<i>Ubicación</i>	<i>Esfuerzo Limite (ksi)</i>	<i>Esfuerzo Limite (MPa)</i>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Excepto en puentes contruidos por segmentos, Esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</i> 	<i>0.45f'ci</i>	<i>0.45f'ci</i>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>En puentes contruidos por segmentos, esfuerzo provocado por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes</i> 	<i>0.45f'ci</i>	<i>0.45 f'ci</i>
<ul style="list-style-type: none"> • <i>Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y maniobras.</i> 	<i>0.6 φwf'ci</i>	<i>0.6 φwf'ci</i>

Relación de Esbeltez de Miembros Rectangulares Huecos a Compresión: La esbeltez de paredes de una sección transversal vacía se tomará como:

$$\lambda_w = \frac{x_u}{t}$$

Donde:

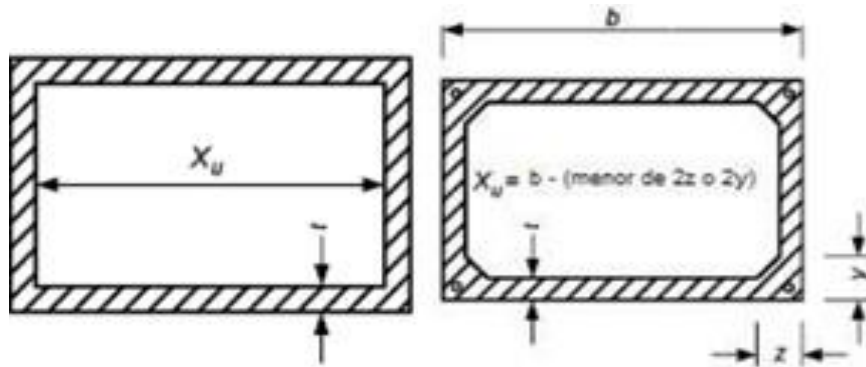
x_u = Longitud de la porción de pared del espesor constante entre otras paredes o entre chaflanes entre paredes (in); (mm)

t = Espesor de la pared (in.); (mm)

λ_w = relación del esbeltez en paredes para columnas huecas.

Sólo se podrá ser uso del esbelteces de pared cuando es mayor a 35 si el movimiento y su resistencia en las paredes se documentan mediante el intermedio de evidencia analizada con experimento aceptable para la Entidad propietaria.

Ilustración de Xu Figura n° 3 (MTC, 2016, p.339).



Sección Típica de Pilar Monolítico

Sección Típica de Pilar Segmentado

Esfuerzos de Tracción: Para composiciones de cargas en servicio longitudinales que involucran las cargas del tráfico, los esfuerzos de tracción en los diversos elementos se tienen tendones de pretensados adherentes o no adherentes que se deberían investigar utilizando conjunción de Cargas para Estado Límite de Servicio III detallada. La conjunción Servicio I va a ser investigada estas composiciones de carga que aluden cargas de tráfico en el examen transversal de puentes de viga cajón.

Se van a aplicar los parámetros indicados en la Tabla siguiente.

Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas - Elementos totalmente pretensados. Tabla n°10. (MTC, 2016, p.340).

Tipo de Punte	Ubicación	Esfuerzo Limite (ksi)	Esfuerzo Limite (MPa)
Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos.	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	$0.19\sqrt{f'ci}$ (ksi)	$0.50\sqrt{f'ci}$ (MPa).
	<ul style="list-style-type: none"> Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas. Para elementos con tendones de pretensado no adherentes. 	$0.0948\sqrt{f'ci}$ (ksi)	$0.25\sqrt{f'ci}$ (MPa)
		Tracción Nula.	Tracción nula
Puentes contruidos por segmentos	Esfuerzos longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida		
	<ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una esfuerzo de $0.5fy$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0.0948\sqrt{f'ci}$ (ksi).	$0.25\sqrt{f'ci}$ (MPa)
		Tracción nula	Tracción nula
	Esfuerzos transversales a través de las uniones.		
<ul style="list-style-type: none"> Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida. 	$0.0948\sqrt{f'ci}$ (ksi)	$0.25\sqrt{f'ci}$ (MPa)	
Esfuerzos en otras áreas.	<ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura de refuerzo adherente. En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5fy$, no mayor que 30 ksi (210 MPa). 	Tracción Nula	Tracción Nula
		$0.19\sqrt{f'ci}$ (ksi)	$0.50\sqrt{f'ci}$ (MPa)

Resistencia a la Tracción: La resistencia factorizada a la tracción axial, P_r , se deberá tomar como igual al menor de los valores obtenidos de las siguientes ecuaciones:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$$

Donde:

P_{ny} = resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta (kip); (N).

F_y = mínima resistencia de fluencia totalmente especificada (ksi);

(Mpa). A_g = área bruta de sección transversal de los elementos (in.2);

(mm2).

P_{nu} = resistencia a la tracción para fractura en las diversas secciones netas (kip); (N).

F_u = resistencia en base a la tracción (ksi); (Mpa).

A_n = área neta y propia del elemento

U = factor de reductivo que se considera el retraso del corte; U= 1.0 para los componentes en cuales se da sollicitaciones que transmiten a todos los elementos.

ϕ_y = factor de resistencia para fluencia en los elementos traccionados

ϕ_u = factor de resistencia para fractura de los elementos traccionados. (MTC, 2016, p.385).

Resistencia de un Cable: La armadura de los tirantes a tracción se tendrá que anclar a las ubicaciones nodales por medio de dichas longitudes embebidas especificadas, ganchos o anclajes mecánicos. La fuerza de la tracción se tendría que desarrollar de forma interna de la región nodal.

La resistencia nominal de un tirante traccionado en kips se tendrá que tomar como:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y]$$

Dónde:

A_{st} = área total de armadura longitudinal de acero no pretensado en el tirante (in2);

(mm2)

A_{ps} = área de acero de pretensado en (in2) ;(mm2)

F_y = tensión de fluencia de la armadura longitudinal de acero no pretensado en (ksi); (MPa).

F_{pe} = tensión en el acero de pretensado debida al pretensado, luego de las pérdidas en (ksi); (MPa). (MTC, 2016, p.197).

Momentos flectores y cortantes en vigas transversales de piso: Si dicho tablero está permitido de manera sumamente directa por las vigas de piso transversal, las vigas de piso tendrán la posibilidad de ser diseñadas para cargas.

Las fracciones indicadas en la tabla van a ser útiles en el grupo con la carga axial de interfaz de 32.0-kip (145 kN). Para espaciamientos de vigas de piso fuera del rango de aplicación dado, todas las cargas vivas de interfaz van a ser consideradas y se va a poder utilizar la ley de instantes (Regla de la palanca).

Distribución de carga viva por carril para vigas transversales para momento y corte. Tabla n°11. (MTC, 2016, p.143).

<i>Tipo de Tablero</i>	<i>Fracción de carga por rueda para cada viga de piso</i>	<i>Rango de Aplicación</i>
<i>Plataforma</i>	<i>S/4</i>	<i>N/A</i>
<i>Tablero de madera laminado</i>	<i>S/5</i>	<i>S ≤ 5.0</i>
<i>Concreto</i>	<i>S/6</i>	<i>S ≤ 6.0</i>
<i>Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de concreto reforzado.</i>	<i>S/4.5</i>	<i>t_g ≤ 4.0</i> <i>S ≤ 5.0</i>
<i>Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de concreto reforzado.</i>	<i>S/6</i>	<i>t_g ≥ 4.0</i> <i>S ≤ 6.0</i>
<i>Plataforma corrugada de puentes de acero</i>	<i>S/5.5</i>	<i>t_g ≥ 2.0</i>

Características de los puentes atirantados: Generalmente, en los diseños hay una coherencia directa en medio de los tres elementos, debido a que entre ellos las cargas se distribuyen de tal forma que la carga esté encima del tablero, el tablero es el que va a transmitir las diversas cargas y su peso particular hacia los cables, los cables emiten las fatiga a la/las torres, y las torres emiten estas fuerzas a la cimentación. Todos los puentes atirantados se basan de tres partes básicas: torres, cables y los tableros. Además, gracias a los cables que son diagonales, se obtiene una resistencia de compresión en cada dovela del tablero (MANZANO y PEREZ, 2012).

- **Características de los cables:** Los cables se tienen la posibilidad de ordenar de diferentes formas de acuerdo con la longitud o luz del puente. Hoy en día se utilizan distancias entre anclajes que varían entre 5 y 20 m. de manera que la flexión que tenemos la posibilidad de llamar local, gracias a la distancia entre los diversos apoyos generados por los cables, es insignificante en relación a la flexión que se produce por la deformación general causada por la composición. Si en un inicio se da la intención de cables para hacer una sucesión de diversos apoyos que partan como complementarios al tablero para editar el puente de luces totalmente enormes en uno de luces menores, este planteo ha evolucionado hasta tener en cuenta a los obenques como un medio de acompañamiento cuasi-continuo y elástico del tablero (GRATTESAT, G. 2014, p.123)
- **Características de las torres:** Hay numerosos diseños y tipos de torres, no obstante, la forma que se consiga elegir, dependen mucho del criterio arquitectónico y la estética que el diseñador desee ofrecer hacia al puente; no obstante, las muy frecuentes son las de manera de: triángulo, diamante, de una columna, de doble columna paralela, de doble columna con vigas transversales. La selección del tipo de torre es dependiente en parte del ancho del tablero, la altura y la luz del puente, de esta forma como del sistema de atirantamiento. (GRATTESAT, G. 2014, p.123)
- **Características del tablero:** El tablero participa en el análisis fuerte básicamente de la composición del puente atirantado ya que debe soportar los elementos horizontales (de compresión) que se emiten los tirantes. Estos elementos por lo general se equilibran en nuestro tablero porque su final, igual que en la torre, debe ser nula. (GRATTESAT, G. 2014, p.123)

El peralte de la parte transversal del tablero es dependiente mayormente de la disposición de los tirantes, ya que a más grande distancia entre obenques el peralte debe ser más grande, gracias a que se requiere aguantar cargas superiores y vigilar superiores deformaciones (HERNANDEZ, I., 2012, p. 97)

Miembros cargados axialmente a compresión: Los requisitos para columnas son:

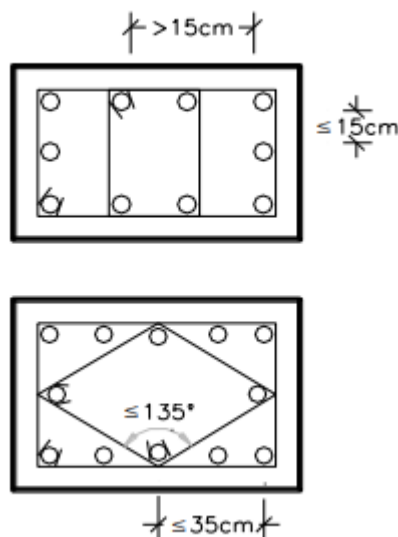
1. El refuerzo tiene que estar totalmente repartida en forma simétrica en relación al eje geométrico de la parte. (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)
2. El ancho mínimo de la parte debe ser igual a 25cm. y el sector no va a ser menor a 625 cm², el porcentaje de diámetro inferior de las circularles va a ser igual a 25cm. (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)
3. La cuantía no debe ser inferior a 0.01, ni mayor a 0.08 (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)

$$\rho_g = \frac{\text{Área del acer total}}{\text{Área de la columna}} = \frac{A_{st}}{A_g} \quad ; \quad A_g = b \times t$$

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.08 \quad ; \quad \text{para zonas sísmicas:} \quad 0.01 \leq \rho_g \leq 0.06$$

4. El refuerzo respectivo longitudinal debe ser 04 varillas para las estribadas y para las zunchadas 6 varillas, recomendándose como diámetro mínimo 5/8" (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)
5. Todas las barras que están longitudinales de una columna tienen que quedar preparadas para trabajar sucesivamente a compresión, consecuentemente tienen que estar confinados en las esquinas, por medio de estribos. (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)

Barras longitudinales, Figura n° 4

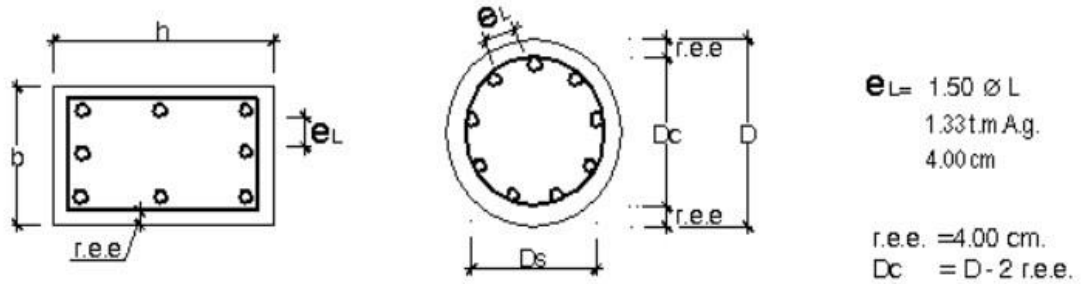


de esquina = barra muy bien confinada
 Barra no esquina = barra libre; queda de esta forma mientras que la distancia libre de una barra de esquina a una barra suelta sea ≤ 15 cm.

6. La división de centro a centro entre las diversas barras efectuadas no debe ser más grande a 35 cm. La división mínima entre barras longitudinales debe ser más grande o igual a: 1.5 ocasiones el diámetro

de la barra, 1.3 ocasiones el volumen más alto del añadido abultado y 4 cm.; el volumen más alto del añadido va a ser (3/4" a 1"). (CHAVEZ, S., 2003, p. 179)

Separación de barras longitudinales Figura n° 5



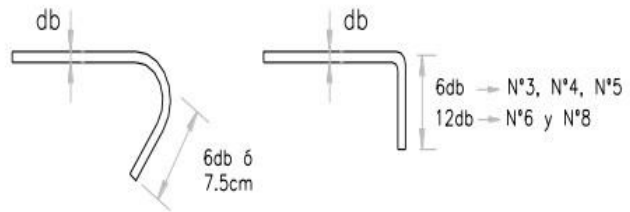
- b = El ancho de sección
- h = El peralto de la sección
- D = El diámetro de la sección de la columna
- Dc = El núcleo de la columna
- Ds = La corona circular del refuerzo.

7. El diámetro mínimo del estribo para columnas estribadas es ϕ 3/8" y para las zunchadas el espiral debe ser ϕ 3/8". (CHAVEZ, S., 2003, p. 180)

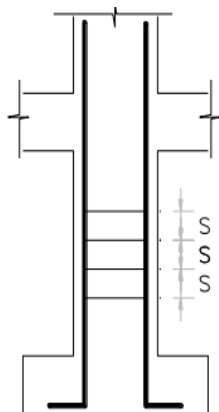
Diámetro mínimo del estribo Figura n° 6

- ϕ 3/8" para refuerzo $\phi_L \leq 1"$
- ϕ 1/2" para refuerzo $\phi_L > 1"$

El gancho del estribo debe ser:



8. El espacio más alto entre los estribos va a ser el menor de 16 diámetros del refuerzo longitudinal, la menor extensión de la columna y 48 diámetros del estribo. (CHAVEZ, S., 2003, p. 180)



$$S = \begin{cases} 16\phi_L \\ b \text{ ó } t \text{ (menor)} \\ 48 \phi_{\text{estribo}} \end{cases} \rightarrow \text{El menor}$$

El espaciamiento máximo entre estribos Figura n° 7

Longitud efectiva o de pandeo: Llamada también la longitud efectiva o de pandeo y se calcula así:

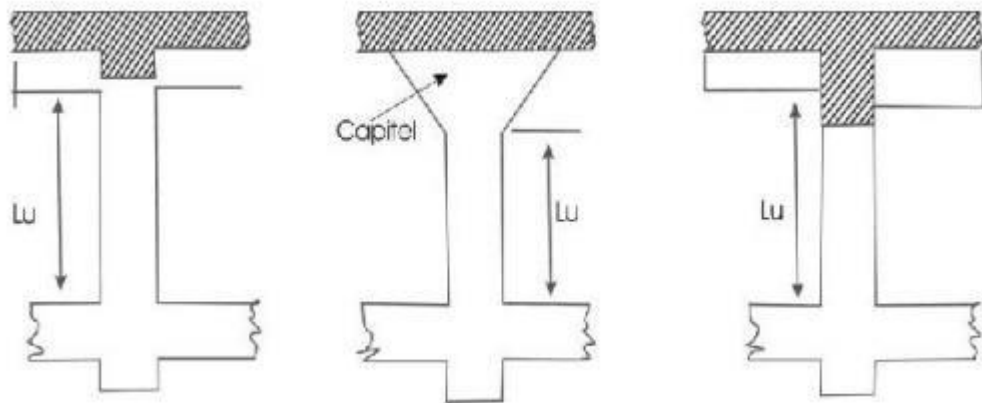
$$L_{uc} = K L_u$$

Donde L_{uc} = Longitud de cálculo

L_u = Longitud libre de la columna

(CHAVEZ, S., 2003, p. 209)

Figura n° 8



K = Factor de corrección de la altura de la columna (corrige el pandeo y da como resultado generalmente a partir de los nomogramas de Jackson y Moreland, $K = f(\Psi)$; donde:

$$\Psi = \frac{\sum K_c}{\sum K_{viga}} = \frac{\sum (E_c I_c / L_c)}{\sum (E_v I_v / L_v)}$$

Dónde:

I_c = Momento de inercia de la columna

I_v = Momento de inercia de la viga

L_c = Longitud de la columna entre ejes

L_v = longitud de la viga entre ejes

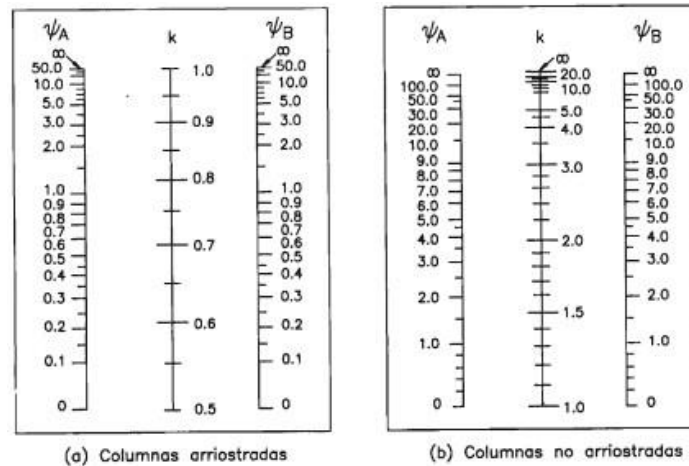
E_c, E_v = Módulo de elasticidad de las columnas y vigas, respectivamente

Con ciertos valores se da ingreso a la izquierda y derecha del nomograma que corresponde, y se unen los dos puntos con una línea. En la intersección de esta línea con la recta central se lee el valor de K . (CHAVEZ, S., 2003, p. 209)

En el primer nomograma, los valores de K van desde 0.5 á 1. El límite inferior se

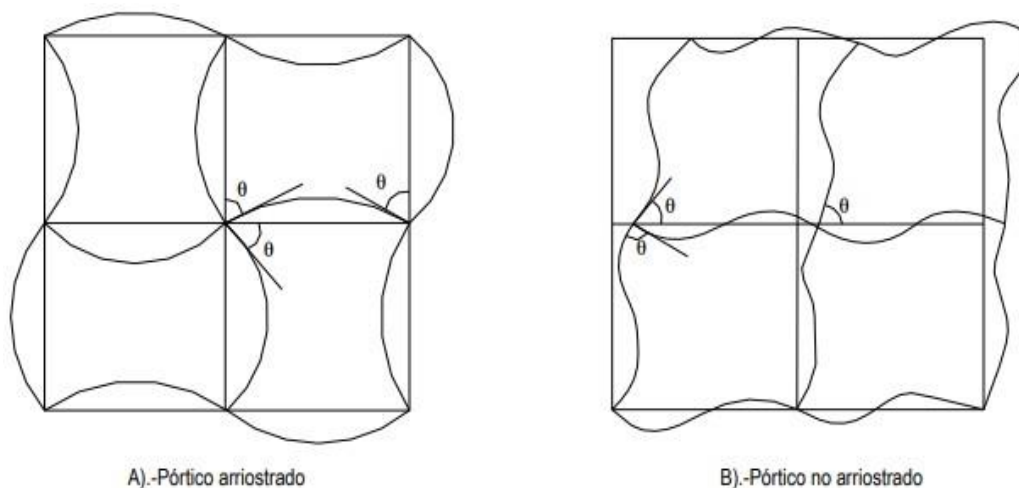
ajusta a una columna biempotrada sin movimiento del costado entre apoyos y el superior, a una columna biarticulada. En el segundo nomograma, el mínimo valor de K es igual a 1 y se ajusta a una columna biempotrada con movimiento del costado. Este nomograma no muestra límite superior para el aspecto de longitud eficaz. (CHAVEZ, S., 2003, p. 209)

Límite superior para el factor longitudinal efectiva Figura n° 9



Los valores referenciales de K determinados por medio de los nomogramas de Jackson y Moreland se fundamentan en ciertos patrones de cierta deformación particulares de pórticos. Si están arriostrados, las vigas tienen que enseñar curvatura fácil y las columnas tienen que pandear de forma simultánea. Si no lo están, vigas y columnas tienen que deformarse bajo curvatura doble, como se expone en la figura. (CHAVEZ, S., 2003, p. 210)

Deformación específicos de los pórticos Figura n° 10



Ya que el valor de K, para las columnas arriostradas va de 0.5 á 1, el análisis recomienda tener en cuenta un valor de 1 á menos que se adjunte un examen que de referencia tomar un valor menor. Para columnas no arriostradas, se recomienda que el valor de K debe ser más grande que 1, es decir:

- Columnas arriostradas: $K = 1$
- Columnas No Arriostradas: $K > 1$

Para los cálculos los momentos de inercia deben ser: Vigas $= 0.35 I_g$

Columnas $= 0.70 I_g$

El valor de I_g para vigas "T", se estima como 2 veces el valor de I_g del alma. (CHAVEZ, S., 2003, p. 210)

ACI: Los comentarios del ACI son:

1. Miembros referidos a Comprensión "Arriostradas"

Se toma el valor referencial inferior: $K = 0.7 + 0.05 (\Psi_a + \Psi_b) \leq 1.0$

$$K = 0.85 + 0.05 \Psi_{\min} \leq 1.0$$

Ψ_A y Ψ_B , son los valores en los dos extremos de la columna, y Ψ_{\min} ; es el menor de estos valores.

2. Miembros a compresión "No Arriostrados" (Restringido en ambos extremos)

$$\text{Para } \Psi_n < 2 \Rightarrow \Psi_n = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} \Rightarrow K = \frac{20 - \Psi_n}{20} \sqrt{1 - \Psi_n}$$

$$\text{Para } \Psi_n \geq 2 \Rightarrow K = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_n}$$

3. Miembros a Comprensión "No Arriostradas" (Articulados en un extremo)

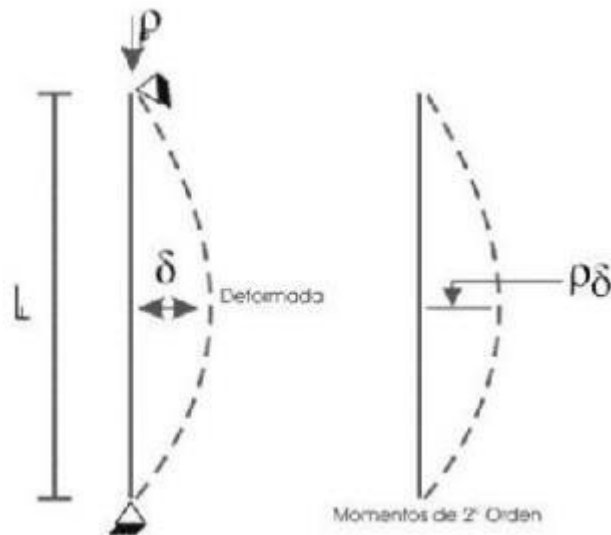
$$K = 2.0 + 0.3 \Psi$$

Donde Ψ , corresponde al extremo restringido

Efecto de esbeltez: En la siguiente muestra se expone que una columna biarticulada en movimiento del costado limitado en sus costados, solamente a una fuerza de compresión P. Es un material muy elástico y está muy bien rectamente alineada. Si se le otorga un reducido movimiento del costado en específico del centro de la luz, la deformada va a ser semejante a la mostrada con línea punteada. En todo el elemento van a aparecer instantes, catalogados de segundo orden, que son producidos por la excentricidad de la carga axial, generada por la deformación aplicada a la columna.

Los instantes de 2° orden incrementarán la deflexión de la columna, incrementando los esfuerzos en ella. Si la carga P es chiquita, las deflexiones van a ser cada vez inferiores y por último se alcanzará la estabilidad. No obstante, si la carga P es cercana a la llamada carga crítica, el elemento fallará por pandeo. (CHAVEZ, S., 2003, p. 211)

Efecto de esbeltez Figura n°11



La consideración de los instantes de 2° orden, han generado por la extravagancia que está elaborada por la imperfección a su vez colateral de dichas columnas, es desigual si hablamos de columnas con fácil arqueado o consigo de dos arqueos, aprovechando así mismo la oportunidad de vida correspondiente a la de movimiento concerniente en medio de los nudos empleados del entrepiso en el que está la pilastra que se está evaluando. (CHAVEZ, S., 2003, p. 211)

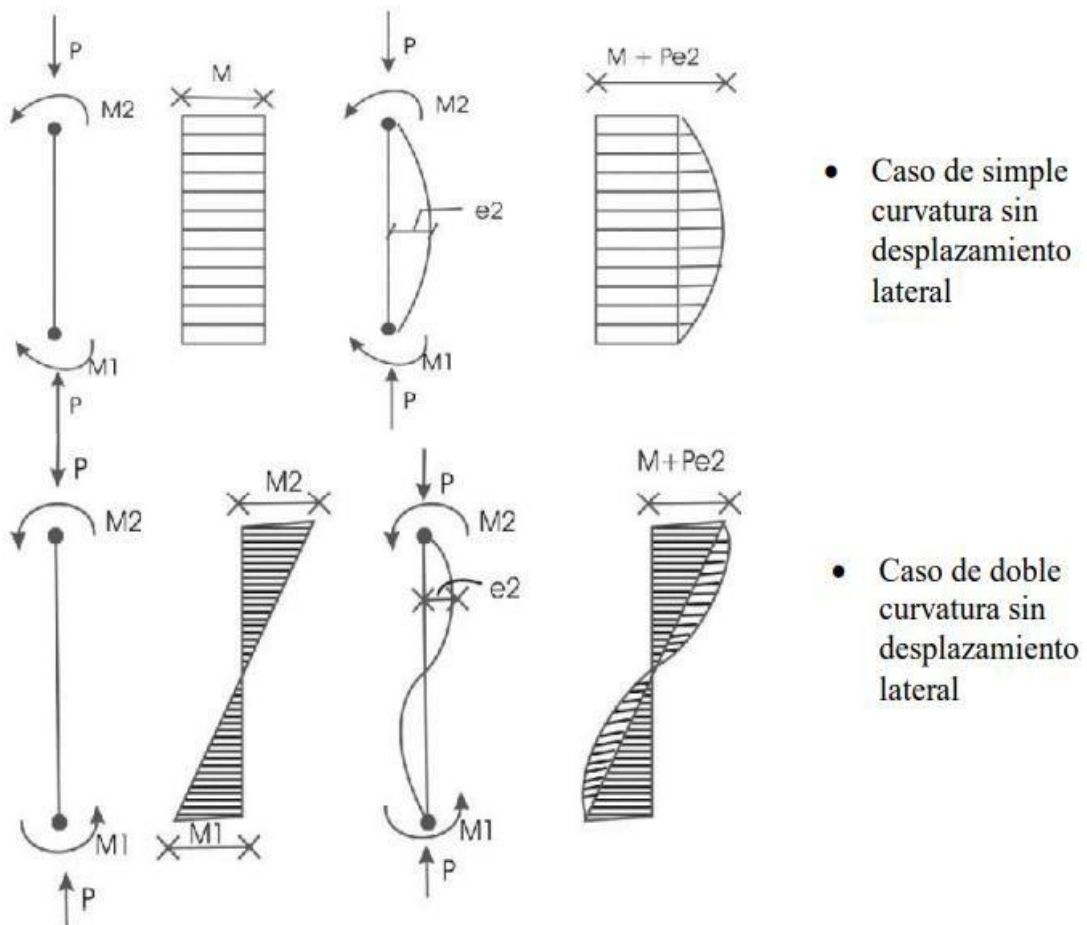
En las diversas edificaciones que son usuales, las columnas tienen por lo general doblemente la curvatura y mantiene su movimiento del costado más concerniente en medio de sus nudos, ya que se forman pórticos constantes mediante las vigas y están expuestos prolongadamente a las acciones de carga de sismos, que inducen alteraciones laterales en su composición. (CHAVEZ, S., 2003, p. 211)

En la figura se muestra detalladamente que:

a) La consecuencia utilizada de esbeltez es muy culminante en las diversas columnas con arqueado fácil en su concordancia a las que estas columnas con arqueado duplo, ya que el instante más alto de 2° disposición son realmente perjudicadas de manera siniestra y directa al preciso instante de primera disposición, mientras en la segunda situación de arqueado duplo los máximos estos no coinciden. Esto es legítimo mientras no existe ninguna imperfección relativa y cierta entre los nudos extremos de la pilastra. (CHAVEZ, S., 2003, p. 211)

b) La consecuencia de esbeltez está situada en la situación de coexistir movimiento lateral correspondientes al crecidamente culminante en correspondencia al asunto de movimiento limitado dado, ya que los instantes máximos de primer y secundario disposición son coincidentes y como los desplazamientos laterales en construcciones a porticadas importan. (CHAVEZ, S., 2003, p. 211)

Efecto de esbeltez en columnas y desplazamiento Figura n° 12

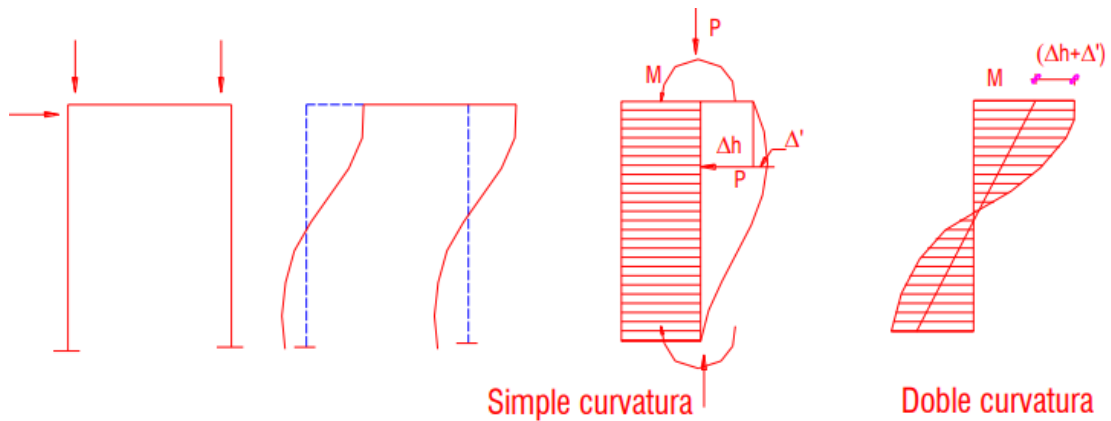


M2 y M1, se calculan mediante el sistema estructural

Pe2, momento de 2° orden y tiene su único origen detallado en las deformaciones de la estructura

Entonces básicamente el momento de cálculo será: $M_c = M + P_e2$

Origen en las deformaciones de la estructura Figura n°13



* Caso a desplazamiento lateral

Entonces legítimamente el momento de cálculo será: $M_c = M + P(\Delta h + \Delta')$

Gracias a estas adversidades que se ofrece en el trámite procedimiento de dicha amplificación de instantes, que radica sumamente al aumentar los instantes calculados en un examen de primer orden por un aspecto definido, de tal forma que el diseño de la columna se lleve a cabo con un instante ya corregido (CHAVEZ, S., 2003, p. 213):

$$M_c = \delta M$$

El ACI, recomienda que para tomar en cuenta los efectos de esbeltez lo siguiente:

Para Pórticos Arriostrados:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \Rightarrow \delta = 1 \text{ (Columna corta)}$$

$$\frac{Klu}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \Rightarrow \delta > 1 \text{ (columna esbelta)}$$

Para Pórticos No Arriostrados:

$$\frac{Klu}{r} \leq 22 \Rightarrow \delta = 1 \text{ (Columna corta)}$$

$$\frac{Klu}{r} > 22 \Rightarrow \delta > 1 \text{ (columna esbelta)}$$

Asimismo, el dichoso código que se establece que el método de amplificación de momentos no debe de ser o utilizarse para el diseño de columnas cuya esbeltez

r = Radio de giro de la sección de la columna:

$$\frac{Klu}{r} > 100$$

$$r = \sqrt{I_g / A_g}$$

El ACI, recomienda tomar aproximadamente el radio de giro:

- Para secciones circulares, $r = 0.25 D$
- Para secciones rectangulares, $r = 0.30 t$

En secciones irregulares, éste parámetro debe calcularse en función de la sección bruta de la columna. (CHAVEZ, S., 2003, p. 213).

Secciones irregulares Figura n° 14

Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	<p> Rotación y traslación impedidas Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación y traslación libres </p>					

Generalidades de cimentaciones con zapatas: Los requisitos básicos aquí y especificados se tendrán que utilizar al diseño de zapatas en recluidas, zapatas combinadas y plateas o carpetas de su respectiva creación. En las zapatas inclinadas o escalonadas, la esquina de declive y la elevación máxima y su localidad de los escalones se tendrá que ser tal que en todas las partes se otorga y satisfagan los magníficos requisitos de interfaz. Para detectar las variedades de partes culminantes para instante, incisión y amarre de la montura en las zapatas, las columnas o pilares de

cemento de parte redondo o con apariencia de polígono regularizado se tienen la posibilidad de tratar como elementos cuadrados de igual sector.

Cargas y Reacciones: Se considerará a las zapatas abajo de la labor de fuerzas actuantes en la orientación perpendicular que da hacia debajo debidas a las cuantas cargas impuestas, equilibradas por una organización de presiones que da hacia a lo alto, ejercidas por varios de los materiales de cimiento y distribuidas concerniente al sector de la zapata teniendo en cuenta la extravagancia de la final de las fuerzas actuantes. Cuando se utilizan pilotes debajo las zapatas, la oposición del cimiento va a ser considerada como una secuencia de cargas concentradas aplicadas en los centros de los pilotes, en el que todo pilote transmite una sección del peso completo de la zapata. Cuando una zapata fácil aislada soporta una poste, columna o pared, se asumirá que la zapata trabaja en voladizo. Cuando la zapata soporta bastante más de una poste, columna o pared, el cimiento va a ser creada teniendo en cuenta las siguientes condiciones que den unión y la limitación real. Para el diseño de las zapatas conllevadas, a menos que se especifique el supuesto cargo de equipos particulares para así tener que garantizar la exactitud del hincado de los pilotes, se tendrá que sospechar que los pilotes hincados individualmente tienen la posibilidad de desviarse 150 mm o una cuarta del calibre del pilote en relación de la perspectiva programada, y que el foco de un conjunto de pilotes puede distar 75 mm de su perspectiva programada. En la situación de los caballetes de pilotes, el expediente técnico puede reclamar una paciencia de 50 mm para la perspectiva de los pilotes, en cuyo asunto este importe tendrá que serpreciado en el diseño.

Factores de Resistencia: Para saber el volumen de la zapata y el dígito exacto de pilotes, los componentes de firmeza deberán estar para la coacción de empalme de la superficie y la firmeza de los pilotes como una utilidad de la tierra van a ser como se detalla.

Momentos en las zapatas: La parte culminante para curvatura se tendrá que arrebatar en el perfil de la pilastra, columna o pared. En la situación de columnas de parte no cuadrado, la parte crítica va a ser localizada en el perfil del cuadrilátero concentrado de sector semejante. Para las zapatas ubicadas debajo de muros de albañilería, la parte

culminante se tendrá que arrebatar a media distancia entre el foco y el canto de la pared. Para zapatas ubicadas debajo de columnas metálicas, la parte culminante se tendrá que arrebatar a media distancia entre la cara de la pilastra y el canto del cimiento de metal. (MTC, 2016, p.239).

Distribución del refuerzo de momento: En las zapatas armadas en una orientación y en las zapatas cuadradas armadas en ambas direcciones, la montura se tendrá que repartir uniformemente en todo el ancho de la zapata.

Los próximos lineamientos se aplican a la organización de las armaduras en zapatas rectangulares armadas en ambas direcciones:

- En la orientación crecidamente extendida, la montura se tendrá que repartir uniformemente en todo el ancho de la zapata.
- En la orientación crecidamente corta, una sección de la montura general según lo detallado por la fórmula se tendrá que repartir uniformemente en un ancho de franja equivalente a la extensión del sitio breve de la zapata y centrado respecto del eje de la pilastra o columna. El pedazo de la montura requerida en la orientación crecidamente corta se tendrá que repartir uniformemente afuera del ancho de franja céntrico de la zapata. El sector de acero en el ancho de franja central tendrá

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right)$$

que agrada la Ecuación.

Donde:

β = relación entre el lado largo y corto de la zapata

A_{s-BW} = área de acero dentro del ancho de banda (in²)

A_{s-SD} = área total de acero en la dirección corta (in²). (MTC, 2016, p.240).

Apoyos: Se van a poder usar apoyos sencillos o dobles. Se tienen la posibilidad de ubicar apoyos dobles así sea del sitio interno o externo de las almas de la parte modelo estante. Si se usan apoyos sencillos de mínimo ancho que la aleta menor, éstos se tendrán enderezar con el foco de incisión de la parte modelo gaveta, y los otros apoyos tendrán ser correctos para garantizar que ninguna conjunción de cargas provoque un volteo. Si se usan apoyos de amarre las solicitaciones resultantes se tendrán tener en cuenta en el diseño. (MTC, 2016, p.445).

Mínimo Número de Apoyos: Las columnas se tienen la posibilidad de enmarcar en la superestructura, o bien se tienen la posibilidad de utilizar apoyos sencillos para los apoyos internos de las construcciones continuas. En los extremos se tendrán utilizar como poco un par de apoyos. La vuelta colateral de la superestructura no tendrá que ser más grande que 0,5 por centena en los estados parámetros de servicio. (MTC, 2016, p.332).

Requisitos para Apoyos: Los apoyos tienen la posibilidad de que sean fijos o móviles según se requieran para el diseño del viaducto. Los apoyos móviles tienen la posibilidad de tener guías para vigilar la orientación de la marcha. Los apoyos fijos y de esta forma los celulares con guías van a ser diseñados para soportar todas las cargas apropiadas y limitar las traslaciones no correctas. A menos que se señale lo opuesto, el aspecto de firmeza para los apoyos, ϕ , se va a tomar como 1.0. Los apoyos sujetos a fuerzas de alzamiento en alguna etapa de fin van a ser asegurados con tirantes o anclajes. La intensidad y orientación de los movimientos y cargas a ser utilizadas en el diseño de los apoyos van a ser precisamente establecidas en el tratado.

