



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Áncash - 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Junior Joel MEJIA CADILLO

ASESOR:

Mgrt. Miguel Ángel SOLAR JARA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño sísmico y estructural

CHIMBOTE – PERÚ

2018



ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

Código : F07-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : 1 de 10

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) MEJÍA CADILLO, JUNIOR JOEL cuyo título es: EVALUACION ESTRUCTURAL DEL PUENTE DEL RIO LACRAMARCA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE. PROPUESTA DE MEJORA - CHIMBOTE - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: 14 (número) CAIORCE (letras).

Chimbote, 11 de diciembre del 2018

Dr. CERNA CHÁVEZ RIGOBERTO
PRESIDENTE

Mgtr. SOLAR JARA MIGUEL ANGEL
SECRETARIO

Mgtr. DÍAZ GARCÍA GONZALO HUGO
VOCAL



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

Dedicatoria

En primer lugar a dios por haberme permitido llegar hasta este punto, por darme salud, por ser el manantial de vida y darme lo necesario para seguir adelante día a día para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre y padre, por ser un ejemplo de amor, paciencia y cariño, representado para mí un ejemplo de perseverancia, eficiencia y éxito.

A mis hermanos por ser las personas más importantes en mi vida y por apoyarme en todo momento para poder así terminar mi carrera profesional de Ingeniería Civil.

Agradecimiento

A mi Universidad Cesar Vallejo, por su noble labor como institución

A todos los docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil, que compartieron sus conocimientos y experiencia para cumplir con la meta de formar profesionales capaces de servir a la sociedad.

A mi asesor, por su gran apoyo y motivación para la culminación de nuestros estudios profesionales, por su apoyo ofrecido en este trabajo, por haberme transmitidos los conocimientos obtenidos y haberme llevado pasó a paso en el aprendizaje

Declaratoria de autenticidad

Yo, Mejía Cadillo Junior Joel, con DNI N° 77434182 a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y autentica.

Así mismo, declaro bajo juramento que todos los datos brindados en la presente tesis son auténticos.

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

Nuevo Chimbote, ~~11~~ De ~~diciembre~~ del 2018



Mejía Cadillo Junior Joel

Presentación

La presente tesis titulada “Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Áncash - 2018”.

La cual presenta en el primer capítulo la introducción que contiene realidad problemática, trabajos previos, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación del estudio, hipótesis, objetivos generales y específicos del proyecto de investigación.

En el segundo capítulo presenta el método que contiene diseño de investigación, variables, operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad, métodos de análisis de datos, aspectos éticos.

El tercer capítulo presenta los resultados, lo cual constituye todo el desarrollo que se hizo para evaluar la estructura del puente Lacramarca en el Distrito de Chimbote.

El cuarto capítulo presenta la discusión de resultados, donde se discrepan los datos obtenidos con los antecedentes y la norma que rigen a este tipo de estructuras.

El quinto capítulo presenta la conclusión, los cuales se dan conforme a los objetivos propuestos de la tesis, para luego dar las recomendaciones respectivas, según lo requiera.

AUTOR: JUNIOR JOEL MEJIA CADILLO

Índice

Página del jurado.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Agradecimiento.....	iv
Declaratoria de autenticidad.....	v
Presentación.....	vi
Resumen.....	ix
Abstract.....	x
I.Introducción.....	11
II.Método.....	37
2.1. Diseño de Investigación.....	36
2.2. Variables, Operalización.....	36
2.2.1 Variable Independiente.....	37
2.3. Población y Muestra.....	38
2.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos, Validez y Confiabilidad.....	38
2.5. Métodos de análisis de datos.....	38
2.6. Aspectos Éticos.....	38
III.Resultados.....	40
IV.Discusión.....	49
V.Conclusión.....	53
VI.Recomendaciones.....	54
VII.Referencias.....	55
Anexos.....	57

Índice de tablas

Tabla N°01: Esfuerzos en la cara interior de la estructura.....	43
Tabla N°02: Esfuerzos en la cara exterior de la estructura.....	44
Tabla N°03: Demanda de Resistencia I.....	45
Tabla N°04: Demanda de Servicio I.....	46
Tabla N°05: Clasificación de carga de diseño por inventario y operación.....	47
Tabla N°06: Comparación entre metodología LFR Y LRFR.....	48
Tabla N°07: Comprobación de durabilidad – Estado límite de servicio I.....	49
Tabla N°08: Revisión de la tensión de tracción frente al módulo de rotura – Estado límite de servicio I	49
Tabla N°09: Revisión de la fisuración – Estado límite de servicio.....	50
Tabla N°10: Momento Nominal mayorada – Estado límite de resistencia I.....	50
Tabla N°11: Revisión de Momento crítico – Estado límite de resistencia I.....	51

RESUMEN

El objetivo de este proyecto de investigación consistió en evaluar el puente del río Lacramarca del Distrito de Chimbote – 2018, la cual siendo está construida en el 1985 con la norma francesa C-30 la cual siendo está ya obsoleta.

Se realizó el ensayo del puente del río Lacramarca teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la norma actual AASHTO LRFD, como también el Manual of Bridge Evaluation, la cual sigue la filosofía del manual AASHTO.

Para comenzar el proceso de desarrollo del proyecto se solicitó los planos estructurales del puente río Lacramarca al MTC (Provias Nacional), teniendo dichos planos se comenzó a verificar las fallas de manera superficial del puente mediante fichas técnicas y guías de observación.

Se realizó para poder modelar la estructura un estudio de suelos la cual consistía de un ensayo de DPL y calicatas.

Del modelo estructural se obtuvo las secciones con mayores momentos la cual se comparó con la norma AASHTO LRFD, la cual información se interpretó mediante tablas.

Palabra clave: Evaluación estructural, Lacramarca, Puente

ABSTRACT

The objective of this research project was to evaluate the Lacramarca river bridge of the Chimbote District - 2018, which is being built in 1985 with the French standard C-30 which is already obsolete.

The Lacramarca river bridge test was carried out taking into account the parameters established in the current AASHTO LRFD standard, as well as the Manual of Bridge Evaluation, which follows the philosophy of the AASHTO manual.

For the process to begin the development of the project, the structural plans of the Lacramarca river bridge to the MTC (Provias Nacional) were requested, having said plans it began to verify the faults in a superficial way of the bridge by means of technical sheets and observation guides.

A soil study was carried out in order to model the structure, which consisted of a DPL test and pits.

From the structural model, the sections with the largest demented were obtained, which was compared with the AASHTO LRFD standard, which information was interpreted through tables

Keyword: Structural evaluation, Lacramarca, Bridge

1. INTRODUCCIÓN

1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

“Como bien conocemos, el hombre a medida de su evolución ha ido buscando la comodidad como también satisfacer sus necesidades; es así como parte de ello empezaron con la construcción de los puentes, para superar pequeños y grandes obstáculos en la comunicación con otros, pero también la desilusión y preocupación de su posterior deterioro y, en algunos casos, de su derrumbamiento. Esto ha generado pérdidas económicas, y lo más grave pérdidas humanas, por lo cual se ha creado la necesidad de su conservación y su constante revisión de estabilidad” (Muñoz, 2013, p.9).

Es importante de la construcción y análisis de puentes ya que éste aporta muchos beneficios a la sociedad, ya sea en la seguridad vial, en el tránsito seguro de vehículos y peatones; por otra parte, la construcción de un puente permite salvar un accidente geográfico como un río, un camino, una vía férrea.

La mayor parte de los puentes construidos no podían soportar pesos pesados o fuertes corrientes de agua. Fueron estas deficiencias que llevaron al desarrollo y a la evolución progresiva de la construcción de cada vez mejores puentes.

La cultura romana fue la primera en construir puentes en forma generalizada para poder atravesar valles o ríos, para conectar las ciudades. La causa de que estas estructuras hayan durado tanto tiempo es que los cimientos eran muy sólidos, y construían sobre haces de pilotes rellenos y rodeados de cemento (Muños, 2013, p.10).

Si como los puentes construidos por los romanos. Hay diversos ejemplos de puentes que han perdurado a través del tiempo uno de estos es el puente colgante sobre el Danubio que fue construido hace un poco menos de un ciclo y medio, este permanece hasta ahora estable sobre un suelo arcilloso, sobre un estrato del subsuelo inestable en Budapest.

Con la revolución industrial en el siglo 19, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para construir puentes más grandes, pero el hierro no tenía la resistencia necesaria para soportar grandes cargas. Con el advenimiento de acero, que tiene una resistencia mayor, fueron construidos puentes mucho más grandes, muchos usando las ideas de Gustave Eiffel (Vallecilla, 2006, p.12).

En la actualidad y desde la mitad del ciclo pasado se viene utilizando el concreto armado y pretensado debido a sus propiedades de rentabilidad y durabilidad. Sus propiedades la han convertido en el método más popular en el sector de la construcción, tanto para edificaciones como para puentes.

“El desarrollo de la tecnología de los puentes ha sido simultaneo con el adelanto de investigación en la ingeniería. Día a día, es posible el logro de soluciones avanzadas, por la aparición de diversos métodos y neo desarrollos constructivos. Estas estructuras aplican el implemento de múltiples facetas de la ingeniería, la hidráulica, la hidrología, los suelos, los materiales, las estructuras, los análisis y diseños de las mismas, la estética, el paisaje, el ambiente, el servicio al cual está destinada la solución” (Trujillo, 2009, p.3).

Así como hay puentes construidos hace más de 100 años que perduran hasta hoy en día, hay otras estructuras que colapsaron antes de cumplir su tiempo de vida esto es debido a mal diseño, y también porque no se consideró los efectos del ambiente sobre la estructura.

En una investigación realizada por Smith quien presento los resultados a nivel internacional de un estudio de 143 fallas ocurridas en diferentes partes del mundo entre 1847 y 1975, “Smith subdivide las fallas en 9 categorías, de las cuales emerge como las más frecuentes la de inundación y socavación por la acción de corrientes de agua. El alto número se debe entre otras razones a que un mismo rio en una creciente puede socavar las fundaciones de una serie de puentes que se encuentren en su curso. Se encuentra además que son puentes menores los que sufren por este concepto”, (Muños, 2013, p.50).

En el mismo estudio se da a conocer que la causa de los colapsos de los puentes evaluados es un 28% por deficiencias en la construcción, 27% por la socavación, 15% por las deficiencias en el diseño, el 12% sismo, 8% en deficiencias en inspección/mantenimiento, 5% impacto de camiones, 3% viento y 2% fuego (Smith,1997).

Los puentes son estructuras de muy importantes para el progreso del país, cuya proyección se debe realizar según las exigencias del ambiente y deben impulsar el desarrollo de país. Se debe considerar el incremento de cargas, siempre asegurando el circulamiento óptimo de vehículos y peatones, y tener longitudes adecuadas de visibilidad en los accesos y la estructura.

En el Perú antes del 2004 no se conocía el número y condición de los puentes tampoco existía un órgano estatal encargada específicamente en el mantenimiento de dichas estructuras, en consecuencia, se realizó por medio de la empresa GMR, un inventario de la cantidad de puentes en la red nacional, según su tipo, en esa fecha se tenía una cifra de 1086 puentes, 434 pontones y 89 cruces. Y a en el 2009 con la adición de contratos de conservación se añadió su estado en la que se encuentra cada estructura (MTC, 2009).

A la información obtenida en el año 2009 se le añadió los resultados obtenidos del inventario vial en el 2010. Según dicho informe el Perú cuenta con un aproximado de 2 227 mil estructuras en un total de 23 072km de red vial, de las cuales el 24.83% son concesionadas, con buen estado; de las no concesionadas, el 7.36% se encuentra en buen estado y con carga de diseño actual, el 21.24% fueron diseñadas con una carga previa menor de 48 toneladas, el 6.29% son estructuras modulares las cuales el 4.49% son antiguas y requieren ser reemplazadas, el 40.28% son puentes provisionales que no son aceptables para soportar e trafico actual (MTC 2010).

Al analizar los resultados de estudio realizado por el MTC se tiene como conclusión que las estructuras construidas antes del ciclo XXI, presentan problemas debió a la escasas de mantenimiento, deben ser evaluadas para mejorar su estructura según las normas actuales vigentes para así mejorar su funcionamiento.

En estos últimos meses en la mayor parte del Perú, ha sido afectado lluvias torrenciales en la parte de la costa y sierra del país, esto conlleva a un aumento del caudal de los ríos, que fue causante de diversos desastres, en lo que respecta a puentes (vehiculares y peatonales), 242 se han desplomado en todo el país. Entre las regiones más afectadas se encuentran Lima (con 56 puentes), Lambayeque (52) y Áncash (44) (MTC, 2017).

Con lo que corresponde a Áncash se desplomaron diversos puentes, esto fue debido al aumento del caudal que afecto la infraestructura de los puentes, dejando asilados varias localidades, teniendo como resultado la escasez de alimentos y el alza de precios, trayendo pánico a la población. Esto nos sirve de ejemplo para dar a conocer la verdadera importancia de los puentes y su importancia en el desarrollo del país, por ende se necesita que la hora de

diseñar un puente se tengan en cuenta todos los factores que podrían alterar el correcto funcionamiento del puente, como también es esencial el análisis estructural de las obras ya construidas para determinar si han sufrido algún deterioro debido al tiempo o a causa ambiente que lo rodea, como también si ha habido una mala ejecución de estas.

El puente Lacramarca construido en los años 80 es fundamental para comunicar el distrito de nuevo Chimbote siendo este el único medio para poder conectar ambas localidades, esta ha sido afectado por las lluvias que han ocurrido en los últimos meses que ha causado el alza del caudal del río poniendo en peligro la estructura del puente, por ende es necesario realizar estudios para poder evaluar esta obra debido a las diversos factores climáticos que se visto afectado y también por la antigüedad de este mismo. Es por tanto que la tesis “Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Áncash - 2018”, busca dar a conocer el estado actual del puente y dar posibles soluciones para alargar la vida útil de esta.

1.2. TRABAJOS PREVIOS

A nivel internacional:

Aguayo Aróstegui Sofía (2017). En su tesis “Evaluación funcional y estructural del puente sobre el río Chibunga, ubicado en la vía Calpi-Gatazo grande, Parroquia Cajabamba, Cantón Colta, provincia Chimborazo”, requisito para la obtención del título de ingeniero civil, tiene como objetivo realizar la inspección, evaluación y análisis del puente sobre el Río Chibunga, ubicado en la vía Calpi-Gatazo Grande, Parroquia Cajabamba, Cantón Colta, Provincia Chimborazo con la finalidad de conocer sus defectos y deficiencias actuales, mediante fichas de inspección tiene como resultado que el puente inspeccionado debe ser sustituido debido a que presenta fallas de alto grado.

Muñoz Díaz Edgar (2015). En su artículo “estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia”. Este estudio tiene como objetivo calificar los diversos puentes colapsados según el tipo de falla, y como resultado nos da a conocer que la mayor causa de desplomes de los puentes en Colombia se viene dado por el efecto de la socavación en los estribos o pilares, y esto es da porque en dicho país no se cuenta con el apoyo económico permanente al sistema de mantenimiento y control para puentes.

Hidalgo Negrete Rolando (2017) en su tesis “Aplicación de métodos teóricos de análisis de capacidad de carga propuestos en The Manual for Bridge Evaluation (AASHTO) para puentes existentes, aplicado a la superestructura metálica tipo pórtico del puente Lita”, realizada en Ecuador, tiene como objetivo identificar cual método entre los propuestos en el MBE se deben utilizar para llevar a cabo el análisis de capacidad de carga viva de la superestructura de un puente metálico existente, mediante el uso de un modelo estructural y basándose en el MBE y AASHTO LRF. Teniendo como resultado que la estructura del puente Lita presenta dos miembros críticos, las columnas del margen izquierdo y la sección de viga ubicada en la conexión con las columnas del margen derecho, lo cual requieren intervención urgente en estos elementos
A nivel Nacional:

Umpire Portocarrero Jorge, en su tesis “Evaluación estructural del puente Nochoz en el tramo II-Villa Rica- Puerto Bermúdez, Oxapampa” para obtener el título de ingeniero civil. Realizó la evaluación estructural del puente Nochoz con el fin de hallar el estado actual de este, en base a la metodología AASHTO-LRFD y teniendo como guía “Manual of bridge evaluation”. Teniendo como conclusión los momentos positivos y negativos en lo cual estos generan mayor momento crítico en la zona central del puente del apoyo, y según los parámetros RF del manual of bridge evaluation la estructura se reforzara en las vigas interior y exterior que fueron afectadas por los momentos negativos.

Andia Rojas Efrén, en su tesis “Determinación y evaluación de las patologías del concreto armado en los elementos estructurales del puente vehicular Chanchara del tipo viga-losa, en el rio Góngora, distrito de Payasca. Provincia de Huamanga. Región Ayacucho”. Elaboro esta tesis con el objetivo de conocer el estado actual del puente Chanchara. Determino el estado del puente mediante fichas de inspección con lo cual el puente fue dividido en sectores, cada muestra con su respectiva ficha, se dio a conocer por áreas el nivel de daños según las patologías presentes en este, y dio como resultado que la florescencia y las fisuras son las más abundantes. Y concluyo que el puente se encontraba en con un nivel de severidad muy malo, y se recomendó su demolición.

Vences Rojas Milton (2004), en su tesis “Diseño estructural del puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana, para optar por el título de ingeniero civil. Elaboró

esta propuesta con el fin de dar solución al transporte interurbano de la ciudad de Sullana. Citando también en su tesis la importancia de un análisis estructural adecuado al puente, como también la necesidad de implementar recursos para su conservación. Y concluyo que el diseño de un puente tipo viga losa era lo adecuado para dicha zona, según su nivel de trafico actual que presentaba dicha carretera.

A nivel Regional:

Lozano Rodriguez Karina (2011). En su tesis “Diseño de un puente aplicando el método LRFD con superestructura de viga postensada”, para optar en título de ingeniero civil. Tiene como objetivo el diseño de un puente de concreto postensado, aplico este método con el fin de dar a conocer este tipo de puentes donde se realizan mejores controles con respecto a su calidad y tiempo de ejecución son inferiores en comparación con el sistema típico. Usando como referencia la norma AASHTO-LRFD tuvo como conclusión que los puentes debido a su condición de ser más vulnerables que otro tipo de estructuras, estas deben ser evaluadas y mantenidas para cumplir con un servicio continuo. Y realizando el diseño del puente con viga postensada concluyo que debido a la unión de concreto y acero postensado se producen elementos capaces de contrarrestar el esfuerzo y la deformación producida por las cargas que afectan el puente casi en su totalidad, creándose estructuras más eficientes.

Chacón Baca Luis y Llontop Rosales Frank (2005). En su tesis “Sistema de inspección y evaluación para el mantenimiento y reparación del puente Santa y puente Carrizales”, para optar por el título de ingeniero civil. Tiene como finalidad la implementación de un adecuado sistema de información de puentes, para la inspección, mantenimiento y reparación de los puentes carreteros. Mediante fichas técnicas de inspección realizadas, tuvo como resultado que los puentes evaluados presentan daños que deben ser atendidos a mediano plazo, porque su situación puede degradarse, y esto es consecuencia de que no existe un organismo que se encargue específicamente de la inspección y evaluación de puentes carreteros.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Puente

Un puente es una estructura que nos ayuda a salvar un accidente geográfico, y depende de las características del ambiente se planea su diseño. Los puentes y sus componentes deben ser diseñados para cualquier tipo de fuerza externa tanto como sísmicas como otros eventos extraordinarios, de tal manera que si sufren daños, tengan una baja probabilidad de colapsar completamente durante los movimientos del terreno inducidos por los sismos, así mismo, las cimentaciones deben estar preparadas para soportar las grandes avenidas de los ríos y la socavación producida por las máximas descargas; por otro lado, la pérdida de capacidad portante del suelo por efecto del sismo debe ser analizado en todo tipo de cimentaciones (Rivera, 2004, p.7).

La estructura del puente consiste en una serie de partes conectadas con el fin de soportar una carga. Para realizar el análisis estructural de un puente se debe conocer cómo están soportados y conectados los miembros entre sí. Para poder realizar el análisis adecuado se debe tener conocimiento de sus componentes con el fin de poder clasificarlo.

Para analizar el puente se analizarán la losa superior, y la infraestructura donde se realizará el análisis de la losa inferior y las paredes laterales, donde se hallarán las cargas actuantes en ellas.

1.3.1.1. Estructura

1.3.1.1.1. Superestructura

La superestructura de un puente es la zona donde se inicia la transferencia de cargas usualmente está recubierta con un cierto porcentaje de asfalto para poder amortiguar el peso de los camiones que transitan en él. La superestructura usualmente se compone de un tablero que descansa sobre las vigas principales, y son estas las que transfieren la carga hacia la subestructura (Muños, 2013, p.15).

Estas según la luz de tramo pueden clasificarse en, losas macizas, losas nervadas, losas aligeradas, vigas T múltiples, vigas preesforzadas, vigas vaciadas "in situ" de concreto preesforzado, tableros mixtos. Las losas macizas se utilizan en puentes de pequeñas luces de 6 a 20 m, las losas nervadas, cuando aumenta la longitud y se desea aligerar la superestructura, las losas

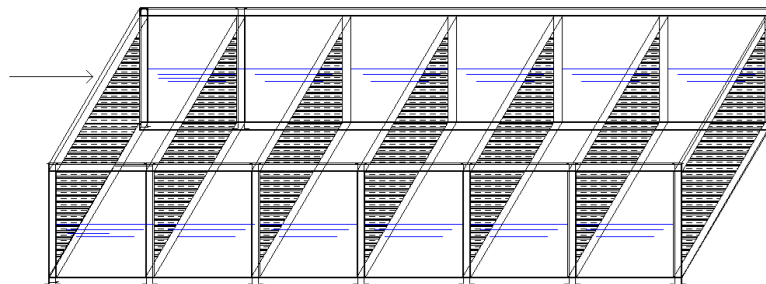
aligeradas, vigas T múltiples recomendables para luces entre 10 y 25 m, vigas preesforzadas recomendable para luces entre 20 y 50 m es una solución económica debido a que se reducen su esbeltez, vigas vacías “in situ” de concreto preesforzado son muy utilizadas para viaductos urbanos debido a que es más sencillo el encofrado y se adaptan a formas complicadas, por último los tableros mixtos se realiza cuando las resulta más ventajoso construir con acero (Rivera, 2004, p.16).

1.3.1.1.2. Subestructura

“Los estribos o pilares por su profundidad donde se requiere cimentar generalmente puede requerir de componerse en 2 partes: una elevación y una cimentación, la cimentación por su forma puede ser con pilotes caissons, constituyendo lo que se define con una cimentación profunda. Las elevaciones cuando son muy altas pueden ser huecas” (Rivera, 2004, p.20).

1.3.1.1.3. Puente del Rio Lacramarca

Puente tipo alcantarilla construido en el año 1985, esta estructura está formada con múltiples losas y paredes que transfieren las cargas al terreno.



1.3.1.2. Cargas que afectan al puente

“Los puentes son estructuras que vienen siendo diseñadas para poder soportar cargas y fuerzas tanto transversales como longitudinales. Entre las que siempre se consideran están la carga viva, carga muerta y la de impacto; y se añaden otras fuerzas según las condiciones que presenta el entorno de la estructura tales como el empuje de tierra, fuerza centrífuga, etc.” (Rivera, 2004, p.22)

1.3.1.2.1. Cargas permanentes

Son las cargas que permanecerán por tiempo ilimitado durante toda la vida útil del puente.

Según el AASHTO LRFD A3.5.1, estas se dividen en las cargas muertas de secciones estructurales como también no estructurales que adopta el símbolo DC, y las cargas muertas que agregan la carpeta asfáltica e las instalaciones para el público que adopta el símbolo DW. Estas serán calculadas según las dimensiones del plano de la estructura. (AASHTO LRFD ,2014)

1.3.1.2.1. Cargas vivas

Las cargas vivas son las cargas causadas por los peatones y por el peso de los vehículos que transitan por el puente. Para su cálculo se empleará la Carga HL-93. (AASHTO LRFD ,2014)

“Se tendrá que considerar para el diseño la carga viva que resulte más desfavorable entre la unión del camión de diseño y la carga distribuida o el tándem de diseño y la sobrecarga distribuida.” (Ramírez y León, 2010, p.115).

1.3.1.2.1.1. Camión de diseño

La longitud entre los dos ejes con mayor carga se debe tomar la que, estando entre la distancia de 4.30m y 9.00m con una carga de 145 kN, tenga como resultado el efecto más desfavorable para el puente.

“Los efectos de las cargas obtenidas por el camión de diseño tienen que ser aumentadas por efectos dinámicos, excepto las estructuras de madera y enterradas”. (Manual de diseño de puente, 2003, p. 52).

1.3.1.2.1.2. Tándem de diseño

Esta carga consiste en la aplicación de 2 cargas de 110 kN, estas son espaciadas a 1.20, y la distancia de las ruedas transversalmente tendrá que ser de 1.80 m. Debido al efecto dinámico estas deben ser incrementadas con un factor de impacto. (Manual de diseño de puente, 2003, p. 52)

1.3.1.2.1.3. Sobrecarga distribuida

Se considera para el cálculo una sobrecarga de 9.3kN/m, esta se aplica uniformemente de forma longitudinal donde se produzca un efecto desfavorable, y transversalmente sobre una distancia de 3 m. La cual será aplicada en la posición donde se encuentre el camión de diseño. (Manual de diseño de puente, 2003, p. 52)

1.3.1.2.1.4. Modificación por número de vías cargadas

“Cuando se utiliza más de dos carriles cargados, ya sea con la carga de faja o con la de camión. Podrá aplicarse un factor de reducción, al peso de los camiones de diseño, que tiene en cuenta la probabilidad de presencia simultánea de la sobrecarga en todas las fajas” (Rivera, 2003, pag.35).

Ver Manual de diseño de puentes, pág. 53.

Numero de Vías Cargadas	Factor
1	1.2
2	1
3	0.85
4 o mas	0.65

Fuente: Manual de diseño de puente

1.3.1.2.2. Efectos dinámicos

Estos efectos se pueden se originar por la discontinuidad de la superficie del pavimento, también estos efectos se originan debido a la ondulación de la superficie del pavimento del puente por el asentamiento o por las frecuencias de vibración similares entre este y el automóvil que transita.

“Las cargas de camión de diseño y al eje tándem se tendrán que amplificar para que tengan en cuenta los efectos causados por la amplificación dinámica e impacto”. (Manual de diseño de puente, 2003, p. 53)

Incremento de la carga viva por efectos dinámicos	
Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados limites)	75%
Para otros elementos <ul style="list-style-type: none"> • estados límites de fatiga y fractura 	15%
<ul style="list-style-type: none"> • Otros estados limite 	33%

Fuente: Manual de diseño de puente

1.3.1.2.3. Fuerzas provenientes de corrientes de agua

Según Manual de diseño de puente (2003, p. 53), el efecto del flujo del agua sobre pilas, se calculará con la expresión:

$$P = 53KV^2$$

En la que:

P = Es la presión en kgr por metro cuadrado (k/m²)

V = Velocidad del agua en metros por segundo (m/s)

K = Una constante, que depende de los factores de la pila

“La constante K toma los valores de 0.7 para bordes semicirculares, 1.4 para bordes cuadrados, 1.4 para pilas con acumulación de malezas y 0.5 para bordes angulares y ángulos menor que 30°” (Rivera, 2003, p.42).

- **Supresión:**

“Cuando una estructura o alguna de sus partes, pueda encontrarse sumergida, como en el caso de pilotes, cabezales, bases, etc., considerara el empuje hacia arriba que se ejerce por desplazamiento de la masa de agua” (Rivera, 2003, p.42).

1.3.1.2.4. Empuje de suelo

“Para elementos estructurales destinados a retener masas de suelos, se aplicara la teoría de Rankine; considerando como mínimo una presión equivalente a un fluido con un peso unitario de 0.48 t/m³” (Rivera, 2003, p.42)

“Rankine considero esencialmente la teoría de Coulomb excepto que él asumió que no hay fricción en el muro o cohesión del suelo y dedujo fórmulas para suelos no cohesivos, por lo que en otros tipos de suelos los valores de empuje de tierras son aproximados”. (Manual de diseño de puente, 2003, p. 197)

1.3.1.2.4.1. Empuje lateral del suelo

En el manual de diseño de puentes (2003, p. 197), se asume que el empuje lateral del suelo es inicialmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k_h \gamma_s g z (10^{-6})$$

Dónde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k_h = coeficiente de empuje lateral

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

1.3.1.2.4.2. Coeficiente de empuje lateral en reposo

En el manual de diseño de puentes (2003-p.198), se considera para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_{of} = -1 \sin \varphi$$

Dónde:

φ = ángulo de fricción interna del suelo drenado

1.3.1.2.4.3. Coeficiente de empuje lateral activo

En el manual de diseño de puentes (2003, p.198), se establece que en el caso de muros que van a desplazarse o deflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presión lateral activo de tierras, calculado de esta forma:

$$k_o = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - i)}{\cos(\beta + \delta)\cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

Donde:

δ = ángulo de fricción entre el relleno y el muro

i = ángulo de inclinación del relleno respecto a un eje horizontal

β = ángulo de inclinación del respaldo interno del muro respecto a un eje vertical

φ = ángulo de fricción interna

1.3.1.2.4.4. Coeficiente de empuje lateral pasivo

En el manual de diseño de puentes (2003, p.199), para los suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar de la siguiente manera:

$$p = k_h \gamma_s g z * 10^{-6} + 2c \sqrt{k_p}$$

Dónde:

p = empuje pasivo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad bajo la superficie del suelo (m)

c = cohesión del suelo (MPa)

k_h = coeficiente de presión lateral pasiva.

g = aceleración de la gravedad

1.3.1.3. Evaluación de capacidad de carga

La Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) define la “capacidad de carga” como el máximo tonelaje permitido para un camión expresado en términos de la designación HS de una carga para un puente (alcantarilla). La capacidad de carga se expresa en términos de dos clasificaciones separadas en una Tasa de inventario y un Factor de funcionamiento u operación. (Umpire, 2013, p.40)

1.3.1.3.1. Factor de capacidad

Para poder establecer cuál es la capacidad de soporte un elemento estructural cuando es sometida a una carga, se emplea el coeficiente de factor de capacidad (RF) con el fin de establecer cuál es su carga máxima que puede transitar sobre la estructura de modo seguro, para poder establecer restricciones de vehículos según su peso. (Hidalgo, 2017, p.50)

Para poder definir el valor RF por cada elemento se aplica la ecuación general de capacidad de carga, esta ecuación cuenta con variables de carga y resistencia que varían de acuerdo al tipo de metodología. La ecuación es interpretada según el tipo de resultado que esta obtenga, siendo $RF \geq 1$ la estructura puede soportar las cargas establecidas según el tipo de método utilizada; si $RF < 1$ esta debe ser rehabilitada o reforzada. (Umpire, 2013, p.45)

1.3.1.3.1.1. Nivel de evaluación

Se establecen dos niveles en cada método de capacidad de carga, estas poseen índices de confiabilidad tanto para la resistencia y la carga del elemento.

Para el método derivado del LRFD para llegar a un índice de fiabilidad aceptable se establecen factores de carga y reducción de resistencia para cada estado limite. (Hidalgo, 2017, p.54).

1.3.1.3.1.1.1. Nivel de evaluación de inventario

La Clasificación de inventario (IR) es la carga máxima de camión que puede utilizar con seguridad el puente o una alcantarilla por un período indefinido de tiempo. (AASHTO, 2003)

1.3.1.3.1.1.2. Nivel de evaluación de operación

La Clasificación de operaciones (OR) es la carga de camión permisible máximo absoluto que pueden utilizar el puente [alcantarilla]. Según los resultados de

este nivel de evaluación se deben establecer límites del tipo de camión máximo a transitar en la estructura. (AASHTO, 2003)

1.3.1.3.2. Métodos de evaluación de capacidad de carga

Existen tres tipos de métodos establecidos en el manual de evaluación de puentes (MBE), esto es debido que implementaron estos métodos según el número de metodologías de diseño derivadas del AASHTO.

Para las metodologías establecidas por ASSHTO Standard, se encuentran los métodos de esfuerzos admisibles (ASR) y método de factores de carga (LFR). Para el AASHTO LRFD se establece el método por factores de resistencia y carga (LRFR). (Hidalgo, 2017, p.55)

Para este proyecto se utilizará el método LRFR por que deriva del código de diseño AASHTO LRFD por ser el más actual y ser el método de diseño más empleado en el país,

1.3.1.3.2.1. Método de factores de resistencia y carga (LRFR)

Esta metodología deriva del AASHTO LRFD, consta de factores y cargas calibrados para obtener un alcance mínimo de seguridad.

Esta metodología está compuesta por tres niveles de evaluación:

- Clasificación de carga de diseño
- Clasificación de carga legal, y
- Clasificación de carga de permiso.

Cada nivel de evaluación costa con diversos camiones de diseño según el tipo de capacidad de carga de la estructura. (MBE, 2008, Artículo 6. A1.2)

1.3.1.3.3. Clasificación de carga de diseño.

El análisis de capacidad de carga de diseño es lo primero que se debe realizar, este nivel se debe evaluar con las cargas estandarizadas en la metodología de diseño LRFD, teniendo en cuenta también sus dimensiones y propiedades actuales.

Este primer nivel nos da como resultado la identificación de puentes que deberían ser calificados según la carga legal. Los puentes según el valor de su factor de capacidad se derivan a otro tipo de clasificación de carga.

Para los puentes que obtuvieron un clasificador $RF \geq 1$ en el nivel de inventario, obtendrán una capacidad de carga aceptable para todas las cargas legales que se prestan en el manual AASHTO LRFD, si no supera la unidad, $RF < 1$, en el nivel inventario pero si en el nivel de operación, puede tolerar la carga legal

especificada en el manual AASHTO, pero no camiones más pesados especificado en ese manual. (Umpire, 2013, p.54)

Para los puentes que no superen la unidad ni en el nivel de inventario, y tampoco en el nivel de operación deben ser evaluadas por carga legal.

1.3.1.3.4. Cargas de evaluación

Para poder evaluar un puente con el método de factor de clasificación se debe emplear solamente la carga permanente y la carga vehicular, este método no incluye dentro de los factores de evaluación las cargas generados por eventos extremos, los cuales son las de sismo, inundación, incendio, debido a que esas fuerzas tienen una mínima posibilidad de ocurrir. (MBE, 2008, Artículo 6A.2.1)

La carga vehicular que se considera para esta es la establecida en la metodología AASHTO LRFD, como también la que se encuentra en el manual de diseño puentes de este país.

1.3.1.3.4.1. Ecuación general de la clasificación de carga

Como especifica el MBE artículo 6A4.2.1, el método se basa en analizar la capacidad de cada componente de la estructura aplicando la ecuación general de carga:

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)}$$

Para los estados límites de resistencia

$$C = Rn\phi_c \phi_s \phi_n$$

Donde se aplicará el siguiente límite inferior

$$\phi_c \phi_s \geq 0.85$$

Para los límites de trabajo

$$C = f_R$$

Dónde:

RF= Factor de clasificación.

C= Capacidad.

f_R = Tension permitida especificada en el codigo LRFD

Rn = Resistencia nominal de miembros (como ininspeccionado)

DC = Efecto de carga muerta debido a componentes estructurales y dispositivos.

DW = Efecto de carga muerta debido al uso de superficie y utilidades.

P = Cargas permanentes aparte de las cargas muertas.

LL=Efecto de la carga viva.

IM=Carga dinámica asignada.

Ydc = Factor de carga LRFD para componentes estructurales y dispositivos .

El factor de resistencia ϕ tiene el mismo valor para un nuevo diseño y para la clasificación de la carga. También $\phi = 1.0$ para todos los estados limites sin resistencia.

γ_{DW} = Factor de carga LRFD para usar superficies y utilidades .

γ_p = Factor de carga para carga permanente aparte de las cargas muertas = 1.0.

γ_{LL} = Evaluacion del factor de carga viva.

φ_c = Factor de condicion .

φ_s = Factor de sistema.

φ = Factor de resistencia LRFD .

1.3.1.3.4.1.1. Estados límites:

Los estados límites aplicables están resumidos en las Tablas 3.4.1.1 y 3.4.1.2. del método de diseño ASSHTO LRFD.

1.3.1.3.4.1.2. Factor de condición: φ_c

Este factor agrega una disminución en la resistencia del elemento debido a su nivel de deterioro y la proyección de dicho deterioro en futuras inspecciones. (MBE, 2008, Artículo 6A.4.2.4)

Tabla 02.- Factor de condición: Φ_c

Condición del miembro estructural	φ_c
Bueno o Satisfactoria	1
Justo ,equitativo	0.95
Pobre	0.85

Para la estimación de este valor el MBE recomienda utilizar el rango de valoración del National Bridge Inventory, donde se especifica el nivel de daño.

Tabla 04.- Conversión aproximada en Seleccionar Φ_c

Clasificación de la condición de	Miembro equivalente de la
----------------------------------	---------------------------

superestructura	condición estructural
6 o mayor	Buena o satisfactoria
5	Justo
4 o menor	Pobre

1.3.1.3.4.1.3. Factor de sistema:

Este factor se multiplica a la resistencia del elemento para evidenciar su nivel de redundancia. Si dicho elemento posee una redundancia baja dicho factor reducido afectara la capacidad nominal. (MBE, 2008, Artículo 6A.4.2.3)

Se tienen que emplear los factores establecidos en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

Tabla 3.- Factores de sistema: Φ_s para Efectos Axiales y de Flexión

Tipo de superestructura	ϕ_s
Miembros soldados en puentes de dos vigas /armadura/	0.85
Miembros remachados en puentes de dos vigas /armaduras/arco.	0.9
Miembros múltiples de barra en puentes de armadura.	0.9
Puente con 3 vigas espaciadas a 6ft.	0.85
Puente de 3 vigas espaciadas a \leq 4ft.	0.95
Todos los demás puentes de viga y puentes de bloques o losa.	1
Piso de vigas con espacio > 12ft y largueros no continuos.	0.85
Subsistemas de largueros redundantes.	1

1.3.1.3.4.2. Resistencia de la estructura

La resistencia nominal de la estructura es la capacidad que esta tiene de soportar las cargas vivas y muertas. La capacidad de cada miembro se debe calcular para cada modo de fallo (momento de flexión, corte, empuje axial) en cada sección crítica de la alcantarilla analizada. (TDT, 2009, p.20)

1.3.1.3.4.2.1. Capacidad de momento flexionante:

Los siguientes datos fueron recolectados de la norma AASHTO Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition (SSHB).

La capacidad de momento flexionante se debe calcular en cada dirección de flexión; es decir, tanto positivos como negativos.

ECUACIÓN M-1. Centroide de la sección en capacidad última (DERIVADA DE SSHB 8.16.3.4).

$$c = 0.5 \left\{ -\frac{(87000 - 0.85f'_c)A'_s - F_y A_s}{0.85f'_c \beta_1 b} + \sqrt{\left[\frac{(87000 - 0.85f'_c)A'_s - F_y A_s}{0.85f'_c \beta_1 b} \right]^2 + 4 \left[\frac{87000 A'_s d'}{0.85f'_c \beta_1 b} \right]} \right\}$$

Donde:

c = El centroide de la sección

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

A_s = Área de la armadura de tracción

A'_s = Área de la armadura de compresión

d' = Distancia desde la fibra de compresión

extrema al centroide del refuerzo de compresión

b = Anchura del miembro a compresión

$\beta_1 = 0.85$ cuando $f'_c \leq 4000$ psi

$= 1.05 - f'_c * (0.0005)$ cuando 4000 psi $\leq f'_c \leq 8000$ psi

$= 0.65$ cuando $f'_c * (0.0005) \geq 8000$ psi (SSHB 8.16.2.7)

ECUACIÓN M-2. Tensión en el acero de compresión (PSI) (DERIVADA DE SSHB 8.16.3.4).

$$0 \leq F'_s = 87000 \frac{c - d'}{c} \leq F_y$$

Donde:

F'_s = Tensión en el acero de compresión

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

c = El centroide de la sección

d' = Distancia desde la fibra de compresión

extrema al centroude del refuerzo de compresión

ECUACIÓN M-3. Tensión en acero compresión equilibrada (SSHB 8.16.3.4.3 EQ.8-28)

$$F'_b = 87000 \left[1 - \frac{d'}{d} \left(\frac{87000 + F_y}{87000} \right) \right] \leq F_y$$

Donde:

F'_b = Tensión en acero de compresión

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

d = Distancia desde la fibra de compresión

extrema al centroude del refuerzo de tracción

d' = Distancia desde la fibra de compresión

extrema al centroude del refuerzo de compresión

Si $F'_s = 0$; entonces $F'_b = 0$

ECUACIÓN M-4. Cuantía balanceada para losas doblemente reforzadas (SSHB 8.16.3.4.3 EQ8-27).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{87000}{87000 + f_y} \right) + \frac{A'_s F'_b}{bdF_y}$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada de refuerzo de tracción

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

F'_b = Tensión en acero de compresión

A'_s = Área de la armadura de compresión

d = Distancia desde la fibra de compresión

extrema al centroude del refuerzo de tracción

b = Anchura del miembro a compresión

$\beta_1 = 0.85$ cuando $f'_c \leq 4000$ psi

$= 1.05 - f'_c * (0.0005)$ cuando 4000 psi $\leq f'_c \leq 8000$ psi

$= 0.65$ cuando $f'_c * (0.0005) \geq 8000$ psi (SSHB 8.16.2.7)

ECUACIÓN M-5. Control máximo de refuerzo (DERIVADA DE SSHB 8.16.3.1.1).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0.75\rho_b$$

Donde:

ρ = Cuantía de refuerzo a la tracción

A_s = Área de la armadura de tracción

b = Anchura del miembro a compresión

d = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroude del refuerzo de tracción

ρ_b = Cuantía balanceada de refuerzo de tracción

ECUACIÓN M-6. Capacidad de momento general (DERIVADA DE SSHB 8.16).

$$\phi M_n = \phi \left\{ (A_s F_y - A'_s F'_y) \left[d - \frac{A_s F_y - A'_s F'_y}{2(0.85)f'_c b} \right] + A'_s F'_y (d - d') \right\} \left(\frac{1'}{12''} \right) \left(\frac{\text{kip}}{1000\text{lb}} \right)$$

Donde:

ϕM_n = Capacidad al momento de flexión en una sección

$\phi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia (SSHB 16.6.4.6)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

F'_s = Tensión en el acero de compresión

A_s = Área de la armadura de tracción

A'_s = Área de la armadura de compresión

d = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroude del refuerzo de tracción

d' = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroude del refuerzo de compresión

b = Anchura del miembro a compresión

b = Anchura del miembro a compresión

Si no se proporciona acero de refuerzo a la tracción, la capacidad de momento puede tomarse como el momento de agrietamiento tal que en cualquier momento en la dirección no reforzada no resulte en una capacidad de carga de control sobre conservador. Esto se debe calcular mediante la ecuación M-7.

ECUACIÓN M-7. Capacidad de momento mínima de agrietamiento

$$\varphi M_n = \varphi h^2 \sqrt{f'_c} \left(\frac{\text{kip}}{1000\text{lb}} \right)$$

Donde:

φM_n = Capacidad al momento de flexión en una sección

$\varphi = 0.9$ = Factor de reducción de resistencia (SSHB 16.6.4.6)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

h = Espesor de la sección total

1.3.1.3.4.2.2. Capacidad de corte:

Los siguientes datos fueron recolectados de la norma AASHTO Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition (SSHB).

La capacidad de resistencia al corte debe ser calculado en cada sección crítica. La falla por corte por lo general no controla la capacidad de carga, por eso AASHTO permite un cálculo simple, y conservador para la capacidad de corte utilizando la capacidad de corte mínimo. Si la capacidad de carga de la alcantarilla no es controlada por corte, el cálculo más simple es suficiente.

ECUACIÓN C-1. Capacidad de corte mínima (DERIVADA DE SSHB 8.16.6.7).

$$\varphi V_n = \varphi 3bd \sqrt{f'_c} \text{ para losas de un solo tramo que estan unidas}$$

monolíticamente con las paredes de la alcantarilla.

$$\varphi V_n = \varphi 2.5bd \sqrt{f'_c} \text{ para losas de un solo tramo simplemente apoyada.}$$

Donde:

φV_n = La capacidad de corte de la sección

$\varphi = 0.85$ (SSHB 16.6.4.6)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

d = La profundidad desde la cara de compresión hasta el refuerzo de tracción en la dirección del Mu.

b = Anchura de la cara del miembro a compresión.

Si resulta que la capacidad de carga de la alcantarilla está controlada por corte, la ecuación C-2 se puede utilizar para determinar la capacidad de Corte en la sección crítica.

ECUACIÓN C-2. Ecuación de capacidad de corte (SSHB 8.16.6.7.1 EQ.8-59).

$$\phi V_n = \phi \left(2.14\sqrt{f'_c} + 4600\rho \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \leq 4bd\sqrt{f'_c}$$

Donde:

ϕV_n = La capacidad de corte de la sección

$\geq \phi 3bd\sqrt{f'_c}$ para losas de un solo tramo que están unidas

monolíticamente con las paredes de la alcantarilla

$\geq \phi 2.5bd\sqrt{f'_c}$ para losas de un solo tramo simplemente apoyada.

$\phi = 0.85$ (SSHB 16.6.4.6)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

ρ = Cuantía de refuerzo a la tracción en la dirección del M_u

b = Anchura de la cara del miembro a compresión

V_u = La Demanda de corte o de carga

M_u = La Demanda de momento o de carga

$$\frac{V_u d}{M_u} < 1.0$$

1.3.1.3.4.2.3. Capacidad de empuje axial:

Los siguientes datos fueron recolectados de la norma AASHTO Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition (SSHB).

Sólo hay una capacidad de empuje por sección crítica. Esta es una capacidad a compresión (-).

ECUACIÓN E-01. Capacidad de empuje (SSHB 8.16.4.2.1 EQ.8-31).

$$\phi P_n = -\phi [0.85f'_c(A_g - A_s - A'_s) + (A_s + A'_s)F_y]$$

Donde:

ϕP_n = Capacidad de empuje de la sección

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

F_y = Resistencia a la fluencia del acero

A_g = Área bruta de la sección

A_s = Área de la armadura de tracción

A'_s = Área de la armadura de compresión

Si la comprobación de empuje es satisfactoria entonces la demanda de empuje es menor que la carga axial inicial asumido y las partes de losa de alcantarilla

pueden ser modeladas con precisión, tanto para la capacidad y la demanda como elementos de viga.

Sin embargo, si la comprobación de empuje no se satisface, las partes de losas ya no se consideran vigas para fines de análisis, pero en su lugar deben ser modelados como vigas y columnas. Si esta es la situación, las ecuaciones de flexión combinadas deben ser utilizadas de AASHTO SSHB Sección 8.16.4.3.

1.3.1.3.4.3. Modelo de la estructura

Para modelar la estructura se consideraron lo especificado en el manual AASHTO ESTÁNDAR y el manual de evaluación de capacidad de carga para alcantarillas del estado de Texas (TDT) denominada CULVERT RATING GUIDE.

El modelo debe desarrollarse de modo que los nodos de viga estén en la línea central de las secciones de los que están modelando. Cada sección debe usar las propiedades del área bruta de una franja de alcantarilla de un pie de ancho. Se debe colocar un nodo en cada sección crítica para que las fuerzas y los momentos resultantes se calculen automáticamente en esos puntos. (TDT, 2009, p.25)

La ubicación de las secciones críticas de la esquina se puede determinar directamente. Como se señaló anteriormente, AASHTO especifica que las secciones críticas de la mitad del tramo deben ser determinadas para ubicar el momento máximo combinado (carga muerta y viva) en la región de la mitad del tramo. Sin embargo, para los fines de proyecto, siempre se asume que la sección crítica de la mitad del tramo está ubicada en la mitad del tramo.

En el modelo, la función principal de las condiciones de contorno es mantener la estabilidad global. Las reacciones no son preocupantes. El modelo debe ser simplemente apoyado, con un pasador en la esquina inferior izquierda (restringir en las direcciones X e Y globales) y rodillos en otras líneas centrales de la pared inferior (restringir solo en la dirección Y global). (TDT, 2009, p.26)

Un aspecto único de este modelo es que para tener en cuenta el apoyo de la presión del suelo hacia arriba, cualquier carga que se coloque hacia abajo en la estructura también se debe colocar hacia arriba en la losa inferior, de manera uniforme. El resultado es una carga vertical equilibrada y ninguna reacción en los soportes. Las condiciones de contorno solo mantienen estable el modelo. No deben contribuir significativamente al soporte de la estructura.

1.3.1.3.4.3.1. Casos de carga

De acuerdo con ASSHTO SSHB, A3.20.2, se deben hacer dos análisis de demanda para determinar las condiciones de carga en el peor de los casos en la estructura de la alcantarilla. Los dos análisis combinan las cargas básicas de manera diferente para producir momentos de demanda conservadores, cizallas y empujes. (ASSHTO SSHB, 2002)

1.3.1.3.4.3.1.1. Caso de carga total

El primer análisis es el "caso de carga total". El caso de carga total está diseñado para crear la demanda máxima en la mayor parte de la estructura de la alcantarilla; es decir, en sus secciones críticas. La combinación de carga total está diseñada para proporcionar las máximas demandas axiales y de corte en toda la alcantarilla y las demandas máximas de momento en todos menos en los intervalos medios superiores e inferiores. Esta carga el caso aplica las cargas descritas anteriormente con un factor de carga de 1. (TDT, 2009, p.48)

1.3.1.3.4.3.1.2. Caso de carga lateral reducida

El segundo análisis es el "caso de carga lateral reducida" como se describe en AASHTO SSHB 6.2.1.B, 3.20.2. La combinación de carga lateral reducida está diseñada para crear el momento de máxima demanda para las secciones de momento positivo. (AASHTO SSHB, 2002)

Este caso de carga está destinado a crear un peor escenario para la losa, reduciendo la cantidad de curvatura inversa creada por la presión lateral en las paredes de la alcantarilla. (TDT, 2009, p.48)

1.4. Formulación del Problema

¿Qué resultados tendrá la evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte?

1.5. Justificación del estudio

El presente proyecto de "Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Áncash – 2018", proporcionara información del estado actual del puente Lacramarca, que ha sido afectado por los agentes naturales que son comunes en todas las obras de ingeniería civil, así mismo el concreto por los efectos del cambio de temperatura, el intemperismo y otros agentes; se agrietan y se desconcha y tiende a otra vez a convertirse en arena grava y cementos separados. Como

también es el acero que por efecto de la oxidación tiende a reducir su área de sección transversal esto disminuye su capacidad resistente.

Con respecto a las cargas vehiculares que afectan el puente en cuestión estas están en crecimiento debido al aumento del peso de los vehículos en respuesta a la demanda de los transportistas que la encuentran más lucrativa, y los aumentos de los vehículos que están directamente relacionados con el crecimiento económico. Estos factores explican el deterioro de las estructuras de puentes y pavimentos, debido al incremento de las cargas y por la reducción de resistencia por efecto de la fatiga estructural, ocasionado por la reiterativa aplicación de estas cargas.

Por esta razón una evaluación periódica a los elementos de la infraestructura vial resulta de vital importancia ya que nos permite tener información sobre su estado en el instante dado. Con esta evaluación se pueden detectar posibles fallas y deficiencias con la finalidad de poder generar planes de mantenimiento y reparación para asegurar que la estructura cumpla con su vida útil de diseño y no se convierta en un riesgo para los usuarios.

1.6. Hipótesis

Hipótesis implícita.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo General

Evaluar la estructura del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte, en el distrito de Chimbote – Ancash – 2018.

1.7.1.1. Objetivos Específicos

Calcular la demanda de la estructura según el estado límite de resistencia.

Calcular la demanda de la estructura según el estado límite de servicio.

Calcular la resistencia nominal de las secciones del puente evaluado.

Calcular el factor de clasificación del puente.

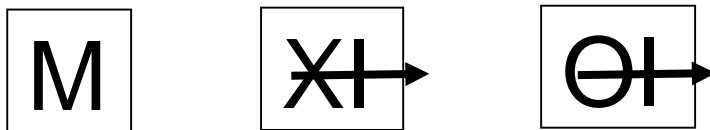
Realizar la propuesta de mejora.

II. MÉTODO

2.1 Diseño de investigación

No experimental: La investigación No experimental es cualquier investigación en la que resulta imposible manipular variables o asignar aleatoriamente a los sujetos o a las condiciones.

Descriptivo: Porque se selecciona una serie de cuestiones y se mide cada una de ellas independientemente, para así describir lo que se investiga. Se observó el comportamiento y evaluó el puente sin influir sobre él de ninguna manera.



Dónde:

M: puente Lacramarca.

XI: estructura del puente Lacramarca.

OI: Son los resultados.

2.2. Variables, operacionalización.

Las variables se clasifican según su capacidad o nivel de modo que nos permitan medir los objetos.

2.2.1. Variable independiente

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIÓN	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Evaluación estructural del Puente Lacramarca	“Se entiende por evaluación de una estructura el proceso sistemático que concluye con el conocimiento de las características de su comportamiento bajo un cierto estado de cargas” (Ponce, 2015)	Se determinará la capacidad de la alcantarilla en base a los datos que aparecen en los documentos originales de la construcción, mediante una guía de recolección de datos y empleado la norma de diseño AASHTO Standard y en combinación con supuestos históricos de propiedad de material que se correlacionan mediante inspección visual del estado de la alcantarilla. La demanda de carga muerta y viva sobre la estructura, mediante guía de recolección de datos y aplicando la norma de diseño AASHTO LRFD se determinarán por un modelado analítico.	ESTADOS LIMITES	Resistencia	Nominal
				Servicio	Nominal
			CAPACIDAD DE CARGA	Resistencia Nominal	Nominal
				Factor de clasificación	Nominal

2.3. Población y muestra

La población y muestra es el puente del río Lacramarca que cuenta con una estructura de sección cajón, que está formado con marcos múltiples con una longitud de 30 metros con 6 tramos, cada una de estas de 5 metros, ubicado en la panamericana norte en el km 429 entre el distrito de nuevo Chimbote y Chimbote.

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

El análisis del puente sometido a carga muerta se halla mediante observación con una guía de recolección de datos derivada del manual de diseño de puentes donde se recogerán los datos reales de la estructura, tales como dimensiones y propiedades de sus componentes estructurales.

El análisis del puente sometido a carga viva se halla mediante observación con una guía de recolección de datos derivada del manual de diseño de puentes donde se recogerán los datos reales de la estructura, tales como sus dimensiones y propiedades de sus componentes estructurales, y se aplicaran las cargas establecidas en la metodología de diseño AASHTO LRFD.

La resistencia nominal en cada modo de falla del puente se halla mediante observación con una guía de recolección de datos derivada del manual de diseño de puentes donde se recogerán los datos reales de la estructura. La capacidad de resistencia en cada modo de fallo se calcula mediante las ecuaciones establecidas en la metodología de diseño AASHTO STANDARD.

2.5. Métodos de análisis de datos

Se utiliza el análisis descriptivo, que sirve para describir el comportamiento de una variable en una población, en este caso la evaluación estructural en el mismo puente.

2.6. Aspectos éticos

Ejercer la profesión con decoro, dignidad e integridad

Veracidad de datos

Respeto a la propiedad intelectual

Obrar con responsabilidad social respetando la privacidad

Proteger la identidad de los individuos que participan en el estudio

III. Resultados

3.1. Descripción general del puente Lacramarca

3.1.1. Ubicación

El puente Lacramarca se localiza en el departamento de Áncash, provincia del Santa, cerca de los límites del distrito de Chimbote y Nuevo Chimbote, sobre el río Lacramarca; en las coordenadas $9^{\circ}6'42''S$ $78^{\circ}32'57''W$, este puente se encuentra en la red vial denominada panamericana norte, que es una de las más importantes a nivel nacional.

3.1.2. Geometría del puente

La estructura del puente con una longitud de 30.4 metros, esta se divide en 6 tramos cada uno de estos con una longitud de 5.066 metros. La sección transversal del puente tiene una longitud de 10.10 metros, con 2 carriles de tránsito vehicular en 7.5 metros, cuenta con veredas en los extremos para la circulación de peatonal con barandas de concreto. Este puente está compuesto de muros laterales, losas superiores e inferiores unidos entres si para formar un cajón.

