



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Propuesta de Diseño Del Puente Sechín ubicado en la Panamericana Norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Jhon Daniel Roque Gamarra

ASESOR:

Mgtr. Sheila Mabel Legendre Salazar

LINEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

-2018-

PÁGINA DEL JURADO

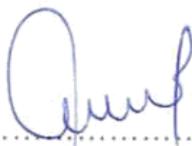
Los miembros del jurado:

En cumplimiento del reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo damos conformidad para la sustentación de la Tesis Titulada "Propuesta de Diseño del Puente Sechín ubicado en la Panamericana Norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018", la misma que debe ser defendida por el tesista: Jhon Daniel Roque Gamarra, aspirante a obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.



Dr. Rigoberto Cerna Chávez

PRESIDENTE



Mgtr. Sheila Mabel Legendre Salazar

SECRETARIA



Mgtr. Jenisse del Rocío Fernández Mantilla

VOCAL

DEDICATORIA

A DIOS:

Por haberme permitido llegar hasta este punto, guiarme por un buen camino, darme la oportunidad de tener buena salud para lograr mis objetivos, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

A MI FAMILIA:

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por todo el amor brindado de cada uno de ellos.

A MIS AMISTADES:

Que nos apoyamos mutuamente en nuestra formación profesional y que hasta ahora seguimos demostrando lo mejor de cada uno de nosotros, *durante el proceso de estudios.*

AGRADECIMIENTO

A DIOS:

El que en todo momento está conmigo ayudándome a aprender de mis errores y a no cometerlos otra vez. Eres quien guía el destino de mi vida. Porque siempre ha estado presente en la toma de decisiones especialmente en los momentos más difíciles. Gracias a Dios por no abandonarme nunca.

A MI FAMILIA:

A mi familia, quien está conmigo en todo momento, apoyándome a seguir adelante e inculcándome los buenos valores para ser una persona de bien, por el amor incondicional, el continuo apoyo, brindando sus conocimientos y experiencias para poder sobresalir.

A MIS DOCENTES:

Por los conocimientos otorgados durante los años estudiados, por su paciencia para enseñarme y a la vez brindándome todos los conocimientos necesarios para poder desarrollarme como un futuro profesional.

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, JHON DANIEL ROQUE GAMARRA, con DNI N° 74081181, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es verás y auténtica.

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

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me doblego a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Nuevo Chimbote, 16 de Julio de 2018



.....
Jhon Daniel Roque Gamarra

DNI N° 74081181

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “Propuesta de Diseño Del Puente Sechín ubicado en la Panamericana Norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018”

En el primer capítulo se desarrolla la introducción que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente tesis de investigación.

En el segundo capítulo se describe la metodología de la investigación, es decir el diseño de la investigación, variable y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la evaluación realizada por el tesista para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirá los resultados llegando a conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de ingeniero civil.

Con la convicción que se me otorgará el valor justo y mostrando apertura a sus observaciones, agradezco por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinden a la presente investigación.

ÍNDICE

PAGINA DEL JURADO	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
DECLARATORIA DE AUNTENTICIDAD	v
PRESENTACIÓN	vi
ÍNDICE	vii
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
I. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Realidad Problemática.....	11
1.2. Trabajos Previos	13
1.2.1. Internacional.....	13
1.2.2. Nacional	14
1.2.3. Local.....	15
1.3. Teorías relacionadas al Tema	18
1.3.1. Puentes	18
1.3.1.1. Historia.....	18
1.3.1.2. Definición de los puentes.....	18
1.3.1.3. Partes de la estructura de un puente	19
1.3.1.4. Clasificación de los puentes	19
1.3.2. Estudios básicos de ingeniería básica	20
1.3.2.1. Estudios topográficos	21
1.3.2.2. Estudios hidráulicos e hidrología.....	22
1.3.2.3. Estudios geológicos y geotecnia	22
1.3.2.4. Estudios de Riesgo Sísmico.....	22
1.3.2.5. Estudios de Trafico.....	23
1.3.3. Cargas y factores de carga	23
1.3.3.1. Cargas permanentes.....	24
1.3.3.2. Cargas Variables.....	24
1.3.4. Métodos aproximados de análisis -AASHTO.....	25
1.4. Formulación del Problema	26
1.5. Justificación de Estudio	26

1.6. Hipótesis	27
1.7. Objetivos	27
1.7.1. Objetivo General	27
1.7.2. Objetivos Específicos	27
II. MÉTODO	28
2.1. Diseño de Investigación	29
2.1.1. Diseño de Investigación	29
2.1.2. Tipo de Estudio	29
2.2. Variables, operacionalización	29
2.2.1. Variable independiente	29
2.2.2. Operacionalización de variable	30
2.3. Población y muestra	31
2.3.1. Población	31
2.3.2. Muestra	31
2.4. Técnicas e instrumento de recolección de datos, validez y confiabilidad ...	32
2.4.1. Técnicas de recolección de datos	32
2.4.2. Instrumento de recolección de datos	32
2.4.3. Validez y confiabilidad del Instrumento	32
2.5. Método de análisis de datos	32
2.6. Aspectos Éticos	32
III. RESULTADOS	33
IV. DISCUSIÓN	75
V. CONCLUSIÓN	84
VI. RECOMENDACIONES	86
VII. REFERENCIAS	88

ANEXOS

- ✓ Instrumentos
- ✓ Validación de los Instrumentos
- ✓ Matriz de Consistencia
- ✓ Estudio de Suelos (Ensayos de Laboratorio)
- ✓ Estudio Hidrológico
- ✓ Cálculos
- ✓ Panel Fotográfico
- ✓ Planos

RESUMEN

Debido al colapso del puente Sechín el 14 de febrero del año 2017 ubicado en la panamericana Norte Km. 376 del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash; conllevó a la construcción de un puente Bailey que facilitó la comunicación entre las localidades, es por ello que el objetivo de este proyecto de investigación es presentar una propuesta de diseño del Puente Sechin, lo que implica realizar los estudios Geológico y geotécnico, topografía, Hidrológico en el Rio Loco, y los diferentes cálculos y trabajos de gabinete; que por siguiente fue respaldado por el uso de las especificaciones Técnicas y normativa Peruana actualizada; de igual manera el uso de programas especializados que permitieron desarrollar el proyecto de investigación.

El tipo de Investigación es descriptiva, la cual se obtiene como técnica e instrumento de recolección de datos la observación, debido a la recolección de información necesaria; y Análisis Documental, debido a que se realizó los ensayos correspondientes para la elaboración del diseño del puente Sechin.

Por último se concluye con un diseño específico de la superestructura y subestructura del Puente Sechín.

Palabra clave: Capacidad portante del suelo, Socavación, Caudal máximo, Momento último y Cortante Máximo, Dimensionamiento de estructuras.

ABSTRACT

Due to the collapse of the Sechin bridge on 14 February, 2017 located in the Pan-American North Km. 376 of the District of Casma, Province of Casma, Ancash Region; led to the construction of a Bailey bridge that facilitated communication between the localities, that is why the objective of this research project is to present a design proposal for the Sechin Bridge, which implies carrying out the Geological and Geotechnical studies, topography, Hydrological in the Rio Loco, and the different calculations and cabinet work; that the following was supported by the use of the updated Peruvian Technical and Regulations specifications; likewise the use of specialized programs that allowed the development of the research project.

The type of research is descriptive, which is obtained as a technique and instrument of data collection observation, due to the collection of necessary information; and Documentary Analysis, due to the fact that the corresponding tests were carried out for the design of the Sechin bridge.

Finally, it concludes with a specific design of the superstructure and substructure of the Sechin Bridge.

Keyword: Soil carrying capacity, Scour, Seismic Force, Moment and Maximum Cutting, Sizing of structures.

INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad Problemática

Los huaicos han sido partícipes del gran daño que ha provocado a nuestro país en el mes de marzo del presente año, un día inolvidable para todos los peruanos, dando como consecuencia los colapsos de algunos puentes de la zona costera y afectando la principal vía férrea del Perú. ¿Por dónde viajara la importante producción minera para exportación? ¿Y los alimentos? “El niño costero” amenaza ahora la economía del país.

Ya le ocurrió a Perú en 1925, en 1983 y en 1997, A diferencia de “El niño”, calentamiento de aguas del océano pacifico que alteran el clima en el mundo entero, Perú sufrió un Niño que solo afectó sobre sus costas y las de Ecuador.

“El niño costero ” calienta las aguas del pacífico frente a Perú, lo que genera mayor evaporación y desata fuertes lluvias en los Andes. Estas bajan con fuerza convertidas en Huaicos destruyendo todo a su paso. Desde enero a la fecha, han causado un promedio de setenta y nueve muertos, más de cien mil damnificados y más de seiscientos mil afectados, según el último reporte a nivel nacional difundido por las autoridades.

Tras el golpe por los desastres naturales, viene un efecto rebote, por la generación de empleo y mano de obra para la reconstrucción de infraestructuras. La reconstrucción viene a compensar el daño, es como cuando te enfermas y te dan antibióticos, vuelves a tu estado normal. Lo que aquí se hace es recuperar lo perdido: se desploma un puente y se vuelve a construir, pero no es que tengas dos puentes, es la misma.

La construcción de un puente alberga la unión de dos cantones, ambos intersectados por un canal o un río, con la finalidad de que la transitibilidad sea efectiva para el desarrollo de los alrededores.

La situación actual del puente por causa del fenómeno natural ocurrido el 14 de marzo del año 2017, colapsó a causa de las intensas lluvias que azotaron esa parte del país, cuya infraestructura fue afectada por las aguas del río Loco, debido a un desborde. La amenaza de la llegada del huaico de gran intensidad hizo que la infraestructura de puente Sechín sea colapsada una gran parte de la superestructura y subestructura.

El mencionado río afectó gravemente el puente Sechín, dejando incomunicada a la provincia de Casma, la cual estaba bloqueada por el lado norte y lado sur, así como por la vía Casma-Huaraz, perjudicando a los transportistas que llevaban productos perecibles a diversos mercados del país.

Debido a este gran problema de intercomunicación vehicular – comercial, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), reabrió el tránsito lo más pronto posible en la panamericana norte con la instalación de un puente Bailey de doble vía, con un nuevo diseño ya que las excesivas lluvias presentadas por el fenómeno natural hizo incrementar el caudal de Río Loco. El nuevo puente Bailey instalado sobre el río Loco es de doble vía y resiste con diseño de 45 toneladas de peso.

El puente Bailey, es una estructura provisional que se usa sólo para emergencias, como es en el caso que sucedió este año por circunstancias de nuevos estudios geofísicos e hidrológicos, etc., alterados por la venida del fenómeno de “El niño Costero”; es por ello que, se acude a la instalación de un puente Bailey, una solución eficaz ante el problema del fenómeno ocurrido. Por tal motivo se realiza un nuevo diseño del puente sobre el río Loco con una perspectiva de superación a la llegada de otro fenómeno más eficaz que “El Niño Costero”.

De no proceder con una solución con un nuevo diseño de un puente eficaz y efectiva sobre el Río Loco en el Kilómetro 376 de la Panamericana Norte del distrito y provincia de Casma, Región Ancash, con una infraestructura vulnerable y con proyección futura, seremos partícipes y cómplices con las

irregularidades que pueda presentar la naturaleza. En consecuencia ante tales circunstancias de cumplimiento de la vida útil de la infraestructura existente puede llegar a un colapso mientras el tiempo avance y su deterioro también ante su continuo uso.

El puente Sechín se encuentra en las coordenadas siguientes: 17 L (UTM) 0797195 – 8951020 con una altitud de 57 msnm. Según los pobladores mencionan que el puente Sechín Colapsado, tiene una antigüedad más de 80 años, hasta el año 1980 aproximadamente el puente solo funcionaba de una sola vía, por lo que se le hizo una modificación incorporando otra vía al puente pero de diferente dimensión. El puente tenía las siguientes dimensiones: Luz de 8.80 metros, con un ancho de 7 metros aproximadamente. Actualmente cuenta con un puente Bailey expuesto sobre encima del puente Sechín con una dimensión de longitud de 22 metros y un ancho de 11.70 metros y la altura libre debido que no hay presencia de caudal es de 2.40 metros.

Existe otro problema social, debido a la acumulación de tránsito en ambas direcciones, esto se debe a que el puente Bailey colocado genera una pendiente excesiva en sus dos extremos, por tal motivo que los transeúntes se sienten incómodos por la pérdida de tiempo que se hace al cruzar el puente Bailey.

1.2. Trabajos previos:

Antecedentes

De haber realizado las investigaciones bibliográficas correspondientes al tema se encontraron los siguientes trabajos de investigación:

1.2.1. Internacional.

David Israel Méndez Sarmiento en el año 2015 (Ecuador), en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil con Énfasis en Gerencia de Construcciones, en la Universidad del Azuay hizo una investigación titulada "Diseño de la

superestructura de un puente vehicular y peatonal en el Río Paute”, teniendo como objetivo principal diseñar la superestructura de un puente en el Río Paute que conecte al cantón con la parroquia aledaña Tutucán. De igual manera el autor permite concluir que el diseño y la construcción de un puente de viga y losa es una de las tantas alternativas a elegir para este tipo de puentes de longitud significativa. Esta obra de fábrica realmente puede cambiar la vida de los usuarios tanto los que transitan en un vehículo como los que se transportan a pie, pero en lo que podemos concluir es que no nos debemos centrar en que esta obra puede simplemente dar continuidad a una vía o facilitar la conexión de sitios divididos por un río, sino que también puede influenciar dando grandes oportunidades para el cantón y sus parroquias en el ámbito social, económico y cultural. Una vez diseñada la superestructura y calculado las cantidades de obra llegamos a la conclusión que esta obra de fábrica tiene una cantidad de acero estructural, acero de refuerzo y hormigón considerables, ya que estamos hablando de 60 m. de longitud del puente siendo así que esta superestructura puede llegar a costar un total de 3.571.775,30 dólares americanos incluido un 20% de indirectos.

Sandra Verónica Duran Yazuma y Cristina Quishpe Coro en el año 2009, en su tesis para la obtención del título de Ingeniero Mecánico, en la Escuela Politécnica de Nacional de Ecuador, realizaron la investigación titulada “Reparación de puentes de hormigón colapsados, mediante la instalación de sistemas estructurales de acero”; en el cual el objetivo principal es diseñar una alternativa para la reparación de puentes de hormigón colapsados mediante la sustitución de sistemas estructurales de acero, por ello en la selección de la mejor alternativa se analizan todos los factores y parámetros que cumplan con los requerimientos de diseño de un puente según las normas AASHTO para diseño de puentes. Teniendo como conclusiones que las características ambientales en el Ecuador son muy variables, en consecuencia han venido afectando a las estructuras construidas en las diferentes zonas del país, en especial la Región Costa, esto debido a que Ing. Constructores han dejado en segundo plano consideraciones como las cargas externas que producen los fenómenos naturales; de igual manera se concluye que la pila del puente de

hormigón tipo ha fallado por socavación localizada, es decir es una socavación local en pilas que tiene un carácter creciente al principio y a medida que el tiempo transcurre el aumento de la profundidad de socavación es más lento hasta que llega a una condición de equilibrio en el cuenco de socavación.

Katerine Paola Placencia Crespo en el año 2014, en su tesis para la obtención del Título de Ingeniero Civil en la Universidad de Cuenca-Ecuador; realizó la investigación de "Cálculo y Diseño de pilotes para el puente Naranjal 1 (PNA1) que forma parte del proyecto control de inundaciones del Río Naranjal". Su objetivo principal está dada en realizar el cálculo y diseño geotécnico mediante el empleo de los métodos de Meyerhof y Janbu, y el cálculo y diseño estructural de los pilotes para las pilas del puente Naranjal (PNA1); llevándose a cabo los estudios necesarios para la investigación se llegó a las conclusiones, de que con el método de Meyerhof se obtuvo una capacidad de carga por punta igual a 4377.24 toneladas, y por el método de Janbu una de 857.217 toneladas, optando por el método de Janbu por ser el más bajo y desfavorable, para el diseño; por otro lado la capacidad por punta del pilote es mayor a la capacidad por fuste de 193 toneladas, ya que el pilote llega a un estrato firme para ser cimentado, caso contrario si estuviese flotante la capacidad por fuste sería mayor a la capacidad por punta.

1.2.2. Nacional.

Enrique Arturo Vargas Márquez en el año 2015, en su tesis para optar el Título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Católica del Perú, realizó la investigación titulada "Elección y Diseño de alternativa de puente sobre el Río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto Constancia". El objetivo principal de esta tesis es el de ofrecer una solución, alternativa al puente Bailey existente, para dar acceso a la planta de procesamiento de minerales del proyecto Constancia, cruzando el río Chilloroya, la cual en comparación con el puente ya construido sea más económica, requiera menos tiempo para su construcción, tenga menor impacto ambiental y menores requerimientos de mantenimiento posterior, al corto y

largo plazo. Debido a los diferentes estudios que se llevaron a cabo se llega a la siguiente conclusión dada por el autor, gran parte de las consideraciones de diseño dependen finalmente del criterio del diseñador. Por ejemplo, la vida útil del puente se estimó inicialmente por la vida operacional del proyecto (15.3 años), pero se definió previendo una ampliación del proyecto (muy común en proyectos mineros).

Ernesto Seminario Manrique en el año 2004, en su tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad de Piura, realizó la investigación titulada "Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losa". El objetivo principal de esta tesis es proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con vigas y losa. Para lograr este objetivo, se presenta la metodología usada, mostrando las principales etapas del diseño de manera de obtener una visión global del diseño de puentes. Estas etapas comprenden la concepción del proyecto según el tipo de puente, el metrado de cargas, el diseño de losas, vigas, consideraciones constructivas, sub estructuras, juntas, apoyos y obras de arte. En conclusión se obtiene que del estudio de esta tesis se puede concluir que el Manual de Diseño de Puentes del MTC - DGCF es una adaptación de AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges. Asimismo, se puede decir que la norma peruana contiene las principales especificaciones necesarias para el diseño de los puentes más comunes. Asimismo, se debe señalar que un diseño de puentes que garantice un correcto funcionamiento necesita el estudio de diversos campos como hidrología, hidráulica, topografía, geología, estudio de tránsito, sismo, etc. Muchas veces, la incertidumbre en estos campos de estudio influye negativamente en el impacto psicológico de la población.

1.2.3. Local.

Karina Rosmery Lozano Rodríguez en el año 2011, en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional del Santa, realizó la investigación titulada "Diseño de un puente Aplicando el Método LFRD con superestructura de viga postensada". El objetivo principal de esta tesis es

realizar un diseño de la superestructura un puente con vigas postensadas, utilizando la norma AASHTO. El diseño también se orienta a ayudar a la transición en el diseño de puentes con diseño de factores de carga (Load Factor Designe LFD) al Diseño de Carga y Resistencia Factorada (LFRD). El autor hace mención en su conclusión que gracias a la combinación del concreto y el acero de pre-esfuerzo es posible producir en un elemento estructural esfuerzos y deformaciones que se contrarresten total o parcialmente con los producidos por las cargas, lográndose así diseños muy eficientes.

Jairo Diego Vigo Reyes y Crhristian Martin Vásquez Lozada en el año 2011, en su tesis para optar el título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional del Santa, realizaron la investigación titulada "Diseño del Puente Carrozable del C. P. Virahuanca en el distrito de Moro, Provincia del Santa, Departamento de Ancash". El objetivo principal es realizar el diseño del puente Carrozable del C. P. Virahuanca sobre el Rio Loco, en el distrito de Moro, Provincia del Santa, Departamento de Ancash". En conclusión de acuerdo al Estudio Hidrológico e Hidráulico se pudo determinar que para un periodo de retorno de 50 años (vida útil estimada para estructuras de apoyo) el caudal máximo será de $133.2 \text{ m}^3/\text{s}$ y la velocidad media 2.66 m/s . De acuerdo a la evaluación de los valores de socavación, se ha obtenido una profundidad de socavación de 0.91 m , para la socavación local de la zona de los estribos una socavación de 2.81 m y en pilar de 2.54 m . teniendo en cuenta el fenómeno de la socavación que se pueda producir durante las avenidas de máximo caudal se pudo llegar a la conclusión que se requiere un nivel de cimentación por debajo de los 2.80 m , debajo del fondo del cauce actual que garantice que no se produzca la pérdida de capacidad de carga del suelo o asentamientos diferenciales que puedan colapsar la estructura, pudiendo ser dicho nivel de cimentación, una profundidad de cimentación partir de los 4.00m , debajo del nivel del cauce.

1.3. Teorías relacionadas al Tema

1.3.1. Puentes

1.3.1.1. Historia:

Las culturas primitivas emplearon el uso de distintas herramientas para lograr formar puentes muy simples, como es el caso de cruzar un río con la ayuda de los troncos de los árboles que atravesaban el curso del agua, o también con la ayuda de las cuerdas naturales que lo usaban como elementales formas colgantes para el cruce peatonal (Somenson, 2015, p.15).

1.3.1.2. Definición de los puentes:

La construcción de un puente genera una plataforma plana de apoyo sobre el terreno que a su vez es obstaculizado ya sea por un flujo u otro factor, además ayuda a circular uno o más flujos sobre la plataforma del puente (Somenson, 2015, p.12).

En general se establece que un puente permite la unión de dos cantones que es intersectado por un obstáculo natural o artificial (García, 2006, p.2).

1.3.1.3. Partes de la estructura de un puente:

a. Superestructura

Comúnmente se le llama tablero, debido a que soporta las cargas de tránsito y consiste de un sistema de piso estructural ya que se apoya con sus elementos principales como las vigas longitudinales o armaduras. (García, 2006, p.2).

b. Subestructura

Soportan y sirven de apoyo a la superestructura y tienen la función de recibir las cargas generadas por la superestructura y transferirlas a la cimentación, y de estas al terreno de cimentación, por lo tanto se pueden distinguir dos tipos de subestructuras, que son los estribos y los pilares. (García, 2006, p.2).

Estribos

Son las subestructuras que soportan las cargas en los extremos del puente. Mayormente son preparadas de concreto ciclópeo o concreto armado, de igual manera pueden ser sistemas estructurales prefabricadas de concreto Postensado y armado. (García, 2006, p.2).

Pilares

Son las subestructuras que soportan interiormente en el lecho del río o al centro del puente, generalmente son de concreto armado o de estructura metálica, y en otros casos de una combinación entre ambas. (García, 2006, p.2).

c. Aparatos de apoyo ó apoyos

Su única función es transferir las cargas de la superestructura o tablero a las subestructuras que podrían ser estribos y/o pilares. Mayormente son hechos de elastómeros o metálicos, también es conocido como neoprene. Soportan cargas en doble dirección ya sea verticalmente como horizontalmente. (García, 2006, p.3).

1.3.1.4. Clasificación de puentes:

a. Por los Materiales Usados

Puentes de acero, puentes de concreto, puentes de madera, puentes de aleación de aluminio (titanio) y puentes de materiales compuestos como fibra de carbono. (García, 2006, p.3).

b. Por sus Objetivos Funcionales

Puentes carreteros, puentes ferroviarios, puentes combinados, puentes peatonales, puentes acueductos (canal) y puentes <<tubo>>; en otros casos los puentes optan por ser móviles o fijos y de uso permanente o temporal. (García, 2006, p.3).

c. Por el Sistema Estructural

Puentes de Losa

Según García menciona que los puentes de tipo losa pueden ser de “Maciza o celular; de concreto armado o presforzado” (2006, p.3).

Puentes de Viga

Los puentes de viga es comúnmente el más sencillo, a la vez son los que más se parecen a un tronco a través de un arroyo. (Fungang, 2011, p. 4).

Puentes de Sección Cajón

La losa forma parte de la sección del tablero, mayormente son elaboradas de concreto Postensado. (García, 2006, p.3).

Puentes de Sección Compuesta

Estos puentes son de concreto armado, de igual manera Postensado sobre las vigas mayores o longitudinales, soldadas de acero o sobre vigas postensadas. En general la losa trabaja en sección compuesta con las vigas por medio de los conectores de corte que se presente. (García, 2006, p.3).

Puentes de Arco

Los puentes de arco son los más resistentes y solidos Debido a que un arco representa una curva su resistencia va a ser mayor. (Fungang, 2011, p. 8).

Puentes Colgantes

En un puente de tipo colgante, la calzada o tablero se sujeta por medio de cables que cuelgas de las estructuras que sobresalen hacia arriba. Estos cables suben hasta amarrarse con otros cables de mayor espesor y luego estos son sujetadas a torres sólidas Es por ello que las torres sostienen el puente. (Fungang, 2011, p. 16).

d. Por las condiciones de apoyo

Puentes simplemente apoyados

Las vigas longitudinales o armaduras se apoyan en dispositivos de tipo articulación fija en un extremo y por el otro móvil, que por consiguiente se analizan como vigas isostáticas simplemente apoyadas. (García, 2006, p.5).

Puentes continuos

Las vigas longitudinales o armaduras son puestas continuamente y se apoyan ya sea en tres o más apoyos, de esta manera se considera un sistema hiperestático. El modelo simple de análisis es el de viga continua. (García, 2006, p.5).

1.3.2. Estudios básicos de ingeniería básica

1.3.2.1. Estudio topográfico

La definición de la ubicación de la zona donde posteriormente se va ubicar el puente, para el caso de atravesar una hondonada o el curso de un río exige; el conocimiento del terreno. (Trujillo, 2013, p. 243).

Para los levantamientos topográficos se pueden utilizar las diferentes herramientas y métodos necesarios. Corresponde al ingeniero determinar criterios de experiencia y lógica, en cuanto se refiere a la precisión requerida. (Trujillo, 2013, p. 243).

1.3.2.2. Estudio Hidráulico e hidrológico

El proyecto de un puentes para un río, es primordial conocer el caudal en las crecientes máximas extraordinarias, en las crecientes ordinarias y en el verano, los niveles que pueda llegar el río, las diferentes zonas de inundación, la dirección de la corriente en las crecientes, estos datos son muy importantes cuando se van a definir las características de la obra. (Trujillo, 2013, p. 247).

Socavación

Al considerar el área hidráulica que corresponde al nivel de agua máximas extraordinarias, se debe establecer si el fondo del cauce ha sido alterado

por la presencia de la creciente máxima extraordinaria. Es muy posible que se haya modificado el área por efecto de la socavación. (Trujillo, 2013, p. 255).

1.3.2.3. Estudios Geológicos y geotécnicos

Estudios Geológicos

Los estudios geológicos están comprendidos por la adquisición de información relevante, descripción de la geología a nivel regional y local; descripción geomorfológica, zonificación geológica de la zona, definición de las propiedades físicas y mecánicas de suelo y/o rocas e identificación con sus respectivas características de fallas geológicas. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 31).

Estudios Geotécnicos

Identificar las características geotécnicas, como la estratigrafía, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para determinar el diseño de cimentaciones de pilares y/o estribos. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 31).

El estudio está compuesto por exploraciones de campo y ensayos en laboratorio. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 31).

1.3.2.4. Estudios de Riesgo sísmico

Los estudios de riesgo sísmico tienen como objetivo determinar los espectros de diseño que se orientan a los componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 33).

El alcance de los estudios de riesgo sísmico van a depender de la zona de sísmica en donde se encuentre el puente, el tipo de puente y su longitud y por

últimos las características del suelo. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 31).

1.3.2.5. Estudios de tráfico

El estudio de tráfico está compuesto por la clasificación por tipo de vehículo para cada estación y por sentido, conteo de vehículos totales para cada estación y por cada sentido, y por ultimo determinar el índice medio diario. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 36).

1.3.3. Cargas y Factores de carga

1.3.3.1. Cargas permanentes

Peso Propio y Cargas muertas

El peso propio se hallara determinando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione exitosamente. Las cargas muertas están compuestas por elementos no estructurales como veredas, superficie de rodadura, rieles, barandas, tuberías, cables, etc. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 50).

Empuje de tierra

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tienen que ser diseñadas para aguantar las correspondientes presiones. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 51).

1.3.3.2. Cargas variables

Cargas vivas de vehículos

La carga viva correspondiente a cada vía será la suma de camión de diseño más la sobrecarga distribuida. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 52).

1.3.4. Métodos aproximados de análisis – AASHTO

Los métodos aproximados de análisis corresponden al AASHTO, entre ellos pueden ser el Método de factor de distribución para momentos y cortes, Método de las franjas, Método por rotura – LRFD. (Manual de Diseño de puentes, 2003, p. 77).

1.4. Formulación del Problema

¿Cuál es el Diseño del puente Sechín, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018?

1.5. Justificación del Estudio

Con el continuo crecimiento del país, el Perú fue afectado finalizando el año 2016 y a comienzos del año 2017, por un fenómeno natural denominado “El Niño Costero”; la cual presentó diferentes pérdidas, como infraestructuras, zonas de cultivo, etc. Este fenómeno concede un gran impacto negativo para el país, así como en la parte económica, tratando de reconstruir todo lo afectado.

Es por ello, la razón de realizar este trabajo, demostrando la capacidad que como futuro Ingeniero puedo contribuir tanto a mi país como a la sociedad; con el fin de brindar conocimientos primicias y resolviendo los problemas que se presentan en el cada día, brindando soluciones concretas y éticas.

El proyecto de investigación es de gran importancia, porque permitirá la mejoría de la infraestructura vial del puente Sechin del Km. 376 de la panamericana Norte del distrito y provincia de Casma, departamento de Ancash – Año 2018. La zona de estudio presenta un desorden debido a la presencia del huaico que descendió por el Rio Loco y se llevó parte del puente Sechin, bloqueando el tránsito en la panamericana norte.

Este estudio tiene la finalidad de presentar la información, técnicas y recomendaciones necesarias de la zona de estudio de la ciudad de Casma; para que en un futuro se realicen las respectivas obras de construcción.

Esta investigación nos sirve para derivar el comportamiento del fenómeno natural “El Niño Costero” antes las diferentes consecuencias que fueron producidas este año en la zona costa del Perú. El puente Sechin de Casma fue

colapsado debido a las alteraciones del fenómeno; el estudio nos dará diferentes informaciones muy importantes, que servirán para la elaboración del diseño del puente Sechin, sobre el río Loco.

Debido a la comercialización de exportación de productos naturales interna y externa del Perú, la ciudad de Casma no puede estar aislada, es por ello que se propone hacer este proyecto de investigación para así debatir frente a las futuras de llegadas de nuevas precipitaciones que puedan atacar a la ciudad de Casma. De igual manera este tema es de suma importancia, será útil para el bien de la sociedad y para los diferentes especialistas que se puedan apoyar en este tema y les sirva de gran ayuda para la ejecución de proyectos similares.

Actualmente se detecta un problema en el puente Bailey provisional que fue instalado en reemplazo del puente Sechin, si bien es cierto el tiempo en instalación del puente Bailey es más rápida que los puentes comunes de concreto, pero a diferencia de costo; el puente Bailey no es eficaz para permanecer durante una vida útil mayor a 20 años, debido a que tiende a exponerse al aire libre, contrayendo agentes corrosivos. Una estructura metálica no puede ser comparada con una estructura de concreto armado. Es proveniente hacer solo un gasto en la construcción de un puente de concreto armado, que estar invirtiendo cada mes en el mantenimiento de un puente Bailey.

El valor teórico de esta investigación se encuentra en las nuevas informaciones que se darán a conocer, después de hacer los diferentes estudios para la propuesta del nuevo diseño del puente Sechin – Casma., Ancash.

Para llegar a obtener los resultados de la investigación se requiere conocer el comportamiento que presenta el fenómeno de “El Niño Costero”; además se creará un nuevo modelo de instrumento metodológico para así recolectar los datos importantes y analizar el estado de estudio de nuestra investigación.

1.6. Hipótesis

La hipótesis para este tipo de investigación descriptiva es **Implícita** debido que solo presenta una solo variable y los instrumentos para desarrollar la investigación son las guías de observación y recolección de datos.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General:

Diseñar el puente Sechín, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018.

1.7.2. Objetivos Específicos:

- Diseñar la superestructura del puente Sechin, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018.
- Diseñar la subestructura del puente Sechin, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018.

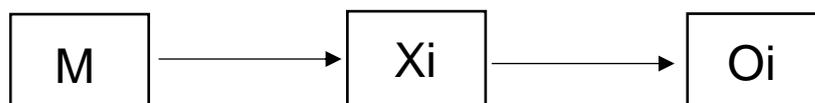
II. MÉTODO

2.1. Diseño de Investigación:

Diseño no experimentales. Transeccional o transversales (Descriptivo)

No experimental: Es una investigación no experimental porque se observan los fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos.

Investigación Descriptiva: Es una investigación donde se obtendrán datos de diferentes estudios en un solo momento y se darán a conocer de acuerdo al investigador para la realización del diseño del puente Sechin.



M: El puente está ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash (Kilometro 376).

Xi: Diseño del puente Sechin

Oi: Representa la información obtenida (Resultados).

2.2. Variables, Operacionalizacion:

2.2.1. Variable Independiente

Diseño del puente

2.2.2. Operacionalización de las Variables

Variable	Nombre Variable	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala De Medición
INDEPENDIENTE	DISEÑO DEL PUENTE	<p>DISEÑO: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente. (Sánchez, 2013, p.31)</p> <p>PUENTE: El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera (Ricardo y Pedro, 2004, p. 4).</p>	<p>Esta variable nos permite conocer las condiciones topográficas, hidrológicas, geotecnia, etc. que presenta la zona de estudio, la cual permitirá diseñar los componentes del puente.</p>	Superestructura	Dimensionamiento	NOMINAL
					Distribución de acero	NOMINAL
				Subestructura	Dimensionamiento	NOMINAL
					Nivel de socavación	NOMINAL
					Capacidad portante del suelo	NOMINAL
					Distribución de acero	NOMINAL

2.3. Población y muestra

De acuerdo al proyecto de investigación a realizarse, la población y muestra son las mismas; debido a que los diferentes estudios que se darán, se ejecutarán en el puente Sechín y alrededores.

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

La presente investigación del proyecto se llevará a cabo mediante el siguiente esquema:

Técnica	Instrumento	Tipo de investigación
Observación	Ficha de Recolección de Datos (Guía de Observación)	Descriptivo
Análisis Documental	Guía de Análisis Documental (Protocolos)	Descriptivo

Elaboración: Fuente Propia.

2.4.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnica: Se usará la técnica de Observación, debido a que se recolectará toda la información necesaria en diferentes estudios, para poder realizar el diseño del Puente Sechín; de igual manera se usará la técnica de Análisis documental, debido a que se realizarán ensayos en laboratorio haciendo el uso de protocolos con respecto al tema de estudio.

Instrumento: Se hará uso como instrumento, las diferentes fichas de Recolección de Datos (Guías de Observación) necesarios y Guía de Análisis Documental (Protocolos), de esa manera se logrará recopilar información y datos importantes para realizar el diseño del Puente Sechín.

Tipo de Investigación: La presente investigación es de tipo descriptivo ya que se obtendrán datos de diferentes estudios en un solo momento y se darán a conocer de acuerdo al investigador para la realización del diseño del puente Sechin.

2.4.2. Validación y confiabilidad del instrumento

Los instrumentos que nos ayudarán a recopilar información y datos para realizar el diseño del Puente Sechín (Ficha de Recolección de Datos), serán validados por tres jueces expertos, especialistas en el tema de investigación (Ingeniero Civil).

2.5. Método de Análisis de Datos:

El método de análisis es Descriptivo debido a la recopilación de información necesaria para realizar el diseño, de igual manera se utilizará estadística básica, que se usará en las distintas informaciones cuantitativas que se pueda obtener como antecedentes y que sirvan como parámetros fundamentales para el desarrollo del proyecto de investigación.

2.6. Aspectos Éticos:

En el presente proyecto de investigación; se respetará el derecho de autor para así evitar todo tipo de copia y plagio, por otra parte, toda información recopilada serán veraces. De igual manera se tendrá en cuenta la responsabilidad en el lugar del proyecto y por último, los resultados serán auténticos sin ninguna modificación y/o alteración.

III. RESULTADOS

III. RESULTADOS

3.1. Aspectos Generales de la localidad

3.1.1. Ubicación Geográfica

La ciudad de Casma pertenece a la Provincia de Casma, Región Ancash a una altura promedio de 57 m.s.n.m.

Ubicación en Coordenadas geográficas:

Latitud: 9° 28' 45.09" S

Longitud: 78° 11' 59.05" O

Ubicación en Coordenadas UTM:

Este: 797192.00

Norte: 8951012.00

Imagen N° 01: Ubicación geográfica del puente Sechin

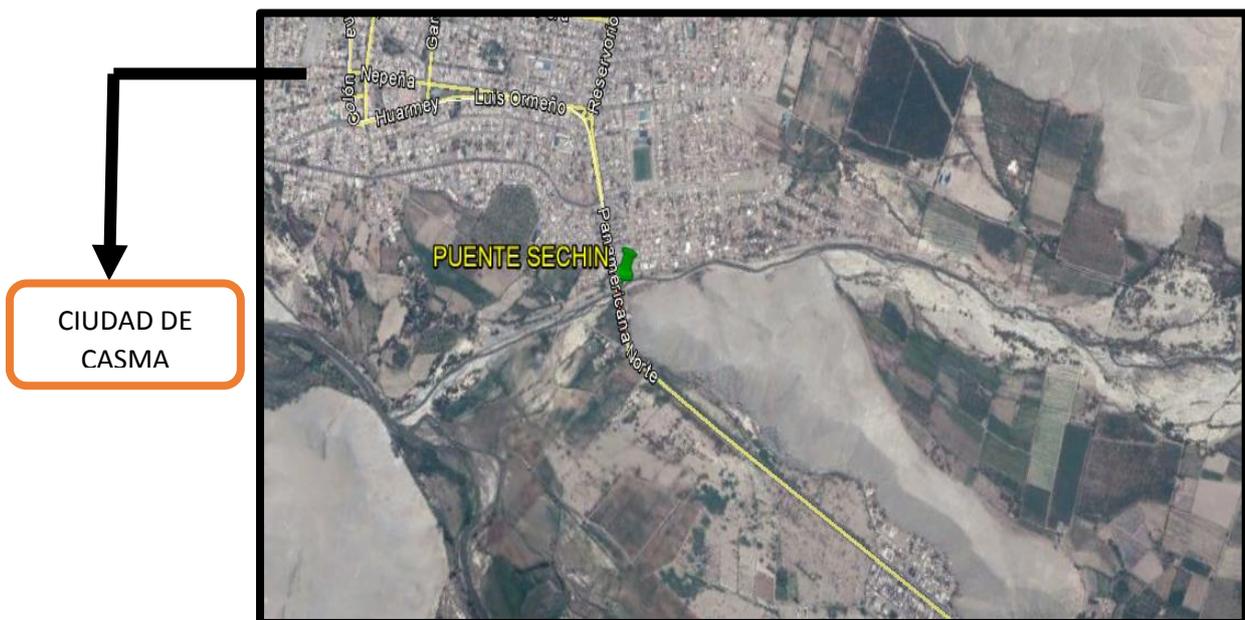


Imagen satelital de la cuenca del río Loco, ciudad de Casma y el puente Sechin ubicado en la Panamericana Norte Km 376.

3.1.2. Vías de Acceso:

El acceso al proyecto es desde la localidad de Nuevo Chimbote a 50 kilómetros de distancia a través de la carretera Panamericana hacia Casma.

El puente Sechin se encuentra en el kilómetro 376 de la panamericana Norte.

Imagen N° 02: Imagen satelital de vías de Acceso

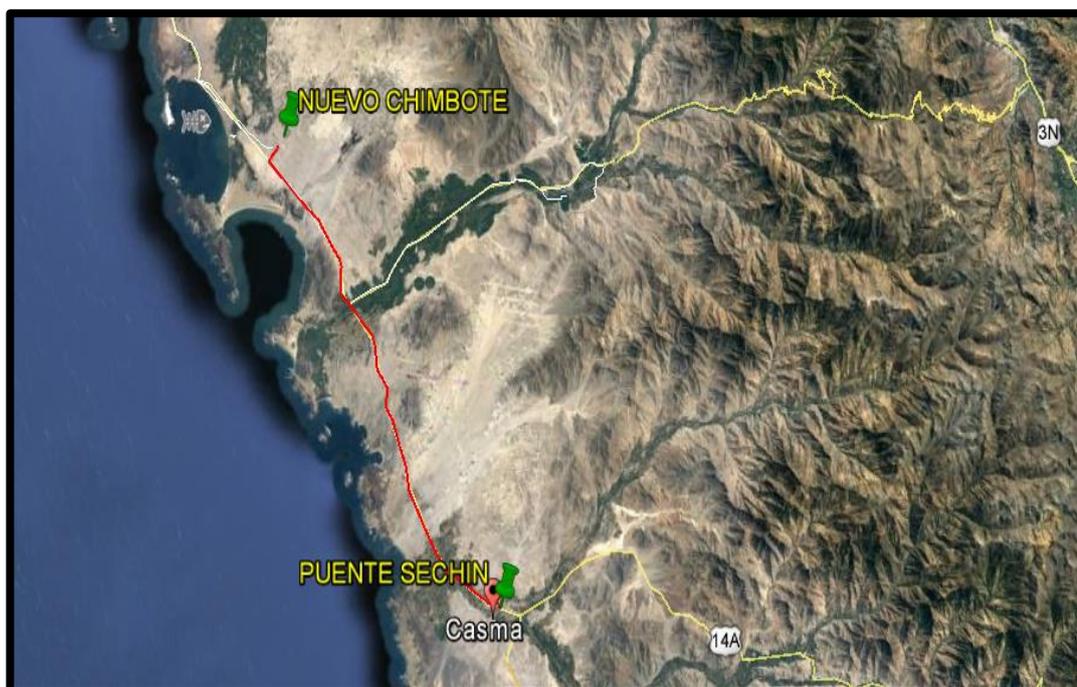


Imagen satelital de vías de acceso de Nuevo Chimbote hacia Casma (Puente Sechin)

3.1.3. Clima:

El clima es templado, típico entre la costa y la sierra, el periodo de lluvias en aproximado es de Diciembre a Marzo; la temperatura varía entre 15°C -30°C.

3.2. Estudios de Ingeniería Básica

3.2.1. Estudio Topográfico

El objetivo del estudio topográfico es conocer las características del terreno, sobre la cual se plantearán el trazo de acceso y ubicación del puente, se ha definido un plan de trabajo para cubrir el área de influencia de estudio, 720 m aguas abajo y 900 m. aguas arriba de la ubicación del puente.

La quebrada del Rio Loco, ciudad de Casma, donde se desarrolló el estudio se encuentra a una altura promedio de 56 m.s.n.m.; presenta una topografía con superficies onduladas de mediana pendiente. El tipo de suelo es de material suelto con presencia de canto rodado, el cual es producto de las avenidas que se genera en dicha quebrada en tiempos de lluvia (Diciembre-Marzo).

El cuadro N° 01 se detallan las características Topográficas de la zona de estudios

Cuadro N° 01: - Características Topográficas

UBICACIÓN	: ANCASH – SANTA – CASMA - CASMA	
TOPOGRAFIA	: ONDULADA	
COORDENADAS		ALTITUD
GEOGRAFICAS	UTM	57 m.s.n.m.
Longitud: 78° 11' 59.05" O	Este: 797192.00	
Latitud: 9° 28' 45.09" S	Norte: 8951012.00	

En el cuadro N° 01, se observa que el tipo de topografía de la zona de estudio es ondulada, la cual presenta pendiente de 2 – 8 %. e información necesaria que nos permitió determinar la ubicación final de la estructura del puente.

3.2.1.1. Trabajo de Campo:

El trabajo de campo tuvo como principales objetivos el levantamiento planimétrico y topográficos de las áreas en las cuales se consideró la ubicación de las principales estructuras de los sistemas propuestos; y el traslado de las cotas entre dichas áreas y las estructuras existentes que forman parte del sistema actual, a fin de utilizar esta información en la determinación de la ubicación altimétrica de las nuevas estructuras propuestas y la elección del equipamiento adecuado para dichas estructuras.

En esta etapa de los trabajos se utilizaron los siguientes equipos y herramientas:

Cuadro N° 02: - Herramientas y Equipos en Trabajo de Campo

EQUIPO	<ul style="list-style-type: none">➤ 01 Estación Total Topcon Modelo GTP-3107W.➤ 01 GPS Navegador Garmin Monterra.➤ 02 Equipos de radiocomunicaciones Motorola BP38.	
HERRAMIENTA	<ul style="list-style-type: none">➤ 01 Trípode modelo Topcon.➤ 01 Baston, porta prisma, prisma de marca Topcon.	

Para la realización del trabajo de campo y la precisión que se obtuvo, se han utilizado equipos modernos; de los cuales se obtuvieron precisiones que se encuentran dentro de las tolerancias específicas; así mismo se estableció los puntos de BM y se realizó el levantamiento del terreno para obtener curvas de nivel.

3.2.1.2. Trabajo de Gabinete:

Los datos correspondientes al levantamiento topográfico de la zona de estudio han sido procesados en sistemas computarizados, utilizando los siguientes equipos y software:

- 01 Computadora Portátil Toshiba Core I3
- Software Civil 3D Land Desktop 2016 para el procesamiento de los datos topográficos.

Durante y una vez terminado el trabajo en campo de topografía se procedió al procesamiento en gabinete de la información topográfica en el software Civil 3D 2016, elaborando los planos topográficos a escala adecuada en la respectiva lamina.

Los trabajos de gabinete consistieron básicamente en:

- Procesamiento de la información topográfica tomada en campo.

Cuadro N° 03: - Cambios de Estación (BM)

CAMBIOS DE ESTACIÓN			
A G U A S O	BM - 1	ESTE	796781.37
		NORTE	8950747.47
		C. T. (m.)	52.16
	BM - 2	ESTE	796967.41
		NORTE	8950864.69
		C. T. (m.)	54.28
A G U A S A	BM - 3	ESTE	797231.76
		NORTE	8951080.04
		C. T. (m.)	60.45
	BM - 4	ESTE	797560.91
		NORTE	8951223.58
		C. T. (m.)	61.14
	BM - 5	ESTE	797753.97
		NORTE	8951270.78
		C. T. (m.)	62.77

Durante el trabajo de levantamiento topográfico se estableció un punto BM inicial, de la cual se observa en el Cuadro N° 03 que se realizaron 4 cambios de estación; 01 cambio de estación aguas abajo y 03 cambios de estación aguas arriba; además se menciona que 01 cambio de estación se realizó en la trinchera izquierda del río cerca al grifo y 03 cambios de estación se realizó en el cauce del río.

➤ Procesamiento de Datos.

