



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Evaluación dinámica del puente Lacramarca, ubicado
en la Av. José Pardo, Chimbote, Santa, Ancash - 2020.

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Yacila Paredes, Elwis Nicolaz (0000-0002-8310-4985)

ASESOR:

Mgtr. Muñoz Arana, José Pepe (0000-0002-9488-9650)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico Estructural

CHIMBOTE – PERÚ

2020

Dedicatoria

Principalmente a Dios, por ser mi inspirador y por darme fuerzas necesarias para seguir hacia mis metas, siendo una de ellas y la de mayor anhelo: la de ser Ingeniero. Y también por otorgar una familia maravillosa, quienes han creído en mí siempre, dándome ejemplos de superación, humildad y sacrificio.

A mis hijos Kayla y Kaleb, ustedes son mi principal razón de esforzarme cada día, son mi motivación e inspiración para realizar éste y todos mis proyectos de la vida.

A mi padre Teodoro por haberme forjado como la persona que soy. A mi madre Palmira tus esfuerzos son impresionantes y tu amor para mi es invaluable; me formaron con reglas para alcanzar mis anhelos.

También con todo amor y cariño a mi amada esposa Edith por creer en mí, tu ayuda ha sido fundamental.

Agradecimiento

A mi institución educativa superior César Vallejo, por su noble y elogiada labor como institución

A mi asesor de tesis, por haberme guiado a lo largo de todo el proceso de elaboración de este trabajo de investigación.

A mi hermano Alexander, gracias por tu apoyo, me has ayudado a cumplir una meta más en mi vida. Y a todos mis hermanos que siempre me ayudaron incondicionalmente sus enseñanzas las aplicó cada día.

A mi sobrino Marlon tu ayuda ha sido fundamental para la culminación de mi Tesis. Así mismo, a toda mi familia les agradezco no solo por estar presente aportando buenas cosas a mi vida, sino por grandes lotes de felicidad y de diversas emociones que siempre me han causado.

Además, a todos los docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil, que han compartido sus conocimientos que fueron de ayuda para mi desarrollo a lo largo de mi carrera.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Carátula	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Índice de contenidos	iii
Índice de tablas	vi
Índice de figuras	vii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	5
III. METODOLOGÍA	24
3.1. Tipo y diseño de investigación	24
3.2. Variable y operacionalización	24
3.3. Población y muestra	25
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	25
3.5. Procedimiento	26
3.6. Métodos de análisis de datos	26
3.7. Aspectos éticos	26
IV. RESULTADOS	27
V. DISCUSIÓN	55
VI. CONCLUSIONES	57
VII. RECOMENDACIONES	58
VIII. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL	59

REFERENCIAS	61
ANEXOS	69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor de presencia múltiple, (m)	13
Tabla 2. Incremento por carga dinámica, IM	13
Tabla 3. Definición Clase de Sitio	13
Tabla 4. Zonas Sísmicas	16
Tabla 5. Factor de condición, φ_c	18
Tabla 6. Factor de Sistema, φ_s	18
Tabla 7. Valores del Periodo fundamental.	38
Tabla 8. Valores del Espectro de Respuesta elástico	39
Tabla 9. Capacidad de Momento Flexionante	44
Tabla 10. Demanda de estado Límite de Resistencia I	45
Tabla 11. Demanda de estado Límite de Servicio I	48
Tabla 12. Coeficientes de Participación másica	51
Tabla 13. Reacciones para el Análisis Espectral Multimodal	52
Tabla 14. Desplazamientos para la Evaluación Dinámica	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Modelo Espectro de respuesta	15
Figura 2. Carril de diseño	34
Figura 3. Creación de ejes en el software SAP2000	36
Figura 4. Espectro de respuesta inelástico del puente	39
Figura 5. Carga Muerta (DW)	40
Figura 6. Carga de asfalto (DW)	40
Figura 7. Empuje del terreno horizontal (EH)	41
Figura 8. Sobrecarga viva (LS)	41
Figura 9. Cargas hidráulicas (WA)	42
Figura 10. Cortante, Momento y Carga Axial Envolvente de Resistencia I	46
Figura 11. Cortante, Momento y Carga Axial Envolvente de Servicio I	47
Figura 12. Diagrama de nomenclatura de elementos	49
Figura 13. Comprobación por durabilidad - Estado Límite de Servicio I	49
Figura 14. Comprobación a Tracción vs Módulo de Rotura - Estado Límite de Servicio I	50
Figura 15. Modos y periodos de vibración del puente	53

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado: “Evaluación dinámica del puente Lacramarca, ubicado en la Av. José Pardo, Chimbote, Santa, Ancash, 2020” tiene como principal objetivo el de evaluar el comportamiento a nivel dinámico de vía que se dirige de Norte a Sur del puente Lacramarca, es así esta vía se convierte en la muestra de la investigación.

La metodología se llevó a cabo mediante observaciones y datos tomados en campo, además de; propiedades mecánicas obtenidas por la Municipalidad Provincial del Santa; con estos datos, se determinaron los parámetros a utilizar en base al método de análisis Stadarnd y un Análisis Espectral Multimodal.

Una vez realizado el cálculo y el análisis se llegó a la conclusión que para las secciones más críticas plasmadas en el informe, se interpretó que demanda de sollicitación era desfavorable a las condiciones actuales del Puente Lacramarca.

Palabras clave: Comportamiento sísmico, Puente, Río, Lacramarca

ABSTRACT

The main objective of this research, entitled "Dynamic evaluation of the Lacramarca Bridge, located at José Pardo Avenue, Chimbote, Santa, Ancash, 2020", is to evaluate the dynamic level of the road that runs from north to south of the Lacramarca Bridge.

The methodology was carried out through observations and data taken in the field, in addition to mechanical properties obtained by the Santa Provincial Municipality. With these data, the parameters to be used were determined based on the Standard analysis method and a Multimodal Spectral Analysis.

Once the calculation and analysis were made, it was concluded that for the most critical sections of the report, it was interpreted that the request was unfavorable to the current conditions of the Lacramarca Bridge.

Keyword: Seismic behaviour, Bridge, River, Lacramarca

I. INTRODUCCIÓN

Ciertamente los puentes es una buena alternativa para brindar soluciones viales para conectar lugares por medio de un puente vehicular. Antes del año 2004 en el Perú no había conocimiento de la cantidad y condición de los puentes, además de ello, no se contaba con algún órgano estatal responsable del mantenimiento de estas estructuras, como consecuencia de esto, el MTC a través de GMR realizó un inventario que evidenciaba el número de puentes en toda la red a nivel nacional, y la clasificación por tipo, hasta esa fecha se llegó a contabilizar el número de puentes, pontones y cruces, siendo 1 086, 438, 89 respectivamente (MTC, 2009).

Añadiendo a la información brindada en el 2009, los resultados que fueron obtenidos en el inventario vial realizados en el año 2010, se evidenció que el Perú tiene 2 227 mil estructuras aproximadamente con una red vial de longitud 23 072km, de las cuales un 24.83% son concesionadas, y por el otro lado un 7.36% de las no concesionadas, se encuentran en estado apto y con un diseño de carga actual; un 21.24% presentaron fallas debido a una carga menor de 48Tn., 4.49 % de estructuras modulares son antiguas y el 40.28% se detectaron como puentes provisionales que no son recomendables para la carga de tráfico actual (MTC, 2010).

Por lo tanto, resulta sumamente necesario realizar la inspección visual de las posibles fallas que pueda tener esta estructura, dado que es parte del rastreo para prever y corregir fallas que se pueda ocasionar en el concreto debido a la fricción del flujo del agua, eventos sísmicos, entre otros (Bustamante y Gonzales, 2014, p.17).

La cantidad vehicular que existe entre el tramo de Nvo. Chimbote y la ciudad de Chimbote han ido deteriorando la condición del Puente Lacramarca que está ubicado en Av. José Pardo, Chimbote, Santa, Ancash; adicionalmente, se puede indicar que en tiempo de desbordes es usada como vía alterna para unidades pesadas, siendo debido a los

desbordes y a la colmatación producidos por el fenómeno del “El niño costero”, se pueden observar anomalías en el puente. Además, se observa juntas de dilatación no uniformes, grietas, algunas fisuras y el acero estructural es visualizado.

Es de mucha y vital importancia, el análisis y estudio de los puentes, dado que, proporciona muchos beneficios a la población, desde la seguridad vial de peatones, hasta la regulación de la transitabilidad (Mejía, 2018). Sin embargo, si no se realiza un análisis dinámico de este, frente a un evento sísmico donde se producen vibraciones a nivel de suelos con periodos relativamente altos, la estructura tiene un comportamiento elástico, y este hace que sus deformaciones sean mucho más grandes que en un análisis estático.

Tanto el distrito de Chimbote y Nuevo Chimbote, están en una ubicación geográfica donde el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), lo cataloga como zona 4 en el mapa de sismicidad (RNE, 2019); por lo tanto, el estudio de un análisis dinámico resulta de vital importancia dentro de los parámetros que nos brinda el reglamento.

El análisis dinámico de los puentes se ha visto eludido debido a que no existen normas específicas que parametricen las solicitaciones nacionales, prácticamente se realizan los diseños estáticos de los puentes según la norma AASHTO LRFD, siendo esta una referencia total de la guía de diseño de puentes que nos brinda el MTC.

Es de vital importancia el análisis estructural de los puentes, así como su adecuado proceso constructivo, escogiendo los materiales adecuados y de calidad óptima, debido a que aportará muchos beneficios de prevención a la sociedad ante un evento natural externo, además de una gran utilidad para la sociedad, en seguridad vial y en el tránsito de peatones y vehículos (Mejía, 2018, p.11).

La necesidad del desarrollo del presente trabajo de investigación radica en la obligación que tienen las entidades para realizar estudios y análisis sísmicos a estas estructuras que son esenciales para la conectividad entre dos puntos, que durante el tiempo de vida útil se ven deteriorados por distintas fallas ocasionadas por eventos dinámicos, “actualmente, son varios los artículos, investigaciones y publicaciones acerca de patología de puentes” (Contreras y Reyes, 2014, p.37). A pesar que, la normativa peruana es una referencia total de normas internacionales, se ha descrito la presente tesis dentro de parámetros sísmicos nacionales (RNE) y modelos de análisis internacionales AASHTO.

Por lo mencionado, podemos formular lo siguiente: ¿Cuál fue el resultado de la evaluación dinámica del puente Lacramarca realizada, de la av. Pardo en Chimbote, Santa, Ancash-2020?

Por lo tanto, como justificación a nuestra investigación tuvo como finalidad realizar la evaluación dinámica del puente Lacramarca, de la avenida Pardo, Santa, Ancash-2020, siendo esto para beneficio de los moradores de la ciudad de Chimbote y el caso específico es el puente Lacramarca de la avenida Pardo, el cual presenta algunas fallas estructurales obtenidas por la inspección visual, debido a falta de consideraciones de las sollicitaciones dinámicas que han ido afectando este puente, en el caso específico al antiguo, durante todo la vida útil. En cuanto a las cargas vehiculares, que corresponden a cargas dinámicas por rodadura, son las que afectan debido al aumento de vehículos de carga pesada que transitan por esta vía alterna de la panamericana, además de su crecimiento en su peso, causado por la necesidad con fines lucrativos. También se debe al crecimiento económico del distrito que permite la constante transitabilidad de mercadería mediante estos vehículos pesados. Por lo tanto, se justifica la investigación de evaluación dinámica con el fin de buscar y fomentar la evaluación dinámica adecuada para la estructura de puentes. Finalmente, esta investigación podrá servir para

otros investigadores en la ingeniería civil, como datos técnicos para que sigan realizando investigaciones en esta rama, que es evaluación dinámica de puentes.

Para llegar a alcanzar este propósito, podemos decir que la hipótesis es implícita, debido a ser una investigación descriptiva, por lo tanto, mi objetivo general es: Evaluar el comportamiento dinámico del Puente Lacramarca, ubicado en la Av. José Pardo, Chimbote. En tal efecto para obtener ese resultado los objetivos específicos son: Identificar el estado actual del puente Lacramarca, ubicado en Av. José Pardo, Chimbote, a nivel físico, mecánico y químico. Calcular la demanda según el estado límite de resistencia del puente Lacramarca, ubicado en Av. José Pardo, Chimbote, Santa, Ancash. Calcular la demanda según el estado límite de servicio del puente Lacramarca, ubicado en la Av. José Pardo, Chimbote. Determinar, según los parámetros de sismicidad, el análisis espectral multimodal del puente Lacramarca, ubicado en Av. José Pardo, Chimbote.

II. MARCO TEÓRICO

Para describir las definiciones al tema, se propone a exponer un recuento de los antecedentes a este proyecto. Bustamante y González (2014) en su tesis donde realizo una evaluación, un diagnóstico y brindo una alternativa para la patología encontrada en el puente Román en barrio Manga. Tuvo como objetivo realizar un diagnóstico de la patología del puente Román en el Barrio Manga en Colombia, realizando ensayos e inspecciones visuales con la determinación de brindar una propuesta de intervención como medida de rehabilitación y mantenimiento. Teniendo como resultado evidencias fotográficas que muestran los tipos de fallas tanto estructurales como de conductas humanas.

Así mismo, Contreras y Reyes (2014) en su tesis: evaluación, diagnóstico patológico y brindar propuesta de intervención del puente Romero Aguirre, tuvo como objetivo hacer una evaluación de los daños evidentes en el puente, ubicado en Cartagena, Colombia, teniendo como conclusión la evidencia identificación de las condiciones físicas en las que se encuentra el puente Romero Aguirre, sirviendo de modelo a ingenieros y personas interesadas en evaluación de patologías en estructuras o afines, debido a que cuenta con su propio modelo de evaluación y diagnóstico para este caso de estructuras.

Ahora bien, Peñuela y Sossa (2015) en su trabajo de investigación sobre las patologías mecánicas encontradas en los puentes vehiculares en la

localidad de Fontibón, tuvo como objetivo hacer una evaluación de las patologías mecánicas de un conjunto de puentes vehiculares ubicados en la localidad de Fontibón, Bogotá, Colombia, teniendo como conclusión que, debido a las diferentes patologías que presenta uno de los puentes en estudio ubicado específicamente en la Calle 26 en la av. Boyacá, necesita una intervención de carácter urgente.

Por su parte, Rojas (2016) en su tesis trabajo de investigación en donde determino y realizo la evaluación de las patologías presentes en el concreto armado en los elementos estructurales del puente de tipo viga de Chanchará, en el río Pongorá, en el distrito de Pacaycasa en Huamanga, región de Ayacucho; en el cual tuvo como objetivo realizar la determinación de fallas y evaluación de las patologías del puente de concreto armado del puente vehicular en Chanchará, ubicado en la ciudad de Ayacucho – Perú, concluyendo así, que el estado del puente es muy desfavorable y con la recomendación de su demolición para una posterior demolición.

De la misma forma, Vargas (2017) en su tesis titulada evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos, tuvo como objetivo realizar el desarrollo metodológico sobre la evaluación del desempeño de las estructuras de puentes existentes en el Perú, donde concluye con el hecho de que un análisis dinámico incremental resulta siendo un método eficaz, debido a que realiza una base de datos extensa, esto hace que la interpretación de los resultados sea más precisa, recomendando a los ingenieros estructuralistas a realizar es sustituir el muestreo estratigráfico de los suelos (SPT) con un método de la regresión para los sistemas no lineales.

Por otro lado, Mejia (2018) en su tesis denominada evaluación de la estructura del puente Lacramarca ubicado en la panamericana norte con una propuesta de una mejora, tuvo como objetivo realizar la evaluación

estructural de este puente, sin embargo realiza una propuesta sin considerar parámetros sísmicos, tiene como conclusión, dentro de todo, se comprueba mediante criterios de normas internacionales, resulta que el área del acero es insuficiente para el soporte de momentos de servicio últimos y recomienda al final un estudio de penetración de suelos SPT a mitad del claro para obtener resultados más detallados a nivel de losas inferiores.

En el siguiente punto definiremos a un puente como una vía estructural que brinda continuidad entre dos puntos. Suele sustentar una carretera, un camino o una vía férrea; también transporta tuberías y las líneas de energía. Además, los puentes acueductos, soportan un canal o conductos de agua; y los viaductos son construidos en terreno seco. También los puentes elevados cruzan autopistas y vías de tren (Rodríguez, 2014, p.1-1). Un puente es cualquier estructura que tenga una luz o claro de 20 pies (6.1 metros) y que forme parte de una carretera, esté ubicado sobre o debajo de una autopista. (AASHTO, 2014, p.1-2).

Así mismo, debemos tener en consideración definiciones relacionadas a un puente, la luz es la distancia que existe entre los ejes de apoyo consecutivos, el vano es la distancia que existe de cara a cara de dos pilas y la pila si el puente es de una luz será de cara a cara de los estribos. Tramo, elemento estructural que lo salva (Godínez, 2010, p.2). La superestructura consiste en la estructura que soporta las cargas directamente y tiene la función de transmitir las a la infraestructura o subestructura. Estas pueden ser: armaduras, las vigas, los cables, las bóvedas y los arcos, ya que transmiten cargas en el tablero a los apoyos (Rodríguez, 2014, p.1-1). Mientras que la infraestructura es la estructura que recibe y soporta las cargas de la superestructura para transmitir las directamente al terreno. Estas pueden ser: pilares, que son apoyos

centrales, estribos que son apoyos extremos y los cimientos (Rodríguez, 2014, p I-1).

Por otro lado, la pilas y los estribos reciben la superestructura y el empuje de las tierras de los terraplenes al puente, por lo tanto, trabajan además como muros de contención. Los estribos están constituidos por un muro frontal soportando el tablero y muros en vuelta o muros-aletas que tienen la función de contención del terreno (Gonzales, 2018, p.43). Por otro lado, las pilas son apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Debiendo soportar la carga y sobrecargas, y son insensibles a la acción de los agentes naturales (Villarino, 2010, p. 192).

Por otro lado, el informe de inspección debe incluir datos de inventario en el sistema estandarizado, esto adaptado a procesos y un teniendo un factor numérico que represente la calificación de la condición con un valor entre 1 a 5; estos informes son vitales para tener datos técnicos del estado del puente, esencialmente para indicar a detalles los daños presentes en la inspección, los mismos que incluyen las descripciones, y los diagramas de fotografías que detallan los defectos encontrados; también de deberá detallar donde se encuentra el problema, así como su extensión (Guía de Inspección de puentes, 2006, pp. 25).

Así pues, las lesiones corresponden a problemas de ejecución de obra, se traduce en síntomas finales de patología, es importante saber la tipología producidas por las lesiones siendo un punto de partida para todo estudio de patología y de identificación correcta del tratamiento, por lo que las lesiones físicas son aquellas en que los problemas patológicos son producto a causa de los fenómenos que producen heladas, y de condensaciones, etc. Y en consecuencia la evolución va a estar sujeta también de esos procesos físicos (Cordova, 2018, p. 7).

Además, la humedad es producida por presencia de contenido de agua en alto porcentaje al ser considerado como estado normal en un material

constructivo, en ocasiones puede llegar a producir variaciones significativas de las características físicas del material. En tal efecto se distinguen cinco tipos de humedades, como son de obra, generada al momento de la ejecución de la obra; de humedad tipo capilar, que es el agua proveniente del suelo y se filtra ascendiendo por los elementos que son verticales; de humedad de filtración, que es proveniente del exterior y que penetra por la fachada; de humedad de condensación, producida por el vapor de los exteriores. Además, se divide en 3 sub grupos, como son de superficie interior, intersticial e higroscópica, y la humedad suelen provocar focos muy puntuales de humedad (Peralta, 2018, p. 67).

Por lo que se refiere a la erosión, se define como la pérdida superficial proveniente del material siendo esta parcial o de forma total, además la erosión atmosférica se produce por acciones físicas de los agentes atmosféricos, siendo esto la meteorización de los materiales de tipo pétreos por acción de la succión de la lluvia, siendo que, si está acompañada por posteriores heladas y/o dilataciones, en ocasiones se rompen las láminas superficiales del material utilizado para la construcción (Broto, 2006, p.32). También la suciedad se puede definir como depósitos de las partículas en las superficies del material, en algunos casos determinados puede además penetrar los poros superficiales y se identifican 2 tipos que son diferentes de la suciedad que son por depósito, producido por acción simple de la gravedad en las partículas en suspensión atmosférica y también por el lavado de forma diferencial, producido básicamente por partículas sucias que se penetran por los poros superficiales (Velasco, 2002, p. 30). Por otro lado, el hormigón armado de tipo físico se somete a un desgaste por disgregación o pérdida de integridad. Este fenómeno se manifiesta de dos formas: por erosión, producido por abrasión por el tránsito vehicular o por el paso peatonal; y por cavitación, producto del paso del agua a una velocidad alta como en las obras hidráulicas (Porto, 2005, p.103).

Por otro lado, las lesiones mecánicas se pueden englobar con las lesiones físicas por considerarse un grupo aparte debido a su importancia, esto lo definimos como lesión mecánica en donde predomina un factor provocando movimientos, aberturas y desgaste de los elementos constructivos (Bejarano y Daza, 2017, p. 26).

Igualmente, las deformaciones son definidas como variaciones en el material, específicamente en su forma, en elementos estructurales como consecuencia de esfuerzos mecánicos, que se pueden producir durante la ejecución de una unidad o cuando entra en carga (Farfan, 2018, p. 86). Las Flechas, son producidas directamente por la flexión de partes horizontales debido a cargas verticales en exceso, el pandeo es producto del esfuerzo por compresión consecuencia de empujes horizontales pasando los límites de capacidad de deformación, y por último tenemos los desplomes producidos por consecuencia de empujes horizontales realizados sobre la cabeza de elementos en forma vertical (Rivas, 2018, p.25).