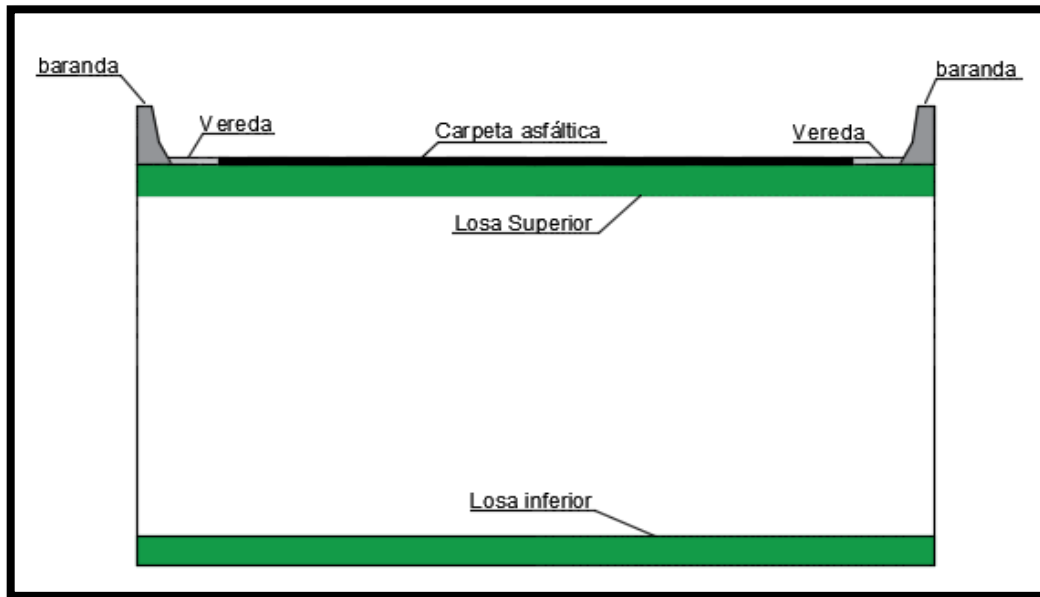
Este puente ha sido diseñado en el año 1985 y construido ese mismo año, fue elaborado aplicando la norma francesa que consta de una sobrecarga vehicular denominada C-30.

El puente del río Lacramarca tuvo una inspección en el año 2008 que fue realizada por el Consorcio Costa Dulce II, pero esta inspección fue realizada a nivel superficial en la que dio como resultado que el puente se encontraba en buen estado, pero dicho reporte no detallaba el nivel de carga actual en comparación con la cual fue diseñada.

El puente del río Lacramarca cuenta con una longitud recta en planta, la estructura del puente está formado por concreto armado, del cual el acero se distribuye de manera tal que forma una malla tanto en la zona de tracción que en la de compresión, en toda la losa superior y la losa inferior, como también en las paredes verticales.

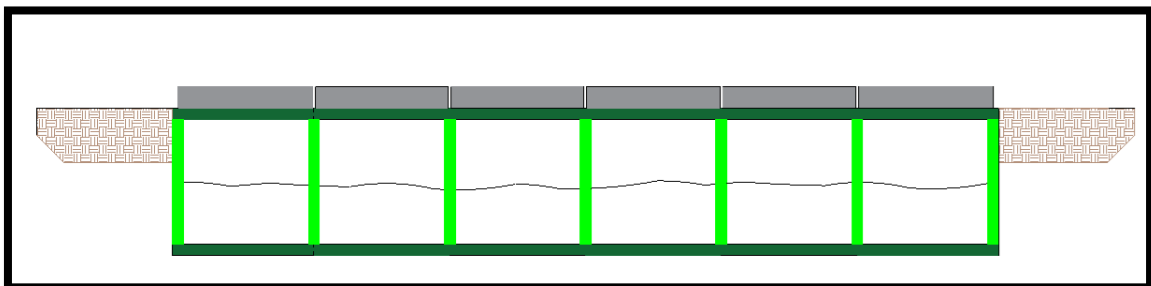
En la sección transversal de puente se puede apreciar las barandas que en la actualidad están en mal estado, las veredas y la carpeta asfáltica y la losa superior que consta de un espesor de 40 centímetros (Ver Imagen 3.2).

Imagen 3.2 Sección transversal del puente Lacramarca



El puente del río Lacramarca, cuenta con 6 tramos, cada tramo cuenta con losas superiores, estos elementos son los que soportan directamente las cargas transitorias, que vienen distribuidas hacia las paredes laterales que a su vez son destinadas a las losas inferiores y al terreno (Ver imagen 3.3).

Imagen 3.3 Sección longitudinal del puente Lacramarca



3.1.3 Materiales

Los materiales empleados para la construcción del puente del río Lacramarca han sido especificados previamente en el diseño del proyecto, por ende, están plasmados en los planos originales recolectados.

El material utilizado para la construcción fue el hormigón armado que es la combinación del concreto con el acero de refuerzo, esta unión aprovecha la capacidad de resistencia a la compresión del concreto y la óptima respuesta

del acero a la fuerza de tracción, a su vez el hormigón sirve como recubrimiento al acero contra los factores ambientales externos.

En los planos se especifica que la resistencia a la compresión del concreto utilizado es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y se utilizó un total de 453 m^3 . Para el acero se empleó el tipo G-60 con un límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, en lo cual se utilizó un total de 20820 kg , con un recubrimiento de 5 centímetros.

3.1.3.4 Características del Suelo

El suelo es una de los factores que influyen directamente en la estabilidad de la estructura, y para este caso para poder evaluar la capacidad de carga no es ameno a dicho factor.

El puente del río Lacramarca siendo esta de tipo alcantarilla tiende a generar esfuerzos no solo en la pared lateral cargada sino también en las losas superiores e inferiores adyacentes debido a que estas estructuras están conectadas directamente a la zona afectada por los esfuerzos del suelo.

Debido a su importancia se realizó un estudio de suelos, este consiste en dos ensayos de DPL y dos calicatas, ubicados en las zonas laterales del puente.

El DPL se realizó hasta alcanzar un límite de 6.40 metros de profundidad y las calicatas se tomó a 3 metros de profundidad desde el nivel de rasante del puente.

Dichos ensayos se realizaron con el fin de hallar los factores necesarios para calcular el empuje del suelo que soportan las paredes laterales externas, estos factores son el peso específico del suelo, el ángulo de fricción interna y el coeficiente estático activo y pasivo, estos tuvieron como resultado:

- Peso específico $\gamma = 1.55 \text{ gr/cm}^3$
- Ángulo de fricción interna $\phi = 27^\circ$
- Coeficiente activo estático $k_a = 0.376$
- Coeficiente pasivo estático $k_p = 2.663$

Para observar con detalle el estudio de suelos revisar el informe presentado en anexos.

3.3 Inspección visual del puente.

Para la aplicación del método LRFR para evaluar la capacidad de carga de un puente es necesario establecer parámetros de condición en la que se halla actualmente la estructura evaluada, estos parámetros fueron tomados

mediante la guía recomendada por el Manual for Bridge Evaluation (MBE) y se consideraron las estipulaciones dadas por el National Bridge Inventory (NBI).

Para este caso se evaluó la alcantarilla de modo cual que se establezca para cada componente estructural su condición actual, esta se referencia en el instrumento N°4.

De la cual tenemos según los códigos establecidos en el NBI aplicados en la visita a campo, los miembros M2, M5, M8, M11, M14 y M17 que serían los elementos de la losa superior del puente cuentan con el código 7, lo cual según la interpretación del itm 59 del NBI cuenta con una condición buena.

La misma evaluación se realizó a los miembros M1, M3, M6, M9, M12, M15 y M18 que serían las paredes laterales del puente que resultaron con un código 6, lo cual según la interpretación del itm 59 del NBI cuenta con una condición satisfactoria.

Según lo estipulado en el itm 59 del NBI y mediante la inspección visual en forma general el puente se encuentra en buen estado y no se encontró señales de daños o patologías que afecten la capacidad de resistencia de puente.

3.4. Resultados

Objetivo 1: Cálculo de la capacidad

Se determinó la capacidad mediante el Área del acero y las dimensiones del puente reales del plano original verificada en campo.

Tabla N°01: Esfuerzos en la cara interior

Miembro	Sección	Nudo	Esfuerzos cara adentro (Flexión Positiva)						
			c (in.)	F's (psi)	F'b (psi)	ρb	ρ check	ϕM_n (k-ft/ft)	ϕV_n (klf)
M101	N1	1	1.21	-73186.13	6681.82	0.04	si	36.73	74.40
		2	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M102	N2	1	1.21	-73186.13	6681.82	0.04	si	36.73	74.40
		2	1.58	-76712.08	5840.99	0.04	si	65.68	70.27
		3	1.41	-49568.84	6681.82	0.04	si	36.81	74.40
M103	N3	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M104	N4	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.49	-86695.06	5840.99	0.04	si	65.04	70.27
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M105	N5	1	1.41	-49568.84	6681.82	0.04	si	36.81	74.40
		2	1.58	-76712.08	5840.99	0.04	si	65.68	70.27
		3	1.41	-49568.84	6681.82	0.04	si	36.81	74.40
M106	N6	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M107	N7	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.49	-86695.06	5840.99	0.04	si	65.04	70.27
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M108	N8	1	1.41	-49568.84	6681.82	0.04	si	36.81	74.40
		2	1.58	-76712.08	5840.99	0.04	si	65.68	70.27
		3	1.41	-49568.84	6681.82	0.04	si	36.81	74.40
M109	N9	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
M110	N10	1	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40
		2	1.49	-86695.06	5840.99	0.04	si	65.04	70.27
		3	1.13	-83916.51	6681.82	0.04	si	36.44	74.40

Se realizó el cálculo de la capacidad de la estructura teniendo como resultado la ubicación de la sección con máxima resistencia nominal a la flexión se

encuentra en el miembro 8 y 2, y la mayor cortante se puede encontrar en casi todas las secciones.

Tabla N°02: Esfuerzos en la cara exterior

Sección	Nudo	Esfuerzos cara afuera (flexion negativa)							Empuje
		Capacidad Paso 1	Capacidad Paso 2	Capacidad Paso 3	Capacidad Paso 4	Capacidad Paso 5	Capacidad Paso 6	Capacidad Paso 7	Capacidad Paso 8
		c (in.)	F's (psi)	F'b (psi)	ρb	ρ check	ϕMn (k-ft/ft)	ϕVn (klf)	ϕPn (klf)
N1	1	1.17	-78740.83	66723.66	0.05	si	-42.57	-74.05	-1476.24
	2	1.13	-83916.51	63317.43	0.05	si	-32.18	-63.40	-1470.31
	3	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
N2	1	1.17	-78740.83	66723.66	0.05	si	-42.57	-74.05	-1476.24
	2	1.69	-66299.10	59869.23	0.05	si	-51.74	-74.05	-1499.94
	3	1.32	-59412.67	65960.98	0.05	si	-65.31	-71.37	-1499.94
N3	1	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	2	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	3	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
N4	1	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	2	1.66	-69138.12	59995.71	0.05	si	-45.99	-74.40	-1494.02
	3	1.28	-64036.25	65633.01	0.05	si	-58.45	-70.27	-1494.02
N5	1	1.32	-59412.67	65960.98	0.05	si	-65.31	-71.37	-1499.94
	2	1.69	-66299.10	59869.23	0.05	si	-51.74	-74.05	-1499.94
	3	1.32	-59412.67	65960.98	0.05	si	-65.31	-71.37	-1499.94
N6	1	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	2	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	3	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
N7	1	1.28	-64036.25	65633.01	0.05	si	-58.45	-70.27	-1494.02
	2	1.66	-69138.12	59995.71	0.05	si	-45.99	-74.40	-1494.02
	3	1.28	-64036.25	65633.01	0.05	si	-58.45	-70.27	-1494.02
N8	1	1.32	-59412.67	65960.98	0.05	si	-65.31	-71.37	-1499.94
	2	1.69	-66299.10	59869.23	0.05	si	-51.74	-74.05	-1499.94
	3	1.32	-59412.67	65960.98	0.05	si	-65.31	-71.37	-1499.94
N9	1	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	2	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
	3	1.13	-83916.51	66818.18	0.05	si	-36.44	-74.40	-1470.31
N10	1	1.28	-64036.25	65633.01	0.05	si	-58.45	-70.27	-1494.02
	2	1.66	-69138.12	59995.71	0.05	si	-45.99	-74.40	-1494.02
	3	1.28	-64036.25	65633.01	0.05	si	-58.45	-70.27	-1494.02

Se realizó el cálculo de la capacidad de la estructura teniendo como resultado la ubicación de la sección con máxima resistencia nominal a la flexión se encuentra en el miembro 5 y 6, y la mayor cortante se puede encontrar en casi todas las secciones, y la mayor capacidad a carga axial en el miembro 5 y 8

Objetivo N° 02: Análisis de demanda de estado límite de resistencia

Mediante los criterios establecidos previamente se modeló la estructura y se calcularon las demandas por carga viva

Tabla N°03: Estado límite de resistencia

SECCION	DIST (m.)	COMB.	PL (max)	VL (max)	ML (max)
1	0	MU-LRFD	-2248.17483	5583.05597	15227.8603
	2.7	MU-LRFD	-2248.17483	2788.23197	3083.01926
	5.4	MU-LRFD	-2248.17483	-1732.19578	7215.92055
2	0	MU-LRFD	-1732.19578	-2248.17483	-199.836869
	2.5	MU-LRFD	-1732.19578	7523.79285	12545.8423
	5	MU-LRFD	-1732.19578	20404.3729	-2723.85786
3	0	MU-LRFD	-6788.19753	697.040605	-419.790557
	2.7	MU-LRFD	-6788.19753	697.040605	709.758758
	5.4	MU-LRFD	-6788.19753	697.040605	4620.24755
4	0	MU-LRFD	-4007.38732	29148.1615	15227.8603
	2	MU-LRFD	-4007.38732	3372.50653	-16912.5455
	5	MU-LRFD	-4007.38732	-35290.976	31620.426
5	0	MU-LRFD	-2158.01921	-2752.23676	-2383.48483
	2.5	MU-LRFD	-2158.01921	6226.1968	10683.465
	5	MU-LRFD	-2158.01921	19623.4043	-1449.84689
6	0	MU-LRFD	-5796.5407	1053.09948	1573.52313
	2.7	MU-LRFD	-5796.5407	1053.09948	1562.59652
	5.4	MU-LRFD	-5796.5407	1053.09948	4141.73575
7	0	MU-LRFD	-4122.30852	33086.9166	30118.5757
	2	MU-LRFD	-4122.30852	7311.26159	-10273.0628
	5	MU-LRFD	-4122.30852	-31352.2209	26922.9771
8	0	MU-LRFD	-1985.93268	-2518.0326	-1493.30095
	2.5	MU-LRFD	-1985.93268	6443.30737	10956.1196
	5	MU-LRFD	-1985.93268	19849.994	-1748.10961
9	0	MU-LRFD	-6247.50253	1010.45637	1317.23465
	2.7	MU-LRFD	-6247.50253	1010.45637	1414.35299
	5.4	MU-LRFD	-6247.50253	1010.45637	4139.22976
10	0	MU-LRFD	-4138.80075	32280.5132	27213.3355
	2	MU-LRFD	-4138.80075	6504.85819	-11566.1433
	5	MU-LRFD	-4138.80075	-32158.6243	27870.3043

Se generó el análisis de carga con la combinación de Resistencia lo cual se dio los mayores momentos en la sección 1 y 4, y ubicándose en la sección 7 el mayor momento. La mayor cortante máxima se halló en elemento 1, al inicio del tramo. Y el mayor elemento que soporta la carga axial en el número 4.

Objetivo N° 03: Análisis de demanda de estado límite de servicio

Mediante los criterios establecidos previamente se modeló la estructura y se calcularon las demandas por carga viva.

SECCION	DIST (m.)	COMB.	PL (max)	VL (max)	ML (max)
1	0	SERVI	-2639.40284	2805.64908	6502.26558
	2.7	SERVI	-2639.40284	855.565075	-579.099033
	5.4	SERVI	-2639.40284	-2372.74392	3237.4401
2	0	SERVI	-2372.74392	-2639.40284	-1914.40718
	2.5	SERVI	-2372.74392	1396.16821	3286.64557
	5	SERVI	-2372.74392	6017.93474	-2277.34465
3	0	SERVI	-5647.40495	74.75116	-300.604345
	2.7	SERVI	-5647.40495	74.75116	65.4614961
	5.4	SERVI	-5647.40495	74.75116	955.933068
4	0	SERVI	-2508.52299	11105.0445	6502.26558
	2	SERVI	-2508.52299	1468.46254	-5999.5349
	5	SERVI	-2508.52299	-12986.4105	11400.9517
5	0	SERVI	-2509.73284	-2716.08508	-2297.84641
	2.5	SERVI	-2509.73284	1169.84811	2917.8652
	5	SERVI	-2509.73284	5889.03581	-2100.61539
6	0	SERVI	-5470.59369	208.527015	337.263775
	2.7	SERVI	-5470.59369	208.527015	308.358469
	5.4	SERVI	-5470.59369	208.527015	767.865576
7	0	SERVI	-2473.50306	12274.7033	10896.3018
	2	SERVI	-2473.50306	2638.12135	-4015.28973
	5	SERVI	-2473.50306	-11816.7517	9966.60905
8	0	SERVI	-2467.3397	-2663.73831	-2095.66213
	2.5	SERVI	-2467.3397	1218.97151	2983.14471
	5	SERVI	-2467.3397	5939.9467	-2163.45096
9	0	SERVI	-5571.71044	190.543202	248.39282
	2.7	SERVI	-5571.71044	190.543202	266.706563
	5.4	SERVI	-5571.71044	190.543202	780.54047
10	0	SERVI	-2486.55556	12043.8463	10061.9046
	2	SERVI	-2486.55556	2407.26428	-4388.09476
	5	SERVI	-2486.55556	-12047.6087	10252.6582

Tabla N°04: Estado Límite de Servicio

Se generó el análisis de carga con la combinación de estado límite de servicio y se encontró los valores máximos y mínimos. El momento máximo se halló en

la sección 1 en el nodo 2, el cortante máximo se halló en la sección 5 en el nodo 3. El mayor elemento que soporta la carga axial se halló en el tramo 6.

Objetivo N°04: Calculo de la capacidad de carga según la metodología LRFR.

Se aplicó la metodología especificada en el “Manual of Bridge Evaluation” que mediante factores y combinaciones de carga especificadas en el manual de diseño de Puentes AASHTO LRFD se realizó la verificación de carga de diseño.

Sección	Nudo	(Max) Rating Factor						(Min) Rating Factor					
		IRF M	ORF M	IRF V	ORF V	IRF P	ORF P	IRF M	ORF M	IRF V	ORF V	IRF P	ORF P
N1	1	1.22	1.56	8.63	10.05	490.18	490.18	1.38	1.76	15.24	16.47	43.20	55.73
	2	1.46	2.07	14.75	19.12	488.21	488.21	4.13	7.06	49.11	63.64	43.03	55.51
	3	0.77	0.97	41.34	101.15	488.21	488.21	3.33	4.59	44.68	36.66	43.03	55.51
N2	1	2.76	4.01	26.99	36.99	1067.04	1067.04	1.42	1.69	2.06	2.65	705.40	606.45
	2	0.68	0.89	4.29	5.62	1082.75	1082.75	8.43	10.01	6.07	7.77	716.77	616.22
	3	10.00	11.81	1.89	2.46	1082.75	1082.75	0.90	1.18	53.58	46.26	716.77	616.22
N3	1	15.48	22.38	42.85	55.54	766.41	766.41	2.08	2.73	24.80	32.15	37.54	48.91
	2	5.86	7.34	42.85	55.54	766.41	766.41	2.28	3.00	24.80	32.15	37.54	48.91
	3	1.24	1.59	42.85	55.54	766.41	766.41	1.30	1.70	24.80	32.15	37.54	48.91
N4	1	1.34	1.67	1.39	1.80	290.93	290.93	1.72	2.12	1.42	1.83	171.71	198.01
	2	1.27	1.75	14.14	18.94	295.60	295.60	1.14	1.49	12.56	16.76	174.49	201.21
	3	0.85	1.11	1.91	2.49	295.60	295.60	0.91	1.18	0.95	1.24	174.49	201.21
N5	1	11.01	13.23	35.88	45.85	2302.27	2302.27	0.94	1.45	1.85	2.40	918.15	721.11
	2	0.83	1.07	5.09	6.59	2302.27	2302.27	4.78	6.27	5.15	6.69	918.15	721.11
	3	5.25	6.88	2.01	2.61	2302.27	2302.27	1.10	1.42	25.61	33.57	918.15	721.11
N6	1	4.60	6.00	32.56	42.21	409.01	409.01	7.12	9.15	34.68	44.94	39.09	50.61
	2	3.28	4.26	32.56	42.21	409.01	409.01	3.88	5.00	34.68	44.94	39.09	50.61
	3	1.34	1.74	32.56	42.21	409.01	409.01	1.36	1.77	34.68	44.94	39.09	50.61
N7	1	0.87	1.13	1.15	1.50	271.08	271.08	0.96	1.25	1.18	1.53	190.93	217.91
	2	1.77	2.28	43.84	58.09	271.08	271.08	1.55	2.01	132.54	183.92	190.93	217.91
	3	0.95	1.24	2.16	2.80	271.08	271.08	1.04	1.35	1.13	1.46	190.93	217.91
N8	1	5.57	7.28	30.54	39.71	1512.53	1512.53	1.05	1.36	1.88	2.43	917.24	720.61
	2	0.80	1.04	4.96	6.43	1512.53	1512.53	5.96	7.70	5.29	6.86	917.24	720.61
	3	6.42	8.29	1.95	2.53	1512.53	1512.53	1.01	1.31	31.26	40.39	917.24	720.61
N9	1	5.50	7.13	33.40	43.29	526.18	526.18	5.50	7.13	33.40	43.29	38.51	49.94
	2	3.56	4.62	33.40	43.29	526.18	526.18	3.56	4.62	33.40	43.29	38.51	49.94
	3	1.35	1.75	33.40	43.29	526.18	526.18	1.35	1.75	33.40	43.29	38.51	49.94
N10	1	0.95	1.23	1.20	1.55	271.17	271.17	1.04	1.34	1.22	1.58	182.93	209.83
	2	1.62	2.09	348.53	433.32	271.17	271.17	1.45	1.88	114.45	150.35	182.93	209.83
	3	0.82	1.21	2.10	2.72	271.17	271.17	1.01	1.31	1.09	1.42	182.93	209.83

Tabla N°04: Clasificación de carga de diseño por inventario y operación

Se realizó la capacidad de carga del puente Lacramarca teniendo como resultado que hay deficiencia en la pared lateral N1, esto es resultado del esfuerzo generado del empuje del terreno como también de la sobrecarga viva.

También se generó deficiencia en las partes centrales de los claros del puente esto es debido al esfuerzo generado por el tándem de diseño que genera el mayor efecto tanto negativo como positivo en el medio del claro esto es verificado por la línea de influencia generada por carga unitaria, esta falla también pudo verificarse debido a que el puente según los planos analizados no cuenta con reforzamiento suficiente en el medio de los claros.

V. Discusión

Se obtuvo una Capacidad de carga del puente del rio Lacramarca según la Metodología LRFR. Este método es el más recomendado para realizar dicha evaluación por el hecho de aplicar factores de carga por cada tipo esfuerzo que está sometido el puente, en comparación a sus predecesores (LFR Y ASR) lo cual genera valores más confiables. Para apreciar dicha diferencia se realizó dicha comparación para una carga lateral reducida para hallar los mayores esfuerzos en la parte superior de las losas y un caso de carga total para la metodología LFR que deriva de la metodología "AASHTO STÁNDART" dicha metodología se empleó según el manual de "Evaluación de Alcantarillas del Estado de Texas" y un caso de combinación de carga para un estado límite de resistencia I donde se generan los mayores esfuerzos para estructuras estables.

Donde se resalta la para central de la loza superior como punto de comparación donde se puede observar que la metodología LRFR resuelta con valores mayores que la LFR debido que los factores de carga afecta directamente a la carga.

Tabla N°05: Comparación entre metodología LFR Y LRFR

Sección	Nudo	LFR				LRFR	
		CARGA TOTAL REDUCIDA		CARGA TOTAL		COMBINACION RES. I	
		IRF M	ORF M	IRF M	ORF M	IRF M	ORF M
N1	1	1.01	1.69	1.01	1.68	1.22	1.56
	2	0.75	1.25	0.72	1.29	1.46	2.07
	3	0.87	1.46	0.87	1.45	0.77	0.97
N2	1	1.40	2.33	1.98	3.31	2.76	4.01
	2	0.55	0.91	0.54	0.91	0.68	0.89
	3	13.37	22.32	9.43	15.74	10.00	11.81
N3	1	29.23	48.79	19.30	32.22	15.48	22.38
	2	4.13	6.89	3.80	6.35	5.86	7.34
	3	0.78	1.30	0.76	1.27	1.24	1.59
N4	1	1.22	2.03	1.13	1.88	1.34	1.67
	2	1.10	1.83	1.06	1.77	1.27	1.75
	3	0.76	1.27	0.76	1.28	0.85	1.11
N5	1	7.24	12.09	6.15	10.27	11.01	13.23
	2	0.71	0.97	0.52	0.97	0.83	1.07
	3	3.08	5.66	3.48	5.82	5.25	6.88
N6	1	2.50	4.17	2.52	4.20	4.60	6.00
	2	1.92	3.20	2.23	3.72	3.28	4.26
	3	0.79	1.33	0.80	1.34	1.34	1.74
N7	1	0.77	1.28	0.77	1.29	0.87	1.13
	2	1.38	2.31	1.38	2.30	1.77	2.28
	3	0.84	1.40	0.84	1.40	0.95	1.24
N8	1	3.47	5.79	3.54	5.90	5.57	7.28
	2	0.50	0.83	0.50	0.83	0.80	1.04
	3	4.03	6.73	3.99	6.67	6.42	8.29
N9	1	2.87	4.79	2.87	4.79	5.50	7.13
	2	2.42	4.03	2.42	4.03	3.56	4.62
	3	0.80	1.34	0.80	1.34	1.35	1.75
N10	1	0.84	1.40	0.84	1.39	0.95	1.23
	2	1.28	2.14	1.28	2.14	1.62	2.09
	3	0.82	1.37	0.82	1.37	0.82	1.21

Se realizó la comparación de los momentos máximos según la combinación de carga de estado límite de servicio del Puente del río Lacramarca lo cual resultado que no cumple con los requisitos de durabilidad y control de fisuración establecidos por la Norma AASHTO LRFD. Esto es debido que el puente no posee área de acero de refuerzo suficiente para dispersar los esfuerzos generados por las cargas de diseño actuales.

Tabla N°06: Comprobación de durabilidad – Estado límite de servicio I

Punto	MuResist I	MuServ I	fs = 0.6fy	j	d	As=M/Fsjd(Lrfd)	As (P.L.)
A	1112923	744489	2520	0.875	33.73	10.01	6.35
A-C	1088749	645656	2520	0.875	33.73	8.68	6.35
C	1129563	698026	2520	0.875	33.73	9.39	11.43
A	1112923	744489	2520	0.875	33.73	10.01	6.35
A-B	440069	411150	2520	0.875	33.73	5.53	5.08
B	1581178	1075386	2520	0.875	33.73	14.46	5.08
B	1581178	1075386	2520	0.875	33.73	14.46	5.08
B-D	141854	921792	2520	0.875	33.73	12.39	5.08
D	2597324	1709573	2520	0.875	33.73	22.99	10.16

Se comparó según los momentos máximos de servicio I la tensión de tracción al módulo de rotura Fr según la norma AASHTO LRFD 5.4.2.6 y 5.7.3.4., en la

cual debido a que no cumple la relación mostrada en el cuadro N°07, esto es debido a los momentos elevados en consecuencia la sección se fisura.

Tabla N°07: Revisión de la tensión de tracción frente al módulo de rotura – Estado límite de servicio I

Punto	MuServ I	$F_c = M/(1/6*b*h^2)$	$f_r = 0.8(0.63*f_c^{0.5})$	$f_c > 0.8 f_r$
A	744489	27.86	9.13	si
A-C	645656	24.16	9.13	si
C	698026	26.12	9.13	si
A	744489	27.86	9.13	si
A-B	411150	15.39	9.13	si
B	1075386	40.25	9.13	si
B	1075386	40.25	9.13	si
B-D	921792	34.50	9.13	si
D	1709573	63.98	9.13	si

Para la verificación de fisuración, debido que esta se da según la separación entre barras de acero, se comparó con lo establecido en la norma con la separación de barras que presenta en el puente Lacramarca, esta se encuentra en rango aceptable pero debido a que no se acerca a la separación establecido en la norma no se puede afirmar que este sea lo adecuado.

Tabla N°08: Revisión de la fisuración – Estado límite de servicio

Punto	MuServ I	NuServ I	As	d	e	i	j	fs	$f_s \leq 0.6f_y$	dc	Bs	s ≤	s (P. L.)
A	744489.00	1224.11	10.01	33.73	621.92	1.05	0.90	2383.02	si	6.27	1.27	18.05	9.45
A-C	645656.00	8504.28	8.68	33.73	89.65	1.51	0.90	1913.44	si	6.27	1.27	25.56	9.45
C	698026.00	8504.28	9.39	33.73	95.81	1.46	0.90	1953.70	si	6.27	1.27	24.77	9.45
A	744489.00	1224.11	10.01	33.73	621.92	1.05	0.90	2383.02	si	6.27	1.27	18.05	9.45
A-B	411150.00	1224.11	5.53	33.73	349.61	1.10	0.90	2328.72	si	6.27	1.27	18.76	9.45
B	1075386.00	1224.11	14.46	33.73	892.23	1.04	0.90	2403.63	si	6.27	1.27	17.79	9.45
B	1075386.00	1224.11	14.46	33.73	892.23	1.04	0.90	2403.63	si	6.27	1.27	17.79	9.45
B-D	921792.00	4842.18	12.39	33.73	204.10	1.17	0.90	2236.01	si	6.27	1.27	20.06	9.45
D	1709573.00	4842.18	22.99	33.73	366.79	1.09	0.90	2334.62	si	6.27	1.27	18.68	9.45

Se realizó la comparación de los momentos máximos según la combinación de carga de estado límite de resistencia I y el momento nominal del Puente del río Lacramarca lo cual la según la armadura mínima especificada en la Norma AASHTO LRFD A5.7.3.3.2 debería estar adecuada para desarrollar una

resistencia a la flexión mayorada ϕM_n , como mínimo al menor valor entre $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$.

Tabla N°09: Momento Nominal mayorada – Estado límite de resistencia I

Momento nominal Calculado de diseño						
Punto	As	c	a	ds	Mn	ϕM_n
A	6.35	1.76	1.49	33.73	879655.041	791689.537
A-C	6.35	1.76	1.49	33.73	879655.041	791689.537
C	11.43	3.16	2.69	33.73	1554688.43	1399219.59
A	6.35	1.76	1.49	33.73	879655.041	791689.537
A-B	5.08	1.41	1.20	33.73	706911.882	636220.694
B	5.08	1.41	1.20	33.73	706911.882	636220.694
B	5.08	1.41	1.20	33.73	706911.882	636220.694
B-D	5.08	1.41	1.20	33.73	706911.882	636220.694
D	10.16	2.81	2.39	33.73	1388320.97	1249488.87

Se verifico que el puente si cuenta con valores mínimos aceptables según el momento crítico, pero no cuenta con capacidad suficiente para soportar en momento ultimo mayorado. Pero siendo según la norma aceptable si cumple el requisito de una de las 2, se considera aceptable.

Tabla N°10: Revisión de Momento crítico – Estado límite de resistencia I

Momento critico calculado del puente existente							
Punto	Snc	fr	Mcr	Mu	1.2*Mcr	1.33*Mu	$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ o $1.33M_u$
A	26666.7	14.06	374843.61	1112923	449812.334	1480187.59	si
A-C	26666.7	14.06	374843.61	1088749	449812.334	1448036.17	si
C	26666.7	14.06	374843.61	1129563	449812.334	1502318.79	si
A	26666.7	14.06	374843.61	1112923	449812.334	1480187.59	si
A-B	26666.7	14.06	374843.61	440069	449812.334	585291.77	si
B	26666.7	14.06	374843.61	1581178	449812.334	2102966.74	si
B	26666.7	14.06	374843.61	1581178	449812.334	2102966.74	si
B-D	26666.7	14.06	374843.61	141854	449812.334	188665.82	si
D	26666.7	14.06	374843.61	2597324	449812.334	3454440.92	si

V. Conclusiones

1. Se halló que la resistencia nominal de las estructuras es la adecuada para una combinación de carga de servicio siendo esta no modificada por factores de carga, en contraste con la combinación de carga de resistencia siendo este afectada por factores de amplificación se encontró que su capacidad era deficiente.

Se encontró que el momento máximo de la carga viva vehicular positiva y negativa se da en la mitad del tramo a unos 2.5 metros y la negativa se da a unos 3 metros de eje del tramo en consecuencia se utilizó el eje tándem de diseño ya que abarca una longitud de 1.2 distancia suficiente para provocar los mayores esfuerzos positivos y negativos.

2. Se halló el factor de clasificación, mediante el método de capacidad de carga de diseño según la metodología LRFR (Load Resistance Factor Rating), que en la parte central de las losas y paredes surgen deficiencias debido a que en esa sección se generan mayores momentos debido al tándem de diseño

Se halló que mediante la metodología LRFR, en comparación con el método LRF, se encuentran mayor capacidad de carga de diseño para el nivel de inventario y operación debido a que se emplean factores de carga para cada carga.

3. Se comprobó mediante los criterios de la norma AASHTO LRFD mediante la combinación de carga de Servicio que el área de acero resultante era insuficiente para soportar los momentos últimos de servicio.

Se halló según los momentos máximos de servicio I la tensión de tracción al módulo de rotura F_r , en la cual debido a que no cumple la relación mostrada en el cuadro N°07 la sección se fisura.

Se verifico la separación del acero según el estado límite de servicio I la cual resulto en un rango aceptable según la tabla N°08.

4. Aplicando el estado límite de resistencia el momento crítico de la estructura del puente este resulto con valores aceptables en los nudos seleccionados para su análisis.

VI. Recomendaciones

Para la evaluación de un puente existente es recomendable tener a la mano los planos de construcción ya que en ellos se ve reflejado varios detalles estructurales la cual se usarán para hallar las sollicitaciones con las cuales fueron diseñadas.

En el caso del método LRFR, es importante que el análisis de capacidad de diseño se ha realizado solo con la carga HL-93 de diseño, ya que tanto los valores de factor para estado límite han sido desarrollados en función a esta carga hipotética.

Se recomienda realizar un estudio de SPT en la mitad del claro del puente, para obtener resultados más detallados para el cálculo de los esfuerzos que afectan las losas inferiores, para calcular así de manera más exacta el nivel de

capacidad del puente en la parte inferior, sobre todo en este tipo de puente que vienen siendo afectados directamente de las cargas provenientes del suelo.

VII. REFERENCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), LRFD Bridge Design Specifications 7^o Edition. Washington 2014. 1704pp.
ISBN: 978-1-56051-592-0

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), The Manual For Bridge Evaluation 1^o Edition. Washington 2008. 538pp.
ISBN: 978-1-56051-394-0

CARDOZA, Marvin y VILLALOBOS, José. Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática - Tesis (Bachiller en Ingeniería). El salvador: Universidad de El Salvador facultad de ingeniería y arquitectura escuela de ingeniería civil, 2005. 406pp.

CHACÓN, Luis y LLONTOP, Frank (2005). Sistema de inspección y evaluación para el mantenimiento y reparación del puente Santa y puente Carrizales - Tesis (Bachiller en Ingeniería). Chimbote: Universidad Nacional del Santa, 2005. 125pp.

DÍAZ, Eduardo. Ingeniería de puentes tomo II: Colapso, inspección especial, Socavación, vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga. Editorial U. Javeriana. Colombia, 2012.

ISBN: 9551445230500.

HIBBELER, Russell. Análisis estructural. 3. a ed. México: Prentice Hall Hispanoamérica, 1997. 730pp.

ISBN: 9701700473

HIDALGO Rolando. “Aplicación de métodos teóricos de análisis de capacidad de carga propuestos en The Manual for Bridge Evaluation (AASHTO) para puentes existentes, aplicado en la superestructura metálica tipo pórtico del puente Lita” - Tesis (Bachiller en Ingeniería). Quito: Escuela Politécnica Nacional, 2017. 183pp.

MINISTERIO de transportes y comunicaciones, Manual de Diseño de Puentes y Carreteras de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, dirección de normativa vial. Lima, Marzo 2016. 674 pp.

MINISTERIO de transportes y comunicaciones, Guía para inspección de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, dirección de normativa vial. Lima, Marzo 2006. 80 pp.

ROJAS, Efrén. Determinación y evaluación de las patologías del concreto armado en los elementos estructurales del puente vehicular Chanchara del tipo viga-losa, en el río Góngora, distrito de Payasca - Tesis (Bachiller en Ingeniería). Provincia de Huamanga. Región Ayacucho”. Chimbote: Universidad Católica los Ángeles de Chimbote, 2016. 168 pp.

TADEU, Nilson y LENZ, Arthur, "Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales". Revista Ingeniería de Construcción, Vol. 26 (1):5-24, 2011.

ISSN: 2076-6300

TEXAS Department of Transportation, Culvert Rating Guide. Texas, Agosto 2009. 265 pp.

UMPIRE Jorge. "Evaluación estructural del puente Nochoz en el tramo II-Villa Rica- Puerto Bermúdez, Oxapampa - Tesis (Bachiller en Ingeniería). Lima: Universidad Nacional De Ingeniería, 2015. 75pp.

VALLECILLA, Carlos. Curso de puentes en concreto. Bogotá: Editorial Bauen, 2006. 299 pp.

ISBN: 9583365904

VENCES, Milton. Diseño estructural del puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana - Tesis (Bachiller en Ingeniería). Piura: Universidad de Piura facultad de ingeniería, 2004. 168 pp.

ANEXOS

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO:

“Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Áncash - 2018”

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño de infraestructura vial

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

Puente Lacramarca, construido en el año 1985, debido a factores climáticos y a la actualización de peso vehicular que viene sometida, es necesario realizar una evaluación de sus componentes estructurales, debido a la importante de su ubicación ya que es la vía principal que conecta los distritos de Nuevo Chimbote con Chimbote, y a su vez siendo parte de la red vial más importante

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	JUSTIFICACIÓN
<p>Contenido de la tabla:</p> <p>¿Qué resultados tendría la evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte?</p>	<p>General: Realizar la evaluación estructural del puente Lacramarca y propuesta de mejora ubicado en la panamericana norte, en el distrito Chimbote – Ancash – 2018.</p> <hr/> <p>Específicos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Calcular la demanda de la estructura según el estado límite de resistencia. • Calcular la demanda de la estructura según el estado límite de servicio. • Calcular la resistencia nominal de las secciones del puente evaluado. • Calcular el factor de clasificación del puente. • Realizar la propuesta de mejora. 	<p>El presente proyecto de “Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Ancash – 2018”, proporciona información del estado actual del puente Lacramarca, este puente es importante debido que se ubica en la Panamericana Norte, que es la auto pista más importante del país y a su vez es la vía principal que conecta los distritos de Nuevo Chimbote y Chimbote.</p>

ANEXOS N°02: INSTRUMENTOS

INSTRUMENTO N°01 GUIA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

TOMA DE DATOS DE LA INSPECCIÓN

1. Identificación y Ubicación

Nombre puente:	Puente Lacramarca	Tramo:	5 m
Tipo de Puente:	Alcantarilla	Dpto. Politico:	Ancash
Sobre:	Rio Lacramarca	Dpta. Vial:	Ancash
Altitud:	7 m	Provincia :	Santa
Latitud:	-9.111887°	Distrito:	Chimbote
Longitud:	30.4 m	Poblado mas cercano:	Nuevo Chimbote
Ruta:	Panamericana Norte	Kilometraje:	432

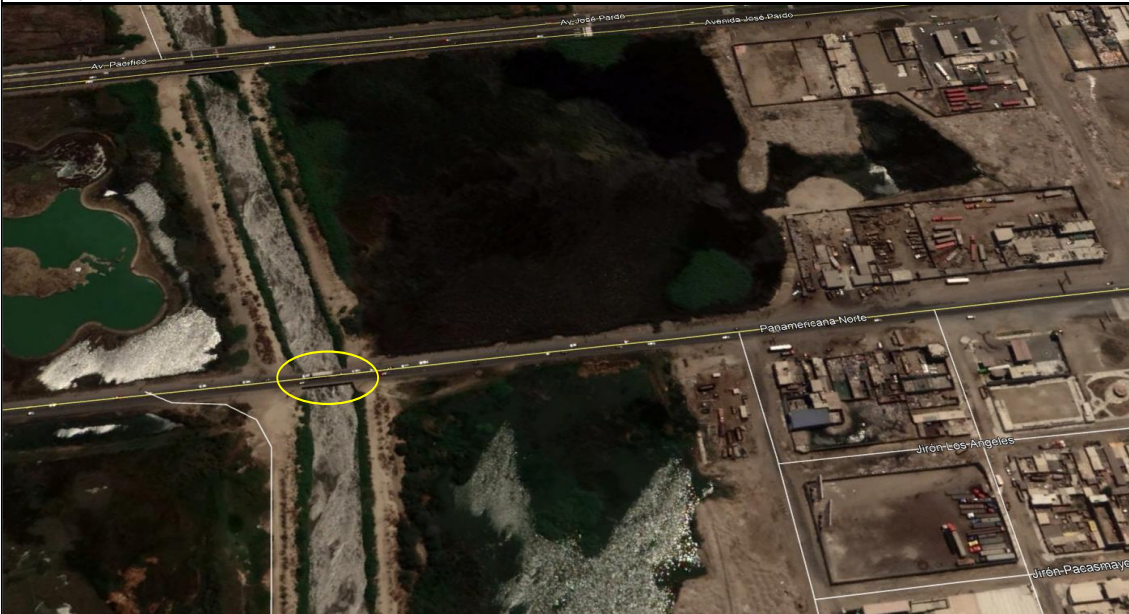
2. Datos Generales

Puente Sobre:	Rio Lacramarca
Nombre :	Lacramarca
Ancho de vereda:	0.8
Año :	1985
Numero de vias de transito:	2
Sobrecarga de diseño:	c30
Año de construcción:	1985
Ultima inspección:	2008

4. Norma empleada

- Para la evaluación de la estructura se empleo las consideraciones presentadas en la manual de diseño de puentes AASHTO LRFD
- Para la evaluación de la capacidad de carga se empleo el Manual of Bridge Evaluation

5. Croquis de ubicación



INSTRUMENTO N° 02

Recolección de datos mediante el uso de planos y verificación en campo

1.- DIMENSIONES:

a) Perfil longitudinal del puente del río Lacramarca



b) Perfil transversal del puente del río Lacramarca



c) Dimensiones requeridas

Sección	Abrev.	Valor (m)
Numero de paños	N	6
Altura de baranda	b	0.8
Longitud del puente	L	30.4
Altura del puente	H	5.4
Longitud del claro	t	4.4
Longitud entre ejes	t1	5
Espesor de losa superior	e1	0.4
Espesor de pared interior	e2	0.4
Espesor de losa inferior	e3	0.4

2.- PROPIEDADES DEL MATERIAL ESTRUCTURAL

Propiedad del material	Abrev.	Valor
Resistencia a la compresión del concreto	F'c	210
Límite de fluencia del acero	Fy	4200
Módulo de elasticidad del acero	Ea (kg/cm ²)	2000
Módulo de elasticidad del concreto	Ec (tn/cm ²)	217

3.- PARAMETROS DEL SUELOS

Propiedad del material	Abrev.	Valor
Peso específico	Y (gr/cm ³)	1.55
Ángulo de fricción interna	Ø	27°
Coef. Pasivo	Ka	0.38
Coef. Activo	Kp	2.66

INSTRUMENTO N° 03

Condición de la condición los elementos estructurales según National Bridge Inventory (

Código	Descripción
N	No Aplicable
9	Condición Excelente
8	Condición Buena - No se notan problemas
7	Condición Buena - Algunos problemas menores
6	Condición Satisfactoria - Elementos estructurales muestran algún deterioro menor
5	Condición Aceptable - Todos los elementos están en buen estado pero tienen pérdida de sección menor, fisuras, roturas o derrubios.
4	Condición Pobre - Avanzada pérdida de sección, rotura, desprendimiento o derrubios
3	Condición Seria - Perdida de sección deterioro, rotura de hormigón o derrubios afectan seriamente componentes estructurales primarios. Fallas locales son posible. Fisura por fatiga en el acero o grietas por corte en hormigón pueden presentarse
2	Condición Critica - Avanzado deterioro de elementos estructurales primarios. Fisuras por fatiga en acero o grietas por corte en el hormigón pueden estar presentes o derrubios puede haber retirado el soporte de la estructura. A menos que sea minuciosamente monitoreado puede ser necesario el cierre del puente hasta que medidas correctivas sean tomadas.
1	Condición de Falla Inminente - Deterioro o pérdida de sección mayor presente en componentes estructurales críticos u obvia afectación de la estabilidad de la estructura por movimientos verticales u horizontales. El puente es cerrado al tráfico pero las acciones correctivas pueden retornarlo para servicio con tráfico ligero.
0	Condición Fallida - Fuera de servicio - a pesar de acciones correctivas.

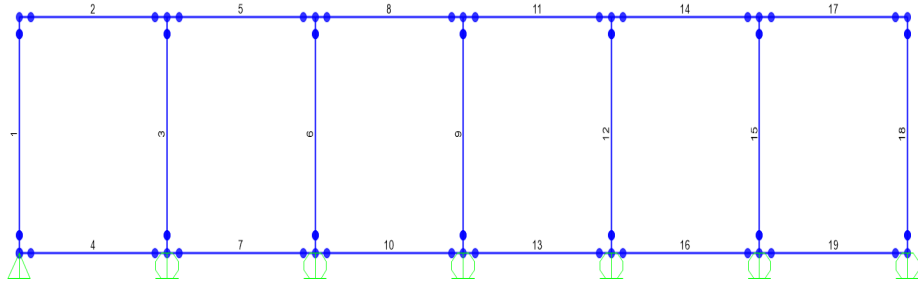
Condición de losas por miembro

MIEMBRO	CÓDIGO									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M1							■			
M2								■		
M3							■			
M5								■		
M6							■			
M8								■		
M9							■			
M11								■		
M12							■			
M14								■		
M15							■			
M17								■		

INSTRUMENTO N° 04

Mediante la observación de los planos de la estructura se hallará el área de acero y su separación

Distribución típica de puntos críticos de puente alcantarilla

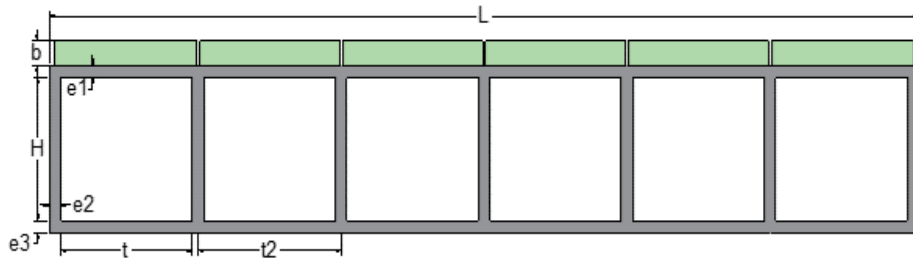


Guía de cálculo del área de acero en cada sección crítica

Sección	Nudo	Refuerzo de la capa interior						Refuerzo de la capa exterior					
		Marca	Dia. Barra	Separación (in)	As (cm2)	As (in2/ft)	d (in.)	Marca	Dia. Barra	Separación (in.)	As (cm2)	As (in2/ft)	d (in.)
N1	1	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1	5	9.45	6.35	0.98	13.47
	2	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M4	4	9.45	5.08	0.79	11.53
	3	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8	4	9.45	5.08	0.79	13.53
N2	1	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1	5	9.45	6.35	0.98	13.47
	2	M2, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M1	5	9.45	6.35	0.98	13.47
	3	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1, M4	5, 4	9.45	11.43	1.77	12.98
N3	1	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	2	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
N4	1	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	2	M5, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M8	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8, M4	4	9.45	10.16	1.57	12.78
N5	1	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1, M4	5, 4	9.45	11.43	1.77	12.98
	2	M2, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M1	5	9.45	6.35	0.98	13.47
	3	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1, M4	5, 4	9.45	11.43	1.77	12.98
N6	1	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	2	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
N7	1	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8, M4	4	9.45	10.16	1.57	12.78
	2	M5, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M8	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8, M4	4	9.45	10.16	1.57	12.78
N8	1	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1, M4	5, 4	9.45	11.43	1.77	12.98
	2	M2, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M1	5	9.45	6.35	0.98	13.47
	3	M2	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M1, M4	5, 4	9.45	11.43	1.77	12.98
N9	1	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	2	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M3	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M3	4	9.45	5.08	0.79	13.53
N10	1	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8, M4	4	9.45	10.16	1.57	12.78
	2	M5, M6	4.00	9.45	10.16	1.57	12.78	M8	4	9.45	5.08	0.79	13.53
	3	M5	4.00	9.45	5.08	0.79	13.53	M8, M4	4	9.45	10.16	1.57	12.78

INTRUMENTO Nº 05

1.- DATOS DE CARGA VIVA Y MUERTA



Datos:

L =	30.4 m	Wc =	2400 kg/m ³
t =	4.6 m	Wa =	2000 kg/m ³
e =	0.4 m	y =	1550 kg/m ³
H =	5.4 m	ys =	950 kg/m ³
easf =	0.1 m	∅ =	27 °

Datos de la carga viva (LL)	
Ancho de tira equivalente, según AASTHO LRFD (A.4.6.2.10)	E = 96 + 1.44t 2.96 m
Camion de diseño, según AASTHO LRFD (A.3.6.1.2.3)	Tipo = Tandem Peso eje = 11.34 ton
Sobrecarga viva (Ls), según AASTHO LRFD (A3.11.6.4)	Ho = 0.68 Δp = ka.y.Ho 400.52 kg/m
Empuje Activo	Ka = tg ² (45° - ∅/2) 0.38 Ha = Ka.y.H 3180.6 kg/m
Empuje Pasivo	Kp = tg ² (45° + ∅/2) 2.66 kg/m Hp = Kp.y.H 5306.7 kg/m
Datos de la Alcantarilla (DC)	
Peso de losa superior y inferior	W losa = Wc.e.1 960 kg/m
Peso de las paredes	W pared = Wc.H.e.7/L 1016.842 kg/m
Peso total en el terreno	Wt = 2.Wlosa + Wpared + Wd 3136.842 kg/m
Peso del asfalto	Wda = Wa.e(asf) 200 kg/m

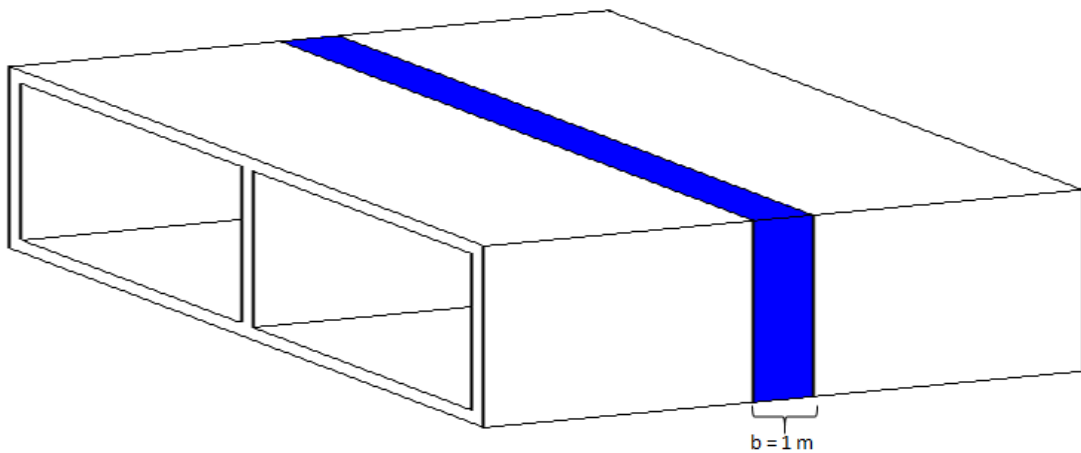
ANEXOS N°03: MODELO DEL PUENTE

MODELO DEL PUENTE LACRAMARCA

Se realizó el modelamiento del puente Lacramarca siguen el modelo especificado en la Guía del Departamento de Transporte de Texas (Culvert Rating Guide, Texas Department of transportation).

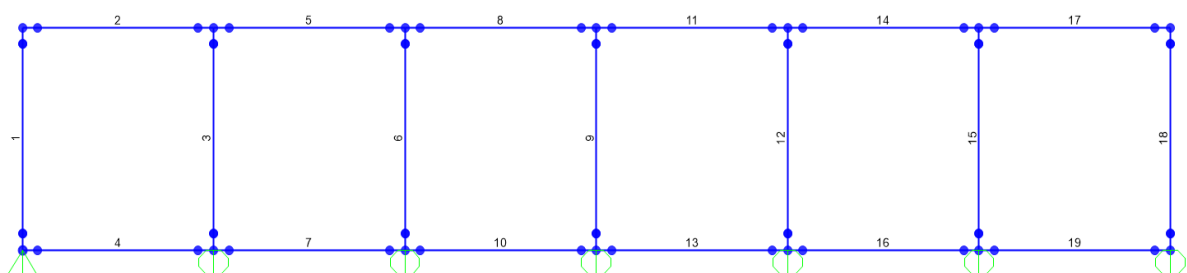
Donde se toma para el modelo un ancho equivalente "b" para poder representar el puente en dos dimensiones, este también se especifica en la norma AASHTO LRFD C4.6.2.10.2 donde se utiliza anchos de tira equivalentes para simplificar el análisis de la respuesta tridimensional a las cargas vivas.

Figura N°01 VISTA TRIDIMENSIONAL INDICANDO LA TIRA DE DOS DIMENSIONES



Según el manual de transporte de Texas, indica que la ubicación de control de la capacidad de carga de la alcantarilla, denominado secciones críticas, será típicamente ya sea cerca de la mitad del tramo o en una esquina de la estructura de la alcantarilla.

Figura N°02 SECCIÓN CRÍTICA PARA PUENTE ALCANTARILLA



- a) Se modelo el puente del rio Lacramarca usando el programa SAP2000, en el cual se inserto las propiedades de los materiales tanto la resistencia ultima de concreto como la fluencia del acero.

Figura N°03 PROPIEDAD DEL ACERO Y CONCRETO

The figure displays two screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000, showing the configuration for concrete and rebar materials.