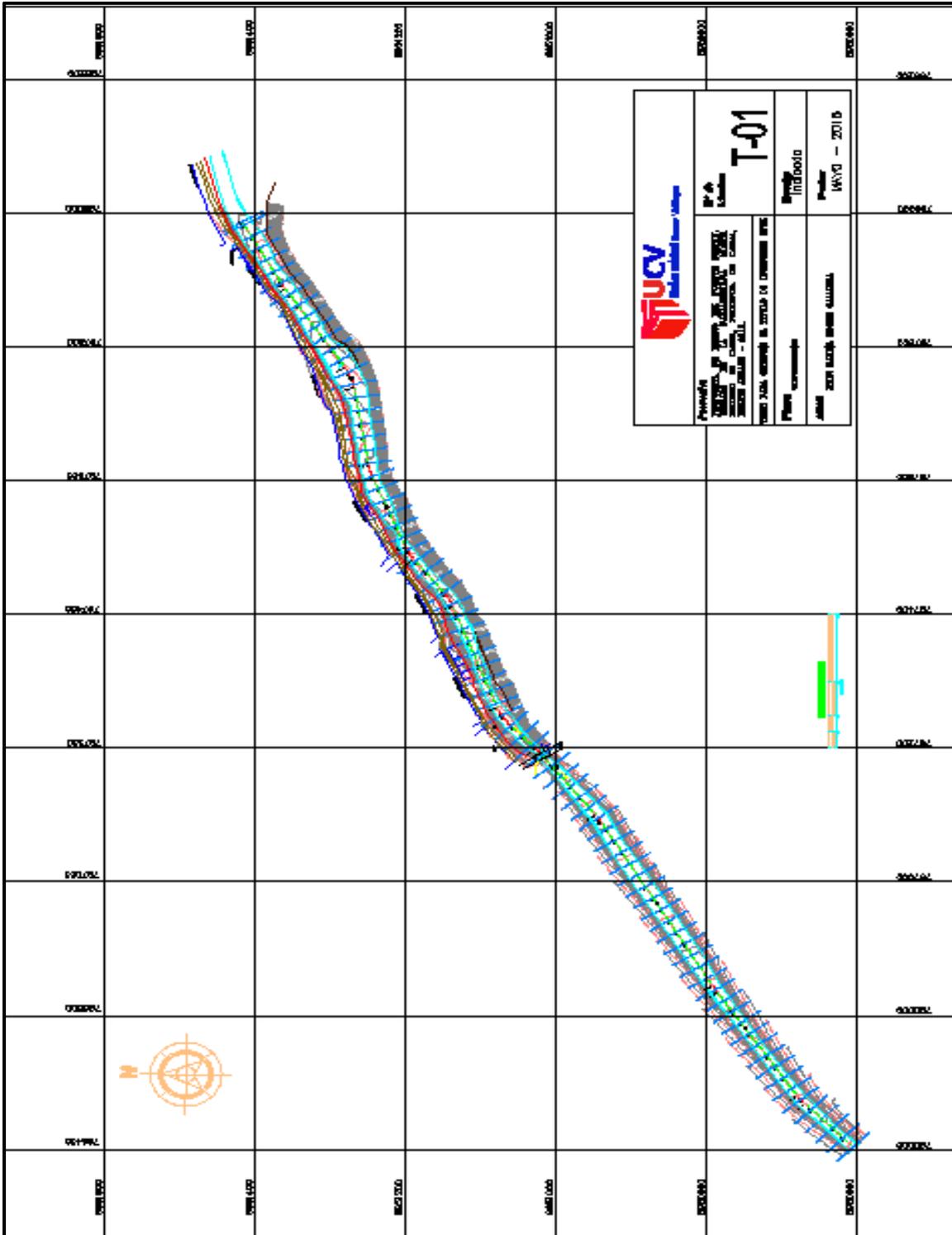
Cuadro N° 04: - Información topográfica tomada en campo

				PROGRESIVA	BORDE IZQUIERDO			BORDE DERECHO		
					COORDENADAS WGS84 - ZONA 17L UTM		ALTITUD (m.)	COORDENADAS WGS84 - ZONA 17L UTM		ALTITUD (m.)
					ESTE	NORTE		ESTE	NORTE	
A G U A S A B A J O	BM - 1	ESTE	796781.37	0+000	796598.64	8950608.04	49.92	796607.23	8950599.46	49.87
				0+100	796669.13	8950679.94	50.94	796679.42	8950667.51	51.02
		NORTE	8950747.47	0+200	796752.31	8950736.48	51.89	796759.92	8950725.77	51.95
				0+300	796834.37	8950794.58	52.84	796844.67	8950778.44	52.91
				0+400	796919.01	8950847.68	53.77	796931.26	8950827.88	53.85
	C. T..	52.16	0+400	796919.01	8950847.68	53.77	796931.26	8950827.88	53.85	
			0+500	797025.13	8950885.15	54.70	797025.13	8950885.15	54.71	
			0+600	797089.92	8950950.72	55.68	797103.15	8950931.95	55.74	
			0+700	797170.32	8951007.25	56.64	797179.16	8950998.11	56.89	
			0+720	797187.33	8951020.36	57.14	797192.26	8951013.85	57.08	
A G U A S A R R I B A	BM - 3	ESTE	797231.76	0+720	797187.33	8951020.36	57.14	797192.26	8951013.85	57.08
				0+800	797245.27	8951076.45	57.69	797253.81	8951062.29	58.12
		NORTE	8951080.04	0+900	797339.26	8951113.26	58.12	797344.61	8951100.10	58.61
				1+000	797428.11	8951153.96	59.37	797438.89	8951140.14	59.85
				1+100	797512.84	8951209.23	60.41	797516.27	8951200.55	60.57
	C. T..	60.45	1+100	797512.84	8951209.23	60.41	797516.27	8951200.55	60.57	
			1+200	797602.04	8951254.71	61.13	797611.01	8951234.22	61.20	
			1+300	797703.44	8951270.30	62.25	797707.65	8951246.41	62.79	
	BM - 4	ESTE	797560.91	1+100	797512.84	8951209.23	60.41	797516.27	8951200.55	60.57
				1+200	797602.04	8951254.71	61.13	797611.01	8951234.22	61.20
NORTE		8951223.58	1+300	797703.44	8951270.30	62.25	797707.65	8951246.41	62.79	
			1+400	797787.32	8951310.41	63.00	797804.83	8951285.17	63.96	
			1+500	797874.56	8951360.11	64.35	797886.23	8951342.72	64.17	
C. T..	61.14	1+300	797703.44	8951270.30	62.25	797707.65	8951246.41	62.79		
		1+400	797787.32	8951310.41	63.00	797804.83	8951285.17	63.96		
		1+500	797874.56	8951360.11	64.35	797886.23	8951342.72	64.17		
BM - 5	ESTE	797753.97	1+300	797703.44	8951270.30	62.25	797707.65	8951246.41	62.79	
			1+400	797787.32	8951310.41	63.00	797804.83	8951285.17	63.96	
	NORTE	8951270.78	1+500	797874.56	8951360.11	64.35	797886.23	8951342.72	64.17	
			1+600	797959.25	8951414.74	65.12	797971.86	8951392.74	65.14	
			1+625	797981.49	8951426.46	65.43	797992.69	8951406.66	65.43	
C. T..	62.77	1+625	797981.49	8951426.46	65.43	797992.69	8951406.66	65.43		

Se observa en el cuadro N° 04 la información que ha sido procesada para la elaboración de los planos topográficos con respecto al río; de igual manera se elaboraron el perfil longitudinal y las secciones transversales. De igual manera se observa que la progresiva es hasta 1+ 625 km.; 720 metros aguas abajo y 900 metros aguas arriba.

- Procesamiento y elaboración de planos topográficos a escalas adecuadas.

Imagen N° 03: Levantamiento Topográfico Vista en planta del Rio loco



Levantamiento Topográfico aguas arriba y aguas debajo de la intersección del Rio loco (Casma) y panamericana Norte – Puente Sechín.

Imagen N° 04: Perfil Longitudinal Progresiva 0+000 – 1+625 m.

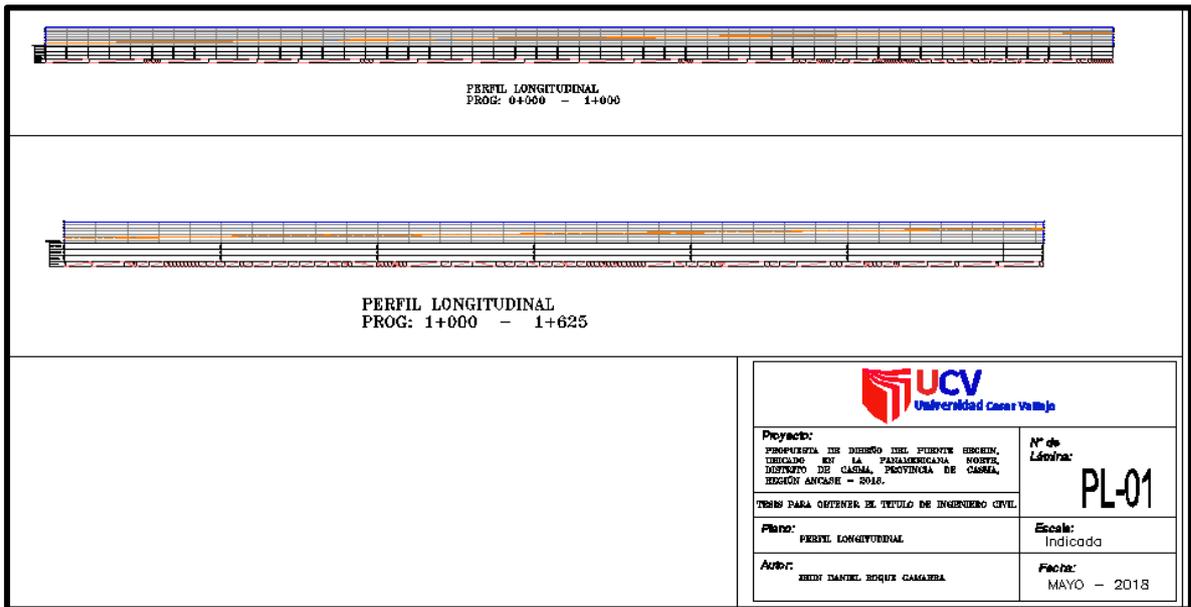
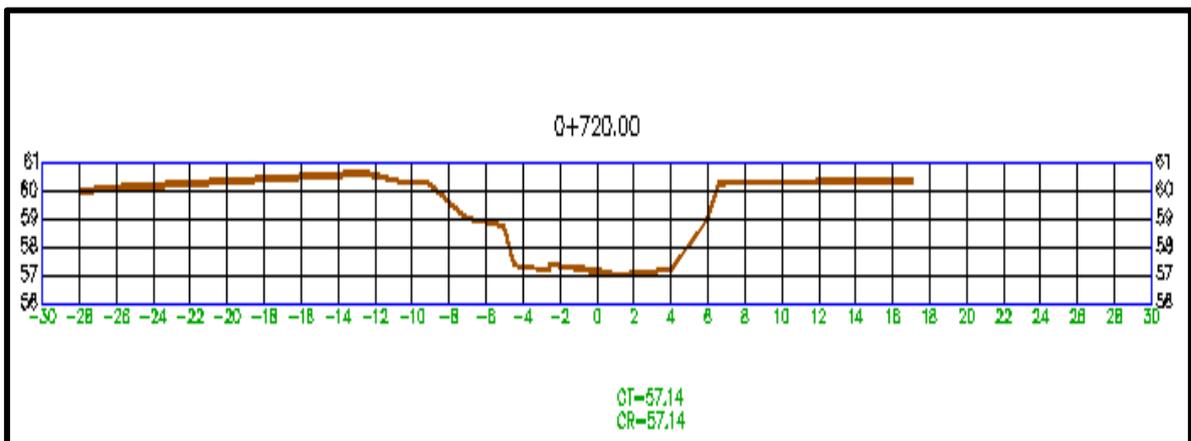


Imagen N° 05: Sección Transversal Progresiva 0+720 m.





Fotografía N° 01: Vista general donde se empleara el diseño del puente Sechin.



Fotografía N° 02: Levantamiento Topográfico en el cauce del río Loco.

Cuadro N° 07: Parámetros geomorfológicos – Río Sechín

RIO	AREA (KM ²)	PERÍMETRO (KM)	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA	LONGITUD DE CAUCE PRINCIPAL (KM)	PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL (%)
SECHIN	968.70	164.80	1.48	0.23	65.00	6.52 %

Imagen N° 07: Delimitación de la Cuenca del Río loco



En la Imagen N° 07 se observa la zona del proyecto en estudio la cual está ubicada en la carta nacional del (IGN) Instituto Geográfico a una escala 1:100,000 la cual está delimitada con 3 cartas nacionales a la carta principal al cuadrángulo Casma (19.G).

b.) Análisis de las descargas máximas:

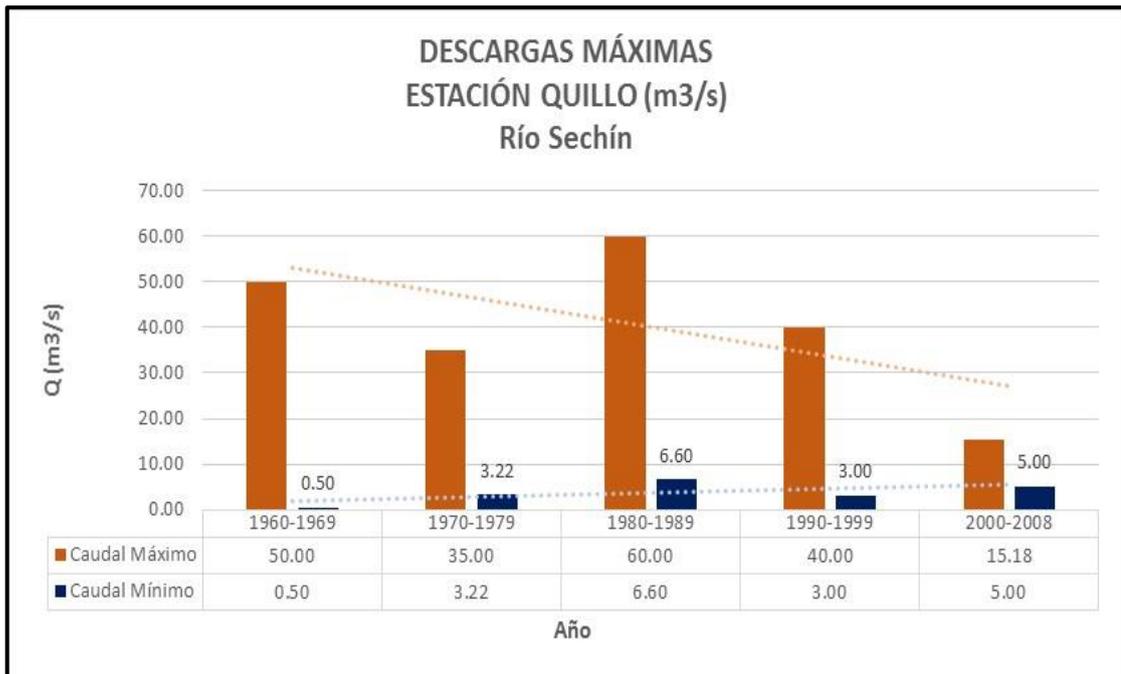
Se cuenta con registros de descargas máximas diarias anuales del Río Loco medidos en la Estación Quillo, tal como se muestra en el cuadro N° 08. El análisis de los registros de las descargas máximas diarias anuales existentes permite apreciar un valor máximo de 60.00 m³/s en la serie de 46 años, registrado hasta el año 2008. Los valores máximos se presentan en los meses de Enero a Abril, coincidiendo con el periodo lluvioso. Las descargas diarias se encuentran en el anexo N° 02.

Cuadro N° 08: Descargas Máximas Anuales – Río Sechín
DESCARGAS MÁXIMAS ANUALES
ESTACION QUILLO (m³/s)
RÍO SECHIN

AÑO	MÁX	AÑO	MÁX
1960	5.50	1985	10.00
1961	7.50	1986	15.60
1962	6.50	1987	6.60
1963	18.00	1988	14.00
1964	0.50	1989	20.00
1965	30.00	1990	4.00
1966	0.60	1991	4.20
1967	50.00	1992	10.00
1969	6.00	1993	40.00
1970	10.00	1994	18.00
1971	30.00	1995	3.00
1973	12.00	1996	20.00
1974	15.00	1997	10.00
1975	15.00	1998	40.00
1976	35.00	1999	40.00
1977	20.00	2000	15.00
1978	3.22	2001	13.00
1979	19.20	2002	8.00
1980	9.30	2003	5.00
1981	18.50	2004	6.08
1982	7.80	2006	8.00
1983	60.00	2007	5.00
1984	27.00	2008	15.18

PROM.	16.03
D. STD.	13.40
C. VAR.	0.84
MAX.	60.00
MIN.	0.50

Gráfico N° 01: Descargas Máximas Anuales – Río Sechín



INTERPRETACIÓN: En el gráfico N° 01 se puede observar que en el periodo obtenido de descargas máximas anuales (1960 -2008); el caudal máximo obtenido es de 60 m³/s ocurrido entre el año 1980 y 1989; asimismo el caudal mínimo obtenido es de 0.50 m³/s ocurrido entre los años 1960 y 1969.

c.) Evaluación de Caudales Máximos Anuales:

Dentro de las funciones teóricas de probabilidad, se hace un resumen de las siguientes distribuciones que se utilizaron para el análisis de frecuencias de caudales:

- Distribución Log-Normal de 2 parámetros.
- Distribución Log-Normal de 3 parámetros.
- Distribución Extremo Tipo I – Gumbel.
- Distribución de Pearson Tipo III.
- Distribución Log-Pearson Tipo III.

Cuadro N° 09: Evaluación de Caudales para diferente periodos de retorno

CAUDALES MÁXIMOS ANUALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN

PERIODO DE RETORNO	GUMBEL - TIPO I		LOG-NORMAL DE 2 PARAMETROS		LOG-NORMAL DE 3 PARAMETROS		LOG PEARSON III			
	ESTIM. DE INUNDACIÓN	ST. ERROR %	ESTIM. DE INUNDACIÓN	ST. ERROR %	ESTIM. DE INUNDACIÓN	ST. ERROR %	MAX. LIKELIHOOD		MOMENTS	
							ESTIM. DE INUNDACIÓN	ST. ERROR %	ESTIM. DE INUNDACIÓN	ST. ERROR %
1.2	6.3		4.8		5.6		5.2		5.3	
2.0	13.6		11.0		12.2		12.5		13.0	
5.0	23.5	9.84	25.3	16.9	24.0	13.3	25.2	12.8	25.5	11.9
10.0	30.0	9.87	39.1	19.6	33.5	15.4	34.1	12.6	33.4	13.0
20.0	36.2	10.00	55.9	22.3	43.9	18.0	42.4	13.1	40.2	18.4
50.0	44.3	10.20	83.7	25.6	59.4	21.5	52.5	15.0	47.8	27.6
100.0	50.4	10.30	109.0	28.0	72.4	24.1	59.4	17.0	52.6	34.7
200.0	56.4	10.40	140.0	30.2	86.7	26.6	65.9	19.4	56.7	41.7
500.0	64.4	10.50	189.0	33.0	108.0	29.8	73.7	22.7	61.2	50.3
1,000.0	70.4	10.50	234.0	35.0	126.0	32.2	79.1	25.4	64.0	56.6
2,000.0	76.4	10.60	285.0	36.9	146.0	34.4	84.0	28.0	66.3	62.3
5,000.0	84.4	10.70	362.0	39.2	173.0	37.1	89.6	31.3	68.7	69.3
10,000.0	90.4	10.70	432.0	40.9	197.0	39.2	93.4	33.8	70.2	73.8

La distribución teórica a la cual se ajusta mejor los datos, es **la Distribución Gumbel Tipo I**, por presentar menor error standard, a partir del cual se ha determinado los caudales máximos para los periodos de retorno comprendidos entre 1 y 10000 años, cuyo rango se encuentra entre 6.3 y 90.4 m³/s.

d.) Determinación de Caudales Máximos Instantáneos:

Cuadro N° 10: Evaluación de caudales Máximos Instantáneos

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS
RIO SECHIN - ESTACION QUILLO

PERIODO DE RETORNO	Q _{máx} (m ³ /s)	Area (km ²)	Q _{inst.} (m ³ /s)
1.2	6.3	968.7	8
2	13.6	968.7	18
5	23.5	968.7	31
10	30.0	968.7	40
20	36.2	968.7	48
50	44.3	968.7	59
100	50.4	968.7	67
200	56.4	968.7	75
500	64.4	968.7	86
1000	70.4	968.7	94
2000	76.4	968.7	102
5000	84.4	968.7	113
10000	90.4	968.7	121

$$Q_{inst.} = Q \cdot (1 + (2.66/A^{0.30}))$$

La determinación de caudales máximos instantáneos se determinó haciendo uso de la fórmula de Fuller.

e.) Selección del Periodo de Retorno:

Para el cálculo de periodo de Retorno se consideró el manual de Hidrología brindado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC). A partir de la fórmula de riesgo de falla admisible (R), la cual está en función del periodo de retorno y vida útil de la obra o estructura; a través de la siguiente fórmula:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Donde:

R: Riesgo de falla admisible.

T: Periodo de Retorno.

n: Vida útil de la estructura.

- RIESGO DE FALLA ADMISIBLE

De acuerdo al manual de Hidrología (MTC) en la TABLA N° 02, se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible.

**TABLA N° 02: VALORES RECOMENDADOS
DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE**

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC)

➤ Riesgo de Falla Admisible considerado R= 22%.

- VIDA UTIL DE LA ESTRUCTURA

Para la obtención del valor “n” del tiempo de vida útil de la estructura se consideró los valores de la TABLA 1 que brinda la normativa Española del Concreto Estructural.

Tabla 1. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructuras según la normativa Española del Concreto Estructural.	
Tipo de estructura	Vida útil
Estructuras de carácter temporal.	Entre 3 y 10 años
Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandales, apoyos de tuberías).	Entre 10 y 25 años.
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas.	Entre 15 y 50 años.
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil; excepto obras marítimas, de repercusión económica baja o media.	50 años.
Edificios de carácter monumental o de importancia especial. Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta.	100 años

Fuente: Normativa Española del Concreto Estructural

➤ Vida útil considerado n = 100 años.

Ya obtenido los valores de R (Riesgo Admisible) y n (Vida útil de la estructura), es reemplazado en la formula siguiente:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Despejando la variable T (Periodo de Retorno), da como resultado un valor equivalente a 402 años. Por consiguiente observando el Cuadro N° 09 de Evaluación de Caudales para diferente periodos de retorno tomamos el valor que más se asemeja, la cual tenemos como resultado al periodo de 500 años, considerando un caudal máximo o diseño de **64.4 m³/s.**

De acuerdo al instrumento de Recolección de datos tenemos el siguiente cuadro:

Cuadro N° 11: Descarga Máxima.

SERIE HISTORICA	PERIODO DE RETORNO	CAUDAL MAXIMO O CAUDAL DE DISEÑO
1960 - 2008	500 años	64.4 m ³ /s

INTERPRETACIÓN: El cuadro N° 11 se determinó que con los registros de descargas máximas diarias del río Loco medidos en la estación de Quillo, y producto del análisis de estos registros por métodos estadísticos se determinó que el caudal máximo de diseño es de 64.4 m³/s en la serie de 46 años, registrado hasta el año 2008. Los valores máximos se presentaron en los meses de Enero a Abril, coincidiendo con el periodo lluvioso.

3.2.3. Estudio Hidráulico

El objetivo de este estudio es establecer las condiciones hidráulicas que permiten determinar el comportamiento hidráulico del Río definiendo las características hidráulicas del área de estudio y requisitos mínimos para el diseño del puente y su ubicación.

3.2.3.1. Recopilación de Información:

a.) Gradiente Hidráulica.

En el cuadro N° 04 se muestra parámetros que permitieron determinar la gradiente hidráulica.

Cuadro N° 12: Gradiente Hidráulica

COTA SUPERIOR	COTA INFERIOR	LONGITUD DE LA CUENCA	PENDIENTE DEL CAUCE DEL RIO
65.43 m.s.n.m.	49.92 m.s.n.m.	1 625 m	0.00954 = 0.95 %

INTERPRETACIÓN: En el cuadro N° 12 se muestran datos obtenidos del estudio topográfico, la longitud de la cuenca es considerada como el tramo de estudio. Para poder hallar la pendiente del cauce del río se ha considerado la sustracción de cota superior (aguas arriba) y cota inferior (aguas abajo), obteniendo un valor diferencial de 1.51 metros, la cual fue dividida entre la longitud de la cuenca de la zona de estudio dando como resultante la pendiente del cauce del río un valor de 0.95 %.

b.) Coeficiente de Rugosidad de Manning.

El río en el tramo de interés, mantiene una sección transversal de similares características, en la que se distingue un cauce principal pedregoso y riberas de inundación, el lado izquierdo apoyado en un cerro y el lado derecho presentando una vegetación media.

Para el cálculo de los coeficientes de Rugosidad de Manning se ha considerado el método de Cowan, mediante la siguiente ecuación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

A continuación, mediante el manual del MTC en la tabla N° 12, se presenta los valores de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.

TABLA N° 12: Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales (MTC)

Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler (MTC) para la estimación de n_0 .

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

D: Diámetro equivalente de la rugosidad superficial (m).

La ecuación de Strickler solo se consideró en el cauce del lecho central de la siguiente manera:

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

$$D = 0.50 \text{ m.}$$

Reemplazando en la ecuación:

n_0	=	0.034
-------	---	--------------

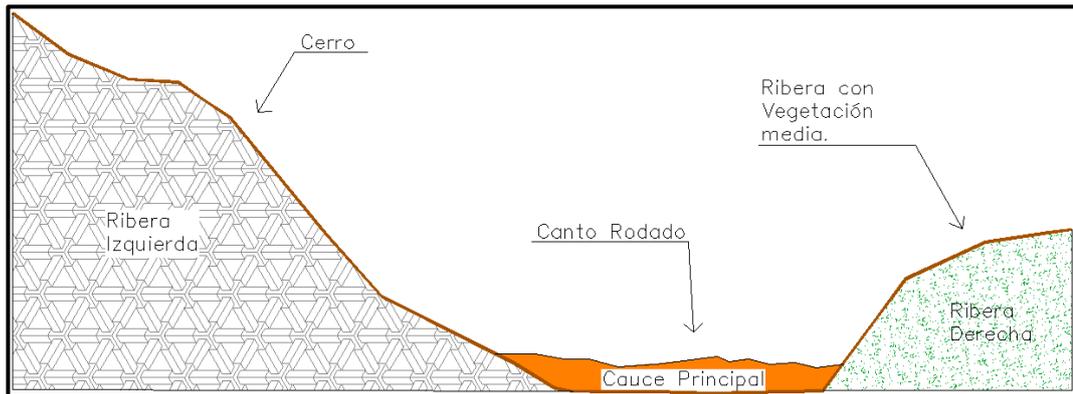
Conforme a lo anterior, para todas las secciones transversales involucradas en el cálculo hidráulico se utilizarán desfavorablemente los siguientes coeficientes de rugosidad.

Cuadro N° 13: Valores asumidos para los coeficientes de Rugosidad.

Coeficiente	izquierda	Centro	Derecho
n_0	0.025	0.034	0.028
n_1	0.002	0.005	0.005
n_2	0.005	0.000	0.008
n_3	0.010	0.000	0.005
n_4	0.005	0.005	0.010
m_5	1.000	1.000	1.000
n	0.047	0.044	0.056

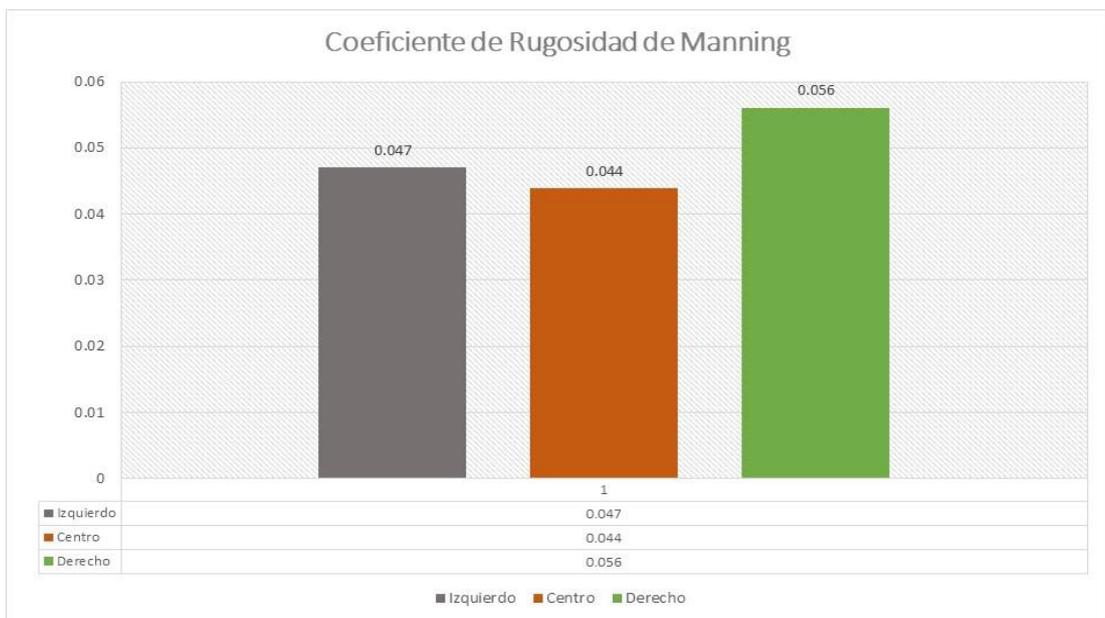
Se considera en la variable m_5 el valor de 1.000, debido a que el efecto de Meandro es menor.

Imagen N° 08: Características de la Sección Transversal del Río Loco.



La imagen da a conocer que el cauce principal mayormente está conformado por canto rodado; la ribera lateral izquierda a lo largo del tramo de estudio conformado por rocas de gran tamaño (cerro), así mismo la ribera Derecha conformado por una vegetación media.

Gráfico N° 02: Coeficientes de Rugosidad para la sección transversal.



INTERPRETACIÓN: De acuerdo al Grafico N° 02, se utilizó los coeficientes de Rugosidad, teniendo como resultado lo siguiente:

- Ribera Izquierda $n = 0.047$
- Cauce Principal $n = 0.044$
- Ribera Derecha $n = 0.056$

De acuerdo al instrumento de Recolección de datos tenemos el siguiente cuadro:

Cuadro N° 14: Resultados para coeficientes de Rugosidad

	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n)
Ribera Izquierda	0.047
Cauce Principal	0.044
Ribera Derecha	0.056

c.) Sección Transversal:

Se obtuvieron secciones transversales desde aproximadamente 720 metros aguas abajo hasta 900 metros aguas arriba, tal como se muestra en los planos de levantamiento topográfico de la zona bajo estudio. Todos estos datos se emplearon en la simulación del flujo hidráulico en el Rio Loco.

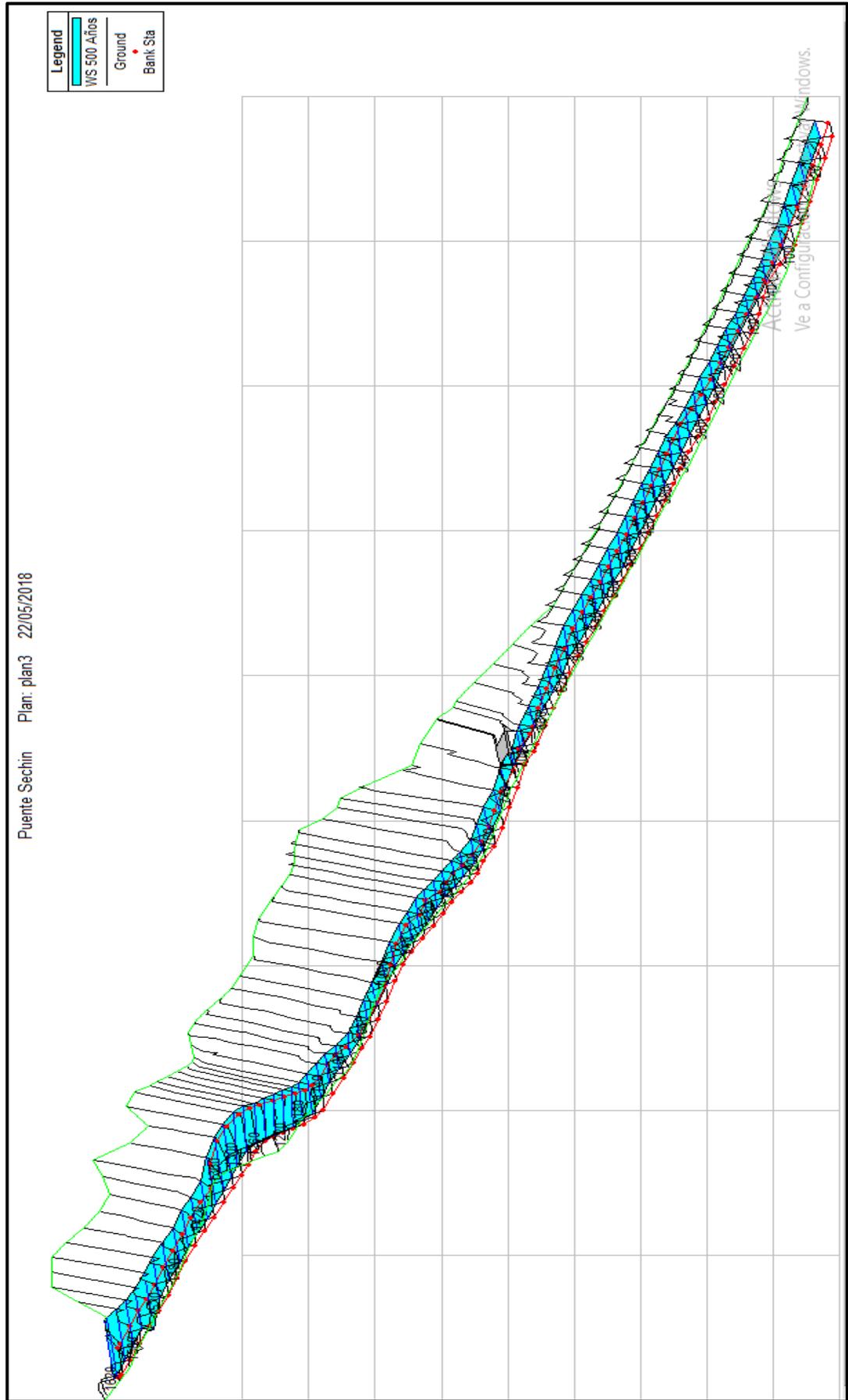
d.) Cálculos Hidráulicos:

Para el cálculo se empleó el programa HECRAS (River Analysis System, versión 5.0.3). Se determinaron así los niveles, tirantes y velocidades, con el objetivo de determinar la luz del puente y su nivel inferior con respecto al nivel de aguas máximas.

La ejecución del cálculo hidráulico mediante el programa HEC-RAS, comprendió el siguiente orden:

- A través de los datos topográficos de Civil Cad 3D son exportados al programa Hec-Ras (River Analysis System, versión 5.0.3).
- Modelamiento de la topografía del cauce y de sus características hidráulicas (secciones transversales, alineamientos, rugosidad del cauce, pendiente del cauce, asignación de caudales de diseño).
- Modelamiento de la estructura de cruce del puente (dimensiones, accesos, especificaciones de perdidas general y local debido a la forma de los estribos).

Imagen N° 09: Perfil Longitudinal de la simulación de Caudal Aguas Arriba y Aguas Abajo.



3.2.3.2. Resultados Hidráulicos:

a.) Velocidades:

Los cálculos iniciales indican que las velocidades están comprendidas entre 1.50 m/s. como velocidad mínima y 3.84 m/s. como velocidad máxima, de igual manera se obtuvo la velocidad media con un valor de 2.46 m/s.

Cuadro N° 15: Resultados de Velocidades

Velocidad Minima (m/s.)	Velocidad Maxima (m/s.)	Velocidad Media (m/s.)
1.50	3.84	2.46

b.) Niveles de Aguas Máximas:

Para las condiciones de aguas máximas resultan tirantes normales a lo largo del cauce del orden de 1.07 metros a 2.22 metros para un periodo de retorno de 500 años de acuerdo al manual de diseño de puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC). Para la sección del puente se producen niveles de 58.47 m.s.n.m.; situación que aun confina el flujo en el cauce principal, a 1.53 metros por debajo del nivel propuesto para el tablero o superestructura del puente.

Cuadro N° 16: Resultados de Niveles de Aguas Máximas

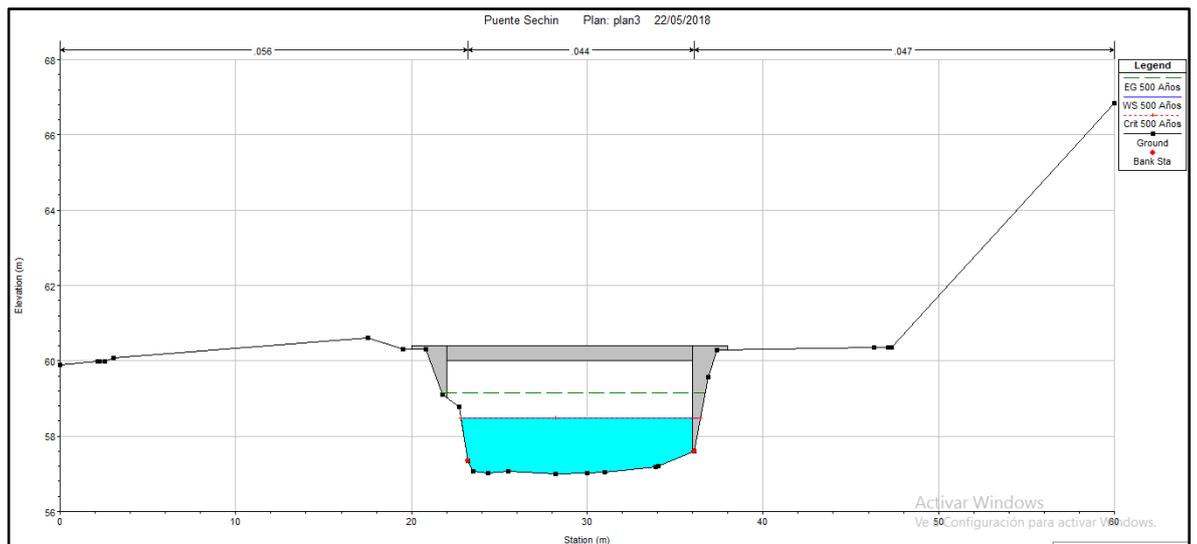
Tirante Mínimo (m)	Tirante Máximo (m)	Tirante Medio (m)
1.07	2.22	1.49

c.) Dimensiones y características del puente obtenidos del análisis aguas arriba.

Cuadro N° 17: Resultados de la sección – Aguas Arriba.

Periodo de Retorno	Luz	Esviaje	Vel. Media	Tirante Medio	Tirante Maximo	Cota de agua	Borde Libre	Cota minima recomendada fondo de viga
	(m)	°	(m/s)	(m)	(m)	(m.s.n.m.)	(m)	(m.s.n.m.)
500 Años	14	90	2.37	1.56	2.22	58.47	1.53	60.00

Imagen N° 10: Sección Transversal y nivel de agua - Aguas arriba.



d.) Dimensiones y características del puente obtenidos del análisis aguas abajo.

Cuadro N° 18: Resultados de la Sección - Aguas Abajo.

Periodo de Retorno	Luz	Esviaje	Vel. Media	Tirante Medio	Tirante Maximo	Cota de agua	Borde Libre	Cota minima recomendada fondo de viga
	(m)	°	(m/s)	(m)	(m)	(m.s.n.m.)	(m)	(m.s.n.m.)
500 Años	18	90	2.58	1.39	1.71	58.24	1.16	59.40

Imagen N° 11: Sección Transversal y nivel de agua - Aguas abajo.

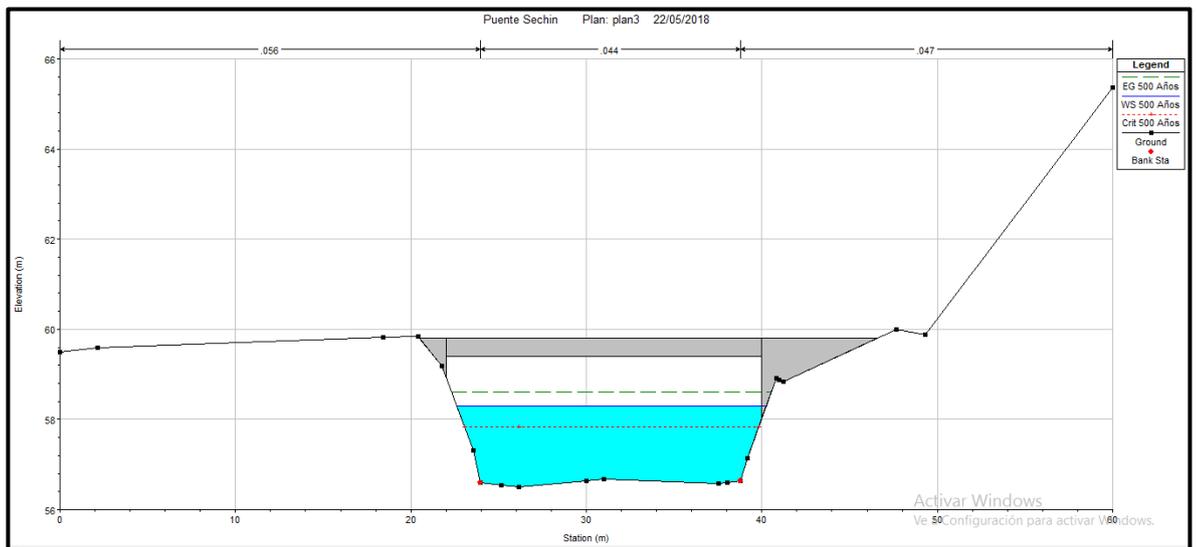
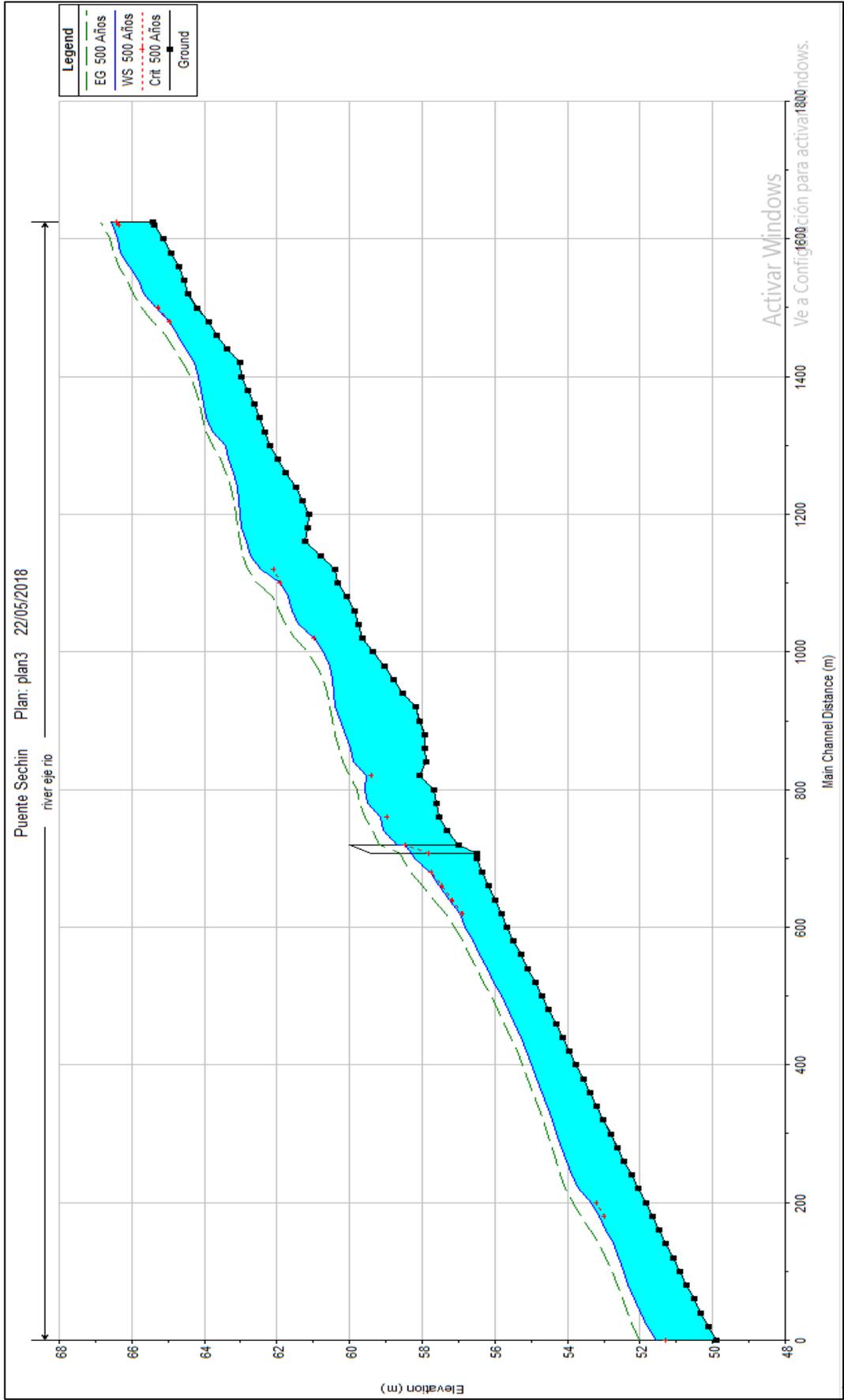


Imagen N° 12: Vista del perfil Hidráulico del Rio Loco – Tramo de estudio.



e.) Socavación:

Se determinó la socavación General que afectará al cauce del río, así como las locales que afectan a la estructuras de los estribos, para lo cual están son:

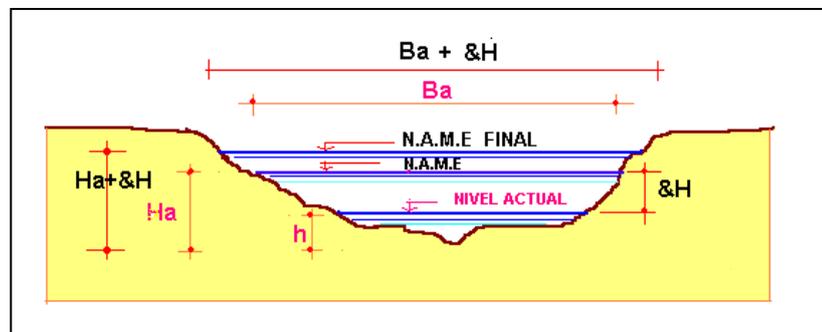
Cuadro N° 19: Resultados de la Sección - Aguas Abajo.

Socavación general en cauce de río (m)	Socavación Local en el estribo Izquierdo y derecho. (m)
1.00 m.	3.00 m.

INTERPRETACIÓN: Para el cálculo de la socavación general se utilizó el Método de Lischtvan – Levediev (Para suelos granulares); y para el cálculo de la socavación local (Estribo izquierdo y derecho), se utilizó el Método HIRE.

f.) Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias

Se estima un caudal máximo o diseño de 64.4 m³/s, se ingresó nuevamente en la fórmula de Manning y se calculó el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.



Se tiene como resultado la nueva cota de N.A.M.E. con un valor de 58.90 m.s.n.m. y el incremento de altura de 0.20 metros.

3.2.4. Estudio Geológico, geotécnico y Mecánica de Suelos

3.2.4.1. Objetivo:

Establecer las características geológicas, geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación del tipo de suelo, las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

3.2.4.2. Exploración de campo:

- **Excavaciones a cielo abierto o calicatas**

La ejecución de calicatas es una de las técnicas de prospección geotécnica empleada en nuestro estudio para facilitar el reconocimiento geotécnico, estas excavaciones fueron realizadas a una profundidad de 1.50 m. la cual se ejecutó con herramientas manuales.

- **Muestreo de Suelos**

En cada una de la excavación e realizo la toma de una muestra representada con la finalidad de ser analizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos.

Cuadro N° 20: Muestreo de Suelos

ZONA	C - 1	C - 2
Estribo derecho	1	-
Estribo izquierdo	-	1

En el cuadro N° 20, representa el número de muestras que se ha tomado en cada calicata.

• **Resultado de los Perfiles Estratigráficos:**

En los cuadros N° 21 Y 22 se muestran los perfiles estratigráficos tanto estribo izquierdo como el estribo derecho, en ambos el nivel freático se encontró a 1.50 m.

Cuadro N° 21: Estratigrafía C-1

CALICATA C-1 – ESTRIBO IZQUIERDO				
DE (m.)	A (m.)	SIMBOLO		DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA
		SUCS	GRAFICO	
0.00	1.50	GW		Grava bien graduada con arena; según AASHTO: Fragmento de roca, grava y arena.

Cuadro N° 22: Estratigrafía C-2

CALICATA C-2 – ESTRIBO DERECHO				
DE (m.)	A (m.)	SIMBOLO		DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA
		SUCS	GRAFICO	
0.00	1.50	SP		Arena mal graduada; según AASHTO: Fragmento de roca, grava y arena.

3.2.4.3. Mecánica de Suelos:

- **Laboratorio de Mecánica de Suelos**

De las muestras extraídas se remitieron al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Cesar Vallejo, a cargo del ingeniero especialista habiéndose realizado los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad natural : ASTM D - 2216
- Análisis Granulométrico : ASTM D - 422
- Límites de Consistencia : ASTM D - 4316
- Clasificación SUCS : ASTM D - 2487
- Ensayo de corte directo : ASTM D - 3080

- **Resultados de Laboratorio de Mecánica de Suelos**

GRANULOMETRÍA

Los ensayos granulométricos realizados en el laboratorio tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño.