Las composiciones de diversos tipos de apoyos fijos o móviles no van a ser utilizadas en la misma reunión de propagación, propia cabecera, o columna salvo que los efectos de las distintas deflexiones y propiedades de la vuelta concerniente a los apoyos y la composición sean tomados presente en el diseño. Las instrucciones conformadas para apoyos multirrotacionales en esta parte no van a ser utilizadas cuando las cargas verticales son inferiores que el 20 por ciento de la aptitud derecho del acompañamiento. Todos los apoyos van a ser calculados para los elementos, firmeza de uniones y seguridad del acompañamiento, cuando dos apoyos son usados para aguantar una viga gaveta, la oposición perpendicular va a ser evaluada en el respeto de un torque resistido por el dúo de apoyos.

Características: Los apoyos seleccionados para una aplicación especial van a tener las cargas correctas y la aptitud de movimiento y tienen la posibilidad de ser utilizadas como guía cuando se comparen los sistemas de apoyos diferentes.

La siguiente terminología se aplicará en la siguiente tabla

S = apropiado.

U = no apropiado.

L = apropiado para aplicaciones limitadas.

R = puede ser apropiado, pero requiere consideraciones especiales o elementos adicionales como cursores o guías.

Long. = ejes longitudinales.

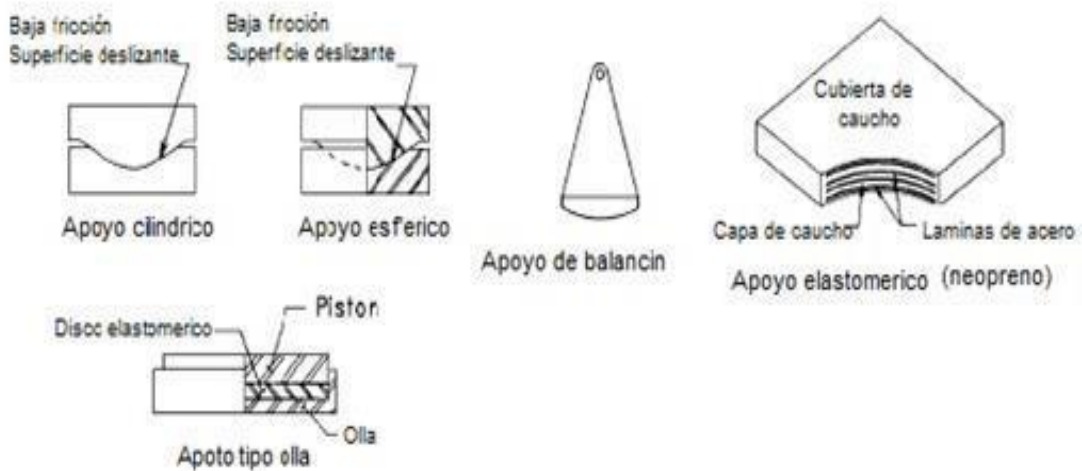
Trans. = ejes transversales.

Vert. = ejes verticales. (MTC, 2017, p.510).

Conveniencia de los apoyos, Tabla n°12 (MTC, 2017, p.511).

Tipo de apoyo	Movimiento		Rotación alrededor de los ejes del puente indicados.			Resistencia a las cargas		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Bloc (pad) elastomérico simple	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc(pad) reforzado con fibra de vidrio	S	S	S	S	L	L	L	L
Bloc (pad) reforzado de lona-algodon.	U	U	U	U	U	L	L	S
Apoyo elastomérico con refuerzo de acero.	S	S	S	S	L	L	L	S
Apoyo plano deslizante	S	S	U	U	S	R	R	S
Apoyo esférico curvo deslizante	R	R	S	S	S	R	R	S
Apoyo cilíndrico curvo deslizante	R	R	U	S	U	R	R	S
Apoyo disco	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo cilíndrico doble	R	R	S	S	U	R	R	S
Apoyo tipo olla	R	R	S	S	L	S	S	S
Apoyo balancín	S	U	U	S	U	R	R	S
Apoyo con visagra de pines	U	U	U	S	U	S	R	S
Apoyo de rodillo simple	S	U	U	S	U	U	R	S
Poyo de rodillo múltiple.	S	U	U	U	U	U	U	S

Apoyos comunes, Figura n°15



Estribos: Los estribos van a ser dimensionados teniendo en cuenta la capacidad de ser útil como parte de su transformación entre el viaducto y la ruta de circulación primordial, también de ser útil como parte de apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de sujeción y equilibrio de los terraplenes de ingreso. Los estribos rápidos van a ser usados en puentes de dimensiones recurrentes, estando un trío de ocasiones probables en que tienen la posibilidad de ser un personal de trabajo:

- Cuando los terraplenes de entrada son construidos precedentemente del viaducto.
- En puentes que van a ser construidos precedentemente del coronamiento de los terraplenes.
- En puentes que van a ser construidos precedentemente del coronamiento de los rellenos en los cortes.

Los estribos de enorme intensidad van a ser usados en puentes de luces subjetivamente enormes, que emiten enormes fuerzas horizontales o con terraplenes altos, ejecutados más adelante a la creación del puente. Los estribos van a poder ser de preciso ciclópeo, preciso fácil y de preciso armado. (MTC, 2016, p.45).

La inestabilidad en los taludes, la licuefacción, el establecimiento de los rellenos y la suma de reducción del empuje del costado del suelo son causantes que frecuentemente han sido contribuidos de manera significativa a ciertos perjuicios sufridos por distintos puentes en el transcurso de un sismo. Estos causantes de peligro sísmico tienen la posibilidad de representar consideraciones de interfaz importantes si los picos de aceleración sísmica son superiores que 0,1g y deberían conformar parte de una exploración específica del predio considerado si las condiciones del predio y los escenarios de aceleración y conceptos de interfaz asociados proponen que estos peligros tienen la posibilidad de ser indispensables. Gracias a que la licuefacción ha contribuido a la falla de varios puentes, ahora se describen más detalladamente procedimientos para considerar el potencial de licuefacción de un predio. (AASHTO, 2004. p. 221)

Estos acreditados que son sumamente específicos se tendrán que utilizar mediante a la creación por voladizos prefabricados como a la creación por voladizos hormigonados in situ. Los tendones longitudinales se tienen la posibilidad de anclar en las almas, en

la losa, o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o la losa. En cada segmento se tendrán anclar como mínimo dos tendones longitudinales. En la parte en voladizo de la composición se tendrá que investigar el vuelco a lo largo del montaje. El aspecto de seguridad contra el vuelco no tendrá que ser menor que 1,50 bajo ninguna conjunción de cargas, según se detalla en. (AASHTO, 2004. p. 221)

Los apoyos de lanzamiento se tendrán crear de forma tal que logren compensar desviaciones locales del área de deslizamiento de hasta 2 mm por medio de deformación elástica. (AASHTO, 2004. p. 225)

Construcción por segmentos: Los componentes de la resistencia para el único estado límite de resistencia se tendrán que utilizar para las condiciones indicadas en la misma, y en concordancia en ello para las condiciones y no cubiertas por esa misma tabla. Al elegir los componentes de resistencia para flexión, corte y torsión, se tendrá que tener en mucho en cuenta el nivel de adherencia del sistema de postesado. Para que en una parte tenga un tendón y se tome en consideración completamente adherente, éste debería estar completamente creado en esa parte para una longitud de avance no menor que la requerida. Se tienen la posibilidad de aceptar las longitudes embebidas y mucho más cortas si estas longitudes se analizan y verifican por medio de ensayos a la escala real y son correspondientemente aprobadas por el Ingeniero. Si en caso el postesado radica natural en una conjunción de tendones completamente diferente a los adherentes y tendones no adherentes o básicamente medianamente adherentes, el aspecto de resistencia en algún parte se tendrá que basar ciertamente en las condiciones de adherencia que corresponden a los tendones que ofrecen la mayoría de la fuerza de pretensado en la parte. Las diversas uniones entre entidades prefabricadas se tendrán radicar eficazmente en cierres llenado en sitio o bien en uniones diversas coladas en forma coincidente y con su respectivo recubrimiento epoxi.

Factores de resistencia para las uniones en las construcciones Segmentales.

Tabla n° 13. (MTC, 2016 .p. 189)

	ϕ_f (Flexión)	ϕ_v (Corte)
<i>Concreto de densidad normal</i>		
<i>Tendones totalmente adherentes</i>	0.95	0.90
<i>Tendones no adherentes o parcialmente adherentes</i>	0.90	0.85
<i>Concreto de agregados livianos y arena</i>		
<i>Tendones totalmente adherentes</i>	0.90	0.70
<i>Tendones no adherentes o parcialmente adherentes</i>	0.85	0.65

Construcción: Todas las siguientes barras antes de ser utilizadas tendrán que estar sumamente alejadas de impurezas en su totalidad consigo incontaminado, ósea nada de polvo, ni manchas, óxido, grasas o algún otro tipo de materia que haga que se reduzca cierta adherencia.

Estas se tendrán que ser separadas y friccionadas mediante frío, según el modelo y dimensionamiento requerido así mismo manifestada en los indicadores adquiridos. Caso contrario que se indique de alguna manera o forma distinta, dichos estribos y barras son netamente de amarre y tendrán que ser friccionadas muy cerca de un pivote con un radio no muy inferior de dos ocasiones el radio de dicha barra; en diversas barras, el doblado tendrá que realizarse a medida y cerca de un pivote de radio no menor a 6 ocasiones el radio de la barra. Por lo tanto de no utilizarse ganchos para el anclaje de las barras al menos que se refiera diferente en los planos efectuados, estos tendrán tener un radio de giro no menor de tres ocasiones al radio de la barra correspondiente y un complemento al radical libremente de al menos 12 diámetros de la barra. Toda la armadura tendrá que ser puesta precisamente en su colocación correspondiente o dependiendo lo correcto en los planos indicados seguramente sujeta a lo largo de su ubicación en el agregado y la vibración en su preciso momento. Las correspondientes barras tendrán ser amarradas a mayor en muchas de las dichas secciones, menos en cuanto al espacio establecido en estas sea menor que 0.30 m o en dicha ubicación, en base se amarrara aleatoriamente. Y se dejará la soldadura simple en las secciones de las barras, a diferencia que sea ordenado por el ing. Supervisor. Sobre esta localidad del esfuerzo que se indica en dichos esquemas se tendrá que lograr a medidas de soportes en base a mortero espaciador o tirante, conceptuadas por la Supervisión. De

tal manera se iniciará para así poder dar espaciamento de dichas barras. Para el cubrimiento de mínima tendencia se tendrá que exhibirla en los planos dados. Es ahí donde no señale algún u otro tipo de recubrimiento inferior, a si no tendrá que ser inferior, ni menor que el volumen más alto del añadido + 5mm.

Para la presente investigación se ha formulado el siguiente problema general: ¿De qué manera el diseño de un Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan mejorará la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes?

Como problemas específicos se ha determinado lo siguiente:

- ¿De qué manera la topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018?
- ¿El tráfico vehicular y peatonal de la zona aledaña de la quebrada Pacchishpan influirá para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018?
- ¿La mecánica de suelos de la zona de la quebrada Pacchishpan favorecerá el diseño de un puente en la ciudad de Lamas – 2018?
- ¿La hidrología de la zona de la quebrada Pacchishpan repercutirá el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018?
- ¿De qué manera la geología de la zona de la quebrada Pacchishpan implicará en el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018?
- ¿De qué manera los factores ambientales de la zona de la quebrada Pacchishpan favorecerán el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, de acuerdo al manual de construcción de puentes
- ¿De qué manera los elementos estructurales de un puente atirantado soportaran las cargas de diseño sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018?

Como justificación teórica para esta construcción de dicho puente para cierta mejora de la accesibilidad en el ámbito urbano parte de conceptos teóricos y estos aplicados en un entorno dado, en este caso en el distrito de Lamas, sector de la quebrada Pacchishpan; por tanto, la presente investigación se justifica porque nos permitirá encontrar fundamentación teórica para un diseño adecuado del puente atirantado en dicha zona, sobre la base de premisas técnicas previamente contrastadas con la teoría.

Metodológicamente esta investigación se justifica porque nos permitirá demostrar desde el medio de la investigación realizada obtiene y puede plantear alternativas de mejora de la transitabilidad urbana a partir de diseños como los que se plantean y sobre ellos poder generar conocimiento para futuras investigaciones.

En el plano práctico la presente investigación mejora de la transitabilidad urbana a partir de construir un puente atirantado desde la perspectiva de quienes recibirán el servicio, en el caso los pobladores de la ciudad de Lamas y quienes la visitan, por tanto, la investigación se justifica porque permitirá brindar información práctica a los gestores del desarrollo urbano de la Municipalidad Provincial de Lamas para su inclusión como parte de la planificación y el desarrollo urbanístico de la ciudad de Lamas. Por lo tanto, replicar este tipo de diseños en otras zonas de la región y el país con características similares de zonas urbanas, será un aporte de orden práctico para la gestión del desarrollo urbano.

En el aspecto social el desarrollo urbano y la transitabilidad de una población son factores que mejoran ciertamente la calidad de vida de dicha población, la que se refleja en disminución de tiempos de viaje, abaratamiento de costos de pasajes o arreglo de la calidad para el progreso en alguna actividad productiva, por tanto el desarrollo del proyecto se justifica porque diseñar un puente atirantado en la quebrada Pacchishpan permitirá que esta propuesta pueda ser analizada y posteriormente incluida en los presupuestos municipales para su construcción.

Esta investigación es conveniente porque desde la esfera de la ingeniería es conveniente para poder demostrar que la aplicación de conceptos y teorías nos puede permitir aplicarlos en la vida práctica de los ciudadanos, por lo que los resultados a

presentarse, que será un puente atirantado en Lamas, sobre la quebrada Pacchishpan, son convenientes para toda la población en general y para el campo de la ingeniería como soporte del desarrollo de una localidad.

Como hipótesis general se pretende demostrar que el Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, es conforme al manual de construcción de puentes.

Las hipótesis específicas son las siguientes:

- La topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, facilita el diseño constructivo del puente.
- El tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, facilitaran el diseño constructivo del puente
- La mecánica de suelos influye en el diseño constructivo del puente atirantado en la zona de la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas – 2018.
- La hidrología repercute en el diseño de un puente atirantado en la zona de la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas – 2018.
- La geología de la zona de la quebrada Pacchishpan facilita el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018
- Los factores ambientales favorecen el diseño de un puente atirantado en la zona de la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas – 2018.
- Los elementos estructurales del Puente atirantado soportan la carga de diseño sobre la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas – 2018.

La investigación responde al objetivo general de diseñar el Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes.

Como objetivos específicos que pretende cumplirse se determinó:

- Determinar la topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018

- Evaluar el tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018
- Realizar el estudio de mecánica de suelos de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018
- Realizar el estudio hidrológico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente en la ciudad de Lamas – 2018.
- Evaluar la geología de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018.
- Evaluar los factores ambientales de zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente atirantado en la ciudad de Lamas – 2018, de acuerdo al manual de construcción de puentes
- Determinar las cargas de diseño que soporta el puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas - 2018.

II. MÉTODO

2.1. Diseño de la Investigación

En función a lo concreto y de lo especificado por Hernández, R; et al (2006) nuestra investigación será descriptiva explicativa, pues este tipo de diseño se presenta como parte de las características que parte de la descripción del entorno sustentado en variables e indicadores de estudio, para que a partir de ello plantear propuestas o alternativas de intervención. En nuestro caso se trata de diseñar un puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan; partiendo por realizar previamente los estudios de campo y su posterior modelación para definir la alternativa más apropiada

En coordinación de lo manifestado, parte de la investigación tiene consigo el siguiente diseño:

M \longrightarrow X, Y

M= Lugar donde se ejecutará el proyecto

X= Puente atirantado

Y= Transitabilidad

2.2. Variables, Operacionalización de las Variables

Las variables en estudios son:

V₁: Puente atirantado

V₂: Transitabilidad

Tabla n° 14

Operacionalización de las variables

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
Puente atirantado	Puente cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques o tirantes que enlazan la pista directamente con el pilón (ROSSY, A; 2007, p.78)	Diseño de un puente atirantado explicando los elementos de la ingeniería básica, el proyecto de ingeniería.	Ingeniería básica	<ul style="list-style-type: none"> - Estudios topográficos - Hidrología e hidráulica de la zona. - Estudios geológicos y geotécnicos - Estudios de peligro sísmico - Estudios de impacto ambiental - Estudios de tráfico - Estudios complementarios - Estudios de trazo y diseño vial de los accesos. - Clasificación del puente 	Ordinal
			Proyecto de ingeniería	<ul style="list-style-type: none"> - Presentación del proyecto. - Consideraciones generales del proyecto - Cargas y factores de cargas - Especificaciones de los materiales. - Análisis estructural - Verificación de seguridad - Cimentaciones. - Superestructuras. - Requisitos para apoyos 	Ordinal

Fuente: Operacionalización de variables elaborado por investigadores

Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
Transitabilidad	Nivel de servicio de la infraestructura vial que asegura un estado tal de la misma que permite un flujo vehicular regular durante un determinado periodo (VASQUEZ, L. 2012)	Evaluación de elementos de la transitabilidad a través del diseño geométrico, diseño volumétrico y proyección de tráfico	Diseño geométrico	<ul style="list-style-type: none"> • Análisis de la vía principal • Accesos • Paraderos próximos • Veredas • Sistemas de drenaje • Relación con medio ambiente 	Ordinal
			Diseño volumétrico	<ul style="list-style-type: none"> • Conteo de personas • Conteo de vehículos • Factor de corrección estructural • Relación paisaje - zonificación 	Ordinal
			Proyección de tráfico	<ul style="list-style-type: none"> • Tráfico actual • Tráfico proyectado • Impacto por mayor frecuencia de personas • Impacto por mayor frecuencia de vehículos 	Ordinal

Fuente: Operacionalización de variables elaborado por investigadores

2.3. Población y Muestra

Población

En cierta población se mantuvo conformada por varios elementos necesarios para elaborar la propuesta de dicho diseño de un puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas.

Muestra.

Se tuvo como unidad muestral a todos los elementos necesarios para determinar cierto esquema único en el puente atirantado encima la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas, desde el punto básico de la ingeniería básica, las pruebas y ensayos de laboratorio, el diseño geométrico y volumétrico de la transitabilidad.

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.

Técnicas

Técnica básica que fue empleada corresponde a:

Analizado los estudios básicos, la misma que consiste únicamente en la aplicación de procedimientos pre establecidos por alguna norma técnica o algún autor con la finalidad de determinar alguna condición de orden técnico-científico sobre el cual se desarrollarán elementos de la ingeniería, en este caso los desarrollados para la construcción de un puente atirantado.

Instrumentos

El instrumento que fue empleado corresponde a:

Ficha de análisis, la misma que se construyó sobre los elementos que se buscan detallar en cada uno los análisis o pruebas a desarrollar, los mismos que pueden proceder del recojo de información in situ, o partir del procesamiento de información en laboratorio.

Validez

La validez de la investigación fue efectuada bajo la aplicación de las normas técnicas de cada estudio básico de la ingeniería para el diseño de un puente atirantado, basado en varios precedentes descritos en la operacionalidad en nuestras variables, a lo que el contenido que fue otorgado por calificadores responsables en dichos prestigiosos laboratorios que se sometieron las investigaciones correspondientes.

2.5 Métodos de análisis de datos

Para cierto procedimiento en utilidad realizó a manifestación que a su vez se ha procedido y recopilado la data y correspondientes que se otorga en los siguientes procesos:

- La data de cuantitativos se dio ordenando procesándolos con el programa de Microsoft Excel; para la presentación y análisis de los datos referidos a la variable de estudio.
- Para el caso de los valores de las pruebas de campo, estas se utilizaron para el desarrollo de los procesos de estructuración del análisis de alternativas y el desarrollo de la alternativa elegida para la propuesta el puente atirantado.

2.5.1 Topografía

La metodología de trazo aplicada se desarrolla a partir de dos puntos específicos de inicio que será nuestra coordenada conocida y esto nos permitirá identificar con facilidad las demás coordenadas de cualquier otro punto en el campo, concordantes a la necesidad de obtener con precisión la cantidad de puntos necesarios para obtener el relieve del terreno.

Se realizaron mediante la colocación de hitos cuyos cabezas conjuntamente con sus referencias fueron pintados con colores llamativos para hacer más simple su rápido reconocimiento durante el replanteo.

La materialización de los puntos taquimétricos, se realizó mediante la colocación del prisma siguiendo el relieve del terreno.

Tanto las mediciones de las longitudes y ángulos en los vértices de edificaciones existentes, al igual que los levantamientos topográficos, fueron realizados con una maquina topcon (estación total), en el caso de las longitudes éstas se determinaron como promedio de la doble lectura realizada.

Con la información recopilada en campo se procedió al respectivo cálculo computarizado, haciendo uso del software AUTO CAD CIVIL 3D, una vez calculada y plasmada en plano de escalas a nivel se empleó dando la colocación en base a los detalles existentes de la infraestructura.

La cota de partida se calculó sobre la base de los niveles obtenidos con el Sistema de Posicionadores Globales (GPS).

El método de recopilación de datos por parte del operador del Estación Total se realizó por radiaciones de puntos con estación total, estos datos se complementan con los planos de planta, perfil y secciones que se presentan en el anexo de planos.

Los resultados de los estudios de topografía se expresan en la tabla 16, que contiene información resumida, que se presentan en el ítem Resultados y el detalle se presentan en el anexo 2 y en anexo de planos.

2.5.2 Tráfico

El método de análisis de este componente fue la observación directa, en la que el investigador ubicándose en la zona del proyecto, registró durante 5 días el flujo de vehículos (motos, motakar, autos, camionetas, camiones) y el flujo peatonal. En el primer caso en la intersección Av. Víctor Raúl Haya de la Torre y Jr. Reynaldo Barta; y para el segundo caso del flujo peatonal por la actual zanja donde se construirá el puente; en horario entre las 7.0 a 19.0 horas.

Los resultados de este componente se expresan en la tabla 17, que contiene información resumida, que se presentan en el ítem Resultados.

2.5.3 Mecánica de Suelos

Trabajos de Campo

Las investigaciones que se dio en el terreno se mantuvieron íntimamente ligadas a dicho tipo de material hallado.

La Investigación dada se manifestó y se efectuó manualmente y se ejecutaron 2 calicatas a cielo abierto para el puente Atirantado.

Las cuales están ubicadas estratégicamente, para cubrir razonablemente el área a investigar.

Trabajos de Laboratorio

Empezamos realizando ciertas investigaciones nivel en el Laboratorio, procediendo las Normas efectuadas por la American Society for Testing Materials (ASTM) de los USA de Norte América.

Análisis granulométrico por tamizado (ASTM-D-422)

Procesando en base de análisis en cual se exhibe de terreno seco por medio de dicha sucesión de las mallas con diferentes dimensiones que están estandarizadas a fin de saber las proporciones relativas en distintas formas que son las partículas.

- **Contenido de humedad natural (ASTM-D-2216)**

Básicamente este ensayo es de rutina del Laboratorio en saber la porción dada de agua que se encuentra en una porción dada de material en relación a su carga específica en seco.

- **Límites de consistencia**

Límite Líquido : ASTM-D-423

Límite Plástico : ASTM-D-424

Mediante análisis se usan para promediar cuantitativamente y conseguir el cierto cambio de la alteración hacia el contenido obtenido de humedad en dichas propiedades que tenga elasticidad de un terreno cohesivo. Las prácticas están efectuada base a la parte que exhibe de terreno que sucede la malla N ° 4. La obtención de los parámetros líquido y plástico de una exhibe de suelo facilita saber un tercer parámetro que es el indicio de elasticidad.

- **Corte directo (ASTM-D-3080)**

Práctica que determina el ángulo de corte máximo, así como la cohesión de partículas, este parámetro es de gran importancia en cierto análisis del porcentaje en capacidad portante en base al terreno estudiado.

Mediante estos detalles en cada ítem se corroboran en la tabla 18, que contiene información resumida, que se presentan en el ítem Resultados, y complementado con la información presentada en el Anexo 3.

2.5.4 Hidrología

Los resultados son parte de los estudios del proyecto “Mejoramiento de los servicios turísticos públicos del recorrido turístico de la localidad de Lamas y el barrio Kechwa Nativo Wayku provincia de Lamas - región San Martín”

Fase I

Una de las primordiales acciones para comenzar el Emprendimiento se debió llevar a cabo acuerdos entre las autoridades locales ubicadas dentro y fuera del tema de la cuenca, entre ellas: Ministerio de Agricultura, INRENA, SENAMHI, IGN, etc.

- Recopilación de Información Básica. Cuadro número 6, 7 y 8.

- Programación de Actividades (plan de Trabajo)

Fase II

- Reconocimiento del terreno y de la Cuenca propicia
- Evaluación analítica de la Hidrológica que conlleva la Cuenca
- Delimitación y evaluación hidrográfica por usos: De caracterización de los primordiales individuos de la fuente de agua, trascendente Inventario de Fuentes de Agua Superficial.
- Evaluación y examen de Estaciones Hidrometeorológicas

Trabajos de gabinete

- Procesamiento básico de Información propicia
- Cálculos analíticos con deducciones hidrológicas
- Confección temática de cuenca
- Reporte Final de la investigación de Resultados

Los detalles de cada ítem se corroboran en las tablas 10 y 20, que contiene información resumida, que se presentan en el ítem Resultado, y complementado con el Anexo 4.

2.5.5 Geología

Los resultados son parte de los estudios del proyecto “Desarrollo de capacidad para la meso zonificación ecológica, económica y ordenamiento del territorio de la provincia de Lamas”

Para verificar la información existente de la Geología de la Provincia de Lama se ha realizado la respectiva visita de campo pudiendo identificar las unidades geológicas, las mismas que están conformadas principalmente por rocas sedimentarias y marinas, cuyos años van desde la época Jurásico superior hasta el Cuaternario más reciente (Holoceno). Entre las unidades estratigráficas identificadas se tienen a la Formación Sarayaquillo, Grupo Oriente (conformada por las formaciones Cushabatay, Esperanza y Agua Caliente), sobreyaciendo a estas unidades se tienen a las formaciones Chonta, Vivian, Cachiyacu, Huchpayacu y Casa blanca, Yahuarango, Pozo, Chambira, Ucayali y finalmente en forma discordante se tienen los depósitos cuaternarios (Aluviales, fluviales y coluviales).

Los detalles de cada ítem se corroboran en las tablas 21 y 22, que contiene

información resumida, que se presentan en el ítem Resultados, y complementado con el Anexo 5.

2.5.6 Factores ambientales

Este procedimiento consistió en verificar in situ la presencia de flora y fauna que puedan ser impactados por la ejecución del proyecto, siguiendo del Manual de Evaluación Ambiental Preliminar para proyectos de infraestructura vial del (MTC). Los resultados se expresan en la tabla 23, que contiene información resumida, que se presentan en el ítem Resultados.

2.5.7 Cargas de Diseño del Puente

2.5.7.1 Geometría del puente: Descripción En ciertos puentes con tirantes el tablero está totalmente levitado a través de algunos numerosos tirantes inclinados y enlazados en los pilones. En diversa formación que se representa se puede ofrecer al pilón de acompañamiento y a la entrega de los cables es muy diferente. Al principio en los puentes atirantados, el tablero era completamente de acero, hoy día en la actualidad están usando en un enorme promedio cierto preciso de pre esforzado. Por su versatilidad, eficacia estructural y hermosura, los puentes atirantados se consideran los puentes más modernos y hermosos. De acuerdo con la parte transversal de la superestructura, los puentes tienen la posibilidad de ser muy diversos, algunos de ellos tienen la posibilidad de ser:- Puentes losa de parte maciza o aligerada- Puentes de vigas T- Puentes de parte cajón- Puentes de parte compuesta- Puentes de losa de preciso con reticulado particular. Para nuestro caso, el puente será de dos tramos con una sola columna central de concreto armado y apoyos terminales de estribos de concreto armado.

2.5.7.2 Superestructura

Superestructura al análisis estructural compuesto por el Tablero y la Composición Portante Principal.

El Tablero:

En base simultáneamente conformada entre varios componentes de análisis estructural en convicción de aguante sin duda alguna, en primordial instancia, ciertos pesos de los transportes que después comunicar sus movimientos a la composición primordial. Mediante la mayor parte en las situaciones, en los puentes concretados que usa su losa en precisión en parte de ser el primordial componente que indica el tablero. Ciertamente en puentes modernos con enormes luces, a su vez de la losa en lo preciso se utiliza el llamado tablero orto trópico para lo cual radica en planchazos de acero con refuerzo y rigidizado mediante el que se ubica un elemento asfáltico de 2” en base de área de rodadura. El tablero orto trópico de acero es muchísimo más caro que la losa de preciso, pero por su menor peso resulta favorable en los puentes de enormes luces. Al bajar el peso del tablero se optimización la aptitud sismo fuerte del puente. En los puentes provisionales en vez de la losa de preciso se usa tablonés de madera.

Accesorios del tablero:

Un puente pertenece a cierta simplicidad de transporte y como tal, el tablero debe agrandar diversos cumplimientos de ocupación, que por lo cual se forma en las partes Normadas e Informaciones correspondientes; es por ello que, entre otras cosas, en el tablero se tendrá que ubicar respectivos elementos complementos como veredas, barandas, etc., que generalmente conforman carga muerta agregada. En los puentes de ferrocarril se ubica balasto, durmientes y rieles; y en los puentes para trenes eléctricos de transporte ágil masivo los rieles se colocan sin usar balasto por lo general, con lo que se disminuye el cierto peso muerto y bajan increíblemente los costos de cuidado.

2.5.7.3 Subestructuras

ESTRIBOS

Son trascendentalmente los que dan un sustento a cierta superestructura, que se plantea para la combinación basada mediante esta superestructura y el ya conocido terraplén, son esquemas netamente que se encarga de aguantar el peso propio en dicha superestructura por lo cual esto aporta respectivamente y transmite a través de varios dichos componentes de acompañamiento, la carga ideal de la losa en transición y los empujes con el respectivo terreno (empuje de tierras). Los estribos sin embargo están siempre conformados por una dicha losa de fundación que transmite el peso de los estribos de manera directa hacia el suelo, la dicha losa se da en cubierta facilitando administrar un componente de torres que se incorpora en dicha carga, la pared de adelante, contemplando el taburete del puente, los estribos además tienen como unidad pegadas en cierta dilatación mediante Propagación que archiva los movimientos en dicha superestructura.

PILARES

Estos componentes que dan acompañamiento intermediario por cuales se manejan los refuerzos en dicha superestructura para las fundaciones, estas diseñadas en base a soportar las diversas fuentes a presión hidráulicas, pesos tanto del viento como pesos con encontronazo, etc. Tienen por posibilidad de estar sumamente preciso o de acero. Los pilares tienen la posibilidad de ser parte transversal recurrente o variable para eso se efectuará en base de la altitud de la torre, además tienen la posibilidad de obtener parte concretada o una parte vacía de selección de las torres es dependiente en cual contractibilidad y en cual estética.

2.5.7.4. Pre dimensionamiento.

Tabla n° 15

Material	Descripción	Formula
Concreto reforzado	Losa en función de armadura primordial igualdad al trafico superficie total de la	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$ <i>En (mm)</i>
Acero	viga doble T compuesta	0.032L
Concreto reforzado	Columna con armadura, Asumiendo Pg = de 2.5% ,fy = 4,200 kg/cm2	$Ag = \frac{CP_u}{\phi' [.829 f_c' + 105]}$
Concreto reforzado	Viga con armadura, conectada a la Torre.	h= Ln/10 a 14 b= 0.30h a 0.50h
Concreto reforzado	Zapata con armadura, principal, que soportara toda la carga del puente.	$Az = \frac{cP}{\sigma_c}$

Como parte concluyente, existe por antecedente una memoria de cálculo completa que se presenta en el ANEXO n°6 de la cual se elaborara tablas requeridas que irán como parte de los resultados obtenidos.

2.6 Aspectos éticos

Los diversos resultados éticos estuvieron centrados al respeto irrestricto del método científico en todo el proceso de la investigación, así como a consideraciones del plagio y autoplagio como acciones prohibidas en cualquier proceso de investigación y normado por la Universidad César Vallejo

III. RESULTADOS

Los parámetros de investigación se presentan en función de los objetivos, así se tiene:

3.1 Estudio Topográfico

Tabla n°16

Resultados topográficos

Resultados Topográficos	
Sub rasante mínima	767.79 msnm
Sub rasante media	772.81 msnm
Sub rasante máxima	782.67 msnm
Total volumen de corte	663.55 m ³
Total volumen terraplén	-4,918.66 m ³
Longitud del puente	60.79 m

Fuente: Levantamiento topográfico elaborado por investigadores

Interpretación:

El esquema 16 nos presenta la recopilación de datos del levantamiento topográfico del terreno en la ubicación del proyecto donde se puede observar que la subrasante principal está en la cota 772.81 msnm, y la cota del terreno más baja es de 767.79 y la subrasante máxima con una cota de 782.67 msnm. Es decir, entre la subrasante principal y la cota del terreno más baja existe una diferencia de 5.02 m; y entre la subrasante máxima y la subrasante principal de 9.86 m.

Además, en relación al volumen, se determina que el volumen de corte es de 663.55 m³ y el total del volumen del terraplén de 4,918.66 m³. En relación a la longitud de la luz estimada para el puente indica un valor de 60.79 m.

Estos datos se complementan con los planos de planta, perfil y secciones que se presentan en el anexo de planos.

3.2 Estudio del Tráfico en la zona del proyecto

Tabla n°17:

Tráfico en la zona adyacente al proyecto Intersección Av. Víctor Raúl Haya de la Torre – Jr. Reynaldo Bartra – Barrio Quilloallpa

Ítem	Detalle / Valor estimado
Trafico de motocicletas	1 motocicleta cada 5 minutos en promedio entre las 7.0 – 19.0 horas
Tráfico de motokar	1 motokar cada 10 minutos en promedio entre las 7.0 – 19.0 horas
Tráfico de carros	1 carro cada 10 minutos en promedio entre las 7.0 – 19.0 horas
Tráfico de personas	1 persona cada 20 minutos que cruza la zanja (barranco) que donde se encuentra el proyecto

Fuente: Evaluación del tráfico elaborado por investigadores

Interpretación:

El esquema N° 17 nos muestra los principales valores del tráfico en la zona adyacente a la ubicación investigada, el mismo que se encuentra entre la intersección de la Av. Víctor Raúl Haya de la Torre y Jr. Reynaldo Bartra – Barrio Quilloallpa, debido a que en la zona actualmente al no existir el puente no existe tráfico vehicular. En virtud de ello los valores promedio entre las 7.00 y 19.0 horas es de 1 motocicleta cada 5 minutos, 1 motokar cada 10 minutos y un carro cada 10 minutos.

El tráfico de personas en la zona del proyecto que cruzan caminando la zanja es de 1 persona cada 20 minutos en promedio.

3.3 Estudio de Mecánica de suelos

Tabla n°18:

Mecánica de suelos de la zona del proyecto

Ítem	Calicata 1 Muestra 1	Calicata 1 Muestra 2	Calicata 1 Muestra 3	Calicata 2 Muestra 1
Tipo de suelo	Arcilla de mediana plasticidad arenosa	Arcilla de alta plasticidad	Limo de baja plasticidad	Arcilla arenosa de mediana plasticidad
Color	Marrón	Gris con puntos naranjas	Gris	Marrón claro
Granulometría	62.22 % de finos (Que pasa la malla N° 200),	98.78 % de finos (Que pasa la malla N° 200),	98.04 % de finos (Que pasa la malla N° 200),	54.41 % de finos (Que pasa la malla N° 200),
Límite líquido por tamizado ASMT D-422	34.97%	64.06%	37.51%	31.63%
Límite plástico ASMT-D-422	16.88%	31.05%	32.39%	15.99%
Índice de plasticidad	18.09	33.01	5.12	15.63
Humedad – ASTM 4220	30.11%	30.56%	30.71%	15.88%
Tipo de suelo S USC	CL – Arcilla Arenosa	CH – Arcilla de alta plasticidad	ML – Limo de baja plasticidad	CL – Arcilla Arenosa
Tipo de suelo AASSTO	A-6 (9) – Terreno de fundación regular a deficiente,	A-7-5(40) – Terreno de fundación regular a deficiente,	A-4(8) Terreno de fundación regular a deficiente, suelo Limoso	A-6 (5) – Terreno de fundación regular a deficiente, suelo

	suelo arcilloso	suelo arcilloso	arcilloso
Capacidad Portante		0.85 kg/cm ²	0.80 kg/cm ²

Fuente: Muestra de suelo analizada en laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales de la UCV

Interpretación:

La tabla 18 se forja a los estudios de mecánica de suelos de la ubicación del proyecto, donde del suelo producto de la muestra recolectada de la calicata 1 muestra 1 muestra nos indica que el suelo pertenece a un suelo de arcilla con plasticidad arenosa de color marrón, con 62.22 % de finos (Que pasa la malla N^a 200), Lím. Líq.= 34.97 %, analizado bajo el método por tamizado ASMT D – 422. La humedad natural del terreno de acuerdo con la norma ASTM 4220 es de 30.11%. El límite de consistencia, indica que el límite líquido es 34.97; el límite plástico un valor de 16.88, el valor de IP de 18.09, y el AASTTO A-6(9).

La calicata 1, muestra 1, nos indica que el suelo pertenece a un suelo arcilla de alta plasticidad, de color gris con puntos naranjas, la granulometría de 98.78 % de sutilidad (mediante la malla N^o 200), El porcentaje de humedad del terreno este acuerdo con la norma ASTM 4220 es de 30.56%. El límite de consistencia, indica que el límite líquido es 64.06; el límite plástico un valor de 31.05, el valor de IP de 33.01, y el AASTTO A-7 5(40).

La calicata 1, muestra 2, nos indica que el suelo pertenece a un suelo limo de mínima plasticidad, con un color gris, la granulometría está en 98.04 % de finos (mediante la malla N^o 200), La humedad natural del terreno de acuerdo con la norma ASTM 4220 es de 30.71%. El límite de consistencia, indica que el límite líquido es 37.51; el límite plástico un valor de 32.39, el valor de IP de 5.12, y el AASTTO A-4 (8)

La calicata 1, muestra 3, indica que el suelo pertenece a un suelo arcillo arenoso de mediana plasticidad, con un color marrón claro, la granulometría de 598.04 % de finos (mediante la malla N^o 200), La humedad natural del terreno de acuerdo con la norma

ASTM 4220 es de 30.71%. El límite de consistencia, indica que el límite líquido es 37.51; el límite plástico valor de 32.39, el valor de IP de 5.12, y el AASTTO A-6 5.

La calicata 2, muestra 1, nos indica que el suelo pertenece a un suelo arcillo arenoso de mediana plasticidad, con un color marrón claro, la granulometría de 54.41 % de finos (mediante N° 200), La humedad natural del terreno de acuerdo con la norma ASTM 4220 es de 15.88%. El límite de consistencia, indica que el límite líquido es 31.63; el límite plástico un valor de 15.99, el valor de IP de 15.63, y el AASTTO A-6 5.