Concrete Material Properties:

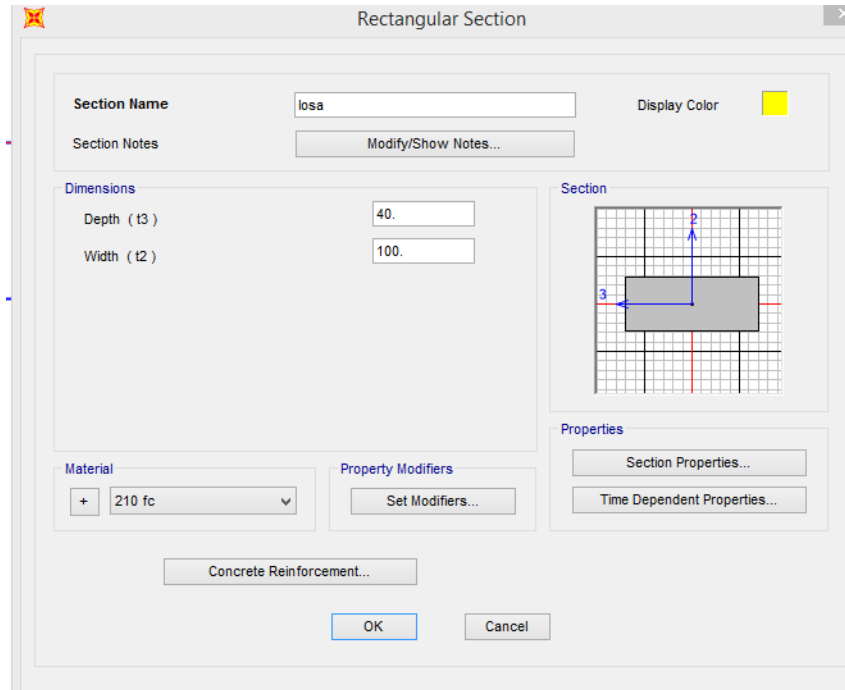
- Material Name and Display Color: 210 fc
- Material Type: Concrete
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 2.453E-03
 - Mass per Unit Volume: 2.450E-06
 - Units: Kgf, cm, C
- Isotropic Property Data:
 - Modulus of Elasticity, E: 219499.64
 - Poisson, ν : 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, α : 9.909E-06
 - Shear Modulus, G: 91455.19
- Other Properties for Concrete Materials:
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 210
 - Expected Concrete Compressive Strength: 210E
 - Lightweight Concrete:
 - Shrink Strength Reduction Factor:
- Switch To Advanced Property Display:

Rebar Material Properties:

- Material Name and Display Color: fy 4200
- Material Type: Rebar
- Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:
 - Weight per Unit Volume: 7.849E-03
 - Mass per Unit Volume: 8.004E-06
 - Units: Kgf, cm, C
- Uniaxial Property Data:
 - Modulus of Elasticity, E: 2038901.9
 - Poisson, ν : 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, α : 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 784193.
- Other Properties for Rebar Materials:
 - Minimum Yield Stress, F_y : 4200
 - Minimum Tensile Stress, F_u : 6327.8266
 - Expected Yield Stress, F_{ye} : 4640.2595
 - Expected Tensile Stress, F_{ue} : 6966.3693
- Switch To Advanced Property Display:

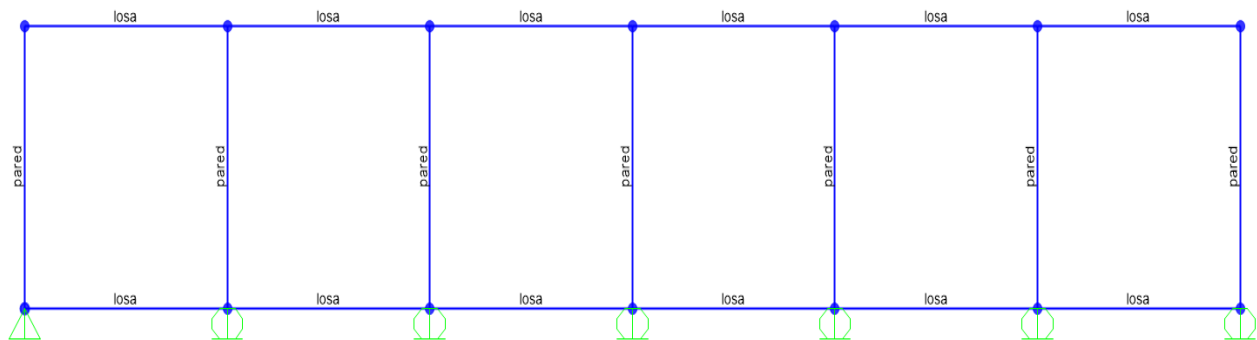
- b) Se creó la sección rectangular del elemento que representara la alcantarilla con un ancho de 1m por un alto de 0.4 m.

Figura N°04 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN



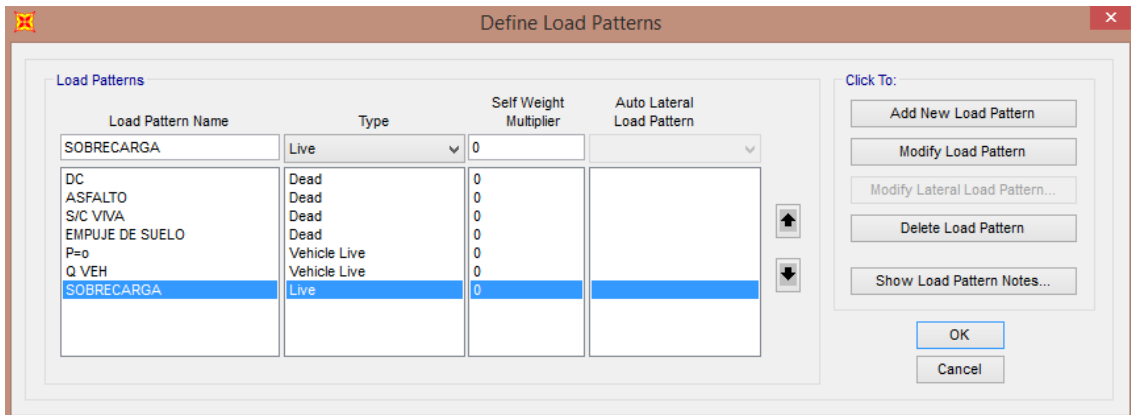
- c) Se asigna para cada elemento frame su propiedad según si es una losa o pared.

Figura N°05 ASIGNACIÓN DE LOS ELEMENTOS FRAME



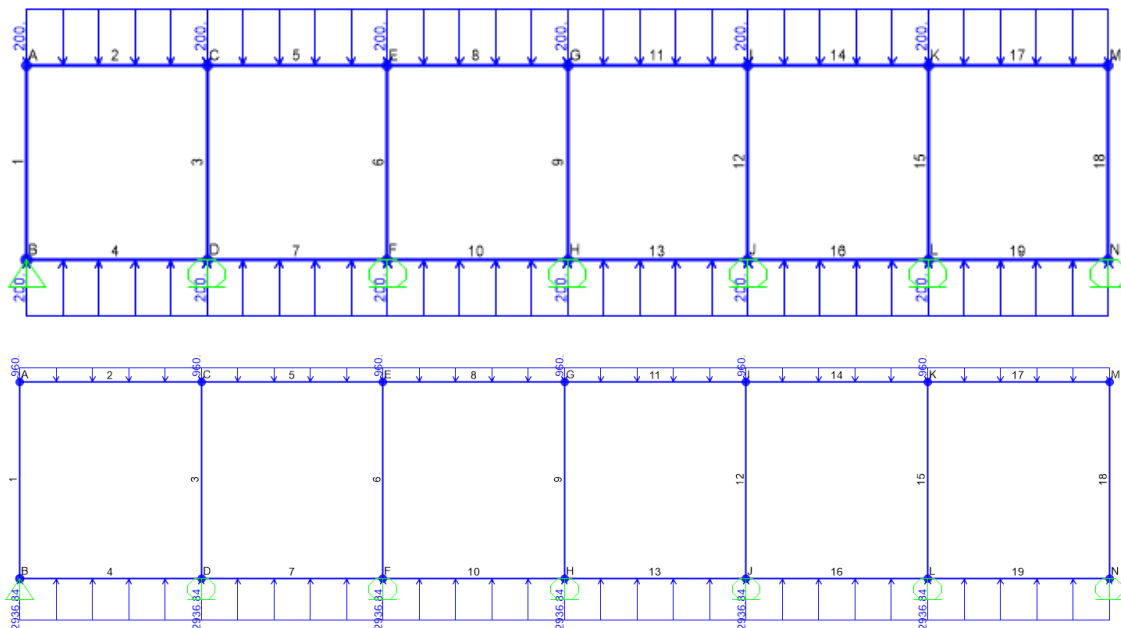
- d) Se define las cargas que afectan al puente, tales cargas son la carga muerta, la sobrecarga viva, el empuje de suelo, y la carga vehicular.

Figura N°06 DEFINICIÓN DE LAS CARGAS



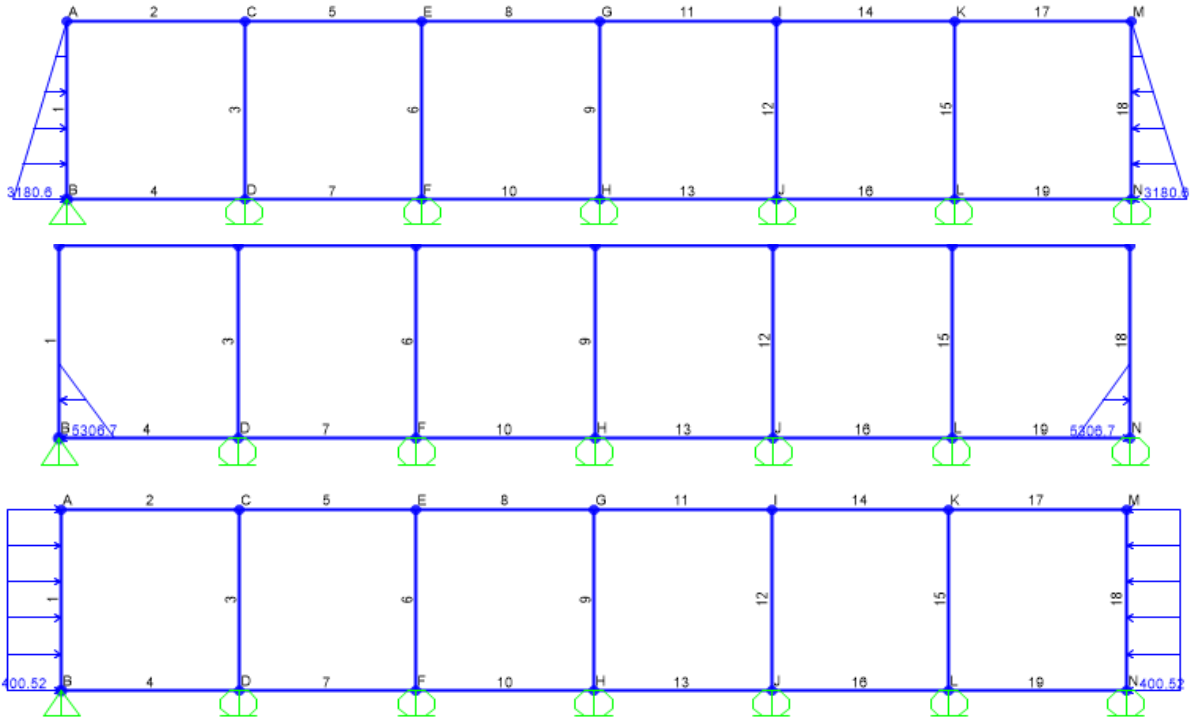
- e) A continuación se presentan las cargas aplicadas en el modelo del puente alcantarilla.

Figura N°07 CARGA MUERTA (DC) Y CARGA DEL ASFALTO (DW)



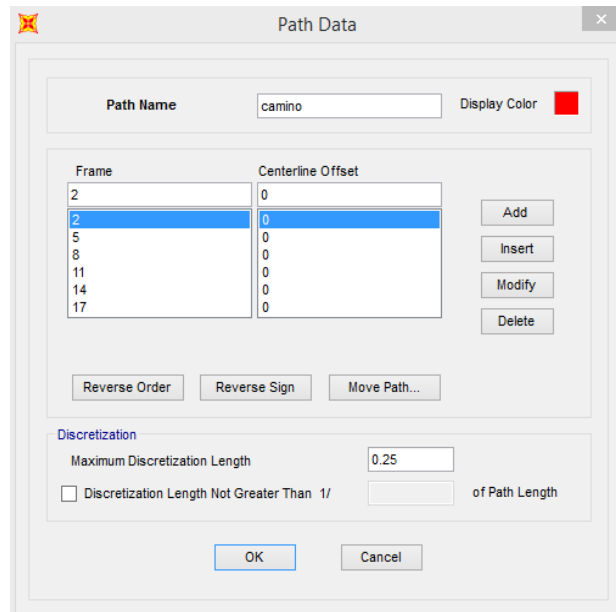
- f) Se asignó las cargas ocasionadas por el empuje del terreno sobre la estructura y la sobrecarga viva según la norma de diseño AASHTO LRFD A3.11.6.4.

Figura N°08 EMPUJE DE SUELO Y S/C VIVA



- g) Para la carga viva se asignó una ruta donde se trasladara el camión de diseño.

Figura N°09 ASIGNACIÓN DE RUTA



- h) Se crea el camión de diseño la cual es el tándem, dado que en tramos cortos este genera los mayores momentos positivos y negativos.

Figura N°10 ASIGNACIÓN DE VEHÍCULO

Vehicle Data

Vehicle name: tandem solo

Units: Tonf, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1.2	0.	0.	15.0822
Leading Load	Infinite		0.	15.0822
Fixed Length	1.2		0.	15.0822
Trailing Load	Infinite		0.	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

Buttons: OK, Cancel

Figura N°11 CREACIÓN DE CASO DE CARGA MOVIL

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: TANDEM SOLO

Load Case Type: Moving Load

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Paths	Max Loaded Paths	Paths Loaded
1	tandem solo	1.	0	0	Some

MultiPath Scale Factors

Number of Paths Loaded	Reduction Scale Factor
1	1.2
2	1.

Paths Loaded for Assignment 1

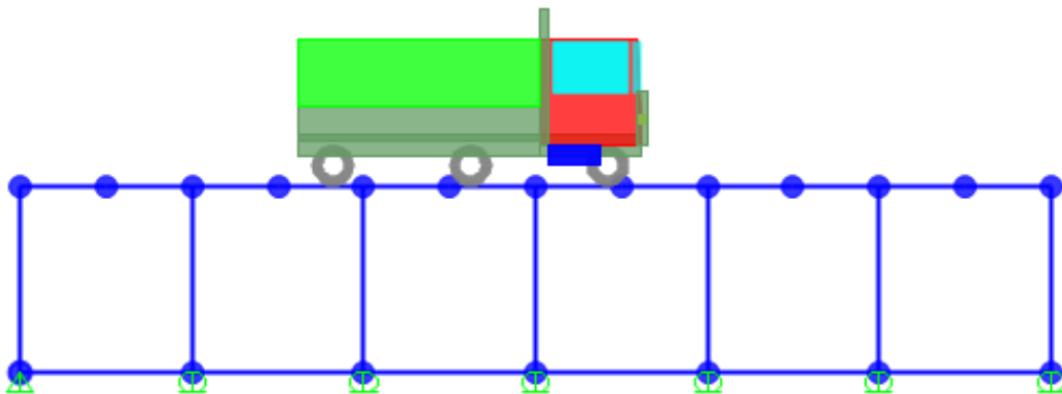
List of Path Definitions: no

Selected Path Definitions: camino

Mass Source: MSSSRC1

Buttons: OK, Cancel

Figura N°12 VEHICULO TRANSITANDO EN EL PUENTE



- i) Se asigna combinaciones de carga para poder analizar el puente según las condiciones establecidas en el manual de diseño de puentes AASHTO LRFD.

Figura N°13 COMBINACIÓN DE CARGA DE RESISTENCIA

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated) RESISTENCIA

Notes Modify/Show Notes...

Load Combination Type Linear Add

Options

Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
EMPUJE DE SUELO	Linear Static	1.35
EMPUJE DE SUELO	Linear Static	1.35
DC	Linear Static	1.25
ASFALTO	Linear Static	1.5
VLL	Combination	1.75
S/C VIVA	Linear Static	1.5

Add Modify Delete

OK Cancel

Figura N°14 COMBINACIÓN DE CARGA DE SERVICIO

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
S/C VIVA	Linear Static	1
EMPUJE DE SUELO	Linear Static	1
DC	Linear Static	1
ASFALTO	Linear Static	1
VLL	Combination	1
S/C VIVA	Linear Static	1

- j) Se tuvieron como resultado los momentos flectores, cortante y carga axial de la combinación de resistencia y servicio.

Figura N°15 MOMENTO CORTANTE Y CARGA AXIAL (RESISTENCIA)

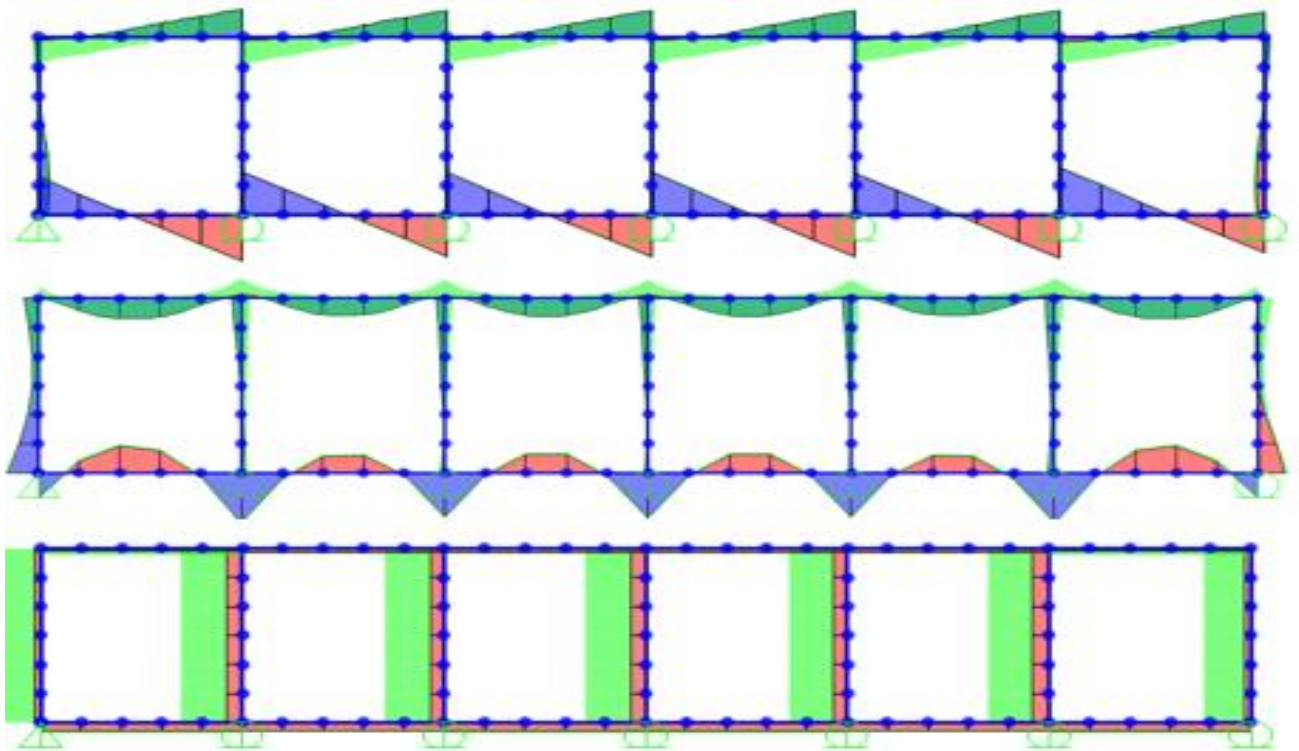
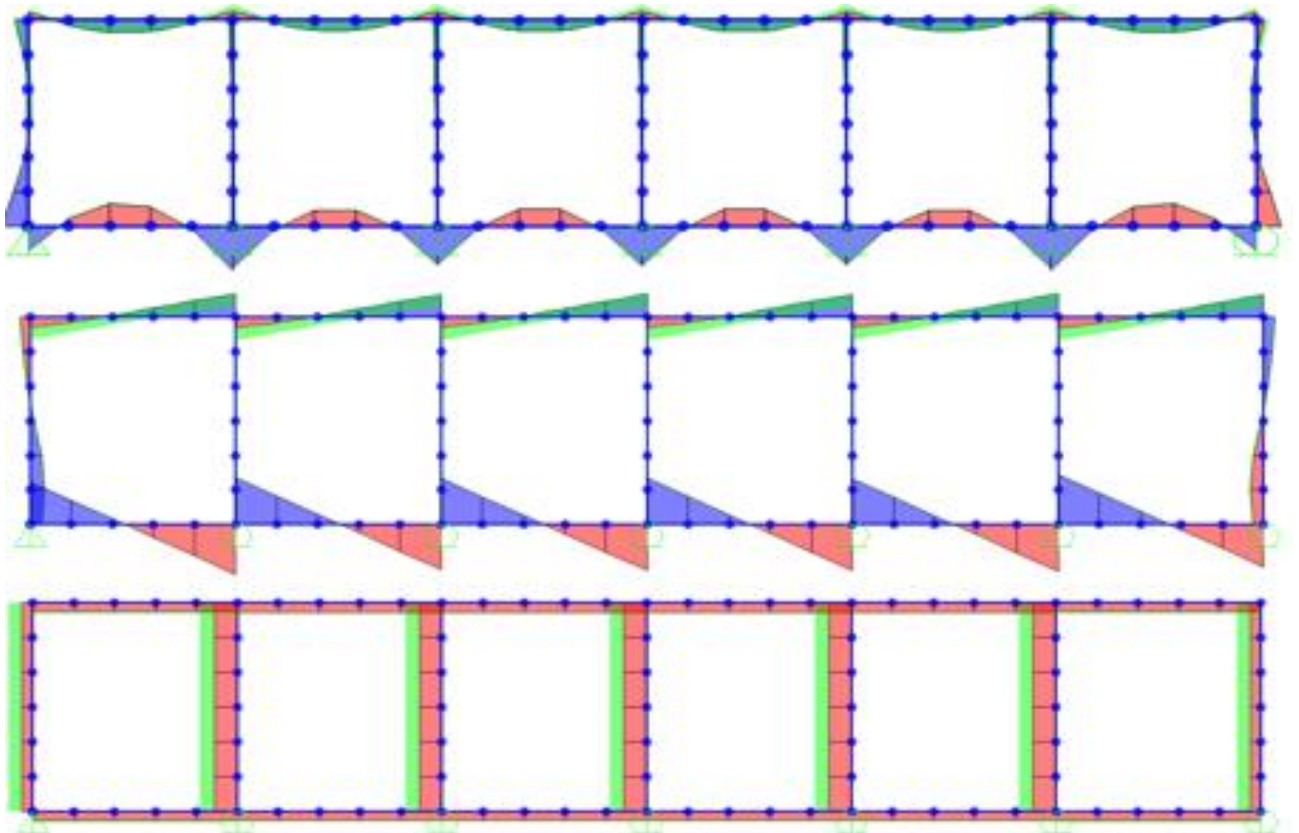


Figura N°16 MOMENTO CORTANTE Y CARGA AXIAL (SERVICIO)



ANEXOS N°04: PROPUESTA DE MEJORA

Propuesta de mejora

Se diseñó un puente de viga T para salvar un tramo de 30.4 metros la cual se dividirá en 2 tramos de 15 metros para disminuir el peralta de la viga.

A continuación se presenta el redimensionamiento y cálculo de la estructura.

Predimensionamiento de secciones:

1. Profundidad mínima Tabla 2.5.2.6.3-1

Para tramos continuos De viga T

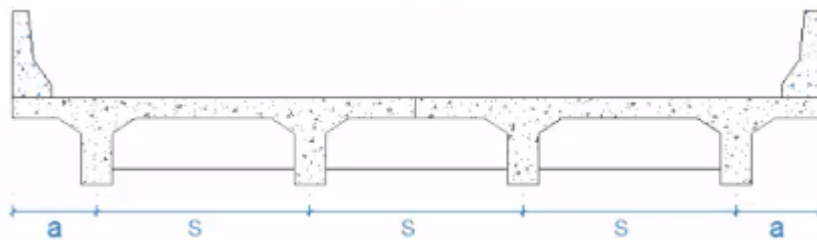
$$H = 0.065 * L$$

$$H = 0.0975$$

2. Numero de vigas

El número de vigas se establece siguiendo un procedimiento y para ello es necesario arrancar con un estimado de vigas de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\# \text{ vigas} = \# \text{ vías} + 2$$



De la Figura :

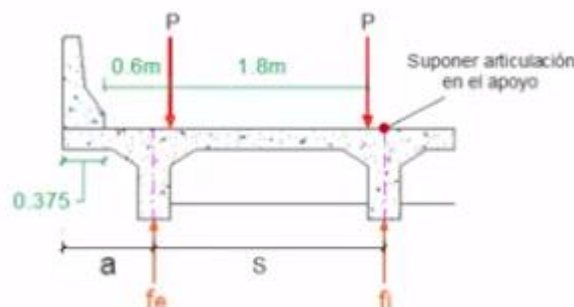
$$2a + 3s =$$

$$9.2$$

$$2a = 9.2m -$$

$$3s \quad (\text{Ec. 1})$$

Según las especificaciones de la norma AASHTO Estándar, el factor de carga para secciones viga T de hormigón armado es:



La carga puntual se toma con un valor unitario, $P=1$.

Aplicando la sumatoria de momentos al lado derecho del punto de articulación tenemos:

$$\begin{aligned} P(a + s - 1.6) + P(a + s - 3.4) &= fs(s) \\ 2a + 2s - 5 &= f(s) \end{aligned} \quad (\text{Ec.2})$$

Reemplazando $f_e = f_i = 0.547s$ y el valor de "a" de la Ec. 1 en Ec. 2

$$\begin{aligned} 9.2 - 3s + 2s - 5 &= 0.547^2 s \\ 0.547s^2 + s - 4.2 &= 0 \\ s &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

Despejando "a" y reemplazando "s" en la Ec. 1

$$a = 0.825 \text{ m}$$

3. Espesor del ala superior (A5.14.1.3.1a)

El espesor de las alas superiores que trabajan como losa de tableros debería ser:
Como se determina en la sección A9.7.1.1.

Altura mínima del tablero de hormigón = 175 mm
Diseño de tablero, espesor estructural = 190 mm

Se toma un espesor de: $t_s = 190 \text{ mm}$

4. espesor del alma (A5.14.1.3.1c)

Espesor min = 200mm

Mínimo recubrimiento de hormigón para armaduras principales = 50mm
Tres barras en una fila requiere un ancho de viga de :

$$\begin{aligned} b_{\text{min}} &= 2(50) + 3 \text{ db} + 2(1.5 \text{ db}) \\ b_{\text{min}} &= 2(50) + 3*35.8 + 2(1.5*35.8) \\ &= 315 \text{ mm} \end{aligned}$$

probar; $b_w = 350 \text{ mm}$

MODELO ESTRUCTURAL DE PUENTE VIGA T

Se utilizaran los datos de los materiales establecidos previamente en el puente estudiado.

a) Definición de trazo longitudinal del puente

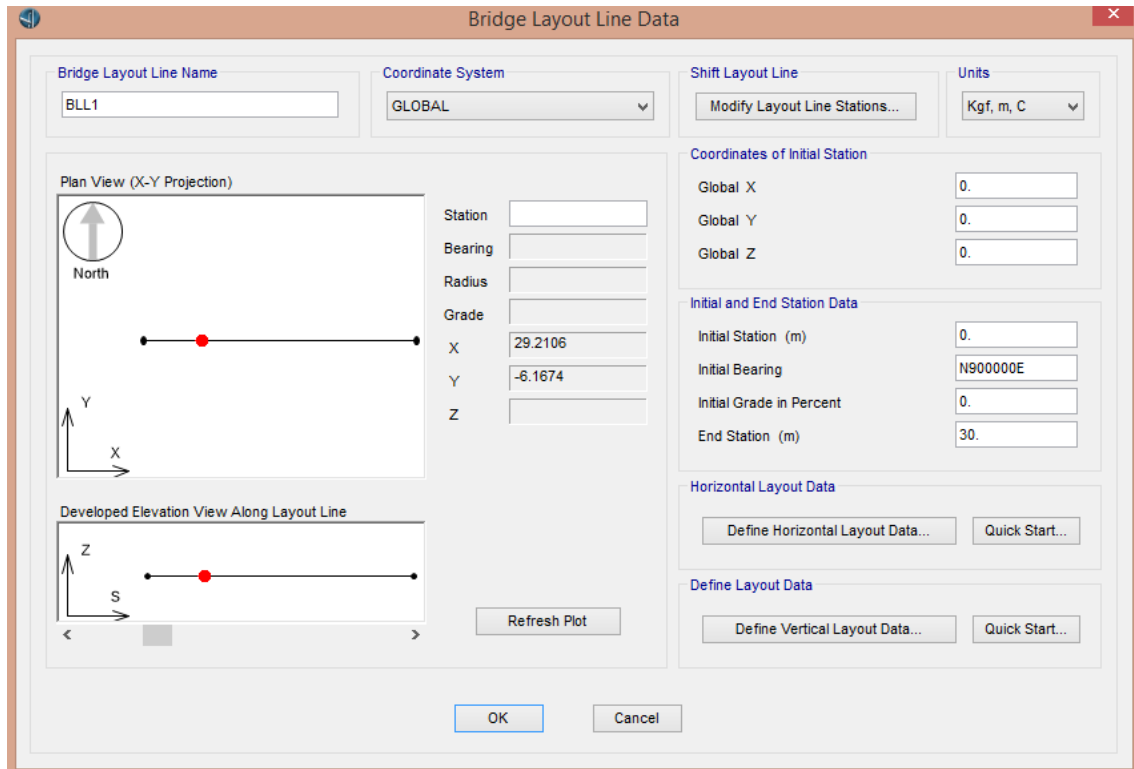
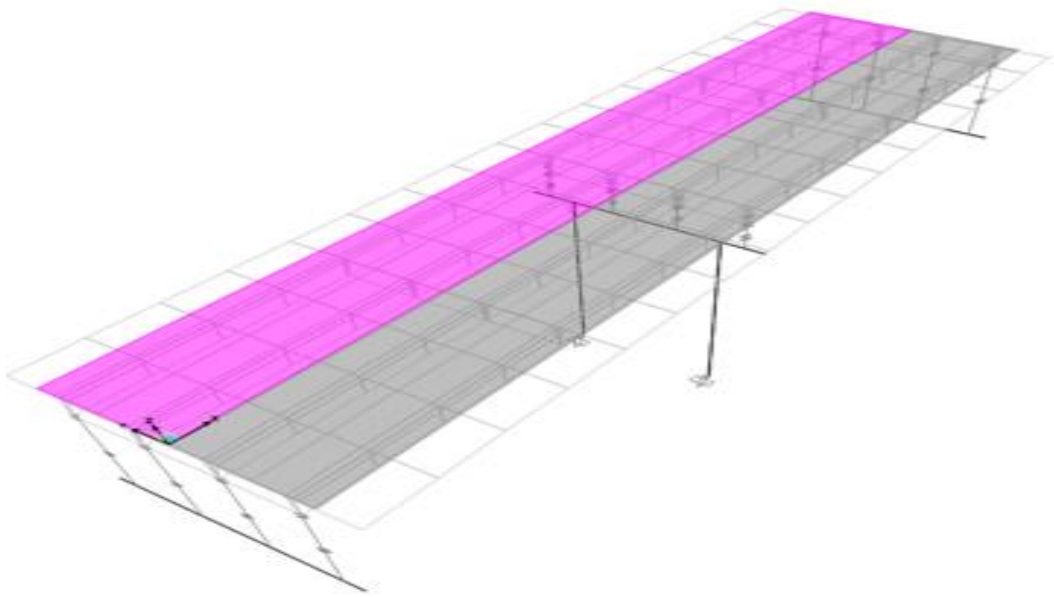


Figura N°17. DEFINICION DE LAYOUT LINE

Figura N°18. LANES DETERMIANDO EN EL MODELO



b) Definición de sección transversal del puente

Figura N°19. DEFINICION DE LOS MATERIALES DE LA SUPERESTRUCTURA

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: H280

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244.7319

Units: Kg, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.527E+09

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1.053E+09

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 2800000

Expected Concrete Compressive Strength: 2800000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: Fy4200

Material Type: Rebar

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units: Kg, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, F_y : 4200000

Minimum Tensile Stress, F_u : 63276266

Expected Yield Stress, F_{ye} : 46402595

Expected Tensile Stress, F_{ue} : 69603893

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

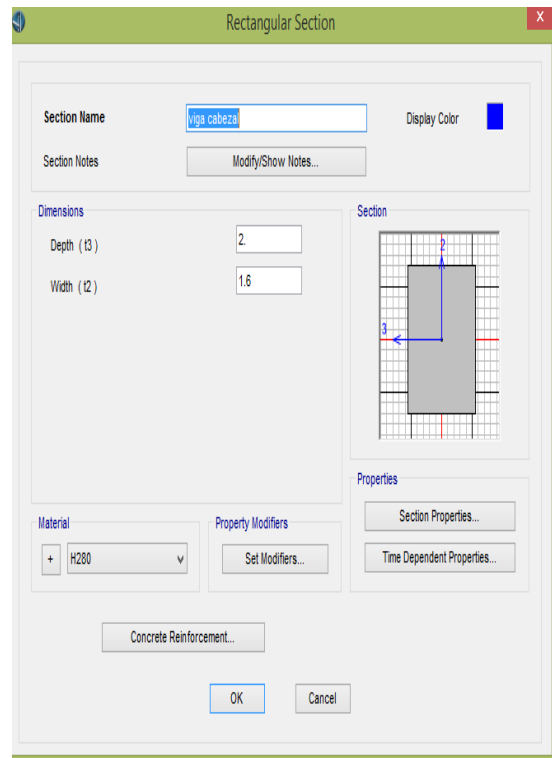
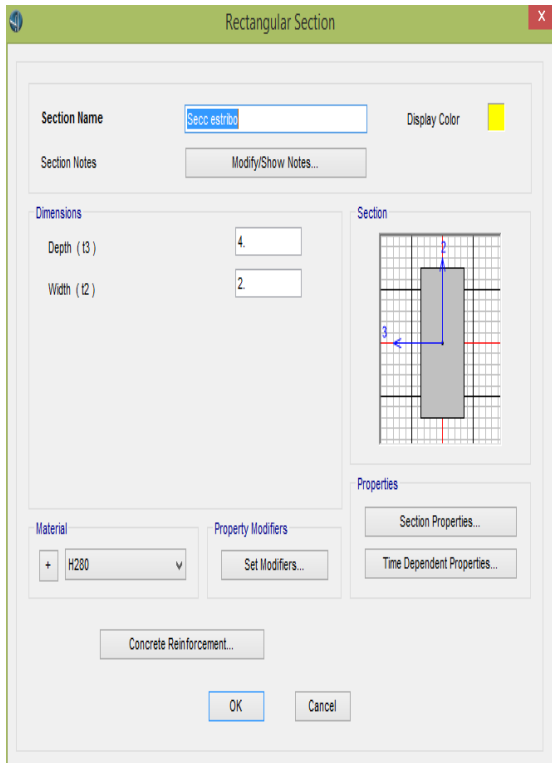
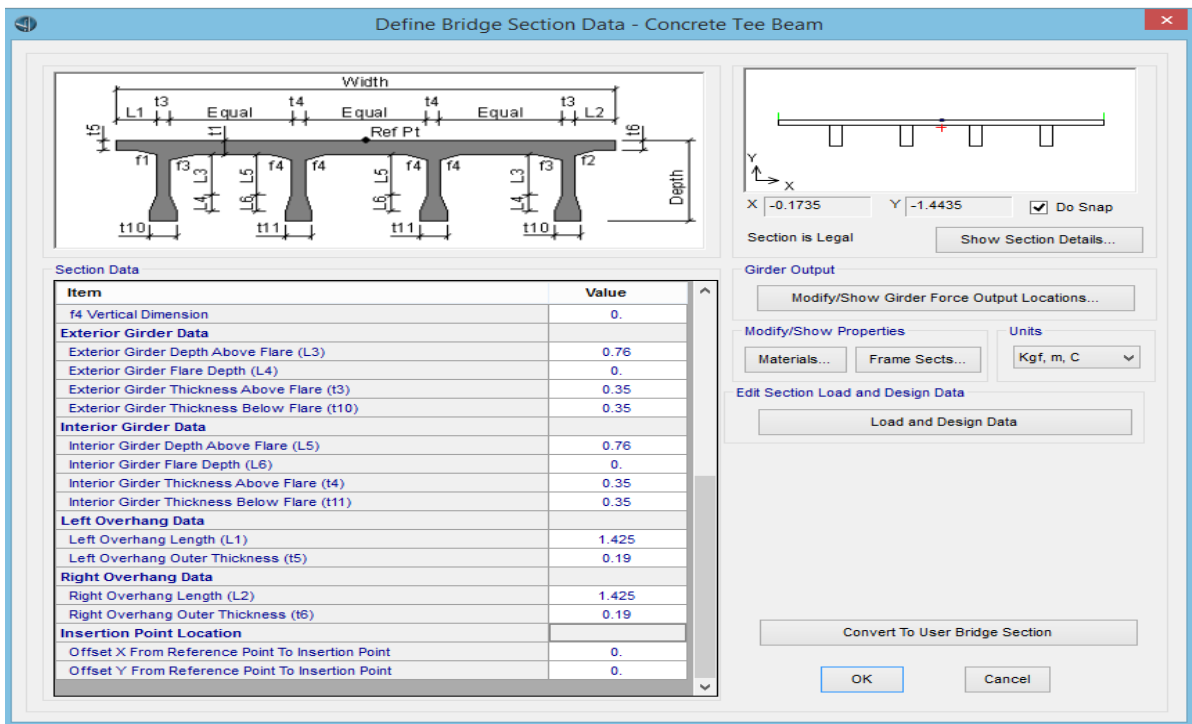


Figura 4. EJEMPLO DE DEFINICION DE SECCION

Figura 5. EJEMPLO DE DEFINICION DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



c) Definición de diafragma y apoyos

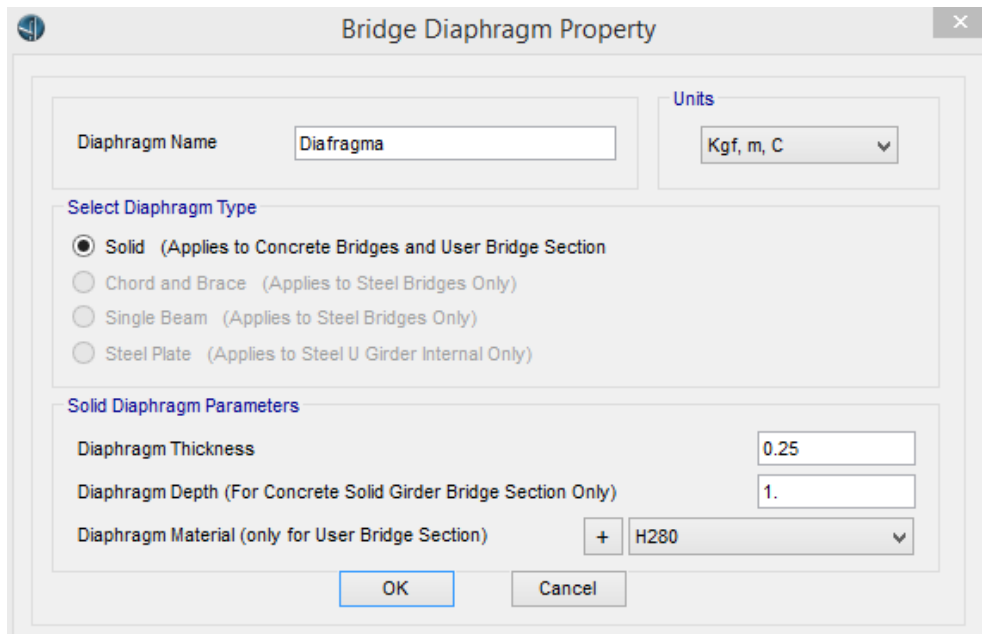
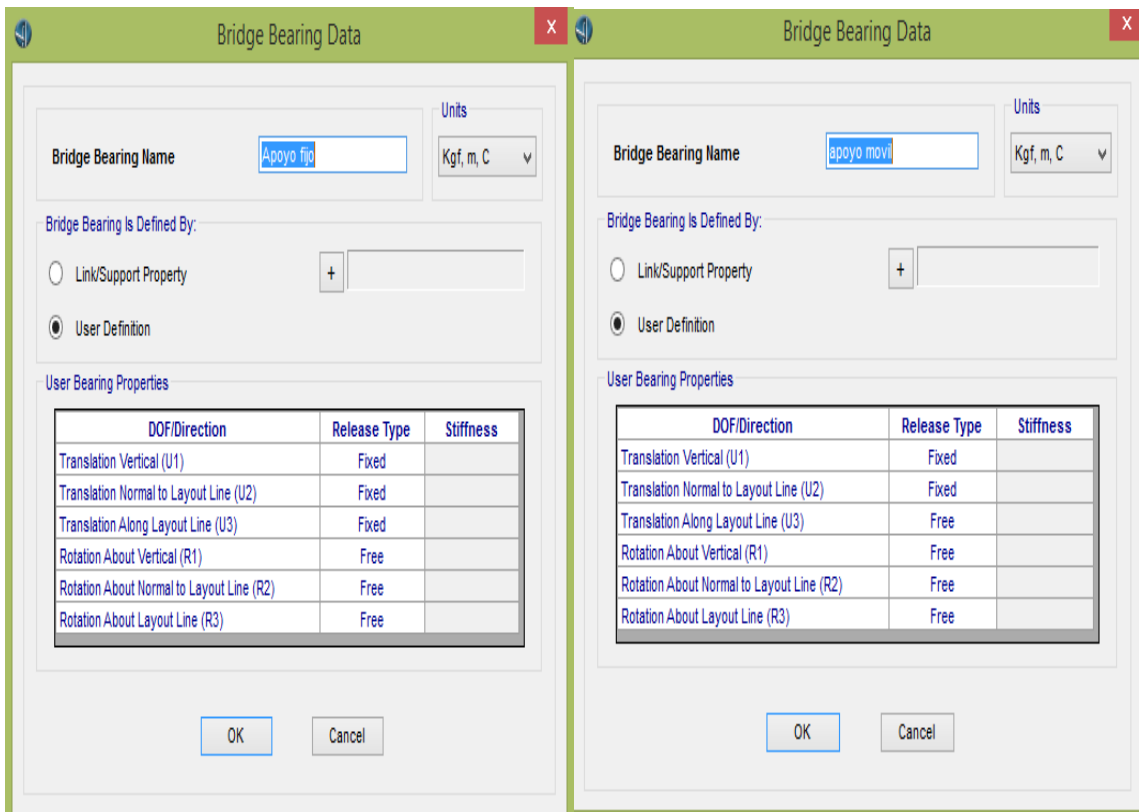
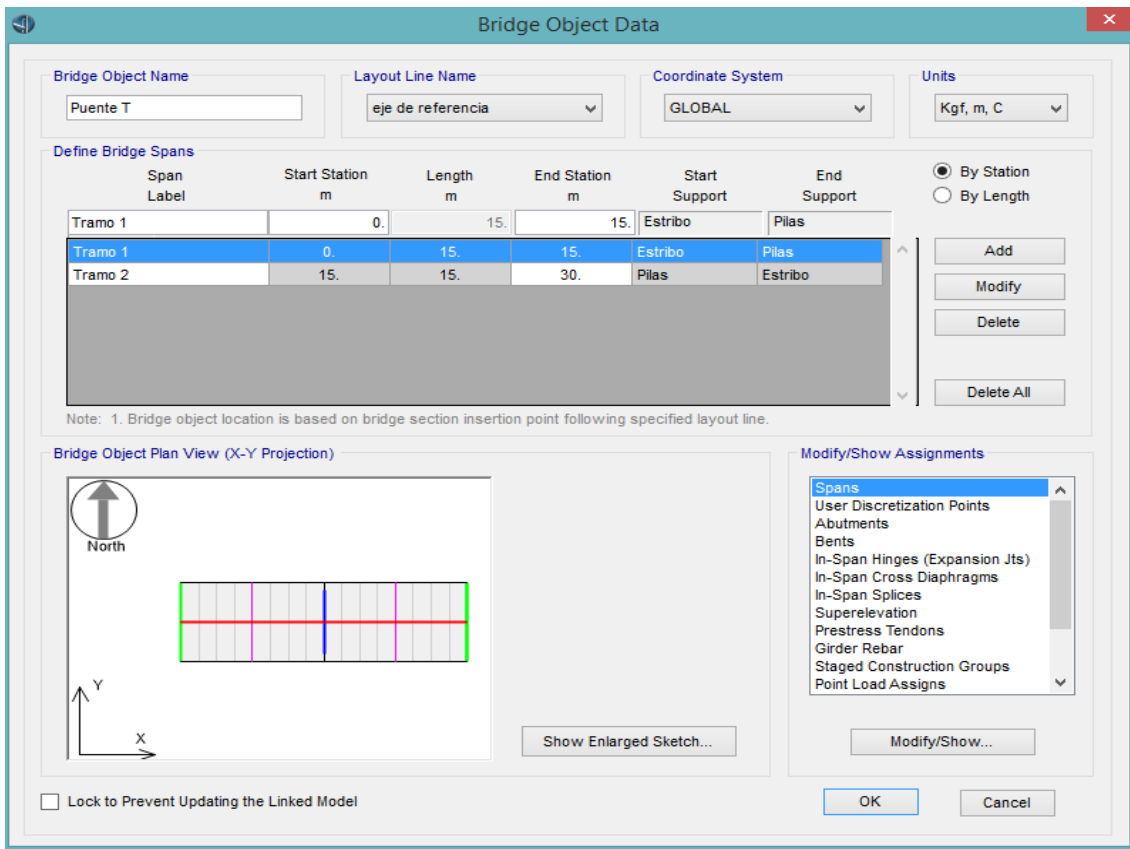


Figura 6. DEFINICION DE DIAFRAGMA

Figura 7. INGRESO DE CARACTERISTICAS DE APOYOS DEL PUENTE



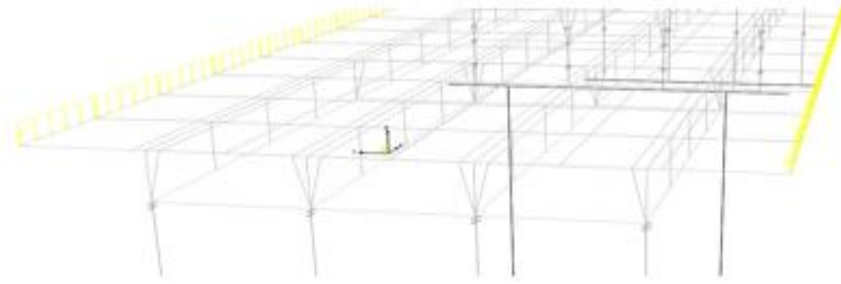
d) Creación del objeto puente



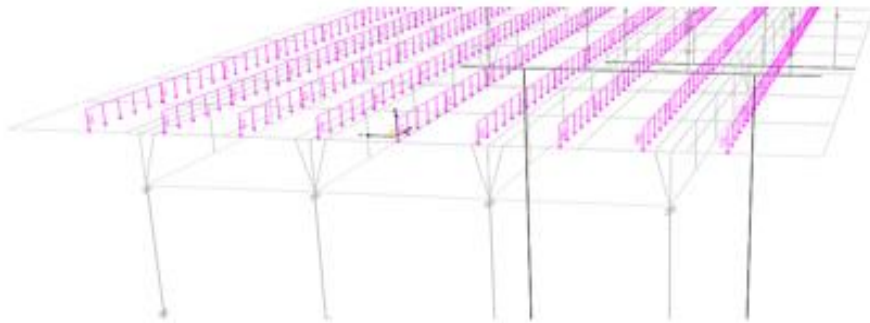
e) Cargas en el modelo

Figura 9. CARGA MUERTA APLICADA EN ESTRUCTURA

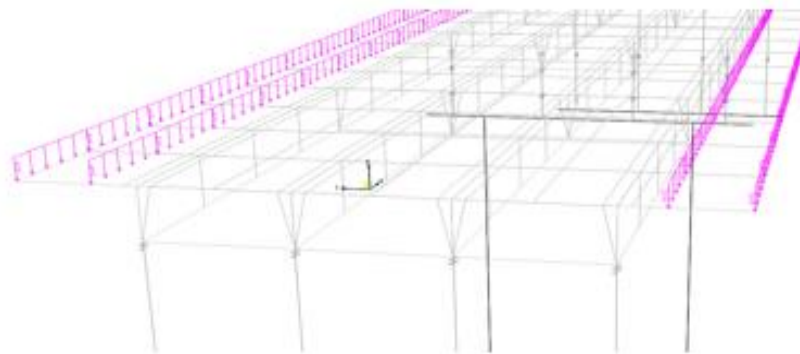
BARANDA



DW

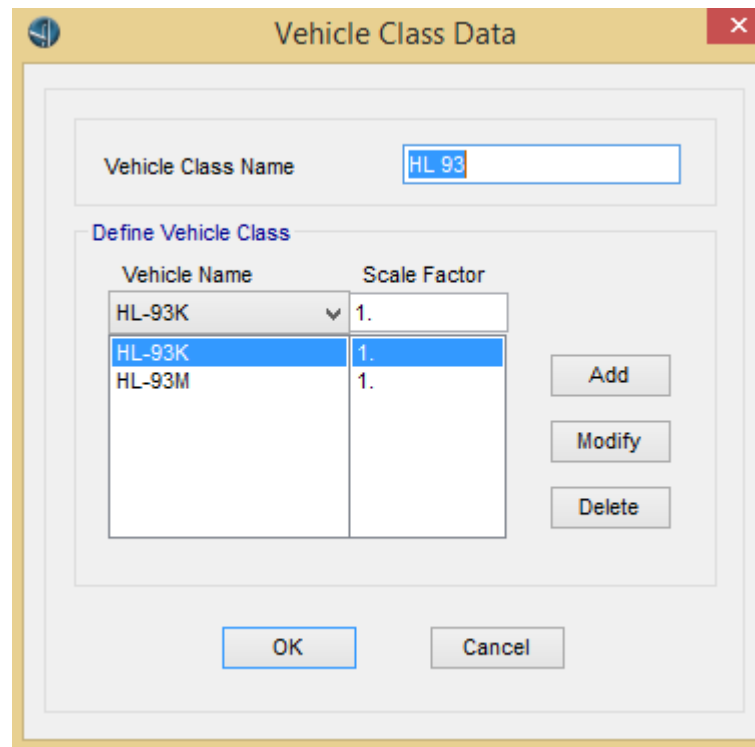


CARGA PEATONAL



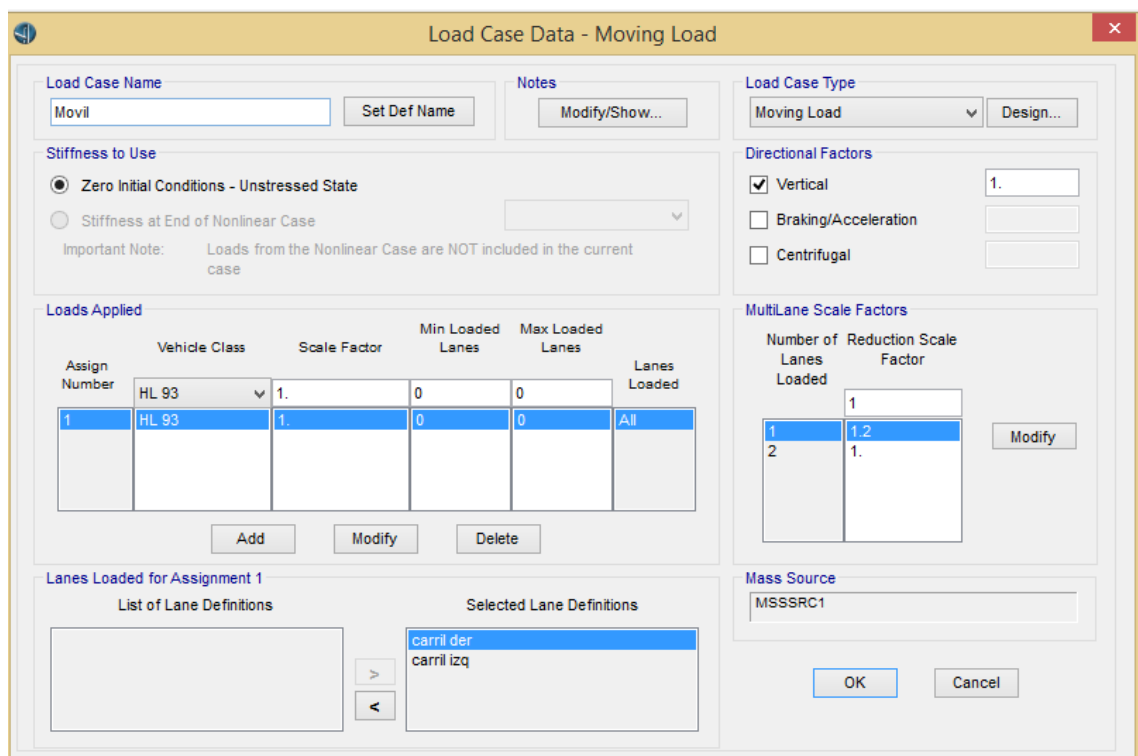
f) Cargas móviles

Figura 10. CREACION DE UN VEHICULO CLASS HL 93



g) Aplicación de carga móviles

Figura 11. CASO DE CARGA VEHICULAR HL-93



h) Resultados del modelo

Figura 12. DIAGRAMA DE AXIAL CORTE Y MOMENTO POR COMBINACION DE RESISINTECIA

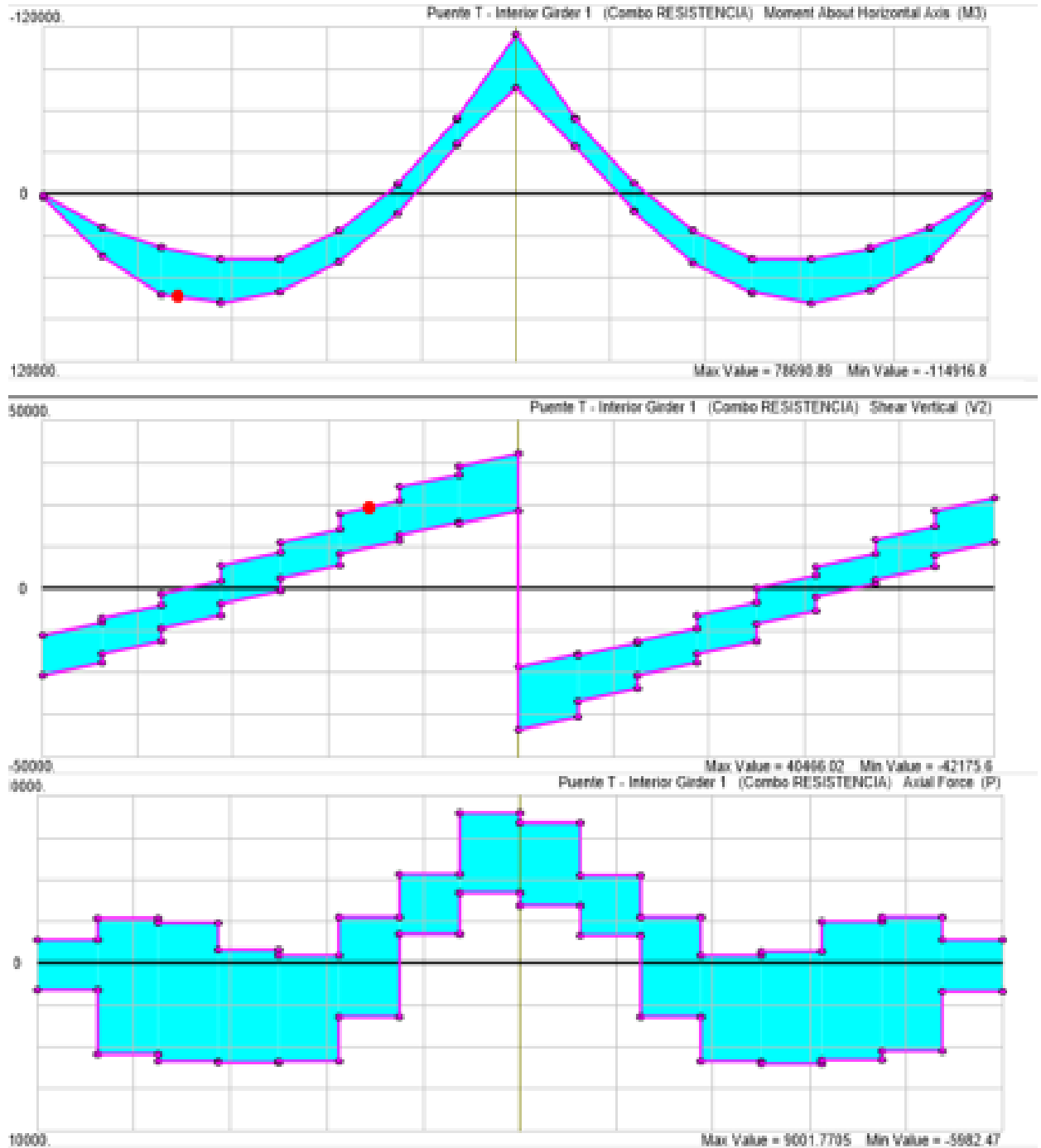
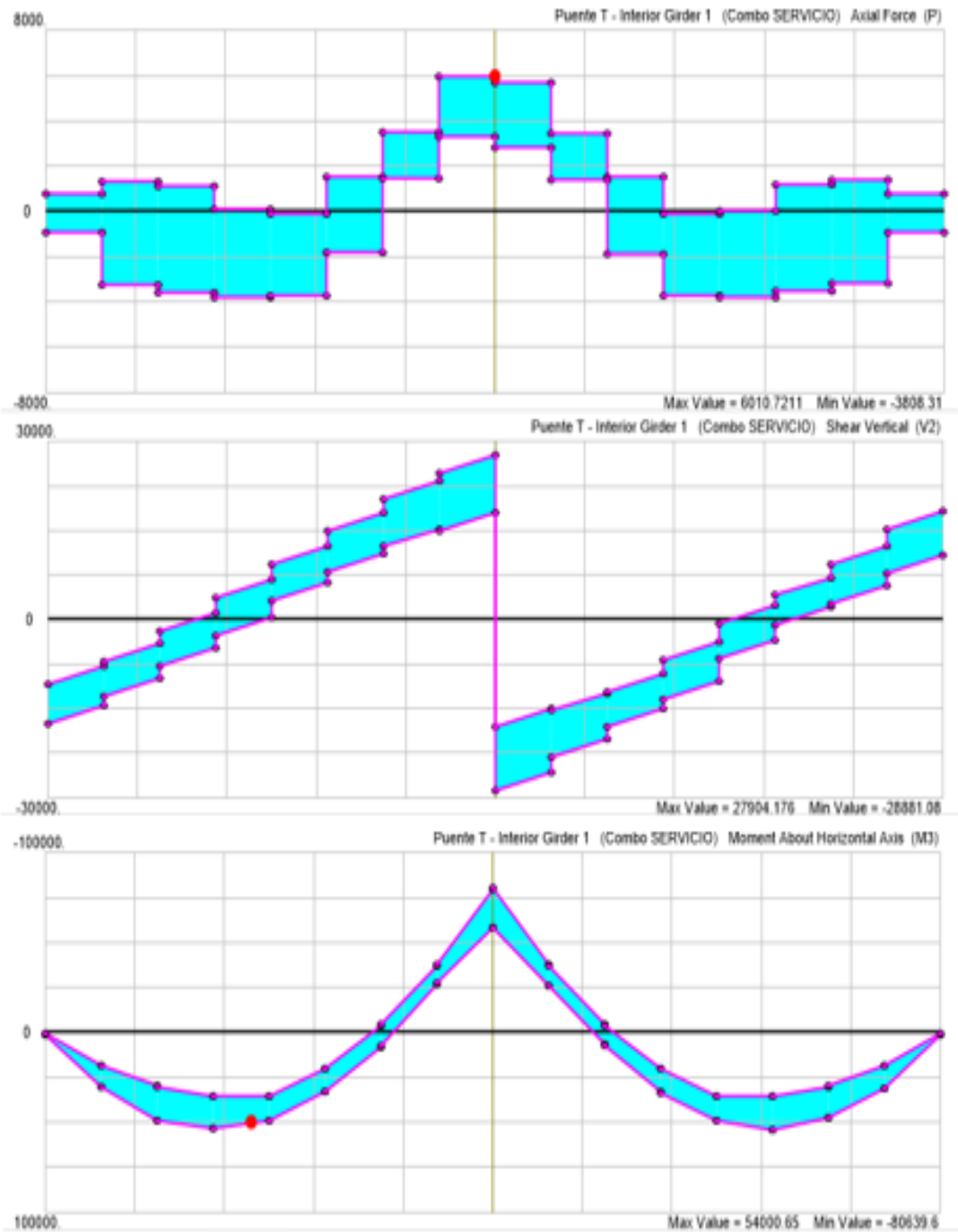


Figura 13. DIAGRAMA DE AXIAL CORTE Y MOMENTO POR COMBINACION DE SERVICIO



ESTADO LIMITE DE SERVICIO

5.- Durabilidad (C5.12.1)

- Recubrimiento para armaduras principales no protegidas (tabla 5.12.3-1)

Exposición a sales anticongelantes	60 mm
Otras situaciones exteriores	50 mm
Losas hormigonadas in situ	25 mm

- Altura efectiva, se asume $\varnothing 32 = 32.258$

6.- Control de la fisuración (A5.7.3.4)

La fisuración por flexión es controlada por la separación S en la armadura más cercana a la cara de tracción bajo esfuerzos de cargas de servicio.

$$S \leq \frac{123000}{B_s f_s} \gamma_e - 2d_c$$

$$B_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$



a) Ancho de ala efectiva (A4.6.2.6.1)

Depende de la longitud efectiva del tramo, local esta definido como la distancia entre puntos de inflexión debido a las cargas permanentes.