Cuadro N° 23: Resultado de Granulometría C-1

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr,	B % Pasante
4		
3	0.00	0.00
1 1/2	0.00	0.00
1	71.70	1.93
3/4	509.10	13.72
1/2	480.30	12.95
3/8	300.10	8.09
N° 4	534.90	14.42
N° 10	607.9	16.39
N° 20	285	7.68
N° 40	352.8	9.51
N° 60	284	7.65
N° 100	177.1	4.77
N° 200	92.3	2.49
P N° 200	14.8	0.40

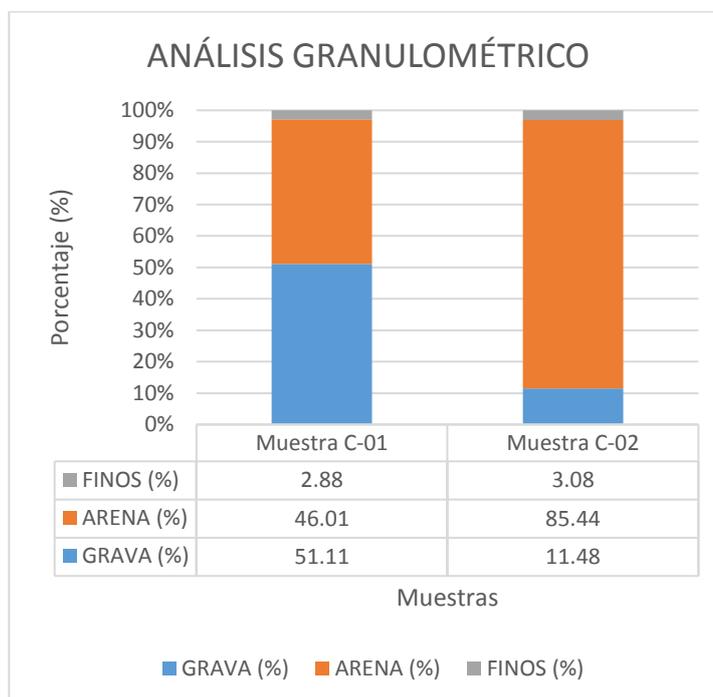
Peso Total de la Muestra = 3710 gr.

Cuadro N° 24: Resultado de Granulometría C-2

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr,	B % Pasante
4		
3	0.00	0.00
1 1/2	0.00	0.00
1	161.90	4.57
3/4	60.30	1.70
1/2	89.20	2.52
3/8	33.50	0.94
Nº 4	62.20	1.75
Nº 10	134.4	3.79
Nº 20	1813.1	51.13
Nº 40	638.1	17.99
Nº 60	330.3	9.31
Nº 100	113.8	3.21
Nº 200	100.1	2.82
P Nº 200	9.1	0.26

Peso Total de la Muestra = 3546 gr.

Gráfico N° 03: Comparación de Resultados granulométrico.



INTERPRETACIÓN: En el grafico N°03 se observa que la muestra C-01 presenta mayor porcentaje de grava, es por ello que su clasificación SUCS es GW (Grava bien graduada con arena); en la muestra C – 02 presenta mayor porcentaje de arena, es por ello que su clasificación SUCS es SP (Arena mal graduada).

LIMITES DE CONSISTENCIA

De acuerdo a la identificación del tipo de muestra de suelo, en el caso de la Muestra C-01 y C-02, presentan mayormente grava y arena; la cual queda descartado obtener un valor numérico en las siguientes condiciones de límites.

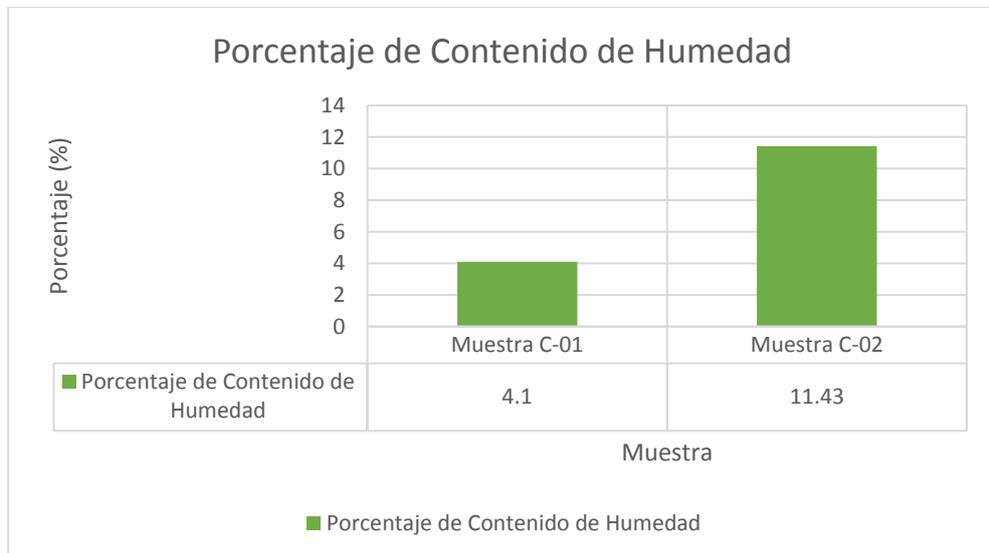
LIMITE LIQUIDO : No Presenta
LIMITE PLÁSTICO : No Presenta
LIMITE PLASTICIDAD : No Presenta

Verificar en los anexos los certificados de Análisis de Mecánica de Suelos.

CONTENIDO DE HUMEDAD NATURAL

El contenido de Humedad determina la presencia de agua en los poros de los granos respecto a la textura del suelo.

Gráfico N° 04: Contenido de Humedad.



INTERPRETACIÓN: Los valores encontrados demuestran que los suelos tienen poco contenido de agua, que corresponden a un ambiente poco húmedo.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

A través del ensayo de corte directo se ha podido calcular las características mecánicas que tiene el suelo.

➤ Los datos calculados a través del ensayo de corte directo son:

- Calicata C-1 Suelo Natural

Peso unitario entre 2.85 gr/cm³

Cohesión: 32.00 gr/cm²

Angulo de fricción: 40.10

- Calicata C-2 Suelo Natural

Peso unitario entre 2.95 gr/cm³

Cohesión: 32.00 gr/cm²

Angulo de fricción: 40.10

3.2.4.4. Calculo de capacidad admisible del terreno (Qc):

Para el cálculo de la capacidad portante, se aplica la teoría de TERZAGHI (I) para cimentaciones superficiales, la cual presenta la siguiente formula:

$$Q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_r$$
$$Q_c = 1.3 C N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_r$$

Donde:

Qc	=	Capacidad Portante	(gr/cm ³)
C	=	Cohesión	(gr/cm ²)
γ	=	Peso unitario	(gr/cm ³)
Df	=	Profundidad de Cimentación	(cm)
B	=	Ancho de zapata	(cm)
Nc, Nq, Nr	=	Factores de capacidad de carga	

Los factores de capacidad de carga se encuentran en el manual de diseño brindado por el Ministerio de Transporte y Comunicación en la siguiente tabla:

Tabla 2.8.1.3.1.2a-1 Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), y N_y (vesic, 1975)

(Tabla 10.6.3.1.2a 1 AASHTO)

ϕ_f	N_c	N_q	N_y	ϕ_f	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

Reemplazando la formula se obtiene los siguientes valores:

Cuadro N° 25: Resultado de capacidad Portante

	Df (m)	B (m)	Qc (gr/cm2)
Muestra C-01	4.50	5.50	19540.00
Muestra C-02	4.50	5.50	20060.00

3.2.4.5. Calculo de Presión de Trabajo (Pt):

La presión de Trabajo (Pt) es la capacidad admisible del terreno y que se deberá usar como parámetros de diseño.

$$Pt = Qc / Fs$$

Donde:

- Pt = Presión de trabajo (Kg/cm²)
Qc = Capacidad Portante(Kg/cm²)
Fs = Factor de Seguridad (Adimensional)

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones se consideró el valor de 3.00 para el factor de seguridad para diseño de cimentaciones en puente.

CLASIFICACIÓN DE LA PRESION DE TRABAJO		
CLASIFICACIÓN	BUENA	MALA
Presión De Trabajo (Kg/Cm ²)	➤ 0 = a 1	< a 1

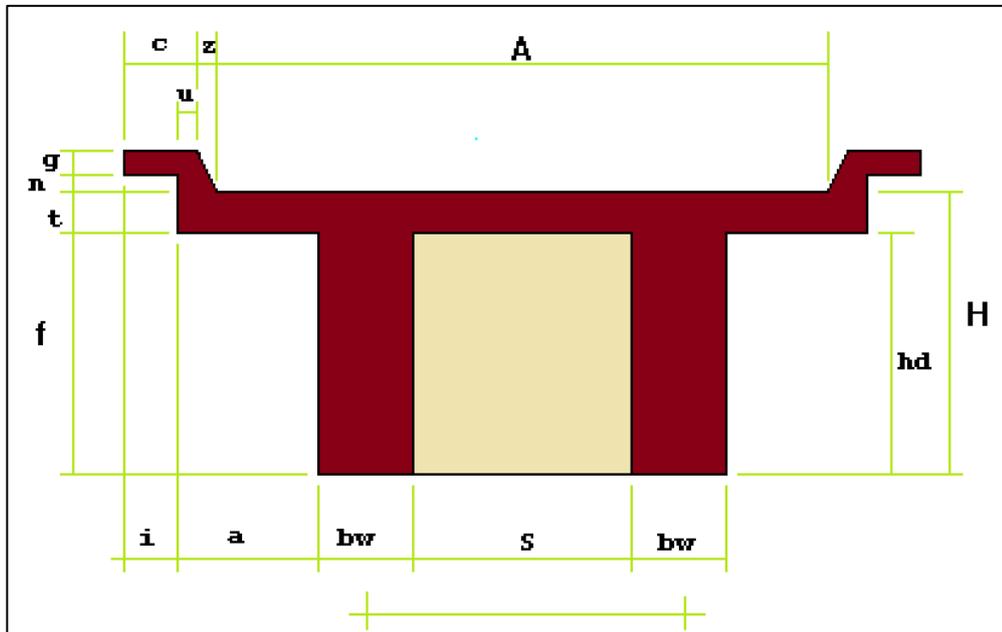
Fuente: "Propiedades Geofísicas de los suelos" de Joseph E. Bowles.

Cuadro N° 26: Resultado de Presión de Trabajo

	Qc (Kg/cm ²)	Fs	Pt (Kg/cm ²)	Estimación
Muestra C-01	19,54	3.00	6.51	BUENA
Muestra C-02	20,06	3.00	6.89	BUENA

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

a). Predimensionamiento:



Tipo de Puente: Simplemente apoyado.

Luz del Puente: 14.00 metros.

Peralte de Viga: 0.60 metros.

Espesor de Losa: 0.30 metros

Medidas Asumidas:

Ancho de via	(A)=	7.200
Long. vereda	(c)=	0.900
Ancho de viga	(bw)=	0.800
	(f)=	0.600
Espesor de losa	(t)=	0.300
	(g)=	0.200
	(n)=	0.050
Espesor del asfalto	(e)=	0.025
Separación vigas	(S)=	3.500
	(a)=	1.300
	(i)=	0.700
	(u)=	0.200
	(z)=	0.050
Barandas	(p)=	0.100
	(q)=	0.150
Número de vigas diafragmas	=	3
Ancho vigas diafragmas	(ad)=	0.500
Peralte vigas diafragmas	(hd)=	0.350

Cuadro N° 27: Resultado de diseño de la Superestructura

ELEMENTO ESTRUCTURAL		DISEÑO DE TABLERO			
		Mu (Ton-m)	ACERO		
			Acero Principal	Acero por distribución	Acero de Temperatura y construcción
TABLERO	LOSA	7.17	5/8" 15.00 cm	1/2" 18.00 cm	3/8 25.00 cm
	TRAMO EN VOLADIZO	6.33	5/8" 15.00 cm	1/2 15.00 cm	3/8 25.00 cm
	DISEÑO DE VEREDAS	2.18	5/8 30.00 cm	1/2 30.00 cm	3/8 25.00 cm
	SARDINEL	0.33	1/2" 18.00 cm (Trasversal) 5/8" 15.00 cm (Longitudinal)		

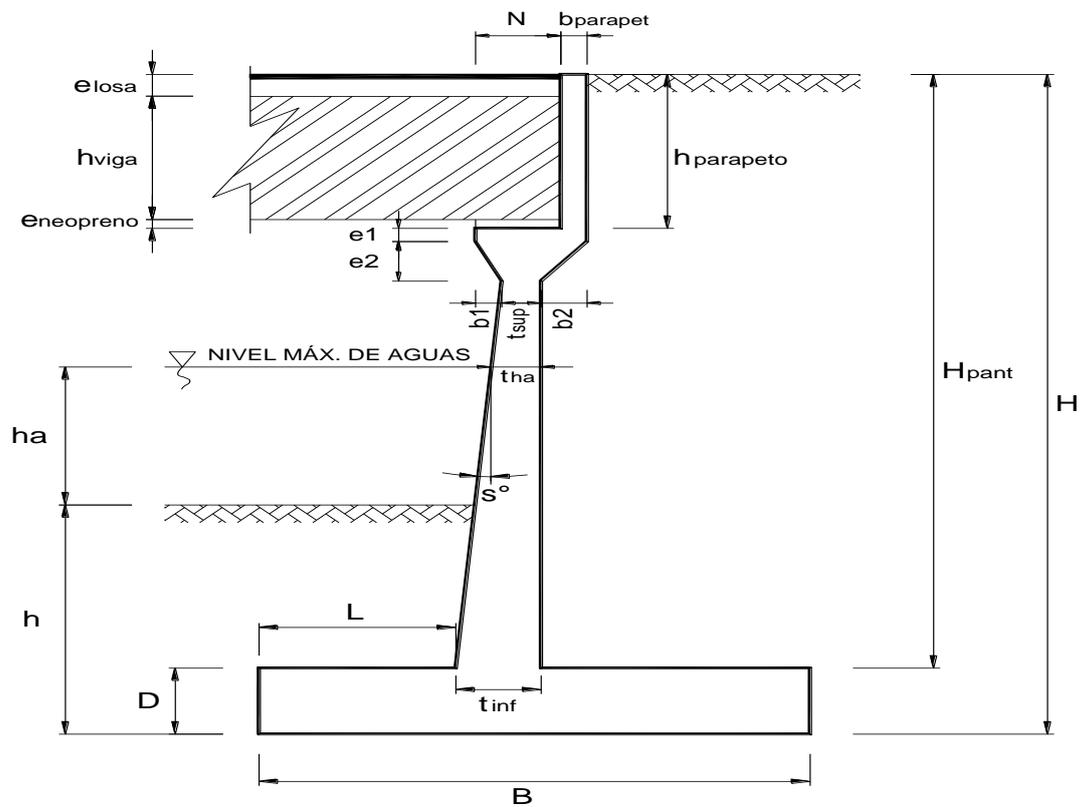
Cuadro N° 28: Resultado de diseño de Viga Principal

MOMENTO		DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL			
		Mu (Ton-m)	ACERO		
			ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS	Acero Lateral
VIGA PRINCIPAL	PESO PROPIO	125.15	24 BARRAS DE 1"	Estribo de 1/2" 5 @ 0.10 7 @ 0.20 10 @ 0.30 Resto @ 0.40	5 BARRAS DE 5/8" POR LADO
	SOBRECARGA HL-93	99.95			
	IMPACTO	32.99			

Cuadro N° 29: Resultado de diseño de Viga Diafragma

MOMENTO		DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA		
		Mu (Ton-m)	ACERO	
			ACERO PRINCIPAL	ESTRIBOS
VIGA DIAFRAGMA	PESO PROPIO	0.97	8 BARRAS DE 3/4"	Estribo de 3/8" @ 0.15
	SOBRECARGA HL-93	15.51		
	IMPACTO			

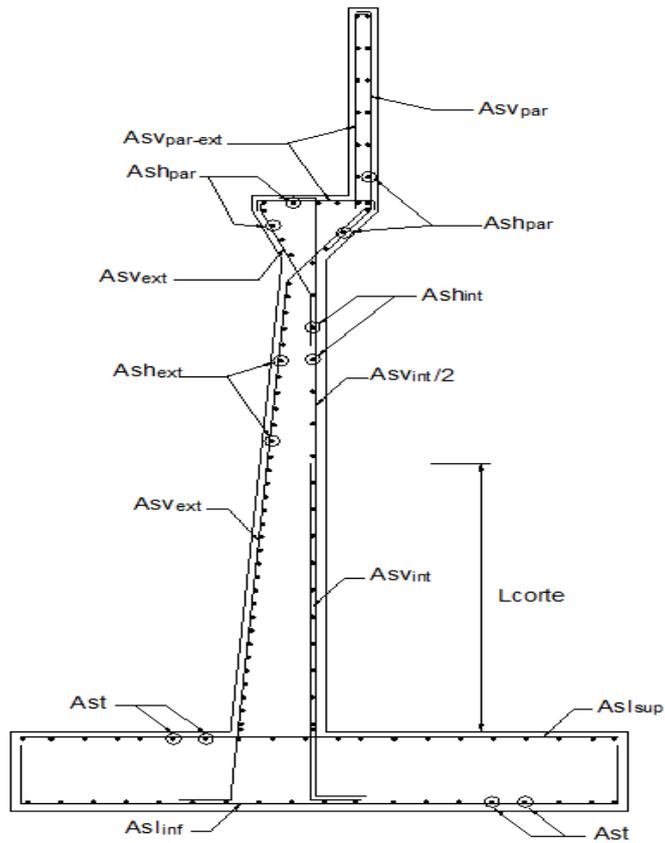
DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (ESTRIBO IZQUIERDO Y DERECHO)



a.) Predimensionamiento:

$H=$	8.46 m
$h=$	4.50 m
$B=0.6H=$	5.50 m
$D=0.1H=$	1.50 m
$t_{sup}=$	0.60 m
$t_{inf}=0.2H=$	2.00 m
$L=B/3=$	1.75 m
$e_{losa}=$	0.30 m
$h_{viga}=$	0.60 m
$e_{neopreno}=$	0.10 m
$h_{parapeto}=$	1.00 m
$b_{parapeto}=$	0.40 m
$e_1=$	0.25 m
$e_2=$	0.65 m
$b_1=$	0.20 m
$b_2=$	0.60 m
$N=$	1.00 m
$h_a=$	1.56 m
$t_{ha}=$	0.76 m
$H_{pant}=$	6.96 m

b.) Diseño Estructural:



Cuadro N° 30: Resultado de diseño de Subestructura

ELEMENTO ESTRUCTURAL		DISEÑO DE SUBESTRUCTURA		
		Mu (Ton-m)	ACERO	
			Acero Interior	Acero Exterior
ESTRIBO	PANTALLA	47.21	5/8" 1 @ 0.05 19 @ 0.15 r @ 0.215	3/4" 1 @ 0.05 28 @ 0.10 r @ 0.15
	PARAPETO	1.12	5/8" @ 0.215	5/8" @ 0.215
	TALON DE ZAPATA	16.04	1" @ 0.15 (ASlinf) 5/8" @ 0.09 (ASISup) ACERO LONGITUDINAL	5/8" @ 0.09 (AsT) ACERO TRANSVERSAL
	PUNTA DE ZAPATA	0.33	1" @ 0.15 (ASlinf) 5/8" @ 0.09 (ASISup) ACERO LONGITUDINAL	5/8" @ 0.09 (AsT) ACERO TRANSVERSAL

IV. DISCUSIÓN

IV. DISCUSIÓN:

El tipo de topografía de la zona de estudio permitió establecer que la ubicación ideal de la estructura de diseño, coincida con la existente (Puente Bailey), ya que esta se encuentra en sentido perpendicular con el cauce del río, con la seguridad que se encuentre en la menor distancia de separación entre los cantos y así siga la alineación de la carretera existente. De acuerdo con el Manual de Puentes, el estudio topográfico proporcionó información de base para los estudios de hidrología e hidráulica.

El estudio Hidrológico se realizó en base a la información Hidrométrica de la Estación de Quillo brindada por SENAHMI con un periodo de registro de 46 años, no teniendo en cuenta los eventos extraordinarios como menciona el Manual de Puentes. La evaluación hidrológica realizada a la del río Nepeña del cual el río loco es uno de sus principales tributarios con un 15 % de su caudal, se realizó el análisis de las máximas descargas anuales considerando las influenciadas por las corrientes del niño con un periodo de retorno de 500 años; este periodo de retorno se calculó considerando el manual de Hidrología brindado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), utilizando la fórmula de Riesgo de Falla Admisible (R), la cual está en función del periodo de retorno y vida útil de la estructura. Para la determinación de la vida útil de la estructura (Puente Vehicular) se consideró la Tabla N° 01 de la Normativa Española del Concreto Estructural donde menciona la vida útil recomendada para Puentes de longitud igual o mayor a 10 metros es de 100 años. Por consiguiente para determinar el caudal máximo o diseño se optó por el método estadístico el cual es el más usado y brinda mayor rango de seguridad de resultados obteniéndose el caudal máximo de 64.4 m³/s. que transcurren por el cauce del Río Loco.

Tanto el estudio topográfico e hidrológico son bases para poder realizar el estudio hidráulico, ya que la información de ambos son esenciales para calcular los parámetros hidráulicos que nos permitieron conocer las características del cauce del río en interacción con la estructura del puente, el modelamiento hidráulico se realizó con el programa HEC-RAS que brinda mayor seguridad de resultados que

los métodos manuales, se determinó parámetros hidráulico como el tirante hidráulico de 1.56 m, velocidad de flujo de 2.58 m/s y área hidráulica de 20.98m², los cual permitieron desarrollar el diseño tomado en cuenta las características del río, así como también tener los rangos de socavación como general en el cauce del río de 1.00 m calculada con el método de Lischtvan-Levediev para suelos no cohesivos, la cual considera coeficiente de rugosidad Manning $n = 0.047, 0.044$ y 0.056 ; rivera izquierda, cauce principal y ribera derecha respectivamente, y socavación locales en estribos de 3.00 m respectivamente. Los coeficientes de Rugosidad de Manning se consideraron la Tabla de Cowan que menciona el Manual del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) en la tabla N° 12 de Hidráulica de Tuberías y Canales. La altura libre Sobre el Nivel del Agua de los Ríos se consideró 1.50 metros, considerándose un río que no arrastra palizadas, tal como menciona el Manual de Diseño de puentes en artículo 2.1.4.3.3. GALIBOS O ALTURAS MINIMAS.

En el Estudio Geológico, Geotécnico y de Mecánica de suelos, el perfil estratigráfico de la zona de cauce de la zona del cauce hasta los 1.50 metros, en lo explorado se observó un estrato homogéneo de arenas y gravas arenosas (GW), con bolonería con tamaños variables entre 0.20m., de diámetro hasta 0.50 m., dicha bolonería es de composición granodiortica. La capacidad portante calculada con un factor de seguridad de 3.00 según el reglamento nacional de edificaciones, donde los valores están entre 19.54 kg/cm² y 20.06 kg/cm², para zapatas y con profundidades de cimentación (Df) de 1 metro hasta 5 metros.

La filosofía de diseño adoptado es la LRFD la cual toma en cuenta de una manera explícita la variabilidad en el comportamiento estructural de los elementos. La metodología LRFD se basa en el uso extensivo de métodos estadísticos, nos brindó resultados que son fácilmente utilizables por diseñadores y analistas de puentes. Ya que la metodología LRFD planteada en las especificaciones ASHTO, ha pasado por cinco versiones sucesivas, revisiones exhaustivas, y ha sido ensayado sistemáticamente en diseños de prueba en la División de Diseño de Puentes de Catorce Departamentos miembros del AASHTO, al igual que informalmente en muchos otros, representa un gran paso en mejorar el diseño de

puentes y establecer métodos de análisis mejor elaborados, condujeron el diseño de puente con una serviciabilidad superior y nivel de seguridad más uniforme.

Con respecto a las cargas consideradas y su influencia en el diseño de la estructura tales como las cargas permanentes, variables y excepcionales, para el diseño se tomaron en consideración:

- Las Cargas muertas con dotación DC, las cuales involucran a componentes no estructurales indispensables para que la estructura funcione como tal, en este caso producido por el peso de veredas, superficie de rodadura, barandas, y componentes estructurales como el peso propio de la losa o plataforma de rodadura y vigas longitudinales como transversales o diafragmas tomando en cuenta los pesos específicos de los materiales, los que son unos de mayor influencia en el diseño ya que depende de ellos la funcionalidad, serviciabilidad y seguridad de la estructura.
- Las cargas variables, como la carga viva vehicular con notación LL ya que estas producen cargas en toda la longitud de la estructura del puente a paso de estos por ella, las cuales son de vital importancia ya que estas se construyen con este fin, para ello se ha considerado el camión HL-93 recomendado por el manual de diseño de puentes y las especificaciones ASSTHO-LRD y las cargas de impacto con notación IM las cuales suelen ser el 33% de la carga viva.

Para determinar las cargas de los vehículos se toman en cuenta el número de vías; y para efectos de este diseño de acuerdo a la reglamentación que es equivalente a 3.60 m. Las cargas de diseño son productos de la suma de camión de diseño más tándem, tomándose aquellos que produzca en cada caso el más desfavorable, y sobrecarga distribuida.

El camión de diseño que se tomo es el HL-93, el cual es el normado por el manual de diseño de puentes del MTC, el cual involucra un camión HS20 (32 ton)+ carga repartida, para el uso de este camión dentro del software se tomó en cuenta el impacto y la carga repartida ya no se considera para evitar duplicar estos valores.

A fin de cada componente del puente debe soportar con seguridad todas las combinaciones de carga se consideró que los factores de carga y las combinaciones que se tomaron para el diseño de este, en el caso de los factores de resistencia se tomó para flexión 0.90 y compresión 0.75, los cuales aseguraran la resistencia y estabilidad para así resistir las especificaciones de carga que se espera que una estructura de este tipo experimente durante su vida útil; en el caso de los factores de carga tanto para cargas permanentes y varias cargas que se consideran en una combinación de diseño fueron tomados para nuestro caso $Y_{pDW}=1.50$ (carga por superficie de rodadura y accesorios), $Y_{pDC}=1.25$ (carga por componentes y auxiliares) y $Y_{PLL+IM}=1.75$ (carga por efectos de carga viva e impacto) respectivamente las cuales en el caso de los factores de carga permanentes son los máximos para la evaluación de estabilidad global de los taludes con o sin estructura de cimentación.

También se tomaron en cuenta los factores que relacionan la ductibilidad, redundancia e importancia operacional de los cuales para nuestro caso consideramos $n_D=1.00$, $n_R=1.05$ y $n_I=0.95$, ya que estos factores afectan el margen de seguridad de los puentes según el Manual de Diseño de Puentes, siendo que los dos primeros relacionan directamente la resistencia física y el último la importancia operacional, con la selección de estos factores se está otorgando a la estructura tenga un comportamiento dúctil y no frágil, y para aquellos elementos y componentes cuya falla causaría el colapso que se diseñaron en falla crítica y su sistema estructural no será redundante.

Cada uno de estos factores sumados a los efectos de carga que consideramos para esta estructura, los cuales son de acuerdo a lo señalado en los estados límite, se basó de acuerdo a la metodología LFRD, tales como estados límites de servicio, fatiga y rotura, y de resistencia, nos permiten cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética. En el manual de Diseño de puentes del Ministerio de transportes y especificaciones ASSTHO LFRD en lo referido a la profundidad mínima o peralte y para no tener que verificar deflexiones en elementos de concreto armado, con tipo de estructura de losas con armadura

principal paralela al tráfico y en tramos simples se tomara en cuenta que este peralte tendrá como mínimo $1.2(S+3000)30$ (siendo S el espaciamentos entre vigas longitudinales), el cual nos permitiría ajustar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo o negativo, por lo cual optamos analizar el puente viga – losa verificando este tipo de diseño de puente nos da un valor mínimo de 27.5 cm el cual redondeamos a 30 centímetros, que tiene hacer el peralte efectivo para el análisis de diseño.

Además se realizó una evaluación donde se tomó consideración todos los parámetros como cargas aplicadas tanto puntuales como distribuidas, llegando a obtener que funcione de manera tal que no fallara mientras está en funcionamiento.

Al realizar el diseño de la superestructura del tipo de puente viga-loza se trabajó de tal manera que al manifestarse las cargas de diseño tanto como las cargas muertas (peso propio del puente, asfalto, veredas, guarderas) y cargas vivas debido al paso de los vehículos sobre el puente, generaran esfuerzos máximos para su cálculo, pero a su vez este análisis implicó un desarrollo tanto longitudinal y transversal la cual es absorbida en toda su magnitud por las vigas longitudinales las cuales transmitirán la carga a la subestructura.

El dimensionamiento del elemento Viga se basó en su comportamiento ante las cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes, tomando en cuenta las perdidas. Una vez definida la sección, se verifico distintas condiciones de servicio, como los esfuerzos de transferencia, encamisados y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia como el momento último, aceros mínimos y máximos, y cortante entre otros. Para lograr un efecto de tal manera que trabajen armónicamente vigas y losa se procedió al predimensionamiento de vigas detallado en el manual de diseño de puentes indicando la siguiente expresión, que por cada 0.007 de la luz del puente se obtuvo el peralte efectivo de diseño de 0.60 metros. Se tomó en cuenta también que las vigas con el elemento estructural más importante en el diseño de un puente.

Además se distribuyó las vigas para lo cual consideramos un número total de 2 para el efecto de soporte de la losa del puente y superestructura en general. El manual

de diseño de puentes indica los rangos permisibles de separación de vigas dándonos $1.10 \text{ m} = S = 4.90$, adoptando una separación de diseño 3.50 metros de tal manera que se puedan distribuir las fuerzas para cada viga y estas no fallen.

Con respecto al diseño de las vigas transversales o vigas diafragmas se ha considerado ya que gracias a ellas proporcionamos más rigidez lateral a las vigas y a la superestructura en general. Consistiendo en colocar estas vigas transversales a los elementos longitudinales, constituidas de concreto reforzado, ubicadas en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión. Se consideró un peralte efectivo de 0.35 metros calculada con el mismo procedimiento ya efectuado para las vigas principales o longitudinales.

Los estribos fueron dimensionados considerando sus funciones de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los terraplenes de acceso, no se requiere análisis sísmico para puentes simplemente apoyados de acuerdo a ítem 2.11.2. Manual de diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y comunicaciones. Con respecto a la ubicación del estribo está definido por la intersección del plano vertical que pasa por eje longitudinal del puente y el plano definido por la superficie de la cara contraria al lado de las tierras del muro espaldar del estribo.

Al calcular los esfuerzos de los estribos se consideró cargas que afectaran a esta, y para determinar la estabilidad, como las que pueden causar deslizamiento de estas se tomaron las producidas por la superestructura como las cargas muertas, las cargas vivas, cargas de impacto y las que afectan directamente a la subestructura como el peso propio, empuje de tierra vertical anterior, empuje de tierra posterior, empuje del agua vertical para lo cual según las especificaciones AASTHO-LFRD estas deben cumplir y ser mayor que los factores de seguridad de

deslizamiento requeridos para el diseño de estribos $FSD \geq 1.5$ para suelos granulares y $FSD \geq 2$ para suelos cohesivos; y las que pueden causar el volteo como el empuje de tierra horizontal, empuje de viento, empuje de agua horizontal y efectos de sismo, las mismas que deben cumplir y ser mayor que los factores de seguridad de volteo requeridos para el diseño de estribos, $FSV \geq 1.5$ para suelos granulares $FSD \geq 2$ para suelos cohesivos, el cálculo de estos parámetros para nuestra estructura nos permitió determinar que esta es estable.

Para el diseño de los estribos se optó por el recomendado por el manual de diseño de puentes el método de diseño LRFD, el cual está basado en los estados límites, para ello las cargas analizadas para determinar la estabilidad fueron afectadas a factores y combinaciones de carga, habiéndose utilizado las combinaciones para diseño como la RESISTENCIA I, SERVICIO I, EVENTO EXTREMO I, las que por precaución se agruparon formando una envolvente de diseño incluyéndose así el total de las cargas que afectan a la estructura, posterior a ello se determinó los momentos últimos de diseño $Mu1 = +47.21$ ton-m, $Mu1 = 1.12$ ton-m, $Mu2 = +16.04$ ton-m y $Mu2 = -0.33$ ton-m, los cuales nos permitieron determinar las secciones de acero longitudinal y transversal del muro, distribuyéndose en el primer tercio de la altura $\emptyset 5/8''$ 1 @ 5 cm, 19 $\emptyset 5/8''$ @ 15 cm y el resto con $\emptyset 5/8''$ @ 21.5 cm, en Acero Interior; $\emptyset 3/4''$ 1 @ 5 cm, 28 $\emptyset 3/4''$ @ 15 cm y el resto con $\emptyset 3/4''$ @ 15 cm en Acero Exterior respectivamente.

El análisis antes mencionado referente al muro del estribo, nos permitió conocer cuáles son las cargas que soportara el terreno de fundación el cual presento de acuerdo a los estudios de suelos realizados una capacidad portante de 19.54 kg/cm² y 20.06 kg/cm² la cual es mayor a los esfuerzos transmitidos por el muro y zapata, lo cual indica que el terreno soportara los esfuerzos producidos por las distintas cargas solicitantes que afectaran a la estructura del puente, los cuales generan los momentos de diseño de la zapata.

La diferencia en dimensiones tanto en superestructura como subestructura, nos permitieron diseñar una estructura con menor incidencia de carga muerta en su peso.

V. CONCLUSIONES

V. CONCLUSIONES:

1. De los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación y la hipótesis, de acuerdo a la realización de los estudios Geológico, Geotécnico, Topográfico, Hidrológico de la zona de estudio, entonces se podrá diseñar el puente Sechin, planteada inicialmente se concluye que los estudios de campo nos brindaron la información necesaria para poder realizar el diseño del puente, así se logró verificar y contrastar estos resultados con los datos obtenidos y asumidos.
2. Según el Estudio Topográfico el área de estudio presenta una topografía ondulada, ubicada a una altitud de 57 m.s.n.m. en promedio.
3. A través del estudio geológico se pudo determinar que el perfil estratigráfico en ambos estribos presenta un suelo tipo grava bien graduada con arena y arena mal graduada (GW-SP), así como también en el lecho del cauce se encontró un suelo homogéneo de gravas, arenas y bolonería(GW). El espesor de este estrato es de 50 cm. Y reposa sobre el basamento de canto rodado compuesto por piedras grandes. El peso específico del suelo de acuerdo al ensayo de corte directo empleado es de 2.85 y 2.95 gr/cm³.
4. De acuerdo al Estudio Hidrológico e Hidráulico se pudo determinar que para un periodo de retorno de 500 años (vida útil estimada para estructuras de apoyo) el caudal máximo será de 64.4 m³/s y la velocidad media de 2,46 m/s. De acuerdo a la evaluación de los valores de socavación, se ha obtenido una profundidad de socavación general de 1.00 metro, para la socavación local de la zona de los estribos, una socavación de 3.00 metros, teniendo en cuenta el fenómeno de la socavación que se pueda producir durante las avenidas de máximo caudal; se pudo llegar a la conclusión que se requiere de un nivel de cimentación por debajo del terreno natural de 4.50 metros.

5. Habiendo realizado los estudios topográficos, geológico, hidrológico e Hidráulico, se determinaron las dimensiones de los elementos estructuras del puente el cual tendrá una luz de 14 metros, cuenta con una superestructura base de dos vigas longitudinales con peralte de 0.60 metros, vigas diafragmas con peralte de 0.35 metros, y una losa de 0.30 metros de espesor, la subestructura se compone de dos estribos 8.46 metros de altura.

6. La importancia de los estudios de campo referentes a las características topográficas, hidráulicas, mecánica de suelos, etc.; son necesarios para el diseño de un puente, ya que permitirán definir algunas características de suma importancia, como son: el sitio de cruce, la longitud total del puente, el número de apoyos, profundidad y tipo de cimentación, el ángulo de esviajamiento y la altura rasante del puente, etc. Sin embargo, hay que tener muy presente que los estudios de campo no son sino restricciones y que será finalmente el proyectista quien con su profundo sentido estructural y constructivo brinde solución a la necesidad planteada.

VI. RECOMENDACIONES

VI. RECOMENDACIONES:

En el diseño del puente Sechin sobre el Rio Loco de la ciudad de Casma, se tomaron decisiones importantes que dependen de las recomendaciones indicadas en los estudios realizados previamente, tanto para el análisis como para su diseño.

1. En la realización del presente trabajo, es elemental; tener en cuenta la importancia de los estudios necesarios que se deben realizar antes de proyectar un puente; por más simple o pequeño que parezca el puente a diseñar es primordial realizar los siguientes estudios: estudios de campo, ya que son la base de ubicación de un puente; estudios de laboratorio, ya que brinda información básica para dimensionamiento de los elementos estructurales.
2. Dado la presencia de gran cantidad de gravas y bolonería, que se hallan ubicados en el lecho de la quebrada aguas arriba del eje del puente que podría provocar el rebosamiento del agua del rio Loco, en épocas de avenida extraordinarias y afectar las estructuras, por lo que se recomienda que las actividades de limpieza del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo en una longitud de 1650 m. y poder encausar el lecho de la quebrada, así mismo se debe emplear maquinaria pesada.
3. Es necesario realizar obras complementarias como son las defensas ribereñas (enrocados, espigones, gaviones), para proteger os elementos de la subestructura, cuando los cálculos obtenidos referidos a la socavación del cauce del rio, nos presenta que en máximas avenidas afectaran los elementos de la subestructura del puente.
4. Al determinarse las cargas actuantes y solicitantes en las estructuras del puente, se recomienda que durante el servicio del puente estas

cargas deben mantenerse, para evitar así el deterioro de los elementos que componen y así de esa manera garanticen la vida útil de la estructura.

5. La importancia de la normativa para diseño de puentes en la elaboración de proyectos de este tipo es esencial ya que con las consideraciones planteadas se evita sobredimensionar las estructuras evitando gastos vanos, con la confiabilidad de tener una estructura segura, servicial y funcional.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

DURAN Yazuma, Sandra. Reparación de puentes de hormigón colapsados, mediante la instalación de sistemas estructurales de acero. Tesis (Titulo en Ingeniero Mecánico). Quito: Escuela Politécnica Nacional, Escuela de Ingeniería, 2009. 318 pp.

Empresa Editora Macro E.I.R.L. Manual de Diseño de Puentes. 2da. Ed. Surquillo. Isagraf S. R. L., 2003.208 pp.
ISBN: 9786124034596

GARCIA Rossell, Cesar Aranis. Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado. 1era. Ed. Lima. Printed in Perú, 2006. 234 pp.

FURGANG, Kathy. Construcción de Puentes. 2da ed. China. Printed in Guangzhou, 2011. 18 pp.
ISBN: 9781450908351

LOZANO Rodríguez, Karina. Diseño de un puente aplicando el método LFRD con superestructura de viga postensada. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Nuevo Chimbote: Universidad Nacional del Santa, Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil, 2011. 134 pp.

MENDEZ Sarmiento, David. Diseño de superestructura de un puente Vehicular y Peatonal del Rio Paute. Tesis (Énfasis en Gerencia en Construcciones). Ecuador: Universidad del Azuay, Facultad de ciencia y tecnología, 2015. 109 pp.

PLACENCIA Crespo, Katerine. Calculo y Diseño de pilotes para el puente Naranjal 1 (PNA1) que forma parte del proyecto control de inundaciones del Rio Naranjal. Tesis (Titulo en Ingeniero Civil). Ecuador: Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería, 2014. 118 pp.

SEMINARI O Manrique, Ernesto. Guía para el diseño de puente con vigas y losas. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Piura: Universidad de Piura, facultad de Ingeniería, 2004. 168 pp.

SOMENSON, Héctor M. Estudio y Proyecto de puentes de Hormigón Armado. 2da. ed. [s.l.]. Graphe Disseny, 2015. 235 pp.

ISBN: 9788490520130

TRUJILLO, José Eusebio. Diseño de Puentes. 3era Ed. [s.l.] Ediciones Universidad Industrial de Santander, 2013. 287pp.

VARGAS Márquez, Enrique. Elección y diseño de alternativa de puente sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencia e Ingeniería, 2015. 95 pp.

VIGO Reyes, Jairo y VASQUEZ Lozada, Christian. Diseño del puente Carrozable del C.P. Virahuanca en el distrito de Moro, Provincia del Santa, Departamento de Ancash. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Nuevo Chimbote: Universidad Nacional del Santa, Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil, 2011. 111 pp.

ANEXOS

INSTRUMENTOS

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha de recolección de Datos, el cual será aplicado a mi Proyecto de Investigación seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: “PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHÍN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA – REGIÓN ANCASH – 2017”.

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	DATOS GENERALES		
2	DATOS DE LOCALIZACION		
3	DATOS HIDRAULICOS		
4	DATOS GEOLOGICOS		
5	DATOS TOPOGRAFICOS		
6	DATOS DE TRANSITO		
7	DATOS DE RIESGO SISMICO		

Evaluated por:

Nombre y Apellido: _____

DNI: _____

Firma: _____

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, _____, titular del
DNI N° _____, de profesión _____, ejerciendo
actualmente como _____, en la Institución
_____.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____
_____.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				
Amplitud de conocimiento				
Redacción de ítems				
Claridad y precisión				
pertinencia				

En Nuevo Chimbote, a los _____ días del mes de _____ del 2017

Firma

FICHA DE RECOLECCION DE DATOS

- DATOS GENERALES

REGIÓN:	
UBICACIÓN GEOGRAFICA:	
CLIMA :	

- ✓ DATOS DE LOCALIZACION

PUENTE:		SOBRE:	
OBRA VIAL:			
TRAMO:		SUBTRAMO:	
ESTACIÓN:		ORIGEN:	
OBLICUIDAD:			
ELEVACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL BANCO DE NIVEL:			

Anexar los siguientes planos:

- Planta Topográfica general.
- Planta Topográfica Detallada.
- Perfil general del terreno según el eje de la obra vial.
- Perfil detallado del terreno según el eje de la obra vial.
- Croquis de la región del cruce.

Otros datos útiles a juicio el observador:

--

✓ **DATOS HIDRAULICOS:**

Anexar plano de las secciones hidráulicas que muestren la sección en el cruce y secciones auxiliares con:

NIVEL DE AGUAS MINIMAS:	
NIVEL DE AGUAS MAXIMAS ORDINARIAS:	
NIVEL DE AGUAS MAXIMAS EXTRAORDINARIAS:	
VELOCIDAD SUPERFICIAL EN EL CRUCE:	
NIVEL DE AGUAS AL MEDIR LA VELOCIDAD SUPERFICIAL:	

Anexar hojas de CALCULOS HIDRAULICOS. Los tramos en que se miden las secciones, pendientes y velocidades del cruce.

Si el río se desborda en máximas avenidas, indicar el ancho aproximado de las llanuras de inundación en:

MARGEN DERECHA:		MARGEN IZQUIERDA:	
FECHA DE LA CRECIENTE MÁXIMA QUE SE ESTUDIA:			
FRECUENCIA Y DURACIÓN DE LAS CRECIENTES MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS:			
MESES DEL AÑO EN QUE SE PRESENTAN:			

Características generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre y cuerpo flotantes:

--

Depósito o corriente (Mar, lago, presa, río, etc.) donde desemboca el río, distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico:

--

Indicar si existe un cambio de pendiente de suave a pronunciada o una cascada cerca del cruce (hasta una distancia en la que haya influencia en el funcionamiento hidráulico). Anote su ubicación:

--

Obstáculos (banco, isla, etc.) distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico:

--

Luz mínima que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes:

--

Si existen puentes cercanos al cruce, dar los siguientes datos:

Ubicación:	
Número de tramos:	
Longitud de tramo:	
Altura libre del tramo:	
Área Hidráulica bajo el puente según el N.A.M.E.:	
El área total es suficiente, insuficiente o excesiva?	
Tipo de cimentación:	

Presenta indicios de socavación en el terreno inmediato a las pilas y estribos o en los terraplenes que se empleó:

--

Anexar croquis del puente

Otros datos útiles a juicio del observador:

--

Datos Hidrológicos:

ÁREA DE LA CUENCA:	
FUENTE DE INFORMACIÓN DEL DATO ANTERIOR:	
PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA:	
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE:	
PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL DE LA CUENCA:	
REGIÓN HIDROLOGICA A LA QUE PERTENECE:	

Forma y características topográficas de la cuenca (plana, ondulada, montañosa, redonda, alargada, etc.)

--

CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DE LA CUENCA:	
PERMEABILIDAD MEDIA:	
DISTRIBUCIÓN DE LA VEGETACIÓN EN LA CUENCA:	

Estaciones hidrométricas cercanas:

SOBRE EL RÍO:	
SOBRE OTROS RÍOS (dar nombre de estos) CERCANOS:	
GASTOS HIDROLÓGICOS:	
MÉTODOS EMPLEADO PARA SU OBTENCIÓN:	

➤ ESTUDIO HIDROLÓGICO

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

NOMBRE DE LA CUENCA	CUADRANGULO (CARTA NACIONAL)	AREA (KM ²)	LONGITUD (KM)	PENDIENTE (m/m)

DESCARGA MÁXIMA DEL RÍO

SERIE HISTORICA	PERIODO DE RETORNO	CAUDAL MAXIMO O CAUDAL DE DISEÑO

SOCAVACIÓN GENERAL Y LOCAL

SOCAVACION GENERAL EN CAUCE DE RIO	SOCAVACION LOCAL EN ESTRIBO IZQUIERDO Y DERECHO	SOCAVACION LOCAL EN PILAR

✓ DATOS GEOLOGICOS:

➤ ESTUDIO GEOLOGICO, GEOTECNICO Y MECANICA DE SUELOS

ESTRATIGRAFIA

TRINCHERA T-1 – ESTRIBO IZQUIERDO				
DE (m.)	A (m.)	SIMBOLO		DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA
		SUCS	GRAFICO	
0.00	1.50			
1.50	2.50			

ESTRATIGRAFIA

TRINCHERA T-1 – ESTRIBO DERECHO				
DE (m.)	A (m.)	SIMBOLO		DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA
		SUCS	GRAFICO	
0.00	1.50			
1.50	2.50			

ESTRATIGRAFIA

CALICATA C-1 – CAUCE DEL RIO				
DE (m.)	A (m.)	SIMBOLO		DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA
		SUCS	GRAFICO	
0.00	1.50			
1.50	2.50			

✓ DATOS TOPOGRAFICOS

➤ ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

UBICACIÓN	:		
TOPOGRAFIA	:		
COORDENADAS		ALTITUD	
GEOGRAFICAS	UTM		
Longitud:	Este:		
Latitud:	Norte:		

✓ DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

ELEMENTO ESTRUCTURAL		DISEÑO DE TABLERO			
		Mu (Ton-m)	ACERO		
			Acero Principal	Acero por distribución	Acero de Temperatura y construcción
TABLERO	LOSA				
	TRAMO EN VOLADIZO				
	DISEÑO DE VEREDAS				
	SARDINEL				

MOMENTO		DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL			
		Mu (Ton-m)	ACERO		
			ACERO LONGITUDINAL	ESTRIBOS	Acero Lateral
VIGA PRINCIPAL	PESO PROPIO				
	SOBRECARGA				
	IMPACTO				

MOMENTO		DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA		
		Mu (Ton-m)	ACERO	
			ACERO PRINCIPAL	ESTRIBOS
VIGA DIAFRAGMA	PESO PROPIO			
	SOBRECARGA			
	IMPACTO			

✓ DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

ELEMENTO ESTRUCTURAL		DISEÑO DE SUBESTRUCTURA		
		Mu (Ton-m)	ACERO	
			Acero Interior	Acero Exterior
ESTRIBO	PANTALLA			
	PARAPETO			
	TALON DE ZAPATA			
	PUNTA DE ZAPATA			

VALIDACIÓN DE LOS RESULTADOS

- ✓ VALIDACIÓN N° 01**
- ✓ VALIDACIÓN N° 02**
- ✓ VALIDACIÓN N° 03**

VALIDACIÓN N° 01

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha de recolección de Datos, el cual será aplicado a mi Proyecto de Investigación seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: “PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHÍN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA – REGIÓN ANCASH – 2017”.

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente

B = Bueno

M = Mejorar

X = Eliminar

C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

N°	ITEM	RESPUESTAS	OBSERVACIONES
1	DATOS GENERALES	E	
2	DATOS DE LOCALIZACION	E	
3	DATOS HIDRAULICOS	E	
4	DATOS GEOLOGICOS	B	
5	DATOS TOPOGRAFICOS	B	
6	DATOS DE TRANSITO	B	
7	DATOS DE RIESGO SISMICO	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido:

ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ

DNI:

32812311

Firma:



ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ

INGENIERO CIVIL
REG. CIP 87337

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, ROLANDO CÉSAR AGUIRRE RODRÍGUEZ, titular del
 DNI N° 32812311, de profesión INGENIERO CIVIL,
 ejerciendo actualmente como RESIDENTE DE OBRA, en la Institución
MINAGRI - AGRO RURAL.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
 Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____

VCV

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				✓
Amplitud de conocimiento				✓
Redacción de ítems				✓
Claridad y precisión				✓
pertinencia				✓

En Nuevo Chimbote, a los 08 días del mes de JULIO del 2017



ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRÍGUEZ
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP 87337

Firma

VALIDACIÓN N° 02

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha de recolección de Datos, el cual será aplicado a mi Proyecto de Investigación seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: “PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHÍN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA – REGIÓN ANCASH – 2017”.