Además, debemos tener en consideración las aberturas longitudinales que afectan al elemento constructivo y aunque la sintomatología es parecida a las grietas, es de diferente origen y en algunos casos es considerada como una etapa previa, antes de la aparición de grietas. Por tal motivo se subdividen las fisuras en 2 grupos: reflejo del soporte, producto de la discontinuidad constructiva y por una junta, que es producto por falta de adherencia o por definida por deformación (Elbio, 2016, p.50). Por ello las grietas y fisuras son roturas producidas en el concreto producidos por tensiones superiores a la capacidad resistente. Son más las causas que producen esta patología en el hormigón, y también tenemos las que se producen por efecto químico, atribuidas por la oxidación del acero o a cambios derivados por la hidratación del cemento, mientras que las que son físicos, son por dos tipos de acciones

que etimológicamente son totalmente diferentes, porque se producen cambios volumétricos que si son significativos (Toirac, 2004, p.75).

Por otro lado, el desprendimiento se define como la disgregación del soporte adherido y el material acabado, esto suele producirse como consecuencia de otras lesiones como grietas, humedales o deformaciones. Los desprendimientos afectan mucho al acabado por elementos como continuos, y se debe tomar en consideración por presentar un peligro a la seguridad. Así mismo, las erosiones mecánicas producido por esfuerzos mecánicos y representa pérdidas de material superficial, como rozaduras o golpes. También pueden aparecer erosiones en las partes bajas de fachadas y tabiques, e incluso en partes altas y en las cornisas, por las partículas que transporta el viento (Farfan, 2018, p. 17).

De la misma forma se define la eflorescencia como una patología causada directamente por el contenido de humedad que aparece, siendo que los materiales contienen sales y son llevadas por el agua al exterior y en ese proceso se realiza la evaporación y cristalización del material, esta cristalización suele presentarse en formas geométricas que recuerdan a flores y que éstas varían dependiendo de qué tipo de cristal es este material. Presentan dos variantes: Sales cristalizadas que no proceden del material y sales cristalizadas producidas bajo la superficie del material que a la larga acabarán desprendiéndose. (Broto, 2006, p.34). Por otro lado, las corrosiones y oxidaciones son un grupo de transformaciones moleculares que producen como consecuencia la pérdida de material en la superficie de metales como el acero y el hierro. Siendo que sus procesos patológicos son químicamente diferentes, pero son considerados un solo conjunto porque son casi simultáneos y presentan una sintomatología muy parecida (Siomoes, 2013, p. 15).

Igualmente, los organismos; tanto vegetales como animales pueden llegar a causar daño a la superficie de los materiales estructurales. Siendo su proceso patológico fundamentalmente de forma química, por lo que segregan sustancias que cambian la estructura química del material donde se alojan, pero también es alterado su estructura física. Entre los organismos podemos identificar y diferenciar 2 grupos: los animales que deterioran y afectan los materiales constructivos sobre todo los insectos que a siempre se alijan en el interior del material y hacen de este su alimento, pero también los considerados animales de peso, así como a las aves o los mamíferos relativamente pequeños, que causan principalmente lesiones erosivas. Y las plantas, que causan lesiones debido a su peso o a la acción de sus propias raíces (Broto, 2006, p.35). Adicionalmente las microscópicas causan lesiones mediante ataques químicos. Siendo las plantas microscópicas divididas en: mohos que son encontradas en los materiales porosos, donde desprenden sustancias químicas que producen un cambio de olor, de color y de aspecto, en ocasiones produce erosiones y hongos (Camones, 2018, p. 31).

Por otro lado, los puentes son considerados estructuras que son diseñadas para soportar cargas y esfuerzos tanto longitudinales como transversales. Dentro de estas, se consideran las cargas vivas, carga muerta y de camión o impacto; a esto se le adiciona otras cargas como el empuje horizontal y vertical del terreno o relleno, fuerza centrífuga, etc. (Rivera, 2004). Las cargas permanentes se describen como cargas que permanecerán durante todo, o por un tiempo definido del tiempo de vida útil del puente. Las cargas permanentes se dividen en tres específicamente, carga muerta (DC), carga de superficie de rodamiento (DW), y carga de empuje vertical del terreno (EV); además de futuras instalaciones adicionales que se realicen, como aumento del espesor de la superficie de rodamiento (AASHTO LRFD, 2014).

El siguiente punto refiere a las cargas del suelo como cargas causadas por el efecto de empuje del suelo (EH) y dependerá de las condiciones mecánicas del suelo como; densidad y tipo del suelo, contenido de humedad, interacción suelo-estructura, grado de compactación, entre otros (AASHTO LRFD, 2014). Existen cargas que corresponden a las cargas vivas causada por los peatones y los vehículos que transitarán por el puente, para el caso específico, se utilizará la carga de HL – 93 (AASHTO LRFD, 2014). Para el diseño consideraremos la carga más crítica entre el camión de diseño y; el tándem y la sobrecarga distribuida (Ramirez y León, 2010). Según el artículo 3.6.1.2.2. del AASHTO 2014, el camión de diseño corresponde a dos ejes con peso de 145 KN separados entre sí a una distancia que puede variar entre 4.30m y 9.00m. Según el artículo 3.6.1.2.3. del AASHTO 2014, el tándem de diseño corresponde a dos ejes con peso de 110 KN que son separados a una distancia de 1.20m. Cuando se va a utilizar más de dos carriles cargados, sea con carga de faja o carga del camión, se podrá aplicar un factor de reducción al peso del camión, que está siendo objeto de sobrecarga (Rivera, 2003, pag.35).

Así mismo, los efectos dinámicos se desarrollan a nivel de ondas que generan agentes alternos, ya sea por vibración del suelo debido a movimientos sísmicos o por la dispersión de ondas debido a la carga móvil del camión y/o automóvil que transita, además de los peatones.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple
1	1.2
2	1

3	0.85
4 o mas	0.65

Tabla 1. Factor de presencia múltiple, (m)

Fuente: AASHTO LRFD,2014, p. 3-20

Tabla 2. Incremento por carga dinámica, IM

Componente	IM
Juntas de tablero – Todos los estados límites	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás estados límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD,2014, p. 3-32

Así pues, la Tabla 2 refiere a la carga dinámica del camión que se debe a efectos de movimiento de los vehículos que transitan sobre el pavimento que se sitúa sobre el puente. Por esta razón, el factor que se debe aplicar a la carga estática se tomara de la siguiente manera: $\left(1 + \frac{IM}{100}\right)$. Entonces el incremento de la carga dinámica no será aplicado a las cargas peatonales y menos a la carga del carril de diseño (Dominguez, 2001, p. 20).

Tabla 3. Definición Clase de Sitio

Clases de sitio	Tipo de suelo y perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\overline{v_s} > 5,000$ ft/s
B	Roca con $2,500$ ft/s $< \overline{v_s} < 5,000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s $< \overline{v_s} < 2,500$ ft/s, o con cualquiera $\overline{N} > 50$ golpes/ ft, o $\overline{S_u} > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< \overline{v_s} < 1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < \overline{N} < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < \overline{S_u} < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\overline{v_s} < 600$ ft/s o con cualquiera $\overline{N} < 15$ golpes/ ft o $\overline{S_u} < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $\overline{S_u} < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)

Fuente: MTC,2019, p. 112

Por esta razón, en la tabla 3 se puede referenciar que la caga dinámica de sismo depende del factor de suelo, zona y a un coeficiente sísmico que, juntos, generan un espectro de respuesta para difundir periodos de vibración debido a efectos sísmicos.

Dónde:

$\overline{v_s}$: Es el promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft.

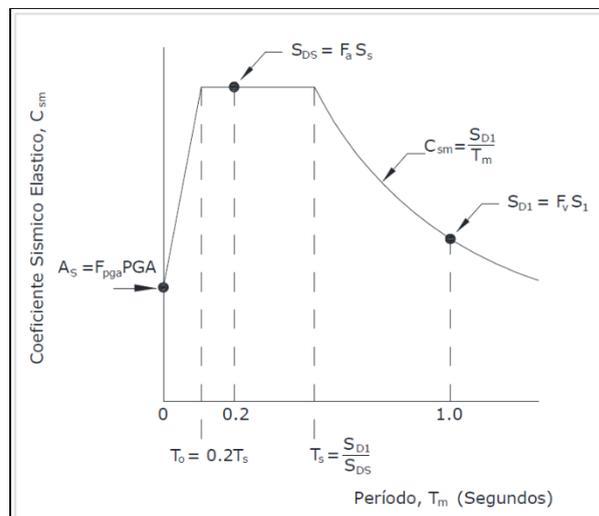
\overline{N} : Es el promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

$\overline{S_u}$: Es el promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelos superiores a 100 ft

PI : Es el índice plástico (ASTM D4318)

w : Es el índice plástico (ASTM D4318)

Por lo tanto, cuando las propiedades del suelo no comprendan los suficientes datos para determinar con exactitud la clase descrita anteriormente, se debe utilizar el **Modelo Espectro de respuesta** más a fondo para clasificarla. Este modelo es determinado a razón de suposición, a no ser que la Entidad o propietario determine estas clases mediante estudios geotécnicos (MTC, 2019). Los factores de Sitio F_{PGA} , F_A , y F_V especificados en las tablas 2.5, 2.6 y 2.7 serán usados en el periodo-cero, en el rango de periodo corto y en el rango de periodo largo, respectivamente. El espectro de respuesta para estructuras de concreto armado con un 5% de amortiguamiento se realizan según la Figura 1.



Fuente: MTC, 2019, p. 114

En la figura 1 podemos apreciar que, los periodos menores o iguales a T_0 , tendrán un coeficiente sísmico elástico para el movimiento mth con vibración, C_{sm} , y será tomado como:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right)$$

Dónde; $A_s = F_{PGA} \cdot PGA$ y $S_{DS} = F_a \cdot S_s$... Ec.2.3. Además; PGA : Coeficientes de la aceleración pico del terreno sobre roca (Sitio Clase B), S_s : coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio clase B), T_m : periodo de vibración del modo mth (s), T_0 : periodo de referencia usado para definir la figura espectral = $0.2 T_s$ (s), T_s : esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasan a ser inversamente proporcional al periodo S_{D1}/S_{DS} (s).

Los periodos mayores o iguales a T_0 , pero menores a T_s , tendrán un coeficiente de respuesta sísmico elástico de:

$$C_{sm} = S_{D1}$$

Agregando a lo anterior, los periodos mayores a T_s , tendrán un coeficiente a la respuesta sísmica elástica de:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m$$

Donde; $S_{D1} = F_v \cdot S_1$ y S_1 es el coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 1.0 segundo de periodo sobre roca (Sitio clase B).

El puente fue asignado con zona sísmica de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 4. Zonas Sísmicas

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

$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: MTC, 2019, p. 115

Por lo que, esta tabla evidencia claramente que las aceleraciones que se producen en el suelo, dependen específicamente de la zona sísmica, ya que las ondas sufren una transformación al llegar a distintos lugares del Perú.

El tema que desarrollaremos a continuación tiene que ver con las acciones que afectan al puente tales como, la presión del agua (WA) que se determinará como una carga que actúa de manera perpendicular a la superficie que la retiene, y de manera triangular, en las paredes que la soportan; de manera que (AASHTO, 2014):

$$W_A = \gamma_{agua} \cdot h_{ea}$$

Dónde W_A es la carga distribuida que afecta el peso del agua, γ_{agua} es el peso específico del agua y h_{ea} equivale a la altura efectiva que afecta el paso del agua

Así pues, para determinar la presión vertical de un terreno (EV), es necesario aplicar ante ella un factor de interacción de suelo-estructura, este se denota por:

$$F_e = 1 + 0.20 \frac{H}{Bc}$$

Dónde; F_e es el factor de interacción suelo-estructura para elementos enterrados, H es la profundidad del relleno (m) y Bc es el ancho exterior de la alcantarilla (m)

También se puede afirmar que, en la parte superior e inferior del puente, se tiene una presión denotada por la siguiente ecuación:

$$EV = F_e \cdot \gamma_t \cdot H$$

Dónde; EV es la presión en el punto “n” de la estructura, γ_t es el peso específico del terreno. (AASHTO,2014)

Por otro lado, tenemos que, el empuje horizontal del terreno (EH) se define bajo el principio de empuje de suelos de Rankine. Se inicia calculando el coeficiente de empuje lateral activo, esta fórmula depende directamente del ángulo de fricción interna y de la siguiente forma:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Dónde; K_a es el coeficiente de empuje lateral activo y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo

Dentro de esta idea se determina la presión en los puntos extremos del terreno para determinar la carga distribuida. Esta fórmula resulta de la siguiente manera:

$$EH = K_a \cdot \gamma_t \cdot H$$

Dónde; γ_t es el peso específico del terreno y H es la profundidad del relleno (m) (AASHTO,2014).

Tabla 5. Factor de condición, ϕ_c

Condición del miembro estructural	ϕ_c
Bueno o satisfactoria	1.00
Justo, equitativo	0.95
Pobre	0.85

Fuente: MBE, 2008

Es por esto, que en la tabla 5 podemos apreciar el factor de confición que afectan a las ecuaciones de resistencia dependen de la condición del miembro estructural

Tabla 6. Factor de Sistema, ϕ_s

Tipo de estructura	ϕ_s
--------------------	----------

Miembros soldados en puentes de dos vigas /armadura/	0.85
Miembros remachados en puentes de dos vigas /armaduras/arco.	0.90
Miembros múltiples de barra en puentes de armadura.	0.90
Puente con 3 vigas espaciadas a 6ft.	0.85
Puente de 3 vigas espaciadas a ≤ 4 ft.	0.95
Todos los demás puentes de viga y puentes de bloques o losa.	1.00
Piso de vigas con espacio > 12 ft y largueros no continuos.	0.85
Subsistemas de largueros redundantes.	1.00

Fuente: MBE, 2008

Así mismo, el factor de sistema depende directamente del tipo de la estructura en función de su composición estructural.

De igual importancia, tenemos que la estructura tiene una resistencia nominal, la cual tiene la capacidad de soportar tanto las cargas vivas como muertas, dicha capacidad se debe calcular en las secciones críticas a analizar los modos de fallos como; momento a flexión, cortante y esfuerzo axial (TDT, 2009, p.20). Para la capacidad de momento flexionante, el método Standard de la norma AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition, recomienda los datos y variables descritas en el anexo 08.

Además, recomienda realizar el análisis de cálculo en cada dirección, es decir tanto negativos como positivos: Centroide de la sección de capacidad última.

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

Donde las expresiones de esta ecuación son; c : 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 de la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo de compresión, b : Ancho del miembro a compresión, β_1 : 0.85 cuando $f'_c \leq 4000 \text{ psi}$, entonces se deriva las siguientes ecuaciones; $1.05 - f'_c * (0.0005)$ cuando $4000 \text{ psi} < f'_c \leq 8000 \text{ psi}$ y 0.65 cuando $f'_c * (0.0005) \geq 8000 \text{ psi}$

Mediante la siguiente expresión se evidencia la tensión del acero a compresión (psi)

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

Donde; F'_s es la tensión del acero a compresión, F_y es la resistencia a la fluencia del acero, c equivale al centroide de la sección y d' es la distancia de la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo de compresión

Por otro lado, obtenemos la tensión del acero a compresión equilibrada (psi) mediante la siguiente fórmula:

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

Donde; F'_b es la tensión del acero a compresión equilibrada, F_y es la resistencia a la fluencia del acero, d es la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de refuerzo de tracción y d' equivale a la distancia de la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo de compresión. Luego, si: $F'_s = 0$; entonces $F'_b = 0$

En este sentido, la cuantía balanceada para losas doblemente reforzadas se expresa de la siguiente manera:

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

Donde; ρ_b es la cuantía balanceada de refuerzo a tracción, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, F_y es la resistencia a la fluencia del acero, A'_s es el área de la armadura de compresión, d equivale a la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de refuerzo de tracción, b es el ancho del miembro a compresión y β_1 es igual a 0.85 cuando $f'_c \leq 4000psi$, además es $1.05 - f'_c * (0.0005)$ cuando $4000psi < f'_c \leq 8000psi$ y; es 0.65 cuando $f'_c * (0.0005) \geq 8000psi$.

De la misma forma, obtenemos la cuantía de control máximo de refuerzo mediante la expresión:

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

Donde; ρ es la cuantía de refuerzo a tracción, A_s es el área de la armadura de tracción, b es el ancho del miembro a compresión, d equivale a la distanciad desde la fibra de compresión extrema al centroide de refuerzo de tracción y, por último, ρ_b es la cuantía balanceada de refuerzo a tracción

Entonces, para la capacidad de momento general obtenemos una ecuación que nos permite determinar el momento en los elementos estructurales del puente de la siguiente manera:

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

Donde; ϕM_n es la capacidad al momento de flexión en una sección, ϕ es el factor de reducción de resistencia, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto F_y es la resistencia a la fluencia del acero, F'_s equivale a la tensión del acero a compresión, A_s es el área de la armadura de tracción, A'_s es el área de la armadura de compresión, d es la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de refuerzo de tracción, d' es la distancia de la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo de compresión y, por último, b equivale al ancho del miembro a compresión.

De no proporcionarse el acero de refuerzo a tracción, puede considerarse el momento de agrietamiento como una capacidad de momento de tal manera que el resultado resulte conservador. Esto nos lleva a la siguiente ecuación:

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

Donde; φM_n es la capacidad al momento de flexión en una sección, φ es el factor de reducción de resistencia, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto y h es el espesor total de la sección.

Por otra parte, para la capacidad de corte se utiliza el método Standard de la norma AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition (SSHB), recomienda los datos y variables descritas a continuación.

Así mismo, para la capacidad de corte, el método Standard de la norma AASHTO, Standard Specification for Highway Bridges 17th Edition (SSHB), recomienda los datos y variables descritas a continuación: El análisis para el esfuerzo por cortante se debe realizar en cada sección crítica, sin embargo, generalmente esta no realiza el control la capacidad de carga, por este motivo la AASHTO realizar un cálculo simple pero conservador utilizando un valor mínimo. Si la capacidad del puente no fuera controlada por corte, el cálculo sería simple y más que suficiente (Vences, 2004, p. 100).

Dentro de la capacidad de corte mínima, para losas de un solo tramo que están unidas monolíticamente con paredes de alcantarilla, esto se expresa mediante la siguiente ecuación: $\varphi V_n = \varphi 3bd\sqrt{f'_c} \dots$ Ec.2.19

Por otro lado, para losas de un solo tramo simplemente apoyado, se utiliza la expresión siguiente: $\varphi V_n = \varphi 2.5bd\sqrt{f'_c} \dots$ Ec.2.20. Donde;

ϕV_n es la capacidad de corte a la sección, ϕ es el factor de reducción de resistencia, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, d es la distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de refuerzo de tracción y b es el ancho del miembro a compresión

En este sentido, si la capacidad del puente está controlada por corte, se puede determinar la capacidad de corte en la sección crítica mediante la siguiente ecuación:

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

Donde; ϕV_n es la capacidad de corte a la sección, y se utiliza $\geq \phi 3 b d \sqrt{f'_c}$, para losas de un solo tramo que están unidas monolíticamente con las paredes de la alcantarilla.

La expresión de: $\geq \phi 2.5 b d \sqrt{f'_c}$, para losas de un solo tramo simplemente apoyadas. Donde, $\phi = 0.85$, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, ρ es la cuantía de refuerzo a tracción, b es el ancho del miembro a compresión, V_u es el esfuerzo a cortante y M_u es el momento ultimo de carga.

De igual manera, para la capacidad de esfuerzo axial, el método Standard de la norma AASHTO, Standard Specification for Highway

Bridges 17th Edition (SSHB), recomienda los datos y variables descritas a continuación:

De tal manera que, solo existe la capacidad de empuje por sección crítica a compresión negativa (Limache, 2019, p. 116).

$$\varphi P_n = - \varphi \left[0.85 \sqrt{f'_c} (A_g - A_s - A'_s) + (A_s + A'_s) F_y \right]$$

Donde; φP_n es la capacidad de empuje axila de la sección, f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, F_y es la resistencia a la fluencia del acero, A_g es el área bruta de la sección, A_s es el área de la armadura de tracción y A'_s es el área de la armadura de compresión

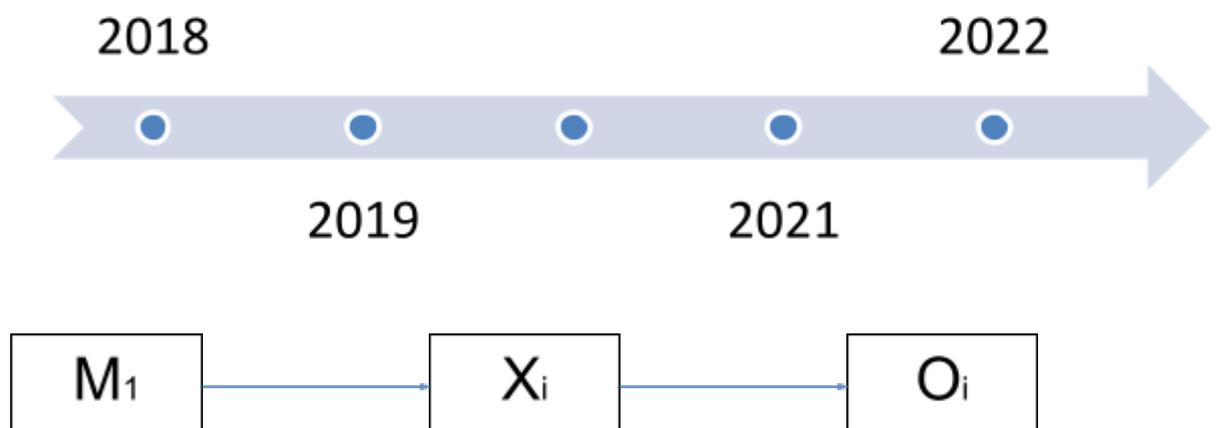
III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

El tipo de investigación es aplicada, ya que consolidó un conocimiento para la aplicación del método.