Flexión positiva

$L_{ef} = 11.671$

$$b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{4} L_{ef} = & 2.92 \\ 12t_s + b_w = & 2.63 \\ S = & 2.00 \end{cases}$$

$$b_e - \frac{1}{2} b_i \leq \begin{cases} \frac{1}{8} L_{ef} = & 1.46 \\ 6t_s + \frac{1}{2} b_w = & 1.32 \\ \text{ancho del voladizo} = & 0.83 \end{cases}$$

$b_e = 1/2 (2.00) + 0.83$

$b_e = 1.85 \text{ m}$
 $b_i = 2.00 \text{ m}$

b) Armadura de Flexión Positiva - Viga Exterior

Para el Estado Limite de Servicio (tabla A3.4.1-1) $n=1, \gamma=1$

$M_{serv} = 6776720 \text{ kg/cm}$ donde, $j = 0.875$

De lo cual:

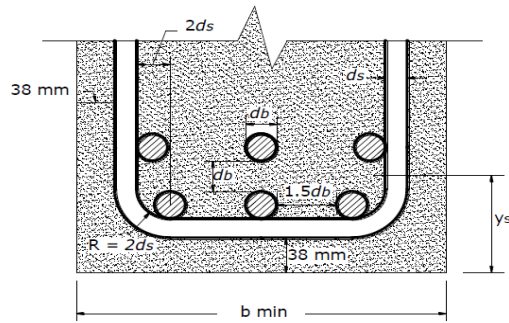
$f_s = 0.6f_y$
 $f_s = 2520$

Entonces:

$A_s = M / f_s \cdot j \cdot d$
 $A_s = 34.38 \text{ m}^2$

6 barras $\varnothing 1\frac{1}{8}$ " $A_s = 38.46 \text{ cm}^2$

El ancho mínimo de la viga debe considerar el diámetro de doblado (A5.10.2.3-1)
 Para estribos de 1/2" y barras de 1 1/8"



$$\begin{aligned} \text{Radio interno} &= 2ds > 1/2db \\ &25.4 > 14.32 \end{aligned}$$

El centro de la barra $\varnothing 28$ estara colocado perpendicular al estribo a una distancia de $2ds = 2.54$ cm

$$\begin{aligned} b_{\min} &= 2(3.8 + 3ds) + 2db + 2(1.5db) \\ b_{\min} &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$b_{\min} < b_w$$

Tres barras de $\varnothing 1 1/8$ " se ajustara en un $b_w = 35$ cm

$$\begin{aligned} y_s &= 3.8 + 1.27 + 2.865 + 1/2(2.865) \\ y_s &= 9.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{pos}} &= (97.5 - 1.5) - 9.4 \\ d_{\text{pos}} &= 86.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Revisar la fisuración mediante la sección transformada (A5.7.3.4)

$$\begin{aligned} n &= E_s/E_c & b = b_e &= 185 & A_s &= 38.46 \\ n &= 7 \end{aligned}$$

Asumiendo que el eje neutro se encuentra en el ala
 Ubicación del eje neutro (x)

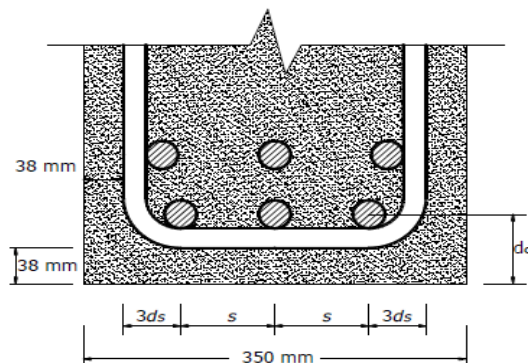
$$\frac{1}{2}bx^2 = nA_s(d - x)$$

$$\begin{aligned} 1/2(185)(x^2) &= (7 \times 38.46)(86.6 - x)^2 \\ x &= 13.95 \end{aligned}$$

El eje neutro se encuentra en el ala, por lo tanto lo que fue asumido es correcto

La actual separación de las barras debería ser comprado con la máxima separación permitida para el control de la fisuración.

$$\begin{aligned} \text{Separación Actual : } S &= (350 - 2(38 + 3 \times 12.7))/2 \\ S &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\text{Separación máxima : } s = \frac{123000}{\beta_s f_c} y_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} ; y_e = 0.75 \text{ factor de exposición tipo 2}$$

La relación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M(d-x)}{I_{cr}}$$

$$n = 7 \quad M = 6776720 \quad d = 86.6 \quad x = 13.95$$

$$d_c = 3.8 + 1.27 + 2.8/2 = 6.502 \text{ cm}$$

$$\beta_s = 1.102074457$$

Determinando el momento de inercia de la sección fisurada

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + n A_s (d-x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} (185)(13.95)^3 + 7(38.46)(86.6 - 13.95)^2$$

$$I_{cr} = 1588339.28 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 7 \frac{6776720(86.6 - 13.95)}{1588339.28}$$

$$f_s = 2169.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} y_e - 2d_c$$

$$s = \frac{123000}{1.1(2169.75)} 0.75 - 2(6.5)$$

$$s = 25.65 \text{ cm}$$

$$s \leq 25.65 \text{ cm} \text{ de lo cual ; } 10 \text{ cm} \leq 25.65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

c) Armadura de Flexión Negativa - Viga Exterior

Para el Estado Limite de Servicio (tabla A3.4.1-1) $n=1$, $\gamma=1$

$$M_{serv} = -7400781 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Probar con 9 barras de } \emptyset 1" \quad A_s = 45.63 \text{ cm}^2$$

La armadura de tracción se distribuye sobre el menor de: El ancho de ala efectivo (A4.6.2.1) o

$$\text{Flexión Negativa} \\ L_{efec} = 6.915 \text{ m}$$

$$b_i = \frac{1}{4} L_{efec}$$

$$b_i = 1.72875 \text{ m}$$

$$b_e = \frac{1}{2} b_i + \frac{1}{8} L_{efec}$$

$$b_e = 1.72875 \text{ m}$$

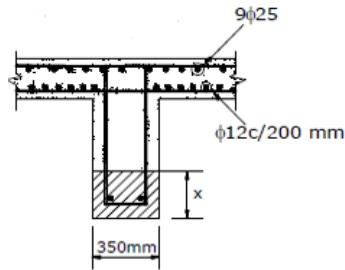
Un ancho igual 1/10 del promedio de los tramos adyacentes entre apoyos (A5.7.3.4-2007)

$$\frac{1}{10} L_{efec} = 1.5 \text{ m}$$

Según el (A5.7.3.4) si el ancho del ala efectivo es mayor que de la longitud del tramo, en las porciones exteriores del ala se debera del ala se debera disponer armadura longitudinal adicional con un área no menor que 0.4% del area de losa en exceso.

Acero adicional $A_s > 0.004$ (Area de la losa en exceso)
 $A_s > 0.004(19)(173-150)$
 $A_s > 1.748 \text{ cm}^2$

Adicionar 2 barras $\phi 1/2'' = 2.54 \text{ cm}^2$



Separación de 9 barras $\phi 1'' = 150/8 = 18.75 \text{ cm}$. El cálculo de la máxima separación permitida entre barras depende del esfuerzo de tracción (f_s) debido a las cargas de servicio.

Entonces d_{neg} para barras de 1'' es:

$$d_{neg} = 97.5 - 6 - 1.27 - 2.54/2 = 88.96 \text{ cm} \quad n = 7 \quad A_s = 45.63 \text{ cm}^2 \quad b = 35 \text{ cm}$$

Ubicación del eje neutro (x):

$$\frac{1}{2}bx^2 = nA_s(d - x)$$

$$\frac{1}{2}(35)x^2 = 7(45.63)(88.96 - x)$$

$$x = 31.9 \text{ cm}$$

Separación Máxima:

$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} y_e - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad ; y_e = 0.75 \text{ factor de exposición tipo 2}$$

Separación entre el esfuerzo del acero f_s y el esfuerzo en el concreto f_c es:

$$f_s = n f_c = n \frac{M(d - x)}{I_{cr}}$$

$$M = 7400781 \quad d = 88.96 \quad x = 31.9$$

$$d_c = 6 + 1.27 + 1.27$$

$$d_c = 8.54 \text{ cm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{8.54}{0.7(97.5 - 8.54)}$$

$$\beta_s = 1.1$$

Determinar el momento de inercia de la sección crítica fisurada:

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}(35)(31.9)^3 + 7(45.63)(88.96 - 31.9)^2$$

$$I_{cr} = 1418290.805 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 7 \frac{7400781(88.96 - 31.9)}{1418290.8}$$

$$f_s = 2084.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{123000}{\beta_s f_s} y_e - 2d_c$$

$$s = \frac{123000}{1.1(2084.21)} 0.75 - 2(8.54)$$

$$s = 23.16$$

$$s \leq 23.16 \text{ cm} \quad \text{de lo cual ; } 19 \text{ cm} \leq 23.16 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

1.- Flexión

a) Resistencia a la flexión (A5.7.3.2)

Momento positiva

$$\mu = 10061595 \quad \text{kg/cm}$$

Revisar la resistencia provista por las barras seleccionadas para el control de fisuración

$$A_s = 38.46 \text{ cm}^2 \quad b_e = 185 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Se asume:

$$a < t_s = 19 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = 3.42 \quad \text{cm}$$

Toda la compresión está en el ala

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 12341206.33 \text{ kg/cm} > \mu \quad \text{..... OK}$$

Momento negativo

$$\mu = -13485375 \quad \text{kg/cm}$$

Revisar la resistencia provista por las barras seleccionadas para el control de fisuración

$$A_s = 45.63 \text{ cm}^2 \quad b_w = 35 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_e} = 21.47 \quad \text{cm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 13492357.52 \text{ kg/cm} > \mu \quad \text{..... OK}$$

b) Límites para la armadura (A5.7.2.2)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 280)}{7}$$

$$\beta_1 = 0.835$$

Armadura máxima es: $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$ (A.5.7.3.3.1)

Armadura mínima es: $\phi M_n \geq 1.2 M_o$ (A.5.7.3.3.2)

Determinación del eje neutro de toda la área

$$x = \frac{35(78.5)(39.25) + 185(19)(88)}{350(78.5) + 185(19)}$$

$$x = 66.61 \quad \text{cm}$$

Determinación de la inercia

$$I_g = \frac{1}{12} (35)(78.5)^3 + 35(78.5)(66.61 - 39.25)^2 + \frac{1}{12} (185)(19)^3 + 185(19)(88 - 66.61)^2$$

$$I_g = 5181501.048 \text{ cm}^4$$

Propiedades de la sección bruta:

$$x = 66.61 \text{ cm} \quad I_g = 5181501.05 \text{ cm}^4$$

$$h - x = 97.5 - 66.61 = 30.89 \text{ cm}$$

$$f_r = 0.97 \sqrt{f'_c} = 16.80$$

Positivo

$$\frac{c}{d_e} = \frac{a/\beta_1}{d_s}$$

$$0.046 \leq 0.42 \quad \text{.....OK}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y}$$

$$M_{cr} = 1306849.086$$

$$M_n = 12341206.33 > 1.2 (1306849.9) \quad \text{.....OK}$$

Negativo

$$\frac{c}{d_e} = \frac{a/\beta_1}{d_s}$$

$$0.284 \leq 0.42 \quad \text{.....OK}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y}$$

$$M_{cr} = 2818038.771$$

$$M_n = 12341206.33 > 1.2 (2818038.77) \quad \text{.....OK}$$

Cálculo Estructural del Estribo
Dimensionamiento Preliminar

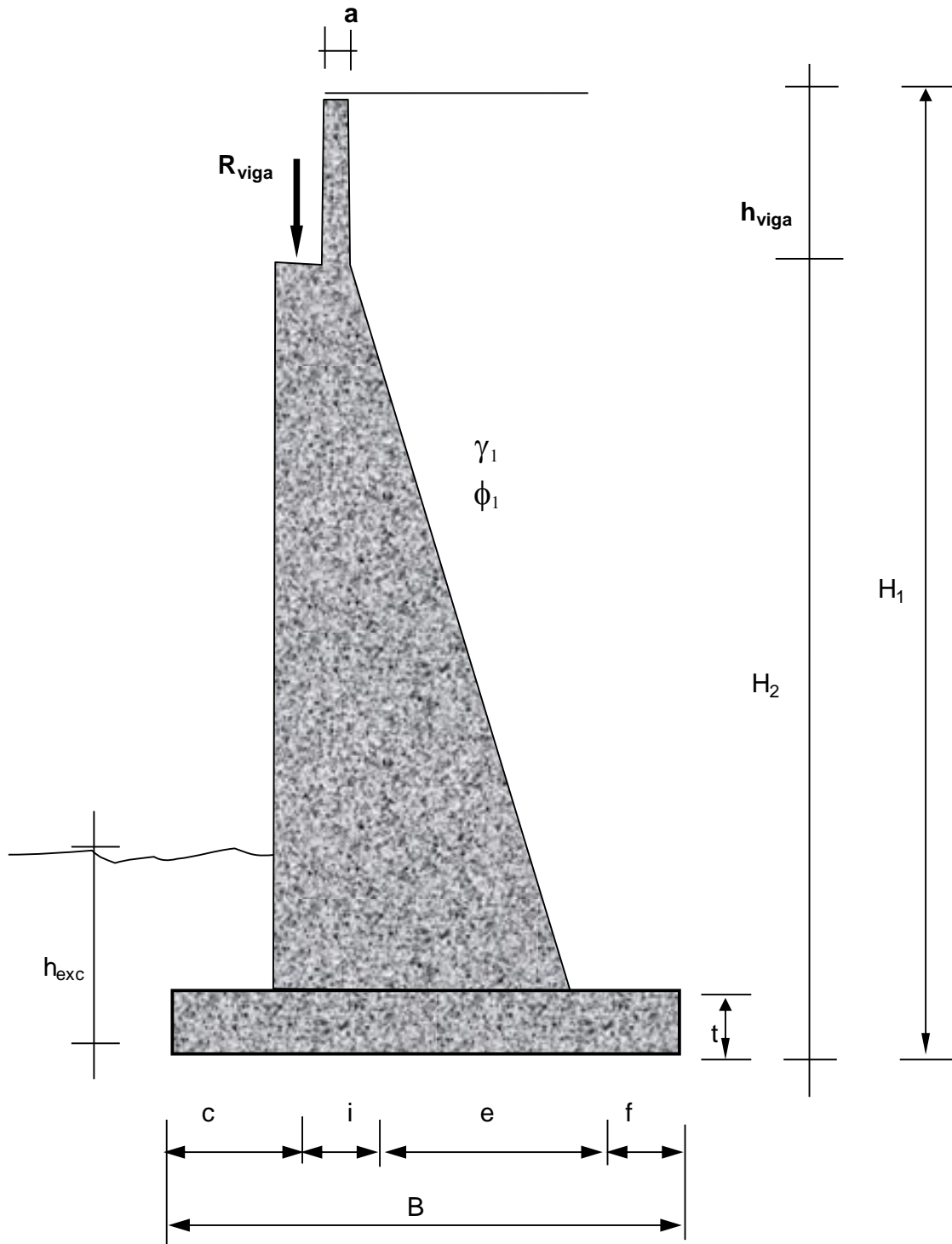


Figura 27. Dimensiones nominales del Muro de Estribo.

Notación:

$$a \geq 0.30$$

$$B : 0.45 H - 0.70 H$$

$$c \geq B/3$$

$$f \geq B/3$$

$$t : H/12 - H/10$$

$$e : B - c - t - f$$

Diagrama de Presiones

Sobrecarga:

$$\text{Carga distribuida para camión tipo: } W_{\text{camión}} = \frac{\text{Peso total del camión}}{\text{Area del camión}}$$

$$W_{\text{camión}} = \frac{4000 \text{ kg} + 16000 \text{ kg} + 16000.00 \text{ kg}}{1.80 \text{ m} * 13.30 \text{ m}}$$

$$W_{\text{camión}} = 1.50 \text{ to/m}^2$$

Sobrecarga equivalente :

$$\gamma \cdot H_s = 1.50 \text{ to/m}^2 = 1.55 \text{ to/m}^3 \cdot H_s$$

Altura equivalente :

$$H_s = \frac{1.50 \text{ to/m}^2}{1.55 \text{ to/m}^3} = 0.97$$

Determinación de la Seguridad al Vuelco

Cálculo del Momento al Vuelco M_v

$$M_v = \frac{1}{3} P_{ah} \cdot H_1 \quad P_{ah} = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (H + H_s)^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \phi / 2) = \text{tg}^2 (45 - 13.5^\circ) \quad \phi = 27^\circ$$

$$K_a = 0.3755$$

$$P_{ah} = \frac{1.55 \text{ to/m}^3 \times 2.29 \text{ m}^2 \times 0.376}{2} = 1.53 \text{ to/m}$$

$$M_v = \frac{1.53 \text{ to/m} \times 2.3 \text{ m}}{3} = 1.17 \text{ to.m/m}$$

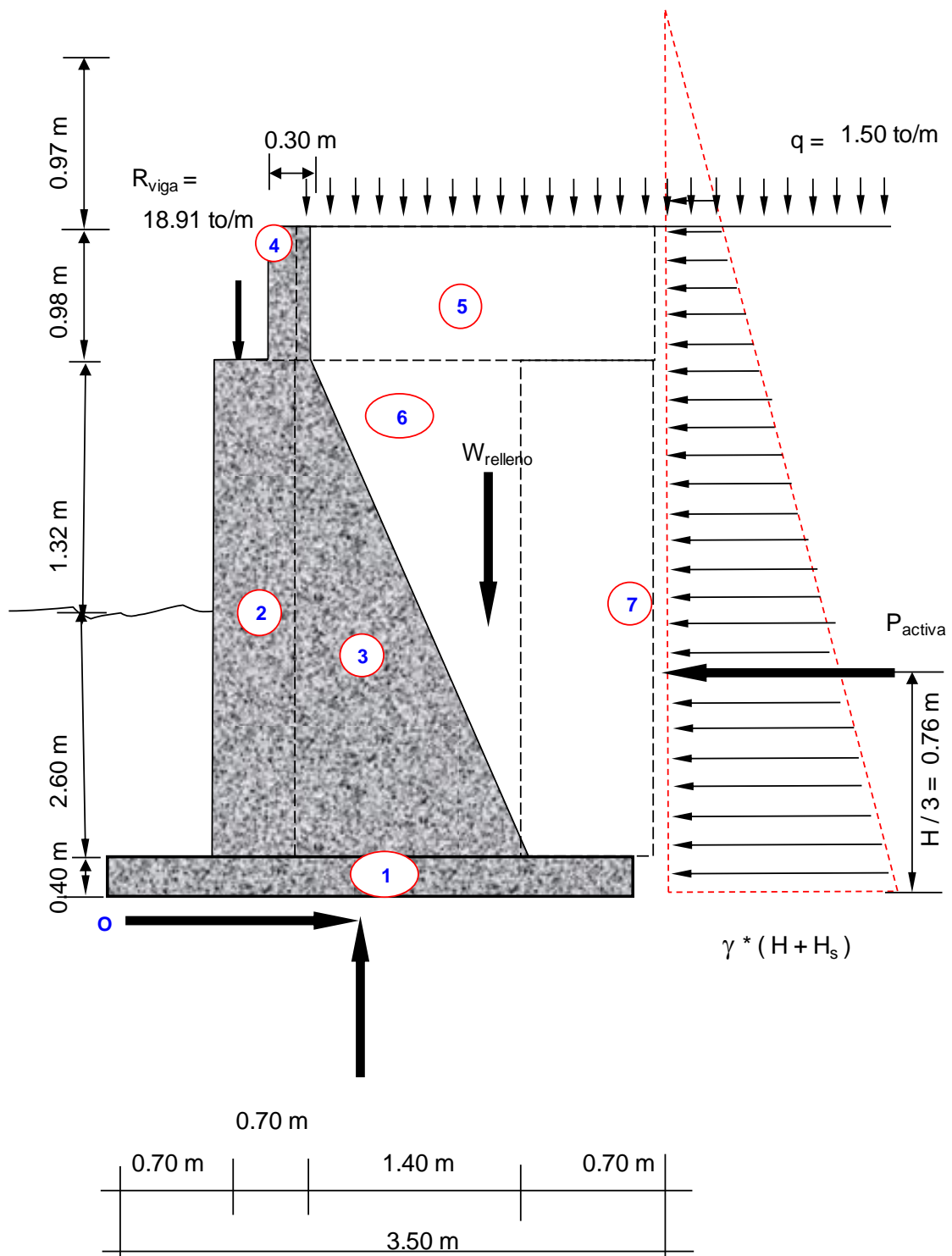


Tabla 9

Cálculo del Momento Restaurador M_r

Porción	Sección transversal			Peso (to/m)	Brazo	M_r (to.m)
	base	altura	γ			
1	3.50 m	0.40 m	2.4 to/m ³	3.36	1.75 m	5.88
2	0.70 m	1.32 m	2.4 to/m ³	2.22	1.05 m	2.33
3	1.40 m	1.32 m	2.4 to/m ³	2.22	1.87 m	4.14
4	0.30 m	0.98 m	2.4 to/m ³	0.70	1.55 m	1.09
5	2.10 m	0.98 m	1.6 to/m ³	3.17	2.10 m	6.66
6	1.40 m	1.32 m	1.6 to/m ³	2.86	2.33 m	6.67
7	0.70 m	1.32 m	1.6 to/m ³	1.43	3.15 m	4.50
$R_{\text{viga}} =$				18.91	0.90 m	17.02
			$\Sigma F_v =$	34.87	$M_r =$	48.29

Factor de Seguridad al Vuelco

El factor de seguridad al vuelco se obtiene al dividir el momento restaurador entre el momento al vuelco.

Debe cumplirse que :

$$1.50 \leq F.S._{\text{vuelco}} \leq 3.00$$

$$F.S._{\text{vuelco}} = \frac{M_r}{M_v} = \frac{48.29 \text{ to.m/m}}{1.17 \text{ to.m/m}}$$

$$F.S. = 41.35 > 3$$

Dado este valor, se deberían reducir las dimensiones del muro, pero esto se debe a la estabilidad que le proporcionan el material de relleno y la reacción de la viga, por lo cual se considera prudente el factor obtenido.

Factor de Seguridad al Deslizamiento

El factor de seguridad al deslizamiento se obtiene al dividir las fuerzas verticales actuantes entre las fuerzas horizontales afectadas por la tangente del ángulo de fricción interna del material de fundación.

Debe cumplirse que :

$$1.50 \leq F.S. \leq 2.50$$

$$\mu = \text{tg } \phi \quad \phi = 27^\circ \quad \mu = 0.510$$

$$F_v = 34.870 \text{ to} \quad P_{\text{ah}} = 1.530 \text{ to}$$

$$F.S._{\text{deslizamiento}} = \frac{\mu * F_v}{P_{\text{ah}}} = \frac{0.51 \times 34.870 \text{ to}}{1.530 \text{ to}}$$

$$F.S. = 11.61$$

Las dimensiones asumidas verifican la seguridad del estribo al deslizamiento.

Magnitud y Localización de la Resultante P_a

La magnitud de la resultante P_a puede estimarse mediante el principio de Pitágoras:

$$P_a = (P_{ah}^2 + P_{av}^2)^{1/2}$$

$$P_a = (1.530 \text{ to}^2 + 34.870 \text{ to}^2)^{1/2}$$

$$P_a = 34.90 \text{ to/m}$$

$$\text{tag } \alpha = \frac{P_{av}}{P_{ah}} = \frac{34.904 \text{ to}}{1.530 \text{ to}} = 22.813$$

$$\alpha = \text{tag}^{-1} 22.8128 = 87.49^\circ$$

La excentricidad e de la resultante sobre la base del estribo puede calcularse mediante

la siguiente fórmula:

$$e = \frac{1}{2} B - \delta$$

$$\delta = \frac{M_r - M_v}{\Sigma F_v} = \frac{47.13 \text{ to.m/m}}{34.87 \text{ to/m}} = 1.35 \text{ m}$$

$$e = \frac{3.50 \text{ m}}{2} - 1.35 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Debe cumplirse que:

$$e \leq B/6 \quad 0.40 \text{ m} \leq \frac{3.50 \text{ m}}{6} = 0.58 \text{ m}$$

La resultante se encuentra situada en el tercio medio de la zapata, por lo cual no se produce tracción en el talón.

Cálculo de las Presiones Sobre el Terreno

$$\sigma = (P/A)(1 \pm 6e/B)$$

$$\sigma_{adm} = 2.5 \text{ to/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{34.87 \text{ to/m}}{3.50 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.40 \text{ m}}{3.50 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_1 = 16.79 \text{ to/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{34.87 \text{ to/m}}{3.50 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.40 \text{ m}}{3.50 \text{ m}} \right)$$

$$\sigma_2 = 3.13 \text{ to/m}^2$$

Estos valores de presiones son menores que la capacidad portante de la roca asumida, para transferir dichos esfuerzos al manto rocoso.

Análisis Estructural

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

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

$$\text{recub.} = 0.075 \text{ m}$$

Verificación del Esfuerzo Cortante

Esfuerzos Permisibles del Concreto:

Cizallamiento (en una dirección, tipo viga).

$$\sigma_1 = 0.53 \phi \sqrt{f'c} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Punzonamiento (en dos direcciones, tipo Losa):

$$\sigma_2 = 1.06 \phi \sqrt{f'c} = 13.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{act}} = \frac{P_{\text{ah}}}{t * b} = \frac{1.53 \text{ to}}{0.70 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}} = 2.19 \text{ to/m}^2$$

El esfuerzo actuante debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible del concreto a cortante en cualquier sección.

$$\sigma_{\text{act}} = 0.22 \text{ kg/cm}^2 < 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor es menor que los valores máximos permisibles, por lo cual está correcto.

Cálculo del Acero por Flexión

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{3} P_{\text{ah}} * (H - t)$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1.53 \text{ to/m}^2 * 2.87 \text{ m}}{3} = 1.461 \text{ to.m/m}$$

$$A_s = \rho * b * d \quad \rho = \omega * f'c / f_y$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - M_{\text{max}} / (0.53 * b * d^2 * f'c)}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{146115.00 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times (202.5 \text{ cm})^2 \times 210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0002 \quad \rho = 0.00000 < \rho_{\min} = 0.003333$$

$$\rho_{\max} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00333333 \quad x \quad 100 \text{ cm} \quad x \quad 62.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 20.83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando dos camadas de acero ϕ 1 la separación es:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{20.8 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.243 \text{ m} \quad S_{\max} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{usar : } \phi 1 \quad @ \quad 0.24 \text{ m}$$

Cálculo Estructural de la Base

Diseño del Ala Exterior: Pie

$$P_v = 34.87 \text{ to/mt}$$

Peso del suelo sobre la losa exterior:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma * h_{\text{suelo}} = 1550 \text{ kg/m}^3 \quad x \quad 2.60 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 4030 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de la base de concreto:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad x \quad 0.40 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 960 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo actuante del terreno:

$$\sigma_{\text{act}} = \frac{1}{2}(\sigma_{\max} + \sigma') * c \quad \sigma_{\text{act}} = \frac{3.13 \text{ to/m}^2 + 8.59 \text{ to/m}^2}{2}$$

$$\sigma_{\text{act}} = 5.86 \text{ to/m}^2$$

Presión neta sobre la losa exterior:

$$\sigma_{\text{neto}} = \sigma_{\text{act}} - W_{\text{suelo}} - W_{\text{concreto}}$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 5,862.00 \quad - \quad 4,030.00 \quad - \quad 960.00$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 872.00 \text{ kg/m}^2 \quad = \quad 0.87 \text{ to/m}^2$$

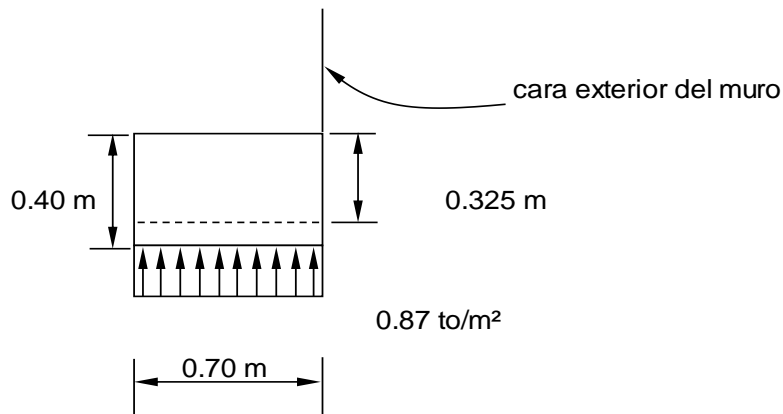


Figura 31. Diagrama de esfuerzos sobre el pie del estribo.

Cálculo del Acero Transversal

$$M_{\text{pie}} = \frac{1}{2} \cdot 0.87 \text{ to/m}^2 \cdot 0.70 \text{ m}^2 = 0.213 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 \cdot \sqrt{0.719 - \frac{21300 \text{ kg.cm}}{53.00 \text{ cm} \cdot (32.50 \text{ cm})^2 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.00010 \quad \rho = 0.00000 < \rho_{\text{mín}} = 0.00333$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00333 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 32.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 10.83 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{Usando } \phi 1 \quad \text{la separación es:}$$

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{10.83 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.468 \text{ m} \quad S_{\text{máx}} = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{usar : } \phi 1 @ 0.25 \text{ m}$$

Diseño del Ala Interior: Talón

$$P_v = 34.87 \text{ to/mt}$$

Peso del suelo sobre la losa interior:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma \cdot h_{\text{suelo}} \cdot c = 1550 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.92 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 1426.00 \text{ kg/m}^2$$

Peso de la base de concreto:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c \cdot t = 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.40 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 960.00 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo actuante del terreno:

$$\sigma_{act} = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma') * e$$

$$\sigma_{act} = \frac{16.79 \text{ to/m}^2 + 11.33 \text{ to/m}^2}{2}$$

$$\sigma_{act} = 14.06 \text{ to/m}^2$$

Presión neta sobre la losa exterior:

$$\sigma_{neta} = \sigma_{act} - W_{suelo} - W_{concreto}$$

$$\sigma_{neta} = 14058.00 - 1426.00 - 960.00$$

$$\sigma_{neta} = 11672.00 \text{ kg/m}^2 = 11.67 \text{ to/m}^2$$

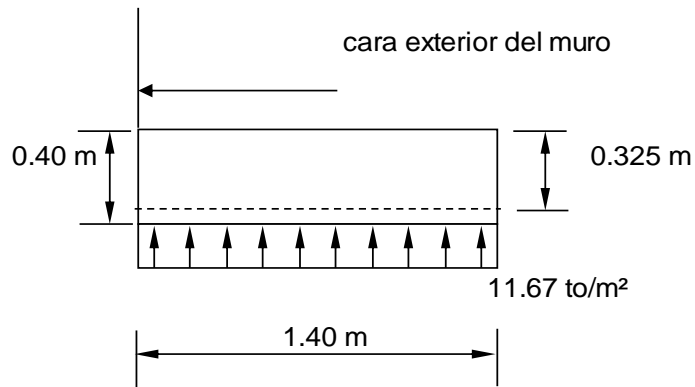


Figura 32. Diagrama de esfuerzos sobre el pie del estribo.

Cálculo del Acero Transversal

$$M_{pie} = \frac{1}{2} \cdot 11.67 \text{ to/m}^2 \cdot 1.40 \text{ m} = 11.439 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{1143900 \text{ kg.cm}}{53.00 \text{ cm} \cdot (32.50 \text{ cm})^2 \cdot 210 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0006 \quad \rho = 0.0000 < \rho_{min} = 0.00333$$

$\rho_{max} = 0.02814$ La sección es simplemente armada.

$$As = \rho * b * d = 0.00333 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 32.50 \text{ cm}$$

$$As = 10.83 \text{ cm}^2$$

Usando ϕ 1 la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{10.83 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.468 \text{ m} \quad S_{max} = 0.60 \text{ m}$$

usar : ϕ 1 @ 0.25 m

Cálculo del Acero Longitudinal

Se colocará acero mínimo en la dirección horizontal:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} * b * d = 0.00333 \times 100 \text{ cm} \times 32.50 \text{ cm}$$

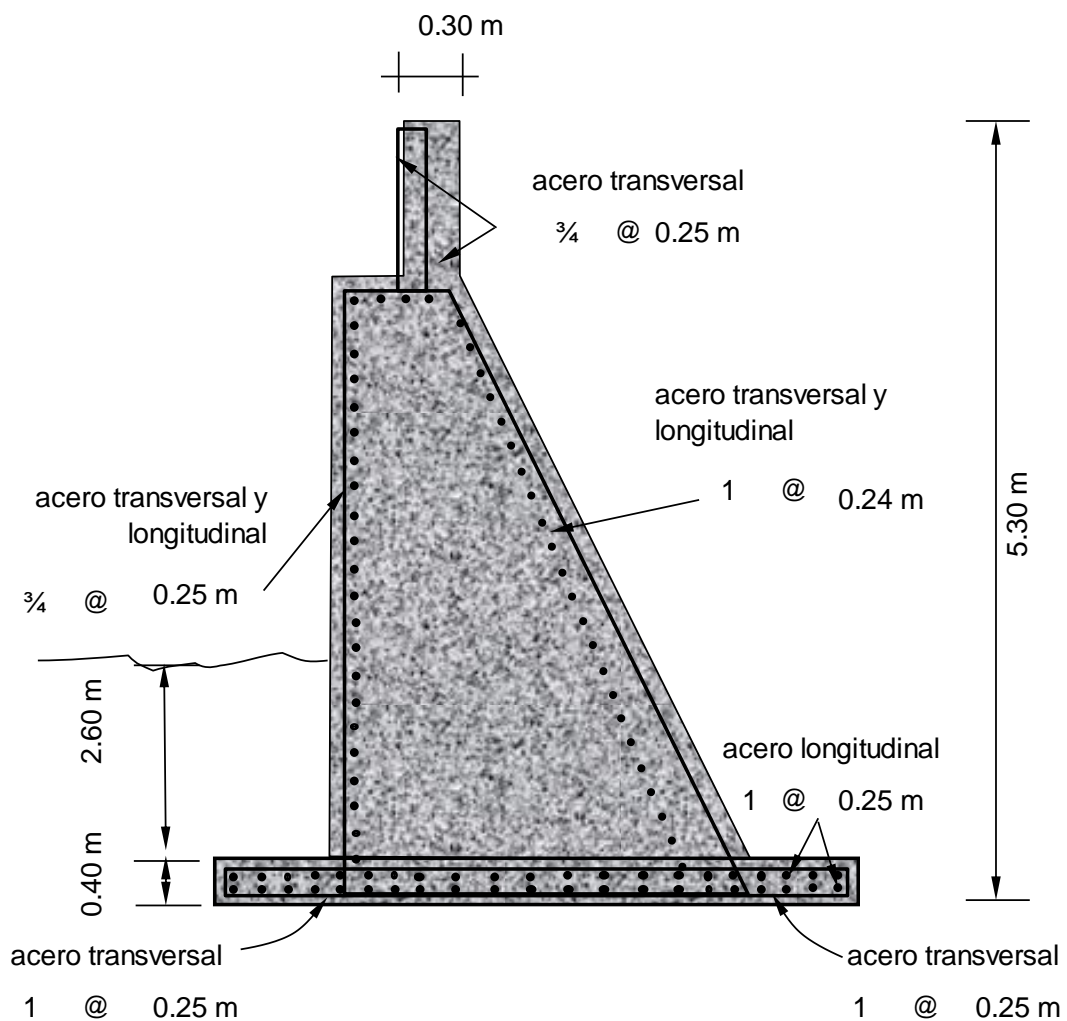
$$A_{s_{\min}} = 10.83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando : $\phi 1$ la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{10.83 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.468 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 0.60 \text{ m}$$

usar : $\phi 1 @ 0.25 \text{ m}$



Análisis Estructural de la Pila
Cuantificación de cargas.

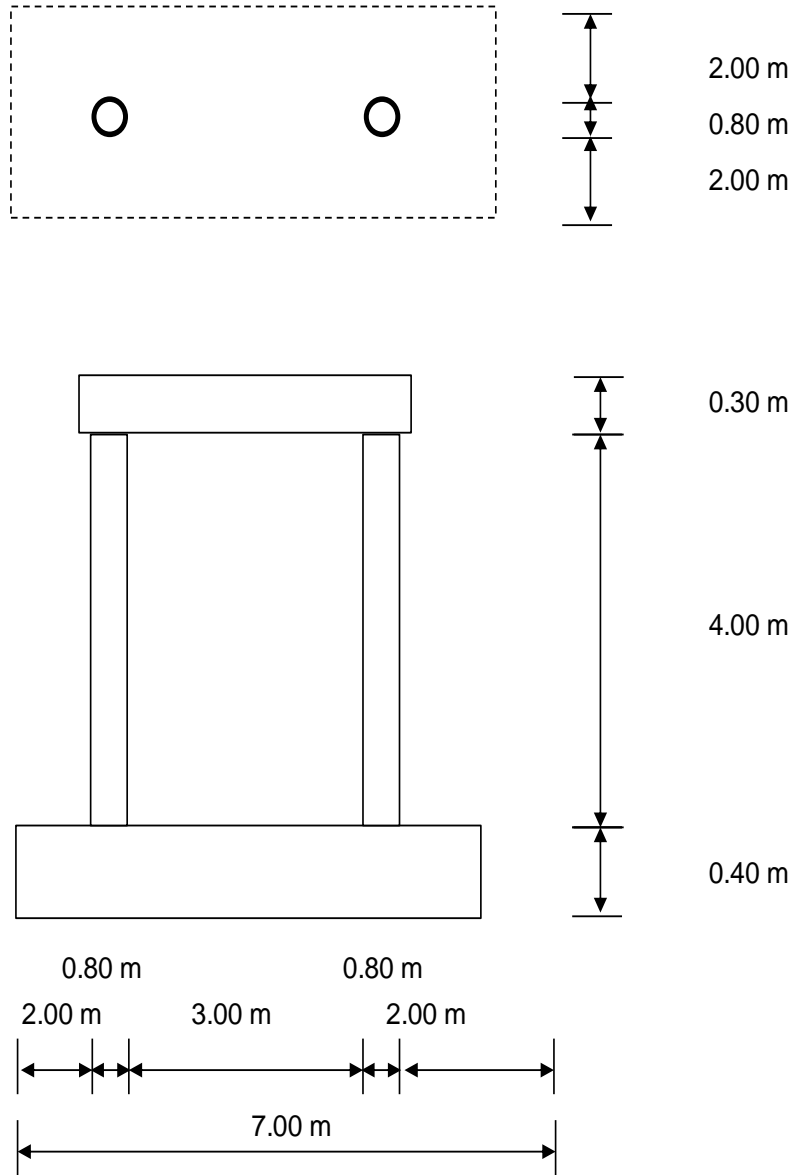


Figura 1. Planta Dimensionada de la Pila.

Cuantificación de cargas.

Peso de las Columnas de la Pila

$$2 \times \frac{1}{4} \pi \times (0.80 \text{ m})^2 \times 4.00 \text{ m} \times 2.40 \text{ to/m}^3$$

$$P_{\text{columnas}} = 12.064 \text{ to}$$

Peso del Cabezal

$$P_{\text{Cabezal}} = 0.30 \text{ m} \times 7.00 \text{ m} \times 0.80 \text{ m} \times 2.40 \text{ to/m}^3$$

$$P_{\text{Cabezal}} = 4.032 \text{ to}$$

Reacción de las vigas= 2 x 18.91 x 6.00 m

$$P_{\text{superest.}} = 2 \times 113.460 \text{ to}$$

$$P_{\text{superest.}} = 226.920 \text{ to}$$

Peso Propio de la Zapata:

$$P_{\text{zapata}} = 0.40 \text{ m} \times 7.00 \text{ m} \times 4.80 \text{ m} \times 2.40 \text{ to/m}^3$$

$$P_{\text{zapata}} = 32.256 \text{ to}$$

$$P_{\text{total}} = 12.06 \text{ to} + 4.03 \text{ to} + 226.92 \text{ to} + 32.26 \text{ to}$$

$$P_{\text{total}} = 275.272 \text{ to}$$

Chequeo al deslizamiento debido al empuje del río

El deslizamiento de la pila se verifica con la fórmula:

$$E = \frac{K.A.V^2.\gamma}{g}$$

E : Empuje dinámico del agua

K : Coeficiente de forma de la sección de pila = 0.67

A : Area expuesta proyectada en un plano perpendicular a la dirección de la corriente del río.

V : Velocidad supuesta del agua en avenida máxima:

$$10.00 \text{ m/seg} = (36.00 \text{ km/hora})$$

γ : Peso específico del agua = 1000.00 kg/m³

g : Aceleración gravitacional = 9.81 m/seg²

$$A_{\text{lateral}} = 2 * (\frac{1}{2} \pi * D * H) = 2 * \frac{1}{2} \pi * 0.80 \text{ m} * 4.00 \text{ m}$$

$$A_{\text{lateral}} = 10.05 \text{ m}^2$$

$$E = \frac{0.67 * 10.05 \text{ m}^2 * (10.00 \text{ m/seg})^2 * 1000.00 \text{ kg/m}^3}{9.81 \text{ m/seg}^2}$$

$$E = 68639.14 \text{ kg}$$

Para incluir los efectos de un posible sismo, se amplifica este resultado en un 30%

$$E = 68639.14 \text{ kg} * 1.30 = 89230.88 \text{ kg}$$

$$E = 89.231 \text{ to}$$

Factor de seguridad al deslizamiento.

$$\mu = \text{tg } \phi \quad \phi = 45^\circ \quad \mu = 1.000$$

$$F_V = 275.272 \text{ to}$$

$$F_H = 89.231 \text{ to}$$

$$F.S. = \frac{\mu * F_V}{F_H} = \frac{1.0000 * 275.272 \text{ to}}{89.231 \text{ to}}$$

$$F.S. = 3.08 > 1.50$$

Las dimensiones asumidas verifican la seguridad de la pila al deslizamiento.

Debe recordarse que aún este factor esté correcto la pila estará sustentada sobre pilotes verticales e inclinados, los cuales absorberán la fuerza sísmica.

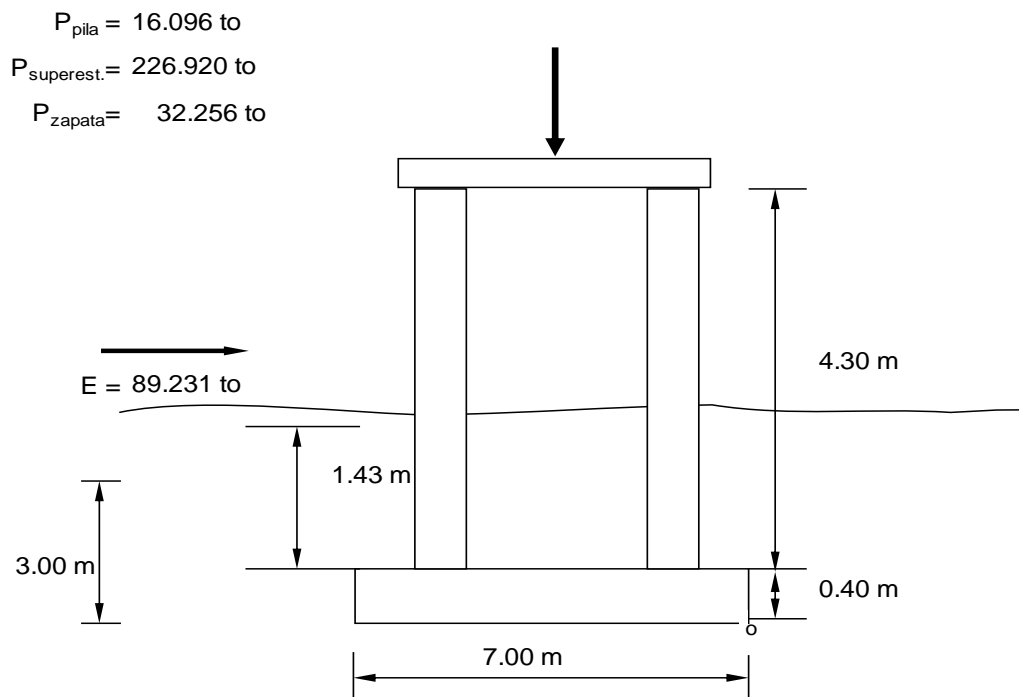


Figura 2. Fuerzas que intervienen en la pila.

Determinación del factor de seguridad al vuelco.

Cálculo del Momento al Vuelco y Momento Restaurador.

$$M_{\text{vuelco}} = 89.23 \text{ to} \left(1.43 \text{ m} + 0.40 \text{ m} \right)$$

$$M_{\text{vuelco}} = 163.5900 \text{ to.m}$$

El momento restaurador será medido respecto al punto o.

$$M_{\text{restaurador}} = Mr1 + Mr2 + Mr3$$

Momento producto del peso propio de la pila: Mr 1

$$Mr 1 = 16.10 \text{ to} \times 3.50 \text{ m} = 56.3350 \text{ to.m}$$

Momento producto del peso de la superestructura:

$$Mr 2 = 226.92 \text{ to} \times 3.50 \text{ m} = 794.2200 \text{ to.m}$$

Momento producto del peso de la zapata:

$$Mr 3 = 32.256 \text{ to} \times 3.50 \text{ m} = 112.8960 \text{ to.m}$$

$$M_{\text{restaurador}} = 963.4510 \text{ to.m}$$

Factor de Seguridad al Vuelco.

$$F.S. = \frac{M_{\text{restaurador}}}{M_{\text{vuelco}}} = \frac{963.45 \text{ to.m/m}}{163.59 \text{ to.m/m}} = 5.89$$

Las dimensiones asumidas verifican la estabilidad de la pila al vuelco.

Localización de la resultante : P_{resultante}

$$\text{Presult.} = (E^2 + P_v^2)^{1/2} = \sqrt{89.23 \text{ to}^2 + 275.27 \text{ to}^2}$$

$$P_a = 289.37 \text{ to}$$

$$\text{tag } \alpha = \frac{P_v}{E} = \frac{275.27}{89.23} = 3.08494$$

$$\alpha = \text{tag}^{-1} 3.08494 = 72.04^\circ$$

Medido desde el punto o :

$$\frac{M_{\text{restaurador}} - M_{\text{vuelco}}}{\Sigma F_v} = \frac{799.86 \text{ to.m/m}}{275.27 \text{ to}} = 4.09 \text{ m}$$

La excentricidad e será:

$$\frac{7.00 \text{ m}}{2} - 4.09 \text{ m} = -0.59 \text{ m}$$

Debe cumplirse que: $e \leq B/6$

$$-0.59 \leq \frac{7.00 \text{ m}}{6} = 1.17 \text{ m}$$

La resultante se encuentra situada en el tercio medio de la zapata, no se produce tracción en la pila.

Un signo menos significa que la fuerza resultante del terreno está del lado izquierdo del eje de simetría de la zapata.

Cálculo de las Presiones Sobre el Terreno.

$$\sigma = (P / Az)(1 \pm 6 e / B) \quad \sigma_{\text{adm}} = 2.5 \text{ to/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{289.37 \text{ to}}{33.60 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.59}{7.00 \text{ m}} \right) = 12.97 \text{ to/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{289.37 \text{ to}}{33.60 \text{ m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.59}{7.00 \text{ m}} \right) = 4.26 \text{ to/m}^2$$

Diagrama de Presiones del Terreno

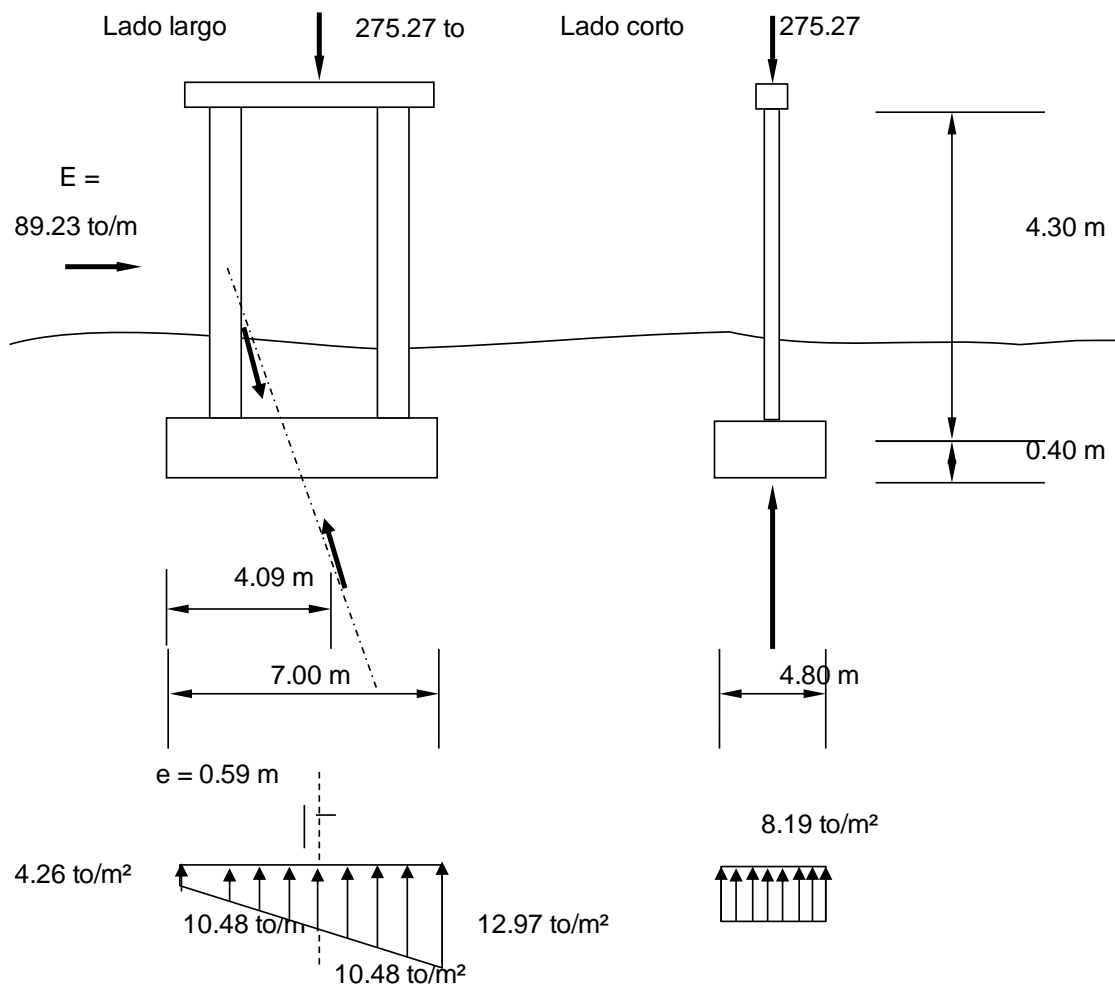


Figura 3 . Presiones del terreno.

Cálculo Estructural de la Pila

Datos del Proyecto:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

recubrimiento interior : 0.05 m

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

recubrimiento exterior : 0.05 m

Chequeo del esfuerzo cortante.

Esfuerzos permisibles del concreto:

$$v_1 = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 7.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_2 = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 15.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_{act} = \frac{E}{t * b} = \frac{89.23 \text{ to}}{0.502655} = 177.52 \text{ to/m}^2$$

El esfuerzo actuante debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible del concreto a cortante.

$$u_{act} = 17.752 \text{ kg/cm}^2$$

Debe aumentar el ancho t de la columna.