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

N°	ITEM	RESPUESTAS	OBSERVACIONES
1	DATOS GENERALES	E	
2	DATOS DE LOCALIZACION	E	
3	DATOS HIDRAULICOS	E	
4	DATOS GEOLOGICOS	E	
5	DATOS TOPOGRAFICOS	E	
6	DATOS DE TRANSITO	E	
7	DATOS DE RIESGO SISMICO	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido:

Alvaro Smith Alejos Mendez

DNI:

42051236

Firma:



CIP: 149269

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, Alvaro Smith Alejos Mendez, titular del
DNI N° 42051236, de profesión Ingr. Civil,
ejerciendo
actualmente como Ingeniero, en la Institución
Odebrecht Ingeniería y Construcción SAC.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: _____

UCV

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				✓
Amplitud de conocimiento				✓
Redacción de ítems				✓
Claridad y precisión				✓
pertinencia				✓

En Nuevo Chimbote, a los _____ días del mes de _____ del 2017



Firma

CIP 149269

VALIDACIÓN N° 03

OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACION

Estimado Validador:

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha de recolección de Datos, el cual será aplicado a mi Proyecto de Investigación seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad.

El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado: “PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHÍN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA – REGIÓN ANCASH – 2017”.

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente B = Bueno M = Mejorar X = Eliminar C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

N°	ITEM	RESPUESTAS	OBSERVACIONES
1	DATOS GENERALES	E	
2	DATOS DE LOCALIZACION	E	
3	DATOS HIDRAULICOS	B	
4	DATOS GEOLOGICOS	B	
5	DATOS TOPOGRAFICOS	E	
6	DATOS DE TRANSITO	E	
7	DATOS DE RIESGO SISMICO	E	

Evaluado por:

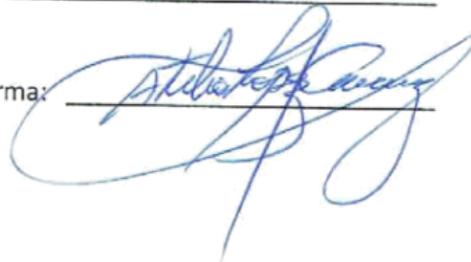
Nombre y Apellido:

ATILIO RUBEN LOPEZ CARRANZA

DNI:

32965940

Firma:



CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, ATILIO RUBEN LOPEZ CARRANZO, titular del
DNI N° 32965940, de profesión DOCENTE (ING),
ejerciendo
actualmente como DOCENTE, en la Institución
UCV

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del
Instrumento (Ficha Técnica), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: La
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				✓
Amplitud de conocimiento				✓
Redacción de ítems				✓
Claridad y precisión				✓
pertinencia				✓

En Nuevo Chimbote, a los 07 días del mes de Julio del 2017


Firma

**MATRIZ
DE
CONSISTENCIA**

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHÍN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGIÓN ANCASH - 2018.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

La situación actual del puente por causa del fenómeno natural ocurrido el 14 de marzo del año 2017, colapsó a causa de las intensas lluvias que azotaron esa parte del país, cuya infraestructura fue afectada por las aguas del río Loco, debido a un desborde. La amenaza de la llegada del huaico de gran intensidad hizo que la infraestructura de puente Sechín sea colapsada una gran parte de la superestructura y subestructura.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	INDICADORES	INSTRUMENTOS
<p>¿Cuál es el Diseño del puente Sechín, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018?</p>	<p>General:</p> <p>Diseñar el puente Sechín, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensionamiento de la Superestructura - Distribución de acero de la superestructura - Dimensionamiento de Subestructura 	<p>Ficha de Recolección de Datos</p> <p>Protocolos</p>
	<p>Específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Diseñar la superestructura del puente Sechin, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018. • Diseñar la subestructura del puente Sechin, ubicado en la panamericana Norte del Distrito y Provincia de Casma, Región Ancash – 2018. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nivel de Socavación - Capacidad Portante del suelo - Distribución de acero de la subestructura. 	

ESTUDIOS BÁSICOS

- ✓ **ESTUDIO DE SUELOS (ENSAYO DE LABORATORIO)**
- ✓ **ESTUDIO HIDROLÓGICO**

ESTUDIO DE SUELOS (ENSAYO DE LABORATORIO)



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

“Propuesta de diseño del puente Sechin Ubicado en la Panamericana norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018”



Solicitante: Jhon Daniel Roque Gamarra

Apoyo técnico: Lener H. Villanueva Vásquez

NUEVO CHIMBOTE, ABRIL DE 2018

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



[Signature]
Prof. Peter Ricardo Rojas Silva
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil

[Signature]
Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

INDICE

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	3
1.1. Generalidades	3
1.2. Metodología y plan de trabajo.....	4
1.3. Plan de trabajo.....	5
2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.1. Clima y Temperatura:	9
3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO.....	10
4. GEOLOGÍA REGIONAL	14
5. TRABAJO DE CAMPO	15
6. ENSAYOS DE LABORATORIO	15
7. ENSAYOS ESTARDAR.....	16
8. CLASIFICACION DE SUELO	16
9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION	16
10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	16
11. TERRENOS COLINDANTES.....	17
14. DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO	22
15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	22

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mr. Victor Rolando Rojas Silva
Profesor de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Vitabueva Vasquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

1.1. Generalidades

Objetivos

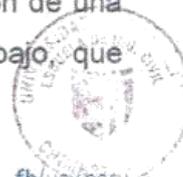
El objetivo principal del presente estudio de investigación consiste en realizar el estudio de geotecnia y mecánica de suelos, en el marco de la mejora del estudio definitivo del Proyecto de Investigación: "Propuesta de diseño del puente Sechin Ubicado en la Panamericana norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018"

El estudio de suelos está orientado a determinar las características físico-mecánicas del área donde se emplazará el proyecto de investigación, con el propósito de estimar su comportamiento, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas, capacidad portante admisible y las recomendaciones necesarias.

Para alcanzar el objetivo principal, se requiere alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- ✓ Elaboración de un estudio geológico que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- ✓ Realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
- ✓ Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- ✓ Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- ✓ Elaboración de las recomendaciones técnicas y tipo de edificación.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

1.2. Metodología y plan de trabajo

Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de quince días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
- Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.

b) Fase de campo y ensayos de laboratorio

- Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.

Clasificación visual manual de las muestras. - Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio.

Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, los cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la norma





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ASTM D-2488 "Practica Recomendable para la Descripción de Suelos", para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

c) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará el proyecto en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso de presentarse) y los parámetros físicos de suelo con fines de cimentación.
- Recomendaciones técnicas y diseño estructural de cimentación y consideraciones constructivas
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

1.3. Plan de trabajo

a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.
- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavación de calicatas.
- Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, granulometría y contenido de humedad.

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia en campo del técnico.

2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El presente proyecto de investigación se ejecutará en los estribos del puente carrizales Casma, perteneciente al Distrito de Casma, Provincia de Casma, Departamento de Ancash. Específicamente el proyecto de investigación es "Propuesta de diseño del puente Sechin Ubicado en la Panamericana norte del Distrito de Casma, Provincia de Casma, Región Ancash – 2018"

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



P. Rojas Silva
Prof. Víctor Rolando Rojas Silva
Catedrático de la Escuela de Ingeniería Civil

L. Villanueva Vásquez
Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

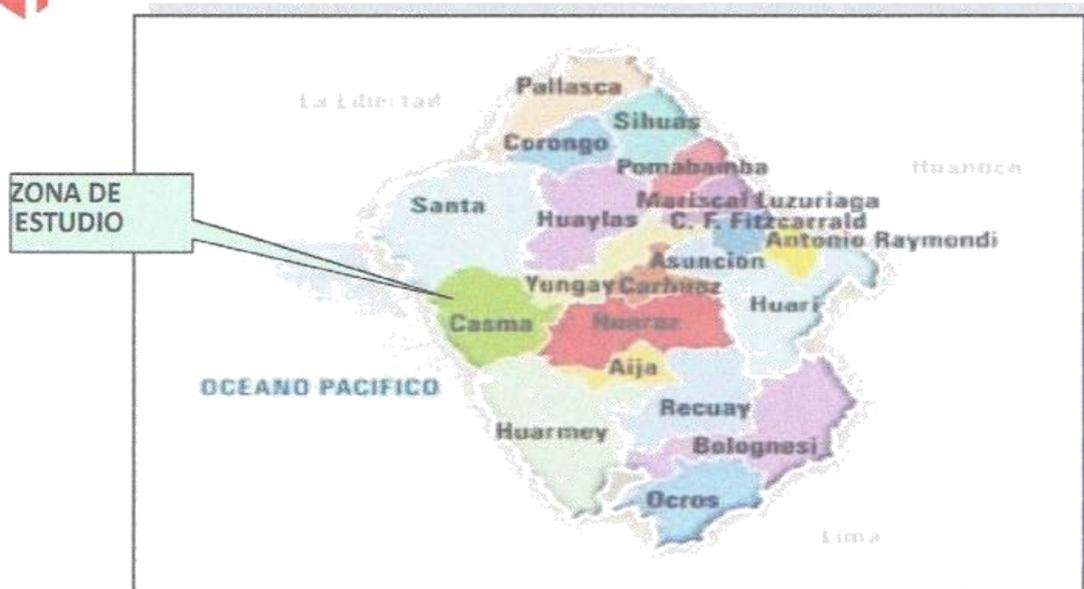


FIGURA N° 01: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Casma.



FIGURA N° 02: La zona en estudio se encuentra en el puente Sechin Casma

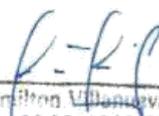
CAMPUS CHIMBOTE
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
 Av. Central Nuevo Chimbote
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Prof. Dra. Patricia Rojas Silva
 M.D. en Ingeniería de Estructuras Civiles



Lenier Hernández Villanueva Vázquez
 TÉCNICO DE LABORATORIO




fb/ucv.peru
 @ucv_peru
 #saliradelante
 ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO



FIGURA N° 03: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Casma, Provincia de Casma, Departamento de Ancash.

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Raúl de Rojas Silva
Catedrático de la Escuela de Ingeniería Civil

Luz Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

2.1. Clima y Temperatura:

La Ciudad de Casma presenta un clima Calido los meses de verano (Noviembre a Abril) y a una temperatura promedio mínima de 18 °C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre). El promedio de temperatura en verano es de 25°C y el promedio en invierno es de 18°C

Precipitación

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio

Humedad atmosférica

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Casma está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73% Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Casma y Casma en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO

3.1. Geomorfología

3.1.1. Principales Agentes Modeladores

Dentro de los principales agentes que han dado origen a las geformas actuales se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región costanera después de largos periodos de sequía, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

3.1.2. Unidades Geomorfológicas

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacífica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca, cerró señal Taricay y Cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieto, Cerro Samanco, etc.

Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características jeroglíficas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diablia y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.

3.2. Súper Unidad Santa Rosa

El lado Oeste del Batolito está compuesto por un complejo muy variado de tonalita ácida. Las características petrográficas y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing y Pitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing y





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de "Complejo" por la de "Super Unidad"

La súper unidad Santa Rosa es la más amplia de las unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del área total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga más hacia el Sur a los Cuadrángulos adyacentes.

3.2.1. Depósitos cuaternarios

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales y aun los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del área de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

3.2.2. Depósitos marinos

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efirantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.

3.2.3. Depósitos eólicos

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este del balneario de tortugas, al de Casma, etc.





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Los procesos eólicos trabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente. El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

3.2.4. Depósitos aluviales

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son más abundantes en el cuadrángulo de Casma, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas

En los depósitos aluviales se incluyen las terrazas, los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

Geología general:

La ciudad de Casma y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Puerto Casma y Casma, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Rolando Rojas Silva
Profesor de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Puerto Casma, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Sechin, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

En épocas de ocurrencia del Fenómeno "El Niño", el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

c) Unidad de depósitos aluviales del río Casma

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Casma en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Puerto Casma hasta Casma.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Casma, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 1 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).

d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

e) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Casma tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

CÁMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Orlando Rojas Sison
Coordinador de la Escuela de Ingeniería Civil

Henry Hamilton Villanueva Vásquez
TITULAR DEL LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

4. GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

a) Cretáceo

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfirítica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilítico, cloritización y silicificación incipiente. En la ciudad de Casma el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Casma y Puerto Casma, y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División.

b) Intrusivos

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Casma.

c) Cuaternario

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos la arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Casma, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como Cachipampa, Buena vista, etc.

Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Casma y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una magnitud de 6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Profesor *Salvador Rojas Gilva*
Instituto de Geología y Minería

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

5. TRABAJO DE CAMPO

Calicata.

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico se realizó la apertura de 02 calicatas a cielo abierto de aproximadamente 1.50 mts. de profundidad, denominándola como C-1 y C-2 la cual se ubica en el área de estudio, la ubicación de dicha calicata se muestra en el croquis adjunto.

Muestreo

Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de los sondeos, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como; espesor tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad etc.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Con las muestras alteradas obtenidas de los sondeos realizados, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 2 ensayo de análisis granulométrico por tamizado, 2 ensayo de contenido de humedad, 01 ensayo de corte directo, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de Universidad Cesar Vallejo, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las Norma Peruana E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Víctor Orlando Rojas Silva
Instituto de Ingeniería Civil

Len... Villanueva Vásquez
LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

7. ENSAYOS ESTARDAR

Con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Análisis Granulométrico. ASTM D 422
2. Contenidos de Humedad. ASTM D 2216
3. Clasificación de los suelos SUCS, ASTM D 2487
4. Descripción visual de los suelos ASTM D 2487

8. CLASIFICACION DE SUELO

Las muestras ensayadas se han clasificado de acuerdo a American Association of State Highway Oficial (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCCS).

9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION

De acuerdo al análisis efectuado de la estratigrafía del subsuelo y a los ensayos de laboratorio realizados, se concluye que el suelo natural más desfavorable encontrado en el área de estudio, es del tipo A-1-a y A-1-b, está conformado por un material que presenta las siguientes características:

Permeabilidad	: Alta
Expansión	: Baja
Valor como terreno de fundación	: Buena
Característica de Drenaje	: Buena

10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Rector Roberto Rojas Silva
Decano de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



INDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 – 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco o nada expansibles.

11. TERRENOS COLINDANTES

En el área del proyecto de investigación no se ha podido verificar otros estudios Similares al presente.

De las cimentaciones adyacentes

Se ha verificado que algunas de las edificaciones adyacentes son de material noble de 01 piso a 02 pisos. Por la ubicación de las obras previstas en el proyecto, las edificaciones adyacentes no afectaran a las edificaciones a realizarse.

12. DATOS GENERALES DE LA ZONA.

- a) **Geodinámica Externa.** – Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es $Z = 0.45$, el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia, su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de 0.24g. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter.





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

b) **terrenos colindantes.**- Adyacentes al terreno se encuentran viviendas y construcciones de la población

13. EFECTO DE SISMO

La zona de estudio corresponde al distrito de Chimbote en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 4.

En la figura 5 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú. Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismorresistente según la siguiente relación:

$$\frac{ZUCS}{R} V = P$$

- ✓ Para la zona donde se cimentará, el suelo de cimentación es arena limosa el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de S=1.1, para un periodo predominante de $T_p=1.0$ s, y Z es el factor de la zona 4 resultando Z=0.45g.

Para el análisis seudo estático se ha empleado una aceleración máxima de 0.42g, y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

análisis seudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es 0.21.

En la figura 6 se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

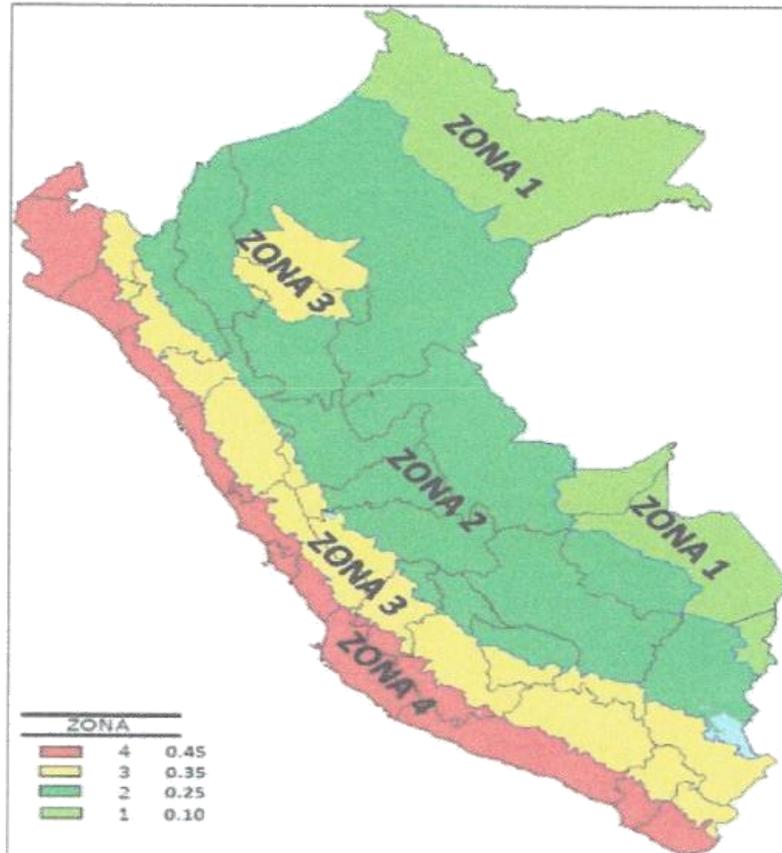


FIGURA N° 04: Mapa de zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Ing. *Rafael Rojas Silva*
Ingeniero Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

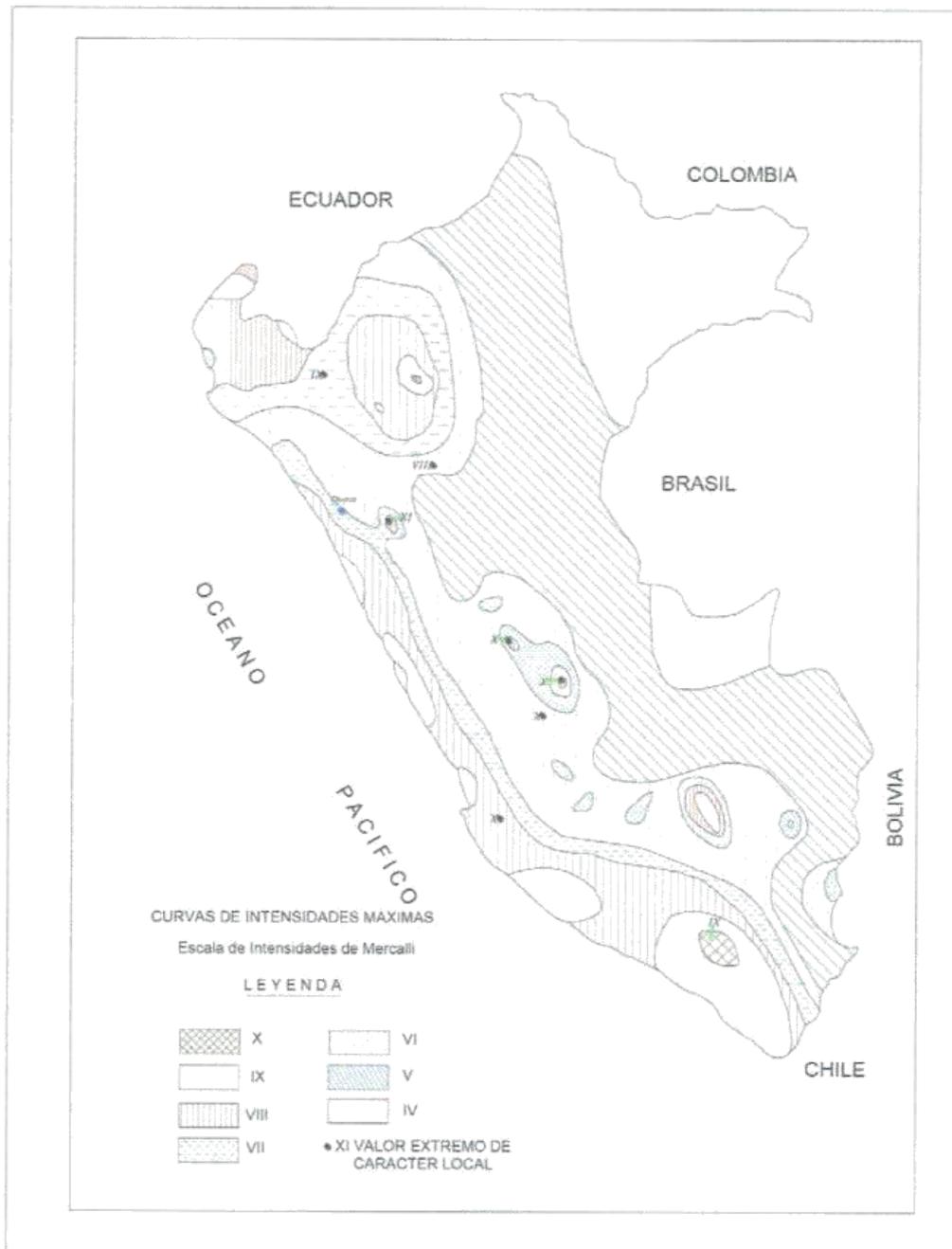


FIGURA N° 5: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984).

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Director Político Carlos Silva
Centro de la Investigación y Desarrollo

Lencer Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

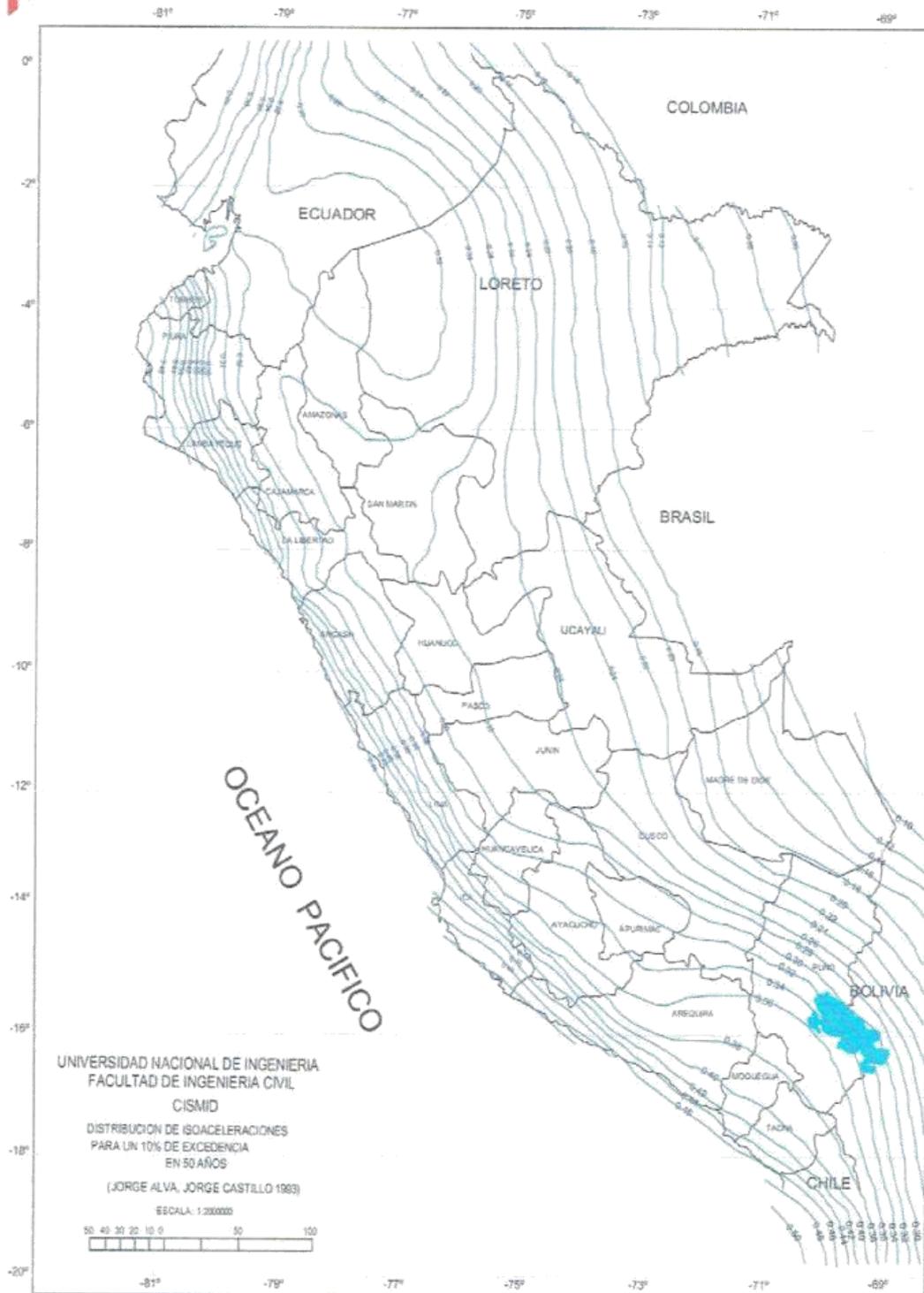


FIGURA N°6: Mapa de Isoaceleraciones para 500 años de Periodo de Retorno



CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Facultad de Ingeniería Civil

Handwritten signature

Handwritten signature
FELICIA VÁSQUEZ
FACULTAD DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

14. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

En base a los ensayos de campo se deduce la siguiente conformación:

La calicata N° 01 Y 02 Tiene una profundidad de 1.50 m. Presenta nivel freático a la profundidad de 1.30 m; está conformado por una capa de 0.20 m de material de canto rodado, además presenta 1.30 m de grava bien graduada con arena y en la otra calicata presenta arena mal graduada con cantos rodados o también llamado material de lecho de río de color gris claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ: saturado y en estado semicompacto.

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo del área en estudio está conformado por arena mal graduada y grava bien graduada y, seguido del mismo estrato por estar en lecho de río de color gris claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, plásticos condición in situ: Saturado y en estado semicompacto.
- Se cuenta con napa freática.
- El perfil geotécnico descrito precedentemente se considera de buena calidad mecánica en general, las gravas y arenas arcillosas o limosas de granos redondeado y sub redondeado sin presencia de finos plásticos, situados en la zona de estudio cuando están sumergidas son proclives a experimentar asientos diferenciales de importancia, son muy susceptibles a los fenómenos telúricos que provocarían su densificación y podría reducirse a cero su resistencia al corte (licuefacción).

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Prof. Doctor Rolando Rojas Gilma
Catedrático de la Facultad de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

➤ La capacidad portante para la calicata realizadas es:

- Calicata C-1 Suelo Natural
 - Peso unitario entre 2.85
 - Cohesión: 32.00
 - Angulo de fricción: 40.10

- Calicata C-2 Suelo Natural
 - Peso unitario entre 2.95
 - Cohesión: 32.00
 - Angulo de fricción: 40.10





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ANEXOS

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Rolando Rojas Siles
Director de la Oficina de Ingeniería, Siles

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Galindo Torres Silva
TECNICO DE LABORATORIO

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

PROYECTO: "PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUNTE SECHIN UBBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2018"

SOLICITANTE: ROQUE GAMARRA JHON DANIEL

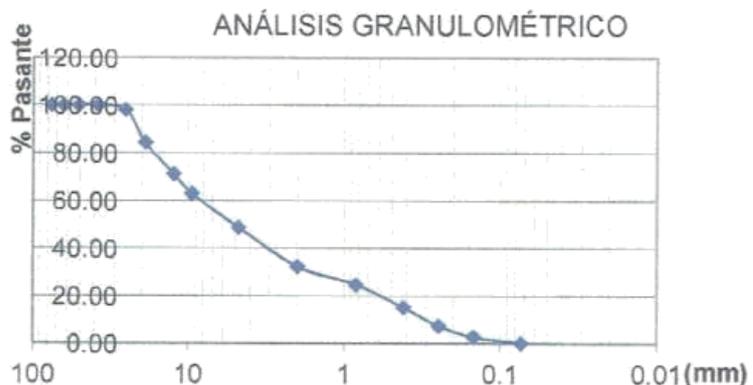
ASUNTO : ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LUGAR : CASMA

UNIDAD : MUESTRA C - 01

TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
4		
3	0.00	0.00
1 1/2	0.00	0.00
1	71.70	1.93
3/4	509.10	13.72
1/2	480.30	12.95
3/8	300.10	8.09
Nº 4	534.90	14.42
Nº 10	607.9	16.39
Nº 20	285	7.68
Nº 40	352.8	9.51
Nº 60	284	7.65
Nº 100	177.1	4.77
Nº 200	92.3	2.49
P Nº 200	14.8	0.40



Grava (%)	51,11
Arena (%)	46.01
Finos (%)	2.88
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	GW
Clasif. AASHTO	A-1-a
Contenido de Humedad	4.1

Nota:

SUCS: Grava bien graduada con arena

AASHTO: Fragmento de roca,, grava y arena

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio

CAMPUS CHIMBOTE

Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Polanco Rojas Silva
Catedrático de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

PROYECTO: "PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUNTE SECHIN UBBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2018"

SOLICITANTE: ROQUE GAMARRA JHON DANIEL

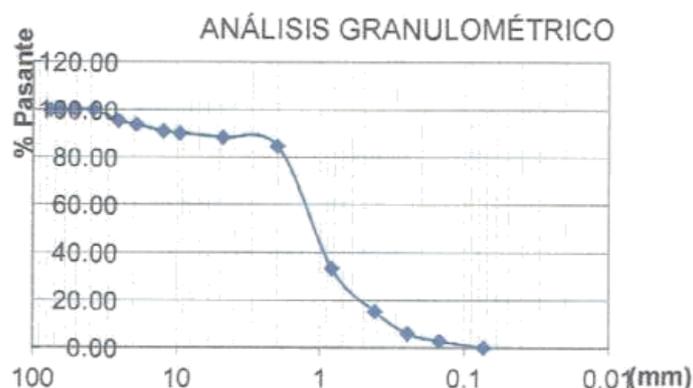
ASUNTO : ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LUGAR : CASMA

UNIDAD : MUESTRA C - 02

TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
4		
3	0.00	0.00
1 1/2	0.00	0.00
1	161.90	4.57
3/4	60.30	1.70
1/2	89.20	2.52
3/8	33.50	0.94
Nº 4	62.20	1.75
Nº 10	134.4	3.79
Nº 20	1813.1	51.13
Nº 40	638.1	17.99
Nº 60	330.3	9.31
Nº 100	113.8	3.21
Nº 200	100.1	2.82
P Nº 200	9.1	0.26



Grava (%)	11.48
Arena (%)	85.44
Finos (%)	3.08
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-1-b
Contenido de Humedad	11.43

Nota:

SUCS: Arena mal graduada

AASHTO: Fragmento de roca,, grava y arena

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio

CAMPUS CHIMBOTE

Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Manuel Rojas Silva
INGENIERO EN CIENCIAS DE INGENIERÍA CIVIL

Lener Hamilton Villagueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE CONSOLIDACION Y CORTE DIRECTO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.154, NTP 339.171, ASTM D3080)

PROYECTO: "PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUNTE SECHIN UBBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2018"

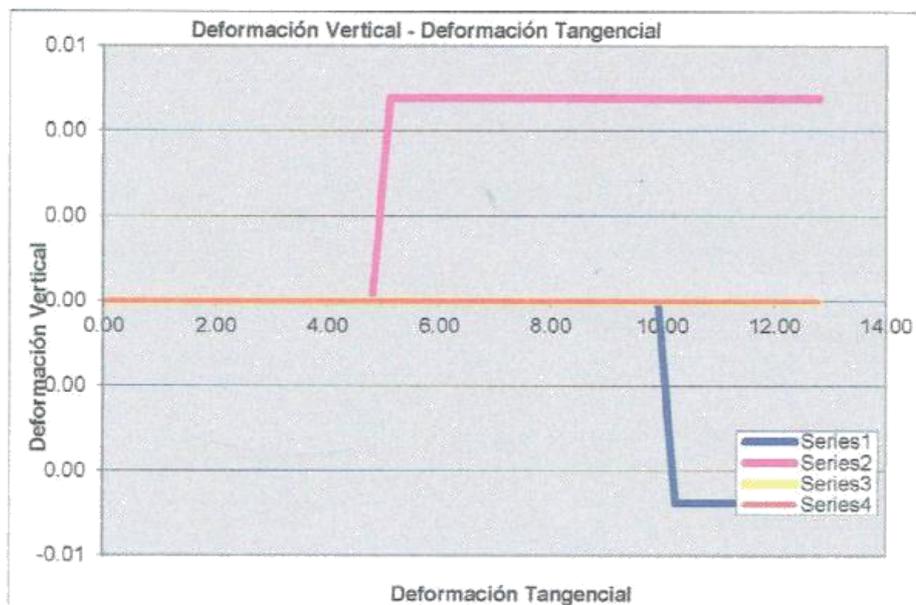
SOLICITANTE: ROQUE GAMARRA JHON DANIEL

ASUNTO : ENSAYO DE CONSOLIDACION Y CORTE DIRECTO

LUGAR : CASMA

UNIDAD : MUESTRA

Esfuerzo Vertical (kPa)	Muestra 1		Muestra 2	
	Taylor	Casagr.	Taylor	Casagr.
D ₀ (%) =	0.55		0.57	
D ₅₀ (%) =	4.791		5.486	
t ₅₀ (min) =	0.25		0.25	
Def. 90% cons. primaria D ₉₀ (%) =	8.18		9.42	
90% cons. primaria t ₉₀ (min) =	0.94		0.96	
Def. consol. primaria D ₁₀₀ (%) =	9.03		10.40	
100% consol. primaria t ₁₀₀ (min) =				
Coef. de consolidación C _v (mm ² /s) =	1.64E+00		1.59E+00	
Tempo estimado de falla (min) =	10.94		11.13	
Deform. Estimada de falla (mm) =	10.00		10.00	
Vel. recomendada de corte mm/min =	0,914		0,898	



CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Ing. Juan Fernando Rojas Silva
Centro de la Calidad de Investigación

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
LENER HAMILTON VILLANUEVA VÁSQUEZ
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe



ENSAYO DE CONSOLIDACION Y CORTE DIRECTO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 339.154, NTP 339.171, ASTM D3080)

PROYECTO: "PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUNTE SECHIN UBBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2018"

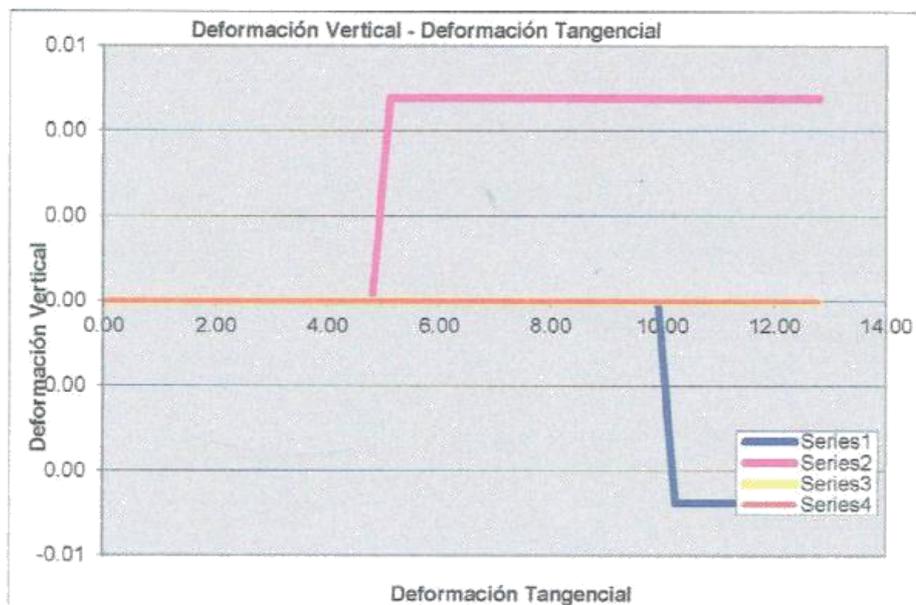
SOLICITANTE: ROQUE GAMARRA JHON DANIEL

ASUNTO : ENSAYO DE CONSOLIDACION Y CORTE DIRECTO

LUGAR : CASMA

UNIDAD : MUESTRA

Esfuerzo Vertical (kPa)	Muestra 1		Muestra 2	
	Taylor	Casagr.	Taylor	Casagr.
D ₀ (%) =	0.55		0.57	
D ₅₀ (%) =	4.791		5.486	
t ₅₀ (min) =	0.25		0.25	
Def. 90% cons. primaria D ₉₀ (%) =	8.18		9.42	
90% cons. primaria t ₉₀ (min) =	0.94		0.96	
Def. consol. primaria D ₁₀₀ (%) =	9.03		10.40	
100% consol. primaria t ₁₀₀ (min) =				
Coef. de consolidación C _v (mm ² /s) =	1.64E+00		1.59E+00	
Tempo estimado de falla (min) =	10.94		11.13	
Deform. Estimada de falla (mm) =	10.00		10.00	
Vel. recomendada de corte mm/min =	0,914		0,898	



CAMPUS CHIMBOTE
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires
Av. Central Nuevo Chimbote
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Ing. Juan Fernando Rojas Silva
Centro de la Ingeniería de Materiales

Lener Hamilton Villanueva Vásquez
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

ESTUDIO HIDROLÓGICO

ESTUDIO HIDRÓLOGICO DE MÁXIMAS AVENDAS

CUENCA DEL RIO SECHIN

I. ASPECTOS GENERALES

1.1. Objetivos del Estudio

El objetivo principal, es la determinación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno para el Río Sechin, con fines de planificación hidrológica, y dimensionamiento de infraestructura.

1.2. Justificación

Actualmente, la ribera y las obras de encauzamiento que se encuentran en diferentes tramos del río Sechin y sobre la cual existe una serie de infraestructuras de servicios, entre ellas puente, obras de riego, encauzamiento de ríos, este último cuyas riberas viene siendo erosionada por el poco mantenimiento del cauce.

1.3. Recopilación de Información Básica

1.3.1. Información Cartográfica

La información cartográfica verificada ha sido la siguiente:

- Mapa Físico Político del Perú, escala 1/1000000 Instituto Geográfico Nacional (IGN), y el mosaico de las cartas del Instituto Geográfico Nacional 1/100 000 de la región Ancash.

1.3.2. Información Hidrométrica

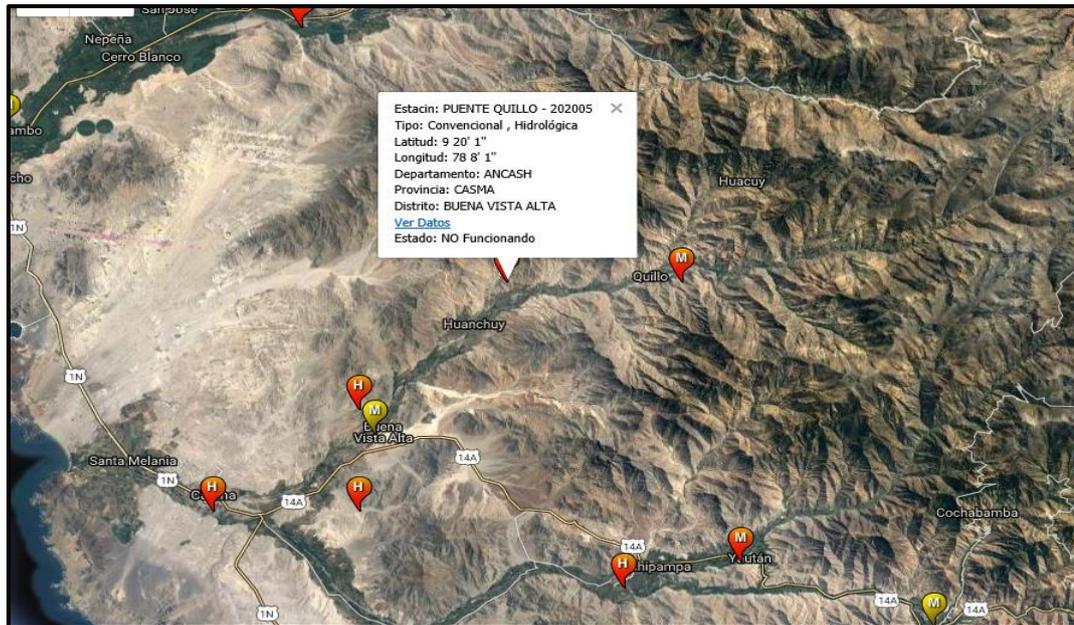
La información hidrométrica para la ejecución del estudio ha sido obtenida de los registros del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía, SENAMHI, y que corresponde a la Estación Hidrométrica Quillo, ubicada en las coordenadas referidas al sistema WGS84, Zona 17: 814 900 Este y 8 966 974 Norte a una altitud aproximadamente de 600 msnm, que ha registrado los caudales diarios del río Sechin.

En la Lamina N°01, se muestra la ubicación de la Estación Hidrométrica Quillo sobre el río Sechin, información de caudales diarios de libre disponibilidad. Actualmente esta estación se encuentra paralizada, sin embargo la información correspondiente al periodo 1960 – 2008 de caudales máximos diarios que ha servido de base para el análisis de máximas avenidas.

En el Cuadro N°01 se muestra los caudales máximos anuales que servirán de base para el análisis de frecuencias.

De este cuadro, se tiene una data de 46 años de suficiente longitud muestra para desarrollar el análisis de frecuencias, dado que mayormente para este tipo de análisis es suficiente con un periodo de por lo menos 20 años. Es preciso indicar que a partir del año 2008 el Senamhi dejo de operar esta estación, además esta información recoge años húmedos y secos que garantizan su uso para un análisis de frecuencias de caudales máximos.

Lamina N°01
UBICACIÓN DE LA ESTACION HIDROMETRICA QUILLO
RIO SECHIN



Cuadro N°01

DESCARGAS MÁXIMAS ANUALES			
ESTACION QUILLO (m ³ /s)			
RÍO SECHIN			
AÑO	MÁX	AÑO	MÁX
1960	5.50	1985	10.00
1961	7.50	1986	15.60
1962	6.50	1987	6.60
1963	18.00	1988	14.00
1964	0.50	1989	20.00
1965	30.00	1990	4.00
1966	0.60	1991	4.20
1967	50.00	1992	10.00
1969	6.00	1993	40.00
1970	10.00	1994	18.00
1971	30.00	1995	3.00
1973	12.00	1996	20.00
1974	15.00	1997	10.00
1975	15.00	1998	40.00
1976	35.00	1999	40.00
1977	20.00	2000	15.00
1978	3.22	2001	13.00
1979	19.20	2002	8.00
1980	9.30	2003	5.00
1981	18.50	2004	6.08
1982	7.80	2006	8.00
1983	60.00	2007	5.00
1984	27.00	2008	15.18
PROM.	16.03		
D. STD.	13.40		
C. VAR.	0.84		
MAX.	60.00		
MIN.	0.50		

Fuente: Senamhi

1.3.3. Información de Campo

La información de campo que se ha obtenido del reconocimiento efectuado en la zona de estudio, ha sido la siguiente: Características físicas e hidrográficas de la zona de estudio, cobertura vegetal.

II. EVALUACION HIDROLOGICA

2.1. Descripción General del Área de Estudio

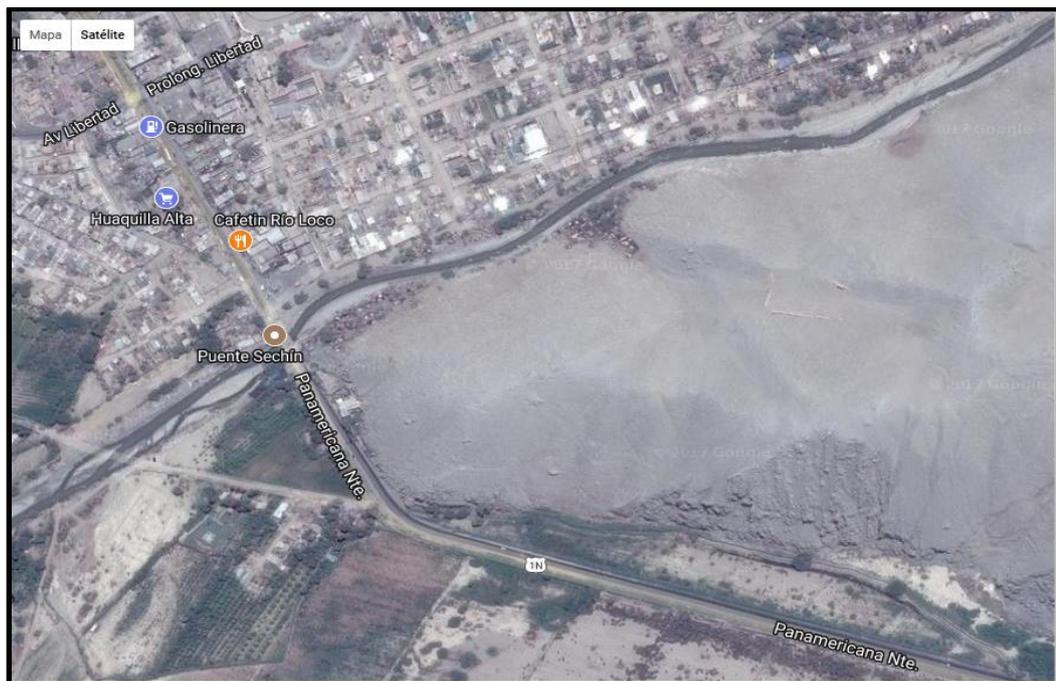
2.1.1 Ubicación

El punto de ubicación en la cual se determinará la máxima avenida sobre el río Sechin está referida al Puente Sechin con el cruce de la Panamericana Norte, en las coordenadas 8 951 013 N, 797 188 E, referidas al sistema UTM (WGS 84), departamento de Ancash, provincia de Casma, distrito de Sechin. En la Lamina N°02 se muestra la ubicación de este punto.

Se precisa que el análisis se ha realizado en la estación hidrométrica Quillo, sobre el río Sechin, cuyos resultados son aplicados en el Puente Sechín, dado que el caudal es solamente transitado, sin aportes de las quebradas aledañas, no aportando estas últimas.

Lamina N°02

UBICACIÓN DE ZONA DE ESTUDIO



2.2. Características Geomorfológicas de la Cuenca

Considerando la información digital de las cartas nacionales a escala 1/100,000, se evaluaron los principales parámetros geomorfológicos de la cuenca del río Sechin, las cuales se presentan en el Cuadro N°02, mientras que en la Lamina N°03 la hidrografía de la cuenca del río Sechin.

Cuadro N°02

PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS						
RIO SECHIN						
RIO	AREA (km ²)	PERIMETRO (km)	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA	LONGITUD DE CAUCE PRINCIPAL(km)	PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL (%)
SECHIN	968.70	164.80	1.48	0.23	65.00	6.52
Fuente: Elaboración propia						

Lamina N°03



2.3. Evaluación de Caudales Máximos Anuales

En la cuenca del río Sechin, el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía, Senamhi instaló la Estación Hidrométrica Quillo, la cual operó desde el año 1960 - 2008, cuya información corresponde a descargas diarias, en ese sentido se ha utilizado esta información para efectuar el análisis de caudales máximos y su posterior conversión a instantáneos mediante la fórmula de Fuller.

Estos caudales determinados, servirán con fines de diseño, dimensionamiento de infraestructura hidráulica, entre el tramo comprendido entre el Puente Sechin hacia aguas arriba, en una longitud de 1.675 km. En el Cuadro N°01 se muestra la información para el periodo 1960-2008, que ha sido utilizado.

Dentro de las funciones teóricas de probabilidad, se hace un resumen de las siguientes distribuciones que se utilizaron para el análisis de frecuencias de caudales:

Distribución Normal de 2 Parámetros

Llamada también Gausiana, es el modelo probabilístico más utilizado y tiene gran importancia en estadística y probabilidades.

Aplicaciones:

- Ajuste de distribuciones empíricas: datos hidrológicos para períodos largos de 2 años, 5 años, etc.
- Análisis de errores aleatorios en las observaciones ó mediciones hidrológicas.
- Referencia para comparar varias distribuciones.
- Para hacer procesos de inferencia estadística.
- Generación de datos (Método de Montecarlo).

Distribución Log-Normal de 2 Parámetros.

Se le conoce también como la ley de Galtón, por haber sido él quien primero la estudio en 1, 875. Se creó que Allen Hazen(1914) fue quien lo aplico en el campo de la hidrología, observando que los logaritmos de las crecidas se ajustan mejor a la distribución normal.

Aplicaciones:

- En el ajuste de distribuciones empíricas de esorrentía y precipitaciones anuales, mensuales y diarias así mismo en el transporte de sedimentos.
- Es utilizado para valores entre de 0 a + infinito de variables hidrológicas.

Distribución Log-Normal de 3 Parámetros.

La función de distribución Log-Normal de 3 Parámetros tiene gran utilidad en series hidrológicas con un límite inferior finito.

