

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

ESCUELA DE POSGRADO



UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

TESIS:

PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS PUENTES UBICADOS EN LA CARRETERA CAJAMARCA - BAÑOS DEL INCA UTILIZANDO EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β

Para optar el Grado Académico de

MAESTRO EN CIENCIAS

MENCIÓN: INGENIERÍA CIVIL

Presentada por:

JOSÉ LUIS SILVA SÁNCHEZ

Asesor:

Dr. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ

Cajamarca, Perú

2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
licenciada con Resolución de Consejo Directivo N° 080-2018-SUNEDU/CD
Escuela de Posgrado
Resolución Rectoral N° 22056-90 UNC



El Director de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca expide, la siguiente:

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD:

A el Bach. en Ingeniería Civil **JOSÉ LUIS SILVA SÁNCHEZ**, quien ha sustentado la tesis de maestría titulada: **PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS PUENTES UBICADOS EN LA CARRETERA CAJAMARCA-BAÑOS DEL INCA UTILIZANDO EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β** , que se desarrollará de manera **virtual**, acto que se realizó con fecha 21 de enero del año 2021.

Que, el **Dr. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMIRÉZ**, en su calidad de Asesor del sustentante, ha adjuntado el Informe antiplagio de la tesis, obtenido a través del servicio de análisis documental de Urkund, en el cual se puede verificar la originalidad de la tesis antes mencionada con un porcentaje del 4%.

Es todo cuanto se cumple con establecer para los fines pertinentes.

Cajamarca, 28 de noviembre de 2022

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
UNIDAD DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

M. Cs. *Marco Silva Silva*
DIRECTOR

COPYRIGHT © 2021 by
JOSÉ LUIS SILVA SÁNCHEZ
Todos los derechos reservados



Universidad Nacional de Cajamarca
LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 080-2018-SUNEDU/CD
Escuela de Posgrado
CAJAMARCA - PERU



PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS

ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL DE TESIS

Siendo las 4:00 pm. horas del día 21 de enero de dos mil veintiuno, reunidos a través de Gmeet meet.google.com/zun-drgx-vnx, creado por la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, el Jurado Evaluador presidido por el **M.Cs. JOSÉ LUIS MARCHENA ARAUJO, M.Cs. MAURO AUGUSTO CENTURIÓN VARGAS, M.Cs. MANUEL LINCOLN MINCHÁN PAJARES**, y en calidad de Asesor el **Dr. HERMES ROBERTO MOSQUEIRA RAMÍREZ**. Actuando de conformidad con el Reglamento Interno de la Escuela de Posgrado y la Directiva para la Sustentación de Proyectos de Tesis, Seminarios de Tesis, Sustentación de Tesis y Actualización de Marco Teórico de los Programas de Maestría y Doctorado, se dio inicio a la Sustentación de la Tesis titulada: **PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS PUENTES UBICADOS EN LA CARRETERA CAJAMARCA – BAÑOS DEL INCA UTILIZANDO EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β** ; presentada por el **Bach. en Ing. Civil. JOSÉ LUIS SILVA SÁNCHEZ**.

Realizada la exposición de la Tesis y absueltas las preguntas formuladas por el Jurado Evaluador, y luego de la deliberación, se acordó APROBAR, con la calificación de EXCELENTE, diecisiete (17), la mencionada Tesis; en tal virtud, el **Bach. en Ing. Civil. JOSÉ LUIS SILVA SÁNCHEZ**, está apto para recibir en ceremonia especial el Diploma que lo acredita como **MAESTRO EN CIENCIAS**, de la Unidad de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, con Mención en **INGENIERÍA CIVIL**.

Siendo las 5:10 pm. horas del mismo día, se dio por concluido el acto.

.....
Dr. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez
Asesor

Ing. José Luis Marchena Araujo
INGENIERO CIVIL
CIP 11954

.....
M.Cs. José Luis Marchena Araujo
Jurado Evaluador

.....
M.Cs. Mauro Augusto Centurión Vargas
Jurado Evaluador

Ing. Lincoln Minchan Pajares
INGENIERO CIVIL
CIP N° 79462

.....
M.Cs. Manuel Lincoln Minchán Pajares
Jurado Evaluador

DEDICATORIA

A Dios, que, con su bendición, guía y compañía, me permitió culminar la presente tesis.

Con cariño y eterna gratitud dedico este trabajo a mi madre, *Isabel*, quien con su esfuerzo y sacrificio me demostró que cuando *Se Quiere, Se Puede*.

A mi hermano, *Juan Carlos*, que recordándome memorias de infancia y sueños de adultos me animó y apoyó a culminar la presente tesis.

A mis queridos abuelitos, *Pedro y Agripina*, por quererme y apoyarme siempre, esto también se lo debo a ustedes.

AGRADECIMIENTO

Al Ser Supremo, por haberme dado la vida y la inspiración para ser Ingeniero Civil.

A mis **Docentes de la Universidad Nacional de Cajamarca** como testimonio de eterna gratitud.

Al **Dr. Ing. Roberto Mosqueira Ramírez**, quien se ha dignado asesorar la presente tesis con sus conocimientos y acertadas orientaciones.

Al **presidente y miembros del jurado calificador**, Por su apoyo y tiempo dedicado a las correcciones del presente trabajo.

Mi gratitud a todos **mi amigos**, quienes me brindaron su apoyo incondicional.

Mi gratitud a todos **mis compañeros** quienes en momentos difíciles me animaron a culminar este trabajo.

Finalmente, agradezco a quien lee este trabajo, por permitir que mis experiencias, investigaciones y conocimiento, incurran dentro de su repertorio de información mental.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE CUADROS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	xviii
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xix
RESUMEN	xx
ABSTRACT	xxii
CAPÍTULO I.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Justificación e importancia.	2
1.3 Delimitación de la investigación	5
1.4 Limitaciones	6
1.5Objetivos	7
1.5.1 Objetivo general.	7
1.5.2 Objetivo específico.	7
CAPITULO II.....	8
2.1 Antecedentes de la investigación.....	8
2.2 Teoría de la confiabilidad	11

2.2.1 Confiabilidad.....	11
2.2.2 Objetivo de análisis de confiabilidad	12
2.2.3 Índice de confiabilidad (β)	12
2.2.4 Historia	12
2.2.5 Modelación de incertidumbres	14
2.3 Funciones de estado límite y variables básicas	15
2.3.1 Variable Básica	15
2.3.2 Función de estado límite	16
2.4 Confiabilidad estructural y probabilidad de falla	17
2.5 Niveles de confiabilidad.....	19
2.5.1 Los métodos del nivel I.....	19
2.5.2 Los métodos del nivel II.....	20
2.5.3 Los métodos del nivel III.....	20
2.5.4 Los métodos del nivel IV	20
2.6 Desarrollo de la teoría FORM y SORM	21
2.6.1 Métodos FORM.....	21
2.6.2 Métodos SORM.....	26
2.7 Factores de mayoración y confiabilidad	27
2.8 Calibración de códigos de diseño estructural	28
2.8.1 Objetivos	28
2.8.2 Procedimiento para calibración de códigos	29

2.9 Filosofía de diseño de puentes según manual de diseño de puentes del MTC.	32
2.9.1 Requisitos generales.....	32
2.9.2 Estados límite.....	33
2.9.3 Ductilidad	36
2.9.4 Redundancia.....	37
2.9.5 Importancia operativa.....	38
2.10 Valores óptimos probabilidad de falla	40
2.10.1 Rangos de probabilidades de falla en puentes	42
CAPITULO III.....	44
3.1 Hipótesis	44
3.1.1 Hipótesis general.....	44
3.2 Variables/categorías	44
3.2.1 Variable	44
3.3 Operacionalización / categorización de los componentes de las hipótesis	45
CAPITULO IV	46
4.1 Ubicación geográfica.....	46
4.2 Relieve y superficie	46
4.3 Geomorfología.....	47
4.4 Morfología y conformación urbana	47
4.5 Diseño de la investigación.....	48
4.5.1 Propiedades de los materiales	50

4.5.2 Geometría de los puentes principal y alterno, de acceso al distrito de Baños del Inca	50
4.5.3 Análisis estadístico.....	50
4.6 Análisis de puente principal.....	51
4.6.1 Características geométricas.....	51
4.6.2 Consideraciones según el manual de puentes del MTC	54
4.6.3 Análisis de confiabilidad	62
4.7 Análisis de puente alterno.....	66
4.7.1 Características geométricas	66
4.7.2 Consideraciones según el manual de puentes del MTC	69
4.7.3 Análisis de confiabilidad.....	77
4.7.4 Métodos de investigación	80
4.7.5 Diseño de la Investigación	81
4.7.6 Población, muestra, unidad de análisis y unidades de observación	81
4.7.7 Técnicas e instrumentos de recopilación de información.....	82
4.7.8 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información.....	82
4.7.9 Equipos, materiales, insumos, etc.....	83
4.7.10 Matriz de consistencia metodológica	84
CAPITULO V	85
5.1 Probabilidad de falla puente principal.....	85
5.2 Probabilidad de falla puente alterno	87
5.3 Contrastación de hipótesis	89

6 CONCLUSIONES	91
7 RECOMENDACIONES	92
8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
9 APÉNDICES	96
9.1 Apéndice 01	96
9.1.1 Fotografías de puente principal	96
9.1.2 Fotografías de puente alterno	97
9.2 Apéndice 02	98
9.2.1 Pesos específicos de materiales	98
9.3 Apéndice 03	99
9.3.1 Consideraciones de fuerzas de viento según el manual de diseño de puentes del MTC	99
9.3.2 Consideraciones de fuerzas de viento según el manual de diseño de puentes del MTC	99
9.4 Apéndice 04	100
9.4.1 Módulos de elasticidad y módulo de poisson para los materiales empleados según el MTC	100
9.4.2 Módulo de Poison	101
9.5 Apéndice 05	101
9.5.1 Deducción de cargas actuantes en el puente principal	101
9.6 Apéndice 06	106
9.6.1 Deducción de cargas actuantes en el puente alterno.....	106

9.7 Apéndice 07	+110
9.8 Apéndice 08	116
9.8.1 Planos de ubicación de los puentes de acceso, principal y alternativo, al distrito de Baños del Inca	116
9.9 Apéndice 09	117
9.9.1 Planos de los puentes de acceso, principal y alternativo, al distrito de Baños del Inca	117

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Índices de confiabilidad utilizados en la calibración de códigos estructurales</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 2: Índices de confiabilidad para un período de referencia de un año de acuerdo al modelo probabilístico de The Joint Committee of Structural</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 3: Relación entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla de la estructura</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 4: Operacionalización / categorización de los componentes de las hipótesis</i>	<i>45</i>
<i>Tabla 5 : Factores de resistencia</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 6 : Estados Límites de resistencia</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 7 : Combinaciones de carga</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 8: Vehículos más frecuentes que cruzan el puente principal a Baños del Inca</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 9 : Factores de resistencia</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 10 : Estados Límites de resistencia</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 11 : Combinaciones de carga</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 12 : Diseño de la investigación.</i>	<i>81</i>
<i>Tabla 13 : Matriz de consistencia metodológica</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 14: Pesos Específicos De Materiales.</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 15: Presiones de viento para velocidades de 100mph.</i>	<i>99</i>

ÍNDICE DE CUADROS

<i>Cuadro 1: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo</i>	62
<i>Cuadro 2: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el cortante máximo</i>	62
<i>Cuadro 3: Escenarios de las 10 primeras iteración de cargas resultantes vs fuerza cortante y momentos actuantes</i>	64
<i>Cuadro 4: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo del puente alterno</i>	77
<i>Cuadro 5: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo del puente alterno</i>	77
<i>Cuadro 6: Escenarios de las 10 primeras iteración de cargas resultantes vs fuerza cortante y momentos actuantes en puente alterno.</i>	79
<i>Cuadro 7: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs códigos de diseño vigentes</i>	85
<i>Cuadro 8: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs rangos de probabilidad del Eurocode</i>	86
<i>Cuadro 9: Comparación De Índice De Confiabilidad Encontrado Vs Códigos De Diseño Vigentes</i>	87
<i>Cuadro 10: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs rangos de probabilidad del Eurocode</i>	88
<i>Cuadro 11: Comparación de valores de diseño vs valores calculado para la probabilidad de falla utilizando el índice de confiabilidad B</i>	89
<i>Cuadro 12: Comparación de valores de diseño vs valores calculado para la probabilidad de falla utilizando el índice de confiabilidad B</i>	90

Cuadro 13: Resumen de Momentos y cortantes máximo por resistencia para las vigas VP-01, VP-02 y VP-03 _____ 115

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura N° 1: Fuentes de incertidumbre estadística.</i>	15
<i>Figura N° 2 : Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en dos dimensiones.</i>	18
<i>Figura N° 3: Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en tres dimensiones</i>	19
<i>Figura N° 4: Diagrama de niveles de fiabilidad</i>	21
<i>Figura N° 5 : Zona de falla, $G = X_1 - X_2$</i>	24
<i>Figura N° 6: Ilustración del índice de confiabilidad y la probabilidad de falla. Φ es la función de densidad normal estándar.</i>	26
<i>Figura N° 7 : Probabilidad de falla vs. Parámetros de diseño</i>	30
<i>Figura N° 8 : Diagrama de flujo para la calibración de códigos.</i>	32
<i>Figura N° 9 : Ubicación del distrito de los Baños del Inca</i>	48
<i>Figura N° 10 : Sección transversal del puente principal de Baños del Inca</i>	52
<i>Figura N° 11: sección en planta del puente principal de Baños del Inca</i>	53
<i>Figura N° 12 : Vista de camión de diseño HL 93K utilizado para diseño de puentes</i>	56
<i>Figura N° 13 : Vista transversal del camión de diseño HL 93M utilizado para diseño de puentes</i>	57
<i>Figura N° 14: Imagen de modelamiento para el puente principal de Baños del Inca</i>	57
<i>Figura N° 15: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de asfalto)</i>	58
<i>Figura N° 16: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de vereda)</i>	58
<i>Figura N° 17: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente principal de Baños del Inca</i>	59

<i>Figura N° 18: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente principal de Baños del Inca</i>	60
<i>Figura N° 19: Sección en planta del puente alterno Baños del Inca</i>	67
<i>Figura N° 20: Sección en elevación del puente alterno Baños del Inca</i>	68
<i>Figura N° 21 : Vista de camión de diseño HL 93K utilizado para diseño de puentes</i>	71
<i>Figura N° 22 : Vista transversal del camión de diseño HL 93M utilizado para diseño de puentes</i>	71
<i>Figura N° 23: Imagen de modelamiento para el puente alterno de acceso al distrito de Baños del Inca</i>	72
<i>Figura N° 24: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de capa de rodadura)</i>	73
<i>Figura N° 25: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de vereda)</i>	73
<i>Figura N° 26: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el alterno de Baños del Inca</i>	74
<i>Figura N° 27: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente alterno de Baños del Inca</i>	75
<i>Figura N° 28: Vehículos más frecuentes que cruzan el puente alterno a Baños del Inca</i>	76
<i>Figura N° 29: forma y dimensiones de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)</i>	110
<i>Figura N° 30: Momento máximos y mínimo de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)</i>	110
<i>Figura N° 31: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)</i>	111
<i>Figura N° 32: forma y dimensiones de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)</i>	112

<i>Figura N° 33: Momento máximos y mínimo de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)</i>	112
<i>Figura N° 34: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)</i>	113
<i>Figura N° 35: forma y dimensiones de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)</i>	113
<i>Figura N° 36: Momento máximos y mínimo de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)</i>	114
<i>Figura N° 37: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)</i>	114

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

<i>Foto N° 1: Sardinel deteriorado, del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca</i>	<i>3</i>
<i>Foto N° 2: Cimentación socavada, del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca</i>	<i>4</i>
<i>Foto N° 3: Juntas expuesta y sin protección, del puente alternativo de acceso al distrito de Baños del Inca</i>	<i>4</i>
<i>Foto N° 4: Presencia de rajaduras y exposición de juntas, del puente alternativo de acceso al distrito de Baños del Inca</i>	<i>5</i>
<i>Foto N° 5 : Vista del puente principal de acceso al distrito de Baños del Inca</i>	<i>96</i>
<i>Foto N° 6 : Vista de vigas principales del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca</i>	<i>96</i>
<i>Foto N° 7 : Vista del puente alternativo de acceso al distrito Baños del Inca</i>	<i>97</i>
<i>Foto N° 8 : Vista de vigas principales del puente alternativo de acceso al distrito Baños del Inca</i>	<i>97</i>

ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Gráfico 1 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes</i>	
_____	63
<i>Gráfico 2 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs fuerzas cortantes</i>	
_____	63
<i>Gráfico 3 : Grafico de distribución log normal del índice de confiabilidad (β)</i>	65
<i>Gráfico 4 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes en puente alterno</i>	
_____	78
<i>Gráfico 5 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes en puente alterno</i>	
_____	78
<i>Gráfico 6 : grafico de distribución log normal del índice de confiabilidad (β)</i>	80

RESUMEN

En el presente trabajo se analizó dos puentes (puentes principal y alterno), que son los que conectan el distrito de los Baños del Inca con la ciudad de Cajamarca, en la provincia y departamento de Cajamarca, con objeto de determinar su nivel de seguridad. El nivel de seguridad está directamente asociado con la probabilidad de falla. Esto debido a que, en los puentes estudiados, tienen una antigüedad de más de 20 años en el cual no se ha efectuado ningún tipo de mantenimiento considerable, así mismo considerando la actualización de normas de construcción, el cambio de uso y por consecuente la presencia de nuevos vehículos que hacen uso de los puentes estudiados, hizo necesario estudiar la probabilidad de falla de los puentes (Principal y alterno de acceso al distrito de los Baños del Inca). El criterio de falla considerado es flexión, y fuerza cortante, presentes en las vigas y tableros de los puentes (principal y alterno del acceso al distrito de Baños del Inca), con el cual se supuso que fallan en su totalidad. Se realizaron análisis de tipo lineal (sin deterioro) para distintas cargas de vehículos, los cuales hicieron uso de los puentes (principal y alterno del acceso al distrito de Baños del Inca). Posteriormente se llevó a cabo una simulación de dichas cargas generadas por los vehículos y se evaluó el criterio de falla para obtener el índice de confiabilidad de las estructuras (puente principal y alterno de acceso al distrito de Baños del Inca), con el cual se pudo estimar la probabilidad de falla en los puentes de acceso al distrito de Baños del Inca (puente principal y alterno). Luego de realizada la investigación, se concluyó que la probabilidad de falla en el puente principal y alterno de acceso de al distrito de Baños del Inca es baja.

PALABRAS CLAVE.

Puente, Tráfico vehicular, Simulación de tráfico vehicular, Momento resistente, Momento actuante, Fuerza cortante resistente, Fuerza cortante actuante, Confiabilidad, Probabilidad, Falla

ABSTRACT

This paper analyzes two bridges (main and alternate bridges), which are those that connect the district of Baños del Inca with the city of Cajamarca, in the province and department of Cajamarca, in order to determine its level of security. The level of security is directly associated with the probability of failure. This is due to the fact that in the bridges studied, they have an age of more than 20 years in which no considerable maintenance has been carried out, also considering the updating of construction standards, the change of use and consequently the presence of new vehicles that make use of the studied bridges, make it necessary to study the probability of failure of the bridges (Main and alternate access to the district of Baños del Inca). The criterion of failure considered is flexion, and shear force, present in the beams and boards of the bridges (main and alternate access to the district of Baños del Inca), with which they are supposed to fail in their entirety. Linear analysis (without deterioration) is carried out for different vehicle loads, which make use of the bridges (main and alternate access to the district of Baños del Inca). Subsequently, a simulation of these loads generated by the vehicles is carried out and the failure criterion is evaluated to obtain the reliability index of the structures (main and alternate bridge of access to the Inca bath district), with which it is already You can estimate the probability of failure in the access bridges to the District of Baños del Inca (main and alternate bridge). After the investigation, it was concluded that the probability of failure in the main and alternate access bridge of the District of Baños del Inca is low

KEYWORDS.

Bridge, Road traffic, Road traffic simulation, Resistant moment, Acting moment, Resistant shear force, Acting shear force, Reliability, Probability, Failure

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

Los puentes en el mundo, en Latinoamérica y en el Perú han ido evolucionando y adquiriendo importancia. Ya sea para conectar ciudades; salvar un claro de río, evitar el tráfico, entre otros fines (Edgar E, 2012), no obstante, pese a que en la construcciones y diseños son evaluados bajo rigurosos criterios, están sujetos a probabilidades de fallas.

Las fallas en los puentes se deben a muchas causas ,entre las cuales tenemos a las fallas por problemas de diseño, fallas por uso de malos materiales constructivos, fallas por problemas generado durante el proceso constructivo; fallas por operaciones de condición no considerada, fallas por condiciones de impacto, fallas por condiciones sísmicas, fallas por condiciones de viento (Scheer, 2012). Así mismo, dado que en el Perú se tiene la presencia del fenómeno del Niño, se presentan fallas por condiciones hidrológicas, socavamiento y flujos complejos.

Ante la presencia de estos problemas latentes se han desarrollado normativas de diseño y construcción, así como también procedimientos para la evaluación durante el funcionamiento y periodo de servicio de los puentes. Estos procedimientos de evaluación durante el funcionamiento de los puentes, se desarrollan en un principio ante la necesidad de asegurar y prolongar la vida útil de dichas infraestructuras (Lemaire,

2009). Pero con el pasar de los años, se hacía imperante la necesidad de desarrollar procedimiento que indiquen cuándo y en qué periodo de tiempo una infraestructura presenta la necesidad de un mantenimiento rutinario, riesgo de falla o colapso. Es así que con la ayuda de la estadística y el uso del índice de confiabilidad (β), se pueden contestar las preguntas qué tan confiable es una estructura, cuál es su periodo de tiempo de mantenimiento estructural y sobre todo cuál es su probabilidad de falla.

Las probabilidades de falla están estrechamente ligadas al índice de confiabilidad (β), que es el parámetro más usado para medir el nivel de seguridad de un sistema (Sánchez, 2010) Es así que los reglamente de construcción como lo son el European Committee for Standardisation (Eurocode), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), han incluido coeficientes de confiabilidad (β) en sus reglamentos para evaluar la seguridad de una estructura.

1.2 Justificación e importancia.

El distrito de Baños del Inca cuenta con grandes atractivos turístico, es reconocido tanto por su balneario de aguas termales, sus restos arqueológicos, sus recreos campestres y su desarrollado servicio de hoteles. Además, en el año 2008 el distrito de Baños del Inca, fue considerado como la primera maravilla del Perú, poniendo a este distrito como atractivo turístico indiscutible para Cajamarca y el país.

Las vías de acceso vehicular al distrito de Baños del Inca que lo comunican con Cajamarca y el resto del país, parten desde la ciudad de Cajamarca y viceversa, las mismas que están unidas mediante puentes. Estos puentes fueron construidos hace ya más de 10 años, en donde la normativa contempla otra filosofía de diseño y confiabilidad estructural; entre la más resaltante se tiene al camión de diseño para puentes que era el HS 20 así como también que no había una guía oficial del gobierno peruano en ese entonces para el diseño de puentes.

Actualmente estos puentes se encuentran expuestos a agresiones no convencionales del ambiente (ya que algunos desagües desembocan por los costados de sus estructuras), también al cambio de uso y a la falta de mantenimiento por parte de las entidades correspondientes.

Foto N° 1: Sardinel deteriorado, del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

Foto N° 2: Cimentación socavada, del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

Foto N° 3: Juntas expuesta y sin protección, del puente alternativo de acceso al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

Foto N° 4: Presencia de rajaduras y exposición de juntas, del puente alterno de acceso al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

Ahora bien, si se tiene en cuenta la importancia que tienen dichos puentes, para comunicar el distrito de Baños del Inca con la ciudad de Cajamarca y el País, el crecimiento del tránsito vehicular, la actualización del camión de diseño (HL 93), el tiempo de servicio brindado, la variabilidad de los materiales empleados en su construcción. Se hace necesario conocer la probabilidad de falla estructural actual de dichas estructuras.

1.3 Delimitación de la investigación

La investigación se realizó en los puentes de acceso, principal y alterno, al distrito de los Baños del Inca ubicados a una distancia aproximada de 5 km de la ciudad de Cajamarca.

Se enfocó en los elementos estructurales que soportan la carga, ante el paso de vehículos, es decir el tablero del puente, mismo que es el que salva el claro del río; estos tableros se idealizaron como sólidos monolíticos, determinándose en estos (tablero del puente), las fuerzas que intervienen, para ser ajustados a una función estadística y luego determina el grado de probabilidad de falla en base al índice de confiabilidad (β).

1.4 Limitaciones

- La posibilidad de realizar ensayos destructivos en los puentes; para tener una mejor aproximación en las propiedades físicas y mecánicas de dichas estructuras a estudiar.
- La posibilidad de tomar más factores en cuenta; fuerzas sísmicas, presión del viento; empujes laterales o agresión de sustancias químicas en el puente.
- La posibilidad de realizar estudios en la estructura de cimentación del puente, en consecuencia, el estudio sólo se centrará en el tablero del puente, mismo que está conformado por vigas y losas.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general.

Estimar el grado de probabilidad de falla, de los tableros, en los puentes principal y alterno, ubicados a una distancia aproximada de 5 km en la carretera Cajamarca – Baños del Inca, utilizando el índice de confiabilidad (β).

1.5.2 Objetivos específicos.

- Realizar simulaciones de tráfico vehicular, que hace uso del puente principal, de acceso al distrito de baños del inca, determinando en el puente esfuerzos cortantes y momentos, con los cuales Determinar el índice de confiabilidad (β), del puente principal de acceso al distrito de Baños del Inca.
- Realizar simulaciones de tráfico vehicular, que hace uso del puente alterno, de acceso al distrito de baños del inca, determinando en el puente esfuerzos cortantes y momentos, con los cuales Determinar el índice de confiabilidad (β), del puente alterno de acceso al distrito de Baños del Inca.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

En el artículo “*Estimación del índice de confiabilidad β de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación*”, presenta un trabajo sobre la estimación de los índices de confiabilidad β de las vigas interiores y exteriores de un tablero de un puente de viga y losa, en concreto reforzado. Es así que para la evaluación de los momentos resistentes se consideraron las propiedades de los materiales usando una distribución normal y simulación de Monte Carlo para estimar la sollicitación del momento en centro de luz de los efectos de la carga viva (Vanegas Herrera y Chio Cho, 2014).

En el artículo “*Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural*”, donde por medio de la confiabilidad estructural, se plantea una nueva metodología para evaluar puentes. Así también este estudio ayudó en la toma de decisiones y en la priorización de tareas de rehabilitación. Ya que se evaluaron las fuerzas actuales comparadas contra los esfuerzos máximos permitidos, realizando una modelación estática, dinámica y estructural. determinando que las torres del puente tienen una probabilidad de falla mayor que la permitida por los códigos. Lo que condujo a un reforzamiento inmediato del puente (Muñoz E. , Núñez, Jorge , Ramos y Otálora, 2008).

En el artículo *“Comparación entre el índice de confiabilidad y capacidad de carga para la evaluación de seguridad estructural en puentes utilizando pruebas de carga de diagnóstico: Caso de estudio en Costa Rica”*, aplican dos métodos de evaluación de seguridad estructural (capacidad de carga e índice de confiabilidad) sobre el mismo puente al cual se le aplicó una prueba de carga de diagnóstico con dos configuraciones de posición de los camiones. El objetivo es comparar los resultados y, discutir acerca de las limitaciones de cada uno y finalmente recomendar casos donde cada método es más útil (Bolaños Ávila, 2019)

En el artículo *“Tiempo estimado para mantenimiento de un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el valle de Toluca aplicando criterios probabilistas”*, presenta una formulación probabilista para estimar el próximo tiempo de inspección/mantenimiento en un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el Valle de Toluca. La formulación se basa en el cálculo de la probabilidad de falla del puente considerando como estado límite la excedencia del momento de agrietamiento cuando el momento resistente decrece en el tiempo debido a la evolución de la corrosión. (De León y Honorato, 2015) .

En el artículo *“Necesidad de revisión de cargas y factores parciales de la NSR-10 para el diseño de estructuras sometidas a acciones de viento”*, expone la necesidad de adelantar la revisión de los factores parciales, así como de los valores de velocidad de diseño para las cargas de viento provistos por la NSR-10. Empleando métodos de confiabilidad y la información disponible sobre la velocidad del viento en Colombia (Castillo, Arroyo y Ramos, 2015)

En el artículo *“Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural”*, presenta los análisis de vulnerabilidad sísmica y de capacidad de carga del Viaducto Cesar Gaviria Trujillo, empleando las técnicas de confiabilidad estructural basada en las labores de instrumentación. (Muñoz , Nunez y Rodríguez, 2010)

En el artículo *“Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación”*, presenta la evaluación por confiabilidad estructural de los elementos principales de uno de los puentes de acero más importantes de la red vial nacional de Colombia. La evaluación mediante técnicas de confiabilidad estructural se basó en el levantamiento geométrico, ensayos mecánicos, conteo del tráfico, prueba de carga, calibración de modelo estructural, instrumentación, monitoreo y simulación numérica (Rodríguez, Sánchez y Mauricio, 2010).