Cálculo del acero por compresión:

P_u : Carga última actuante en la Pila

$$P_u = \phi_1 \cdot \phi_2 P_o$$

Coefficientes de reducción de capacidad de carga:

$$\phi_1 = 0.70$$

$$\phi_2 = 0.80$$

P_o : Carga Nominal actuante en la Pila

$$P_o = 0.85 f 'c * (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y$$

A_g : Area de la sección transversal de la pila.

$$A_g = \frac{1}{4} \pi \cdot t_{pila}^2$$

$$A_g = \frac{1}{4} \times 3.142 \times (0.80 \text{ m})^2$$

$$A_g = 0.50 \text{ m}^2 = 5000.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{P_u / (\phi_1 \cdot \phi_2) - 0.85 f 'c \cdot A_g}{f_y - 0.85 f 'c}$$

$$A_s = \frac{491557.14 \text{ kg} - 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2 \times 5000 \text{ cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2 - 0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = -176.29 \text{ cm}^2$$

Este valor negativo significa que no se requiere acero longitudinal, pero se dispondrá de

acero por cuantía mínima, para procurar el confinamiento del concreto.

$$A_s = \rho * b * d$$

$$\rho_{\text{mínima}} = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 5000.00 \text{ cm}^2 = 50.00 \text{ cm}^2$$

Análisis Sísmico

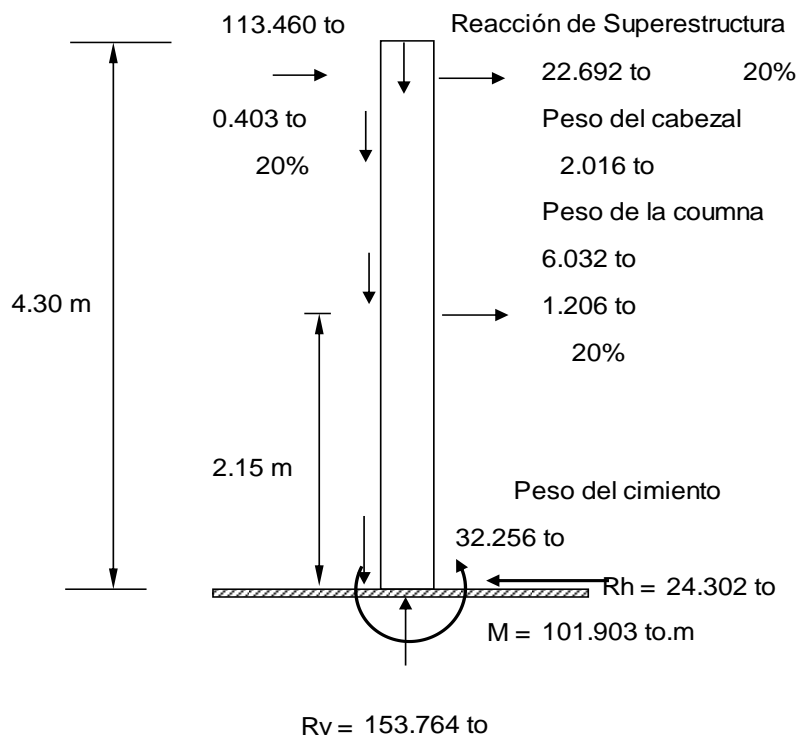


Figura 4 . Disposición de la fuerzas sísmicas.

Cálculo del Acero Longitudinal:

$$M = 101.903 \text{ to.m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{10190305.92 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 480 \text{ cm} \times 5625.00 \text{ cm}^2 \times 280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0001 \quad \rho = 0.0000 \quad \rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\max} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

$$A_s = \rho * A_g$$

$$A_s = 16.67 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Acero longitudinal total: acero por compresión + acero por sismo

$$A_{s_{\text{total}}} = 50.00 \text{ cm}^2 + 16.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{total}}} = 66.67 \text{ cm}^2$$

Usando $2\phi 1$

$$\# \text{ varillas} = \frac{66.67 \text{ cm}^2}{10.14 \text{ cm}^2} = 7 \text{ varillas}$$

usar : $\phi 1 @ 0.38 \text{ m}$

Cálculo del Acero Transversal:

$$\text{Fuerza horizontal en la base: } R_h = 24.302 \text{ to}$$

Igualando esta carga a la que soporta el acero:

$$A_s \cdot f_y = 24.302 \text{ to}$$

$$A_s = \frac{24301.57 \text{ kg}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 5.79 \text{ cm}^2$$

Si se usa $\phi 1$ la separación será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{5.79 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.88 \text{ m}$$

usar : $\phi 1 @ 0.88 \text{ m}$

Diseño de la Zapata

Lado Largo:

$$\frac{7.00 \text{ m} - 3.00 \text{ m}}{2} = 2.00 \text{ m}$$

Peso del terreno sobre la zapata:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma * h_{\text{terreno}} = 1800.00 \text{ kg/m}^3 \times 2.60 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 4680.00 \text{ kg/m}^2$$

Peso de la zapata:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.40 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 960.00 \text{ kg/m}^2$$

Esfuerzo actuante del terreno:

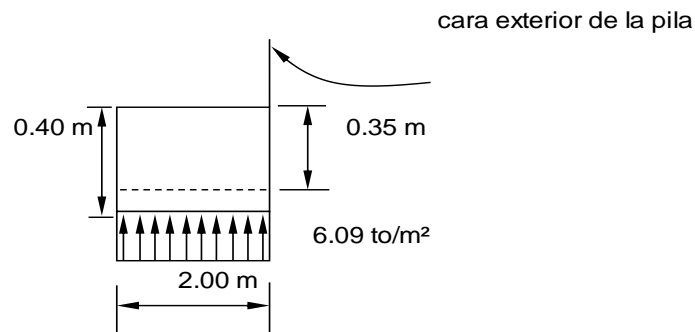
$$\sigma_{\text{act}} = \frac{12.97 \text{ to/m}^2 + 10.48 \text{ to/m}^2}{2}$$

$$\sigma_{\text{act}} = 11.73 \text{ to/m}^2$$

Presion Neta Sobre la Zapata:

$$\sigma_{\text{neta}} = 11725.71 \text{ kg/m}^2 - 4680 \text{ kg/m}^2 - 960 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{neta}} = 6085.71 \text{ kg/m}^2 = 6.09 \text{ to/m}^2$$



Cálculo del Acero Longitudinal:

$$M = \frac{1}{2} \left(6.09 \text{ to/m}^2 \right) \left(2.000 \text{ m} \right)^2 = 12.180 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{1218000.00 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times 1225.00 \text{ cm}^2 \times 280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0405 \quad \rho = 0.0027 \quad \rho_{\text{min}} = 0.002$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02814$$

La sección es simplemente armada.

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 9.45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando :

$$\phi 1$$

la separación de varillas será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{9.45 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.5365 \text{ m}$$

$$\text{usar : } \phi 1 @ 0.50 \text{ m}$$

Lado Corto:

$$\frac{4.80 \text{ m} - 0.80 \text{ m}}{2} = 2.00 \text{ m}$$

Peso del terreno sobre la zapata:

$$W_{\text{suelo}} = \gamma * h_{\text{terreno}} = 1800.00 \text{ kg/m}^3 \times 2.60 \text{ m}$$

$$W_{\text{suelo}} = 4680.00 \text{ kg/m}^2$$

Peso de la zapata:

$$W_{\text{concreto}} = \gamma_c * t = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.40 \text{ m}$$

$$W_{\text{concreto}} = 960.00 \text{ kg/m}^2$$

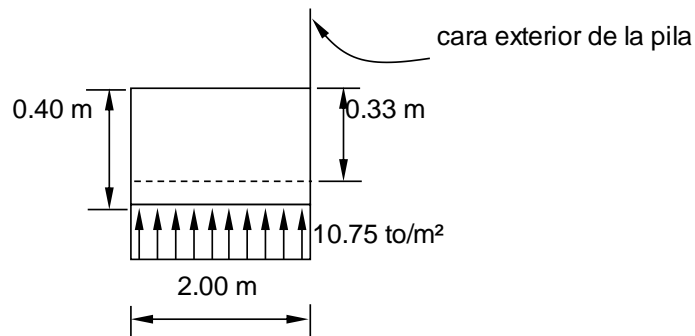
Esfuerzo actuante del terreno:

$$\sigma_{\text{act}} = 8.19 \text{ to/m}^2 \times 2.00 \text{ m} = 16.39 \text{ to/m}^2$$

Presion Neta Sobre la Zapata:

$$\sigma_{\text{neto}} = 16385.22 \text{ kg/m}^2 - 4680 \text{ kg/m}^2 - 960 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 10745.22 \text{ kg/m}^2 = 10.75 \text{ to/m}^2$$



Cálculo del Acero Longitudinal:

$$M = \frac{1}{2} \left(10.75 \text{ to/m}^2 \right) \left(2.000 \text{ m} \right)^2 = 21.500 \text{ to.m/m}$$

$$\omega = 0.848 - \sqrt{0.719 - \frac{2150000.00 \text{ kg.cm}}{0.53 \times 100 \text{ cm} \times 1056.25 \text{ cm}^2 \times 280 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\omega = 0.0852 \quad \rho = 0.0057 \quad \rho_{\text{min}} = 0.002$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02814 \quad \text{La sección es simplemente armada.}$$

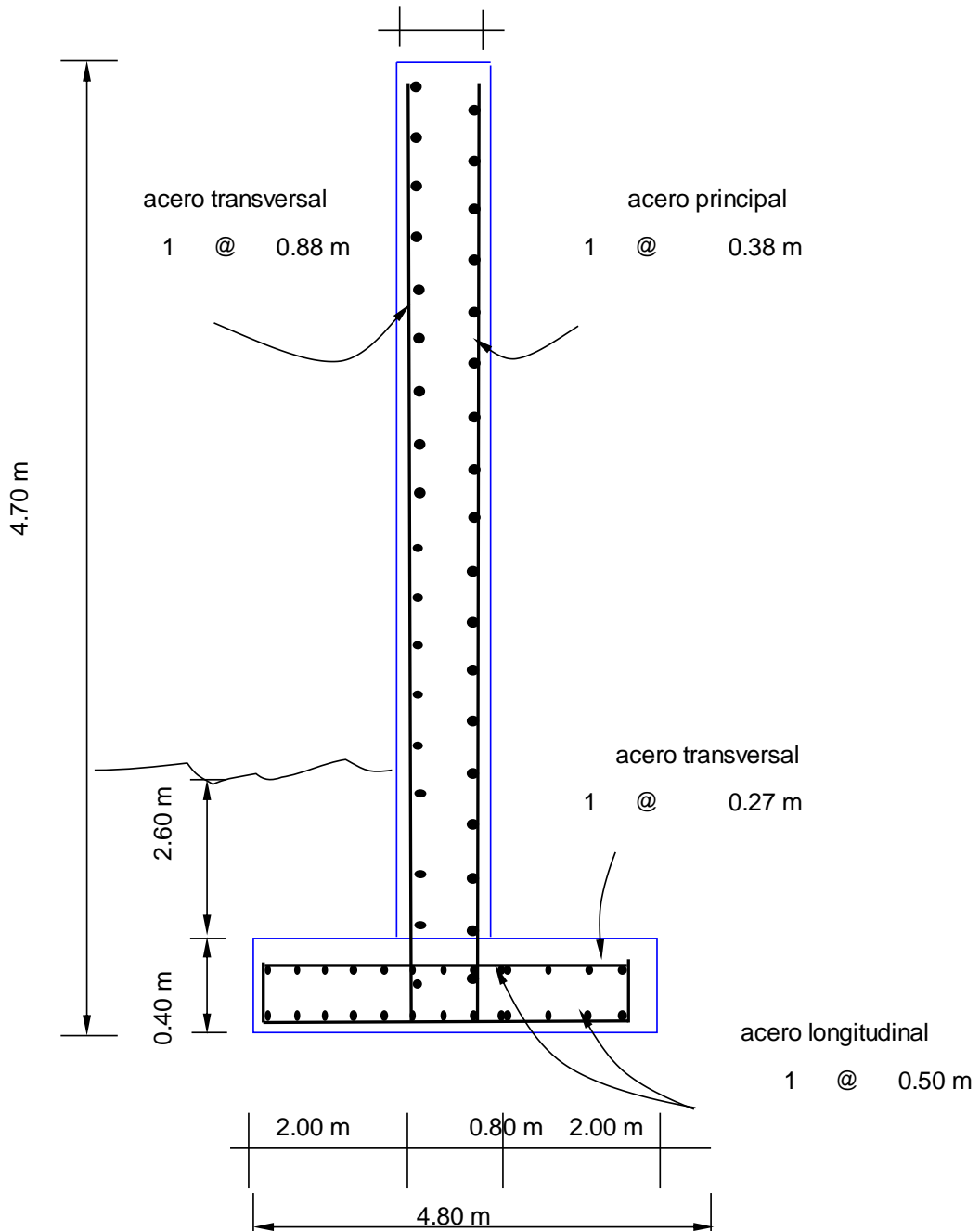
$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 18.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando : $\phi 1$ la separación de varillas será:

$$S = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{18.53 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.2740 \text{ m}$$

usar : $\phi 1 @ 0.27 \text{ m}$
 0.80 m



TABLAS

Tablas usadas para la prueba de clasificación de carga.

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.5	0.9
o Thermoplastic Culverts		1.3	0.9
o All others		1.95	0.9
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ANEXOS N°05: PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRÁFICO



Foto N°01: Vista longitudinal del puente del río Lacramarca.



Foto N°02: Vista aguas abajo del Puente del río Lacramarca



Foto N°03: Realizando prueba de DPL en la zona de estudio



Foto N°04: Realizando las mediciones en el Puente de estudio



Foto N°05: Vista de la parte inferior del Puente evaluado

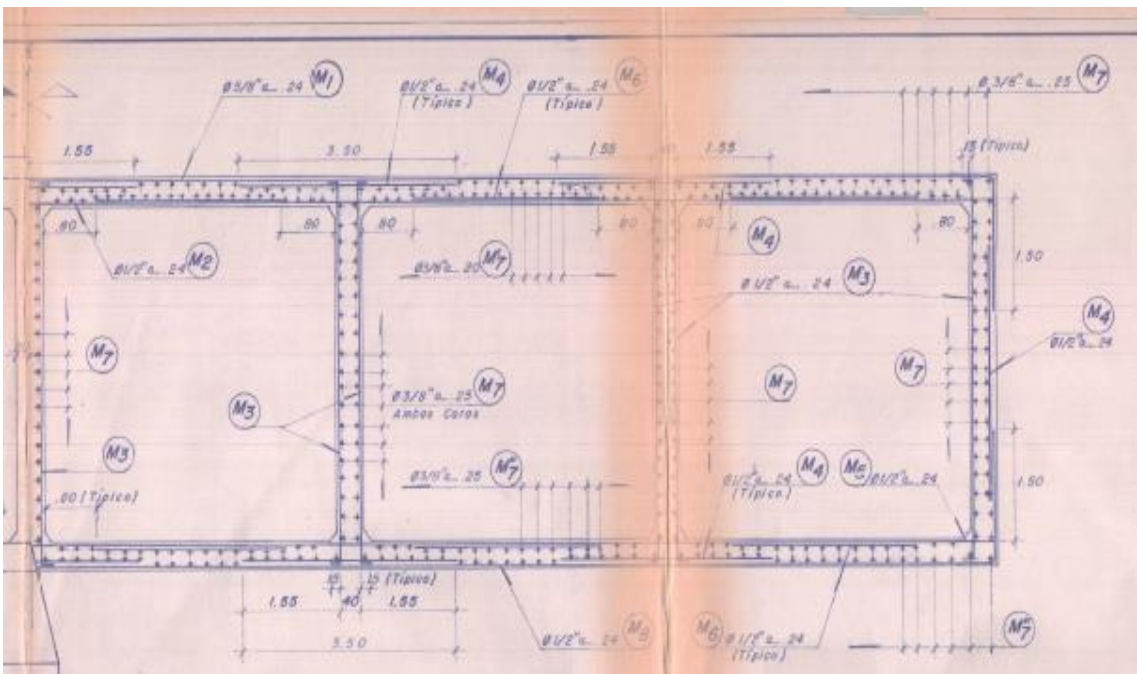


Foto N°06: Plano estructural del puente del rio Lacramarca

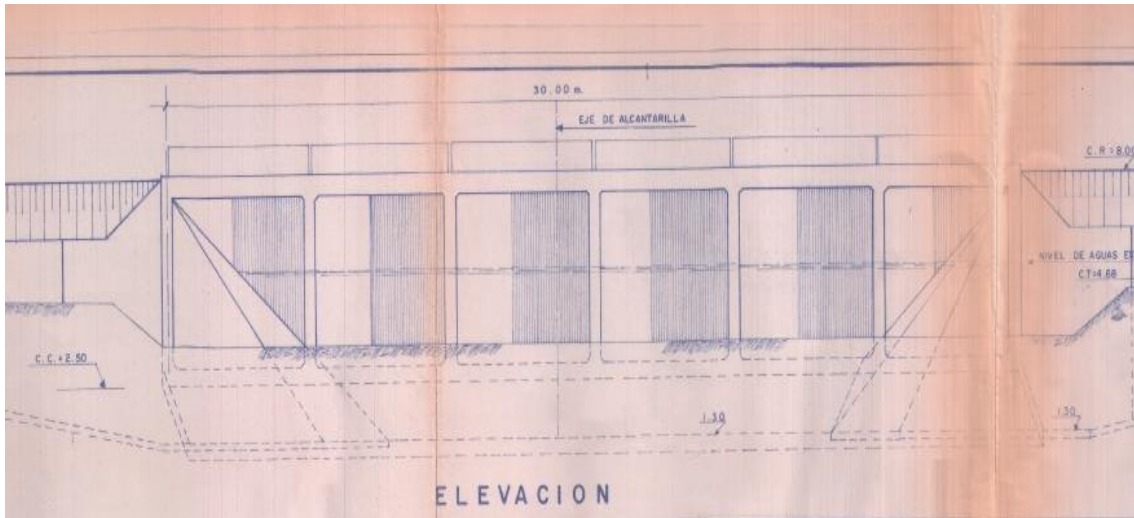


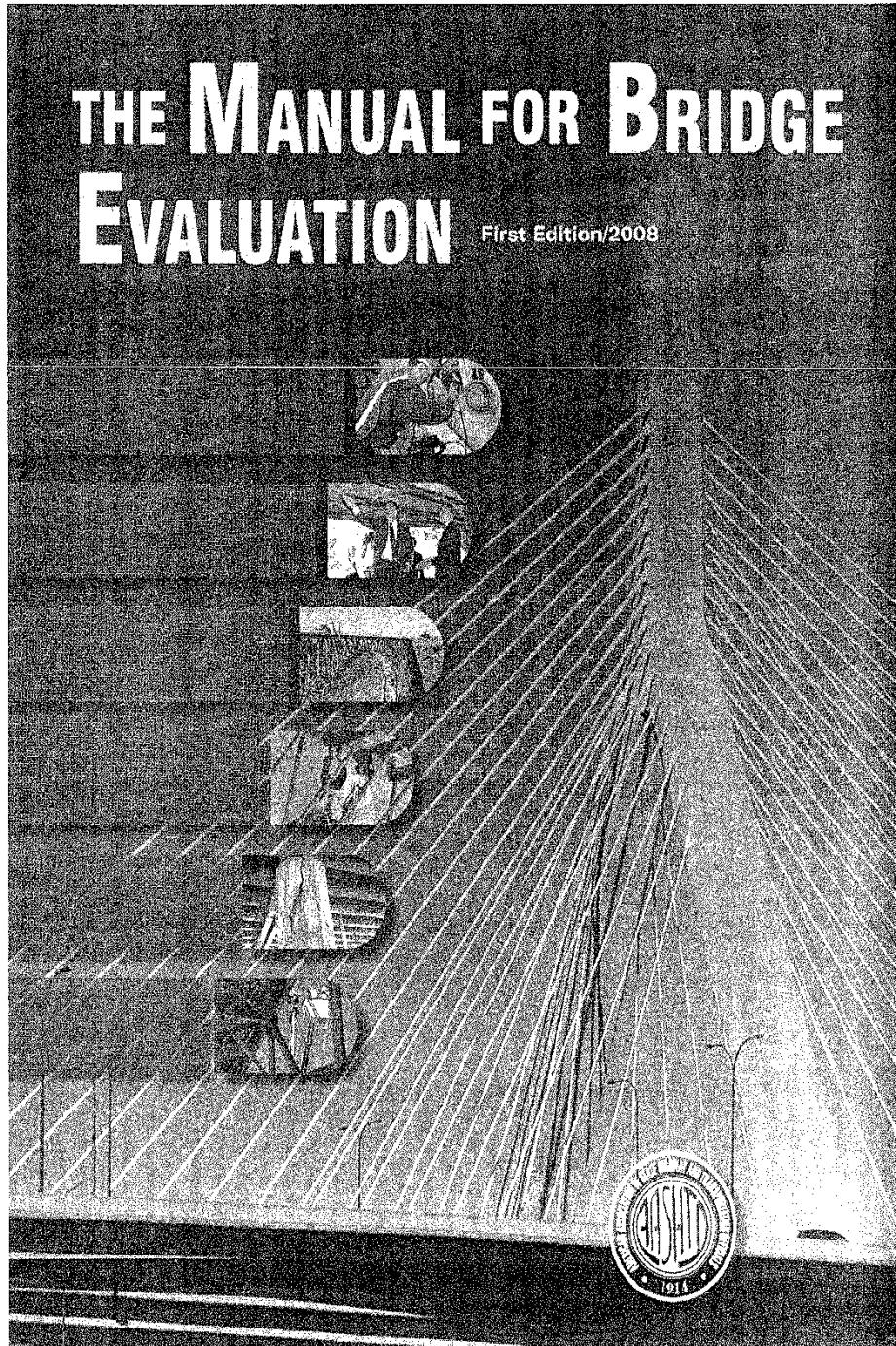
Foto N°07: Plano elevación del puente del rio Lacramarca

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES					
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS					
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE					
OBRA :	ALCANTARILLA "CHIMBOTE - II"				LUZ. = 30.00 m.
UBICACION:	CARRET. PANAMERICANA NORTE				S/C = C - 30
PLANO :	LOSA DE REVESTIMIENTO				Km. = 424+506.5
ESC. 1/100	PROYECTO:	DISEÑO:	REVISADO:	APROBADO:	N° 106-84 3A-3
FECHA: NOV '85	E. DE MIRANDA	E. DE MIRANDA	A. GONZALES L.	ELBA DE MIRANDA	
DIB. A. R. R.	MODIF.	MODIF.	MODIF.	ING° JEFE DE DIVISION R. C. I. N° 7272	

Foto N°08: Membrete del Plano del puente del rio Lacramarca donde se aprecia su año de Construcción y la sobrecarga utilizada para su diseño

ANEXOS N°06: NORMAS

NORMA



THE MANUAL FOR BRIDGE EVALUATION

First Edition/2008



AI Engineers, Inc
219 Middle Street
Middletown, CT 06457

a. Ecuación general de clasificación de carga

Each procedure is geared to a specific live load model with specially calibrated load factors aimed at maintaining a uniform and acceptable level of reliability in all evaluations.

The load rating is generally expressed as a rating factor for a particular live load model, using the general load-rating equation provided in Article 6A.4.2.

6A.4.2—General Load-Rating Equation

6A.4.2.1—General

The following general expression shall be used in determining the load rating of each component and connection subjected to a single force effect (i.e., axial force, flexure, or shear):

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (6A.4.2.1-1)$$

For the Strength Limit States:

$$C = \phi_c \phi_s \phi_n \quad (6A.4.2.1-2)$$

Where the following lower limit shall apply:

$$\phi_c \phi_s \geq 0.85 \quad (6A.4.2.1-3)$$

For the Service Limit States:

$$C = f_R \quad (6A.4.2.1-4)$$

where:

RF = Rating factor

C = Capacity

f_R = Allowable stress specified in the LRFD code

R_n = Nominal member resistance (as inspected)

DC = Dead load effect due to structural components and attachments

DW = Dead load effect due to wearing surface and utilities

P = Permanent loads other than dead loads

LL = Live load effect

IM = Dynamic load allowance

γ_{DC} = LRFD load factor for structural components and attachments

C6A.4.2.1

It should be noted that load modifiers η relating to ductility, redundancy, and operational importance contained in Article 1.3.2.1 of the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* are not included in the general load-rating equation. In load rating, ductility is considered in conjunction with redundancy and incorporated in the system factor ϕ_s . Operational importance is not included as a factor in the LRFR load rating provisions.

The load rating of a deteriorated bridge should be based on a recent thorough field inspection. Only sound material should be considered in determining the nominal resistance of the deteriorated section. Load ratings may also be calculated using as-built member properties to serve as a baseline for comparative purposes.

Resistance factor ϕ has the same value for new design and for load rating. Also, $\phi = 1.0$ for all nonstrength limit states. For condition factors, see Article 6A.4.2.3. For system factors, see Article 6A.4.2.4.

- T_{sur} = LRFD load factor for wearing surfaces and utilities
- γ_p = LRFD load factor for permanent loads other than dead loads = 1.0
- γ_{LL} = Evaluation live load factor
- ϕ_c = Condition factor
- ϕ_s = System factor
- ϕ = LRFD resistance factor

The load rating shall be carried out at each applicable limit state and load effect with the lowest value determining the controlling rating factor. Limit states and load factors for load rating shall be selected from Table 6A.4.2.2-1.

Components subjected to combined load effects shall be load rated considering the interaction of load effects (i.e., axial-bonding interaction or shear-bonding interaction), as provided in this Manual under the sections on resistance of structures.

Secondary effects from prestressing of continuous spans and locked-in force effects from the construction process should be included as permanent loads other than dead loads, P' (see Articles 6A.2.2.2. and 6A.2.2.3).

6A.4.2.2—Limit States

Strength is the primary limit state for load rating; service and fatigue limit states are selectively applied in accordance with the provisions of this Manual. Applicable limit states are summarized in Table 6A.4.2.2-1.

C6A.4.2.2

Service limit states that are relevant to load rating are discussed under the articles on resistance of structures (see Articles 6A.5, 6A.6, and 6A.7).

- b. Estados y factores de carga para la clasificación de carga y factor de condición para la ecuación de capacidad de carga.

Table 6A.4.2.2-1—Limit States and Load Factors for Load Rating

Bridge Type	Limit State*	Dead Load γ_{DC}	Dead Load γ_{DW}	Design Load		Legal Load γ_{LL}	Permit Load γ_{LL}
				Inventory γ_{LL}	Operating γ_{LL}		
Steel	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatigue	0.00	0.00	0.75	—	—	—
Reinforced Concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service I	1.00	1.00	—	—	—	1.00
Prestressed Concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1
	Service III	1.00	1.00	0.80	—	1.00	—
	Service I	1.00	1.00	—	—	—	1.00
Wood	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tables 6A.4.4.2.3a-1 and 6A.4.4.2.3b-1	—
	Strength II	1.25	1.50	—	—	—	Table 6A.4.5.4.2a-1

* Defined in the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Notes:

- Shaded cells of the table indicate optional checks.
- Service I is used to check the 0.9 F_y stress limit in reinforcing steel.
- Load factor for DW at the strength limit state may be taken as 1.25 where thickness has been field measured.
- Fatigue limit state is checked using the LRFD fatigue truck (see Article 6A.6.4.1).

6A.4.2.3—Condition Factor: ϕ_c

Use of Condition Factors as presented below may be considered optional based on an agency's load-rating practice.

The condition factor provides a reduction to account for the increased uncertainty in the resistance of deteriorated members and the likely increased future deterioration of these members during the period between inspection cycles.

Table 6A.4.2.3-1—Condition Factor: ϕ_c

Structural Condition of Member	ϕ_c
Good or Satisfactory	1.00
Fair	0.95
Poor	0.85

C6A.4.2.3

The uncertainties associated with the resistance of an existing intact member are at least equal to that of a new member in the design stage. Once the member experiences deterioration and begins to degrade, the uncertainties and resistance variabilities are greatly increased (scatter is larger).

Additionally, it has been observed that deteriorated members are generally prone to an increased rate of future deterioration when compared to intact members. Part of ϕ_c relates to possible further section losses prior to the next inspection and evaluation.

Improved inspections will reduce, but not totally eliminate, the increased scatter or resistance variability in deteriorated members. Improved inspection and field measurements will reduce the uncertainties inherent in identifying the true extent of deterioration for use in calculating the nominal member resistance. If section properties are obtained accurately, by actual field measurement of losses rather than by an estimated percentage of losses, the values specified for ϕ_c in Table 6A.4.2.3-1 may be increased by 0.05 ($\phi_c \leq 1.0$).

The condition factor, ϕ_c , tied to the structural condition of the member, accounts for the member deterioration due to natural causes (i.e., atmospheric corrosion). Damage caused by accidents is specifically not considered here.

c. Factor de condición según NBI, y Factor de sistema para efectos de carga axial y flexionante.

If condition information is collected and recorded in the form of NBI condition ratings only (not as element level data), then the following approximate conversion may be applied in selecting ϕ_s .

Table C6A.4.2.3-1—Approximate Conversion in Selecting ϕ_s

Superstructure Condition Rating (SI & A Item 59)	Equivalent Member Structural Condition
6 or higher	Good or Satisfactory
5	Fair
4 or lower	Poor

6A.4.2.4—System Factor: ϕ_s

System factors are multipliers applied to the nominal resistance to reflect the level of redundancy of the complete superstructure system. Bridges that are less redundant will have their factored member capacities reduced, and, accordingly, will have lower ratings.

System factors that correspond to the load factor modifiers in the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* should be used. The system factors in Table 6A.4.2.4-1 are more conservative than the LRFD design values and may be used at the discretion of the evaluator until they are modified in the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.

Table 6A.4.2.4-1—System Factor: ϕ_s for Flexural and Axial Effects

Superstructure Type	ϕ_s
Welded Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.85
Riveted Members in Two-Girder/Truss/Arch Bridges	0.90
Multiple Eyebar Members in Truss Bridges	0.90
Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft	0.85
Four-Girder Bridges with Girder Spacing \leq 4 ft	0.95
All Other Girder Bridges and Slab Bridges	1.00
Floorbeams with Spacing $>$ 12 ft and Noncontinuous Stringers	0.85
Redundant Stringer Subsystems between Floorbeams	1.00

C6A.4.2.4

Structural members of a bridge do not behave independently, but interact with other members to form one structural system. Bridge redundancy is the capability of a bridge structural system to carry loads after damage to or the failure of one or more of its members. Internal redundancy and structural redundancy that exists as a result of continuity are neglected when classifying a member as nonredundant.

If Table 6A.4.2.4-1 is used, the system factors are used to maintain an adequate level of system safety. Nonredundant bridges are penalized by requiring their members to provide higher safety levels than those of similar bridges with redundant configurations. The aim of ϕ_s is to add a reserve capacity such that the overall system reliability is increased from approximately an operating level (for redundant systems) to a more realistic target for nonredundant systems corresponding to Inventory levels.

If the Engineer can demonstrate the presence of adequate redundancy in a superstructure system (Reference: NCHRP Report 406), then ϕ_s may be taken as 1.0. In some instances, the level of redundancy may be sufficient to utilize a value of ϕ_s greater than 1.0, but in no instance should ϕ_s be taken as greater than 1.2.

- d. El artículo 6A.2 describe las cargas que serán usadas para determinar la ecuación de capacidad de carga.

6A.1.9—Evaluation of Complex Structures

The computation of load-carrying capacity of complex structures, such as suspension bridges, cable-stayed bridges, and curved girder bridges, may require special analysis methods and procedures. General guidance is available in this Manual and the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.

C6A.1.9

Checking of capacity is always done on a member basis regardless of how complex a structure is being checked. When the structure being evaluated is of a type not covered in the *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, the analytical models should be sufficiently conservative so that member forces used in the rating are sufficient to cover any increased uncertainty in calculating load effects.

6A.1.10—Qualifications and Responsibilities

A registered Professional Engineer shall be charged with the overall responsibility for bridge-capacity evaluation. The engineering expertise necessary to properly evaluate a bridge varies widely with the complexity of the bridge. A multi-disciplinary approach that utilizes the specialized knowledge and skills of other engineers may be needed in special situations for inspection and office evaluation.

C6A.1.10

Engineer qualifications are also subject to requirements specific to a State or Bridge Owner.

6A.1.11—Documentation of Load Rating

The load rating should be completely documented, including all background information such as field inspection reports, material and load test data, all supporting computations, and a clear statement of all assumptions used in calculating the load rating. If a computer model was used, the input data file should be retained for future use.

6A.2—LOADS FOR EVALUATION**6A.2.1—General**

Article 6A.2 describes the loads to be used in determining the load effects in the load rating equation provided in Article 6A.4.2. In general, only permanent loads and vehicular loads are considered to be of consequence in load rating. Environmental loads such as wind, ice, temperature, stream flow, and earthquake are usually not considered in rating except when unusual conditions warrant their inclusion.

6A.2.2—Permanent Loads and Load Factors

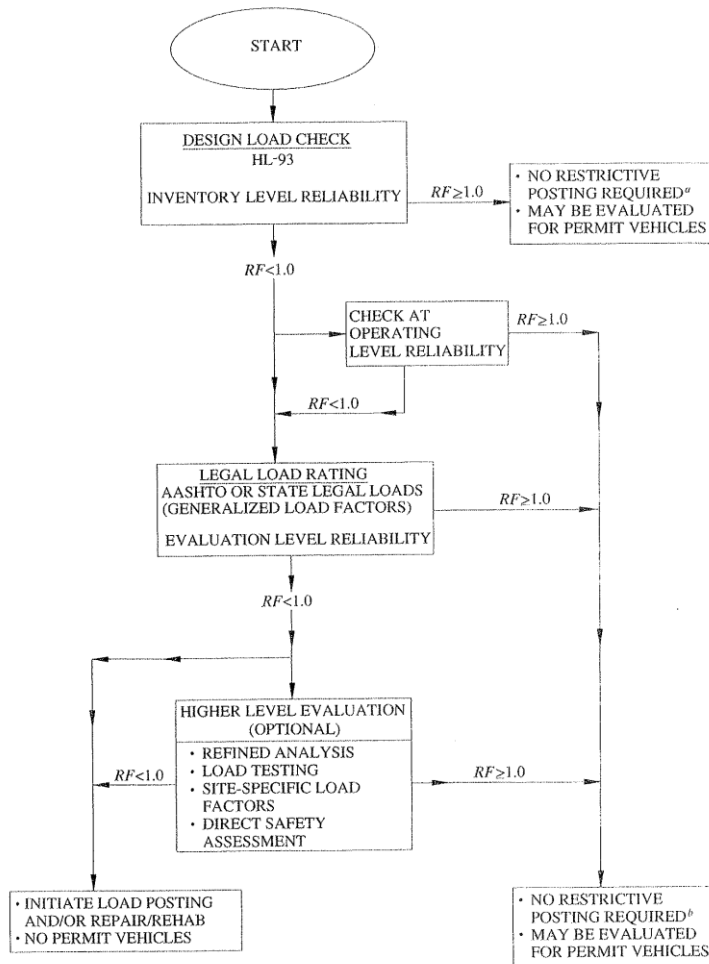
The load rating of bridges shall consider all permanent loads. Permanent loads include dead loads and locked-in force effects from the construction process.

C6A.2.2

Allowance for future wearing surface need not be provided in evaluation.

e. Proceso del factor de clasificación de carga y resistencia

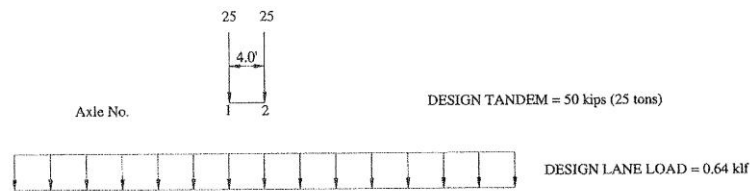
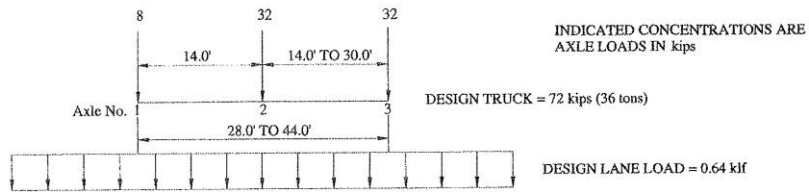
**APPENDIX A6A—LOAD AND RESISTANCE FACTOR RATING
FLOW CHART**



^a For routinely permitted on highways of various states under grandfather exclusions to federal weight laws.
^b For legal loads that comply with federal weight limits and Formula B.

f. Carga viva de diseño LRFD.

**APPENDIX C6A—LRFD DESIGN LIVE LOAD (HL-93)
(LRFD DESIGN ARTICLE 3.6.1)**



ADDITIONAL LOAD MODEL FOR NEGATIVE MOMENT AND INTERIOR REACTION
(REDUCE ALL LOADS TO 90%)

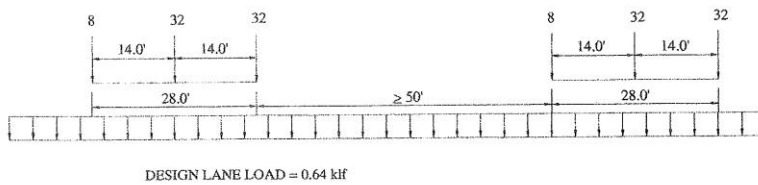


Figure C6A-1—LRFD Design Live Load (HL-93)

g. Cargas legales AASHTO

APPENDIX D6A—AASHTO LEGAL LOADS

a. AASHTO Trucks—Apply for all span lengths and load effects.

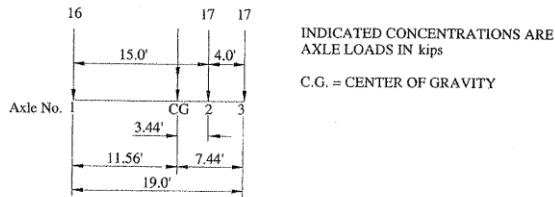


Figure D6A-1—Type 3 Unit; Weight = 50 kips (25 tons)

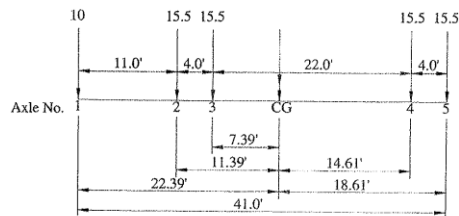


Figure D6A-2—Type 3S2 Unit; Weight = 72 kips (36 tons)

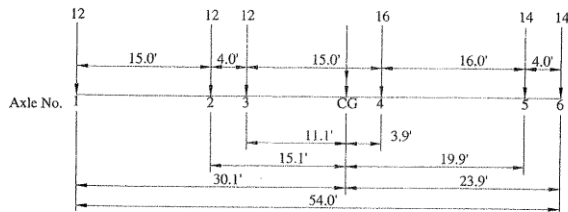
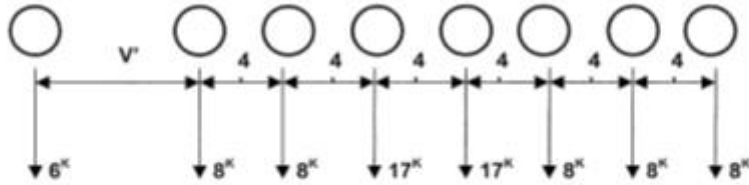


Figure D6A-3—Type 3-3 Unit; Weight = 80 kips (40 tons)

h. Cargas para la clasificación de cargas de permiso

d. *Notional Rating Load*—Apply for all span lengths and load effects.



V = VARIABLE DRIVE AXLE SPACING — 6'-0" TO 14'-0". SPACING TO BE USED IS THAT WHICH PRODUCES MAXIMUM LOAD EFFECTS.

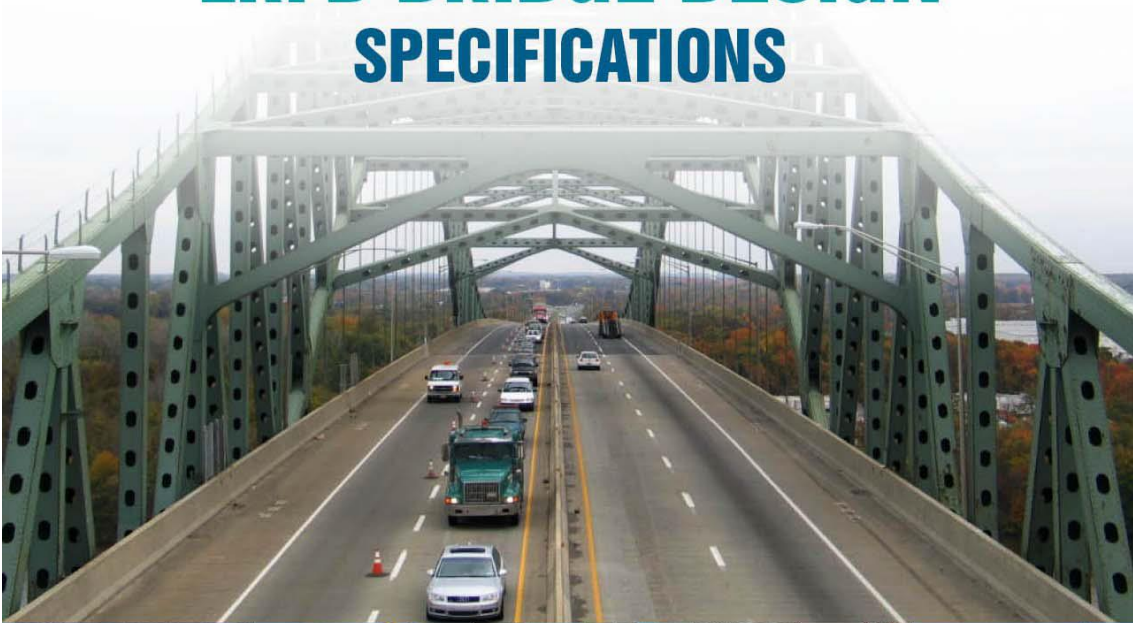
AXLES THAT DO NOT CONTRIBUTE TO THE MAXIMUM LOAD EFFECT UNDER CONSIDERATION SHALL BE NEGLECTED.

MAXIMUM GVW = 80 KIPS

AXLE GAGE WIDTH = 6'-0"

Figure D6A-6—Notional Rating Load (NRL) for Single-Unit SHVs that Meet Federal Bridge Formula B

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS



AMERICAN ASSOCIATION OF
STATE HIGHWAY AND
TRANSPORTATION OFFICIALS

AASHTO
THE VOICE OF TRANSPORTATION

Seventh Edition, 2014
U.S. Customary Units

a. aplicación de la carga viva vehicular

- H_{int-sp} = axle interaction depth parallel to culvert span (ft)
- s_a = axle spacing (ft)
- l_t = tire patch length, 10 (in.)

The live load vertical crown pressure shall be determined as:

$$P_L = \frac{P \left(1 + \frac{IM}{100} \right) (m)}{A_{LL}} \quad (3.6.1.2.6b-7)$$

where:

- P_L = live load vertical crown pressure (ksf)
- P = live load applied at surface on all interacting wheels (kip)
- IM = dynamic load allowance as specified in Article 3.6.2.2
- m = multiple presence factor specified in Article 3.6.1.1.2
- A_{LL} = rectangular area at depth H (ft²)

3.6.1.2.6c—Traffic Perpendicular to the Culvert Span

The provisions of Article 3.6.1.2.6b shall apply with the terms w_t and s_w in Eqs. 3.6.1.2.6b-1 through 3.6.1.2.6b-3 replaced by l_t and s_a respectively, and the terms l_t and s_a in Eqs. 3.6.1.2.6b-4 through 3.6.1.2.6b-6 replaced by w_t and s_w respectively.

3.6.1.3—Application of Design Vehicular Live Loads

3.6.1.3.1—General

Unless otherwise specified, the extreme force effect shall be taken as the larger of the following:

- The effect of the design tandem combined with the effect of the design lane load, or
- The effect of one design truck with the variable axle spacing specified in Article 3.6.1.2.2, combined with the effect of the design lane load, and
- For negative moment between points of contraflexure under a uniform load on all spans, and reaction at interior piers only, 90 percent of the effect of two design trucks spaced a minimum of 50.0 ft between the lead axle of one truck and the rear axle of the other truck, combined with 90 percent of the effect of the design lane load. The distance between the 32.0-kip axles of each truck shall be taken as 14.0 ft. The two design trucks shall

15.24m

C3.6.1.3.1

The effects of an axle sequence and the lane load are superposed in order to obtain extreme values. This is a deviation from the traditional AASHTO approach, in which either the truck or the lane load, with an additional concentrated load, provided for extreme effects.

The lane load is not interrupted to provide space for the axle sequences of the design tandem or the design truck; interruption is needed only for patch loading patterns to produce extreme force effects.

The notional design loads were based on the information described in Article C3.6.1.2.1, which contained data on “low boy” type vehicles weighing up to about 110 kip. Where multiple lanes of heavier versions of this type of vehicle are considered probable, consideration should be given to investigating negative moment and reactions at interior supports for pairs of the design tandem spaced from 26.0 ft to 40.0 ft apart, combined with the design lane load specified in Article 3.6.1.2.4. The design tandems should be placed in adjacent spans to produce

be placed in adjacent spans to produce maximum force effects.

Axles that do not contribute to the extreme force effect under consideration shall be neglected.

Both the design lanes and the 10.0-ft loaded width in each lane shall be positioned to produce extreme force effects. The design truck or tandem shall be positioned transversely such that the center of any wheel load is not closer than:

- For the design of the deck overhang—1.0 ft from the face of the curb or railing, and 30cm
- For the design of all other components—2.0 ft from the edge of the design lane. 60cm

Unless otherwise specified, the lengths of design lanes, or parts thereof, that contribute to the extreme force effect under consideration, shall be loaded with the design lane load.

3.6.1.3.2—Loading for Optional Live Load Deflection Evaluation

If the Owner invokes the optional live load deflection criteria specified in Article 2.5.2.6.2, the deflection should be taken as the larger of:

- That resulting from the design truck alone, or
- That resulting from 25 percent of the design truck taken together with the design lane load.

3.6.1.3.3—Design Loads for Decks, Deck Systems, and the Top Slabs of Box Culverts

The provisions of this Article shall not apply to decks designed under the provisions of Article 9.7.2, "Empirical Design."

maximum force effect. One hundred percent of the combined effect of the design tandems and the design lane load should be used. This is consistent with Article 3.6.1.2.1 and should not be considered a replacement for the Strength II Load Combination.

Only those areas or parts of areas that contribute to the same extreme being sought should be loaded. The loaded length should be determined by the points where the influence surface meets the centerline of the design lane.

The HL-93 live load model was found to be appropriate for global analysis of long-span bridges (Nowak, 2010). In general, the design lane load portion of the HL-93 design load, which is the major contributor to live load force effects for long loaded lengths, is conservative. The conservatism is generally acceptable since members with long loaded lengths typically have much larger dead load than the live load. The conservatism could be somewhat less where the dead load has been mitigated, such as with cambered stiffening trusses on suspension bridges.

Where a sidewalk is not separated from the roadway by a crashworthy traffic barrier, consideration should be given to the possibility that vehicles can mount the sidewalk.

C3.6.1.3.2

As indicated in C2.5.2.6.1, live load deflection is a service issue, not a strength issue. Experience with bridges designed under previous editions of the AASHTO Standard Specifications indicated no adverse effects of live load deflection per se. Therefore, there appears to be little reason to require that the past criteria be compared to a deflection based upon the heavier live load required by these Specifications.

The provisions of this Article are intended to produce apparent live load deflections similar to those used in the past. The current design truck is identical to the HS20 truck of past Standard Specifications. For the span lengths where the design lane load controls, the design lane load together with 25 percent of the design truck, i.e., three concentrated loads totaling 18.0 kip, is similar to the past lane load with its single concentrated load of 18.0 kip.

C3.6.1.3.3

This Article clarifies the selection of wheel loads to be used in the design of bridge decks, slab bridges, and top slabs of box culverts.

The design load is always an axle load; single wheel loads should not be considered.

b. Camión de diseño artículo 3.6.1.2.2.

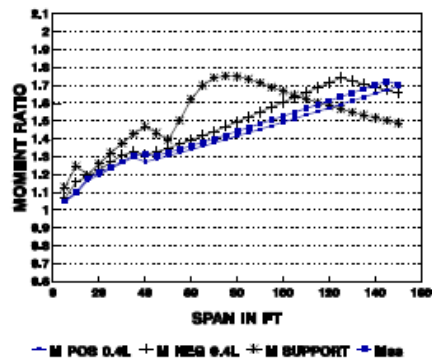


Figure C3.6.1.2.1-5—Moment Ratios: Notional Model to HS20 (truck or lane) or Two 24.0-kip Axles at 4.0 ft

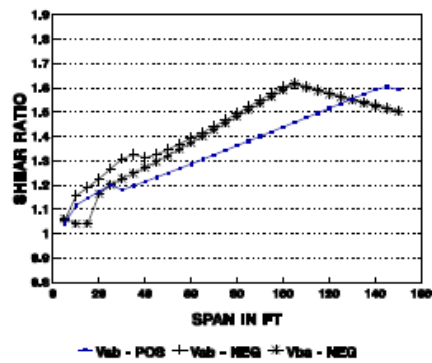


Figure C3.6.1.2.1-6—Shear Ratios: Notional Model to HS20 (truck and lane) or Two 24.0-kip Axles at 4.0 ft

In reviewing Figures C3.6.1.2.1-5 and C3.6.1.2.1-6, it should be noted that the total design force effect is also a function of load factor, load modifier, load distribution, and dynamic load allowance.

3.6.1.2.2—Design Truck

The weights and spacings of axles and wheels for the design truck shall be as specified in Figure 3.6.1.2.2-1. A dynamic load allowance shall be considered as specified in Article 3.6.2.

Except as specified in Articles 3.6.1.3.1 and 3.6.1.4.1, the spacing between the two 32.0-kip axles shall be varied between 14.0 ft and 30.0 ft to produce extreme force effects.

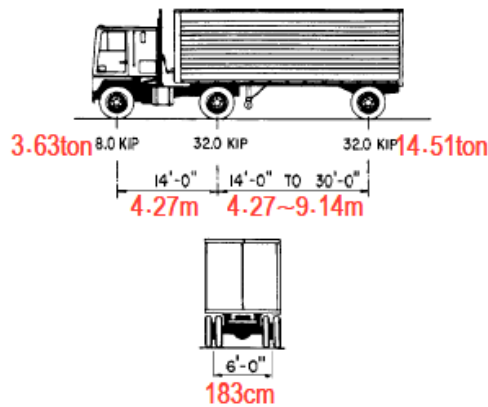


Figure 3.6.1.2.2-1—Characteristics of the Design Truck

3.6.1.2.3—Design Tandem

1.22m The design tandem shall consist of a pair of 25.0-kip 11.34ton axles spaced 4.0 ft apart. The transverse spacing of wheels shall be taken as 6.0 ft. A dynamic load allowance shall be considered as specified in Article 3.6.2.

3.6.1.2.4—Design Lane Load

The design lane load shall consist of a load of 0.64 klf 968kgf/m uniformly distributed in the longitudinal direction. Transversely, the design lane load shall be assumed to be uniformly distributed over a 10.0-ft width. The force effects from the design lane load shall not be subject to a dynamic load allowance.

3.6.1.2.5—Tire Contact Area

The tire contact area of a wheel consisting of one or two tires shall be assumed to be a single rectangle, whose width is 20.0 in. and whose length is 10.0 in.

The tire pressure shall be assumed to be uniformly distributed over the contact area. The tire pressure shall be assumed to be distributed as follows:

- On continuous surfaces, uniformly over the specified contact area, and
- On interrupted surfaces, uniformly over the actual contact area within the footprint with the pressure increased in the ratio of the specified to actual contact areas.

For the design of orthotropic decks and wearing surfaces on orthotropic decks, the front wheels shall be assumed to be a single rectangle whose width and length are both 10.0 in. as specified in Article 3.6.1.4.1.

C3.6.1.2.5

The area load applies only to the design truck and tandem. For other design vehicles, the tire contact area should be determined by the engineer.

As a guideline for other truck loads, the tire area in in.^2 may be calculated from the following dimensions:

$$\text{Tire width} = P/0.8$$

$$\text{Tire length} = 6.4\gamma(1 + IM/100)$$

where:

- γ = load factor
- IM = dynamic load allowance percent
- P = design wheel load (kip)

c. Carga dinámica tolerante IM (3.6.2.)

3.6.1.6—Pedestrian Loads

A pedestrian load of 0.075 ksf shall be applied to all sidewalks wider than 2.0 ft and considered simultaneously with the vehicular design live load in the vehicle lane. Where vehicles can mount the sidewalk, sidewalk pedestrian load shall not be considered concurrently. If a sidewalk may be removed in the future, the vehicular live loads shall be applied at 1 ft from edge-of-deck for design of the overhang, and 2 ft from edge-of-deck for design of all other components. The pedestrian load shall not be considered to act concurrently with vehicles. The dynamic load allowance need not be considered for vehicles.

Bridges intended for only pedestrian, equestrian, light maintenance vehicle, and/or bicycle traffic should be designed in accordance with AASHTO's *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges*.

3.6.1.7—Loads on Railings

Loads on railings shall be taken as specified in Section 13.

3.6.2—Dynamic Load Allowance: *IM*

3.6.2.1—General

Unless otherwise permitted in Articles 3.6.2.2 and 3.6.2.3, the static effects of the design truck or tandem, other than centrifugal and braking forces, shall be increased by the percentage specified in Table 3.6.2.1-1 for dynamic load allowance.

The factor to be applied to the static load shall be taken as: $(1 + IM/100)$.

The dynamic load allowance shall not be applied to pedestrian loads or to the design lane load.

Table 3.6.2.1-1—Dynamic Load Allowance, *IM*

Component	<i>IM</i>
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

The application of dynamic load allowance for buried components, covered in Section 12, shall be as specified in Article 3.6.2.2.

Dynamic load allowance need not be applied to:

- Dynamic allowance, and
- Dimensional requirements.

C3.6.1.6

See the provisions of Article C3.6.1.1.2 for applying the pedestrian loads in combination with the vehicular live load.

C3.6.2.1

Page (1976) contains the basis for some of these provisions.

The dynamic load allowance (*IM*) in Table 3.6.2.1-1 is an increment to be applied to the static wheel load to account for wheel load impact from moving vehicles.

Dynamic effects due to moving vehicles may be attributed to two sources:

- Hammering effect is the dynamic response of the wheel assembly to riding surface discontinuities, such as deck joints, cracks, potholes, and delaminations, and
- Dynamic response of the bridge as a whole to passing vehicles, which may be due to long undulations in the roadway pavement, such as those caused by settlement of fill, or to resonant excitation as a result of similar frequencies of vibration between bridge and vehicle.

Field tests indicate that in the majority of highway bridges, the dynamic component of the response does not exceed 25 percent of the static response to vehicles. This is the basis for dynamic load allowance with the exception of deck joints. However, the specified live load combination of the design truck and lane load, represents a group of exclusion vehicles that are at least 4/3 of those caused by



U.S. Department
of Transportation
**Federal Highway
Administration**

Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges

Report No. FHWA-PD-96-001



Office of Engineering
Bridge Division

December 1995

- a. Guía de inspección utilizada para calcular el factor de condición para el cálculo de la capacidad de carga

Item 56 - Minimum Lateral Underclearance on Left 3 digits
(XX.X meters) (code only for divided highways, 1-way streets, and ramps; not applicable to railroads)

Using a 3-digit number, record and code the minimum lateral underclearance on the left (median side for divided highways) to the nearest tenth of a meter (with an assumed decimal point). The lateral clearance should be measured from the left edge of the roadway (excluding shoulders) to the nearest substructure unit, to a rigid barrier, or to the toe of slope steeper than 1 to 3. Refer to examples on page 34 under Item 55 - Minimum Lateral Underclearance on Right.

In the case of a dual highway, the median side clearances of both roadways should be measured and the smaller distance recorded and coded. If there is no obstruction in the median area, a notation of "open" should be recorded and 999 should be coded. For clearances greater than 30 meters, code 998. Coding of actual clearances greater than 30 meters to an exact measurement is optional. Code 000 to indicate not applicable.