Se tiene para

$$X = X_0 \rightarrow F(x) = 0$$

$$X - X_0 = +\infty \rightarrow Fx = 1$$

Aplicaciones:

- Para ajustar variables hidrológicas, como por ejemplo descargas mensuales, anuales, precipitaciones mensuales anuales, etc.
- Como una comparación entre otras distribuciones.

Distribución Extremo Tipo I – Gumbel

También conocido como Gumbel, esta distribución es adecuada para valores extremos de series anuales.

La distribución Tipo I (Gumbel), es usado para series máximas. Esta distribución de límite inferior mayor de n, valores de Xi, a medida que n crece indefinidamente. Esta distribución supone también que los valores de Xi son independientes e idénticamente distribuidos con una distribución tipo exponencial.

La función de probabilidad acumulada, es la siguiente:

$$P(X) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Su función de densidad de probabilidad se expresa como:

$$P(X) = \alpha \cdot e^{-\alpha(X-\beta) - e^{\alpha(X-\beta)}}$$

y la probabilidad de excedencia es: $Pt = [1 - F(x)]$

Aplicaciones:

- Para valores extremos máximos.
- Para valores extremos mínimos.
- Se ajusta bien a los extremos máximos anuales de escorrentía.

La Distribución Extremo Tipo I – Gumbel, por ser la que más se ajusta a la distribución de frecuencias de caudales máximos de los ríos de la costa del Perú (Manuel Paulett Iturri) es la que se ha utilizado.

Distribución Pearson Tipo III

Pearson desarrolló una familia de distribuciones probabilísticas que pueden ajustarse a cualquier distribución empírica, la más usada es la Tipo III. Esta distribución coincide con el logaritmo normal cuando el coeficiente de asimetría es cero.

Aplicaciones:

- Ajuste de distribución empírica de escorrentía y precipitación anual
- Como una comparación entre otras distribuciones.

Distribución Log-Pearson Tipo III

La U.S. Federal Water Resources Council, recomendó en 1967 que se adoptará para todas las agencias de U.S. Benson (Uniform Flood Frecuencia Estimating Methods for Federal Agencies, 1968), explica que no existe un criterio estadístico riguroso en la comparación con otras distribuciones.

Aplicaciones:

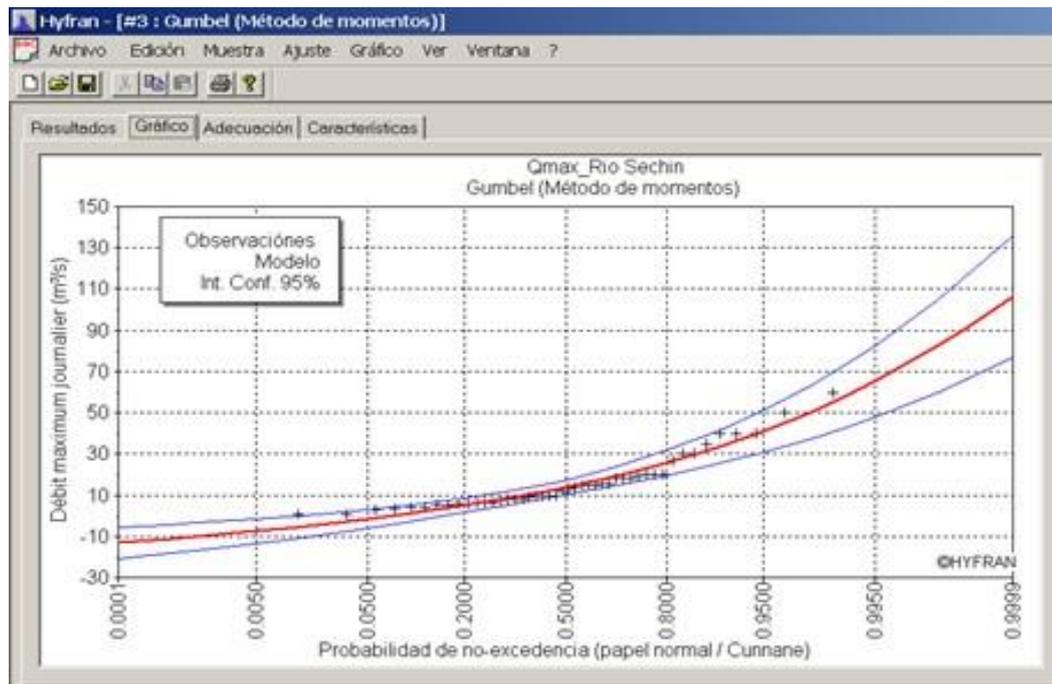
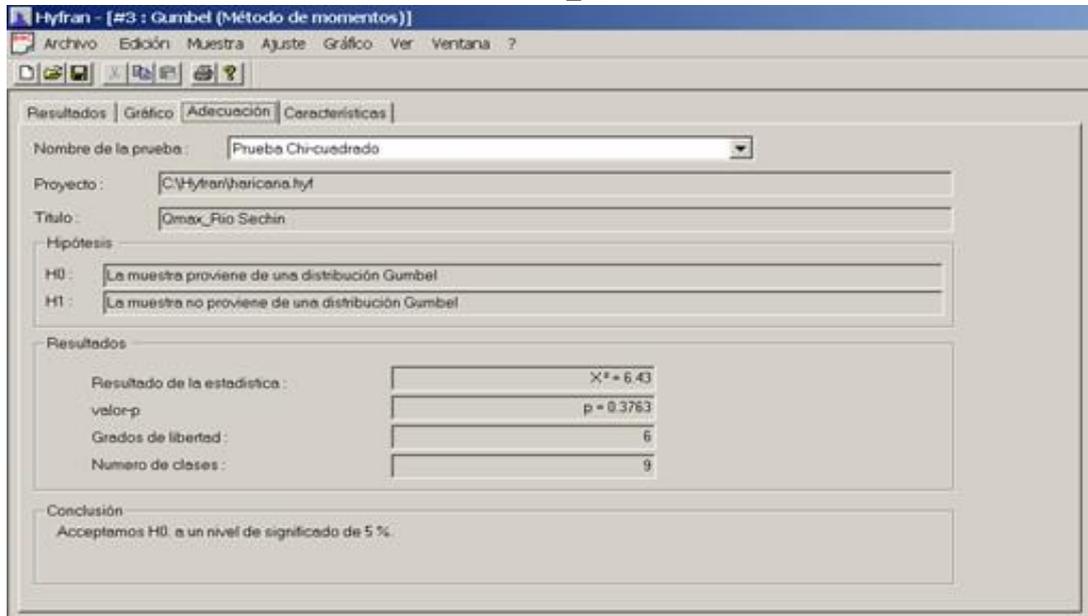
- Ajuste de distribuciones empíricas a datos hidrológicos (series de caudales, precipitaciones máximas anuales).

Prueba de Bondad de Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad

Se ha utilizado el Test del Error Standard de los Estimados, Kite (Frequency and Risk Analysis in Hydrology. Water Resources Publications For Collins, Colorado USA, menciona la manera de obtener el error standard, esta no es sino la diferencia entre los eventos calculados y los registrados de la serie analizada, el cual se ha utilizado para seleccionar la distribución de frecuencias.

Adicionalmente se ha utilizado la Prueba de Chi_Cuadrado, cuyos resultados se ajustan bien a esta distribución de frecuencias (Gráfico N°01)

Gráfico N°01
Prueba de Chi_Cuadrado



2.4. Ajuste de Funciones de Distribución de Probabilidad de los datos de Caudales Máximos Medios Anuales

Las funciones teóricas de probabilidad, que se utilizaron para el análisis de caudales máximos fueron la Distribución Log-Normal de 2 Parámetros, Distribución Log-Normal de 3 Parámetros, Distribución Extremo Tipo I – Gumbel, Distribución Pearson Tipo III y Distribución Log-Pearson Tipo III

La data fue procesada mediante el Programa FLFREQ que analiza la distribución de frecuencias de las distribuciones: Gumbel Tipo I, Log-Normal, Log-Normal III parámetros, Log-Pearson Tipo III.

La distribución seleccionada fue la Distribución Gumbel Tipo I, por presentar menor error standard.

2.5. Resultados

La información procesada y los resultados obtenidos se muestran en los Cuadros N°03 y 04, así el Cuadro N°03 los parámetros obtenidos para cada distribución de probabilidad, mientras que el Cuadro N°04 los caudales máximos para diferentes períodos de retorno.

Cuadro N°03

PARAMETROS DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS DESCARGAS MAXIMAS ANUALES - ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN

```
MEAN = 16.   S.D. = 13.4   C.S. = 1.4802   C.K. = 5.1987
SAMPLE STATISTICS (LOGS)
MEAN = 2.4017   S.D. = .9862   C.S. = -1.0261   C.K. = 5.3465
SAMPLE MIN = 1.   SAMPLE MAX = 60.   N = 46
PARAMETERS FOR GUMBEL I  A = .115188   U = 10.
PARAMETERS FOR LOGNORMAL  M = 2.4017   S = .9862
PARAMETERS FOR THREE PARAMETER LOGNORMAL  A = -2.   M = 2.6829   S = .7019
STATISTICS OF LOG(X-A)
MEAN = 2.6829   S.D. = .7019   C.S. = -.0600   C.K. = 3.0256
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MOMENTS  A = -.5059   B = .3799E+01   LOG(M) = 4.3239   M = .7549E+02
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MAXIMUM LIKELIHOOD  A = -.3897   B = .6178E+01   LOG(M) = 4.8090   M = .1226E+03
DISTRIBUTION STATISTICS  MEAN = 2.4017   S.D. = .9685   C.S. = -.8047
```

Cuadro N°04

CAUDALES MÁXIMOS ANUALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN										
RETURN PERIOD	GUMBEL TIPO I		LOGNORMAL		THREE PARAMETER LOGNORMAL		LOG PEARSON III			
	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	MAX. LIKELIHOOD		MOMENTS	
							FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT
1.2	6.3		4.8		5.6		5.2		5.3	
2.0	13.6		11.0		12.2		12.5		13.0	
5.0	23.5	9.84	25.3	16.9	24.0	13.3	25.2	12.8	25.5	11.9
10.0	30.0	9.87	39.1	19.6	33.5	15.4	34.1	12.6	33.4	13.0
20.0	36.2	10.00	55.9	22.3	43.9	18.0	42.4	13.1	40.2	18.4
50.0	44.3	10.20	83.7	25.6	59.4	21.5	52.5	15.0	47.8	27.6
100.0	50.4	10.30	109.0	28.0	72.4	24.1	59.4	17.0	52.6	34.7
200.0	56.4	10.40	140.0	30.2	86.7	26.6	65.9	19.4	56.7	41.7
500.0	64.4	10.50	189.0	33.0	108.0	29.8	73.7	22.7	61.2	50.3
1,000.0	70.4	10.50	234.0	35.0	126.0	32.2	79.1	25.4	64.0	56.6
2,000.0	76.4	10.60	285.0	36.9	146.0	34.4	84.0	28.0	66.3	62.3
5,000.0	84.4	10.70	362.0	39.2	173.0	37.1	89.6	31.3	68.7	69.3
10,000.0	90.4	10.70	432.0	40.9	197.0	39.2	93.4	33.8	70.2	73.8

Fuente: Elaboración propia

2.6. Determinación de Caudales Máximos Instantáneos para diferentes Periodos de Retorno

La determinación de caudales máximos instantáneos se determinó haciendo uso de la fórmula de Fuller, que transforma los caudales máximos anuales a instantáneos mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{inst.}} = Q \cdot (1 + (2,66/A^{0.30}))$$

En donde:

Q inst.= Caudal instantáneo (m3/s)

Q = Caudal máximo medio mensual para un periodo de retorno dado

A = Área de la cuenca, hasta Quillo 968.30 km²

Los resultados de los caudales instantáneos para diferentes periodos de retorno se muestran en el Cuadro N° 05.

Cuadro N°05

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS RIO SECHIN - ESTACION QUILLO

RETURN PERIOD	Qmáx (m3/s)	Area (km2)	Qinst. (m3/s)
1.2	6.3	968.7	8
2.	13.6	968.7	18
5.	23.5	968.7	31
10.	30.0	968.7	40
20.	36.2	968.7	48
50.	44.3	968.7	59
100.	50.4	968.7	67
200.	56.4	968.7	75
500.	64.4	968.7	86
1000.	70.4	968.7	94
2000.	76.4	968.7	102
5000.	84.4	968.7	113
10000.	90.4	968.7	121

Fuente: Elaboración propia

III. CONCLUSIONES

- Dentro del área de influencia de estudio existe la estación hidrométrica de Quillo sobre el río Sechin, a partir del cual se evaluó la información de caudales máximos anuales y su conversión a caudales instantáneos.
- Se ha determinado los caudales máximos para los periodos de retorno comprendidos entre 1 y 10000 años, cuyo rango se encuentra entre 6.3 y 90.4 m³/s.
- Los caudales para los periodos de retorno de 200 y 500 años corresponden a 56.4 m³/s y 64.4 m³/s respectivamente.

CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS RIO SECHIN - ESTACION QUILLO

RETURN PERIOD	Q _{máx} (m ³ /s)	Area (km ²)	Q _{inst.} (m ³ /s)
1.2	6.3	430.0	9
2.	13.6	430.0	19
5.	23.5	430.0	34
10.	30.0	430.0	43
20.	36.2	430.0	52
50.	44.3	430.0	63
100.	50.4	430.0	72
200.	56.4	430.0	81
500.	64.4	430.0	92
1000.	70.4	430.0	101
2000.	76.4	430.0	109
5000.	84.4	430.0	121
10000.	90.4	430.0	129

Fuente: Elaboración propia

ANEXO

Cuadro N°01

DESCARGAS MÁXIMAS ANUALES			
ESTACION QUILLO (m3/s)			
RÍO SECHIN			
AÑO	MÁX	AÑO	MÁX
1960	5.50	1985	10.00
1961	7.50	1986	15.60
1962	6.50	1987	6.60
1963	18.00	1988	14.00
1964	0.50	1989	20.00
1965	30.00	1990	4.00
1966	0.60	1991	4.20
1967	50.00	1992	10.00
1969	6.00	1993	40.00
1970	10.00	1994	18.00
1971	30.00	1995	3.00
1973	12.00	1996	20.00
1974	15.00	1997	10.00
1975	15.00	1998	40.00
1976	35.00	1999	40.00
1977	20.00	2000	15.00
1978	3.22	2001	13.00
1979	19.20	2002	8.00
1980	9.30	2003	5.00
1981	18.50	2004	6.08
1982	7.80	2006	8.00
1983	60.00	2007	5.00
1984	27.00	2008	15.18
PROM.	16.03		
D. STD.	13.40		
C. VAR.	0.84		
MAX.	60.00		
MIN.	0.50		

Fuente: Senamhi

Cuadro N°02

PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS						
RÍO SECHIN						
RIO	AREA (km ²)	PERIMETRO (km)	COEFICIENTE DE COMPACIDAD	FACTOR DE FORMA	LONGITUD DE CAUCE PRINCIPAL(km)	PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE PRINCIPAL (%)
SECHIN	968.70	164.80	1.48	0.23	65.00	6.52

Fuente: Elaboración propia

Cuadro N°03

**PARAMETROS DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS
DESCARGAS MAXIMAS ANUALES - ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN**

MEAN = 16. S.D. = 13.4 C.S. = 1.4802 C.K. = 5.1987
SAMPLE STATISTICS (LOGS)
MEAN = 2.4017 S.D. = .9862 C.S. = -1.0261 C.K. = 5.3465
SAMPLE MIN = 1. SAMPLE MAX = 60. N = 46
PARAMETERS FOR GUMBEL I A = .115188 U = 10.
PARAMETERS FOR LOGNORMAL M = 2.4017 S = .9862
PARAMETERS FOR THREE PARAMETER LOGNORMAL A = -2. M = 2.6829 S = .7019
STATISTICS OF LOG(X-A)
MEAN = 2.6829 S.D. = .7019 C.S. = -.0600 C.K. = 3.0256
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MOMENTS A = -.5059 B = .3799E+01 LOG(M) = 4.3239 M = .7549E+02
PARAMETERS FOR LOG PEARSON III BY MAXIMUM LIKELIHOOD A = -.3897 B = .6178E+01 LOG(M) = 4.8090 M = .1226E+03
DISTRIBUTION STATISTICS MEAN = 2.4017 S.D. = .9685 C.S. = -.8047

Cuadro N°04

CAUDALES MÁXIMOS ANUALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN											
RETURN PERIOD	GUMBEL TIPO I		LOGNORMAL		THREE PARAMETER LOGNORMAL		LOG PEARSON III				
	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	MAX. LIKELIHOOD		MOMENTS		
							FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	
1.2	6.3		4.8		5.6			5.2		5.3	
2.0	13.6		11.0		12.2			12.5		13.0	
5.0	23.5	9.84	25.3	16.9	24.0	13.3		25.2	12.8	25.5	11.9
10.0	30.0	9.87	39.1	19.6	33.5	15.4		34.1	12.6	33.4	13.0
20.0	36.2	10.00	55.9	22.3	43.9	18.0		42.4	13.1	40.2	18.4
50.0	44.3	10.20	83.7	25.6	59.4	21.5		52.5	15.0	47.8	27.6
100.0	50.4	10.30	109.0	28.0	72.4	24.1		59.4	17.0	52.6	34.7
200.0	56.4	10.40	140.0	30.2	86.7	26.6		65.9	19.4	56.7	41.7
500.0	64.4	10.50	189.0	33.0	108.0	29.8		73.7	22.7	61.2	50.3
1,000.0	70.4	10.50	234.0	35.0	126.0	32.2		79.1	25.4	64.0	56.6
2,000.0	76.4	10.60	285.0	36.9	146.0	34.4		84.0	28.0	66.3	62.3
5,000.0	84.4	10.70	362.0	39.2	173.0	37.1		89.6	31.3	68.7	69.3
10,000.0	90.4	10.70	432.0	40.9	197.0	39.2		93.4	33.8	70.2	73.8

Fuente: Elaboración propia

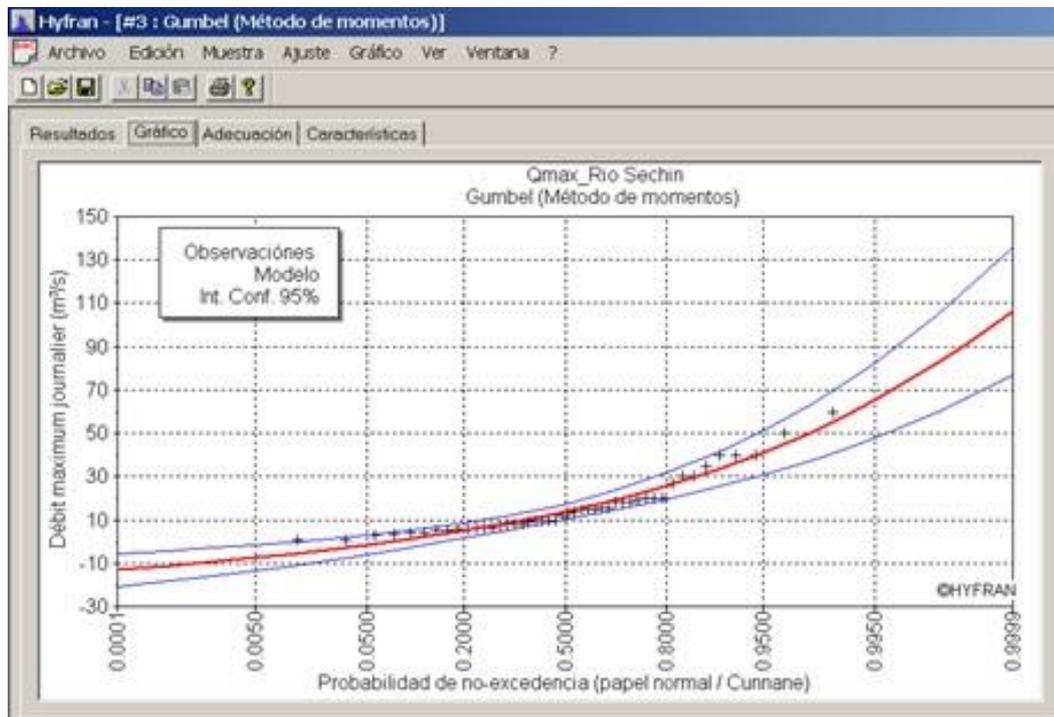
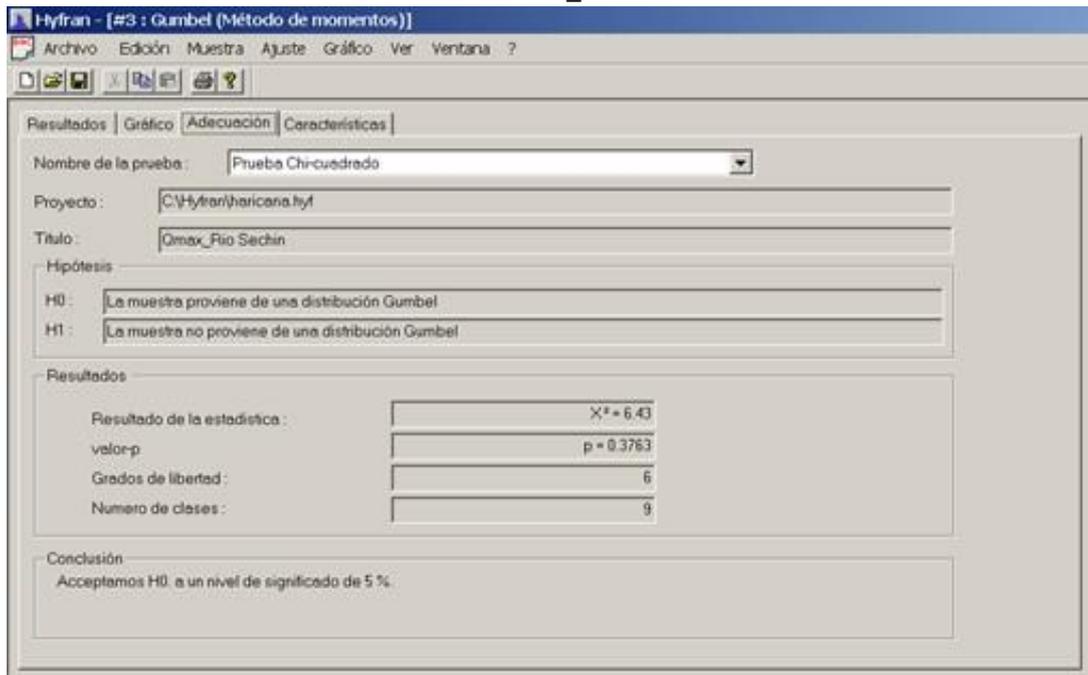
Cuadro N°05

**CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS
RIO SECHIN - ESTACION QUILLO**

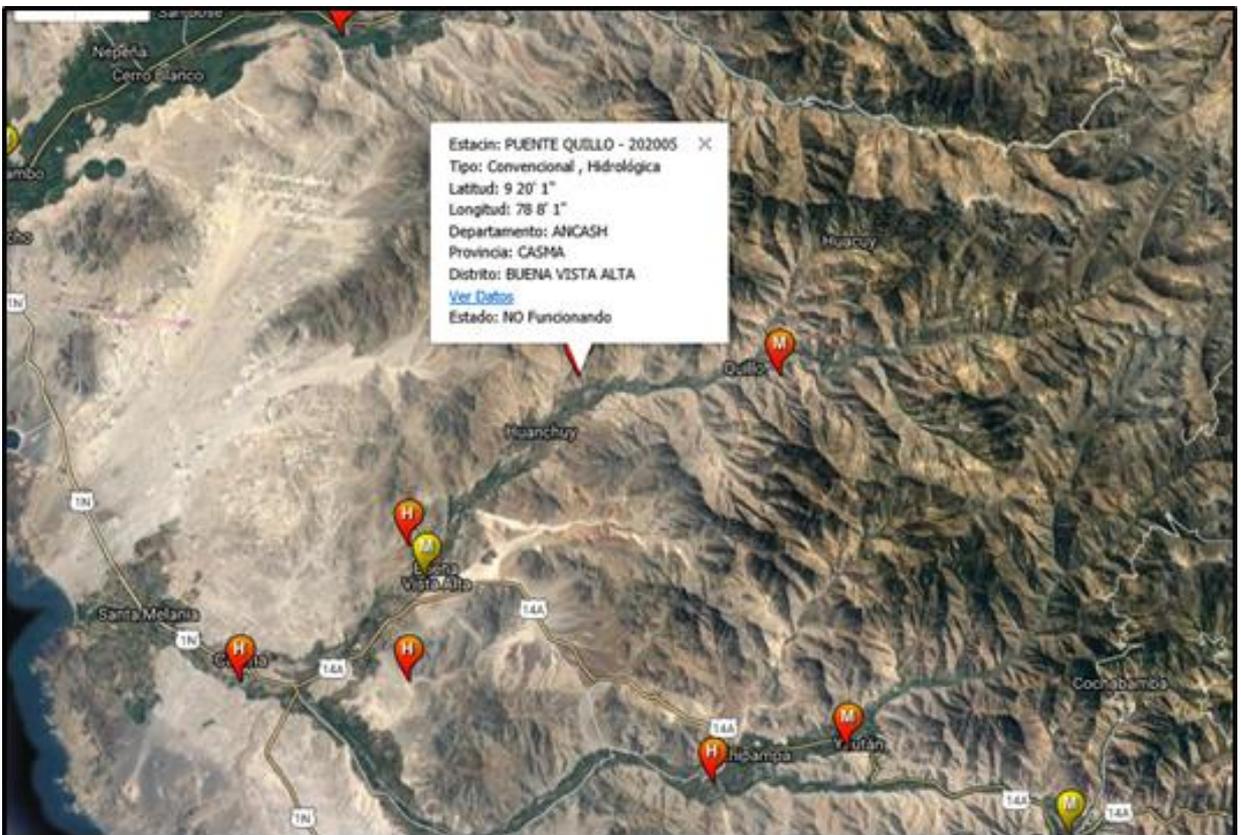
RETURN PERIOD	Q _{máx} (m ³ /s)	Area (km ²)	Q _{inst.} (m ³ /s)
1.2	6.3	968.7	8
2.	13.6	968.7	18
5.	23.5	968.7	31
10.	30.0	968.7	40
20.	36.2	968.7	48
50.	44.3	968.7	59
100.	50.4	968.7	67
200.	56.4	968.7	75
500.	64.4	968.7	86
1000.	70.4	968.7	94
2000.	76.4	968.7	102
5000.	84.4	968.7	113
10000.	90.4	968.7	121

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N°01
Prueba de Chi_Cuadrado



A N E X O
Lamina N°01
UBICACIÓN DE LA ESTACION HIDROMETRICA QUILLO
RIO SECHIN



Lamina N°02
UBICACIÓN DE ZONA DE ESTUDIO



CÁLCULOS

- ✓ CÁLCULO DE RUGOSIDAD
- ✓ CÁLCULO HIDROLÓGICO
- ✓ CALCULO HEC-RAS
- ✓ DATOS TOPOGRÁFICOS
- ✓ CALCULO DE N.A.M.E.
- ✓ CALCULO DE SOCAVACIÓN
- ✓ CALCULO DE DISEÑO DE PUENTE
 - DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA
 - DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

CÁLCULO DE RUGOSIDAD

VALORES PARA EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD			
CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	n ₀	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n ₃	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m ₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)$$

Coefficiente	Izquierda	Centro	Derecho
n ₀	0.025	0.034	0.028
n ₁	0.002	0.005	0.005
n ₂	0.005	0.000	0.008
n ₃	0.010	0.000	0.005
n ₄	0.005	0.005	0.010
m ₅	1.000	1.000	1.000
n	0.047	0.044	0.056

Cuando los lechos de los cauces están constituidos por material pedregoso, se recomienda el uso de la ecuación de Strckler para estimación de n₀.

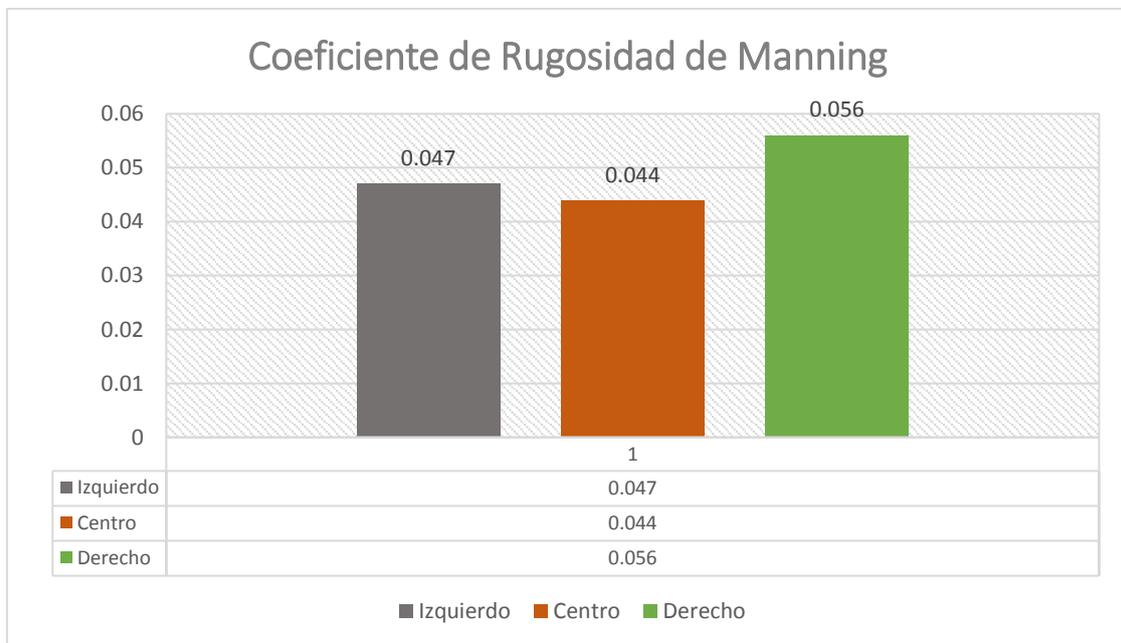
$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

D: Diámetro representativo de la rugosidad superficial (m).

$$n_0 = 0.038D^{1/6}$$

$$D = 0.50 \text{ m.}$$

$$n_0 = 0.034$$



CÁLCULO HIDRÓLOGICO

DESCARGAS MÁXIMAS ANUALES
ESTACION QUILLO (m3/s)
RÍO SECHIN

AÑO	MÁX	AÑO	MÁX
1960	5.50	1985	10.00
1961	7.50	1986	15.60
1962	6.50	1987	6.60
1963	18.00	1988	14.00
1964	0.50	1989	20.00
1965	30.00	1990	4.00
1966	0.60	1991	4.20
1967	50.00	1992	10.00
1969	6.00	1993	40.00
1970	10.00	1994	18.00
1971	30.00	1995	3.00
1973	12.00	1996	20.00
1974	15.00	1997	10.00
1975	15.00	1998	40.00
1976	35.00	1999	40.00
1977	20.00	2000	15.00
1978	3.22	2001	13.00
1979	19.20	2002	8.00
1980	9.30	2003	5.00
1981	18.50	2004	6.08
1982	7.80	2006	8.00
1983	60.00	2007	5.00
1984	27.00	2008	15.18

PROM.	16.03
D. STD.	13.40
C. VAR.	0.84
MAX.	60.00
MIN.	0.50

Fuente: Senamhi

**CAUDALES MÁXIMOS ANUALES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO
ESTACIÓN QUILLO - RIO SECHIN**

RETURN PERIOD	GUMBEL TIPO I		LOGNORMAL		THREE PARAMETER LOGNORMAL		MAX. LIKELIHOOD		LOG PEARSON III	
	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT	FLOOD ESTIMATE	ST. ERROR PERCENT
1.2	6.3		4.8		5.6		5.2		5.3	
2.0	13.6		11.0		12.2		12.5		13.0	
5.0	23.5	9.84	25.3	16.9	24.0	13.3	25.2	12.8	25.5	11.9
10.0	30.0	9.87	39.1	19.6	33.5	15.4	34.1	12.6	33.4	13.0
20.0	36.2	10.00	55.9	22.3	43.9	18.0	42.4	13.1	40.2	18.4
50.0	44.3	10.20	83.7	25.6	59.4	21.5	52.5	15.0	47.8	27.6
100.0	50.4	10.30	109.0	28.0	72.4	24.1	59.4	17.0	52.6	34.7
200.0	56.4	10.40	140.0	30.2	86.7	26.6	65.9	19.4	56.7	41.7
500.0	64.4	10.50	189.0	33.0	108.0	29.8	73.7	22.7	61.2	50.3
1,000.0	70.4	10.50	234.0	35.0	126.0	32.2	79.1	25.4	64.0	56.6
2,000.0	76.4	10.60	285.0	36.9	146.0	34.4	84.0	28.0	66.3	62.3
5,000.0	84.4	10.70	362.0	39.2	173.0	37.1	89.6	31.3	68.7	69.3
10,000.0	90.4	10.70	432.0	40.9	197.0	39.2	93.4	33.8	70.2	73.8

Fuente: Elaboración propia

**CAUDALES MAXIMOS INSTANTANEOS
RIO SECHIN - ESTACION QUILLO**

RETURN PERIOD	Qmáx (m3/s)	Area (km2)	Qinst. (m3/s)
1.2	6.3	430.0	9
2.	13.6	430.0	19
5.	23.5	430.0	34
10.	30.0	430.0	43
20.	36.2	430.0	52
50.	44.3	430.0	63
100.	50.4	430.0	72
200.	56.4	430.0	81
500.	64.4	430.0	92
1000.	70.4	430.0	101
2000.	76.4	430.0	109
5000.	84.4	430.0	121
10000.	90.4	430.0	129

Fuente: Elaboración propia

CÁLCULO HEC-RAS

RESULTADOS DE CALCULOS HIDRAULICOS A TRAVES DEL PROGRAMA HEC -RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	V.S. Elev.	Crit V.S.	E.G. Elev	E.G. Stope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
eje rio	1625.18	500 Años	64.40	65.43	66.57	66.44	66.87	0.011406	2.48	27.98	36.22	0.78
eje rio	1620	500 Años	64.40	65.37	66.53	66.37	66.80	0.010620	2.40	29.06	40.11	0.75
eje rio	1600	500 Años	64.40	65.12	66.40		66.61	0.007120	2.09	32.91	34.34	0.63
eje rio	1580	500 Años	64.40	64.90	66.30		66.48	0.005261	1.93	35.46	32.77	0.55
eje rio	1560	500 Años	64.40	64.72	66.06		66.34	0.008174	2.38	28.64	27.12	0.68
eje rio	1540	500 Años	64.40	64.57	65.83		66.15	0.010227	2.59	26.49	26.67	0.76
eje rio	1520	500 Años	64.40	64.45	65.68		65.95	0.008523	2.36	29.39	28.83	0.69
eje rio	1500	500 Años	64.40	64.20	65.36	65.27	65.73	0.013812	2.76	25.17	29.50	0.86
eje rio	1480	500 Años	64.40	63.88	64.97	64.97	65.40	0.018333	2.98	22.93	27.49	0.98
eje rio	1460	500 Años	64.40	63.68	64.75		65.05	0.011588	2.50	27.38	29.63	0.79
eje rio	1440	500 Años	64.40	63.37	64.53		64.83	0.010686	2.46	27.37	28.10	0.76
eje rio	1420	500 Años	64.40	63.03	64.29		64.60	0.012667	2.54	27.00	30.35	0.82
eje rio	1400	500 Años	64.40	62.98	64.18		64.37	0.007147	1.97	34.09	37.13	0.62
eje rio	1380	500 Años	64.40	62.79	64.08		64.23	0.006169	1.75	38.05	42.35	0.57
eje rio	1360	500 Años	64.40	62.61	64.01		64.12	0.003797	1.52	43.46	40.27	0.46
eje rio	1340	500 Años	64.40	62.48	63.94		64.05	0.003239	1.50	43.90	36.89	0.43
eje rio	1320	500 Años	64.40	62.35	63.76		63.95	0.006641	1.99	33.04	30.78	0.60
eje rio	1300	500 Años	64.40	62.21	63.43		63.76	0.012610	2.58	25.62	26.62	0.82
eje rio	1280	500 Años	64.40	61.97	63.35		63.56	0.005799	2.04	32.75	27.65	0.58
eje rio	1260	500 Años	64.40	61.77	63.18		63.42	0.007713	2.21	30.23	27.72	0.65
eje rio	1240	500 Años	64.40	61.49	63.09		63.28	0.005079	1.96	34.10	27.45	0.54
eje rio	1220	500 Años	64.40	61.30	63.05		63.19	0.002873	1.69	39.94	26.77	0.42
eje rio	1200	500 Años	64.40	61.13	63.01		63.14	0.002401	1.60	42.23	26.85	0.39
eje rio	1180	500 Años	64.40	61.14	62.97		63.09	0.002387	1.56	43.50	28.88	0.39
eje rio	1160	500 Años	64.40	61.24	62.84		63.02	0.004112	1.93	35.12	25.11	0.50
eje rio	1140	500 Años	64.40	60.80	62.71		62.93	0.004247	2.11	32.47	20.90	0.52
eje rio	1120	500 Años	64.40	60.39	62.44	62.09	62.80	0.007710	2.83	25.70	17.47	0.69
eje rio	1100	500 Años	64.40	60.32	61.89	61.89	62.56	0.016685	3.84	19.30	15.45	1.00
eje rio	1080	500 Años	64.40	60.07	61.70		62.13	0.009774	3.00	23.12	17.24	0.77
eje rio	1060	500 Años	64.40	59.86	61.59		61.94	0.007272	2.66	26.04	18.63	0.67
eje rio	1040	500 Años	64.40	59.76	61.41		61.78	0.008486	2.78	25.17	19.37	0.72
eje rio	1020	500 Años	64.40	59.66	60.96	60.96	61.52	0.017226	3.43	20.40	19.05	0.99
eje rio	1000	500 Años	64.40	59.34	60.74		61.17	0.013036	2.95	22.68	20.31	0.85
eje rio	980	500 Años	64.40	59.04	60.55		60.91	0.010752	2.71	24.63	21.64	0.78
eje rio	960	500 Años	64.40	58.80	60.46		60.73	0.005933	2.33	29.64	22.15	0.60
eje rio	940	500 Años	64.40	58.52	60.45		60.61	0.003094	1.86	37.45	24.33	0.44
eje rio	920	500 Años	64.40	58.18	60.40		60.56	0.002453	1.84	39.23	22.94	0.41
eje rio	900	500 Años	64.40	58.07	60.27		60.49	0.003693	2.16	32.49	19.30	0.49
eje rio	880	500 Años	64.40	57.94	60.13		60.40	0.004668	2.38	29.52	18.17	0.55
eje rio	860	500 Años	64.40	57.93	59.99		60.30	0.005517	2.55	27.96	18.69	0.60
eje rio	840	500 Años	64.40	57.91	59.89		60.19	0.005205	2.47	27.88	17.42	0.58
eje rio	820	500 Años	64.40	58.07	59.55	59.41	60.02	0.011925	3.10	22.04	17.82	0.84
eje rio	800	500 Años	64.40	57.68	59.58		59.81	0.004445	2.17	31.61	20.57	0.53
eje rio	780	500 Años	64.40	57.62	59.51		59.72	0.004177	2.09	33.88	23.50	0.51
eje rio	760	500 Años	64.40	57.52	59.13	58.98	59.56	0.011491	3.00	23.36	20.00	0.82
eje rio	740	500 Años	64.40	57.31	59.07		59.36	0.005721	2.42	27.90	18.89	0.60
eje rio	720	500 Años	64.40	56.99	58.69	58.48	59.19	0.010476	3.13	20.98	13.82	0.80
PUENTE	719.9	Bridge										
eje rio	700	500 Años	64.40	56.50	58.21		58.55	0.007085	2.62	25.76	17.49	0.66
eje rio	680	500 Años	64.40	56.33	57.80	57.76	58.33	0.015655	3.30	20.71	18.17	0.94
eje rio	660	500 Años	64.40	56.17	57.52	57.47	58.00	0.015591	3.14	21.58	20.00	0.93
eje rio	640	500 Años	64.40	56.00	57.23	57.18	57.68	0.015652	3.01	22.35	21.88	0.92
eje rio	620	500 Años	64.40	55.83	56.97	56.88	57.37	0.014333	2.82	23.69	23.76	0.88
eje rio	600	500 Años	64.40	55.66	56.81		57.10	0.009767	2.43	27.51	25.72	0.73
eje rio	580	500 Años	64.40	55.48	56.61		56.90	0.009677	2.43	27.66	26.18	0.73
eje rio	560	500 Años	64.40	55.28	56.41		56.71	0.009944	2.45	27.19	25.44	0.74
eje rio	540	500 Años	64.40	55.09	56.21		56.51	0.009918	2.45	27.28	25.46	0.74
eje rio	520	500 Años	64.40	54.89	56.02		56.31	0.009812	2.43	27.41	25.56	0.73
eje rio	500	500 Años	64.40	54.70	55.83		56.12	0.009411	2.40	27.79	25.70	0.72
eje rio	480	500 Años	64.40	54.51	55.65		55.93	0.009084	2.37	28.33	26.59	0.71
eje rio	460	500 Años	64.40	54.32	55.47		55.75	0.009067	2.37	28.02	25.71	0.71
eje rio	440	500 Años	64.40	54.13	55.29		55.57	0.008772	2.34	28.29	25.75	0.70
eje rio	420	500 Años	64.40	53.94	55.13		55.39	0.008300	2.30	28.81	25.81	0.68
eje rio	400	500 Años	64.40	53.75	54.98		55.23	0.007536	2.23	29.72	25.91	0.65
eje rio	380	500 Años	64.40	53.57	54.84		55.08	0.006957	2.19	30.45	26.29	0.63
eje rio	360	500 Años	64.40	53.38	54.69		54.94	0.007024	2.22	29.55	24.85	0.63
eje rio	340	500 Años	64.40	53.19	54.56		54.80	0.006761	2.22	29.49	23.41	0.62
eje rio	320	500 Años	64.40	53.01	54.42		54.67	0.006465	2.24	29.41	22.60	0.61
eje rio	300	500 Años	64.40	52.82	54.29		54.55	0.006127	2.26	29.46	21.84	0.60
eje rio	280	500 Años	64.40	52.62	54.18		54.43	0.005543	2.22	30.50	21.99	0.57
eje rio	260	500 Años	64.40	52.43	54.04		54.31	0.005857	2.34	29.19	22.05	0.60
eje rio	240	500 Años	64.40	52.23	53.88		54.18	0.006347	2.47	27.46	18.70	0.62
eje rio	220	500 Años	64.40	52.04	53.70		54.04	0.007199	2.65	25.79	17.64	0.66
eje rio	200	500 Años	64.40	51.85	53.36	53.20	53.85	0.011636	3.16	21.61	16.26	0.83
eje rio	180	500 Años	64.40	51.66	53.13	52.98	53.61	0.011854	3.14	21.69	16.63	0.84
eje rio	160	500 Años	64.40	51.47	52.93		53.37	0.011180	2.99	22.51	17.25	0.80
eje rio	140	500 Años	64.40	51.29	52.75		53.14	0.010445	2.83	23.60	17.96	0.77
eje rio	120	500 Años	64.40	51.10	52.58		52.93	0.008750	2.67	25.07	18.72	0.71
eje rio	100	500 Años	64.40	50.91	52.46		52.76	0.006945	2.50	27.40	19.61	0.65
eje rio	80	500 Años	64.40	50.71	52.33		52.63	0.006477	2.49	27.94	19.64	0.63
eje rio	60	500 Años	64.40	50.52	52.17		52.49	0.006863	2.60	26.94	19.74	0.65
eje rio	40	500 Años	64.40	50.32	51.99		52.35	0.007417	2.73	25.62	17.32	0.68
eje rio	20	500 Años	64.40	50.12	51.80		52.19	0.007952	2.85	24.49	16.52	0.70
eje rio	0	500 Años	64.40	49.90	51.65	51.31	52.01	0.009543	3.07	22.52	15.59	0.77

DATOS TOPOGRAFICOS

CAMBIOS DE ESTACIÓN			
A A G B U A J A S O	BM - 1	ESTE	796781.37
		NORTE	8950747.47
		C. T. (m.)	52.16
	BM - 2	ESTE	796967.41
		NORTE	8950864.69
		C. T. (m.)	54.28
A R R I B A S	BM - 3	ESTE	797231.76
		NORTE	8951080.04
		C. T. (m.)	60.45
	BM - 4	ESTE	797560.91
		NORTE	8951223.58
		C. T. (m.)	61.14
	BM - 5	ESTE	797753.97
		NORTE	8951270.78
		C. T. (m.)	62.77

CALCULO DE N.A.M.E.

CALCULO HIDROLOGICO DEL PUENTE SECHIN

CALCULO DEL TIRANTE MAXIMO EN FUNCION AL CAUDAL DE MAXIMA AVENIDA

Debido a la falta de información hidrometeorológica en determinadas zonas que justifiquen el diseño hidráulico de las estructuras proyectadas, se plantean métodos de cálculo empíricos en base a observaciones y parámetros determinados de acuerdo a las características geomorfológicas y de cobertura vegetal de la zona donde se ubica el proyecto.

Con la finalidad de obtener la altura máxima que tendrá el puente se calcularán los caudales instantáneos, por medio de diferentes métodos empíricos; de esta forma determinaremos el máximo caudal, luego con este caudal calculado utilizando la fórmula de Manning obtendremos una nueva altura de agua, que será mayor a la marca de la huella dejada por el agua en una máxima avenida.

A.- METODO DE LA SECCION Y LA PENDIENTE

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección de varios tramos del río.
- 2.- Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas (3 secciones mínimas).
- 3.- Determinación de la pendiente de la superficie de agua con las marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4.- Elegir un valor de coeficiente de rugosidad (n) el más óptimo.
- 5.- Aplicar cálculos en la fórmula de Manning.