El diseño de investigación es no experimental transversal, ya que resultó imposible la manipulación de las variables

Diseño de no experimental transversal



M₁ = Puente Lacramarca – Av. Pardo – Chimbote, Santa, Ancash, Perú

X_i = Representa la evaluación dinámica Lacramarca -Av. Pardo – Chimbote, Santa, Ancash, Perú

O_i = Resultado de la evaluación de la variable

3.2. Variable y operacionalización:

El comportamiento dinámico que existe del puente Lacramarca. Según Cambillo (2014) indica que la variable es la facultad de investigación e indagación (V.D.) que comprende la evaluación de habilidades como: ejecutar, aplicar, formular, analizar, organizar e identificar. Las que se han ido calculando mediante una prueba escrita y después comparando mediante una ficha de observación (p. 66).

La operacionalización se define mediante una matriz en la cual se definen conceptualmente la variable, la operacionalización, mediante sus dimensiones e indicadores, y terminando por señalar sus herramientas (Anexo 03).

3.3. Población y muestra

El proyecto de investigación que estamos presentando tiene como población el Puente Lacramarca de la avenida Pardo, Chimbote, Santa, Ancash.

La muestra es la sección del puente con dirección de norte a sur (de Chimbote hacia Nuevo Chimbote).

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

Durante la realización de la investigación tuvimos como técnica la observación directa, obteniendo así información necesaria para así poder identificar, clasificar, analizar y evaluar el estado actual del puente Lacramarca de la avenida Pardo de Chimbote.

El análisis de las cargas, tanto permanentes como vivas y dinámicas se realizaron utilizando la pauta de recoger los datos derivadas del manual de diseño de puentes, el cual proporcionaron información verídica de la organización, como su magnitud dominios mecánicas de los elementos que las componen, además se destinaron las capacidades implantadas por la metodología de diseño del AASHTO LRFD.

Los estados límites de beneficio y renuencia se determinaron mediante la toma de información y adaptando el método de diseño AASHTO STANDARD.

El análisis sísmico dinámico se realizó utilizando el método de análisis espectral multimodal (MM), dado por la norma AASHTO LRFD y con parámetros básicos de Diseño sismorresistente (RNE E030), adecuándola a la estructura de un puente.

Se usaron mediante el instrumento las fichas de recolección de datos que está en la “Guía de Inspección para Puentes”, del Ministerio de

Transportes y Comunicaciones (MTC-Perú). Las fichas a utilizar se validaron con tres expertos que conocían del tema de estudio.

3.5. Procedimiento

Se recolectó los datos mediante una inspección visual primaria, para determinar la geometría del puente (Anexo 11) y los planos estructurales realizados en el año 1984, para definir los materiales utilizados y sus propiedades mecánicas, estos planos están ubicados en el Anexo 04.

3.6. Métodos de análisis de datos

Se utilizó un análisis descriptivo, que nos permitió evaluar la variable en una determinada población sin alterarla, de tal modo específico, la evaluación dinámica del puente Lacramarca. Se pretende interpretar estos datos mediante un gráfico dinámico que permita evidenciar los elementos aptos al realizar el análisis con la actualización de los parámetros actuales (Figuras 25 y 26).

3.7. Aspectos éticos

Se tuvo en cuenta la propiedad intelectual y respeta cada una de ellas. Todos los datos que se tomaron fueron objetivos para su análisis, siendo estos datos reales tomados por el autor. Así mismo, los antecedentes son soporte de esta investigación, habiéndose tomado ciertos datos como los planos estructurales y estudios de laboratorio (EMS). Los resultados se usaron para fines académicos y de investigación para que las entidades competentes tengan en cuenta en próximos proyectos o mantenimiento de este mismo, se describió objetivamente para interpretar adecuadamente los resultados del estudio estructural dinámico.

IV. RESULTADOS

Para definir los objetivos principales de la presente tesis se propuso exponer, en primer lugar, la localización de la población muestral. Ubicándose en el departamento de Ancash, Provincia del Santa y como Distrito tiene el límite entre Chimbote y Nuevo Chimbote

Así mismo, tiene como coordenadas geográficas $9^{\circ} 06' 34.54''$ S $78^{\circ} 32' 53.00''$ O, hallándose sobre el río Lacramarca, en una vía importante como lo es la Av. José Pardo, de gran afluencia de tráfico.

De esta manera, según datos obtenidos en campo y mediante un levantamiento manual, se hizo un modelo estructural en 3D única y exclusivamente para una mejor comprensión del lector según indica la Figura 1 del Anexo 10, con el fin de definir mejor las medidas y cotas para el posterior modelado en SAP2000, se obtuvieron las siguientes longitudes:

La luz o claro del puente es de 30.4m, cuenta con una nueva estructura similar a la anterior constituyendo la vía que conduce del distrito de Chimbote al de Nuevo Chimbote.

4.1. Resultados del objetivo específico 1:

4.1.1. Propiedades físicas

Así mismo, como se puede ver en la figura 3 del anexo 10, a nivel físico se tiene lo siguiente: La sección longitudinal comprende de muros laterales, losas superiores e inferiores, los cuales al unirse mediante brazos rígidos forman un cajón, se determinaron 6 tramos de 5.00m cada una entre eje y eje, estas cuentan con losas superiores que tienen la función de recibir directamente las cargas móviles del vehiculares y distribuirlas a las paredes inmediatas, que a

su vez serán derivadas a la losa inferior para, finalmente, transferirlas al terreno.

Por otro lado, con lo que a estructuras respecta, la losa superior e inferior fue construída de concreto armado con propiedades de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, constituida con acero de refuerzo en dos direcciones para la losa tanto a tracción como a compresión a lo largo de la cara superior e inferior, análogamente en las paredes verticales.

4.1.2. Propiedades mecánicas

Durante la inspección básica y principal se determinó el material más incidente de concreto armado, y en lo que concierne a al pavimento, cuenta con una carpeta de asfáltica.

Así mismo, a nivel mecánico se tiene que; los materiales empleados en el puente Lacramarca ubicado en el Distrito de Nuevo Chimbote, Santa, Ancash, están especificados en los planos, debido a que fueron definidos durante la etapa de proyecto. Donde evidentemente se confirmó el uso del concreto armado con una resistencia de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y una fluencia del acero de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, dentro de este una malla de acero de refuerzo en dos direcciones, la cual representa una óptima respuesta a la compresión por parte del concreto y a tracción por el lado del acero. Además de un recubrimiento de 5cm a lo largo de toda la estructura.

Además del comportamiento de los elementos estructurales frente a eventos sísmicos y de carga móvil vehicular (Comportamiento dinámico) y peso propio de la estructura a nivel estático (Comportamiento estático), fue muy importante revisar el comportamiento de los suelos para soportar las cargas transferidas.

En específico para esta estructura, está presente la carga por empuje del suelo en las caras laterales.

Para esto se tomó como referencia un EMS que se realizó en el año 2018 para determinar el comportamiento del suelo frente a cargas en el puente Lacramarca ubicado en el km. 429 de la panamericana norte.

Se realizaron dos calicatas y dos ensayos de DPL ubicados en los extremos del puente, el DPL alcanzó una profundidad de 6.40m., mientras que las calicatas tuvieron una profundidad de 3m. Los ensayos tuvieron como resultado los siguientes datos; Peso específico $\gamma = 1.55 \text{ gr/cm}^3$, ángulo de fricción interna $\phi = 27^\circ$, coeficiente activo estático $K_a = 0.376$ y coeficiente pasivo estático $K_p = 2.663$ (Mejía, 2018)

4.1.3. Propiedades químicas

En la inspección primaria se pudieron observar fisuras a causa de la corrosión de los aceros de refuerzo, producidos por el paso de los sulfatos a través de fluido rivereño.

Además, se evidenció materia orgánica como maleza en las juntas de dilatación sísmica. Las cuales producen un sobreesfuerzo a medida que éstas van creciendo, siendo esta situación muy desfavorable para la estructura.

4.2. Resultados del objetivo específico 2:

Para realizar una comprobación de las demandas según el estado límite de Resistencia, se determinaron las cargas que afectan al puente, tanto estáticas, como dinámicas. De la siguiente manera:

4.2.1. Cargas

Para el modelado del puente se realizó el corte de un ancho equivalente “b”, con el fin de representar el puente en 2D dentro del software SAP2000 (AASHTO LRFD, 2014, Cap. 6.2.10.2), siendo este el valor numérico de 1m (Figura 4 Anexo 10).

Para la asignación de cargas, se realizó de manera manual, tanto las cargas dinámicas como estáticas.

De esta manera, este ancho efectivo se utilizó únicamente para el análisis en el software correspondiente, ya que, para proponer un reforzamiento, utilizamos los momentos de las 3 direcciones.

4.2.2. Carga muerta (CM)

Aquí se propone exponer el peso propio de la estructura, tanto el peso de las losas superior e inferior, como las paredes verticales, el asfalto, la vereda y las barandas.

Donde los datos requeridos para el cálculo son; el peso específico del concreto armado: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$ (RNE 020 Anexo 01) y el peso específico del asfalto: $\gamma_a = 2250 \text{ kg/m}^3$ (AASHTO 2014 Tabla 3.5.1-1).

Peso de losa superior e inferior (W_{Losa})

Para el peso superior, se requirieron los datos como el espesor (e) = 0.40 m y el ancho equivalente (b) = 1.00 m.

$$W_{LOSA} = \gamma_c \cdot e \cdot b$$
$$W_{LOSA} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.40\text{m} \times 1.00\text{m} = 960 \text{ kg/m}$$

Peso de las paredes (W_{PARED})

De igual forma, los datos para la determinación del peso propio de las paredes fueron; el espesor (e) = 0.40m, el ancho equivalente (b) = 1.00 m, el número de elementos (N) = 7, la altura (H) = 6.20 m y la longitud del puente (L) = 30.00 m

$$W_{PARED} = \gamma_c \cdot H \cdot e \cdot b \cdot N/L$$
$$W_{PARED} = \frac{2400 \frac{kg}{m^3} \times 6.20m \times 0.40m \times 1.00m \times 7}{30.00m} = 1338.8 \text{ kg/m}$$

Peso de las cartelas ($W_{CARTELA}$)

Lo propio se hizo para el cálculo del peso de las cartelas, siendo los datos requeridos como el área de longitudinal (AL) = 0.0475 m², el ancho equivalente (b) = 1.00 m y la longitud del puente (L) = 30.00 m

$$W_{CARTELA} = \gamma_c \cdot AL \cdot b/L$$
$$W_{CARTELA} = \frac{2400 \frac{kg}{m^3} \times 0.0475m^2 \times 1.00m}{30.00m} = 3.8 \text{ kg/m}$$

Peso del asfalto ($W_{ASFALTO}$)

Para el peso propio del asfalto, fueron necesarios los datos como; el espesor del asfalto (Ea) = 0.10 m y el ancho equivalente (b) = 1.00 m

$$W_{ASFALTO} = \gamma_a \cdot Ea \cdot b$$
$$W_{ASFALTO} = 2250 \frac{kg}{m^3} \times 0.10m \times 1.00m = 225 \text{ kg/m}$$

Reacción del terreno (W_{SUELO})

Por último, la reacción del terreno resulta de la suma de todos los pesos que genera la estructura del puente

$$W_{SUELO} = 2 \cdot W_{LOSA} + W_{PARED} + W_{CARTELA} + W_{ASFALTO}$$

$$W_{SUELO} = 2 \times 960 \frac{kg}{m} + 1338.8 \frac{kg}{m} + 3.8 \frac{kg}{m} + 224 \frac{kg}{m}$$

$$W_{SUELO} = 3536.6 \text{ kg/m}$$

4.2.3. Empuje horizontal del terreno (EH)

Con lo que respecta a teoría de Rankine de empuje de tierras, existe un coeficiente lateral activo (K_a) que depende directamente del ángulo de fricción interna (figura 4.5).

Para esto, necesitaremos los siguientes datos; Peso específico del terreno: $\gamma_t = 1550 \text{ kg/m}^3$, ángulo de fricción interna: $\phi = 27^\circ$, coeficiente de empuje lateral activo: $K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$. (AASHTO LRFD, Art.3.11.5.3)

$$K_a = 0.376$$

Entonces dividimos la carga distribuida en la parte superior e inferior de la interacción suelo estructura.

Por consiguiente, consideramos una presión lateral del terreno en la parte superior del puente, de manera que:

$$EH_1 = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_1 \cdot x \cdot b$$

$$EH_1 = 0.376 \times \frac{1550 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 0.00 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$$

$$EH_1 = 0 \text{ kg/m}$$

Por otro lado, una presión lateral del terreno en la parte inferior del puente igual a:

$$EH_2 = K_a \cdot \gamma_t \cdot H_2$$

$$EH_2 = 0.376 \times \frac{1550 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 6.60 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$$

$$EH_2 = 0 \text{ kg/m}$$

4.2.4. Sobrecarga viva (LS)

Para determinar esta carga, empezamos por decir que existe una presión horizontal de empuje por carga viva vehicular y se puede estimar como $\Delta_p = Ka \cdot \gamma_t \cdot h_{eq} \dots$ (AASHTO LRFD, Art.3.11.6.4-1)

Donde h_{eq} equivale a la altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.

Para determinar h_{eq} se analizó la tabla 3.11.6.4-1 de la norma AASHTO LRFD. Entonces se obtuvo el siguiente valor para la parte superior e inferior del puente equivalente a $h_{eq1} = 0 \text{ m}$ y $h_{eq2} = 0.60 \text{ m}$.

Por consiguiente, consideramos una presión lateral del terreno en la parte superior del puente

$$LS_{superior} = Ka \cdot \gamma_t \cdot h_{eq1} \cdot b$$

$$LS_{superior} = 0.376 \times \frac{1550 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 0 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$$

$$LS_{superior} = 0 \text{ kg/m}$$

Además, una presión lateral del terreno en la parte inferior del puente

$$LS_{inferior} = Ka \cdot \gamma_t \cdot h_{eq2} \cdot b$$

$$LS_{inferior} = 0.376 \times \frac{1550 \text{ kg}}{\text{m}^3} \times 0.60 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}$$

$$LS_{inferior} = 349.24 \text{ kg/m}$$

4.2.5. Cargas hidráulicas (WA)

En cuanto a la presión hidrostática actúa de manera perpendicular a la pared vertical (Figura 4.6) y se calculó como el producto entre la altura efectiva del nivel de agua y el peso específico del agua $W_A = \gamma_{agua} \cdot h_{ea} \cdot b$ (AASHTO LRFD, Art.3.7.1). Además, se consideró la presión en el nivel superior de cero.

Donde el peso específico del agua es $\gamma_{agua} = \frac{1000 \text{ kg}}{\text{m}^3}$, mientras que la altura efectiva de la misma, debido a las altas precipitaciones, el río

adquiere incrementos de agua hasta el total de la capacidad colmada, es decir $h_{ea} = 4.1m$

De esta manera se obtiene la ecuación siguiente;

$$W_A = \frac{1000kg}{m^3} \times 4.10m \times 1.00m, W_A = 4100 kg/m$$

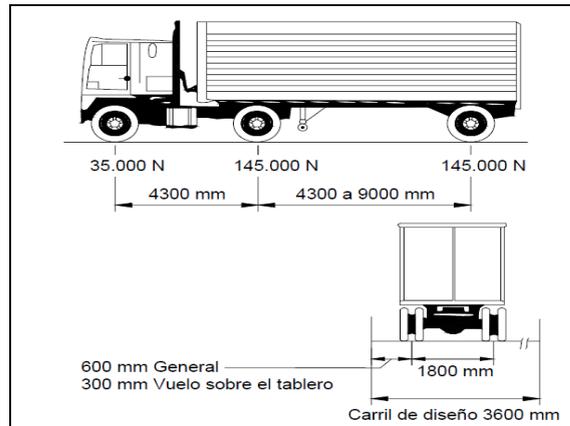
4.2.6. Carga viva (LL+IM)

Acerca del factor de incremento por impacto o carga dinámica correspondió a un 33% según la tabla 3.6.2.1-1 del AASHTO 2014

Carga de camión HL – 93 (Una vía cargada)

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 11.34 Tn separadas a 1.20m. (AASHTO, 2014, Art. 3.6.1.2.3)

Figura SEQ Figura 1° ARABIC 2. Carril de diseño



Fuente: AASHTO LRFD 2014

$$P_T = 11.34 Tn \times 1.33$$

$$P_T = 15.0822Tn$$

$$d = 1.20m$$

4.2.7. Carga por sismo (S)

Según el código AASHTO LRFD recomienda usar el método de análisis espectral multimodal (MM) según la tabla 4.7.4.3.1-1

4.2.8. Combinaciones de carga

Para este caso, asignaremos las combinaciones pertinentes que analicen casos dinámicos (Ver Anexo 06). Según la norma AASTHO 2014 y la E060 para diseño de estructuras de concreto armado. Por el lado de la AASHTO 2014 tenemos lo siguiente

Combinación de cargas en estado limite Resistencia I:

$$UR1 = 1.25DC + 1.5DW + 1.35EH + 1.75(LL + IM) + 1.75LS$$

$$UR2 = 0.9DC + 0.9DW + 1.35EH + 1.75LS$$

$$UR3 = 1.25DC + 1.25DW + 0.9EH + 1.75(LL + IM) + WA$$

$$UR4 = 1.25DC + 1.25DW + 0.9EH + 1.75(LL + IM)$$

Combinación de cargas en estado limite Servicio I:

$$US1 = DC + DW + EH + (LL + IM) + LS$$

$$US2 = DC + DW + EH + LS$$

$$US3 = DC + DW + EH + (LL + IM) + WA$$

$$US4 = DC + DW + EH + (LL + IM)$$

Por el lado de la E060 tenemos lo siguiente:

$$U1 = 1.4DC + 1.7(LL + IM)$$

$$U2 = 1.25DC + 1.25(LL + IM) + SX$$

$$U3 = 1.25DC + 1.25(LL + IM) - SX$$

$$U4 = 0.9DC + SX \quad U5 = 0.9DC - SX$$

$$U6 = 0.9DC + 1.7EH$$

$$U7 = 1.4DC + 1.7(LL + IM) + 1.4WA$$

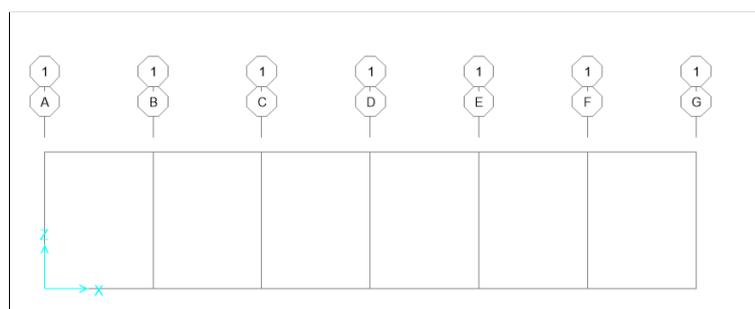
Y consideramos una envolvente para estas 7 combinaciones asignadas:

$$ENV = U1 + U2 + U3 + U4 + U5 + U6$$

4.2.9. Modelado

Este tema trata de, en primer lugar, la generación de las grillas correspondientes para el modelado en 2D en el software SAP2000 tal como se muestra en la Figura 2, las distancias entre los ejes verticales son de 5.00m y la altura de 6.20 según el levantamiento in situ.

Figura SEQ Figura 1° ARABIC 3. Creación de ejes en el software SAP2000



Fuente: Elaboración propia

Esta figura evidencia los ejes creados, donde se posicionarán los elementos tipo frame de la estructura del puente.

Así mismo, definimos los materiales que se especifica en los planos de referencia. Se definió un concreto armado de resistencia a la compresión $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y el Acero grado 60 de fluencia $Fy=4200\text{kg/cm}^2$, determinando su peso específico de 2400 kg/m^3 según indica el anexo 1 de la norma peruana E020 (Anexo 12, Figura 01)

Una vez definido los materiales se procedió a definir las secciones de la losa superior, inferior y las paredes de sección $1.00\text{m} \times 0.40\text{m}$ (Anexo 12, Figura 02) siendo el ancho equivalente y el espesor respectivamente, además, se definió el recubrimiento de 5cm según indican los planos.

Se terminó por colocar los elementos donde correspondan, para la posterior definición de cargas que se calcularon previamente de manera manual.

4.2.10. Definiendo y asignando cargas

Comenzamos definiendo la ruta del camión de diseño para, posteriormente, asignar la carga Tándem, debido a que, en los tramos cortos, éste genera mayores momentos positivos y negativos. Luego asignamos la creación del caso de carga móvil.

4.2.11. Espectro de respuesta elástica

Para la definición de cargas revisaremos el artículo 3.2.6 de la presente tesis, así mismo, realizamos el análisis espectral multimodal, siguiendo el procedimiento que nos brinda Acero Martínez José, el que propone un procedimiento de análisis sísmico similar a la norma E030, teniendo un coeficiente de la cortante basal de: $V = Z. C. S. P$

Donde; $Z = 0.45$ por factor de zona (E030 Anexo 1), $S = 1.4$ por factor de suelo o sitio, $P = 3.3126$ Tn/m, que es el peso de la superestructura y subestructura contribuyente y, por último, C es el coeficiente sísmico dado por: $C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$. Donde T_p , es el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo, y sale de la tabla siguiente:

Tabla 7. Valores del Periodo fundamental.

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Tp (seg.)	Coficiente de sitio (S)
S1	Roca o suelos muy rígidos con velocidades de onda de corte altas.	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios, con características intermedias entre las de S1 y S3.	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran Espesor.	0.9	1.4
S4	Suelos excepcionalmente flexibles y sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean particularmente desfavorables.	*	*

* Valores a ser determinados por el especialista

Fuente: Acero, 2004, TablaN° 5.3. Coeficiente de sitio

$$T_p = 0.9 \text{seg.}$$

$$T = \frac{H_n}{C_t} = \frac{6.6}{35} = 0.19 \text{seg. ... RNE E030 Tabla 28.4.1}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.9}{0.19} \right) \leq 2.5 \quad C = 11.93 \leq 2.5$$

Se toma el valor mínimo $C = 2.5$

Luego

$$V_x = V_y = 0.45 \times 0.25 \times 1.4 \times 3.3126$$

$$V_x = V_y = 0.5217345$$

Entonces, considerando un coeficiente de cortante basal de 0.5217345 tanto en la dirección X, como en la dirección Y (figura 17), sin embargo, la dirección Y no se utilizó en este caso, debido a que solo tenemos un análisis en 2D.

De los factores obtenidos anteriormente, se calcularon para periodos supuestos, los valores del espectro elástico.

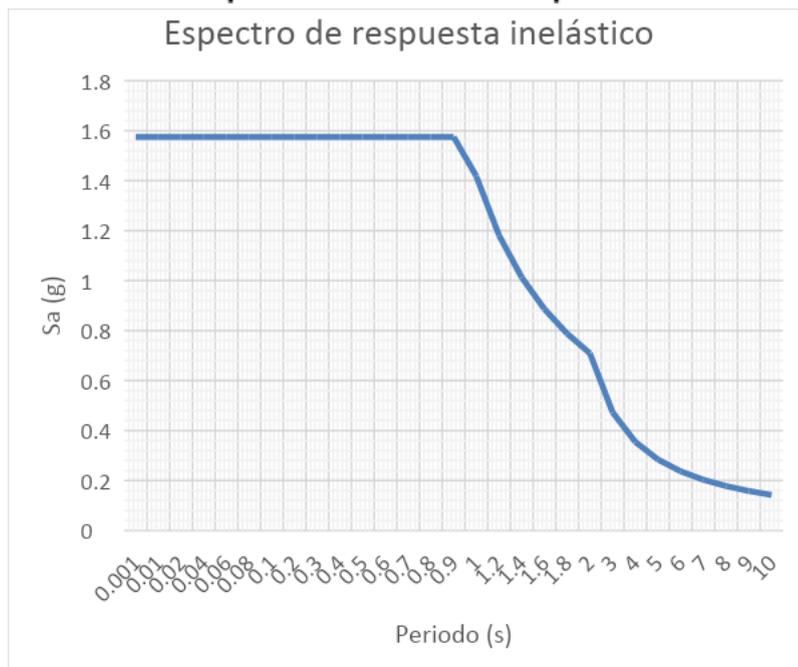
Tabla 8. Valores del Espectro de Respuesta elástico

T (seg)	Sa X-X
0.001	1.5750
0.01	1.5750
0.02	1.5750
0.04	1.5750
0.06	1.5750
0.08	1.5750
0.1	1.5750
0.2	1.5750
0.3	1.5750
0.4	1.5750
0.5	1.5750
0.6	1.5750
0.7	1.5750
0.8	1.5750
0.9	1.5750
1	1.4175
1.2	1.1813
1.4	1.0125
1.6	0.8859
1.8	0.7875
2	0.7088
3	0.4725
4	0.3544
5	0.2835
6	0.2363

7	0.2025
8	0.1772
9	0.1575
10	0.1418

Entonces, en la Tabla 8 podemos evidenciar el espectro de respuesta inelástico del puente, donde los periodos asignados que van del 0.001 hasta los 10 segundos, tal es así que, obtendríamos

Figura SEQ Figura * ARABIC 4. Espectro de respuesta inelástico del puente



valores de aceleraciones con un máximo de 1.5750 m/s^2 . Así mismo, la Figura 10, es la representación gráfica de este espectro de diseño.

Fuente: Elaboración propia

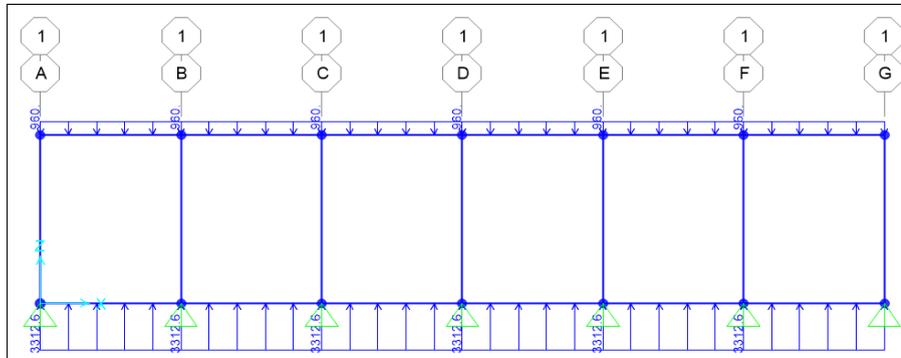
De igual manera, en la Figura 03 del Anexo 12 evidenciamos el coeficiente de cortante basal que resulta de la relación que hay entre los parámetros actualizados sismorresistentes y el coeficiente de amortiguamiento de 5% considerado para el concreto.

Al final asignamos todas las cargas actuantes tal y como se evidencia a continuación:

Mientras que se definieron las cortantes en las direcciones X e Y. Utilizando una carga de tipo *Quake*, que es la de sismo, y usamos el coeficiente basal asignado anteriormente.

En consecuencia, se asignaron las cargas calculadas con anterioridad de manera manual a los elementos correspondientes como se puede observar en las figuras siguientes.

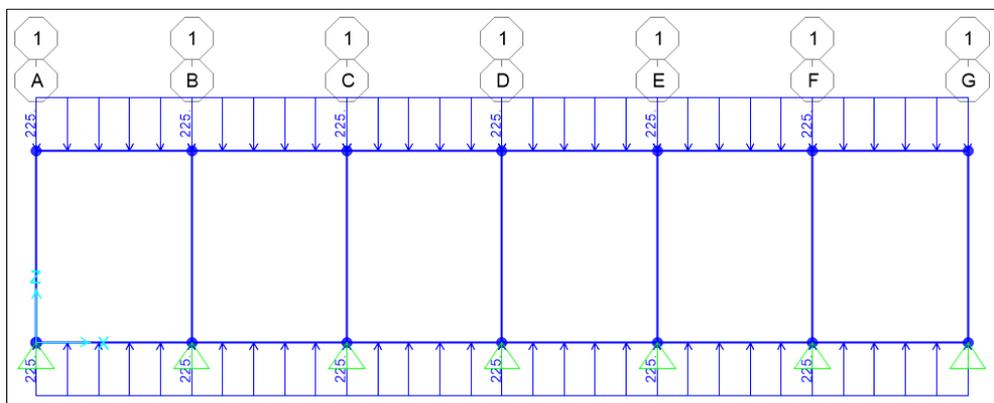
Figura SEQ Figura * ARABIC 5. Carga Muerta (DW)



Fuente: Elaboración propia

De esta manera, en esta figura evidenciamos la carga propia de los elementos estructurales en la losa superior de 960kgf/m, mientras que la reacción del terreno es de 33125kgf/m.

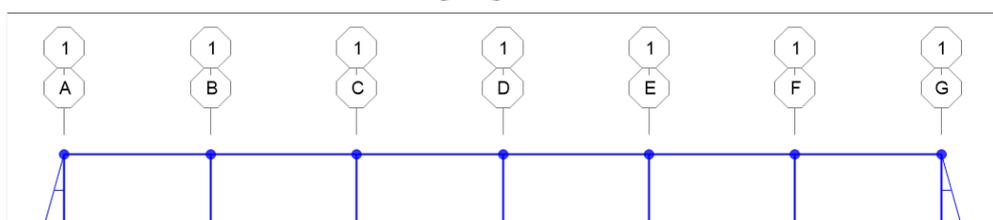
Figura SEQ Figura * ARABIC 6. Carga de asfalto (DW)



Fuente: Elaboración propia

Así mismo, en esta figura mostramos la carga por el peso del asfalto en la losa superior de 225kgf/m, de igual manera pasa con la reacción del terreno.

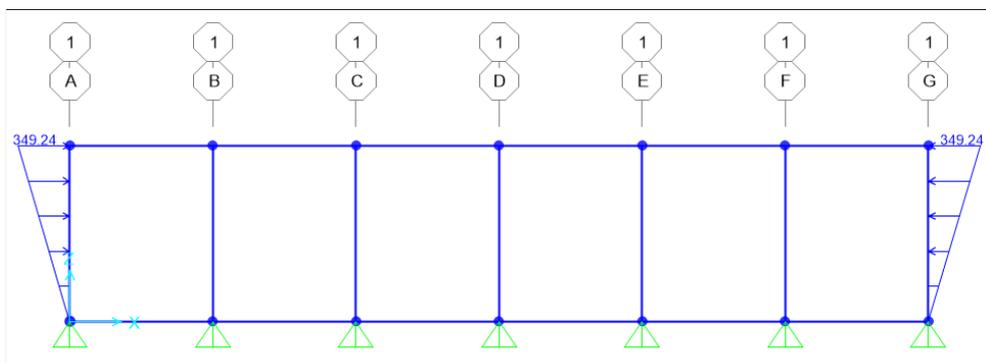
Figura SEQ Figura * ARABIC 7. Empuje del terreno horizontal (EH)



Fuente: Elaboración propia

De igual forma, en esta figura se nota que, la carga por empuje horizontal genera una carga lateral de 384.1kgf/m, que sucede en la parte inferior, ya que se partió del principio que; a más profundidad, más presión.

Figura SEQ: Figura 1 ARABIC 8.
Sobrecarga viva (LS)

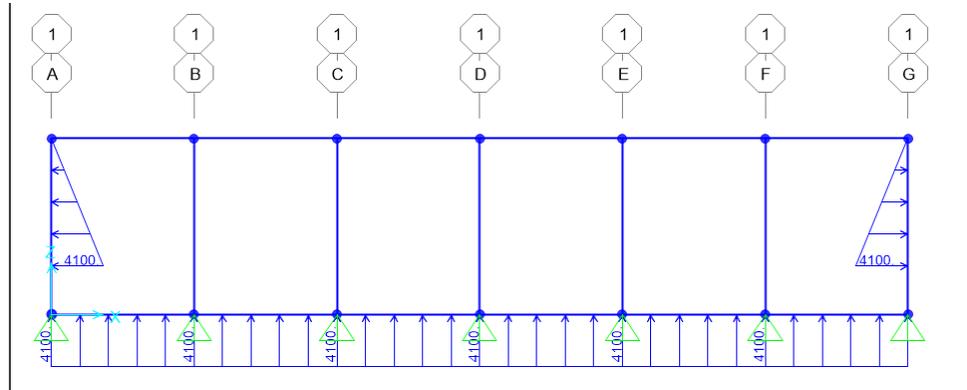


Fuente: Elaboración propia

En esta figura, se puede observar la sobrecarga viva que es la carga que proporciona el suelo por el paso del camión, se consideró como carga permanente, ya que el material está en calidad de reposo.

A diferencia de la carga anterior, ésta carga es de 349.24kgf/m en la parte superficial de la estructura mientras que es 0 kgf/m en la parte más profunda

Figura SEQ Figura * ARABIC 9. Cargas hidráulicas (WA)



Fuente: Elaboración propia

Finalmente, en esta figura observamos la presión del agua que genera el paso del fluido del río a una altura de 1.70m según se determinó en campo debido a los sedimentos acumulados a través del tiempo. De igual manera tenemos una reacción del suelo en sentido contrario de la gravedad. Todas las magnitudes asignadas son de 4100 kgf/m, menos en la parte superficial que es 0 kgf/m.

4.2.12. Definiendo espectro elástico

Finalmente importamos los valores del espectro inelástico de la tabla N° 4.1 para el análisis. En la Figura 04 del Anexo 12, podemos observar el ingreso de la función del Espectro en la dirección X con un 5% de amortiguamiento del material de Concreto armado, tal es así, que el programa lo grafica de igual manera con lo hicimos en páginas anteriores

4.2.13. Asignando los casos modales

Con lo que a casos modales respecta, según AASHTO, 2014, Art. 4.7.4.3.3, el número de casos modales debe ser tres veces el número de tramos, como mínimo. En ese sentido tenemos lo siguiente:

$$\text{Número de modos} = 3 \times \text{Número de tramos}$$

$$\text{Número de modos} = 3 \times 6 = 18$$

De igual forma, la figura 08 del anexo 12 evidencia que, para el análisis hacemos la división de los elementos de superestructura como la losa, a un cuarto de la luz, mientras que la subestructura se divide a un tercio, esto con el fin de discretizar los elementos

Según especifica el artículo 4.3 del presente trabajo de investigación se asigna las combinaciones de carga respectivas. Así mismo, se dispuso a ingresar las envolventes por combinaciones de carga estáticas y dinámicas en calidad de Estado Límite de Resistencia tal y como se muestra en la figura 05 del Anexo 12.

De igual manera, en la figura 06 del Anexo 12, se dispuso a ingresar las envolventes por combinaciones de carga estáticas y dinámicas en calidad de Estado Límite de Servicio.

Finalmente, se dispuso a ingresar las envolventes por combinaciones de carga estáticas y dinámicas, únicamente en calidad de Cargas Sísmicas.

4.2.14. Resultado del análisis

Antes de determinar que la demanda de estado límite de Resistencia es la correcta, es necesario realizar un análisis de capacidad de Momento Flexionante.

Siendo así, se procedió a realizar un cálculo según los datos obtenidos de las propiedades físicas y mecánicas, esto se puede visualizar en la tabla N°9

Tabla 9. Capacidad de Momento Flexionante

Joint1	Dir	c (m)	F's (Tn/m2)	F'b(Tn/m2)	ρ_b	As (m2)	ρ	Condición	ΦM_n (Tn/m)	ΦV_n (Tn)	ΦP_n (Tn)
19	1	0.029718	-55360.2821	46911.4036	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.6602	-33.5884	-669.610
	2	0.028702	-58999.1453	44516.5855	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-28.7577	-666.9209
	3	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
20	1	0.029718	-55360.2821	46911.4036	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.6602	-33.5884	-669.6107
	2	0.042926	-46612.8803	42092.2595	0.05	0.004	0.011429	Cumple	97.7425	-33.5884	-680.3607
	3	0.033528	-41771.2408	46375.1862	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.7792	-32.3728	-680.3607
21	1	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	2	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	3	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
22	1	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	2	0.042164	-48608.9089	42181.1838	0.05	0.004	0.011429	Cumple	96.7901	-33.7472	-677.6755
	3	0.032512	-45021.9393	46144.6003	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-31.8739	-677.6755
23	1	0.033528	-41771.2408	46375.1862	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.7792	-32.3729	-680.3608
	2	0.042926	-46612.8803	42092.2595	0.05	0.004	0.011429	Cumple	97.7425	-33.5885	-680.3608
	3	0.033528	-41771.2408	46375.1862	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.7792	-32.3729	-680.3608
24	1	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	2	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	3	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
25	1	0.032512	-45021.9393	46144.6003	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-31.8739	-677.6755
	2	0.042164	-48608.9089	42181.1838	0.05	0.004	0.011429	Cumple	96.7901	-33.7472	-677.6755
	3	0.032512	-45021.9393	46144.6003	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-31.8739	-677.6755
26	1	0.033528	-41771.2408	46375.1862	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.7792	-32.3727	-680.3608
	2	0.042926	-46612.8803	42092.2595	0.05	0.004	0.011429	Cumple	97.7425	-33.5885	-680.3608
	3	0.033528	-41771.2408	46375.1862	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.7792	-32.3729	-680.3608
27	1	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	2	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
	3	0.028702	-58999.1453	46977.8578	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-33.7472	-666.9209
28	1	0.032512	-45021.9393	46144.6003	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-31.8739	-677.6755
	2	0.042164	-48608.9089	42181.1838	0.05	0.004	0.011429	Cumple	96.7901	-33.7472	-677.6755
	3	0.032512	-45021.9393	46144.6003	0.05	0.004	0.011429	Cumple	54.2286	-31.8739	-677.6755

Al finalizar el cálculo de la capacidad, la Tabla 9 se interpretaría de manera que, se obtuvo el punto con máxima resistencia nominal a flexión se encuentra en el número 23 y 24 y el mayor cortante lo encontramos en el punto 23 y 26.

Tabla 10. Demanda de estado Límite de Resistencia I

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
41	0.2	RESISTENCIA	Max	-3870.15	-7985.22	-5918.89
41	2.5	RESISTENCIA	Max	-3870.15	-14.45	2153.32
41	4.8	RESISTENCIA	Max	-3870.15	3616.32	-2768.26
45	0.2	RESISTENCIA	Max	-3003.73	-3361.7	-2135.79
45	2.5	RESISTENCIA	Max	-3003.73	174.55	3826.9
45	4.8	RESISTENCIA	Max	-3003.73	3710.8	1656.21
49	0.2	RESISTENCIA	Max	-3328.47	-2643.23	445.91
49	2.5	RESISTENCIA	Max	-3328.47	893.02	3016.28
49	4.8	RESISTENCIA	Max	-3328.47	4429.27	-2546.72
53	0.2	RESISTENCIA	Max	-3365.23	-3433.96	-2453.19
53	2.5	RESISTENCIA	Max	-3365.23	102.29	1657.17
53	4.8	RESISTENCIA	Max	-3365.23	3638.54	-2365.84
57	0.2	RESISTENCIA	Max	-3456.75	-3344.22	-2101.12
57	2.5	RESISTENCIA	Max	-3456.75	192.03	1783.43
57	4.8	RESISTENCIA	Max	-3456.75	3728.28	-2465.39
61	0.2	RESISTENCIA	Max	-3479.65	-3202.56	-1958.41
61	2.5	RESISTENCIA	Max	-3479.65	333.69	1733.63
61	1.8	RESISTENCIA	Max	-3479.65	3869.94	-2707.7
71	0.2	RESISTENCIA	Max	-7635.94	361.43	908.83
71	3.1	RESISTENCIA	Max	-7635.94	361.43	494.2
71	6	RESISTENCIA	Max	-7635.94	361.43	79.56
74	0.2	RESISTENCIA	Max	-7512.98	291.87	865.66
74	3.1	RESISTENCIA	Max	-7512.98	291.87	575.09
74	6	RESISTENCIA	Max	-7512.98	291.87	284.52
77	0.2	RESISTENCIA	Max	-7543.66	379.32	1144.49
77	3.1	RESISTENCIA	Max	-7543.66	379.32	627.68
77	6	RESISTENCIA	Max	-7543.66	379.32	110.87
80	0.2	RESISTENCIA	Max	0	9942.62	6290.21
80	2.5	RESISTENCIA	Max	0	-357.36	-4710.49
80	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-10657.33	7978.76
83	0.2	RESISTENCIA	Max	0	11357.29	11352.91
83	2.5	RESISTENCIA	Max	0	1057.32	-2439.16
83	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-9242.66	7458.71
86	0.2	RESISTENCIA	Max	0	10321.97	7529.18
86	2.5	RESISTENCIA	Max	0	22	-4149.08
86	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-10277.98	7862.6
89	0.2	RESISTENCIA	Max	0	10576.46	8255.17
89	2.5	RESISTENCIA	Max	0	276.49	-3932.82
89	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-10023.49	7569.14
92	0.2	RESISTENCIA	Max	0	10390.42	7833.32
92	2.5	RESISTENCIA	Max	0	90.45	-3966.15
92	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-10209.53	7924.32
95	0.2	RESISTENCIA	Max	0	10930.35	8493.88
95	2.5	RESISTENCIA	Max	0	630.38	-4407.04
95	4.8	RESISTENCIA	Max	0	-9669.6	6381.98
98	0.2	RESISTENCIA	Max	-3926.79	8247.81	6616.99
98	3.1	RESISTENCIA	Max	-3926.79	277.05	6635.06
98	6	RESISTENCIA	Max	-3926.79	-3353.72	20339.09
101	0.2	RESISTENCIA	Max	-3870.15	-7985.22	-5918.89
101	3.1	RESISTENCIA	Max	-3870.15	-14.45	2153.32
101	6	RESISTENCIA	Max	-3870.15	3616.32	-2768.26

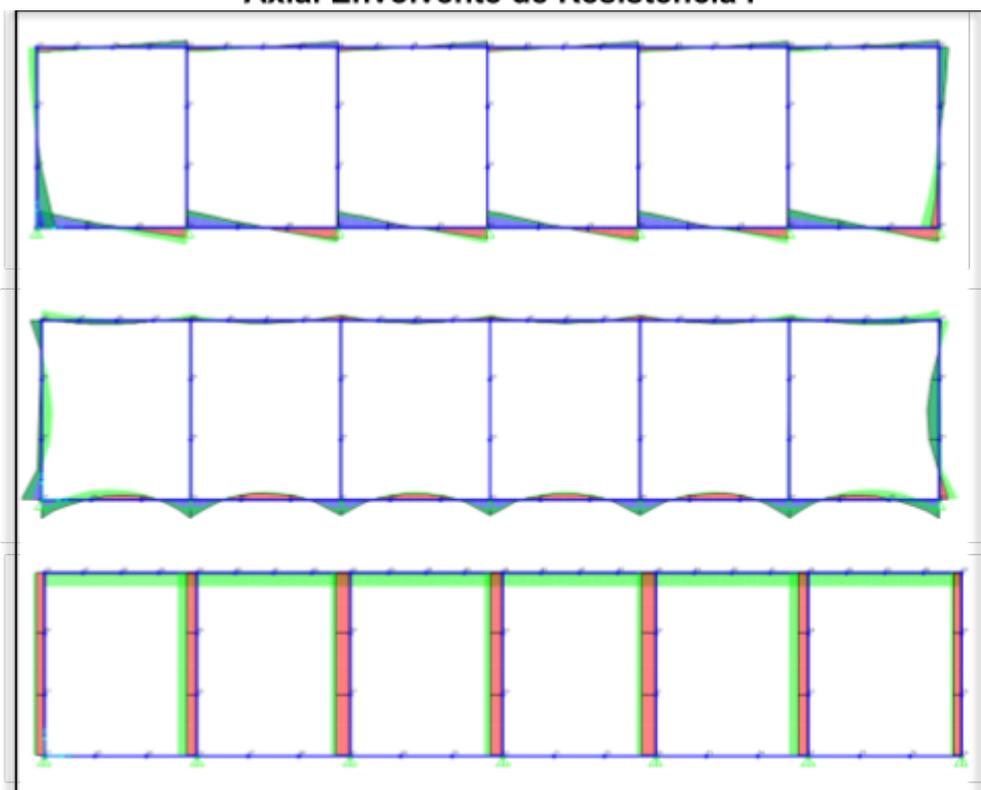
Fuente: Elaboración propia

Así mismo se dispuso a resumir la Tabla 10 de manera que, en el estado límite de resistencia se llegó a determinar qué; el mayor

momento se encuentra en el elemento 98, la mayor fuerza cortante se posiciona en el elemento 83 y la mayor fuerza axial en el elemento 71. Esto nos sirve para realizar un posterior diseño por capacidad de momentos últimos, siempre y cuando se desee realizar una estructura nueva, sin embargo, es importante para determinar un posible reforzamiento posterior por un método determinado.

De tal manera que, usaremos el momento último de diseño, siendo éste el más crítico, para determinar un diseño del reforzamiento a utilizar, determinando la cuantía necesaria que aplica una nueva sección asumida para resistir los esfuerzos de esta demanda.

Figura SEQ Figura * ARABIC 10. Cortante, Momento y Carga Axial Envolvente de Resistencia I



Fuente: Elaboración propia

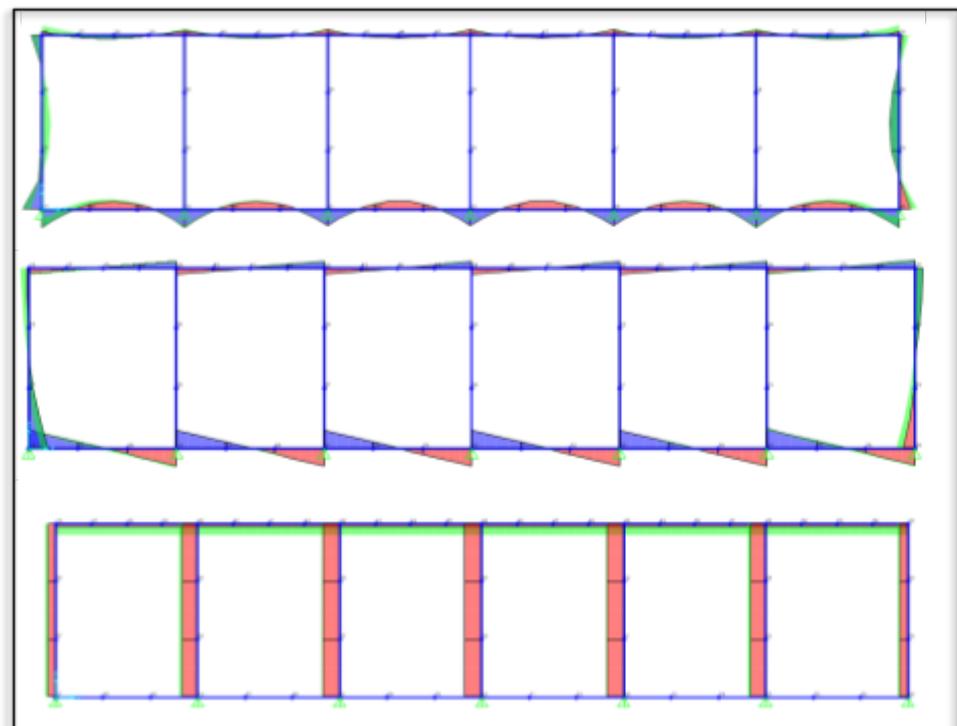
De esta manera, en la Figura 10 observamos las gráficas de los esfuerzos resultantes por la fuerza cortante, momento flexionante y carga axial del

Estado Límite de Resistencia I en cada uno de los elementos, esto se puede observar numéricamente en la tabla 10.

4.3. Resultados del objetivo específico 3:

Para determinar la demanda de estado límite de servicio, se hace análogamente, una vez cumplido la verificación por capacidad de Momento Flexionante, y con las cargas que afectan al puente que se calcularon en la parte anterior.

Figura SEQ Figura * ARABIC 11. Cortante, Momento y Carga Axial Envolvente de Servicio I



Fuente: Elaboración propia

En ese sentido, en la Figura 34 se presentan los esfuerzos ocasionados resultantes por la fuerza cortante, momento flexionante y carga axial del Estado Límite de Servicio I en cada uno de los elementos.

Entonces, para realizar la comprobación por Durabilidad y Tracción vs Módulo de Rotura, correspondiente al estado límite de servicio, se procede

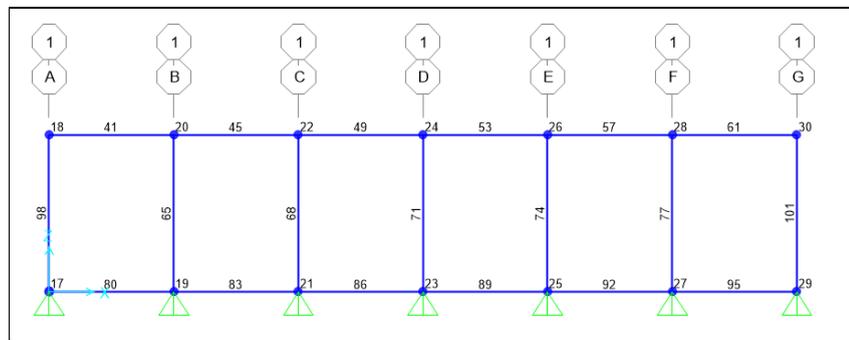
a realizar un diagrama de nomenclatura de elementos (Figura 12), para una mejor comprensión.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	StepType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf-m
41	0	SERVICIO	Max	-1451.2	-738.82	455.07
41	2.5	SERVICIO	Max	-1451.2	12454.79	18433.42
41	4.8	SERVICIO	Max	-1451.2	29399.3	-874.07
45	0.2	SERVICIO	Max	-1496.87	-699.88	4.19
45	2.5	SERVICIO	Max	-1496.87	10767.66	16544.87
45	4.8	SERVICIO	Max	-1496.87	28749.46	430.29
49	0.2	SERVICIO	Max	-1290.75	-627.93	243.9
49	2.5	SERVICIO	Max	-1290.75	10796.85	16565.73
49	4.8	SERVICIO	Max	-1290.75	28795.85	304.93
53	0.2	SERVICIO	Max	-1290.43	-647.91	206.08
53	2.5	SERVICIO	Max	-1290.43	10751.49	16564.57
53	4.8	SERVICIO	Max	-1290.43	28756.76	352.59
57	0.2	SERVICIO	Max	-1497.22	-474.23	309.4
57	2.5	SERVICIO	Max	-1497.22	10783.86	16536.49
57	4.8	SERVICIO	Max	-1497.22	28797.08	96.78
61	0.2	SERVICIO	Max	-1433.11	-2544.15	-871.31
61	2.5	SERVICIO	Max	-1433.11	9633.88	18444.59
61	4.8	SERVICIO	Max	-1433.11	27777.08	454.9
71	0.2	SERVICIO	Max	-3514.89	1476.93	2091.03
71	3.1	SERVICIO	Max	-3514.89	1476.93	4286.98
71	6	SERVICIO	Max	-3514.89	1476.93	6482.93
74	0.2	SERVICIO	Max	-3206.15	1458.59	2002.47
74	3.1	SERVICIO	Max	-3206.15	1458.59	4234.76
74	6	SERVICIO	Max	-3206.15	1458.59	6467.04
77	0.2	SERVICIO	Max	-3908.51	1549.93	2375.76
77	3.1	SERVICIO	Max	-3908.51	1549.93	4817.87
77	6	SERVICIO	Max	-3908.51	1549.93	7259.98
80	0.2	SERVICIO	Max	0	7718.03	4275.33
80	2.5	SERVICIO	Max	0	-418.45	-3277.84
80	4.8	SERVICIO	Max	0	-8554.93	7882.89
83	0.2	SERVICIO	Max	0	8821.79	8420.85
83	2.5	SERVICIO	Max	0	685.31	-1550.67
83	4.8	SERVICIO	Max	0	-7451.17	7191.72
86	0.2	SERVICIO	Max	0	8458.66	7266.5
86	2.5	SERVICIO	Max	0	322.18	-2022.87
86	4.8	SERVICIO	Max	0	-7814.3	7401.66
89	0.2	SERVICIO	Max	0	8522.37	7403.44
89	2.5	SERVICIO	Max	0	385.89	-2022.87
89	4.8	SERVICIO	Max	0	-7750.59	7264.73
92	0.2	SERVICIO	Max	0	8351.19	7192.84
92	2.5	SERVICIO	Max	0	214.71	-1551.35
92	4.8	SERVICIO	Max	0	-7921.77	8418.37
95	0.2	SERVICIO	Max	0	9184.54	7881.57
95	2.5	SERVICIO	Max	0	1048.06	-3281.63
95	4.8	SERVICIO	Max	0	-7088.42	4269.08
98	0.2	SERVICIO	Max	-999.93	5573.23	4637.33
98	3.1	SERVICIO	Max	-999.93	665.7	4746.43
98	6	SERVICIO	Max	-999.93	-1370.09	11094.91
101	0.2	SERVICIO	Max	-1025.19	-3221.97	-2168.07
101	3.1	SERVICIO	Max	-1025.19	1685.56	2144.25
101	6	SERVICIO	Max	-1025.19	3721.35	217.2

Tabla 11. Demanda de estado Límite de Servicio I

De esta manera, en la Tabla 11 se determina qué; en el estado límite de servicio se llegó a determinar qué; el mayor momento se encuentra en el elemento 61, la mayor fuerza cortante se posiciona en el elemento 41 y la mayor fuerza axial en el elemento 77.

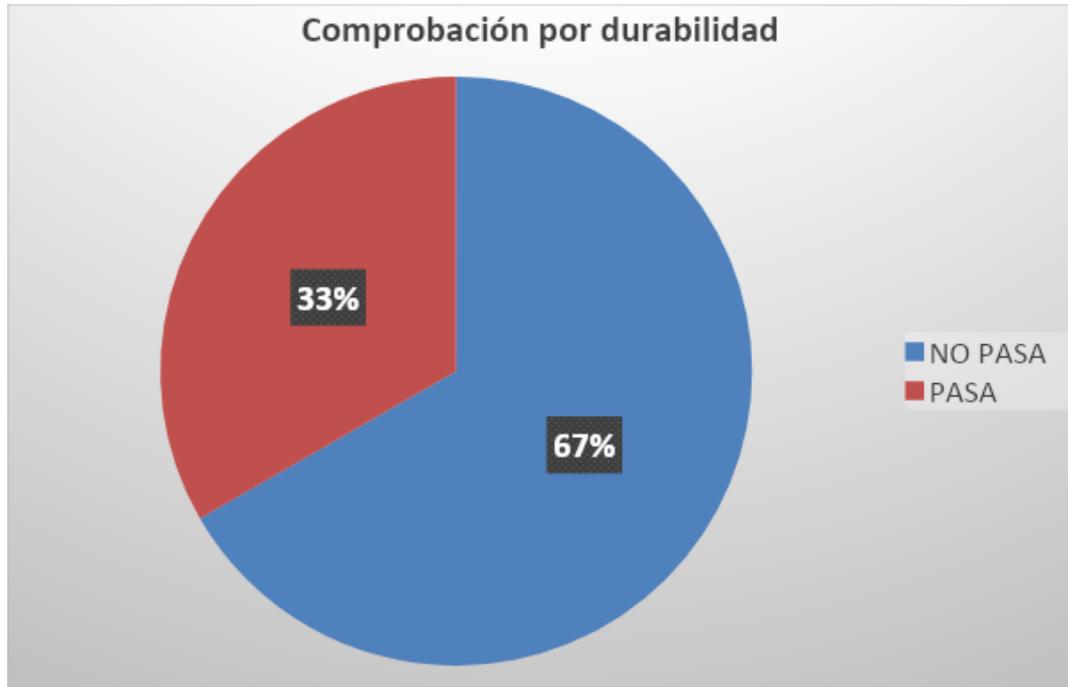
Figura SEQ Figura 1ª ARABIC 12. Diagrama de nomenclatura de elementos



Fuente: Elaboración propia

Mientras que en la Figura 12, se observa la nomenclatura que se utilizó para una mejor interpretación de los resultados en los elementos.

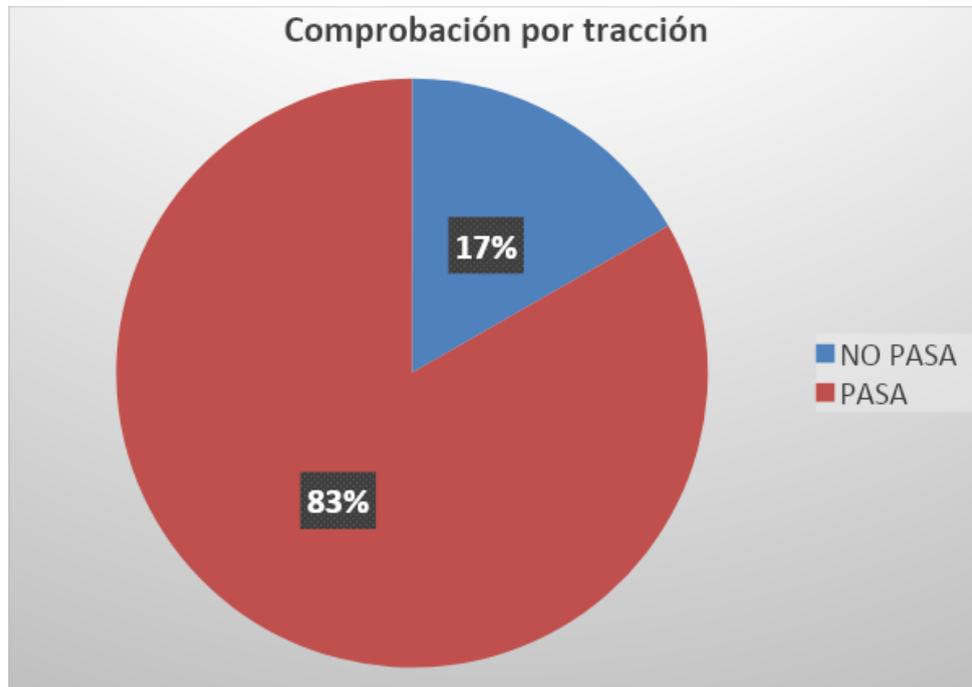
Figura 13. Comprobación por durabilidad - Estado Límite de Servicio I



Fuente: Elaboración propia

De tal manera, observamos en la Figura 13, que el 33% de elementos estructurales, pasan la comprobación por durabilidad según se especifica en el Anexo 09, mientras que un 67% no pasa, esto es un punto muy grave de analizar, ya que se busca que la totalidad de elementos pasen la comprobación.

Figura 14. Comprobación a Tracción vs Módulo de Rotura - Estado Límite de Servicio I



Fuente: Elaboración propia

Así mismo, observamos en la Figura 14, que el 17% de elementos estructurales, pasan la comprobación por durabilidad según se especifica en el Anexo 09, mientras que un 83% no pasa, esto también se considera como una probable falla en la estructura, ya que se busca que la totalidad de elementos pasen la comprobación.

4.4. Resultados del objetivo específico 4:

Antes de realizar cualquier diseño, debemos verificar que la estructura sea capaz de soportar esfuerzos producidos por fuerzas sísmicas,

según los parámetros actualizados del reglamento E030, es por esto que se realizó un análisis espectral multimodal.

Por tal motivo, realizamos la verificación de coeficientes de participación másica, teniendo un porcentaje de participación másica total de 75.21% según indica la tabla 12, para los 18 modos de vibración que propone el AASHTO LRFD 2014.

Tabla 12. Coeficientes de Participación másica

OutputCase	StepType	StepNumber	Period	UX	SumUX
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.759300000	0.00E+00	0.00000
MODAL	Mode	2	0.635301067	4.33E-19	0.00000
MODAL	Mode	3	0.255429748	6.81E-01	0.68100
MODAL	Mode	4	0.245738261	1.30E-14	0.68100
MODAL	Mode	5	0.120221137	2.35E-16	0.68100
MODAL	Mode	6	0.06883055	1.95E-18	0.68100
MODAL	Mode	7	0.056815295	1.06E-03	0.68206
MODAL	Mode	8	0.055494293	3.61E-19	0.68206
MODAL	Mode	9	0.050192329	1.47E-03	0.68353
MODAL	Mode	10	0.045584552	8.06E-17	0.68353
MODAL	Mode	11	0.044899693	1.31E-16	0.68353
MODAL	Mode	12	0.042040103	1.67E-03	0.68520

MODAL	Mode	13	0.0401767 82	1.56E-15	0.68520
MODAL	Mode	14	0.0362187 83	6.70E-02	0.75220
MODAL	Mode	15	0.0348593 32	5.82E-06	0.75221
MODAL	Mode	16	0.0334692 44	3.45E-16	0.75221
MODAL	Mode	17	0.0329602 75	1.22E-14	0.75221
MODAL	Mode	18	0.0299293 49	2.75E-06	0.75221

Fuente: Elaboración propia

De este modo, en la tabla 4.2 se puede observar los modos de respuesta espectral que predominan en la dirección Ux, Uy, Uz,

En la dirección "X" predomina el Modo 3 con un 68.1%, y el periodo de vibración correspondiente es $t=0.255$ seg.

En la dirección "Y" predomina el Modo 1 con un 68.5%, y el periodo de vibración correspondiente es $t=0.759$ seg.

En la dirección "Z" se desprecia el análisis debido a que la participación es insignificante.

Tabla 13. Reacciones para el Análisis Espectral Multimodal

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
17	Espectro Respuesta	LinRespSp ec	Max	458.44 45	532.1 2	858.85 4
19	Espectro Respuesta	LinRespSp ec	Max	636.80 45	258.2 1	234.27 45
21	Espectro Respuesta	LinRespSp ec	Max	608.40 85	259.0 1	37.168
23	Espectro Respuesta	LinRespSp ec	Max	613.83 5	259.0 1	0.0008 86

25	Espectro Respuesta	LinRespSpec	Max	608.4085	259.22	37.1675
27	Espectro Respuesta	LinRespSpec	Max	636.8045	259.21	234.2745
29	Espectro Respuesta	LinRespSpec	Max	458.4445	532.11	858.854

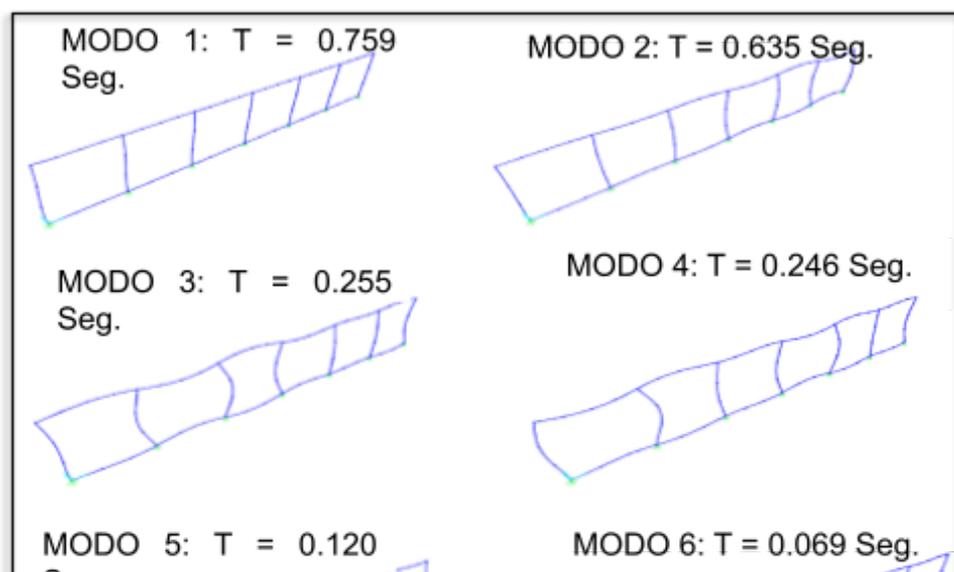
Fuente: Elaboración propia

Así mismo, observamos en la Tabla 13, las reacciones en los apoyos inferiores, esto resulta irrelevante al momento del análisis, pero es determinante en el diseño, para una propuesta posterior.

4.5. Resultados del objetivo general:

Cuando se habla de una evaluación dinámica, se piensa primero en desplazamientos, es por esto que; con todos los resultados obtenidos anteriormente nos sirvió para poder analizar los desplazamientos que se espera que la estructura admita según la norma E060 de Concreto Armado.

Figura SEQ Figura 15. Modos y periodos de vibración del puente



Fuente: Elaboración propia

De tal manera, observamos en la Figura 15, los modos de vibración predominantes en la estructura según el espectro de respuesta inelástico, y podemos observar que el mayor periodo ocurre con 0.759 seg. Siendo este menor al periodo fundamental, entonces no soportaría cargas sísmicas solicitadas con los parámetros actuales, ya que no se puede diseñar con un periodo menor que el fundamental que fue de 0.9 seg.

Tabla 14. Desplazamientos para la Evaluación Dinámica

Joint	OutputCase	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
17	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00
18	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0006 15	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 23	0.0000 00

19	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 15	0.0000 00
20	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0002 45	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 08	0.0000 00
21	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 12	0.0000 00
22	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0000 58	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 11	0.0000 00
23	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 12	0.0000 00
24	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0000 19	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 11	0.0000 00
25	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 12	0.0000 00
26	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0000 26	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 11	0.0000 00
27	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 11	0.0000 00
28	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0001 45	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 10	0.0000 00
29	Espectro Respuesta	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 21	0.0000 00
30	Espectro Respuesta	0.2493 52	0.0005 45	0.0000 00	0.0000 00	0.0000 18	0.0000 00

Fuente: Elaboración propia

De igual forma, observamos en la Tabla 14, los desplazamientos generados por las cargas dinámicas, donde se puede evidenciar que el desplazamiento máximo es de 24.9 cm, esto servirá para evaluar las derivas que hay en los puntos cargados como rótulas plásticas.

V. DISCUSIÓN

Se pudo observar, con respecto al tiempo de vida útil de los puentes según el MTC de 100 años para puentes promedios, las fallas de parte de las propiedades físicas, químicas y mecánicas, son muy evidentes para el tiempo que tiene actualmente este puente desde su construcción, es por esto que resultó importante realizar una inspección visual del mismo, para poder partir en adelante con un análisis óptimo. Así mismo, si tomamos como referencia la clasificación en grados de deterioro del puente en estudio en niveles de 01 a 04 de Farfán Luz, 2018; podríamos calificarlo como 03/04.

Es importante conocer el estado límite de Resistencia para determinar un posterior diseño que nos permita definir, principalmente, el momento último que acciona en cada uno de los elementos, y así realizar una distribución de acero óptimo para el caso de concreto armado. Podríamos hacer un análisis comparativo con los resultados obtenidos con Mejía, 2018; en donde, este último realiza un cálculo del momento nominal, los cuales son similares a los calculados por el programa, debido a que se basan en las mismas condiciones de cálculo que dispone el reglamento ACI-318. Es por esto, que con estos momentos podemos determinar un método de reforzamiento para mejorar la capacidad de resistencia del puente.

Las demandas de los estados límite de Servicio son importantes para la evaluación de los elementos estructurales que la conforman, de manera que se puede observar los esfuerzos internos de ésta para su análisis, tanto la carga axial, fuerza cortante y momento máximos, para tomarlos en cuenta mediante su comprobación por durabilidad y tracción vs módulo

de rotura. Siendo estas desfavorables según indican, tanto los códigos de ACI-318 como el del AASHTO LRFD 2014.

Y por último, es importante considerar en una evaluación dinámica, un método de análisis que nos permita evaluar la sismicidad, con los parámetros vigentes o actuales, para este caso se consideró utilizar un análisis espectral multimodal, según el Manual de Puentes del MTC. El cual nos permitió ingresar los parámetros actuales y evaluar las aceleraciones que se obtiene para los diferentes periodos de vibración (Espectro inelástico de respuesta), el cual tiene aceleraciones estándares para el diseño, comparando con los resultados de la comparación de Acero, 2004; quien, además, realiza comparaciones con diferentes Espectros de acuerdo a normativas de varios países. En cuanto a las participaciones másicas hizo falta considerar un número mayor de los modos; ya que se puede apreciar en la Tabla 21 que la columna de valores acumulados (SumX) resulta un valor de 75.22%; siendo muy desfavorable; teniendo como valor mínimo de 90%

VI. CONCLUSIONES

Dentro de las propiedades físicas, el puente se ha visto afectado a nivel de su geometría, debido a los desplazamientos que ha sufrido durante su tiempo de vida; en cuanto a las propiedades químicas, los elementos estructurales sufren una corrosión debido a las sales provocado por el paso del agua de río, esto trae consigo las fallas mecánicas; como la disminución de la resistencia a causa de la desintegración del área de acero de refuerzo, provocando fallas estructurales a flexión de los elementos, evidenciando unas grietas a lo largo de su longitud.

Se lograron determinar los esfuerzos que afectan las combinaciones de cargas por Resistencia son considerables por los factores que afectan a estas, en la tabla 10 se pueden observar cómo los elementos 98, 83 y 71 son los más afectados por cargas de Momento, cortante y Fuerza axial respectivamente, usando la figura 24 como nomenclatura de los elementos.

En la demanda de combinación de carga por Servicio se comprobó que; el área de acero tomado de los datos reales, son insuficientes para pasar la comprobación por tracción y por durabilidad como se muestra en las figuras 25 y 26. Habiendo un porcentaje que no pasa la comprobación por durabilidad de 67% y un 17% que no pasa la comprobación por tracción.

Dentro del análisis espectral multimodal, según la Tabla 13, se llega a la conclusión que; hace falta considerar más modos de vibración para la estructura debido a que en la columna de acumulados (SumX) llegamos a un porcentaje acumulado de 75% considerándose como mínimo llegar a 90% según las normativas ACI 318. Las derivas máximas de

$\frac{\Delta l}{h_e} = \frac{0.25}{6.2} = 0.04$ exceden al máximo que indica la norma E030 (0.007 para concreto armado) considerando la altura de 6.2, esto sucede a causa de la falta de rigidez de los elementos estructurales.

VII. RECOMENDACIONES

1. Al área técnica de obras públicas de la Municipalidad Provincial del Santa, se recomienda realizar una supervisión rigurosa, para mantener las propiedades físicas, mecánicas y químicas del puente, de tal manera que el proceso constructivo sea monitoreado constantemente, a fin de prevenir los agentes contaminantes y eventos extremos que trae la naturaleza.
2. Se recomienda a las áreas técnicas competentes de proyectos de la Municipalidad Provincial del Santa, realizar los cálculos de las demandas por Resistencia según sea el caso del tipo de puente que se vaya a trabajar, para así tomar en consideración todas las cargas que demandan las estructuras mediante combinaciones adecuadas según el AASHTO 2014 LRFD.
3. Así mismo, se recomienda a las áreas técnicas competentes de proyectos Municipalidad Provincial del Santa, realizar comprobaciones de las demandas por Servicio, según sea el caso del tipo de puente, por durabilidad y por tracción para, así tomar en cuenta todas las cargas, tanto estáticas como dinámicas que afectan al puente según el AASHTO 2014 LRFD.
4. Por otro lado, se recomienda a las áreas técnicas de proyectos de obras públicas de entidades que intervienen en transportes, tanto el Ministerio

de Transportes y Comunicaciones, como la Municipalidad Provincial del Santa que, para un análisis multimodal, realizar un número de 5 veces el número de tramos como mínimo para la cantidad de modos de vibración, a fin de realizar una evaluación espectral óptima. Además, actualizar los parámetros vigentes para un posterior reforzamiento de la estructura, ya que esta se encuentra en riesgo, debido a las fallas tempranas presentadas actualmente.

VIII. PROPUESTA DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Tesis: “Evaluación dinámica del puente Lacramarca ubicado en la Av. José Pardo Chimbote, Santa, Ancash”

Autor: Elwis Nicolaz Yacila Paredes

Asesor: José Pepe Muñoz Arana

Mediante la presente se dispone una propuesta de reforzamiento estructural del puente Lacramarca Chimbote Santa Ancash.

Después del análisis dinámico del Puente Lacramarca se propuso un plan de reforzamiento, en el que se utilicen las cuantías calculadas

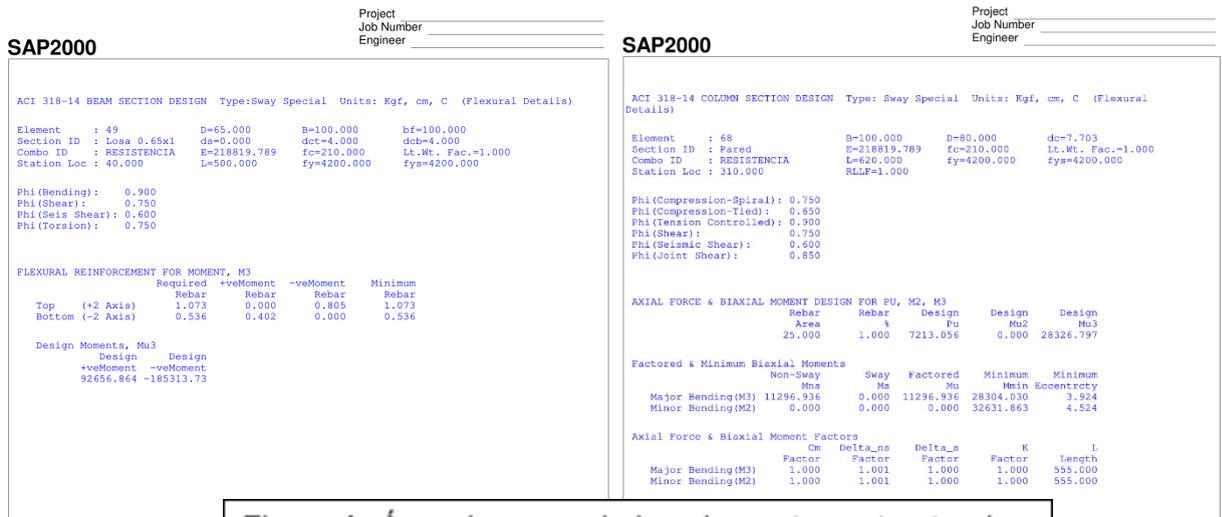


Figura A. Área de acero de los elementos estructurales

Se realizó variante en la sección de los elementos para obtener las cuantías críticas integradas al nuevo espesor de la losa (65cm), el software SAP2000 tiene la particularidad de realizar un diseño según el reglamento ACI 318 – 14, el Reglamento Nacional de Edificaciones en su apartado de E060 que corresponde a Concreto Armado propone un

diseño basándose en esta norma internacional, así que resultó viable tomar estos datos como parámetros de diseño.

En este sentido, por el lado de los muros estructurales, tenemos un área de acero para refuerzos longitudinales de 25.00 cm², con una Fuerza Axial de diseño de 4133.431 kgf y los Momentos que se aprecian para M3 y M2 correspondientes a los ejes locales asignados.

Por otro lado, la losa se diseñó como un elemento tipo Frame por temas de análisis y se obtuvo una cuantía de acero positivo en la mitad de la longitud (250 cm) de 0.776cm² de 1.355cm² con lo cual, se puede obtener, a criterio del proyectista a cargo, la mejor distribución de los aceros, considerando los esfuerzos plasmados en la Figura 2.

Para el procedimiento se propone realizar un reforzamiento de muros estructurales mediante el encamisado a los muros existentes, anclando los aceros longitudinales nuevos a la cimentación o losa inferior, y lo propio para el anclaje de la losa superior, con perforaciones del mismo diámetro de la varilla a utilizar para el reforzamiento. Luego se propone realizar anclajes a nivel transversal con ganchos estructurales iguales a las varillas transversales escogidas, en consecuencia, se procede a hacer un encofrado, preferentemente metálico, ya que así obtenemos una menor absorción del contenido de humedad del concreto.

El procedimiento del reforzamiento de la losa es similar, realizando el encamisado por secciones utilizando un sistema de mampostería similar al vaciado de concreto en calzaduras. Las varillas longitudinales y transversales se realizan de manera análoga al reforzamiento de los muros longitudinales

REFERENCIAS

1. 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. [Fecha de consulta: 10 de mayo del 2020]. Disponible en: < <https://www.techstreet.com/mss/products/preview/1877494> >
2. Ministerio de transportes y Comunicaciones (MTC), Guía para inspección de puentes, Perú 2005. Directiva N° 01-2006 – MTC/14. 80pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: < [https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES S.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES%20S.pdf) >
3. Ministerio de transportes y comunicaciones (MTC), Manual de Puentes, Perú 2018, Directiva N° 19-2018 – MTC/14. 630pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: < http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/13370.pdf >
4. CHOPRA, Anil K., Dinámica de estructuras 4^o Edición, México 2014.756pp. ISBN: 978-607-32-2239-6. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: https://www.todostuslibros.com/libros/dinamica-de-estructuras-4a-ed_978-607-32-2239-6
5. GUDIÑO, Edison & AYALA, Fredy. Métodos de análisis sísmicos de puentes simplemente apoyados – Tesis (Bachiller en Ingeniería). Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército, 2012. 185pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:

<https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/5619/1/T-ESPE-033656.pdf>

6. MEJIA, Junior. “Evaluación estructural del puente Lacramarca ubicado en la Panamericana Norte. Propuesta de mejora, Chimbote – Ancash – 2018” – Tesis (Bachiller en Ingeniería) Chimbote: Universidad César Vallejo, 2018. 234pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/30967>
7. TEXAS, Departamento of Transportation, Culvert Rating Guide. Texas, agosto 2009. 265pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://www.depts.ttu.edu/techmrtweb/reports/products/Culvert-Rating-Guide-Second-Edition.pdf>
8. 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. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: http://repositorio.undac.edu.pe/bitstream/undac/420/1/T026_70821942_T.pdf
9. VALLECILLA, Carlos. Curso de puentes en concreto. Bogotá: Editorial Bauen, 2006. 299pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: https://books.google.com/books/about/Curso_de_puentes_en_concreto.html?id=bJ5YjwEACAAJ
10. ACERO, José. “Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis” – Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004.

154pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/136>

11. BARDALES, Héctor. “Conservación de Puentes de piedra en el Perú: Criterios para su Intervención Estructural” – Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Pontifica Universidad Católica del Perú, 2013. 148pp. [Fecha de consulta: 17 de mayo del 2020]. Disponible en:
<http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/5268>
12. CONTRERAS, Cindy. “Evaluación, Diagnóstico Patológico y Propuesta de Intervención del Puente Romero Aguirre” – Tesis (Bachiller en Ingeniería). Cartagena: Universidad de Cartagena, 2014. 90pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
<http://repositorio.unicartagena.edu.co/bitstream/handle/11227/1367/EVALUACION,%20DIAGNOSTICO%20PATOLOGICO%20Y%20PROPUESTA%20DE%20INTERVENCION%20DEL%20PUENTE%20ROMERO%20AGUIRRE.pdf?sequence=1>
13. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specifications for Highway Bridges 17^o Edition. Washington 2002. 797pp. ISBN: 156051-171-0. [Fecha de consulta: 23 de mayo del 2020]. Disponible en:
14. 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. [Fecha de consulta: 27 de mayo del 2020]. Disponible en:
<https://www.devex.com/organizations/american-association-of-state-highway-and-transportation-officials-aashto-22336/>
15. RODRIGUEZ, Arturo. Puentes con AASHTO – LRFD 2014 (7th Edition) 1^o Edition. Perú 2017. 342pp. ISBN: 978-612-46974-9-4.

[Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
<http://sigesu.unah.edu.pe/web-biblioteca/detalle-libro/268.html>

16. Reglamento Nacional de Edificaciones. E030 – Diseño Sismorresistente. Lima 2016. 30pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
<https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=4652>
17. DIAZ, Carrasco. Metodología de la Investigación Científica 1º Edición. Lima 2015. 474pp. ISBN: 978-9972-38-344-1. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
http://www.sancristoballibros.com/libro/metodologia-de-la-investigacion-cientifica_45761
18. Gonzáles, Maribell, Villalobos, Felipe, Méndez, Alejandro & Carrillo, Carlos (2018). Study of the static and seismic performance of a geogrid reinforced soil wall as bridge abutment in Concepción. Obras y proyectos (24) 41-52. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S0718-28132018000200041&lng=es&nrm=iso&tlng=en
19. Cordova, Segundo. “Determinación y Evaluación de las Patologías de Concreto Armado del Puente Tipo Viga Sman y sus Elementos Estructurales Mallares Sullana – Piura, abril 2018” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote, 2018. 121pp. [Fecha de consulta: 15 de junio del 2020]. Disponible en:
<http://repositorio.uladech.edu.pe/handle/123456789/5673>
20. Vargas, Jiménez & Génesis, Maricelo. “Diagnóstico, Prevención y Reparación en Viviendas de Albañilería con Problemas de Humedad en el Distrito Gregorio Albarracín Lanchipa – Provincia Tacna –

Departamento Tacna” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Tacna: Universidad Privada de Tacna, 2017. 203 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UPTI_28b60fe6feccdcf5537640386ab1ef3

21. Peralta, Franklin. “Diseño Estructural de Puentes Peatonales sobre la Autopista Pimentel – Chiclayo” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Pimentel: Universidad Señor de Sipán, 2018. 198 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.uss.edu.pe/bitstream/handle/uss/4570/Peralta%20Peralta.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
22. Velasco, Marcos. “Investigación Hidráulica y Sedimentológica del Tramo Urbano del Río Piura” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad de Piura, 2002. 112 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/1170>
23. Bejarano, Alvarado & Daza, Jhonatan. “Diagnóstico de las Patologías Físicas, Químicas y Mecánicas Presentes en los Puentes Peatonales de la Localidad de Engativá en Bogotá D.C.” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Bogotá: Universidad Católica de Colombia, 2017. 169 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://repository.ucatolica.edu.co/handle/10983/15212>
24. José, Rivas. “Cuantificación de los Efectos de la Erosión y Socavación en la Estructura de Puentes y su Aplicación en el Puente del Río Motupe del Departamento de Lambayeque” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Chiclayo: Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, 2018. 329 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:

<http://tesis.usat.edu.pe/xmlui/handle/20.500.12423/1402?locale-attribute=fr>

25. Farfán, Luz. “Evaluación y Determinación de las Patologías en la Estructura del Puente Sullana Ruta PE – 01N K.M. 2+107, provincia de Sullana, Departamento de Piura” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad Católica los Ángeles de Chimbote, 2018. 115 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.uladech.edu.pe/handle/123456789/4548?show=full>
26. Farfán, Carlos. “Determinación y Evaluación de las Patologías del Concreto Armado en los Elementos Estructurales del Puente Vehicular Simón Rodríguez, con una Longitud de 423.80 MTS, en el Distrito de Amotape, Provincia de Paita, Departamento de Piura, Abril – 2018” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad Católica los Ángeles de Chimbote, 2018. 115 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.uladech.edu.pe/handle/123456789/5013>
27. Simões, Gonçalo. “Estudio experimental de los efectos de la corrosión de las Armaduras en Vigas Continuas de Hormigón Armado” – Tesis (Ingeniero Civil). Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya, 2013. 143 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2099.1/18385>
28. Carmones, Lesly. “Evaluación Patológica y Propuesta de Mejora del Concreto en la Planta de Tratamiento del Agua Residual, Shanuco, Amashca, Carhuaz: 2018” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Huaraz: Universidad Cesar Vallejo, 2018. 139 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.ucv.edu.pe/handle/UCV/26672?locale-attribute=en>

29. Domínguez, Jaime. “Dinámica de Puentes de Ferrocarril para Alta Velocidad: Métodos de Cálculo y Estudio de la Resonancia” – Tesis (Ingeniero de Caminos, Canales y Puentes). Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2001. 239 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: http://oa.upm.es/13111/1/JAIME_DOMINGUEZ_BARBERO.pdf
30. Vargas, Cesar. “Evaluación del Desempeño Sísmico de Puentes Continuos” – Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017. 136 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9369>
31. Vences, Milton. “Diseño Estructural del Puente Lima sobre el Canal Vía, Sullana” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad de Piura, 2004. 177 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/1366>
32. Gago, Gino & Limache, José. “Análisis Comparativo del Comportamiento Estructural entre un Puente Extradosado y un Puente Atirantado de 220 metros de Luz” – Tesis (Bachiller en Ingeniería Civil). Piura: Universidad Ricardo Palma, 2019. 172 pp. [Fecha de consulta: 25 de junio del 2020]. Disponible en: <http://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2672>
33. Boresi, Arthur & Schmidt, Richard. Advanced Mechanics of Materials 6° Edición. United States 2003. 690pp. ISBN: 978-0-471-43881-6. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://www.books-by-isbn.com/0-471/0471438812-Advanced-Mechanics-of-Materials-Arthur-P.-Boresi-Richard-J.-Schmidt-0-471-43881-2.html>

34. Ortiz, Luis. Elasticidad 3^o Edición. España 1998. 562pp. ISBN: 84-481-2046-9. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:
https://books.google.com.pe/books?id=Fp67grsAjEMC&pg=PA100&lp g=PA100&dq=ISBN:+84-481-2046-9&source=bl&ots=__flRdxTzA&sig =ACfU3U0cvU1hYPf3uEu623b0kfydvUaKCw&hl=es&sa=X&ved=2ah UKewjuvtiKmL_qAhXCEbkGHeN5BO8Q6AEwBXoECBIQAQ
35. Freyermuth, Clifford (1966). Design of Continuous Highway Bridges whit Precast, Prestressed Concrete Griders. Portland Cement Association, (1) 26 pp. [Fecha de consulta: 09 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://trid.trb.org/view/350729>
36. Sarria, Alberto. Ingeniería Sísmica 2^o Edición. Venezuela 1995. 569pp. ISBN: 95-890-5749-7. [Fecha de consulta: 21 de mayo del 2020]. Disponible en:
https://books.google.com.pe/books?id=lcl1vP-NHQYC&pg=PA156&lp g=PA156&dq=Ingenier%C3%ADa+S%C3%ADsmica+2%C2%BA+Edi ci%C3%B3n.+Venezuela+1995&source=bl&ots=xR3UUzrrTx&sig=ACf U3U1UnoNsQ4ayuouGvC3FaVJXM9dmaA&hl=es&sa=X&ved=2ahUK EwiZkLTBmL_qAhX3GbkGHY3bAWMQ6AEwBHoECAgQAQ
37. Ishiyama, Y., Kato, H., Nishimo, K. & Ikeuchi, K. (2017). Revision of ISO 3010 “Bases for Design of Structures – Seismic Action on Structures”. 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017, (1) 12 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://www.iso.org/standard/63217.html>
38. Alireza, R. & Ghafooripour, Amin (1992). An investigation into the effect of earthquakes on bridges. 10th World Conference on Earthquake engineering – Spain 1992, (1) 101 pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en:

https://www.researchgate.net/publication/245347220_An_investigation_into_the_effect_of_earthquake_on_bridges

39. Carrera, Elsa (1998). Análisis y Diseño de Puentes. Curso de actualización SENCICO, Arequipa 1998 (1) 471pp. [Fecha de consulta: 15 de mayo del 2020]. Disponible en: https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UCSM_8ecbb40ccd0a61234cba35c9110ec655

40. Applied Technology Council (1997), "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations". 1º Edition California 1997. 225pp. [Fecha de consulta: 30 de mayo del 2020]. Disponible en: <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/PB96194162.xhtml>

ANEXOS

ANEXO 01.

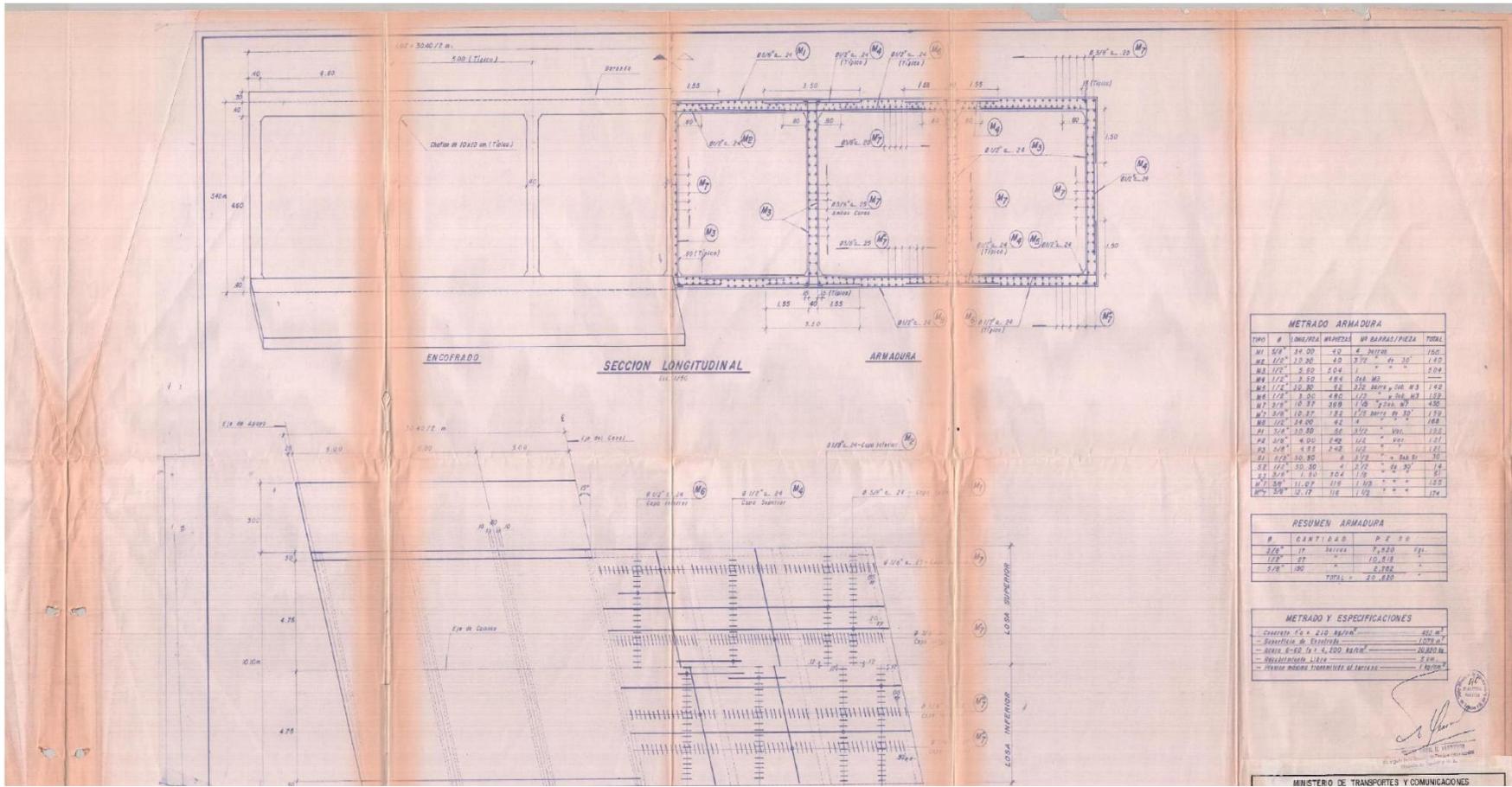
**Matriz de operacionalización de la
variable**

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL		DIMENSIÓN	INDICADORES				ESCALA DE MEDICIÓN			
					ID.	DEFINICIÓN	CAUSA	TRATAMIENTO				
Comportamiento dinámico del Puente Lacramarca Av. Pardo Chimbote, Santa, Ancash, Perú	La respuesta dinámica es el modo de actuarla estructura frente a acciones externas que producen vibraciones con determinados periodos	INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA	Inspección Básica	Ubicación de daños mediante una inspección visual	ESTADO ACTUAL DEL PUENTE	FÍSICO	Comprende el estado geométrico, masico, y sus alteraciones debido a agentes externos encontrados en el ambiente	Tiene causas naturales y causadas por el hombre, además de cargas de diversas procedencias	Hace falta una intervención a nivel de mantenimiento estructural y de arquitectura	NOMINAL		
			Inspección primaria	Realiza una inspección detallada bajo supervisión profesional calificado		MECÁNICO	Comprende las deformaciones del elemento, además de su agrietamiento y fisuración; generando la exposición del acero de refuerzo.	Origen mecánico por esfuerzos en la propia estructura.	Reforzamiento de los elementos aplicando uso de aditivos.			
			Inspección Especial	Se realizó la inspección empleando fichas técnicas del MTC, para determinar las fallas a más detalle a nivel estadístico.				Mal proceso constructivo en obra o una deficiente dosificación del concreto				
								Origen mecánico por esfuerzos en la propia estructura.				
			Se va a evaluar la capacidad del puente tipo alcantarilla, en base a los datos geométricos obtenidos de los planos de construcción del mismo, además la norma de AASHTO	ESTADOS LÍMITES		RESITENCIA	Estado límite relacionado directamente con la resistencia y estabilidad de la estructura				NOMINAL	
							QUÍMICO	Alteración de las propiedades, mediante procesos químicos que pueden alterar su composición molecular.	Incremento indefinido del caudal del río		Aplicación de un sistema de aislamiento térmico	
									Materiales de construcción con excesiva porosidad		Mantenimiento estructural a nivel de subsuelo	
							QUÍMICO	Alteración de las propiedades, mediante procesos químicos que pueden alterar su composición molecular.	Exposición a la brisa del ambiente o mala aplicación del recubrimiento en elementos metálicos		Aplicar óptimamente el recubrimiento según sea necesario	
			Origen químico debido a exposición del elemento frente a sustancias reactivas									

		Estándar, además de las acciones de carga muerta y demandas de carga vivas calculadas manualmente mediante la recolección de datos AASHTO LRFD, para un posterior análisis			
				SERVICIO	Estado límite relacionado directamente con las tensiones, deformaciones y fisuración
		Se evaluará el método de análisis espectral a utilizar para el análisis dinámico de la estructura, mediante tablas definidas por AASHTO LRFD, con recolección de datos por la misma normativa, considerando la el espectro de respuesta elástico.	ANÁLISIS ESPECTRAL MULTIMODAL	COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL	Coefficiente que determina la fuerza cortante en la base de la estructura
				EVALUACIÓN DINÁMICA ESPECTRAL	Comportamiento dinámico causado por la respuesta del espectro de diseño elástico tomando en cuenta los factores y parámetros actuales

ANEXO 02.

Plano estructuras del Puente Lacramarca



ANEXO 03.

Ficha de inspección MTC

GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES 2006

TOMA DE DATOS DE LA INSPECCIÓN

ANEXO N° 03 - 01

1) IDENTIFICACION Y UBICACIÓN		
Nombre Puente :	<i>Laciamarca</i>	Tramo :
Tipo Puente :	<i>Alcantarilla</i>	Dpto. Político :
Sobre (*):		Dpto. Vial :
Altitud (msnm):		Provincia :
Latitud (grad, min):		Distrito :
Longitud (grad, min):		Poblado más Cercano :
Ruta :		Kilometraje :
2) DATOS GENERALES		
Puente Sobre :		Nombre :
Longitud Total (m) :	<i>30.4 m</i>	Numero Vías Tránsito :
Ancho Calzada (m) :	<i>10.4 m</i>	Sobrecarga Diseño :
Ancho Vereda (m) :	<i>1.20</i>	Numero Proyecto :
Altura Libre Superior (m) :		Año Construcción :
Altura Libre Inferior (m) :		Ultima Inspección (dd/mm/aa) :
Tipo Servicio :		Ultimo Trabajo :
Tráfico (veh/día) :	<i>198</i>	% Camiones y Buses :
Año :	<i>1984</i>	Alineamiento :
Condiciones Ambientales :		
3) TRAMOS		
Numero Tramos :	<i>06</i>	Longitud Total :
Tramos :		Longitudes Restantes :
Luz Principal (m) :		Longitud Segundo Tramo (m) :
		Longitud Tercer Tramo (m) :
TRAMO 1 (Principal)		TRAMO 2
Categoría/Tipo :		Categoría/Tipo :
Características Secundarias :		Características Secundarias :
Condición Borde :		Condición Borde :
Material de Construcción :		Material de Construcción :

ANEXO 04.

Estudio de Mecánica de Suelos

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)

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

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

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.

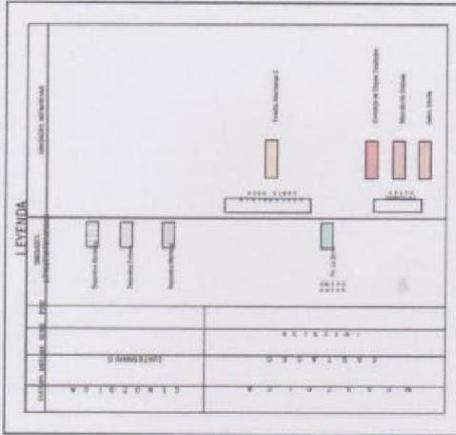
b) Cuaternario

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



**GEOLOGIA REGIONAL
NUEVO CHIMBOTE**


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

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 aluvional (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

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

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

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

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, sismoactiva 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.


JORGÉ 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 freático (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 DESCRIPCION 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 ($\tau_c / \bar{\sigma}_v$), de la forma propuesta en cada método.
- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que se requiere para causar licuación en el suelo ($\tau_c / \bar{\sigma}_v$), 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

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

$$FL = \frac{(\tau_d / \tilde{\sigma}_v)}{(\tau_L / \tilde{\sigma}_v)}$$

- 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).

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^{1.4}}{B^{0.75}} f_b f_{NF} f_f$$

- 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_1 corregido por longitud de barras, diámetro de la perforación y energía.
 f_b = 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

$$f_r = \frac{S_{c(L/B>1)}}{S_{d(L/B>1)}}$$

$$\text{si } L/B > 1 \quad f_r = \frac{1}{\left[\frac{1.25 (L/B)}{(L/B) + 0.25} \right]^2}$$

$$\text{si } L/B = \infty \quad f_r = 0.64$$

$$f_s = \frac{\delta_s}{25 \text{ mm}}$$

5.4 Cálculo 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:

$$K_{as} = K_a + \frac{1}{4} K_h$$

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 estático	K_a	0.376
Coeficiente pasivo estático	K_p	2.663
Coeficiente en reposo	K_o	0.546
Coeficiente activo dinámico	K_{as}	0.544
Coeficiente pasivo dinámico	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

PRESIÓN 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.

$$f_F = \frac{S_{e(L'/B'=1)}}{S_{e(L'/B')}}^2$$

$$\text{si } L'/B' > 1 \quad f_F = \frac{1}{\left[\frac{1.25 (L'/B')}{(L'/B') + 0.25} \right]^2}$$

$$\text{si } L'/B' = \infty \quad f_F = 0.64$$

$$f_s = \frac{\delta_s}{25 \text{ mm}}$$

Puente arcatilla: Losa cimentación

Sl:	Df=	1.50	m	(Desde el nivel de fondo del río)
	N ₆₀ =	5		
	B=	9.00	m	
	L=	29.00	m	
	f _s =	0.74		
	f _{NF} =	1.00		
	δ _s =	28.40	mm	
	f _F =	1.00		

$$q_a = 0.13 \text{ Kg/cm}^2$$

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	V_s	N_{60}	\bar{s}_u
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
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

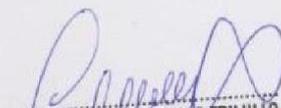
6.0 ANALISIS QUIMICO

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° 68736

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.
- Afín 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 ambos márgenes del río Lacramarca, con material no erosionable y no susceptible a licuación, afín 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 sismo de magnitud $M_s = 8.0$ y aceleración máxima superficial de 0.45g, el suelo será susceptible a licuación hasta los 5.60m de profundidad.

JORGE EDINSON MORILLO TRUJILLO
INGENIERO CIVIL
C.I.P. N° 68738

- 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.

$$Si Df = 1.50m, B = 9.00m y L = 29.00m$$

$$Q_{adm} = 0.13 \text{ Kg/cm}^2$$

- 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	K_a	0.376
Coefficiente pasivo estático	K_p	2.663
Coefficiente en reposo	K_o	0.546
Coefficiente activo dinámico	K_{as}	0.544
Coefficiente pasivo dinámico	K_{ps}	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 05.

**Cuadro de Condición Global del
Puente**

Calif	Descripción de la condición
0	Muy bueno: No se observa problemas
1	Bueno: Hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioro sin importancia
2	Regular: Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran deterioro, algo de pérdida de sección, grietas, descascaramiento o socavación pérdida de sección avanzada
3	Malo: La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatigas en el acero.
4	Muy malo: Avanzado deterioro de los elementos estructurales: grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto, la socavación compromete el apoyo que debe dar la infraestructura, conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado.
5	Pésimo: Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos: desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura, el puente se cierra al

	tráfico, pero con acciones correctivas se puede reestablecer el tránsito de unidades ligeras.
--	---

Fuente MTC (Guía para inspección de puentes)

ANEXO 06.

**Cuadro de Combinaciones de
Carga y Factor de Carga**

Combinación de cargas	DC	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
																	EQ	IC	CT	CV
Estado Límite																				
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Solo EH, EV, ES, DW, DC	Y_P 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	-	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_P	Y_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	Y_{TG}	Y_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA – Solo LL, IM Y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO,2014, p. 3-16

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y Accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.32	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	1.75

Fuente: AASHTO,2014, p. 3-16

ANEXO 07.

**Cuadros de comprobaciones por
Estado Límite de Servicio**

Comprobación por durabilidad - Estado Límite de Servicio I

Elemento	Descripción	Distancia	Mu Resistencia	Mu Servicio	P servicio	Fs (kg/cm ²)	e	j	As=M/Fs.j.d	As (Campo)	Conclusión
41	Losa superior	0	1532875	857904	380370	2520	15.985	0.787	12.82	6.35	Poco acero
		2.5	3135231	1855887	380370	2520	18.609	0.795	27.46	6.35	Poco acero
		5	2550793	1549208	380370	2520	17.803	0.793	22.99	11.43	Poco acero
98	Pilares extremos	0	879026	576263	2895023	2520	13.929	0.781	8.68	6.35	Poco acero
		3.1	684966	474643	2895023	2520	13.894	0.781	7.15	5.08	Poco acero
		6.2	2033909	114209	2895023	2520	13.769	0.781	1.72	5.08	Correcto
80	Losa inferior	0	895494	585673	3125851	2520	13.917	0.781	8.82	5.08	Poco acero
		2.5	756436	327784	3125851	2520	13.835	0.781	4.94	5.08	Correcto
		5	1243137	969759	3125851	2520	14.040	0.782	14.60	11.43	Poco acero
65	Pilares intermedios	0	388941	204814	3518903	2520	13.788	0.781	3.09	5.08	Correcto
		3.1	823994	433895	3518903	2520	13.853	0.781	6.54	5.08	Poco acero
		6.2	1261180	662976	3518903	2520	13.918	0.781	9.98	10.16	Correcto

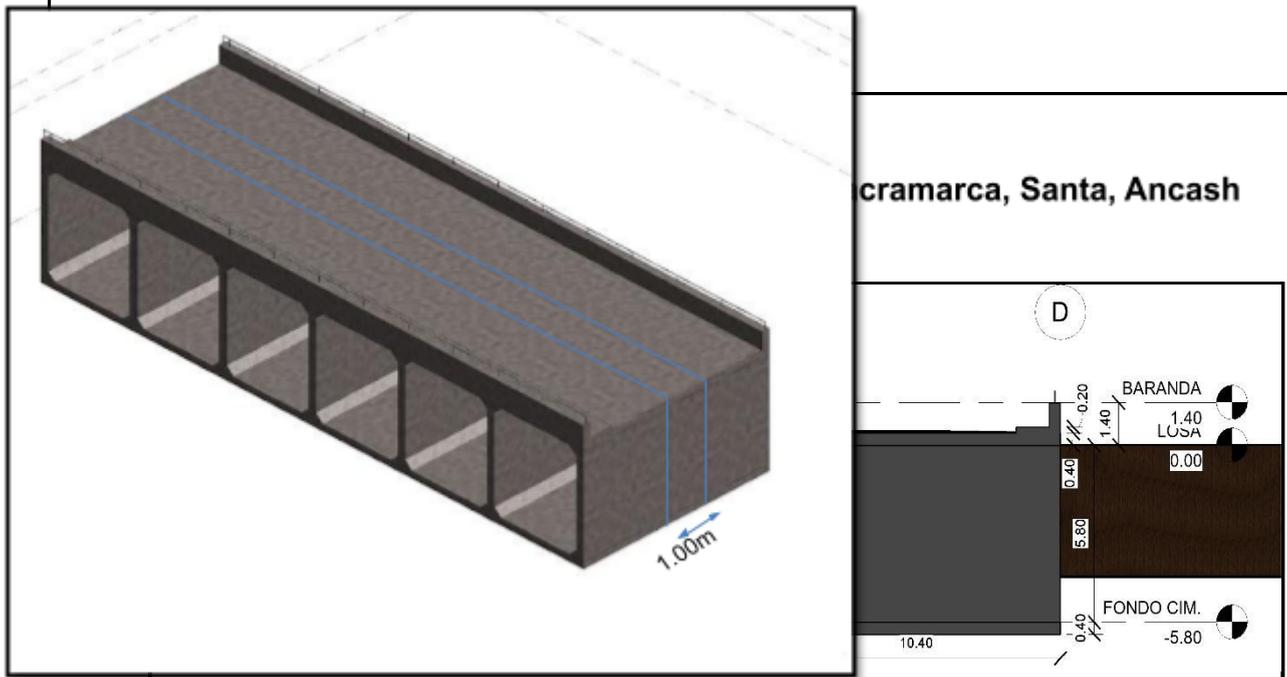
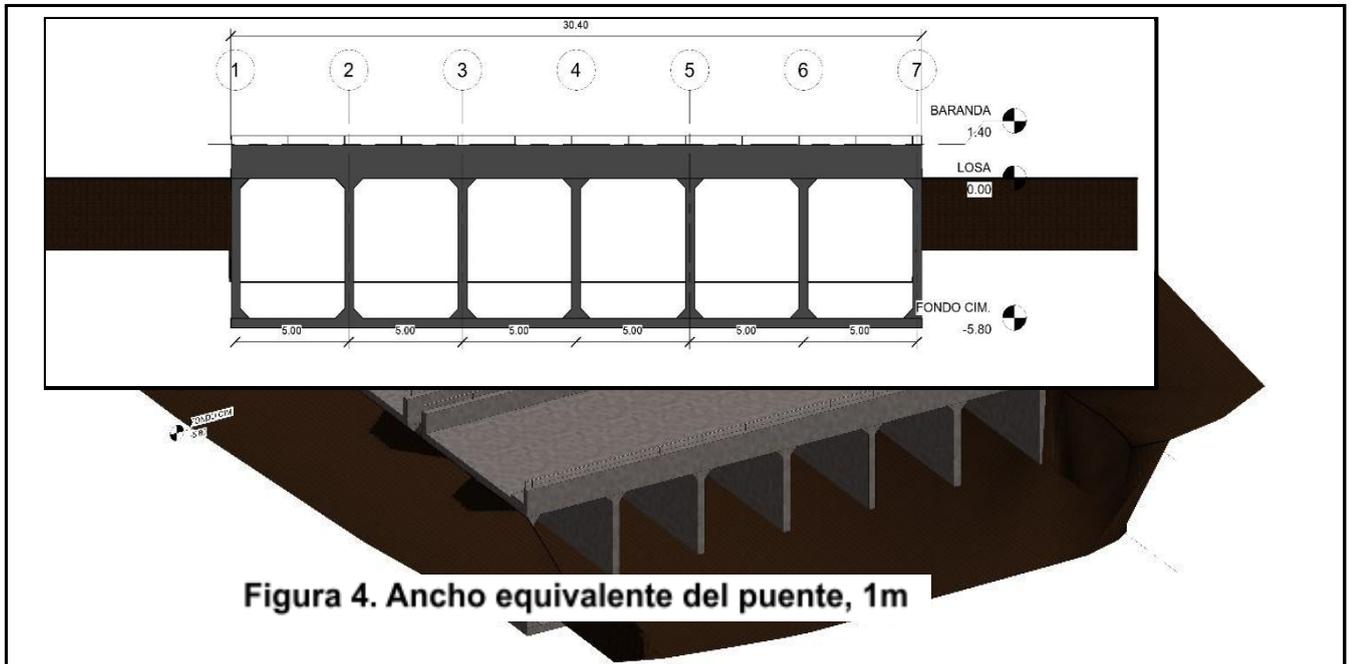
Comprobación a Tracción vs Módulo de Rotura - Estado Límite de Servicio I

Elemento	Descripción	Distancia	Mu Servicio	$F_c = \frac{Mu}{(6*b*h^2)}$	$Fr = 0.8(0.63*fc^{0.5})$	$F_c > 0.8Fr$
41	Losa superior	0	857904	0.89	0.476	Correcto
		2.5	1855887	1.93	0.701	Correcto
		5	1549208	1.61	0.640	Correcto
98	Pilares extremos	0	576263	0.60	0.390	Correcto
		3.1	474643	0.49	0.354	Correcto
		6.2	114209	0.12	0.174	No cumple
80	Losa inferior	0	585673	0.61	0.394	Correcto
		2.5	327784	0.34	0.295	Correcto
		5	969759	1.01	0.507	Correcto
65	Pilares intermedios	0	204814	0.21	0.233	No cumple
		3.1	433895	0.45	0.339	Correcto
		6.2	662976	0.69	0.419	Correcto

ANEXO 8.

Geometría del puente

Figura 3. Sección Longitudinal del puente Lacramarca, Chimbote, Santa, Ancash



ANEXO 9.

Panel Fotográfico



P
h
o

ientes
vo de



Se realizó la inspección visual del puente para identificar las primeras fallas que lo están acosando actualmente



Se procedió a realizar un levantamiento a nivel de Wincha para la toma de datos físicos actuales del puente



Así mismo, se pudo observar fallas y agrietamientos a nivel superficial del pavimento



Se puede observar que presenta una falla por corte en los apoyos de Pilar-Losa Superior



El nivel de los sedimentos acumulados por encima de la Losa Inferior, llego a una altura media aproximada de 1.70 m



Aquí se pudo observar un despiece de la sección de los pilares que soportan la losa superior, evidenciando perfectamente el acero de refuerzo, siendo el recubrimiento mínimo.



En otra sección de la losa se puede observar la corrosión del acero de refuerzo causado probablemente por la penetración de las sales provenientes del río.



Por otro lado, en las paredes, observamos un desplazamiento en la parte superior que genera un desnivel vertical

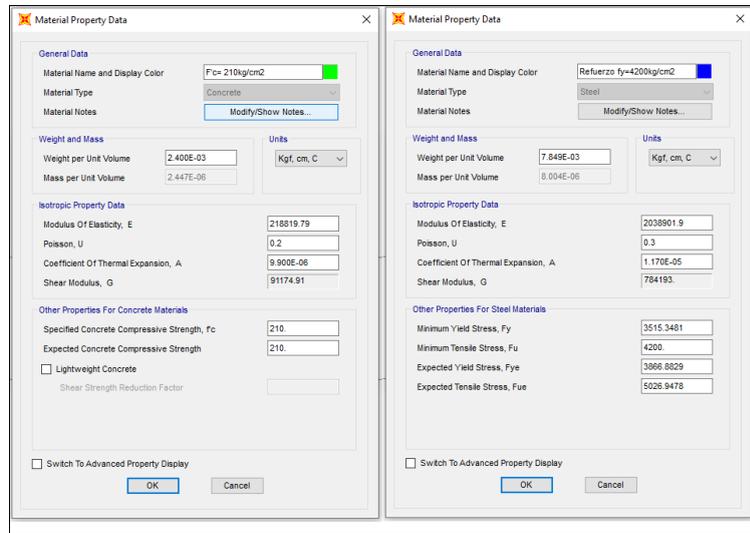


Se pudo observar también, como la materia orgánica está invadiendo las juntas de dilatación sísmica

ANEXO 10.

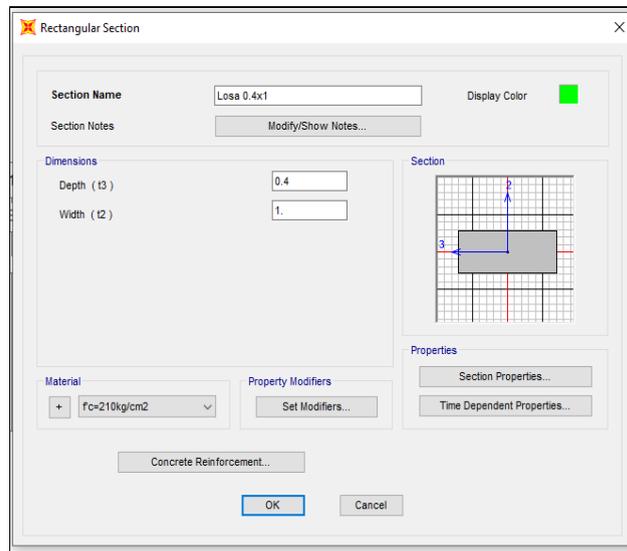
**Procedimiento de ingreso de datos en el
software SAP2000**

Figura 01. Definiendo materiales



Fuente: Elaboración propia

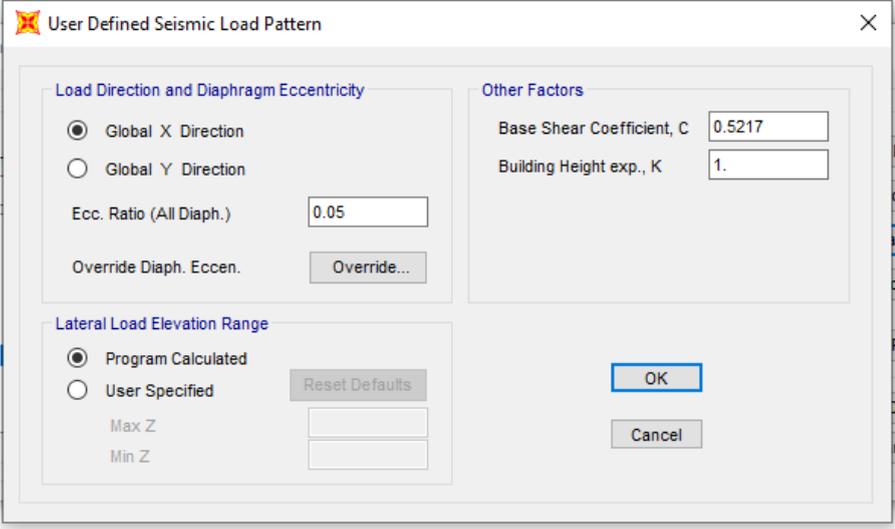
Figura 02. Definiendo materiales



Fuente: Elaboración propia

Fuente: Elaboración propia

Figura 03. Asignación del coeficiente de cortante basal



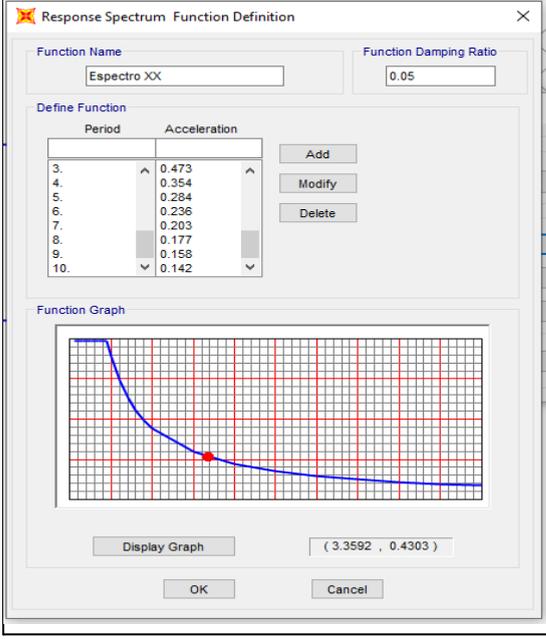
The dialog box 'User Defined Seismic Load Pattern' contains the following settings:

- Load Direction and Diaphragm Eccentricity:**
 - Global X Direction
 - Global Y Direction
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Override Diaph. Eccen.: Override...
- Other Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.5217
 - Building Height exp., K: 1.
- Lateral Load Elevation Range:**
 - Program Calculated
 - User Specified (Reset Defaults)
 - Max Z: []
 - Min Z: []

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 04. Importación del Espectro de Respuesta Inelástico



The dialog box 'Response Spectrum Function Definition' contains the following settings:

- Function Name: Espectro XX
- Function Damping Ratio: 0.05
- Define Function:**

Period	Acceleration
3.	0.473
4.	0.354
5.	0.284
6.	0.236
7.	0.203
8.	0.177
9.	0.158
10.	0.142

Buttons: Add, Modify, Delete
- Function Graph:**

Display Graph (3.3592, 0.4303)

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 05. Combinación de Resistencia

The dialog box 'Load Combination Data' is titled 'RESISTENCIA'. It features a 'Load Combination Name' field with '(User-Generated)' and a 'Notes' field with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Load Combination Type' is set to 'Linear Add'. Under 'Options', there are buttons for 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with columns for 'Load Case Name', 'Load Case Type', and 'Scale Factor'. The table lists several load cases, with 'DC' selected. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.25
DC	Linear Static	1.25
DW	Linear Static	1.5
EH	Linear Static	1.35
LL+IM	Moving Load	1.75
LS	Linear Static	1.75
WA	Linear Static	1

Fuente: Elaboración propia

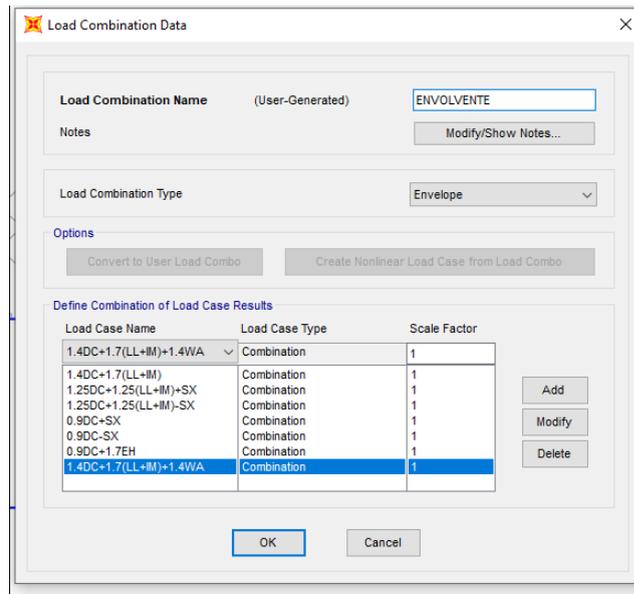
Figura 06. Combinación de Servicio

The dialog box 'Load Combination Data' is titled 'SERVICIO'. It features a 'Load Combination Name' field with '(User-Generated)' and a 'Notes' field with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Load Combination Type' is set to 'Linear Add'. Under 'Options', there are buttons for 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with columns for 'Load Case Name', 'Load Case Type', and 'Scale Factor'. The table lists several load cases, with 'DC' selected. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DC	Linear Static	1.
DC	Linear Static	1.
DW	Linear Static	1.
EH	Linear Static	1.
LL+IM	Moving Load	1.
LS	Linear Static	1.
WA	Linear Static	1.

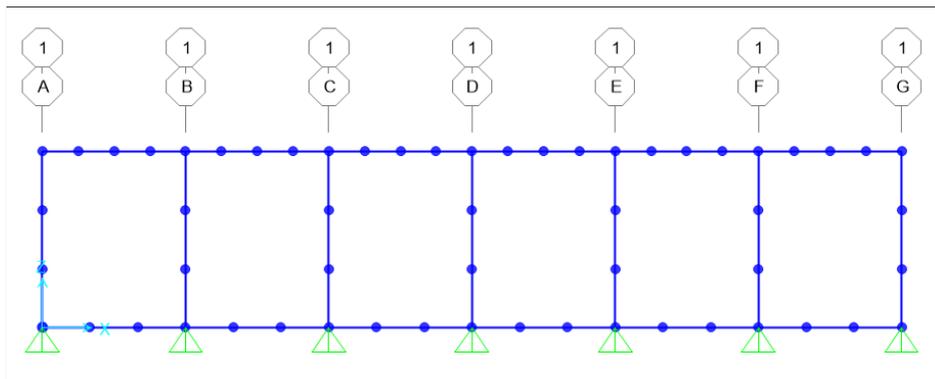
Fuente: Elaboración propia

Figura 07 Envoltorio de cargas sísmicas



Fuente: Elaboración propia

Figura 08 División de elementos frame



Fuente: Elaboración propia

ANEXO 11.

Propuesta de reforzamiento estructural

ANEXO 12.

Presupuesto de la propuesta

Presupuesto

Presupuesto 0202001 EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS
 Cliente UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO Costo al 09/07/2020
 Lugar ANCASH - SANTA - CHIMBOTE

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				1,267.14
01.01	Oficina técnica para la residencia	m2	12.50	25.86	323.25
01.02	Oficina técnica para la supervisión	m2	12.50	25.86	323.25
01.03	Construcción de almacén, vestuarios y comedor	m2	24.00	25.86	620.64
02	SEGURIDAD EN OBRA				845.72
02.01	Señalización temporal de seguridad	glb	1.00	322.00	322.00
02.02	Implementos de seguridad	glb	1.00	523.72	523.72
03	TRABAJOS PRELIMINARES				1,147.78
03.01	LIMPIEZA DE MALEZA				196.02
03.01.01	Eliminación de material orgánico	m2	316.16	0.62	196.02
03.02	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN				800.00
03.02.01	Movilización y Desmovilización de equipos y herramientas	glb	1.00	800.00	800.00
03.03	TRAZO Y REPLANTEO				151.76
03.03.01	Trazo, Niveles y Replanteo preliminar	m2	316.16	0.48	151.76
04	CONCRETO ARMADO				197,682.97
04.01	MUROS ESTRUCTURALES ACABADO CARAVISTA				121,944.84
04.01.01	Encofrado y desencofrado en muros	m2	600.29	81.03	48,641.50
04.01.02	Acero de refuerzo Grado 60 en muros Fy=4200 kg/cm2	kg	8,007.93	3.89	31,150.85
04.01.03	Concreto en muros fc =210 kg/cm2	m3	151.35	278.51	42,152.49
04.02	LOSAS ESTRUCTURALES ACABADO CARAVISTA				63,145.07
04.02.01	Encofrado y desencofrado caravistas en losa	m2	243.36	81.03	19,719.46
04.02.02	Acero de refuerzo Grado 60 Fy=4200 kg/cm2 en losa	kg	2,016.24	3.89	7,843.17
04.02.03	Concreto fc=210 kg/cm2 en losa	m3	127.76	278.51	35,582.44
04.03	SISTEMA DE ANCLAJE Y ADHERENCIA				12,593.06
04.03.01	Acero de refuerzo Grado 60 Fy=4200 kg/cm2 para anclaje	kg	639.00	3.47	2,217.33
04.03.02	Pegamento epóxico para anclaje	und	10.00	278.36	2,783.60
04.03.03	Pegamento epóxico para adherencia	und	24.52	309.63	7,592.13
	Costo Directo				200,943.61

SON : DOSCIENTOS MIL NOVECIENTOS CUARENTITRES Y 61/100 NUEVOS SOLES

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202001	EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020		Fecha presupuesto	09/07/2020		
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS					
Partida	01.01	Oficina técnica para la residencia					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2			25.86
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.8000	0.2133	10.00	2.13	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	8.79	2.34	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	7.00	3.73	
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.5333	6.21	3.31	
						11.51	
	Materiales						
02041200010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.9400	3.39	3.19	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		5.6000	1.93	10.81	
						14.00	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.51	0.35	
						0.35	
Partida	01.02	Oficina técnica para la supervisión					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2			25.86
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.8000	0.2133	10.00	2.13	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	8.79	2.34	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	7.00	3.73	
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.5333	6.21	3.31	
						11.51	
	Materiales						
02041200010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.9400	3.39	3.19	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		5.6000	1.93	10.81	
						14.00	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.51	0.35	
						0.35	
Partida	01.03	Construcción de almacén, vestuarios y comedor					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m2			25.86
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Mano de Obra						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.8000	0.2133	10.00	2.13	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	8.79	2.34	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.5333	7.00	3.73	
0101010005	PEON	hh	2.0000	0.5333	6.21	3.31	
						11.51	
	Materiales						
02041200010003	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 2"	kg		0.9400	3.39	3.19	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		5.6000	1.93	10.81	
						14.00	
	Equipos						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.51	0.35	
						0.35	
Partida	02.01	Señalización temporal de seguridad					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb			322.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	Materiales						
02061300010004	CACHACOS DE SEGURIDAD	und		12.0000	12.71	152.52	
0267110001	CINTA DE SEÑALIZACION	und		3.0000	42.37	127.11	
0267110004	SEÑALES DE OBLIGACION, PREVENCION, PROHIBICION E INFORMACION SURTIDA	und		1.0000	42.37	42.37	
						322.00	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202001	EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020		Fecha presupuesto	09/07/2020		
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS					
Partida	02.02	Implementos de seguridad					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb			523.72
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
02670100010006	CASCO PARA INGENIEROS Y TECNICOS	und		6.0000	33.90	203.40	
02670100010007	CASCO TIPO JOCKEY AMARILLO	und		2.0000	21.19	42.38	
0267050006	GUANTES DE JEBE	par		6.0000	6.78	40.68	
0267060018	CHALECO REFLECTIVO	und		8.0000	25.42	203.36	
0267070005	BOTAS DE CAUCHO	par		2.0000	16.95	33.90	
							523.72
Partida	03.01.01	Eliminación de material orgánico					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 400.0000	EQ. 400.0000	Costo unitario directo por : m2			0.62
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.5000	0.0100	10.00	0.10	
0101010005	PEON	hh	4.0000	0.0800	6.21	0.50	
							0.60
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.60	0.02	
							0.02
Partida	03.02.01	Movilizacion y Desmovilizacion de equipos y herramientas					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb			800.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Materiales							
02903200090039	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	glb		1.0000	800.00	800.00	
							800.00
Partida	03.03.01	Trazo, Niveles y Replanteo preliminar					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 400.0000	EQ. 400.0000	Costo unitario directo por : m2			0.48
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0200	6.21	0.12	
01010300000005	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	2.0000	0.0400	8.79	0.35	
							0.47
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.47	0.01	
							0.01

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202001	EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020			Fecha presupuesto	09/07/2020
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS				
Partida	04.01.01	Encofrado y desencofrado en muros				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m2		81.03
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0640	10.00	0.64
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	8.79	5.63
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	7.00	4.48
						10.75
	Materiales					
0201040001	PETROLEO D-2	gal		0.0870	8.47	0.74
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		5.5800	4.73	26.39
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		4.9000	4.15	20.34
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.4500	1.93	0.87
02310500010007	TRIPLAY FENOLICO DE 1.22X2.44 m X 12 mm	und		0.3500	61.78	21.62
						69.96
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	10.75	0.32
						0.32
Partida	04.01.02	Acero de refuerzo Grado 60 en muros Fy=4200 kg/cm2				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 260.0000	EQ. 260.0000	Costo unitario directo por : kg		3.89
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0062	10.00	0.06
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	8.79	0.27
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0308	7.00	0.22
						0.55
	Materiales					
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0300	4.73	0.14
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.97	3.18
						3.32
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.55	0.02
						0.02
Partida	04.01.03	Concreto en muros f'c =210 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3		278.51
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1067	10.00	1.07
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	8.79	9.38
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	1.0667	7.00	7.47
0101010005	PEON	hh	8.0000	4.2667	6.21	26.50
						44.42
	Materiales					
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.5300	54.15	28.70
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1860	5.08	0.94
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.4300	20.51	193.41
						223.05
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	44.42	1.33
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	día	1.0000	0.0667	69.49	4.63
03012900030003	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	día	1.0000	0.0667	72.03	4.80
0301340001	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0667	4.24	0.28
						11.04

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202001	EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020		Fecha presupuesto	09/07/2020		
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS					
Partida	04.02.01	Encofrado y desencofrado caravistas en losa					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m2			81.03
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0640	10.00	0.64	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	0.6400	8.79	5.63	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	0.6400	7.00	4.48	
10.75							
Materiales							
0201040001	PETROLEO D-2	gal		0.0870	8.47	0.74	
02040100010001	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		5.5800	4.73	26.39	
02041200010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		4.9000	4.15	20.34	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.4500	1.93	0.87	
02310500010007	TRIPLAY FENOLICO DE 1.22X2.44 m X 12 mm	und		0.3500	61.78	21.62	
69.96							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	10.75	0.32	
0.32							
Partida	04.02.02	Acero de refuerzo Grado 60 Fy=4200 kg/cm2 en losa					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 260.0000	EQ. 260.0000	Costo unitario directo por : kg			3.89
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0062	10.00	0.06	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0308	8.79	0.27	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0308	7.00	0.22	
0.55							
Materiales							
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0300	4.73	0.14	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.97	3.18	
3.32							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.55	0.02	
0.02							
Partida	04.02.03	Concreto f'c=210 kg/cm2 en losa					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m3			278.51
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1067	10.00	1.07	
0101010003	OPERARIO	hh	2.0000	1.0667	8.79	9.38	
0101010004	OFICIAL	hh	2.0000	1.0667	7.00	7.47	
0101010005	PEON	hh	8.0000	4.2667	6.21	26.50	
44.42							
Materiales							
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.5300	54.15	28.70	
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.1860	5.08	0.94	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.4300	20.51	193.41	
223.05							
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	44.42	1.33	
03012900010005	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	día	1.0000	0.0667	69.49	4.63	
03012900030003	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	día	1.0000	0.0667	72.03	4.80	
0301340001	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0667	4.24	0.28	
11.04							

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0202001	EVALUACIÓN DINÁMICA DEL PUENTE LACRAMARCA, CHIMBOTE, SANTA, ANCASH - 2020				Fecha presupuesto	09/07/2020
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS					
Partida	04.03.01	Acero de refuerzo Grado 60 Fy=4200 kg/cm2 para anclaje					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 1,000.0000	EQ. 1,000.0000	Costo unitario directo por : kg			3.47
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010002	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0016	10.00	0.02	
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.0080	8.79	0.07	
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	0.0080	7.00	0.06	
						0.15	
Materiales							
02040100010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0300	4.73	0.14	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.97	3.18	
						3.32	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.15	0.00	
						0.00	
Partida	04.03.02	Pegamento epóxico para anclaje					
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und			278.36
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	8.0000	8.79	70.32	
						70.32	
Materiales							
02220900020005	ADHESIVO SIKADUR 31	und		1.0000	205.93	205.93	
						205.93	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	70.32	2.11	
						2.11	
Partida	04.03.03	Pegamento epóxico para adherencia					
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und			309.63
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	8.0000	8.79	70.32	
						70.32	
Materiales							
02220900020004	ADHESIVO SIKADUR 32	und		1.0000	237.20	237.20	
						237.20	
Equipos							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	70.32	2.11	
						2.11	