Item 57

(Reserved)

Items 58 through 62 - Indicate the Condition Ratings

In order to promote uniformity between bridge inspectors, these guidelines will be used to rate and code Items 58, 59, 60, 61, and 62. The use of the AASHTO Guide for Commonly Recognized (CoRe) Structural Elements is an acceptable alternative to using these rating guidelines for Items 58, 59, 60, and 62, provided the FHWA translator computer program is used to convert the inspection data to NBI condition ratings for NBI data submittal.

Condition ratings are used to describe the existing, in-place bridge as compared to the as-built condition. Evaluation is for the materials related, physical condition of the deck, superstructure, and substructure components of a bridge. The condition evaluation of channels and channel protection and culverts is also included. Condition codes are properly used when they provide an overall characterization of the general condition of the entire component being rated. Conversely, they are improperly used if they attempt to describe localized or nominally occurring instances of deterioration or disrepair. Correct assignment of a condition code must, therefore, consider both the severity of the deterioration or disrepair and the extent to which it is widespread throughout the component being rated.

The load-carrying capacity will not be used in evaluating condition items. The fact that a bridge was designed for less than current legal loads and may be posted shall have no influence upon condition ratings.

Portions of bridges that are being supported or strengthened by temporary members will be rated based on their actual condition; that is, the temporary members are not considered in the rating of the item. (See Item 103 - Temporary Structure Designation for the definition of a temporary bridge.)

Completed bridges not yet opened to traffic, if rated, shall be coded as if open to traffic

Condition Ratings (cont'd)

The following general condition ratings shall be used as a guide in evaluating Items 58, 59, and 60:

<u>Code</u>	<u>Description</u>
N	NOT APPLICABLE
9	EXCELLENT CONDITION
8	VERY GOOD CONDITION - no problems noted.
7	GOOD CONDITION - some minor problems.
6	SATISFACTORY CONDITION - structural elements show some minor deterioration.
5	FAIR CONDITION - all primary structural elements are sound but may have minor section loss, cracking, spalling or scour.
4	POOR CONDITION - advanced section loss, deterioration, spalling or scour.
3	SERIOUS CONDITION - loss of section, deterioration, spalling or scour have seriously affected primary structural components. Local failures are possible. Fatigue cracks in steel or shear cracks in concrete may be present.
2	CRITICAL CONDITION - advanced deterioration of primary structural elements. Fatigue cracks in steel or shear cracks in concrete may be present or scour may have removed substructure support. Unless closely monitored it may be necessary to close the bridge until corrective action is taken.
1	"IMMINENT" FAILURE CONDITION - major deterioration or section loss present in critical structural components or obvious vertical or horizontal movement affecting structure stability. Bridge is closed to traffic but corrective action may put back in light service.
0	FAILED CONDITION - out of service - beyond corrective action.

Item 58 - Deck

1 digit

This item describes the overall condition rating of the deck. Rate and code the condition in accordance with the above general condition ratings. Code N for culverts and other structures without decks e.g., filled arch bridge.

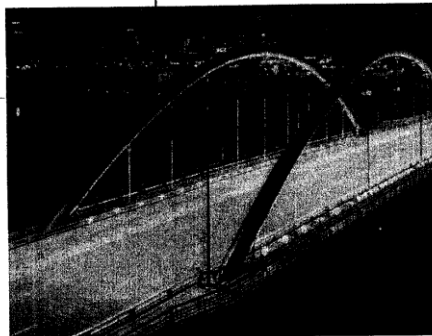
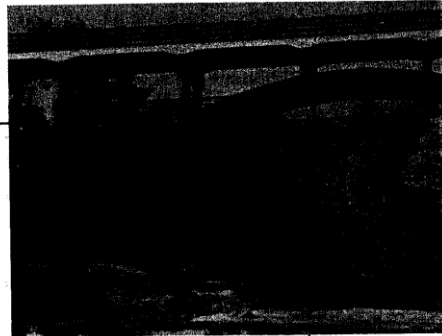
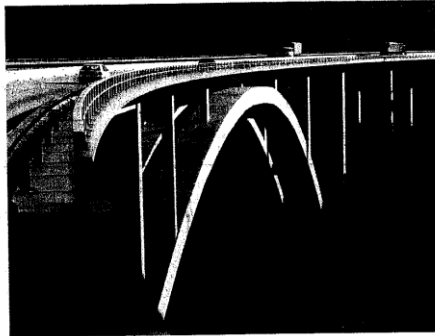
Concrete decks should be inspected for cracking, scaling, spalling, leaching, chloride contamination, potholing, delamination, and full or partial depth failures. Steel grid decks should be inspected for broken welds, broken grids, section loss, and growth of filled grids from corrosion. Timber decks should be inspected for splitting, crushing, fastener failure, and deterioration from rot.

The condition of the wearing surface/protective system, joints, expansion devices, curbs, sidewalks, parapets, fascias, bridge rail, and scuppers shall not be considered in the overall deck evaluation. However, their condition should be noted on the inspection form.

Standard Specifications for Highway Bridges

17th Edition – 2002

Culvert
Completion



Upper right-hand and lower left-hand pictures courtesy of the National Steel Bridge Alliance.
Lower right-hand picture courtesy of William Oliva and Scott Becker.

Adopted and Published by the
American Association of State Highway and Transportation Officials
444 North Capitol Street, N.W., Suite 249
Washington, D.C. 20001



© Copyright 2002 by the American Association of State Highway and Transportation Officials. All Rights Reserved. Printed in the United States of America. This book, or parts thereof, may not be reproduced in any form without permission of the publishers.

Code: HB-17 ISBN: 156051-171-0

a. Coeficiente de reducción de fuerza aplicada para el cálculo de la capacidad.

formly distributed within two-thirds of the effective depth adjacent to A_s .

8.15.5.8.5 Ratio $\rho = A_s/bd$ shall not be taken less than $0.04(f_c'/f_y)$.

8.15.5.8.6 At the front face of a bracket or corbel, primary tension reinforcement, A_s , shall be anchored by one of the following:

- (a) a structural weld to a transverse bar of at least equal size; weld to be designed to develop specified yield strength f_y of A_s bars;
- (b) bending primary tension bars A_s back to form a horizontal loop; or
- (c) some other means of positive anchorage.

8.15.5.8.7 Bearing area of load on a bracket or corbel shall not project beyond the straight portion of primary tension bars A_s , nor project beyond the interior face of a transverse anchor bar (if one is provided).

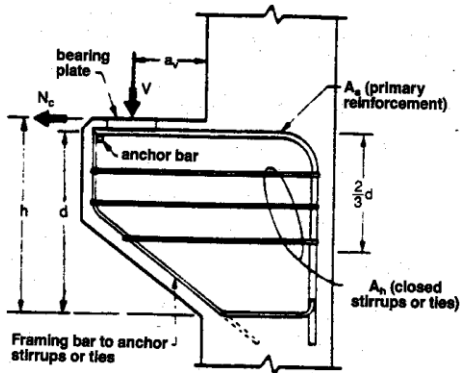


FIGURE 8.15.5.8

8.16 STRENGTH DESIGN METHOD (LOAD FACTOR DESIGN)

8.16.1 Strength Requirements

8.16.1.1 Required Strength

The required strength of a section is the strength necessary to resist the factored loads and forces applied to

the structure in the combinations stipulated in Article 3.22. All sections of structures and structural members shall have design strengths at least equal to the required strength.

8.16.1.2 Design Strength

8.16.1.2.1 The design strength provided by a member or cross section in terms of load, moment, shear, or stress shall be the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of the strength-design method, multiplied by a strength-reduction factor ϕ .*

8.16.1.2.2 The strength-reduction factors, ϕ , shall be as follows:

- (a) Flexure $\phi = 0.90$
- (b) Shear $\phi = 0.85$
- (c) Axial compression with—
 - Spirals $\phi = 0.75$
 - Ties $\phi = 0.70$
- (d) Bearing on concrete $\phi = 0.70$

The value of ϕ may be increased linearly from the value for compression members to the value for flexure as the design axial load strength, ϕP_n , decreases from $0.10f_c' A_g$ or ϕP_b , whichever is smaller, to zero.

8.16.1.2.3 The development and splice lengths of reinforcement specified in Articles 8.24 through 8.32 do not require a strength-reduction factor.

8.16.2 Design Assumptions

8.16.2.1 The strength design of members for flexure and axial loads shall be based on the assumptions given in this article, and on the satisfaction of the applicable conditions of equilibrium of internal stresses and compatibility of strains.

8.16.2.2 The strain in reinforcement and concrete is directly proportional to the distance from the neutral axis.

8.16.2.3 The maximum usable strain at the extreme concrete compression fiber is equal to 0.003.

*The coefficient ϕ provides for the possibility that small adverse variations in material strengths, workmanship, and dimensions, while individually within acceptable tolerances and limits of good practice, may combine to result in understrength.

8.16.2.4 The stress in reinforcement below its specified yield strength, f_y , shall be E_s times the steel strain. For strains greater than that corresponding to f_y , the stress in the reinforcement shall be considered independent of strain and equal to f_y .

8.16.2.5 The tensile strength of the concrete is neglected in flexural calculations.

8.16.2.6 The concrete compressive stress/strain distribution may be assumed to be a rectangle, trapezoid, parabola, or any other shape that results in prediction of strength in substantial agreement with the results of comprehensive tests.

8.16.2.7 A compressive stress/strain distribution, which assumes a concrete stress of $0.85 f'_c$ uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by the edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis at a distance $a = \beta_1 c$ from the fiber of maximum compressive strain, may be considered to satisfy the requirements of Article 8.16.2.6. The distance c from the fiber of maximum strain to the neutral axis shall be measured in a direction perpendicular to that axis. The factor β_1 shall be taken as 0.85 for concrete strengths, f'_c , up to and including 4,000 psi. For strengths above 4,000 psi, β_1 shall be reduced continuously at a rate of 0.05 for each 1,000 psi of strength in excess of 4,000 psi but β_1 shall not be taken less than 0.65.

8.16.3 Flexure

8.16.3.1 Maximum Reinforcement of Flexural Members

8.16.3.1.1 The ratio of reinforcement ρ provided shall not exceed 0.75 of the ratio ρ_b that would produce balanced strain conditions for the section. The portion of ρ_b balanced by compression reinforcement need not be reduced by the 0.75 factor.

8.16.3.1.2 Balanced strain conditions exist at a cross section when the tension reinforcement reaches the strain corresponding to its specified yield strength, f_y , just as the concrete in compression reaches its assumed ultimate strain of 0.003.

8.16.3.2 Rectangular Sections with Tension Reinforcement Only

8.16.3.2.1 The design moment strength, ϕM_n , may be computed by:

$$\phi M_n = \phi \left[A_s f_y d \left(1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f'_c} \right) \right] \quad (8-15)$$

$$= \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (8-16)$$

where,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (8-17)$$

8.16.3.2.2 The balanced reinforcement ratio, ρ_b , is given by:

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right) \quad (8-18)$$

8.16.3.3 Flanged Sections with Tension Reinforcement Only

8.16.3.3.1 When the compression flange thickness is equal to or greater than the depth of the equivalent rectangular stress block, a , the design moment strength, ϕM_n , may be computed by Equations (8-15) and (8-16).

8.16.3.3.2 When the compression flange thickness is less than a , the design moment strength may be computed by:

$$\phi M_n = \phi \left[(A_s - A_{sf}) f_y (d - a/2) + A_{sf} f_y (d - 0.5h_f) \right] \quad (8-19)$$

where,

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \quad (8-20)$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w} \quad (8-21)$$

8.16.3.3.3 The balanced reinforcement ratio, ρ_b , is given by:

$$\rho_b = \left(\frac{b_w}{b} \right) \left[\left(\frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right) + \rho_f \right] \quad (8-22)$$

where,

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} \quad (8-23)$$

8.16.3.3.4 For T-girder and box-girder construction, the width of the compression face, b , shall be equal to the effective slab width as defined in Article 8.10.

8.16.3.4 Rectangular Sections with Compression Reinforcement

8.16.3.4.1 The design moment strength, ϕM_n , may be computed as follows:

$$\text{If } \left(\frac{A_s - A'_s}{bd} \right) \geq 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c d'}{f_y d} \right) \left(\frac{87,000}{87,000 - f_y} \right) \quad (8-24)$$

then,

$$\phi M_n = \phi [(A_s - A'_s)f_y(d - a/2) + A'_s f_y (d - d')] \quad (8-25)$$

where,

$$a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{0.85f'_c b} \quad (8-26)$$

8.16.3.4.2 When the value of $(A_s - A'_s)/bd$ is less than the value required by Equation (8-24), so that the stress in the compression reinforcement is less than the yield strength, f_y , or when effects of compression reinforcement is less than the yield strength, f_y , or when effects of compression reinforcement are neglected, the design moment strength may be computed by the equations in Article 8.16.3.2. Alternatively, a general analysis may be made based on stress and strain compatibility using the assumptions given in Article 8.16.2.

8.16.3.4.3 The balanced reinforcement ratio ρ_b for rectangular sections with compression reinforcement is given by:

$$\rho_b = \left[\frac{0.85\beta_1 f'_c \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right)}{f_y} \right] + \rho \left(\frac{f'_s}{f_y} \right) \quad (8-27)$$

where,

$$f'_s = 87,000 \left[1 - \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{87,000 + f_y}{87,000} \right) \right] \leq f_y \quad (8-28)$$

8.16.3.5 Other Cross Sections

For other cross sections the design moment strength, ϕM_n , shall be computed by a general analysis based on

stress and strain compatibility using assumptions given in Article 8.16.2. The requirements of Article 8.16.3.1 shall also be satisfied.

8.16.4 Compression Members

8.16.4.1 General Requirements

8.16.4.1.1 The design of members subject to axial load or to combined flexure and axial load shall be based on stress and strain compatibility using the assumptions given in Article 8.16.2. Slenderness effects shall be included according to the requirements of Article 8.16.5.

8.16.4.1.2 Members subject to compressive axial load combined with bending shall be designed for the maximum moment that can accompany the axial load. The factored axial load, P_n , at a given eccentricity shall not exceed the design axial load strength $\phi P_{n(max)}$ where:

(a) For members with spiral reinforcement conforming to Article 8.18.2.2

$$P_{n(max)} = 0.85[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (8-29)$$

$$\phi = 0.75$$

(b) For members with tie reinforcement conforming to Article 8.18.2.3

$$P_{n(max)} = 0.80[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (8-30)$$

$$\phi = 0.70$$

The maximum factored moment, M_u , shall be magnified for slenderness effects in accordance with Article 8.16.5.

8.16.4.2 Compression Member Strengths

The following provisions may be used as a guide to define the range of the load-moment interaction relationship for members subjected to combined flexure and axial load.

8.16.4.2.1 Pure Compression

The design axial load strength at zero eccentricity, ϕP_o , may be computed by:

$$\phi P_o = \phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (8-31)$$

For design, pure compressive strength is a hypothetical condition since Article 8.16.4.1.2 limits the axial load strength of compression members to 85 and 80% of the axial load at zero eccentricity.

8.16.4.2.2 Pure Flexure

The assumptions given in Article 8.16.2 or the applicable equations for flexure given in Article 8.16.3 may be used to compute the design moment strength, ϕM_n , in pure flexure.

8.16.4.2.3 Balanced Strain Conditions

Balanced strain conditions for a cross section are defined in Article 8.16.3.1.2. For a rectangular section with reinforcement in one face, or located in two faces at approximately the same distance from the axis of bending, the balanced load strength, ϕP_b , and balanced moment strength, ϕM_b , may be computed by:

$$\phi P_b = \phi[0.85f'_c b a_b + A_s' f'_s - A_s f_s] \quad (8-32)$$

and,

$$\phi M_b = \phi[0.85f'_c b a_b (d - d'' - a_s/2) + A_s' f'_s (d - d' - d'') + A_s f_s d''] \quad (8-33)$$

where,

$$a_b = \left(\frac{87,000}{87,000 + f_y} \right) \beta_1 d \quad (8-34)$$

and,

$$f'_s = 87,000 \left[1 - \left(\frac{d'}{d} \right) \left(\frac{87,000 + f_y}{87,000} \right) \right] \leq f_y \quad (8-35)$$

8.16.4.2.4 Combined Flexure and Axial Load

The strength of a cross section is controlled by tension when the nominal axial load strength, P_n , is less than the balanced load strength, P_b , and is controlled by compression when P_n is greater than P_b .

The nominal values of axial load strength, P_n , and moment strength, M_n , must be multiplied by the strength reduction factor, ϕ , for axial compression as given in Article 8.16.1.2.

8.16.4.3 Biaxial Loading

In lieu of a general section analysis based on stress and strain compatibility, the design strength of noncircular members subjected to biaxial bending may be computed by the following approximate expressions:

$$\frac{1}{P_{nxy}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o} \quad (8-36)$$

when the factored axial load,

$$P_u \geq 0.1 f'_c A_g \quad (8-37)$$

or,

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad (8-38)$$

when the factored axial load,

$$P_u < 0.1 f'_c A_g \quad (8-39)$$

8.16.4.4 Hollow Rectangular Compression Members

8.16.4.4.1 The wall slenderness ratio of a hollow rectangular cross section, X_w/t , is defined in Figure 8.16.4.4.1. Wall slenderness ratios greater than 35.0 are not permitted, unless specific analytical and experimental evidence is provided justifying such values.

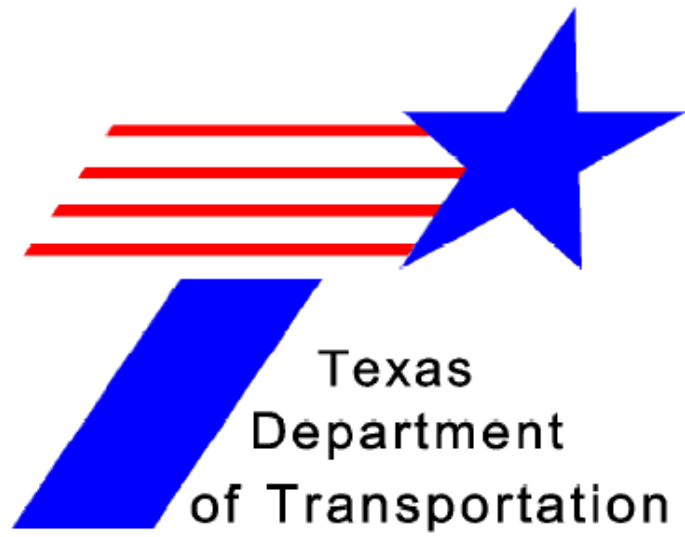
8.16.4.4.2 The equivalent rectangular stress block method shall not be employed in the design of hollow rectangular compression members with a wall slenderness ratio of 15 or greater.

8.16.4.4.3 If the wall slenderness ratio is less than 15, then the maximum usable strain at the extreme concrete compression fiber is equal to 0.003. If the wall slenderness ratio is 15 or greater, then the maximum usable strain at the extreme concrete compression fiber is equal to the computed local buckling strain of the widest flange of the cross section, or 0.003, whichever is less.

8.16.4.4.4 The local buckling strain of the widest flange of the cross section may be computed assuming simply supported boundary conditions on all four edges of the flange. Nonlinear material behavior shall be considered by incorporating the tangent material moduli of the concrete and reinforcing steel in computations of the local buckling strain.

8.16.4.4.5 In lieu of the provisions of Articles 8.16.4.4.2, 8.16.4.4.3 and 8.16.4.4.4, the following approximate method may be used to account for the strength reduction due to wall slenderness. The maximum usable strain at the extreme concrete compression fiber shall be taken as 0.003 for all wall slenderness ratios up to and including 35.0. A strength reduction factor ϕ_w shall be applied in addition to the usual strength reduction factor, ϕ , in Article 8.16.1.2. The strength reduction factor ϕ_w shall be taken as 1.0 for all wall slenderness ratios up to and including 15.0. For wall slenderness ratios greater than

CULVERT RATING GUIDE



August 2009

© 2009 Texas Department of Transportation
all rights reserved

F. RATING EQUATIONS

The equations which determine the load rating and culvert capacity are provided by the AASHTO policy. Within the AASHTO policy, culverts are considered as a subset of bridges and are therefore load rated as a subset of bridge load rating.

The AASHTO MCEB provides the actual load rating equations. The rating factor identified in Equation II-1 is the central element of the culvert load rating process. This rating factor is the ratio of the structural capacity minus the dead load demand to the live load demand.

Equation II-1 is used to determine the rating factor at each critical section as identified in Figure II-2 for each potential failure mode (moment, shear and thrust), for each load case (total and reduced lateral), at each rating level (inventory and operating). The lowest inventory rating factor and the lowest operating rating factor control the load rating for the culvert.

EQUATION II-1. THE RATING FACTOR EQUATION (MCEB 6.5.1 EQ.6-1A).

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L (1 + I)}$$

where: RF = the rating factor
 C = the structural capacity of the member
 D = the dead load effect on the member
 L = the live load effect on the member
 I = the impact factor, IM from *SSHB* 3.8.2.3
 A_1 = 1.3 = factor for dead loads, from *MCEB* 6.5.3
 A_2 = 2.17 for Inventory Level = factor for live loads, from *MCEB* 6.5.3
 = 1.3 for Operating Level = factor for live loads, from *MCEB* 6.5.3

Once the controlling (lowest) rating factors for the inventory and operating conditions are calculated, the inventory and operating load rating can be determined by multiplying the rating factor by the HS rating truck tractor tonnage as seen in Equation II-2:

EQUATION II-2. THE LOAD RATING EQUATION (MCEB 6.5.1 EQ.6-1B):

$$RT = RF * W$$

where: RT = the load rating in terms of an HS truck tonnage
 RF = the rating factor from Equation II-1
 W = the HS truck tractor tonnage; for HS-20, W = 20 tons

Note that the variables used in Equation II-2 are specific to HS loading as per customary TxDOT practice. This means that the load rating (RT) will be expressed in terms of an HS-designation rather than the gross weight of the vehicle.

C. SHEAR FAILURE MODE ANALYSIS

Discussions about culvert load rating commonly acknowledge that in most cases, the mode of failure that controls the load rating is moment. The one exception is deep fill culverts which tend to fail in shear. Results from a parametric analysis of a representative sample of TxDOT's reinforced concrete box culvert designs support these points.

Because culvert load ratings are usually controlled by moment, it makes sense to perform initial load rating analyses for all failure modes (moment, axial thrust and shear) based on moment critical sections. These analyses will be technically accurate both for moment and axial demands, and conservative for shear.

The reason for this conservatism is that the shear critical section for culvert corners is actually located at a distance d away from the wall face consistent with AASHTO *SSH* 8.8.2 and 8.16.6.1.2 (see Figure VI-1.A), rather than located at the wall face as is done for moment (see Figure II-2.A). This distinction only applies to culverts without haunches, which is the most common case for TxDOT. For culverts with haunches, the corner critical sections for shear are a distance d from the middle of the haunch (Figure VI-1.B). Mid-span critical section locations for moment and shear are the same.

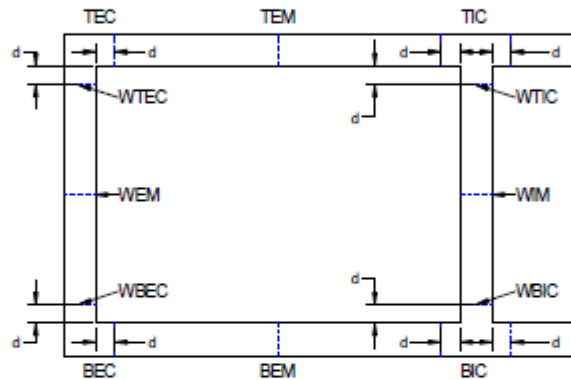


FIGURE VI-1.A SHEAR CRITICAL SECTIONS FOR CULVERTS WITHOUT HAUNCHES.

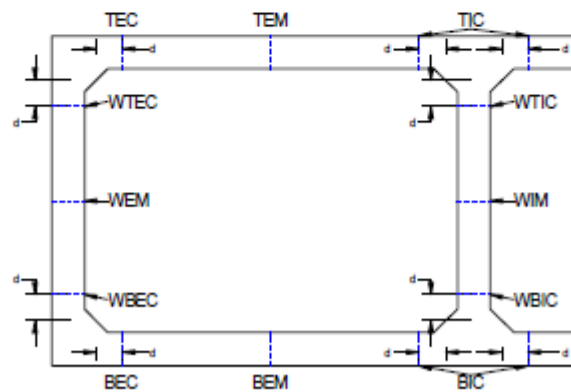


FIGURE VI-1.B SHEAR CRITICAL SECTIONS FOR CULVERTS WITH HAUNCHES.

D. LEVEL 1 ANALYSIS: TWO-DIMENSIONAL, SIMPLY-SUPPORTED STRUCTURAL FRAME MODEL

This level of analysis uses a relatively simple two-dimensional frame analysis model and AASHTO loading parameters. It is designed to provide a quick, conservative, repeatable load rating.

1. ASSUMPTIONS

The following assumptions are made in the two-dimensional structural frame analysis stage:

- AASHTO loads are applied.
- Gross section properties control structure behavior at ultimate strength.
- Culvert corners are considered rigid.
- Supporting soil pressures are uniform over the length of the bottom slab.
- All assumptions inherently involved in two-dimensional, frame analysis.
 - Reinforced concrete behaves elastically with stress related linearly to strain.
 - Reinforced concrete behaves identically regardless of direction of the applied load.
 - All deformations are small.
 - Beams are long relative to their depth.
 - Plane sections remain plane.
- A one foot ($b = 12$ in.) section of the culvert may be analyzed as a frame.
- No hydrostatic pressure (water) exists inside the culvert.
- Supporting soils are fully drained, i.e. no hydrostatic pressure outside the culvert.
- Moments resulting in tension on the inside face of the culvert are positive.
- Moments resulting in tension on the outside face of the culvert are negative.

Though reinforced concrete does not generally satisfy the first two, two-dimensional, frame analysis assumptions – namely, elasticity and homogeneity – this model will predict approximate and conservative moment, shear and thrust demands.

2. MODEL DIMENSIONS

The Level 1 model should be developed so that beam nodes are at the centerline of the slab sections they are modeling. Each section should use the gross area properties of a one-foot wide strip of culvert.

A node should be placed at each critical section so that the resultant forces and moments will be calculated automatically at those points. The location of the corner critical sections can be determined directly as illustrated in Figure VI-2. As noted earlier, AASHTO specifies that the mid-span critical sections must be determined by locating the maximum combined (dead and live load) moment in the mid-span region. However, for the purposes of this Guide, the mid-span critical section is always assumed to be located at mid-span.

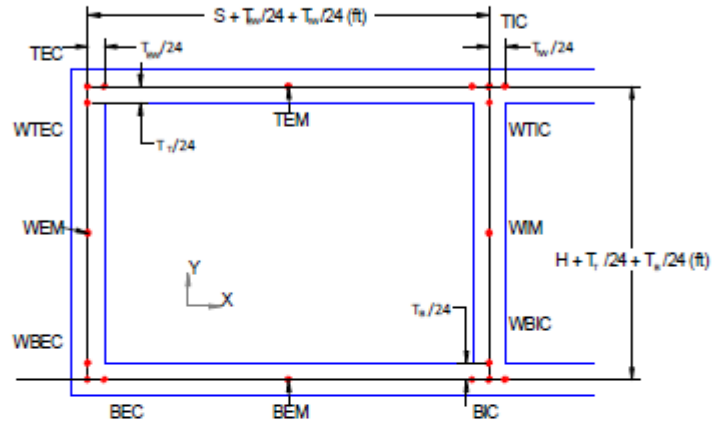


FIGURE VI-2.A MODEL DIMENSIONS FOR A LEVEL 1 ANALYSIS FOR CULVERTS WITHOUT HAUNCHES.

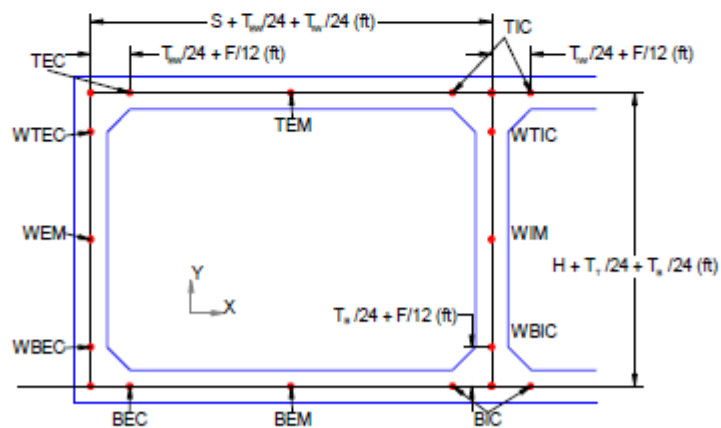


FIGURE VI-2.B MODEL DIMENSIONS FOR A LEVEL 1 ANALYSIS FOR CULVERTS WITH HAUNCHES.

3. BOUNDARY CONDITIONS

In the Level 1 model, the primary function of the boundary conditions is to maintain global stability. Reactions are of no concern. The model should be simply supported, with a pin at the bottom left corner (restrain in global X and Y directions) and rollers at other bottom wall centerlines (restrain in global Y direction only). See Figure VI-3.

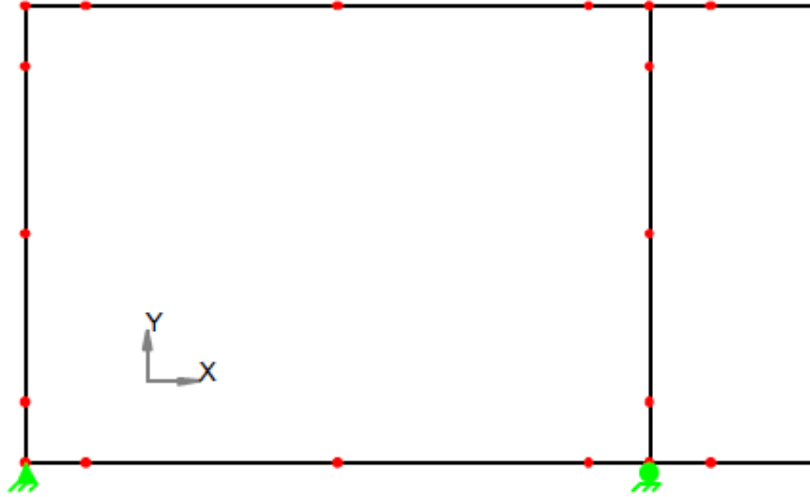


FIGURE VI.3. BOUNDARY CONDITIONS FOR TWO DIMENSIONAL, SIMPLY-SUPPORTED STRUCTURAL FRAME MODEL.

4. LOADS

The loads placed on the structure for Level 1 modeling correspond directly to the provisions of the AASHTO policy. Figure VI-4 shows the load location and direction conventions. The loads are as follows:

- DL_v ... Vertical Dead Load
- DL_{ht} ... Horizontal Dead Load, top of culvert
- DL_{hb} ... Horizontal Dead Load, bottom of culvert
- LL_{vt} ... Vertical Live Load, top slab
- LL_{vb} ... Vertical Live Load, bottom slab
- LL_h ... Horizontal Live Load
- SW ... Self Weight of the culvert

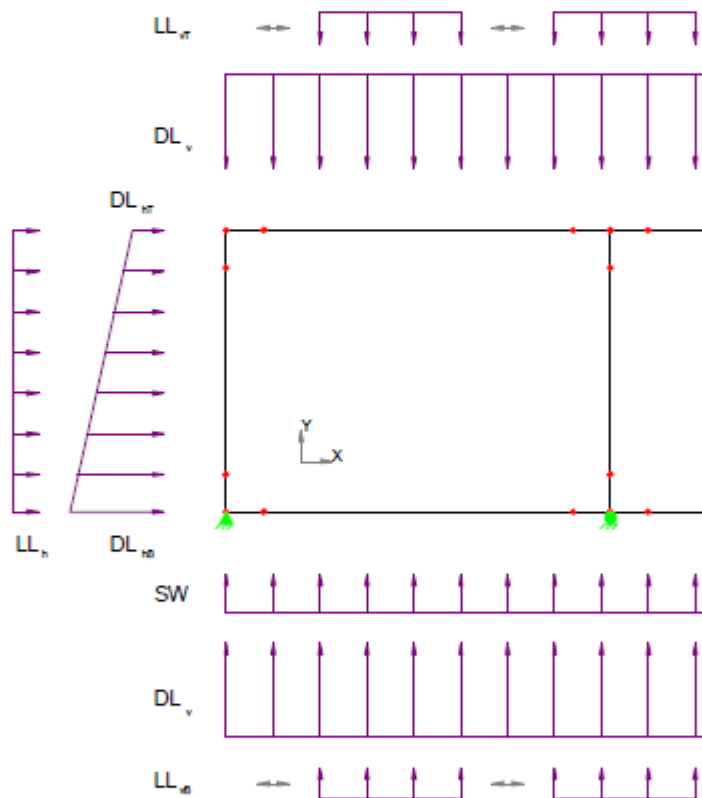


FIGURE VI.4. LOAD CONVENTIONS FOR TWO DIMENSIONAL, SIMPLY-SUPPORTED STRUCTURAL FRAME MODEL.

A unique aspect of the Level 1 model is that in order to account for upward soil pressure support, whatever load is placed downward on the structure should also be placed upward on the bottom slab, uniformly. The result is balanced vertical loading and no reactions in the supports. The boundary conditions only keep the model stable. They should not contribute significantly to the support of the structure.

c. DEAD LOAD

Per Equation VI-2, the first load represents the weight of the soil on top of the structure. According to AASHTO *SSHB* 6.2.1.8, the unit weight of soil is 120 pcf. This load must be placed downward on the top slab, and balanced by placing it upward on the bottom slab.

EQUATION VI-2. VERTICAL DEAD LOAD, DL_v (ksf)

$$DL_v = \text{cover soil} = (0.120 \text{ kcf}) D$$

where: DL_v = the vertical dead load (ksf)
 D = cover soil depth (ft)

Per Equation VI-3, the second load represents the self-weight of the structure. If the chosen analysis tool has a gravity feature, this should be used to accurately distribute the self-weight across the structure. Otherwise, the weight of the slabs and walls should be applied manually in the downward direction, expressed in terms of a uniformly distributed load. Whether the self-weight is applied automatically or manually, the total self-weight of the culvert should also be applied upward across the bottom slab, expressed in terms of a uniformly distributed load.

EQUATION VI-3. SELF-WEIGHT OF THE CULVERT, SW (ksf)

$$SW = \left((T_T + T_B) * \left[S + \frac{2 * T_{EW}}{12} + (N - 1) \frac{T_{IW}}{12} \right] + 2 * T_{EW} * H + (N - 1) * T_{IW} * H \right) \frac{0.150 \text{ kcf}}{S * 12}$$

where: SW = the vertical dead load (ksf)
 T_T = top slab thickness (in.)
 T_B = bottom slab thickness (in.)
 T_{IW} = interior wall thickness (in.)
 T_{EW} = exterior wall thickness (in.)
 S = the clear span of a single box (ft)
 H = the clear height of a single box (ft)
 N = the number of box spans

The third load is the horizontal dead load. This dead load is a trapezoidal load placed on the outside walls of the culvert facing inward. The load is determined using the equivalent fluid weight of soil listed in AASHTO *SSHB* 6.2.1.8 and 3.20.2. Equation VI-4 and Equation VI-5 define the horizontal load at the top and bottom of the slab. In these equations, the D and H values are in feet, and the T values are in inches. Intermediate points may be determined by linear interpolation as necessary.

EQUATION VI-4. HORIZONTAL DEAD LOAD AT THE TOP APPLIED TO THE EXTERIOR WALLS OF THE CULVERT, DL_{NT} (ksf)

$$DL_{NT} = \text{full lateral pressure} = (0.060 \text{ kcf}) \left(D + \frac{T_T}{24} \right)$$

where: DL_{NT} = the horizontal dead load at the top of the exterior walls (ksf)
 T_T = top slab thickness (in.)
 D = cover soil depth (ft)

EQUATION VI-5. HORIZONTAL DEAD LOAD AT THE BOTTOM APPLIED TO THE EXTERIOR WALLS OF THE CULVERT, DL_{NB} (ksf)

$$DL_{NB} = \text{full lateral pressure} = (0.060 \text{ kcf}) \left(D + H + \frac{T_T}{12} + \frac{T_B}{24} \right)$$

where: DL_{hb} = the horizontal dead load at the bottom of the exterior walls (ksf)
 T_t = top slab thickness (in.)
 T_b = bottom slab thickness (in.)
 H = the clear height of a single box (ft)
 D = cover soil depth (ft)

d. LIVE LOAD

The live load on the structure as required by AASHTO S5HB 3.7.6 is an HS-20 truck. There are three live loads due to the HS-20 truck: (1) the horizontal live load, LL_h ; (2) the vertical live load applied to the top slab, LL_{vt} ; and (3) the vertical live load applied to the bottom slab, LL_{vb} . The impact factor, IM , and all other variables used in the live load equations are defined in Table III-1.

Per Equation VI-6, the first live load is the horizontal live load, LL_h (ksf). This load is constant regardless of the number of trucks passing over the culvert. AASHTO S5HB 3.20.3 provides a 2 ft surcharge allowance for trucks which are approaching, but not directly above, the culvert.

EQUATION VI-6. HORIZONTAL LIVE LOAD APPLIED TO THE EXTERIOR WALLS, LL_h (KSF)

$$LL_h = 2' * (.060 \text{ kcf}) = .120 \text{ ksf}$$

where: LL_h = the horizontal live load on the exterior walls (ksf)

The vertical live load applied to the top of the culvert, LL_{vt} (ksf), is the second type of live load. The magnitude of the vertical live load depends on the depth of fill, the wheel load, the culvert span, the impact factor, the number of lanes, and the number of trucks. For this Guide, the vertical live load has been expressed in terms of 15 distinct equations derived from AASHTO S5HB 3.7.6, 3.12.1, 3.24.3.2 and 6.4, including the lane reduction factor described in AASHTO S5HB 3.12.1. These 15 equations are collectively designated as Equation VI-7.

For a given culvert, the load rater must select one of the 15 equations to determine the magnitude of the vertical live load. Two variables govern selection of the appropriate live load equation. The first is the number of lanes passing over the culvert. Section 3.6 of the S5HB provides guidance for determining traffic lanes. Generally, the number of lanes is determined by the number of whole, 12-foot-wide lanes that will fit across the roadway. Roadways between 20' and 24' will have two lanes. The second variable is the depth of fill, D . This fill depth will yield the proper load configuration as per the AASHTO stress distribution. Taken together, the number of lanes and the fill depth establish the controlling number of trucks and identify the proper equation to use for LL_{vt} .

Once the magnitude of the live load has been established, it is necessary to define the area over which the live load acts. The vertical live load should be applied as a moving load across the top of the culvert structure. This will have the effect of creating a moment envelope, with both maximum and minimum values. The length over which the pressure should be applied, the center-to-center spacing for the distributed loads, and the wheel load, P , used to calculate each load are illustrated in Figure VI-5, Figure VI-6 and Figure VI-7 for different cover depths.

The final live load is the vertical live load applied upward to the bottom slab, LL_{vb} (ksf). This live load is derived from AASHTO S5HB 16.6.4.3. For this Guide, the magnitude of the upward live load has been expressed in terms of 15 distinct equations. These 15 equations are collectively designated as Equation VI-8. The load is placed upward on the bottom slab to balance the vertical live load on the top slab as illustrated in Figure VI-5, Figure VI-6 and Figure VI-7. Again, the load rater must select one of the 15 equations. The selected equation should correspond to the culvert's fill height and number of lanes.

5. LOAD CASES

In accordance with AASHTO *SSHB* 3.20.2, two demand analyses must be made to determine the worst case loading conditions on the culvert structure. The two analyses combine the basic loadings differently to produce conservative demand moments, shears and thrusts.

a. TOTAL LOAD CASE

The first analysis is the "total load case." The total load case is designed to create the maximum demand in most of the culvert structure; that is, critical sections TEC, TIC, BIC, BEC, WIM, WEM, WTIC, WBIC, WBEC, WTEC as per Figure II-. The total load case is designed to yield the maximum shear and axial demands in the whole culvert and the maximum moment demands in all but the top and bottom mid-spans (TEM, TIM, BEM and BIM). This load case applies the above-described loads with a load factor of 1.

b. REDUCED LATERAL LOAD CASE

The second analysis is the "reduced lateral load case" as described in AASHTO *SSHB* 6.2.1.B, 3.20.2. The reduced lateral load case is designed to create the maximum demand moment for the positive moment sections (TEM, TIM, BEM, BIM). See Figure II-. This load case is intended to create a worst case scenario for the slab moments by reducing the amount of reverse curvature created by lateral pressure on the culvert walls. The reduced lateral load case uses the following load factors:

- Vertical dead load applied to top slab is the same as Equation VI-2. Load factor of 1.
- The self-weight of the culvert is the same as Equation VI-3. Load factor of 1.
- Horizontal dead load at the top applied to the exterior walls of the culvert is one-half the value calculated by Equation VI-4. Load factor of 0.5.
- Horizontal dead load at the bottom applied to the exterior walls of the culvert is one-half the value calculated by Equation VI-5. Load factor of 0.5.
- No horizontal live load is applied to the exterior walls of the culvert. Load factor of 0.
- Vertical live load applied to the top slab is the same as Equation VI-7. Load factor of 1.
- Vertical live load applied upward to the bottom slab is the same as Equation VI-8. Load factor of 1.

c. INTERPRETATION OF LOAD CASE DATA

As a general rule, it is necessary to perform multiple computer runs (at least two) to calculate moment, shear and thrust demands for each load case. Once the data are obtained, it is customary practice to interpret the data holistically. That is, the load rater should evaluate the maximum and minimum moments, shears and thrusts for each critical section, treating the two load cases independently.

Stated another way, even though the two load cases are designed with the intent to achieve maximum demands at either the corners or the mid-spans, the load rater should not make an *a priori* decision to only evaluate the data this way. This means that the load rater should look at more than just the corner critical sections for the total load case results, and more than just the mid-span critical sections for the reduced lateral load case results. Instead, the load rater should evaluate moment, shear and thrust demands for all of the critical sections for each load case.

6. DEMAND LOAD CALCULATIONS

Having created the analytical model, defined the boundary conditions, determined the magnitude and extent of loads, and specified the load cases, the next step is to calculate the moment, shear and thrust demands. This requires application of an appropriate structural analysis software package, as discussed in the following section of the Guide.

7. ANALYTICAL PROGRAM – CULV-5

a. OVERVIEW

The two-dimensional, simply-supported frame model (Level 1) can be analyzed using several commercially-available structural analysis software programs. Examples include RISA-2D, BRASS, BOXCAR, CULV-5 (TXDOT's program) or older frame analysis programs.

At TXDOT, the program most adept for Level 1 calculations is CULV-5. Therefore, specific guidance will be provided for this tool. If a user is more comfortable with another frame analysis program, the designer is free to use it.

CULV-5 is an MS-DOS program developed and distributed by the Texas Department of Transportation. The heart of the program is a two-dimensional frame analysis. Documentation supporting CULV-5 includes the Version 1.71 Readme file (TXDOT, 2004), Input Guide (TXDOT, 2003), and CULV5 – Concrete Box Analysis Program (TXDOT, 2003). The load rater who intends to use CULV-5 should become familiar with this documentation to better understand the input, analysis approach, and program output.

b. CULV-5 STRENGTHS AND LIMITATIONS

The CULV-5 program has some notable strengths that make it the ideal first choice for a Level 1 culvert load rating program. These are:

- Quick and conservative
- Program inputs are very simple
- Appropriate live and dead loads are automatically calculated and applied
- Influence lines are used to determine maximum moments, shears and thrust
- A more conservative bottom slab live load is used
- The sign convention used is the same as the sign convention outlined in Section V.B

Notwithstanding its many strengths, the CULV-5 program also has some notable limitations that must be recognized and addressed:

- Demand at the critical corner sections is not automatically calculated.
- The use of influence lines to calculate live load moments results in an overly conservative live load applied to the bottom of the structure.
- Only culverts with 4 or fewer barrels may be analyzed directly. Culverts with more than 4 barrels may be approximated using a 4 barrel model at the expense of slightly more conservative results.

The limitations may be overcome. Determining the critical section demand requires linear interpolation between the 10th point demands which the program does produce. If the culvert fails to rate, not much time has been spent and the user may move on to the higher-level models.

c. CULV-5 STEP-BY-STEP INSTRUCTIONS

Culvert load rating for Level 1 using the CULV-5 program can be accomplished by following these steps. This sequence assumes the load-rater has already defined the input parameters and is prepared to create the Culv-5 input file.

- CULV5 Step 1.** Using data obtained for the culvert as discussed in Chapter IV of this Guide, write the CULV-5 input file in a basic text editor (eg, Notepad) according to the form in Figure VI-8. Alternatively, the load rater may use the "Culv5 Input" program developed by TechMRT and hosted on the TXDOT Bridge Division website to create the input file.

CULV5 Step 2. Run the CULV-5 program using the input file created in Step 1. One of the positive features of CULV-5 is that it is heavily preprogrammed. For culvert rating, this means that all calculations can be made based on output from running the CULV-5 program only one time.

CULV5 Step 3. Interpretation of the CULV-5 output requires establishing both corner and mid-span critical sections.

- a. Using Figure VI-9 select the 10th points to set up the linear interpolation associated with the corner critical sections.

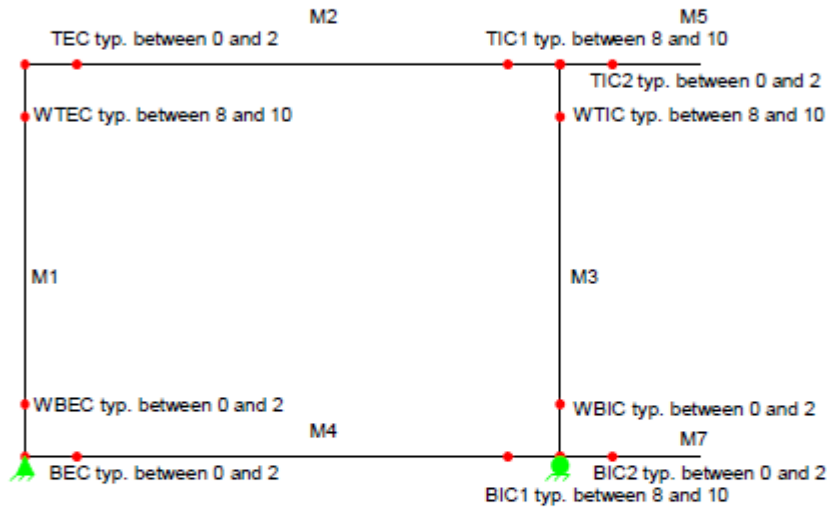


FIGURE VI.9. CULV-5 MEMBER AND CRITICAL SECTION DESIGN.

With reference to Figure VI-9, linear interpolation to establish the corner critical sections must work from the corner to the nearest corner critical section. For example, the upper right corner section, TIC1, for member 2 (M2) might be located between nodes 8 and 9. In this example, the calculation would start with the demands at node 9 and add the fraction between nodes 9 and 8.

- b. Critical sections for mid-span demands (TEM, TIM, BEM, BIM, WEM and WIM) do not require interpolation. These may be selected at mid-span (node 5).

CULV5 Step 4. From the CULV-5 output file, select the SUMMARY OF INDIVIDUAL UNFACTORED MOMENTS, SHEAR AND AXIAL FORCES tables. Record the vertical dead load (VDL), lateral dead load (LDL), maximum vertical live load (+VLL), minimum vertical live load (-VLL), and lateral live load (LLL) demands at each critical section.

CULV5 Step 5. Calculate the dead and live load demand for each demand type (moment, shear and axial), for each load case at each critical section using Equation VI-9 and Equation VI-10. *D* is the dead load demand and *L* is the live load demand required for rating in Equation II-1. Note that the live load demands will have a maximum and minimum because these derive from a moving load which

produces an "envelope" type solution. To maintain a systematic approach, typical practice is to determine both the maximum and minimum live loads for each type of demand at each critical section and to select the minimum (controlling) value when calculating rating factors.

EQUATION VI-9. TOTAL LOAD CASE .

$$D = VDL + LDL$$

$$L = VLL + LLL$$

where: D = the dead load demand
 L = the live load demand
 VDL = the vertical dead load demand from CULV5 output
 LDL = the lateral dead load demand from CULV5 output
 VLL = the vertical live load demand from CULV5 output. (Load rating calculations for this variable must be done twice, for the maximum and minimum values.)
 LLL = the lateral live load demand from CULV5 output

EQUATION VI-10. REDUCED LATERAL LOAD CASE .

$$D = VDL + \frac{1}{2}LDL$$

$$L = VLL$$

where: D = the dead load demand
 L = the live load demand
 VDL = the vertical dead load demand from CULV5 output
 LDL = the lateral dead load demand from CULV5 output
 VLL = the vertical live load demand from CULV5 output. (Load rating calculations for this variable must be done twice, for the maximum and minimum values.)

CULV5 Step 6. Use Equation VI-1 to verify that actual thrust demand is lower than the incidental axial load assumed in the moment capacity equations.

CULV5 Step 7. This step goes beyond calculation of demand loads and has to do with calculating the culvert load rating. Per the culvert rating flow chart (Figure III-2) proceed to calculate Inventory and Operating rating factors for each critical section, for each demand type, for each load case per Equation II-1.

When calculating the rating factors, exercise extreme care regarding the signs for both demands and capacities.

- Live load and capacity must be in the same sign and direction.
- If the live load and dead load are in opposite directions or the calculated rating factor is negative, a check should be made to insure that the structure has adequate capacity to support the dead load. I.E. $C \geq 1.3D$

CULV5 Step 8. Select the controlling inventory and operating rating factors for each section.

CULV5 Step 9. Select the overall controlling rating factors for the culvert.

CULV5 Step 10. If shear controls the load rating, the load rater should perform a less-conservative analysis of the shear failure mode based on shear critical sections as per the provisions in Section VI.C.

CULV5 Step 11. Calculate the Inventory and Operating Ratings per Equation II-2.

Appendix C of this Guide presents an example Level 1 culvert load rating calculation based on Culv-5.

ANEXOS N°08: ESTUDIO DE SUELO

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

www.geomsac.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

TESIS:

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE ANCASH - 2018

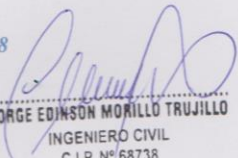
TESISTA:

MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL

UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
DEPARTAMENTO : ANCASH

NUEVO CHIMBOTE, SETIEMBRE DEL 2018


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
www.geomsac.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS

TESIS:

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE ANCASH - 2018


GEOMG S.A.C.
TESISTA:

MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL

UBICACIÓN:

DISTRITO : NUEVO CHIMBOTE
PROVINCIA : SANTA
DEPARTAMENTO : ANCASH

NUEVO CHIMBOTE, SETIEMBRE DEL 2018


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
www.geomsac.com

INDICE

1.0 GENERALIDADES

- 1.1 Objeto del estudio
- 1.2 Ubicación del área de estudio

2.0 GEOLOGIA DEL AREA DE ESTUDIO

- 2.1 Geomorfología
- 2.2 Geología local
- 2.3 Procesos geodinámicos externos
- 2.4 Sismicidad

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- 3.1 Prospecciones de campo
- 3.2 Ensayos de laboratorio
- 3.3 Clasificación de suelos

4.0 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

5.0 ANALISIS DE CIMENTACION

- 5.1 Análisis de licuación de suelos
- 5.2 Tipo y profundidad de cimentación
- 5.3 Presión admisible por asentamiento
- 5.4 Calculo de coeficientes de empuje del terreno
- 5.5 Aspectos sísmicos

6.0 ANALISIS QUIMICO

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS

- Anexo I (Registro de excavaciones)
- Anexo II (Registro de auscultaciones DPL)
- Anexo III (Resultados de ensayos de laboratorio)
- Anexo IV (Plano de ubicación de calicatas y auscultaciones DPL)
- Anexo V (Panel fotográfico)


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
www.geomgsac.com

1.0 GENERALIDADES

1.1 Objeto del Estudio

El presente informe tiene por objeto determinar las propiedades físico - mecánicas y químicas del suelo, para el proyecto "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE ANCASH - 2018", El estudio fue realizado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir el perfil estratigráfico, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas de cimentación, indicándose tipo y profundidad de los cimientos, capacidad portante, análisis de asentamiento y agresividad química del suelo..

1.2 Ubicación del área en Estudio

El puente se ubica en la carretera Panamericana Norte, localizada en el Distrito de Chimbote, provincia del Santa, departamento de Ancash.

2.0 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 Geomorfología

El terreno en estudio y sus alrededores están enmarcados dentro de las unidades geomorfologías siguientes:

- Unidad de playas
- Unidad de pantano
- Unidad de depósitos aluviales de Lacramarca
- Unidad de colinas
- Unidad de depósitos eólicos

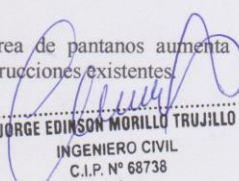
a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Chimbote y Samanco, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas medias a finas y conchas marinas, con intercalaciones de arenas arcillosas en los laterales.

b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial del río Lacramarca, presentándose con nivel freático casi superficial en las áreas distales del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, 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 en las construcciones existentes.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

c) Unidad de depósitos aluviales del río Lacramarca

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

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Lacramarca, 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.

d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas tonalitas y andesitas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales, de granulometría heterométrica.

e) Unidad de depósitos eólicos

Los depósitos eólicos se ubican en la margen derecha del río Lacramarca y Pampas Alconsillo tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.

2.2 Geología local

En base al reconocimiento y exploración de campo de la institución educativa y sus alrededores, se ha elaborado el siguiente mapeo geológico que indica:

a) Rocas Intrusivas (K-t-h2)


Son tonalitas Huaricanga 2 de la Super Unidad Santa Rosa, que afloran a lo largo de la vertiente de la costa. Estas rocas pertenecen al Batolito de la Costa, son rocas de grano medio a grueso y textura equigranular.

b) Cuaternario

Depósitos fluvio-aluviales

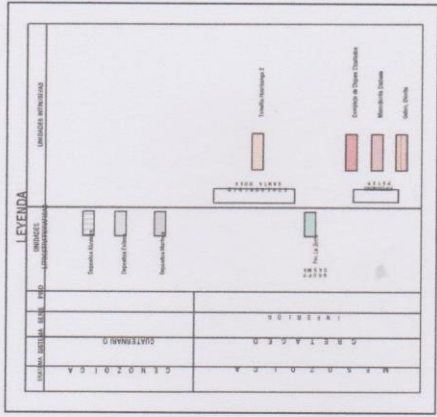
Se encuentran en ambos márgenes del cauce del río Lacramarca, predominantemente en la parte baja del valle.

En estos depósitos se observan huellas de inundaciones recientes, donde los suelos arcillosos y limosos colmatados presentan actualmente grietas de desecación.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738




JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738



**GEOLOGIA REGIONAL
NUEVO CHIMBOTE**

Depósitos de arenas eólicas (Dunas)

Son los depósitos eólicos que cubren gran parte de las elevaciones rocosas, la formación de masas de arenas comienza desde el litoral de la costa y termina en los cerros de los primeros tramos de las estribaciones de la Cordillera Occidental Andina, desplazando en las laderas, hasta alcanzar una altura considerable.

En la margen derecha del río Lacramarca, cerca de la zona del cerro Tres Cabezas, se han formado grandes masas de depósitos eólicos recientes.

2.3 Procesos geodinámicos externos

a) Fluvio aluvial (Q-al)

Con la ocurrencia del Fenómeno "El Niño" de 1972, 1983, 1998 y El Niño Costero del 2017, la cuenca del río Lacramarca ha sufrido fuertes precipitaciones pluviales asociados con procesos erosivos en las partes media y alta de cuenca, transportando flujos hiperconcentrados (flujo de barro y huaycos) hacia la parte baja de la cuenca. El material transportado se deposita en la parte final del curso del río, produciendo la colmatación del cauce y sus consecuentes efectos destructivos.

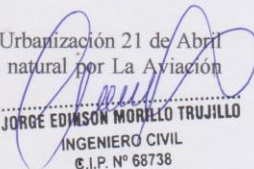
Antes de 1983 el área en estudio y sus alrededores, estaba conformado por humedales con un nivel freático superficial y presentaba un desnivel de 1.5m a 2.0m con respecto a las vías vehiculares existentes (Panamericana Norte y Av. Pardo). Después del fenómeno El Niño de 1983, se formaron terrazas de arenas limosas y arcillas arenosas, cubriendo gran parte de los humedales existentes en la zona.