En el artículo *“Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural”*, presenta la metodología de evaluación de puentes metálicos por técnicas de fiabilidad estructural, con fundamento en estudios norteamericanos y europeos; mencionando las principales diferencias encontradas durante la evaluación estructural al puente Puerto Salgar. El método planteado presenta la posibilidad de proyectar la seguridad del puente (Edgar, Rubén y Salazar, 2015).

En el artículo *“Confiabilidad estructural y medidas de riesgo del puente Tampico bajo cargas de viento”*, presenta la confiabilidad estructural de un puente vehicular localizado en Tampico, en la costa del Golfo de México, contra fuerzas de viento. Se calcula también la confiabilidad aceptable utilizando

conceptos y el equilibrio entre seguridad y costos en el ciclo de vida, con el fin de compararla con la confiabilidad del puente. Se incorpora la incertidumbre epistémica la cual se deriva del conocimiento imperfecto de las velocidades del viento y produce, en consecuencia, que la confiabilidad del puente asuma características aleatorias. Se calcula el histograma y algunos percentiles de la confiabilidad del puente (De León, Ang y Manjarrez, 2012).

2.2 Teoría de la confiabilidad

La Teoría de la Confiabilidad se ocupa principalmente de las fallas de los sistemas. Sin embargo, no indaga tanto en los fenómenos que las causan sino en la frecuencia con que ocurren. Por lo tanto, no es una teoría física de las fallas, sino una teoría estadística, una teoría de probabilidades. (Felizia, 1996)

2.2.1 Confiabilidad

La palabra confiabilidad designa la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones especificadas de operación. Así un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla. (Felizia, 1996)

2.2.2 Objetivo de análisis de confiabilidad

El objetivo del análisis de confiabilidad estructural es determinar la probabilidad de falla de estructuras tomando en consideración las incertidumbres asociadas con las resistencias y cargas. La respuesta de una estructura se evalúa por medio de modelos basados en datos estadísticos recopilados previamente. La teoría de confiabilidad estructural toma como base el modelo probabilístico de estas incertidumbres y provee los métodos para la cuantificación de la probabilidad de que las estructuras no cumplan con la función para la que fueron diseñadas. (Felizia, 1996)

2.2.3 Índice de confiabilidad (β)

El índice de confiabilidad (β) es un parámetro utilizado para estimar la seguridad de una estructura o un elemento de esta durante su etapa de diseño o servicio (Vanegas Herrera y Chio Cho, 2014). Este parámetro se ha utilizado para en análisis y calibración del manual de diseño de puentes en el Perú, así como de los principales códigos de diseño vigentes.

2.2.4 Historia

El desarrollo de las concepciones y técnicas para el análisis de confiabilidad de componentes, equipos y sistemas ha estado asociado al desarrollo de tecnologías complejas y de alto riesgo, tales como la aeronáutica,

militar y nuclear. Las primeras preocupaciones surgieron en el sector aeronáutico (Rebollo Altamira, 2017) .

Hasta principios de los años sesenta los estudios teóricos y prácticos sobre confiabilidad eran realizados fundamentalmente en los Estados y la Unión Soviética. En esta década los estudios se extienden hacia otros países y también hacia otras tecnologías. Además, tiene lugar un gran desarrollo de los fundamentos y de los conceptos teóricos relacionados con la confiabilidad, y se produce la consolidación de la Teoría de la Confiabilidad (Rebollo Altamira, 2017) . En los años de 1964 - 1975 expone por primera vez una teoría matemática de la confiabilidad cuyos autores eran Barlow and Proschan y Gnedenko.

El campo de aplicación de la Teoría de la Confiabilidad se amplía constantemente. Todos los sistemas de ingeniería, simples y complejos, pueden beneficiarse de la aplicación integrada de los conceptos de esta teoría en sus fases de planeación, diseño y operación. Un aumento de la confiabilidad conlleva, en general, el aumento a corto plazo de los costos. Pero este aumento de la confiabilidad puede revertirse en ganancia en un plazo mayor (Rebollo Altamira, 2017). Esto puede significar, por otra parte, una disminución de riesgos para la salud y la vida de las personas, y para el medio ambiente. Ahora, el aumento de los costos debe compensarse con la disminución del riesgo, es decir, se debe establecer una adecuada relación entre el costo y el beneficio que se obtendrá, con el fin de no exagerar ni escatimar las provisiones de seguridad.

2.2.5 Modelación de incertidumbres

Coronel (2003), afirma que existen tres tipos de incertidumbres asociadas al cálculo de la confiabilidad estructural, las físicas, las estadísticas, y las de modelo.

- a) Las incertidumbres físicas están asociadas a las variaciones de la carga impuesta, la geometría de la estructura, y las propiedades del material (Coronel, 2003).
- b) Las incertidumbres estadísticas son dependientes de la cantidad y calidad de datos disponibles para el análisis y se incrementan cuanto mayor es la informalidad, así como la ausencia de información. Influye también el modelo matemático elegido para ajustar los datos observados, ya que la aceptación del modelo proviene de una prueba de bondad de ajuste con un adecuado nivel de significancia. Por otro lado, al usar dicho modelo matemático en el cálculo de la confiabilidad estructural, podría suceder que el punto de falla más probable tenga sus coordenadas en las colas de la distribución, donde hay muy poca información y donde la probabilidad de falla es muy sensitiva (Coronel, 2003).

2.3.2 Función de estado límite

Un estado límite es un evento predefinido, cuya ocurrencia debe evitarse para asegurar el adecuado comportamiento de la estructura. Se presume que es posible representar dicho evento, a través de un modelo matemático y calcular de este modo su probabilidad de ocurrencia (Coronel, 2003).

Para un elemento estructural para el cual la capacidad C es modelada como una variable aleatoria, y sujeta a una demanda D también aleatoria, la función que representa dicho estado límite será simplemente:

$$G(X) = C - D \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde C y D son funciones de las variables aleatorias denotadas como $X = (X_1, \dots, X_n)$. Estas n variables aleatorias en X son conocidas como variables básicas, y pueden representar las incertidumbres físicas, las estadísticas y las de modelo. La capacidad y la demanda, por ende, son cada una función de las variables básicas aleatorias (Coronel, 2003).

La función del estado límite o función falla está definida de tal modo que los valores positivos de $G(X)$ corresponden a situaciones seguras, y los negativos a situaciones de falla. Es importante notar que la superficie de falla no define una función de falla única, ya que dicha superficie puede ser descrita por varias funciones de falla equivalentes. Por lo tanto, cuando es posible, es conveniente utilizar funciones de falla diferenciables para facilitar el trabajo de los procedimientos implementados con el fin de calcular la confiabilidad. En confiabilidad estructural la función de falla usualmente resulta del análisis mecánico de la estructura.

2.4 Confiabilidad estructural y probabilidad de falla

El criterio de confiabilidad estructural se expresa normalmente en términos de ecuaciones de estados límite, $G(X)$, también llamados eventos de falla, F :

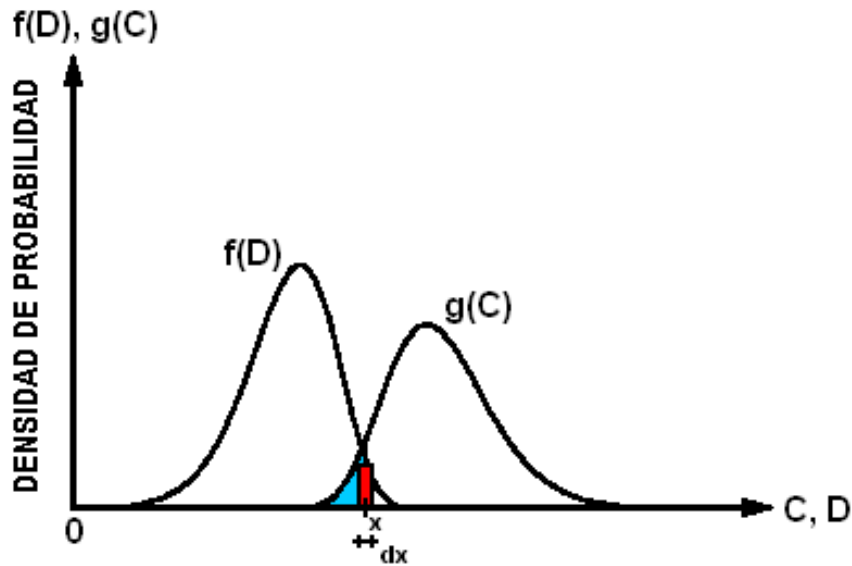
$$F = \{G(X) < 0\} \quad (\text{Ecuación 2})$$

La probabilidad de que sucedan eventos F viene dada por la probabilidad de que la demanda D supere a la capacidad C de la estructura:

$$P_F = P(C - D < 0) = P(C < D) \quad (\text{Ecuación 3})$$

La demanda impuesta o los efectos de las cargas, D , en una estructura, y la capacidad o resistencia, C , de la misma para un evento determinado, se podrían representar por dos curvas de distribución de probabilidad. Asumiendo que la capacidad, C y la demanda, D son independientes, (lo cual es aproximadamente cierto para el caso en el que las cargas son estáticas), existirá siempre la posibilidad, aunque sea muy pequeña, de que $C < D$ y la estructura falle. Por el contrario, si $C > D$, la estructura es segura (Coronel, 2003).

Figura N° 2 : Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en dos dimensiones.



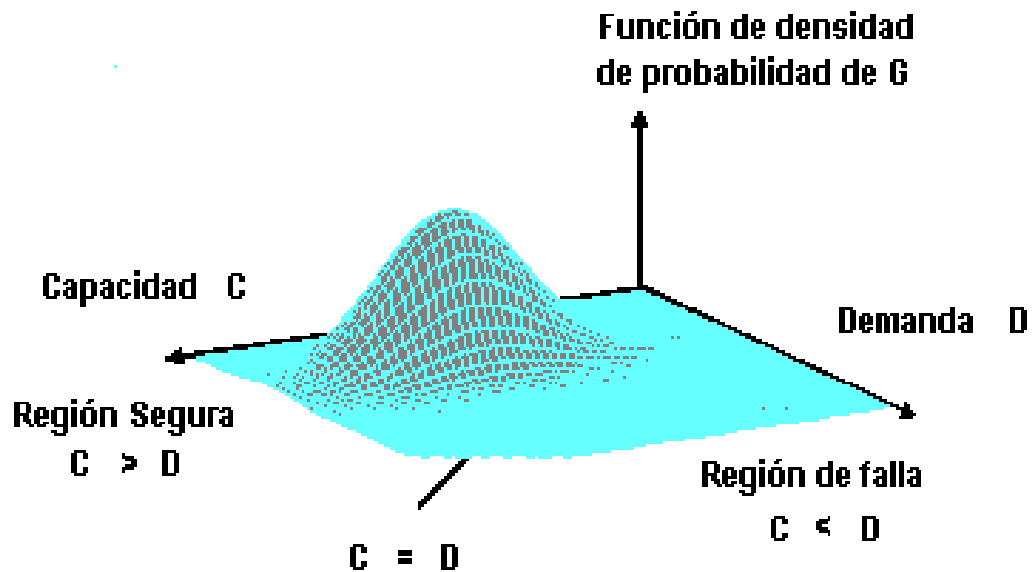
Fuente: Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos (Sánchez, 2010)

El cálculo de la probabilidad de falla se puede efectuar resolviendo la siguiente integral:

$$P_f = P(C < D) = \int_{-\infty}^{\infty} P(C < x) * P(X < D < x + dx) dx = \int_{-\infty}^{\infty} f(D) * G(C) dx \text{ (Ecuación 4)}$$

Esta integral, se puede representar como una integral de volumen en la región de falla, es, sin embargo, es muy difícil de resolver y por lo tanto las aproximaciones numéricas resultan adecuadas y eficientes. Varios métodos para la solución de dicha integral han sido propuestos incluyendo técnicas de integración numérica, simulación Montecarlo, y procedimientos de cálculo de confiabilidad de primer y segundo orden. Las técnicas de integración numéricas se vuelven ineficientes al incrementarse las dimensiones del vector X y son por lo general ineficientes (Coronel, 2003).

Figura N° 3: Ilustración de la integración de la probabilidad de falla en tres dimensiones



Fuente: Probabilidad y estadística para ingenieros (Walpole y Myers, 1982)

2.5 Niveles de confiabilidad

Los métodos de confiabilidad estructural se dividen por niveles, los cuales se caracterizan por el grado de información que se utilice o sea provista acerca de la problemática estructural. (Muñoz, Núñez, Rodríguez, Otálora, y Ruiz, 2012)

2.5.1 Los métodos del nivel I

Son aquellos que emplean solamente un valor característico de cada parámetro independiente. Estos no calculan probabilidad de fallo, más bien verifican que haya un índice de fiabilidad mínimo. El método de los estados límites y el coeficiente global de seguridad son ejemplos de este nivel (Muñoz et al, 2012).

2.5.2 Los métodos del nivel II

Son aquellos que emplean dos valores de cada parámetro independiente (comúnmente la media y la varianza), complementado con alguna medida de relación entre ambos (por lo general la covarianza). Estos métodos computan la probabilidad de fallo aproximando la función de estado límite con una expresión polinómica de primer o segundo orden. El FORM (First Order Reliability Method) y el SORM (Second Order Reliability Method) son metodologías desarrolladas bajo este método (Muñoz et al, 2012).

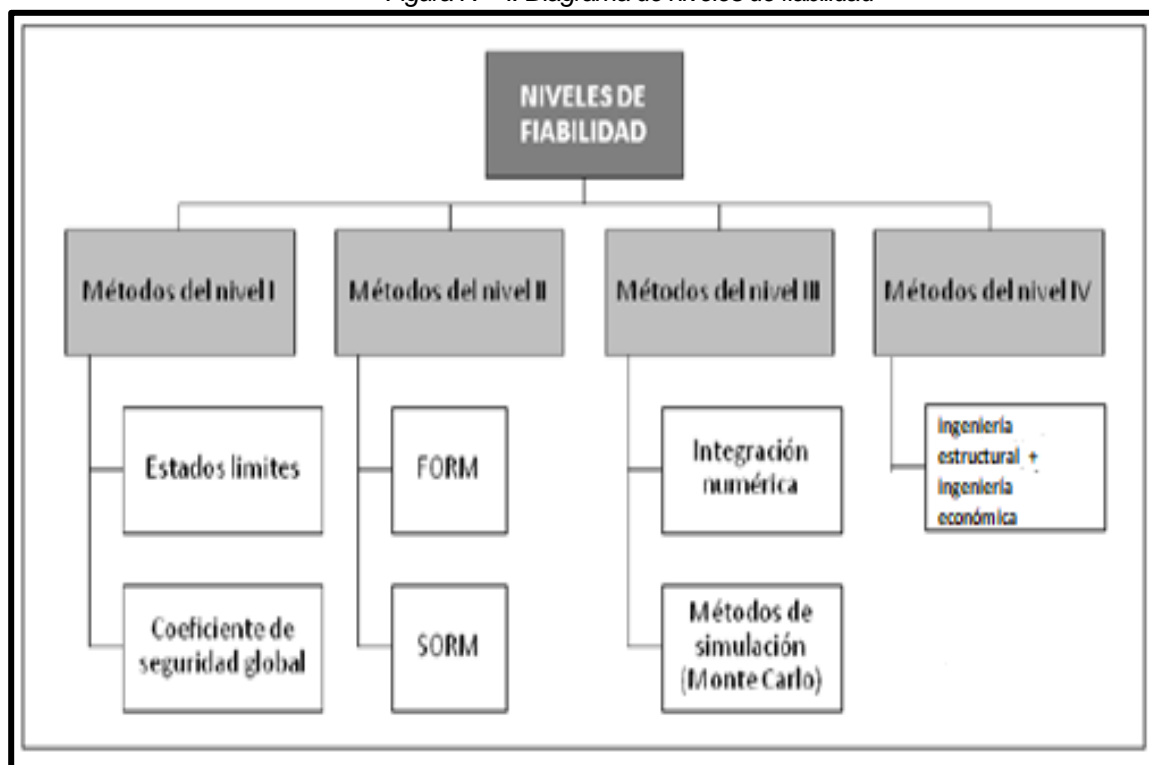
2.5.3 Los métodos del nivel III

Emplean la probabilidad de falla como medida de control, por lo cual requieren un conocimiento de la distribución conjunta de todos los parámetros inciertos. Estos computan la probabilidad de fallo usando una ecuación de estado límite determinada de forma numérica (Muñoz et al, 2012).

2.5.4 Los métodos del nivel IV

Son aquellos que comparan una perspectiva estructural con una perspectiva de referencia acorde a principios de análisis de ingeniería económica, teniendo en cuenta una relación coste/beneficio de la construcción, mantenimiento, reparación, consecuencias de fallo, el interés sobre el capital, etc. Estos métodos son adecuados para estructuras de gran envergadura (Muñoz et al, 2012).

Figura N° 4: Diagrama de niveles de fiabilidad



Referencia: Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación (Muñoz et al, 2012)

2.6 Desarrollo de la teoría FORM y SORM

2.6.1 Métodos FORM

Los primeros avances en el desarrollo de los métodos de primer orden, también conocidos como métodos o procedimientos FORM, tienen lugar casi 30 años atrás. Desde entonces estos métodos han sido refinados y extendidos de manera significativa y hoy en día son los más importantes en la evaluación de la confiabilidad estructural. Muchos programas de cálculo de la confiabilidad han sido desarrollados para realizar un análisis FORM y son ampliamente usados en los problemas de la ingeniería práctica y para propósitos de calibración de códigos. A continuación, se muestra la teoría básica que conduce a la

simplificación del cálculo de la probabilidad de falla a través del cálculo del índice de confiabilidad (Coronel, 2003).

Se conoce que la función del estado límite $G(X)$ es una función de las variables básicas aleatorias definida como sigue:

$$G(X) = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (\text{Ecuación 5})$$

Es conveniente definir un nuevo set de variables x_i , normalizadas, al transformar la variable X_i original de acuerdo a:

$$x_i = \frac{X_i - \bar{X}_i}{\sigma_{x_i}} * i = 1, \dots, n \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde \bar{X}_i es la media de X_i y σ_{x_i} es la desviación estándar. El índice de confiabilidad (β) es la distancia mínima entre el origen y la superficie del estado límite $G(X) = 0$. Para el caso de dos variables X_1 y X_2 . Esta interpretación geométrica de (β) permite el desarrollo de algoritmos iterativos para calcular su valor (Edgar, Rubén y Salazar, 2015).

Para ilustrar el cálculo de (β) consideraremos el caso fundamental en que la función de falla es lineal de las variables básicas aleatorias X_1 y X_2 , es decir, la capacidad y la demanda son cada una función de una sola variable:

$$G(X) = X_1 - X_2 \quad (\text{Ecuación 7})$$

X_1 y X_2 son llamadas variables aleatorias básicas del problema. Supongamos que ambas tienen sus correspondientes estadísticas como sigue:

\bar{X}_1 Valor medio de X_1 , σ_{x_1} Desviación estándar de X_1 , \bar{X}_2 Valor medio de X_2 , σ_{x_2} Desviación estándar de X_2 , Y que ambas tienen distribuciones normales y no-correlacionadas. Lo primero significa que las funciones

probabilísticas siguen la función de Gauss, y lo segundo implica que los valores de X_1 no están para nada afectados por los valores que X_2 pueda adoptar (Edgar et al, 2015). Es conveniente, usar variables normalizadas como sigue:

$$x_1 = \frac{X_1 - \bar{X}_1}{\sigma_1} \quad (\text{Ecuación 8})$$

$$x_2 = \frac{X_2 - \bar{X}_2}{\sigma_2} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Con lo cual se logra que x_1 y x_2 tengan un valor medio igual a 0 y una desviación estándar igual a 1. Debe notarse que x_1 y x_2 aún son normales no-correlacionadas debido a que estas propiedades no se pierden con la transformación lineal. Las variables x_1 y x_2 , debido a que tienen cero valor medio y desviación estándar igual a 1, se llaman variables normales estándar. La función de falla $G(X)$ resulta en términos de x_1 y x_2 ,

$$G(X) = \bar{X}_1 + \sigma_1 * x_1 - \bar{X}_2 - \sigma_2 * x_2 \quad (\text{Ecuación 10})$$

De donde vemos que la región de falla está identificada por aquellos valores x_1 y x_2 que satisfacen:

$$x_2 > \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma_2} + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} x_1 \quad (\text{Ecuación 11})$$

Entonces, la zona de falla es el área achurada en la Figura adjunta N°05, cuando x_2 está por encima de la línea A-B. Es decir, la probabilidad de falla es igual a la probabilidad de que valores de x_1 y x_2 caigan dentro de la región por sobre la recta A-B. Los puntos de esta recta corresponden a $G = 0$. El punto O en el origen de las coordenadas x_1 - x_2 , corresponde al caso en el que las variables básicas X_1 y X_2 toman un valor igual a su promedio y por eso el punto

O es conocido como punto promedio (Edgar et al, 2015). En la Figura adjunta N°05. El punto O pertenece a la zona segura, pero esto no es cierto para todos los casos.

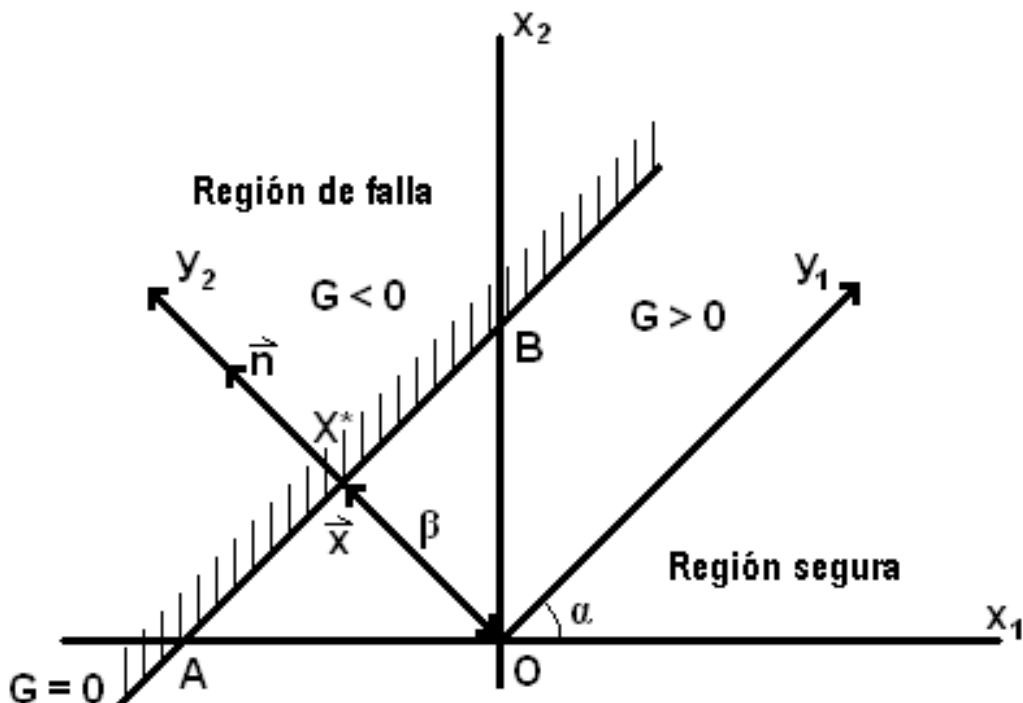
La figura adjunta. También muestra los ejes de coordenadas y_1 y y_2 , obtenidos de la rotación de los ejes x_1 - x_2 hasta que y_2 es perpendicular a la superficie de falla A-A.

$$y_1 = x_1 \cdot \cos\alpha + x_2 \cdot \text{sen}\alpha \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$y_2 = -x_1 \cdot \text{sen}\alpha + x_2 \cdot \cos\alpha \quad (\text{Ecuación 13})$$

Esta transformación es muy útil porque permite identificar la región de falla de una forma muy simple: Falla si $y_2 > \beta$

Figura N° 5: Zona de falla, $G = X_1 - X_2$



Fuente: Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de Fiabilidad Estructural (Edgar et al, 2015).

Donde (β) en la Figura 2.4, es la distancia entre el origen O y el punto X^* en la recta $G = 0$. Por ser perpendicular a la recta, es la “mínima distancia entre el origen y la recta $G = 0$ ”. La distancia (β) es llamada también índice de confiabilidad. Se debe notar que la determinación de este índice es completamente geométrica. Debido a esto, puede ser obtenido por algoritmos que calculan tal distancia mínima y generalmente estos son muy rápidos. El punto X^* en la superficie del estado límite, más cercano al origen, es conocido también como punto de diseño o punto que resulta en la combinación más probable de falla (Coronel, 2003).

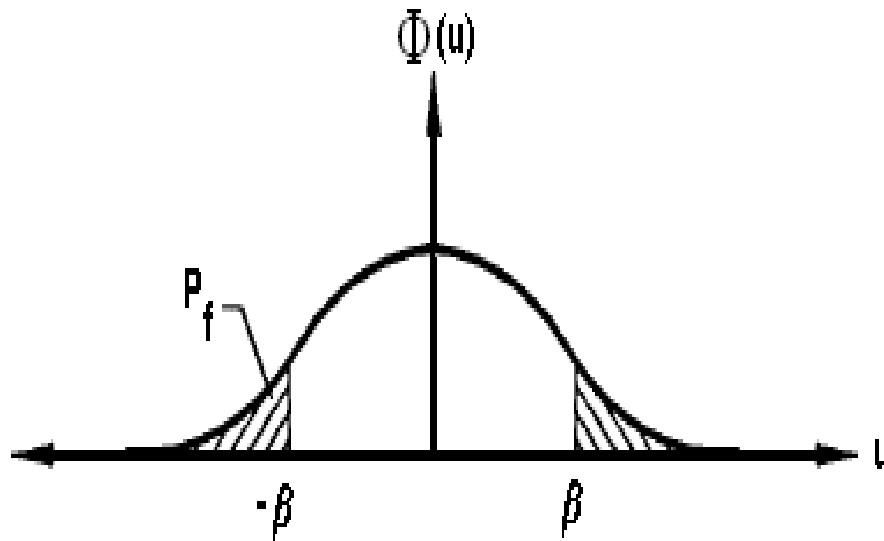
Debido a que la combinación lineal de dos variables normales estándar y a que estas no están correlacionadas, y_2 es también normal estándar. Debido a esto, la probabilidad de falla está dada por: $P_f = \text{Probabilidad } (y_2 > \beta)$

La distribución probabilística de variables normales estándar está bien establecida.

Las probabilidades se calculan definiendo áreas bajo la curva, la cual se extiende desde ∞^- a ∞^+ . El área total bajo la curva es igual a 1.0. La probabilidad de falla es entonces el área sombreada en la extremidad derecha de la curva, por simetría esta área es también igual a la obtenida en la extremidad izquierda (Coronel, 2003).

$$P_f = \text{Probabilidad } (y_2 > -\beta); \text{ o simplemente, } P_f = \Phi(-\beta)$$

Figura N° 6: Ilustración del índice de confiabilidad y la probabilidad de falla. Φ es la función de densidad normal estándar.



Fuente: Calibración basada en confiabilidad de la primera hipótesis de diseño de la norma técnica E060 (Coronel, 2003)

2.6.2 Métodos SORM

Están basados esencialmente en los mismos principios que utiliza el procedimiento FORM. La diferencia fundamental es que se puede lograr una mayor precisión en el cálculo de la confiabilidad. Estos métodos utilizan una superficie cuadrática tangente en el punto de diseño a la superficie de falla, en el algoritmo que calcula el índice (β). El proceso iterativo es el mismo. De la misma manera se usan variables normalizadas estándar y se transforman todas aquellas variables co-relacionadas a variables independientes (Coronel, 2003).

El algoritmo además calcula, por métodos numéricos, las curvaturas de la superficie de falla y se la aproxima con un paraboloides de la misma curvatura. En general, este método es más oneroso, dado que requiere del cálculo de curvaturas y no siempre resulta en mayor exactitud (Coronel, 2003).

2.7 Factores de mayoración y confiabilidad

Tradicionalmente, las ecuaciones de diseño estructural han sido de la forma: $D_n + Q_n = R_a \cdot z$ (Ecuación 14)

En la cual D_n es el valor de diseño de la carga permanente, Q_n es el valor de diseño de la carga variable, R_a es el valor admisible de la resistencia, y z es la variable a diseñar.

En los formatos de diseño de los códigos estructurales, las ecuaciones de diseño están escritas para hacer la verificación de la capacidad de diferentes tipos de componentes estructurales sometidos a distintos modos de falla. El formato típico para el diseño de estructuras es dado como:

$$\alpha_D \cdot D_n + \alpha_Q \cdot Q_n = \phi \cdot R_C \cdot z \quad (\text{Ecuación 15})$$

Donde, α_D y α_Q son los factores de amplificación de carga (ambos mayores a 1.0), R_C es la resistencia característica del material, y ϕ es el factor de reducción de resistencia (menor a 1.0).

En los códigos diferentes factores parciales se especifican para cada material y para cada tipo de cargas. Cuando más de una carga variable actúa, los factores de combinación de cargas son multiplicados en una o más de los componentes de carga variable para tomar en cuenta la reducida probabilidad de que todas las cargas variables estén actuando con sus valores extremos al mismo tiempo (Coronel, 2003).

Los factores de amplificación de cargas junto con los valores característicos son introducidos con el fin de asegurar un nivel de confiabilidad

de las estructuras diseñadas de acuerdo al código. Como cada material tiene diferentes incertidumbres asociadas a sus características físicas y mecánicas los factores de amplificación de cargas son distintos para cada uno.

La ecuación de diseño propuesta debe ser vista como un método para determinar el valor de z , y por supuesto, la ecuación obedece las leyes de la mecánica. El objetivo es que, mediante su aplicación, el calculista pueda obtener el mismo valor de z que se obtendría efectuando un análisis probabilístico para la probabilidad de falla deseada (Coronel, 2003). El problema queda entonces reducido a cuáles factores de amplificación de carga y reducción de resistencia deben ser usados.

2.8 Calibración de códigos de diseño estructural

2.8.1 Objetivos

El objetivo de la calibración de un código de diseño es la determinación de los factores parciales o de amplificación de cargas que deben ser usados con el fin de obtener una probabilidad de falla requerida (Coronel, 2003).

El valor de los parámetros calibrados depende de las estadísticas utilizadas de las variables básicas involucradas en el diseño (Coronel, 2003). Por ejemplo, se obtendrán diferentes coeficientes de amplificación de cargas y reducción de resistencias si la carga variable es debida a nieve o si es sísmica.

La tarea principal de la calibración de códigos es reducir en lo posible la amplitud del entorno de la probabilidad de falla. Por lo general y para evitar

confusiones los códigos adoptan valores únicos para ciertos parámetros (Coronel, 2003). Esto implica que la probabilidad de falla correspondiente a la misma ecuación de diseño tiene variaciones de localidad a localidad. Para reducir la amplitud de la probabilidad de falla es necesario tener varios parámetros libres que permitan la optimización. De allí la necesidad de introducir “factores de carga”, “factores de resistencia”, “factores de combinación de carga”, etc. La flexibilidad permitida por estos factores permite la aplicación de la misma ecuación de diseño a varias situaciones con la mínima variación en la probabilidad de falla (Coronel, 2003).

2.8.2 Procedimiento para calibración de códigos

De la ecuación propuesta se puede decir que:

$$\frac{Q_N}{Z} = \frac{\phi R_C}{\alpha_d \cdot \frac{D_n}{Q_n} + \alpha_q} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Por otro lado, la función de falla G puede ser escrita como:

$$G = R - (Q_n/z) \cdot (D/Q_n + Q/Q_n) \quad (\text{Ecuación 17})$$

Reemplazando se llega a la función de falla G que permite estudiar la confiabilidad asociada a la variable z obtenida mediante la ecuación de diseño.

Así:

$$G = R - \frac{\phi R_C}{(\alpha_d \gamma + \alpha_q)} * (\gamma d + q) \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde,

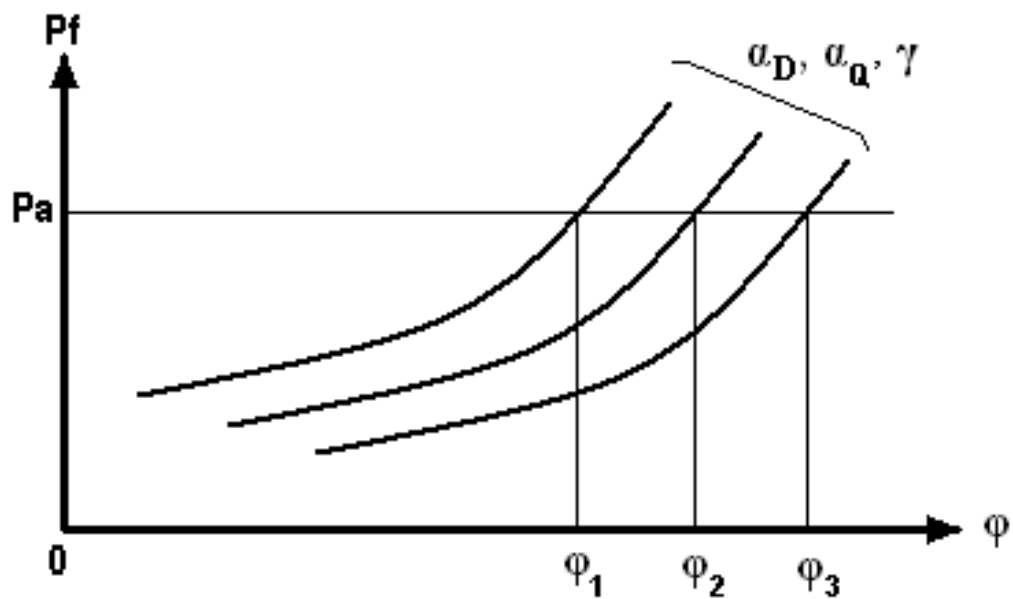
$\gamma = D_n/Q_n$, relación de cargas de diseño, permanente a variable.

$d = D/D_n$, carga permanente normalizada con respecto a su valor de diseño.

$q = Q/Q_n$, carga viva normalizada con respecto a su valor de diseño.

Conociendo las estadísticas de R , d y q , y el valor adoptado para la resistencia característica R_C , el proceso de simulación permitiría obtener la probabilidad de $[G < 0]$, o probabilidad de falla, en función de los parámetros α_D , α_Q y γ . Estos resultados podrían ser representados en una gráfica como la siguiente.

Figura N° 7: Probabilidad de falla vs. Parámetros de diseño

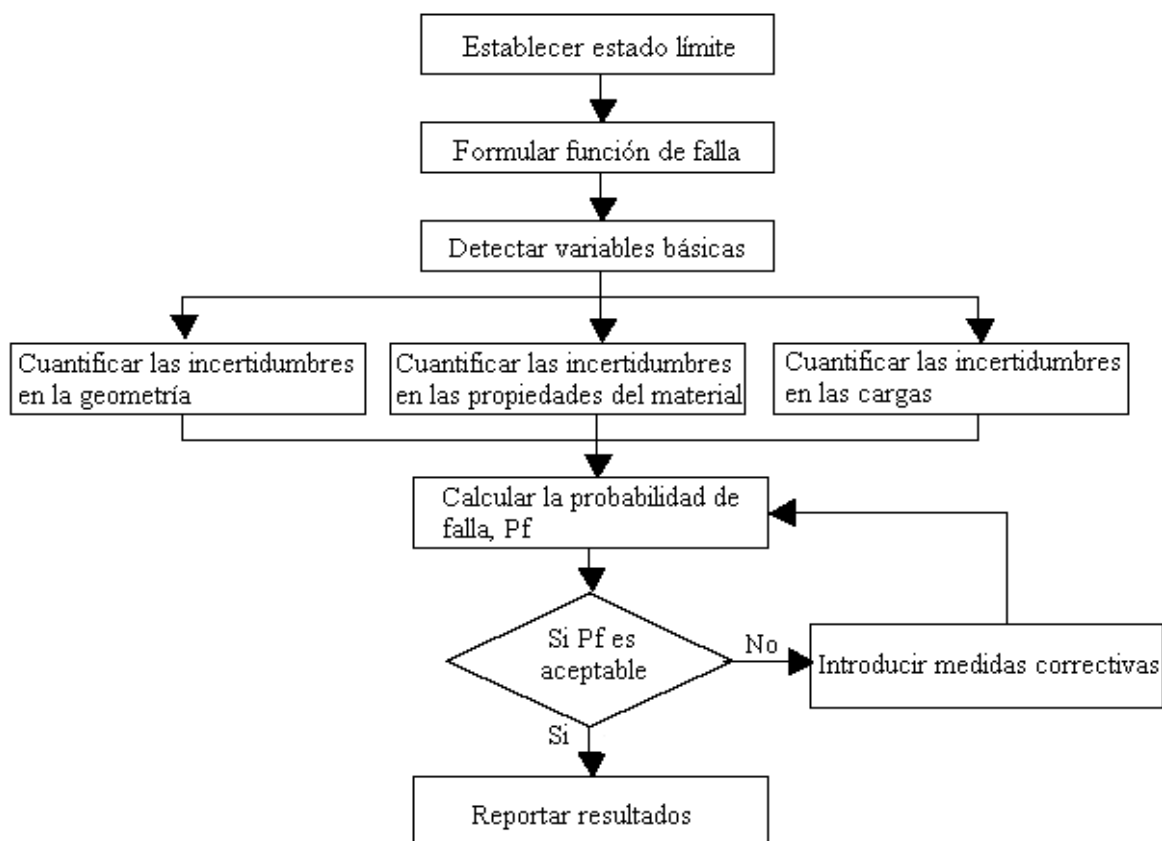


Fuente: Structural reliability (Lemaire, 2009)

Necesariamente el proceso de calibración es un proceso de prueba y error. Los valores de α_D y α_Q que se requieren para satisfacer cierto nivel de confiabilidad deben ser seleccionados después de haber calculado la probabilidad de falla asociada a cada par de valores α_D y α_Q modelados. El valor de ϕ debe ser determinado al iniciar el análisis (Coronel, 2003). La gráfica anterior relaciona la probabilidad de falla y los factores de reducción de resistencia de acuerdo a diferentes combinaciones de α_D , α_Q y γ . Dado que la probabilidad de falla está relacionada con el índice de confiabilidad (β), también se puede graficar la curva ϕ vs β para cada par de valores α_D , α_Q y γ . los pasos más usuales que hacen los códigos para calibrar sus coeficientes son los siguientes:

- Establecer los estados límite de interés
- Formular las funciones de falla para cada uno de los estados límite, de acuerdo al modelo matemático correspondiente.
- Detectar las variables básicas involucradas en el diseño.
- Encontrar una función de probabilidad que modele las incertidumbres de la variable.
- Evaluar la probabilidad de falla.
- Decidir en función de los resultados.

Figura N° 8 : Diagrama de flujo para la calibración de códigos.



Fuente: Adaptado de estadística para ciencias e ingeniería (Kennedy y Neville, 1982)

2.9 Filosofía de diseño de puentes según manual de diseño de puentes del MTC.

2.9.1 Requisitos generales

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los estados límites que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018) .

En muchos casos, las resistencias de componentes y conexiones son delimitadas teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, aunque los efectos de las fuerzas son calculados usando análisis elásticos. Esta deficiencia es común en la mayoría de reglamentos existentes, debido al poco conocimiento del análisis inelástico de estructuras (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

2.9.2 Estados límite

Según el Manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones especifica lo siguiente:

Cada una de los componentes y conexiones deberán satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{Ecuación 19})$$

Para las cargas las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado.

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad (\text{Ecuación 20})$$

Para las cargas las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado.

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.00 \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

n_i = factor de modificación de cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

n_I =factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i =efectos de fuerza.

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia factorizada

La ductilidad, redundancia y la importancia operacional son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad del puente. Los dos primeros aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias cuando el puente está fuera de servicio (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018).

2.9.2.1 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio es tomado como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018).

2.9.2.2 Estado límite de fatiga y fractura.

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos. El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un conjunto de tenacidad del material (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018).

El estado límite de fatiga intenta limitar el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la fractura durante la vida de diseño de puentes.

2.9.2.3 Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia debe de ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018).

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

2.9.2.4 Estado límite de resistencia

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo. Posiblemente bajo condiciones severas de socavación. O periodo de retorno que puede ser significativamente mayor que la vida útil del diseño del puente (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018).

2.9.3 Ductilidad

El Manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones, estipula que el sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad. Los disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales de resistencia sísmica dúctil.

Valores de n_D para el estado límite de resistencia.

$n_D \geq 1.05$ Para elementos de conexión no dúctil

$n_D = 1.00$ Para diseño y detalles convencionales que cumple con el manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones.

$n_D \geq 0.95$ Para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo querido por el manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones.

2.9.4 Redundancia

El Manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones, define la redundancia como la capacidad del sistema estructural de un puente de llevar cargas después de ser dañados o fallados uno o más de sus miembros.

Deberán usarse rutas múltiples de carga y estructura continua a menos que se tengan razones convincentes de lo contrario. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa que provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica en tensión se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y

el sistema estructural asociado como sistema redundante para el estado límite de resistencia.

Valores de n_R para el estado límite de redundancia.

$n_R \geq 1.05$ Para miembros no redundantes

$n_R = 1.00$ Para niveles convencionales de redundancia, elementos de fundación donde \emptyset ya cuenta para la redundancia.

$n_R \geq 0.95$ para los niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad de la viga y sección transversal cerrada a la torsión.

$n_R = 1.00$ para los demás estados límites

2.9.5 Importancia operativa

Según el Manual de diseño de puentes del ministerio de transportes y comunicaciones, sólo se debe aplicar a los estados límites de resistencia y evento extremo.

El propietario puede declarar si un puente, o algún componente estructural y conexión tienen importancia operativa.

Valores de n_I para el estado límite de redundancia.

$n_I \geq 1.05$ Para puentes críticos o esenciales

$n_I = 1.00$ para puentes típicos.

$n_I \geq 0.95$ para puentes de relativa menor importancia.

$n_R = 1.00$ para los demás estados límites.

La clasificación operativa del puente será elaborada por el personal responsable de la red vial afectada y conocedor de sus necesidades operativas.

2.9.5.1 Puentes críticos

Puentes que requieren ser abiertos a todo tráfico una vez que han sido inspeccionados después del evento de diseño, y son utilizados por vehículos de emergencia, para fines de seguridad, defensa, económico, o propósitos de seguridad inmediatamente después del evento de diseño. (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

2.9.5.2 Puentes esenciales

Puentes que deben como mínimo ser abiertos para tránsito de vehículos de emergencia y para fines de seguridad, defensa, o propósitos económicos después del evento de diseño y abiertos a todo tráfico dentro de los días siguientes de ese evento. (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

2.10 Valores óptimos probabilidad de falla

El índice de confiabilidad (β) está directamente relacionado con la probabilidad de falla. Se cumple que mientras mayor es (β) menor es la probabilidad de falla asociada al sistema analizado (Mesa Grajales , Ortiz Sánchez, y Pinzón , 2006).

Los valores del índice de confiabilidad (β) y su respectiva probabilidad de falla asociada depende de las condiciones de servicio a las cuales está sometido el sistema analizado (Mesa Grajales et al , 2006). Así habrá un índice de confiabilidad requerido para responder a cargas verticales, otro para responder a cargas sísmicas, otro para responder a cargas de viento, o presiones laterales de tierra, y uno distinto para evaluar la serviciabilidad, por ejemplo.

En la siguiente tabla se muestran los índices de confiabilidad utilizados en la calibración de los códigos más conocidos. Se muestra las diferencias existentes para el índice de confiabilidad según la naturaleza de las cargas actuantes.

Tabla 1: Índices de confiabilidad utilizados en la calibración de códigos estructurales

CÓDIGO	OBSERVACIÓN	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (B)
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)		4.30
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	Con un período de diseño de 30 años	3.50
Eurocode	Construcción normal	3.50
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	Cargas verticales (muertas, vivas y de nieve)	3.00
	Cargas verticales y de viento	2.50
	Cargas verticales y sísmicas	1.75

Fuente: *Developing for novel structures (Bhattacharya, Basu y MA, 2001)*

Dado que la confiabilidad estructural, está influenciada por la subjetividad de las variables aleatorias, por consecuencia la confiabilidad estimada debería ser interpretada solo como una medida comparativa. Es esta la razón por la cual no es posible juzgar si la confiabilidad estimada es lo suficientemente alta sin establecer primero una referencia más formal para la comparación (Coronel, 2003).

Tal referencia puede establecerse definiendo una mejor u óptima práctica estructural. Los valores típicos para la correspondiente probabilidad de falla anual están en el rango de 10^{-6} a 10^{-7} dependiendo del tipo de estructura y las características del modo de falla considerado (Coronel, 2003). La forma más

simple es usar los códigos de diseño existentes como base para la identificación de la mejor práctica de diseño.

La confiabilidad estructural se encuentra muy estrechamente ligada a las optimizaciones económicas, esto quiere decir que si el costo que incrementa la seguridad es pequeño siempre se podría llevar a cabo las mejoras. Basado en este pensamiento el The Joint Committee for Structural Safety (JCSS) ha propuesto un modelo de diseño probabilístico basado en el criterio económico y en las consecuencias de una posible falla.

Tabla 2: Índices de confiabilidad para un período de referencia de un año de acuerdo al modelo probabilístico de The Joint Committee of Structural

COSTO RELATIVO	CONSECUENCIAS		
	MENORES	MODERADAS	GRAVES
Alto	$\beta = 3.1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Normal	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-6}$)
Bajo	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-5}$)	$\beta = 4.7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)

Fuente: Structural Reliability and JCSS Probabilistic Model Code (Joint Committee on Structural Safety, 2014)

2.10.1 Rangos de probabilidades de falla en puentes

El Eurocode y AASHTO, establecen probabilidades de falla mínimas de acuerdo al tipo de estructura y las investigaciones realizadas. El rango admisible de probabilidad de falla especificada en Eurocode, se basa en el documento N°.

1 Vol. 3 "Traffic loads on bridges" ($10^{-4} \leq Pf \leq 10^{-6}$), donde se dedujeron los límites del índice de confiabilidad que varían entre $3.5 \leq \beta \leq 4.5$ (Tanner, Sobrino, 1998b).

Tabla 3: Relación entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla de la estructura

B (índice de confiabilidad)	PF (probabilidad de falla)
0.00	0.500
1.00	0.159
2.00	$0.23 \cdot 10^{-1}$
3.00	$0.14 \cdot 10^{-2}$
4.00	$0.32 \cdot 10^{-4}$
5.00	10^{-6}

Fuente: Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras (Comité europeo de normalización, 1991)

CAPITULO III

PLANTEAMIENTO DE LA HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis general

El grado de probabilidad de falla, en los puentes ubicados en la carretera Cajamarca – Baños del Inca utilizando el índice de confiabilidad β , es bajo.

3.2 Variables/categorías

3.2.1 Variable

- Variable dependiente : Grado de Probabilidad de falla
- Variable independiente : Índice de confiabilidad β

3.3 Operacionalización / categorización de los componentes de las hipótesis

Tabla 4: Operacionalización / categorización de los componentes de las hipótesis

"PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS PUENTES UBICADOS EN LA CARRETERA CAJAMARCA - BAÑOS DEL INCA UTILIZANDO EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (B)"							
		INDICADORES / CUALIDADES					
HIPÓTESIS	DEFINICIÓN CONCEPTUAL DE LAS VARIABLE/CATEGORÍAS	VARIABLES	FACTORES	INDICADORES	FUENTE O INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATO		
El grado de probabilidad de falla, en los puentes ubicados en la carretera Cajamarca – Baños del Inca utilizando el índice de confiabilidad β , es bajo	GRADO DE PROBABILIDAD DE FALLA Grado de las posibilidades que existen de que una estructura falle	GRADO DE PROBABILIDAD DE FALLA		Valores establecidos en normas de diseño	Puentes ubicados en la carretera Cajamarca-Baños del Inca aproximadamente en el Km 05 de la vía vehicular. Se va a analizó el puente de acceso principal, así como también el puente de acceso alternativo al distrito de Baños del Inca. Determinando en ellos las fuerzas inducidas por el tráfico. Para luego ser ajustadas a una distribución estadística y determinar su probabilidad de falla en el puente principal y puente alternativo de acceso al distrito de Baños del Inca.		
			ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β) . Es el parámetro más usado para medir el nivel de seguridad de un sistema. Cuando las variables tanto de resistencia (R) como de sollicitación (S) están distribuidas normalmente.	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β)		• Tránsito vehicular	Vehículos que hacen uso de la infraestructura vial
						• Resistencia del concreto	Propiedades físicas y mecánicas del concreto
			• Resistencia del acero de refuerzo	Propiedades físicas y mecánicas del acero			

Fuente: el autor

CAPITULO IV

MARCO METODOLÓGICO

4.1 Ubicación geográfica

La ciudad de Los Baños del Inca capital del distrito del mismo nombre, se encuentra ubicada en la parte superior este de la cuenca del río Cajamarca y margen derecha del río Chonta. Geográficamente se encuentra entre las coordenadas 7°09'12" de latitud sur y 78°30'57" de longitud Oeste, con una altura promedio de 2,776 m.s.n.m. a una distancia de 7.08 km. al sureste de la ciudad de Cajamarca. Limita por el oeste con la ciudad de Cajamarca (capital de la provincia de Cajamarca), por el este con el distrito de La encañada y por el sur con los distritos de Llacanora y Namora.

4.2 Relieve y superficie

La ciudad de Los Baños del Inca presenta una topografía plana, con pendientes que van desde los 0° hasta los 5° con dirección norte - sur. Tiene como agente morfológico básico el valle de los ríos Mashcón y Chonta, los mismos que a partir de su confluencia dan origen al río Cajamarca. La superficie total del área urbana al presente año es de 343.19 Hás.

4.3 Geomorfología

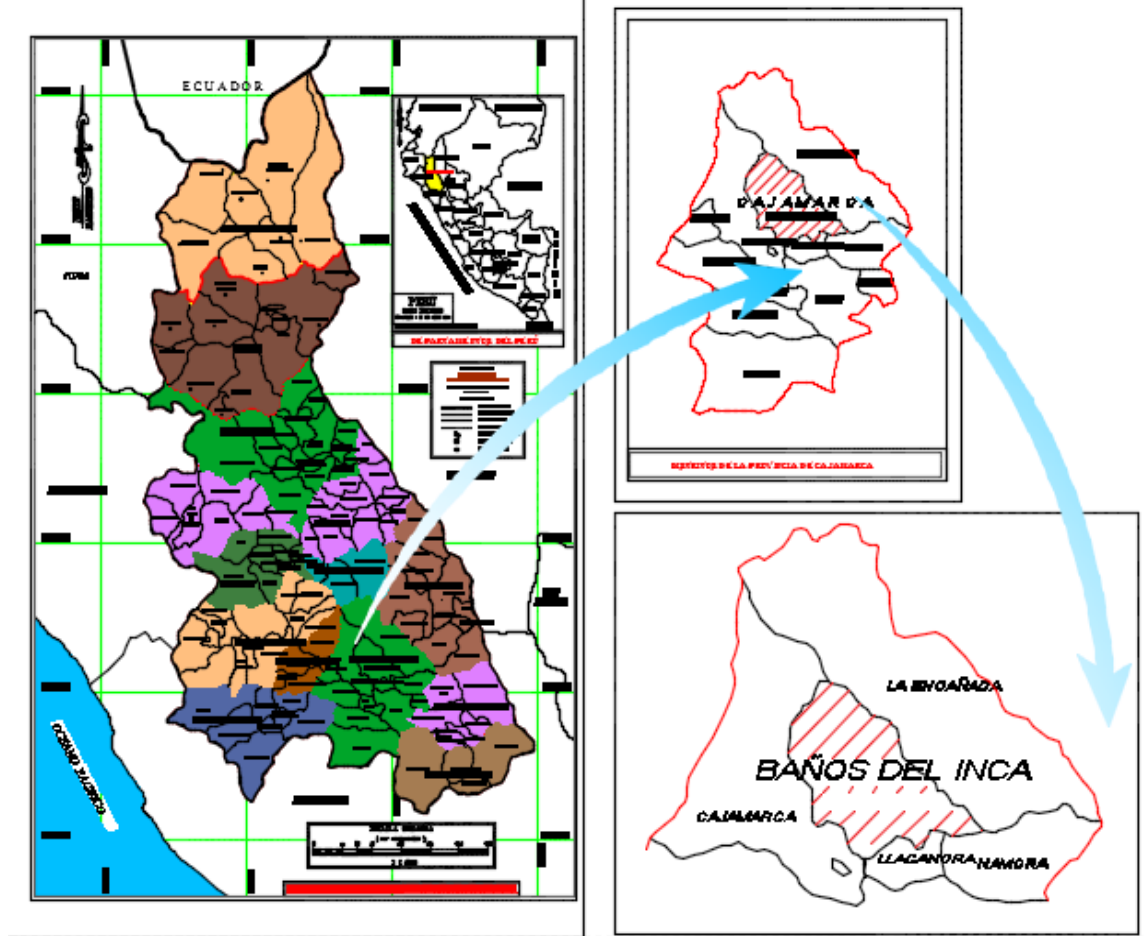
La ciudad de Los Baños del Inca y su entorno inmediato se desarrolla sobre la unidad morfoestructural más importante dentro del contexto geomorfológico de la cuenca del río Cajamarca. Está emplazada dentro de la cordillera occidental, originada por procesos epirogénicos y por la acción erosiva de los diferentes ciclos morfoestructurales.

Existe una relación estructural en toda la cuenca del río Cajamarca, desde sus nacientes hasta su desembocadura en el río Crisnejas. La reactivación de fallamientos verticales del mio-plioceno, modificaron el drenaje antiguo del río, hasta constituir un fuerte control estructural del mismo, teniendo especial connotación la formación de un lago en el mioceno, el cual estaba limitado al Norte por la parte alta de la cuenca y al sur hasta el área en donde se emplaza actualmente la ciudad de Huamachuco. Esta condición ha dado lugar a la formación de los depósitos lagunares a lo largo de toda la cuenca, encontrándose este tipo de depósitos al este y sureste de la ciudad de Cajamarca y extendiéndose estas formaciones hacia la ciudad de Los Baños del Inca.

4.4 Morfología y conformación urbana

El núcleo urbano presenta una trama irregular de crecimiento espontáneo que ha ido adecuándose a la topografía del terreno y al curso de elementos hídricos que inciden sobre la ciudad, entre los que se encuentran el río Chonta, las quebradas Mayopata, Tingo Mayo, El Antiguo y La Esperanza; y los canales de regadío Huayrapongo, Remonta I y II.

Figura N° 9 : Ubicación del distrito de los Baños del Inca



Fuente: el autor (extraído del programa AutoCAD)

4.5 Diseño de la investigación

Consistió en hallar las características físicas de los materiales, así como también la forma geométrica final del puente (post construcción). Luego se procedió a determinar los vehículos más frecuentes que hacen uso de los puentes principal y alternativo de acceso al distrito de los Baños del Inca.

Ahora bien, los vehículos que hicieron uso de los puentes de acceso principal y alternativo al distrito de los Baños del Inca, son de forma aleatoria, por ende se afirma que constituyen variables aleatorias, así que se concluyó que para considerar la incertidumbre en la probabilidad de falla se consideró las

siguientes ecuaciones en dónde se puede encontrar el índice de confiabilidad y por ende la probabilidad de falla (Ang y De León, 2005)

$$E[P_f] = \int_0^{\infty} [(P_f|C_v)] f_v(C_v) d_v \quad \text{Ecuación 22}$$

$$\sigma^2_{P_f} = \int_0^{\infty} \{P_f - E[P_f]\}^2 f_v(C_v) d_v \quad \text{(Ecuación 23)}$$

Donde $f_v(C_v)$ es la probabilidad de falla de la carga media vehicular, asumiendo que $E[C_v]$, tiene una distribución log normal.

Por lo que: la probabilidad de falla se calcula de la siguiente manera.

$$P_f = E\{G\}/\sigma_G \quad \text{(Ecuación 24)}$$

Donde "G" es el estado límite para la sección crítica

$$G = 1 - \left\{ \frac{P_a}{P_r} + \frac{M_a}{M_r} \right\} \quad \text{(Ecuación 25)}$$

Donde P_a ; P_r , son fuerza cortante actuante y fuerza cortante resistente

Donde M_a ; M_r , son momento flexionante actuante y momento actuante resistente

4.5.1 Propiedades de los materiales

La investigación estuvo orientada a los esfuerzos que producen el tráfico vehicular en los puentes de acceso al distrito de Baños del Inca (principal y alterno), así también basándose en planos de replanteo las resistencias características para concreto estructural son de un $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y para acero de refuerzo es del tipo corrugado bajo la norma ASTM A615-grado 60

4.5.2 Geometría de los puentes principal y alterno, de acceso al distrito de Baños del Inca

Para la obtención de las características geométricas de los puentes principal y alterno de acceso al distrito de Baños del Inca, se tomaron medidas in situ, idealizando el tablero de los puentes como un sólido monolítico, con los cuales se procedieron a la elaboración de planos arquitectónicos para su posterior análisis estructural ante las sollicitaciones de carga que genera el tráfico vehicular.

4.5.3 Análisis estadístico

Para el análisis estadístico, se hizo una simulación de tráfico aleatorio, el mismo que hacen uso de los puentes principal y alterno de acceso al distrito de Baños del Inca, luego se encontró el índice de confiabilidad (β) y finalmente se procedió a estimar la probabilidad de falla de dichos puentes.

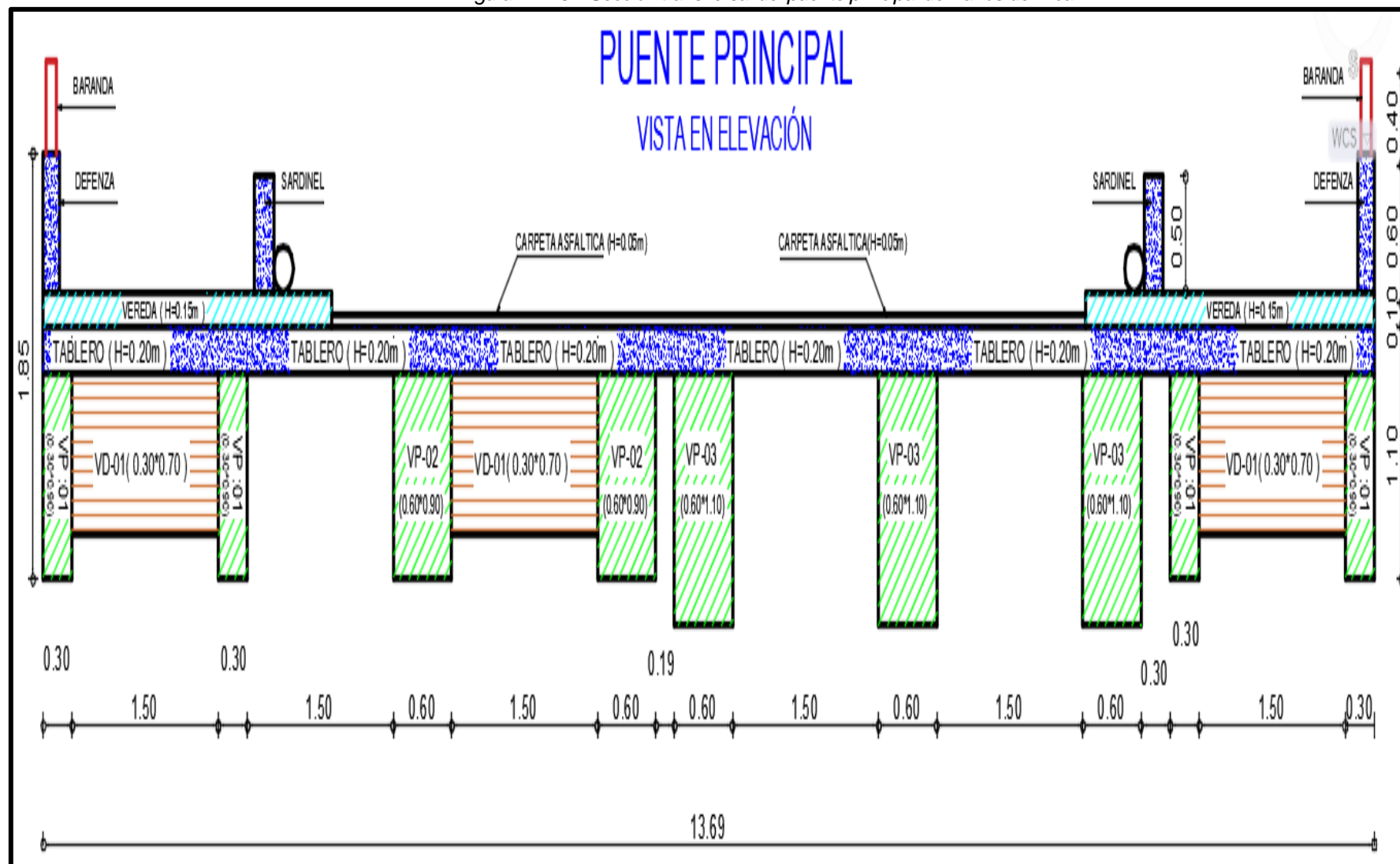
4.6 Análisis de puente principal

4.6.1 Características geométricas

En esta parte se estableció un modelo e idealización del puente que permitió estimar el comportamiento estructural del mismo ante solicitaciones permanentes así como variables. No obstante dado a la irregularidad presente, en el apéndice N°07 , se presentan los esfuerzos de las vigas correspondientes al análisis del presente puente. Las principales características geométricas son:

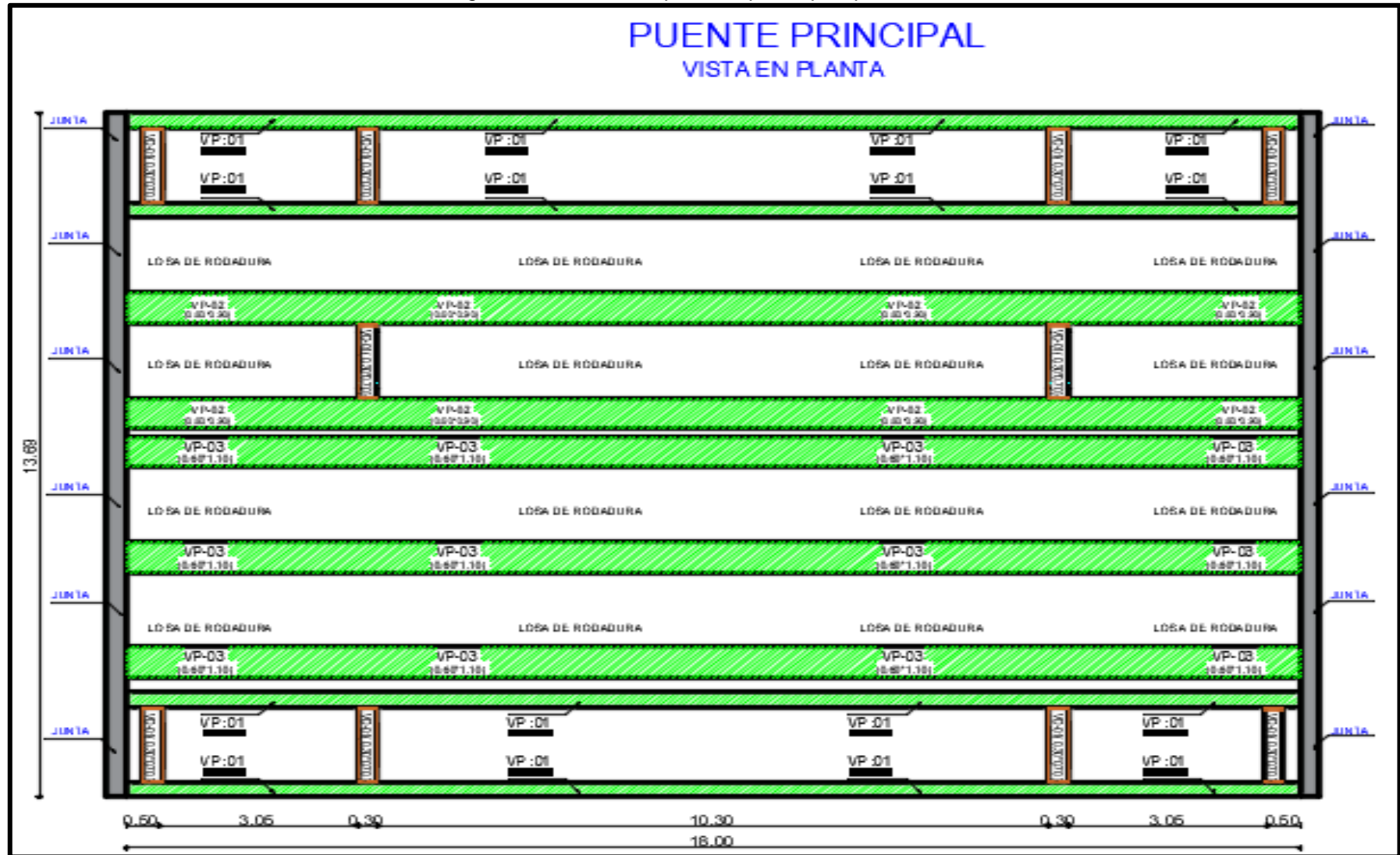
- Longitud del largo total: 18 metros
- Longitud del ancho total: 18 metros
- Número de carriles de circulación que aloja: 2
- Altura promedio de viga 01: 1.10 metros
- Ancho de viga 01: 0.60 metros
- Número total de vigas 01: 03
- Altura promedio de viga 02: 0.90 metros
- Ancho de viga 02: 0.60 metros
- Número total de vigas 02: 02
- Espesor de calzada: 0.20m
- Ancho de vereda: 1.50m
- Altura promedio de viga 03: 1.10 metros
- Ancho de viga 03: 0.30 metros
- Altura parapeto concreto: 0.50 metros

Figura N° 10 : Sección transversal del puente principal de Baños del Inca



Fuente: el autor

Figura N° 11: sección en planta del puente principal de Baños del Inca



Fuente: el autor

4.6.2 Consideraciones según el manual de puentes del MTC

4.6.2.1 Propiedades de materiales

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

$$EC = 254526.69 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Apéndice 04 - ítem: 9.4.1.2})$$

$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2040000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Apéndice 04 - ítem: 9.4.1.1})$$

4.6.2.2 Cargas actuante en el puente

$$\text{Peso del asfalto} = 112.13 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.4.1.6})$$

$$\text{Peso de vereda} = 348.4 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.2})$$

$$\text{Peso de Defensa} = 236.91 \text{ kg/m} \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.3})$$

$$\text{Peso de Sardinell} = 232.27 \text{ kg/m} \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.5})$$

$$\text{Peso de baranda} = 30 \text{ kg/m} \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.4})$$

$$\text{Carga peatonal} = 367 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.1})$$

$$\text{Carga Frenado} = 16329.34 \text{ kg} \quad (\text{Apéndice 05 - ítem: 9.5.1.7})$$

$$\text{Carga de sismos} = \text{No se considera}$$

$$\text{Presión del viento} = \text{No se considera}$$

4.6.2.3 Selección de factores de resistencia

Para la selección de los factores de resistencia, se empleó como base la siguiente tabla

Tabla 5 : Factores de resistencia

Estado límite de resistencia	Q
Ø Flexión y tracción	0.9
Ø Corte y torsión	0.9

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Fuente: El autor (Adaptado del Manual de Diseño de Puentes del MTC)

4.6.2.4 Selección de modificadores de carga

Para la selección de los modificadores de carga, empleó la siguiente tabla, cabe resaltar que para fines del desarrollo de la presente tesis, sólo se tomó en cuenta el análisis por resistencia.

Tabla 6 : Estados límites de resistencia

	Resistencia	Servicio	Fatiga
Ductilidad	0.95	1.0	1.0
Redundancia	1.05	1.0	1.0
Importancia	0.95	-	-
Producto	0.95	1.0	1.0

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_L = \mathbf{0.95 \times 1 \times 1 = 0.95}$$

Fuente: El autor (Adaptado del Manual de Diseño de Puentes del MTC)

4.6.2.5 Combinaciones de carga aplicada

Para la selección de las combinaciones de carga, se empleó la siguiente tabla, hay que tener en cuenta que para fines del desarrollo de la presente tesis sólo se tomó en cuenta el análisis por resistencia.

Tabla 7 : Combinaciones de carga

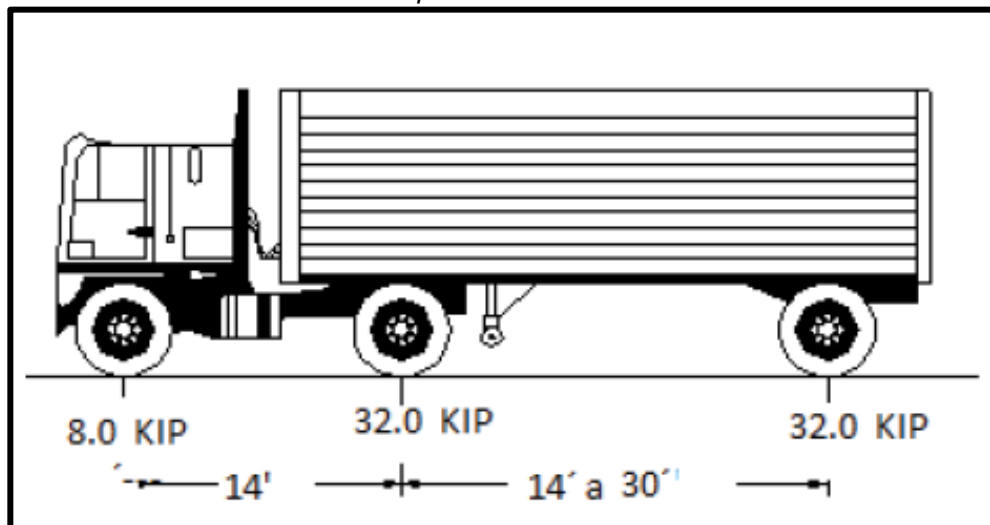
Resistencia I:	Estado límite
DC =	1.25
DW =	1.50
LL =	1.75
IM =	1.75
FR =	1.75
$U = n (1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM) + 1.75FR + PTG)$	

Fuente: El autor (Adaptado del Manual de Diseño de Puentes del MTC)

4.6.2.6 Camión de diseño

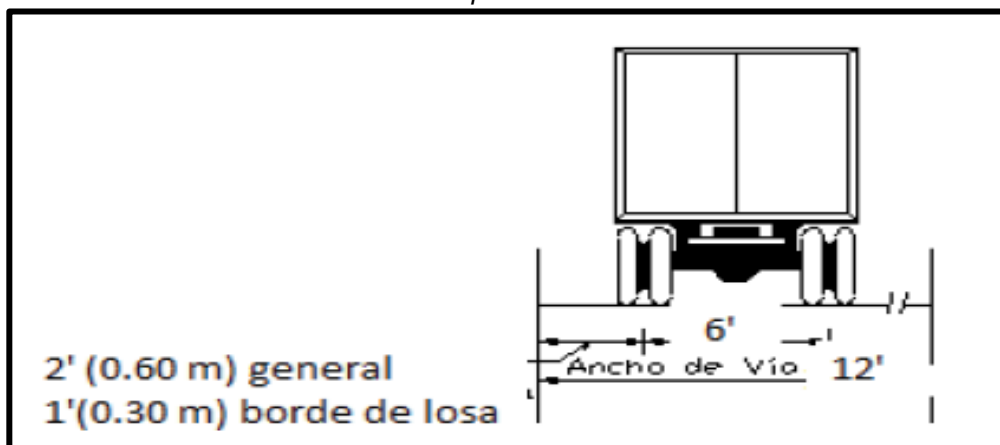
El camión de diseño que se empleó fue el especificado por el manual de diseño de puentes el HL 93K y HL 93M, como se muestra a continuación

Figura N° 12 : Vista de camión de diseño HL 93K utilizado para diseño de puentes



Fuente: Manual de diseño de puentes (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

Figura N° 13: Vista transversal del camión de diseño HL 93M utilizado para diseño de puentes

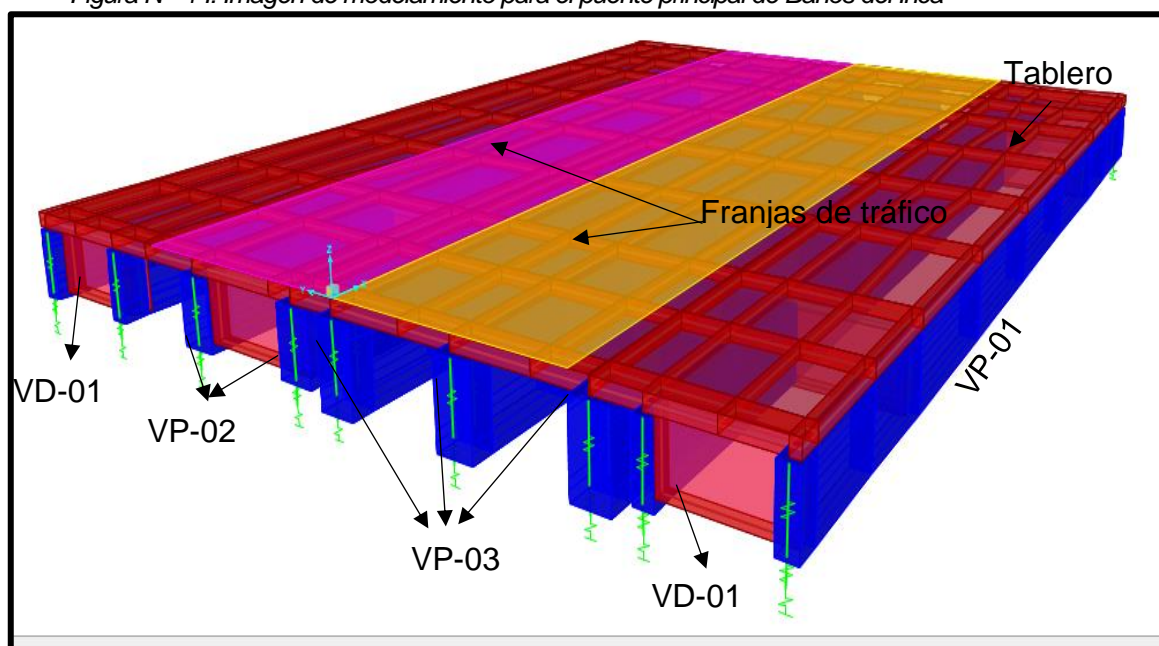


Fuente: Manual de diseño de puentes (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

4.6.2.7 Análisis estructural en CSI Bridge

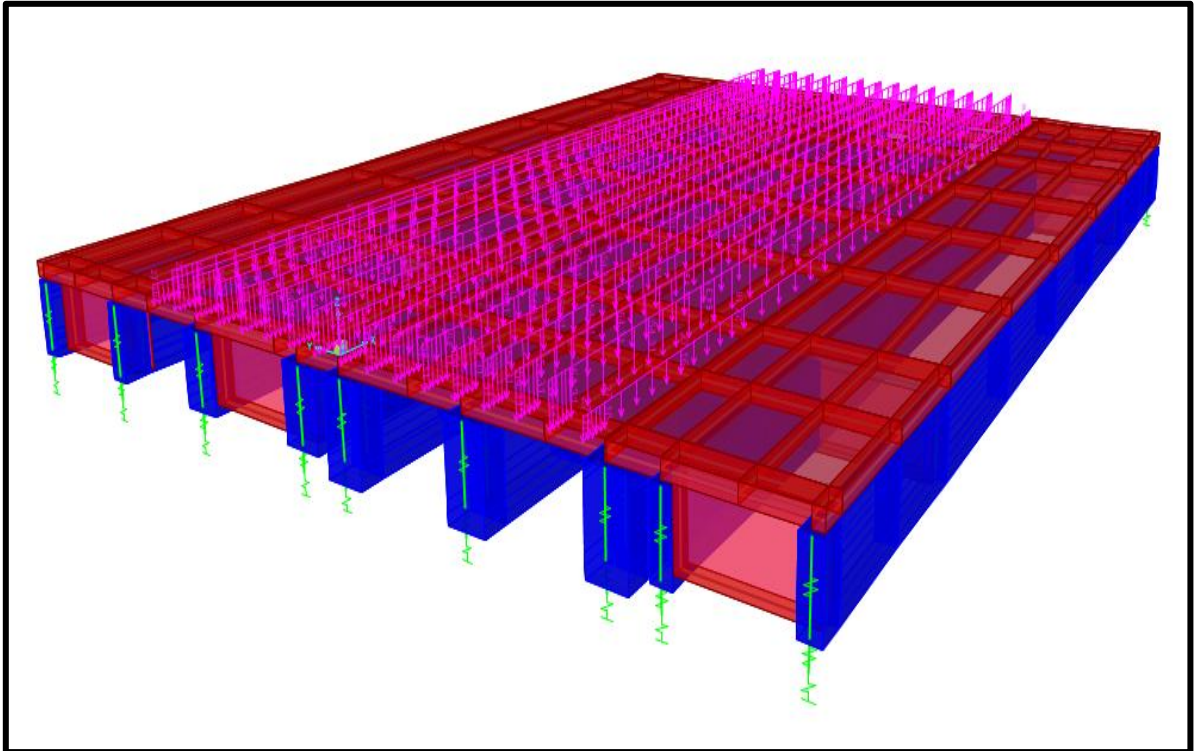
El análisis estructural del puente se llevó a cabo en el paquete de cómputo CSiBridge V2017 dentro del rango elástico. No se consideraron secciones agrietadas ni deterioro de ningún tipo en la estructura. Asimismo, el análisis fue de tipo estático

Figura N° 14: Imagen de modelamiento para el puente principal de Baños del Inca



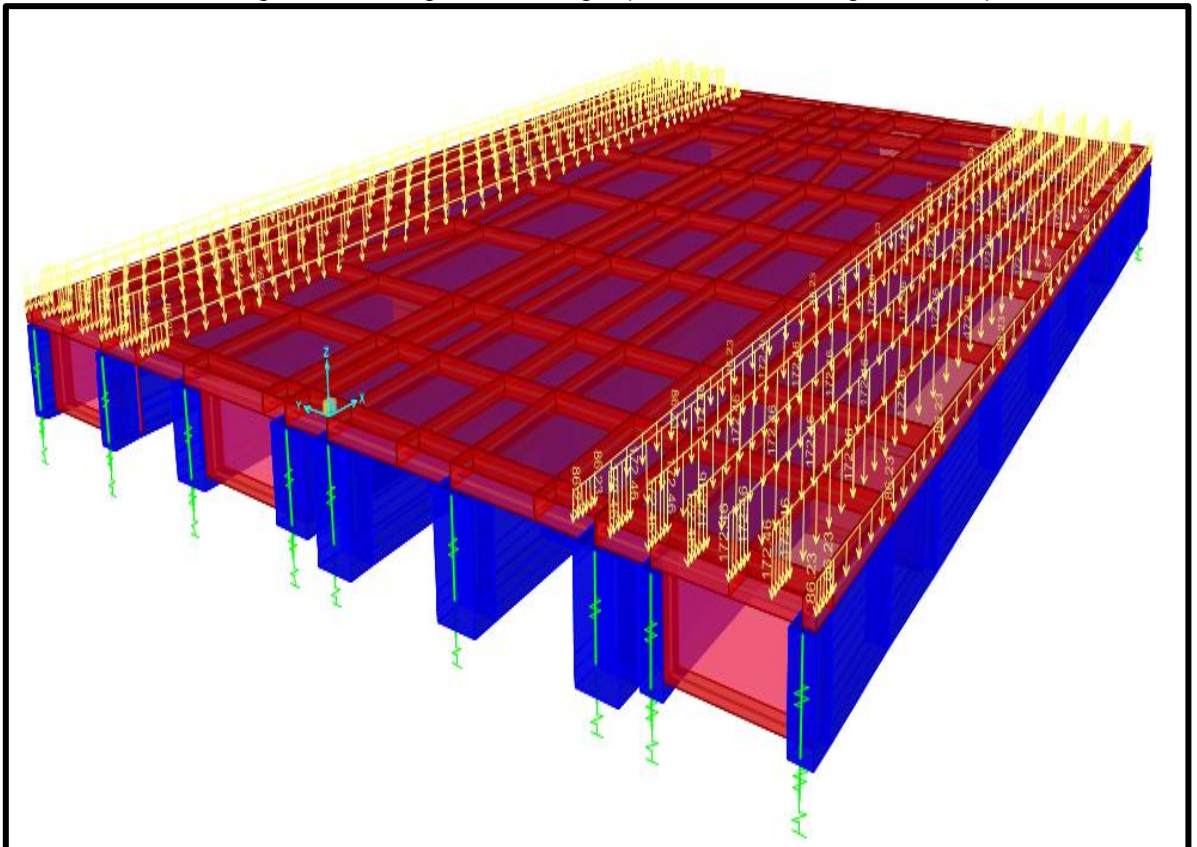
Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

Figura N° 15: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de asfalto)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

Figura N° 16: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de vereda)

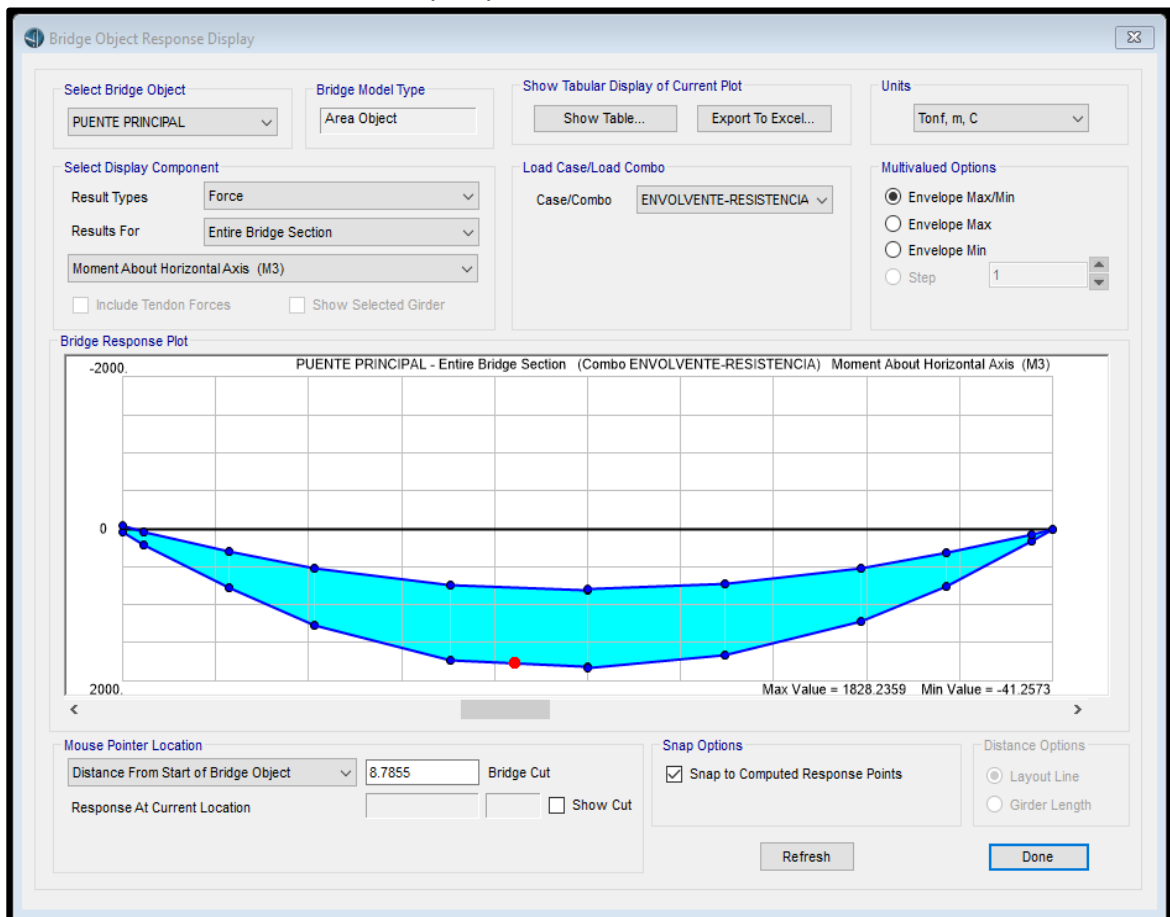


Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

4.6.2.8 Momento y cortante máximo por resistencia

Luego del modelado de cargas tantas cargas por gravedad y cargas vehiculares, se procedió a obtener el momento y cortante máximos en el estado de resistencia, para el tablero, el mismo que se aplica para el camión de diseño HL-93. Así también cabe mencionar que los momentos y cortantes para las vigas se presentan en la sección del apéndice N°07 del presente trabajo.

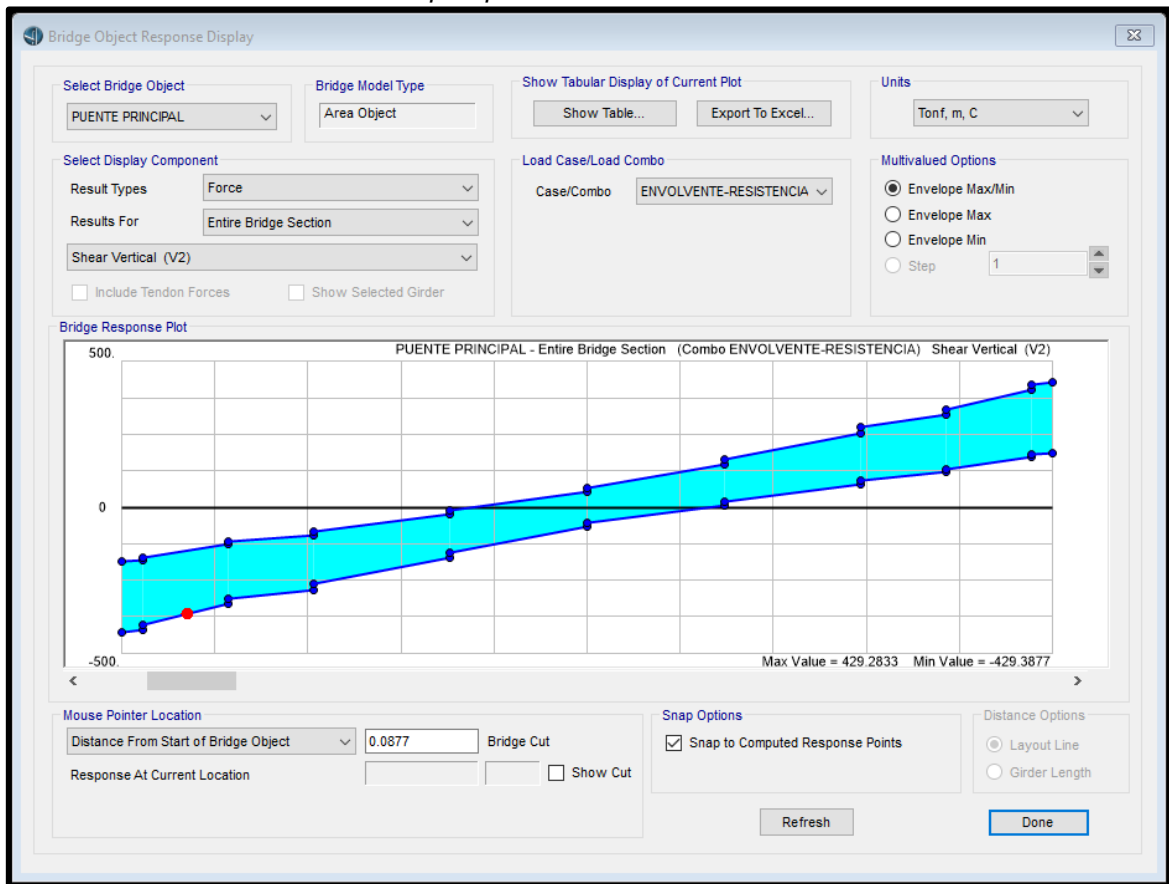
Figura N° 17: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente principal de Baños del Inca



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

En donde se obtuvo como momento máximos = 1828.2359 ton-m y un momento mínimo de -41.2573 ton-m

Figura N° 18: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente principal de Baños del Inca



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

En donde se obtuvo como fuerza cortante máximos = 429.2833 ton y un fuerza cortante mínimo de -429.3877 ton-m

De una manera similar se establecieron los diversos escenarios para los vehículos que hacen uso del puente.

Tabla 8: Vehículos más frecuentes que cruzan el puente principal a Baños del Inca

TIPO DE VEHÍCULO	CLASE	CARGAS MÁXIMAS (ton)					
		Eje 01	Eje 02				
	Vehículo - Taxi	Eje 01		Eje 02			
		1 - 1.5 ton		1 - 1.5 ton			
	Camión - C2P	Eje 01		Eje 02			
		1.1 - 3.3 ton		1.1 - 6.6 ton			
	Camión - C2G	Eje 01		Eje 02			
		1.1 - 8.0ton		1.1 - 8.8 ton			
	Camión - C2	Eje 01		Eje 02			
		1.1 - 12.6 ton		1.1 - 20.5 ton			
	Camión - C3	Eje 01	eje 02	eje 03			
		1.1 - 23.6 ton	1.3 - 25.2 ton	1.3 - 25.2 ton			
	Camión - C4	Eje 01	eje 02	eje 03	eje 04		
		4.2 - 17.2 ton	4.2 - 17.2 ton	4.52 - 25.4 ton	4.52 - 25.4 ton		
	Camión - C3S2	Eje 01	eje 02	eje 03	eje 04	eje 05	
		1.6 - 30.7 ton	1.6 - 34.3ton	5.80 - 34.3 ton	1.02 - 20.0 ton	1.02 - 20.0 ton	
	Camión - C3S3	Eje 01	Eje 02	Eje 03	Eje 04	Eje 05	Eje 06
		1.6 - 30.7 ton	1.0 -39.7 ton	5.73 -39.6 ton	1.40 - 42.3 ton	1.40 - 42.3 ton	1.40 - 42.3 ton

Fuente: Adaptado del Policy on Geometric Design of Highways and Streets (American association of state highway a officials, 2012)

De los escenarios que se calcularon se tiene lo siguiente:

Cuadro 1: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo

ESCENARIO DE CARGA	RESULTANTE (TON)	MOMENTO MÁXIMO (TON-M)
AUTOMÓVIL	3	912.2945
CAMIÓN C2P	10	956.7397
CAMIÓN C2G	16	976.7636
CAMIÓN C2	33	1104.287
CAMIÓN C3	49.1	1381.8173
CAMIÓN C4	85.2	1489.3309
CAMIÓN C3S2	105	1566.5052
CAMIÓN C3S3	112.7	1964.3192

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Cuadro 2: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el cortante máximo

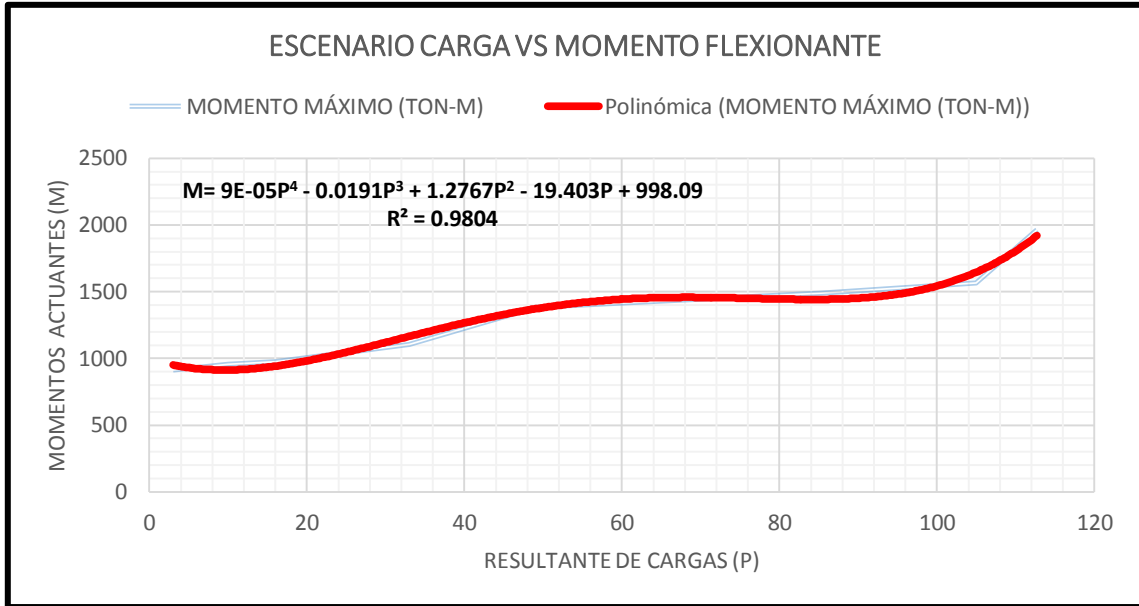
ESCENARIO DE CARGA	RESULTANTE (TON)	CORTANTE MÁXIMO (TON-M)
AUTOMÓVIL	3	210.7566
CAMIÓN C2P	10	222.3536
CAMIÓN C2G	16	230.44
CAMIÓN C2	33	261.1422
CAMIÓN C3	49.1	328.6944
CAMIÓN C4	85.2	349.3977
CAMIÓN C3S2	105	372.0922
CAMIÓN C3S3	112.7	513.8238

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

4.6.3 Análisis de confiabilidad

Con base en los resultados obtenidos, se ajustaron los valores de carga resultante y momento flexionante a las curvas que proporcionaran la mejor correlación en función de los diferentes trenes de carga considerados. Las gráficas y las expresiones encontradas fueron las siguientes:

Gráfico 1 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes



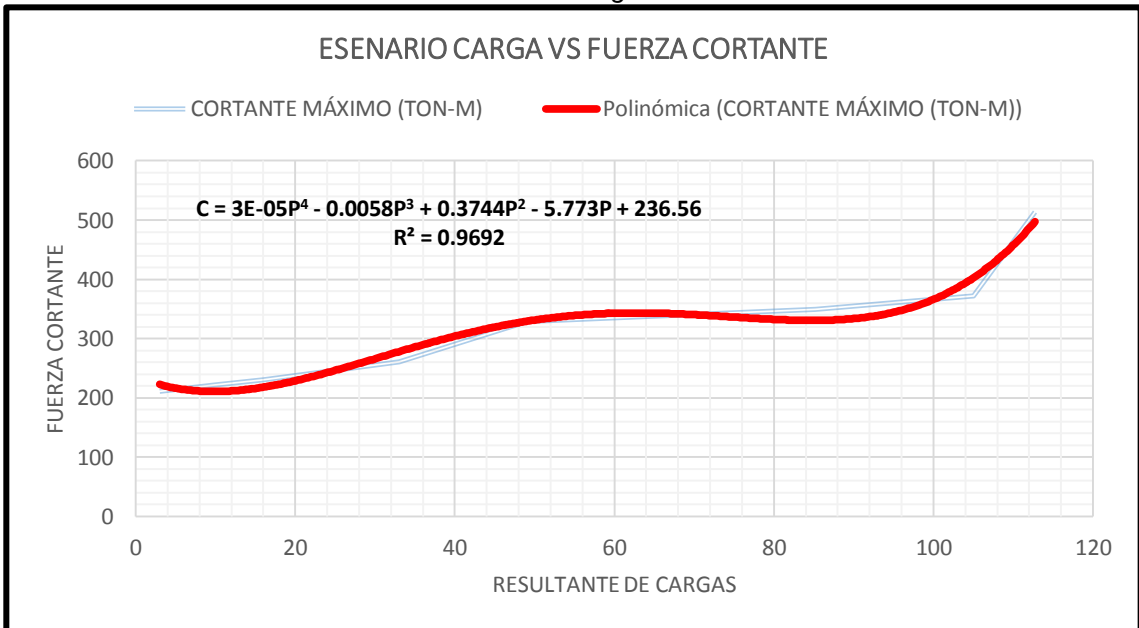
Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

En donde la distribución de cargas resultantes vs momentos actuantes se ajustaron a la siguiente ecuación:

$$M = \frac{9}{10^5}P^4 - 0.0191P^3 + 1.2767P^2 - 19.403P + 998.09 \quad (\text{Ecuación 26})$$

Con un coeficiente de correlación de : $R^2 = 0.9804$

Gráfico 2 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs fuerzas cortantes



Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Así también la distribución de cargas resultantes vs fuerzas cortantes se ajustaron a la siguiente ecuación:

$$C = \frac{3}{10^5}P^4 - 0.0058P^3 + 0.3744P^2 - 5.773P + 236.56 \quad (\text{Ecuación 27})$$

Con el ajuste realizado ya se puede proceder a realizar el análisis de confianza para lo cual se presentan los primeros siguientes datos:

Cuadro 3: Escenarios de las 10 primeras iteración de cargas resultantes vs fuerza cortante y momentos actuantes

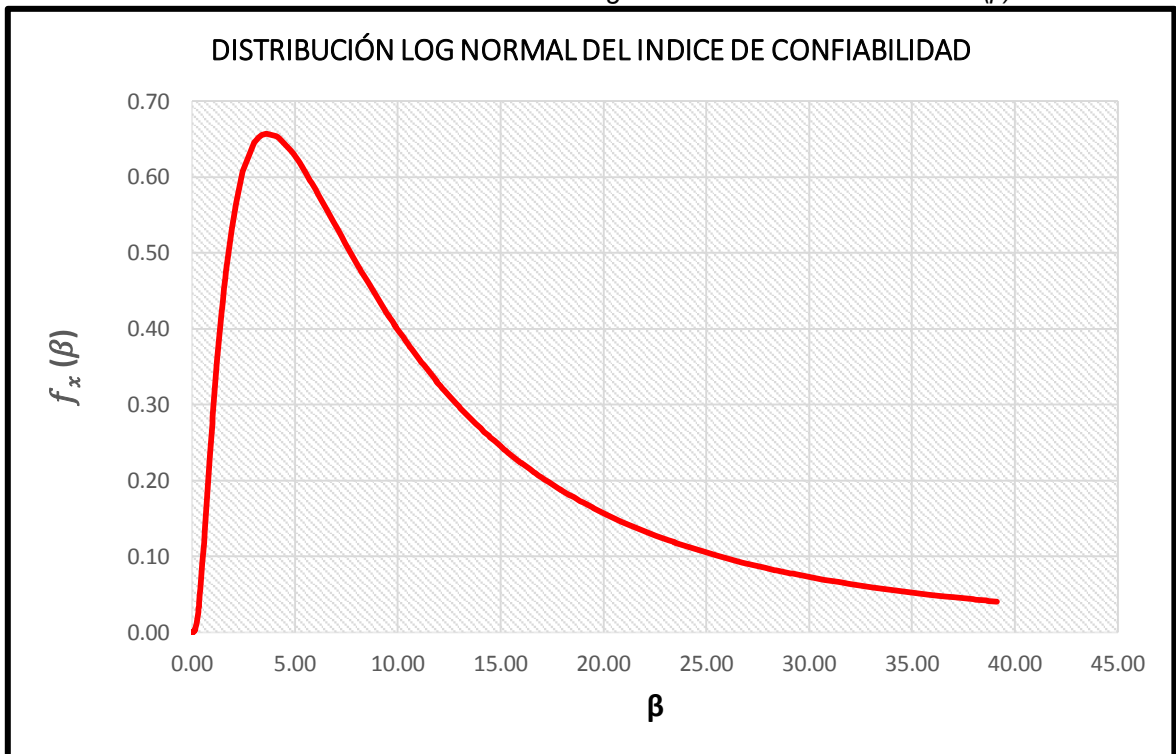
NUMERO ALEATORIO	PESO ACTUANTE	FUERZA CORTANTE	MOMENTO ACTUANT	E_G	σ_G	β
0.836	94.180	528.863	1620.135	1.118	0.576	1.941
0.975	109.929	802.452	2063.296	1.997	0.576	3.469
0.443	49.976	346.334	1394.448	0.569	0.576	0.989
0.840	94.717	534.688	1627.621	1.136	0.576	1.972
0.357	40.259	311.318	1276.329	0.423	0.576	0.735
0.594	66.969	390.484	1498.137	0.729	0.576	1.266
0.010	1.182	230.249	976.904	0.071	0.576	0.123
0.908	102.362	641.447	1784.472	1.470	0.576	2.553
0.259	29.140	264.370	1109.071	0.222	0.576	0.386
0.318	35.820	292.976	1211.510	0.345	0.576	0.599

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Dado que las cargas provocadas por el tráfico son variables aleatoria con distribución normal de probabilidad (Sánchez, 2003) y que C y M se pueden obtener como funciones de la carga, entonces la función estado límite G se puede obtener para cada posible carga de tren de tráfico, así como su desviación estándar y por ende, el índice de confiabilidad.

El proceso se llevó a cabo para las iteraciones de trenes de carga, en dónde se determinó que el índice de confiabilidad es: 3.6053

Gráfico 3: Grafico de distribución log normal del índice de confiabilidad (β)



Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

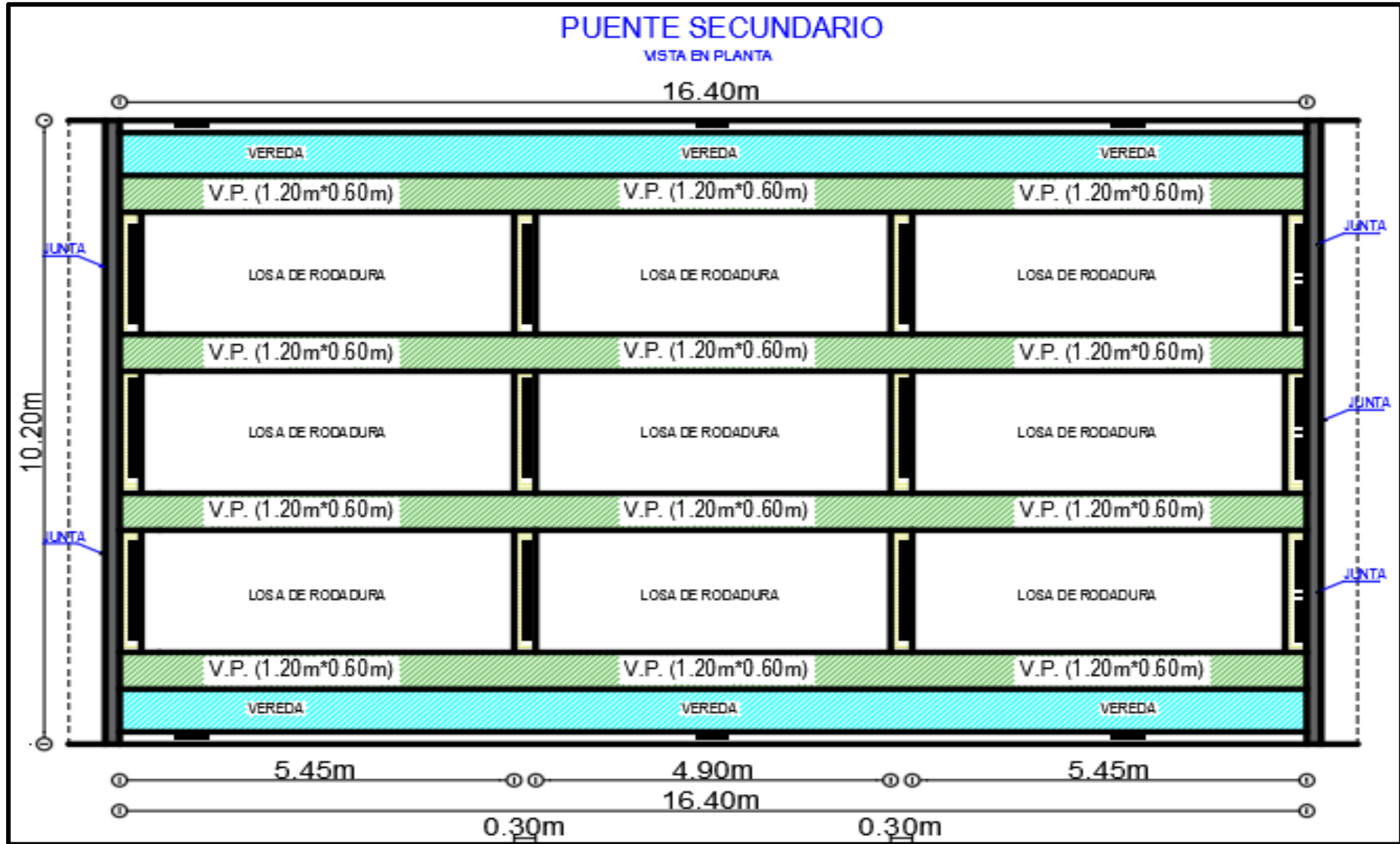
4.7 Análisis de puente alternativo

4.7.1 Características geométricas

En esta parte se estableció un modelo del puente que permitió estimar el comportamiento estructural del mismo, ante solicitaciones permanentes así como variables. Las principales características geométricas fueron obtenidas en campo las mismas que se plasman en las imágenes siguientes:

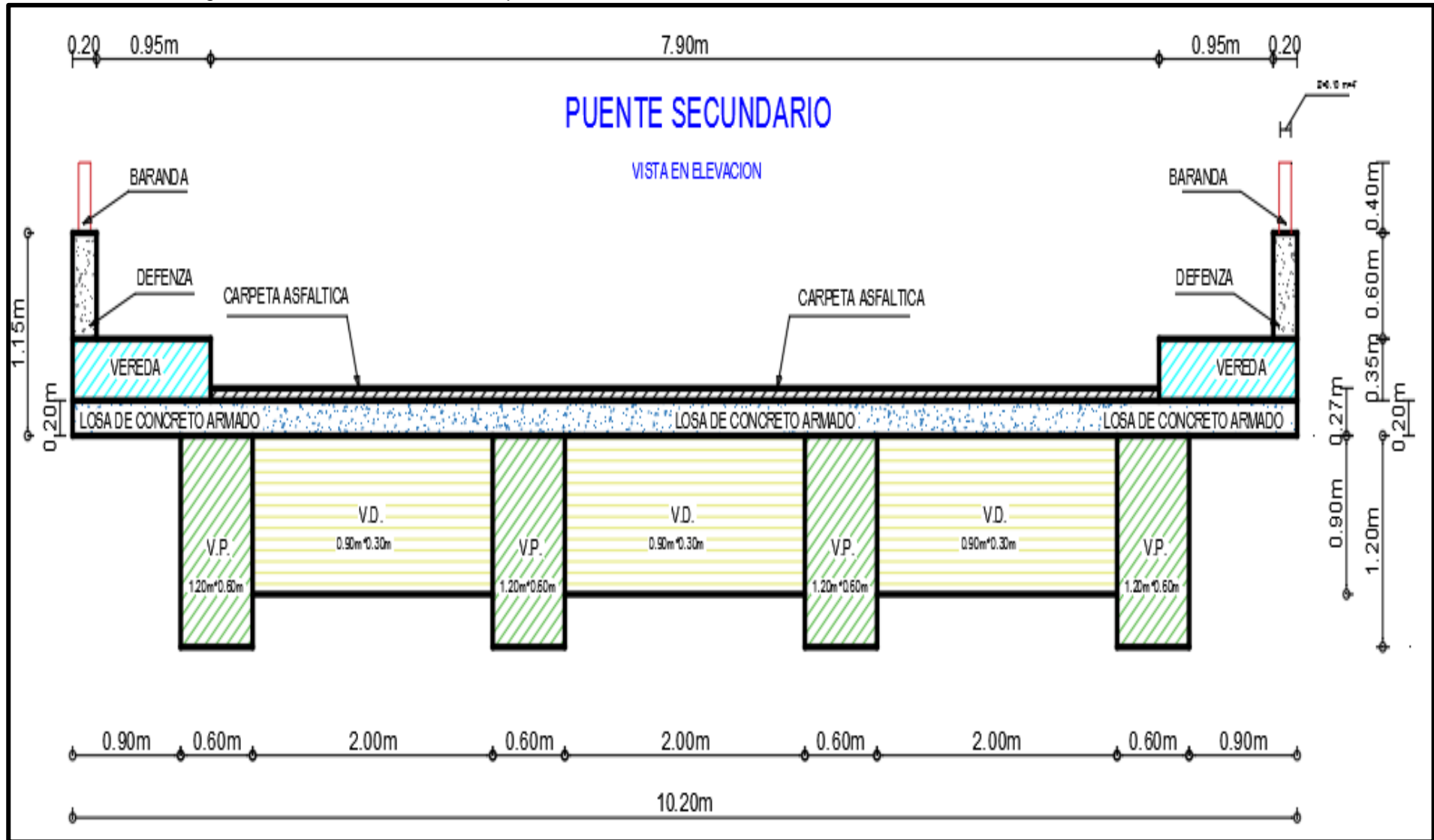
- Longitud del largo total : 16.40 metros
- Longitud del ancho total : 10.20 metros
- Número de carriles de circulación que aloja : 2
- Altura promedio de viga tipo 01 : 1.20 metros
- Ancho de viga tipo 01 : 0.60 metros
- Número total de vigas tipo 01 : 04
- Espesor de tablero : 0.20m
- Espesor capa de rodadura : 0.05m
- Ancho de vereda : 0.60m
- Altura parapeto concreto : 0.40 metros

Figura N° 19: Sección en planta del puente alternativo Baños del Inca



Fuente: el autor

Figura N° 20: Sección en elevación del puente alternativo Baños del Inca



Fuente: el autor

4.7.2 Consideraciones según el manual de puentes del MTC

4.7.2.1 Propiedades de materiales

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $EC = 254526.69 \text{ kg/cm}^2$ (Apéndice 04 - ítem: 9.4.1.2)
- $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $Es = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ (Apéndice 04 - ítem: 9.4.1.1)

4.7.2.2 Cargas actuante en el puente

- Peso capa de rodadura = 162.59 kg/m^2 (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.5)
- Peso de vereda = 812.94 kg/m^2 (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.2)
- Peso de Defensa = 278.73 kg/m (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.3)
- Peso de baranda = 30 kg/m (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.4)
- Carga peatonal = 367 kg/m^2 (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.1)
- Carga Frenado = 16329.34 kg (Apéndice 06 - ítem: 9.6.1.6)
- Carga de sismos = *No se considera*
- Presión del viento = *No se considera*

4.7.2.3 Selección de factores de resistencia

Para la selección de los factores de resistencia, se empleó la siguiente la siguiente tabla

Tabla 9: Factores de resistencia

Estado límite de resistencia	Q
Ø Flexión y tracción	0.9
Ø Corte y torsión	0.9

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Fuente: El Autor (Adaptado del manual de diseño de puentes del MTC)

4.7.2.4 Selección de modificadores de carga

Para la selección de los modificadores de carga, se empleó la siguiente la siguiente tabla, cabe resaltar que para fines del desarrollo de la presente tesis, sólo se tomó en cuenta el análisis por resistencia.

Tabla 10: Estados límites de resistencia

	Resistencia	Servicio	Fatiga
Ductilidad	0.95	1.0	1.0
Redundancia	1.05	1.0	1.0
Importancia	0.95	-	-
Producto	0.95	1.0	1.0

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_L = \mathbf{0.95 \times 1 \times 1 = 0.95}$$

El autor (Adaptado del Manual de Diseño de Puentes del MTC)

4.7.2.5 Combinaciones de carga aplicada

Para la selección de las combinaciones de carga, se empleó la siguiente la siguiente tabla, hay que tener en cuenta que para fines del desarrollo de la presente tesis sólo se tomó el análisis por resistencia.

Tabla 11 : Combinaciones de carga

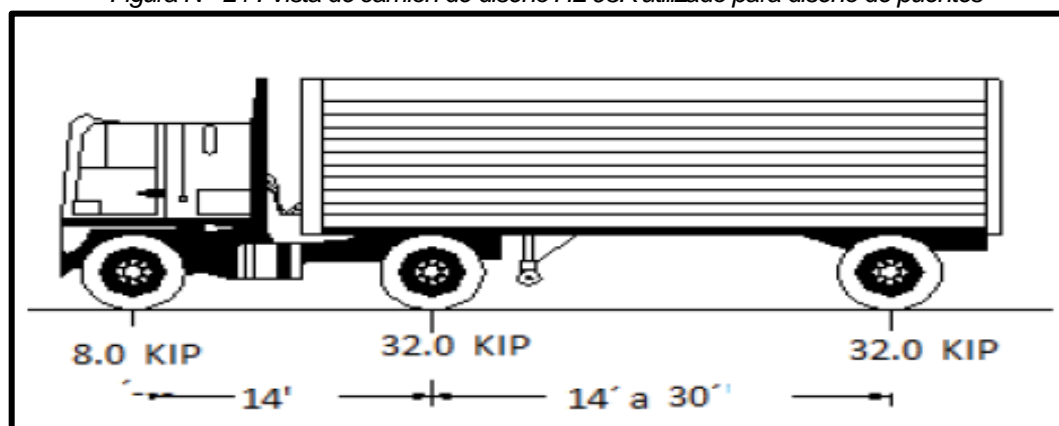
Resistencia I:	Estado límite
DC =	1.25
DW =	1.50
LL =	1.75
IM =	1.75
FR =	1.75
$U = n (1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM) + 1.75FR + PTG)$	

Fuente: el autor (Adaptado del Manual de Diseño de Puentes del MTC)

4.7.2.6 Camión de diseño

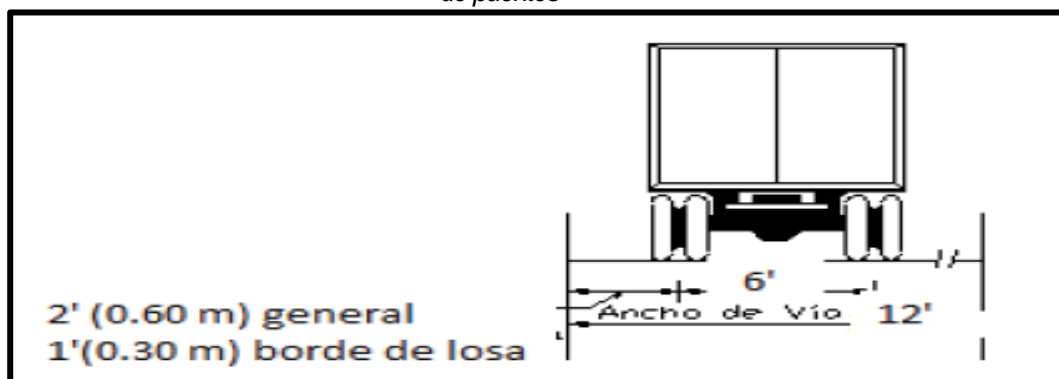
El camión de diseño que se empleó fue el especificado en el manual de diseño de puentes, el HL 93K y HL 93M, como se muestra a continuación

Figura N° 21 : Vista de camión de diseño HL 93K utilizado para diseño de puentes



Fuente: Manual de diseño de puentes (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

Figura N° 22 : Vista transversal del camión de diseño HL 93M utilizado para diseño de puentes

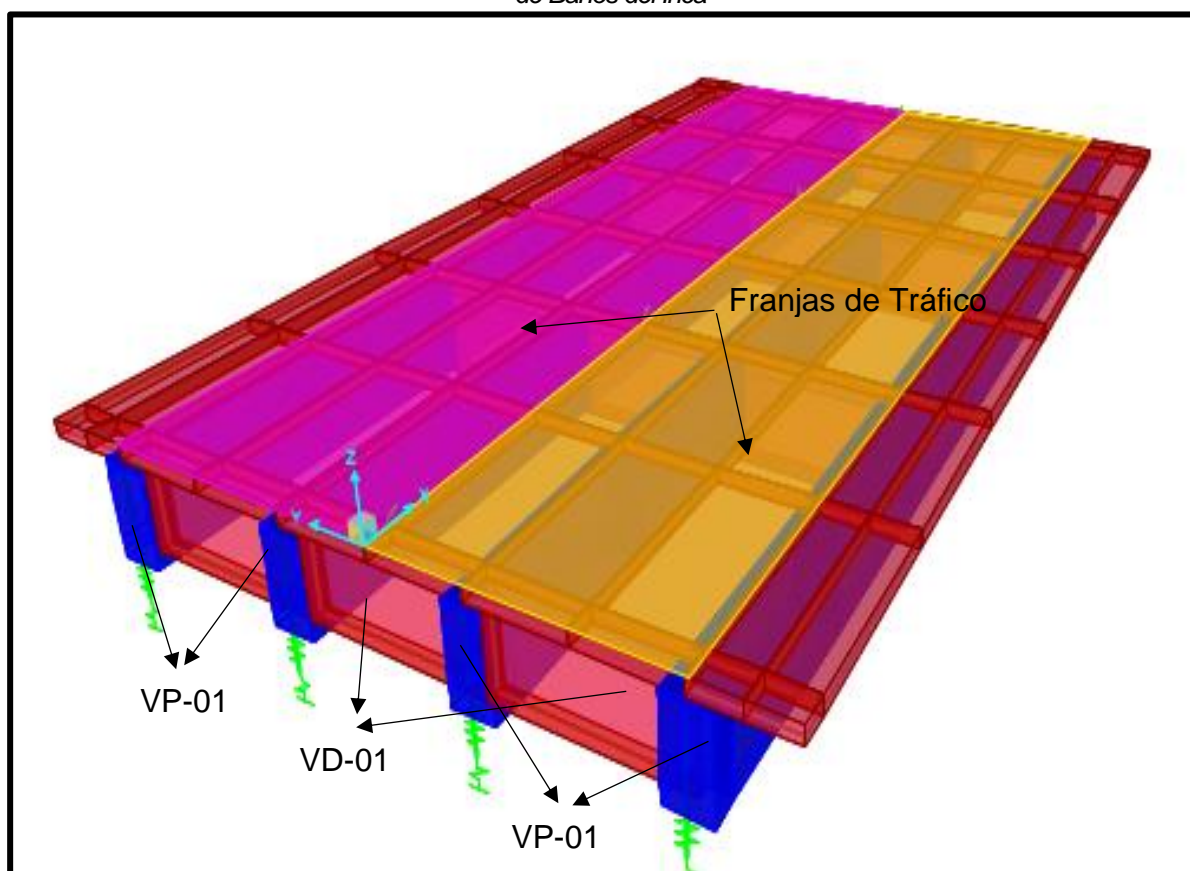


Fuente: Manual de diseño de puentes (Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú, 2018)

4.7.2.7 Análisis estructural en CSI Bridge

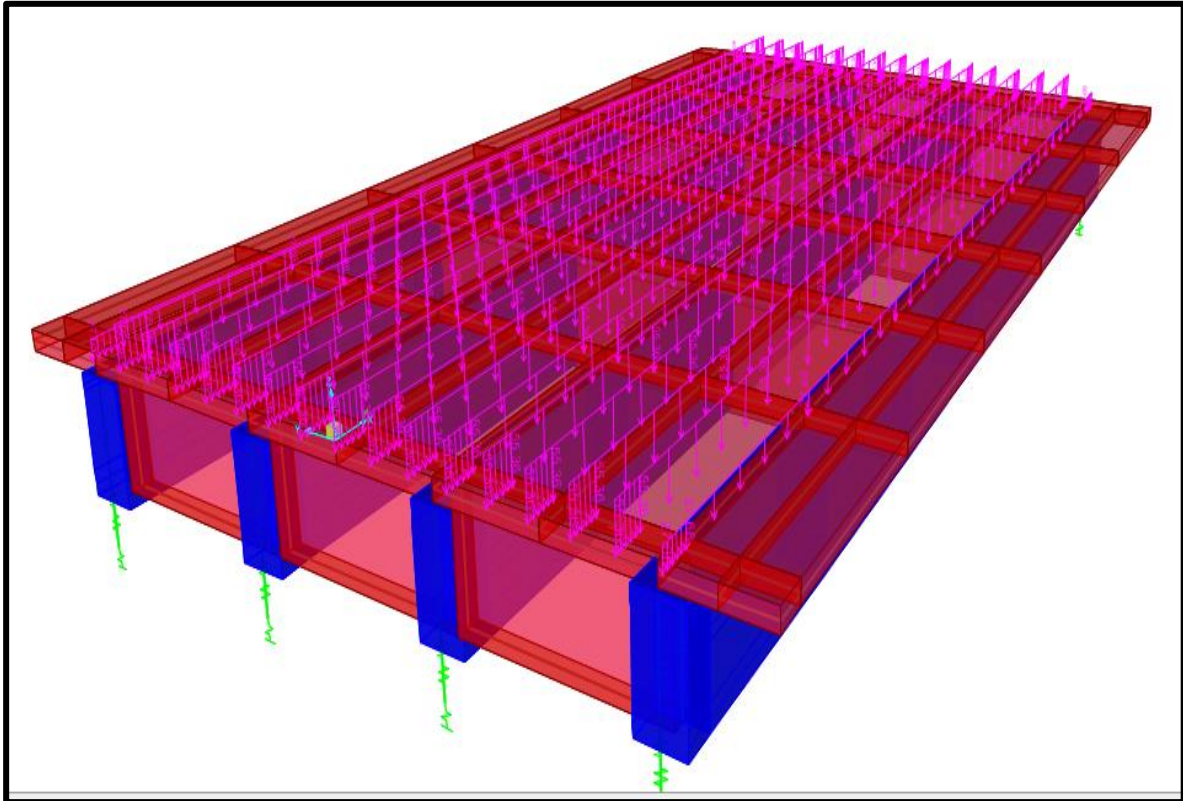
El análisis estructural del puente se llevó a cabo en el paquete de cómputo CSiBridge V.2017 dentro del rango elástico. No se consideraron secciones agrietadas ni deterioro de ningún tipo en la estructura.

Figura N° 23: Imagen de modelamiento para el puente alternativo de acceso al distrito de Baños del Inca



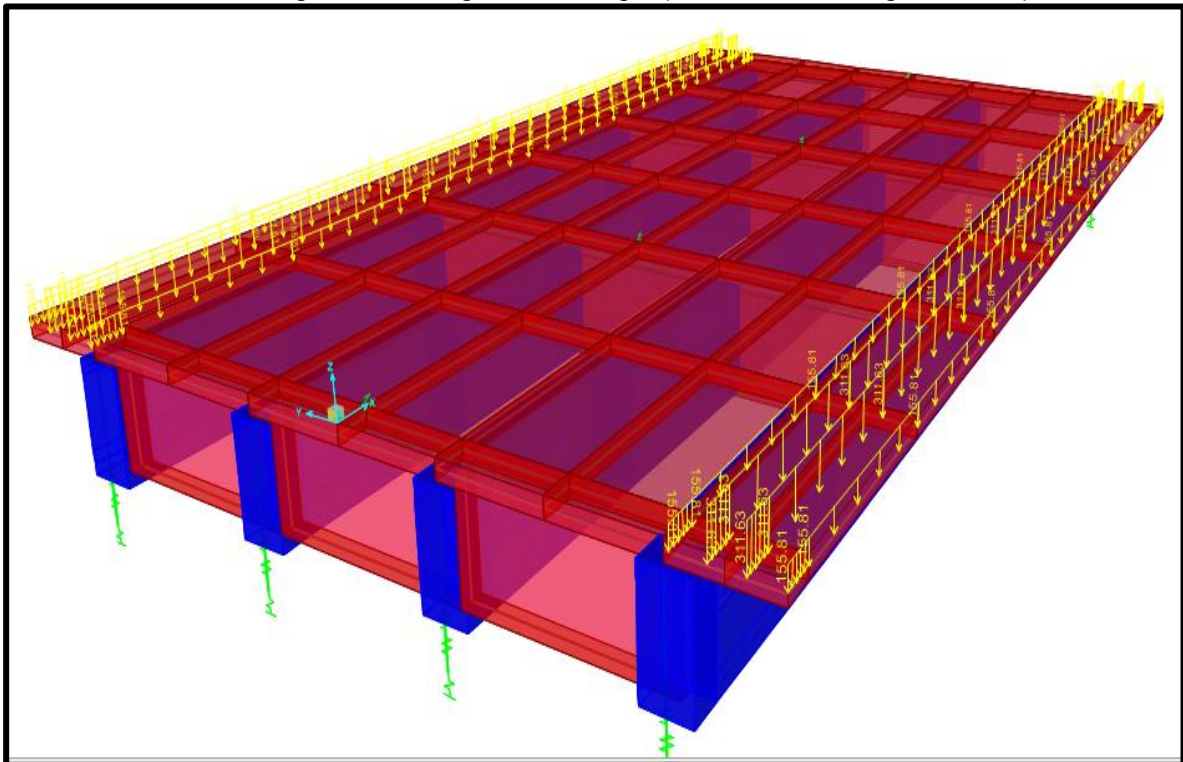
Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

Figura N° 24: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de capa de rodadura)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

Figura N° 25: Asignación de cargas (caso mostrados: carga de vereda)

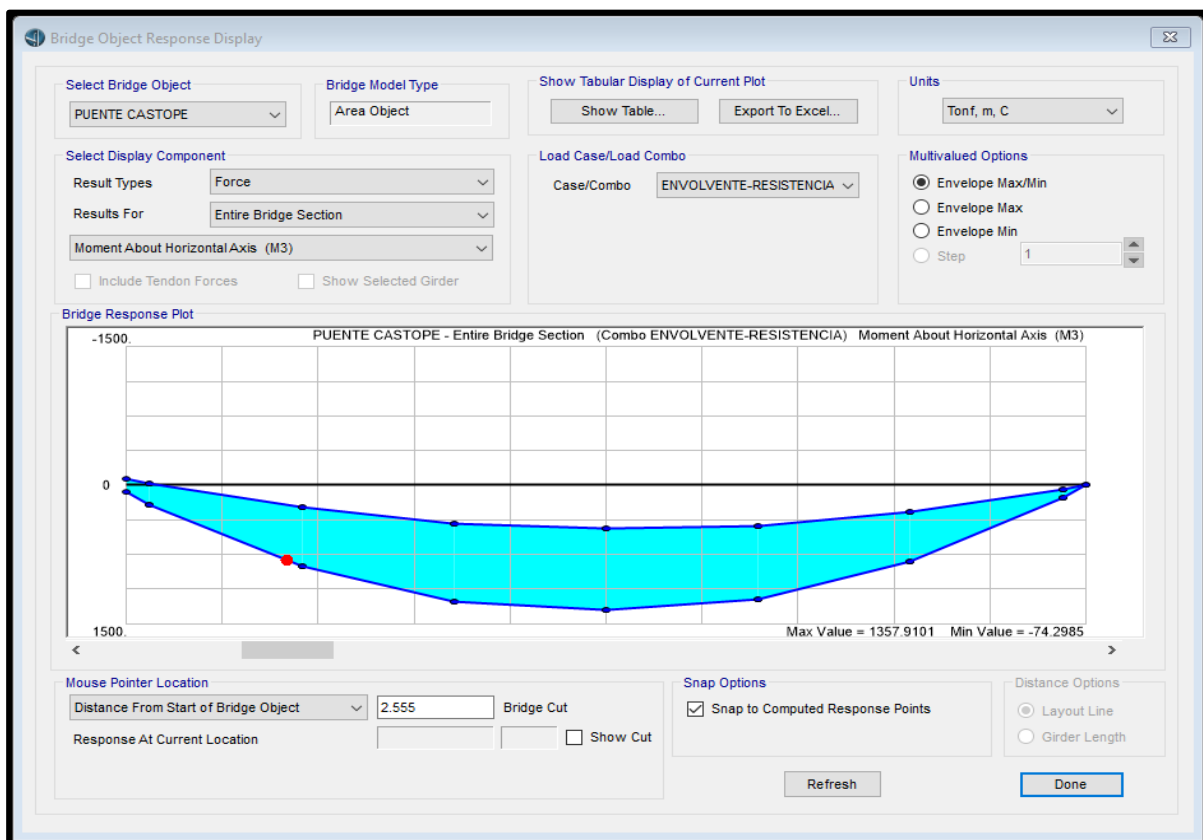


Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

4.7.2.8 Momento y cortante máximo por resistencia

Luego del modelado de cargas tanto cargas por gravedad y cargas vehiculares, se procedió a obtener el momento y cortante máximos en el estado de resistencia, el mismo que se aplicó para el camión de diseño HL-93.

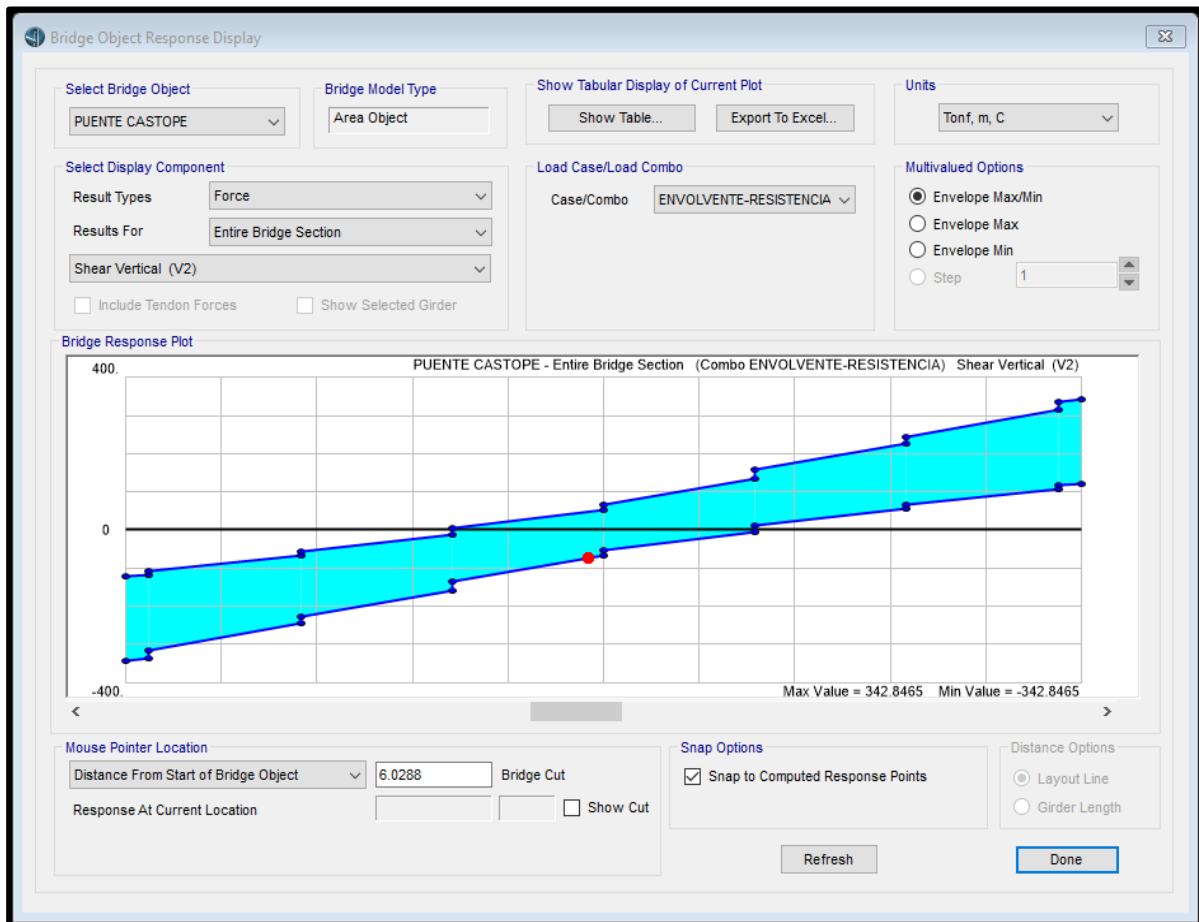
Figura N° 26: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el alterno de Baños del Inca



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

En donde se obtuvo como momento máximos = 1357.9101 ton-m y un momento mínimo de -74.2985 ton-m.

Figura N° 27: Momento máximo del tablero (vigas + losa) para el puente alterno de Baños del Inca

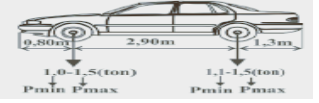
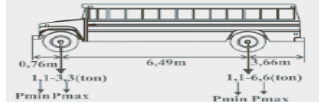
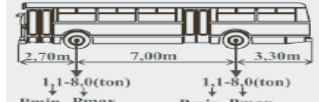
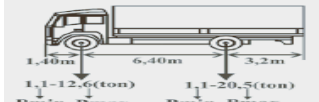
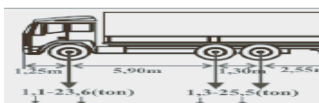
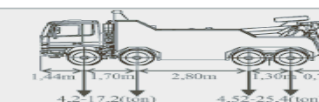
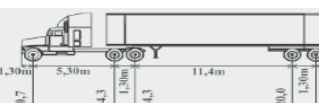
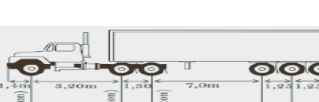


Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

En donde se obtuvo como fuerza cortante máximos = 342.8465 ton y un fuerza cortante mínimo de -342.8465 ton-m

De una manera similar se establecieron los diversos escenarios para los vehículos que hacen uso del puente.

Figura N° 28: Vehículos más frecuentes que cruzan el puente alterno a Baños del Inca

TIPO DE VEHÍCULO	CLASE	CARGAS MÁXIMAS (ton)				
		Eje 01	Eje 02			
	Vehículo - Taxi	1 - 1.5 ton	1 - 1.5 ton			
	Camión – C2P	1.1 - 3.3 ton	1.1 - 6.6 ton			
	Camión – C2G	1.1 - 8.0ton	1.1 - 8.8 ton			
	Camión – C2	1.1 - 12.6 ton	1.1 - 20.5 ton			
	Camión – C3	1.1 - 23.6 ton	1.3 - 25.2 ton	1.3 - 25.2 ton		
	Camión – C4	4.2 - 17.2 ton	4.2 - 17.2 ton	4.52 - 25.4 ton	4.52 - 25.4 ton	
	Camión – C3S2	1.6 - 30.7 ton	1.6 - 34.3ton	5.80 - 34.3 ton	1.02 - 20.0 ton	1.02 - 20.0 ton
	Camión – C3S3	1.6 - 30.7 ton	1.0 - 39.7 ton	5.73 - 39.6 ton	1.40 - 42.3 ton	1.40 - 42.3 ton

Fuente: Adaptado del Policy on Geometric Design of Highways and Streets (American association of state highway a officials, 2012)

De los escenarios que se calcularon se tiene lo siguiente los siguientes resultados, para fuerzas cortantes y momento actuantes:

Cuadro 4: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo del puente alterno

ESCENARIO DE CARGA	RESULTANTE (TON)	MOMENTO MÁXIMO (TON-M)
AUTOMÓVIL	3	618.2201
CAMIÓN C2P	10	657.7331
CAMIÓN C2G	16	673.1701
CAMIÓN C2	33	788.7501
CAMIÓN C3	49.1	1037.3001
CAMIÓN C4	85.2	1138.0301
CAMIÓN C3S2	105	1204.9301
CAMIÓN C3S3	112.7	1532.8001

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Cuadro 5: Resultados de escenarios para distintos vehículos, en donde relaciona la resultante con el momento máximo del puente alterno

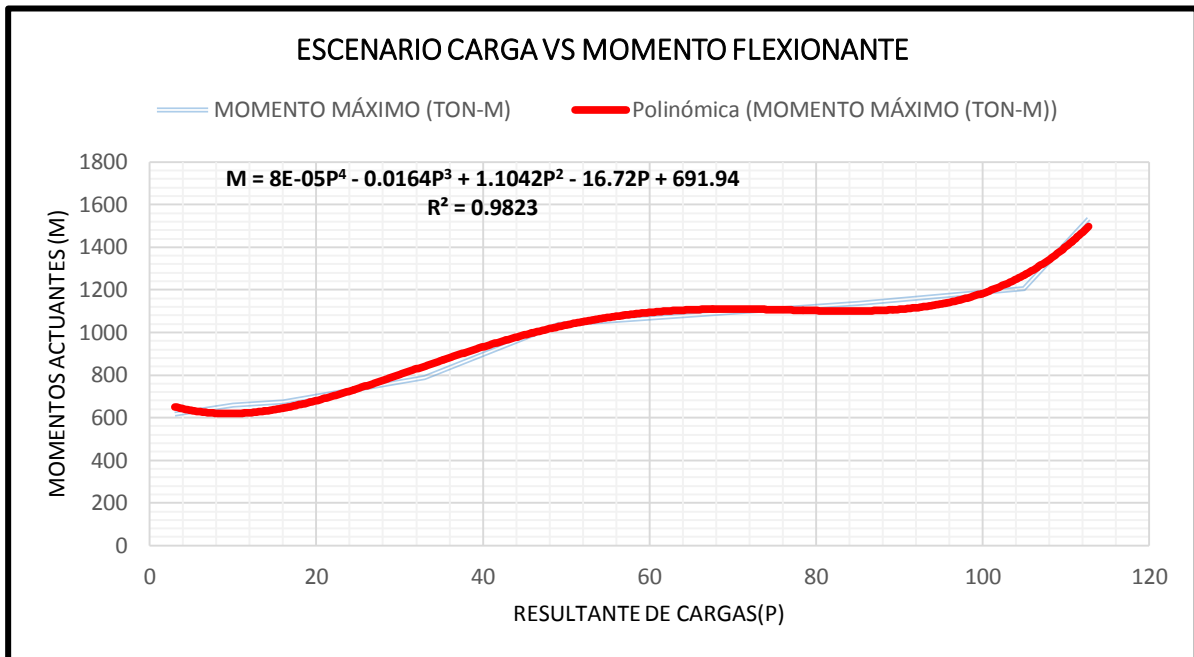
ESCENARIO DE CARGA	RESULTANTE (TON)	CORTANTE MÁXIMO (TON-M)
AUTOMÓVIL	3	151.1719
CAMIÓN C2P	10	162.554
CAMIÓN C2G	16	170.239
CAMIÓN C2	33	200.6
CAMIÓN C3	49.1	266.6451
CAMIÓN C4	85.2	287.3
CAMIÓN C3S2	105	309.4573
CAMIÓN C3S3	112.7	438.1676

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

4.7.3 Análisis de confiabilidad

Con base en los resultados obtenidos, se ajustaron los valores de carga resultante y momento flexionante a las curvas que proporcionaran la mejor correlación en función de los diferentes trenes de carga considerados. Las gráficas y las expresiones encontradas fueron las siguientes:

Gráfico 4 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes en puente alterno



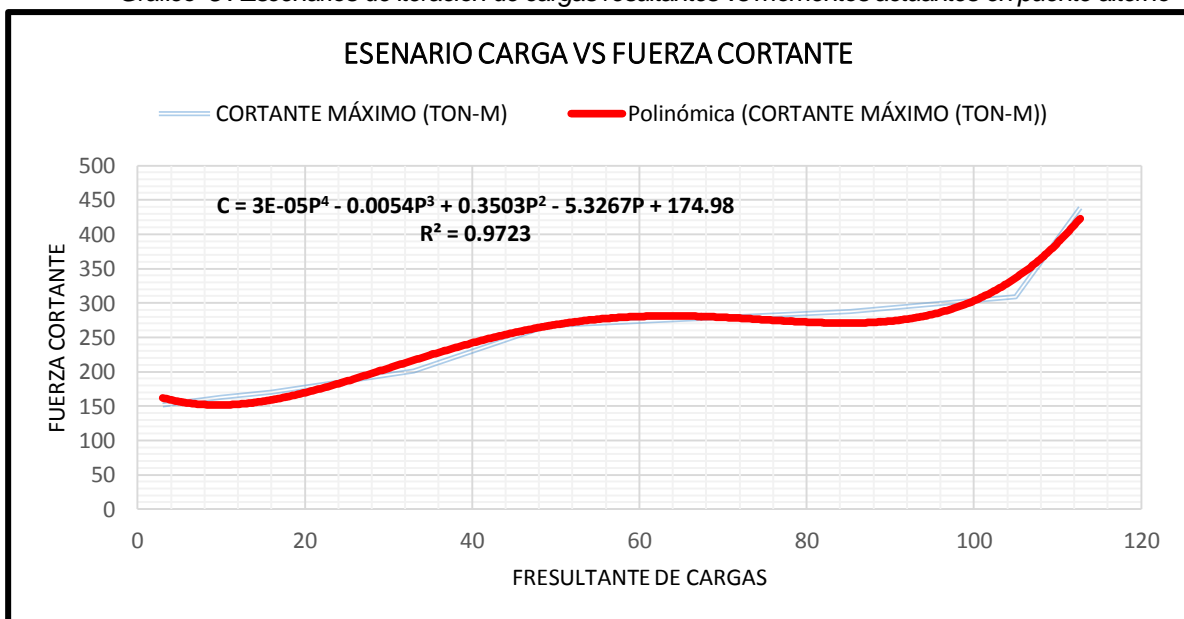
Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

En donde la distribución de cargas resultantes vs momentos actuantes se ajustaron a la siguiente ecuación:

$$M = \frac{8}{10^5}P^4 - 0.0164P^3 + 1.1042P^2 - 16.72P + 691.94 \quad (\text{Ecuación 28})$$

Con un coeficiente de correlación de : $R^2 = 0.9823$

Gráfico 5 : Escenarios de iteración de cargas resultantes vs momentos actuantes en puente alterno



Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Así también la distribución de cargas resultantes vs fuerzas cortantes se ajustaron a la siguiente ecuación:

$$C = \frac{3}{10^5}P^4 - 0.0054P^3 + 0.3503P^2 - 5.3267P + 174.98 \quad (\text{Ecuación 29})$$

Con el ajuste realizado ya se pudo proceder a realizar el análisis de confianza para lo cual se presentan los primeros siguientes datos:

Cuadro 6: Escenarios de las 10 primeras iteración de cargas resultantes vs fuerza cortante y momentos actuantes en puente alterno.

NUMERO ALEATORIO	PESO ACTUANTE	FUERZA CORTANTE	MOMENTO ACTUANT	E_G	σ_G	β
0.525	59.190	335.383	1151.874	0.827	0.967	0.855
0.538	60.658	341.705	1163.331	0.853	0.967	4.413
0.200	22.556	178.851	709.099	0.044	0.967	0.227
0.032	3.591	160.123	645.387	0.058	0.967	0.298
0.690	77.750	436.680	1282.283	1.218	0.967	6.298
0.060	6.766	153.366	624.449	0.093	0.967	0.480
0.663	74.735	415.238	1259.675	1.139	0.967	5.889
0.267	30.138	209.550	808.040	0.206	0.967	1.067
0.959	108.122	968.614	1996.473	3.295	0.967	17.041
0.889	100.162	749.002	1667.163	2.412	0.967	12.475

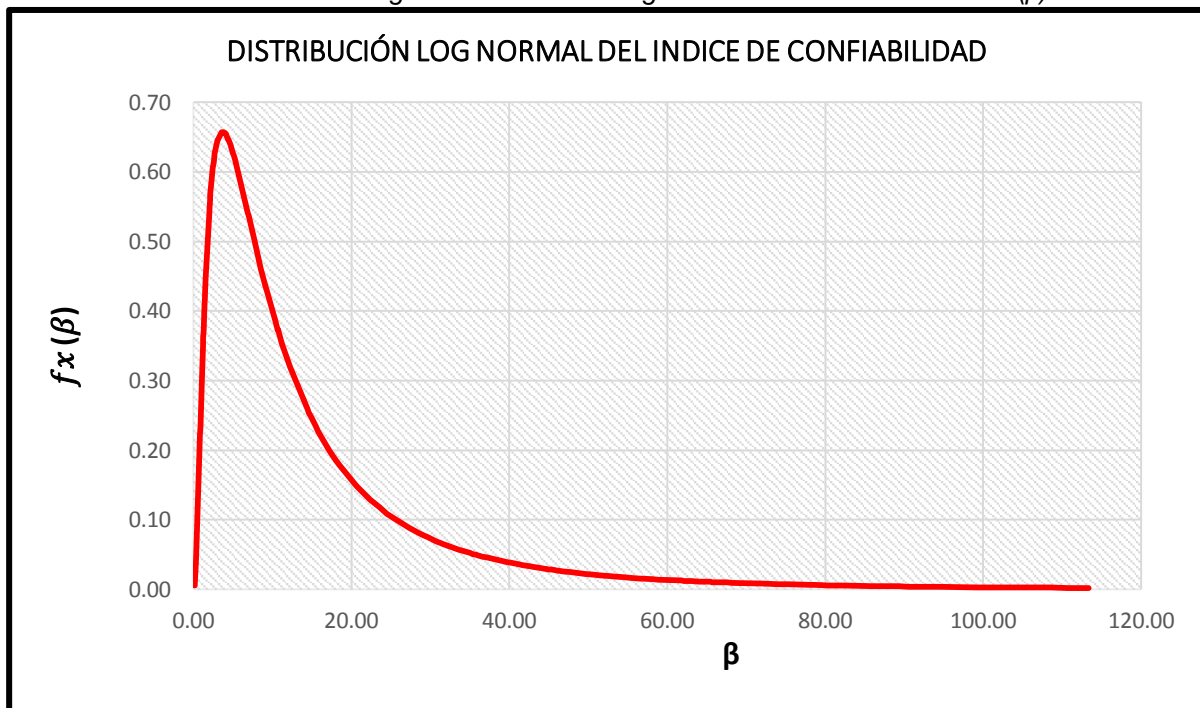
Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

Dado que las cargas provocadas por el tráfico son variables aleatoria con distribución normal de probabilidad (Sánchez, 2003) y que C y M se pueden obtener como funciones de la carga, entonces la función estado límite G se puede obtener

para cada posible carga de tren de tráfico, así como su desviación estándar y por ende, el índice de confiabilidad.

El proceso se llevó a cabo para las iteraciones de trenes de carga, en dónde se determinó que el índice de confiabilidad es: 4.0925

Gráfico 6 : grafico de distribución log normal del índice de confiabilidad (β)



Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

4.7.4 Métodos de investigación

La investigación es descriptiva-comparativa tomándose información del tráfico vehicular que circula por el puente de acceso a la ciudad de Cajamarca.

Para la obtención de los momentos se realizará una simulación, en dónde el tráfico real de los distintos tipos de carros incidentes que circulan por el puente se distribuyan aleatoriamente.

4.7.5 Diseño de la Investigación

Tabla 12 : Diseño de la investigación.

CRITERIO	TIPO DE INVESTIGACIÓN
Finalidad	Aplicativa
Estrategia o enfoque teórico	Mixto
Objetivos (alcances)	Descriptiva
Fuente de datos	Primaria-secundaria
Control en el diseño de prueba	No experimental
Temporalidad	Transversal
Contexto donde se realiza	Campo

Fuente: El autor (extraído del programa MS Excel)

4.7.6 Población, muestra, unidad de análisis y unidades de observación

4.7.6.1 Población

Puentes ubicados en la carretera Cajamarca-Baños del Inca en la región Cajamarca.

4.7.6.2 Muestra

Se utilizó un muestreo no probabilístico del tipo intencional por conveniencia donde la muestra fue el puente principal y alterno ubicados a una distancia aproximada de 5 km en la carretera Cajamarca – Baños del Inca. Seleccionada debido a su gran importancia en la red vial Cajamarca-San Marcos, así mismo se encuentran disponibles y de fácil acceso para el investigador.

4.7.6.3 Unidad de análisis

Tablero estructural (mismo que está constituido por la losa y vigas) que soportan el tránsito vehicular de los puentes principal y alternos ubicados en la carretera Cajamarca – Baños del Inca. Estos puentes se encuentran ubicados en la avenida Atahualpa aproximadamente en el kilómetro 5 de la carretera Cajamarca- Baños del Inca.

4.7.7 Técnicas e instrumentos de recopilación de información

Será de observación directa y sus instrumentos serán, observación del tráfico vehicular, fotografías, características geométrica y mecánicas del puente, La forma indirecta será las proyecciones y simulaciones de tráfico vehicular.

4.7.8 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Determinación de momentos según el manual de diseño del MTC. Así como también determinación de momentos mediante Proyecciones y simulaciones del tráfico vehicular, en función de las cargas actuantes , en los tableros de los puentes de acceso principal y alternativo al distrito de Baños del Inca.

4.7.9 Equipos, materiales, insumos, etc.

Laptop, usb, impresora, cámara fotográfica, celular, papel, lapiceros.

4.7.10 Matriz de consistencia metodológica

Tabla 13 : Matriz de consistencia metodológica

PROBABILIDAD DE FALLA DE LOS PUENTES UBICADOS EN LA CARRETERA CAJAMARCA - BAÑOS DEL INCA UTILIZANDO EL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (B)								
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Factores	Indicadores	Fuente o instrumento de recolección de datos	Metodología	Población y muestra
¿Cuál es la Probabilidad de falla de los puentes ubicados en la carretera Cajamarca - Baños del Inca utilizando el índice de confiabilidad β ?	Estimar el grado de probabilidad de falla en los puentes principal y alterna, ubicados a una distancia aproximada de 5 km en la carretera Cajamarca – Baños del Inca, utilizando el índice de confiabilidad (β).	El grado de probabilidad de falla, en los puentes ubicados en la carretera Cajamarca – Baños del Inca utilizando el índice de confiabilidad β , es bajo	<ul style="list-style-type: none"> • Grado de Probabilidad de falla • Índice de confiabilidad (β) 	• Cargas estáticas	Valores establecidos en normas de diseño	Puentes principal y alterno ubicados en la carretera Cajamarca- Baños del Inca, los cuales se encuentran aproximadamente en el kilómetro 5 de dicha carretera	Metodología basada en la aplicación de la ecuación estadística de determinación del índice de confiabilidad (β), la cual permite estimar la probabilidad de falla de una estructura	Población: Puentes ubicados en la carretera Cajamarca- Baños del Inca en la región Cajamarca Muestra: muestreo no probabilístico del tipo intencional por conveniencia
				• Tránsito vehicular	Vehículos que hacen uso de la infraestructura vial			
				• Resistencia del concreto	Propiedades mecánicas del concreto			
				• Arquitectura y forma del puente	Dimensiones reales, las cuales definen la geometría del puente			

Fuente: el autor

CAPITULO V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.8 Probabilidad de falla puente principal

Luego de que se obtuvo el índice de confiabilidad, se pudo comparar este valor obtenido con los valores proporcionados en los códigos de construcción.

Cuadro 7: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs códigos de diseño vigentes

Código	observación	índice de confiabilidad según código (β)	índice de confiabilidad encontrada (β)	comparación	descripción
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)	-----	4.3	3.6053	$4.3 > 3.6053$	no cumple con el valor
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	Con un período de diseño de 30 años	3.5	3.6053	$3.5 < 3.6053$	cumple con el valor
Eurocode	Construcción normal	3.5	3.6053	$3.5 < 3.6054$	cumple con el valor
	Cargas verticales (muertas, vivas y de nieve)	3	3.6053	$3.0 < 3.6055$	cumple con el valor
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	Cargas verticales y de viento	2.5	3.6053	$2.5 < 3.6056$	cumple con el valor
	Cargas verticales y sísmicas	1.75	3.6053	$1.75 < 3.6057$	cumple con el valor

Fuente: El autor . Adaptado de Developing for novel structures (Bhattacharya, Basu y MA, 2001)

Cuadro 8: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs rangos de probabilidad del Eurocode

B (índice de confiabilidad)	PF(probabilidad de falla)	observación	índice de confiabilidad encontrada "(B)"	comparación	descripción
0	0.5	alto riesgo de falla	3.6053	$0 < 3.6053$	cumple con el valor
1	0.159	alto riesgo de falla	3.6053	$1 < 3.6054$	cumple con el valor
2	$0.23 \cdot 10^{-1}$	alto riesgo de falla	3.6053	$2 < 3.6055$	cumple con el valor
3	$0.14 \cdot 10^{-2}$	bajo riesgo de falla	3.6053	$3 < 3.6056$	cumple con el valor
4	$0.32 \cdot 10^{-4}$	bajo riesgo de falla	3.6053	$4 > 3.6057$	no cumple con el valor
5	10-jun	bajo riesgo de falla	3.6053	$4 > 3.6058$	no cumple con el valor

Fuente: El autor (Adaptado del comité europeo de normalización, 1991)

Como se pudo apreciar en los cuadros mostrados (cuadro 7 y cuadro 8), la probabilidad de falla del puente principal de acceso al distrito De Los Baños del Inca, está dentro los rangos de aceptabilidad de los distintos códigos de diseño.

4.9 Probabilidad de falla puente alterno

Luego de que se obtuvo el índice de confiabilidad, se puede comparar este valor obtenido con los valores proporcionados en los códigos de construcción.

Cuadro 9: Comparación De Índice De Confiabilidad Encontrado Vs Códigos De Diseño Vigentes

Código	observación	índice de confiabilidad según código (β)	índice de confiabilidad encontrada (β)	comparación	descripción
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)	-----	4.3	4.0925	$4.3 > 4.0925$	no cumple con el valor
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	Con un período de diseño de 30 años	3.5	4.0925	$3.5 < 4.0926$	cumple con el valor
Eurocode	Construcción normal	3.5	4.0925	$3.5 < 4.0927$	cumple con el valor
	Cargas verticales (muertas, vivas y de nieve)	3	4.0925	$3.0 < 4.0928$	cumple con el valor
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	Cargas verticales y de viento	2.5	4.0925	$2.5 < 4.0929$	cumple con el valor
	Cargas verticales y sísmicas	1.75	4.0925	$1.75 < 4.0930$	cumple con el valor

Fuente: El autor adaptado de *developing for novel structures*, (Bhattacharya, Basu, & MA, 2001)

Cuadro 10: Comparación de índice de confiabilidad encontrado vs rangos de probabilidad del Eurocode

β (índice de confiabilidad)	Pf (probabilidad de falla)	observación	índice de confiabilidad encontrada " β "	comparación	descripción
0	0.5	alto riesgo de falla	4.0925	$0 < 4.0925$	cumple con el valor
1	0.159	alto riesgo de falla	4.0925	$1 < 4.0925$	cumple con el valor
2	$0.23 \cdot 10^{-1}$	alto riesgo de falla	4.0925	$2 < 4.0925$	cumple con el valor
3	$0.14 \cdot 10^{-2}$	bajo riesgo de falla	4.0925	$3 < 4.0925$	cumple con el valor
4	$0.32 \cdot 10^{-4}$	bajo riesgo de falla	4.0925	$4 > 4.0925$	cumple con el valor
5	10-jun	bajo riesgo de falla	4.0925	$4 > 4.0925$	no cumple con el valor

Fuente: El autor (Adaptado del Comité Europeo de Normalización, 1991)

Como se pudo apreciar en los cuadros mostrados anteriormente (cuadro 9 y cuadro 10), la probabilidad de falla del puente alternativo de acceso al distrito De Los Baños del Inca, está dentro los rangos de aceptabilidad de los distintos códigos de diseño.

Así mismo con respecto a los códigos de diseño nórdicos se puede apreciar que el índice de confiabilidad encontrado para el puente alternativo, no está dentro del valor establecido; pero a pesar que dichos valores no estén dentro de los parámetros establecidos en códigos de diseño nórdicos. La probabilidad de falla encontrada, se ubica dentro de los rangos en los cuales se encuentran las estructuras del Perú.

4.10 Contratación de hipótesis

Se comparó con los valores óptimos de diseño establecido por los diversos códigos vigentes, se demostró que la probabilidad de falla en los puentes de acceso al distrito de Baños del Inca está dentro del rango establecido por los diversos códigos de diseño, así también dentro de los márgenes de probabilidades de falla en el Perú.

Cuadro 11: Comparación de valores de diseño vs valores calculado para la probabilidad de falla utilizando el índice de confiabilidad B

Valores Óptimos De Probabilidad De Falla					
Valores Óptimos De Distintos Reglamento			Puentes Analizados		Observación
Código	Observación	β	β Puente Principal	β Puente Alternativo	
Códigos nórdicos (Dinamarca, Finlandia, Noruega, Groenlandia y Suecia)	-----	4.3	3.6053	4.0925	No cumple con β de código
Código canadiense para acero, estructuras de concreto y puentes	Con un período de diseño de 30 años	3.5	3.6053	4.0925	cumple con β de código
Eurocode	Construcción normal	3.5	3.6053	4.0925	cumple con β de código
AISC, LRFD 1984, ANSI A 58.1 1982	Cargas verticales (muertas, vivas y de nieve)	3	3.6053	4.0925	cumple con β de código

Fuente: el autor (Extraído del programa Excel)

Luego se hizo una comparación de las probabilidades de falla con las calibradas en los distintos reglamentos de diseño, se puede observar que la probabilidad de falla de los puentes estudiados es baja. Ubicándose dentro de los rangos estipulados por los códigos de diseño.

Cuadro 12: Comparación de valores de diseño vs valores calculado para la probabilidad de falla utilizando el índice de confiabilidad B

β (índice de confiabilidad)	β (probabilidad de falla)	observación	punto principal	punto alternativo	descripción
0	0.5	alto probabilidad de falla	$0 < 3.6053$	$0 < 4.0925$	valor no está dentro de probabilidad de falla alta
1	0.159	alto probabilidad de falla	$1 < 3.6054$	$1 < 4.0925$	valor no está dentro de probabilidad de falla alta
2	$0.23 \cdot 10^{-1}$	alto probabilidad de falla	$2 < 3.6055$	$2 < 4.0925$	valor no está dentro de probabilidad de falla alta
3	$0.14 \cdot 10^{-2}$	bajo probabilidad de falla	$3 < 3.6056$	$3 < 4.0925$	valor cumple con probabilidad baja de falla
4	$0.32 \cdot 10^{-4}$	bajo probabilidad de falla	$4 > 3.6057$	$4 > 4.0925$	valor cumple con probabilidad baja de falla

Fuente: el autor (Extraído del programa Excel)

En el cuadro 12, se puede apreciar que el rango de probabilidad de falla de los puentes estudiados es bajo, mostrándose una probabilidad de falla del puente principal de acceso al distrito De Los Baños del Inca, está entre los valores de 14 vehículos por cada diez mil y 32 vehículos por cada cien mil vehículos que pasan a través de dicho puente, así mismo para el puente alternativo de acceso al distrito de los Baños del Inca se ubica sobre los 32 vehículos por cada cien mil vehículos, que hacen uso del puente.

Estos valores evidencian que la probabilidad de falla de los puentes antes estudiados, se encuentra dentro los valores de calibración de los códigos de diseño empleados en el Perú. Así mismo, se puede afirmar que la probabilidad de falla es baja.

CONCLUSIONES

- a) El grado de probabilidad de falla en los puentes principal y alterno, de acceso al distrito de los Baños del Inca se encuentra dentro de los valores de $0.14 \cdot 10^{-2}$ y $0.32 \cdot 10^{-4}$, para el puente principal, y entre los valores de $0.32 \cdot 10^{-4}$ y 10^{-6} , para el puente alterno. Por lo que se concluye que su probabilidad de falla es bajo y permitió validar la Hipótesis. No obstante estos valores (grado de probabilidad de falla del puente principal y alterno), están ligados al buen funcionamiento de las cimentaciones de los puentes estudiados.

- b) Se realizó simulaciones de tráfico vehicular , que hacen uso del puente principal, de acceso al distrito de baños del inca, determinándose en el puente esfuerzos cortantes y momentos, con los cuales se determinó el índice de confiabilidad (β) , del puente principal de acceso al distrito de Baños del Inca, cuyo valor es del 3.6053.

- c) Se realizó simulaciones de tráfico vehicular , que hace uso del puente alterno, de acceso al distrito de baños del inca, determinándose en el puente esfuerzos cortantes y momentos, con los cuales Determinar el índice de confiabilidad (β) , del puente alterno de acceso al distrito de Baños del Inca, cuyo valor es del 4.0925

RECOMENDACIONES

- a) Se recomienda analizar la probabilidad de falla considerando los apoyos de dichos puentes, así como también la realización de un análisis modal espectral ante sollicitaciones de fuerzas sísmica. Dado que, la investigación sólo se enfocó en los tableros (conformado por vigas y losa), de los puentes principal y alterno de acceso al distrito de Baños del Inca.
- b) Se recomienda analizar la probabilidad de falla, teniendo en cuenta los costos empleados en la construcción de dichas estructuras, es así que se puedan determinar mejoras que no alteren significativamente el costo de mantenimiento programado para dicha estructura
- c) Se recomienda analizar la probabilidad de falla, para estimar el periodo de mantenimiento para dichas estructuras, contribuyendo así el alargamiento de su vida útil de los puentes en mención
- d) Se recomienda analizar una estimación de la probabilidad de falla, considerando ensayos destructivos, de las estructuras estudiadas, en la determinación de las características de los materiales. Dado que estos ensayos dan un mejor acercamiento sobre el estado de las características mecánicas de los materiales por los cuales están compuesto dichos puentes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American association of state highway a officials. (2012). *Policy on geometric design of highways and streets*. Estados Unidos de América: Editorial AASHTO. Recuperado de <https://store.transportation.org/Item/CollectionDetail>
- Bhattacharya, Basu, y MA. (2001). *Developing for novel structures: the case of thr mobile offsher base*. Delaware: editorial Universidad de Delaware. Recuperdado de <https://www.semanticscholar.org/paper/Developing-target-reliability-for-novel-structures%3A-Bhattacharya-Basu/4efa1940e0af7f2ebb33455345d612b2f2ffca8>
- Castillo, Arroyo,y Ramos. (2015). Necesidad de revisión de cargas y factores parciales de la NSR-10 para el diseño de estructuras sometidas a acciones de viento. *Revista Científica Scielo*, 1-19. Recuperado de www.scielo.org.co/pdf/ince/v11n21/v11n21a10.pdf
- Comité europeo de normalización. (1991). *Eurocódigo 1: Acciones sobre las estructuras. Bruselas – Unión europea*: editorial official journal of the european union. Recuperado de https://www.en.aenor.com/_layouts/15/r.aspx?c=N0060257
- Coronel, M. C. (2003). *Calibración basada en confiabilidad de la primera hipótesis de diseño de la norma técnica E060 (tesis de pregrado)*. Universidad nacional de Piura: Pirhua. Recuperado de <https://pirhua.udep.edu.pe/handle/11042/1360>.
- De León, y Honorato, (2015). Tiempo estimado para mantenimiento de un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el valle de toluca aplicando criterios probabilistas. *Revista científica Scielo*, 1-6. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112015000100005
- De León, Ang,y Manjarrez, (2012). Confiabilidad estructural y medidas de riesgo del puente tampico bajo cargas de viento. *Revista científica Ciencia Hoy*,1-78 . Recuperado de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5035008>
- Edgar Muñoz y Daza (2015). Metodología de evaluación estructural de puente metálicos por técnicas de fiabilidad estructural. *Revista científica Ingeniería De Construcción*, 44-52. Recuperado de <https://www.ricuc.cl/index.php/ric/article/download/172/pdf>

- Felizia, E. (1996). Centrales nucleares la evaluación probabilística de su seguridad. *Revista científica Ciencia Hoy*, Volumen 5- N° 35. Recuperado de <https://www.cienciahoy.org.ar/ch/hoy35/centr03.htm>
- Joint Committee on Structural Safety. (2014). *Structural reliability and JCSS probabilistic model code*. South Africa: Editorial Stellenbosch Universit. Recuperado de <https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/>
- Kennedy y Neville. (1982). *Estadística para ciencias e ingeniería*. Bogota, Colombia: editorial Mc Graw Hill. Recuperado de https://www.academia.edu/41930846/Libro_Estadistica_Para_Ciencias_e_Ingenieria_Autor_John_B_Kennedy_Adam_M_Neville.
- Lemaire, M. (2009). *Structural Rehabilitate*. New Jersey, EEUU: Editorial Wiley-ISTE. Recuperado de https://en.usenet.nl/unf/shop/obj/cart/cashowcheckout.cfm?emid=61a55096b1be0a113831f1da&utm_source=easyaffiliate&utm_campaign=102199&utm_medium=afsi&utm_content=Scent3-Books&sc=Jy7J3D
- Ministerio de transportes y comunicaciones de Perú. (2018). *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú: Editorial Diario el Peruano. Recuperado de <https://busquedas.elperuano.pe/normaslegales/aprueban-manual-de-puentes-resolucion-directoral-no-19-2018-mtc14-1730970-1/>
- Muñoz ,Nunez y Rodríguez (2010). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. *Revista científica Scielo*, 1-39. Recuperado de <https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v25n2/art06.pdf>
- Muñoz Díaz, Núñez, Rodríguez, Otálora, y Ruiz. (2012). *Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación*. *Revista científica Scielo*, 1-10. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/26453895_Evaluacion_por_confiabilidad_estructural_de_puentes_en_acero_apoyada_en_monitoreo_e_instrumentacion
- Rodríguez, Otálora, y Ruiz. (2010). *Evaluación por confiabilidad estructural de puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación*. *Revista científica Ingeniería*, 1-37. Recuperado de <https://www.researchgate.net/profile/Daniel-Valencia-7/publicatio>

Sánchez Silva, M. (2010). *Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos*. Bogotá, D. C.: Editoria Universidad de los Andes. Recuperado de http://biblioteca.ugc.edu.co/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=82409&shelfbrowse_itemnumber=148654

Scheer, J. (2012). *Failed Bridges: Case Studies, Causes and Consequences*. Germany: Editorial SMST&Sohn. Recuperdo de <https://doi.org/10.1002/stco.201090021>

Walpole y Myers. (1982). *Probabilidad y estadística para ingenieros*. Virginia : Nueva editorial iteramericana. Recuperado de <https://docs.google.com/viewer?a=v&pid=sites&srcid=ZGVmYXVsdGRvbWFpbnxleHBlcmltZW50YWxlc3RvbHVjYXxneDo0ODY0OGMzNzhhNTIIZWQ2>

APÉNDICES

8.1 Apéndice 01

8.1.1 Fotografías de puente principal

Foto N° 5 : Vista del puente principal de acceso al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

Foto N° 6 : Vista de vigas principales del puente de acceso principal al distrito de Baños del Inca



Fuente: el autor

8.1.2 Fotografías de puente alternativo

Foto N° 7 : Vista del puente alternativo de acceso al distrito Baños del Inca



Fuente: el autor

Foto N° 8 : Vista de vigas principales del puente alternativo de acceso al distrito Baños del Inca



Fuente: el autor

8.2 Apéndice 02

8.2.1 Pesos específicos de materiales

Tabla 14: Pesos Específicos De Materiales.

PESOS ESPECÍFICOS DE MATERIALES			
MATERIAL		UNIDAD	UNIDAD
		(kcf)	(kgf/m ³)
Aleaciones De Aluminio		0.175	2803.23
Superficies De Desgaste Bituminosas		0.140	2242.58
Hierro Fundido		0.450	7208.31
Relleno De Ceniza		0.060	961.11
Arena, Limo O Arcilla Compactado		0.120	1922.22
	Ligero	0.110	1762.03
	Liviano	0.120	1922.22
Concreto	Con Peso Normal (F´C ≤ 5.0 Ksi)	0.145	2322.68
	Con Peso Normal (5.0 < Ksi F´C ≤ 15.0 Ksi)	140+.001f´c	
Arena, Limo O Grava Suelto		0.100	1601.85
Arcilla Blanda		0.100	1601.85
Laminados Grava, Macadam, O De Lastre		0.140	2242.58
Acero		0.490	7849.05
Mampostería De Piedra		0.170	2723.14
	Dura	0.060	961.11
Madera	Blanda	0.050	800.92
	Dulce	0.0624	999.55
Agua	Salada	0.0640	1025.18
		peso por unidad de	
Artículo		longitud	
Rieles De Tránsito, Unión Y Fijación Por Pista		0.200	3203.69

Fuente: adaptado de Manual De Diseño De Puentes Del Ministerio De Transportes Y Comunicaciones Del Perú

8.3 Apéndice 03

8.3.1 Consideraciones de fuerzas de viento según el manual de diseño de puentes del MTC

Según el manual de diseño de puentes del MTC 2018 ,especifica lo siguiente, si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica de viento de diseño diferentes para las combinaciones de carga que no involucren viento más sobrecarga, se asumirá que la dirección del viento es horizontal y en ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en ksf , se puede determinar cómo.

8.3.2 Consideraciones de fuerzas de viento según el manual de diseño de puentes del MTC

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000} \text{ donde } P_B = \text{presión básica del viento} \quad (\text{Ecuación 30})$$

Presiones básicas P_B , para una velocidad de 100mph

Tabla 15: Presiones de viento para velocidades de 100mph.

COMPONENTE ESTRUCTURAL	PRESIÓN POR BARLOVENTO (KSF)	PRESIÓN POR SOTAVENTO (KSF)
reticulados, columnas y arcos	0.05	0.025
vigas	0.05	NA
superficie de piso largo	0.04	NA

Fuente: Manual De Diseño De Puentes Del Ministerio De Transportes Y Comunicaciones Del Perú

La carga de viento no se deberá tomar menor que 0.30ksf en el plano de un cordón a barlovento, ni a .015 ksf en el plano de un cordón a zotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30ksf en componentes de vigas o vigas cajón.

8.4 Apéndice 04

8.4.1 Módulos de elasticidad y módulo de poisson para los materiales empleados según el MTC

8.4.1.1 Módulo de elasticidad del acero

Según el manual de diseño de puentes del MTC, especifica que se asumirá el módulo de elasticidad del acero E_s , en 29000 ksi (2 040 000 kg/cm^2)

8.4.1.2 Módulo de elasticidad del concreto

Según el manual de diseño de puentes del MTC , ante la ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad (E_c), para concreto con densidades de entre 1440 kgf/m^3 y 2500 kgf/m^3 y para concreto de peso normal con resistencia a la compresión especificada hasta 15 ksi , se puede tomar como:

$$E_c = 120,000K_1W_c^2f'_c{}^{0.33} \quad (\text{Ecuación 31})$$

Donde:

K_1 = factor de corrección debido al origen de agregados, se tomará como 1.0, a no ser que sea determinado por ensayos físicos y aprobado por el supervisor de la obra y/o entidad contratante.

W_c = densidad de concreto en kcf

f'_c = resistencia especificada del concreto a la compresión (ksi)

8.4.2 Módulo de Poison

El manual de diseño de puentes especifica lo siguiente : que a menos que sea determinado por ensayos físicos el módulo de Poison puede asumirse igual a 0.2 para concreto ligeros y con resistencias a la compresión específica de 10 ksi y para concreto de peso normal con resistencia específica de 15 ksi.

8.5 Apéndice 05

8.5.1 Deducción de cargas actuantes en el puente principal

8.5.1.1 Cargas peatonales sobre veredas

Según el Manual De Diseño De Puentes Del Ministerio De Transportes Y Comunicaciones, Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf en todas las veredas de 2.0 ft de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la carga vehicular. Si en el futuro la vereda puede ser removida, la sobrecarga vehicular se aplicará a 1.0 ft del borde del tablero para el diseño del volado del mismo, A 2.0 ft del borde del tablero para diseñar los otros componentes. Los incrementos de carga dinámica, no será considerado para los vehículos.

8.5.1.2 Cargas de peso propio de vereda

Espesor de vereda: 0.15m

Peso específico del concreto: 2322.68 kg/m³

$$\text{Peso propio de vereda: } 0.15\text{m} * 2322.68 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 348.4 \text{ kg/m}^2$$

8.5.1.3 Cargas de peso propio de defensa

Espesor de defensa: 0.60m

Ancho de defensa : 0.17 m

Peso específico del concreto: 2322.68 kg/m³

$$\text{Peso propio de defenza: } 0.60\text{m} * 0.17\text{m} * 2322.68 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 236.91 \text{ kg/m}$$

8.5.1.4 Cargas de peso propio de baranda

Se determinó con una aproximación en función del peso por unidad de longitud:

Peso baranda : 30 kg/m

8.5.1.5 Cargas de peso propio de sardinel

Espesor de sardinel: 0.50m

Ancho de sardinel : 0.20 m

Peso específico del concreto: 2322.68 kg/m³

$$\text{Peso propio de sardinel : } 0.05\text{m} * 0.20\text{m} * 2322.68 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 232.27 \text{ kg/m}$$

8.5.1.6 Cargas de peso propio de asfalto

Espesor de carpeta asfáltica: 0.05m

Peso propio de material bituminoso: 2242.58 kg/m³

*Peso propio de asfalto : 0.05m * 2242.58 $\frac{kg}{m^3}$ = 112.13 kg/m²*

8.5.1.7 Fuerzas de frenado

El manual de diseño de puentes del MTC, estipula lo siguiente:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o eje tándem de diseño.
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga carril.

Así mismo la fuerza de frenado, se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 metros sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en un futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

8.5.1.8 Calculo de fuerza de frenado en puente principal

a) Primera condición

25 por ciento de las cargas gravitacionales de camión de diseño

$$Frenado = 0.25 * (8.0kip + 32.0kip + 32.0kip)$$

$$Frenado = 0.25 * (3628.74kg + 14514.96kg + 14514.96kg)$$

$$Frenado = 8164.67 kg$$

b) Segunda condición

25 por ciento del tándem de diseño

$$Frenado = 0.25 * (25.0kip + 25.0kip)$$

$$Frenado = 0.25 * (11339.81kg + 11339.81kg)$$

$$Frenado = 5669.90kg$$

c) Tercera condición

5 por ciento del camión de diseño más la carga carril

$$Frenado = 0.05 * \left(8.0kip + 32.0kip + 32.0kip + 954.0 \frac{kg}{m} * 18.0m \right)$$

$$Frenado = 0.05 * (3628.74kg + 14514.96kg + 14514.96kg + 17172.0kg)$$

$$Frenado = 2541.53$$

d) Cuarta condición

5 por ciento tándem es de diseño más la carga carril

$$Frenado = 0.05 * \left(25.0kip + 25.0kip + 954.0 \frac{kg}{m} * 18.0m \right)$$

$$Frenado = 0.05 * (11339.81kg + 11339.81kg + 17172.0kg)$$

$$Frenado = 1992.58 kg$$

e) Carga de diseño escogida

La carga de frenado escogida es:

$$Frenado = 8164.67 kg$$

f) Cálculo de fuerza de frenado

$$Fuerza de Frenado = Carga de diseño de frenado * N^{\circ}carriles * PMF$$

$$Fuerza de Frenado = 8164.67 kg * 2 * 1$$

$$Fuerza de Frenado = 16329.34 kg$$

8.6 Apéndice 06

8.6.1 Deducción de cargas actuantes en el puente alterno

8.6.1.1 Cargas peatonales sobre veredas

Según el Manual De Diseño De Puentes Del Ministerio De Transportes Y Comunicaciones, Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf en todas las veredas de 2.0 ft de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la carga vehicular. Si en el futuro la vereda puede ser removida, la sobrecarga vehicular se aplicará a 1.0 ft del borde del tablero para el diseño del volado del mismo, A 2.0 ft del borde del tablero para diseñar los otros componentes. Los incrementos de carga dinámica, no será considerado para los vehículos.

8.6.1.2 Cargas de peso propio de vereda

Espesor de vereda: 0.35m

Peso específico del concreto: 2322.68 kg/m³

*Peso propio de vereda: $0.35\text{m} * 2322.68 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 812.94 \text{ kg/m}^2$*

8.6.1.3 Cargas de peso propio de defensa

Espesor de defensa: 0.60m

Ancho de defensa : 0.20 m

Peso específico del concreto: 2322.68 kg/m³

*Peso propio de defensa: 0.60m * 0.20m * 2322.68 $\frac{kg}{m^3}$ = 278.73 kg/m*

8.6.1.4 Cargas de peso propio de baranda

Se determinó con una aproximación en función del peso por unidad de longitud:

Peso baranda : 30 kg/m

8.6.1.5 Cargas de peso propio de capa de rodadura

Espesor de capa de rodadura de concreto: 0.07m

Peso propio de material bituminoso: 2242.58 kg/m³

*Peso propio de asfalto : 0.07m * 2242.58 $\frac{kg}{m^3}$ = 162.59 kg/m²*

8.6.1.6 Fuerzas de frenado

El manual de diseño de puentes del MTC, estipula lo siguiente:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o eje tándem de diseño.
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga carril.

Así mismo la fuerza de frenado, se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 metros sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en un futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

8.6.1.7 Calculo de fuerza de frenado en puente principal

g) Primera condición

25 por ciento de las cargas gravitacionales de camión de diseño

$$Frenado = 0.25 * (8.0kip + 32.0kip + 32.0kip)$$

$$Frenado = 0.25 * (3628.74kg + 14514.96kg + 14514.96kg)$$

$$Frenado = 8164.67 kg$$

h) Segunda condición

25 por ciento del tándem de diseño

$$Frenado = 0.25 * (25.0kip + 25.0kip)$$

$$Frenado = 0.25 * (11339.81kg + 11339.81kg)$$

$$Frenado = 5669.90kg$$

i) Tercera condición

5 por ciento del camión de diseño más la carga carril

$$Frenado = 0.05 * \left(8.0kip + 32.0kip + 32.0kip + 954.0 \frac{kg}{m} * 18.0m \right)$$

$$Frenado = 0.05 * (3628.74kg + 14514.96kg + 14514.96kg + 17172.0kg)$$

$$Frenado = 2541.53$$

j) Cuarta condición

5 por ciento tándem es de diseño más la carga carril

$$Frenado = 0.05 * \left(25.0kip + 25.0kip + 954.0 \frac{kg}{m} * 18.0m \right)$$

$$Frenado = 0.05 * (11339.81kg + 11339.81kg + 17172.0kg)$$

$$Frenado = 1992.58 \text{ kg}$$

k) Carga de diseño escogida

La carga de frenado escogida es:

$$Frenado = 8164.67 \text{ kg}$$

I) Cálculo de fuerza de frenado

$$\text{Fuerza de Frenado} = \text{Carga de diseño de frenado} * N^{\circ}\text{carriles} * PMF$$

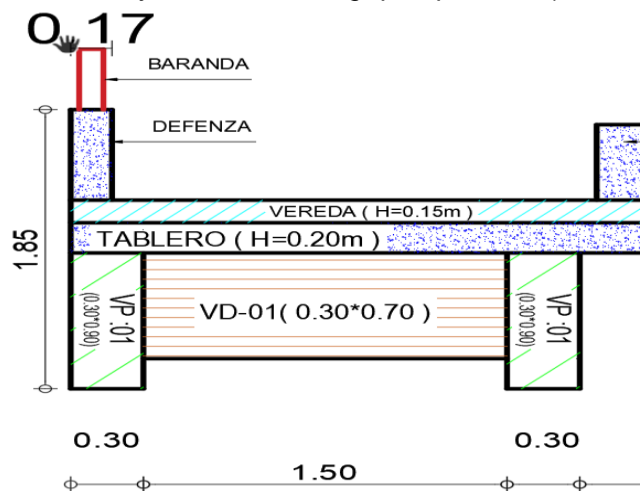
$$\text{Fuerza de Frenado} = 8164.67 \text{ kg} * 2 * 1$$

$$\text{Fuerza de Frenado} = 16329.34 \text{ kg}$$

8.7 Apéndice 07

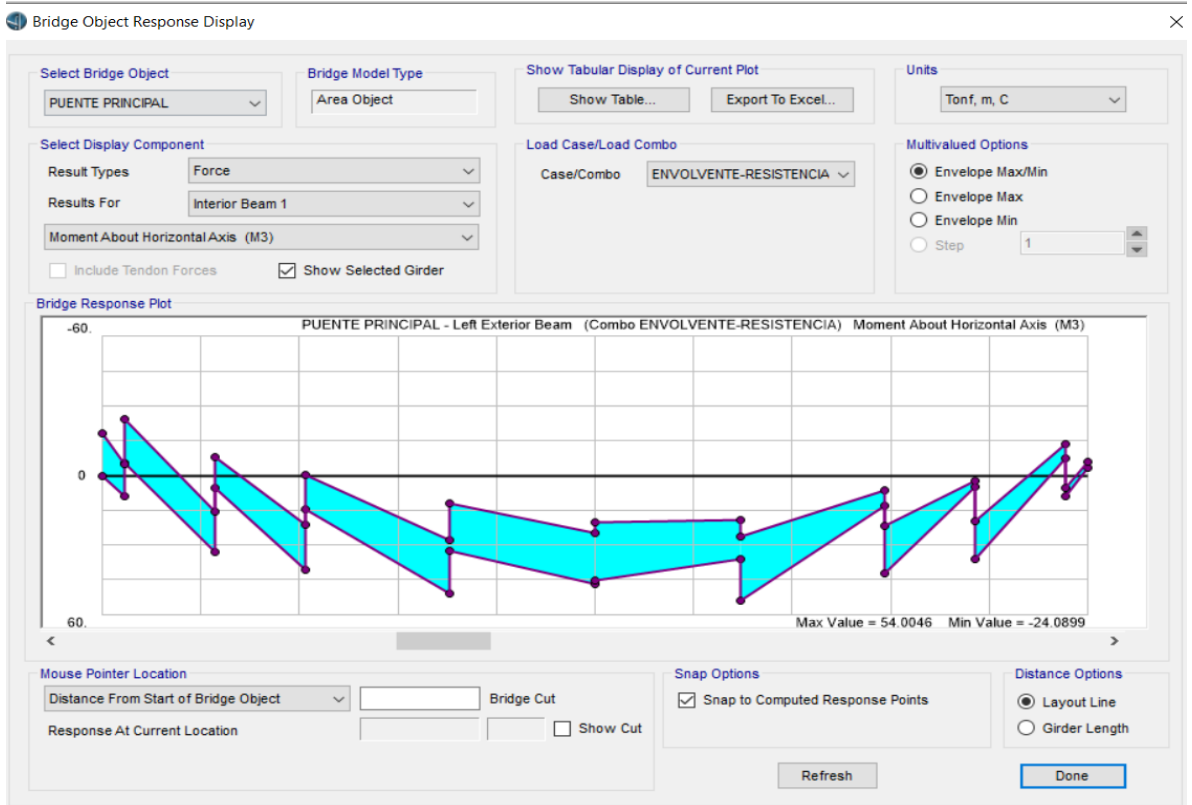
8.7.1.1 Momento y cortante máximo por resistencia para viga principal VP-01, del puente principal de acceso al distrito de baños del inca.

Figura N° 29: forma y dimensiones de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)



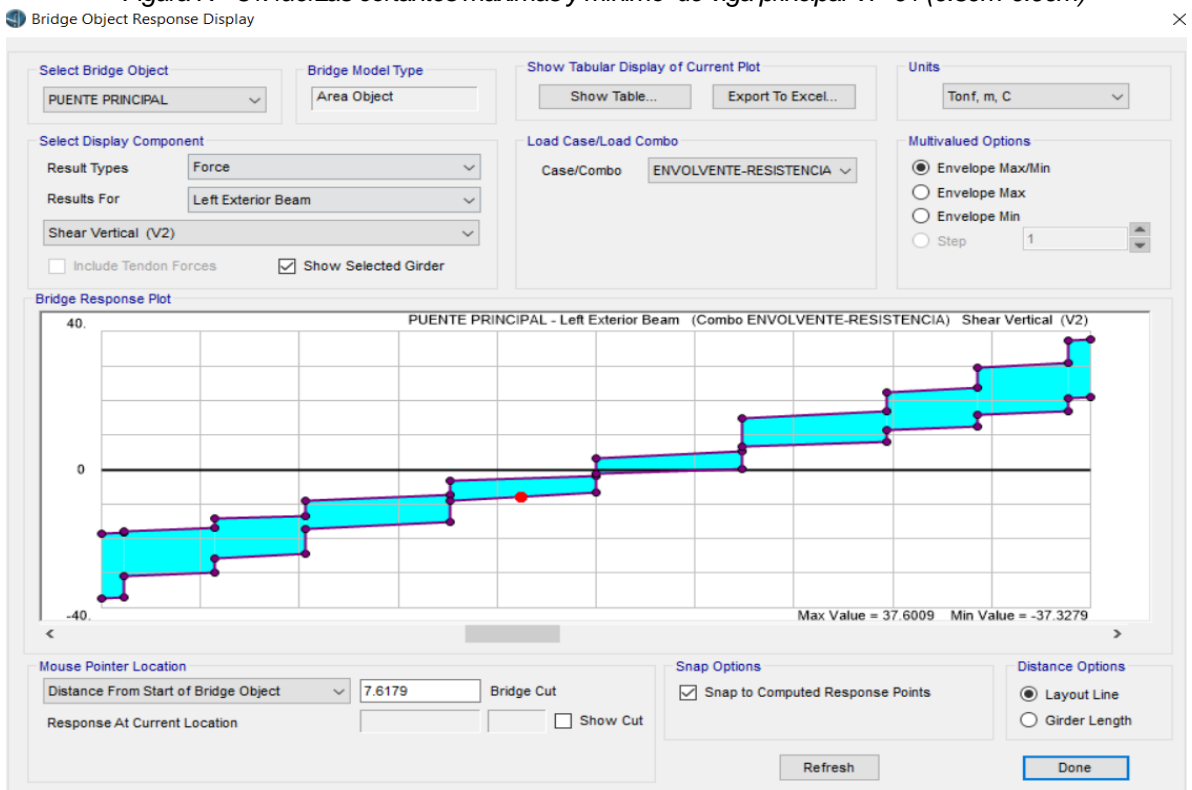
Fuente: El autor

Figura N° 30: Momento máximos y mínimo de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

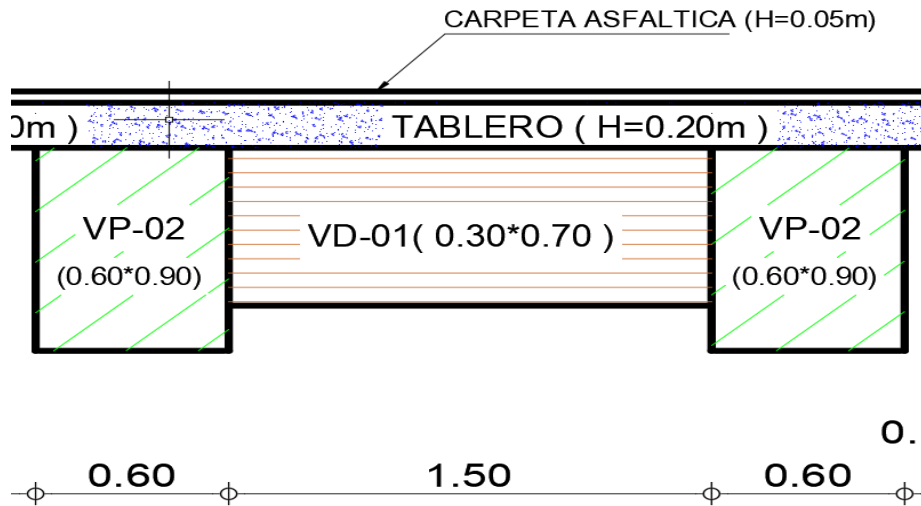
Figura N° 31: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-01 (0.30m*0.90m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

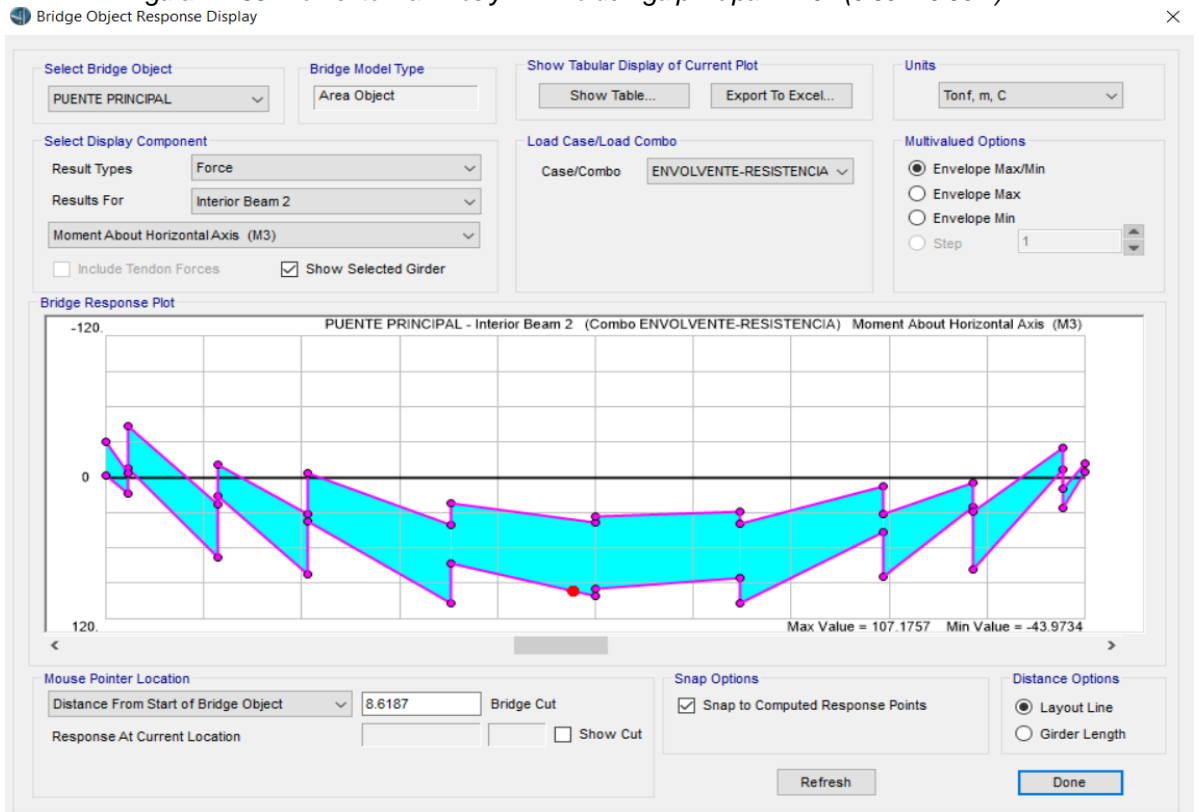
8.7.1.2 Momento y cortante máximo por resistencia para viga VP-02, del puente principal de acceso al distrito de baños del inca.

Figura N° 32: forma y dimensiones de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)



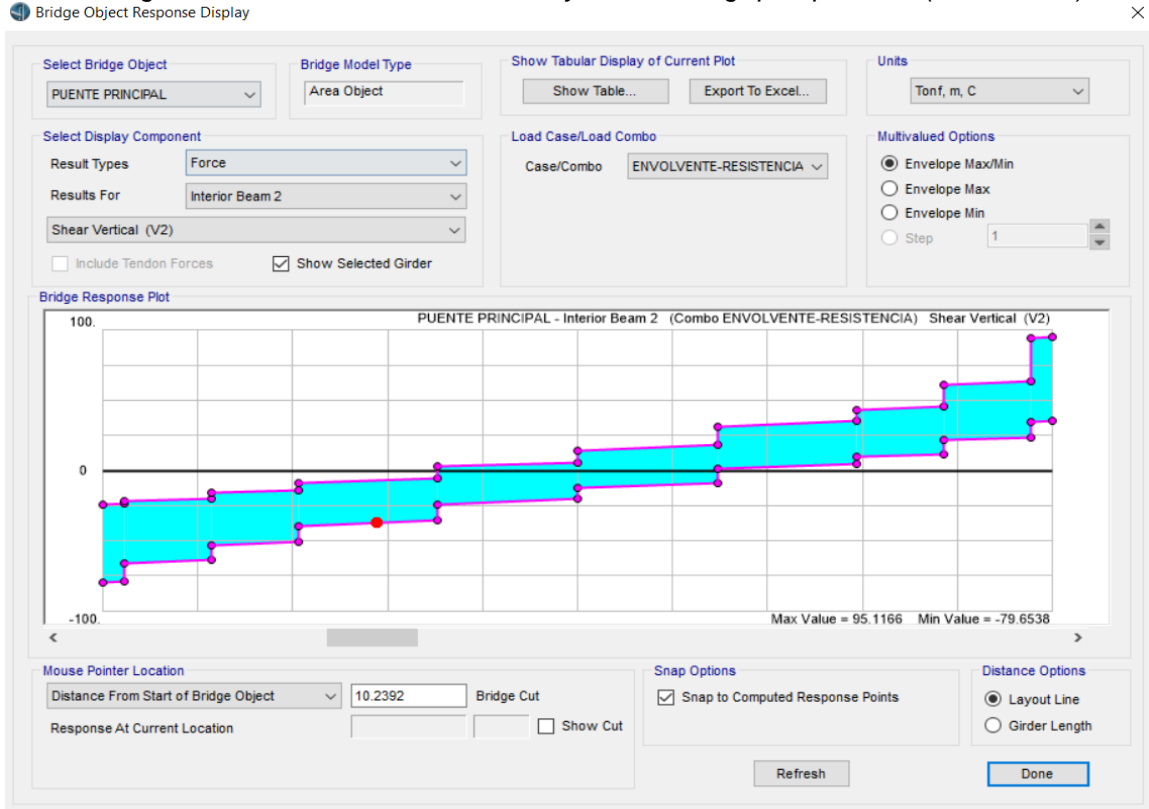
Fuente: El autor

Figura N° 33: Momento máximo y mínimo de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

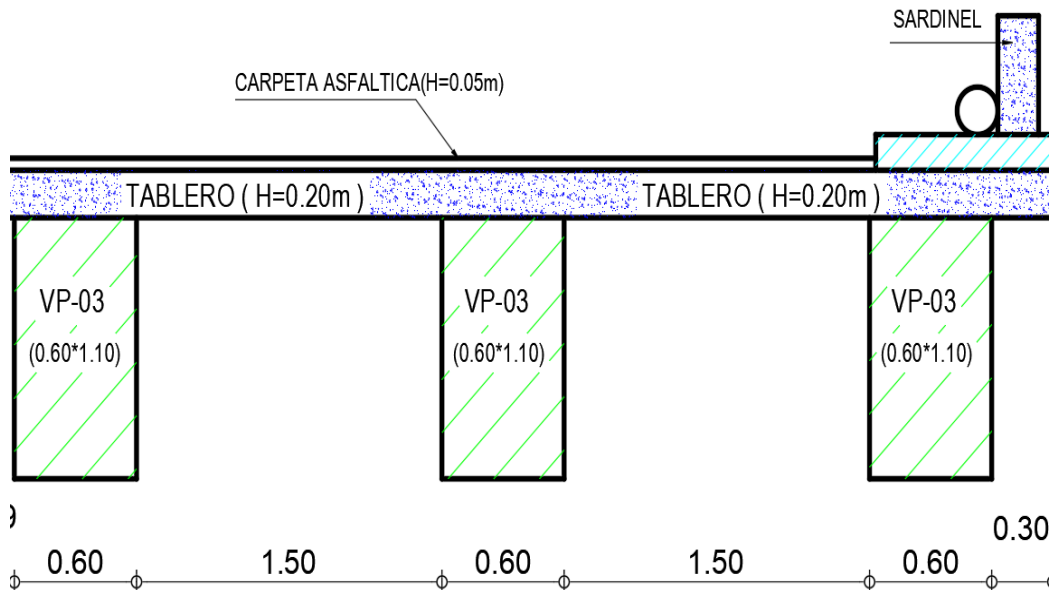
Figura N° 34: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-02 (0.60m*0.90m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

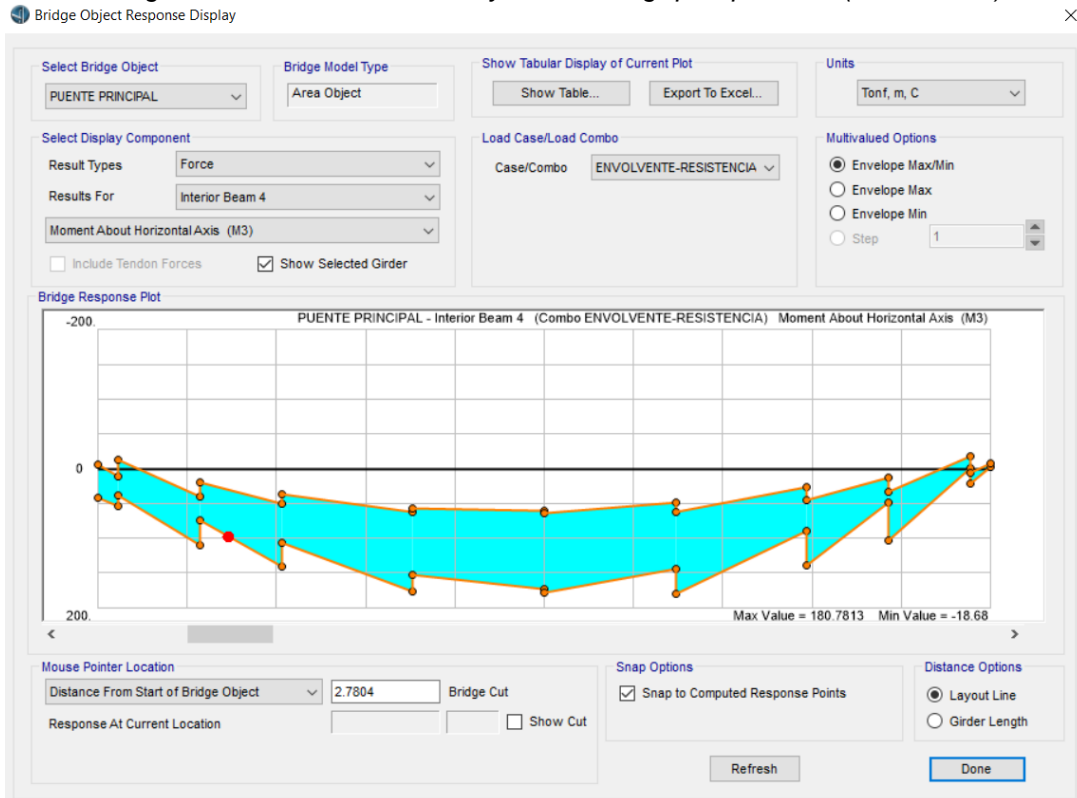
8.7.1.3 Momento y cortante máximo por resistencia para viga VP-03, del puente principal de acceso al distrito de baños del inca.

Figura N° 35: forma y dimensiones de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)



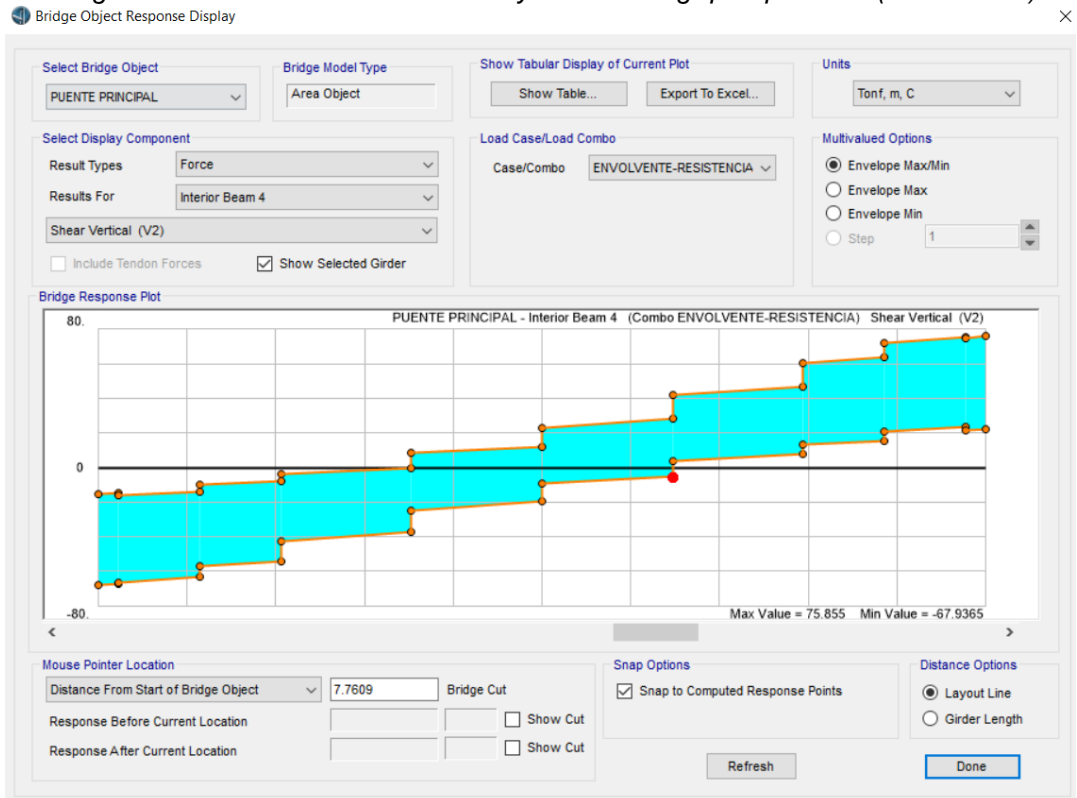
Fuente: El autor

Figura N° 36: Momento máximos y mínimo de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

Figura N° 37: fuerzas cortantes máximas y mínimo de viga principal VP-03 (0.60m*1.10m)



Fuente: El autor (Extraído del programa CSI Bridge V. 2017)

8.7.1.4 Resumen de Momentos y cortantes máximo por resistencia para las vigas VP-01, VP-02 y VP-03, del puente principal de acceso al distrito de baños del inca.

Cuadro 13: Resumen de Momentos y cortantes máximo por resistencia para las vigas VP-01, VP-02 y VP-03

VIGA	MOMENTO (TN-M)		CORTANTE (TN)	
	MAX	MIN	MAX	MIN
VP-01	50.0046	24.0899	37.6009	37.3279
VP-02	107.1757	43.9734	95.1166	79.6538
VP-03	180.7813	18.68	75.855	67.9365

Fuente: el autor (Extraído del programa Excel)

8.8 Apéndice 08

8.8.1 Planos de ubicación de los puentes de acceso, principal y alternativo, al distrito de Baños del Inca

8.9 Apéndice 09

8.9.1 Planos de los puentes de acceso, principal y alternativo, al distrito de Baños del Inca