3.4. Estudio Hidrológico de la zona del proyecto

Tabla n°19:

Hidrología e Hidrogeología

Ítem	Detalle
Cuenca	Cumbaza
Microcuenca	Shupishiña
Sub cuenca	Sub Cuenca del vecindario Quilloallpa. Colecta las aguas de la parte alta en el Jr. San Martín (segundo piso), Jr. Martín de la Riva y Herrera y del Jr. Reynaldo Bartra Díaz y las deriva hacia la zanja de drenaje natural (cercano al Cementerio General de Lamas), para discurrir después hacia la quebrada Shupishiña.
Aguas subterráneas	En el área de estudio podemos indicar que existe presencia de aguas subterráneas en los sectores del primer y segundo piso, los que a su vez se manifiestan en afloraciones de agua que tienen mayor connotación en la comunidad Kechwa Wayku; existiendo cuatro afloramientos de agua, y uno en el barrio Zaragoza (lado oeste de la ciudad); en el barrio Munichis existen cuatro afloramientos de agua y cuatro en el barrio Suchiche (lado este de la ciudad).

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Interpretación:

La tabla 19 nos detalla que la zona del anteproyecto se ubica en la cuenca del Cumbaza, la órbita del Shupishiña, la órbita del barrio Quilloallpa, donde no existe la presencia de río o quebrada alguna. Sin embargo, existe la presencia de afloraciones naturales, los mismos que no representan mayores dificultades en cuanto a posibles avenidas de agua en la zona del proyecto.

Tabla n°20:

Precipitación de la zona del proyecto

Ítem	Detalle / Valores
Precipitación máxima diaria	79.22 mm ³
Precipitación promedio anual	1358 mm ³
Meses con mayor precipitación	Marzo 180.1 mm ³ /año
Meses con menor precipitación	Agosto (67.8 mm ³)

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Interpretación:

La tabla 20 nos indica que el registro histórico de las precipitaciones máximas diarias, donde se aprecia que esta muestra un valor máximo de 79.22 mm³ x 24 h, la precipitación promedio anual de la zona de 14 años, entre el periodo 2000 – 2014 muestra un valor de 1358 mm³/año, siendo el más seco el de agosto con 67.8 mm³/año, y el mes más lluvioso el mes de Marzo. Estos valores corresponden a datos de la Oficina de SENAMHI Tarapoto, registrados en el documento “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Estos elementos del ciclo de las precipitaciones deben ser considerados al momento de planificar las obras constructivas, en especial la construcción de las cimentaciones; aun cuando los valores observados con valores medios para zonas tropicales, que bajo un buen manejo de los procedimientos constructivos no resultan en mayores dificultades para el desarrollo constructivo.

3.5. Estudio Geológico

Tabla n°21:

Geología de la zona del proyecto

Ítem	Característica
Era	Era Paleozoico hasta reciente, juntos o comprendidos entre enormes presentaciones tectónicas que han conformado la organización de la sedimentación y la orogénesis.
Tipo de roca más antigua	Roca del Triásico Superior, adquirida por depósitos de calizas marinas originadas por el progreso de una transgresión hacia el Este, por medio del Portal Marañón
Anticlinal Lamas	En cuya cima se posiciona la localidad del mismo nombre; de manera simétrica, está conformada por rocas areniscas y lutitas del cretáceo y terciario, levantándose encima de los 860 m.s.n.m.
Otras acciones geológicas relevantes	Al terminar el Cretáceo Superior, el mar salió retirando pausadamente hacia el Oeste, por emergencia de todo este territorio, sin deformación estructural importante en la Selva, que estuvo relacionada con la etapa Quechuana de la orogenia andina, continuando de esta forma hasta el Terciario. Los depósitos Plio-Pleistocénicos y recientes son indicativos de que en la región no hubo deposición importante a lo largo de el Terciario superior, posiblemente debido al fuerte levantamiento andino de esta región (Cordillera Cahuapanas y Cordillera Escalera), o, en su defecto, los depósitos del Terciario superior fueron erosionados muy de manera rápida por estos levantamientos que siguen hasta esta época y que han producido la emergencia de las rocas desde el Triásico, para conformar las cordilleras recientes y ser expuestas a la fuerte erosión.

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica, Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Interpretación:

Como se muestra en la tabla 21, la parte geológica de la zona del proyecto nos indica que parte de estratigrafía geológica más recientes pertenecen al Triásico, indicando que estas han permitido formar las cordilleras actuales, y lo más probable que las ondulaciones y colinadas en la que se asienta la ciudad de Lamas es producto de estas actividades tectónicas.

Otro aspecto que se resalta es que la zona pertenece a la era Paleozoico, juntos y comprendidos con enormes desenlaces tectónicos que han manifestado controlado la organización de la sedimentación y la orogénesis, siendo la Roca del Triásico Superior, la roca más vieja identificada, de naturaleza caliza.

Tabla n°22:

Sísmica de la zona

Ítem	Detalle
Zonificación sísmica	Zona II – Sísmicidad media
Características sísmicas	Enlazada a fallas geológicas superficiales de frecuente formación, añadiendo además hipocentros a profundidades superiores a 33 Km.; son una copia de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca. 25 de setiembre de 2005 Profundidad = 115 km
Última actividad sísmica relevante	Magnitud = 7.0 escala de Richter Damnificados = 4393 Viviendas destruidas= 1025 Viviendas afectadas = 752

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica, Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Interpretación:

La tabla 22 indica que la zona del proyecto presenta una categoría de zonificación sísmica de Zona II – Sísmicidad media, vinculadas a fallas geológicas superficiales de reciente formación, siendo la última actividad sísmica de relevancia el sismo ocurrido el 25 de setiembre de 2005 con una magnitud de 7.0 escala de Richter.

3.6. Estudio de evaluación ambiental

Tabla nº 23:

Estudio ambiental

Ítem	Detalle
Zona de vida	Bosque pluvial templado cálido
Flora	La flora de la zona es muy escasa, pues nos encontramos dentro la zona urbana. Sin embargo, al interno de las viviendas, las huertas presentan plantas arbustivas y pequeñas plantas del tipo semi leñoso y herbáceas. La intervención del proyecto no impactará en esta zona
Fauna	La fauna es muy escasa, se limita a la presencia de especies domésticas. Se observa la presencia de aves, tipo torcazas y shicapas, sobre los cuales la intervención del proyecto tendrá un impacto muy bajo.
Aspectos sociales	La zona se encuentra urbanizada, con presencia de viviendas construidas con material diverso, predominando el tipo constructivo de tierra apisonada, con techo de calamina. La población de la zona corresponde a mestizos, sin embargo en la zona adyacente al proyecto se encuentra la comunidad nativa kechua lamas Wayku.
Organización	En la zona existe un comité de barrio y este articulado al Plan de Desarrollo Vecinal de la ciudad de Lamas. La Municipalidad Provincial de Lamas representa la principal institución directamente involucrada para el proyecto

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

Interpretación:

La tabla 23 nos muestra los datos del estudio ambiental donde nos indica que la flora y la fauna no son representativas por encontrarse en una zona urbana, y la organización social está representada por un comité de barrio y este articulado al proceso del Desarrollo Vecinal de la ciudad de Lamas y la Municipalidad Provincial de Lamas.

3.7. Diseño del esquema estructural del puente**Tabla n°24: Predimensionamiento**

Características del esquema estructural del puente

Ítem	Detalle
Luz total de puente (L)	60 m.
Luz del tramo de losa (s)	5m
Ancho de calzada	7.2 m
Peralte de losa $h (S +3000) / 30)$	26.667cm
Ancho de vereda	0.90m
Franja de borde	0.20m.

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla 24 la longitud del tramo total de nuestro puente es de 60m en secciones de tramos de losa de 5m, con un ancho de calzada determinado a 7.2m, mediante un peralte de losa de 26.667cm, para lo cual también tenemos un ancho de vereda de 0.90m incluida una franja de borde de 0.20m.

Tabla n°25: Diseño de losa*Metrado de cargas*

Ítem	Detalle
Carga Muerta	
Peso de concreto	0.72 Tn/m
Peso del asfalto	0.11 Tn/m
Carga viva	
Tren de cargas (R)	16.67 Tn
Carril $V = WL/2$	$V = 2.385$ Tn
Tándem de diseño	20.06 Tn
Factor de impacto	IM 33%
$V_{tandem} + V_{Camion}$	29.07 Tn
Momento	
$M_{tandem} + M_{camion}$	31.79 Tn-m
Factor de resistencia	
Flexión y Tracción	Ø 0.90
Corte y Torsión	Ø 0.90
Modificación de cargas	
N_d, N_r, N_i	0.95, 1.00, 1.00
Calculo de efectos de la carga viva	
NL	2
Carril cargado	111.52"
Dos o más carriles	2.83m
Investigamos servicio	26.23
Ductilidad	1.00
Resistencia	22.97 Tn-m
Servicio	13.58 Tn-m
Acero de refuerzo	36.45 cm ²
Acero principal	1"
Acero de distribución	1/2"
Acero de temperatura	3/8
Ancho de franja de borde	1.465

Momento de flexión por cargas (carga muerta)	0.13 Tn
Momento de flexión por cargas (carga viva)	10.34 Tn.m
Ductilidad	1.00
Resistencia	21.31
Calculo de acero	24.54cm ²
Acero principal	1”
Acero de distribución	1/2 “

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla numero 25 podemos apreciar el metrado de cargas con una franja interior de 1.00 de ancho para la carga viva y muerta, para lo cual en la carga muerta tenemos el eso designado del concreto 2.40 tn/m, con un peso asfáltico de 2.20, mientras en la carga viva tenemos por definición el tren de cargas con 16.67 tn y en carril 2.385 tn. En el tándem de diseño obtenemos 20.06 tn con un factor de impacto equivalente a un porcentaje de 33. Para momento tenemos 28.82 tn-m con factores primordiales para el estado límite de resistencia de ϕ 0.90, teniendo siempre en cuenta las modificaciones de cargas según el Nd, Nr, Ni con un carril cargado de 111.52” o en otra caso de dos o más carriles 2.83m, investigando servicio de 26.23 acogiendo una ductilidad de 1.00 tn-m, una resistencia de 21.75 tn-m y finalizando con un servicio de 12.89 tn-m. Para el caso diverso se tiene un cálculo aproximado de refuerzo de acero con 37.61cm² utilizando también de 1” el acero principal con una repartición de acero de 5/8 y acero de temperatura de 3/8 con su respectivo ancho de franja de borde de 1.465, para culminar con los momentos de flexión por cargas tanto en muerta con 0.13tn y en viva 10.34 tn.m.

Tabla n°26: Diseño de las viguetas*Vigueta del puente atirantado*

Ítem	Detalle
Carga muerta	1.16 Tn
Carga viva	9.09 Tn
Carga ultima	13.64 Tn
Peso de la viga	44.64 Kg/m
Momento ultimo	157.42Kip-pie
Pernos conectores a la losa	3/4" Ø

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla 26 para el diseño de viguetas del puente atirantado se obtuvo un peso muerto de 1.16 Tn específicas y una carga viva de 9.09 Tn con una carga ultima de 13.64 Tn, el peso de la viga es de 44.64 Kg/m obteniendo así un momento ultimo de 157.42 Kip-pie por medio de referencia de la tabla 3-2 del AISC y de la columna de momentos del LRFD (M), finalizando con pernos conectores de 3/4" Ø que compenetra directamente con la losa.

Tabla n°27: Diseño de viga transversal*Viga transversal del puente atirantado*

Ítem	Detalle
Carga muerta	4.21 Tn.m
Carga viva	8.60 Tn
Carga ultima	
Wu	5.26
Pu	38.40 Tn
Peso de viga	236.62 Kg/m
Momento ultimo (AISC)	1080.00Kip-pie
Pernos conectores a la losa	160 de 3/4 Ø

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla 27 para el diseño de viguetas del puente atirantado se obtuvo un peso muerto de 4.21 Tn.m específicas y un peso vivo de 8.60 Tn con una carga última de 5.26 en Wu Tn/m y en Pu 38.40 Tn, la carga de la viga es de 108 Kg/m obteniendo así un momento último de 1080.00 Kip-pie por medio de referencia de la tabla 3-2 del AISC y de la columna de momentos del LRFD (M), finalizando con pernos conectores de 160 de 3/4" Ø que penetra directamente con la losa.

Tabla n°28: Diseño de la viga de rigidez

Viga longitudinal del puente atirantado

Ítem	Detalle
Carga muerta	
Predimensionamiento de Viga L	37.80 pul
Peso de viga	537.23 Kg/m
Peso propio	0.54 Tn.m
Carga muerta (AISC)	803.27 Tn.m

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

La tabla 28 indica que parte del predimensionamiento de la viga longitudinal tiene como resultado 37.80 pul y mientras que en la carga muerta obtenemos un peso de la viga de 537.23 Kg/m con su respectivo peso propio de 0.54 Tn.m, y por medio de la tabla referencial del AISC tenemos como carga muerta unas 803.27 Tn.m.

Tabla n°29: Diseño del cable*Tirante del puente*

Ítem	Detalle
Por carga muerta	
Peso de concreto	79.52 Tn
Peso asfalto	12.15 Tn
Por carga viva	
RT	139.09
Tensión máxima en el cable	
Cable a 5m de la torre	143.64Tn
Cable a 10m de la torre	156.15 Tn
Cable a 15m de la torre	174.50 Tn
Cable a 20m de la torre	196.71 Tn
Cable a 25m de la torre	221.32 Tn
Cable a 30 m de la torre	247.36 Tn
Tipo de cable según la empresa INPROCON	Ø5X91 (1670 Mpa)
Fuerza resultante	
Sumatoria en x	727.98 Tn
Sumatoria en y	834,56 Tn
Teorema de Pitágora	1107.45 Tn
Angulo	48.90°

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla 29 el diseño del cable parte por una carga muerta y su peso de concreto específico obtenido de 79.52 Tn, con su respectivo peso asfáltico 12.15 Tn, y por su parte una carga viva con un RT de 139.09. Respectivamente la tensión máxima se obtuvo mediante las sumatorias en X y en Y en cada cable de la torre, utilizando de por medio un tipo de cable Ø5X91 (1670 Mpa) garantizado por la empresa INPROCON ASOCIADOS S.A , de igual manera y no menos importante la fuerza resultante se obtuvo mediante las respectivas sumatorias y con un ángulo final de 48.90°.

Tabla n°30: Diseño de la Torre*Diseño de la torre*

Ítem	Detalle
Sumatoria en X	0.00Tn
Sumatoria en Y	1669.12 Tn
Predimensionamiento de columna	
Ag	8487.63 cm ²
Radio de giro Klu/r	207.85 < 200 No No cumple
Dimensión 115 x 165 Klu/r	152.11 < 200 No cumple
Carga crítica de pandeo	9.638E+09 Kg/cm ²
Fuerza a compresión en el concreto	2172.90 Tm
Calculo de δ_{ns}	1
Calculamos cb	79.39cm
Resistencia axial	5030.13
Solicitaciones finales	107.66 Tn
Diseño	87.96 Kg/cm ²
Acero requerido	eb 12.11 y et 10.17
Máxima separación entre viga	45cm
Espaciamiento dentro de lo (s)	10cm
Espaciamiento fuera de lo (S')	40.64cm
Espaciamiento dentro de la viga (S'')	15cm

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado**Interpretación:**

En la tabla 30 del diseño de la torre tiene por ende sumatorias en X y en Y para poder predimensionar la columna por el método de corrección de momentos, tal y como es el resultado de la formula obtenemos que Ag es igual a 8487.63cm² con un radio de giro y una dimensión que no cumplen con lo correspondiente, para lo cual tenemos la crítica del pandeo con un pcr de 9.638E + 09 kg/cm² y un Cálculo de δ_{ns} de 1, calculamos el cb y obtenemos 79.39 cm y una resistencia axial 5030. 13 Tn. Mediante una sollicitación final obtenemos un Mu_{2min} 107.66 Tn con diseño en K de 87.96

Kg/cm², mismo que tenemos un acero requerido por confinamiento de eb 12.11 cm y et 10.17 cm, por lo tanto, la máxima separación entre vigas es de 45 cm con espaciamiento dentro de 10cm a fuera de 40.64cm y dentro de la viga de 15cm.

Tabla n°31: Diseño de la viga de la Torre

Viga de la torre

Ítem	Detalle
Peso muerto	4.92 Tn/m
Carga viva	17.21 Tn
Pre calculo	62.81cm ²
Sección doblemente reforzada	6.54
Cortante de diseño	157.80 Tn
Cortante que resiste al concreto	118.57
Cortante remanente máximo	155.42
Espaciamiento máximo	20cm

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

La precedente tabla 31 que detalla el diseño de la viga tenemos por carga muerta 4.92 Tn/m y una carga viva de 17.21Tn, con un pre pre cálculo de 62.81cm². En la sección doblemente reforzada obtenemos 6.54 para lo cual en los cálculos de los cortantes de diseño se obtuvo 157.80 en cortante de diseño, con la que resiste el concreto a 118.57, el remanente máximo a 155.42 y finalmente el espaciamiento máximo de 20cm.

Tabla n°32: Diseño de la zapata*Diseño de cimentación*

Ítem	Detalle
Carga muerta	4.92Tn/m
La carga sumada Pu	1674.04 Tn
Peso concreto viga Wu	196.39 Tn/m
Carga final de servicio P	1831.15 Tn
Carga final rotura Pu	2746.73
Capacidad portante	0.825
Longitud de la zapata	42.20
Redimensionamos	
L	20m
B	25.9m
AZ	518m ²
Reacción por unidad de longitud Wu	274.67 T/m
Cortante unitario del concreto	8.77
Diseño por flexión S=	0.17m
Diseño en los apoyos S=	0.17m
Diseño del acero transversal S =	0.16m

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación:

En la tabla 32 de diseño a la zapata obtenemos que la carga muerta tiene 4.92 Tn/m, con una carga sumada de un valor de 1674.04Tn con peso concreto de la columna 196.39 Tn/m, mediante una carga final de servicio y de rotura con 1831.15 Tn la de servicio y 2746.73 la de rotura, involucrándose así una capacidad portante de 0.825 y su respectiva longitud total de 42.20, parte del redimensionamiento de L y B tenemos 518m² con una reacción por unidad de longitud de 274.67T/m y una cortante de concreto unitario de 8.77. Los diseños ya sea por flexión y en los apoyos tiene por ende 0.17m con un acero transversal de 0.16.

Tabla n°33: Diseño del estribo*Diseño de estribo*

Ítem	Detalle
Definición de cargas	
Peso característico del concreto	2.40 Ton/m ³
Peso característico del suelo	1.80 Ton/m ³
Radio de fricción	12°
Formula de aceleración sísmica	0.30
Porcentaje de LL por efectos dinámicos	33%
Sobrecarga de carga viva	0.96 Ton/m
Factor de convicción de volteo	1.50
Factor de prevención de deslizamiento	2.00
Coefficiente de rozamiento entre el muro y el suelo	12.00
Capacidad portante del suelo	0.85 Kg/cm ²
Recubrimiento del acero en pantalla	0.05m
Factor de resistencia del concreto en flexión	0.90
Características del acero	4200 Kg/cm ²
Recubrimiento del acero en zapata	0.075
Factor de resistencia del concreto en corte	0.90

Fuente: Memoria de cálculo de puente atirantado

Interpretación: En la tabla 33 la definición de cargas tenemos los pesos específicos del concreto y del suelo, el concreto a 2.40Ton/m³ y el suelo a 1.80Ton/m³ con un ángulo de fricción de 12° obtenida mediante nuestros ensayos de mecánica de suelos, también se obtiene un coeficiente de aceleración sísmica y un porcentaje de efectos dinámicos de 33%. Por lo cual tenemos de igual manera una sobrecarga de carga viva de 0.96Ton/m, un factor de seguridad de volteo y deslizamiento, el del volteo a 1.50 y deslizamiento a 2.00, se tiene también un valor de fricción enlazado entre muro y el suelo de 12.00 y una capacidad portante obtenida de la misma forma mediante nuestros experimentos en las instalaciones de mecánica de suelos 0.85Kg/cm². Se tiene un recubrimiento de pantalla de 0.05m, el concreto en flexión a 0.90 con las principales características del acero de 4200Kg/cm², el recubrimiento de zapata 0.075 y para finalizar el factor de resistencia del concreto en corte a 0.90.

IV. DISCUSIÓN

4.1. Análisis de resultados

Estudio Topográfico

Concluyentes estudios de la topografía, geología, hidrología, del tráfico y factores ambientales de zona de la quebrada Pacchishpan para el boceto de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas, en ninguno de los casos presentan elementos limitantes significativos que pudieran impedir que el diseño del puente o que estos desarrollen algún factor que tenga que dificultan el diseño estructural.

Así para el componente de la topografía la distancia de la luz es razonable para el diseño de un puente atirantado según lo especificado por VIDALÓN, m (2016, P. 34) que indica que los puentes atirantados deben tener una luz mayor a 60 m. y para una mayor estabilidad de la estructura estos no deben tener diferencias de altitud de cotas entre ambos extremos mayores a 5 m. caso contrario se deberá realizar la nivelación previa entre ambas cotas tomando en consideración la calidad granulométrica del suelo, y en nuestro caso la distancia de la luz de 60.00 m. y la diferencia de cotas entra los extremos es de 9.86 m. en donde para este último parámetro se deberá realizar la nivelación correspondiente al efectuar el diseño constructivo.

Lo antes descrito se complementa con lo indicado por MANZANO, Marco y PEREZ, Ricardo, quienes en su investigación “*Análisis y diseño de un puente atirantado, ubicado en la provincia delas Esmeraldas, sobre el rio Atacames*”; determinan lo siguiente en los puentes con tirantes al ser enormemente hiperestáticos tienen la capacidad al repartir de una forma las diversas cargas con cuales se sujeta, aparte de ser económicamente factibles cuando se debe socorrer enormes distancias; sin embargo en nuestro caso, al tener una distancia de 60.0 m. nos demuestra que no representa una limitante para el diseño.

Estudio del Tráfico en la zona del proyecto

Ciertos estudios de los análisis mediante el tráfico de la zona adyacente al proyecto en cuanto al tráfico de vehículos motorizados indican valores de promedio evaluados entre 7.0 y 19.0 horas, el mismo que muestra valores de una motocicleta cada cinco minutos, un motokar cada 10 minutos y un carro cada 10 minutos. Estos valores al no haber tránsito vehicular en la zona específica del puente, y sino más bien en la zona aledaña, se aplica lo indicado por SANCHEZ, P (2016, p.118) que deduce que la caracterización del tráfico para justificar la construcción de un puente no tiene parámetros definidos en la normativa, y esta depende más bien de la potencialidad de los servicios que pueda generar el puente a partir de su construcción, sobre todo en aquellas zonas donde no existe tránsito actual. Su valoración para su determinación tiene un alto componente de cumplimiento social de la infraestructura.

Desde la perspectiva de MANZANO, Marco y PEREZ, Ricardo en su investigación de diseño de un puente atirantado en Ecuador, según determinación de su viabilidad de la construcción del puente está determinado desde el enfoque social porque nos permitirá unir dos lugares con un alto potencial de tráfico de vehículos y personas, que hoy no pueden efectuarlo debido a la inexistencia de esta infraestructura; elementos que en el caso del Puente Pacchishpan motivo de nuestra investigación están presentes, es decir el flujo de vehicular es en la actualidad inexistente dado que no existe el puente, sin embargo existe un potencial para su ocurrencia.

Estudio de Mecánica de suelos

La variación del suelo empleado según la clasificación AASTO, nos indica que una clasificación A-6 (9) el mismo que según los indicado por el prototipo de suelo adquirido según el ranking del AASTO, nos indica que una clasificación A-6 (9) el mismo que según los indicado por CASTRO, T (2016, p.112) los mejores suelos de acuerdo a la norma AASHTO son las categorías A-1 y A2, y las otras categorías se catalogan como regular a pobre, por lo que en nuestro caso se puede afirmar que corresponde a un suelo regular

En cuanto a los valores de límite líquido este expresa un valor de 34.97% y el índice de plasticidad de 18.09, valores que para el primero se encuentra dentro del límite crítico más no el segundo, según lo indicado por que indica que los resultados afectados del límite líquido y del índice de plasticidad variarán, entre unos, 40 y unos 10. (CASTRO, T; 2016, p.112)

Estos valores de la calidad del suelo, luego se convertirán en factores decisores para el diseño, así FLORES, Renzo y DÍAZ, Juan Carlos, en su investigación *“Análisis estructural comparativo de la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el distrito de Tarapoto – San Martín* , propone que los suelos determinan el factor de amplificación para cada tipo de carga, mediante las diferentes combinaciones que dependen de la importancia que tienen durante el funcionamiento de la estructura, permitiendo obtener estructuras que cumplan con los objetivos de contractibilidad, seguridad y servicio.

Estudio básico de Hidrológica de la zona del proyecto

EL estudio hidrológico por su parte nos indica que esta solo está representada por la aparición de aguas subterráneas, y al momento de realizar las calicatas esta no se evidenciaron, lo que indica que el nivel freático de la zona está a una profundidad mayor a 3.0 m.; lo que no resultaría en dificultad alguna para el desarrollo del proyecto y esto concuerda con lo indicado por FERNÁNDEZ (2016; p.89) los estudios hidrológicos debe contener por lo tanto cierta medición y seguimiento al año que interviene varias precipitaciones, mediante ciertas crecidas de máxima y mínima compostura , cierta agilidad potencial del flujo, intensidad del caudal y variantes del clima con materiales de arrastre como (la palizada, timbal de hielo, y varios similares) aun cuando se trate de zanjas secas, pues en alguna oportunidad han ocurrido flujos de agua por dicho cauce, y en donde además se debe analizar las aguas subterráneas y el nivel freático; y en nuestro caso, la zona al ser una zona de flujo de escorrentía de las lluvias y el nivel freático mayor a 3.0 son elementos que se consideran en el estudio.

Estudio Geológico

La geología de la zona por su parte nos indica que ha existido un evento sísmico de intensidad 7.0 en la tabla que contiene Richter, por consiguiente, es nos indica que los diseños que se tienen que estructurar deben tomar en consideración esta condición geológica, aun cuando la roca más antigua pueda estar perteneciendo al Triásico Superior. Bajo este escenario se tendrá en cuenta lo especificado por (MATIENZO, 2015; p.167) que indica que la sismicidad se tiene que relacionar con los aspectos de la alineación geológica de la zona con presencia en las fallas geotectónicas y estas ser corroboradas con los reportes de las entidades técnicas de reporte sísmico en el país; por consiguiente, si existe algún evento sísmico catastrófico se debe diseñar bajo estas condiciones al momento de modelar el proyecto en el SAP2000.

Estudio de evaluación ambiental

En cuanto a los factores bióticos, la presencia de flora y fauna es muy escasa dada a que se encuentra en una zona urbana, y los factores organizacionales están articulados a la gestión municipal, elementos que facilitarán cualquier proceso de apoyo ciudadano durante las etapas constructivas.

Los factores de intensidad de daño hacia elementos de la flora y fauna son mínimos según el Manual de Evaluación Ambiental para diseños de vías urbanas, el mismo que se califica como intensidad muy baja.

Dado que no existe una afectación directa significativa sobre los elementos de la biota del entorno, se estima que los estudios ambientales sólo corresponderán a una Evaluación Ambiental Preliminar.

Estudios de Factores del clima

En cuanto a los factores externos como la precipitación, estos son característicos de una zona tropical semi húmeda o conocida según la escala de zona de vida de Holdrigh como un bosque pluvial templado cálido, lo que no presenta mayores dificultades para el desarrollo del proyecto, salvo en las etapas de las excavaciones que se tendría que programar durante las épocas de menor precipitación; estos elementos se complementan con lo indicado por TAFUR (2015; p.113) cuando las precipitaciones mensuales son mayores a $80 \text{ mm}^3/\text{mes}$ ésta ser una limitante durante las excavaciones de las cimentaciones.

Diseño de los elementos estructurales del puente

Diversos elementos estructurales del puente nos indica que la luz total de puente atirantado es de 60m, mediante tramos de la losa a 5m, con un ancho de calzada de 7.2, valores que se enmarcan dentro de lo detallado por (VIDALÓN .2016, P. 34) que indica que los puentes atirantados deben tener una luz mayor a 60m, y para una mayor estabilidad de la estructura, valor aunque similar al valor mínimo, se encuentra dentro de los parámetros ideales para el diseño.

Los pesos por eje y las separaciones entre ellos van a ser los seleccionados en la medición requerida que enlaza los diversos ejes con 32 kips (14.55 t) va a ser adquirida como aquella que, varía entre estos parámetros de 14.0 ft (4.27 m) y 30.0 ft (9.14 m), así como se sugiere en la (MTC, 2016, p.58) que involucra en los superiores efectos. Las cargas del HL - 93 de interfaz tendrán que aumentar por efectos dinámicos en las situaciones propicias.

La combinación de tándem en el interfaz radica en una unión de ejes, enlazado directamente con sus respectivas cargas de 25.0 kip (11,4 t), separadas a una distancia de 4.0 ft (1,20 m), así como se detalla en el (MTC, 2016, p. 59) La presunta medición entre los neumáticos que emplea cada uno de los ejes, en sus transiciones transversales, va a ser 6.0 ft (1,80 m). Los distintos pesos se deberán aumentar de acuerdo a los efectos simultáneos en las situaciones adquiridas.

Características de la losa

Una de las características del diseño que la distancia es de 7.20 m del ancho de calzada, valor adecuado, dado que se considera que el puente será de doble vía; todo ello se acuerdo al Manual de Construcción de Puentes; y que se corrobora con lo manifestado por BARTRA, Jim, quien en su investigación “Propuesta de diseño de un puente de sección compuesta sobre el río Alao”, indica que, el ancho de la losa es de 7.20 m, longitud que se corrobora con lo indicado en la guía Manual de Construcción de Puentes del (MTC) de doble vía.

Torres del puente

Una de las características del diseño de las torres del puente es la resistencia del concreto de la torre que tiene un valor de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$; el mismo que coincide como indicado por MANZANO, Marco y PEREZ (2012) quien es su investigación sobre un puente atirantado en Ecuador, dice que la resistencia del concreto en las torres no debe ser menor $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

En cuanto a las secciones, este mismo autor indica que estas deberán responder al tipo de suelo de fundación, donde a una mayor calidad del suelo, las dimensiones serán menores, debiendo esto ser ajustado a los cálculos del diseño que emita el.

Características de los cables

Una de las características del cable a ser utilizado es que este corresponde a una de diámetro, el mismo que según lo indicado por ANGULO (2010) esta debería ser mayor 0.8 cm cuando la luz supere los 100 m. entre 0.30 – 0.70 cuando la luz es menor a este valor, dado que la tecnología de los cables de acero de alta resistencia facilita que hoy en día los sistemas estructurales con enorme durabilidad y de un tamaño bastante mayor. Los cables a ser utilizados serán en número de 6, con la finalidad darle un mejor reparto de cargas y una mejor resistencia estructural de 30m a cada lado del punto medio de la torre; el mismo que se corrobora con lo indicado por RODADO, Juan (2015) quien en su investigación “Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos” indica que, diversos puentes de 4

vanos en lo que es primordial desestimar los vanos de las esquinas en relación a del centro en fundamentos de empalme en el puente se sugieren ciertas configuraciones con respecto básico del atirantamiento con haces de tirantes simétricos con su consiguiente, con torres de diferente altitud.

Cimentaciones con zapatas

Los primordiales requisitos que están paramétricos se adjuntara al esquema de las zapatas recluidas y combinadas con plateas en cierta fundación.

Dichas zapatas que están inclinadas o en escalas, primordial radio de su inclinación y de la altitud y su localidad primordiales a escalas tendrá que ser en varias partes que abarque los requisitos primordiales de interfaz, de la misma forma que se nos sugiere en el (MTC, 2016, p.239).

Para detectar las partes más críticas para el instante, el fragmento y ciertamente parte del anclaje de dicha armadura enlazada en zapatas y pilares de hormigón con parte circular o con apariencia de dicha forma en polígono se tienen la posibilidad de tratar como elementos cuadrados de igual sector.

Estribos

Unas de las propiedades están dimensionadas y teniendo en cuenta la capacidad de servirse como transición de ingreso concluyente mediante el puente y principalmente la vía del tránsito primordial, además de ser útil e alguna forma estructural como soportes de los ángulos básicos en la superestructura y el básico elemento de soporte y estabilidad en los terraplenes de ingreso, Cuando estos dichos terraplenes de ingreso son primordialmente ejecutados anteriormente al puente, así como se relata en el (MTC, 2016, p.45).

Los estribos de una enorme intensidad van a estar usados en puentes con luces subjetivamente enormes, que se emiten grandiosas fuerzas horizontales o con los terraplenes altos, ejecutados por si más adelante a la creación de un puente. Los estribos tendrían la posibilidad de ser de preciso ciclópeo, preciso fácil y de tal forma preciso armado.

4.2. Contrastación de la Hipótesis

La hipótesis de la investigación plantea lo siguiente: H_i : El Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, es conforme al manual de construcción de puentes.

De los resultados de la topografía, tráfico en la zona, mecánica de suelos, estudios hidrológicos, precipitación, geología en la zona del proyecto, sismicidad, y estudios ambientales; ninguno de ellos representa una pieza limitante crítico para la extensión del proyecto.

Desde el diseño, las principales características indica que el puente Pacchispan en la ciudad de Lamas, son: longitud de luz del puente es de 60.0 m., ancho de calzada de 7.2 m.; con carriles bidireccionales; con espesor de losa de 0.30 m; con una carga de diseño de HL-93 (Bridge Design Specifications), grosor empleado de la carpeta asfáltica con 5cm de espesor, resistencia en el concreto $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$, luz del tramo de losa 5m, el peralte de la losa será de 30cm.

Todo el esquema perteneciente al diseño nos dirige a inferir que admita la hipótesis de nuestra investigación H_i : El Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, es conforme al manual de construcción de puentes mediante las especificaciones propuestas por el mismo.

V. CONCLUSIONES

- El diseño estructural del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes es viable, donde los factores de topografía, tráfico, mecánicas de suelos; hidrología; geología, factores ambientales, no son factores limitantes para el desarrollo de la propuesta
- La topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño del puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, indica que la distancia de la luz es de 60.79 y la diferencia de altura entre las cotas extremas es de 9.86, valores razonables para el diseño del puente propuesto.
- El tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, al no existir tráfico en la zona del proyecto su determinación se efectúa sólo por los aspectos de sostenibilidad social, donde los valores del tráfico en la zona adyacente son de valores de promedio entre las 7.0 y 19.0 horas de 1 motocicleta cada 5 minutos, 1 motokar cada 10 minutos y un carro cada 10 minutos.
- El mecanismo de los suelos en la zona del proyecto de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, según la clasificación AASTO es A-6 (9) valor considerado de regular a pobre, y los valores del límite líquido y la plasticidad de 34.97 y 18.09 respectivamente
- La hidrología está representada por la presencia de aguas subterráneas, y al momento de realizar las calicatas esta no se evidenciaron, lo que indica que el nivel freático de la zona está a una profundidad mayor a 3.0 m.; lo que no resultaría en dificultad alguna para el desarrollo del proyecto
- La geología nos indica que ha existido un evento sísmico de magnificencia 7.0 en la tabla de Richter, por consiguiente los diseños que se tienen que estructurar deben

tomar en consideración esta condición geológica, aun cuando la roca más antigua pueda estar perteneciendo al Triásico Superior.

- Los factores ambientales de zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, indica que existe poca presencia de flora y fauna dado a que se encuentra en una zona urbana, y los factores organizacionales están articulados a la gestión municipal, elementos que facilitarán cualquier proceso de apoyo ciudadano durante las etapas constructivas
- Los elementos estructurales para el diseño del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, son: Nos da por concluido los diseños estructurales de acuerdo a lo que nos da de referencia e indica el manual de construcción de puentes en su última versión, sometiendo a la memoria de cálculo para determinar eficazmente los diversos cálculos estructurales como la luz total del puente de 60.0 m; el número de cables 6; la altura máxima de la torre de 34.50 m; el ancho de la losa incluyendo las veredas de 9.00 m; el ancho de la calzada a 7.20m de las veredas de 0.90 m.; la resistencia del concreto de la torre de $f'c= 280 \text{ Kg/cm}^2$; el acero de pretensar de los cables que se utilizo es $\text{Ø}5\text{X}91$. Resaltando que son datos primordiales para el diseño del puente atirantado.

VI. RECOMENDACIONES

- A los funcionarios de la Municipalidad Provincial de Lamas, del Área de Infraestructura, tomar en consideración los estudios de suelos realizados para la presente investigación como complemento para el desarrollo de infraestructura local en la ciudad de Lamas.
- A los administrativos de la Municipalidad Provincial de Lamas, del Área de Infraestructura, que para determinación de la viabilidad de la construcción del puente en la zona de la quebrada Pacchishpan tomar en consideración la sostenibilidad social y no los factores del tráfico actual, dado a que no existe.
- A los miembros administrativos de la Municipalidad Provincial de Lamas, encargados en el Área de Infraestructura, a tomar en consideración que la mecánica de suelos de dicha zona de la quebrada Pacchishpan corresponde a un suelo de regular a pobre según la norma AASTO.
- A los miembros administrativos de la Municipalidad Provincial de Lamas, encargados en el Área de Infraestructura, a tomar en consideración que en la zona el máximo nivel freático se encuentra a un fondo mayor a 3.0 m. y al no existir cursos de agua en la zona, la excavación de las zanjas para la cimentación deberá efectuarse de preferencia en la época de menor precipitación.
- A los miembros administrativos de la Municipalidad Provincial de Lamas, encargados en el Área de Infraestructura, a tomar en consideración que ha existido un evento sísmico de magnitud de 7.0 en la tabla de Richter, por consiguiente, los diseños que se tienen que estructurar tomando en consideración esta condición geológica
- A la población de la zona adyacente al proyecto a desarrollar acciones para mejorar con cobertura vegetal con la única finalidad de proteger mejor la estructura del puente a diseñar y dar una mayor visibilidad a la zona apoyándose de los factores organizacionales articulados a la gestión municipal.

REFERENCIAS

- AASHTO LRFD (2017). bridge design specifications, eighth edition. (8va ed). USA.
- AGUILÓ, Martín. (2010). Forma y tipo en el arte de construir puentes. Madrid. España. Editorial Abada.
- AISC. (2011). Specification for Structural Steel Buildings. (14va ed) USA.
- AMPUERO, Evert Jhon. (2012). Consideraciones estructurales en el análisis y diseño de puentes colgantes (tesis de pregrado) Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Peru.. Recuperado de: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1289/1/ampuero_ae.pdf.
- BARTRA, Jim. (2015). Propuesta de diseño de un puente de sección compuesta sobre el río Alao (tesis de pregrado) Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto.
- CARRILLO, Luis. (2015). Análisis teórico de la variación aleatoria de los esfuerzos de montaje de los cables en los puentes atirantados (Tesis de doctorado) Escuela Politécnica de Madrid. España. Recuperado de: <https://doi.org/10.20868/UPM.thesis.39390>.
- CASTRO, David. (2016). Características de los suelos para el diseño de puentes. Bogotá. Colombia. Editorial Panamericano.
- CHAVEZ, Santiago. (2003). Concreto armado. Tarapoto, Perú.
- CORRES-PEIRETRI, Hamilton. (2010). Diseño conceptual: un procedimiento ingenieril para obtener soluciones formalmente interesantes. En Tendencias en el Diseño de Puentes. Barcelona, España. Editorial Grupo español del IABSE.
- DE LA CRUZ, Julio César. (2016). Diseño estructural de puentes atirantados con refuerzo de fibras de carbono expuesto en zonas de alto grado de corrosión (tesis de pregrado) Universidad Nacional de Huancavelica. Recuperado de: <http://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/133406?mode=full>
- FERNÁNDEZ, Luis. (2015). Estudios básicos para la construcción de puentes. Barcelona. España. Editorial Mundo Nuevo.
- FLORES, Renzo y DÍAZ, Juan Carlo. (2014). Análisis estructural comparativo de la

- superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el distrito de Tarapoto – San Martín. (tesis de pregrado) Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto. Perú.
- GRATTESAT, G. (2014). Concepción de puentes. Barcelona. España. Editores técnicos.
- HARMSSEN, Teodoro. (2012). Diseño de estructuras de concreto armado. Lima. Perú.
- HERNANDEZ, Ilian. (2012). Puentes, Diseño, análisis y construcción. La Coruña. España. Fondo Editorial de la Universidad de La Coruña.
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS – INVIAS. (2015). Manual para el diseño y construcción de puentes ha establecido la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14.
- MANZANO, Marco y PEREZ, Ricardo. (2012). Análisis y diseño de un puente atirantado, ubicado en la provincia de las Esmeraldas, sobre el río Atacames. (tesis de pregrado) Universidad Politécnica Nacional. Quito. Ecuador. Recuperado de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/4803/1/CD-4394.pdf>
- MATIENZO, Roberto. (2015). Geología y Sismicidad. Madrid. España. Editorial Mundo Nuevo.
- MCCORMAC, JACK y CSERNAK, STEPHEN. (2012). Diseño de estructuras de acero. Mexico, D.F. Mexico. Editorial alfaomega.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES. (2016). Manual de Puentes. Lima. Perú.
- MORALES, Roberto. Diseño en concreto armado. Lima. Perú.
- OBANDO, Walter. (2014). Gestión de transitabilidad urbana. Perú.
- RODADO, Juan (2015) Comportamiento y optimización de puentes atirantados continuos. (tesis de doctorado) España. Universidad Politécnica de Madrid. Recuperado de: <http://oa.upm.es/633/1/04199910.pdf>
- RODRIGUEZ, Arturo. (2014). Puentes con Aashto – LRFD. (7ma ed.) Peru.
- ROSSI, Alonso. (2007). La arquitectura de la ciudad. Barcelona. España: Editorial Gustavo Gili.
- STEINMANN, Davis y WARTSON, Silver. (2014). Puentes y sus constructores. Madrid,

- España. Editorial Turner.
- TAFUR, Leandro. (2015). Los factores del Clima en el diseño de edificaciones. México. Editorial Oveja Negra.
- TORRES, José. (2015). La importancia vial. México. Editorial Planeta.
- VASQUEZ, Luis. (2012). Pavimentos y transitabilidad. Bogotá. Colombia. Fondo Editorial de la Universidad Nacional de Colombia.
- VIDALÓN, Miguel. (2016). Puente atirantados: Diseño y plan constructivo. Quito. Ecuador. Ediciones Plantea.
- VILLOSLADA, Manuel. (2004). Análisis estructural de puentes atirantados, aplicación (tesis de pregrado) Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto.
- ZEGARRA, Luis. (2013). Análisis y diseño de puentes colgantes (tesis de maestría) Lima. Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado de: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1056/ZEGARRA_CIUERO_

ANEXOS

ANEXO 1:
MATRIZ DE CONSISTENCIA

Título: “Diseño de puente atirantado de 60 m. Sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas, 2018”			
Formulación del problema general	Hipótesis	Objetivos	Teorías relacionadas al tema
<p>PROBLEMA GENERAL ¿De qué manera el diseño de un Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan mejorará la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿De qué manera la topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas–2018? • ¿De qué manera el tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas–2018? • ¿De qué manera la mecánica de suelos de la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas–2018? • ¿De qué manera la hidrología de 	<p>HIPÓTESIS GENERAL El Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, es conforme al manual de construcción de puentes.</p> <p>HIPÓTESIS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • La topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, facilitarán el diseño constructivo del puentes • El tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, facilitarán el diseño constructivo del puente • La mecánica de suelos de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, facilitarán el diseño constructivo del puente • La hidrología de la zona de la 	<p>OBJETIVO GENERAL Diseñar el Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018, conforme al manual de construcción de puentes</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Evaluar la topografía de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas–2018 • Evaluar el tráfico de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas –2018 • Evaluar la mecánica de suelos de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas–2018 • Evaluar la hidrología de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas –2018. • Evaluar la geología de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas –2018. • Evaluar los factores ambientales de zona de la 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Puentes atirantados <ol style="list-style-type: none"> 1.1. Concepto de puente atirantado 1.2. Importancia de los puentes en el desarrollo urbano 1.3. Normas técnicas de los puentes atirantados 1.4. Características de los puentes atirantados 2. Transitabilidad urbana <ol style="list-style-type: none"> 2.1. Concepto de transitabilidad 2.2. Importancia de la transitabilidad urbana 2.3. Componentes de la transitabilidad urbana

<p>la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas-2018?</p> <ul style="list-style-type: none"> • ¿De qué manera la geología de la zona de la quebrada Pacchishpan es favorable para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas-2018? • ¿De qué manera los factores ambientales de zona de la quebrada Pacchishpan son favorables es para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, da acuerdo al manual de construcción de puentes • ¿Cómo son los elementos estructurales del diseño del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018? 	<p>quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, facilitarán el diseño constructivo del puente</p> <ul style="list-style-type: none"> • La geología de la zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, facilitarán el diseño constructivo del puente • Los factores ambientales de zona de la quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, facilitarán el diseño constructivo del puente • Los elementos estructurales del diseño del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, serán resistentes. 	<p>quebrada Pacchishpan para el diseño de un puente para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018, da acuerdo al manual de construcción de puentes</p> <ul style="list-style-type: none"> • Determinar los elementos estructurales para el diseño del Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018. 	
--	---	---	--

Diseño de la Investigación	Población y muestra	Variables de estudio			Instrumentos de recolección de datos
<p>TIPO DE INVESTIGACIÓN Descriptivo propositivo, transversal</p> <p>DISEÑO</p> <p>M → V1, V2</p> <p>Dónde: M : Muestra de la investigación V1 : Puente atirantado V2 : Transitabilidad</p>	<p>Población</p> <p>La población estará constituida por todos los elementos necesarios para elaborar la propuesta del diseño de un puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas.</p> <p>Muestra</p> <p>Se tendrá como unidad muestral a todos los elementos necesarios para determinar el diseño del puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan en la ciudad de Lamas, desde el punto de vista la ingeniería básica, las pruebas y ensayos de laboratorio</p>	<p>V1</p> <p>Puente atirantado</p>	<p>Dimensiones</p> <p>Ingeniería básica</p> <p>Proyecto de ingeniería</p>	<p>Indicadores</p> <ul style="list-style-type: none"> -Estudios topográficos -Hidrología e hidráulica de la zona. -Estudios geológicos y geotécnicos -Estudios de peligro sísmico -Estudios de impacto ambiental -Estudios de tráfico -Estudios complementarios -Estudios de trazo y diseño vial del acceso. -Clasificación del puente -Presentación del proyecto. -Consideraciones generales del proyecto -Cargas y factores de cargas -Especificaciones de los materiales. -Análisis estructural -Verificación de seguridad -Cimentaciones. -Superestructuras. -Requisitos para apoyos 	<p>Ficha de análisis</p>

		Transitabilidad	Diseño geométrico	<ul style="list-style-type: none"> •Análisis de la vía principal •Accesos •Veredas •Sistemas de drenaje •Relación con medio ambiente 	
			Diseño volumétrico	<ul style="list-style-type: none"> •Conteo de personas •Conteo de vehículos 	
			Eficiencia de la distribución	<ul style="list-style-type: none"> •Tráfico actual •Tráfico proyectado •Impacto por mayor frecuencia de personas •Impacto por mayor frecuencia de vehículos •Contaminación sonora •Contaminación del aire •Impacto en la gestión de residuos solidos 	

ANEXO 2:
ESTUDIO TOPOGRÁFICO

INFORME TOPOGRÁFICO

A.- INTRODUCCIÓN

1. GENERALIDADES

El presente levantamiento Topográfico, se realizó con fines de obtener resultados Perimétricos – Ubicación en coordenadas, para nuestro desarrollo de tesis. En la ciudad de Lamas, Provincia de Lamas. El cual se describe a continuación:

2. NOMBRE DEL PROYECTO

“Diseño de un puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejor la Transitabilidad en la ciudad de lamas 2018”

3. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL TERRENO

La Quebrabrada Pacchishpan está ubicada entre los barrios Munichis y Quilloallpa en el distrito de Lamas, Provincia de Lamas ubicada entre 310 y 814 msnm en el Departamento de San Martín, a 20 km de distancia de Tarapoto. La ciudad de Lamas tiene una extensión de 19,89 km² y una población total de 15 156 habitantes.



B.- ANTECEDENTES

Para la ejecución del levantamiento Topografico se contó con los siguientes materiales y personal:

01.- Topógrafo

02.- Ayudantes

Se utilizaron los siguientes equipos:

01.- Estación total TOP-COM

02.- Primas

01.-GPS Navegador (Garmin GPSMAP 76CSx)

01.- Libreta Topográfica

C.- METODOLOGÍA

1.- Descripción del terreno.

El terreno, materia del presente estudio es de forma regular y se apoya en una poligonal abierta y en una cerrada previamente levantadas y debido a las dimensiones del levantamiento las correcciones y compensaciones las realiza el propio equipo topográfico, verificándose esto en cada cambio de estación al tomar un punto como referencia posterior donde las coordenadas de la estación de inicio son las mismas.

A partir de cada uno de los vértices de la poligonal se realizan radiaciones para determinar la ubicación de los puntos de relleno y de detalle los cuales se guardan como coordenadas en la memoria de la estación total para ser descargados en formatos de texto el posterior desarrollo de los planos topográficos que se adjuntan al presente informe.

Se han ubicado 05 BM, 03 Estaciones, 2 Hitos, 01 Punto Final

PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
Est- 01	9290034.002	332744.001	767.983
BM-0	9290040.317	332746.106	767.431
Est- 02	9290061.828	332719.95	756.514
BM-01	9290042.208	332745.055	766.509
BM-02	9290022.481	332743.145	769.714
BM-03	79,9290072.248	332695.236	751.191

Est-03	80,9290070.468	332684.569	752.229
H-01	107,9290009.180	332730.493	771.538
H-02	195,9290062.378	332648.270	756.752
BM-04	229,9290067.427	332657.509	761.525
PF	270,9290125.759	332481.121	786.428

Fuente: Resultados del estudio topográfico

Los resultados del Estudio Topográfico son los entregables que se anexan (Planos).

2. OBJETIVO

- El levantamiento topográfico tiene como objetivo efectuar sobre el área perimetrada que corresponde a la quebrada pacchispan, Así mismo se encuentra como idea de proyecto en dicho plan la construcción de un puente sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas uniendo los barrios Munichis y Quilloallpa, y al mismo tiempo ser parte del recorrido turístico de los puquios de la ciudad, en ese sector se encuentran 3 puquios aproximadamente a 100 m. a la redonda del proyecto, el mismo que a la fecha no ha sido plasmada en un proyecto de inversión, dado que no existen estudios ni propuestas técnicas para hacer realidad este puente y así contribuir con el desarrollo local de Lamas, que beneficiaría a 12,434 habitantes de dicha ciudad y a los miles de turistas que llegan
- Obtención de datos e información de campo
- Procesamiento y verificación de la información obtenida de campo

3. METAS

- Elaboración de planos (planta, perfil y secciones)
- Trazo y replanteo de BMs situados en el Área del proyecto

4. TRABAJOS REALIZADOS

El reconocimiento de campo, se realizó con el propósito de ubicar el trazo de la vía principal, para así determinar las longitudes, características técnicas y determinación de las coordenadas. Se utilizó el equipo gps navegador, Para la georreferenciación de la zona perimetrada, y para el seccionamiento se utilizó una Estación Total partiendo de un punto referencial que es nuestro BM y así tomando secciones transversales mediante cambios de estaciones y puntos referenciales como hitos.

5. PANEL FOTOGRÁFICO.

Estacionamiento del Equipo para proceder al levantamiento Topográfico



BM- 1, Punto de referencia



Utilizamos el Prisma para obtener las coordenadas correspondientes del perímetro del terreno



Procedimos a realizar el cambio correspondiente de la estación para finalizar el levantamiento topográfico.



ANEXO 3:
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Granulometría Calicata 01 Muestra 01



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI-TARAPOTO- PERÚ

PROYECTO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	
TESISTA : FERNANDO ALONSO MUNOZ ACUNA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI	
UBICACIÓN: LAMAS - SAN MARTIN	
MUESTRA : CALICATA N°1 - M1	PERF: Cielo Abierto
MATERIAL: ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA	PROF. M: 1.00 - 3.00 M
PARA USO : TESIS	FECHA : MAYO DEL 2019

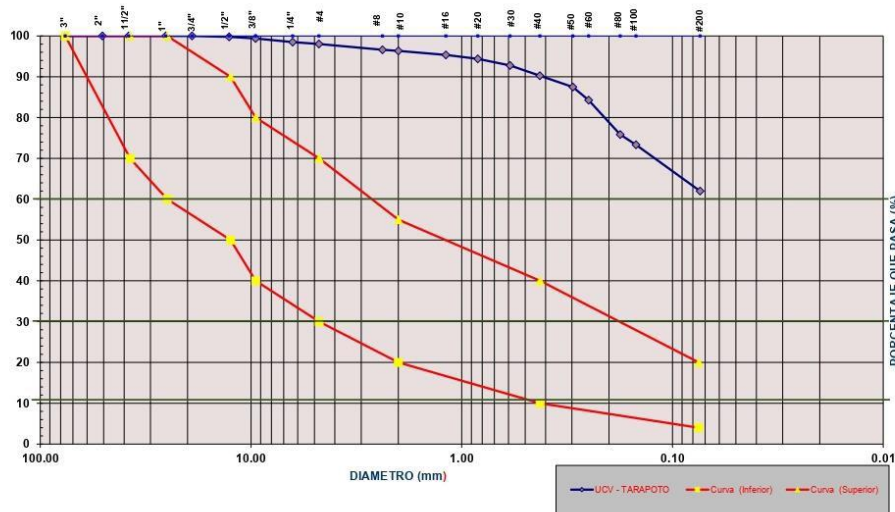
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

1000.00

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	
Ø	(mm)				
5"	127.00				Peso Inicial de la Muestra Seca Gr 1000.00
4"	101.60				Peso de la Muestra Después del Labado Gr 377.80
3"	76.20				Pérdida por Lavado Gr 622.20
2"	50.80				Error
1 1/2"	38.10				Descripción Muestra:
1"	25.40				Grupo : Suelo Fino
3/4"	19.050	0.00	0.00%	100.00%	Sub Grupo: Arcilla De mediana Plasticidad arenosa
1/2"	12.700	2.10	0.21%	99.79%	SUCS = CL AASHTO = A-6(5)
3/8"	9.525	4.20	0.42%	99.37%	LL = 34.97 WT =
1/4"	6.350	8.60	0.86%	98.51%	LP = 16.88 WT+SAL =
Nº 4	4.760	4.90	0.49%	98.02%	IP = 18.09 WSAL =
Nº 8	2.380	14.00	1.40%	96.62%	IG = WT+SDL =
Nº 10	2.000	2.70	0.27%	96.35%	D 90 = WSDL =
Nº 16	1.190	10.00	1.00%	95.35%	D 60 = 0.072 %ARC. = 62.22
Nº 20	0.840	9.40	0.94%	94.41%	D 30 = 0.041 Cc = 1.15
Nº 30	0.590	16.40	1.64%	92.77%	D 10 = 0.020 Cu = 3.54
Nº 40	0.426	25.00	2.50%	90.27%	Observaciones :
Nº 50	0.297	27.70	2.77%	87.50%	
Nº 60	0.250	32.10	3.21%	84.29%	
Nº 80	0.177	64.40	6.44%	77.85%	
Nº 100	0.149	45.10	4.51%	73.34%	
Nº 200	0.074	111.20	11.12%	62.22%	
Fondo	0.01	622.20	62.22%	0.00%	
PESO INICIAL	1000.00				

Arcilla de mediana plasticidad amosa de color marron claro de mediana plasticidad con 62.22% de finos (Que pasa la malla Nº 200), Lim. Liq= 34.97% e Ind.18.09%

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA



Piedras mayores 3"								
Clasificación - ASTM	GRAVA		QUEBRADA	ARENA	FINA	LIMO	ARCILLA	
Clasificación - AASHTO	GRANIA QUEBRADA	GRANIA VEDA	GRANIA FINA	ARENA QUEBRADA	ARENA FINA	LIMO	ARCILLA	

Humedad Natural Calicata 01 Muestra 01



PROYECTO :	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN :	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M1		
MATERIAL :	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA		
PARA USO :	TESIS	PROF.MUESTRA:	1.00 - 3.00 M
PERF. :	Cielo Abierto	FECHA :	MAYO DEL 2019

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	105.88	103.92	105.89	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220 .
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	390.62	391.50	399.32	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	323.89	324.58	332.66	grs.	
PESO DEL AGUA	66.73	66.92	66.66	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	218.01	220.66	226.77	grs.	
% DE HUMEDAD	30.61	30.33	29.40	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	30.11			%	

OBSERVACIONES:

Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

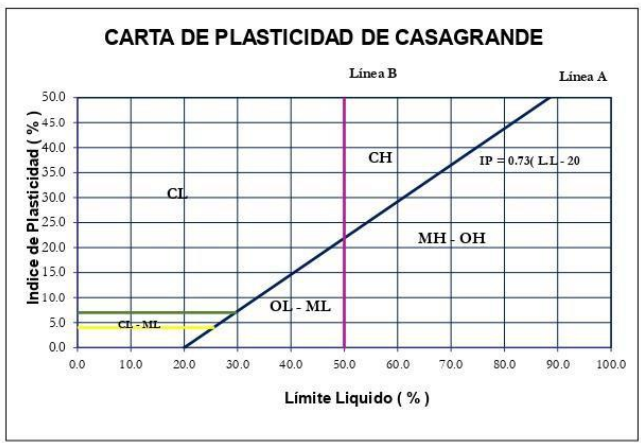
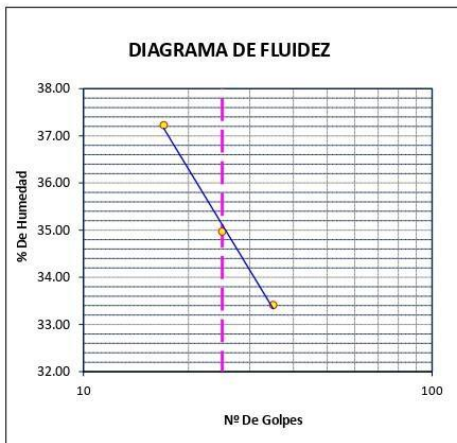
Límite de consistencia Calicata 01 Muestra 01

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES ♦
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO - CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ

PROYECTO:	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"				
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI				
UBICACIÓN:	LAMAS - SAN MARTIN				
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M1	PERFORACIÓN:	Cielo Abierto		
MATERIAL :	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA	P ROF. M:	1.00 - 3.00 M		
PARA USO:	TESIS	FECHA :	MAYO DEL 2019		

LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD	LIMITE LIQUIDO
PESO DE LATA	32.03	30.70	31.08	grs.	$LL = w^n \left(\frac{N^o G}{25} \right)^{0.121}$
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	78.44	78.83	80.67	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	65.85	66.36	68.25	grs.	
PESO DEL AGUA	12.59	12.47	12.42	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	33.82	35.66	37.17	grs.	
% DE HUMEDAD	37.23	34.97	33.41	%	
NUMERO DE GOLPES	17	25	35	N°G	LL = 34.97



LIMITE PLASTICO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD
PESO DE LATA	30.76	30.67	30.68	grs.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	73.34	61.95	59.57	grs.
PESO DEL SUELO SECO + LATA	65.95	58.33	55.47	grs.
PESO DEL AGUA	7.39	3.62	4.10	grs.
PESO DEL SUELO SECO	35.19	27.66	24.79	grs.
% DE HUMEDAD	21.00	13.09	16.54	%
% PROMEDIO		16.88		N°G

LIMITE DE CONTRACCIÓN	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	IP	SUSC	AASSTO
	34.97	16.88	18.09	CL	A-6(5)

Granulometría Calicata 01 Muestra 02



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



PROYECTO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	
TESISTA: FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUNA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI	
UBICACIÓN: LAMAS - SAN MARTIN	
MUESTRA: CALICATA N°1 - M2	PERF: Cielo Abierto
MATERIAL: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	PROF. M: 1.00 - 3.00 M
PARA USO: TESIS	FECHA: MAYO DEL 2019

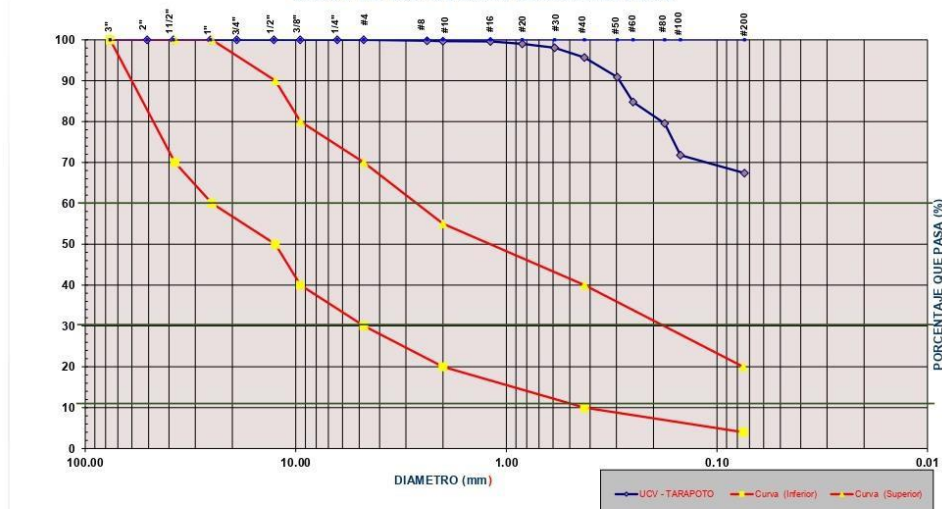
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

1000.00

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa
5"	127.00			
4"	101.60			
3"	76.20			
2"	50.80			
1 1/2"	38.10			
1"	25.40			
3/4"	19.050			
1/2"	12.700			
3/8"	9.525			
1/4"	6.350			
Nº 4	4.760	0.00	0.00%	100.00%
Nº 8	2.380	0.17	0.02%	99.98%
Nº 10	2.000	0.05	0.01%	99.98%
Nº 16	1.190	0.57	0.06%	99.92%
Nº 20	0.840	0.66	0.07%	99.86%
Nº 30	0.590	1.31	0.13%	99.72%
Nº 40	0.426	1.40	0.14%	99.58%
Nº 50	0.297	1.25	0.13%	99.46%
Nº 60	0.250	1.70	0.17%	99.29%
Nº 80	0.177	1.19	0.12%	99.17%
Nº 100	0.149	0.85	0.09%	99.09%
Nº 200	0.074	3.02	0.30%	98.78%
Fondo	0.01	987.83	98.78%	100.00%
PESO INICIAL	1000.00	100.00%	100.00%	0.00%

Peso Inicial de la Muestra Seca	Gr	1000.00	
Peso de la Muestra Después del Labado	Gr	12.17	
Pérdida por Lavado	Gr	987.83	
Error			
Descripción Muestra:			
Grupo	: Suelo Fino		
Sub Grupo	: Limo de baja plasticidad		
SUCS =	CH	AASHTO = A-7.5(40)	
LL	= 64.04	WT	=
LP	= 31.00	WT+SAL	=
IP	= 33.04	WSAL	=
IG	=	WT+SDL	=
		WSDL	=
D 90 =		%ARC.	= 98.78
D 60 =	0.049	%ERR.	=
D 30 =	0.029	Cc	= 1.08
D 10 =	0.016	Cu	= 2.97
Observaciones:			
Arcilla de Alta plasticidad color Crs con Manchas naranjas con 98.78% de finos (Que pasa la malla Nº 200). Lim. Liq = 64.04% e Ind. 33.04%			

CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA



Piedras mayores 3"		GRAVA		GRUESA	FINA	ARENA	FINA	LIMO	ARCILLA
Clasificación - ASTM		GRAVA		GRUESA	FINA	ARENA	FINA	LIMO	ARCILLA
Clasificación - AASHTO		GRUESA GRUESA	GRUESA VEDA	GRUESA FINA	ARENA GRUESA	ARENA FINA	LIMO	ARCILLA	

Humedad Natural Calicata 01 Muestra 02



PROYECTO :	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN :	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M2		
MATERIAL :	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD		
PARA USO :	TESIS	PROF.MUESTRA:	1.00 - 3.00 M
PERF. :	Cielo Abierto	FECHA :	MAYO DEL 2019

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	105.90	103.90	105.90	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	390.60	391.20	399.20	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	323.10	323.90	331.50	grs.	
PESO DEL AGUA	67.50	67.30	67.70	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	217.20	220.00	225.60	grs.	
% DE HUMEDAD	31.08	30.59	30.01	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	30.56			%	

OBSERVACIONES:

Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

Límite de consistencia Calicata 01 Muestra 02

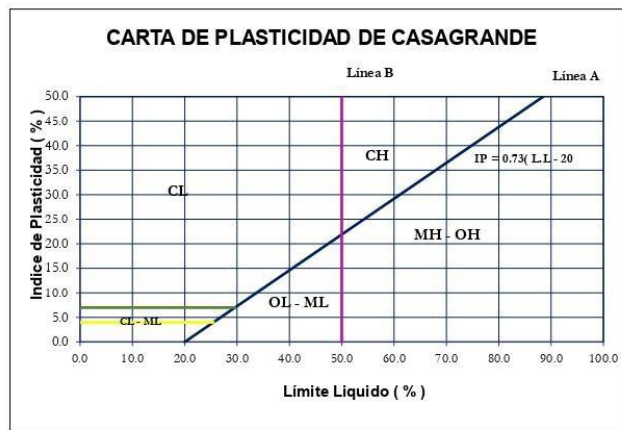
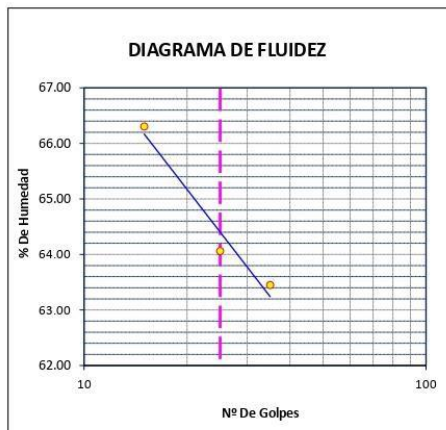


UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ

PROYECTO:	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN:	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M2	PERFORACIÓN:	Cielo Abierto
MATERIAL :	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	P ROF. M:	1.00 - 3.00 M
PARA USO:	TESIS	FECHA :	MAYO DEL 2019

LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD	LIMITE LIQUIDO
PESO DE LATA	25.08	30.41	31.50	grs.	$LL = w^n \left[\frac{N^\circ G}{25} \right]^{0.121}$
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	40.33	53.28	45.72	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	34.25	44.35	40.20	grs.	
PESO DEL AGUA	6.08	8.93	5.52	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	9.17	13.94	8.70	grs.	
% DE HUMEDAD	66.30	64.06	63.45	%	
NUMERO DE GOLPES	15	25	35	N°G	L.L = 64.06



LIMITE PLASTICO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD
PESO DE LATA	30.74	30.77	31.07	grs.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	58.42	69.40	73.65	grs.
PESO DEL SUELO SECO + LATA	51.81	60.16	63.74	grs.
PESO DEL AGUA	6.61	9.24	9.91	grs.
PESO DEL SUELO SECO	21.07	29.39	32.67	grs.
% DE HUMEDAD	31.37	31.44	30.33	%
% PROMEDIO	31.05			N°G

LIMITE DE CONTRACCIÓN	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	IP	SUSC	AASSTO
	64.06	31.05	33.01	CH	A-7-5(40)

OBSERVACIONES:

Granulometría Calicata 01 Muestra 03



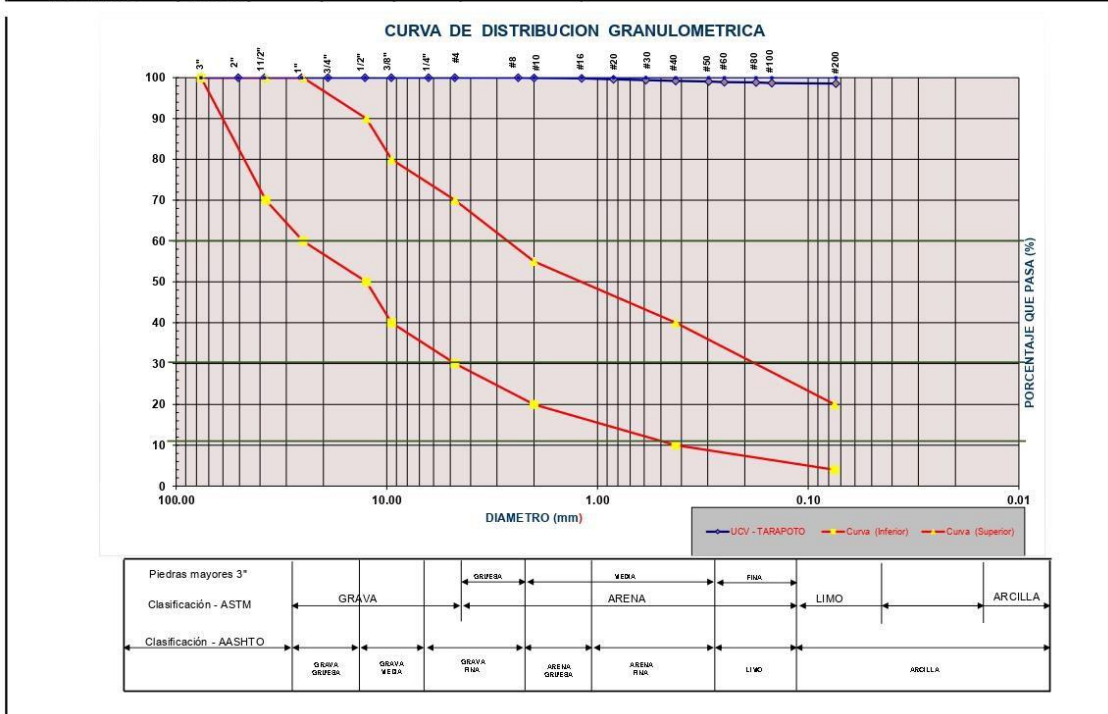
UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI -TARAPOTO- PERÚ

PROYECTO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	
TESISTA: FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUNA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI	
UBICACIÓN: LAMAS - SAN MARTIN	
MUESTRA: CALICATA N°1 - M3	
MATERIAL: LIMO DE BAJA PLASTICIDAD	PERF: Cielo Abierto
PARA USO: TESIS	PROF. M: 1.00 - 3.00 M
	FECHA: MAYO DEL 2019

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

1000.00

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Peso Inicial de la Muestra Seca	Gr	1000.00
5"	127.00				Peso de la Muestra Despues del Labado	Gr	19.60
4"	101.60				Perdida por Lavado	Gr	980.40
3"	76.20				Error		
2"	50.80				Descripción Muestra:		
1 1/2"	38.10				Grupo : Suelo Fino		
1"	25.40				Sub Grupo: Limo de baja plasticidad		
3/4"	19.050				SUCS = ML AASHTO = A-4(8)		
1/2"	12.700				LL =	37.51	WT =
3/8"	9.525				LP =	32.39	WT+SAL =
1/4"	6.350				IP =	5.12	WSAL =
Nº 4	4.760	0.00	0.00%	100.00%	IG =		WT+SDL =
Nº 8	2.380	0.80	0.08%	99.92%	D 90 =		%ARC =
Nº 10	2.000	0.70	0.07%	99.85%	D 60 =	0.049	%ERR =
Nº 16	1.190	2.60	0.26%	0.41%	D 30 =	0.030	Cc =
Nº 20	0.840	1.90	0.19%	0.60%	D 10 =	0.017	Cu =
Nº 30	0.590	1.80	0.18%	0.78%	Observaciones:		
Nº 40	0.426	1.50	0.15%	0.93%	Limo de baja plasticidad color gris claro con 98.04% de finos (Que pasa la malla Nº 200), Lim. Líq. = 37.51% e Ind. 5.12%		
Nº 50	0.297	1.50	0.15%	1.08%			
Nº 60	0.250	0.80	0.08%	1.16%			
Nº 80	0.177	1.60	0.16%	1.32%			
Nº 100	0.149	1.20	0.12%	1.44%			
Nº 200	0.074	5.20	0.52%	1.96%			
Fondo	0.01	980.40	98.04%	100.00%			
PESO INICIAL	1000.00						



Humedad Natural Calicata 01 Muestra 03



PROYECTO :	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN :	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M3		
MATERIAL :	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD		
PARA USO :	TESIS	PROF.MUESTRA:	1.00 - 3.00 M
PERF. :	Cielo Abierto	FECHA :	MAYO DEL 2019

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	105.85	103.92	105.94	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220 .
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	392.00	393.00	395.00	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	325.00	322.00	330.00	grs.	
PESO DEL AGUA	67.00	71.00	65.00	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	219.15	218.08	224.06	grs.	
% DE HUMEDAD	30.57	32.56	29.01	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	30.71			%	

OBSERVACIONES:

Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

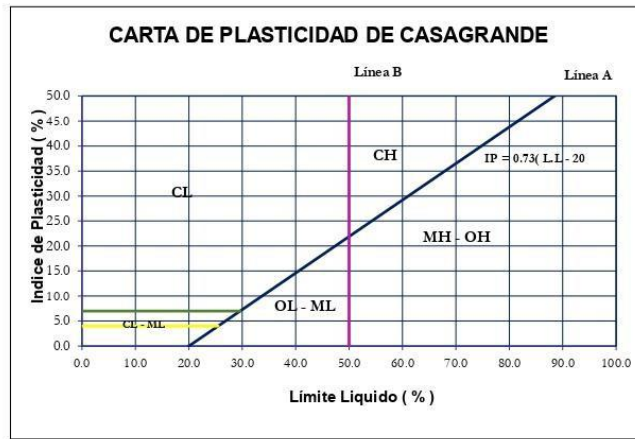
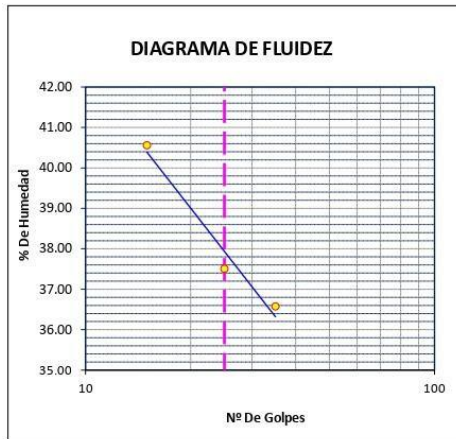
Límite de consistencia Calicata 01 Muestra 03



PROYECTO:	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN:	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°1 - M3	PERFORACIÓN:	Cielo Abierto
MATERIAL :	LIMO DE BAJA PLASTICIDAD	P ROF. M:	1.00 - 3.00 M
PARA USO:	TESIS	FECHA :	MAYO DEL 2019

LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD	LIMITE LIQUIDO
PESO DE LATA	25.08	24.97	25.01	grs.	$LL = w^n \left(\frac{N^o G}{25} \right)^{0.121}$
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	48.16	54.96	65.97	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	41.50	46.78	55.00	grs.	
PESO DEL AGUA	6.66	8.18	10.97	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	16.42	21.81	29.99	grs.	
% DE HUMEDAD	40.56	37.51	36.58	%	
NUMERO DE GOLPES	15	25	35	N°G	L.L = 37.51



LIMITE PLASTICO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD
PESO DE LATA	31.13	30.93	31.60	grs.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	69.78	67.93	68.51	grs.
PESO DEL SUELO SECO + LATA	60.19	58.78	59.71	grs.
PESO DEL AGUA	9.59	9.15	8.80	grs.
PESO DEL SUELO SECO	29.06	27.85	28.11	grs.
% DE HUMEDAD	33.00	32.85	31.31	%
% PROMEDIO	32.39			N°G

LIMITE DE CONTRACCIÓN	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	IP	SUSC	AASSTO
	37.51	32.39	5.12	ML	A-4(8)

OBSERVACIONES:

Granulometría Calicata 02 Muestra 01

UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI-TARAPOTO- PERÚ

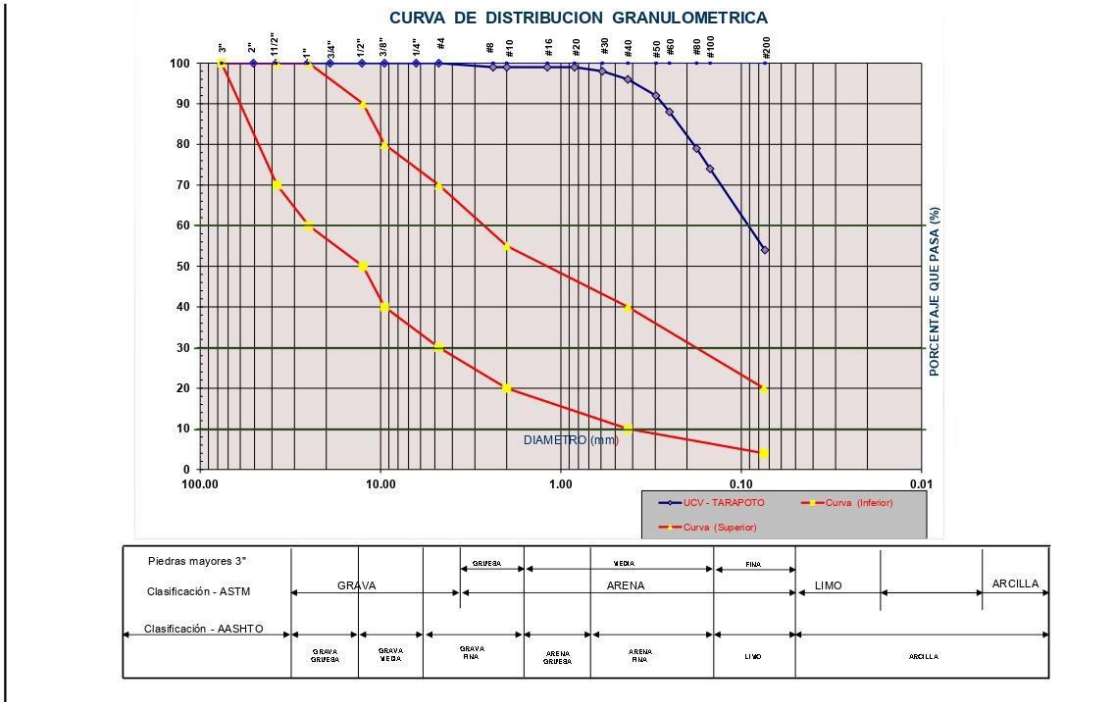
PROYECTO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	
TESISTA : FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUNA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI	
UBICACIÓN: LAMAS - SAN MARTIN	
MUESTRA : CALICATA N°2	PERF: Cielo Abierto
MATERIAL : ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA	PROF. M: 1.00 - 3.00 M
PARA USO : TESIS	FECHA : MAYO DEL 2019

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

1000.00

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	
Ø	(mm)				
5"	127.00				
4"	101.60				
3"	76.20				
2"	50.80				
1 1/2"	38.10				
1"	25.40				
3/4"	19.050				
1/2"	12.700				
3/8"	9.525				
1/4"	6.350	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 4	4.760	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
N° 8	2.380	0.50	0.05%	0.05%	99.95%
N° 10	2.000	0.40	0.04%	0.09%	99.91%
N° 16	1.190	2.60	0.26%	0.35%	99.65%
N° 20	0.840	5.50	0.55%	0.90%	99.10%
N° 30	0.590	7.20	0.72%	1.62%	98.38%
N° 40	0.426	23.10	2.31%	3.93%	96.07%
N° 50	0.297	41.00	4.10%	8.03%	91.97%
N° 60	0.250	37.90	3.79%	11.82%	88.18%
N° 80	0.177	89.30	8.93%	20.75%	79.25%
N° 100	0.149	54.40	5.44%	26.19%	73.81%
N° 200	0.074	194.00	19.40%	45.59%	54.41%
Fondo	0.01	544.10	54.41%	100.00%	0.00%
PESO INICIAL	1000.00				

Peso Inicial de la Muestra Seca	Gr	1000.00	
Peso de la Muestra Después del Lavado	Gr	455.90	
Pérdida por Lavado	Gr	544.10	
Error			
Descripción Muestra:			
Grupo	: Suelo Fino		
Sub Grupo:	Arcilla arenosa		
SUCS =	CL	AASHTO =	
LL	= 31.63	WT	=
LP	= 15.99	WT+Sal	=
IP	= 15.64	WSAL	=
IG	=	WT+SDL	=
		WSDL	=
D 90	=	%ARC.	= 54.41
D 60	= 0.096	%ERR.	=
D 30	= 0.045	Cc	= 0.99
D 10	= 0.022	Cu	= 4.39
Observaciones :			
Arcilla arenosa semi compacta de color gris oscuro de mediana plasticidad con 54.41% de finos (Que pasa la malla N° 200), Lim. Liq= 31.63% e Ind.15.64%			



Humedad Natural Calicata 02 Muestra 01



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES ♣
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI-TARAPOTO- PERÚ



PROYECTO :	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN :	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°2		
MATERIAL :	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA		
PARA USO :	TESIS	PROF.MUESTRA:	1.00 - 3.00 M
PERF. :	Cielo Abierto	FECHA :	MAYO DEL 2019

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	100.10	94.40	99.40	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220 .
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	481.00	514.50	466.70	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	429.00	456.70	416.40	grs.	
PESO DEL AGUA	52.00	57.80	50.30	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	328.90	362.30	317.00	grs.	
% DE HUMEDAD	15.81	15.95	15.87	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	15.88			%	

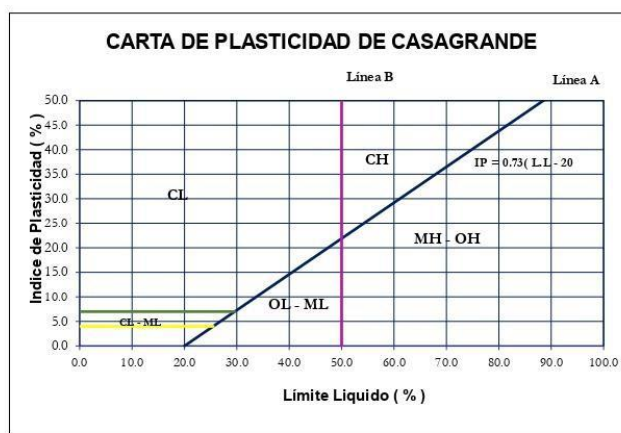
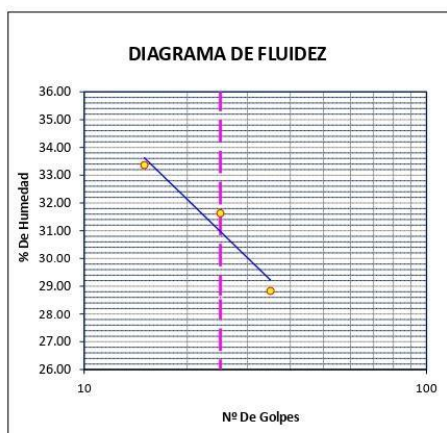
Límite de consistencia Calicata 02 Muestra 01



PROYECTO:	"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
UBICACIÓN:	LAMAS - SAN MARTIN		
MUESTRA :	CALICATA N°2	PERFORACIÓN:	Cielo Abierto
MATERIAL :	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD ARENOSA	P ROF. M:	1.00 - 3.00 M
PARA USO:	TESIS	FECHA :	MAYO DEL 2019

LIMITE LIQUIDO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD	LIMITE LIQUIDO
PESO DE LATA	31.52	30.29	30.70	grs.	$LL = w^n \left[\frac{N^o G}{25} \right]^{0.121}$
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	61.26	58.80	58.27	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	53.82	51.95	52.10	grs.	
PESO DEL AGUA	7.44	6.85	6.17	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	22.30	21.66	21.40	grs.	
% DE HUMEDAD	33.36	31.63	28.83	%	
NUMERO DE GOLPES	15	25	35	N°G	



LIMITE PLASTICO : ASTM D - 4318

LATA	1	2	3	UNIDAD
PESO DE LATA	14.34	14.35	19.80	grs.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	37.58	38.52	43.63	grs.
PESO DEL SUELO SECO + LATA	34.29	35.10	40.52	grs.
PESO DEL AGUA	3.29	3.42	3.11	grs.
PESO DEL SUELO SECO	19.95	20.75	20.72	grs.
% DE HUMEDAD	16.49	16.48	15.01	%
% PROMEDIO		15.99		N°G

LIMITE DE CONTRACCIÓN	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	IP	SUSC	AASSTO
	31.63	15.99	15.63	CL	A-6(5)

Corte Directo Calicata 01



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI-TARAPOTO- PERÚ

PROYECTO : "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"
TESISTA : FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI
UBICACIÓN : LAMAS - SAN MARTIN
FECHA : MAYO DEL 2019 **CALICATA:** C - 01

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Sondaje : C-01

Profundidad : 0.40 - 3.00 m
 Estado : INALTERADO

Velocidad : 0.5 mm/min
 Clasificación SUCS: CL-ML

ESPECIMEN 1

Altura: 20.01 mm
Lado: 60.02 mm
D. Seca: 1.47 gr/cm³
Humedad: 20.51 %
Esf. Normal : 0.56 kg/cm²
Esf. Corte: 0.52 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.01 mm
Lado: 60.02 mm
D. Seca: 1.47 gr/cm³
Humedad: 20.51 %
Esf. Normal : 1.11 kg/cm²
Esf. Corte: 0.64 kg/cm²

ESPECIMEN 3

Altura: 20.01 mm
Lado: 60.02 mm
D. Seca: 1.47 gr/cm³
Humedad: 20.51 %
Esf. Normal : 1.67 kg/cm²
Esf. Corte: 0.76 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.21
0.06	0.13	0.24
0.12	0.15	0.27
0.18	0.18	0.33
0.30	0.22	0.39
0.45	0.25	0.45
0.60	0.27	0.48
0.75	0.29	0.51
0.90	0.32	0.58
1.05	0.34	0.61
1.20	0.38	0.67
1.50	0.40	0.70
1.80	0.42	0.73
2.10	0.44	0.76
2.40	0.46	0.79
2.70	0.48	0.82
3.00	0.50	0.85
3.60	0.52	0.89
4.20	0.45	0.75
4.80	0.45	0.75
5.40	0.45	0.73
6.00	0.45	0.73

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.14	0.13
0.06	0.17	0.16
0.12	0.19	0.17
0.18	0.23	0.21
0.30	0.27	0.24
0.45	0.31	0.28
0.60	0.34	0.30
0.75	0.36	0.32
0.90	0.39	0.35
1.05	0.42	0.37
1.20	0.47	0.41
1.50	0.50	0.43
1.80	0.52	0.46
2.10	0.55	0.48
2.40	0.57	0.50
2.70	0.60	0.51
3.00	0.62	0.53
3.60	0.64	0.54
4.20	0.56	0.47
4.80	0.56	0.46
5.40	0.54	0.45
6.00	0.56	0.45

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.17	0.10
0.06	0.22	0.13
0.12	0.23	0.14
0.18	0.29	0.17
0.30	0.32	0.19
0.45	0.37	0.22
0.60	0.40	0.24
0.75	0.43	0.25
0.90	0.46	0.27
1.05	0.50	0.30
1.20	0.55	0.33
1.50	0.59	0.35
1.80	0.63	0.37
2.10	0.67	0.39
2.40	0.69	0.40
2.70	0.71	0.41
3.00	0.73	0.42
3.60	0.76	0.43
4.20	0.68	0.38
4.80	0.66	0.37
5.40	0.64	0.35
6.00	0.66	0.36

OBSERVACIONES: La muestra ha sido recolectado según normas que se rigen en el ambito nacional.

Corte Directo Calicata 02



PROYECTO : "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"
TESISTA : FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI
UBICACIÓN : LAMAS - SAN MARTIN
FECHA : MAYO DEL 2019 **CALICATA:** C - 02

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Sondaje : C-02

Profundidad : 0.40 - 3.00 m

Velocidad : 0.5 mm/min

Estado : INALTERADO

Clasificación SUCS: CL

ESPECIMEN 1

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.38 gr/cm³
Humedad: 19.71 %
Esf. Normal : 0.56 kg/cm²
Esf. Corte: 0.65 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.38 gr/cm³
Humedad: 19.71 %
Esf. Normal : 1.11 kg/cm²
Esf. Corte: 0.76 kg/cm²

ESPECIMEN 3

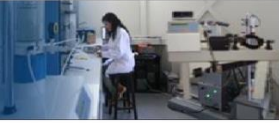
Altura: 20.00 mm
Lado : 60.00 mm
D. Seca: 1.38 gr/cm³
Humedad: 19.71 %
Esf. Normal : 1.67 kg/cm²
Esf. Corte: 0.87 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.10	0.17
0.06	0.13	0.24
0.12	0.17	0.30
0.18	0.20	0.36
0.30	0.22	0.39
0.45	0.24	0.42
0.60	0.27	0.48
0.75	0.31	0.55
0.90	0.32	0.58
1.05	0.35	0.62
1.20	0.38	0.67
1.50	0.42	0.73
1.80	0.45	0.79
2.10	0.49	0.85
2.40	0.51	0.89
2.70	0.55	0.95
3.00	0.59	1.01
3.60	0.61	1.04
4.20	0.64	1.07
4.80	0.65	1.07
5.40	0.63	1.04
6.00	0.64	1.04

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.15	0.13
0.06	0.19	0.17
0.12	0.23	0.20
0.18	0.26	0.23
0.30	0.28	0.25
0.45	0.31	0.27
0.60	0.34	0.30
0.75	0.38	0.33
0.90	0.41	0.36
1.05	0.44	0.38
1.20	0.47	0.41
1.50	0.50	0.44
1.80	0.54	0.47
2.10	0.58	0.50
2.40	0.60	0.52
2.70	0.64	0.55
3.00	0.68	0.58
3.60	0.71	0.60
4.20	0.74	0.62
4.80	0.76	0.63
5.40	0.73	0.60
6.00	0.74	0.60

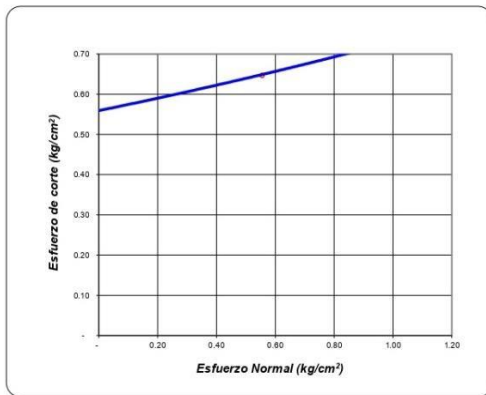
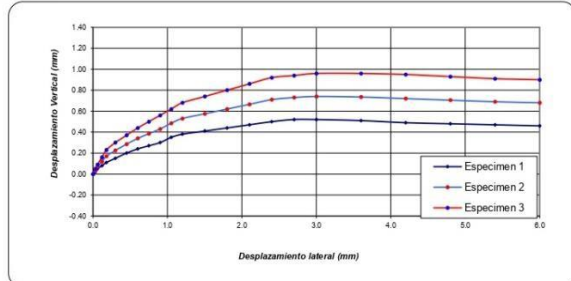
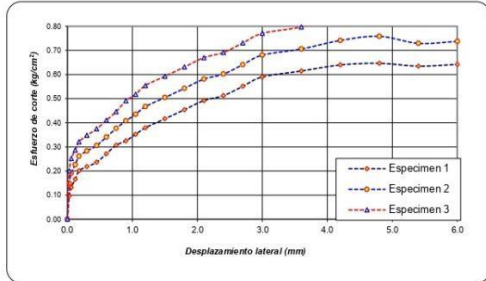
Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.20	0.12
0.06	0.25	0.15
0.12	0.29	0.17
0.18	0.32	0.19
0.30	0.35	0.21
0.45	0.37	0.22
0.60	0.41	0.24
0.75	0.45	0.26
0.90	0.49	0.29
1.05	0.52	0.31
1.20	0.55	0.33
1.50	0.59	0.35
1.80	0.63	0.37
2.10	0.67	0.39
2.40	0.69	0.40
2.70	0.73	0.42
3.00	0.77	0.44
3.60	0.80	0.45
4.20	0.84	0.47
4.80	0.87	0.48
5.40	0.82	0.45
6.00	0.83	0.45

OBSERVACIONES: La muestra ha sido recolectado según normas que se rigen en el ambito nacional.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	"DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD EN LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		
TESISTA :	FERNANDO ALONSO MUÑOZ ACUÑA Y ALEXIS WALDEMAR RUIZ GARDINI		
FECHA :	MAYO DEL 2019		
Sondaje :	C-02	Profundidad :	0.40 - 3.00 m
		Estado :	INALTERADO
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.65	0.76	0.87

RESULTADOS	
Cohesión (c):	0.20 kg/cm ²
Ang. Fricción (φ):	11 °
Capacidad Portante :	$q_u = 2/3 CN_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.50 \gamma_2 B N'_\gamma$
	0.80 Kg/cm²

ANEXO 4:
ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA ZONA DEL PROYECTO

Fluctuación de la temperatura

Año	ESTACION LAMAS	
	Temperatura máxima C°	Temperatura mínima C°
Enero	30.6	17
Febrero	30.6	17
Marzo	30.8	16
Abril	30.4	16
Mayo	30.8	16.8
Junio	30.4	15.2
Julio	29.8	16.8
Agosto	30.8	16.4
Septiembre	31.8	16.8
Octubre	31.6	16
Noviembre	31.8	16
Diciembre	32	16.4
Promedio anual		23.6

Fuente: SENAMHI

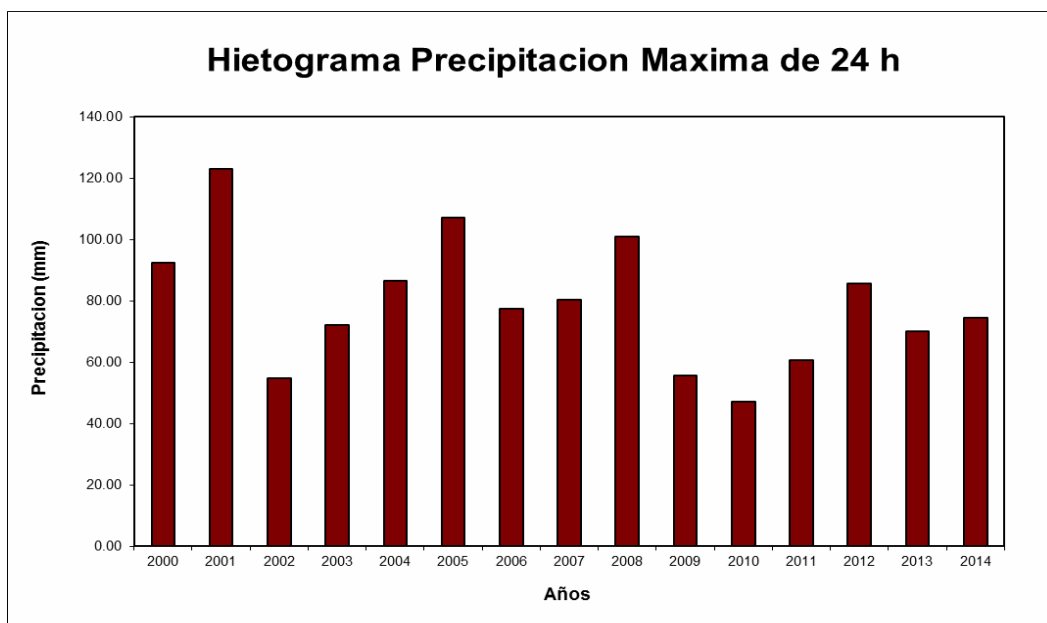
Registro histórico de las precipitaciones máximas diarias

Año	ESTACION LAMAS PPmax24h (mm)
2000	92.30
2001	123.00
2002	54.80
2003	72.00
2004	86.40
2005	107.20

2006	77.30
2007	80.50
2008	101.10
2009	55.60
2010	47.10
2011	60.70
2012	85.70
2013	70.00
2014	74.60
Promedio	79.22

Fuente: SENAMHI

.Precipitación máxima diaria, estación Lamas



Fue
nte:
SE
NA
MH
I

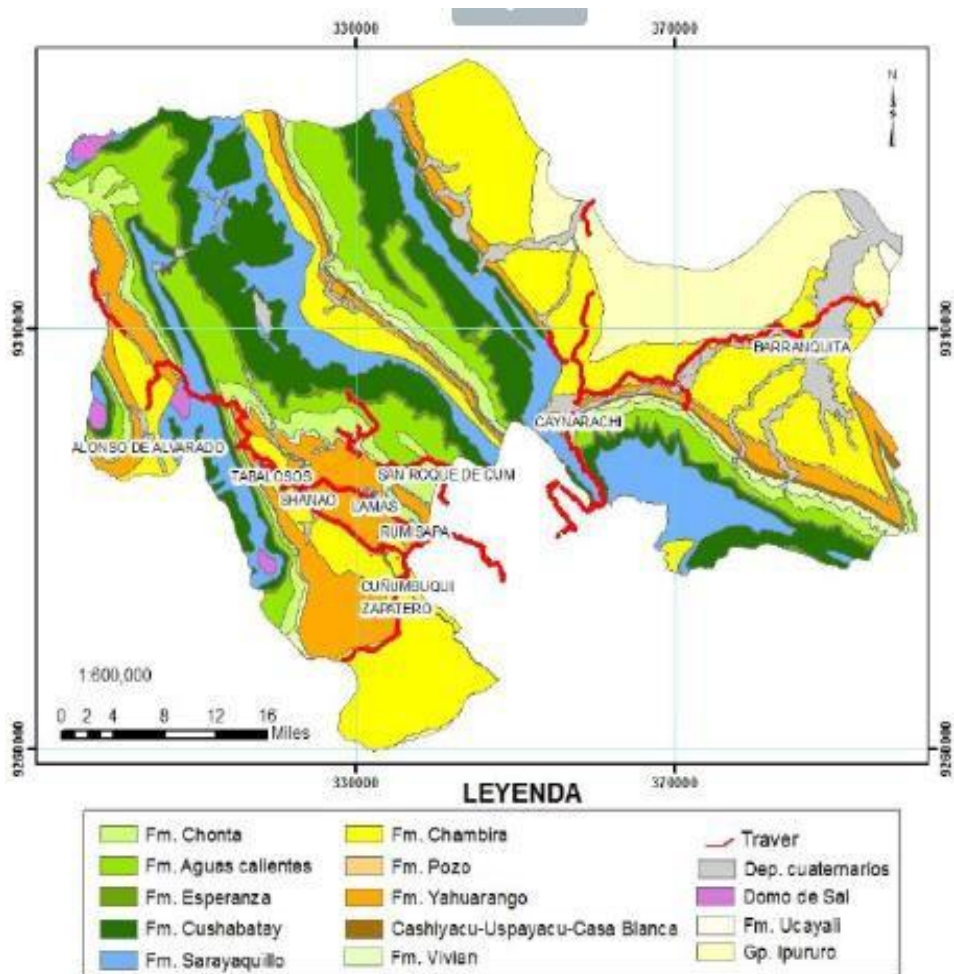
Pre
cipi
taci
ón
de

la zona promedio años 2000-2014

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jun	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Total anual
mm3	107.6	131.2	180.1	137.1	116.3	88.0	70.3	67.8	110.6	138.6	110.9	99.5	1,358.0

Fuente: SENAMHI

ANEXO 5:
ESTUDIO GEOLÓGICO



Mapa geológico de la Provincia de Lamas

Fuente: Proyecto “Desarrollo de capacidad para la Meso Zonificación Ecológica, Económica y Ordenamiento Territorial de la Provincia de Lamas”

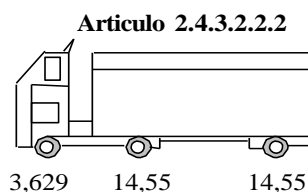
ANEXO 6:
DISEÑO ESTRUCTURAL

MEMORIA DE CÁLCULO DE PUENTE ATIRANTADO

LOSA DE PUENTE ATIRANTADO

SE CONSIDERA:

LUZ DEL PUENTE (L->mts)	60	m
SOBRECARGA VEHICULAR	HL-93	
NUMERO DE VÍAS	2	



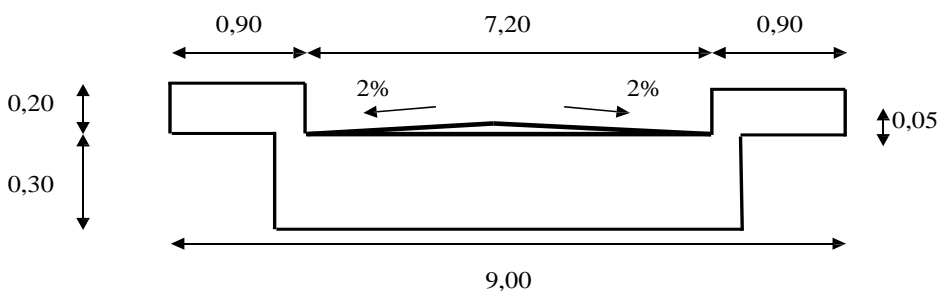
MATERIALES:

RESISTENCIA DEL CONCRETO (f'c)	280 Kg./cm ²	
FLUENCIA DEL ACERO (f'y)	4200 Kg./cm ²	
CARPETA ASFÁLTICA	0,05	m
DENSIDAD DEL CONCRETO	2400 Kg./cm ³	2.4 Tn/m ³ Artículo 2.4.2.1
DENSIDAD DEL ASFALTO	2200 Kg./cm ³	2.2 Tn/m ³
BOMBEO	2%	Artículo 2.1.4.3.4.1.1

A. PREDIMENSIONAMIENTO

LUZ DEL PUENTE	LUZ (L) =	60 m	
LUZ DEL TRAMO DE LOSA	LUZ (S) =	5 m	
ANCHO DE CALZADA		7,2 m	Artículo 2.4.3.2.1
PERALTE DE LOSA	$h = (S+3000)/30 =$	26,667 cm	= 30 cm

SE ASUME	h =	0,30	m
ANCHO DE VEREDA	b =	0,90	m
FRANJA BORDE	hb =	0,20	m



1. DISEÑO DE LOSA

METRADO DE CARGAS

b.1 Por Carga Muerta (Franja Interior de 1.00 m de ancho)

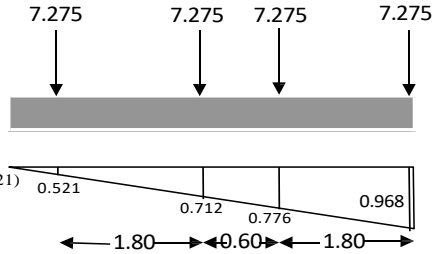
Peso Concreto =	2,40 Tn/m
W_{Dc} = 1 x 1 x 0,30 x 2,40 =	0,72 Tn.m
VDC = W(L)/2 =	1,80 Tn
MDC = W(L)²/8 =	2,25 Tn

Peso Asfalto = 2,20 Tn/m
 $WD_w = 0.05 \times 1 \times 2.20 = 0,11 \text{ Tn.m}$

$VD_w = W(L)/2 = 0,28 \text{ Tn}$
 $MD_w = W(L)^2/8 = 0,34 \text{ Tn}$

2. Carga Viva

A los 9.40 m se quita 0.30 m



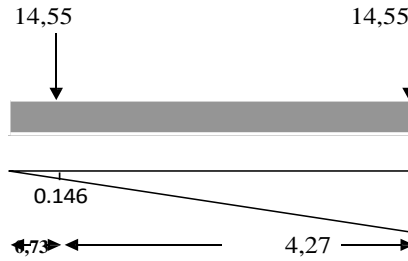
$RB = 7.275 \times (0.968 + 0.776 + 0.712 + 0.521)$

$RB = 21,66 \text{ Tn}$

*** Camión HL-93**

Tren

$R = 16,67 \text{ Tn}$

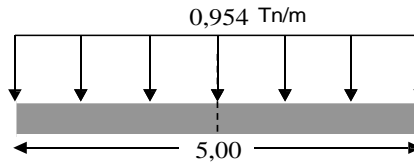


Carril

Artículo 2.4.3.2.2.4

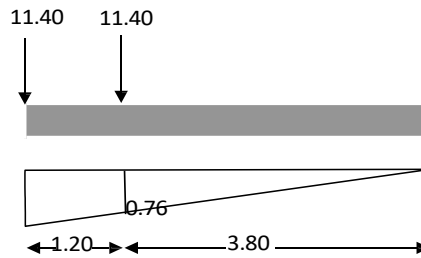
$V = WL/2$

$V = 2,385 \text{ Tn}$



*** Tandem**

$T_{\text{Tandem}} = 20,06 \text{ Tn}$



Factor de impacto

Tabla 2.4.3.3-1

$FI = 1 + IM/100$

$IM = 33\%$

$FI = 1,33$

$V_a = V_{\text{camion}}(1.33) + V_{\text{carril}}$

$$V_a = 24,56$$

$$V = V_{\text{tandem}}(1.33) + V_{\text{carril}}$$

$$V = 29,07$$

$$V_{\text{tandem}} > V_{\text{camion}}$$

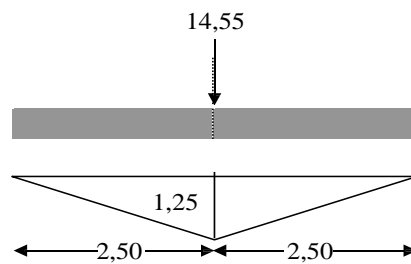
$$V_{LL} + IM = 29,07$$

Para momento

Carril

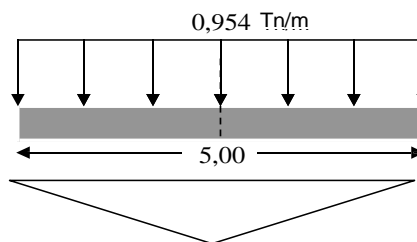
$$L/4 = 1,25$$

$$M = 18,19 \text{ Tn-m}$$



$$M = W(L)^2/8$$

$$M = 2,98 \text{ Tn-m}$$

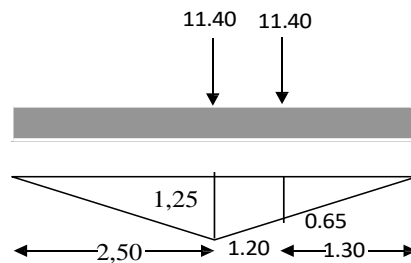


*** Tandem**

$$L/4 = 1,25$$

$$0,65$$

$$M = 21,66 \text{ Tn-m}$$



$$M_{\text{tandem}} = 21,66 \text{ Tn-m}$$

$$M_a = M_{\text{camion}}(1.33) + M_{\text{carril}}$$

$$M_a = 27,17$$

$$M = M_{\text{tandem}}(1.33) + M_{\text{carril}}$$

$$M = 31,79 \text{ Tn-m}$$

$$M_{\text{tandem}} > M_{\text{camion}}$$

$$M_{LL} + IM = 31,79 \text{ Tn-m}$$

3. Sección de factor de resistencia, para el estado límite de resistencia

Para flexion y traccion = ϕ 0.90 **Artículo 2.7.1.1.4.2a**
Corte y Torsion = ϕ 0.90

4.

	Resistencia	Servicio	Importancia	Artículo 2.3.2.3
Ductilidad nd	0,95	1,00	1,00	Artículo 2.3.2.4
Redundancia nr	0,95	1,00	1,00	Artículo 2.3.2.5
Importancia	0,95	1,00	1,00	
n=nd nr ni	0,95	1,00	1,00	

5. Combinación de cargas aplicable

Resistencia I) Estado Limite

$$U = n(1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM) + \gamma_{TG} TG) \quad \text{Artículo 2.4.5.3.1-2}$$

Servicio Estado Limite

$$U = 1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM) + 0.3(Ws + WL) + 1.00 FR$$

Fatiga Estado Limite

$$U = 0.75(LL + IM)$$

6. Calculo de los efectos de la carga viva

Franja interior

Artículo 2.6.4.2.3

DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO

$$l_m = 3.28084 \text{ pies}$$

L1 =	5 m	16,4042 pies
W1 =	7.66 m	25,1312 pies
W =	9.40 m	30,8399 pies
NL =	2	

1. Un Carril Cargado:

$$E = 10.0 + 5.0(L1 * W1)^{1/2}$$

$$E = 111,52 \text{ ''}$$

2. Dos o mas Carriles Cargados

$$E = 84.0 + 1.44(L1 * W1)^{1/2} \leq 12.0W/NL$$

$$E = 113,24 \leq 185,0394 \text{ ''}$$

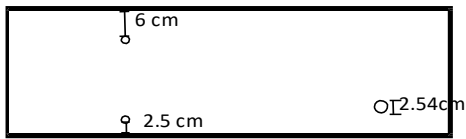
$$1 \text{ pulgada} = 0.0254 \text{ m}$$

$$E = 2,83 \text{ m}$$

$$VLL + IM = 29.07 / 2.83 = 10,26 \text{ Tn}$$

$$MLL + IM = 31.79/2.83 = 11,22 \text{ Tn - m}$$

7. Investigamos servicio



Recubrimiento : 2.5 cm
Tabla 2.9.1.5.5.3-1

$$d = 30 - (2.5 + 1.25)$$

$$d = 26,25 \text{ cm}$$

8. Ductilidad

$$n = n_d = n_r = n_i = 1.00$$

Resistencia

$$M_{interior} = 1.25 M_{Dc} + 1.50 M_{Dw} + 1.75 M_{LL} + IM$$

$$M_{interior} = 22,97 \text{ Tn - m}$$

Servicio

$$M_{interior} = 1.0 M_{Dc} + 1.0 M_{Dw} + 1.0 M_{LL} + IM$$

$$M_{interior} = 13,58 \text{ Tn - m}$$

9. Calculo aprox. De acero de refuerzo

$$f_s = 0.9 F_y$$

$$f_s = 3780 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0,875$$

$$A_s = M / f_s j d$$

$$A_s = 26,45 \text{ cm}^2$$

10. ACERO PRINCIPAL

$$\text{Diámetro a usar} = 1 \text{ ''}$$

$$\text{Área} = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$S = 19,28 \text{ cm}$$

$$S = 19 \text{ cm}$$

USAR: Ø 1 '' @ 19 cm.

11. ACERO DE DISTRIBUCIÓN

Artículo 2.9.1.4.6.3.2

$$\% = 1750/(S)^{1/2} \leq 50\%$$

$$\% = 0,18 \leq 50\%$$

$$\text{Asrepar} = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = 1/2 \text{ "}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$S = 27,87 \text{ cm}$$

$$S = 27 \text{ cm}$$

USAR: Ø	1/2	"	@	27	cm.
----------------	------------	----------	----------	-----------	------------

12. ACERO DE TEMPERATURA

Artículo 2.9.1.4.5.8

$$A_s = (1.30bh)/(2(b+h)f_y)$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60$$

$$b = 9 \text{ m} = 354,33 \text{ pul}$$

$$h = 0.30 \text{ m} = 11,81 \text{ pul}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 59,74 \text{ ksi}$$

$$A_s = 0,12 \text{ in}^2/\text{ft}$$

$$A_s = 2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Diámetro a usar} = 3/8 \text{ "}$$

$$\text{Área} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S = 26,97 \text{ cm}$$

$$S = 26 \text{ cm}$$

USAR: Ø	3/8	"	@	26	cm.
----------------	------------	----------	----------	-----------	------------

13. DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO FRANJA DE BORDE

$$E_{\text{borde}} = 0.90 + 0.40 + 2.93/4 \leq 2.93/2 \text{ ó } 1.80 \text{ m}$$

$$E_{\text{borde}} = 2,01 \text{ m} \leq 1.465 \text{ m ó } 1.80 \text{ m}$$

$$E_{\text{borde}} = 1,465 \text{ m}$$

14. MOMENTOS DE FLEXION POR CARGAS**A) Por Carga Muerta**

(Franja Interior de 1.00 m de ancho)

$$\text{Peso Concreto} = 2,40 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Dc} = 1 \times 1 \times 0.30 \times 2,40 = 0,72 \text{ Tn.m}$$

$$\text{Peso de baranda} = 0,07 \text{ Tn/m}$$

$$W_{\text{baranda}} = 0.07/1.465 = 0,05 \text{ Tn/m}$$

Artículo 2.1.4.3.4.2.4.2

$$WDC = 0.72 + 0.05 = 0,77 \text{ Tn}$$

$$MDC = W(L)^2/8 = 2,41 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Asfalto} = 2,20 \text{ Tn/m}$$

$$WDw = 0.11 \times (1.465 - 0.9) / 1.465 = 0,04 \text{ Tn.m}$$

$$MDw = W(L)^2/8 = 0,13 \text{ Tn}$$

B) Carga Viva

Para una línea de ruedas de tándem (crítico) y una porción tributaria de la carga de vía de 3.00m de ancho, de la Tabla APÉNDICE II-B con la consideración de carga dinámica (33%) en estado límite de Resistencia I, extraída del libro de Puentes del autor Msc. Ing. Arturo Rodriguez Serquén

$$MLL + IM = (0.5 \times 21.95 \times 1.33 + 2.93(0.30 + 0.265) / 3) / 1.465$$

$$MLL + IM = 10,34 \text{ Tn.m}$$

15. Momento positivo por cargas

Carga	M(+)	T-m	Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	2,41		1,25	1,00	0,00
DW	0,13		1,50	1,00	0,00
LL+IM	10,34		1,75	1,00	1,50

16 Combinación de cargas aplicable

Resistencia I) Estado Limite

$$U = n (1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)) \quad \text{Artículo 2.4.5.3.1-2}$$

Servicio I Estado Limite

$$U = n (1.00DC + 1.00 + 1.00(LL + IM))$$

Fatiga Estado Limite

$$U = n (1.50(LL + IM))$$

17. Ductilidad

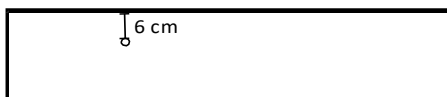
$$n = n_d = n_r = n_i = 1.00$$

Resistencia

$$M_{\text{interior}} = 1.25 MD_c + 1.50 MD_w + 1.75 M_{LL + IM}$$

$$M_{\text{interior}} = 21,31 \text{ Tn - m}$$

18. Calculo de acero



Recubrimiento : 2.5 cm
Tabla 2.9.1.5.5.3-1



$$d = 30 - (2.5 + 1.25)$$

$$d = 26,25 \text{ cm}$$

$$f_s = 0.9 F_y$$

$$f_s = 3780 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 0,875$$

$$A_s = M / f_s j d$$

$$A_s = 24,54 \text{ cm}^2$$

19. ACERO PRINCIPAL

$$\text{Diámetro a usar} = 1 \text{ "}$$

$$\text{Área} = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$S = 20,78 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

USAR: Ø 1 " @ 20 cm.

20. ACERO DE DISTRIBUCION

Artículo 2.9.1.4.6.3.2

$$\% = 1750 / (S)^{1/2} \leq 50\%$$

$$\% = 0,18 \leq 50\%$$

$$A_{s\text{repar}} = 4,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro a usar} = 1/2 \text{ "}$$

$$\text{Área} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$S = 30,04 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

USAR: Ø 1/2 " @ 30 cm.

VIGAS DE ACERO PUENTE ATIRANTADO

VIGUETA DEL PUENTE ATIRANTADO

Carga muerta

$$W_{Dc} = 1.4 \times 0.30 \times 2.40 = 1,01 \text{ Tn.m}$$

Sin incluir peso de la viga

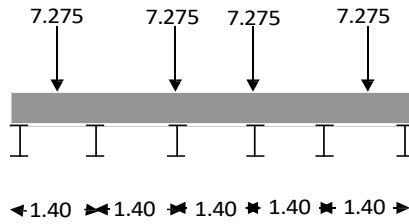
$$W_{Dw} = 0.05 \times 1.4 \times 2.20 = 0,15 \text{ Tn.m}$$

$$W_D = 1,16 \text{ Tn.m}$$

Carga Viva

$$WL = 7.275 \times (5/4)$$

$$WL = \mathbf{9,09 \text{ Tn}}$$



Carga Ultima

$$W_u = 1.25 \times WD$$

$$W_u = \mathbf{1,45 \text{ Tn/m}}$$

$$P_u = 1.5 \times WL$$

$$P_u = \mathbf{13,64 \text{ Tn}}$$

Momento Ultimo

$$MU = (1.45 \times (5)^2) / 8 + (13.64 \times 5) / 4$$

$$MU = \mathbf{21,59 \text{ Tn.m}}$$

$$\text{Donde } 1 \text{ Tn} \cdot \text{m} = 7.2328921848 \text{ Kip} \cdot \text{pie}$$

$$MU = \mathbf{156,16 \text{ Kip} \cdot \text{pie}}$$

De la Tabla 3-2 del AISC y de la columna de momentos del LRFD (M), se requiere una W12 x 30.

$$MU = \mathbf{162,00 \text{ Kip} \cdot \text{pie}}$$

Suponga el peso de la viga = 30 lb/pie

$$\text{Donde } 1 \text{ lb/pie} = 1,48816 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de Viga} = 44,64 \text{ Kg/m}$$

$$W_u = 1.25 \times (1.16 + 0.0446448)$$

$$W_u = \mathbf{1,51 \text{ Tn/m}}$$

$$P_u = 1.5 \times WL$$

$$P_u = \mathbf{13,64 \text{ Tn}}$$

Momento Ultimo

$$MU = (1.51 \times (5)^2) / 8 + (13.64 \times 5) / 4$$

$$MU = \mathbf{21,76 \text{ Tn.m}}$$

$$MU = 157,42 \text{ Kip - pie}$$

De la Tabla 3-2 del AISC

$$S_x = 1889,02$$

$$S_x = 37,78 \text{ in}^3$$

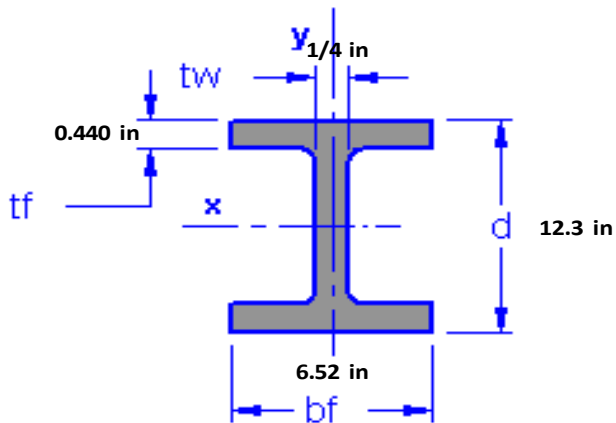
Sx	Seccion
38,4	W16x26
38,6	W12x30

$$A \text{ usar} = \text{W12x30}$$

$$\text{Área} = 56,71 \text{ cm}^2$$

USAR: W12x30

$$M_p = 162 > 157,42 \text{ Kip - pie} \quad \text{OK}$$



Calculo para los Pernos Conectores a la Losa

W12x30	Área =	56,71 cm ²
	d =	31,24 cm
	Tw =	0,64 cm

$$\text{Ancho efectivo } B_e = L/4 = 125,00 \text{ cm}$$

Suponemos $\Sigma Q_n = A \times F_y$

$$Q_n = 199334,10 \text{ Kg}$$

$$Q_n = 199,33 \text{ Tn}$$

$$1 \text{ kg} = 2.20462 \text{ lb}$$

$$Q_n = 439,46 \text{ Klb} \quad \text{o 440 Tabla 3-19 Manual AISC}$$

$$a \text{ requerido} = \Sigma Q_n / 0.85f_c \times b_e$$

$$a = 6,70 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$a = 2,99 \text{ pul}$$

$$Y2 = 7 - a/2$$

$$Y2 = 5,50 \text{ pul}$$

Mn por interpolacion de la tabla 3 - 19

$$384 + (0.00/0.50) \times (400 - 384)$$

$$384 \text{ klb - pie} > 157,42 \text{ klb - pie} \quad \text{ok}$$

Qn de la Tabla 3-21 del AISC = 18.3 klb

$$N_{pr} = \Sigma Q_n / Q_n$$

$$N_{pr} = 24,04 \text{ Pernos Conectores}$$

$$N_{pr} = 25 \text{ Pernos Conectores}$$

$$A \text{ usar} = 50 \text{ Pernos Conectores}$$

$$\text{Diámetro a usar} = 3/4 \text{ ''}$$

USAR:	50	pernos de	3/4 '' Ø
--------------	-----------	------------------	-----------------

VIGA TRANSVERSAL DEL PUENTE ATIRANTADO

Carga muerta

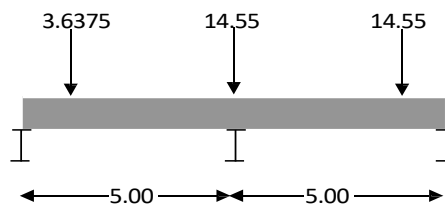
$$\begin{aligned} W_{Dc} &= 5 \times 0.30 \times 2.40 = 3,60 \text{ Tn.m} \\ \text{incluir peso de la vigueta} & 0,06 \text{ Tn.m} \\ W_{Dw} &= 5 \times 2.5 \times 2.20 = 0,55 \text{ Tn.m} \\ W_D &= 4,21 \text{ Tn.m} \end{aligned}$$

Carga Viva

$$W_L = (3.6375(0.73))/5 + 14.55 + (143.55(0.73))/5$$

$$W_L = 17,21 \text{ Tn}$$

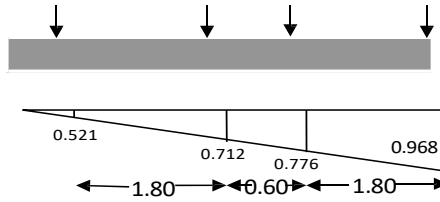
$$W_L = 8,60 \text{ Tn}$$



$$R = 8.60 \times (0.968 + 0.776 + 0.712 + 0.521)$$



$$R = 25,60 \text{ Tn}$$



Carga Ultima

$$W_u = 1.25 \times W_D$$

$$W_u = 5,26 \text{ Tn/m}$$

$$P_u = 1.5 \times W_L$$

$$P_u = 38,40 \text{ Tn}$$

Momento Ultimo

$$M_U = (5.26 \times (9.40)^2) / 8 + (38.40 \times 9.40) / 4$$

$$M_U = 148,37 \text{ Tn.m}$$

$$\text{Donde } 1 \text{ Tn} \cdot \text{m} = 7.2328921848 \text{ Kip} \cdot \text{pie}$$

$$M_U = 1073,11 \text{ Kip} \cdot \text{pie}$$

De la Tabla 3-2 del AISC y de la columna de momentos del LRFD (M), se requiere una W14 x 159.

$$M_U = 1080,00 \text{ Kip} \cdot \text{pie}$$

Suponga el peso de la viga = 159 lb/pie

$$\text{Donde } 1 \text{ lb/pie} = 1,48816 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de Viga} = 236,62 \text{ Kg/m}$$

$$W_u = 1.25 \times (4.21 + 0.23661744)$$

$$W_u = 5,56 \text{ Tn/m}$$

$$P_u = 1.5 \times W_L$$

$$P_u = 38,40 \text{ Tn}$$

Momento Ultimo

$$M_U = (5.56 \times (9.40)^2) / 8 + (38.40 \times 9.40) / 4$$

$$M_U = 151,63 \text{ Tn.m}$$

$$M_U = 1096,74 \text{ Kip} \cdot \text{pie}$$

De la Tabla 3-2 del AISC

$$S_x = 13160,88$$

$$S_x = 263,22 \text{ in}^3$$

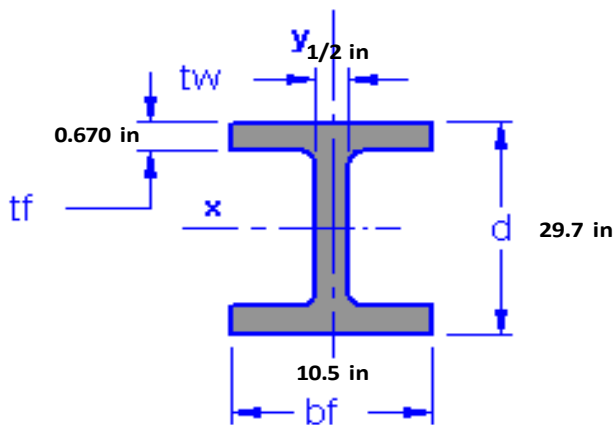
Sx	Seccion
269	W30x99
263	W12x190
273	W21x122
267	W27x102

$$A \text{ usar} = \text{W12x190}$$

$$\text{Área} = 187,10 \text{ cm}^2$$

USAR: W30x99

$$M_p = 1170 > 1096,74 \text{ Kip} \cdot \text{pie} \quad \text{OK}$$



Calculo para los Pernos Conectores a la Losa

$$\begin{aligned} \text{W18x65} \quad \text{Área} &= 187,10 \text{ cm}^2 \\ d &= 75,44 \text{ cm} \\ T_w &= 1,27 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Ancho efectivo } B_e = L/4 = 235,00 \text{ cm}$$

$$\text{Suponemos } \Sigma Q_n = A \times F_y$$

$$Q_n = 657642,44 \text{ Kg}$$

$$Q_n = 657,64 \text{ Tn}$$

$$1 \text{ kg} = 2.20462 \text{ lb}$$

$$Q_n = 1449,85 \text{ Klb} \quad \text{o 1450 Tabla 3-19 Manual AISC}$$

$$a \text{ requerido} = \Sigma Q_n / 0.85 f_c \times b_e$$

$$a = 11,76 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$a = 5,25 \text{ pul}$$

$$Y2 = 7 - a/2$$

$$Y2 = 4,38 \text{ pul}$$

Mn por interpolacion de la tabla 3 - 19

$$2050 + (0.38/0.50) \times (2100 - 2050)$$

$$2088 \text{ klb - pie} > 1096,74 \text{ klb - pie} \quad \text{ok}$$

Qn de la Tabla 3-21 del AISC = 18.3 klb

$$N_{pr} = \Sigma Q_n / Q_n$$

$$N_{pr} = 79,23 \text{ Pernos Conectores}$$

$$N_{pr} = 80 \text{ Pernos Conectores}$$

$$A \text{ usar} = 160 \text{ Pernos Conectores}$$

$$\text{Diámetro a usar} = 3/4 \text{ ''}$$

USAR:	160	pernos de	3/4 '' Ø
--------------	------------	------------------	-----------------

VIGA LONGITUDINAL DEL PUENTE ATIRANTADO

Predimensionamiento de viga Longitudinal

$$d = 0.032L \quad L = 30 \text{ m} \quad \text{Tabla 2.9.1.4.4.5.1c-1}$$

$$d = 96 \text{ cm}$$

$$d = 37,80 \text{ pul}$$

De la Tabla 1-1 del AISC y de la columna de profundidad (d), se requiere una W36 x 361.

$$MU = 5810,00 \text{ Kip - pie}$$

$$\text{Peso de la viga} = 361 \text{ lb/pie}$$

$$\text{Donde } 1 \text{ lb/pie} = 1,48816 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de Viga} = 537,23 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = 0,54 \text{ Tn.m}$$

De la Tabla 3-2 del AISC

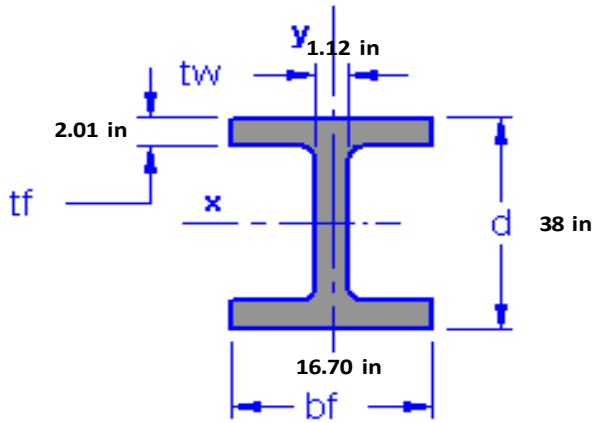
$$MU = 803,27 \text{ Tn.m}$$

Sx	Seccion
1350	W36x361

A usar = **W36x361**

Área = 683,87 cm²

USAR: W36x361



TIRANTE DEL PUENTE

Por carga muerta

Peso Concreto = 2,40 Tn/m
WDc = 5 x 4.7 x 0.30 x 2.40 = 16,92 Tn.m

VDC = W(L)/2 = 79,52 Tn

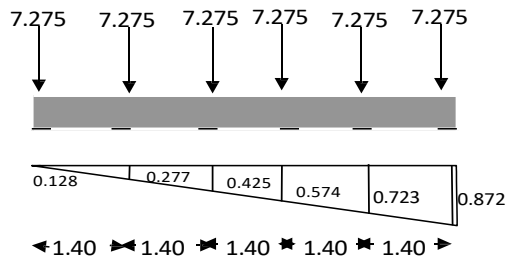
Peso Asfalto = 2,20 Tn/m
WDw = 5 X 4.7 X 0.05 X 2.20 = 2,59 Tn.m

VDw = W(L)/2 = 12,15 Tn

Por carga viva

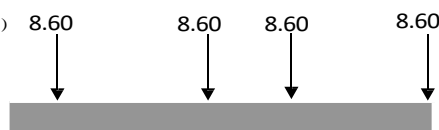
$R = 7.275 \times (0.872 + 0.723 + 0.574 + 0.425 + 0.277 + 0.128)$

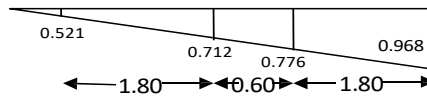
R = 21,82 Tn



$R = 8.60 \times (0.968 + 0.776 + 0.712 + 0.521)$

R = 25,60 Tn





$$RT = 139,09$$

TENSION MAXIMA EN EL CABLE

Cable a 5 m de la torre

$$\alpha = \arctg(19.4/5)$$

$$\alpha = 75,55^\circ$$

$$T = 139.09/\sin(75.55)$$

$$T = 143,64 \text{ Tn}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 143.64\cos(75.55)$$

$$\Sigma F_x = 35,85 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = 143.64\sen(75.55)$$

$$\Sigma F_x = 139,09 \text{ Tn}$$

Cable a 10 m de la torre

$$\alpha = \arctg(19.6/10)$$

$$\alpha = 62,97^\circ$$

$$T = 139.09/\sin(62.97)$$

$$T = 156,15 \text{ Tn}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 156.15\cos(62.97)$$

$$\Sigma F_x = 70,97 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = 156.15\sen(62.97)$$

$$\Sigma F_x = 139,09 \text{ Tn}$$

Cable a 15 m de la torre

$$\alpha = \arctg(19.8/15)$$

$$\alpha = 52,85^\circ$$

$$T = 139.09/\sin(52.85)$$

$$T = 174,50 \text{ Tn}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 174.50\cos(52.85)$$

$$\Sigma F_x = 105,37 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = 174.50\sen(52.85)$$

$$\Sigma F_y = 139,09 \text{ Tn}$$

Cable a 20 m de la torre

$$\alpha = \arctg(20/20)$$

$$\alpha = 45,00^\circ$$

$$T = 139.09/\sin(45)$$

$$T = 196,71 \text{ Tn}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 196.71\cos(45)$$

$$\Sigma F_x = 139,09 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = 196.71\sen(45)$$

$$\Sigma F_y = 139,09 \text{ Tn}$$

Cable a 25 m de la torre

$$\alpha = \arctg(20.2/25)$$

$$\alpha = 38,94^\circ$$

$$T = 139.09/\sin(38.94)$$

$$T = 221,32 \text{ Tn}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 221.32\cos(38.94)$$

$$\Sigma F_x = 172,15 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma Fy = 221.32 \text{sen}(38.94)$$

$$\Sigma Fy = \mathbf{139,09 \text{ Tn}}$$

Cable a 30 m de la torre

$$\alpha = \text{arctg}(20.4/30)$$

$$\alpha = \mathbf{34,22^\circ}$$

$$T = 139.09/\text{sin}(34.22)$$

$$T = \mathbf{247,36 \text{ Tn}} \quad \mathbf{T_{max}}$$

Sumatoria en X

$$\Sigma Fx = 247.36 \text{cos}(34.22)$$

$$\Sigma Fx = \mathbf{204,55 \text{ Tn}}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma Fy = 247.36 \text{sen}(34.22)$$

$$\Sigma Fy = \mathbf{139,09 \text{ Tn}}$$

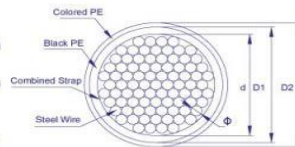
CALCULO DEL TIPO DE TIRANTE SEGÚN TABLA DE LA EMPRESA INPROCON



● CABLE BODY PARAMETER TABLE

- In accordance with standard GB/T18365-2001 "Technical Conditions of High Tension Wire Cable with Hot-Extruding HDPE Protection For Cable-Stayed Bridge".
 - Suitable for Construction Cable, Bridge Cable and Lifting Cable.
 - Specialized technology: Knurling, Double Helix Wire (d > 90mm), Oil Greasing.
- φ 5mm σ_b = 1670MPa

- D1: Outside Diameter with Single Sheath
- D2: Outside Diameter with Double Sheaths
- φ: Wire Diameter
- d: Max. Outside Diameter of Wire Strand



Specification	Diameter of Wire Hank (mm)	Diameter of Single Sheath (mm)	Diameter of Double Sheaths (mm)	Wire Hank Weight (kg/m)	Cable Body Weight (kg/m)	Cross Section Area (mm ²)	Breaking Load (kN)
Φ5×7	15	22	--	1.1	1.3	137	230
Φ5×13	22	30	--	2.0	2.3	255	426
Φ5×19	25	35	40	2.9	3.7	373	623
Φ5×31	32	40	45	4.8	5.6	609	1017
Φ5×37	35	45	50	5.7	6.8	726	1213
Φ5×55	41	51	55	8.5	9.5	1080	1803
Φ5×61	45	55	59	9.4	10.7	1198	2000
Φ5×73	49	59	63	11.3	12.6	1433	2394
Φ5×85	51	61	65	13.1	14.4	1669	2787
Φ5×91	55	65	69	14.0	15.7	1787	2984
Φ5×109	58	68	72	16.8	18.3	2140	3574
Φ5×121	61	71	75	18.7	20.3	2376	3968
Φ5×127	65	75	79	19.6	21.6	2494	4164
Φ5×139	66	78	82	21.4	23.3	2729	4558
Φ5×151	68	79	83	23.3	25.1	2965	4951
Φ5×163	71	83	88	25.1	27.5	3200	5345
Φ5×187	75	87	92	28.8	31.0	3672	6132
Φ5×199	77	89	94	30.7	33.0	3907	6525
Φ5×211	81	93	98	32.5	35.2	4143	6919
Φ5×223	83	95	100	34.4	36.9	4379	7312
Φ5×241	85	97	102	37.1	39.7	4732	7902
Φ5×253	87	101	106	39.0	42.0	4968	8296
Φ5×265	90	105	110	40.8	44.2	5203	8689

CABLE — 02

Cable a usar Ø5X91 de 5 mm σ_b= 1670 Mpa

Peso = 14,00 kg/m Area= 1787 mm²
 Carga de Rotura = 2984 KN = 304,37 Tn > T_{max} = 221,32 Tn

Fuerza Resultante

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 727,98 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = 834,56 \text{ Tn}$$

Por teorema de pitagora

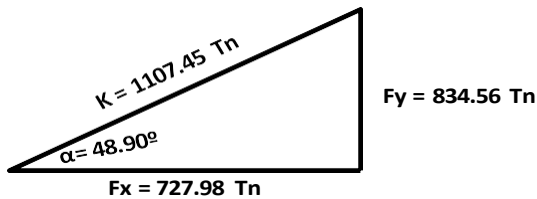
$$K^2 = F_x^2 + F_y^2$$

$$K = 1107,45 \text{ Tn}$$

Para allar el angulo

$$\alpha = \arctg(834.56/727.98)$$

$$\alpha = 48,90^\circ$$



DISEÑO DE LA TORRE

Sumatoria en X

$$\Sigma F_x = 1107.45 \cos(48.90) - 1107.45 \cos(48.90)$$

$$\Sigma F_x = 0,00 \text{ Tn}$$

Sumatoria en Y

$$\Sigma F_y = (-1107.45 \text{ Sen}(48.90)) - 1107.45 \text{ Sen}(48.90)$$

$$\Sigma F_y = 1669,12 \text{ Tn} \downarrow$$

Predimensionamiento de Columna por el metodo de factor de corrección de momentos

$$A_g = \frac{C P_u}{\phi' [.85 f_c' (1 - \rho_g) + \rho_g f_y]}$$

Asumiendo P_g = de 2.5% ,f_y = 4,200 kg/cm²

Asumiendo $P_g =$ de 2.5% , $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$$A_g = \frac{C P_u}{\phi' [.829 f_c' + 105]}$$

$$P_u = 1669,12 \text{ Tn}$$

$$C = 1,2 \quad \text{debido a que se desconoce el momento flexionante.}$$

$$F_c = 280 \quad \text{Kg./cm}^2$$

$$A_g = 8487,63 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 115 \times 75 \text{ cm}$$

Radio de Giro

$$I = bh^3/12$$

$$I = 9505468,8$$

$$r = (I_g/A_g)^{1/2}$$

$$r = 33,20 \text{ cm}$$

$$L_u = 3450$$

$$k = 2,10$$

$$K_l u/r = 218,24 < 200 \quad \text{No cumple}$$

Damos una dimension de 115 x 165

$$A = 18975,00 \text{ cm}^2$$

$$I = bh^3/12$$

$$I = 43049531$$

$$r = (I_g/A_g)^{1/2}$$

$$r = 47,63 \text{ cm}$$

$$L_u = 3450$$

$$k = 2,10$$

$$K_l u/r = 152,11 < 200 \quad \text{Cumple}$$

Carga critica de pandeo

$$P_c = \pi^2 EI / (k_l u)^2$$

$$EI = 0.25 E_c I_g$$

$$E_c = 15000(280)^{1/2}$$

$$E_c = 250998,01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$EI = 2,70E+12$$

$$P_c = 507927,44$$

$$P_c = 507,93 \text{ Tn}$$

$$P_{cr} = P_c \times A$$

$$P_{cr} = 9,638E+09 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo de δ_{ns}

$$\delta_{ns} = \frac{c_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)}$$

$$\delta_{ns} = -0,30 \geq 1$$

$$\delta_{ns} = 1$$

Calculamos C_b

$$C_b = \frac{6000d}{f_y + 6000}$$

$$C_b = 93,40 \text{ cm}$$

$$a_b = \beta_1 C_b$$

$$B_1 = 0,85$$

$$a_b = 79,39 \text{ cm}$$

Asumiendo acero de 1"

$$f_s = f_y$$

$$f_s' = \frac{6000(c - d')}{c}$$

$$d' = 6,22$$

$$f_s' = 5600,43 \text{ Kg/cm}^2 > f_y$$

$$f_s' = f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza resultante a compresión en el concreto

$$C = 0.85 f_c' a_b$$

$$C = 2172,90 \text{ Tm}$$

Carga balanceada P_b

$$P_{nb} = 0.85 f_c' a_b b + A_s' f_s' - A_s f_y$$

$$P_{nb} = 2172,90 \text{ Tm}$$

Asumiendo 12 barras a cada lado

$$A_s = 61,2 \text{ cm}^2$$

Momento balanceada M_{nb}

$$Mnb = .85 fc' a_b b \left(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + As' fs' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + As fy \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$Mnb = 132225,19 \text{ T-m}$$

Excentricidad balanceada

$$eb = \frac{Mnb}{Pnb}$$

$$eb = 60,85 \text{ cm}$$

Cualquier selección de c que sea menor que $Cb = 93.40 \text{ cm}$. genera un punto en la zona de falla a tensión de la curva de interacción, con una excentricidad mayor que eb. Asumiendo, $c = 80$ y $a = 68 \text{ cm}$.

Asumiendo acero de 1"

$$fs = fy$$

$$fs' = \frac{6000(c - d')}{c}$$

$$d' = 6,22$$

$$fs' = 5533,50 \text{ Kg/cm}^2 > fy$$

$$fs' = fy = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza resultante a compresión en el concreto

$$C = 0.85 fc' ab$$

$$Cc = 1861,16 \text{ Tm}$$

Carga balanceada Pb

$$Pn = 0.85 fc' ab + As' fs' - As fy$$

$$Pnb = 1861,16 \text{ Tm}$$

Asumiendo 12 barras a cada lado

$$As = 61,2 \text{ cm}^2$$

Momento balanceada Mnb

$$Mn = 0.85 fc' ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + As' fs' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + As fy \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$Mnb = 129480,28 \text{ T-m}$$

Excentricidad balanceada

$$eb = \frac{Mnb}{Pnb}$$

$$e_b = 69,57 \text{ cm}$$

Ahora seleccionando un valor de c mayor que C_b para demostrar un punto de falla a compresión en la curva de interacción, Asumiendo $c = 107$ y $a = 90.95$ cm.

Asumiendo acero de 1"

$$f_s = f_y$$

$$f_s' = \frac{6000(c - d')}{c}$$

$$d' = 6,22$$

$$f_s' = 5651,21 \text{ Kg/cm}^2 > f_y$$

$$f_s' = f_y = 4200,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{6000(d - c)}{c} \leq f_y$$

$$d' = 6,22$$

$$f_s' = 2903,55 \text{ Kg/cm}^2 < f_y$$

Fuerza resultante a compresión en el concreto

$$C = 0.85 f_c' ab$$

$$C_c = 2489,30 \text{ Tm}$$

Carga balanceada P_b

$$P_n = 0.85 f_c' ab + A_s' f_s' - A_s f_y$$

$$P_{nb} = 2568,64 \text{ Tm}$$

Asumiendo 12 barras a cada lado

$$A_s = 61,2 \text{ cm}^2$$

Momento balanceada M_{nb}

$$M_n = 0.85 f_c' ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{nb} = 128252,97 \text{ T-m}$$

Excentricidad balanceada

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

$$e_b = 49,93 \text{ cm}$$

La resistencia axial de la columna, si está cargada concéntricamente, comprende a $e = \infty$ y $e = 0$

$$P_n = .85 \times f'_c A_g + A_{st} f_y$$

$$P_n = 5030130$$

$$M_n = 0$$

$$P_n = 5030,13 \text{ Tn}$$

Solicitaciones finales

$$M_{uc} = 132225,19 \text{ T-m}$$

$$P_u = 1669,12 \text{ Tn}$$

$$M_{u2min} = P_u(1.5+0.3h)$$

$$M_{u2min} = 107,66 \text{ Tn}$$

Diseño

$$e = M_{uc}/P_u$$

$$e = 79,22 \text{ cm}$$

$$e/t = 0,48$$

$$K = P_u/A_g$$

$$K = 87,96 \text{ Kg/cm}^2$$

Suponemos $\emptyset 1''$ y estribos $\emptyset 1/2''$, reforzado en las 4 cara

$$d_c = 4 + 1.27 + (2.54/2)$$

$$d_c = 6,54$$

$$\gamma = \frac{t - d_c - d'}{t}$$

$$\gamma = 0,92$$

Redondeamos a 0.9

Hallamos K_n y R_n

$$K_n = 0,31$$

$$R_n = 0,15$$

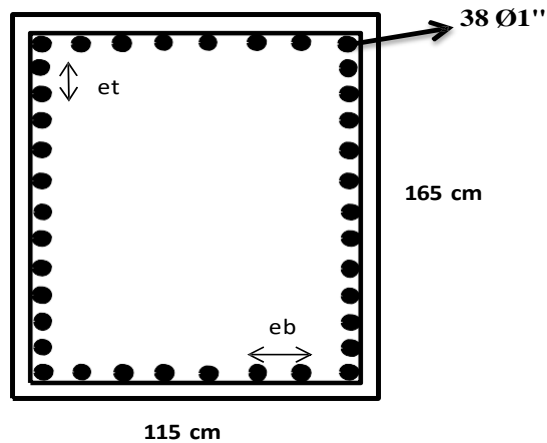
Por lo tanto, Para $\gamma = 0.9$, $p = 1.0\%$. El área de acero requerida es

$$A_s = p_g \times A_g$$

$$A_s = 189,75 \text{ cm}^2$$

Acero Requerido

$$38 \text{ } \varnothing 1'' = 193,8 \text{ cm}^2$$



$$eb = 12,11 \text{ cm}$$

$$et = 10,17 \text{ cm}$$

Por confinamiento

Longitud en la zona de confinamiento (lo)

Diseño en la maxima separacion entre viga

$$\begin{aligned} h/6 &= 1,36 \text{ m} & \text{Se elige el menor} &= 45 \text{ cm} \\ t &= 1,65 \text{ m} \\ \Rightarrow & 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Espaciamiento dentro de lo (s)

$$\begin{aligned} b/2 &= 57,5 \text{ m} & \text{Se elige el menor} &= 10 \text{ cm} \\ s &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Espaciamiento fuera de lo (S')

$$\begin{aligned} 16 \times d &= 40,64 \text{ cm} & \text{Se elige el menor} &= 40,64 \text{ cm} \\ S' &= 115 \text{ cm} \\ S' &= 60,96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Espaciamiento dentro de la viga (S'')

$$S'' = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Estribos} = 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 5 @ 0.15; 4 @ 0.20; \text{ Resto } @ 0.25$$

DISEÑO DE LA VIGA

PREDIMENSIONAMIENTO

$$h = L_n/10 \text{ a } 14$$

$$h = 94,00 \text{ cm}$$

$$h = 95,00 \text{ cm}$$

$$b = 0.30 \text{ a } 0.50h$$

$$b = 47,5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

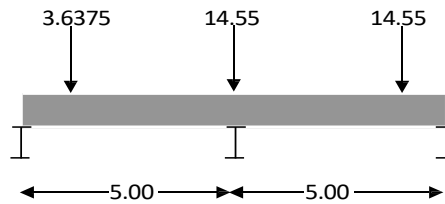
Por Carga Muerta

Peso Concreto Losa =	
$WDc = 5 \times 0.30 \times 2.40 =$	3,60 Tn/m
Peso Concreto viga =	
$WDc = 0.40 \times 0.80 \times 2.40 =$	0,77 Tn/m
Peso Asfalto =	
$WDw = 0.05 \times 5 \times 2.20 =$	0,55 Tn/m
WD =	4,92 Tn/m

Por Carga Viva

$$WL = (3.6375(0.73))/5 + 14.55 + (143.55(0.73))/5$$

$$WL = 17,21 \text{ Tn}$$



$$WL = 17,21 \text{ T/m}$$

$$Wu = 1.25 \times WD + 1.5 \times WL$$

$$Wu = 31,96 \text{ T/m}$$

$$Mu (-) = WL^2/12$$

$$Mu (-) = 235,30 \text{ T - m}$$

$$Mu (+) = WL^2/24$$

$$Mu (+) = 117,65 \text{ T - m}$$

$$Mu/\phi = 261,44 \text{ T - m}$$

Pre calculo

Sea $d_c = 6.54$ y $d = 88.46$

$$p = 0,0142$$

$$K = \rho \cdot f_y \left(1 - 0.59 \frac{\rho \cdot f_y}{f_c'} \right)$$

$$K = 52,15$$

$$M_n = Kbd^2$$

$$M_n = 204,02 \text{ T - m}$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 62,81 \text{ cm}^2$$

Regla de 3 simples

$$\begin{array}{l} 62,81 \longrightarrow 204,02 \\ x \longrightarrow 261,44 \end{array}$$

$$x = 80,48 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ } \varnothing 1 \frac{1}{4}'' = 57,33 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \varnothing 1 \frac{1}{8}'' = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 83,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Estribos} = \varnothing 1/2''$$

$$e_b = 2,86 \text{ cm} > 2,54 \text{ cm}$$

$$dc = \frac{dc_1 \times A_{s_1} + dc_2 \times A_{s_2}}{A_s}$$

$$dc = 9,43$$

$$d = 85,57$$

$$M_n = 190,91 \text{ T - m} < M_n/\phi \quad 261,44$$

Sección doblemente reforzada

$$M_u' = M_n/\phi - M_n$$

$$M_u' = 70,54 < 1/2 * M_n/\phi \quad 130,72$$

$$\begin{array}{l} 62,81 \longrightarrow 204,02 \\ x \longrightarrow 70,54 \end{array}$$

$$x = 21,71 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ } \varnothing 1'' = 25,5 \text{ cm}^2$$

$$d' = 6,54$$

Cálculo de las áreas de acero:

$$As_1 = \rho_{\max} bd :$$

$$As_1 = 60,75 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = \frac{Mu'}{fy(d-d')}$$

$$As_2 = 21,25 \text{ cm}^2$$

$$As' = \frac{Mu'}{fs'(d-d')}$$

$$fs' = 6000 \left[1 - \frac{d'}{d} \left(1 + \frac{fy}{6000} \right) \right]$$

$$fs' = 5220,43 > fy$$

$fs' = fy$; entonces $As' = As_2$

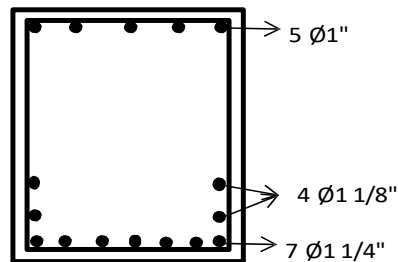
Entonces

$$As = 82,01 \text{ cm}^2 \quad 7 \text{ } \emptyset 1\frac{1}{4}'' = 57,33 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \emptyset 1\frac{1}{8}'' = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$As = 83,13 \text{ cm}^2$$

$$As' = 21,25 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \emptyset 1'' = 25,5 \text{ cm}^2$$



CÁLCULO PARA LOS ESTRIBOS

$$Mn = As fy (d - a/2)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 fc' b} = 0,7843 As$$

$$Assup = 25,5 \text{ cm}^2 \quad dc = 6,54 \text{ cm}$$

$$d = 88,46 \text{ cm} \quad a = 20,00$$

$$Asinf = 83,13 \text{ cm}^2 \quad dc = 9,43 \text{ cm}$$

$$d = 85,57 \text{ cm} \quad a = 65,20$$

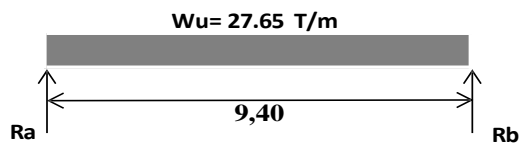
$$M_{nsup} = 84,03 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{ninf} = 184,94 \text{ T} \cdot \text{m}$$

CALCULO DE LOS CORTANTES DE DISEÑO

$$W_u = 1,25 (W_D + W_L) :$$

$$W_u = 27,65 \text{ T/m}$$



$$R = W_u L / 2$$

$$R_a = R_b = 129,97$$

Momentos anti horarios

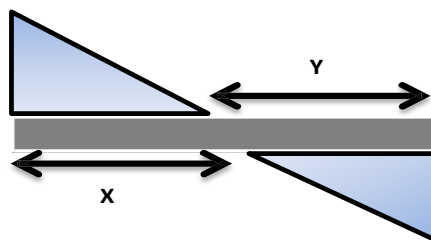


$$R = 28,61$$

CORTANTES FINALES

$$\text{Apoyo I} = 158,59 \text{ Tn}$$

$$\text{Apoyo D} = 101,36 \text{ Tn}$$



$$Y = 3,67$$

$$X = 5,73$$

Cortante de diseño

$$V_{ud} = V_{u \text{ cara}} - W_{ud}$$

$$V_{ud} = 134,13 \text{ Tn}$$

$$V_{ud} / \phi = 157,80 \text{ Tn}$$

Cortante que resiste el concreto

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_c = 39,23 \text{ Tn} < V_{ud}/\phi = 157,80 \quad \text{Diseñar refuerzo transversal}$$

$$V_u = \frac{V_{ud}}{\phi} - V_c$$

$$V_u = V_n' = 118,57$$

Cortante remanente maximo

$$V_n'_{\max} = 2,1 \sqrt{f_c'} b d$$

$$V_n'_{\max} = 155,42 > V_n'$$

Espaciamiento maximo

$$2d = 176,92 \text{ cm}$$

$$0,25d = 22,12$$

$$8\phi_b = 20,32$$

$$S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

Cálculo de S para el cortante critico

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_u'}$$

$$S = 4,45$$

Usar estribo @ 0.04

$$S_o = 20 \text{ cm}$$

$$V_{S_o} = \frac{A_v f_y d}{S_o}$$

$$V_{S_o} = 26,38 \text{ Tn}$$

$$V_{n_o} = V_{S_o} + V_c$$

$$V_{n_o} = 65,60 \text{ Tn}$$

$$V_{ud}/\phi = 164,82$$

$$V_{n_o} = V_{ud}/\phi - W_u X_o/\phi$$

$$X_o = 3,05 \text{ m}$$

$$N^\circ = 76,25$$

$$N^\circ = 77,00$$

$$\text{Estribos de } 1/2'' = 77@0.04 \quad L = 3.08$$

Área de acero mínimo

$$S = 44,23$$

Usar estribo @ 0.44

$$S_o = 44 \text{ cm}$$

$$V_{s0} = \frac{A_v f_y d}{S_o}$$

$$V_{s1} = 11,99 \text{ Tn}$$

$$V_{n0} = V_{s0} + V_c$$

$$V_{n1} = 51,22 \text{ Tn}$$

$$V_{ud}/\phi = 164,82$$

$$V_{n0} = V_{ud}/\phi - W_u X_o/\phi$$

$$X_1 = 3,49 \text{ m}$$

$$L_{dis} = 0,44 \text{ m}$$

$$N^\circ = 2,21$$

$$N^\circ = 2,00$$

$$\text{Estribos de } 1/2'' = 2 @ 0.20 \quad L = 0.40$$

77 @ 0.04; 2 @ 0.20; Resto @ 0.25

DISEÑO DE

Por Carga Muerta

Peso Concreto Losa =	
WDc = 5 x 0.30 x 2.40 =	3,60 Tn/m
Peso Concreto viga =	
WDc = 0.40 x 0.80 x 2.40 =	0,77 Tn/m
Peso Asfalto =	
WDw = 0.05 X 5 X 2.20 =	0,55 Tn/m
WD =	4,92 Tn/m

La carga sera sumada a Pu

$$P_u = 1674,04 \text{ Tn}$$

Mas el peso propio de la columna

Peso Concreto viga =	
WDc = 1.65 x 34.5 x 1.15 x 2.40 =	157,11 Tn/m

$$W_u = 196,39$$

Carga final de servicio

$$P = 1831,15 \text{ Tn}$$

Carga final de rotura

$$P_u = 2746,73 \text{ Tn}$$

$$\text{Cap. port.} = 0,825$$

Dimensionamiento de Az

$$A_z = \frac{cP}{\sigma_t}$$

$$c = 1,1653$$

$$A_z = 5172949,2 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la longitud de la Zapata

$$r = \frac{P_2 S}{R}$$

$$r = 5,275 \text{ m}$$

$$L = \left(r + \frac{t_1}{2} \right)^2$$

$$L = 12,20 \text{ m}$$

$$L = \text{ m}$$

$$A_z = B \times L$$

$$B = 42,40 \text{ m}$$

Redimensionamos L y B

$$L = 20 \text{ m}$$

$$B = 25,9 \text{ m}$$

$$A_z = 518 \text{ m}^2$$

Reacción neta por unidad de Longitud

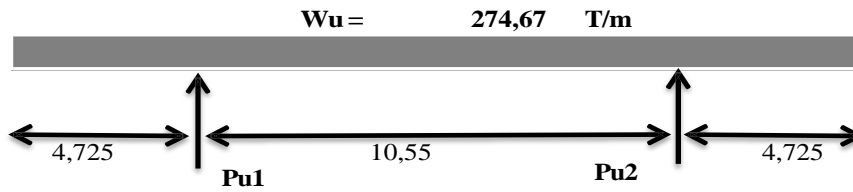
$$W_u = \frac{P_u}{L}$$

$$W_u = 274,67 \text{ T/m}$$

$$\sigma_{nu} = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$$

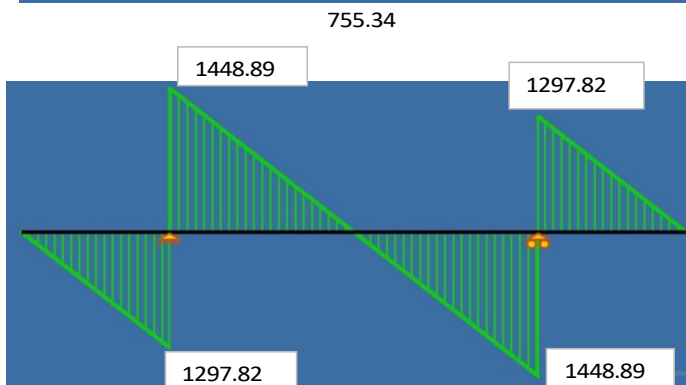
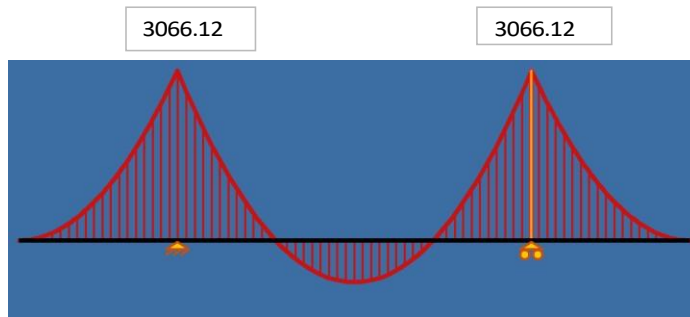
Dimensionamiento de H

Reajustando los Pu, debido



Pu1= 2746,73 Tn

Pu2= 2746,73 Tn



h= 2897,798

x= 4,725 m

Mumax= 3066,12 T-m

Vu= 1290,96

$Vud = Vu - Wud$

Cortante unitario del concreto

$v_{uc} = 0,5\sqrt{f_c'}$

$d = \frac{Vu}{Wu + 0,53\Phi\sqrt{f_c'}cB}$

d= 55,31

$h = d + dc$

$$dc = r.e + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = 1''$$

$$dc = 8,77$$

Considerando $dc = 9.00$ (para zapatas combinadas)

$$h = 64,31$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$d = 56 \text{ cm}$$

h por punzonamiento

$$v_{u1} = \frac{Pu - \sigma_{nu} [(t + d/2)(b + d)]}{\Phi b o_1 \times d}$$

$$b o_1 = 2(t + d/2) + (b + d)$$

$$\sigma_{nu} = 1,06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Vu1 = 0,87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{uc} = 1.1 \sqrt{f'c}$$

$$Vuc = 20,58 \text{ Kg/cm}^2 > Vu1 \quad \text{CUMPLE}$$

Verificamos que $Vu/\phi < Vc$

$$v_u = \frac{Vu_2}{\Phi} = \frac{Pu_2 - \sigma_{nu} [(t + d)(b + d)]}{\Phi}$$

$$b o_2 = 2(t + d) + (b + d)$$

$$Bo = 784 \text{ cm}$$

$$Vu/\phi = 3198,91$$

$$Vc = 903,51 \text{ Tn} > Vu/\phi \quad \text{NO CUMPLE}$$

Aumentamos peralte de la zapata

$$h = 175 \text{ cm}$$

$$d = 166 \text{ cm}$$

$$Bo = 1224 \text{ cm}$$

$$Vu/\phi = 3152,66$$

$$Vc = 4181,35 \text{ Tn} > Vu/\phi \quad 3152,66 \text{ CUMPLE}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$Mu/\phi = 3406,80 \text{ T-m}$$

$$Mn_{pmx} = 51.99 \times 2590 \times 151^2 \quad \text{Dato de la tabla de valores de K para } F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Mn_{pmx} = 61628,03 \text{ T-m} > Mu/\phi \quad \text{CUMPLE}$$

$$Mn_{pmin} = 5309,93 \text{ T-m} < Mu/\phi \quad \text{Por lo tanto se calculo con acero minimo}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} B d \quad \rho_{min} = 0,0018$$

$$A_{smin} = 773,89 \text{ cm}^2$$

$$151,74 \text{ cm}^2 > 152 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

$$S = 0,17 \text{ m}$$

USAR: ϕ 152 ϕ 1" @ 0,17 m

DISEÑO EN LOS APOYOS

$$Mu = 2365,28 \text{ T-m}$$

$$Mu/\phi = 2628,09 \text{ T-m} > Mn_{pmin} 5309,93 \quad \text{Por lo tanto se calculo con acero minimo}$$

$$A_{smin} = 773,89 \text{ cm}^2$$

$$151,74 \text{ cm}^2 > 152 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

$$S = 0,17 \text{ m}$$

USAR: ϕ 152 ϕ 1" @ 0,17 m

DISEÑO DEL ACERO TRANSVERSAL

$$b_2 = t + 1.5 d :$$

$$b = 364 \text{ cm}$$

$$Wu_1 = \frac{Pu_1}{B} :$$

$$Wu = 106,05 \text{ T/m}$$

$$Mu = \frac{Wu n^2}{2}$$

$$Mu/\phi = 8660,35 \text{ T-m}$$

$$Mn_{pmx} = 8661,24 \text{ T-m} > Mu/\phi \quad \text{CUMPLE}$$

$$Mn_{pmin} = 746,26 \text{ T-m} < Mu/\phi$$

$$A_{smin} = \rho_{min} b_1 d$$

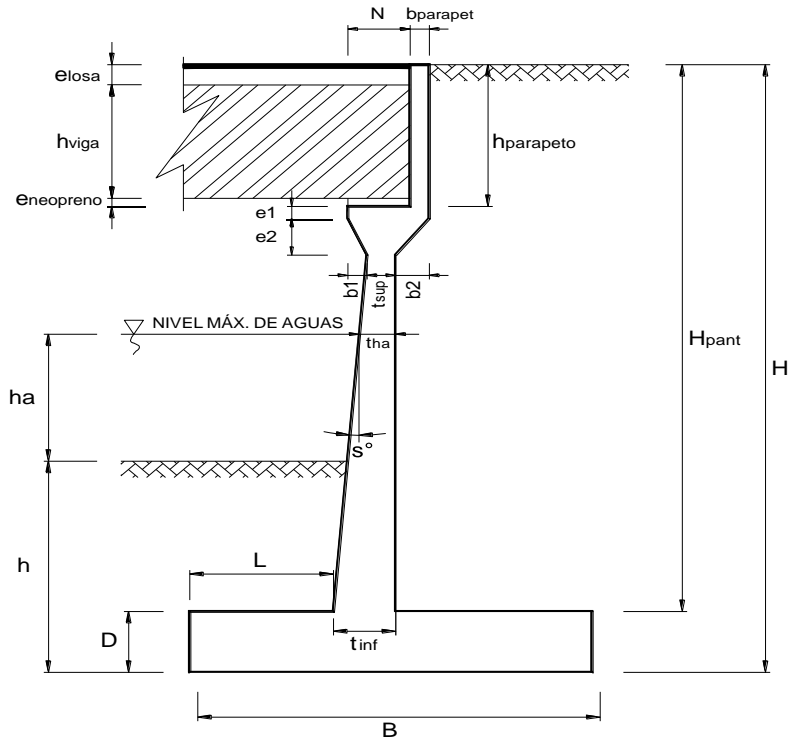
$$A_{smin} = 108,76 \text{ cm}^2 > 22 \text{ } \phi \text{ 1"}$$

S= 0,16 m

USAR: Ø 22 Ø 1" @ 0,16 m

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

DESCRIPCIÓN: ESTRIBO
LONGITUD: 25,00 m
ANCHO TOTAL: 9,00 m (Ancho de vía + veredas)



DIMENSIÓN	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACIÓN
H	7,63 m	7,63 m	Dato
h	2,45 m	2,45 m	Dato
(1) $B=0.6H$	4,58 m	8,00 m	Criterio
(1) $D=0.1H$	0,76 m	0,80 m	Criterio
tsup	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1) $tinf=0.1H$	0,76 m	0,76 m	Criterio
(1) $L=B/3$	1,53 m	1,75 m	Criterio
elosa	0,18 m	0,18 m	Dato
hviga	1,23 m	1,23 m	Dato
eneopreno	0,10 m	0,10 m	Dato
hparapeto	1,50 m	1,50 m	elosa+hviga+eneopreno
bparapeto	0,20 m	0,20 m	Asumido
e1	0,15 m	0,15 m	Asumido
e2	0,45 m	0,45 m	Asumido
DIMENSIÓN	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACIÓN
b1	0,20 m	0,20 m	Asumido
b2	0,20 m	0,20 m	Asumido
s°	5,79°	5,79°	Calculado

(2) Nmínimo	0,24 m	--	Según Norma MTC
N	0,50 m	0,50 m	Calculado
ha	0,50 m	0,50 m	Dato
tha	0,54 m	0,54 m	Calculado
Hpant	6,83 m	6,83 m	Calculado

DEFINICIÓN DE CARGAS

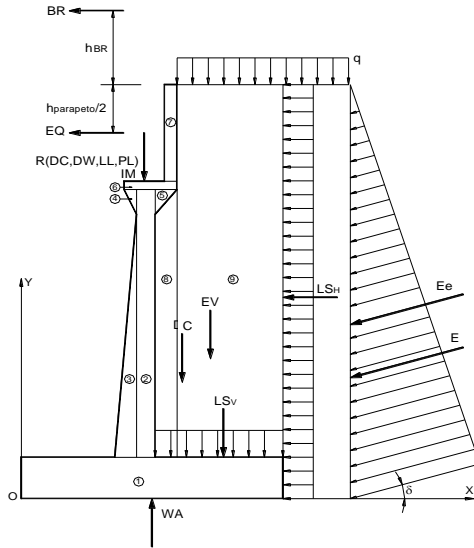
1. DATOS PREVIOS

- $\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 12^\circ$
 $(1) A = 0,30$
 $(2) \% \text{ Impacto} = 33,00\%$
 $(3) q = 0,96 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

- $R(\text{DC}) = 86,41 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 5,12 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 34,73 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 19,00 \text{ Ton}$

peso de concreto
carga muerta



2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	6,40	15,36	4,00	61,44
2	1,56	3,73	2,36	8,81
3	1,09	2,61	2,06	5,37
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	2,14	0,23
5	0,05	0,11	2,58	0,28
6	0,11	0,25	2,36	0,59
7	0,30	0,72	2,61	1,88
S	--	22,89	--	78,61
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0,99	1,79	2,61	4,66
9	36,15	65,07	5,36	348,47
S	--	66,86	--	353,13

DC= 22,89 Ton
x= 3,43 m

EV= 66,86 Ton
x= 5,28 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 10,67 Ton/m
x= 2,26 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 0,63 Ton/m
x= 2,26 m

5. PRESIÓN ESTÁTICA DEL SUELO (EH Y EV):

- $\delta = \phi/2 = 6^\circ$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ g/cm}^3$
 $(4) K_a = 0,6116$
 $k_h = A/2 = 0,15$
 $\theta = 8,53^\circ$
 $(5) K_e = 0,8023$

Empuje estático:

E= 32,08 Ton
EH= 31,90 Ton
EV= 3,35 Ton
y= 2,54m
x= 8,00m

Empuje dinámico:

Ee= 42,08 Ton
EHe= 41,85 Ton
EVe= 4,40 Ton
 $\Delta Ee= 10,00$ Ton
y= 3,03m
x= 8,00m

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

LL= 4,29 Ton/m
x= 2,26m

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

IM= 1,41 Ton/m
x= 2,26m

8. FUERZA DE FRENADO Y ACCELERACIÓN (BR):

BR=5%LL= 0,21 Ton
(7) $h_{BR}= 1,80$ m
y= 9,43m

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

PL= 2,35 Ton/m
x= 2,26m

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$\rho_H= 0,59$ Ton/m
LSH= 4,48 Ton
y= 3,82m
LSv= 5,27 Ton
x= 5,26m

11. SUBPRESIÓN DE AGUA (WA):

WA= -7,80 Ton
x= 4,00m

12. FUERZA SÍSMICA (EQ):

EQ=10%DC= 1,07 Ton
y= 6,88m

13. COMBINACIÓN DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL BR	IM PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35		1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35		1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35		1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35		1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,35		0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,35		0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,35		0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,35		0,5	1,00	1,00	1,00

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.=	1,50	m=	12,00
F.S.V.=	2,00	st=	0,85 Kg/cm ²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSF
RESISTEN	47,86	7,84	0,38	0,00	58,88
RESISTEN	47,86	7,84	0,38	0,00	58,88
RESISTEN	47,86	7,84	0,38	0,00	58,88
RESISTEN	47,86	7,84	0,38	0,00	58,88
EV. EXTRE	62,77	2,24	0,11	1,07	66,19
EV. EXTRE	62,77	2,24	0,11	1,07	66,19
EV. EXTRE	62,77	2,24	0,11	1,07	66,19
EV. EXTRE	62,77	2,24	0,11	1,07	66,19

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTEN	121,78	29,94	3,54	0,00	163,02
RESISTEN	121,78	29,94	3,54	0,00	163,02
RESISTEN	121,78	29,94	3,54	0,00	163,02
RESISTEN	121,78	29,94	3,54	0,00	163,02
EV. EXTRE	190,10	8,55	1,01	7,34	207,01
EV. EXTRE	190,10	8,55	1,01	7,34	207,01
EV. EXTRE	190,10	8,55	1,01	7,34	207,01
EV. EXTRE	190,10	8,55	1,01	7,34	207,01

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSF
RESISTEN	30,21	0,41	7,50	2,48	4,10	94,79	9,22	-7,80	147,96
RESISTEN	30,21	0,95	7,50	2,48	4,10	94,79	9,22	-7,80	148,52
RESISTEN	41,95	0,41	7,50	2,48	4,10	94,79	9,22	-7,80	160,29
RESISTEN	41,95	0,95	7,50	2,48	4,10	94,79	9,22	-7,80	160,86
EV. EXTRE	30,21	0,41	2,14	0,71	1,17	96,20	2,64	-7,80	125,67
EV. EXTRE	30,21	0,95	2,14	0,71	1,17	96,20	2,64	-7,80	126,21
EV. EXTRE	41,95	0,41	2,14	0,71	1,17	96,20	2,64	-7,80	137,42
EV. EXTRE	41,95	0,95	2,14	0,71	1,17	96,20	2,64	-7,80	137,96

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSM
RESISTEN	92,45	0,93	16,96	5,60	9,28	512,94	48,47	-31,20	688,18
RESISTEN	92,45	2,14	16,96	5,60	9,28	512,94	48,47	-31,20	689,46
RESISTEN	128,40	0,93	16,96	5,60	9,28	512,94	48,47	-31,20	725,93
RESISTEN	128,40	2,14	16,96	5,60	9,28	512,94	48,47	-31,20	727,21
EV. EXTRE	92,45	0,93	4,85	1,60	2,65	524,23	13,85	-31,20	609,34
EV. EXTRE	92,45	2,14	4,85	1,60	2,65	524,23	13,85	-31,20	610,56
EV. EXTRE	128,40	0,93	4,85	1,60	2,65	524,23	13,85	-31,20	645,30
EV. EXTRE	128,40	2,14	4,85	1,60	2,65	524,23	13,85	-31,20	646,51

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

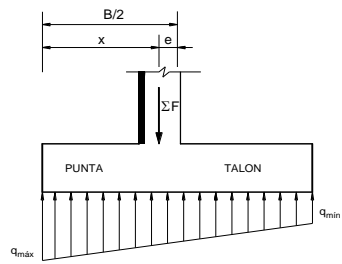
COMBINACIÓN	mSFV/SFH	
RESISTENCIA 1	30,155	OK!
RESISTENCIA 1	30,270	OK!
RESISTENCIA 1	32,669	OK!
RESISTENCIA 1	32,784	OK!
EV. EXTREMO 1	22,785	OK!
EV. EXTREMO 1	22,882	OK!
EV. EXTREMO 1	24,915	OK!
EV. EXTREMO 1	25,012	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACIÓN	SMR/SMA	
RESISTENCIA 1	4,221	OK!
RESISTENCIA 1	4,229	OK!
RESISTENCIA 1	4,453	OK!
RESISTENCIA 1	4,461	OK!
EV. EXTREMO 1	2,944	OK!

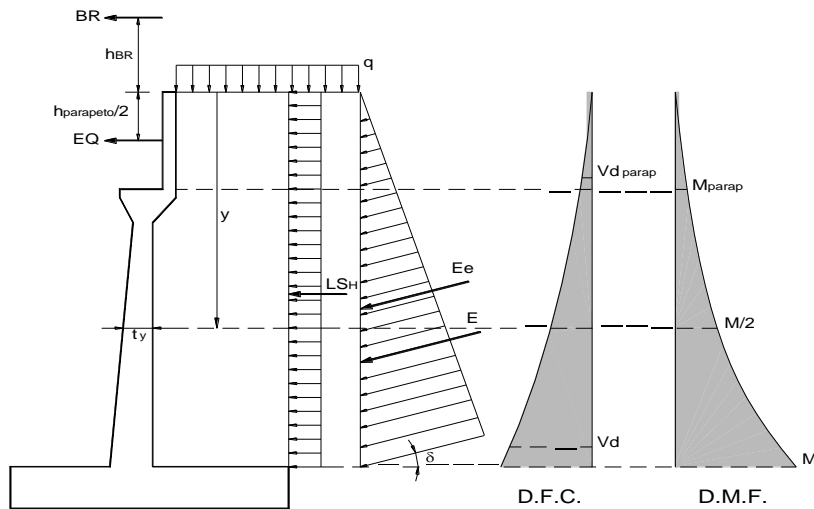
EV. EXTREMO 1	2,949	OK!
EV. EXTREMO 1	3,117	OK!
EV. EXTREMO 1	3,123	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO



B/6= 1,33 m

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	3,549	0,451	OK!	24,74	OK!	12,24	OK!
RESISTENCIA 1	3,545	0,455	OK!	24,91	OK!	12,22	OK!
RESISTENCIA 1	3,512	0,488	OK!	27,37	OK!	12,70	OK!
RESISTENCIA 1	3,507	0,493	OK!	27,54	OK!	12,68	OK!
EV. EXTREMO 1	3,201	0,799	OK!	25,12	OK!	6,30	OK!
EV. EXTREMO 1	3,197	0,803	OK!	25,27	OK!	6,28	OK!
EV. EXTREMO 1	3,189	0,811	OK!	27,62	OK!	6,73	OK!
EV. EXTREMO 1	3,186	0,814	OK!	27,78	OK!	6,71	OK!



1. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 6,83 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTEN	37,79	6,97	0,38	0,00	47,39
RESISTEN	37,79	6,97	0,38	0,00	47,39
RESISTEN	37,79	6,97	0,38	0,00	47,39
RESISTEN	37,79	6,97	0,38	0,00	47,39
EV. EXTRE	49,57	1,99	0,11	1,07	52,74
EV. EXTRE	49,57	1,99	0,11	1,07	52,74
EV. EXTRE	49,57	1,99	0,11	1,07	52,74
EV. EXTRE	49,57	1,99	0,11	1,07	52,74

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTEN	87,36	23,99	3,24	0,00	120,33
RESISTEN	87,36	23,99	3,24	0,00	120,33
RESISTEN	87,36	23,99	3,24	0,00	120,33
RESISTEN	87,36	23,99	3,24	0,00	120,33
EV. EXTRE	136,38	6,86	0,93	5,69	149,85
EV. EXTRE	136,38	6,86	0,93	5,69	149,85
EV. EXTRE	136,38	6,86	0,93	5,69	149,85
EV. EXTRE	136,38	6,86	0,93	5,69	149,85

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$$y = 4,800 \text{ m}$$

$$ty = 0,562 \text{ m}$$

$$Mu = 149,85 \text{ Ton-m}$$

$$Mu/2 = 74,89 \text{ Ton-m}$$

OK!

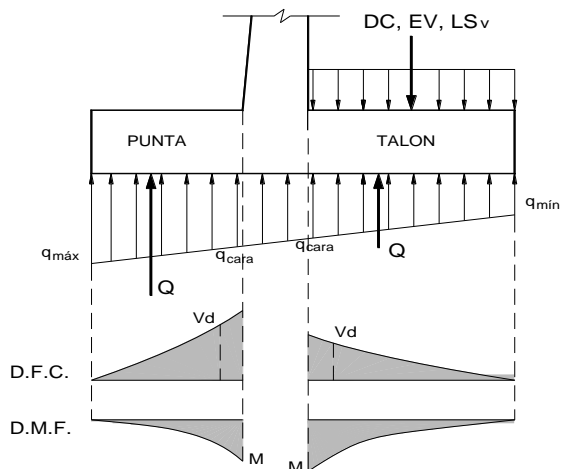
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)
RESISTEN	43,10	11,84	2,48	0,00	60,28
RESISTEN	43,10	11,84	2,48	0,00	60,28
RESISTEN	43,10	11,84	2,48	0,00	60,28
RESISTEN	43,10	11,84	2,48	0,00	60,28
EV. EXTRE	67,28	3,38	0,71	3,52	74,89
EV. EXTRE	67,28	3,38	0,71	3,52	74,89
EV. EXTRE	67,28	3,38	0,71	3,52	74,89
EV. EXTRE	67,28	3,38	0,71	3,52	74,89

3. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE Vdparap (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTEN	1,73	1,49	0,38	0,00	3,77
RESISTEN	1,73	1,49	0,38	0,00	3,77
RESISTEN	1,73	1,49	0,38	0,00	3,77
RESISTEN	1,73	1,49	0,38	0,00	3,77
EV. EXTRE	2,26	0,43	0,11	1,07	3,86
EV. EXTRE	2,26	0,43	0,11	1,07	3,86
EV. EXTRE	2,26	0,43	0,11	1,07	3,86
EV. EXTRE	2,26	0,43	0,11	1,07	3,86

COMBINACIÓN	MOMENTO Mparap (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTEN	4,21	1,16	1,24	0,00	6,93
RESISTEN	4,21	1,16	1,24	0,00	6,93
RESISTEN	4,21	1,16	1,24	0,00	6,93
RESISTEN	4,21	1,16	1,24	0,00	6,93
EV. EXTRE	6,57	0,33	0,35	0,80	8,05
EV. EXTRE	6,57	0,33	0,35	0,80	8,05
EV. EXTRE	6,57	0,33	0,35	0,80	8,05
EV. EXTRE	6,57	0,33	0,35	0,80	8,05

4. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
RESISTEN	20,823	-9,40	-9,22	-90,26	123,94	15,81
RESISTEN	20,928	-9,40	-9,22	-90,26	124,67	16,58
RESISTEN	22,769	-13,06	-9,22	-90,26	136,38	25,04
RESISTEN	22,874	-13,06	-9,22	-90,26	137,11	25,80
EV. EXTRE	19,214	-9,40	-2,64	-90,26	120,58	18,29
EV. EXTRE	19,314	-9,40	-2,64	-90,26	121,28	18,98
EV. EXTRE	21,068	-13,06	-2,64	-90,26	132,43	26,48
EV. EXTRE	21,168	-13,06	-2,64	-90,26	133,13	27,18

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
RESISTEN	20,823	-26,04	-25,32	-247,76	353,20	56,78
RESISTEN	20,928	-26,04	-25,32	-247,76	355,36	59,05
RESISTEN	22,769	-36,17	-25,32	-247,76	389,38	84,14
RESISTEN	22,874	-36,17	-25,32	-247,76	391,54	86,41
EV. EXTRE	19,214	-26,04	-7,23	-247,76	348,88	67,84
EV. EXTRE	19,314	-26,04	-7,23	-247,76	350,93	69,90
EV. EXTRE	21,068	-36,17	-7,23	-247,76	383,33	92,17
EV. EXTRE	21,168	-36,17	-7,23	-247,76	385,39	94,23

5. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTEN	22,010	-2,94	39,74	38,64
RESISTEN	22,132	-2,94	39,98	38,90
RESISTEN	24,163	-4,08	43,81	41,71
RESISTEN	24,285	-4,08	44,05	41,97
EV. EXTRE	21,002	-2,94	39,20	36,26
EV. EXTRE	21,118	-2,94	39,43	36,50
EV. EXTRE	23,052	-4,08	43,07	38,99
EV. EXTRE	23,169	-4,08	43,30	39,22

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTEN	22,010	-2,65	39,29	38,47
RESISTEN	22,132	-2,65	39,56	38,75
RESISTEN	24,163	-3,68	43,55	41,87
RESISTEN	24,285	-3,68	43,82	42,15
EV. EXTRE	21,002	-2,65	40,56	37,92
EV. EXTRE	21,118	-2,65	40,82	38,17
EV. EXTRE	23,052	-3,68	44,63	40,95
EV. EXTRE	23,169	-3,68	44,88	41,21

ANEXO 7:
PANEL FOTOGRÁFICO



Mediante un tubo pvc de 4", se procedió a sacar la muestra que nos permitirá realizar en el laboratorio nuestro corte directo, de tal manera también se extrajo las muestras de cada capa encontrada en nuestras calicatas.

En el laboratorio de mecánica de suelos procedimos a tomar cierta cantidad de cada capa encontrada de nuestras calicatas para así realizar nuestro porcentaje de humedad.



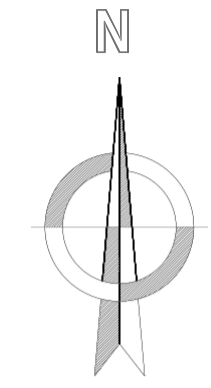


En este proceso se realizó el “límite plástico”, es donde a partir de la cual un suelo deja de tener un comportamiento frágil para pasar a tenerlo plástico, es decir, la humedad límite entre el estado sólido y el plástico.

En este procedimiento se realizó el “límite líquido”, esto se define como el contenido de agua necesario para que la ranura de un suelo ubicado en el equipo de Casagrande, se cierre después de haberlo dejado caer 25 veces desde una altura de 10 mm.



ANEXO 8:
PLANOS



Y=9,290,200
 Y=9,290,150
 Y=9,290,100
 Y=9,290,050
 Y=9,290,000
 Y=9,289,950

X=332,500

X=332,550

X=332,600

X=332,650

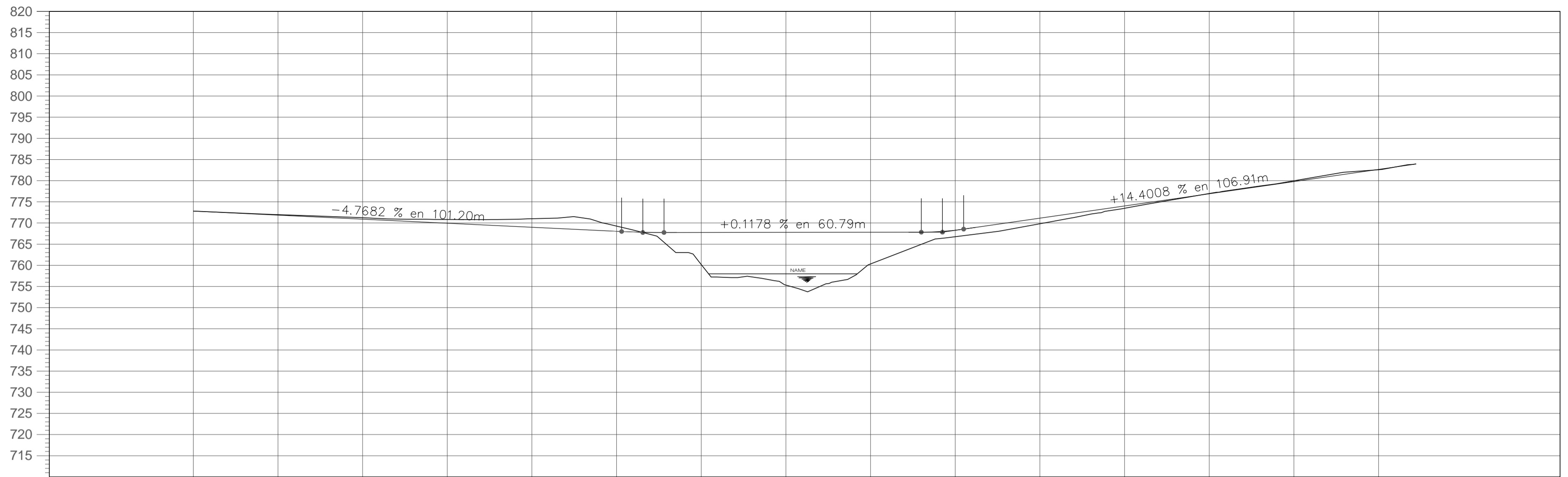
X=332,700



LEYENDA	
0.5 Simple 2.00 Maestras	CURVAS DE NIVEL
	QUEBRADA
	NORTE MAGNÉTICO
	BM
	ARBOLES
	ROCA
	PISCINA
	CASA EXISTENTE

PLANTA TOPOGRÁFICA
 ESC.: 1500

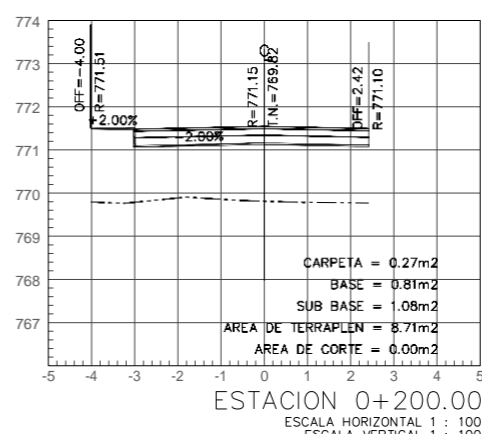
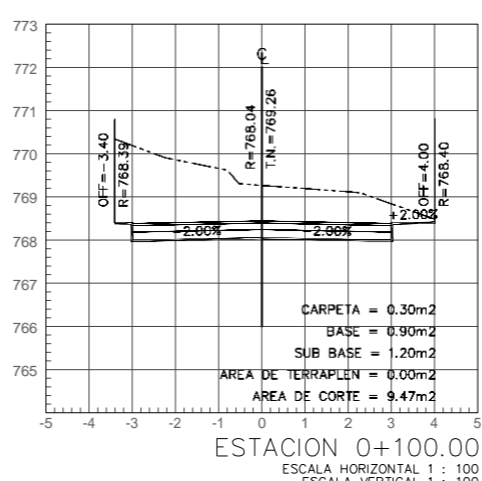
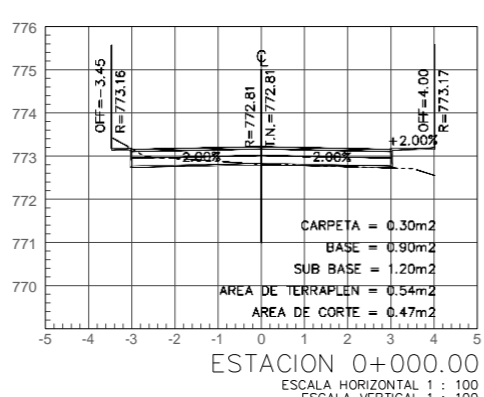
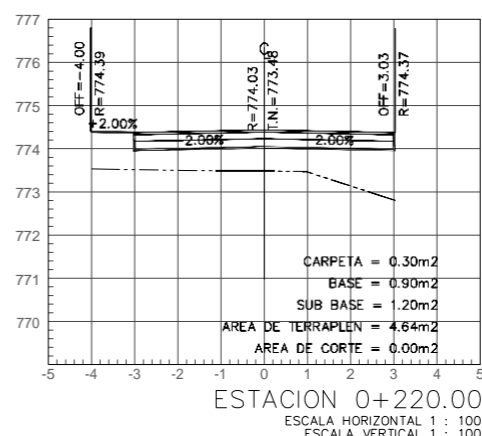
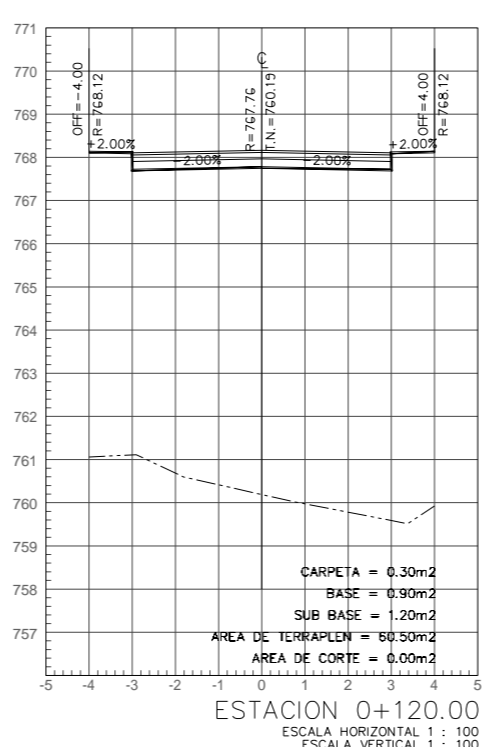
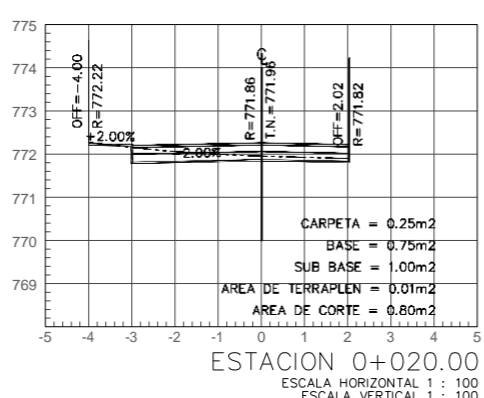
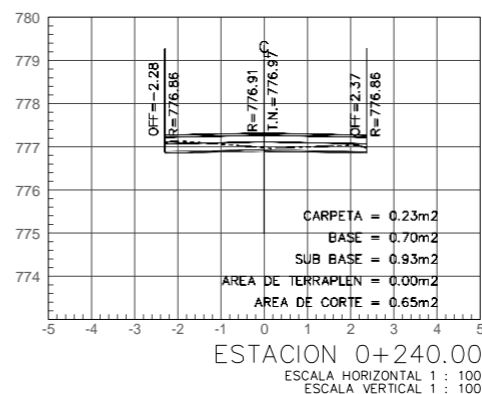
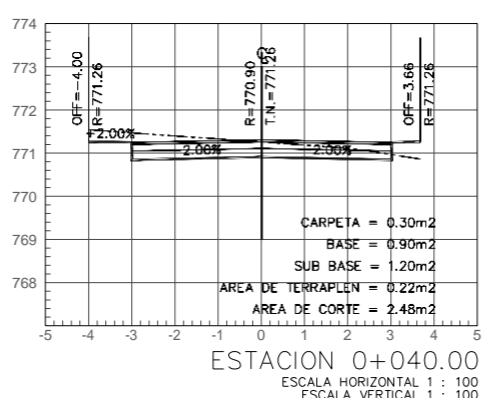
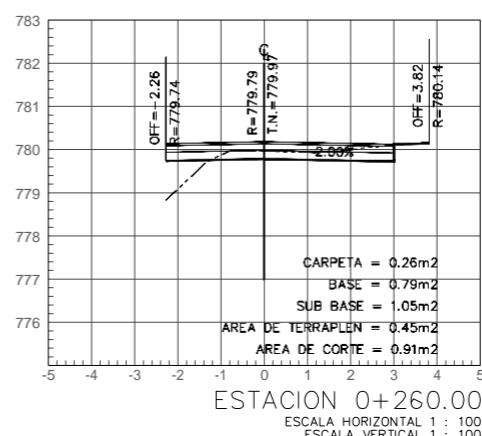
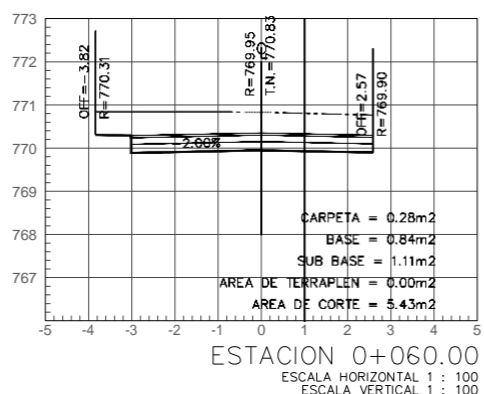
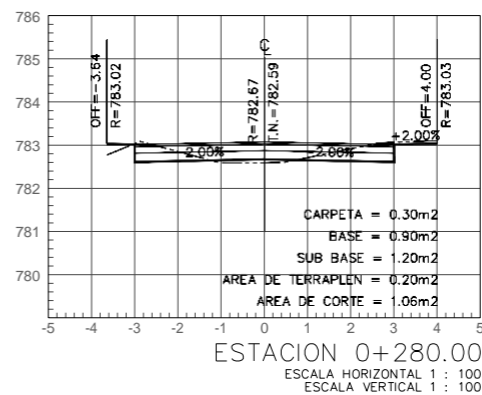
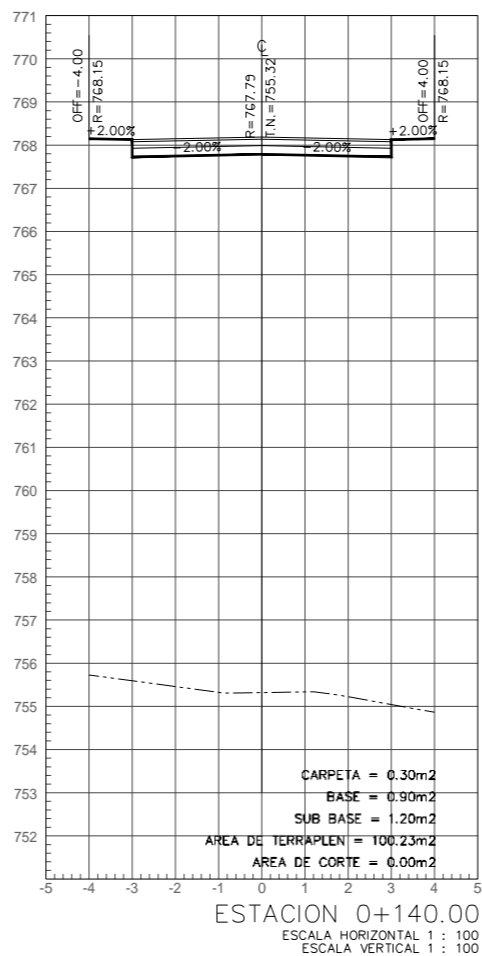
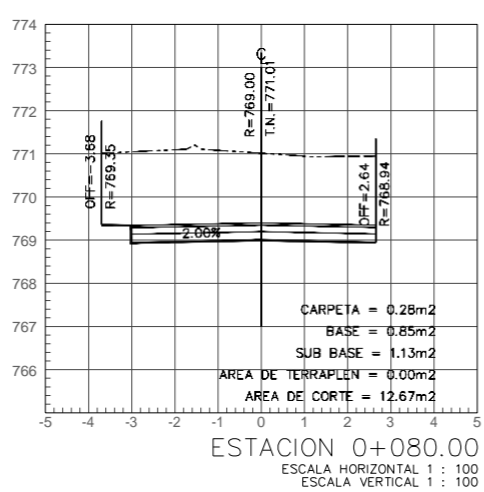
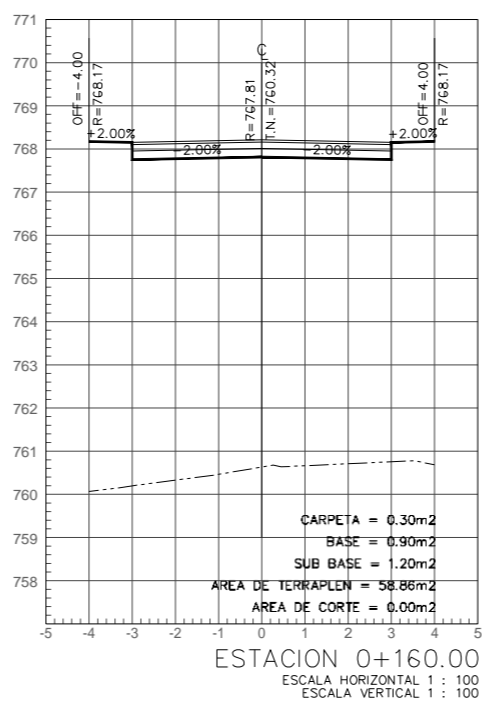
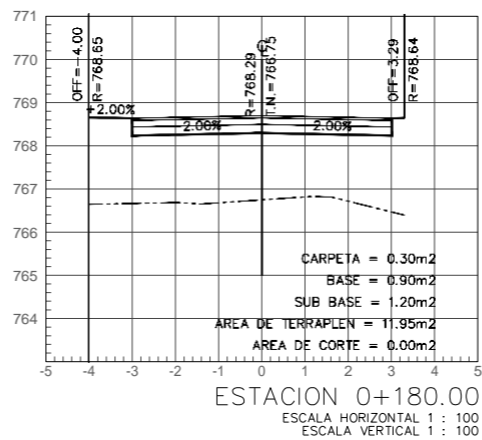
	TÍTULO DE INVESTIGACIÓN: "DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	TÉRMINO: Bach. Ing. Federico Alonso Muñoz Acuña Bach. Ing. Alexander Raúl Gardín ASISTENTE ESCOLAR
	TÍTULO DEL PROYECTO ADMINISTRATIVO: "DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	ING. EN CARGO: Ing. Federico Sotillos Quiroga
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN	PROVINCIA: LAMAS	FECHA: AGOSTO 2018
PLANO: PLANO TOPOGRÁFICO		PT-01



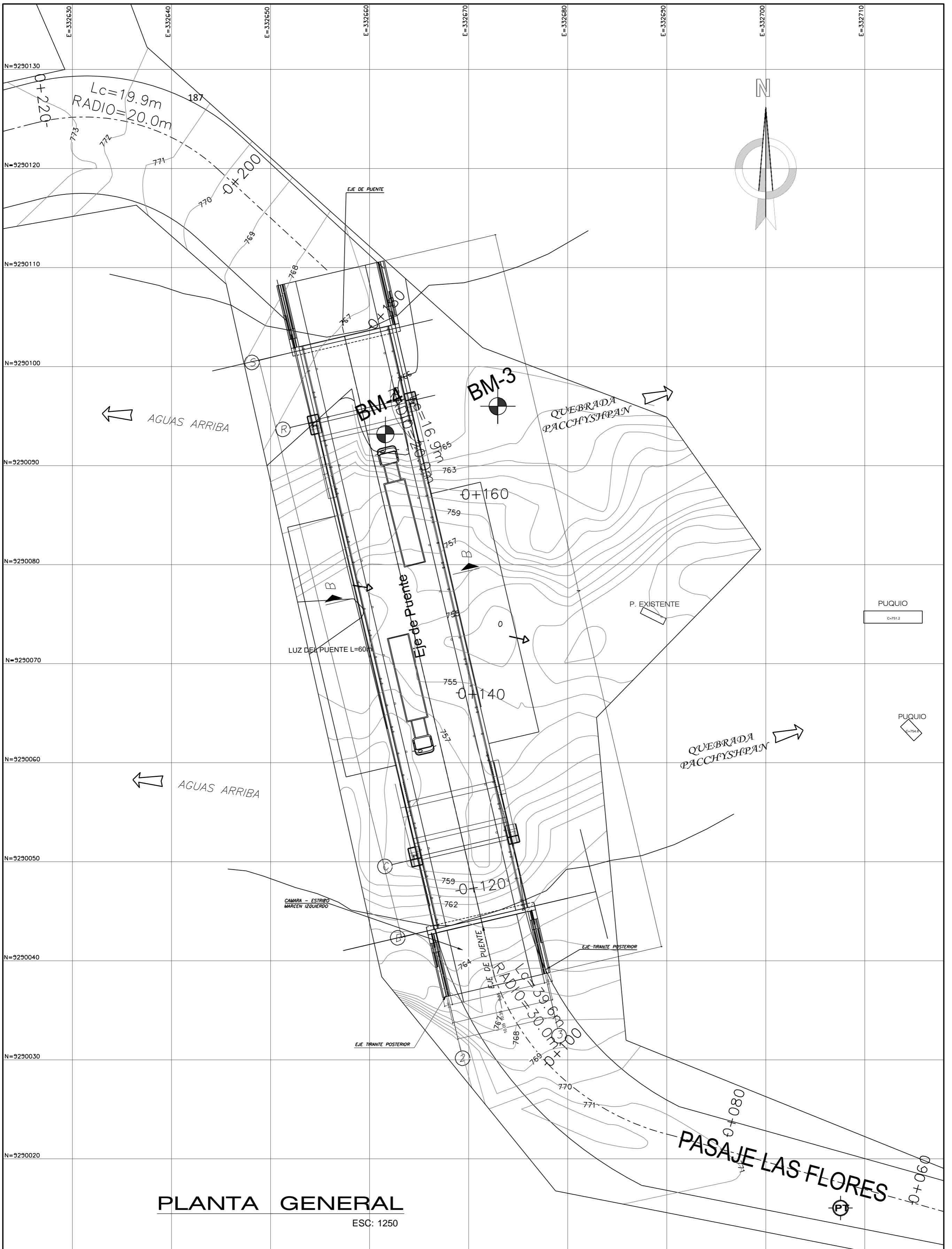
TIPO DE MATERIAL		ORDENADAS DE LA CURVA MASA	VOLUMEN		ESPESOR		ELEVACION		
TIPO DE MATERIAL	FACTOR DE ABUNDAMIENTO		FACTOR DE COMPACTACION	TERRAPLEN	CORTE	TERRAPLEN	CORTE	SUBRASANTE	TERRENO
		10,000	0.00	0.00	0.00	0.00	772.81	772.81	772.81
		10,007	5.46	12.77	0.10	0.35	771.86	771.96	771.96
		10,038	2.35	32.81	0.88	0.88	770.90	771.26	771.26
		10,115	2.25	79.03	2.01	1.22	769.95	770.83	770.83
		10,295	0.00	180.91	7.58	1.22	769.00	771.01	771.01
		10,517	0.00	221.39	7.58	1.22	768.04	769.26	769.26
		10,007	605.02	94.73	7.58	1.22	767.76	760.19	767.76
		8,399	1,607.27	0.00	12.47	0.00	767.79	755.32	767.79
		6,808	1,590.82	0.00	7.49	0.00	767.81	760.32	767.81
		6,100	708.06	0.00	1.54	0.00	768.29	766.75	768.29
		5,894	206.64	0.00	1.33	0.00	771.15	769.82	771.15
		5,760	133.50	0.00	0.55	0.00	774.03	773.48	774.03
		5,720	46.35	6.53	0.06	0.06	776.91	776.97	776.97
		5,732	4.50	15.64	0.18	0.18	779.79	779.97	779.97
		5,745	6.45	19.74	0.08	0.08	782.67	782.59	782.67

PERFIL
 ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
 ESCALA VERTICAL 1 : 1000
 TOTAL VOLUMEN CORTE = 663.55m3
 TOTAL VOLUMEN TERRAPLEN = -4,918.66m3


 FACULTAD DE INGENIERIA <small>DE INGENIERIA CIVIL</small>	<small>TITULO DE INVESTIGACION:</small> "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHIPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	<small>TESETA:</small> Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña, Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Gardini, ASESOR ESPECIALISTA.
	<small>TITULO DEL PROYECTO ANTEPROYECTO:</small> "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHIPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	<small>PROYECTO:</small> 1188
<small>DEPARTAMENTO:</small> SAN MARTIN	<small>PROVINCIA:</small> LAMAS	<small>FECHA:</small> AGOSTO 2018

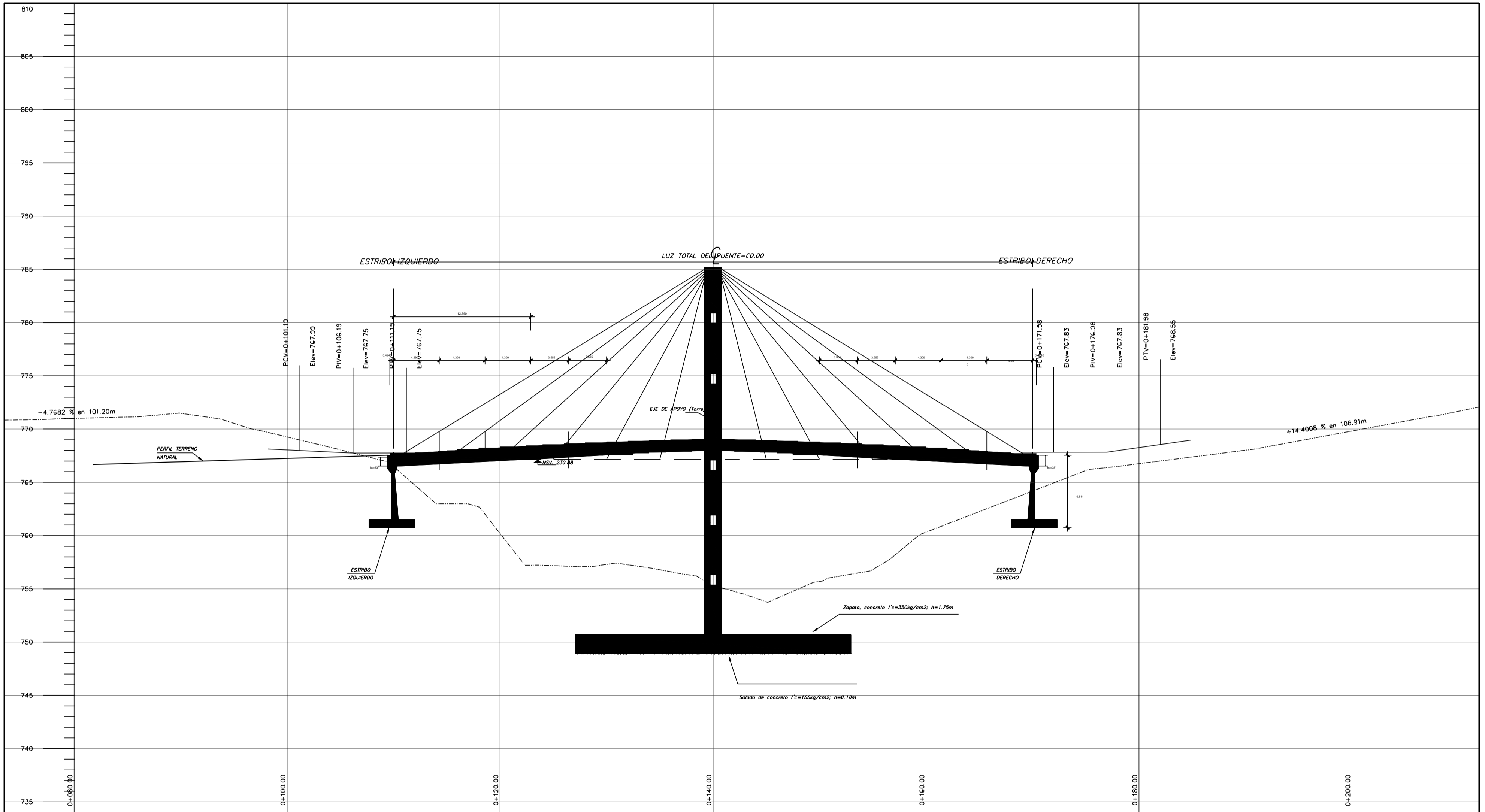


 UNIVERSIDAD CAYMA	TITULO DE INVESTIGACION:	"DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	TERCERA: Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Gardini.
	TITULO DEL PROYECTO AGUJEROTOMADO:	"DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"	ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Sorbando Sotopuquio Quiroga.
FACULTAD DE INGENIERIA	DEPARTAMENTO PROFESIONAL:	SAN MARTÍN LAMAS	ESCALA: 11000
	PLANO:	LONGITUDINALES SECCIONES	COORDINADOR: PS-01
DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL	FECHA:	AGOSTO 2018	N° DE LAMINA: 3.3




PLANTA GENERAL
ESC: 1250

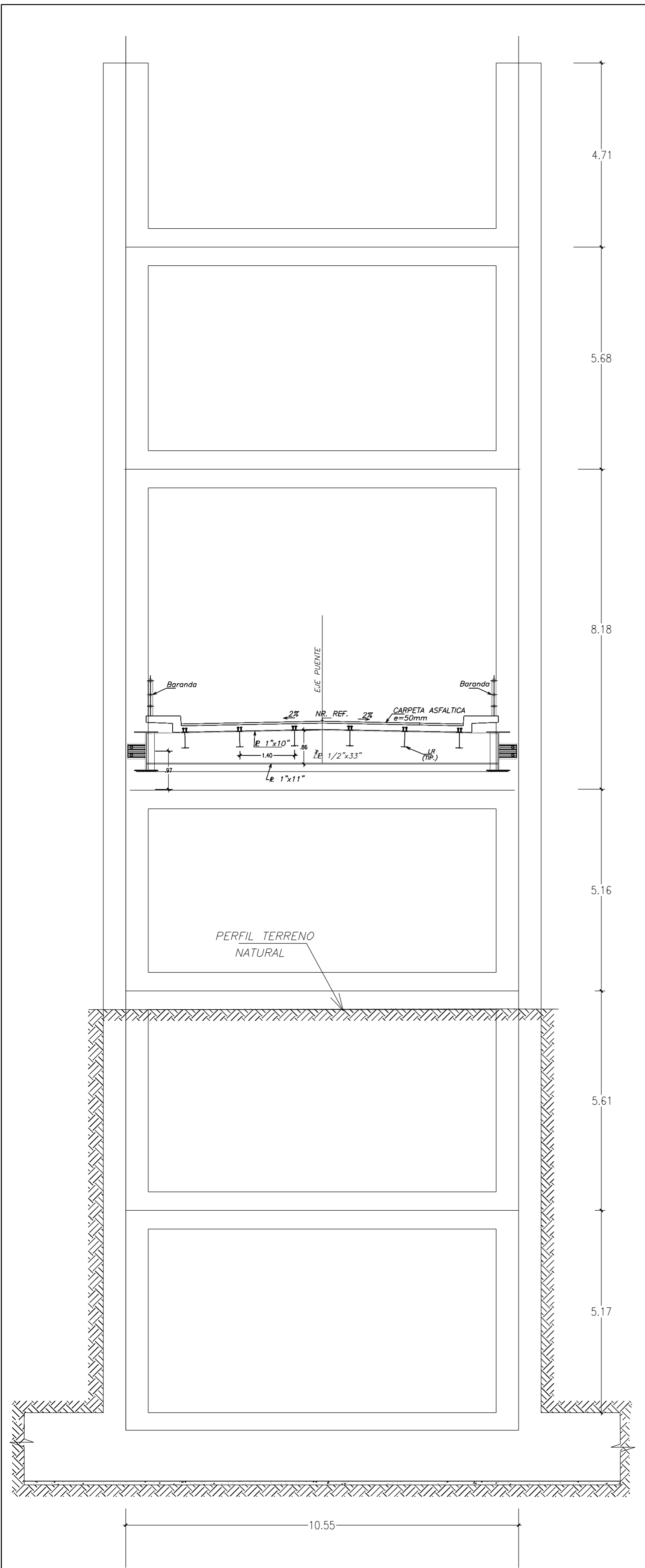
 UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	TITULO DE INVESTIGACION: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		TESISISTA: Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Gardini.
	TITULO DEL PROYECTO AGUATECTONICO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Serbando Soplopuco Quiroga.
FACULTAD DE INGENIERIA	DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN PROVINCIA: LAMAS DISTRITO: LAMAS	PLANO: PLANTA GENERAL	ESCALA: 1250 COD. LÁMINA: A-01
DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL	FECHA: AGOSTO 2019	N° DE LÁMINA: 49	



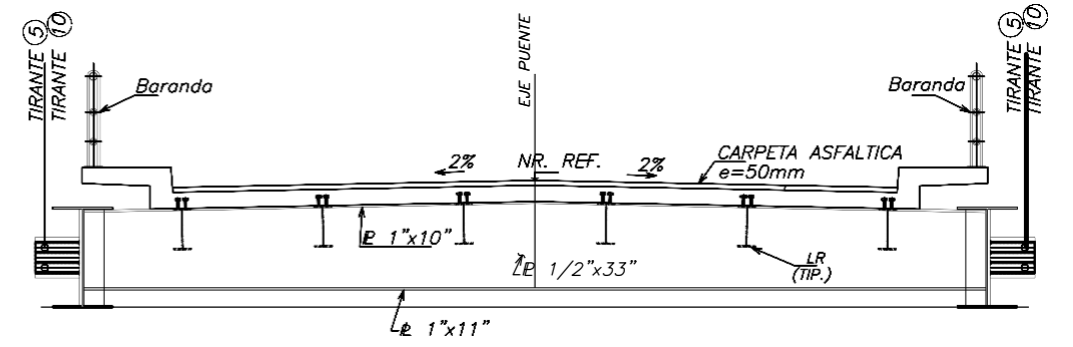
ELEVACIÓN LATERAL

ESC: 1250

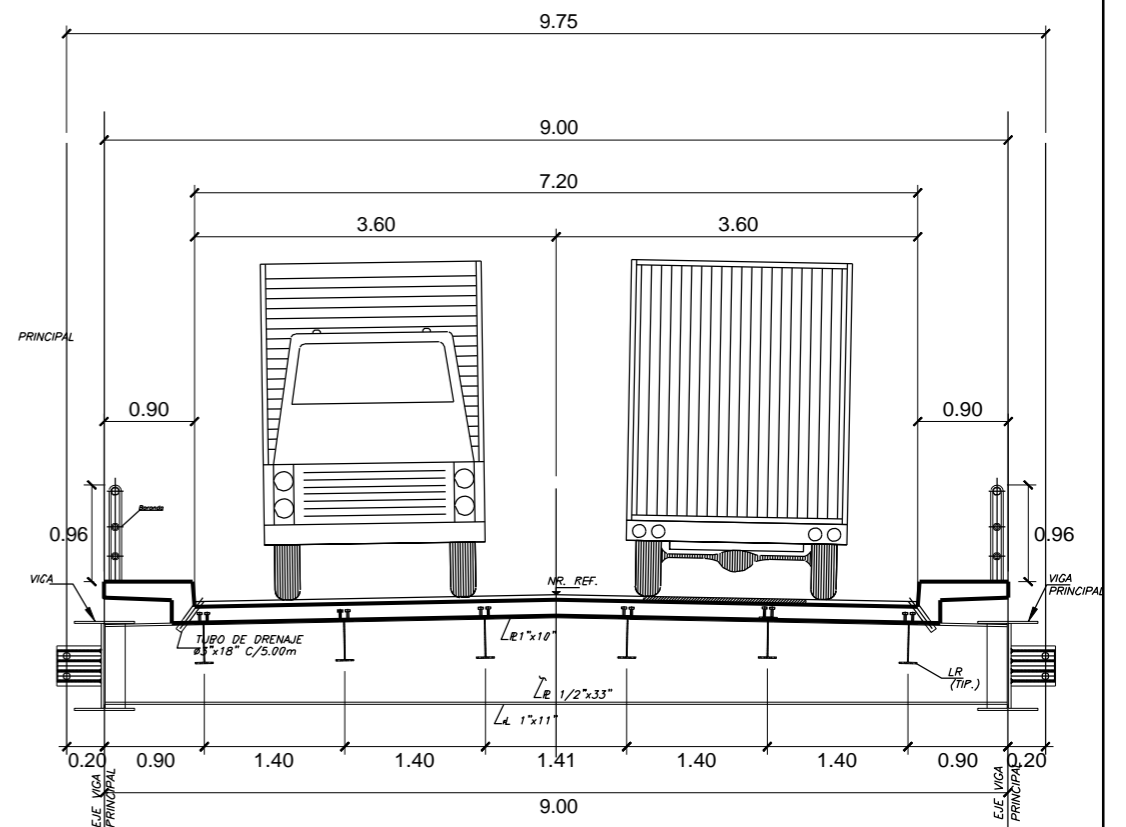
 UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	TÍTULO DE INVESTIGACIÓN: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		TESISISTA: Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Cardón
	TÍTULO DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Serbando Soplopucuo Quiroga.
FACULTAD DE INGENIERÍA	DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN	ESCALA: 1250	COD. LÁMINA: A-02
DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL	DISTRITO: LAMAS	FECHA: AGOSTO 2018	N° DE LÁMINA: 3
PLANO: ELEVACIÓN LONGITUDINAL			



ELEVACIÓN

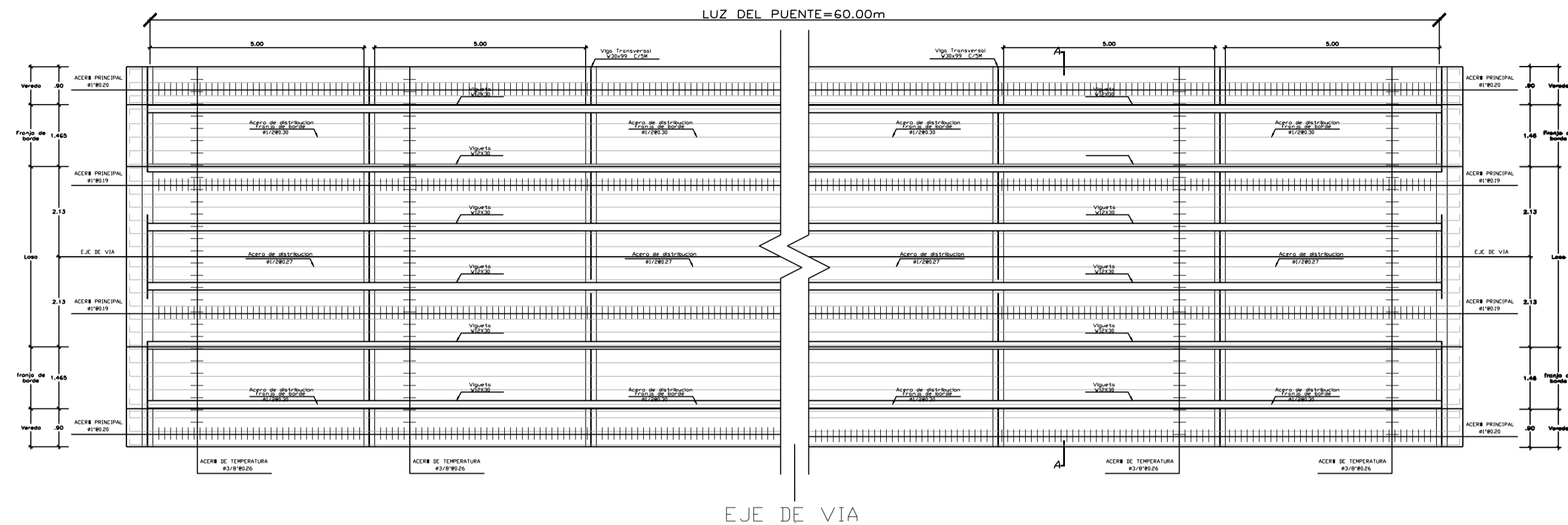


ELEVACIÓN

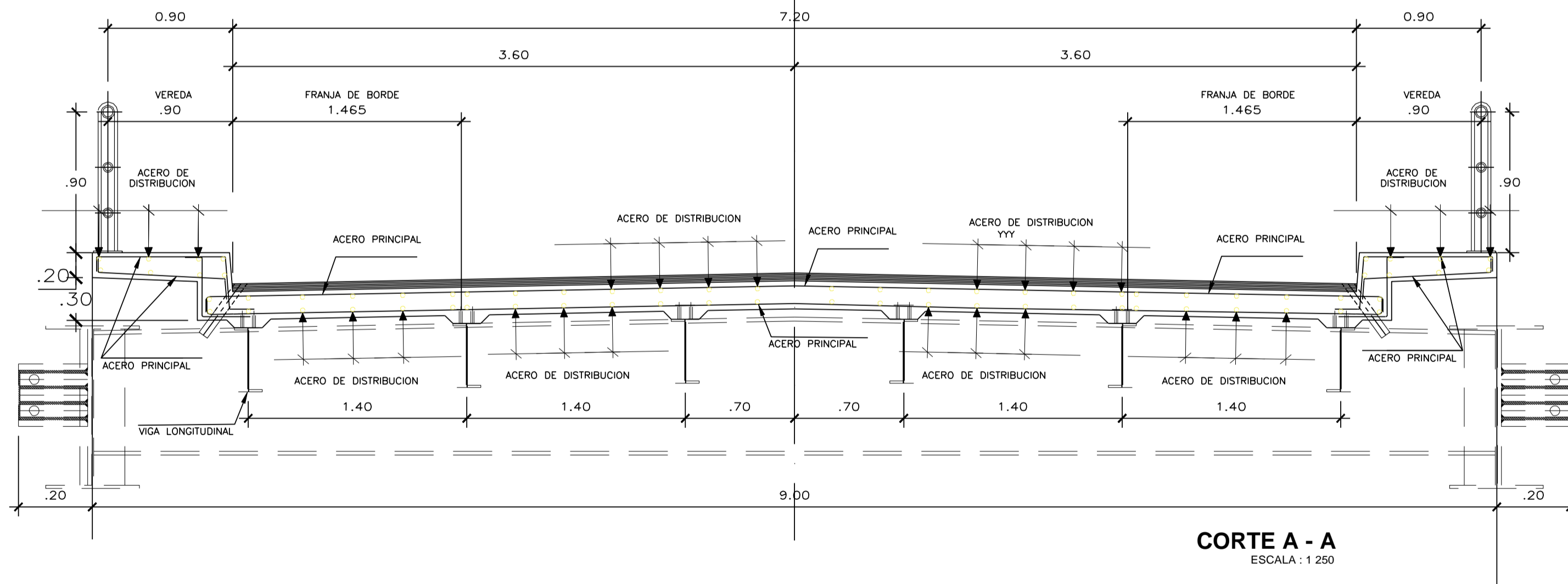


SECCION B-B
ESC. 1/50


<p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL</p>	<p>TITULO DE INVESTIGADOR:</p> <p>"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"</p>	<p>TESIS:</p> <p>Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Gardini.</p>
	<p>TITULO DEL PROYECTO ADSCRITO:</p> <p>"DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"</p>	<p>ASESOR ESPECIALISTA:</p> <p>Ing. Serbando Soplipoqui Quiroga.</p>
<p>DEPARTAMENTO:</p> <p>SAN MARTIN</p> <p>DISTRITO:</p> <p>LAMAS LAMAS</p>	<p>PLANO:</p> <p>ELEVACION FRONTAL</p>	<p>FECHA:</p> <p>AGOSTO 2019</p>



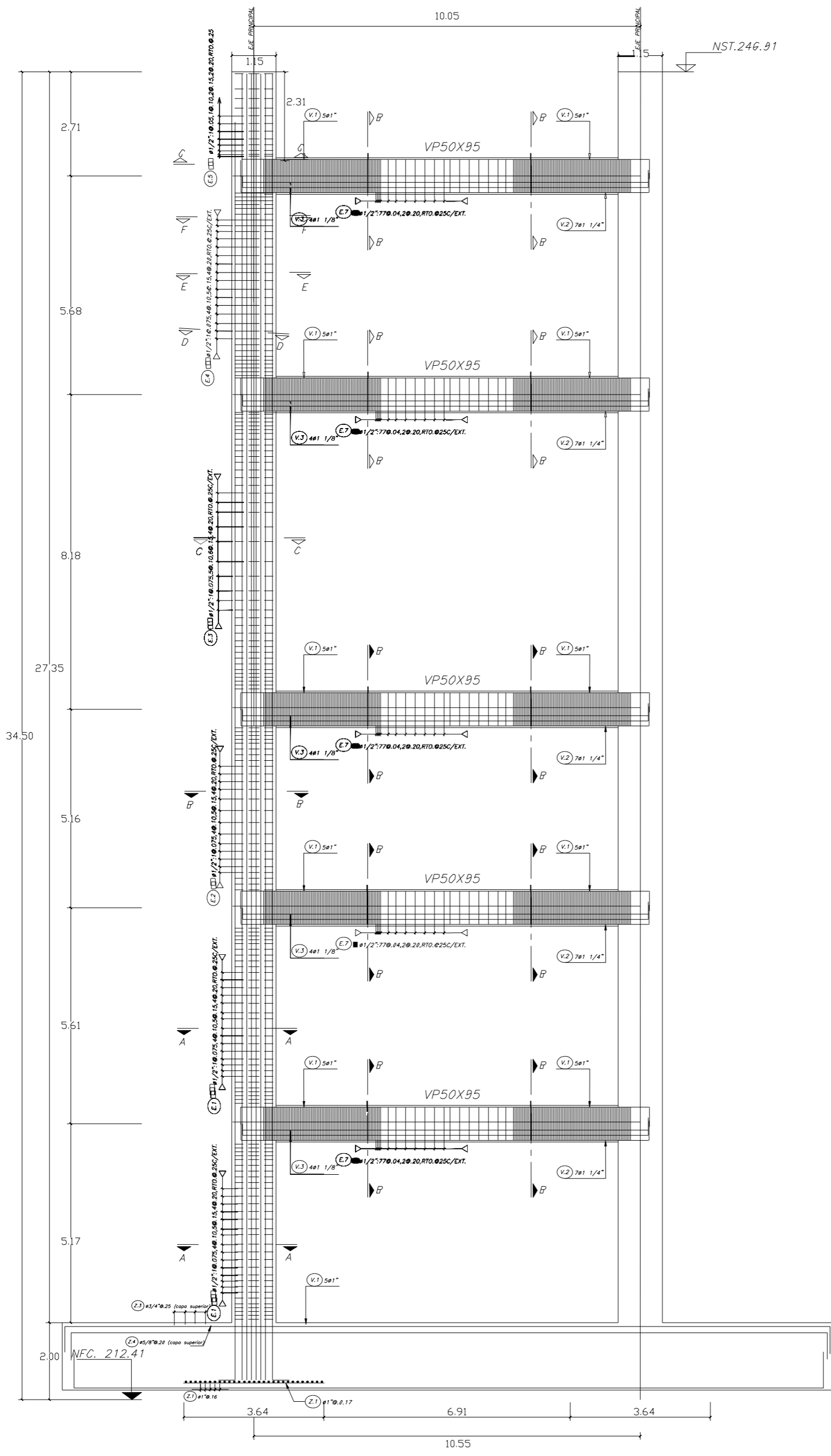
REFUERZO DE LOSA
ESCALA : 1 100



CORTE A - A
ESCALA : 1 250

 UNIVERSIDAD CÉSAR VALDEZ	TÍTULO DE INVESTIGACIÓN: "DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		TESISTA: Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Gardini.	
	TÍTULO DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO: "DISEÑO DE PUENTE ATRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"		ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Serbando Sotopuoco Quiroga.	
FACULTAD DE INGENIERÍA DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL	DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN PROVINCIA: LAMAS DISTRITO: LAMAS		ESCALA: INDICADA	COD. LÁMINA: E-01
	PLANO: REFUERZO DE LOSA - CORTE DE LOSA		FECHA: AGOSTO 2019	N° DE LÁMINA: 70

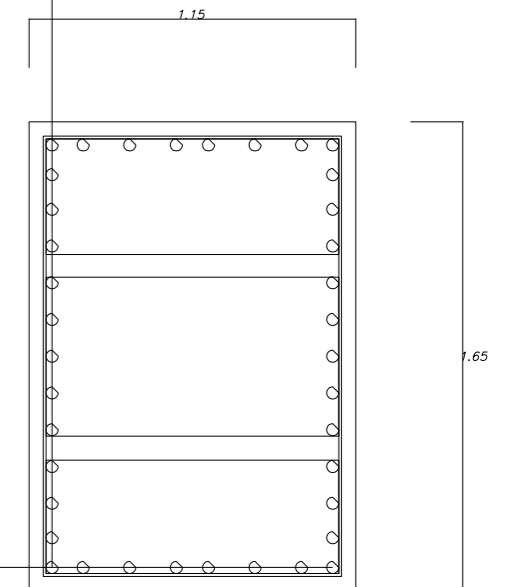
SECCIONES



ELEVACION A1 - A1
ESC. 1/50

V.1 38Ø1"

V.1 38Ø1"



SECCION A-A
ESC. 1/5

V.1 5Ø1"

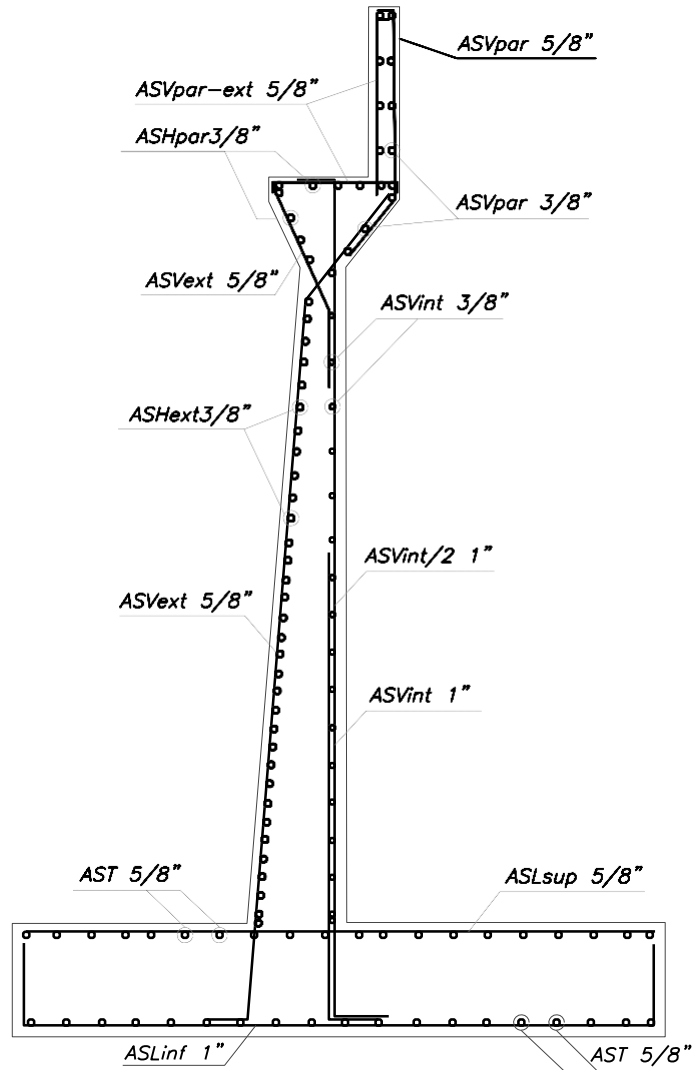
V.2 4Ø1 1/8"

V.3 7Ø1 1/4"

SECCION B-B
ESC. 1/5


<p>FACULTAD DE INGENIERÍA DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL</p>	<p>TÍTULO DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO: "DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DE LAMAS 2018"</p>	<p>TESISTA: Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña. Bach. Ing. Alexis Waldemar Rutz Gardini. ASESOR ESPECIALISTA: Ing. Serbando Soplipuco Quiroga.</p>
	<p>DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN PROVINCIA: LAMAS DISTRITO: LAMAS</p>	<p>PLANO: REFUERZO DE TORRE</p>

E-02



ESTRIBO

ESC. 1/50

 FACULTAD DE INGENIERIA <small>DE INGENIERIA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL</small>	<small>TITULO DE INVESTIGACION:</small> DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DELAMAS 2018*	<small>TESISTA:</small> Bach. Ing. Fernando Alonso Muñoz Acuña, Bach. Ing. Alexis Waldemar Ruiz Cardón, <small>ASESOR ESPECIALISTA:</small> Ing. Sarbando Sepúlveda Quiroga.
	<small>TITULO DEL PROYECTO ARQUITECTONICO:</small> DISEÑO DE PUENTE ATIRANTADO SOBRE LA QUEBRADA PACCHISHPAN PARA MEJORAR LA TRANSITABILIDAD DE LA CIUDAD DELAMAS 2018*	<small>ESCALA:</small> 1:1000
<small>DEPARTAMENTO:</small> SAN MARTÍN <small>PROVINCIA:</small> LAMAS <small>LAMAS</small>	<small>PLANO:</small> ESTRUCTURA DE ESTRIBO	<small>FECHA:</small> AGOSTO 2019 <small>N° DE LÁMINA:</small> 22

ANEXO 9:
ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS

Yo, Mg. Ing. Tania Arévalo Lazo, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo filial Tarapoto, revisor (a) de la tesis titulada:

"Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchispan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018", del estudiante MUÑOZ ACUÑA FERNANDO ALONSO constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20% 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.

Tarapoto, 18 de Diciembre del 2019




Firma

Mg. Tania Arévalo Lazo

DNI: 44086934.

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

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 10 Fecha : 10-06-2019 Página : 1 de 1
--	---	---

Yo, Mg. Ing. Tania Arévalo Lazo, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo filial Tarapoto, revisor (a) de la tesis titulada:

"Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchispan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas – 2018", del estudiante RUIZ GARDINI ALEXIS WALDEMAR constato que la investigación tiene un índice de similitud de 20% 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.

Tarapoto, 18 de Diciembre del 2019




Firma

Mg. Tania Arévalo Lazo

DNI: 44086934.

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

Captura de pantalla del Turnitin

Feedback Studio - Mozilla Firefox
https://ev.turnitin.com/app/carta/es/?o=1235492699&u=1090235249&lang=es&ro=103&s=1

feedback studio | TESIS MYR 4 | /0 | 77 de 77

Preparando la



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad en la ciudad de Lamas - 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

AUTORES:
Muñoz Acuña, Fernando Alonso
Ruiz Gardini, Alexis Waldemar

Página: 1 de 108 | Número de palabras: 23435

Text-only Report | High Resolution | Activado

Resumen de coincidencias

20 %

Rango	Fuente	Porcentaje
1	www.scribd.com Fuente de Internet	5 %
2	pt.scribd.com Fuente de Internet	5 %
3	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	3 %
4	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	2 %
5	documents.tips Fuente de Internet	1 %
6	myslide.es Fuente de Internet	1 %
7	www.inti.gob.ar Fuente de Internet	<1 %
8	Entregado a Universida... Trabajo del estudiante	<1 %
9	www.atiner.gr Fuente de Internet	<1 %
10	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
11	documents.mx Fuente de Internet	<1 %

ANEXO 10:
AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS

ANEXO 11:
AUTORIZACIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA LA
COORDINADORA DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL:**

Mg. Tania Arévalo Lazo

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

Fernando Alonso Muñoz Acuña

INFORME TÍTULADO:

“Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad
en la ciudad de Lamas - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

SUSTENTANDO EN FECHA: 04 de Julio de 2019

NOTA O MENCIÓN: 11





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA LA
COORDINADORA DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL:**

Mg. Tania Arévalo Lazo

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

Alexis Waldemar Ruiz Gardini

INFORME TITULADO:

“Diseño de Puente atirantado sobre la quebrada Pacchishpan para mejorar la transitabilidad
en la ciudad de Lamas - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

SUSTENTANDO EN FECHA: 04 de Julio de 2019

NOTA O MENCIÓN: 11