Hoy en día existen estructuras importantes en la zona tales como: El Centro Comercial los Ferroles, Mega Plaza, terminal terrestre, estadio Municipal y P.J. Villa María, sin embargo el proceso geodinámica del cono aluvial del río Lacramarca está activo. Generándose desbordes e inundaciones en épocas del Fenómeno El Niño y El Niño Costero, ante ello se recomienda tomar todas las medidas de seguridad afin de evitar deterioros en la estructura proyectada.

b) Inundaciones

El río Lacramarca ha sufrido desbordamientos que han inundado Chimbote, como la inundación ocurrida en 1972. Así mismo, en 1983 afectó muchos asentamientos humanos como el P.J. Villa María interrumpiendo los servicios básicos de agua, alcantarillado y energía eléctrica. Hoy en día existen defensas ribereñas (terraplén de arena) y la continua limpieza del cauce del río, están dando seguridad a las estructuras existentes en el P.J. Villa María, Centro Comercial los Ferroles, terminal terrestre y estadio Municipal. Sin embargo, el ascenso del nivel freático es un problema constante, originando un deterioro prematuro de las estructuras por la agresividad química del agua y el suelo.

En marzo de 1972, las aguas del río Lacramarca a su paso por la Urbanización 21 de Abril amenazó el Casco Urbano de Chimbote, desviándose a su cauce natural por La Aviación


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

con salida al mar por el Estadio de Miramar; derivándola posteriormente a la zona sur por los pantanos de Villa María, sin una adecuada canalización, solo existía unas alcantarillas de concreto que originó grandes embalses, antes que se presenten las inundaciones del fenómeno del Niño en los meses de marzo - abril de 1983, lo que originó grandes desembalses haciendo dramática la emergencia.

La primera gran crecida del Dren Lacramarca se produjo el 13 de marzo 1983, afectando los A.H. de San Juan, Villa María, 3 de Octubre y 10 de Mayo, ubicados por la zona pantanosa; generando un ramal por la zona de 3 Cabezas que cortó la Av. Pardo y la Panamericana Norte a la altura del Centro Comercial Los Ferroles, terminal terrestre y Complejo Gran Chavín. La mañana del sábado 19 de marzo, el sur de Chimbote, La Florida, Miraflores, Villa María, la zona de los totorales, el 27 de Octubre con sus fábricas pesqueras, las instalaciones de Sima Astilleros, la Base Naval, amanecieron anegados e inundados.

El 12 de abril de 1983 a las 9.30 a.m. se originó una torrencial lluvia de cerca de hora y media, que procuró 2 crecidas del Dren Lacramarca los días 13 y 14 de abril, causando las lluvias serios daños en las instalaciones de Siderperú que tuvo que paralizar temporalmente sus actividades, la destrucción de unos 25 km del canal IRCHIM, dejando de irrigar más de 6000 has de cultivo y cortar el servicio de agua potable a la totalidad de la población del cono sur, paralizando la zona industrial del 27 de Octubre y la Base Naval, y la consecuente destrucción de un gran tramo de la Av. Pardo. Posteriormente se construyeron dos puentes de estructura metálica y concreto armado, en las prolongaciones de Pardo y Meiggs.


El 9 de febrero de 1998: El río Lacramarca se desborda por Tres Cabezas, y sale por San Juan e inunda los pantanos de Villa María, interrumpiendo el tráfico en la prolongación Pardo.

El 10 de febrero: Desde las 7.45 pm Chimbote y Nuevo Chimbote soportaron una de las más intensas precipitaciones pluviales conocidas, que en contados minutos inundaron las calles, afectando las viviendas de diferentes Asentamientos Humanos, la carretera Panamericana, en la Av. Meiggs, a la altura del kilómetro 455, igual que la Av. Pardo, casi medio kilómetro de pista fueron cubiertas por las aguas del río Lacramarca que alcanzó un nivel superior a los 90 m³/s de caudal interrumpiendo el tráfico vehicular. En el A.H. de Villa María casi 30 manzanas fueron inundadas por las aguas del río Lacramarca hasta un metro de altura.

Afin de evitar desbordes e inundaciones del dren Lacramarca por un Fenómeno El Niño o evento sísmico de gran intensidad, se recomienda mejorar la defensa ribereña en ambas márgenes del río Lacramarca, con material no erosionable y no susceptible hacer licuable, afin de evitar inundaciones y deterioros de las estructuras existentes y proyectadas.

c) Colmatación y erosión de playas

El desvío original del cauce Río Lacramarca de la Av Aviación hasta los humedales de Villa María, ha traído como consecuencia la colmatación del dren por el arrastre de arenas


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.R. N° 68738


y topografía llana. Siendo necesaria la descolmatación anual del cauce, desde el tramo Cerró Tres cabezas hasta Sima astilleros, afin de evitar desbordes del río en tiempo de verano. Asimismo, los finos y arenas que llegan al mar están colmatando las playas del entorno, con más intensidad en la dirección de la corriente marina Sur a Norte, ocasionando que las estructuras existentes en la costa marina tales como los muelles, queden alegadas (20m) e inoperativas, proyectando su ampliación.

2.4 Sismicidad

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del Perú, el puente sobre el río Lacramarca se encuentra en una zona 04 de sismicidad alta, sísmoactiva en el presente siglo, con predominio de sismos intermedios.





Los sismos en el área de estudio presentan el mismo patrón general de distribución espacial que el resto del territorio peruano; caracterizado por la concentración de la actividad sísmica en el litoral, paralelo a la costa, por la subducción de la Placa de Nazca. Los sismos de mayores intensidades registrados en el área de influencia del estudio son:

- Sismo del 24 de mayo de 1940, que afectó las localidades de la costa central, norte y sur del Perú, alcanzando intensidades máximas de VII y VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM).
- Sismo del 10 de noviembre de 1946, que afectó al Departamento de Ancash, alcanzando una intensidad máxima de VII MM.
- Sismo del 18 de febrero de 1956, con intensidad promedio de VIII MM, afectando el Callejón de Huaylas.
- Sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidades máximas entre VII y VIII MM, afectando las localidades de Lima, Casma y Chimbote.
- Sismo del 31 de mayo de 1970, que ha sido un terremoto catastrófico en las localidades de Chimbote y Huaraz, alcanzando intensidades máximas de VIII MM.
- Sismo del 21 de agosto de 1985, que afectó las ciudades de Chimbote y Chiclayo, alcanzando una intensidad promedio de V MM.
- Sismo del 10 de octubre de 1987, con intensidades máximas de IV y V MM, sentido en las ciudades de Chimbote y Santiago de Chuco.
- Sismo del 23 de Junio del 2001, con intensidades máximas de VIII MM, sentido en las ciudades de Nazca, Ica, Arequipa y Tacna.
- Sismo del 15 de Agosto del 2007, con intensidades máximas de VII MM, sentido en las ciudades de Pisco, Nazca, Ica y Lima.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

ZONAS SÍSMICAS



ZONA		
	4	0.45
	3	0.35
	2	0.25
	1	0.10


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

Considerando lo expuesto se recomienda tomar un sismo base de diseño de VIII MM y adoptar aceleraciones sísmicas entre 0.45g. Esta información servirá para la aplicación de criterios sismorresistentes en el diseño de las estructuras proyectadas.

3.0 INVESTIGACIONES GEOTECNICAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Prospecciones de campo

3.1.1 Auscultación con DPL

Penetrometro dinámico ligero de punta cónica (DPL), consiste en introducir una sonda en el suelo empleado un martinete de 10 kg, con una altura de 50 cm, registrando la resistencia a la penetración cada 10 cm (Normas PNTP 339.159, DIN 4020). Se realizaron dos DPL hasta los 6.40m de profundidad.

Auscultación DPL	Profundidad (m)	Ubicación
DPL-01	6.40	Margen derecho
DPL-02	6.40	Margen izquierdo

3.1.2 Calicatas

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico, se realizaron dos calicatas exploradas con barrenos y fundas hasta los 3.00m de profundidad.

Calicata	Profundidad (m)	Nivel freatico (m)	Ubicación
C-01	3.00	2.30	Margen derecho
C-02	3.00	2.20	Margen izquierdo

3.1.3 Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

3.1.4 Registro de calicatas y auscultaciones

Paralelamente al avance de las excavaciones de las calicatas, 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. (Ver Anexo I y II)


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

3.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos se realizaron según normas:

- Ensayos estándares de laboratorio de mecánica de suelos:
 - 02, Análisis Granulométrico SUCS (ASTM-D-422),
 - 02, Límite líquido (ASTM D-4318)
 - 02, Límite plástico (ASTM D-4318)
 - 02, Contenido de humedad (ASTM-D-216)
- Ensayos químicos de suelo y agua
 - 01, Contenido de Sulfatos (AASHTO - T- 290)
 - 01, Contenido de Cloruros (AASHTO - T- 291)
 - 01, Contenido de Sales Solubles Totales (USBR E-8)
 - 01 pH (ASTM D-4972)

Ver Anexo III.(Resultados de los ensayos de laboratorio)

3.3 Clasificación de Suelos

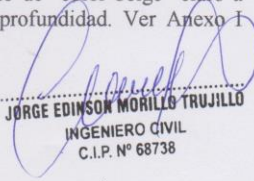
Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS – ASTM D-2487), haciéndose uso del programa Clas y Clasif.

Calicata	C-01	C-02
Profundidad (m)	1.90-3.00	2.00-3.00
Muestra	M-1	M-01
% Grava (No.4 < Diam < 3")	0.79	1.18
% Arena (No.200 < Diam < No.4)	95.96	95.40
% Finos (Diam < No.200)	3.25	3.43
Límite Líquido (%)	-	-
Límite Plástico (%)	N.P	N.P
Índice Plasticidad (%)	N.P	N.P
Contenido de Humedad, (%)	21.80	27.12
Clasificación SUCS	SP	SP

4.0 DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

De los trabajos de exploración de campo y laboratorio se concluye lo siguiente:

Calicata C-01: De 0.00 a 1.90m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad. Ver Anexo I (Registro de excavaciones)


JÓRGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

Calicata C-02: De 0.00 a 2.00m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad. Ver Anexo I (Registro de excavaciones)

Auscultación DPL-01: De 0.00 a 1.90m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.40m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad. Ver Anexo II (Registro de auscultaciones DPL)

Auscultación DPL-02: De 0.00 a 2.00m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.90m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad. Ver Anexo II (Registro de auscultaciones DPL).


5.0 ANALISIS DE LA CIMENTACION

5.1 Análisis de licuación de suelos

La evaluación del potencial de licuación se efectuó sobre el DPL-01 transformadas al número de golpes del SPT. Para dicha evaluación se consideraron sismos de magnitud $M_s = 8.0$ y aceleración máxima superficial de 0.45g. En cada perfil se aplicaron las metodologías desarrolladas por Seed e Idriss (1986), Tokimatsu y Yoshimi (1983) y Iwasaki y Tatsuoka.

Se procesó un perfil, aplicando las metodologías anteriormente mencionadas incorporadas en el programa DLICUA, desarrollado en el CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, el cual consiste en:

- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que induce un terremoto en el elemento de suelo ($\tau_d / \tilde{\sigma}_v$), de la forma propuesta en cada método.
- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que se requiere para causar licuación en el suelo ($\tau_L / \tilde{\sigma}_v$), conociendo sus características y parámetros de resistencia según se requiera en cada método.
- Evaluar el factor de resistencia a la licuación:


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

$$FL = \frac{(\tau_d / \tilde{\sigma}_v)}{(\tau_L / \tilde{\sigma}_v)}$$

- Si $FL > 1$ no se producirá licuación
- Si $FL \cong 1$ se producirá licuación marginal
- Si $FL < 1$ se producirá licuación.

Del análisis de licuación de suelos se puede concluir, que el suelo será susceptible hacer licuable hasta los 5.60m de profundidad.

5.2 Tipo y profundidad de los cimientos

El puente existente sobre el río Lacramarca, está en servicio y está conformado por un puente alcantarilla de concreto armado. Con una profundidad de desplante de 1.50m, medido desde el nivel de fondo de río o 5.00m medido desde el nivel de rasante del puente.

5.3 Presión admisible por asentamiento

Los suelos existentes dentro de la profundidad activa de la cimentación son granulares. En estos suelos la presión admisible se encuentra controlada normalmente por asentamientos y es función del ancho de la cimentación, del asentamiento máximo permisible y del número de golpes por cm obtenido en el ensayo estándar de penetración.

El análisis para cimentaciones se ha realizado utilizando el método según TERZAGHI, K. PECK, R. MESRI G. (1996), cálculo de la presión admisible por asentamiento en base a los valores de N golpes del SPT (ensayo de penetración estándar).

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^4}{B'^{0.75}} f_s f_{NF} f_F$$

- q_a = presión admisible por asentamiento en suelos granulares en kg/cm^2 .
 N_{60} = promedio número de golpes del ensayo estándar de penetración en la zona Z_i corregido por longitud de barras, diámetro de la perforación y energía.
 f_s = factor de corrección por asentamiento admisible.
 f_{NF} = factor de corrección por variación de la Napa Freática.
 f_F = factor de corrección por la forma de la zapata.
 B' = ancho efectivo de la cimentación en m.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

$$f_F = \frac{S_{d(L/B=1)}}{S_{d(L/B>1)}}$$

$$\text{si } L/B > 1 \quad f_F = \frac{1}{\left[\frac{1.25 (L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2}$$

$$\text{si } L/B = \infty \quad f_F = 0.64$$

$$f_s = \frac{\delta_L}{25 \text{ mm}}$$

5.4 Calculo de los coeficientes de empuje del terreno

En las zonas de excavación hasta los primeros 4.00m de profundidad, se tiene un ángulo de fricción interna en promedio de $\phi = 27^\circ$.

El método simplificado propuesto por Seed y Whitman proporciona un valor adecuado que permite tomar en cuenta en el cálculo de los empujes laterales el efecto de los sismos. De acuerdo a su investigación, el valor del coeficiente de empuje activo sísmico K_{as} puede calcularse como:

$$K_{as} = K_a + \frac{3}{4} K_h$$

Donde:

- K_{as} : Coeficiente de empuje activo en caso de sismo,
- K_a : Coeficiente de empuje activo estático,
- K_h : Coeficiente sísmico horizontal.

Por otro lado el coeficiente de empuje pasivo es menor en el caso sísmico que en el caso estático, Prakash y Basavanna indican que K_{ps} , es 15% menor que el K_p . Por lo tanto podemos asumir como regla práctica para muros de contención convencionales que:

$$K_{ps} = 0.85 K_p$$

Los valores recomendados para la evaluación de los empujes laterales son los siguientes:

CUADRO DE RESUMEN DE PARAMETROS FISICOS		
Peso específico de arena mal graduada (gr/cm ³)	γ	1.55
Angulo de fricción interna	ϕ°	27
Coeficiente activo estatico	K_a	0.376
Coeficiente pasivo estatico	K_p	2.663
Coeficiente en reposo	K_o	0.546
Coeficiente activo dinamico	K_{as}	0.544
Coeficiente pasivo dinamico	K_{ps}	2.263


 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomsac.com

PRESION ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO (SEGÚN TERZAGHI, K. PECK, R. MESRI G. (1996))

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^{1.4}}{B^{0.75}} f_s f_{NF} f_F$$

Donde:

- q_a = presión admisible por asentamiento en suelos granulares en kg/cm^2 .
- N_{60} = promedio número de golpes del ensayo estándar de penetración en la zona Z_1 corregido por longitud de barras, diámetro de la perforación y energía.
- f_s = factor de corrección por asentamiento admisible.
- f_{NF} = factor de corrección por variación de la Napa Freática.
- f_F = factor de corrección por la forma de la zapata.
- B' = ancho efectivo de la cimentación en m.

$$f_F = \frac{S_{c(L'/B'=1)}}{S_{c(L'/B'>1)}}$$

$$\text{si } L'/B' > 1 \quad f_F = \frac{1}{\left[\frac{1.25(L'/B')}{(L'/B') + 0.25} \right]^2}$$

$$\text{si } L'/B' = \infty \quad f_F = 0.64$$

$$f_s = \frac{\delta_t}{25 \text{ mm}}$$

Puente arcatarilla: Losa cimentación

Si:	Df=	1.50	m	(Desde el nivel de fondo del río)
	N_{60} =	5		
	B=	9.00	m	
	L=	29.00	m	
	f_r =	0.74		
	f_{NF} =	1.00		
	δ_t =	25.40	mm	
	f_s =	1.00		

q_a	=	0.13	Kg/cm ²
-------	---	------	--------------------


 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

5.5 Aspectos sísmicos

Según Norma Sismo Resistente E.030 (2016), el terreno en estudio se ubica en la Zona 04, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.45$.

Clasificación del Sitio (Fuente Norma E.030, 2016)

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_{vs}
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_1	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_2	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_3	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_4	0.80	1.00	1.60	2.00

PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Para el diseño sísmico estructural se tienen los siguientes parámetros:

Factor de ampliación del suelo $S_3 = 1.10$

Periodo predominante T_p (s) = 1.0

Periodo predominante T_L (s) = 1.6


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
www.geomsac.com

6.0 ANALISIS QUIMICO

Del análisis químico a la muestra de suelo de la calicata siguiente se tiene:

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD N.F. (m)	ION CLORUROS (ppm)	ION SULFATOS (ppm)	SALES SOLUBLES TOTALES (ppm)	pH
C-01	AGUA	2.30	401	1275	2015	6.9

Del análisis químico el suelo no medianamente agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de cemento Portland Tipo II o MS en todas las estructuras expuestas al suelo.

GEOMG S.A.C.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y el análisis correspondiente, se puede concluir lo siguiente:

- El área en estudio está limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial del río Lacramarca. Presentándose con nivel freático casi superficial en las áreas distales del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Lacramarca, 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 en las estructuras existentes.
- Afin de evitar desbordes e inundaciones del río Lacramarca por un Fenómeno El Niño o evento sísmico de gran intensidad, se recomienda mejorar la defensa ribereña en ambas márgenes del río Lacramarca, con material no erosionable y no susceptible hacer licuable, afin de evitar inundaciones y deterioros de las estructuras existentes y proyectadas.
- De los trabajos de exploración de campo, se concluye lo siguiente:

Calicata C-01: De 0.00 a 1.90m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad.

Calicata C-02: De 0.00 a 2.00m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad. Ver

Auscultación DPL-01: De 0.00 a 1.90m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.40m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad.

Auscultación DPL-02: De 0.00 a 2.00m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.90m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad.

- Del análisis de licuación de suelos se puede concluir, para un sismos de magnitud $M_s = 8.0$ y aceleración máxima superficial de 0.45g, el suelo será susceptible hacer licuable hasta los 5.60m de profundidad.

JORGE EDINSON MURILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
www.geomsac.com

- Del análisis de cimentación se tiene:

El puente existente sobre el río Lacramarca, está en servicio y está conformado por un puente alcantarilla de concreto armado. Con una profundidad de desplante de 1.50m, medido desde el nivel de fondo de río o 5.00m medido desde el nivel de rasante del puente.

$$Si Df = 1.50m, B = 9.00m \text{ y } L = 29.00m$$

$$Q_{adm} = 0.13 \text{ Kg/cm}^2$$

- Los valores recomendados para la evaluación de los empujes laterales son los siguientes:

CUADRO DE RESUMEN DE PARAMETROS FISICOS		
Peso específico de arena mal graduada (gr/cm ³)	γ	1.55
Angulo de fricción interna	ϕ°	27
Coefficiente activo estático	Ka	0.376
Coefficiente pasivo estático	Kp	2.663
Coefficiente en reposo	Ko	0.546
Coefficiente activo dinámico	Kas	0.544
Coefficiente pasivo dinámico	Kps	2.263

- Según Norma Sismo Resistente E.030 (2016), el terreno en estudio se ubica en la Zona 04, correspondiéndole un factor de zona $Z = 0.45$.

Para el diseño sísmico estructural se tienen los siguientes parámetros:

Factor de ampliación del suelo $S_3 = 1.10$

Periodo predominante T_p (s) = 1.0

Periodo predominante T_L (s) = 1.6

- Del análisis químico el suelo no medianamente agresivo a las estructuras de concreto y acero expuestas al suelo. Se recomienda el uso de cemento Portland Tipo II o MS en todas las estructuras expuestas al suelo.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

ANEXO I
REGISTRO DE EXCAVACIONES

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomgsac.com

Tesis	: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018				
Tesista	: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL				
Departamento	: Ancash	Provincia	: Santa	Distrito	: Chimbote
Calicata	: C-01			Profundidad Alcanzada (m)	: 3.00
Fecha	: 15/09/2018			Nivel Freático (m)	: 2.30

PROFUNDIDAD (METERS)	TIPO DE EXCAVACION	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			DN, g/cm ³	HN, %			
0.00	T A L U D S U P E R I O R					Arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca.	
1.90	C A L I C A T A	M-1		21.80		Arena Mal Graduada (SP): 0.79% de grava fina, subangulosas 95.96% de arena media a fina y 3.25% de finos no plásticos. Condición in situ: Muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro.	SP
3.00							

Ejecutado: H.L.D.

Revisado: M.T.J.


 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

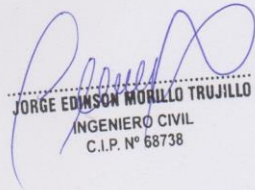
www.geomsac.com

Tesis	: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018				
Tesista	: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL				
Departamento	: Ancash	Provincia	: Santa	Distrito	: Chimbote
Calicata	: C-02	Profundidad Alcanzada (m)			: 3.00
Fecha	: 15/09/2018		Nivel Freatico (m)	: 2.20	

PROFUNDIDAD (METERS)	TIPO DE ENCLAVACION	MUESTRAS OBTENIDAS	PRUEBAS		SIMBOLO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACION (SUCS)
			DN, g/cm ³	HN, %			
0.00	T A L U D S U P E R I O R					Arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca.	
2.00	C A L I C A T A	M-1	27.12			Arena Mal Graduada (SP): 1.18% de grava fina, subangulosas, 95.40% de arena media a fina y 3.43% de finos no plásticos. Condición in situ: Suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro.	SP
3.00							

Ejecutado: H.L.D.

Revisado: M.T.J.


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

ANEXO II
REGISTRO DE AUSCULTACIONES DPL

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash
 Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com
 www.geomsac.com

TESIS	: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018		
TESISTA	: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL	REALIZADO	: J.M.T.
UBICACION	: Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	PROFUNDIDAD TOTAL (m):	6.40
FECHA DE PERFORACION	: 15/09/2018	PROF. NIVEL FREÁTICO (m):	2.30

Nivel: Terreno Natural Existente

AUSCULTACION : DPL-01

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	DN, gr/cm ³	N D P L	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA N _{DPL} = Nº de golpes / 10 cm
					N SPT	Dr (%)	σ' suelo (Kg/cm ²)	c' suelo (Kg/cm ²)	
0.10				8					
				12					
				36					
				14					
0.50				16	14	42	31.3	-	
				13					
				12					
				10					
				10					
1.00	Arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca.			8	8	32	29.7	-	
				7					
				8					
				8					
1.50				6	6	27	29.1	-	
				6					
				4					
				3					
1.80				4					
2.00	Arena Mal Graduada (SP); 0.79% de grava fina, subangulosas 95.96% de arena media a fina y 3.25% de finos no plásticos.		1.56	4	4	22	28.4	-	
				4					
				6					
2.50	Condición in situ: Muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro.	SP	1.56	5	4	22	28.4	-	
				4					
				3					
				1					
3.00			1.55	1	1	11	28.7	-	
				1					
				0					
				2					
3.50			1.55	1	1	11	28.7	-	
				2					
				3					
				1					
4.00			1.56	2	2	16	27.4	-	
				3					
				4					
				5					
4.50			1.59	12	11	37	30.6	-	
				17					
				9					
				17					
				13					
5.00			1.65	5	5	25	28.8	-	

V^oB^o :

Jorge Edinson Morillo Trujillo
 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

GEOMG S.A.C.

Geotecnia en Proyectos de Edificaciones, Eléctricas, Hidráulicas y Pavimentos. Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto.

Urb. Bellamar II Etapa Mz. B2 - Lt. 8 - 9 Nuevo Chimbote, Santa, Ancash

Claro: 943355197 / Entel: 998185953 / E-mail: geomg17@yahoo.es - informes@geomsac.com

www.geomsac.com

TESIS	: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018		
TESISTA	: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL	REALIZADO	: J.M.T.
UBICACION	: Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	PROFUNDIDAD TOTAL (m):	6.90
FECHA DE PERFORACION	: 15/09/2018	PROF. NIVEL FREÁTICO (m):	2.20

Nivel: Terreno Natural Existente

AUSCULTACION : DPL-02

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	DN. gr/cm3	N D P L	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA		
					N SPT	Dr (%)	σ suelo friccionante (Kg/cm2)	σ suelo cohesivo	N ₆₀	Nº de golpes 15 cm	
5.10				21							
				24							
				23							
				20							
5.50			1.61	11	14	41.8	31.3				
				11							
				15							
				15							
				27							
6.00			1.68	30	30	61.2	34.2				
				33							
				34							
				48							
				56							
6.50			1.80	66	60	96.6	38.0				
				60							
				57							
				59							
7.00				Desciende Lentamente							

VºBº :

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. Nº 68738

TESIS	: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018		
TESISTA	: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL		
UBICACION	: Distrito: Chimbote; Provincia: Santa; Departamento: Ancash	REALIZADO	: J.M.T.
FECHA DE PERFORACION	: 15/09/2018	PROFUNDIDAD TOTAL (m):	6.90
		PROF. NIVEL FREÁTICO (m):	2.20

Nivel: Terreno Natural Existente

AUSCULTACION : DPL-02

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	DN, gr/cm3	N D P L	CORRELACIONES				ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA Nº de golpes 10 cm
					N SPT	Dr (%)	φ (°) suelto flicionante	c (Kg/cm2) suelto cohesivo	
0.10									
0.50					20	50	32.5	-	
1.00	Arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca.				16	44.7	31.7	-	
1.50					15	43.3	31.5	-	
2.00			1.6		12	38.7	30.6	-	
2.50	Arena Mal Graduada (SP): 1.18% de grava fina, subangulosas, 95.40% de arena media a fina y 3.43% de finos no plasticos. Condición in situ: Suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro.		SP		12	33.5	30.0	-	
3.00			1.58		9	29.6	29.4	-	
3.50			1.57		6	27.4	29.1	-	
4.00			1.59		9	33.5	30.0	-	
4.50			1.59		10	33.5	30.0	-	
5.00			1.61		15	43.3	31.5	-	

VºBº :

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. Nº 68738

**ANEXO III
RESULTADOS DE ENSAYOS DE
LABORATORIO**

Tesis : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018
Tesista : MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL **Fecha** : 15/09/2018
Departamento : ANCASH **Provincia** : SANTA
Calicata : C-02 **Muestra** : M-1 **De:** 2.00 a 3.00 m **Distrito** : CHIMBOTE

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	577.80		
Peso Lavado y Seco, [gr]	558.00		
Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [gr]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050	0.00	100.00
1/2"	12.500	5.00	98.13
3/8"	9.525	0.00	98.13
N° 4	4.750	1.80	96.82
N° 10	2.000	7.90	97.46
N° 20	0.840	23.20	93.44
N° 40	0.420	83.10	79.06
N° 60	0.250	150.50	51.28
N° 100	0.150	206.70	16.16
N° 200	0.074	67.80	3.43
< N° 200		19.80	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

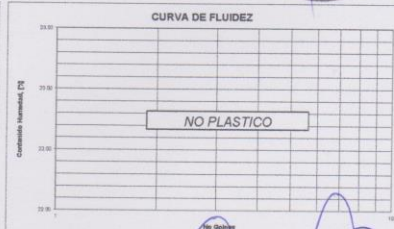
Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NO PRESENTA
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

B. LIMITE PLASTICO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		NO PLASTICO
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		61
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		21.20
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		90.10
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(1)	75.40
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	14.70
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	54.20



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	1.18%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (N°4" < Diam < 3/4")	1.18%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	95.40%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	1.37%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	18.40%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	75.63%
Finos (Diam < No.200)	3.43%
Límite Líquido	N.P.
Límite Plástico	N.P.
Índice Plasticidad	N.P.
Contenido de Humedad	27.12%
Clasificación SUCS	SP

Realizado por: H.L.D.
 Revisado por: M.T.J.

JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738



Tesis : EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE. EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018
Tesista : MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL **Fecha** : 15/09/2018
Departamento : ANCASH **Provincia** : SANTA
Calicata : C-01 **Muestra** : M-1 **De:** 1.90 a 3.00 m **Distrito** : CHIMBOTE

1. ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO (ASTM - D421)

Peso Inicial Seco, [gr]	418.20
Peso Lavado y Seco, [gr]	404.60

Mallas	Abertura [mm]	Peso Retenido [grs]	% Pasa
3"	76.000		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.500		
3/8"	9.525	0.00	100.00
N° 4	4.750	3.30	99.21
N° 10	2.000	10.10	96.60
N° 20	0.840	18.90	92.28
N° 40	0.420	59.20	78.12
N° 60	0.250	148.10	42.71
N° 100	0.150	121.80	13.58
N° 200	0.074	43.20	3.25
< N° 200		13.60	



2. LIMITES DE CONSISTENCIA (ASTM - D4318)

A. LIMITE LIQUIDO

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. No de Golpes		
2. Peso Tara, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
4. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
5. Peso Agua, [gr]	(3)-(4)	
6. Peso Suelo Seco, [gr]	(4)-(2)	
7. Contenido de Humedad, [%]	(5)/(6)x100	

NO PRESENTA

B. LIMITE PLASTICO

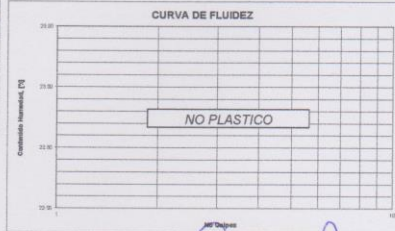
Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	

NO PLASTICO



3. CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)

Procedimiento	Fórmula	Tara No
1. Peso Tara, [gr]		10
2. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		20.40
3. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		81.30
4. Peso Agua, [gr]	(2)-(3)	70.40
5. Peso Suelo Seco, [gr]	(3)-(1)	10.90
6. Contenido de Humedad, [%]	(4)/(5)x100	50.00
		21.80



RESUMEN

Grava (No.4 < Diam < 3")	0.79%
Grava Gruesa (3/4" < Diam < 3")	0.00%
Grava Fina (1/2" < Diam < 3/4")	0.79%
Arena (No.200 < Diam < No.4)	95.96%
Arena Gruesa (No.10 < Diam < No.4)	2.42%
Arena Media (No.40 < Diam < No.10)	18.68%
Arena Fina (No.200 < Diam < No.40)	74.87%
Finos (Diam < No.200)	3.25%
Límite Líquido	N.P.
Límite Plástico	N.P.
Índice Plástico	N.P.
Contenido de Humedad	21.80%
Clasificación SUCS	SP

Realizado por: H.L.D.
 Revisado por: M.T.J.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

ANALISIS QUIMICO DE SUELO

TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPUESTA DE MEJORA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018

TESISTA: MEJÍA CADILLO JÚNIOR JOEL


UBICACIÓN: Distrito: Nuevo Chimbote – Provincia: Santa – Departamento: Ancash

FECHA: 15/09/2018

CALICATA: C-01

MUESTRA: Agua. (Nivel freático 2.30m)

ENSAYOS	RESULTADO	NORMA
Contenido de Cloruros Solubles (Cl)	401 ppm	AASHTO T291
Contenido de Sulfatos Solubles (SO ₄)	1275 ppm	AASHTO T290
Sales Solubles Totales	2015 ppm	USBR E-8
pH	6.9	ASTM D4972


JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

V°B°



ANEXO IV
PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATAS Y
AUSCULTACIONES DPL



UBICACIÓN

LEYENDA

	CALICATA
	AUSCULTACIÓN



Jorge Edinson Morillo Trujillo
 JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

Título: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA Y PROPOSTA DE MEJORA UBICADO EN LA PAMAMERICANA NORTE, EN EL DISTRITO DE CHIMBOTE - ANCASH - 2018		Código: 010101	
Autor: MEJIA CADILLO JUANOR JOEL		Escala: 1:500	
Fecha: 15/05/2018		Hoja: 6-01	
Proyecto: UBICACIÓN DE CALICATAS Y DPL		Estado: Finalizado	
Diseño: MEJIA CADILLO JUANOR JOEL		Ejecución: MEJIA CADILLO JUANOR JOEL	
Aprobación: MEJIA CADILLO JUANOR JOEL		Ejecución: MEJIA CADILLO JUANOR JOEL	

ANEXO V
PANEL FOTOGRAFICO



Foto N°03: Vista del DPL-01, De 0.00 a 1.90m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.40m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad.



Foto N°04: Ubicación de la calicata C-02. De 0.00 a 2.00m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.P. N° 68738

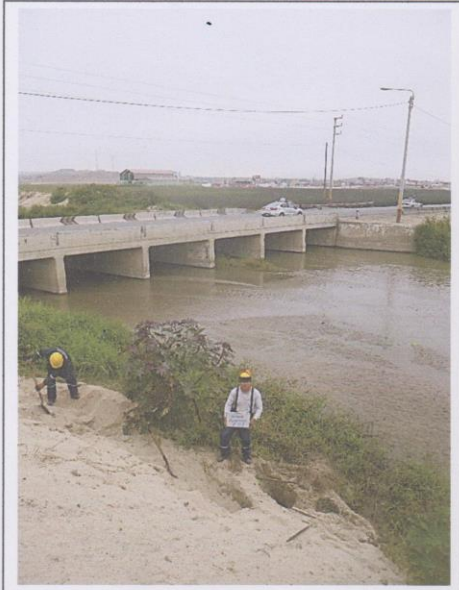


Foto N°01: Ubicación de la calicata C-01 (margen derecha). De 0.00 a 1.90m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad.



Foto N°02: Vista de la C-01, De 0.00 a 1.90m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 1.90m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), muy suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.30m de profundidad.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

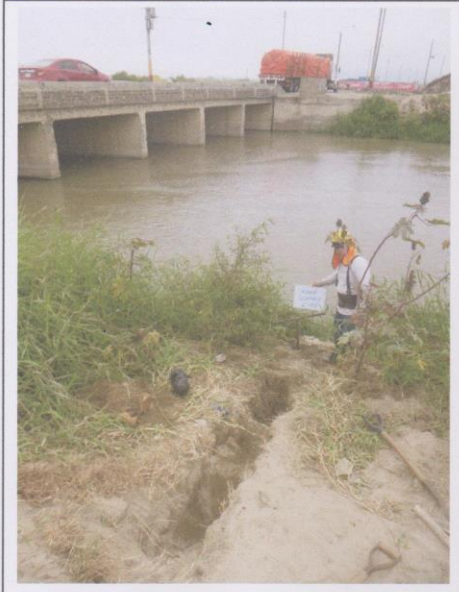


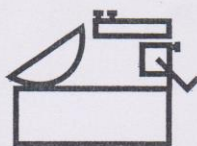
Foto N°05: Vista de la C-02 (margen izquierdo). De 0.00 a 2.00m de profundidad presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad, presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad.



Foto N°06: Vista del DPL-02, de 0.00 a 2.00m de profundidad, presencia de arena mal graduada, con raíces, materia orgánica y bloques de roca. De 2.00m a 3.00m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta, húmeda a saturado de color beige claro a beige oscuro. De 3.00m a 6.90m de profundidad presencia de arenas mal graduada (SP), suelta a compacta, saturado de color beige oscuro El nivel freático se registró a los 2.20m de profundidad.

Jorge Edinson Morillo Trujillo
JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. N° 68738

ESTUDIO DE SUELOS- PROPUESTA DE MEJORA



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

28

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE PAVIMENTACION Y CIMENTACIÓN DE ESTRUCTURAS

OBRA:

AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA
AVENIDA JOSE PARDO DESDE JR. UNION HASTA
AV. PORTUARIA EN PP JJ 03 DE OCTUBRE



SOLICITANTE:

CONSORCIO JOSE PARDO

UBICACIÓN:

DISTRITO: CHIMBOTE

PROVINCIA: SANTA

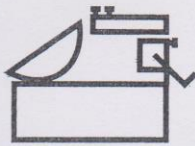
DEPARTAMENTO: ANCASH



INGEOTEC E.I.R.L

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE

SEPTIEMBRE DEL 2007



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

- Designación.	RC-250(En frío)
- Punto de Llama (medido en taza abierta).	80 grados F
-Viscosidad Furol a 60 grados C (124 °F) en segundos.	250 – 500
- Destilación (% referido al total destilado a 360 grados C (680 grados F)	
a 225 grados C	65 +
a 260 grados C	66 +
a 315.6 grados C	67 +
- Residuo de la destilación a 360 grados C. Volumen dado en % por diferencia	68 +
- Pruebas efectuadas con el residuo obtenido de la destilación:	
Penetración a 26 grados C, 100 g, 5 seg.	80 – 120
Ductilidad a 25 grados C	100 +
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %	99.5 +

El signo positivo + significa: Más de ...

6. CIMENTACION DE ESTRUCTURAS

6.1 Necesidad de uso de Pilotes

Como se desprende de la descripción del perfil geológico, los suelos que corresponden al terreno de fundación en la zona del nuevo puente (desde la cota 3.50 msnm que coincide con el nivel inferior de la fundación del antiguo puente), están constituidos principalmente por suelos gruesos limpio de finos constituidos por Arenas Gravasas Uniformes. Estos suelos se encuentran en estado suelto y sumergidos hasta el nivel de -1.00 msnm lo que hace una altura de material suelto de 4.50 m. Por debajo de este nivel



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE



encontramos un conglomerado compacto, material estable donde que puede resistir sin mayores problemas los esfuerzos transmitidos por la super estructura.

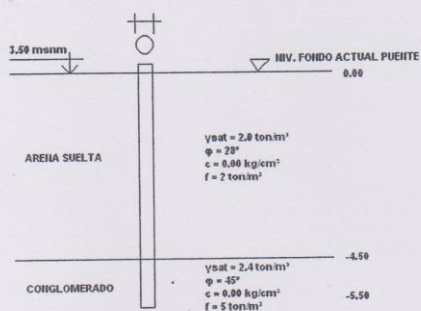
Debido a que las condiciones del suelo superficial no son favorables, se hace necesario el uso de pilotes que transmitan la carga de la estructura a través de estratos blandos a suelos más fuertes e incompresibles o a la roca que se encuentren debajo o distribuyen la carga a través de los estratos blandos que no son capaces de resistir la concentración de un cimiento poco profundo. Los pilotes de carga se usan cuando hay peligro de que los estratos superiores del suelo puedan ser socavados por la acción de las corrientes o las olas o en los muelles y puentes que se construyen en el agua.

6.2 Análisis de la capacidad de carga de pilote individual

El perfil del terreno desde la cota 3.50 msnm se puede resumir de la siguiente manera:

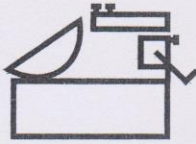
- De 0.00 m a -1.00 m Arena Suelta
- De -1.00 m a -1.80 m Arena Gravosa
- De -1.80 m a -2.70 m Hormigón
- De -2.70 m a -4.10 m Arena Gravosa
- De -4.10 m a -4.50 m Conglomerado Suelto
- De -4.50 m a -¿? m Conglomerado Compacto

Perfil que se visualiza de la manera siguiente:



INGEOTEC E.I.R.L

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

28

Para el cálculo de la capacidad de carga estática de un pilote, utilizaremos la siguiente fórmula:

$$R_t = R_p + R_f \quad (1)$$

Donde:

R_t = Resistencia total última

R_p = Resistencia última por apoyo en la punta

R_f = Resistencia última por fricción en la superficie

En Pilotes Circulares:

$$R_p = \pi R^2 (0.6 \gamma D N_\gamma + 1.3 c N_c + D D_f N_q) \quad (2)$$

$$R_f = A_1 F_1 + A_2 F_2 + \dots + A_n F_n \quad (3)$$

Cálculo de la Resistencia por punta:

Para $\phi = 45^\circ$, $N_\gamma = 400$, $N_c = 160$, $N_q = 170$

Luego: $R_p = \pi (0.15)^2 [0.60 * 1.20 * 0.30 * 400 + 1.3 * 0 * 160 + (1.0 * 1.40 + 4.5 * 1) * 170]$

$$R_p = 77.00 \text{ ton}$$

Cálculo de la Resistencia por fricción lateral:

$$R_f = \pi * 0.30 (1.0 * 5 + 4.5 * 2)$$

$$R_f = 13.19 \text{ ton}$$

Cálculo de la Resistencia Total última:

$$R_t = 77.00 + 13.19 = 90.20 \text{ ton}$$

La resistencia de trabajo se obtiene dividiendo R_t por un factor de seguridad FS, que puede oscilar entre los valores: $2 < FS < 3$

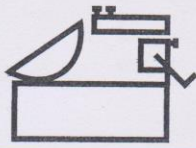
Si consideramos $FS = 2.5$, entonces la resistencia de trabajo de cada pilote será:

$R_a = 36 \text{ ton}$

INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas P...
GERENTE

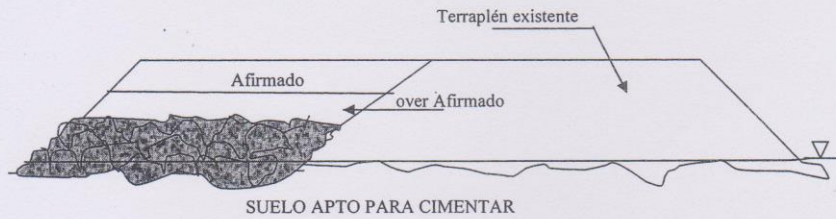




INGEOTEC E.I.R.L.

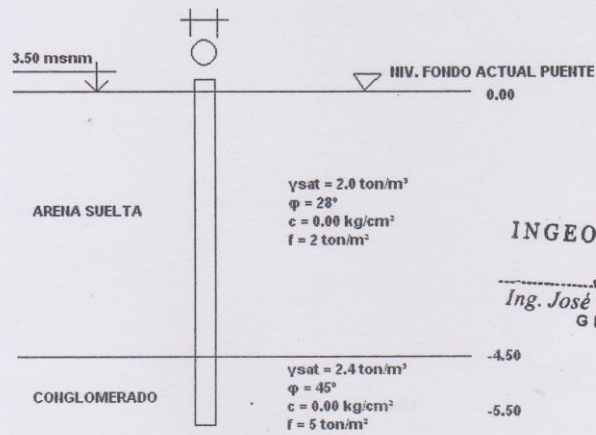
Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

- En el sector de la laguna el enrocado debe ser Cíclope con piedra de cantera granítica de una densidad no menor a 2,600 Kg/m³. Los materiales de cobertura compactada será Over Hormigón en capas de 0.25 m. La figura resume lo expresado:



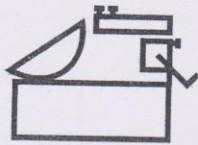
7.2 Estudio de Suelos

- Se realizaron ensayos estándar y especiales de laboratorio, así como la descripción Visual - Manual de los materiales, con la finalidad de identificar las propiedades físicas, químicas, mecánicas, hidráulicas y dinámicas del suelo sustentante. El material de apoyo en la zona del puente que se desarrolla a partir de la cota absoluta 3.50 msnm desde la base inferior de la actual losa del puente, posee el siguiente perfil geológico:



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

104

- Del cálculo estático para pilote individual teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas de los suelos en el lugar, obtenemos una capacidad de carga admisible de $q_a = 36$ ton considerando valores de punta y fricción para un pilote de 5.50 m de longitud y 30 cm de diámetro.
- Los suelos en la zona del puente poseen severa cantidad de sales solubles totales (SST = 0.21 por ciento ó 2100 ppm), por lo que recomendamos utilizar cemento Portland tipo V en el diseño de mezclas para el concreto.
- De acuerdo con la estratigrafía de la zona en estudio, los parámetros de subsuelo ante excitaciones sísmicas y a la profundidad de desplante, están designadas por la siguiente clasificación de acuerdo a las Normas Sismo - Resistentes:

Tipo de Suelo	Clasificación	Período de Vibración
Intermedio	S2	0.60 segundos



- La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la direccin considerada, se determinará a partir de los siguientes valores: $Z = 0.4g$, $U = 1.0$, $C = 2.50$ (Chequear estructuralmente, con $T_p = 0.6$ seg), $S = 1.20$, $R = 7.50$.

- El material superior natural (cota 8.50 msnm), esta identificado como una Arena Uniforme saturada (SP de acuerdo al SUCS), a la profundidad, $z = 3.00$ m desde el nivel actual de sub rasante, se le atribuye una capacidad admisible de $q_a = 0.50$ kg/cm².



Trujillo, Septiembre del 2007

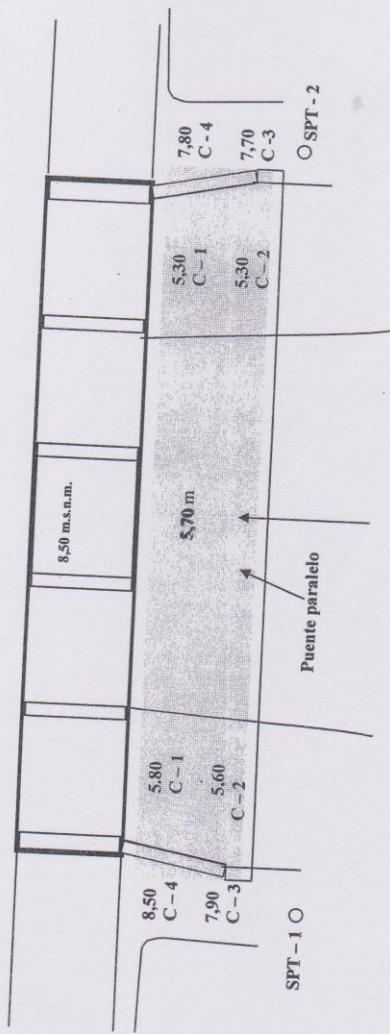
INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polanco
GERENTE

ANEXOS



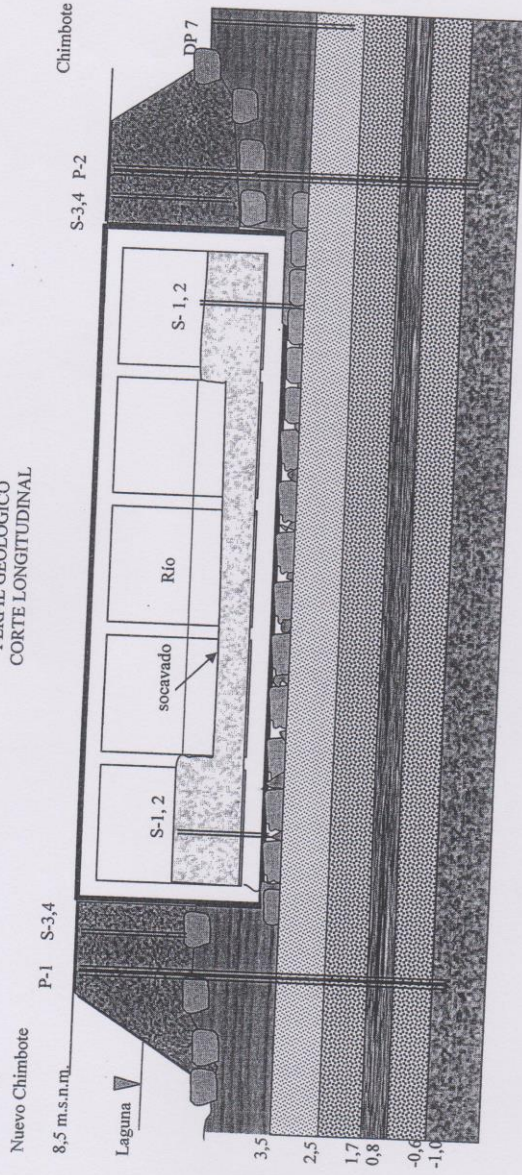
CROQUIS PUENTE PARDO
NIVEL RELATIVO 8,5 m.s.n.m.



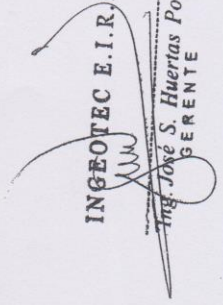
INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE

CROQUIS PUENTE PARDO
PERFIL GEOLOGICO
CORTE LONGITUDINAL



- Terraplén
- Hormigón
- Lodos
- Conglomerado
- Arena suelta
- Arena gravosa

INGEOTEC E.I.R.L.

 Ing. José S. Huertas Polo
 GERENTE



1059

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Calicata C - 2

Junto a letrero de Vivero la perla y 230 m de C - 1

0,00 m Cubierta por grama salada en arena suelta
oscurecida gris por hollines de automotor

0,00 a -0,40 m Arena de grano medio a fino de origen
eólico, rellena en dos capas, presencia de raíces de grama y
desperdicios antrópico urbano, meteorización inicial, color
beig, textura con horizonte de gramas, estructura suelta,
humedad baja.

-0,40 a -1,00 m Arena de grano medio con poco fino
segregado hacia el piso, presencia de raíces y porosidad
vertical, meteorizado oxidado, color beig con manchas de
oxido, textura arenosa media con horizontes de arena fina,
estructura medianamente densa, humedad en aumento.

-1,00 a - 1,50 m Arena de grano fino alterado por lentes
orgánicos y asenso del nivel de aguas subterránea, adición de
finos por lixiviación, meteorizado, color gris ligeramente
verdoso, textura fina, estructura blanda a pastosa.



INGEOTEC E.I.R.L.

Ingeniero José S. Huertas Polo
GERENTE

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Calicata C - 1

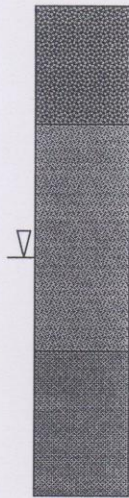
- Esquina Ministerio e Agricultura y Parque forestal
- 0,00 m Superficie arena suelta oscurecida por hollines de automotor
- 0,00 a -0,70 m Suelo arenosos fino de origen eólico, alterado por adición de materia orgánica vegetal, presencia de raíces arbóreas y salinidad, meteorizado, color marrón claro a beig, textura filamentososa, estructura suelta, esponjada con salinidad, humedad baja.
- 0,70 a -2,00 m Arena de grano medio con poco fino, presencia de raíces y porosidad vertical, meteorizado oxidado, textura arenosa media con horizontes de arena fina, estructura medianamente densa, humedad en aumento.
- 2,00 - 2,25 m Arena de grano fino alterada por el nivel de aguas subterranas, adición de finos y contenido orgánico poy lixiviación, meteorizado, color gris ligeramente verdoso, textura fina, estructura blanda a pastosa.



INGEOTEC E.I.R.L.
Ju
Ing. José S. Huerias Polo
GERENTE

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Calicata C - 3



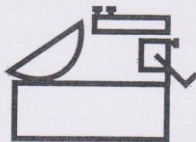
Borde de Cancha de agregados y asfalto, a 250 m de C - 2
 0,00 a -0,30 m Relleno con desperdicios de asfalto y afirmado sobre suelo arenoso, endurecido por asfalto, estado seco.

-0,30 a -1,60 m Arena de grano medio con poco fino segregado hacia el piso, presencia de raíces de árboles y porosidad vertical, meteorizado oxidado, color beige con manchas de oxido, textura arenosa media con horizontes de arena fina, estructura medianamente densa, humedad en aumento, NAF -1,30 m.

-1,60 a -2,60 m Arena de grano fino alterado por lentes orgánicos y fluctuación del nivel de aguas subterránea, adición de finos por lixiviación, meteorizado, color gris ligeramente verdoso, textura fina, estructura blanda a pastosa.



INGEOTEC E.I.R.L.
[Handwritten Signature]
 Ing. José S. Huertas Polo
 GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO PENETRACION CONO PECK

OBRA: PUENTE RIO LACRAMARCA
UBICACION: AV. PARDO - NUEVO CHIMBOTE
NIVEL DEL TERRENO : 15,00 m s.n.m.
N golpes por cada 15 cm de penetración
Fecha : 20.12.2007

Penetración	P 1	Referido a la elevación del Puente		
Emplazam.	a 10,5 m del puente	y 3,5 m del borde	del Río	
Lado	Estribo Izquierdo	Dique de encausamiento		
Niv. hoyo	0.00			8.50
h - del hoyo	2.00			
N° de tramo	N° golpes	prof. (m)	prof. Relat.	Notación
1	5	2.15	6.35	relleno
2	4	2.30	6.20	relleno
3	4	2.45	6.05	relleno
4	1	2.60	5.90	suelo blando
5	1	2.75	5.75	suelo blando
6	1	2.90	5.60	suelo blando
7	1	3.05	5.45	suelo blando
8	1	3.20	5.30	suelo blando
9	1	3.35	5.15	suelo blando
10	1	3.50	5.00	suelo blando
11	1	3.65	4.85	suelo blando
12	1	3.80	4.70	suelo blando
13	1	3.95	4.55	suelo blando
14	1	4.10	4.40	suelo blando
15	1	4.25	4.25	suelo blando
16	1	4.40	4.10	suelo blando
17	1	4.55	3.95	suelo blando
17	2	4.55	3.95	suelo blando
19	1	4.85	3.65	suelo blando
20	1	5.00	3.50	suelo blando
21	4	5.15	3.35	suelo blando
22	6	5.30	3.20	arenoso
23	3	5.45	3.05	arenoso
24	7	5.60	2.90	arenoso
25	7	5.75	2.75	arenoso
26	16	5.90	2.60	areno gravoso
27	16	6.05	2.45	areno gravoso
28	9	6.20	2.30	areno gravoso
29	11	6.35	2.15	areno gravoso
30	15	6.50	2.00	areno gravoso
31	17	6.65	1.85	areno gravoso
32	41	6.80	1.70	grava arenosa
33	80	6.95	1.55	Hormigón
34	150	7.10	1.40	Hormigón
35	116	7.25	1.25	Hormigón
36	38	7.40	1.10	grava arenosa
37	25	7.55	0.95	areno gravoso
38	66	7.70	0.80	Hormigón
39	63	7.85	0.65	Hormigón
40	42	8.00	0.50	grava arenosa
41	46	8.15	0.35	grava arenosa
42	53	8.30	0.20	grava arenosa
43	58	8.45	0.05	grava arenosa
44	29	8.60	-0.10	areno gravoso
45	33	8.75	-0.25	areno gravoso
46	34	8.90	-0.40	areno gravoso
47	28	9.05	-0.55	areno gravoso
48	68	9.20	-0.70	Hormigón
49	166	9.35	-0.85	Hormigón
50	230	9.50	-1.00	Hormigón
		9.50 m		Duro



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Calicata C - 4

A 230 m de Calicata C - 3 Frente a Local Fuente de Vida
0,00 m Cubierta de grama y arena eólica oscurecida por Hollín de trafico automotriz

0,00 a -0,05 m Arena gris, raíces y algunos antrópicos sintéticos, meteorizado por intemperismo y contaminación, textura granular fina, estructura disgregable suelta, estado seco.

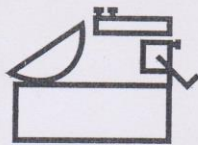
-0,05 a -1,00 m Horizontes de arena gruesa digitada con arenas de grano medio, segregación de arenas finas a partir de -0,65 m material con meteorización inicial periférica color beig alterada a marrón claro, textura irregular granulada, estructura de baja compacidad a blanda, humedad en aumento.

-1,00 a -1,35 m Arena fina y limo pastoso oscurecido por adición de soluciones orgánicas, material meteorizado, textura fina, estructura blanda y pastosa, material saturado por aguas subterráneas.

-1,35 m y Continua, Conglomerado aluvial compacto de difícil excavación, arenas gruesas y gravilla con piedra en guijarros angulosos, meteorización media, color gris oscuro, textura conglomerada, estructura densa compacta, estado saturado.