A: área de la sección húmeda (m²)

R: área de la sección húmeda/ perímetro mojado

S: pendiente de la superficie del fondo de cauce

n: rugosidad del cauce del río.

$$Q_{max.} = A * R^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

La siguiente tabla nos muestra los distintos valores de "n" que se adoptarán:

SEGUN COWAN:

Condiciones del río:

material del cauce:

A	terroso
B	rocoso
C	gravoso fino
D	gravoso grueso

material del cauce adoptado: A = 0.020

Grado de irregularidad:

A	ninguna
B	leve
C	regular
D	severo

Grado de irregularidad adoptado: C = 0.010

Secciones
Variables

A	leve
B	regular
C	severo

variación de la sección adoptada: B = 0.005

Efecto de las obstrucciones:

A	despreciables
B	menor
C	apreciable
D	severo

Efecto de las obstrucciones adoptado: B = 0.010

vegetación:

A	ninguna
B	poco
C	regular
D	alta

vegetación adoptada: B = 0.010

grado de sinuosidad:

A	Insignificante
B	regular
C	considerable

grado de sinuosidad adoptado: A = 1.000

valor de " n " adoptado según COWAN n = 0.055

SEGUN SCOBEEY:

Condiciones del río:

n = 0.025

Cauce de tierra natural limpios con buen alineamiento con o sin algo de vegetación en los taludes y gravillas dispersas en los taludes

n = 0.030

Cauce de piedra fragmentada y erosionada de sección variable con algo de vegetación en los bordes y considerable pendiente (típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.035

Cauce de grava y gravilla con variación considerable de la sección transversal con algo de vegetación en los taludes y baja pendiente.(típico de los ríos de entrada de ceja de selva)

n = 0.040-0.050

Cauce con gran cantidad de canto rodado suelto y limpio, de sección transversal variable con o sin vegetación en los taludes (típicos de los ríos de la sierra y ceja de selva)

n = 0.060-0.075

Cauce con gran crecimiento de maleza, de sección obstruida por la vegetación externa y acuática de lineamiento y sección irregular. (típico de los ríos de la selva)

valor de " n " adoptado según SCOBNEY	n =	0.050
Seleccionando el menor valor de "n" de estos dos criterios		0.050
Cota de N.A.M.E dejada por las huellas	:	58.70 m.s.n.m
Aa : Area de la sección del río en la avenida	:	20.98 m²
P : perimetro mojado de la avenida	:	13.82 m
S : pendiente de la superficie del fondo de cauce	:	0.010
n : rugosidad del cauce del río.	:	0.050

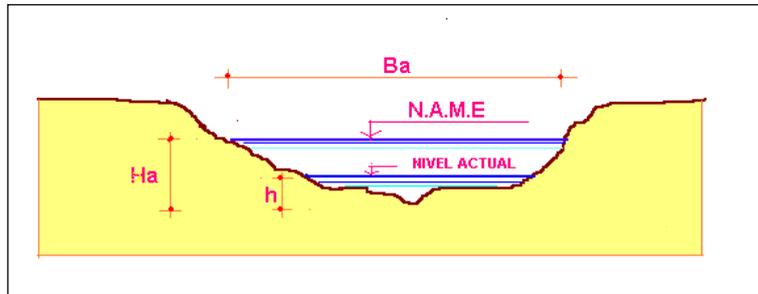
$$Q_{max} = A * (A/P)^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$$

Qmax. = 55.42 m3/s

B.- METODO DE LA VELOCIDAD Y AREA

Para aplicar el siguiente método debe realizarse los siguientes trabajos de campo:

- 1.- Selección de 2 tramos del río.
- 2.- Medir la profundidad actual en el centro del río (h).
- 3.- Levantamiento topográfico de las secciones transversales seleccionadas indicando marcas o huellas dejadas por las aguas de máximas avenidas.
- 4.- Medir la velocidad superficial del agua (Vs) que discurre tomando en cuenta el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección regularmente uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos.
- 5.- Calcular el área de la sección transversal del río durante la avenida dejadas por las huellas (Aa). El área se puede calcular usando la regla de Simpson o dibujando la sección en papel milimetrado.
- 6.- Aplicar cálculos en las siguientes formulas:



Ba	=	14.00 m	Ha:	Altura máxima de agua en la avenida
coef.	=	1.48	Aa:	Area de la sección del río en la avenida
Aa		20.98 m²	Ba:	Ancho máximo del espejo de agua en la avenida.
Ha = (coef.) * Aa / Ba			coef.:	Coficiente de amplificación adoptado
Ha =		2.215 m		

Va = Vs * Ha / h

- Va: Velocidad de agua durante la avenida
- Vs: Velocidad superficial del agua actual
- Ha: Altura máxima de agua en la avenida
- h: Profundidad actual en el centro del río

Vs	=	2.37 m/s	
h	=	1.71 m	
Ha	=	2.215 m	(debera ser mayor que h)
Va	=	3.070 m/s	

Caudal de avenida: Qmax=Va * Aa = 64.40 m3/s

C.- METODO DE LA FORMULA RACIONAL

Para aplicar el siguiente método empírico debe realizarse el siguiente trabajo de gabinete:

- 1.- Determinar el área de influencia de la cuenca en hectáreas.
- 2.- Estimar una intensidad de lluvia máxima (mm/h)
- 3.- Aplicar cálculos con la fórmula racional

$$Q = C \cdot i \cdot A / 360$$

Q: Caudal máximo de escorrentía que provocara una máxima avenida. (m³/s)
 u Coeficiente de escorrentía
 A: Area de influencia de la cuenca.(ha) (< 500 has)
 i: intensidad máxima de lluvia (mm/h)

coeficiente escorrentía (C):

- A cultivos generales en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- B cultivos generales en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- C cultivos de pastos en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- D cultivos de pastos en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- E cultivos de bosques en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- F cultivos de bosques en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)
- G areas desnudas en topografía ondulada (S = 5 a 10 %)
- H areas desnudas en topografía inclinada (S = 10 a 30 %)

indicar la letra correspondiente al coeficiente seleccionado

coeficiente escorrentía adoptado (C): A = 0.6

Area de la cuenca adoptada (A) = 370 has
 intensidad máxima de lluvia adoptada (i) = 46.7 mm/h (Precipitación marzo - 2017)

Caudal máximo: $Q_{max} = C \cdot i \cdot A / 360 = 28.80 \text{ m}^3/\text{s}$

De los tres caudales máximos calculados se adoptaran lo siguiente:

- 1 .- el máximo de los caudales
- 2 .- el promedio de los caudales
- 3 .- la media ponderada

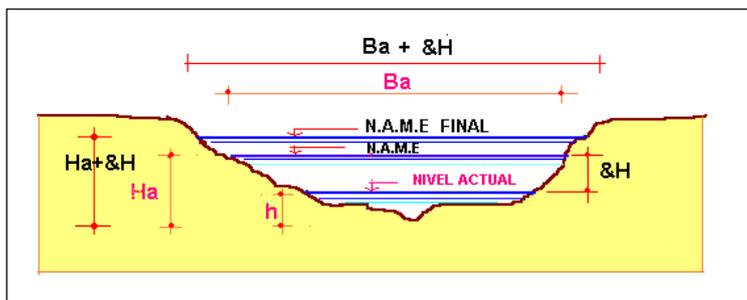
1

CAUDAL MAXIMO SELECCIONADO $Q_{max} = 64.40 \text{ m}^3/\text{s}$

Luego con el caudal máximo adoptado se ingresara nuevamente en la formula de Manning y se hallara el nuevo valor de la altura de agua de máximas avenidas.

$$Q_{max} = A \cdot (A/P)^{2/3} \cdot S^{1/2} / n$$

$$Q_{max} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{P^{2/3} \cdot n}$$



$$Q_{max} = \frac{(Aa + \&A)^{5/3} \cdot S^{1/2}}{(1.1P)^{2/3} \cdot n}$$

$$\begin{aligned} \&A &= [Q_{max} \cdot n \cdot (1.1P)^{2/3} / S^{1/2}]^{3/5} - Aa \\ \&A &= 2.869 \text{ m}^2 \\ \&A = (Ba + \&H) \cdot \&H &= 2.869 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

INCREMENTE EL N.A.M.E. EN $\&H$ = 0.20 m

NUEVA COTA DE N.A.M.E. = 58.90 m.s.n.m

CAUDAL MAXIMO Q_{max} = 64.4 m³/s

CALCULO DE SOCAVACIÓN

SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE SECHIN

PROYECTO :

PROPUESTA DEL DISEÑO DEL PUENTE SECHIN UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGIÓN ANCASH - 2018.

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

El caudal.

Tamaño y conformación del material del cauce.

Cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

SOCAVACION GENERAL DEL CAUCE:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtvan - Levediev :

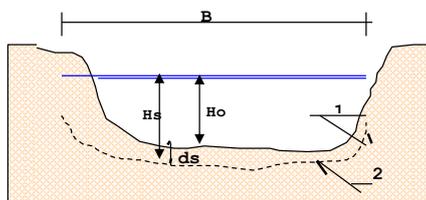
Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo esta dado por las siguientes expresiones:

$V_e = 0.60 g_d^{1.18} b H_s^x$	m/seg	suelos cohesivos
$V_c = 0.68 b d_m^{0.28} H_s^x$	m/seg	suelos no cohesivos

En donde:

- Ve** = Velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.
 - gd** = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad Hs, medida desde la superficie del agua (Ton/m3)
 - b** = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver tabla N° 3
 - x** = Es un exponente variable que esta en función del peso volumétrico gs del material seco (Ton/m3)
 - Hs** = Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de Ve se requiere para arrastrar y levantar al material (m)
 - dm** = Es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.
 - dm** = 0.01 S di pi
- En el cual
- di** = Diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza
 - pi** = Peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.

- (1) - Perfil antes de la erosión.
- (2) - Perfil después de la erosión



Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{a H_o^{5/3}}{0.60 b g_d^{1.18}} \right)^{1 / (1 + x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{a H_o^{5/3}}{0.68 b d_m^{0.28}} \right)^{1 / (1 + x)}$$

- Donde:
- a** = $Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$
 - Qd** = caudal de diseño (m3/seg)
 - Be** = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal
 - m** = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1
 - Hm** = profundidad media de la sección = Area / Be
 - x** = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2
 - dm** = diámetro medio (mm)

TABLA N° 1

COEFICIENTE DE CONTRACCION, m

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA N° 2

VALORES DE X PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

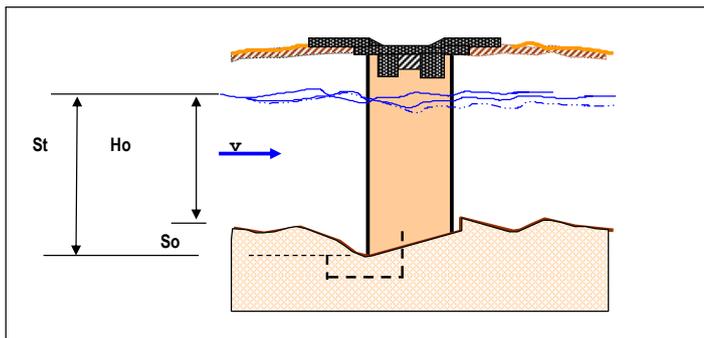
SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
P. específico gd (T/m3)	x	dm (mm)	x
0.80	0.52	0.05	0.43
0.83	0.51	0.15	0.42
0.86	0.50	0.50	0.41
0.88	0.49	1.00	0.40
0.90	0.48	1.50	0.39
0.93	0.47	2.50	0.38
0.96	0.46	4.00	0.37
0.98	0.45	6.00	0.36
1.00	0.44	8.00	0.35
1.04	0.43	10.00	0.34
1.08	0.42	15.00	0.33
1.12	0.41	20.00	0.32
1.16	0.40	25.00	0.31
1.20	0.39	40.00	0.30
1.24	0.38	60.00	0.29
1.28	0.37	90.00	0.28
1.34	0.36	140.00	0.27
1.40	0.35	190.00	0.26
1.46	0.34	250.00	0.25
1.52	0.33	310.00	0.24
1.58	0.32	370.00	0.23
1.64	0.31	450.00	0.22
1.71	0.30	570.00	0.21
1.80	0.29	750.00	0.20
1.89	0.28	1000.00	0.19
2.00	0.27		

TABLA N° 3

VALORES DEL COEFICIENTE b

Periodo de retorno del gasto de diseño (años)	Coficiente b
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

SOCAVACION AL PIE DE LOS ESTRIBOS:



El método que será expuesto se debe a K. F. Artamonov y permite estimar no solo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionando con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, esta dada por:

$$St = P_a P_q P_R H_o$$

en que

P_a = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del puente con la corriente, como se indica en la figura siguiente; su valor se puede encontrar en la tabla N° 4

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q , es el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla N° 5

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla N° 6

H_o = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

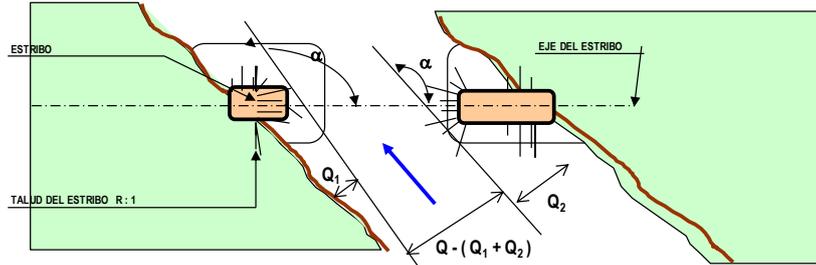


TABLA N° 4

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_a EN FUNCION DE α

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

TABLA N° 5

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_q EN FUNCION DE Q_1/Q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA N° 6

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCION DE R

TALUD R	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

TIPO DE CAUCE **2** (ver cuadro adjunto)

CAUCE	TIPO
SUELO COHESIVO	1
SUELO NO COHESIVO	2

A.- Cálculo de la socavación general en el cauce:

H_s = profundidad de socavación (m)	
Q_d = caudal de diseño	64.40 m3/seg
B_e = ancho efectivo de la superficie de agua	14.00 m
H_o = tirante antes de la erosión	1.49 m
V_m = velocidad media en la sección	2.45 m/seg
m = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1	0.93
g_d = peso específico del suelo del cauce	2.85 Tn/m3
d_m = diámetro medio	25.00 mm
x = exponente variable. Ver tabla N° 2	0.310
Tr = Período de retorno del gasto de diseño	500.00 años
b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver tabla N° 3	1.05
A = área de la sección hidráulica	20.98 m2
H_m = profundidad media de la sección	1.499 m
a =	2.520

Entonces,

$$H_s = 2.19 \text{ m}$$

d_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$d_s = 0.70 \text{ m}$$

Asumimos

$$d_s = 1.00 \text{ m}$$

B.- Cálculo de la socavación al pie de estribos:

1.- Estribo margen izquierda aguas abajo

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

Q = caudal de diseño

Q_1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen izquierda

Q_1/Q =

Pq = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q . Ver tabla N° 5

a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente

Pa = coeficiente que depende del ángulo a . Ver tabla N° 4

R = talud que tiene el estribo

P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N° 6

1.39 m

64.40 m³/seg

15.00 m³/seg

0.232919255

2.65

90.00 °

1.00

0.00

1.00

Entonces,

$$St = 3.68 \text{ m}$$

d_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 2.29 \text{ m}$$

Asumimos

$$So = 3.00 \text{ m}$$

2.- Estribo margen derecha aguas abajo

St = tirante incrementado al pie del estribo debido a la socavación en mts.

Ho = tirante que se tiene en la zona cercana al estribo antes de la erosión

Q = caudal de diseño

Q_1 = caudal que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo de la margen derecha

Q_1/Q =

Pq = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q . Ver tabla N° 5

a = ángulo que forma el eje del estribo con la corriente

Pa = coeficiente que depende del ángulo a . Ver tabla N° 4

R = talud que tiene el estribo

P_R = coeficiente que depende del talud que tiene el estribo. Ver tabla N

1.56 m

64.40 m³/seg

15.00 m³/seg

0.23

2.65

90.00 °

1.00

0.00

1.00

Entonces,

$$St = 4.13 \text{ m}$$

d_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$So = 2.57 \text{ m}$$

Asumimos

$$So = 3.00 \text{ m}$$

CALCULO DE DISEÑO DEL PUENTE

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

DISEÑO PUENTE VIGA-LOSA

SEGÚN MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES

PROYECTO : PUENTE SECHIN

CAMION DISEÑO HL - 93

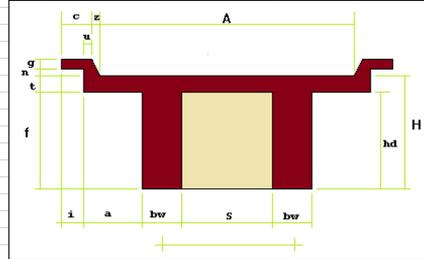
A.- PREDIMENSIONAMIENTO

Puente simplemente apoyado

LUZ DEL PUENTE	$L =$	14.00 m			
PERALTE VIGA	$H = L/15 \sim L/12$ y $H = 0,07 \cdot L$		$H = L/15 =$	0.93	$H = L/12 =$
Tomar como peralte de la Viga, $H =$		0.90 m			1.17 $H = 0,07 \cdot L =$
ESPESOR LOSA	$t =$	260.00 mm	$t =$	26.00 cm	mínimo 17.5 cm
Como espesor de la losa se puede asumir, $t =$		0.30 mt			

Medidas asumidas:

	(m)
Ancho de via (A)=	7.200
long vereda (c)=	0.900
Ancho de viga (bw)=	0.800
(f)=	0.600
espesor de losa (t)=	0.300
(g)=	0.200
(n)=	0.050
espesor del asfalto (e)=	0.025
separación vigas (S)=	3.500
(a)=	1.300
(i)=	0.700
(u)=	0.200
(z)=	0.050
barandas (p)=	0.100
(q)=	0.150
Número de vigas diafragmas =	3
Ancho vigas diafragmas (ad)=	0.500
Peralte vigas diafragmas (hd)=	0.350



$S' = S + bw$	4.300 m
$bw = 0,02 \cdot L \cdot (S')^{1/2}$	0.581 m
$bw \geq 2 \cdot t$	0.600 m
$hd \geq 0,5 \cdot H$	0.450 m
$a = S/2$	

$f_y =$	4.200.0	Kg/cm ²	4.200.0
$f_c =$	280.0	Kg/cm ²	280.0
$f_c = 0,4 \cdot f_c$	112.0	Kg/cm ²	112.0
$f_s = 0,4 \cdot f_y$	1.680.0	Kg/cm ²	1.680.0
$r = f_s / f_c$	15.0		15.0
$E_s =$	2.0E+06	Kg/cm ²	2.1E+06
$E_c = 15.000 (f_c)^{1/2} =$	250.998	Kg/cm ²	250.998
$n = E_s / E_c \geq 6$	7.968		8.367
Usar $n =$	8		8
$k = n / (n + r)$	0.348		0.348
$j = 1 - k / 3$	0.884		0.884
$f_c \cdot j \cdot k =$	34.440		34.440

B.- DISEÑO DE LA LOSA

METRADO DE CARGAS

Peso propio	$(1m) \cdot (t) \cdot (2,40 \text{ Tn/m}^3) =$	0.720 Tn/m
Asfalto	$(1m) \cdot (e) \cdot (2,00 \text{ Tn/m}^3) =$	0.050 Tn/m
	Wd =	0.770 Tn/m

Momento por peso propio

$M_D = Wd \cdot S^2 / 10$	M_D =	0.943 Tn-m/m
	Rueda trasera	

Modificación por Numero de Vías Cargadas

Se puede observar que el ancho de la sección del puente es de 7.2 mts
Por lo tanto el número de vías es de 2, por que se afectara la carga por un factor que es de 1.5
Entonces se debe de amplificar la carga por este factor ==> 1.5 * P

Momento por sobrecarga

	$M_L = (S + 2') / 32 \cdot x \cdot Pr$	$Pr =$	16.314 KLb
		$Pr =$	7.400 Tn
	$M_L = (S + 0,61) / 9,75 \cdot x \cdot Pr$	$1.5 \cdot Pr =$	11.100 Tn <==== Carga viva Modificada
donde :	M_L =	4.679 Tn-m/m	

Momento por Impacto

Tomamos ==>	I =	0.330
Momento por Impacto=I*M	M_I =	1.544 Tn-m/m

VERIFICACION DEL PERALTE

Hallando los momentos por servicio	$M_s = M_D + M_L + M_I$	M_s =	7.166 Tn-m/m
------------------------------------	-------------------------	------------------------	---------------------

El peralte mínimo es :

$$d = (2 \cdot M_s / (f_c \cdot j \cdot k \cdot b))^{1/2}$$

$$d \text{ req.} = 20.400 \text{ cm}$$

considerando recubrimiento de 2" y suponiendo el empleo de fierro de $\phi=5/8"$ (1,59 cm).

el peralte será como máximo :

recubr. =	2.540 cm
estribo =	3/8
$d = t \cdot \text{rec.} - \text{est.} / 2$	26.984 cm
Se debe cumplir $d \text{ asum.} > d \text{ req.}$	VERDADERO BIEN

DISEÑO POR SERVICIO

$A_s = M_s / (f_s \cdot j \cdot d)$	A_s =	17.882 cm ² /m
-------------------------------------	------------------------	---------------------------

verificando la cuantía mínima

$A_s \text{ mín} = 14 \cdot b \cdot d / f_y$	A_s mín =	8.995 cm ² /m
$A_s \text{ mín} < A_s$	VERDADERO BIEN	
Tomamos	A_s =	17.882 cm²/m

Cálculo del espaciamiento

$@ = A_s \cdot b / A_t$	A_φ =	1.979 cm ²
-------------------------	------------------------	-----------------------

Si consideramos acero 5/8"

El menor de los tres :	$@ =$	11.069 cm
	$1,5 \cdot t =$	45.000 cm

Usar acero 5/8"	@ =	10.00 cm
-----------------	------------	-----------------

DISEÑO POR ROTURA Se usara los factores de Carga y Combinación según el Estado Limite Siguiente :

RESISTENCIA I : Combinacion basica de carga relacionada con el uso vehicular normal sin considerar el viento

$$\mu_u = 0.95(1.25 W_d + 1.75 (W_l + W_i))$$

$\phi = 0.90$

para Flexión y Tracción de Concreto Armado

1.0 Acero Principal

1.1 Acero positivo y negativo

$$M_{+/-} = 1.25 M_D + 1.75 (M_L + M_I)$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$A_s = M / (\phi \cdot f_y \cdot (d - a/2))$$

$$\mu_u = \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 + \omega/1.70)$$

$$\omega = \rho \cdot f_y / f_c$$

$$\rho = A_s / (b \cdot d)$$

$$\omega_1 = (1.7 + (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot \mu_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2$$

$$\omega_1 = 1.635026$$

$$\rho_1 = 0.109002$$

$$\omega_2 = (1.7 - (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot \mu_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2)))^{0.5}) / 2$$

$$\omega_2 = 0.064974$$

$$\rho_2 = 0.004332$$

$$A_{s1} = 294.128 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 11.688 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{us}} = 11.688 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.06 \text{ cm}$$

verificando la cuantía mínima

$$A_{s \text{ mín}} = 14 \cdot b \cdot d / f_y$$

$$A_{s \text{ mín}} = 8.995 \text{ cm}^2/\text{m}$$

As mín < As

VERDADERO BIEN

Tomamos

$$A_{s_{us}} = 11.688 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento

$$@ = A \phi \cdot b / A_t$$

Si consideramos acero 5/8"

$$A \phi = 1.979 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres :

$$@ = 16.934 \text{ cm}$$

$$1.5 \cdot t = 45.000 \text{ cm}$$

Usar acero 5/8"

$$@ = 15.00 \text{ cm}$$

2.0 Acero por distribución

$$A_{sd} = \alpha \cdot A_{sp}$$

Siendo : $\alpha = 3480 / (S)^{1/2} \leq 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito

donde :

positivo

Asp: Acero principal positivo

$$A_{sp} = 11.688 \text{ cm}^2$$

S : luz libre entre las caras de vigas, en m.

$$S = 3.500 \text{ m}$$

α : porcentaje del acero principal positivo

$$\alpha = 58.82 \leq 67 \%$$

$$\alpha = 58.82$$

$$A_{sd} = 6.875 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento

$$@ = A \phi \cdot b / A_t$$

Si consideramos acero 1/2"

$$A \phi = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$@ = 18.425 \text{ cm}$$

Usar acero 1/2"

$$@ = 18.00 \text{ cm}$$

Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)

3.0 Acero de temperatura y contracción

Siempre que no exista otro refuerzo

$$A_{st} \geq 1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

$$A_{st} \geq 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 2.646 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como es enmallado,

Cálculo del espaciamiento

$$@ = A \phi \cdot b / A_t$$

Si consideramos acero 3/8"

$$A \phi = 0.713 \text{ cm}^2$$

El menor de los tres :

$$@ = 26.931 \text{ cm}$$

$$3 \cdot t = 90.000 \text{ cm}$$

Usar acero 3/8"

$$@ = 25.00 \text{ cm}$$

Se colocará en el sentido perpendicular al refuerzo principal (superior)

C.- DISEÑO DE TRAMO EN VOLADIZO

DISEÑO POR FLEXION

METRADOS DE CARGAS

Momento por peso propio

Sección	Medidas	Medidas	Carga(Tn)	Distancia (m)	Momento
1	0,7*0,20	l*g	0.336	1.650	0.554 Tn-m/m
2	0,20*0,25	u*(g+n)	0.120	1.200	0.144 Tn-m/m
3	0,25*0,05/2	z*(g+n)/2	0.015	1.083	0.016 Tn-m/m
4	1,30*0,30	a*t	0.936	0.650	0.608 Tn-m/m
5	Asf.: 1,05*0,025	(a-u-z)*e	0.053	0.525	0.028 Tn-m/m
6	Pasam.: 0,10*0,15	p*q	0.036	1.775	0.064 Tn-m/m
7	Post.:(,25+.2)/2*,65*.2/2,179		0.032	1.863	0.060 Tn-m/m
					M₀ = 1.475 Tn-m/m

Momento por sobrecarga

$$M_L = Pr \cdot X/E$$

donde :

E = Ancho efectivo

X = Distancia rueda a empotramiento

X1 = Distancia de la rueda al sardinel (1) =

X = 1,30-0,25-0,30

$$X = a - (u+z) - X1$$

$$X1 = 0.3 \text{ m}$$

$$X = 0.750 \text{ m}$$

- Refuerzo perpendicular al tráfico

$$E = 0,80 \cdot X + 1140 \text{ mm}$$

$$E = 0,833 \cdot X + 1140 \text{ mm}$$

$$E = 1.140 \text{ m}$$

Pr = Peso de la rueda amplificado por factor de via

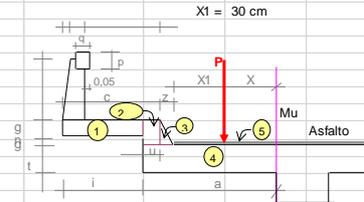
$$Pr = 5.550 \text{ Tn}$$

$$M_L = 3.651 \text{ Tn-m/m}$$

Momento por impacto

$$M_i = I^*MI$$

$$M_i = 1.205 \text{ Tn-m/m}$$



DISEÑO POR SERVICIO :					
$M_s = M_D + M_L + M_I$			$M_s =$	6.331 Tn-m/m	
$A_s = M_s / (f_s \cdot j \cdot d)$			$A_s =$	15.797 cm ² /m	
verificando la cuantía mínima			$A_s \text{ mín} =$	8.995 cm ² /m	
$A_s \text{ mín} = 14 \cdot b \cdot d / f_y$				VERDADERO BIEN	
As mín < As			$A_s =$	15.797 cm ² /m	
Tomamos					
Cálculo del espaciamiento					
@ = $A \phi \cdot b / A_t$					
Si consideramos acero 5/8"			$A \phi =$	1.979 cm ²	
El menor de los tres :			@ =	12.530 cm	
			1,5*t =	45.000 cm	
Usar acero 5/8"			@ =	12.00 cm	
DISEÑO POR ROTURA					
Mu +/- = 0.95*(1.25*M_D+1.75*(M_L+M_I))			$M_u =$	9.825 Tn-m/m	
$A_s = M / (\phi \cdot f_y \cdot (d-a/2))$			$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$		
$M_u = \phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \cdot \omega \cdot (1 + \omega / 1.70)$			$\omega = \rho \cdot f_y / f_c$		
$\omega_1 = (1.7 + (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))))^{0.5} / 2$			$\omega_1 =$	1.644655	$\rho_1 =$ 0.109644
$\omega_2 = (1.7 - (1.7^2 - 4 \cdot (1.7 \cdot M_u / (\phi \cdot f_c \cdot b \cdot d^2))))^{0.5} / 2$			$\omega_2 =$	0.055345	$\rho_2 =$ 0.003690
			$A_{s1} =$	295.860 cm ²	
			$A_{s2} =$	9.956 cm ²	
Usamos:			$A_{s_{us}} =$	9.956 cm ²	a = 1.76 cm
Verificando con Acero negativo de la losa			$A_s =$	11.688 cm ² /m	
As > As.		FALSO	SE HARAN PASAR LAS BARRAS DE ACERO NEGATIVO DEL TRAMO INTERIOR		
Tomamos			$A_s =$	11.688 cm²	
No es necesario calcular espaciamiento					
@ = $A \phi \cdot b / A_t$					
Si consideramos acero 5/8"			$A \phi =$	1.979 cm ²	
El menor de los tres :			@ =	16.934 cm	
			1,5*t =	45.000 cm	
Usar acero 5/8"			@ =	15.00 cm	
Acero por distribución					
$As_d = \alpha \cdot A_{sp}$					
Siendo : $\alpha = 3480 / (S)^{1/2} \leq 67 \%$, Cuando el acero principal es perpendicular al tránsito					
Asp: Acero principal negativo			$A_{sp} =$	11.688 cm ²	
L : luz efectiva del volado (2*a), en m.			L =	2.600 m	
α : porcentaje del acero principal positivo			$\alpha =$	68.248 =< 67 %	
			$\alpha =$	67.000	
			Asd =	7.831 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento					
@ = $A \phi \cdot b / A_t$					
Si consideramos acero 1/2"			$A \phi =$	1.267 cm ²	
			@ =	16.176 cm	
Usar acero 1/2"			@ =	15.00 cm	
Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)					
Acero de temperatura y contracción					
Siempre que no exista otro refuerzo					
			$A_{st} \geq$	1/8 pulg ² /pie	
			$A_{st} \geq$	2.646 cm ² /m	
Como es enmallado,			Ast =	2.646 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento					
@ = $A \phi \cdot b / A_t$					
Si consideramos acero 3/8"			$A \phi =$	0.713 cm ²	
El menor de los tres :			@ =	26.931 cm	
			3*t =	90.000 cm	
Usar acero 3/8"			@ =	25.00 cm	
Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)					
D.- DISEÑO DE VEREDAS					
DISEÑO POR FLEXION					
METRADOS DE CARGAS					
Momento por peso propio					
Sección	Medidas	Medidas	Carga(Tn)	Distancia (m)	Momento
1	0,70*0,20	i*g	0.336	1.650	0.554 Tn-m/m
6	Pasam.: 0,10*0,15	p*q	0.036	0.525	0.019 Tn-m/m
7	Post.:(,25+,2)/2,65*,2/2,179		0.032	0.630	0.020 Tn-m/m
			Vd =	0.404	M_D =
					0.594 Tn-m/m

Momento por sobrecarga			
Debido a carga horizontal sobre poste y peatones			
MI = Mpost + Mpeat			
Mpost = P' * (0,90-0,25/2+0,15/2)			
Mpeat = s/c*(0,40*0,40/2)			
donde :		P' = C*P/2	
P =	10,000.00 lb		
C =	1,00		
P' =	2.268 Tn		
Peatonal s/c =	73.70 Lb/pulg ²		
Peatonal s/c =	0.360 Tn/m ²		
La sobrecarga tambien se afecta por el factor de via que es de 1.5			
Peatonal - Factor 1.5*s/c =	0.540 Tn/m ²		
	Mpost =	1.928 Tn-m/m	
debido a la distribuc. de los postes se toma el 80%	Mpost =	1.542 Tn-m/m	
	Mpeat =	0.043 Tn-m/m	
	M_L =	1.585 Tn-m/m	
VERIFICACION DEL PERALTE			
Hallando los momentos por servicio	Ms = M _D + M _L + M _I		
	Ms =	2.179 Tn-m/m	
El peralte mínimo es :			
d = (2*Ms ² /(fc*k*b)) ^(1/2)	d req. =	11.249 cm	
considerando recubrimiento de 3 cm. y suponiendo el empleo de fierro de 1/2" (1,27 cm),			
el peralte será como máximo :			
recubr. =		3.000 cm	
estribo =		1.270 cm	
d = g - rec. - est./2	d asum. =	16.365 cm	
Se debe cumplir	d asum. > d req.	VERDADERO BIEN	
DISEÑO POR SERVICIO			
As = Ms/(fs*j*d)	As =	8.965 cm ² /m	
verificando la cuantia minima			
As mín = 14*b*d/fy	As mín =	5.455 cm ² /m	
	As mín < As	VERDADERO BIEN	
	Tomamos	As = 8.965 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento			
@ = Aφ*b/At			
Si consideramos acero 5/8"	Aφ =	1.979 cm ²	
El menor de los tres :	@ =	22.078 cm	
	1,5*t =	30.000 cm	
Usar acero 5/8"	@ =	20.00 cm	
DISEÑO POR ROTURA			
Mu +/- = 1,25*M _D +1,75*(M _L +M _I)	Mu =	3.516 Tn-m/m	
As = M / (φ*fy*(d-a/2))	a = As*fy/(0,85*fc*b)		
Mu = φ*fc*b*d ² *ω*(1+ω/1,70)	ω = ρ*fy/fc	ρ = As/(b*d)	
ω1 = (1,7+(1,7 ² -4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d ²))) ^{0,5})/2	ω1 =	1.646193	ρ1 = 0.109746
ω2 = (1,7-(1,7 ² -4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d ²))) ^{0,5})/2	ω2 =	0.053807	ρ2 = 0.003587
	As 1 =	179.600 cm ²	
	As 2 =	5.870 cm ²	
Usamos:	As _{us.} =	5.870 cm ²	a = 1.04 cm
As mín = 14*b*d/fy	As mín =	5.455 cm ² /m	
	As mín < As	VERDADERO BIEN	
	Tomamos	As = 5.870 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento			
@ = Aφ*b/At			
Si consideramos acero 5/8"	Aφ =	1.979 cm ²	
El menor de los tres :	@ =	33.717 cm	
	1,5*t =	30.000 cm	
Usar acero 5/8"	@ =	30.00 cm	
Acero por distribución			
Asd = α*Asp	Siendo : α = 3480/(L) ^{1/2} =< 67 %, Cuando el acero principal es perpendicular al transito		
donde :			
Asp: Acero principal negativo	Asp =	5.870 cm ²	
L : luz efectiva del volado (2*0,70), en m.	L =	1.400 m	
α : porcentaje del acero principal positivo	α =	93.007 =< 67 %	
	α =	67.000	
	Asd =	3.933 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento			
@ = Aφ*b/At			
Si consideramos acero 3/8"	Aφ =	0.713 cm ²	
	@ =	18.117 cm	
Usar acero 3/8"	@ =	18.00 cm	
Se colocará en el sentido perpendicular al acero principal (inferior)			
Acero de temperatura y contracción			
Siempre que no exista otro refuerzo			
	Ast >=	1/8 pulg ² /pie	
	Ast >=	2.646 cm ² /m	
Como es enmallado,	Ast =	2.646 cm²/m	

Cálculo del espaciamiento						
@ = Aφ ² /At						
Si consideramos acero 3/8"		Aφ =	0.713 cm ²			
El menor de los tres :		@ =	26.931 cm			
		3*g =	60.000 cm			
Usar acero 3/8"		@ =	25.00 cm			
Se colocará en el sentido perpendicular y paralelo al sentido del tránsito (superior)						
Chequeo por cortante						
Vu = 1,25*V _D +1,75*(V _L +V _I)						
Carga muerta =		Vd =	0.404 Tn/m			
s/c (ancho=0,40 m) =		VI =	0.216 Tn/m			
		Vu =	0.883 Tn/m			
Fuerza cortante que absorbe el concreto:						
Vc = 0,53*(fc) ^{1/2} *b*d		Vc =	14.513 Tn/m			
		φVc =	12.336 Tn/m			
φVc ≥ Vu	12.336	≥	0.883		VERDADERO	BIEN

DISEÑO DE SARDINEL

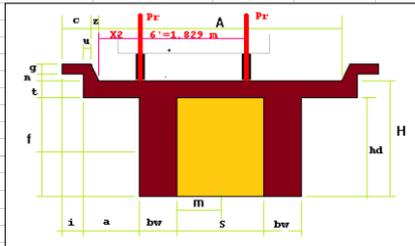
Momento por sobrecarga	AASHTO	V =	500.000 Lb/pie	H = g + n ≤ 10'
Debido a la carga lateral de 760 Kg/m		V =	0.760 Tn/m	
		H = g + n =	0.250 m	BIEN
		USAR H =	0.250 m	
M = V*H		M =	0.190 Tn-m/m	
Mu = 1,25*M _D +1,75*(M _L +M _I)		Mu =	0.333 Tn-m/m	
Esta sección tiene un peralte de aprox. (cm) =	25.00	recub. =	5.00 cm	
		d =	20.00 cm	
As = M / (φ*fy*(d-a/2))		a = As*fy/(0,85*fc*b)		
Mu = φ*fc*b*d ² *ω*(1+ω ^{1,70})		ω = ρ*fy/φc		
ω1 = (1,7+(1,7 ² -4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d ²))) ^{0,5})/2		ω1 =	1.696695	ρ1 = 0.113113
ω2 = (1,7-(1,7 ² -4*(1,7*Mu/(φ*fc*b*d ²))) ^{0,5})/2		ω2 =	0.003305	ρ2 = 0.000220
		As ₁ =	226.226 cm ²	
		As ₂ =	0.441 cm ²	
Usamos:		As _{us} =	0.441 cm ²	a = 0.08 cm
verificando la cuantía mínima				
As mín = 14*b*d/φy		As mín =	6.667 cm ² /m	
As mín < As		FALSO	USAR CUANTIA MINIMA	
Tomamos		As =	6.667 cm²/m	
Cálculo del espaciamiento				
@ = Aφ ² /At				
Si consideramos acero 1/2"		Aφ =	1.267 cm ²	
		@ =	19.002 cm	
Usar acero 1/2"		@ =	18.00 cm	

Dado que las cargas sobre la vereda no deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de las ruedas, este es el único momento en la sección. Haciendo pasar las varillas de la vereda se está del lado de la seguridad.

Chequeo por cortante						
Vu = 1,25*V _D +1,75*(V _L +V _I)						
Cortante por sobrecarga =		V _L =	0.760 Tn/m			
		Vu =	1.330 Tn/m			
Fuerza cortante que absorbe el concreto:						
Vc = 0,53*(fc) ^{1/2} *b*d		Vc =	17.737 Tn/m			
		φVc =	15.077 Tn/m			
φVc ≥ Vu	15.077	≥	1.330		VERDADERO	BIEN

E.- DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL AREA DE INFLUENCIA DE VIGA

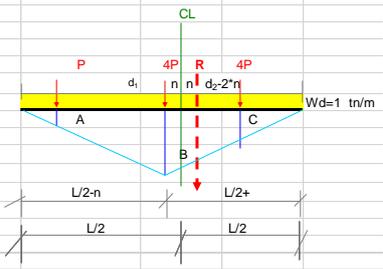
Elemento	Medidas (m)	Medidas	Carga
losa =	0,30*(1,30+0,80+3,50/2)	t*(a+bw+S/2)*2,40 Tn/m	2.772 Tn/m
viga =	0,60*0,80	f*bw*2,40 Tn/m ³	1.152 Tn/m
asfalto =	0,025*7,20/2	e*A/2*2,00 Tn/m ³	0.180 Tn/m
vereda =	0,90*0,20	c*g*2,40 Tn/m ³	0.432 Tn/m
volado =	0,20*(0,05+0,05*(0,20+0,05)/2)	u*n+z*(g+n)/2*2,4 Tn/m ³	0.039 Tn/m
pasamanos =	0,10*0,15	p*q*2,40 Tn/m ³	0.036 Tn/m
postes =	(0,25+0,20)/2*0,65*0,2/2,179		0.032 Tn/m
acera (extraord.) =	0,90*0,40 Tn/m ²	c*0,40 Tn/m ²	0.360 Tn/m
		wd =	5.003 Tn/m



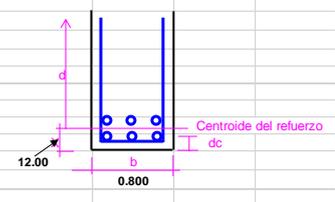
Según BARET, cálculo de n :					
d ₁ = distancia entre eje delantero e intermedio (14')		d ₁ =	4.300 m		
d ₂ = distancia entre eje intermedio y posterior (14' - 30')		d ₂ =	4.300 m		
n = distancia del centro de luz a la sección donde se produce el Momento Flector Máximo según Baret		n =	0.717 m	X =	6.283333333 m
n = (4*d ₂ -d ₁)/18	Si d ₁ = d ₂ = d = 14'				
Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo :	Centro de Luz X =	7.000 m	Centro de luz X = L/2 =	7.000 m	

Peso propio por cada viga diafragma (W1) =	hd*ad*S/2*2,40 Tn/m ³	W1 =	0.735 Tn
Momento por viga diafragma (Mvd) :		Por Baret	
	Mvd	Mvd (Tn-m)	
Si son 3 vigas diafragmas	W1*(L-2*n)/4 =	2.309	d ₂ = 14', L ≥
Si son 4 vigas diafragmas	W1*(L/3) =	3.430	d ₂ = 30', L ≥
Si son 5 vigas diafragmas	W1*(L-n)/2 =	4.882	L >= 4*n
Si son 6 vigas diafragmas	W1*(3L/5) =	6.174	L >= 10*n
Si son 7 vigas diafragmas	W1*(3*L-2*n)/4 =	7.454	L >= 6*n
			A X m de la izq. Mvd (Tn-m)
			2.573
			4.267
			10.770
			7.180
			5.145
			7.112
			17.949
			10.770

Momento por peso propio viga diafragma (Mvd) :		Usamos Momento por diafragma					
	Por Baret :	Mvd =	2.309 Tn-m				
	En centro de Luz	Mvd =	2.573 Tn-m				
Momento por peso propio (Mpp) :		$Mpp = wd*(L/2-n)*(L/2+n)/2$	$Mpp = wd*(L-X)*X/2$				
	Por Baret :	Mpp =	121.294 Tn-m				
	En centro de Luz	Mpp =	122.579 Tn-m				
Momento Total Carga Muerta (M₀) = Mpp + Mvd							
	Por Baret :	M₀ =	123.603 Tn-m				
	En centro de Luz	M₀ =	125.151 Tn-m				
2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA							
2.1.- SOBRECARGA HL - 93							
	$Ms/c = P/L*[9*L^2/4-(d_1/2+2*d_2)*L+(4*n*d_2-n*d_1-9*n^2)]$						
	$Ms/c = P*X/L*(9*L-9*X-d_1-5*d_2)$	Si $X \leq d_1$					
	$Ms/c = P/L*[(L-X)*(9*X-d_1)-4*d_2*X]$	Si $d_1 < X \leq L-d_{12}$					
	$Ms/c = P*(L-X)/L*(9*X-d_1-5*d_2)$	Si $L-d_2 < X \leq L$					
	donde :						
	P = 8,157.00 Lb	P = 3,700.015 Kg					
	Por Baret :	M s/c = 38,998 Tn-m					
	En centro de Luz	M s/c = 38,388 Tn-m					
	Cálculo del coeficiente de concentración de cargas :	$X2 = 2' = 0.610$ m					
	$C_{cc} = 1+(A-10)/(bw+S)$	$C_{cc} = 1.966$					
	Por Baret :	M s/c = 76.655 Tn-m					
	En centro de Luz	M s/c = 75.454 Tn-m					
	CARGA DISTRIBUIDA	$Md=WL/8$	Md= 24.5				
	MOMENTO TOTAL	Por Baret :	Mt= 101.155				
	Ms/c+Md	En centro de Luz	Mt= 99.954				
2.3- CARGAS POR EJE TANDEM							
	$M = P_r*(L/2-n)*(L+2*n-d_r)/L$						
	$M = P_r*X/L*(2*L-2*X-d_r)$	Si $X \leq L/2$					
	$M = P_r*(L-X)/L*(2*X-d_r)$	Si $L/2 < X \leq L$					
	$P_r = 24,691.35$ Lb	$P_r = 11,200$ Tn					
	$d_r = 4'$	$d_r = 1,200$ m					
	Por Baret :	M et = 71,546 Tn-m					
	En centro de Luz	M et = 71,680 Tn-m					
	Por viga = M eq/2	Por Baret :	M eq = 35.773 Tn-m				
		En centro de Luz	M eq = 35.840 Tn-m				
	CARGA DISTRIBUIDA	$Md=WL/8$	Md= 24.5				
	MOMENTO TOTAL	Por Baret :	Mt= 60.273				
	Ms/c+Md	En centro de Luz	Mt= 60.340				
TOMANDO EL MAYOR MOMENTO (M_I)							
	Por Baret :	M_I = 101.155 Tn-m					
	En centro de Luz	M_I = 99.954 Tn-m					
3.0 MOMENTO POR IMPACTO							
	Tomamos ==>	l = 0.330					
	Momento de impacto	Por Baret :	M_i = 33.381 Tn-m				
		En centro de Luz	M_i = 32.985 Tn-m				
E1- DISEÑO POR SERVICIO							
VIGA T							
	Determinamos b :	El menor de los tres :					
	$b = < L/4$	b = 3,500 m					
	$(b - bw)/2 = < 8$ t	b = 5,600 m					
	$(b - bw)/2 = < S/2$	b = 4,300 m					
	Tomamos :	b = 3,500 m					
	Asumiremos para efectos de diseño	d = 60.00 cm	FALSO	REDUCIR d			
E2-DISEÑO POR ROTURA							
		Mu = 0.95*(1.25*M₀+1.75*(M_L+M_i))					
	Por Baret :	Mu = 370.444 Tn-m					
	En centro de Luz	Mu = 369.628 Tn-m					
	Tomando el mayor Momento (Mu) :	Mu = 370.444 Tn-m					
	Area de acero	$a = As*fy/(0.85*fc*b)$					
	$As = M / (\phi*fy*(d-a/2))$	$\rho = As/(b*d)$					
	$Mu = \phi*fc*b*d^2*\omega*(1+\alpha*1.70)$	$\omega = \rho*fy/fc$					
	$\omega 1 = (1.7+(1.7^2-4*(1.7*Mu/(\phi*fc*b*d^2)))^{0.5})/2$	$\omega 1 = 1.573992$	$\rho 1 = 0.104933$				
	$\omega 2 = (1.7-(1.7^2-4*(1.7*Mu/(\phi*fc*b*d^2)))^{0.5})/2$	$\omega 2 = 0.126008$	$\rho 2 = 0.008401$				
		$As_1 = 2,203.589$ cm ²	b debe ser mayor a: 128.4940392				
		$As_2 = 176.411$ cm ²					
	Usamos:	$As = 176.411$ cm ²	$a = 8.89$ cm				



Distribución del Acero									
Si consideramos acero 1"			$A\phi =$	5.07 cm ²	$\phi_{\text{barra}} =$	2.50 cm			
# barras = $A_s / A\phi$			# barras =	34.815 barras					
Usaremos :			# barras =	35.000 barras					
			# barras =	35 barras en	2 capas				
			$A_s =$	177.348 cm ²					
La distancia entre barras paralelas será no menor que:			$1,5 \phi_{\text{barra}} =$	3.75 cm					
			1,5 T.M.agregado =	3.75 cm					
			distancia entre barras = eh =	3.75 cm					
			recubrimiento lateral = rec = (1.50") =	3.75 cm					
			$\phi_{\text{estribo}} =$	3/8					
			Ancho mínimo de la viga $b = 2 \cdot \text{rec} + 2 \cdot \phi_{\text{est}} + (\# \text{ barras} - 1) \cdot \text{eh} + \# \text{ barras} \cdot \phi_{\text{barra}}$						
			Ancho mínimo de la viga $b =$	224.405 cm					
			Esto considerando solo una capa						
E3-VERIFICACIONES									
1.00	Verificación del peralte		$M_s = M_D + M_L + M_I$						
	Por Baret :		$M_s =$	258.139 Tn-m					
	En X :		$M_s =$	258.090 Tn-m					
	Tomando el mayor Mom (Ms)		$M_s =$	258.139 Tn-m					
	$d = (2 \cdot M_s / (f_c \cdot k \cdot b))^{(1/2)}$		$d =$	65.445 cm					
	H =	90.00 cm							
	$d < H - 13 \text{ cm} =$	77.00 cm							
									VERDADERO BIEN
2.00	Verificando la cuantía								
	Cálculo de la cuantía balanceada		$\rho b = (0,85 \cdot f_c \cdot \beta_1 / f_y) \cdot (0,003 E_s / (0,003 E_s + f_y))$		$\beta_1 =$	0.85			
			$\rho b =$	0.02833					
	Siendo :		$\rho_{\text{máx}} =$	0,75' $\rho b =$	0.02125				
	la cuantía de la viga es :		$\rho = A_s / (b \cdot d)$						
			$\rho =$	0.00845					
	$\rho < \rho_{\text{máx}}$				$\rho > \rho_{\text{mín}}$				VERDADERO BIEN
3.00	Para no verificar deflexiones		$\rho_{\text{máx}} =$	0,18 $f_c / f_y =$	0.01200				
	$\rho < \rho_{\text{máx}}$								VERDADERO BIEN
4.00	Verificando el eje neutro		$a = A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c \cdot b)$		$a \leq t$				
			$a =$	8.942 cm					
			$t =$	30.000 cm					
	$a \leq t$								VERDADERO BIEN
5.00	Verificación por Fatiga en Servicio		$M_f = 0,75 \cdot (M_L + M_I)$						
			$M_f =$	100.90 Tn-m					
	$f_{s_{\text{máx}}} = M_a / (A_s \cdot j \cdot d)$		$f_{s_{\text{máx}}} =$	1,072.610 Kg/cm ²					
	Momento mínimo por servicio		$M_{\text{mín}} = M_D$						
			$M_{\text{mín}} =$	125.151 Tn-m					
	$f_{s_{\text{mín}}} = M_{\text{mín}} / (A_s \cdot j \cdot d)$		$f_{s_{\text{mín}}} =$	1,330.387 Kg/cm ²					
	Rango de esfuerzos actuantes		$\Delta f = f_{s_{\text{máx}}} - f_{s_{\text{mín}}}$						
			$\Delta f =$	-257.778 Kg/cm ²					
	Rango de esfuerzos admisibles		$f_t = 1470 - 0,33 f_{s_{\text{mín}}} + 551,2 (r/h)$		se puede asumir	$r/h =$	0.3		
			$f_t =$	1,196.332 Kg/cm ²					
	Se debe cumplir que :		$f_t > \Delta f$						VERDADERO BIEN
6.00	Verificación por Agrietamiento								
	Esfuerzo máximo admisible		$f_{s_{\text{máx}}} = Z (d_c \cdot A)^{(1/3)}$						
	Exposición moderado		$Z =$	30,000.00 Kg/cm ²					
	Exposición severa		$Z =$	23,000.00 Kg/cm ²					
	Usamos :		recubrimiento =	5.08 cm		espac. vertic (ev) =	3.81 cm.		
			$d_c =$	7.28 cm					
			$X =$	12.00 cm					
									< 30.00 cm
	Usamos :		$A = 2 \cdot X \cdot b / \# \text{barras}$		$X =$	12.000 cm			
			$A =$	54.857					
			$f_{s_{\text{máx}}} =$	3,122.889 Kg/cm ²					
			$f_{s_{\text{act}}} =$	1,072.610 Kg/cm ²					
	$f_{s_{\text{act}}} < f_{s_{\text{máx}}}$								VERDADERO BIEN
7.00	Verificación por Corte								
	Si se realiza el cálculo a la distancia X del apoyo izquierdo :		$X =$	7.000 m		Centro de luz $X = L/2$			
	POR PESO PROPIO								
	$V_{dpp} = w \cdot (L - 2 \cdot X) / 2$		$V_{dpp} =$	0.000 Tn					
	$V_{dvd} = W \cdot 1 / (\# \text{ diafragmas} / 2 - \# \text{ diafragmas} / 2 + 1)$		$V_{dvd} =$	1.103 Tn					
	$V_D = V_{dpp} + V_{dvd}$		$V_D =$	1.103 Tn					
	POR SOBRECARGA HL - 93								
	$V_L = (P/L) \cdot ((4Ccc1 + 5Ccc) \cdot (L - X) - Ccc \cdot d_1 - 5 \cdot Ccc \cdot d_2)$								
	$V_L = (P/L) \cdot ((4Ccc1 + 5Ccc) \cdot X - Ccc \cdot d_1 - 5 \cdot Ccc \cdot d_2)$								
			$V_L \text{ S/C} =$	19.325 Tn					
	POR SOBRECARGA EQUIVALENTE								
	$V_L \text{ eq} = P_v \cdot (L - X) / L + W \cdot (L - 2 \cdot X) / 2$		$V_L \text{ eq} =$	11.794 Tn					
	$P_v = 26,000 \text{ Lb}$		$P_v =$	11.794 Tn					
	$W = 645 \text{ Lb/pie}$		$W =$	0.960 Tn/m					
			$V_L \text{ eq} =$	5.897 Tn					
	Por viga = $V_L \text{ eq} / 2$		$V_L \text{ eq} =$	2.948 Tn					
	POR SOBRECARGA EJE TANDEM								
	$V_L \text{ et} = P_1 \cdot (2 \cdot L - 2 \cdot X - d_1) / L$								
	$V_L \text{ et} = P_1 \cdot (2 \cdot X - d_1) / L$								
			$V_L \text{ et} =$	10.240 Tn					
	Por viga = $V_L \text{ et} / 2$		$V_L \text{ et} =$	5.120 Tn					
	TOMANDO EL MAYOR CORTANTE (V I)		$V_L =$	19.325 Tn					



POR IMPACTO		$V_i = 1.3 V_L$	$V_i =$	6.377 Tn
DISEÑO POR ROTURA		$V_u = 1.3(V_D + 5/3(V_L + V_i))$	$V_u =$	57.120 Tn
Esfuerzo cortante último		$u_u = V_u / (b \cdot d)$	$u_u =$	11.900 Kg/cm²
Esfuerzo cortante resistente de concreto		$u_c = (0.5(f'c)^{1/2} + 175 \rho \cdot V_u \cdot d / Mu)$	$\rho =$	0.00845
$175 \rho \cdot V_u \cdot d / Mu \leq 1,00$		para esfuerzo de corte	$V_u \cdot d / Mu =$	0.093 USAR = 0.093
			$\phi =$	0.85
			$u_c =$	8.503 Kg/cm²
			$\phi u_c =$	7.538 Kg/cm ²
			$\phi u_c =$	7.228 Kg/cm²
		$u_u < \phi u_c$	FALSO	SI NECESITA ESTRIBOS
Usando estribos de $\phi = 1/2"$		$S = Av \cdot fy / ((u_u - \phi u_c) \cdot b)$	$Av =$	2.534 cm ²
			$S =$	28.469 cm
			$S \leq d / 2 =$	30.00 cm
Si $V_u > 0.5 \phi V_c$, $A_{min} = 3.5 \cdot bw \cdot S / fy$		$V_u > 0.5 \phi V_c$	$S_{m\acute{a}x} =$	38.00 cm
Colocar estribo de 1/2"				
				5 @ 0.10
				7 @ 0.20
				10 @ 0.30
				Resto @ 0.40

8.00 ACERO LATERAL	Quando la viga tiene mas de 2' (0,61 m) de alto
$A_{SL} = 10\% A_{sp}$	$A_{SL} =$ 17.735 cm²
El espaciamiento entre barras :	
El menor de :	30 cm = 30.00 cm
	$bw =$ 80.00 cm
Usamos	S = 30.000 cm
Numero de fierros será:	# fierros = $(H - 15) / S$
	# fierros = 2.550
Usamos	# fierros = 2.00 unidades por lado
	$A_s =$ 4.434 cm ² / barra
lo cual es aproximadamente una varilla de	$\phi = 5/8"$
	$A_{\phi} =$ 1.979 cm ²

F.- DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

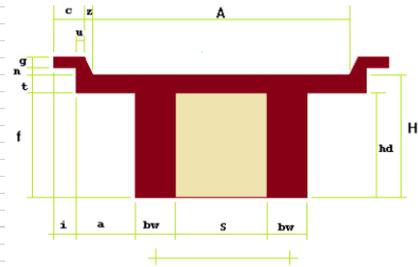
1.0 MOMENTO POR PESO PROPIO

Según datos las dimensiones son :

Ancho vigas diafragmas	(ad)=	0.500
Peralte vigas diafragmas	(hd)=	0.350
Separacion de vigas entre ejes	(S + bw)	4.300

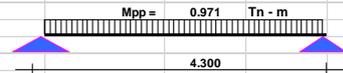
Metrado de Cargas Peso Propio :

Elemento	Medidas (m)	Medidas	Carga
Viga diafragma	0.50 * 0.35 * 2400 kg/m3	(ad * hd) * 2,40 Tn/m3	0.420 Tn/m
		W pp	0.420 Tn/m



Momento Peso Propio : $\frac{w \cdot l^2}{8}$

$M_{pp} =$ **0.971 Ton - m**



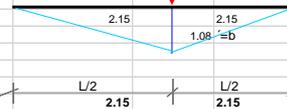
2.0 MOMENTO POR SOBRECARGA E IMPACTO

(S/C) + I impacto

$M_{s/c} = P \cdot b =$ 15.51 Ton - m

$M_{s/c} =$ **15.51 Ton - m**

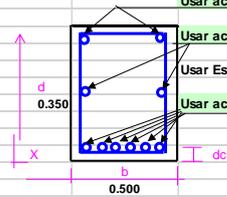
$P =$ **14.4300593** (s/c + Impacto)
16.000 Klb+0.3%



Momento total = $M = M_{pp} + M_{s/c}$

M = 16.483 Ton - m

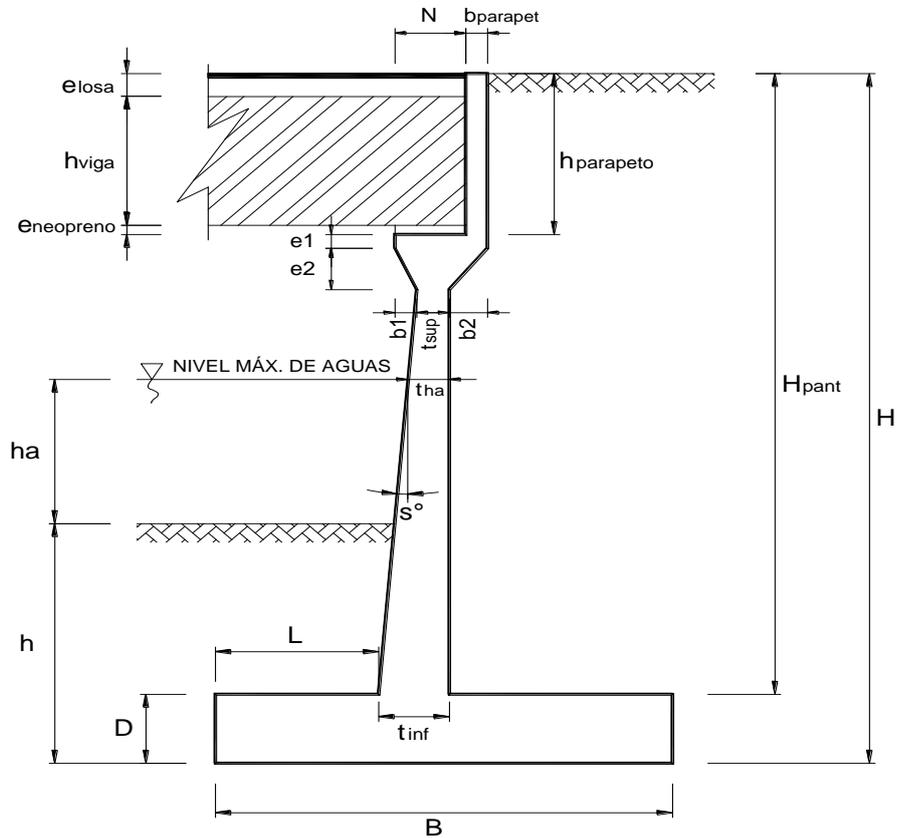
3.0 DISEÑO POR SERVICIO		M =	16.483 Ton - m
fy =	4200 Kg/cm2		
fc =	280 Kg/cm2		
fc = 0.4*fc	112 Kg/cm2		
fs = 0.4*fy	1680 Kg/cm2		
r = fs / fc	15		
Es =	2000000 Kg/cm2		
Ec = 15,000 (fc)(1/2) =	25098.008 Kg/cm2		
n = Es/Ec >= 6	7.968190729		
Usar n =	8		
k = n / (n + r)	0.347826087		
j = 1 - k / 3	0.884057971		
fc*j*k =	34.43982357		
VERIFICACION DEL PERALTE			
Hallando los momentos por servicio	Ms = Mo + ML + Mi	Ms =	16.483 Tn-m/m
El peralte mínimo es :	$d = (2*Ms/(fc*j*k*b))^{(1/2)}$	d req. =	30.939 cm
considerando recubrimiento de 1" y suponiendo el empleo de estribo de fierro de $\phi=3/8"$ (0.953 cm), el peralte será como máximo :			
	recubr. =	2.540 cm	
	estribo =	3/8	0.953 cm
d = t - rec. - est./2	d asum. =	33.254 cm	
Se debe cumplir	d asum. > d req.	VERDADERO BIEN	
DISEÑO POR SERVICIO			
As = Ms/(fs*j*d)	As =	33.374 cm ² /m	
verificando la cuantía mínima			
As mín = 14*b*d/fy	As mín =	5.542 cm ² /m	
As mín < As	VERDADERO BIEN		
Tomamos	As =	33.374 cm ² /m	
Si consideramos acero 3/4"	A ϕ =	2.850 cm ²	
Usar acero 3/4"		11.71 barras	
Entonces se tiene que se usara acero de 3/4"		12	barras de acero de 3/4"
4.0 DISEÑO POR ROTURA			
1.0 Acero Principal			
1.1 Acero positivo y negativo			
M+/- = 1,25*M _D +1,75*(M _L +M _i)	M+/- =	17.307 Tn-m	
As = M / (ϕ *fy*(d-a/2)	a = As*fy/(0,85*fc*b)	30420	
Mu = ϕ *fc*b*d ² * ω *(1+ ω /1,70)	$\omega = \rho$ *fy/fc	$\rho = As/(b*d)$	0.56894118
$\omega 1 = (1,7+(1,7^2-4*(1,7*Mu/(\phi*fc*b*d^2)))^{0,5})/2$	$\omega 1 =$	1.565076	$\rho 1 =$ 0.104338
$\omega 2 = (1,7-(1,7^2-4*(1,7*Mu/(\phi*fc*b*d^2)))^{0,5})/2$	$\omega 2 =$	0.134924	$\rho 2 =$ 0.008995
Usamos:	As ₁ =	173.482 cm ²	
	As ₂ =	14.956 cm ²	
	As _{u.} =	14.956 cm ²	a = 2.64 cm
verificando la cuantía mínima			
As mín = 14*b*d/fy	As mín =	5.542 cm ² /m	
As mín < As	VERDADERO BIEN		
Tomamos	As _{u.} =	14.956 cm ² /m	
Si consideramos acero 3/4"	A ϕ =	2.850 cm ²	
Usar acero 3/4"		5.25 barras	
Entonces se tiene que se usara acero de 3/4"		8	barras de acero de 3/4"
Distribución del Acero			
Si consideramos acero 3/4"	A ϕ =	2.850 cm ²	ϕ _{barras} = 1.91 cm
# barras = As / A ϕ	# barras =	5.247 barras	
Usaremos :	# barras =	8.000	
	# barras =	8 barras en	1 capas
	As =	22.802 cm ²	
La distancia entre barras paralelas será no menor que:			
	1,5 ϕ _{barras} =	2.86 cm	
	1,5 T.M.agregado :	2.38 cm	
	distancia entre barras = eh =	2.86 cm	
	recubrimiento lateral = rec = (2") =	4.78 cm	
	ϕ estribo =	3/8	0.95 cm
	Ancho mínimo de la viga b = 2*rec+2*(# barras-1)*eh+#barras* ϕ barras	46.6979 cm	
	Ancho mínimo de la viga b =	46.6979 cm	
	VERDADERO BIEN		
Usar acero 3/4"	2	barras de ϕ 3/4"	
Usar acero 3/4"	2	barras de ϕ 3/4"	
Usar Estribo de 3/8" @ 0.15			
Usar acero 3/4"	6	barras de ϕ 3/4"	



DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO:	PUENTE SECHIN
DESCRIPCION:	ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD:	14.00 m
ANCHO TOTAL:	9.10 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA:	12/06/2018



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	8.46 m	8.46 m	Dato
h	4.50 m	4.50 m	Dato
(1) B=0.6H	5.08 m	5.50 m	Criterio
(1) D=0.1H	0.85 m	1.50 m	Criterio
t _{sup}	0.60 m	0.60 m	Valor mínimo
(1) t _{inf} =0.2H	1.69 m	2.00 m	Criterio
(1) L=B/3	1.69 m	1.75 m	Criterio
e _{losa}	0.30 m	0.30 m	Dato
h _{viga}	0.60 m	0.60 m	Dato
e _{neopreno}	0.10 m	0.10 m	Dato
h _{parapeto}	1.00 m	1.00 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
b _{parapeto}	0.40 m	0.40 m	Asumido
e1	0.25 m	0.25 m	Asumido
e2	0.65 m	0.65 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b1	0.20 m	0.20 m	Asumido
b2	0.60 m	0.60 m	Asumido
s°	15.18°	15.18°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0.23 m	--	Según Norma MTC
N	1.00 m	1.00 m	Calculado
h _a	1.56 m	1.56 m	Dato
t _{ha}	0.76 m	0.76 m	Calculado
H _{pant}	6.96 m	6.96 m	Calculado

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: PUENTE SECHIN
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 14.00 m
ANCHO TOTAL: 9.10 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 6/06/2018

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1.50 μ = 0.80
 F.S.V.= 2.00 σ = 19.45 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	28.53	13.75	0.06	0.00	21.18
RESISTENCIA 1	28.53	13.75	0.06	0.00	21.18
RESISTENCIA 1	28.53	13.75	0.06	0.00	21.18
RESISTENCIA 1	28.53	13.75	0.06	0.00	21.18
EV. EXTREMO 1	40.65	3.93	0.02	0.67	22.63
EV. EXTREMO 1	40.65	3.93	0.02	0.67	22.63
EV. EXTREMO 1	40.65	3.93	0.02	0.67	22.63
EV. EXTREMO 1	40.65	3.93	0.02	0.67	22.63

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	80.46	58.18	0.66	0.00	69.65
RESISTENCIA 1	80.46	58.18	0.66	0.00	69.65
RESISTENCIA 1	80.46	58.18	0.66	0.00	69.65
RESISTENCIA 1	80.46	58.18	0.66	0.00	69.65
EV. EXTREMO 1	141.96	16.62	0.19	5.30	82.04
EV. EXTREMO 1	141.96	16.62	0.19	5.30	82.04
EV. EXTREMO 1	141.96	16.62	0.19	5.30	82.04
EV. EXTREMO 1	141.96	16.62	0.19	5.30	82.04

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	41.04	0.06	1.28	0.42	0.70	52.60	14.33	-14.55	47.95
RESISTENCIA 1	41.04	0.14	1.28	0.42	0.70	52.60	14.33	-14.55	47.98
RESISTENCIA 1	57.00	0.06	1.28	0.42	0.70	52.60	14.33	-14.55	55.93
RESISTENCIA 1	57.00	0.14	1.28	0.42	0.70	52.60	14.33	-14.55	55.96
EV. EXTREMO 1	41.04	0.06	0.37	0.12	0.20	56.58	4.09	-14.55	43.96
EV. EXTREMO 1	41.04	0.14	0.37	0.12	0.20	56.58	4.09	-14.55	44.00
EV. EXTREMO 1	57.00	0.06	0.37	0.12	0.20	56.58	4.09	-14.55	51.94
EV. EXTREMO 1	57.00	0.14	0.37	0.12	0.20	56.58	4.09	-14.55	51.98

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	124.17	0.21	4.43	1.46	2.42	253.56	66.27	-40.01	206.26
RESISTENCIA 1	124.17	0.48	4.43	1.46	2.42	253.56	66.27	-40.01	206.39
RESISTENCIA 1	172.45	0.21	4.43	1.46	2.42	253.56	66.27	-40.01	230.40
RESISTENCIA 1	172.45	0.48	4.43	1.46	2.42	253.56	66.27	-40.01	230.54
EV. EXTREMO 1	124.17	0.21	1.27	0.42	0.69	275.45	18.94	-40.01	190.56
EV. EXTREMO 1	124.17	0.48	1.27	0.42	0.69	275.45	18.94	-40.01	190.70
EV. EXTREMO 1	172.45	0.21	1.27	0.42	0.69	275.45	18.94	-40.01	214.71
EV. EXTREMO 1	172.45	0.48	1.27	0.42	0.69	275.45	18.94	-40.01	214.84

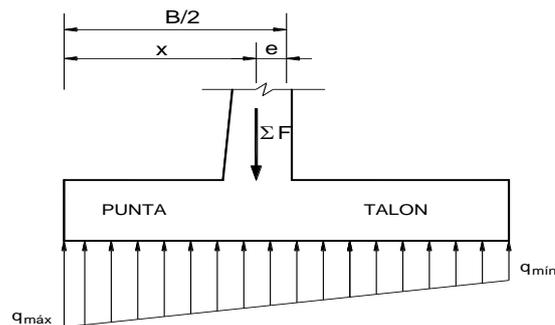
4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1.811	OK!
RESISTENCIA 1	1.813	OK!
RESISTENCIA 1	2.113	OK!
RESISTENCIA 1	2.114	OK!
EV. EXTREMO 1	1.554	OK!
EV. EXTREMO 1	1.555	OK!
EV. EXTREMO 1	1.836	OK!
EV. EXTREMO 1	1.837	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R/\Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	2.961	OK!
RESISTENCIA 1	2.963	OK!
RESISTENCIA 1	3.308	OK!
RESISTENCIA 1	3.310	OK!
EV. EXTREMO 1	2.323	OK!
EV. EXTREMO 1	2.325	OK!
EV. EXTREMO 1	2.617	OK!
EV. EXTREMO 1	2.619	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO



$$B/6 = 0.92 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)	qmax (Ton/m)	qmin (Ton/m)			
RESISTENCIA 1	2.849	0.099	OK!	9.66	OK!	7.77	OK!
RESISTENCIA 1	2.850	0.100	OK!	9.67	OK!	7.78	OK!
RESISTENCIA 1	2.874	0.124	OK!	11.55	OK!	8.79	OK!
RESISTENCIA 1	2.875	0.125	OK!	11.56	OK!	8.79	OK!
EV. EXTREMO 1	2.469	0.281	OK!	10.44	OK!	5.54	OK!
EV. EXTREMO 1	2.470	0.280	OK!	10.44	OK!	5.55	OK!
EV. EXTREMO 1	2.554	0.196	OK!	11.46	OK!	7.43	OK!
EV. EXTREMO 1	2.555	0.195	OK!	11.46	OK!	7.44	OK!

DEFINICION DE CARGAS

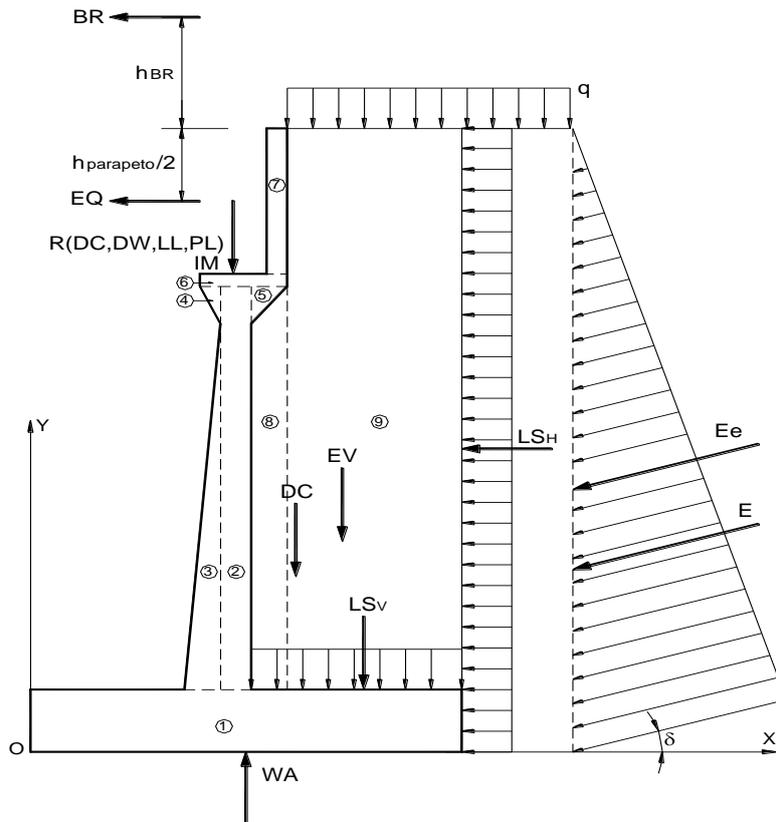
PROYECTO: PUENTE SECHIN
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 14.00 m
ANCHO TOTAL: 9.10 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 6/06/2018

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2.40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 2.85 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 40.1^\circ$
 (1) $A = 0.30$
 (2) % Impacto = 33.00%
 (3) $q = 4.68 \text{ Ton/m}$

Reacciones debido a:

$R(\text{DC}) = 60.55 \text{ Ton}$
 $R(\text{DW}) = 0.84 \text{ Ton}$
 $R(\text{LL}) = 6.68 \text{ Ton}$
 $R(\text{PL}) = 3.65 \text{ Ton}$



2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	8.25	19.80	2.75	54.45
2	3.43	8.22	3.45	28.37
3	3.54	8.50	2.68	22.81
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.07	0.16	3.08	0.48
5	0.20	0.47	3.95	1.85
6	0.35	0.84	3.65	3.07
7	0.40	0.96	4.15	3.98
Σ	--	38.95	--	115.01
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	3.23	9.21	4.05	37.29
9	8.00	22.81	4.93	112.35
Σ	--	32.02	--	149.64

$\text{DC} = 38.95 \text{ Ton}$
 $x = 2.95 \text{ m}$

$\text{EV} = 32.02 \text{ Ton}$
 $x = 4.67 \text{ m}$

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$DC= 6.65 \text{ Ton/m}$$
$$x= 3.45 \text{ m}$$

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$DW= 0.09 \text{ Ton/m}$$
$$x= 3.45 \text{ m}$$

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\delta=\phi/2= 20.05^\circ$$
$$\gamma_m= 2.85 \text{ g/cm}^3$$
$$(4) K_a= 0.1985$$
$$k_h=A/2= 0.15$$
$$\theta= 8.53^\circ$$
$$(5) K_e= 0.2829$$

Empuje estático:

$$E= 20.25 \text{ Ton}$$
$$EH= 19.02 \text{ Ton}$$
$$EV= 6.94 \text{ Ton}$$
$$y= 2.82 \text{ m}$$
$$x= 5.50 \text{ m}$$

Empuje dinámico:

$$E_e= 28.85 \text{ Ton}$$
$$EHe= 27.10 \text{ Ton}$$
$$EVe= 9.89 \text{ Ton}$$
$$\Delta E_e= 8.60 \text{ Ton}$$
$$(6) y= 3.49 \text{ m}$$
$$x= 5.50 \text{ m}$$

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL= 0.73 \text{ Ton/m}$$
$$x= 3.45 \text{ m}$$

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

$$IM= 0.24 \text{ Ton/m}$$
$$x= 3.45 \text{ m}$$

8. FUERZA DE FRENADO Y ACCELERACION (BR):

$$BR=5\%LL= 0.04 \text{ Ton}$$
$$(7) h_{BR}= 1.80 \text{ m}$$
$$y= 10.26 \text{ m}$$

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

$$PL= 0.40 \text{ Ton/m}$$
$$x= 3.45 \text{ m}$$

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$p_H= 0.93 \text{ Ton/m}$$
$$LS_H= 7.86 \text{ Ton}$$
$$y= 4.23 \text{ m}$$
$$LS_V= 8.19 \text{ Ton}$$
$$x= 4.63 \text{ m}$$

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

WA= -14.55 Ton
x= 2.75 m

12. FUERZA SISMICA (EQ):

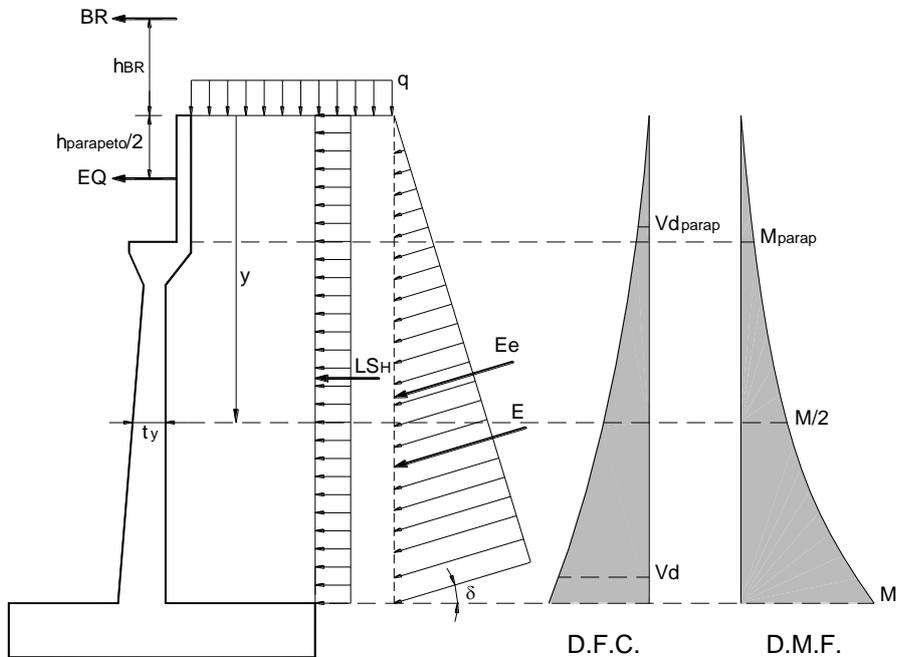
EQ=10%DC= 0.67 Ton
y= 7.96 m

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
<i>RESISTENCIA 1</i>	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	0.50
<i>RESISTENCIA 1</i>	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	0.50
<i>RESISTENCIA 1</i>	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	0.50
<i>RESISTENCIA 1</i>	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	0.50
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0.90	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	0.50
<i>EV. EXTREMO 1</i>	0.90	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	0.50
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1.25	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	0.50
<i>EV. EXTREMO 1</i>	1.25	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	0.50

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE SECHIN
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 14.00 m
ANCHO TOTAL: 9.10 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 6/06/2018



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$y = 6.96 \text{ m}$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	19.04	11.23	0.06	0.00	15.17
RESISTENCIA 1	19.04	11.23	0.06	0.00	15.17
RESISTENCIA 1	19.04	11.23	0.06	0.00	15.17
RESISTENCIA 1	19.04	11.23	0.06	0.00	15.17
EV. EXTREMO 1	27.12	3.21	0.02	0.67	15.51
EV. EXTREMO 1	27.12	3.21	0.02	0.67	15.51
EV. EXTREMO 1	27.12	3.21	0.02	0.67	15.51
EV. EXTREMO 1	27.12	3.21	0.02	0.67	15.51

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	44.80	39.38	0.56	0.00	42.37
RESISTENCIA 1	44.80	39.38	0.56	0.00	42.37
RESISTENCIA 1	44.80	39.38	0.56	0.00	42.37
RESISTENCIA 1	44.80	39.38	0.56	0.00	42.37
EV. EXTREMO 1	79.05	11.25	0.16	3.97	47.21
EV. EXTREMO 1	79.05	11.25	0.16	3.97	47.21
EV. EXTREMO 1	79.05	11.25	0.16	3.97	47.21
EV. EXTREMO 1	79.05	11.25	0.16	3.97	47.21

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 4.890 \text{ m}$
 $t_y = 1.427 \text{ m}$
 $M_u = 47.21 \text{ Ton-m}$
 $M_{u/2} = 23.64 \text{ Ton-m}$

OK!

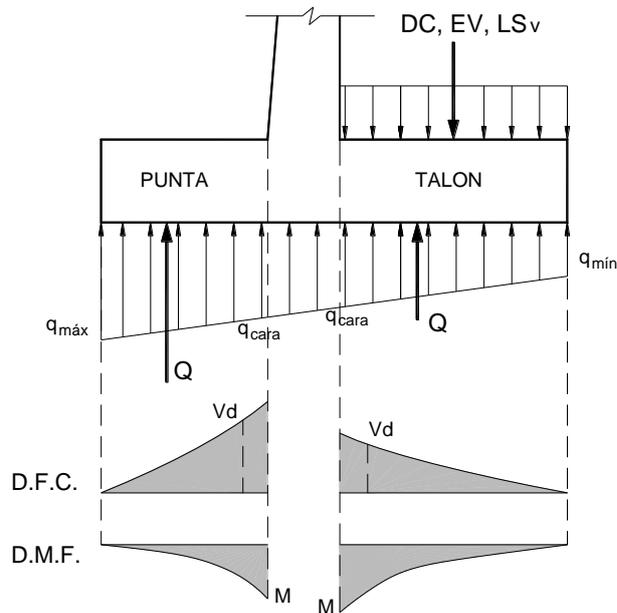
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	22.12	19.44	0.43	0.00	20.99
RESISTENCIA 1	22.12	19.44	0.43	0.00	20.99
RESISTENCIA 1	22.12	19.44	0.43	0.00	20.99
RESISTENCIA 1	22.12	19.44	0.43	0.00	20.99
EV. EXTREMO 1	39.02	5.55	0.12	2.59	23.64
EV. EXTREMO 1	39.02	5.55	0.12	2.59	23.64
EV. EXTREMO 1	39.02	5.55	0.12	2.59	23.64
EV. EXTREMO 1	39.02	5.55	0.12	2.59	23.64

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣVd
RESISTENCIA 1	0.36	1.54	0.06	0.00	0.98
RESISTENCIA 1	0.36	1.54	0.06	0.00	0.98
RESISTENCIA 1	0.36	1.54	0.06	0.00	0.98
RESISTENCIA 1	0.36	1.54	0.06	0.00	0.98
EV. EXTREMO 1	0.51	0.44	0.02	0.67	0.82
EV. EXTREMO 1	0.51	0.44	0.02	0.67	0.82
EV. EXTREMO 1	0.51	0.44	0.02	0.67	0.82
EV. EXTREMO 1	0.51	0.44	0.02	0.67	0.82

COMBINACIÓN	MOMENTO M _{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	0.92	0.81	0.18	0.00	0.96
RESISTENCIA 1	0.92	0.81	0.18	0.00	0.96
RESISTENCIA 1	0.92	0.81	0.18	0.00	0.96
RESISTENCIA 1	0.92	0.81	0.18	0.00	0.96
EV. EXTREMO 1	1.63	0.23	0.05	0.33	1.12
EV. EXTREMO 1	1.63	0.23	0.05	0.33	1.12
EV. EXTREMO 1	1.63	0.23	0.05	0.33	1.12
EV. EXTREMO 1	1.63	0.23	0.05	0.33	1.12

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	CORTANTE V _d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣV _d
RESISTENCIA 1	8.374	-5.51	-14.33	-43.23	15.33	-23.87
RESISTENCIA 1	8.379	-5.51	-14.33	-43.23	15.34	-23.86
RESISTENCIA 1	9.667	-7.65	-14.33	-43.23	18.03	-23.59
RESISTENCIA 1	9.672	-7.65	-14.33	-43.23	18.05	-23.58
EV. EXTREMO 1	7.101	-5.51	-4.09	-43.23	14.91	-18.96
EV. EXTREMO 1	7.110	-5.51	-4.09	-43.23	14.92	-18.95
EV. EXTREMO 1	8.711	-7.65	-4.09	-43.23	17.14	-18.91
EV. EXTREMO 1	8.720	-7.65	-4.09	-43.23	17.15	-18.91

COMBINACIÓN	q _{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	8.374	-4.96	-12.54	-37.82	14.14	-20.59
RESISTENCIA 1	8.379	-4.96	-12.54	-37.82	14.15	-20.59
RESISTENCIA 1	9.667	-6.89	-12.54	-37.82	16.72	-20.26
RESISTENCIA 1	9.672	-6.89	-12.54	-37.82	16.74	-20.26
EV. EXTREMO 1	7.101	-4.96	-3.58	-37.82	14.28	-16.04
EV. EXTREMO 1	7.110	-4.96	-3.58	-37.82	14.29	-16.04
EV. EXTREMO 1	8.711	-6.89	-3.58	-37.82	16.14	-16.08
EV. EXTREMO 1	8.720	-6.89	-3.58	-37.82	16.15	-16.07

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
		RESISTENCIA 1	9.060	-5.51
RESISTENCIA 1	9.070	-5.51	15.93	5.21
RESISTENCIA 1	10.670	-7.65	18.88	5.62
RESISTENCIA 1	10.679	-7.65	18.90	5.63
EV. EXTREMO 1	8.883	-5.51	16.43	5.46
EV. EXTREMO 1	8.888	-5.51	16.43	5.46
EV. EXTREMO 1	10.176	-7.65	18.39	5.37
EV. EXTREMO 1	10.181	-7.65	18.39	5.37

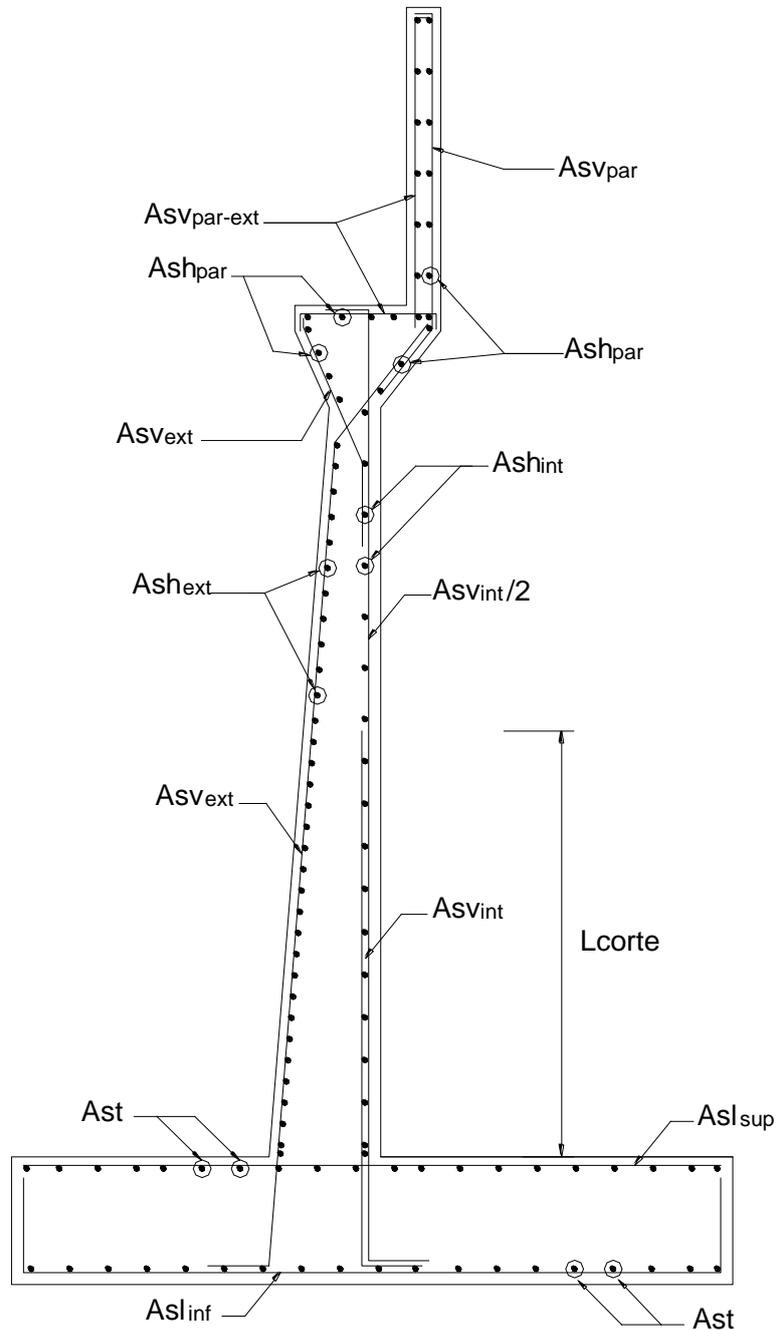
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
		RESISTENCIA 1	9.060	-4.96
RESISTENCIA 1	9.070	-4.96	15.12	5.08
RESISTENCIA 1	10.670	-6.89	18.13	5.62
RESISTENCIA 1	10.679	-6.89	18.15	5.63
EV. EXTREMO 1	8.883	-4.96	16.79	5.91
EV. EXTREMO 1	8.888	-4.96	16.79	5.91
EV. EXTREMO 1	10.176	-6.89	18.20	5.65
EV. EXTREMO 1	10.181	-6.89	18.20	5.65

DISEÑO ESTRUCTURAL

PROYECTO: PUENTE SECHIN
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 14.00 m
ANCHO TOTAL: 9.10 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA: 6/06/2018

1. DATOS

$f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $r(\text{pant}) = 0.05 \text{ m}$ $r(\text{zapata}) = 0.075 \text{ m}$
 $\phi(\text{Flexión}) = 0.90$ $\phi(\text{Corte}) = 0.90$



2. DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 155.64 \text{ Ton}$$

$$V_u = 15.51 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	47.21 Ton-m
d	1.95 m
a	1.13 cm
As	6.42 cm ²
ρ	0.0003
ρ_{min}	0.0020
#8	5.07 cm ²
Nº Aceros	7.69
s (Calculado)	13.00 cm
s (Redond.)	17 cm
As _{Vnt}	#8@17
Ld	0.63 m
Lcorte (calc)	2.70 m
Lcorte (redond)	2.80 m
As _{Vnt} /2	#8@34

USAR Asmin!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
As _{min}	39.00 cm ²
Nº Aceros	19.70
s (Calculado)	5.08 cm
s (Redond.)	6.5 cm
As _{Vext}	#5@6.5

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
ρ	0.0020
Ash	39.00 cm ²
Ash/3	13.00 cm ²
Nº Aceros	6.57
s (Calculado)	15.23 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	#5@15
#6	2.85 cm ²
2*Ash/3	26.00 cm ²
Nº Aceros	9.12
s (Calculado)	10.96 cm
s (Redond.)	10 cm
Ash _{ext}	#5@10

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
ρ	0.0020
Ash	27.55 cm ²
Ash/3	9.18 cm ²
Nº Aceros	4.64
s (Calculado)	21.56 cm
s (Redond.)	21.5 cm
Ash _{int}	#5@21.5
#6	2.85
2*Ash/3	18.36 cm ²
Nº Aceros	6.44
s (Calculado)	15.52 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{ext}	#5@15

RESUMEN:

Ash _{int}	#5,1@5,19@15,r@21.5
Ash _{ext}	#6,1@5,28@10,r@15

3. DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 27.94 \text{ Ton}$$

$$V_u = 0.98 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	1.12 Ton-m
d	0.35 m
a	0.15 cm
As	0.85 cm ²
ρ	0.0002
ρ_{\min}	0.0020
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	13.68
s (Calculado)	7.31 cm
s (Redond.)	9 cm
AS _{vpar}	#6@9

USAR Asmir

ACERO VERTICAL EXTERIOR

AS _{vpar-ext}	#5@21.5
------------------------	---------

ACERO HORIZONTAL

AS _{hpar}	#5@21.5
--------------------	---------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 115.74 \text{ Ton}$$

$$V_u = -18.91 \text{ Ton} \quad \text{OK!}$$

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	-16.04 Ton-m
d	1.43 m
a	-0.52 cm
As	-2.97 cm ²
ρ	-0.0002
ρ_{\min}	0.0020
#8	5.07 cm ²
Nº Aceros	5.62
s (Calculado)	17.79 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{lint}	#8@15

Usar Asmin!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
As _{min}	28.50 cm ²
Nº Aceros	14.39
s (Calculado)	6.95 cm
s (Redond.)	9 cm
As _{lsup}	#5@9

ACERO TRANSVERSAL

As _t	#5@9
-----------------	------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 115.74 \text{ Ton}$$

$$V_u = 5.63 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	5.91 Ton-m
d	1.43 m
a	0.19 cm
As	1.10 cm ²
ρ	0.0001
ρ_{min}	0.0020
#8	5.07 cm ²
Nº Aceros	5.62
s (Calculado)	17.79 cm
s (Redond.)	15 cm
As _{inf}	#8@15

Usar As_{min}!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
As _{min}	28.50 cm ²
Nº Aceros	14.39
s (Calculado)	6.95 cm
s (Redond.)	9 cm
As _{sup}	#5@9

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#5@9
-----	------

PANEL FOTOGRAFÍCO

- ✓ **ESTADO ACTUAL DEL PUENTE SECHÍN**
- ✓ **CALICATAS**
- ✓ **LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO**
- ✓ **LABORATORIO DE SUELOS**

**ESTADO ACTUAL
DEL PUENTE
SECHÍN**



Estado actual del puente Sechín

Fuente: Propia



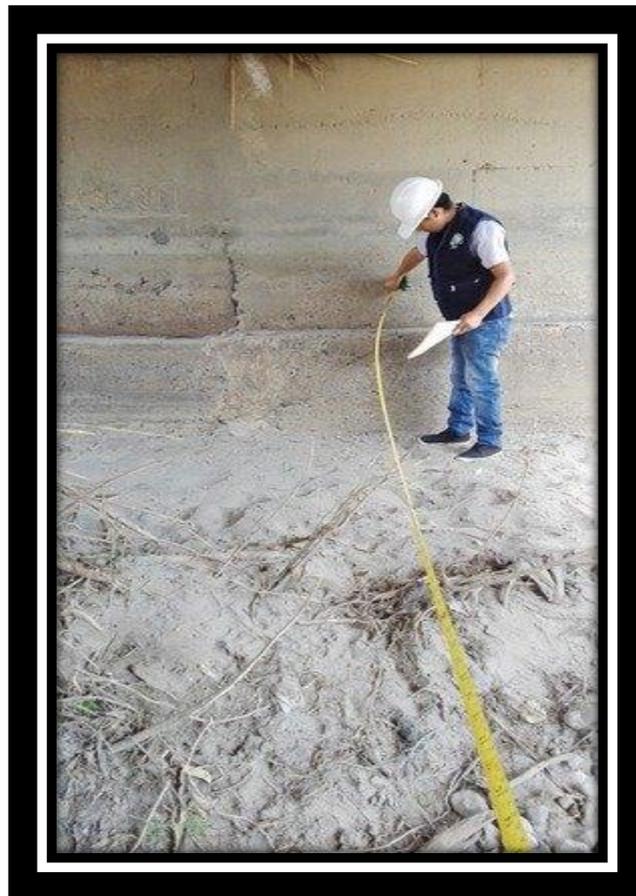
El rio Loco se encuentra en Sequia

Fuente: Propia



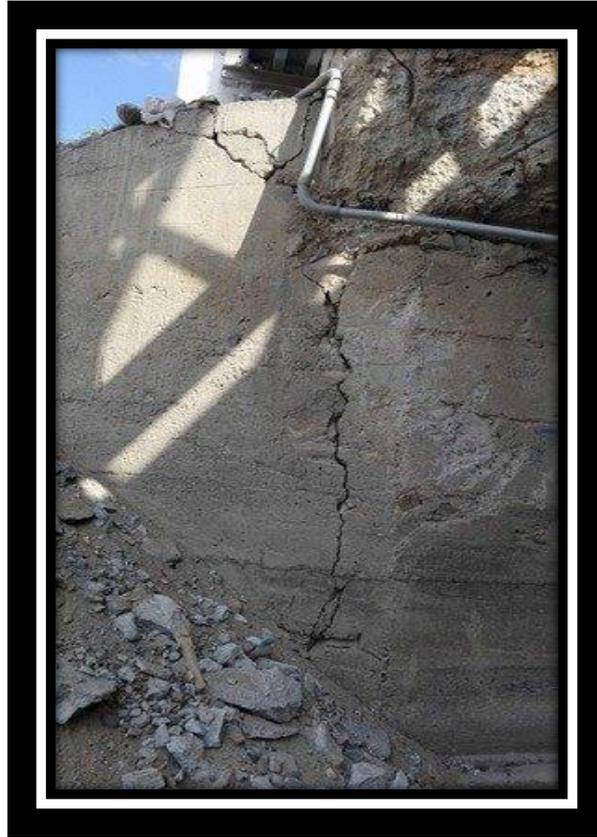
Tomando ubicación mediante un GPS-Electrónico

Fuente: Propia



Hallando longitud del puente antiguo

Fuente: Propia



Presenta una grieta producto de la llegada del Huaico

Fuente: Propia



La subestructura del puente antiguo fue colapsada por la mitad

Fuente: Propia



La superestructura del puente fue dañada en su mayoría

Fuente: Propia



La superestructura fue descascarada en sedimentación, se observa la parte interna.

Fuente: Propia



La superestructura no aguantó al gran caudal que fue desatado por el huaico en el presente año.

Fuente: Propia



Existe un problema social, acumulación de tránsito al pasar por el nuevo puente Bailey integrando por la empresa OHL, El problema es debido a la excesiva pendiente que existe al pasar por la estructura(puente).

Fuente: Propia

CALICATAS



Trazo de la calicata N° 01



Medición del Trazo de la calicata C-1



Extracción de muestra – 01 en bolsas especiales.



Trazo de la calicata N° 02



Extracción de muestra – 02 en bolsas especiales.

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



Se realiza el levantamiento topográfico de las riberas del rio Sechin.



Levantamiento topográfico en el cauce del Rio Sechin.



Se hizo cambio de punto BM.



Se toman medidas para identificar la geometría del puente Sechin

LABORATORIO DE SUELOS



Las dos muestra de suelo fueron llevadas al laboratorio.



Se pesa 4.00 Kg. sin tara la Muestra C-1



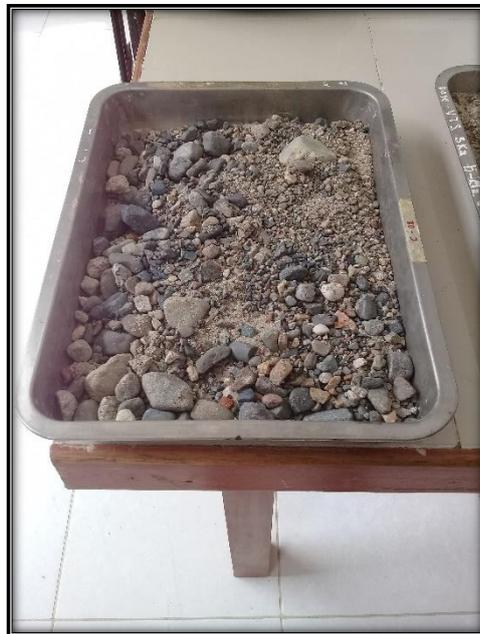
La muestra C-1 y C-2 es puesta en el horno para hallar el contenido de humedad.



Se sacan las muestras para seguidamente determinar su peso.



La muestra C-2 es pesada con tara.



La muestra C-1 se puede verificar que tiene mas gravas.



La muestra C-2 se puede verificar que tiene mas arenas.



Las muestras son puestas en la red de tamices para realizar el análisis granulométrico.

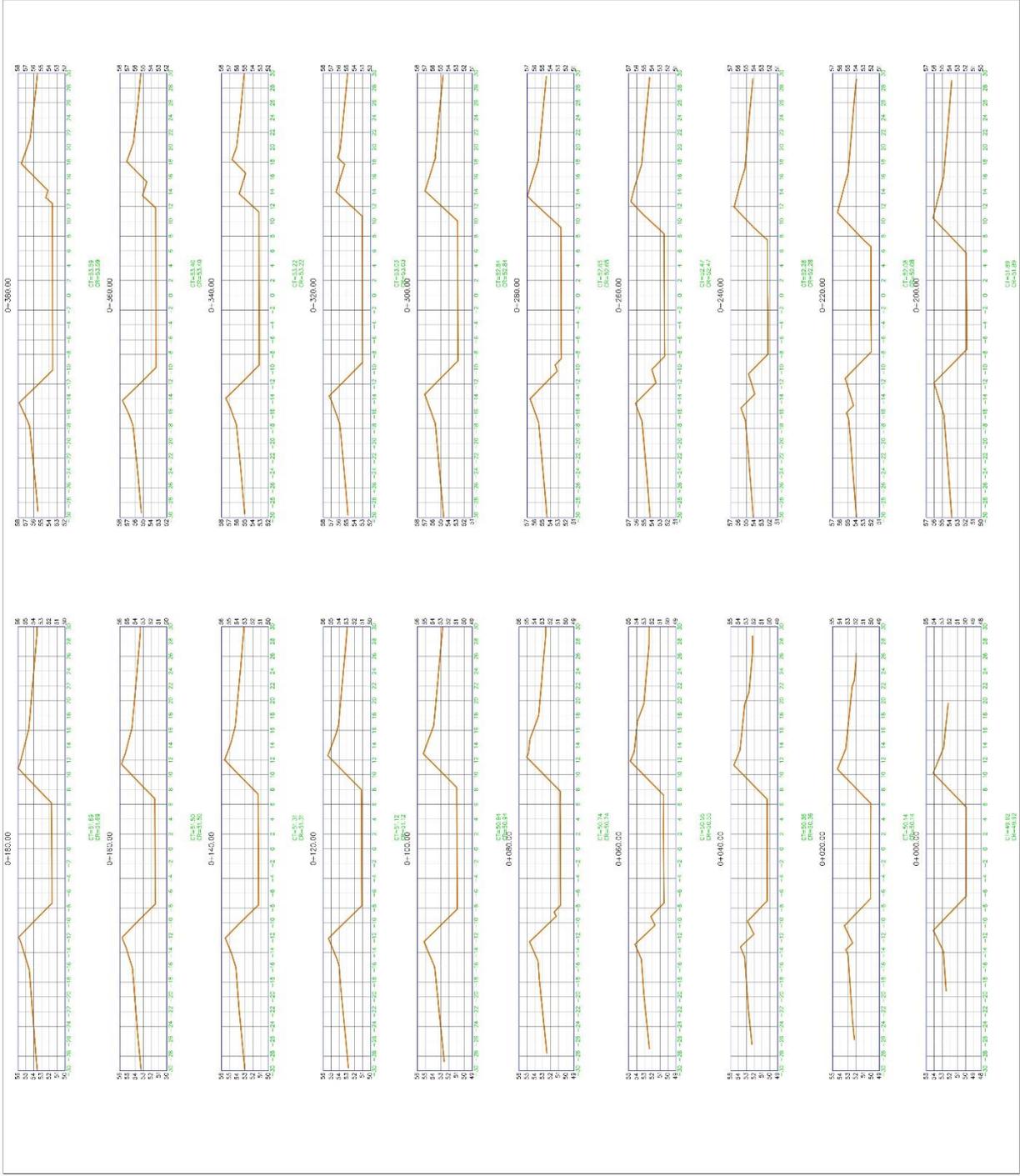


La muestra de suelo es sacudida durante 15 minutos.



Se puede apreciar la clasificación de suelo después de haber realizado el análisis granulométrico.

PLANOS



SECCIONES TRANSVERSALES

PROGRESA 0+000 - 0+380

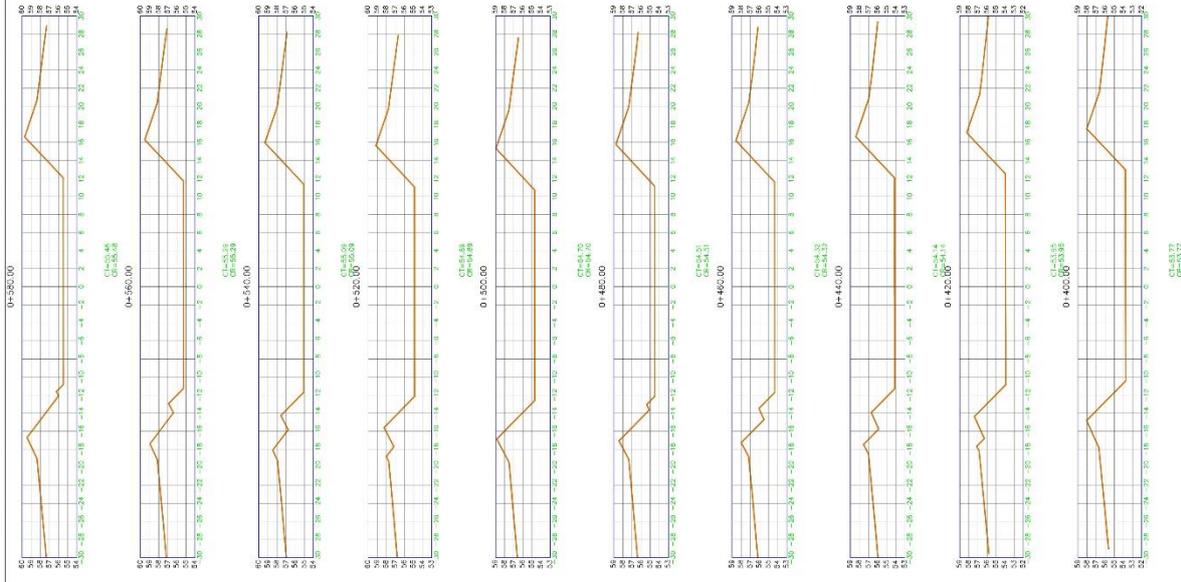


TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 AUTOR: JHON DANIEL ROQUE GAMARRA
 GUARDIAN: INGENIERIA CIVIL
 FECHA: MAYO - 2016

PROYECTO
 PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHIN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANGASH - 2016.

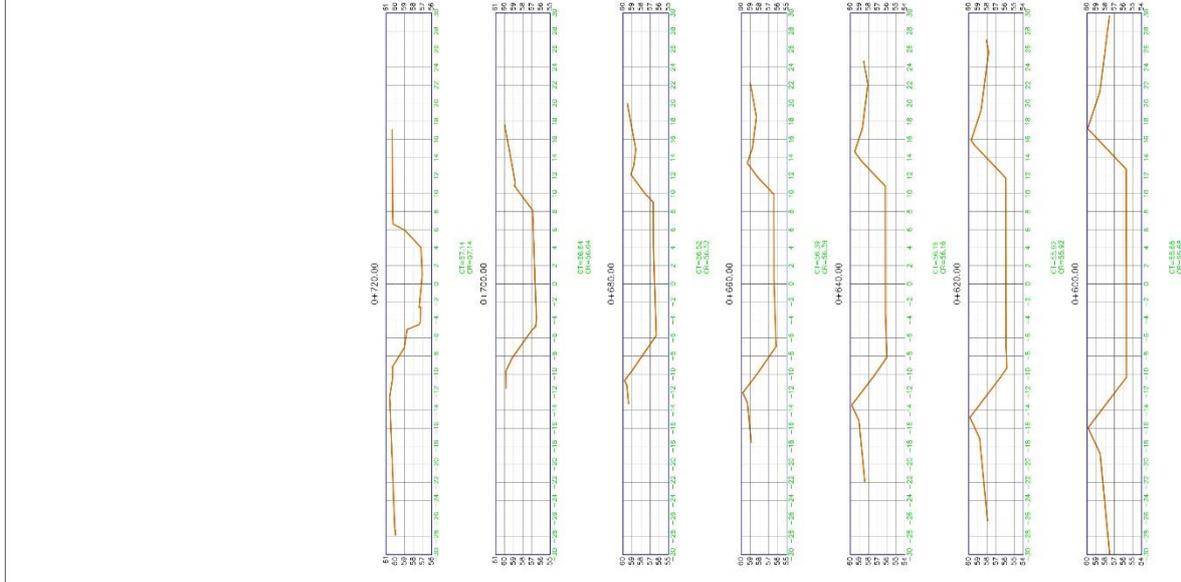
SECCIONES TRANSVERSALES

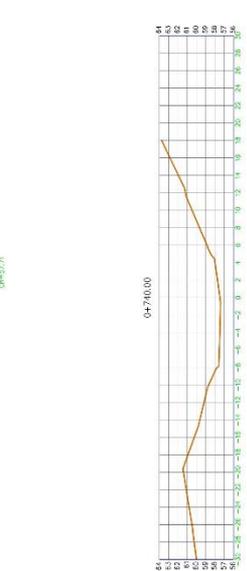
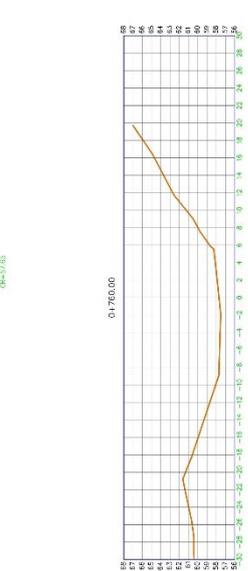
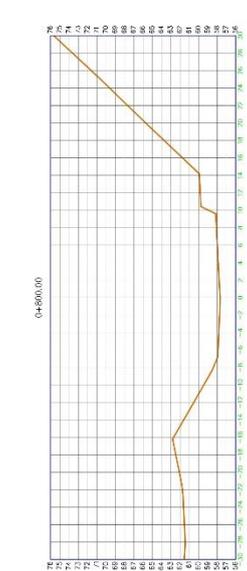
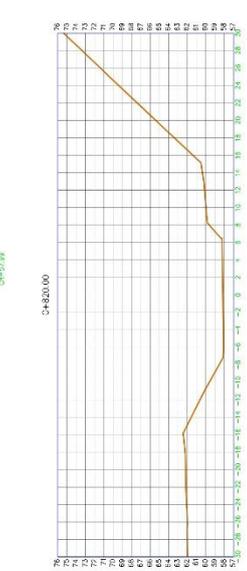
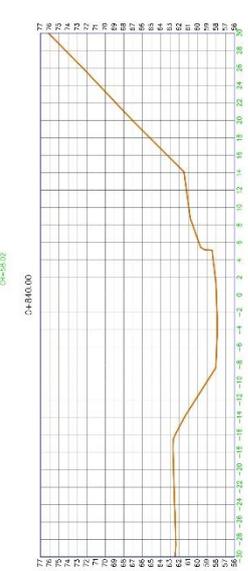
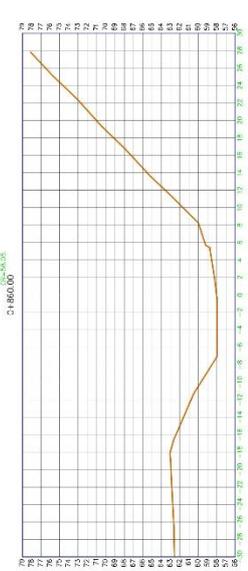
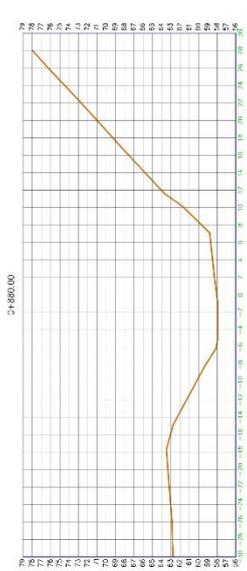
ESCALA: ESC: IND.
 REGION: ST - 01



SECCIONES TRANSVERSALES

PROGRESA 0+400 - 0+720





SECCIONES TRANSVERSALES
PROGRESA 0+740 - 0+860



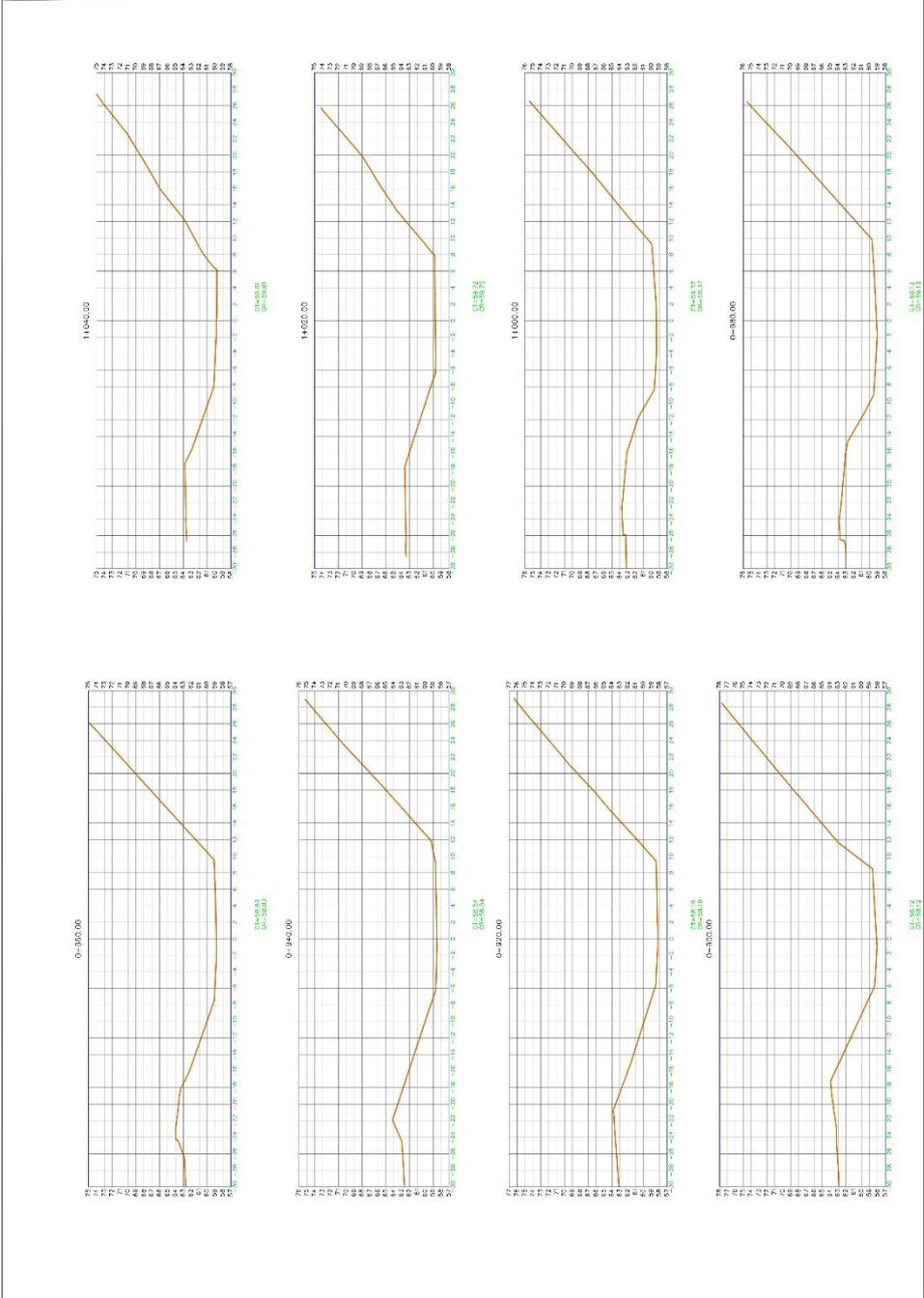
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
AUTOR: JHON DANIEL ROQUE GAMBARRA
CARRERA: INGENIERIA CIVIL
FECHA: MAYO - 2018

PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE DEL SECHIN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGIÓN ANCASH - 2018.

TÍTULO: SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA: ESC. IND.

NÚMERO: ST - 03



SECCIONES TRANSVERSALES
PROGRESA 0+900 - 1+040

WFO 18.04.20

LOGO: ESC. IND.

SECCIONES TRANSVERSALES

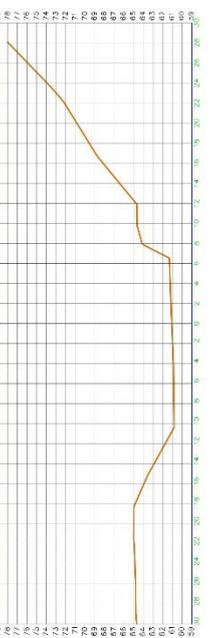
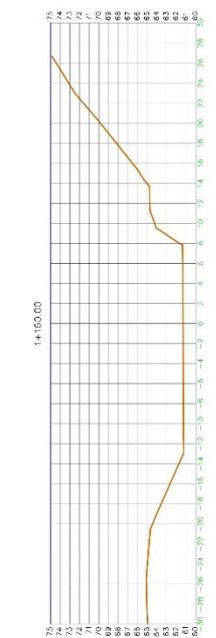
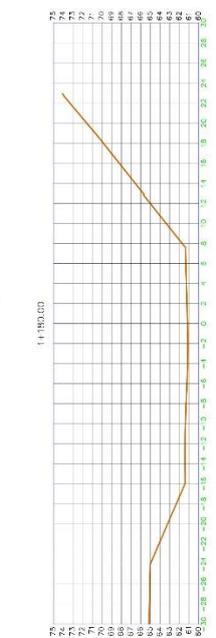
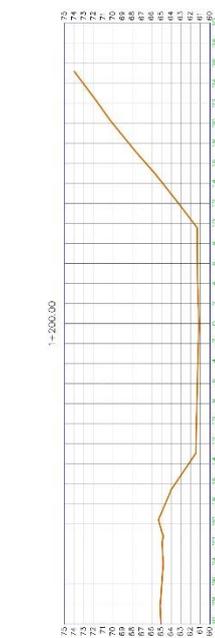
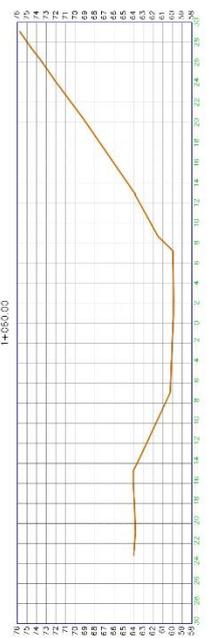
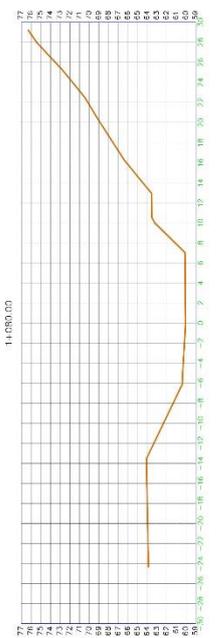
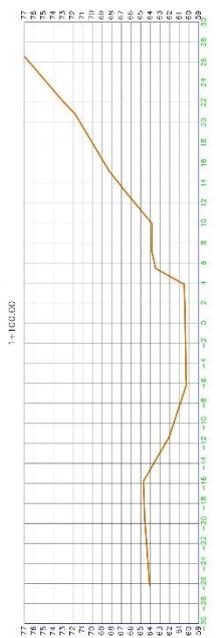
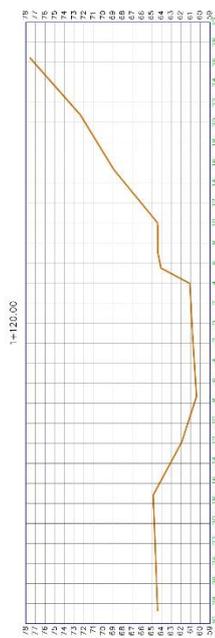
PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHIN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGIÓN ANCASH - 2018.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 AUTOR: JHON DANIEL BORGES YAMARA
 COMITÉ: INGENIERIA CIVIL

FECHA: MAYO - 2018

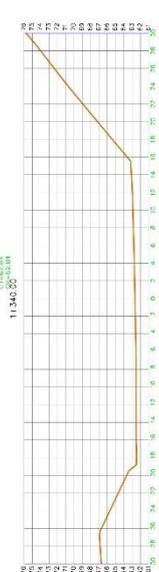
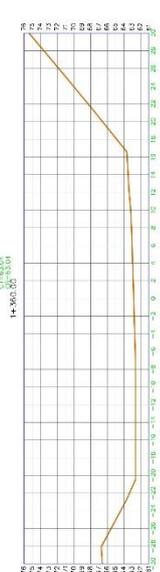
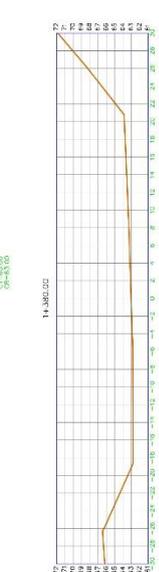
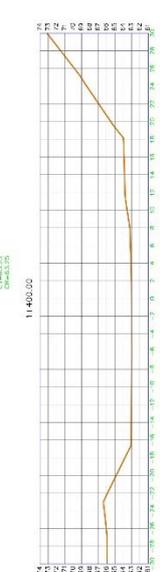
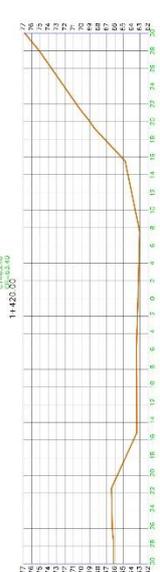
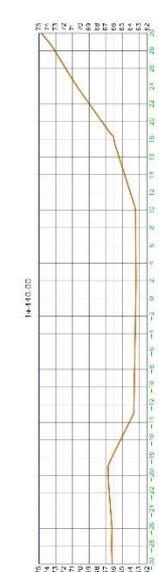
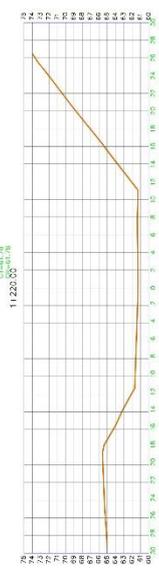
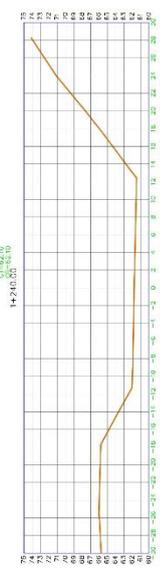
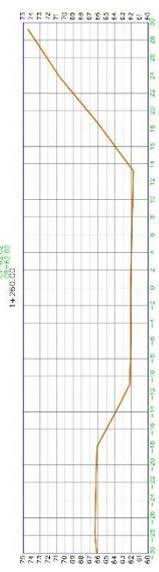
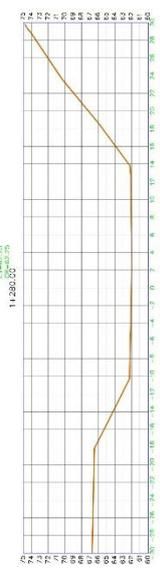
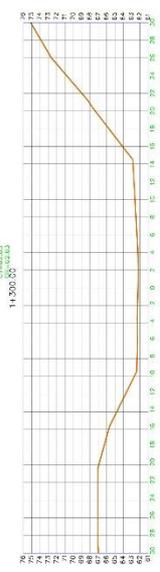
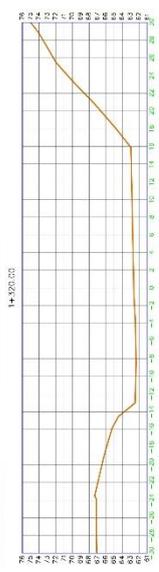


ST - 04



**SECCIONES TRANSVERSALES:
PROGRESA 1+060 - 1+200**

	TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL AUTOR: JHON DANIEL BOQUE GAMARRA Carrera: INGENIERIA CIVIL	PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHIN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGIÓN ANCASH - 2018.	ESCALA: ESC. IND.	PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES	N° DE PLANO: ST - 05
	MAYO - 2018	MAYO - 2018	ESC. IND.	ESC. IND.	ESC. IND.



SECCIONES TRANSVERSALES
PROGRESA 1+220 - 1+440



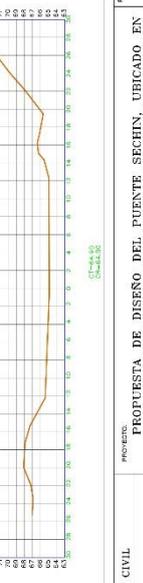
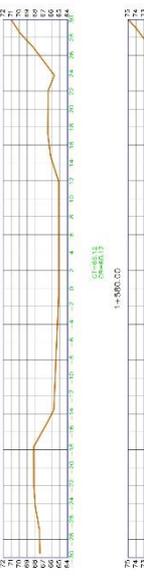
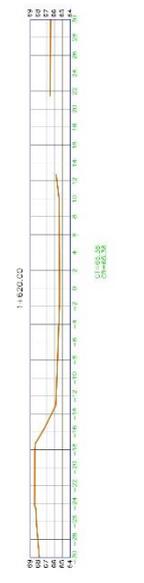
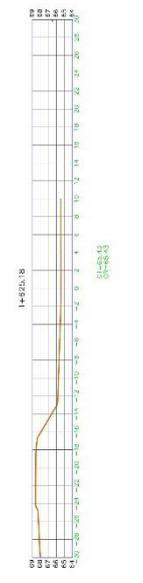
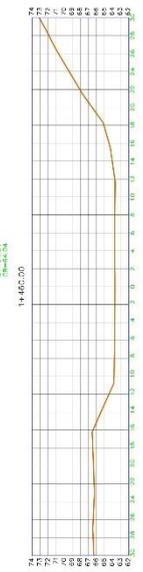
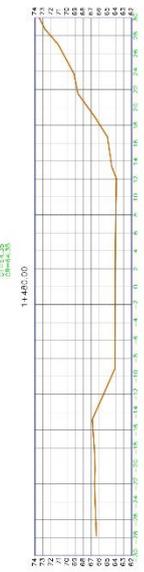
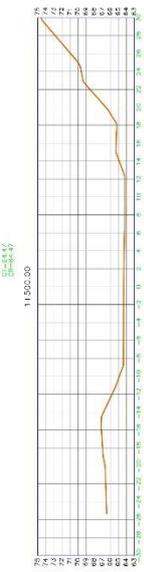
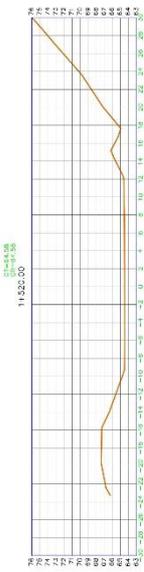
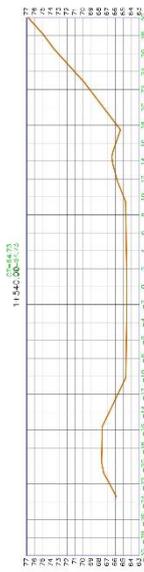
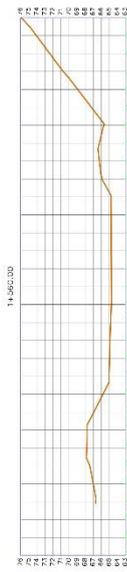
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 AUTOR: JHON DAVIEL BODEG OLMEDA
 Carrera: INGENIERIA CIVIL
 Fecha: MAYO 2018

PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHIN, URBICADO EN LA PANAMERICANA NOROCCIDENTAL, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2018.

SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA: IND.

ST - 06



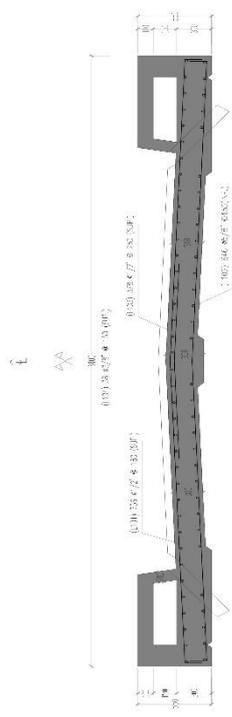
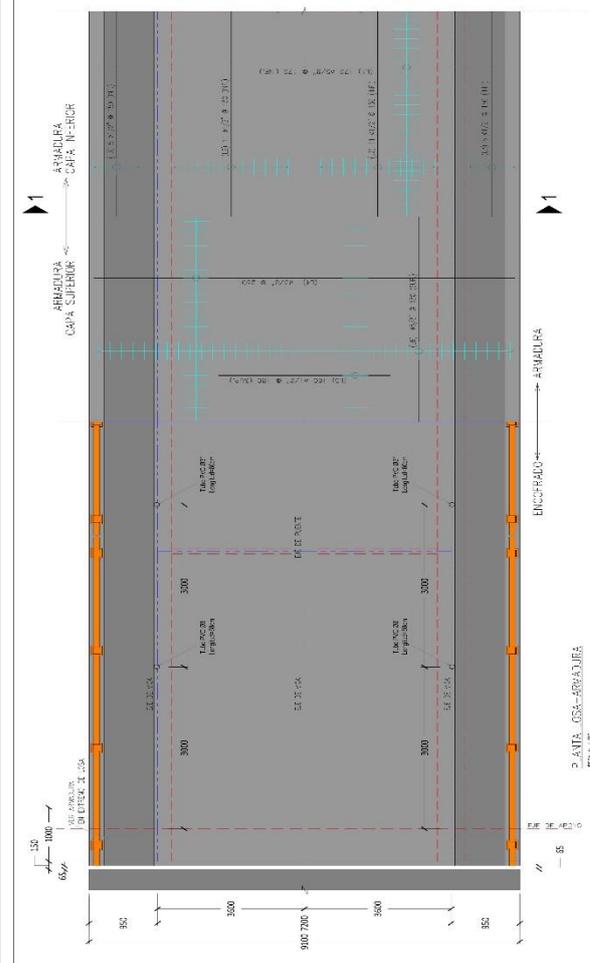
SECCIONES TRANSVERSALES
PROGRESA 1+460 - 1+625.18



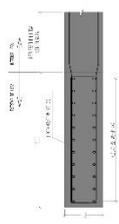
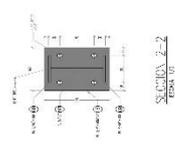
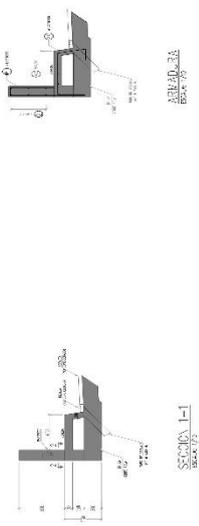
TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
 AUTOR: JHON DANIEL ROSQUE GONZALEZ
 CORONA: INGENIERIA CIVIL
 FECHA: MAYO - 2015

PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECHIN, UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCASH - 2015.

PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES
 ESCALA: ESC: IND.
 N° DE PLANO: ST - 07



ARMAZUELA EN SECCION TRANSVERSAL
CORTE 1-1
LOSA 1/2



LEYENDA

1	10mm	10mm
2	12mm	12mm
3	10mm	10mm

NOTAS:

1. REFORZAMIENTO EN LAS ZONAS DE LOS BARRIOS.
2. REFORZAMIENTO EN LAS ZONAS DE LOS BARRIOS.
3. REFORZAMIENTO EN LAS ZONAS DE LOS BARRIOS.

REVISIONES:

1	10mm	10mm
2	12mm	12mm
3	10mm	10mm

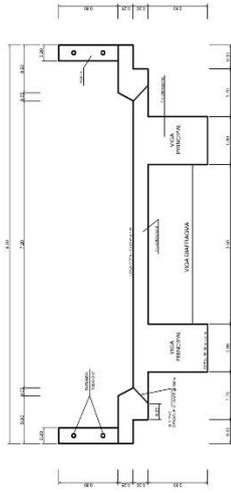


PROYECTO DE DISEÑO DEL PUENTE SUEÑO, UBICADO EN LA PANAMERICANA NOROCCIDENTAL, DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCOASHA - 2010.

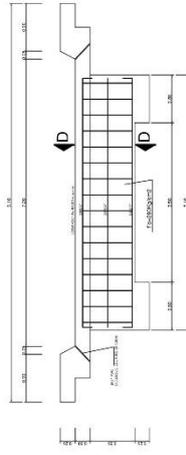
INGENIERO CIVIL: INGENIERO CIVIL
AUTOR: INGENIERO CIVIL
REVISOR: INGENIERO CIVIL

SUPERESTRUCTURA - LOSA

ESCALA: 1/20
FECHA: 2010-12-10
SL-01

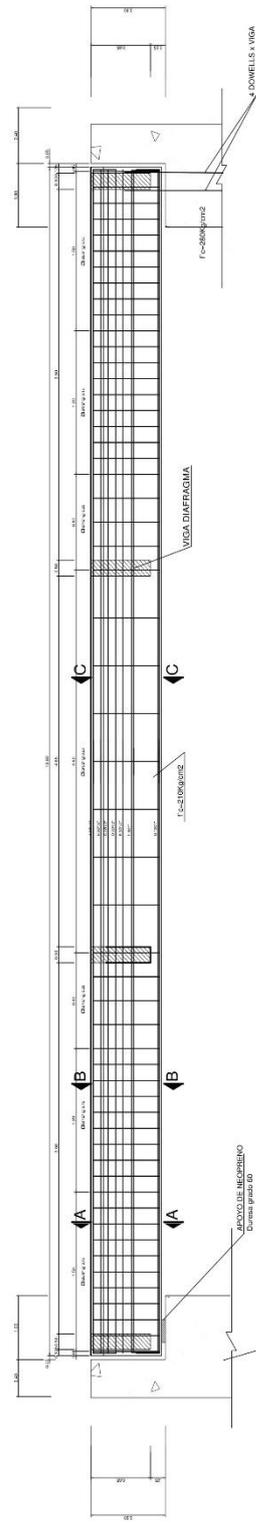
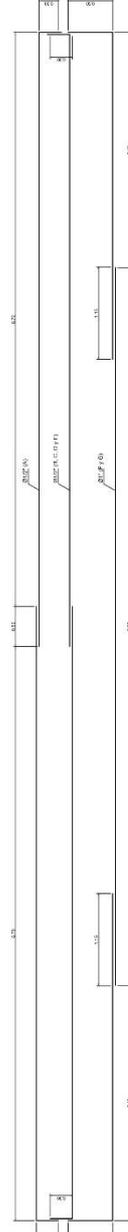


SECCION TRANSVERSAL
ESC. 1/20



VIGA DIAFRAGMA
ESC. 1/20

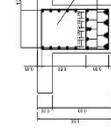
CORTE D-D'
ESC. 1/20



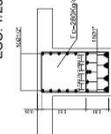
DETALLE DE VIGA PRINCIPAL
ESC. 1/25



CORTE A-A
ESC. 1/25



CORTE B-B
ESC. 1/25



CORTE C-C
ESC. 1/25

Ø	INTERVALO	REINFORZO
3"	0.40	0.45
12"	0.40	0.50
5"	0.50	0.60
3/4"	0.00	0.75
1"	1.15	1.30

UCV Universidad Cesar Vallejo

Proyecto: 1. Construcción de la
FACULTAD DE INGENIERIA EN
INGENIERIA CIVIL, UBICADA EN
LA ZONA INDUSTRIAL DE
CHAKA, DISTRITO DE
AYACUCHO, PROVINCIA DE
AYACUCHO, PERU.

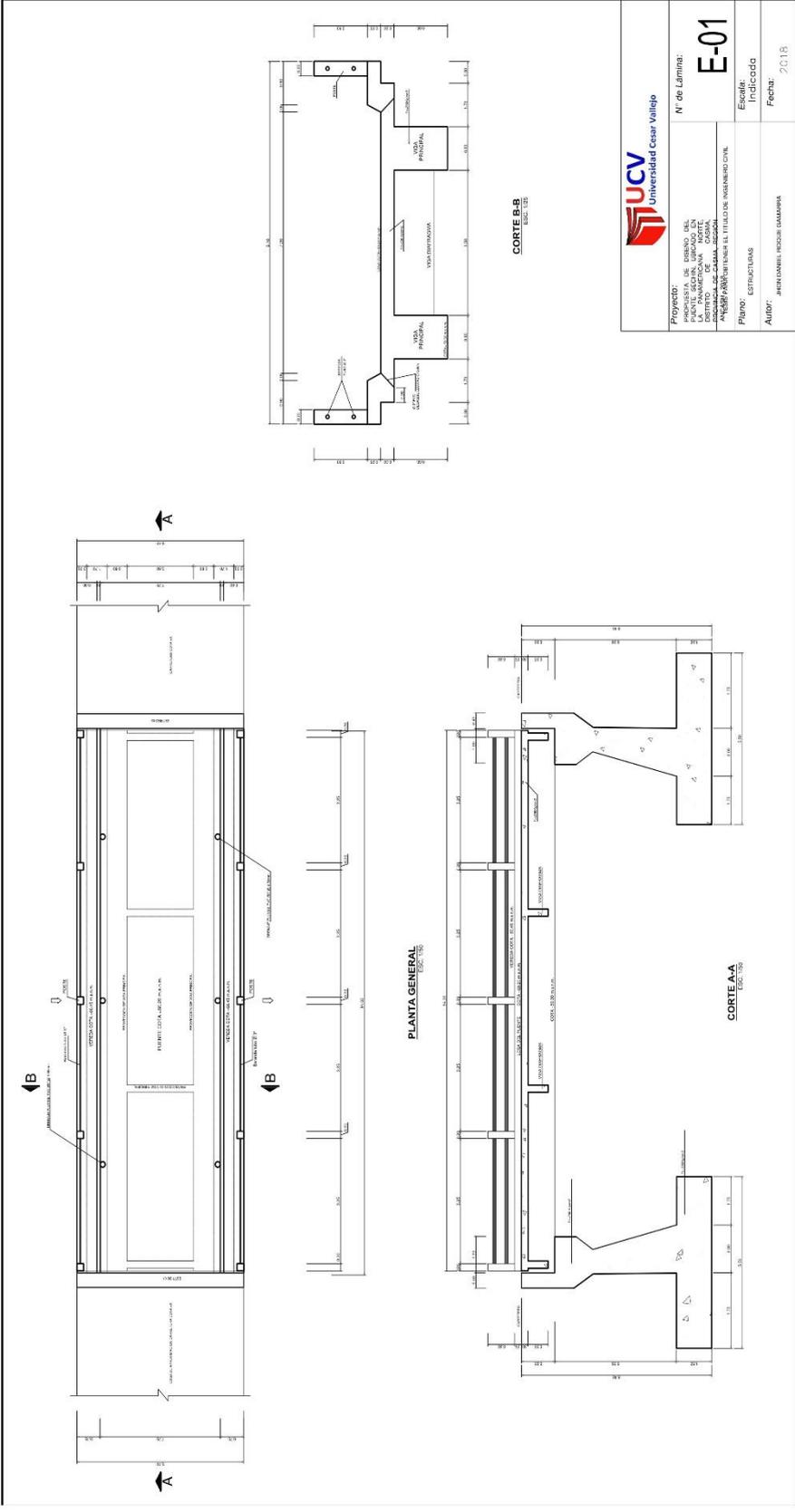
Nº de Lámina: **E-01**

Fecha: Indefinida

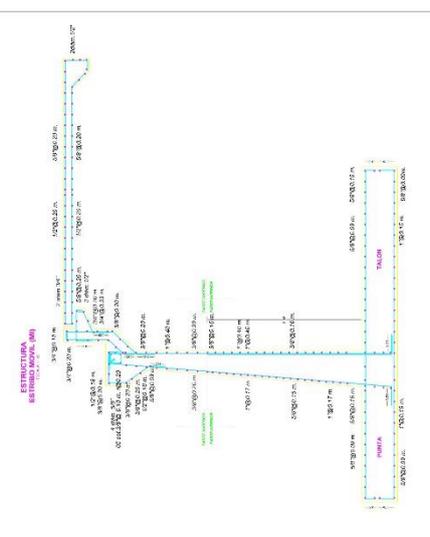
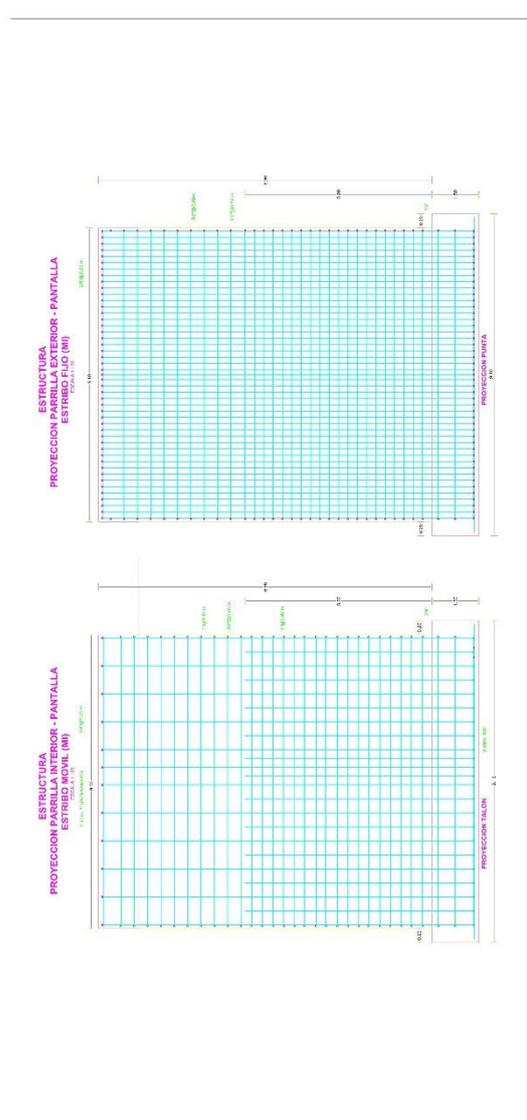
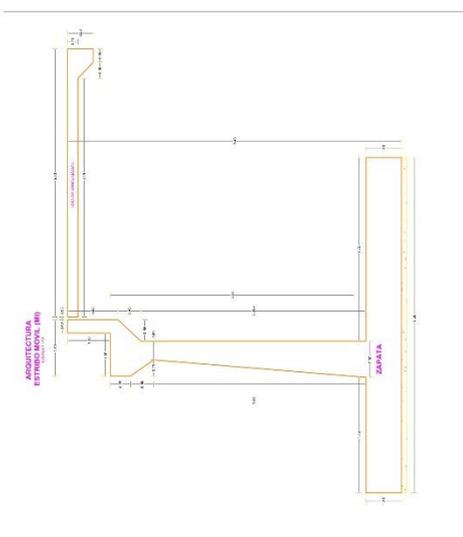
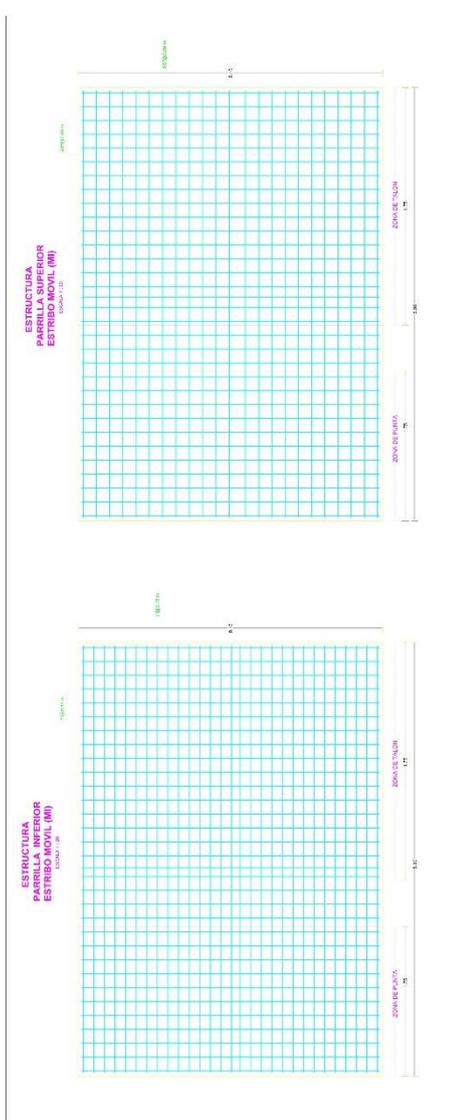
Escala: Indefinida

Fecha: 2018

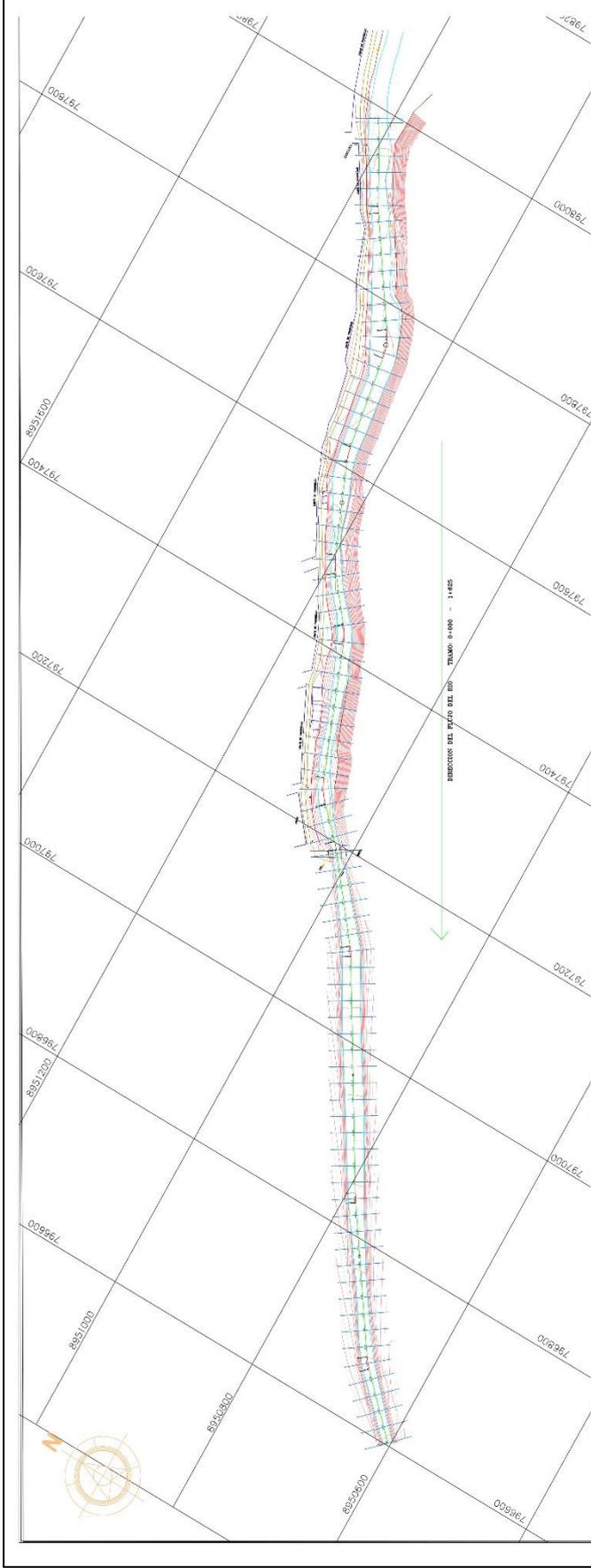
Alumno: JHON DANIEL POQUE GAMARRA



Proyecto: DE DISEÑO DEL PABELLÓN SOCIAL UBICADO EN EL CAMPUS DE LA UCV EN DOMINIO DE LA COMUNA DE SAN JOSÉ DE LOS RIOS ANEXO PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL	
Nº de Lámina:	E-01
Figura:	ESTRUCTURAS
Autor:	JHONATAN PACHECO RAMERA
Escala:	Indicada
Fecha:	2018



 Universidad Cesar Vallejo		N.º de Lámina: DE-01	
Proyecto: DISEÑO DE LA OBRERA DE LA ESCALERA MOVIL DEL PAVILION DE LA UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO		ESCALA: INDICADA	
Fecha: 05/07/2018		Fecha: JULIO - 2018	
Autor: ING. ANDRÉS RAMÍREZ			



	TESIS PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL AUTOR: JHON DANIEL ROQUE CAMARRA CARRERA: INGENIERIA CIVIL	PROYECTO: PROPUESTA DE DISEÑO DEL PUENTE SECCION, UBICADO EN LA FARMACIA DEL DISTRITO DE CASMA, PROVINCIA DE CASMA, REGION ANCAASH - 2016.	ESCALA: ESC. IND.	N.º DE PLANO: PL - 01
	FECHA: MAYO - 2015	PLANO: PERFIL LONGITUDINAL		