INGEOTEC E.I.R.L.
[Signature]
 Ing. José S. Huertas Polo
 GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

134

AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA AV. PARDO
PENETRACION CONO PECK

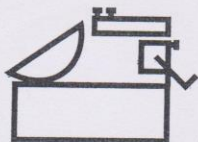
OBRA: PUENTE RIO LACRAMARCA
UBICACIÓN: AV. PARDO - NUEVO CHIMBOTE
NIVEL DEL TERRENO : 15,00 m s.n.m.
N golpes por cada 15 cm de penetración
Fecha : 21.12.2007

Penetración	P 2	Referido a la elevación del Puente		
Emplazam.	a 8,5 m del puente	y 3,5 m del borde	de Río	
Lado	Estribo DERECHO	Dique de encausamiento		
Niv. hoyo	0.00			8.50
h - del hoyo	1.75			
Nº de tramo	Nº golpes	prof. (m)	prof. Relat.	Anotación
1	6	1.90	6.60	relleno
2	9	2.05	6.45	relleno
3	8	2.20	6.30	relleno
4	9	2.35	6.15	relleno
5	15	2.50	6.00	relleno
6	11	2.65	5.85	relleno
7	11	2.80	5.70	relleno
8	8	2.95	5.55	relleno
9	7	3.10	5.40	relleno
10	7	3.25	5.25	relleno
11	5	3.40	5.10	relleno
12	7	3.55	4.95	relleno
13	6	3.70	4.80	relleno
14	8	3.85	4.65	relleno
15	13	4.00	4.50	relleno
16	19	4.15	4.35	relleno
17	12	4.30	4.20	relleno
17	3	4.30	4.20	suelo blando
19	1	4.60	3.90	suelo blando
20	1	4.75	3.75	suelo blando
21	1	4.90	3.60	suelo blando
22	3	5.05	3.45	arenoso
23	6	5.20	3.30	arenoso
24	9	5.35	3.15	arenoso
25	15	5.50	3.00	areno gravoso
26	14	5.65	2.85	areno gravoso
27	13	5.80	2.70	areno gravoso
28	7	5.95	2.55	arenoso
29	7	6.10	2.40	arenoso
30	13	6.25	2.25	areno gravoso
31	35	6.40	2.10	grava arenosa
32	40	6.55	1.95	grava arenosa
33	37	6.70	1.80	grava arenosa
34	41	6.85	1.65	grava arenosa
35	31	7.00	1.50	grava arenosa
36	21	7.15	1.35	grava arenosa
37	29	7.30	1.20	areno gravoso
38	41	7.45	1.05	areno gravoso
39	69	7.60	0.90	Hormigón
40	77	7.75	0.75	Hormigón
41	97	7.90	0.60	Hormigón
42	70	8.05	0.45	Hormigón
43	100	8.20	0.30	Hormigón
44	78	8.35	0.15	Hormigón
45	48	8.50	0.00	areno gravoso
46	33	8.65	-0.15	areno gravoso
47	31	8.80	-0.30	areno gravoso
48	52	8.95	-0.45	areno gravoso
49	99	9.10	-0.60	Hormigón
50	140	9.25	-0.75	Hormigón
51	201	9.40	-0.90	Hormigón
52	260	9.55	-1.05	Hormigón
		9,55 m		



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE



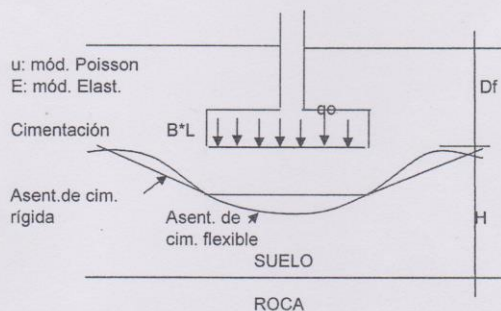
INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

OBRA: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AVENIDA PARDO
 UBICACIÓN: CHIMBOTE - SANTA - ANCASH
 SOLICITA: EDICAS SAC
 FECHA: TRUJILLO, 02 DE SEPTIEMBRE DEL 2007
 SUELO IDENTIFICADO: (SP-SM) ARENA LIMOSA UNIFORME
 DESARROLLO: A PARTIR DE -3.00 m (PROMEDIO), DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO (PUENTE)

ASENTAMIENTO INMEDIATO (Se)



Si $Df = 0$ y $H = \infty$; Cimentación Flexible
 $Se = \frac{B q_0 (1-u^2) \alpha}{E}$ (Esquina de la cimentación flexible)
 $Se = \frac{B q_0 (1-u^2) \alpha}{E}$ (Centro de la cimentación flexible)
 $Se = \frac{0.80 B q_0 (1-u^2) \alpha}{E}$ (Centro de la cimentación rígida)

Donde:
 $\alpha = \frac{1}{\pi} \{ \ln((1+m^2)^{1/2} + m) / ((1+m^2)^{1/2} - m) + m \ln((1+m^2)^{1/2} + 1) / ((1+m^2)^{1/2} - 1) \}$
 $m = L/B$
 $B =$ ancho de la cimentación $E =$ módulo de Elasticidad $q_0 =$ esfuerzo transmitido
 $L =$ longitud de la cimentación $u =$ módulo de Poisson

Para la CIMENTACION CUADRADA

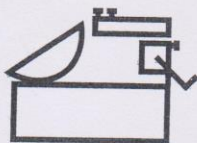
B (cm):	250
L (cm):	250
m:	1
q ₀ (kg/cm ²):	1.63
u:	0.25
E (kg/cm ²):	285
α:	1.12

Se (cm) flex. esq:	0.754
Se (cm) flex. cent:	1.507
Se (cm) rígida:	1.206



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas
 GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

CALCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE (TEORIA BELL - TERZAGHI)

OBRA: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AVENIDA PARDO
UBICACIÓN: CHIMBOTE - SANTA - ANCASH
SOLICITA: EDICAS SAC
FECHA: TRUJILLO, 02 DE SEPTIEMBRE DEL 2007
SUELO IDENTIFICADO: (SP-SM) ARENA LIMOSA UNIFORME
DESARROLLO: A PARTIR DE -3.00 m (PROMEDIO), DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO (PUENTE)

CIMENTACION CORRIDA:

FORMULA: $q_a = [0.5 \& B N\& + c N_c + \& D_f N_q] 1/F$

Donde:

&1 (ton/m3) =	1.00
&2 (ton/m3) =	1.00
B (mts) =	1.00
c (ton/m2) =	0.00
ϕ (grados) =	39
N& =	$tg^5(\theta)$
Nc =	$2tg^3(\theta) + 2tg(\theta)$
Nq =	$tg^4(\theta)$
Df (mts) =	3.00
F =	3.00
N& =	39
Nc =	22
Nq =	19

$$\theta = (45 + \phi/2)$$

q_a (ton/m2) =	25.45	2.55 kg/cm ²
------------------	-------	-------------------------

CIMENTACION CUADRADA:

FORMULA: $q_a = [0.42 \& B N\& + 1,2 c N_c + \& D_f N_q] 1/F$

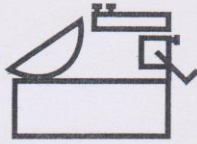
B (mts) =	2.50
Df (mts) =	3.00

q_a (ton/m2) =	32.67	3.27 kg/cm ²
------------------	-------	-------------------------



INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE



INGEOTEC E.I.R.L.

Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

746

PARAMETROS DE LOS SUELOS

OBRA: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AVENIDA PARDO
 UBICACIÓN: CHIMBOTE - SANTA - ANCASH
 SOLICITA: EDÍCAS SAC
 FECHA: TRUJILLO, 02 DE SEPTIEMBRE DEL 2007
 DATOS GENERALES:
 SUELO IDENTIFICADO: (SP-SM) ARENA LIMOSA UNIFORME
 DESARROLLO: A PARTIR DE -3.00 m (PROMEDIO), DESDE LA SUPERFICIE DEL TERRENO (PUENTE)

1) Densidad Relativa (D_r) y Angulo de fricción (ϕ)

$$D_r(\%) = 11.7 + 0.76(222N_{campo} + 1600 - 7.68 G'_{o} - 50Cu^2)^{0.50}$$

$N_{campo} = 42$
 $G'_{o} = 22.96 \text{ kN/m}^2$
 $Cu = 2.63$
 $N_{corr} = 42$

$D_r(\%) = 89 \%$

$$\phi_1 = 27.1 + 0.3 N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$$

$$\phi_2 = (20 N_{corr})^{1/2} + 20$$

$\phi_1 = 38.75 \text{ grados}$

$\phi_2 = 48.98 \text{ grados}$

2) CONSTANTE DE BALASTO (K_s)

$$K_s = q/St \text{ kg/cm}^3$$

$K_s = 2.71 \text{ kg/cm}^3$

$q = \text{Esfuerzo Transmitido}$
 $St = \text{Asentamiento}$

3) MODULOS DINAMICOS:

$$E = 5^* (N+15)$$

$N = 42$

$E = 285 \text{ kg/cm}^2$

$$G = E/2*(1+v)$$

$v = 0.25$

$G = 114 \text{ kg/cm}^2$

4) VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s)

$$V_s = 84*N^{0.5} \text{ m/seg}$$

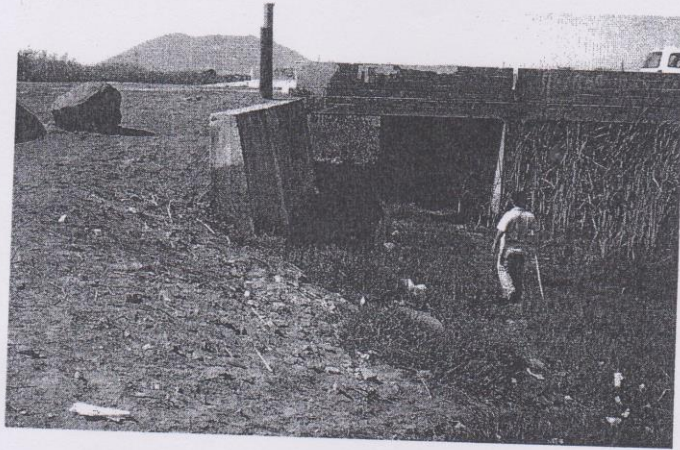
$N = 42$

$V_s = 268 \text{ m/seg}$

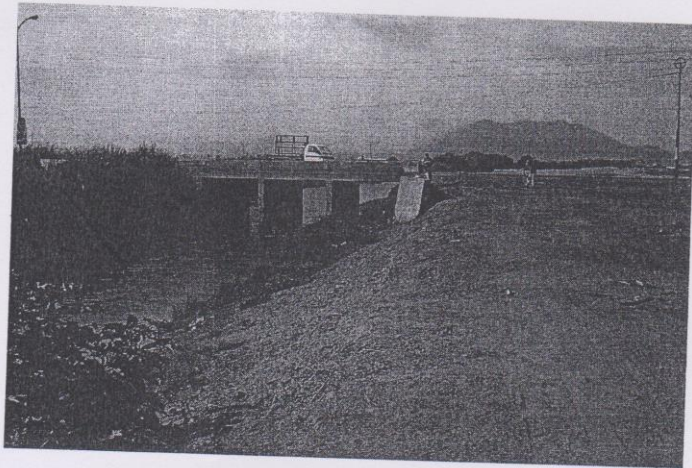


INGEOTEC E.I.R.L.

Ing. José S. Huertas Polo
 GERENTE

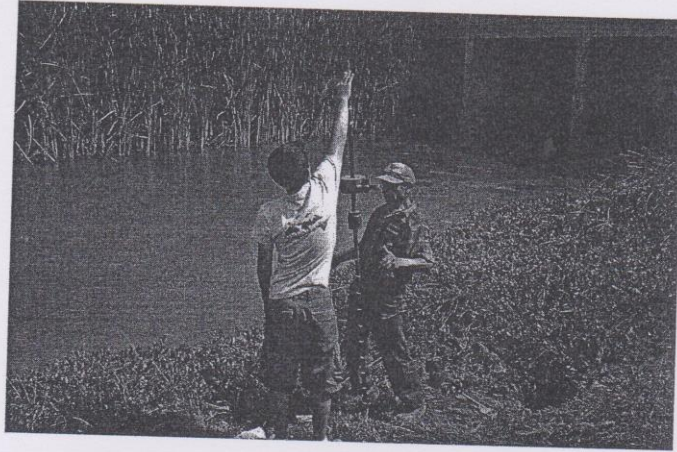


TERRENO UBICADO ENTRE LOS CRUCES DE EL JIRON UNION Y LA AV. PORTUARIA, DONDE SE REALIZARA LA AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AV. JOSE PARDO, UBICADO EN CHIMBOTE - SANTA - ANCASH

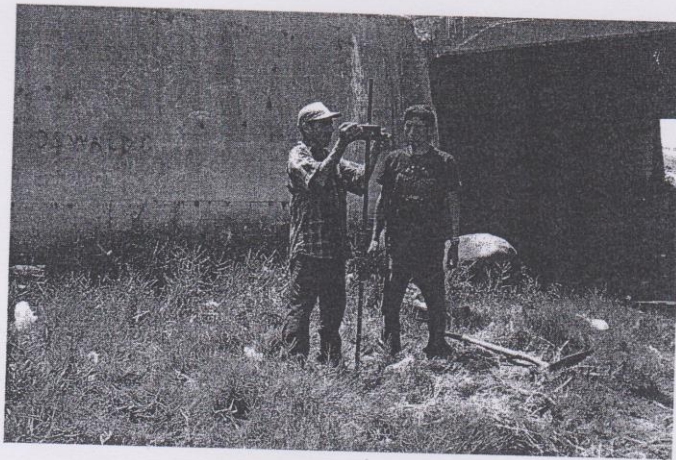


INGEOTEC E.I.R.L

[Handwritten signature]
Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE

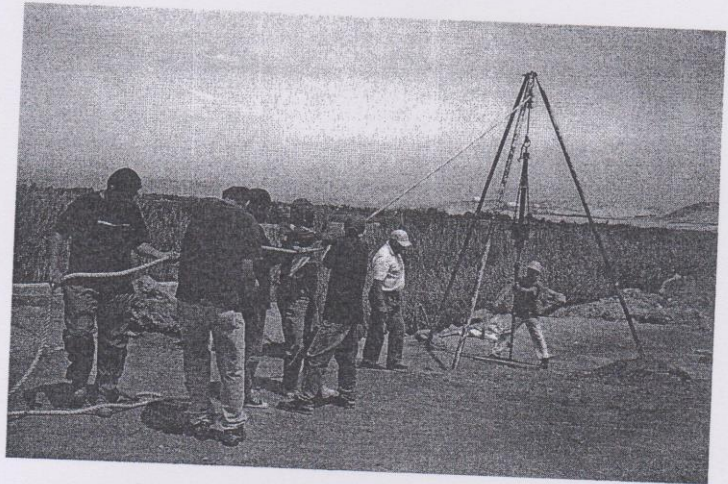


PRUEBAS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA (DPL), EN EL SECTOR DONDE SE REALIZARA LA AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AV. JOSE PARDO, UBICADO EN CHIMBOTE - SANTA - ANCASH



INGEOTEC E.I.R.L

José S. Huertas Poio
GERENTE



PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR (SPT), EN EL SECTOR DONDE SE REALIZARA LA AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LA AV. JOSE PARDO, UBICADO EN CHIMBOTE - SANTA - ANCASH



INGEOTEC E.I.R.L.

J. S. Huertas Polo
Ing. José S. Huertas Polo
GERENTE

ANEXOS N°09: SOLICITUD DE INFORMACIÓN



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Secretaría
General

Oficina de
Atención al Ciudadano
y Gestión Documental

"Decenio de la Igualdad de oportunidades para mujeres y hombres"
"Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

Lima,

07 MAYO 2018

OFICIO N° 1009 -2018-MTC/04.02

Señor
Junior Joel Mejía Cadillo
Urb. Santa Rosa G 9 – Nuevo Chimbote - Santa
Ancash -

Ref.: Expediente N° T-110909-2018

Tengo el agrado de dirigirme a usted, en atención al documento de la referencia, por el cual solicitó copia de los planos del puente Río Lacramarca ubicado en la Panamericana Norte, departamento de Ancash – Provincia distrito de Santa – distrito de Chimbote.

Al respecto, el segundo párrafo del literal b) del artículo 11° del Texto Único Ordenado de la Ley N° 27806 – Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública; modificado por el Decreto Legislativo N° 1353, señala lo siguiente: "(...) En el supuesto que la entidad de la Administración Pública no esté obligada a poseer la información solicitada y de conocer su ubicación o destino, debe reencausar la solicitud hacia la entidad obligada o hacia la que la posea, y poner en conocimiento de dicha circunstancia al solicitante.(...)"

Así mismo, conforme a lo señalado en el numeral 15-A.2° del Artículo 15° del Reglamento de la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública, incorporado por el Decreto Supremo N° 019-2017-JUS, corresponde encausar la solicitud hacia la entidad obligada o hacia la que posea la información en un plazo máximo de dos (02) días hábiles, más el término de la distancia.

En ese sentido, se pone en conocimiento que se trasladó su requerimiento a Provias Nacional mediante el Memorandum N° 1818-2018-MTC/04.02 para su atención y respuesta directa. (Se adjunta copia del documento antes citado)

Sin otro particular, hago propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi consideración.

Atentamente,

DAVID SAMUEL BASTIDAS VILLANES
DIRECTOR
OFICINA DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
Y GESTIÓN DOCUMENTAL

¹ Artículo 15-A: Encausamiento de las solicitudes de información

[...]

15-A.2 De conformidad con el segundo párrafo del inciso b) del artículo 11 de la Ley, la entidad que no sea competente encausa la solicitud hacia la entidad obligada o hacia la que posea la información en un plazo máximo de dos (2) días hábiles, más el término de la distancia. En el mismo plazo se pone en conocimiento el encausamiento al solicitante, lo cual puede ser por escrito o por cualquier otro medio electrónico o telefónico, siempre que se deje constancia de dicho acto. En este caso, el plazo para atender la solicitud se computa a partir de la recepción por la entidad competente.

DBV/vzj/gs



PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

"Decenio de la Igualdad de Oportunidades para Mujeres y Hombres"
"Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

CARGO

MEMORANDUM N° 1818 -2018-MTC/04.02

A : CARLOS LOZADA CONTRERAS
Director Ejecutivo de PROVIAS NACIONAL

ASUNTO : Solicitud de Acceso a la Información Pública presentada por JUNIOR JOEL MEJIA CADILLO

REF : Expediente N° T-110909-2018

FECHA : Lima, 27 ABR. 2018

PROVIAS NACIONAL	
E- 051625	
HORA 11:55	30 ABR. 2018
ES SEÑAL DE RECEPCION NO DE CONFORMIDAD	

Tengo el agrado de dirigirme a Usted, a fin de manifestarle que se ha recibido la Solicitud de Acceso a la Información Pública presentada por JUNIOR JOEL MEJIA CADILLO quien solicita información en aplicación a la Ley de Transparencia y Acceso a la Información Pública.

Siendo que la atención del presente pedido compete a su Despacho, cumplimos con su remisión de conformidad con lo dispuesto en el artículo 139° del Texto Único Ordenado de la Ley N° 27444 - Ley de Procedimiento Administrativo General¹.

Por lo que adjuntamos el expediente en dos (02) folios.

Atentamente,

DAVID SAMUEL BASTIDAS VILLANES
DIRECTOR
OFICINA DE ATENCIÓN AL CIUDADANO
Y GESTIÓN DOCUMENTAL

DBV/jvz/asga

¹ Artículo 139.- Presentación de escritos ante organismos incompetentes

"139.1 Cuando sea ingresada una solicitud que se estima competencia de otra entidad, la entidad receptora debe remitirla, en el término de la distancia, a aquella que considere competente, comunicando dicha decisión al administrado. En este caso, el cómputo del plazo para resolver se iniciará en la fecha que la entidad competente recibe la solicitud."

139.2 Si la entidad aprecia su incompetencia pero no reúne certeza acerca de la entidad competente, notificará dicha situación al administrado para que adopte la decisión más conveniente a su derecho.

(...)



**PROVIAS
NACIONAL**

Jr. Zorritos N° 1203 Lima Cercado - Lima - Lima - Lima
Telf.: 615-7800 anexo 4210 Fax: 615-7737

www.proviasnac.gob.pe

RUC N° 20503503639

**BOLETA DE VENTA
ELECTRÓNICA**

B001- 00000444

Lima, 30 de MAYO del 2018

SEÑOR(ES) : MEJIA CADILLO JUNIOR JOEL

Dirección : URB.SANTA ROSA MAZ G LOTE 9-ANCASH-SANTA-CHIMBOTE

D.N.I. : 77434182

Tipo Moneda : PEN - Sol

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
1.00	COPIAS PLANOS DEL PUENTE LACRAMARCA	S/. 7.00	S/. 7.00

SON : SIETE Y 00/100 NUEVOS SOLES

OP. GRAVADAS	S/.	7.00
I.G.V.	S/.	0.00
TOTAL	S/.	7.00

Observaciones de SUNAT:

La Boleta numero B001-00000444, ha sido aceptada

JqBXjLd9G6oxmhVzo7i2wwdlzWE=

Representación Impresa de la Factura Electrónica. Puede verificarla utilizando su clave SOL

Página 1 de 1



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

Viceministerio
de Transportes

Provias Nacional

"Decenio de la Igualdad de Oportunidades para mujeres y hombres"
"Año del Diálogo y la Reconciliación Nacional"

Lima, 30 de mayo de 2018

OFICIO N° 096-2018-MTC/20.14

Señor
JUNIO MEJIA CADILLO
Presente.-

Referencia : Entrega de copias
(Exp. E-51625-2018)

Me dirijo a usted, en atención al documento de la referencia, para hacerle entrega de las copias solicitadas: .

- Copia digital de planos del Puente Lacramarca.
(01 cd)

Cabe señalar, que se hace entrega de la información luego de haberse realizado el pago respectivo.

Hago propicia la oportunidad para expresarle los sentimientos de mi especial consideración.

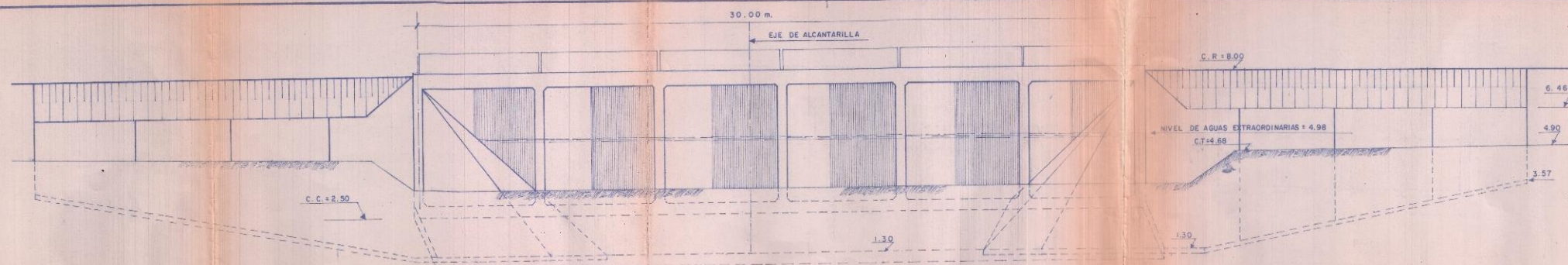
Atentamente,

Lizy Chávez García
Presidencia de Transparencia Administrativa
Provias Nacional
R.M. N° 861-2008-MTC/01

www.proviasnac.gob.pe

Jirón Zorritos 1203
Lima, Lima 01 Perú
☎ (511) 615-7800

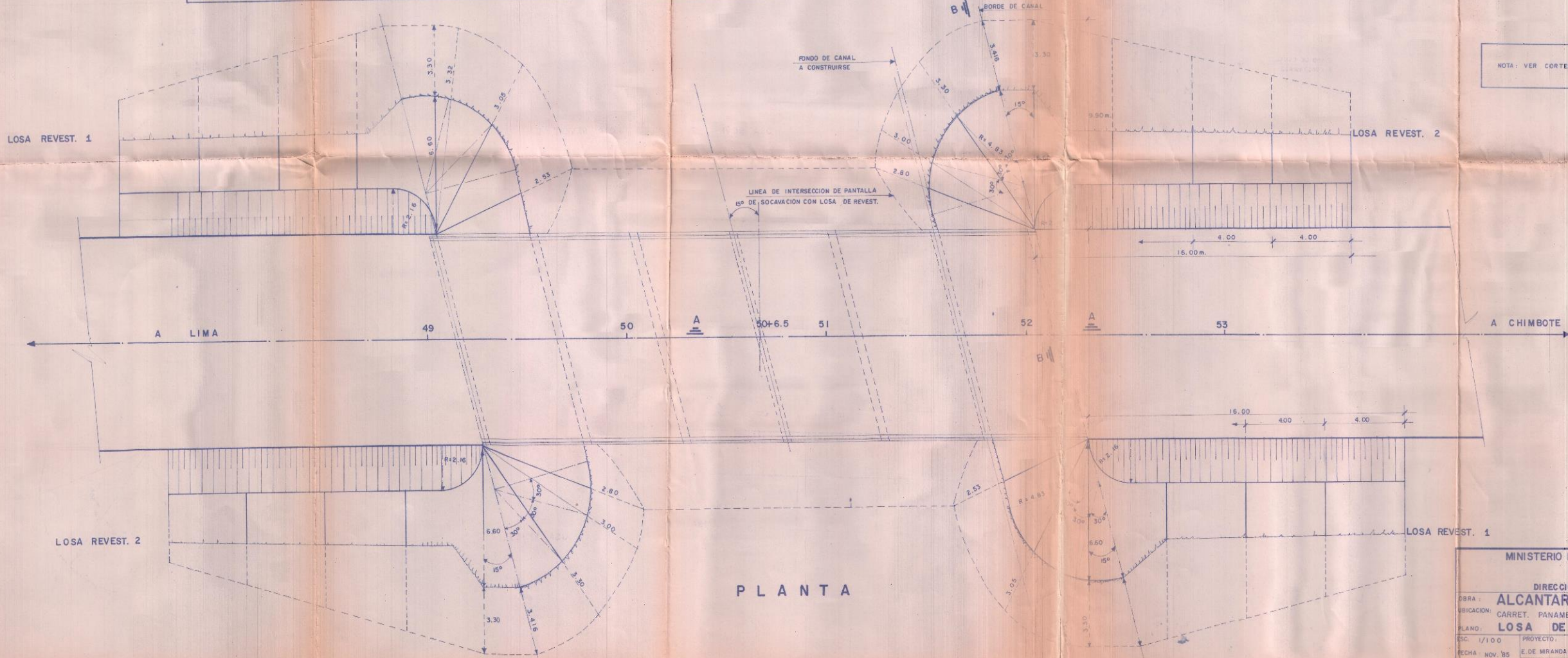
ANEXOS N°010: PLANOS



ELEVACION

COTA RASANTE		8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
COTA TERRENO	4.90	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	4.70
KILOMETRAJE							

NOTA: VER CORTES A-A, y B-B EN EL PLANO 38-3



PLANTA

Alvarado

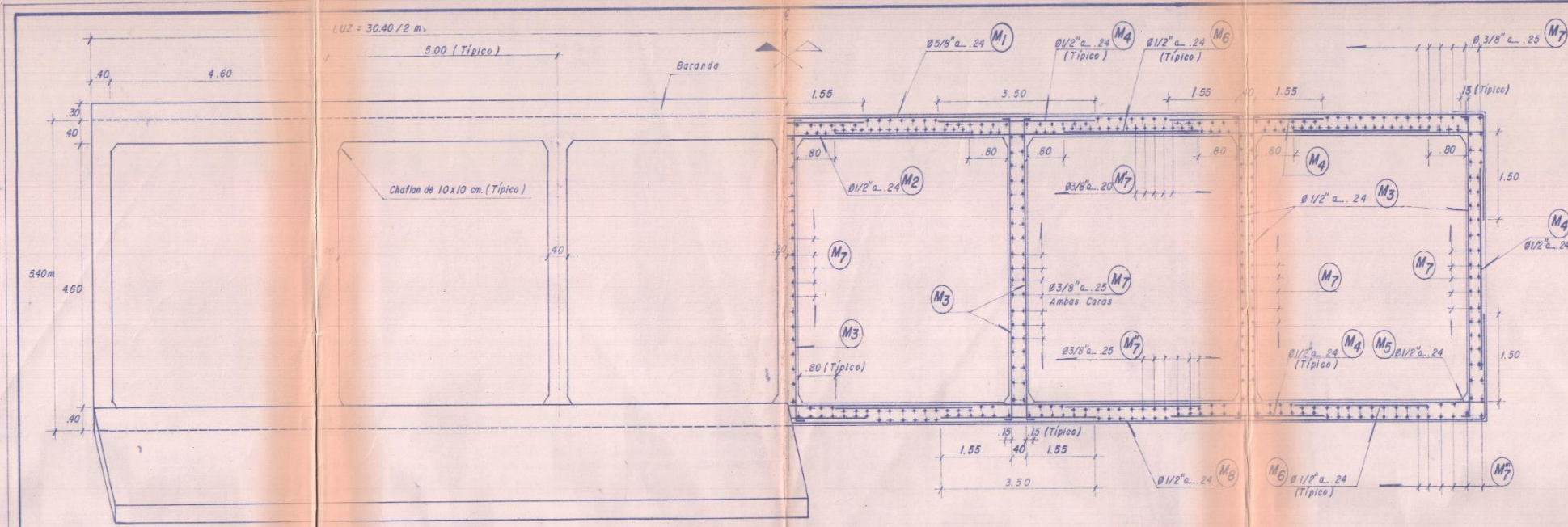


MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
 DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

OBRA: ALCANTARILLA "CHIMBOTE-II" LUZ: 30.00 m
 UBICACION: CARRET. PANAMERICANA NORTE S/C = C.-30
 PLANO: LOSA DE REVESTIMIENTO Km. = 424+506.5

ESC. 1/100	PROYECTO: E. DE MIRANDA	DISEÑO: E. DE MIRANDA	REVISADO: A. GONZALES	APROBADO: E. DE MIRANDA
FECHA: NOV. 85	MODIF.	MODIF.	MODIF.	MODIF.
DIB. A. R. R.				

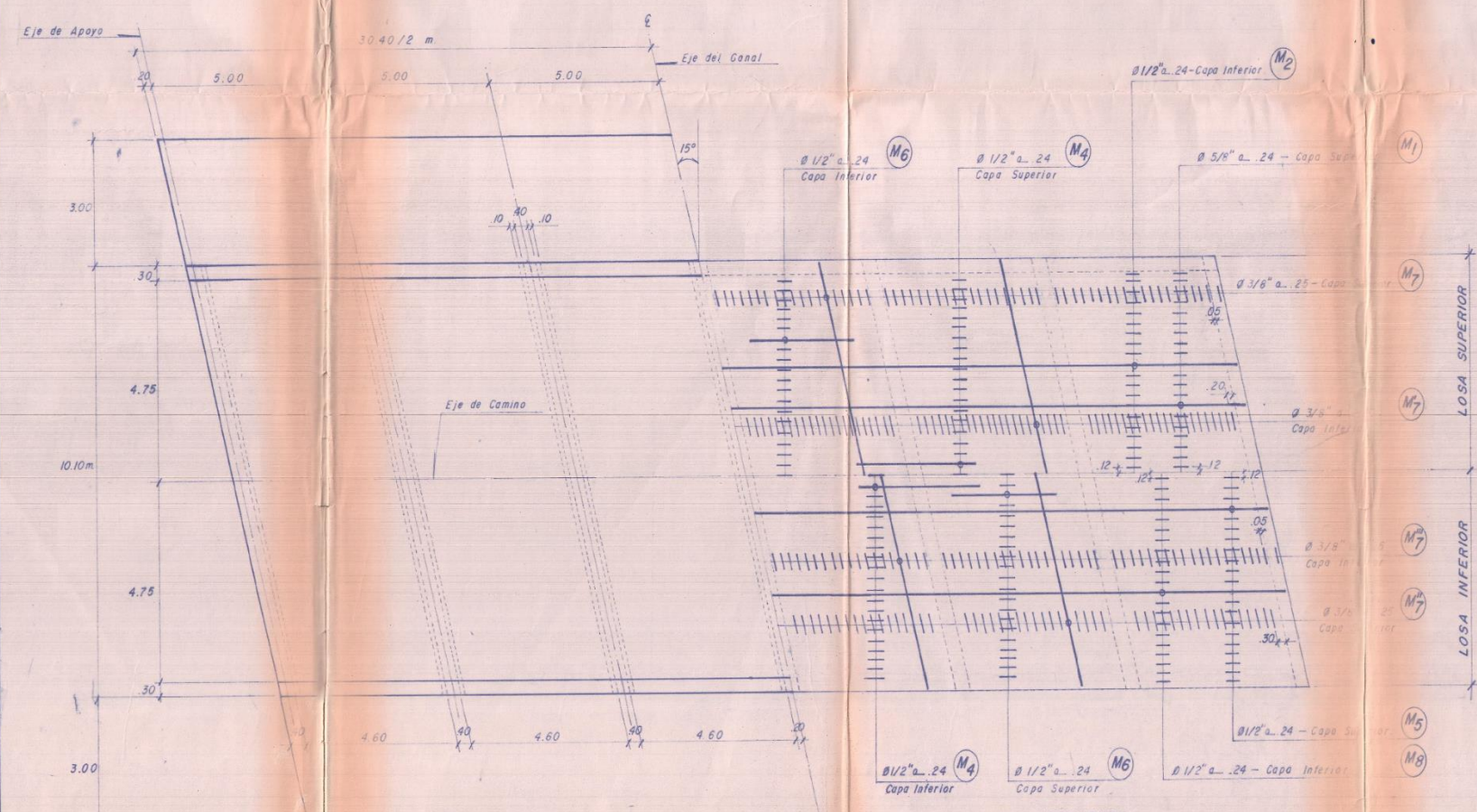
Nº 106-84
3A-3



ENCOFRADO

SECCION LONGITUDINAL
Esc. 1/50

ARMADURA



ENCOFRADO

PLANTA
Esc. 1/75

ARMADURA

METRADO ARMADURA					
TIPO	Ø	LONG./PIZA	Nº PIEZAS	Nº BARRAS/PIEZA	TOTAL
M1	5/8"	34.00	40	4 barras	160
M2	1/2"	30.30	40	3 1/2 " de 30'	140
M3	1/2"	5.60	504	1 " " "	504
M4	1/2"	3.50	484	Sob. M3	—
M5	1/2"	30.30	42	3/2 barra y Sob. M3	142
M6	1/2"	3.00	480	1/3 " y Sob. M3	159
M7	3/8"	10.37	368	1/5 " y Sob. M7	430
M8	1/2"	34.00	42	4 " " "	168
P1	3/8"	30.30	56	3/2 " Var.	196
P2	3/8"	4.00	242	1/2 " Var.	121
P3	3/8"	4.55	242	1/2 " "	121
S1	5/8"	30.30	8	3/2 " + Sob. S1	30
S2	1/2"	30.30	4	3/2 " de 30'	14
S3	3/8"	1.30	304	1/5 " " "	61
M7	3/8"	11.07	116	1/3 " " "	155
M7	3/8"	12.17	116	1/2 " " "	174

RESUMEN ARMADURA		
Ø	CANTIDAD	P E S O
3/8"	17	barras 7,520 Kgs.
1/2"	27	" 10,518 "
5/8"	190	" 2,782 "
TOTAL =		20,820 "

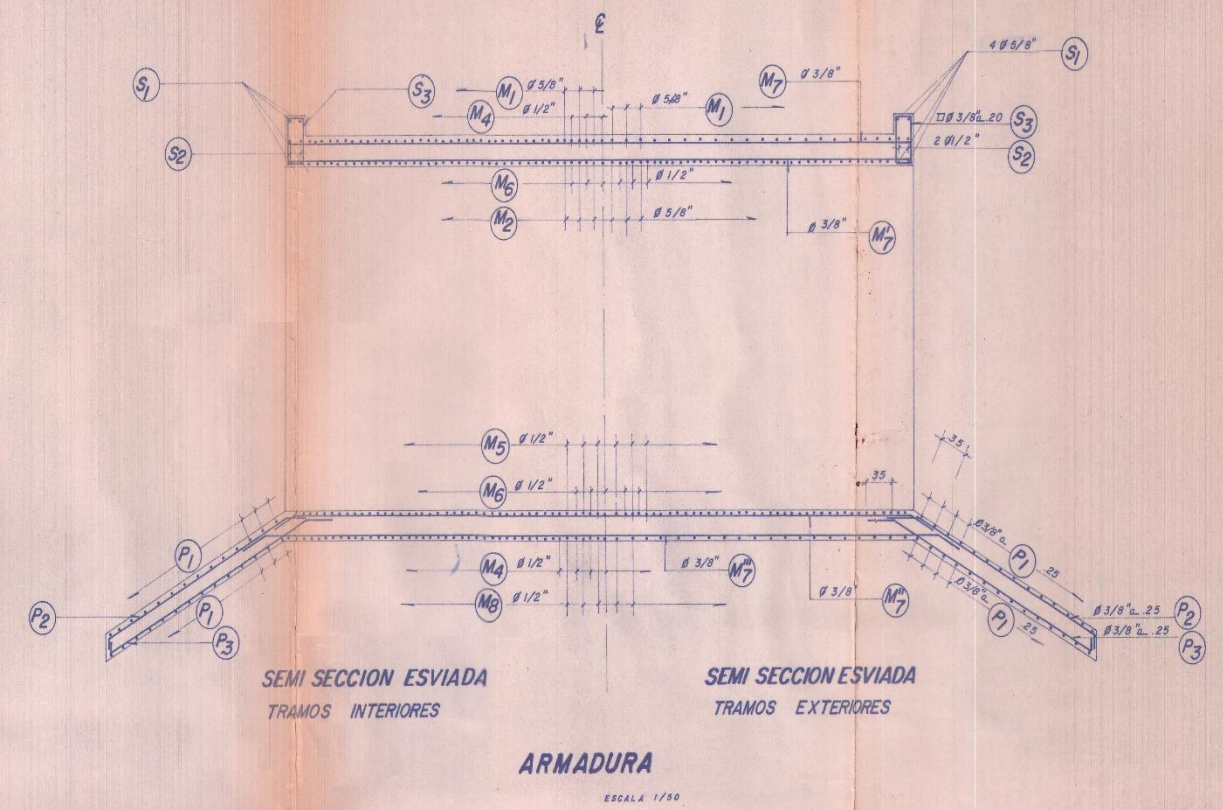
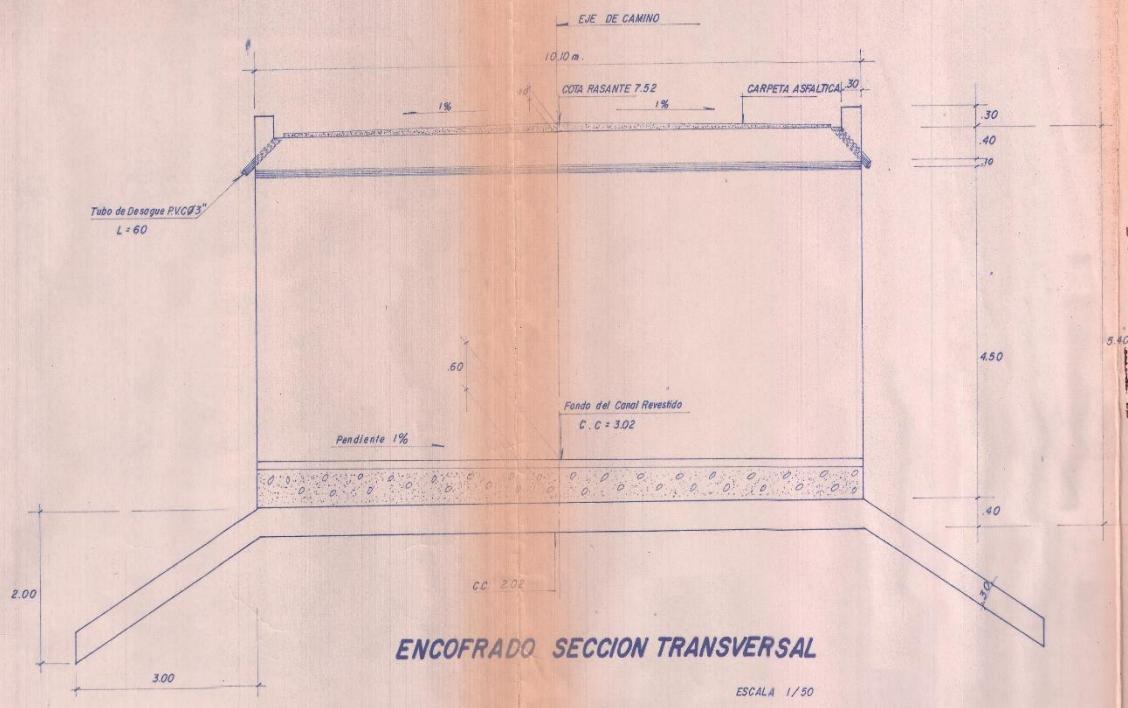
METRADO Y ESPECIFICACIONES	
- Concreto f'c = 210 kg/cm ²	453 m ³
- Superficie de Encofrado	1078 m ²
- Acero Ø-60 fy = 4,200 kg/cm ²	20,820 kg
- Recubrimiento Libre	5 cm
- Presion máxima transmitida al terreno	1 kg/cm ²

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE

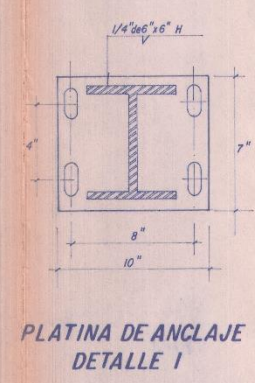
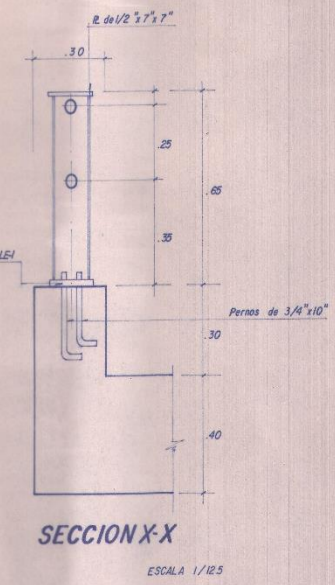
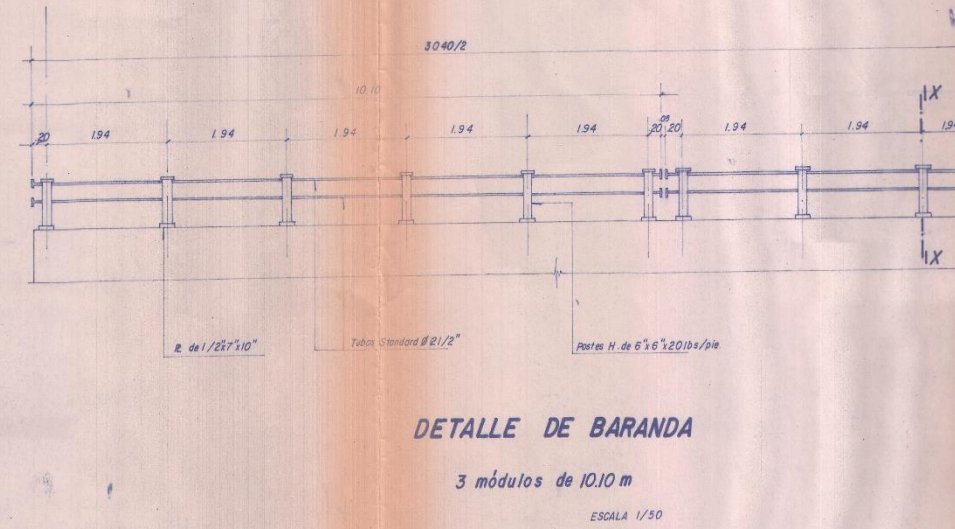
OPERA. **ALCANTARILLA "CHIMBOTE II"** LUZ = 30.00 m.
UBICACION. PROLONGACION AV. JOSE PARDO (CHIMBOTE) S/C - C-30

PLANO. **ENCOFRADO Y ARMADURA (I)** KM. 424+50.6.5

ESC. 1:1000	PROYECTO. O. ANGELES	DISEÑO. O. ANGELES	REVISADO. E. DE MIRANDA	APROBADO. C. CHUNG A.	Nº 106-84
FECHA JUNIO 64	MODIF. MODIF.	MODIF. MODIF.	MODIF. MODIF.	INGENIERE DIVISION	2-3
DIB. A.R.R.				R.C.I. 2104	

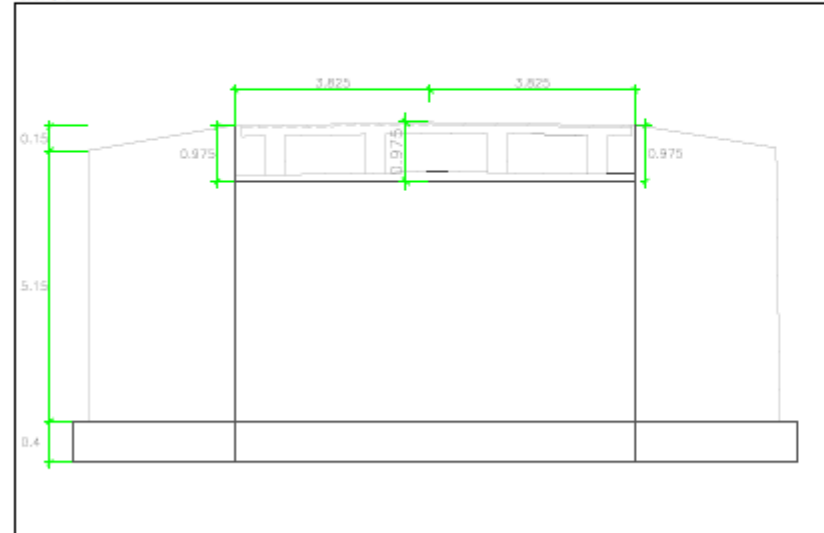


NOTA.-VER RESUMEN DE ARMADURA EN PLANO 2-3

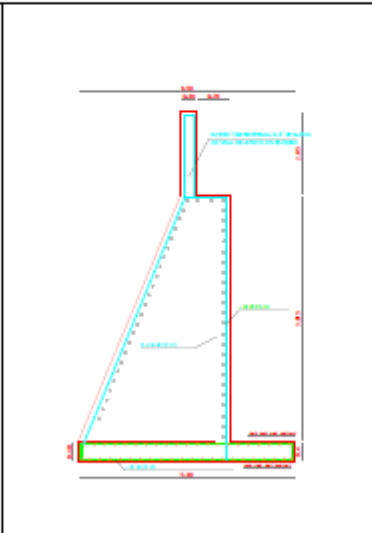


MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES			
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS DIRECCION DE PUENTES Y OBRAS DE ARTE			
ALCANTARILLA "CHIMBOTE II"		LUZ = 90.00 m	
PROLONGACION AV. JOSE PARDO (CHIMBOTE)		S/C = C-30	
ENCOFRADO, ARMADURA (2) Y BARANDA			
# = 424+506.5			
Escrito: INICIADA	PROYECTO:	DISEÑO:	REVISADO:
FECHA: JUNIO 1984	O. ANGELES F.	A. GONZALEZ L.	ELBA de MIRANDA
MODIF:	MODIF:	MODIF:	MODIF:
No. 106-84		3-3	

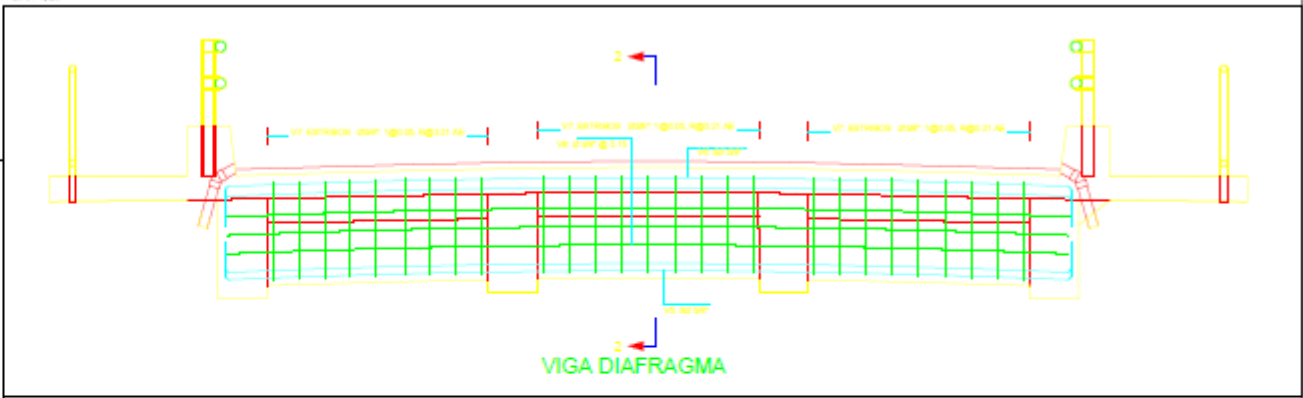
ELEVACION FRONTAL (E1)
ESC. 1/75



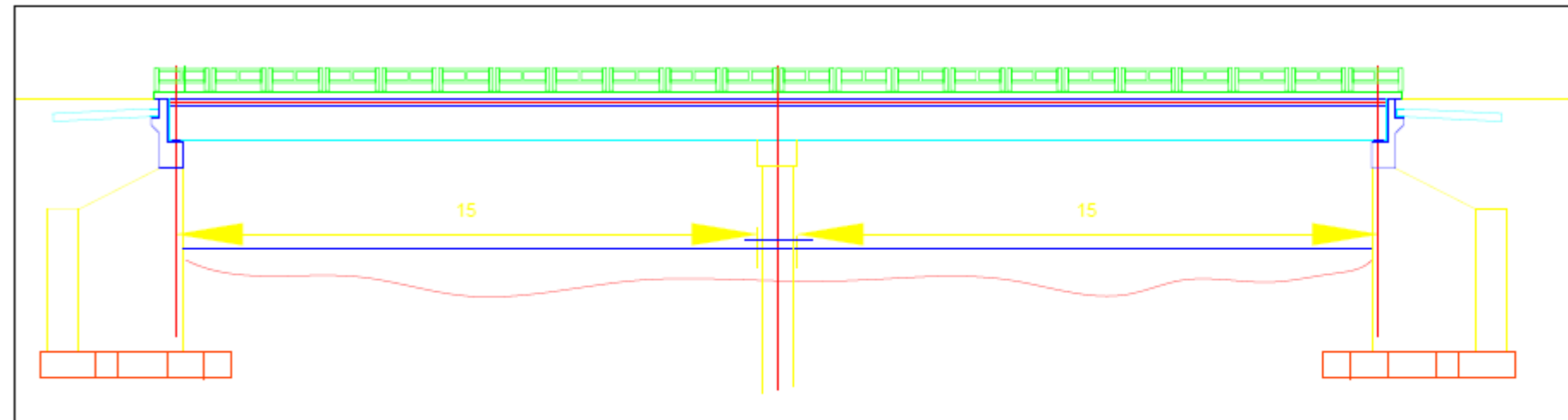
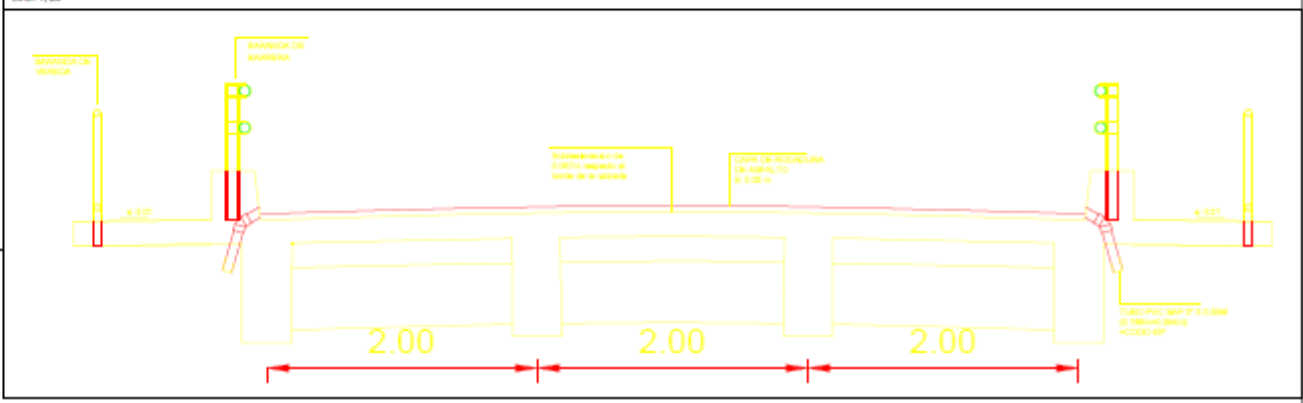
CORTE 1-1 - CORTE DE ESTRIBO
ESC. 1/75



CORTE 2-2 - VIGA DIAFRAGMA
ESC. 1/25

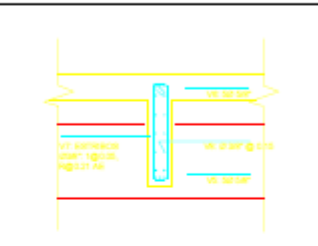


CORTE 2-2 - SECCION TRANSVERSAL
ESC. 1/25

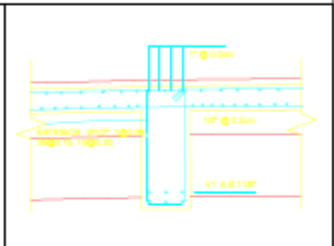


VISTA LONGITUDINAL DEL PUENTE PROYECTADO
ESC. 1/100

CORTE 2-2 - VIGA DIAFRAGMA
ESC. 1/25




CORTE 1-1 - VIGA T
ESC. 1/25



Título: "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE PROPUESTA DE MEJORA, CHIMBOTE-ANCASH-2018"
 Ubicación: PANAMERICANA NORTE, CHIMBOTE-ANCASH-2018
 TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL
 Plano: PLANO ESTRUCTURAS
 Autor: EST. ING. MEJIA CADILLO, Javier J.
 Asesor: ING. SOLAR JARA, Miguel Angel

N° de Lámina: E-01
 Escala: INDICADA
 Fecha:

ANEXO N°011:

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 08 Fecha : 17-12-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo, Dr. Rigoberto Cerna Chávez docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor (a) de la tesis titulada "EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE LACRAMARCA UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE. PROPUESTA DE MEJORA, CHIMBOTE – ÁNCASH - 2018", del estudiante MEJIA CADILLO JUNIOR JOEL, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 9% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

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

Chimbote, 17 de Diciembre del 2018



Dr. RIGOBERTO CERNA CHÁVEZ

DNI:32942267

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



Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI)
"César Acuña Peralta"

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DE LAS TESIS

1. DATOS PERSONALES

Apellidos y Nombres: (solo los datos del que autoriza)

Mejía Codilla Junior Joel
D.N.I. : 77434182
Domicilio : Urb. Santa Rosa Mz.G. Lote 9
Teléfono : Fijo : Móvil : 969895684
E-mail : joel-mc-95@hotmail.com

2. IDENTIFICACIÓN DE LA TESIS

Modalidad:

Tesis de Pregrado

Facultad : Ingeniería
Escuela : Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Título : Ingeniería Civil

Tesis de Post Grado

Maestría

Doctorado

Grado :
Mención :

3. DATOS DE LA TESIS

Autor (es) Apellidos y Nombres:

Mejía Codilla Junior Joel

Título de la tesis:

Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicada en la
Panamericana Norte. Propuestas de mejora, Chimbote - Anash - 2018

Año de publicación : 2018

4. AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN VERSIÓN ELECTRÓNICA:

A través del presente documento,

Si autorizo a publicar en texto completo mi tesis.



No autorizo a publicar en texto completo mi tesis.

Firma :

Fecha :

11/12/2018



ANEXO Nº013:



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
MEJIA CADILLO, JUNIOR JOEL

INFORME TÍTULADO:

“ EVALUACION ESTRUCTURAL DEL PUENTE DEL RIO LACRAMARCA
UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE. PROPUESTA DE MEJORA -
CHIMBOTE - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: martes, 11 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: CATORCE (14)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL