

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**REFORZAMIENTO DE PUENTES DE ARCO DE TABLERO
SUPERIOR CON FIBRAS DE CARBONO: CASO PUENTE
RICARDO PALMA, KM 38 + 800 CARRETERA CENTRAL - LIMA**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR

Bach. BUENO OKUHAMA, AUGUSTO RODRIGO

ASESOR: Ing. MAMANI LEÓN, MARIO DANIEL

LIMA - PERÚ

2019

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a mis padres, a mi hermana, compañeros y amigos quienes me brindaron consejos, apoyo y conocimientos a lo largo de mis cinco años de estudio.

Augusto Bueno Okuhama

AGRADECIMIENTO

Nuestro sincero agradecimiento a nuestra alma mater, por habernos brindado los conocimientos de esta maravillosa carrera; y a todas personas que de alguna manera nos apoyaron en el desarrollo de la tesis, entre ellos docentes, amigo y especialmente mis familiares.

Augusto Bueno Okuhama

INDICE GENERAL

RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2.1. Problema General	3
1.2.2. Problemas Específicos.....	4
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.3.1. Objetivo Principal	4
1.3.1. Objetivos Específicos.....	5
1.4. IMPORTANCIA Y JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	5
1.5. LIMITACIONES	6
1.6. VIABILIDAD	6
1.7. MARCO SITUACIONAL	7
1.8. IMPORTANCIA	10
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	11
2.1. ANTECEDENTES	11
2.2. NORMAS DE DISEÑO DE PUENTES.....	11
2.3. FILOSOFIA DE DISEÑO SISMORESISTENTE	12
2.4. SISTEMA DE REFORZAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO	13
2.4.1. Reparación estructural interna	14
2.4.2. Refuerzo Externo.....	14
2.4.3. Post-tensado Externo.....	15
2.4.4. Encamisado con Materiales Compuestos	15
2.5. METODO DE EVALUACION.....	15
2.5.1. Tipos de inspección	16
2.5.2. Procedimiento.....	18
2.5.3. Load rating	21
2.5.4. Procedimientos	24
2.6. FIBRAS DE CARBONO	28
2.6.1. Historia	28

2.6.2.	Aplicación de fibras de carbono en estructuras de concreto armado.....	31
2.6.3.	Filosofía De Diseño.....	33
2.6.4.	Propiedades De Los Materiales.....	34
2.6.5.	Estados Limites de Fatiga.....	36
2.6.6.	Momento Resistente de la Sección Compuesta.....	37
2.6.7.	Longitud de Desarrollo.....	38
3.	CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS.....	39
3.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	39
3.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS.....	39
3.3.	VARIABLES.....	39
3.3.1.	Variable Independiente.....	39
3.3.2.	Variable Dependiente.....	40
4.	CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
4.1.	TIPO, MÉTODO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	41
4.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	41
4.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	41
4.4.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	41
4.5.	DESCRIPCIÓN DE PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS.....	42
4.6.	MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	43
5.	CAPÍTULO V: ANALISIS MEDIANTE LA LRFP SEISMIC DESIGN.....	44
5.1.	MODELAMIENTO DEL PUENTE RICARDO PALMA PARA LA SOBRECARGA HL-93.....	44
5.1.1.	Definición de los Materiales del Puente Ricardo Palma.....	44
5.1.2.	Definición de la geometría del Puente Ricardo Palma.....	45
5.2.	DISEÑO DE LA DEMANDA SISMICA.....	48
5.3.	SELECCIÓN DE LA CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO.....	53
5.3.1.	DEFINICION DE LA DEMANDA SISMICA.....	55
5.3.2.	RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO EN CSI BRIDGE.....	58
5.3.3.	FORMAS DE MODO.....	58
5.4.	DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS DEL PUENTE RICARDO PALMA.....	60
5.5.	FUERZAS CORTANTES EN LAS COLUMNAS.....	61
5.6.	FUERZAS AXIALES EN EL ARCO.....	62
5.7.	MOMENTO EN EL ARCO.....	63
5.8.	ANALISIS POR DEMANDA.....	63
5.9.	ANALISIS DE MOMENTO P-Δ EN LAS COLUMNAS DEL PUENTE RICARDO PALMA.....	66
6.	CAPITULO VI EVALUACION MEDIANTE METODOLOGIA RATING FACTOR.....	69
6.1.	CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS AXIALES.....	70

6.1.1. Momentos Flectores Y Fuerza Axial En Columnas	70
6.1.2. Momentos Flectores Y Cortante En Vigas De Arriostramiento.....	72
6.1.3. Momentos Flectores En Vigas Transversales.....	74
6.1.4. Momentos Flectores Y Fuerza Axial En Arco.....	76
6.1.5. Momentos Flectores De La Losa Del Puente Ricardo Palma	78
6.2. CALCULO DEL RF DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE RICARDO PALMA	79
6.2.1. Cálculo Del Rf De Las Vigas Por Momentos Flectores.....	80
6.2.2. Cálculo Del Rf De Las Columnas Por Momentos Flectores	81
6.2.3. Cálculo De Rf De Los Arcos Por Momentos Flectores.....	82
6.2.4. Cálculo De Rf De Las Vigas De Amarre Por Momentos Flectores	82
6.2.5. Cálculo De Rf De Las Vigas Por Cortante.....	83
6.2.6. Cálculo De Rf De Arco Por Cortante	83
6.2.7. Cálculo De Rf De Las Vigas De Amarre Por Cortante	84
7.0. CAPITULO VII CALCULO DE CFRP EN ELEMENTOS POR FLEXIÓN	85
7.1. CALCULO DEL ESFUERZO DEL CONCRETO EN E0.....	85
7.2. CALCULO DE PROPIEDADES.....	85
7.3. CALCULO DE APORTE DE MOMENTOS DE LA FIBRA DE CARBONO	86
7.4. CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE DE SECCIÓN REFORZADA.....	87
7.5. DISTANCIA DE DESARROLLO DE REFUERZO	87
8.0. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS	88
8.1. RESULTADOS CAPITULO V	88
8.1.1. Constatación de la Hipótesis Específica 1	88
8.2. RESULTADOS CAPITULO VI	88
8.2.1. Constatación de la Hipótesis Específica 2	89
8.3. RESULTADOS DEL CAPITULO VII	90
8.3.1. Constatación de la Hipótesis Específica 3	92
8.4. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL.....	92
CONCLUSIONES	93
RECOMENDACIONES.....	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÀFICAS	96
ANEXOS	97
Anexo 1: Matriz de Consistencia.....	97
Anexo 2: Cargas de Diseño.....	98
Anexo 3: Cargas Legales.....	99
Anexo 4: Periodo estructural de 0.0 seg (PGA = 0.46 g).	100
Anexo 5: Periodo estructural de 1 seg (S1 = 0.44 g).	101

Anexo 6: Periodo estructural de 0.2 seg ($S_s = 1.14 g$).....	102
Anexo 7: Plano de Vista general	103
Anexo 8: Plano de Accesos y Estribos	104
Anexo 9: Plano de Arco, Columnas y Arriostre	105
Anexo 10: Plano de Vigas y Losas.....	106

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Corte Típico de Puentes en Arco de Tablero Superior	7
Figura 2. Espectro Sísmico de Diseño de Puentes.....	8
Figura 3, Definición del Concreto $f'c = 210\text{kg/cm}^2$	45
Figura 4, Definición del eje del puente, longitud total y ubicación.	46
Figura 5, Definición de número de carriles y ancho de carril.	46
Figura 6, Definición de sección del Arco del Puente Ricardo Palma.....	47
Figura 7, Modelo matemático del Puente Ricardo Palma en el software CSI Bridge	47
Figura 8 Espectro de Diseño para $T_r = 1000$ años.....	53
Figura 9. Definición del espectro de aceleraciones en el software CsiBridge	55
Figura 10. Definición de masas para el análisis modal.....	56
Figura 11. Definición del caso de carga Sismo X en el software CsiBridge.	57
Figura 12. Definición del caso de carga Sismo Y en el software CsiBridge.	58
Figura 13. Deformada del Puente Ricardo Palma para al caso de carga SISMO X.....	60
Figura 14. Deformada del Puente Ricardo Palma para al caso de carga SISMO Y.....	60
Figura 15. Definición de sección transversal de Columna de $0.40\text{m} \times 0.40\text{m}$	66
Figura 16. Diagrama Momento – Curvatura de los pilares del Puente Ricardo Palma.....	67
Figura 17. Sección Actual de la Columna del Puente Ricardo Palma.....	71
Figura 18. Sección Actual de la Viga de Arriostamiento del Puente Ricardo Palma.....	73
Figura 19. Sección Longitudinal de Viga Transversal	74
Figura 20. Secciones actuales de Viga Transversal	74
Figura 21. Secciones Actuales del Arco del Puente Ricardo Palma.	76

INDICE DE TABLAS

Tabla 1, Estados Limites y Factores de carga	26
Tabla 2, Factor de condición ϕ_c	26
Tabla 3, Factor de Sistema ϕ_s	27
Tabla 4, Factores de carga para diseño, γ_L	28
Tabla 5, Carga Dinámica Permitida	28
Tabla 6 Factores de reducción ambiental	36
Tabla 7: Coeficientes de sitio F_{pga}	49
Tabla 8: Coeficientes de sitio F_a	50
Tabla 9: Coeficientes de sitio F_v	50
Tabla 8: Calculo de Periodos	52
Tabla 9. Selección de Categoría Sísmica de diseño SDC.....	54
Tabla 10. Ratios de Participación de Masa Modal	59
Tabla 11. Resultados de desplazamientos Diseño Convencional	61
Tabla 12. Fuerzas cortantes en las Columnas	62
Tabla 13. Fuerzas axiales en el Arco.....	62
Tabla 14. Momentos Flectores en el Arco	63
Tabla 15. Displacement Capacity en el Arco	65
Tabla 16. Demanda vs Capacidad en las columnas.....	65
Tabla 17. Efectos P- Δ en las columnas del Puente Ricardo Palma.....	68
Tabla 18. Cálculo de RF para las columnas sometidas a momentos.....	80
Tabla 19. Cálculo de RF para las columnas sometidas a momentos.....	81
Tabla 20. Cálculo de RF para los arcos sometidas a momentos	82
Tabla 21. Cálculo de RF para las vigas de arriostamiento sometidas a momentos.....	82
Tabla 22. Cálculo de RF para las vigas sometidas a cortantes	83
Tabla 23. Cálculo de RF para los arcos sometidos a cortantes	83
Tabla 24. Cálculo de RF para las vigas de arriostamiento sometidas a cortantes.....	84
Tabla 25. Resultados del RF en vigas por momentos.....	89
Tabla 26. Resumen de cálculos Capitulo VII.....	90
Tabla 27. Porcentaje de mejora de sección	91
Tabla 28. Comparativo entre RF antes y después del refuerzo	91

RESUMEN

La presente investigación consiste en determinar el comportamiento del puente Ricardo Palma, diseñado hace aproximadamente 60 años con la norma francesa, mediante el uso de la norma vigente y el uso de vehículo de diseño actual (HL-93).

Se plantea evaluar el puente Ricardo Palma según las especificaciones de la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications 2014 y el AASHTO MBE 2010, determinando la demanda sísmica y la capacidad de desplazamiento del mismo, así como los factores de ratio de las diferentes secciones del puente estudiado mediante las normas ya mencionadas. Luego pasar a reforzar los elementos que no cumplan el criterio asumido con CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) mediante el uso del AASHTO Design of Bounded FRP System for Repair.

Para esta tesis se utilizó la fibra de carbono distribuida en nuestro país, la Sika Carbodur S1214, con esto se calculó la fuerza resistente de las diferentes partes de la sección estudiada y así mismo determinar el grado de participación de la fibra de carbono en el nuevo momento resistente para luego calcular la longitud de desarrollo que deberá tener esta para su correcto funcionamiento.

Este estudio nos dio un resultado óptimo en el uso de las fibras de carbono, ya que aumentaron la capacidad a la flexión en un 22% con una sola tira en la zona a reforzar.

Palabras claves: comportamiento sísmico, HL-93, fibras de carbono, factor de ratio, demanda sísmica, capacidad de desplazamiento.

ABSTRACT

The present investigation consists in determining the behavior of the Ricardo Palma's bridge, designed approximately 60 years ago with the French norm, through the use of the current norm and the use of current design vehicle (HL-93).

It is proposed to evaluate the Ricardo Palma bridge according to the AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications 2014 and the AASHTO MBE 2010 standards, determining the seismic demand and the displacement capacity thereof, as well as the rating factor of the different sections of the bridge studied by the standards already mentioned. Then, reinforce the elements that do not meet the criteria assumed with CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) by using the AASHTO Design of Bounded FRP System for Repair.

For this thesis the carbon fiber distributed in our country, the Sika Carbodur S1214, was used, with this the strength of the different parts of the studied section was calculated and also determine the degree of participation of the carbon fiber in the new resistant moment and then calculate the development length that this must have for its correct operation.

This study gave us an optimal result in the use of carbon fibers, since they increased the flexural capacity by 22% with a single strip in the area to be reinforced.

Keywords: seismic behavior, HL-93, Carbon Fiber of Reinforced Polymer, rating factor, seismic demand, displacement capacity.

INTRODUCCIÓN

En la ingeniería estructural de puentes del Perú, hoy en día, existen diversos puentes construidos por normas antiguas, tal como la norma francesa, las cuales no poseen las consideraciones tomadas al diseñar un puente como se hace en la actualidad, como lo serían el espectro de diseño planteado por AASHTO en el 2013, o el camión de diseño actual planteado por el AASHTO el HL-93.

En esta investigación revisaremos paso por paso los métodos a seguir para el reforzamiento de los puentes.

En el primer capítulo de desarrollo de la tesis utilizaremos las herramientas dadas por el software CSI Bridge para modelar el puente Ricardo Palma y con este modelo matemático evaluar los efectos del camión de diseño HL-93 y el espectro sísmico descrito por AASHTO.

En el segundo capítulo utilizaremos la metodología de evaluación de puentes del AASHTO MBE (Manual for Bridge Evaluation) para comprobar el estado de cada elemento del puente, calculando su rating factor y verificando que este último sea mayor a la unidad, de no cumplirse este último criterio tendremos que reforzar el puente donde sea necesario.

Por último, en el tercer capítulo, haremos uso de las fórmulas dadas en el “AASHTO Design of Bounded FRP System for Repair” para calcular los refuerzos necesarios para que los elementos del puente puedan superar las fuerzas generadas por el camión de diseño HL-93 y su rating factor sea mayor a la unidad.

1. CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La ingeniería de puentes, a lo largo del tiempo, ha sido desarrollada por distintas civilizaciones debido a la necesidad cruzar los accidentes geográficos que se presentaron en el momento de la expansión territorial. Este problema no es ajeno a nosotros ya que el Perú es un país con una geografía muy accidentada, por lo que la construcción y conservación de los puentes en la ingeniería vial de nuestro país es de gran recurrencia e importancia.

Por este motivo es de gran importancia estudiar a los puentes existentes, lo cual conlleva a darles mantenimiento periódico y rutinario a fin de preservar los elementos más vulnerables, así mismo es de suma importancia evaluar la capacidad por sobrecarga vehicular de los puentes existentes, los mismos que fueron analizados y diseñados en su momento para resistir un tráfico vehicular menor al que actualmente transitan por las carreteras y puentes de las diferentes Rutas Nacionales; del mismo modo se requiere que los puentes existentes sean evaluados para determinar su capacidad estructural ante las acciones sísmicas de acuerdo a los parámetros vigentes de diseño sísmico de puentes, los mismos que con el paso del tiempo se han vuelto más exigentes con la finalidad de garantizar el adecuado funcionamiento de los puentes luego de un evento sísmico de gran intensidad.

De acuerdo con los parámetros descritos en el párrafo precedente, la presente Tesis de Investigación tiene como objetivo principal, evaluar el comportamiento estructural del Puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, en el Departamento de Lima.

Tomando en cuenta lo mencionado líneas arriba, se procederá a evaluar la capacidad estructural del puente Ricardo Palma con los actuales códigos de diseño y evaluación de puentes, tales como MBE (Manual for Bridge Evaluation) y AASHTO LRFD (Load Resistance Factor Design), las cuales consideran nuevas metodologías de evaluación sísmica y capacidad de sobrecarga vehicular en puentes respectivamente.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿Cuál será el comportamiento estructural de los elementos del Puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, departamento de Lima, al ser reforzado con fibras de carbono luego de analizarlos con las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en la AASHTO LRFD Seismic Design y evaluado mediante la metodología “Manual for Bridge Evaluation” (MBE) de evaluación de puentes existentes”?

1.2.2. Problemas Específicos

- a) ¿Cuál será el comportamiento del Puente Ricardo Palma, evaluado mediante las cargas HL-93 y el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design?
- b) ¿Cuál será el rating factor del Puente Ricardo Palma, evaluado mediante la metodología “Manual for Bridge Evaluation” (MBE)?
- c) ¿Cuál será el comportamiento estructural del puente Ricardo Palma bajo flexión al ser reforzado por Fibras de Carbono?

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo Principal

Evaluar el comportamiento estructural de los elementos del Puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, Departamento de Lima, mediante la metodología “Manual for Bridge Evaluation” (MBE) de evaluación de puentes existentes, las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en el AASHTO LRFD Seismic Design y de esta forma reforzarlo mediante fibras de carbono según la AASHTO Design of Bonded FRP System for Repair”.

1.3.1. Objetivos Específicos

- a) Evaluar el comportamiento estructural del Puente Ricardo Palma, mediante las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en la AASHTO LRFD Seismic Design”.
- b) Determinar el rating factor del Puente Ricardo Palma, mediante la metodología “Manual for Bridge Evaluation” (MBE).
- c) Determinar el comportamiento a la flexión del puente Ricardo Palma al ser reforzado por fibras de carbono.

1.4. IMPORTANCIA Y JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

El desarrollo de la presente Tesis de Investigación nos permitirá conocer el comportamiento actual del puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, Departamento de Lima, con lo cual luego de obtener los resultados de cada metodología de evaluación de puentes, se podrá optar por reforzar cada sección del puente que no cumpla con las metodologías anteriores y de esta forma incrementar la vida útil del puente.

Con esto, podremos identificar los tipos de fallas que presentan los puentes ubicados en la carretera central con una antigüedad relativa tan alta como la de nuestro puente de estudio, por lo tanto, podremos ver la situación actual de la infraestructura vial de nuestro país construidos en los años 60 y de esta forma podremos evaluar si los puentes requieren algún tipo de tratamiento para mejorar sus condiciones actuales.

Esto no solo recuperará la vida útil de los puentes, si no que gracias a esto las entidades encargadas podrán dar trabajo a aquellas empresas o personas capacitadas para el uso de la tecnología estudiada y de esta forma poder mantener el contacto con las regiones que los puentes conectan.

1.5. LIMITACIONES

- Espacial

El estudio a llevar a cabo se ubica en el kilómetro 38 + 800 de la Carretera Central – Lima.

- Temporal

Los planos obtenidos son los planos con los cuales se construyó dicho puente, lo cual remonta a los años 1960-1970, así mismo se utilizarán las normas actuales para su evaluación.

1.6. VIABILIDAD

- Los planos obtenidos son propiedad del MTC.
- Se realizó una visita donde se pudo obtener un panel fotográfico de la situación actual del puente.
- Se utilizarán las metodologías del AASHTO para evaluación de puentes (MBE) y para el diseño de puentes (LRFD y LRFD Seismic Design).
- Se utilizará la metodología de refuerzo por fibras de carbono del AASHTO (AASHTO Guide for Bonded FRP System for Repair).

1.7. MARCO SITUACIONAL

Para la elaboración de esta tesis es necesario recopilar información acerca de dos puntos en especial, los cuales son los puentes de arco de tablero superior y el desarrollo de las metodologías de reforzamiento y rehabilitación de puentes. A continuación, definiremos algunos conceptos fundamentales sobre los dos puntos mencionados anteriormente:

- Los arcos de tablero superior. - son aquellos arcos que como dice su nombre poseen el tablero por encima del arco (ver figura 1), este tipo de puente es el que posee usualmente los arcos verdaderos (arcos cuyas secciones trabajan principalmente a compresión) y su uso es cuando el accidente geográfico que se desea salvar con el puente posee una gran profundidad, asimismo la cimentación de estos puentes deberá estar apoyada sobre un terreno con capacidad portante elevada.

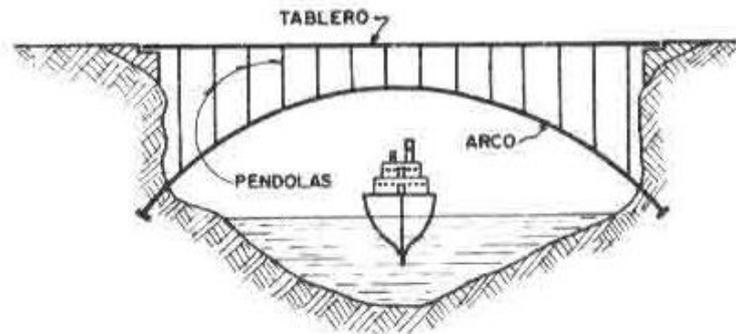


Figura 1. Corte Típico de Puentes en Arco de Tablero Superior

- Diseño sísmico resistente de puentes. - Cabe resaltar que el Perú es un país de alta demanda sísmica, por lo que el desarrollo de normas antisísmicas nos obliga a desarrollar diseños antisísmicos, estos últimos

se diseñan mediante el método de la norma AASHTO LRFD, tomando en cuenta los criterios y parámetros del Manual de Puentes del MTC.

Con el tiempo la filosofía de diseño ha cambiado, el principal cambio se dio en la “AASHTO LRFD Seismic Bridge Design 2009” donde se cambió el espectro de aceleraciones (figura 2). En la presente tesis se tomarán en cuenta los factores del “Manual de Diseño de Puentes del MTC 2018”.

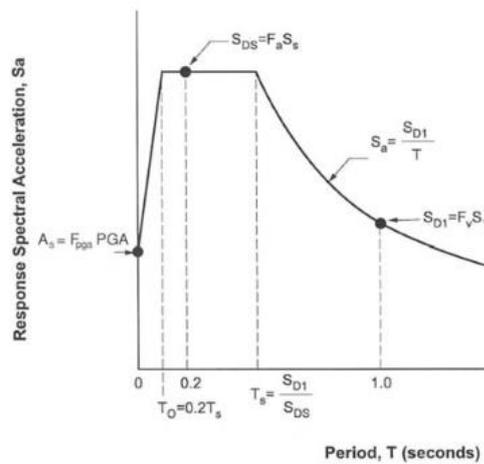


Figura 2. Espectro Sísmico de Diseño de Puentes.
Fuente: AASHTO Seismic Design -2009

- Refuerzo por FRP: ante la problemática actual de reforzar y rehabilitar las estructuras de los puentes existentes, varias tecnologías han sido desarrolladas, una de ellas son los refuerzos por FRP (Fiber Reinforced Polymer) cuyas silabas en español son polímero reforzado de fibra, “las cuales pueden ser de varios tipos, carbón, vidrio y plástico.” (S.A.N. Mohamed, Natural Fiber Reinforced Polimer Composites, 2018).
Su utilización en la ingeniería se debe a que “son materiales de alto rendimiento con aplicaciones versátiles en la reparación y rehabilitación” (Zahri Riahi, Seismic Retrofit of Reinforced concrete Bridges with fiber Reinforced Polymer, 2008).

En el área de puentes esta tecnología no fue estudiada sino hasta el 2008 por el Report 609 de la NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) y tocada más a fondo por la AASHTO años más tarde en la AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair 2012 ya que antes de esto el único manual de diseño fue el dado por el ACI 440.2R-08 y otros escritos menores mencionados por el JSCE (Japan Society of Civil Engineers) en el año 2001, el ISIS Canada Design Manual en el 2001 y los manuales dados por los distribuidores de los materiales, los cuales daban sus recomendaciones para su uso, pero esos diseños no estaban sustentados por ninguna normativa vigente.

- Normas de diseño a utilizar. - Para la elaboración de esta tesis se tomarán varios criterios tomados de diversas normas, ya sean estas nacionales como internacionales, cambiando los parámetros para el uso de la ingeniería peruana.

Las normas a utilizar en el desarrollo de la tesis son:

- “Manual de Diseño de Puentes” publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú en el año 2018, nos servirá para determinar los parámetros de sitio como aceleración del suelo, coeficientes de respuesta sísmica, etc.
- “AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design” publicado por la *American Association of State Highways and Transportation Officials* en el año 2011, servirá de guía de diseño para el caso del puente de sistema sismo resistente tradicional.

- “AASHTO MBE” (The Manual for Bridge Evaluation), segunda edición publicada por la *American Association of State Highways and Transportation Officials* en el año 2010.
- “AASHTO Guide Specifications for Design of Bounded FRP Systems for Repair” en el año 2012, la cual está basada en la ACI 4.410 y esta nos ayudara a diseñar el refuerzo por fibras de carbono en el puente a estudiar.

1.8. IMPORTANCIA

El desarrollo de la presente Tesis de Investigación nos permitirá conocer el comportamiento actual del puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, Departamento de Lima, con lo cual luego de obtener los resultados de cada metodología de evaluación del puente, se podrá tomar una decisión del tipo de reforzamiento más adecuado con la finalidad de preservar la estructura del puente.

2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

- Augusto Paredes y José Luis Rojas en el año 2018 realizaron un estudio sobre el reforzamiento del puente atirantado con sellador, varillas y plantillas de Fibra de carbono sobre el río Mantaro ubicado en el distrito de Chilca, tres de diciembre, provincia de Huancayo, para de esta forma mejorar la capacidad portante de la losa del puente atirantado.
- Valenzuela Saavedra en el año 2010 Realizo una tesis en la cual estudiaba los efectos de socavación de las pilas del puente San Luis, para después plantear alternativas de refuerzo de puentes de luz pequeña y mediana.
- Esquius Berengueras en el año 2009 Realizo una investigación acerca del comportamiento estructural de distintos puentes reforzados con materiales compuestos en España.
- Salinas Basualdo en el año 2008 Realizo una tesis en la cual calculó los esfuerzos existentes en un puente de arco.

2.2. NORMAS DE DISEÑO DE PUENTES

Para la elaboración de esta tesis se tomarán varios criterios tomados de diversas normas, ya sean estas nacionales como internacionales, cambiando los parámetros para el uso de la ingeniería peruana.

Las normas a utilizar en el desarrollo de la presente tesis son:

- Manual de Diseño de Puentes publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú en el año 2018, nos servirá para determinar los parámetros de sitio como aceleración del suelo, coeficientes de respuesta sísmica, etc.
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design publicado por la American Association of State Highways and Transportation Officials en el año 2011, servirá de guía de diseño para el caso del puente de sistema sismo resistente tradicional.
- AASHTO MBE (The Manual for Bridge Evaluation), segunda edición publicada por la American Association of State Highways and Transportation Officials en el año 2010.
- AASHTO Guide Specifications for Design of Bounded FRP Systems for Repair en el año 2012, la cual está basada en la ACI 4.410 y esta nos ayudara a diseñar el refuerzo por fibras de carbono en el puente a estudiar.

2.3. FILOSOFIA DE DISEÑO SISMORESISTENTE

Como se mencionó anteriormente en esta tesis se utilizará la norma de AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, la cual tiene como filosofía de diseño el diseño por desempeño sísmico como principal mecanismo de diseño.

En esta norma nos indican que los puentes deberán ser diseñados considerando un peligro sísmico con una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años lo cual equivale a un periodo de retorno de 1000 años (AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2013, p37).

Además, debido a la importancia de los puentes, estos deberán de poseer una seguridad de vida para el diseño sísmico, lo cual implica que el puente deberá poseer una probabilidad baja de sufrir daño estructural tal, que lo lleve al colapso, pero puede permitir daño estructural leve o moderado, con la posibilidad de la interrupción del uso del puente para su correspondiente mantenimiento y/o reforzamiento.

AASHTO, también nos indica que el diseño convencional se evaluará a través de un análisis de Demanda vs la capacidad de deslizamiento del puente, el cual tiene por objetivo determinar el nivel de desplazamiento de los elementos sísmo resistentes del puente, esto nos ayudara a calcular la capacidad de deformación inelástica de estos elementos. Este procedimiento es conocido como análisis de PUSH OVER o análisis estático no lineal.

2.4. SISTEMA DE REFORZAMIENTO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO

Los sistemas de reforzamiento se pueden dividir en dos grupos la reparación estructural interna y el refuerzo externo.

2.4.1. Reparación estructural interna

Se le llama así a la reparación mediante inyección de epóxido, este método se usa en elementos fisurados donde se requiere recuperar la resistencia de la sección fisurada a un estado no fisurado.

La inconveniencia de este método es que la resina epóxica falla con la misma carga con la que fallo el concreto inicialmente, además de la pérdida de resistencia ante la exposición a altas temperaturas e incluso hay resinas que son susceptibles al agua.

2.4.2. Refuerzo Externo

Se le llama así a la reparación mediante la colocación o implementación de diversos materiales como elementos metálicos o reforzamiento del concreto envolviendo el elemento estructural. Para usar este procedimiento la sección a reforzar deberá de estar limpia por lo que se utilizan diversos métodos de limpieza como el Sand Blasting o “arenado” o incluso la inyección de agua a alta presión.

La inconveniencia de este método es que debido a que la rigidez del elemento reforzado aumenta, la distribución de cargas cambia y debe ser analizada la estructura entera, ya que existe la posibilidad de que elementos que antes del reforzamiento cumplían su función, después de este, puedan presentar sobre esfuerzos en la transición de elementos reparados a no reparados.

2.4.3. Post-tensado Externo

Se llama así al reforzamiento de la sección mediante la adición de tendones, varillas o pernos externos los cuales estén pre-esforzados, este método incrementa la resistencia a la flexión y al corte del elemento a reforzar.

2.4.4. Encamisado con Materiales Compuestos

Este método de refuerzo es mediante el uso de materiales compuestos, en especial las fibras de carbono. Este método es bien visto debido a que no es invasivo, e incrementa las propiedades mecánicas del elemento de manera simple.

2.5. METODO DE EVALUACION

Para la elaboración de esta tesis se tomará en cuenta la filosofía de evaluación de puentes existentes del AASHTO MBE (The Manual for Bridge Evaluation) 2nd Edition – 2011. La cual nos da pautas para la inspección del puente a evaluar y en esta nos indica que:

- Las características y los problemas especiales, son únicos para cada puente y se consideraran para el desarrollo de un plan de inspección.
- Durante la inspección se aplicará la tecnología y practica adecuadas.
- La intensidad y frecuencia de la inspección, dependerá del tipo de estructura a analizar y el potencial de esta a fallar.
- El personal encargado de la inspección será asignado de acuerdo a su experiencia.

2.5.1. Tipos de inspección

El tipo de inspección a realizar varía de acuerdo a la vida útil del puente, esto debido a que se debe reflejar la importancia de la inspección en el momento que esta se lleve a cabo. Los 7 tipos de inspección mencionados abajo, por el acuerdo de apropiados niveles de inspección, tienen que ver con la frecuencia y el tipo de estructura (AASHTO MBE, 2011, p4-44)

- Inspección Inicial
- Inspección de rutina
- Inspección de daños
- Inspección a fondo
- Inspección crítica o de fallas (para puentes metálicos)
- Inspección acuática (para la subestructura)
- Inspección especial

Procederemos a definir y explicar los 7 tipos de inspección a continuación:

2.5.1.1. *Inspección inicial*

Esta es la primera inspección que se realiza a los puentes y es la que se guarda en su historial, pero los elementos de la inspección inicial también se utilizan cuando debe de haber algún cambio en la estructura o en el dueño de esta. Esta inspección es una inspección realizada por gente capacitada y debe de llevarse acabo de tal forma que debe de ser acompañada por un análisis de determinación de capacidad de carga. El propósito de esta inspección tiene dos puntos, el primero, es que este documento deberá de tener toda la data estructural del puente requerida por la entidad a cargo (en nuestro caso el MTC), además de otros datos brindados por el fabricante del puente. El segundo, es determinar la línea base de la condición estructural e identificar y listar cualquier

problema que haya en la estructura que pueda contraer problemas graves. El inspector deberá anotar cualquier elemento del puente que posea algún tipo de falla ayudado de un detallado plan de trabajo.

2.5.1.2. Inspección de rutina

Las inspecciones rutinarias son normalmente inspecciones programadas, las cuales consisten en observar y medir o ambas acciones, dependiendo de la necesidad para determinar la condición física y la funcionabilidad del puente. Para identificar algún cambio o verificar la condición previa del puente, para poder asegurar que la estructura continúa satisfaciendo los servicios de carga presentes.

Los resultados de esta inspección deberán estar bien documentados con las fotografías y el reporte debidos, el cual deberá incluir recomendaciones para el mantenimiento o reparación del puente. De ser necesario se deberá reevaluar la capacidad de carga para poder cambiar las condiciones estructurales.

2.5.1.3. Inspección de daños

Esta inspección a diferencia de las otras, no tiene una fecha establecida ya que se da cuando existe daño por algún factor ambiental o por causa del hombre. La inspección deberá ser lo suficientemente exhaustiva para determinar qué tipos de carga no podrán pasar por el puente, o en el peor de los casos, clausurarlo mientras se hacen las reparaciones adecuadas.

2.5.1.4. Inspección a fondo

Esta inspección es una inspección de rutina, pero con intervalos más largos y con una intervención más exhaustiva, es la inspección que viene antes de la inspección inicial o la inspección de daños.

2.5.1.5. Inspección crítica o de fallas

Esta inspección se ve en los puentes de metal, la cual incluye la identificación de los puntos críticos en los miembros de la estructura y el desarrollo de un plan de inspección para estos miembros. Esta inspección necesita de test no destructivos.

2.5.1.6. Inspección acuática

Esta inspección involucra tanto el sondeo del canal del curso de agua como el deterioro de la subestructura.

2.5.1.7. Inspección especial

Esta inspección es agendada por el dueño del puente, o el responsable de este. Plantea el monitoreo de ciertos defectos, talos como asentamientos de la base, el bienestar de los miembros estructurales o por alguna deficiencia del puente, debido a que es una inspección especial el personal requerido debe de estar bien instruido.

2.5.2. Procedimiento

Los defectos encontrados en la estructura del puente deberán de ser sometidos a investigación para determinar y evaluar la causa de su falla. Si bien la mayoría de las causas son identificadas de inmediato, puede que haya algunas que requieran especial cuidado. Un modo fácil de visualizar las fallas es realizando una prueba con una carga especial, de ese modo se puede ubicar deflexiones, vibraciones o sobre esfuerzos.

2.5.2.1. SUBESTRUCTURA

La inspección de la subestructura de un puente generalmente comprende la examinación y la toma de datos correspondiente de signos de daño, deterioro, asentamientos o si hay evidencia de suciedad.

2.5.2.1.1. ESTRIBOS

Para la inspección del estribo se deberá de analizar si este posee suciedad, ya sea moho o cualquier tipo de desperdicio natural o humano, oxido o evidencia de deterioro en el concreto.

Se requiere una atención especial a la fundación de la cimentación donde la suciedad o la erosión es más crítica. Cuando solo una cara del estribo ha sido erosionada, colocar material solido en la cara opuesta solucionaría la estabilidad horizontal. Toda superficie de concreto expuesta deberá ser examinada por posible deterioro o fracturas, teniendo en cuenta también que la superficie horizontal en el tope del estribo es la más vulnerable ante el ataque de sulfatos. Y en otras zonas la oxidación de los refuerzos de acero generara pequeñas grietas o descolocación del concreto.

Los estribos deberán ser analizados si es que hay evidencia de rotación lateral o longitudinal, ya que estos movimientos usualmente evidencian la apertura de juntas o fallas, las cuales deberemos de tomar en cuenta debido a la filtración de agua posible en el curso del cuerpo de agua.

2.5.2.2. SUPERESTRUCTURA

2.5.2.2.1. VIGAS DE CONCRETO REFORZADO Y VIGAS DIAFRAGMA

Todos los elementos de concreto de la estructura deberán de ser inspeccionados por grietas. La localización de las grietas y el tamaño de estas deberán ser

anotadas por futuras referencias y comparación. Se deberá de hacer un esfuerzo para poder determinar las posibles causas de la grieta, fatiga, asentamientos en la subestructura o posible acción química.

Grietas diagonales envolventes de las vigas hacia el centro del claro, indican fatiga causada por corte. Grietas verticales en la extensión de la viga diafragma indica sobre esfuerzos por tensión.

2.5.2.2.2. ARCOS

Debido a que los arcos trabajan a compresión, cualquier grieta en el arco deberá ser debidamente anotada, ya que indica una carga no propia del sistema o el movimiento de los apoyos.

2.5.2.2.3. LOSAS

Deberán ser inspeccionadas para localizar grietas o cualquier otro deterioro. Cada defecto deberá ser evaluado para determinar si afecta la estructura y para poder restablecer la integridad estructural, para un buen mantenimiento de la superficie de rodadura. Evidencias del deterioro en el acero de refuerzo deberá ser examinado para determinar la gravedad. Se debe de tener en cuenta que el asfalto o cualquier otro tratamiento superficial podría esconder fallas o defectos en la losa, dado esto se debe de inspeccionar la losa muy meticulosamente, por eso se recomienda remover parte de la capa que cubre la losa para poder hacer una pequeña inspección.

2.5.2.3. CARGAS

2.5.2.3.1. CARGA MUERTA

Los efectos de la carga muerta de la superestructura deberán ser calculados con toda la información existente. El evaluador deberá utilizar todo el historial de

cambios en la estructura del puente. En ocasiones la data no está completa por lo que el evaluador tiene la obligación de rellenar los datos faltantes según la experiencia adecuada.

2.5.2.3.2. CARGA VIVA

Dependerá del tráfico y del número de carriles del puente. El número actual de carriles deberá ser menor al máximo número de carriles por el que fue diseñado el puente, el ancho de la superficie de rodadura deberá ser anotada por el inspector.

2.5.3. Load rating

Los estados de carga en los puentes se basan en la condición estructural existente, las propiedades de los materiales, las cargas y el tráfico. Cualquier cambio en estas condiciones requerirá una reevaluación. Para los puentes de concreto el procedimiento se basa en la premisa de que los materiales y la construcción están en buen estado y que no ha habido pérdida de resistencia en el material de diseño, y que cualquier cambio en la estructura base ha sido considerada en la reevaluación. La filosofía de diseño que utilizaremos será la del AASHTO LRFD, la cual está incluida en el nuevo AASHTO MBE. Esta filosofía nos indica que existen 3 procedimientos, el ratio de la carga de diseño, el ratio de la carga legal y el ratio de la carga permisible, los resultados de cada procedimiento sirve para usos específicos y para da una guía para futuras evaluaciones.

- Ratio de carga de diseño

Este procedimiento es la evaluación de primer nivel que se realiza a los puentes con la carga HL-93 y bajo los diseños de la AASHTO LRFD, usando las dimensiones y las propiedades actuales del puente.

Los puentes que pasen la carga de diseño ($RF \geq 1$) en el nivel de inventariado, tendrán un ratio de carga de diseño satisfactorio para todas las cargas legales.

- Ratio de Carga Legal

Este segundo nivel de ratios nos provee de una capacidad de carga simple y segura, ya que la carga viva que se usa es la de los camiones que transitan por el puente.

- Ratio de Carga Permisible

Este procedimiento verifica la seguridad del puente, si es que permite o no el paso de vehículos, este tercer procedimiento solo se realiza si los dos anteriores han pasado satisfactoriamente.

2.5.3.1. CARGAS PARA LA EVALUACION

En esta parte revisaremos las cargas que deben ser utilizadas para determinar los efectos de carga.

2.5.3.1.1. Cargas Permanentes

2.5.3.1.1.1. Carga Muerta (DC y DW)

La carga muerta usada para el análisis será de todos los elementos que estén presentes a la hora de la inspección. Estas deberán basarse en los planos y verificarse con los datos de campo.

2.5.3.1.2. Cargas Variables

2.5.3.1.2.1. Carga Viva Vehicular LL

Las cargas vehiculares a usar variaran respecto al tipo de evaluación que se da al puente.

- Design Load : Ver Anexo 2
- Legal Load : Ver Anexo 3
- Permit Load

Aplicación de la carga Vehicular

El número de carriles cargados deberá de ser conforme a lo siguiente:

- Superficies de rodadura entre 18 a 20 pies deberán tener 2 carriles cargados, ambos del mismo grosor igual a la mitad del ancho de la superficie de rodadura.
- Superficies de rodadura menores a 18 pies tendrán un solo carril.
- El centro de cada par de llantas no deberá estar más cerca de 2 pies del borde de la línea de tráfico o a la cara del sardinel.
- La distancia entre dos llantas de distintos camiones no deberá ser menor a los 4 pies.
- La distancia entre llantas de camión deberá ser tomada como 6 pies, a menos que se note lo contrario.

2.5.3.1.2.2. Carga Dinámica IM

Según artículos 6A433, 6A443 y 6A455

2.5.3.1.2.3. Carga Peatonal PL

Para el análisis de ratios de carga no es necesario el uso de la PL a menos que el ingeniero evaluador crea que dicha carga genera un efecto significativo.

2.5.3.1.2.4. Cargas de Viento WL y WS

Las cargas de viento no necesitan ser consideradas a menos que se justifique lo contrario.

2.5.3.1.2.5. Efectos de Temperatura TG y TU

Los efectos de temperatura no necesitan ser considerados a menos que se justifique lo contrario.

2.5.3.1.2.6. Efecto Sísmico EQ

Los sismos no necesitan ser considerados en el cálculo de los ratios de carga.

2.5.4. Procedimientos

Como se mencionó anteriormente existen 3 niveles de evaluación:

- Ratios de carga de Diseño (primer nivel de evaluación)
- Ratios de carga legal (segundo nivel de evaluación)
- Ratios de carga permisible (tercer nivel de evaluación)

Cada modelo presenta su carga viva específica para cada uno, con sus respectivos factores calibrados para mantener un uniforme nivel de confiabilidad en todas las evaluaciones. Para las 3 evaluaciones se utiliza una misma fórmula, la cual mostraremos a continuación:

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

Para los estados de límites de fuerza:

$$C = \varphi_c \varphi_s \varphi R_n$$

Donde los siguientes límites deberán ser:

$$\varphi_c \varphi_s \geq 0.85$$

Para los estados límites de servicio:

$$C = f_R$$

Donde:

RF	=	Ratio
C	=	Capacidad
f_R	=	Fatiga permisible según código LRFD
R_n	=	Resistencia nominal del elemento
DC	=	Carga muerta por componentes estructurales
DW	=	Carga muerta por superficie de rodadura y otros
P	=	Cargas permanentes distintas a las cargas muertas
LL	=	Carga Viva
IM	=	Carga dinámica permitida
y_{DC}	=	Factor de carga por componentes estructurales según tabla 1
y_{DW}	=	Factor de carga por superficie de rodadura y otros según tabla 1
y_P	=	Factor de carga por Cargas permanentes según LRFD = 1.0
y_{LL}	=	Factor de evaluación de carga viva
φ_c	=	Factor de condición (ver tabla 2)
φ_s	=	Factor de sistema (ver tabla 3)
φ	=	Factor de resistencia según LRFD

Bridge Type	Limit State	Dead Load y_{DC}	Dead Load y_{DW}	Design Load	
				Inventory	Operating
				y_{LL}	y_{LL}
Steel	Strength I	1.25	1.5	1.75	1.35
	Strength II	1.25	1.5	-	-
	Service II	1	1	1.3	1
	Fatigue	0	0	0.75	-
Reinforced Concrete	Strength I	1.25	1.5	1.75	1.35
	Strength II	1.25	1.5	-	-
	Service I	1	1	-	-
Prestressed Concrete	Strength I	1.25	1.5	1.75	1.35
	Strength II	1.25	1.5	-	-
	Service III	1	1	0.8	-
	Service I	1	1	-	-
Wood	Strength I	1.25	1.5	1.75	1.35
	Strength II	1.25	1.5	-	-

Tabla 1, Estados Limites y Factores de carga

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-15

Nota:

- Las celdas sombreadas indican valores opcionales
- Service I es usada para analizar 0.9Fy “Stress Limit” en acero de refuerzo
- El factor de carga DW en el límite de fuerza deberá ser 1.25 donde el grosor se haya medido en campo.
- El límite de fatiga se evaluará usando el camión de fatiga del LRFD.

Structural Condition Of Member	ϕ_c
Good or Satisfactory	1
Fair	0.95
Poor	0.85

Tabla 2, Factor de condición ϕ_c

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-16

Superstructure Type	ϕ_s
Welded Member in Two-Girder	0.85
Riveted Member in Two-Girder	0.9
Multiple Eyebar Members in truss Bridges	0.9
Three-Girder Bridges with Girder Spacing 6 ft	0.85
Four-Girder Bridges with Girder Spacing <4 ft	0.95
All Other Girder Bridges and Slab Bridges	1
Floorbeams with Spacing > 12 ft	0.85
Redundant Stringer Sbsystems between Florrbeams	1

Tabla 3, Factor de Sistema ϕ_s

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-17

Nota:

- El factor será 1.0 cuando se evalué el corte en el estado de fuerzas.
- El factor será 1.0 cuando se evalué flexión y corte en madera.

2.5.4.1. *Ratios de Cargas de Diseño*

Esta evaluación evalúa el desempeño de puentes existentes utilizando la carga HL-93 y los diseños estándares.

Esta evaluación sirve para identificar a los puentes que deberán ser cargados y evaluados por las cargas legales, según los siguientes criterios:

- Los puentes que pasen el HL-93 en el nivel de inventario, tendrán una adecuada capacidad para todas las cargas legales de AASHTO y por las “State loads” que estén por debajo del límite de exclusión.
- Los puentes que pasen el HL-93 solo en el nivel operativo, tendrá la capacidad para las cargas legales de AASHTO pero no pasaran por todas

las “state loads” ($RF < 1$), especialmente con vehículos significativamente más pesados que los camiones de AASHTO.

2.5.4.1.1. Factores de Carga

Los factores a usar serán los dados en la tabla 4:

Evaluation Level	Load Factor
Inventory	1.75
Operating	1.35

Tabla 4, Factores de carga para diseño, y_L

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-19

Para las cargas dinámicas se utilizará la tabla 5:

Component	IM
Deck Joints - All Limit States	75%
All Other Components:	
- Fatigue and Fracture Limit State	15%
- All Other Limit States	33%

Tabla 5, Carga Dinámica Permitida

Fuente: AASHTO LRFD 6th Edition. s.3-31, tabla 3.6.2.1-1

2.6. FIBRAS DE CARBONO

2.6.1. Historia

El uso de fibras de polímero reforzado (FRP por sus siglas en inglés) se remonta a la década de 1930 donde se empezó a utilizar en un bote como parte de un experimento de manufactura utilizando fibras de vidrio y resinas de poliéster.

Ya en la década de 1940 este polímero se empezó a utilizar en la industria de la defensa, en aplicaciones aeroespaciales y navales, aprovechando el bajo peso de este material y su alta resistencia. Rápidamente se empezó a utilizar en la industria química, ya que este material presentaba alta resistencia a las presiones elevadas.

En la década de 1950 las FRP fueron utilizadas en procesos químicos, papel, energía, refinamiento de metal, entre otras industrias. Este material ha sido utilizado para tanques de oxígeno que fueron empleados en el laboratorio SKYLAB el cual orbito el planeta tierra de 1973 a 1979, también fue utilizado en la fabricación de autos de carrera por su relación peso-resistencia.

En 1960 debido a sus propiedades magnéticas y a la alta resistencia la fuerza naval estadounidense y la británica utilizaron a las FRP para la fabricación de submarinos buscaminas, a la vez ha sido utilizado para la construcción de estructuras de aviones y barcos, ya que sus propiedades magnéticas reducían la capacidad de los radares de detectar las naves.

Pero fue recién en la década de 1980 que las FRP se empezaron a utilizar para reforzar estructuras de concreto en especial las fibras de carbono de polímero reforzado (CFRP), este sistema se vio utilizado tanto en vigas como en columnas, losas, muros, mampostería y acero.

El sistema de CFRP fue desarrollado como una alternativa al refuerzo externo con platinas de acero, ya que estas incrementan la resistencia a la flexión del material reforzado, sistema que sido utilizado en muchos puentes y edificios de todo el mundo, adicionalmente el sistema de refuerzo por CFRP empezó a incrementar su uso debido a la facilidad de instalación y al manejo,

características que otros sistemas de refuerzo carecen, debido al peso o a las propiedades físicas del tipo de refuerzo.

En esta década también se realizaron los primeros trabajos experimentales con el CFRP para refuerzo de estructuras de concreto en Alemania, a pesar de esto fue Suiza quien llevo a cabo las primeras aplicaciones de este refuerzo a flexión en puentes de concreto armado utilizando las CFRP como sistemas de refuerzo externo y fue en Japón donde se utilizó por primera vez el sistema de FRP para el reforzamiento de columnas, ya que no solo incrementaba sus propiedades físicas sino que, incrementaba en confinamiento.

El desarrollo de códigos y estándares para sistemas de refuerzo externo con FRP ha sido utilizado en varios países de Europa, Japon, Canada y en los Estados Unidos, por instituciones como la Japan Society of Civil Engineers (JSCE), el Japan Concrete Institute (JCI), el Railway Technical Research Institute (RTRI), el American Concrete Institute (ACI), los cuales han publicado varios documentos relaciones con el uso de materiales CFRP en estructuras de concreto.

Ante la problemática actual de reforzar y rehabilitar las estructuras de los puentes existentes, varias tecnologías han sido desarrolladas, una de ellas son los refuerzos por FRP (Fiber Reinforced Polymer) cuyas silabas en español son polímero reforzado de fibra, “las cuales pueden ser de varios tipos, carbón, vidrio y plástico.” (S.A.N. Mohamed, Natural Fiber Reinforced Polimer Composites, 2018, p14).

Su utilización en la ingeniería se debe a que “son materiales de alto rendimiento con aplicaciones versátiles en la reparación y rehabilitación” (Zahri Riahi,

Seismic Retrofit of Reinforced concrete Bridges with fiber Reinforced Polymer, 2008, p27).

2.6.2. Aplicación de fibras de carbono en estructuras de concreto armado.

Para la aplicación de fibras de carbono nos debemos referenciar del ACI 440.2R-08 Guía para el Diseño y Construcción de sistemas FRP Externamente Adherido para Refuerzo de Estructuras de Concreto, el cual fue publicado por el American Concrete Institute (ACI), en la cual podemos encontrar una guía para la selección, diseño e instalación de los sistemas FRP para estructuras de concreto, pero se utilizaran las fórmulas del AASHTO Guide Specifications for Design of Bounded FRP Systems for Repair” en el año 2012, la cual está basada en la ACI 4.4I0 y esta nos ayudara a diseñar el refuerzo por fibras de carbono en el puente a estudiar.

Las fibras de carbono de polímero reforzadas (CFRP) surgieron debido a la demanda de materiales para la reparación y rehabilitación, ya que antes de estos se utilizaban placas de acero adheridas externamente, postensado, aumento de la sección del elemento estructural y confinamientos con placas de acero, métodos que no solo incrementaban la resistencia del elemento a reforzar, sino que también incrementaban el peso y cambiaban la distribución de cargas a los elementos no reforzados.

Por lo tanto, las CFRP tienen una gran ventaja en comparación a estos elementos, no solo por su baja relación peso-resistencia, si no también debido a su alto módulo de elasticidad y su reducido espesor.

En el área de puentes esta tecnología no fue estudiada sino hasta el 2008 por el Report 609 de la NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) y tocada más a fondo por la AASHTO años más tarde en la AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair 2012 ya que antes de esto el único manual de diseño fue el dado por el ACI 440.2R-08 y otros escritos menores mencionados por el JSCE (Japan Society of Civil Engineers) en el año 2001, el ISIS Canada Design Manual en el 2001 y los manuales dados por los distribuidores de los materiales, los cuales daban sus recomendaciones para su uso, pero esos diseños no estaban sustentados por ninguna normativa vigente. (AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair, 2012, p2).

2.6.2.1. Consideraciones

Los sistemas de CFRP son bastante efectivos para refuerzos de elementos a flexión y corte, por lo que son utilizados para rehabilitar, restaurar o incrementar la resistencia de elementos estructurales que necesiten resistir incrementos de cargas debido a cambios de uso de la estructura, errores de diseño o incremento de la demanda debido al paso del tiempo. Para evaluar el sistema CFRP a utilizar se deben de realizar varias pruebas para asegurar que la estructura a tratar, cumpla con los requisitos necesarios, como mínimo se debe de evaluar lo siguiente:

- Dimensiones existentes del elemento estructural
- Ubicación del acero de refuerzo, el cual si posee corrosión deberá ser reparado antes de aplicar el CFRP

- Identificación de fisuras, aquellas fisuras mayores a 0.3mm de ancho deberán ser inyectadas con epóxico para que no afecten el desempeño de la CFRP.
- Presencia de corrosión activa, se debe de solucionar este problema ya que el CFRP no detienen la corrosión.
- Resistencia a compresión del elemento de concreto a reforzar mayor a 17.5 mega pascales.
- Integridad del concreto, especialmente del concreto de recubrimiento, en el área donde el sistema será adherido.
- Ambiente al que será expuesto el refuerzo, temperatura ambiente, exposición al fuego o agua.

2.6.3. Filosofía De Diseño

La filosofía de diseño de las CFRP nos indica que al perder el refuerzo del CFRP no debe causar la falla del elemento estructural bajo la carga de servicio. Para llevar acabo esto se debe de diseñar con las recomendaciones de tomar en cuenta los estados límites. Esto nos permite establecer factores de seguridad aceptables ante la ocurrencia de los estados límites y de los estados últimos, dado esto se debe de evaluar la resistencia del elemento reforzado y se deberá de tener en cuenta los posibles modos de falla que este podría tener. El sistema de refuerzo por CFRP deberá ser diseñado por los requerimientos de resistencia y de servicio utilizando los factores de carga y esfuerzo ubicados en el manual de diseño de refuerzos de fibra de carbono para puentes (AASHTO Design of Bounded FRP System for Repair, 2012, p1-1).

Estos límites son utilizados para prevenir el colapso de la estructura si el sistema de refuerzo por CFRP falla debido a daño del material por cualquier causa externa, sabiendo esto, la condición básica para el uso de este refuerzo es, que el elemento a reforzar deba tener la suficiente resistencia para cierto nivel de carga.

2.6.3.1. REFUERZO A FLEXION

El refuerzo a flexión CFRP se debe de adherir a la cara a tensión del elemento estructural, con las fibras orientadas al largo del elemento, esto incrementa la resistencia a flexión. Tomando en cuenta los límites anteriormente descritos el cambio de la resistencia aumenta en un 40%. Este diseño debe ser comprobado con la siguiente ecuación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

M_n = Esfuerzo Nominal del elemento

M_u = Momento calculado de las cargas factoradas como momentos de carga viva más carga muerta. (ACI 440, 2008, p318-08)

2.6.4. Propiedades De Los Materiales

Las propiedades del CFRP son las dadas en las especificaciones técnicas brindadas por el fabricante, propiedades que no toman en cuenta la alta exposición a diversas condiciones ambientales, las cuales pueden reducir las propiedades a tensión, al flujo plástico y a la resistencia a fatiga del CFRP, por lo que al momento del cálculo se debe de factorar las propiedades dadas por el fabricante. Dado esto tenemos las siguientes ecuaciones:

- Resistencia ultima de diseño a tensión

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$$

Donde:

f_{fu} = Resistencia ultima de diseño a tensión

C_E = Coeficiente de reducción ambiental

f_{fu}^* = Resistencia última del material CFRP según fabricante

- Deformación unitaria de ruptura de diseño

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$$

Donde:

ε_{fu} = Deformación de ruptura de diseño del refuerzo CFRP

C_E = Coeficiente de reducción ambiental (ver tabla 6)

ε_{fu}^* = Deformación ultima de ruptura del refuerzo CFRP

- Módulo de elasticidad a tensión

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

Donde:

E_f = Modulo de elasticidad a tensión del refuerzo CFRP

f_{fu} = Resistencia ultima de diseño a tensión

ε_{fu} = Deformación de ruptura de diseño de refuerzo CFRP

Condiciones de Exposición	Tipo de fibra	Factor en reducción ambiental C_E
Exposición en Interiores	Carbono	0.95
Exposición exterior (puentes, pilas y estacionamientos no cerrados)	Carbono	0.85
Ambiente agresivo (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas)	Carbono	0.85

Tabla 6 Factores de reducción ambiental

Fuente: ACI 440.2R-08, Guía para diseño y construcción de sistemas FRP externamente adheridos. p.24

2.6.5. Estados Limites de Fatiga

Sometidos a la combinación de carga de fatiga especificados en el artículo 3.4.1 del AASHTO LRFD, el máximo esfuerzo a compresión en el concreto, el esfuerzo del acero de refuerzo y el esfuerzo en el refuerzo de FRP, deberán satisfacer las siguientes ecuaciones

$$\varepsilon_c \leq 0.36 \frac{f_c}{E_c}$$

$$\varepsilon_s \leq 0.5E_s$$

$$\varepsilon_{frp} \leq n\varepsilon'_{frp} \leq 0.005$$

Donde

n = Coeficiente de Esfuerzo Limite que es menor que la unidad

$n\varepsilon'_{frp}$ = Valor característico de la falla a flexión del FRP

Los manuales de ingeniería deberán estipular valores de n basados en data experimental de los materiales especificados, y este valor deberá de estar en los documentos contractuales.

Si esta data fuese faltante, los valores de n serian de 0.55, 0.3 y 0.2 deberán ser usadas para carbón, sintético y vidrio respectivamente.

2.6.6. Momento Resistente de la Sección Compuesta

El momento factorado del acero de refuerzo en concreto rectangular reforzado con sistema externo de FRP de vigas en puentes en la superficie en tensión es:

$$M_r = \phi(A_s f_s (d_s - k_2 c) + \phi_{frp} T_{frp} (h - k_2 c))$$

Donde

$$T_{frp} = b_{frp} N_h = b_{frp} (0.005 t_f E_f)$$

$$k_2 = \frac{2\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} - 2\arctan\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)\right)}{\beta_2 \frac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c}}$$

$$\beta_2 = \frac{\ln\left(1 + \frac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c}\right)}{\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)}$$

2.6.7. Longitud de Desarrollo

La longitud de desarrollo para miembros a tensión deberá ser la siguiente:

$$L_d \geq \frac{T_{frp}}{tb_{frp}}$$

Donde:

T_{frp} = Fuerza a tensión en kips en el refuerzo de fibras de carbono correspondiente

al esfuerzo 0.05

t = Fuerza de transferencia de corte en kips

3. CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1. HIPÓTESIS GENERAL

Debido al aumento de cargas actuantes en el puente Ricardo Palma descritas en las metodologías MBE y LRFD, este no superará las exigencias de diseño, por lo que deberá ser reforzado con fibras de carbono.

3.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS

- El puente Ricardo Palma no tendrá un comportamiento óptimo al ser analizado con las cargas HL-93 y el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design.
- El Puente Ricardo Palma no obtendrá el rating factor deseado al ser evaluado por la metodología descrita en el MBE.
- El comportamiento a la flexión mejorará al ser reforzado con fibras de carbono mediante la AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair.

3.3. VARIABLES

3.3.1. Variable Independiente

Para el presente estudio se eligieron las siguientes variables independientes de acuerdo a las hipótesis planteadas:

- Rating Factor según el MBE (Manual for Bridge Evaluation)
- Momento de Diseño de Elementos Resistentes
- Fuerza Cortante de Diseño de Elementos Resistentes

3.3.2. Variable Dependiente

De la misma forma se escogieron las variables dependientes para cada variable independiente.

- Camión de Diseño
- Refuerzo Suministrado // Deformaciones
- Refuerzo Suministrado // Deformaciones

4. CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. TIPO, MÉTODO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación tendrá una metodología experimental y correlacional, ya que todo lo elaborado se verá afectado por un marco teórico elaborado por diversos manuales y guías además de tener un sentido comparativo, comparando de estas formas los momentos, cortantes y deformaciones actuales con las obtenidas al reforzar la estructura con CFRP, mejorando de esta forma su comportamiento estructural.

4.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

- Población: Todos los puentes de la carretera central de concreto armado, diseñados con la norma francesa.
- Muestra: Puente Ricardo Palma, ubicado en el Km 38+800 de la Carretera Central, Lima.

4.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

La cuantificación de las variables obtenidas, al ser teóricas, las obtendremos mediante cálculos matemáticos los cuales nos darán los valores de Momentos, fuerzas cortantes, deformaciones y refuerzos a suministrar.

4.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

La presente investigación se realizará mediante la recopilación de información de las normas de diseño y evaluación de puentes,

dadas por el AASHTO; la AASHTO MBE, la cual nos da el método para saber qué elementos del puente no cumplen con los requerimientos de los vehículos de diseño actuales, mediante el cálculo de el “RF” o Rating Factor, el cual si es menor a la unidad nos indica que un elemento no soporta las cargas de los vehículos de diseño actuales; el AASHTO Seismic Design, el cual nos dará el método de evaluación según el tipo de categoría sísmica en la que se encuentra nuestro puente dependiendo de su coeficiente de aceleración; y el AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair, el cual nos dará las ecuaciones necesarias para el reforzamiento del puente con fibras de carbono.

Todas las fórmulas y tablas dadas por AASHTO han sido afinadas y evaluadas especialmente para el uso en puentes, por lo que son las normas elegidas para el desarrollo de la presente investigación.

4.5. DESCRIPCIÓN DE PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS

Se procederá a realizar cuadros comparativos tanto de los esfuerzos como de las deformaciones actuales del puente según las metodologías AASHTO contra los esfuerzos y deformaciones usadas en el momento de la construcción del puente, los cuales podremos calcular gracias a los planos del puente Ricardo Palma, obtenidos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones los cuales podemos observar en los anexos 7,8 y 9; también se realizaran cuadros comparativos de los momentos actuales vs los momentos resistentes al ser reforzado el puente obtenidos mediante la norma del AASHTO para reforzamiento con fibras de carbono, dichos cuadros serán

representados también en diagramas elaborados en el programa EXCEL.

4.6. MATRIZ DE CONSISTENCIA

Ver Anexo 1.

5. CAPÍTULO V: ANALISIS MEDIANTE LA LRFP SEISMIC DESIGN

En este capítulo desarrollaremos el modelamiento matemático del Puente Ricardo Palma con la ayuda del software CSI Bridge 2016 v18.2.0 de la empresa Computers and Structures Inc., para poder realizar el análisis estructural del puente y someterlo a la demanda sísmica de diseño para puentes según el espectro de aceleraciones obtenido según las especificaciones AASHTO Seismic 2009.

5.1. MODELAMIENTO DEL PUENTE RICARDO PALMA PARA LA SOBRECARGA HL-93

5.1.1. Definición de los Materiales del Puente Ricardo Palma

Para el modelamiento y diseño en el software CSI Bridge, es necesario definir los parámetros de resistencia de los componentes que conforman los elementos estructurales del puente.

A continuación, se muestra las especificaciones para los materiales a utilizar:

Concreto:

- Losa $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (3000PSI)
- Vigas $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (3000PSI)
- Arco $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ (3000PSI)

Figura 3, Definición del Concreto $f_c = 210\text{kg/cm}^2$
Fuente: Elaboración Propio.

5.1.2. Definición de la geometría del Puente Ricardo Palma.

Para definir la geometría es necesario ingresar al software los datos del puente, como la longitud del puente (ver figura 4), número de tramos, número de carriles(ver figura 5), ancho de carril, definición del arco(ver figura 6), etc.

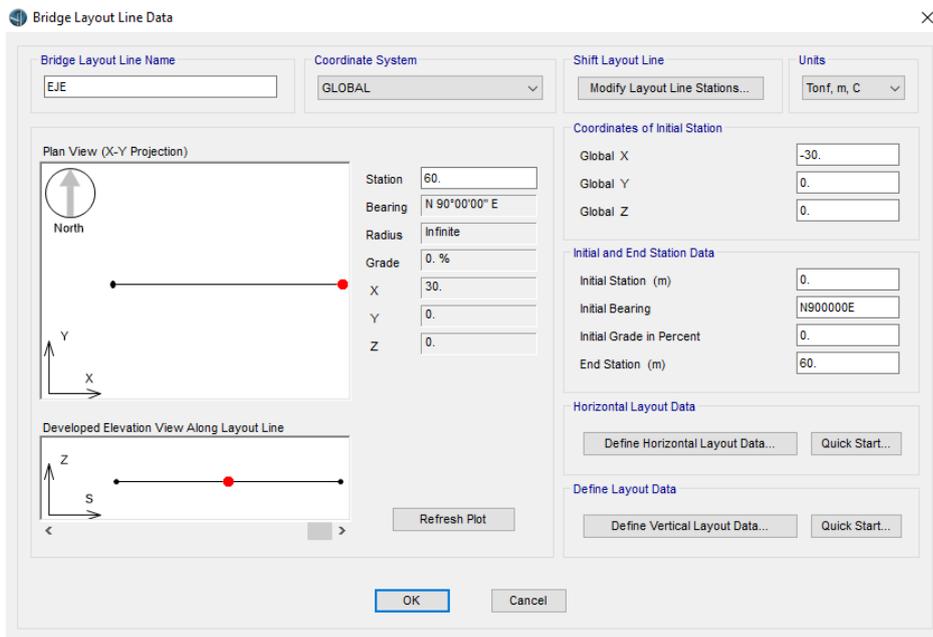


Figura 4, Definición del eje del puente, longitud total y ubicación.
Fuente: Elaboración Propio.

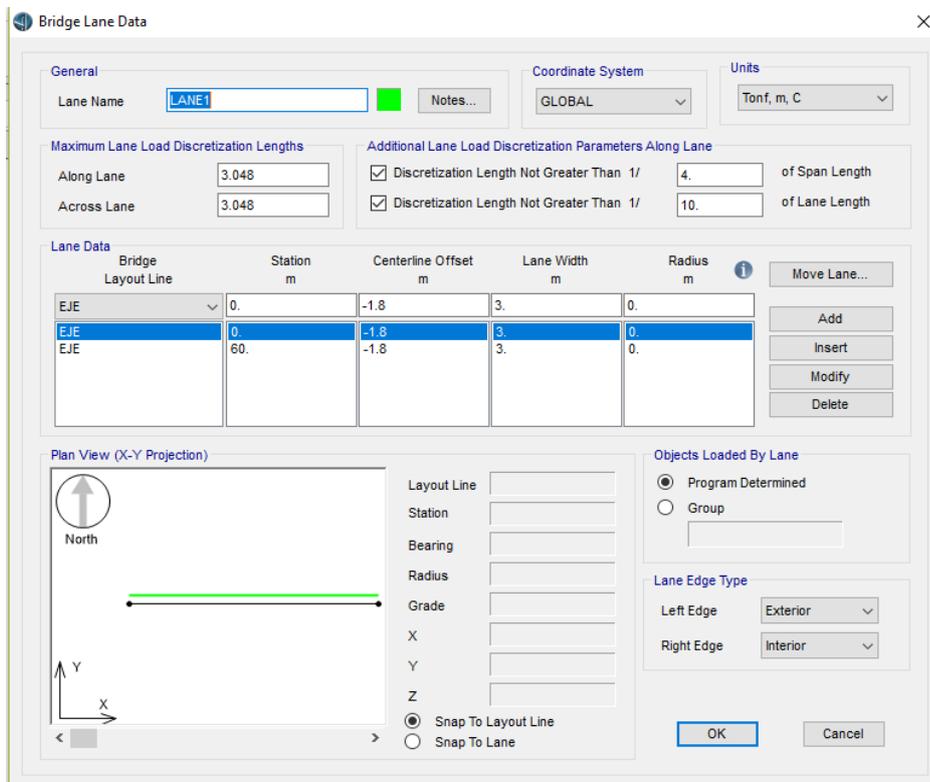


Figura 5, Definición de número de carriles y ancho de carril.
Fuente: Elaboración Propio.

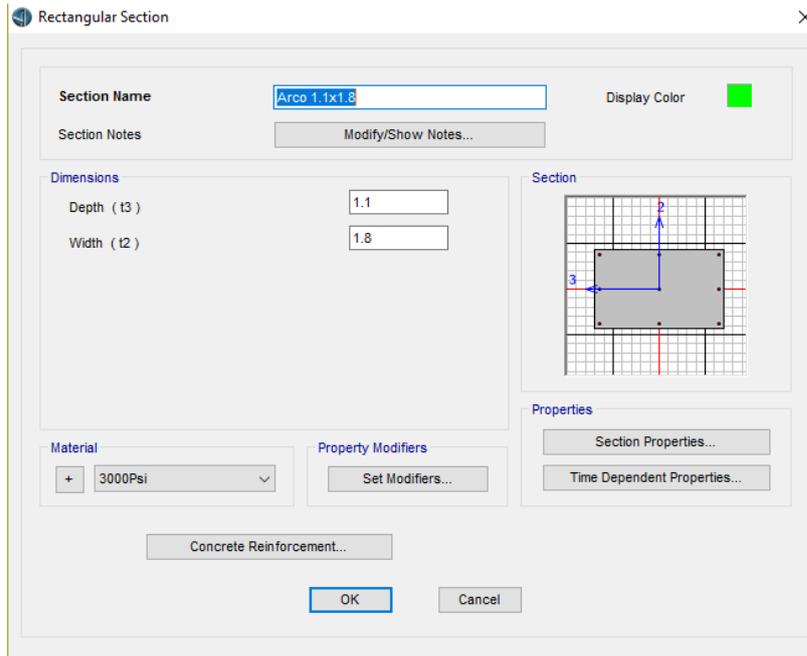


Figura 6, Definición de sección del Arco del Puente Ricardo Palma.
Fuente: Elaboración Propio.

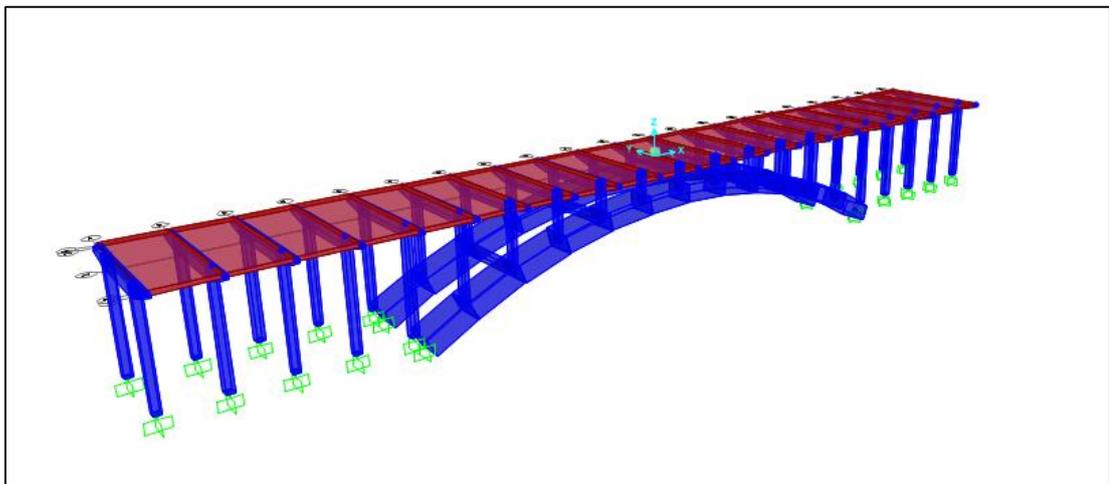


Figura 7, Modelo matemático del Puente Ricardo Palma en el software CSI
Bridge
Fuente: Elaboración Propio.

5.2. DISEÑO DE LA DEMANDA SISMICA.

Para el diseño de puentes convencionales, la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design Specifications, nos permite realizar un análisis modal espectral, usando un espectro de pseudo aceleraciones o realizar un análisis Tiempo Historia utilizando registros de acelerogramas de sismos reales, dependiendo de la categoría de diseño que se le asigne al proyecto.

Para la generación del espectro de diseño debemos obtener aceleraciones espectrales para periodos de 0.2s y 1s en base a mapas de isoaceleraciones con 5% de amortiguamiento crítico. Estos valores son conocidos como S_s y S_1 respectivamente. Además, se asignarán coeficientes de sitio F_a y F_v , los cuales permitirán determinar el coeficiente de aceleración A_s , coeficiente de aceleración S_{Ds} (para periodos cortos 0.2s) y coeficiente de aceleración S_{D1} (para periodos largos 1.0s).

$$A_s = F_{pga} \times PGA$$

$$S_{Ds} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

Dónde:

PGA, se obtiene de la ordenada para 0.0 s del espectro de peligro uniforme (Tr=1000años) para roca. Ver anexo 4

SS, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 0.2 s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años). Ver anexo 5

S1, se obtiene determinando el valor de la ordenada para 1.0 s del espectro de peligro uniforme ($T_r=1000$ años). Ver anexo 6

La demanda sísmica para diseño convencional debe tener un 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, es decir un periodo de retorno de aproximadamente 1000 años. (AASHTO LRFD Seismic)

Los coeficientes restantes F_{pga} , F_a y F_v , se obtienen de las tablas 7, 8 y 9 respectivamente.

Valores de Factor de Sitio F_{pga} en periodo-cero en el Espectro de Aceleración					
Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA > 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 7: Coeficientes de sitio F_{pga}

Fuente: AASHTO LRFD 6th Edition, tabla 3.10.3.2-1

Valores de Factor de Sitio F_a , para rango de periodo corto en el Espectro					
Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración espectral en periodo 0.2 (S_s)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 8: Coeficientes de sitio F_a

Fuente: AASHTO LRFD 6th Edition, tabla 3.10.3.2-2

Valores de Factor de Sitio F_v , para rango de periodo largo en el Espectro					
Clase de Sitio	Coeficiente de Aceleración espectral en periodo 1 (S_1)				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Tabla 9: Coeficientes de sitio F_v

Fuente: AASHTO LRFD 6th Edition, tabla 3.10.3.2-3

De donde obtenemos los siguientes valores:

F_{PGA}	1
F_a	1
F_v	1

Luego se procedió a calcular los parámetros del espectro de respuesta de aceleraciones, los cuales los obtenemos de las siguientes formulas:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Donde:

T, periodo fundamental de la estructura (s)

T₀, periodo de inicio de la platea de periodos cortos (s)

T_S, periodo final de la platea de periodos cortos (s)

Una vez hallados dichos parámetros pasamos a calcular las ordenadas de nuestra gráfica, las cuales se obtuvieron de las siguientes formulas:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S \quad \rightarrow \quad T < T_0$$

$$C_{sm} = (S_{DS}) \quad \rightarrow \quad T_0 < T < T_S$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \rightarrow \quad T > T_S$$

En base a estos parámetros construiremos un espectro de aceleraciones siguiendo el modelo de la norma AASHTO Seismic Design Specifications.

T	As	T	As
0.000	0.460	1.450	0.303
0.050	0.900	1.500	0.293
0.077	1.140	1.550	0.284
0.100	1.140	1.600	0.275
0.150	1.140	1.650	0.267
0.200	1.140	1.700	0.259
0.250	1.140	1.750	0.251
0.300	1.140	1.800	0.244
0.350	1.140	1.850	0.238
0.386	1.140	1.900	0.232
0.400	1.100	2.000	0.220
0.450	0.978	2.050	0.215
0.500	0.880	2.100	0.210
0.550	0.800	2.150	0.205
0.600	0.733	2.200	0.200
0.650	0.677	2.250	0.196
0.700	0.629	2.300	0.191
0.750	0.587	2.350	0.187
0.800	0.550	2.400	0.183
0.850	0.518	2.450	0.180
0.900	0.489	2.500	0.176
0.950	0.463	2.550	0.173
1.000	0.440	2.600	0.169
1.050	0.419	2.650	0.166
1.100	0.400	2.700	0.163
1.150	0.383	2.750	0.160
1.200	0.367	2.800	0.157
1.250	0.352	2.850	0.154
1.300	0.338	2.900	0.152
1.350	0.326	2.950	0.149
1.400	0.314	3.000	0.147

Tabla 8: Calculo de Periodos

Fuente: Elaboración Propia

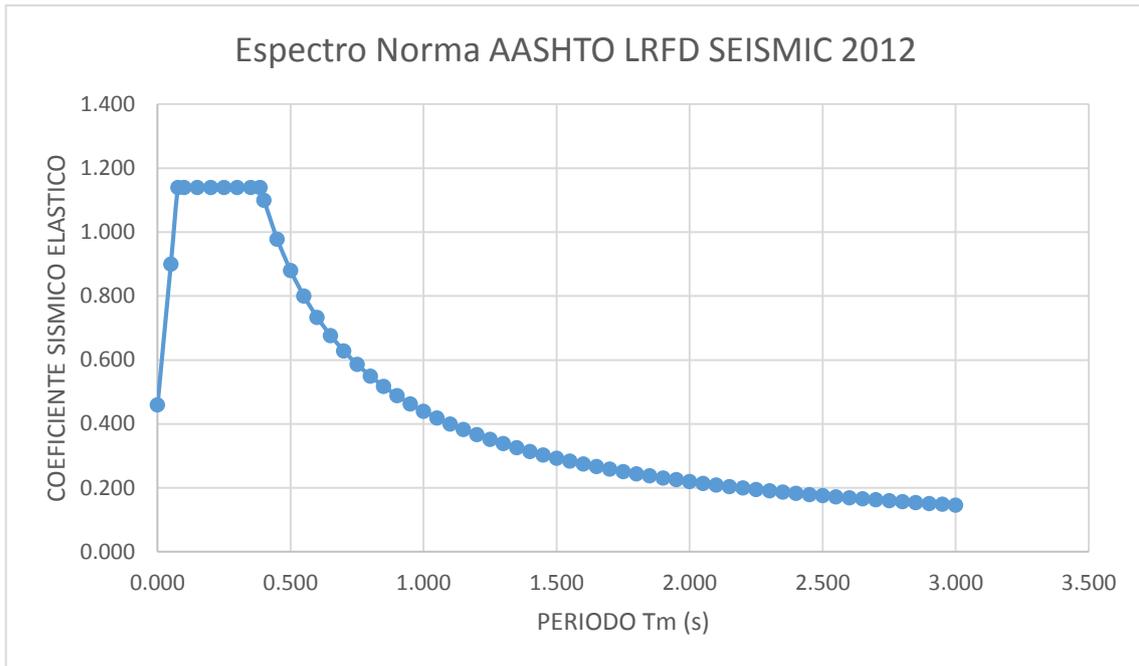


Figura 8 Espectro de Diseño para $T_r = 1000$ años.

Fuente: Elaboración Propia

Luego de definir la demanda sísmica para el puente Ricardo Palma (ver tabla 8 y figura 8), debemos seleccionar la categoría de diseño sísmico (SDC) “Seismic Design Category” según el capítulo 5.2. SELECTION OF SEISMIC DESIGN CATEGORY de la norma AASHTO LRFD Seismic Design Specifications.

5.3. SELECCIÓN DE LA CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO

Según el capítulo 5.2 SELECTION OF SEISMIC DESIGN CATEGORY debemos asignar una categoría de diseño sísmico a nuestro puente, siguiendo lo establecido en la tabla 9, en función del valor de la aceleración espectral para periodos de $T = 1.0$ s (SD1).

Valor de $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 < S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 < S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 < S_{D1}$	D

Tabla 9. Selección de Categoría Sísmica de diseño SDC

Fuente: AASHTO LRFD SEISMIC

De acuerdo a nuestros valores de S_{D1} para un $T_r = 1000$ años tenemos:

$$0.30 \leq 0.44 < 0.5$$

Por lo que el puente Ricardo Palma entra en la categoría C, en consecuencia, el modelo de análisis sísmico y consideraciones de diseño de nuestro puente deberá cumplir los requisitos de la categoría C establecidos en la norma.

- Identificación de los elementos sismorresistentes
- Análisis de Demanda
- Chequeo de desplazamientos y efectos P- Δ
- Diseño de Subestructura por capacidad de corte.

Para realizar el análisis sísmico del Puente Ricardo Palma aplicaremos el espectro de aceleraciones para un $T_r = 1000$ años, el cual fue elaborado en el capítulo 5.2. DISEÑO DE LA DEMANDA SISMICA de la presente tesis.

Para realizar el análisis sísmico del modelo global del puente Ricardo Palma que exige la norma AASHTO Seismic, utilizaremos el modelo matemático que fue desarrollado en el capítulo 5.1. MODELAMIENTO DEL PUENTE RICARDO PALMA PARA LA SOBRECARGA HL-93 de la presente tesis, el cual fue desarrollado con el software CSI BRIDGE 2017 v19.1.1 de la empresa computers and Structures Inc.

5.3.1. DEFINICION DE LA DEMANDA SISMICA

Luego de modelado el puente Ricardo Palma, el siguiente paso para poder desarrollar el Análisis Sísmico, es definir en el software la demanda sísmica observada en la figura 9, atreves del espectro de aceleraciones obtenido.

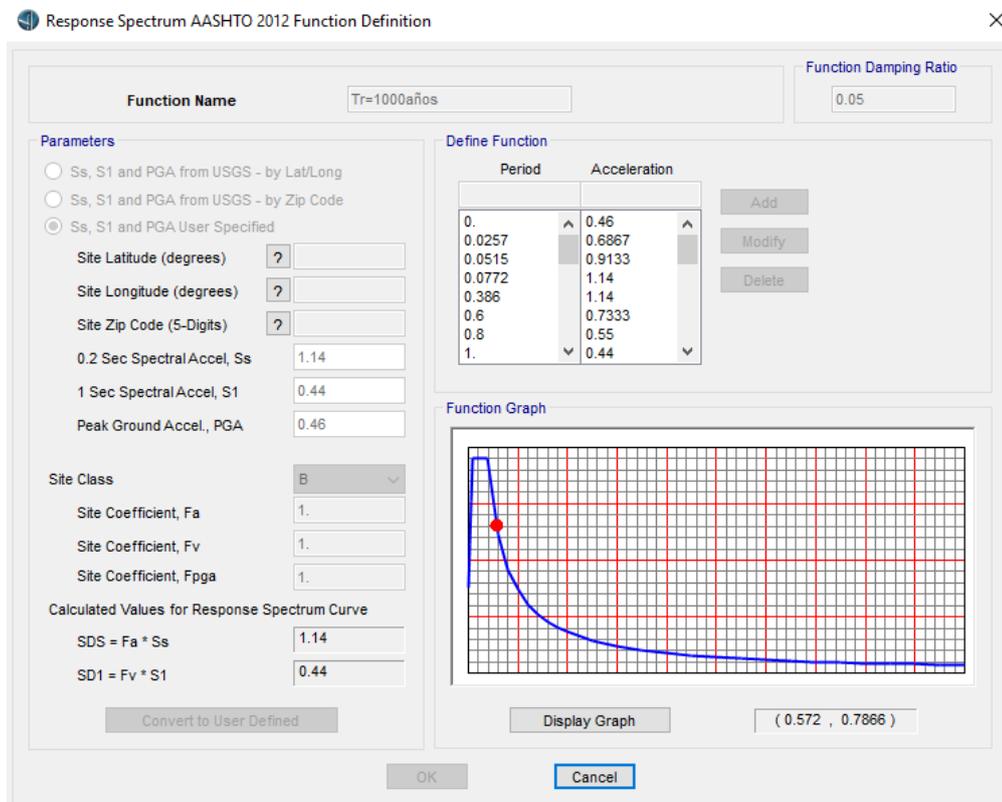


Figura 9. Definición del espectro de aceleraciones en el software CsiBridge
Fuente: Elaboración propia.

Debemos definir los parámetros para el análisis Modal en el software. Se usarán los 12 primeros modos que serán suficientes para lograr una participación de masa mayor del 90% como lo solicita la norma AASHTO Seismic.

Asociado al análisis modal está la función “Mass Source” identificado en la figura 10, que es la que calcula la masa del puente en función del peso propio y las cargas permanentes que se hayan considerado en el diseño.

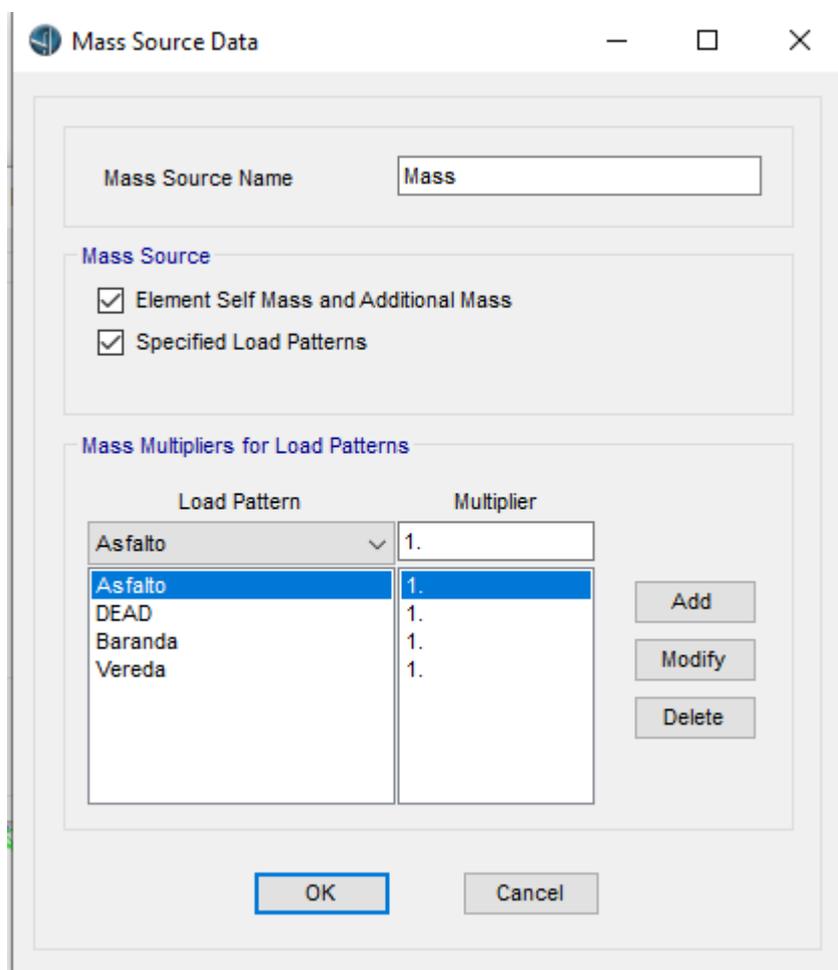


Figura 10. Definición de masas para el análisis modal.
Fuente: Elaboración propia.

Luego de estos pasos previos, debemos definir los casos de carga de tipo “Espectro de Respuesta” en el software, aplicando la combinación modal CQC

(Combinación cuadrática completa), como indica la norma AASHTO 2009 Seismic.

Definimos los casos de carga para la dirección longitudinal del puente (Sismo X) y para la dirección transversal del puente (Sismo Y). (ver figura 11)

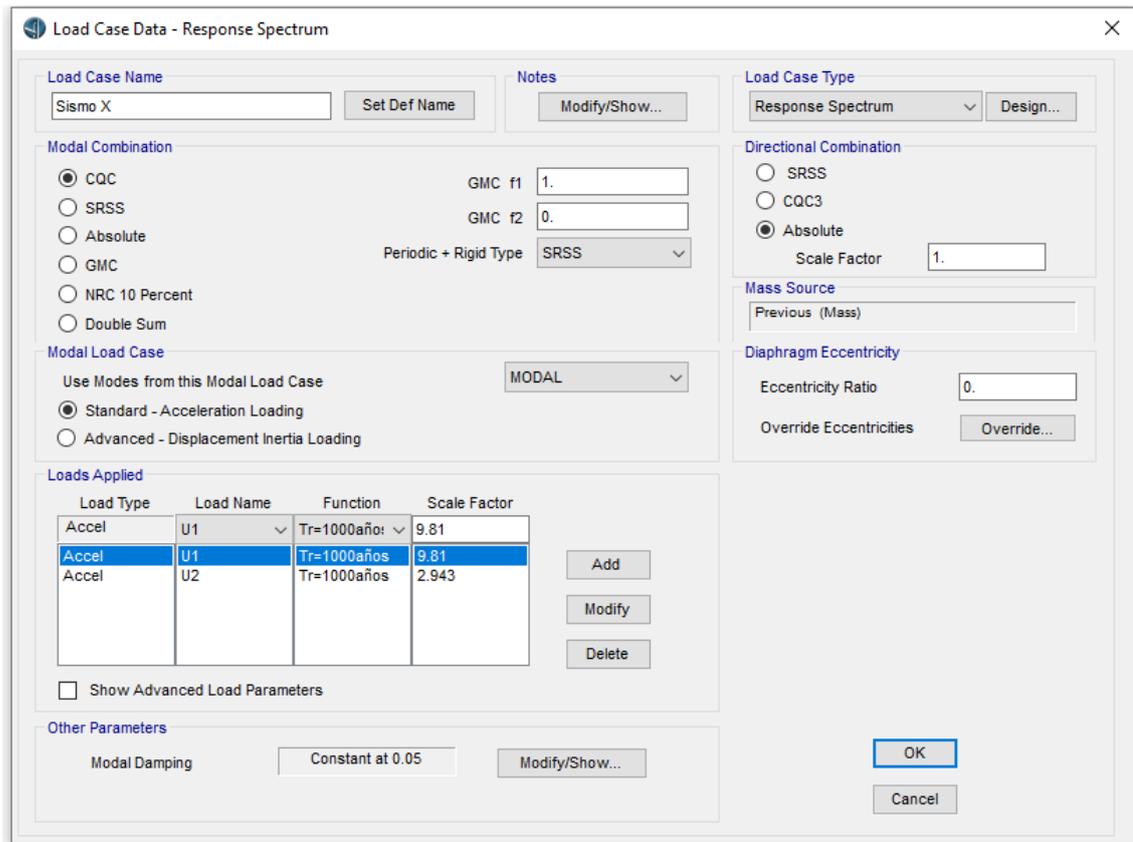


Figura 11. Definición del caso de carga Sismo X en el software CsiBridge.
Fuente: Elaboración Propia.

De la misma manera definiremos el caso de carga para la dirección transversal del puente (Sismo Y). (ver figura 12)

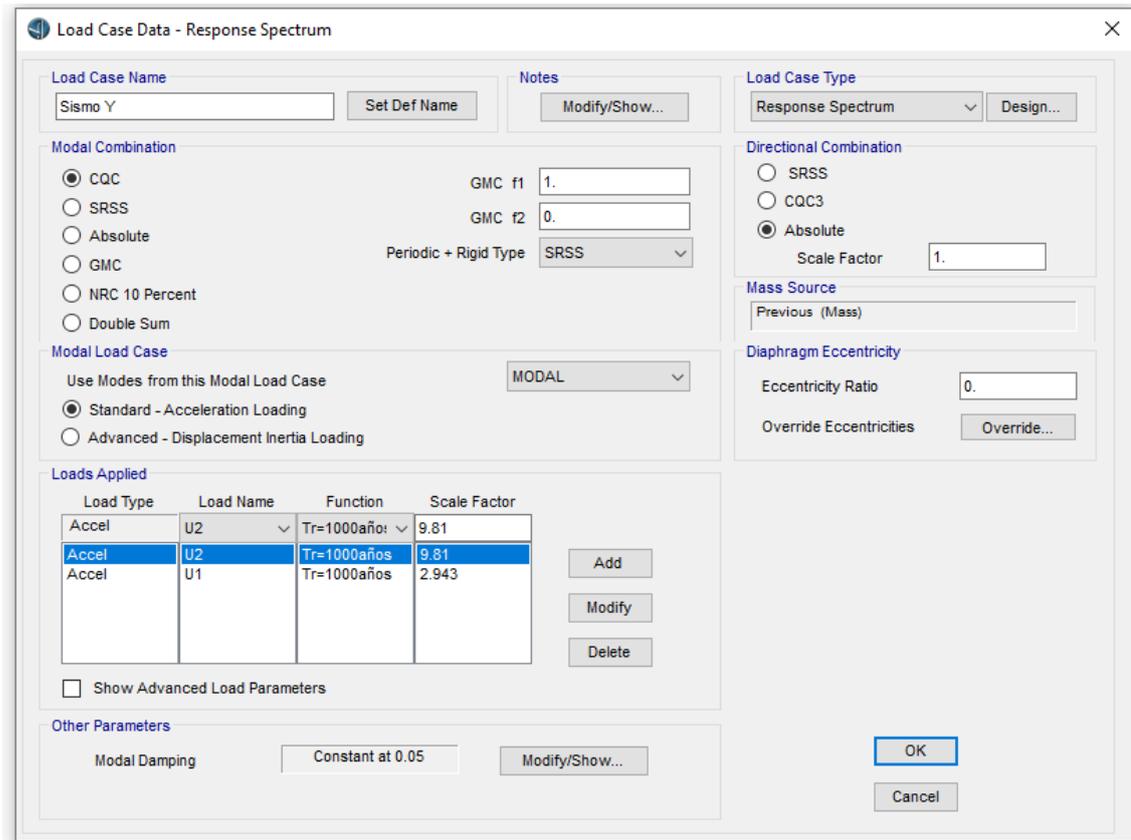


Figura 12. Definición del caso de carga Sismo Y en el software CsiBridge.
Fuente: Elaboración Propia

5.3.2. RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO EN CSI BRIDGE

Finalmente, definidos todos los casos de carga para el Análisis Sísmico, podemos correr el software y registrar los resultados, como son los desplazamientos, fuerza cortante y momentos generados por la fuerza sísmica.

5.3.3. FORMAS DE MODO

A continuación, se muestra una tabla con las 12 primeras formas de modo del Puente Ricardo Palma, obtenidas del análisis modal con el software CsiBridge 2017 v19.2:

TABLE RATIOS DE PARTICIPACION DE MASA MODAL													
Step Num	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.500931	1.637E-19	0.858176	0	1.637E-19	0.858176	0	0.118255	1.157E-19	1.005E-18	0.118255	1.157E-19	1.005E-18
2	0.480621	6.355E-19	0	1.248E-18	7.993E-19	0.858176	1.251E-18	9.241E-20	6.868E-18	0.820326	0.118255	6.984E-18	0.820326
3	0.312682	3.226E-18	0.012254	0	4.025E-18	0.87043	1.252E-18	0.034723	1.505E-17	5.811E-19	0.152978	2.203E-17	0.820326
4	0.275337	0.403993	8.707E-18	4.048E-19	0.403993	0.87043	1.656E-18	1.839E-16	0.073443	5.535E-18	0.152978	0.073443	0.820326
5	0.220675	0.200071	2.151E-18	4.059E-18	0.604064	0.87043	5.715E-18	2.679E-17	0.103992	7.625E-19	0.152978	0.177435	0.820326
6	0.19891	1.279E-17	2.647E-18	2.144E-18	0.604064	0.87043	7.859E-18	7.712E-17	1.787E-17	0.0082	0.152978	0.177435	0.828527
7	0.175058	9.005E-18	1.245E-18	0.273261	0.604064	0.87043	0.273261	1.24E-17	3.011E-17	1.327E-18	0.152978	0.177435	0.828527
8	0.171394	1.258E-15	0.004731	4.158E-15	0.604064	0.875161	0.273261	0.261038	5.637E-15	5.133E-18	0.414016	0.177435	0.828527
9	0.13182	1.089E-18	2.852E-17	2.322E-19	0.604064	0.875161	0.273261	1.589E-16	4.745E-15	0.038426	0.414016	0.177435	0.866953
10	0.1171	2.548E-15	1.995E-16	0.366994	0.604064	0.875161	0.640255	1.222E-14	8.601E-16	2.063E-15	0.414016	0.177435	0.866953
11	0.116192	2.062E-14	0.012845	1.78E-14	0.604064	0.888005	0.640255	0.136668	1.282E-14	1.192E-14	0.550684	0.177435	0.866953
12	0.10597	8.494E-14	0.002468	3.304E-14	0.604064	0.890474	0.640255	0.079224	4.232E-13	6.429E-15	0.629908	0.177435	0.866953

Tabla 10. Ratios de Participación de Masa Modal

Fuente: Elaboración propia.

5.4. DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS DEL PUENTE RICARDO

PALMA

A continuación, se presenta la deformada para los casos de carga SISMO X(ver figura 13), SISMO Y(ver figura 14), para un sismo de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años ($T_r=1000$ años), y se muestra la tabla n°11 donde se indican los desplazamientos de la superestructura y los pilares de la subestructura.

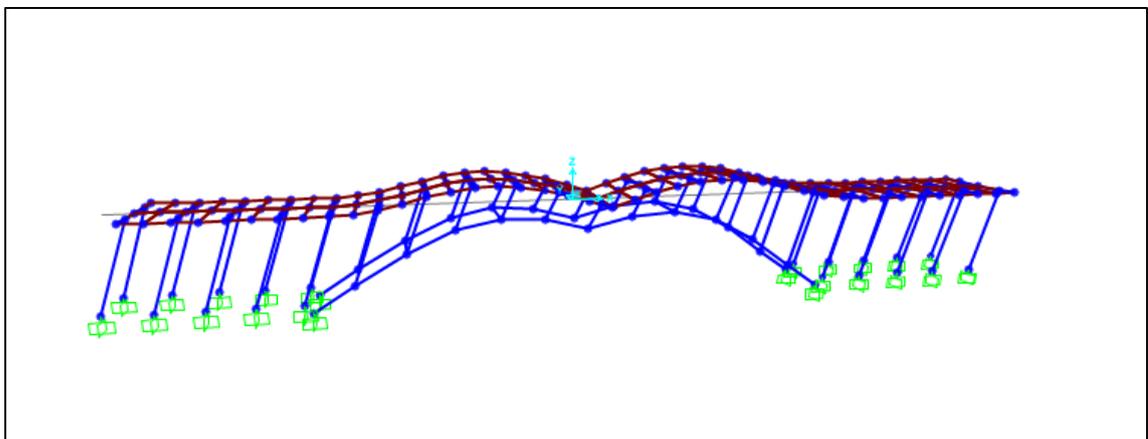


Figura 13. Deformada del Puente Ricardo Palma para al caso de carga SISMO X.

Fuente: Elaboración propia.

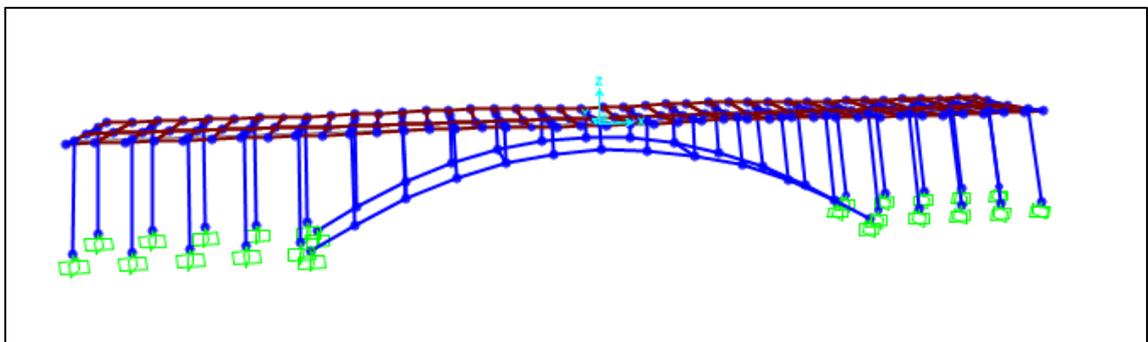


Figura 14. Deformada del Puente Ricardo Palma para al caso de carga SISMO Y.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se muestran los desplazamientos elásticos obtenidos en las columnas, para el sismo de diseño ($T_r = 1000$ años) en ambos casos de carga.

Desplazamientos S_x para $T_r = 1000$ años					
Columna	X	Columna	X	Columna	X
1	0.02558	15	0.02793	52	0.01864
2	0.0253	16	0.02544	53	0.01857
3	0.02501	17	0.02442	54	0.01857
4	0.02472	18	0.02472	55	0.01356
5	0.02442	19	0.02501	56	0.01857
6	0.02544	20	0.0253	57	0.01857
7	0.02793	21	0.02558	58	0.0295
8	0.0295	45	0.02558	59	0.02793
9	0.01857	46	0.0253	60	0.02544
10	0.01857	47	0.02501	61	0.02442
11	0.01356	48	0.02472	62	0.02472
12	0.01857	49	0.02442	63	0.02501
13	0.01857	50	0.02544	64	0.0253
14	0.0295	51	0.02793	65	0.02558
Desplazamientos S_y para $T_r = 1000$ años					
Columna	Y	Columna	Y	Columna	Y
1	0.06859	15	0.06532	52	0.00489
2	0.06749	16	0.06435	53	0.00462
3	0.06643	17	0.06444	54	0.00433
4	0.06541	18	0.06541	55	0.00407
5	0.06444	19	0.06643	56	0.00433
6	0.06435	20	0.06749	57	0.00462
7	0.06532	21	0.06859	58	0.00489
8	0.00489	45	0.06859	59	0.06532
9	0.00462	46	0.06749	60	0.06435
10	0.00433	47	0.06643	61	0.06444
11	0.00407	48	0.06541	62	0.06541
12	0.00433	49	0.06444	63	0.06643
13	0.00462	50	0.06435	64	0.06749
14	0.00489	51	0.06532	65	0.06859

Tabla 11. Resultados de desplazamientos Diseño Convencional

Fuente: Elaboración Propia.

5.5. FUERZAS CORTANTES EN LAS COLUMNAS

A continuación, se muestran los valores de fuerza cortante en la dirección longitudinal y transversal para los casos de carga S_X y S_Y . Ver tabla 12.

Fuerza Cortante Sx para Tr = 1000 años					
Columna	Vx	Columna	Vx	Columna	Vx
1	1.0525	15	6.0431	52	3.1093
2	1.2239	16	6.0431	53	3.1955
3	1.1874	17	11.7203	54	2.7834
4	1.1915	18	11.7203	55	3.5123
5	1.0868	19	20.8213	56	3.5123
6	1.0868	20	20.8213	57	8.2447
7	1.1915	21	24.0864	58	8.2447
8	1.1874	45	1.0525	59	15.8905
9	1.2239	46	1.2239	60	15.8905
10	1.0525	47	1.1874	61	34.1129
11	1.4732	48	1.1915	62	34.1129
12	1.4732	49	1.0868	63	64.1475
13	3.4199	50	1.0868	64	64.1475
14	3.4199	51	3.1422	65	80.2879

Tabla 12. Fuerzas cortantes en las Columnas

Fuente: Elaboración Propia.

5.6. FUERZAS AXIALES EN EL ARCO

A continuación, se muestran los valores de fuerza axiales para los casos de carga SX y SY. Ver tabla 13.

Fuerza Cortante Sx para Tr = 1000 años				Fuerza Cortante Sy para Tr = 1000 años			
Arco	Axial (tnf)	Arco	Axial (tnf)	Arco	Axial (tnf)	Arco	Axial (tnf)
42	120.502	75	120.50	42	51.738	75	320.25
43	98.598	76	98.60	43	45.213	76	310.09
44	55.594	77	55.59	44	21.276	77	283.21
45	15.401	78	15.40	45	9.343	78	271.87
46	56.613	79	56.61	46	33.469	79	245.51
47	83.336	80	83.34	47	32.063	80	224.15
48	83.336	81	83.34	48	32.063	81	224.15
49	56.613	82	56.61	49	33.469	82	245.51
50	15.401	83	15.40	50	9.343	83	271.87
51	55.594	84	55.59	51	21.276	84	283.21
52	98.598	85	98.60	52	45.213	85	310.09
53	120.502	86	120.50	53	51.738	86	320.25

Tabla 13. Fuerzas axiales en el Arco

Fuente: Elaboración Propia.

5.7. MOMENTO EN EL ARCO

A continuación, se muestran los valores de Momento Flector en la dirección longitudinal y transversal para los casos de carga SX y SY. Ver tabla 14.

Momento Flector Sx para Tr = 1000 años				Momento Flector Sy para Tr = 1000 años			
Arco	Mx (tn-m)	Arco	Mx (tn-m)	Arco	My (tn-m)	Arco	My (tn-m)
42	522.590	75	522.590	42	224.289	75	224.289
43	189.162	76	189.162	43	84.783	76	84.783
44	127.815	77	127.815	44	62.686	77	62.686
45	297.309	78	297.309	45	123.559	78	123.559
46	321.746	79	321.746	46	129.603	79	129.603
47	215.998	80	215.997	47	83.828	80	83.828
48	54.740	81	54.739	48	55.580	81	55.580
49	172.824	82	172.824	49	72.291	82	72.291
50	302.801	83	302.800	50	123.967	83	123.967
51	297.843	84	297.843	51	125.000	84	125.000
52	134.321	85	134.321	52	66.733	85	66.733
53	185.629	86	185.629	53	82.829	86	82.829

Tabla 14. Momentos Flectores en el Arco

Fuente: Elaboración Propia.

5.8. ANALISIS POR DEMANDA

Todos los puentes con categoría de diseño C o D, deberán ser analizados mediante un análisis demanda vs capacidad. (AASHTO LRFD Seismic).

Para las categorías B, C y D, cada pilar del puente debe satisfacer:

$$\Delta_D^L < \Delta_C^L$$

Donde:

Δ_D^L = Desplazamiento de la estructura tomado del eje principal local al miembro ductil. Este desplazamiento deberá ser tomado conservativamente como la distancia del desplazamiento de la contribución de la flexión de la fundación.

Δ_C^L = Capacidad del desplazamiento tomada alrededor del eje principal local correspondiente al desplazamiento demandante del miembro ductil.

Donde:

Para SDC C:

$$\Delta_C^L = 0.12 H (-2.32 \ln(x) - 1.22) \geq 0.12 H$$

Donde:

$$x = \frac{\rho B}{H}$$

Donde:

H = Distancia libre de la columna en pies.

B = Diámetro de la columna medido en dirección paralela al desplazamiento
medido en pies

ρ = Factor para las columnas dependiendo su condición de restricción; siendo
1 para un punto libre y 2 para los dos puntos fijos.

Con esta ecuación obtuvimos el "Displacement Capacity" de las columnas de nuestro puente. Ver tabla 15.

DISPLACEMENT CAPACITY							
Columna	H _g (ft)	B _g (ft)	X	DC ₁ (in)	0.12H _g (in)	DC (in)	DC (m)
1-5/45-49	19.685	1.312	0.133	8.160	2.362	8.160	0.207
17-21/61-	19.685	1.312	0.133	8.160	2.362	8.160	0.207
6/16/50/6	17.028	1.312	0.154	6.371	2.043	6.371	0.162
7/15/51/59	12.795	1.312	0.205	3.770	1.535	3.770	0.096
8/14/52/5	9.613	1.312	0.273	2.067	1.154	2.067	0.052
9/13/53/57	7.415	1.312	0.354	1.058	0.890	1.058	0.027
10/12/54/5	6.102	1.312	0.430	0.540	0.732	0.732	0.019
11/55	5.676	1.312	0.462	0.368	0.681	0.681	0.017

Tabla 15. Displacement Capacity en el Arco

Fuente: Elaboración Propia.

Luego de esto lo comparamos con los desplazamientos obtenidos en el capítulo

5.2.1.3.2. DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS DEL PUENTE RICARDO PALMA.

Ver Tabla 16.

Desplazamientos S _x para Tr = 1000 años											
Columna	Demanda	Capacidad	Resultado	Columna	Demanda	Capacidad	Resultado	Columna	Demanda	Capacidad	Resultado
1	0.02558	0.207	Cumple	15	0.02793	0.096	Cumple	52	0.01864	0.052	Cumple
2	0.0253	0.207	Cumple	16	0.02544	0.162	Cumple	53	0.01857	0.027	Cumple
3	0.02501	0.207	Cumple	17	0.02442	0.207	Cumple	54	0.01857	0.019	Cumple
4	0.02472	0.207	Cumple	18	0.02472	0.207	Cumple	55	0.01356	0.017	Cumple
5	0.02442	0.207	Cumple	19	0.02501	0.207	Cumple	56	0.01857	0.019	Cumple
6	0.02544	0.162	Cumple	20	0.0253	0.207	Cumple	57	0.01857	0.027	Cumple
7	0.02793	0.096	Cumple	21	0.02558	0.207	Cumple	58	0.0295	0.052	Cumple
8	0.0295	0.052	Cumple	45	0.02558	0.207	Cumple	59	0.02793	0.096	Cumple
9	0.01857	0.027	Cumple	46	0.0253	0.207	Cumple	60	0.02544	0.162	Cumple
10	0.01857	0.019	Cumple	47	0.02501	0.207	Cumple	61	0.02442	0.207	Cumple
11	0.01356	0.017	Cumple	48	0.02472	0.207	Cumple	62	0.02472	0.207	Cumple
12	0.01857	0.019	Cumple	49	0.02442	0.207	Cumple	63	0.02501	0.207	Cumple
13	0.01857	0.027	Cumple	50	0.02544	0.162	Cumple	64	0.0253	0.207	Cumple
14	0.0295	0.052	Cumple	51	0.02793	0.096	Cumple	65	0.02558	0.207	Cumple
Desplazamientos S _y para Tr = 1000 años											
Columna	Demanda	Capacidad	Resultado	Columna	Demanda	Capacidad	Resultado	Columna	Demanda	Capacidad	Resultado
1	0.06859	0.207	Cumple	15	0.06532	0.096	Cumple	52	0.00489	0.052	Cumple
2	0.06749	0.207	Cumple	16	0.06435	0.162	Cumple	53	0.00462	0.027	Cumple
3	0.06643	0.207	Cumple	17	0.06444	0.207	Cumple	54	0.00433	0.019	Cumple
4	0.06541	0.207	Cumple	18	0.06541	0.207	Cumple	55	0.00407	0.017	Cumple
5	0.06444	0.207	Cumple	19	0.06643	0.207	Cumple	56	0.00433	0.019	Cumple
6	0.06435	0.162	Cumple	20	0.06749	0.207	Cumple	57	0.00462	0.027	Cumple
7	0.06532	0.096	Cumple	21	0.06859	0.207	Cumple	58	0.00489	0.052	Cumple
8	0.00489	0.052	Cumple	45	0.06859	0.207	Cumple	59	0.06532	0.096	Cumple
9	0.00462	0.027	Cumple	46	0.06749	0.207	Cumple	60	0.06435	0.162	Cumple
10	0.00433	0.019	Cumple	47	0.06643	0.207	Cumple	61	0.06444	0.207	Cumple
11	0.00407	0.017	Cumple	48	0.06541	0.207	Cumple	62	0.06541	0.207	Cumple
12	0.00433	0.019	Cumple	49	0.06444	0.207	Cumple	63	0.06643	0.207	Cumple
13	0.00462	0.027	Cumple	50	0.06435	0.162	Cumple	64	0.06749	0.207	Cumple
14	0.00489	0.052	Cumple	51	0.06532	0.096	Cumple	65	0.06859	0.207	Cumple

Tabla 16. Demanda vs Capacidad en las columnas

Fuente: Elaboración Propia.

5.9. ANALISIS DE MOMENTO P-Δ EN LAS COLUMNAS DEL PUENTE RICARDO PALMA

Según la AASHTO LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN en el capítulo 4.11.5. P -Δ Capacity Requirement for SDCs C and D tenemos la siguiente ecuación.

Para las columnas de concreto:

$$P_{dt}\Delta_r \leq 0.25M_p$$

Donde:

P_{dt} = Carga muerta sin factor de aumento actuante en la columna en kips

Δ_r = Distancia relativa entre el punto de flexión y el punto mas lejano al eje plástico.

M_p = Capacidad idealizada del Momento plástico de la columna de concreto basada en el comportamiento del material en kip-in

Para realizar este análisis primero definimos una sección de columna en el software CsiBridge 2017 v19.2 mostrado en la figura 15.

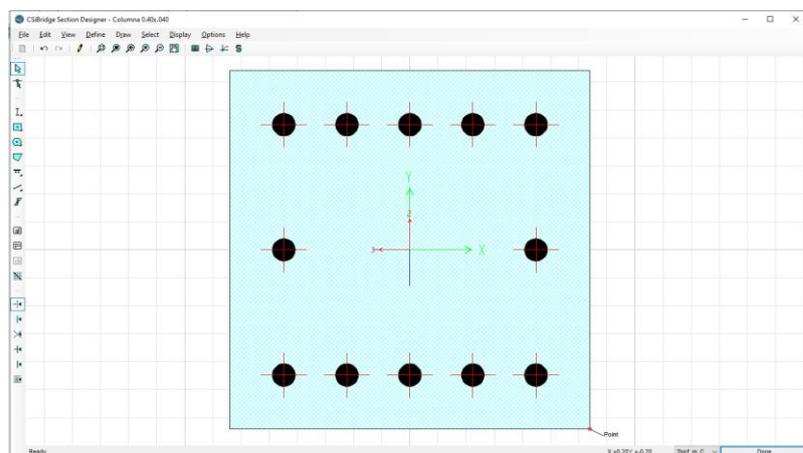


Figura 15. Definición de sección transversal de Columna de 0.40m x 0.40m
Fuente: Elaboración Propia

El armado de dicha sección consta de 12 varillas de 1" en todas las columnas del puente Ricardo Palma.

Se muestra en la figura 16 el diagrama momento curvatura, para la sección transversal de las columnas del Puente Ricardo Palma.

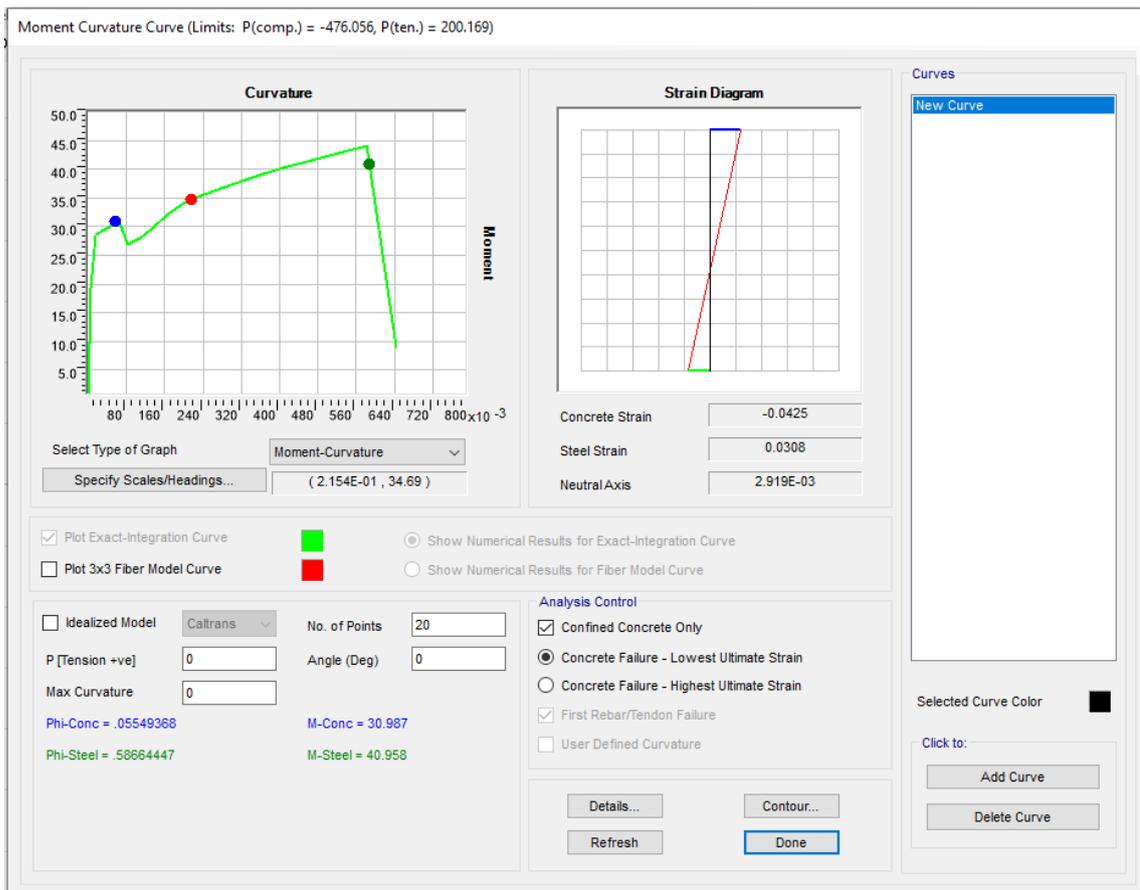


Figura 16. Diagrama Momento – Curvatura de los pilares del Puente Ricardo Palma

Fuente: Elaboración Propia

Del cual sacamos el Momento Plástico de la sección el cual es de 17.8tn-m, según nos muestra el diagrama de Momento de Curvatura. Siguiendo el procedimiento dado por la AASHTO LRFD SEISMIC, debemos comparar el $P-\Delta$ con el 25% del momento plástico y si el $P-\Delta$ es menor o igual que el valor anterior, el análisis $P-\Delta$ no será necesario. (ver tabla 17)

Análisis de P-Δ Sx para Tr = 1000 años											
Columna	X	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)	Columna	X	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)	Columna	X	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)
1	0.009979	6.816	0.06801786	15	0.009634	9.202	0.08865399	52	0.009402	8.761	0.0823681
2	0.009989	10.083	0.10072208	16	0.009763	9.868	0.0963364	53	0.00885	8.306	0.07350633
3	0.009965	9.895	0.09860069	17	0.009874	9.968	0.09842206	54	0.008032	8.011	0.06434676
4	0.009934	9.767	0.09702339	18	0.009934	9.767	0.09702339	55	0.00761	7.891	0.06005203
5	0.009874	9.968	0.09842206	19	0.009965	9.895	0.09860069	56	0.008032	8.011	0.06434676
6	0.009763	9.868	0.0963364	20	0.009989	10.083	0.10072208	57	0.00885	8.306	0.07350633
7	0.009634	9.202	0.08865399	21	0.009979	6.816	0.06801786	58	0.009402	8.761	0.0823681
8	0.009402	8.761	0.0823681	45	0.009979	6.816	0.06801786	59	0.009634	9.202	0.08865399
9	0.00885	8.306	0.07350633	46	0.009989	10.083	0.10072208	60	0.009763	9.868	0.0963364
10	0.008032	8.011	0.06434676	47	0.009965	9.895	0.09860069	61	0.009874	9.968	0.09842206
11	0.00761	7.891	0.06005203	48	0.009934	9.767	0.09702339	62	0.009934	9.767	0.09702339
12	0.008032	8.011	0.06434676	49	0.009874	9.968	0.09842206	63	0.009965	9.895	0.09860069
13	0.00885	8.306	0.07350633	50	0.009763	9.868	0.0963364	64	0.009989	10.083	0.10072208
14	0.009402	8.761	0.0823681	51	0.009634	9.202	0.08865399	65	0.009979	6.816	0.06801786
Análisis de P-Δ Sy para Tr = 1000 años											
Columna	Y	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)	Columna	Y	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)	Columna	Y	P (tnf)	P-Δ (tnf-m)
1	0.038965	6.816	0.26558934	15	0.036931	9.202	0.33984645	52	0.036747	8.761	0.32192944
2	0.038583	10.083	0.38904396	16	0.037177	9.868	0.36684405	53	0.036668	8.306	0.30455707
3	0.038209	9.895	0.37806659	17	0.037485	9.968	0.37364298	54	0.036707	8.011	0.29407079
4	0.037839	9.767	0.36956595	18	0.037839	9.767	0.36956595	55	0.036754	7.891	0.29003316
5	0.037485	9.968	0.37364298	19	0.038209	9.895	0.37806659	56	0.036707	8.011	0.29407079
6	0.037177	9.868	0.36684405	20	0.038583	10.083	0.38904396	57	0.036668	8.306	0.30455707
7	0.036931	9.202	0.33984645	21	0.038965	6.816	0.26558934	58	0.036747	8.761	0.32192944
8	0.036747	8.761	0.32192944	45	0.038965	6.816	0.26558934	59	0.036931	9.202	0.33984645
9	0.036668	8.306	0.30455707	46	0.038583	10.083	0.38904396	60	0.037177	9.868	0.36684405
10	0.036707	8.011	0.29407079	47	0.038209	9.895	0.37806659	61	0.037485	9.968	0.37364298
11	0.036754	7.891	0.29003316	48	0.037839	9.767	0.36956595	62	0.037839	9.767	0.36956595
12	0.036707	8.011	0.29407079	49	0.037485	9.968	0.37364298	63	0.038209	9.895	0.37806659
13	0.036668	8.306	0.30455707	50	0.037177	9.868	0.36684405	64	0.038583	10.083	0.38904396
14	0.036747	8.761	0.32192944	51	0.036931	9.202	0.33984645	65	0.038965	6.816	0.26558934

Tabla 17. Efectos P-Δ en las columnas del Puente Ricardo Palma

Fuente: Elaboración Propia.

Debido a que todos los momentos P-Δ son menores al 25% del Momento Plástico de las columnas, no es necesario hacer un análisis de los efectos P-Δ.

6. CAPITULO VI EVALUACION MEDIANTE METODOLOGIA RATING FACTOR

Para empezar la evaluación del puente por el Load Rating, hacemos referencia a la formula

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

Donde:

RF	=	Ratio
C	=	Capacidad
DC	=	Carga muerta por componentes estructurales
DW	=	Carga muerta por superficie de rodadura y otros
P	=	Cargas permanentes distintas a las cargas muertas
LL	=	Carga Viva
IM	=	Carga dinámica permitida
y_{DC}	=	Factor de carga por componentes estructurales según LRFD
y_{DW}	=	Factor de carga por superficie de rodadura y otros según LRFD
y_P	=	Factor de carga por Cargas permanentes según LRFD = 1.0
y_{LL}	=	Factor de evaluación de carga viva

Por lo que tenemos que hallar la resistencia de cada elemento a analizar, los cuales son las columnas, vigas transversales, vigas de arriostramiento, arco y losa.

6.1. CALCULO DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS AXIALES

Para este capítulo utilizaremos las fórmulas dadas en el Norma ACI 318-05 Diseño de Concreto Armado.

6.1.1. Momentos Flectores Y Fuerza Axial En Columnas

Para el cálculo del momento flector de las columnas, utilizaremos las siguientes formulas:

Denominemos:

$$C_c = 0.85 f'c ba$$

$$C_{s1} = A_{s1} f_{s1}$$

$$C_{s2} = A_{s2} f_{s2}$$

$$T_{s3} = A_{s3} f_{s3}$$

$$T_{s4} = A_{s4} f_{s4}$$

Luego la fuerza axial nominal será:

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2} - T_{s3} - T_{s4}$$

Y el momento nominal resistente será:

$$M_n = C_c \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_{s1}(y - d_1) + C_{s2}(y - d_2) + T_{s3}(d_3 - y) + T_{s4}(d_5 - y)$$

Datos:

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_y = 0.0014$$

$$C_b = 23.18 \text{ cm}$$

$$\text{Beta} = 0.85$$

$$ab = 19.70 \text{ cm}$$

$$a = 0.40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

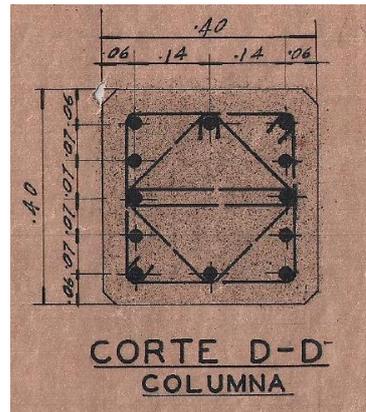


Figura 17. Sección Actual de la Columna del Puente Ricardo Palma.

Todas las varillas de refuerzo de la columna tienen un diámetro de 1".

$$As1 = \pi(2.54^2) \frac{3}{4} = 15.20 \text{ cm}^2 // d1 = 6 \text{ cm}$$

$$As2 = \pi(2.54^2) \frac{2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2 // d2 = 13 \text{ cm}$$

$$As3 = \pi(2.54^2) \frac{2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2 // d3 = 20 \text{ cm}$$

$$As4 = \pi(2.54^2) \frac{2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2 // d4 = 27 \text{ cm}$$

$$As5 = \pi(2.54^2) \frac{3}{4} = 15.20 \text{ cm}^2 // d5 = 34 \text{ cm}$$

$$f_{s1} = \frac{6x(cb - d1)}{cb} = \frac{6x(23.18 - 6)}{23.18} = 4.447 \frac{t}{\text{cm}^2} > 4.2 \frac{t}{\text{cm}^2} \rightarrow f_{s1} = 4.2 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s2} = 2.64 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s3} = 0.82 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s4} = -0.99 \frac{t}{\text{cm}^2} (\text{tracción})$$

$$f_{s5} = -2.8 \frac{t}{cm^2} \text{ (tracción)}$$

$$C_c = 0.85f'c_ba = 0.85 * 210 * 40 * 40 = 1406905kg = 140.690 \text{ tn}$$

$$C_{s1} = 15.20 * 4.2 = 63.85 \text{ tn}$$

$$C_{s2} = 26.71 \text{ tn}$$

$$C_{s3} = 8.35 \text{ tn}$$

$$C_{s4} = -10.01 \text{ tn}$$

$$C_{s5} = -42.56 \text{ tn}$$

$$M_{cc} = \frac{140.69(20-9.7)}{100} = 14.28 \text{ tn} - m$$

$$M_{n1} = \frac{63.85(20-6)}{100} = 8.84 \text{ tn} - m$$

$$M_{n2} = 1.87 \text{ tn} - m$$

$$M_{n3} = 0 \text{ tn} - m$$

$$M_{n4} = 0.70 \text{ tn} - m$$

$$M_{n5} = 5.96 \text{ tn} - m$$

$$M_n = M_{cc} + M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} + M_{n4} + M_{n5} = 31.74 \text{ tn} - m$$

Para el cálculo de la fuerza axial de los elementos de concreto armado utilizaremos la siguiente formula:

$$P_n = 0.8 [0.85f'c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

$$P_n = \frac{0.8 * (0.85 * 210 * (1600 - 60.80) + 60.80 * 2800)}{1000} = 356 \text{ tn}$$

6.1.2. Momentos Flectores Y Cortante En Vigas De Arriostramiento

Para el cálculo del momento flector de las vigas, para darle el peor caso,

elegimos analizarlas como secciones simplemente reforzadas y utilizaremos

las siguientes formulas:

Partiendo de la expresión de equilibrio tenemos $C_c = T$, donde $f_s = f_y$

Por lo que el valor de a será:

$$a = \frac{Asf_y}{0.85f'cb}$$

Entonces los momentos serán:

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

$$M_u = \phi M_n$$

Donde el valor de ϕ es de 0.9 para vigas

Datos:

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

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 0.40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{diam. estribo} = 1/2 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var} = 1 \text{ "}$$

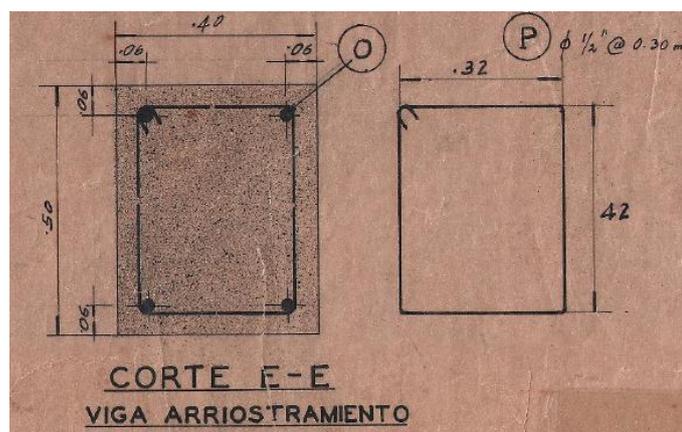


Figura 18. Sección Actual de la Viga de Arriostramiento del Puente Ricardo Palma.

$$A_{s1} = \pi(2.54^2) \frac{2}{4} = 10.13 \text{ cm}^2 // d1 = 41.46 \text{ cm}$$

$$a = \frac{10.13 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 40} = 3.97 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 \times 10.13 \times \left(41.46 - \frac{3.97}{2} \right) \times 10^{-6} = 10.08 \text{ tn} - \text{m}$$

Para el cálculo del cortante en las vigas utilizaremos la siguiente expresión

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times (10) \times (0.40) \times (0.45) = 13.94 \text{ tn}$$

6.1.3. Momentos Flectores En Vigas Transversales

En las vigas transversales poseemos 3 secciones diferentes

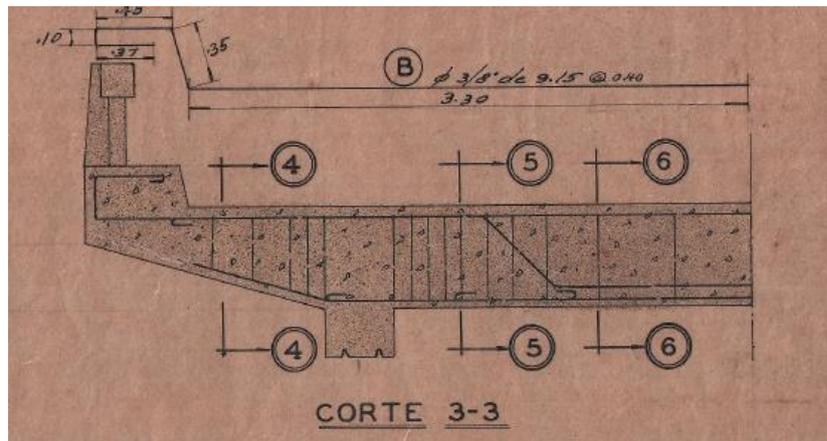


Figura 19. Seccion Longitudinal de Viga Transversal



Figura 20. Secciones actuales de Viga Transversal

Corte 4-4 (0 hasta 1.60m)

$$a = 0.50 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{diam. estribo} = 3/8 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var} = 3/4 \text{ "}$$

$$As^- = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{5}{4} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$As^+ = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{2}{4} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$M_{u-} = 14.83 \text{ tn} - m$$

$$M_{u+} = 6.17 \text{ tn} - m$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times (10) \times (0.40) \times (0.44) = 13.55 \text{ tn}$$

Corte 5-5 (1.60 hasta 2.75m)

$$a = 0.60 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{diam. estribo} = 3/8 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var} = 3/4 \text{ "}$$

$$As^- = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{5}{4} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$As^+ = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{5}{4} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$M_{u-} = 18.42 \text{ tn} - m$$

$$M_{u+} = 18.42 \text{ tn} - m$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times (10) \times (0.40) \times (0.54) = 16.62 \text{ tn}$$

Corte 6-6 (2.75 hasta 3.9m)

$$a = 0.60 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\text{diam. estribo} = 3/8 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var} = 3/4 \text{ ''}$$

$$A_s^- = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{2}{4} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{4} \right)^2 \right) \frac{8}{4} = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$M_{u-} = 7.61 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_{u+} = 27.42 \text{ tn} - \text{m}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times (10) \times (0.40) \times (0.54) = 16.62 \text{ tn}$$

6.1.4. Momentos Flectores Y Fuerza Axial En Arco

En el arco tenemos dos secciones transversales.

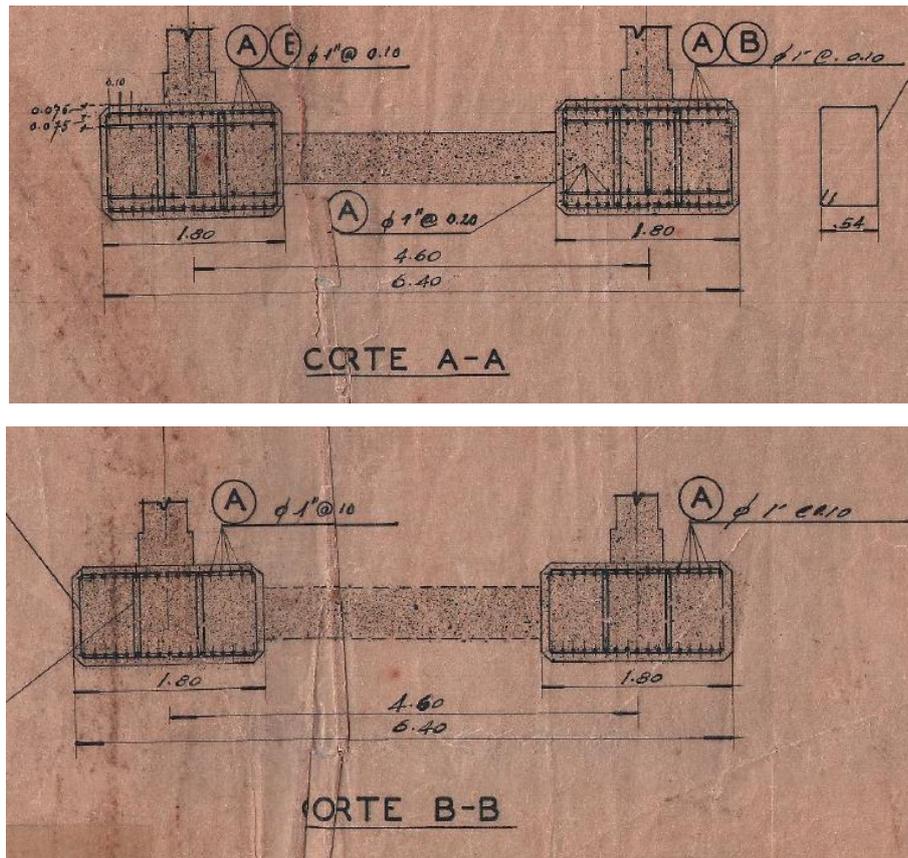


Figura 21. Secciones Actuales del Arco del Puente Ricardo Palma.

Corte A-A (Los primeros 8.10m del Arco en ambos extremos)

Todas las varillas de refuerzo de la columna tienen un diámetro de 1".

$$As1 = \pi(2.54^2) \frac{18}{4} = 91.21 \text{ cm}^2 // d1 = 6\text{cm}$$

$$As2 = \pi(2.54^2) \frac{10}{4} = 50.67 \text{ cm}^2 // d2 = 10\text{cm}$$

$$As4 = \pi(2.54^2) \frac{10}{4} = 50.67 \text{ cm}^2 // d4 = 74.19\text{cm}$$

$$As5 = \pi(2.54^2) \frac{18}{4} = 91.21 \text{ cm}^2 // d5 = 78\text{cm}$$

$$f_{s1} = \frac{6x(cb - d1)}{cb} = \frac{6x(23.18 - 6)}{23.18} = 4.447 \frac{t}{\text{cm}^2} > 4.2 \frac{t}{\text{cm}^2} \rightarrow f_{s1} = 4.2 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s2} = 4.2 \frac{t}{\text{cm}^2}$$

$$f_{s4} = -2.37 \frac{t}{\text{cm}^2} (\text{tracción})$$

$$f_{s5} = -2.8 \frac{t}{\text{cm}^2} (\text{tracción})$$

$$Cc = 0.85f'cba = 0.85 * 210 * 45.2 * 180 = 1406905\text{kg} = 1452.42 \text{ tn}$$

$$C_{s1} = 91.21 x 4.2 = 383.07 \text{ tn}$$

$$C_{s2} = 212.82 \text{ tn}$$

$$C_{s4} = -120.1 \text{ tn}$$

$$C_{s5} = -255.38 \text{ tn}$$

$$M_{cc} = \frac{140.69(84-45.2)}{100} = 281.74 \text{ tn} - m$$

$$M_{n1} = \frac{63.85(42.6)}{100} = 137.91 \text{ tn} - m$$

$$M_{n2} = 68.51 \text{ tn} - m$$

$$M_{n3} = 0 \text{ tn} - m$$

$$M_{n4} = 38.66 \text{ tn} - m$$

$$M_{n2} = 91.94 \text{ tn} - m$$

$$M_n = M_{cc} + M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} + M_{n4} + M_{n5} = 618.74 \text{ tn} - m$$

Para el cálculo de la fuerza axial de los elementos de concreto armado utilizaremos la siguiente formula

$$P_n = \frac{0.8x(0.85x210x(1600 - 283.76) + 28376x2800)}{1000} = 2754.23 \text{ tn}$$

Corte B-B

$$M_n = M_{cc} + M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} + M_{n4} + M_{n5} = 1146.12 \text{ tn} - m$$

$$P_n = \frac{0.8x(0.85x210x(1600 - 283.76) + 22320x2800)}{1000} = 3782.39 \text{ tn}$$

6.1.5. Momentos Flectores De La Losa Del Puente Ricardo Palma

Para los momentos flectores cabe resaltar que la losa lleva doble armadura en ambas direcciones.

Armadura Superior (momentos negativos) donde M_{n1} será el momento ultimo longitudinal y M_{n2} el momento nominal transversal

$$a = 0.20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{diam. Var1} = 1/2 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var2} = 3/8 \text{ "}$$

$$A_s^1 = \pi \left(\left(\frac{2.54x1}{2} \right)^2 \right) \frac{10}{4} = 12.67 \text{ cm}^2$$

$$As^2 = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{8} \right)^2 \right) \frac{3}{4} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{u1} = 5.15 \text{ tn} - m$$

$$M_{u2} = 0.92 \text{ tn} - m$$

Armadura Inferior (momentos positivos) donde Mn_3 será el momento ultimo longitudinal y Mn_4 el momento nominal transversal

$$a = 0.20 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\text{diam. Var3} = 1/2 \text{ "}$$

$$\text{diam. Var4} = 3/8 \text{ "}$$

$$As^3 = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 1}{2} \right)^2 \right) \frac{11}{4} = 13.93 \text{ cm}^2$$

$$As^4 = \pi \left(\left(\frac{2.54 \times 3}{8} \right)^2 \right) \frac{3}{4} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$M_{u3} = 5.63 \text{ tn} - m$$

$$M_{u4} = 0.92 \text{ tn} - m$$

6.2. CALCULO DEL RF DE LOS ELEMENTOS DEL PUENTE RICARDO PALMA

Para este capítulo utilizaremos los valores obtenidos en el modelo matemático elaborado en el capítulo V, estos valores son los DC, DW y LL necesarios para calcular el RF.

Se usarán también los factores $y_{Dc} = 1.25$, $y_{Dw} = 1.50$ y $y_{LL} = 1.75$ o 1.35

Al realizar un análisis por carga vehicular, obtenemos valores de LL max y min para los momentos flectores, por lo que analizaremos el RF tanto para momentos positivos como negativos.

6.2.1. Cálculo Del Rf De Las Vigas Por Momentos Flectores

RF VIGA POR MOMENTOS					
Viga	C	DC	DW	LL	RF
Vigas C.L.	27.42 tn	1.26 tn	0.6	0.92	15.4935819
Vigas C.L.	27.42 tn	1.82 tn	1.42	8.15	1.61364886
Vigas C.L.	27.42 tn	1.78 tn	1.45	7.96	1.65252454
Vigas C.L.	27.42 tn	1.76 tn	1.43	7.97	1.65439447
Vigas C.L.	27.42 tn	1.82 tn	1.45	7.97	1.64686624
Vigas C.L.	27.42 tn	1.87 tn	1.45	8.01	1.63418347
Vigas C.L.	27.42 tn	1.81 tn	1.47	7.97	1.64561153
Vigas C.L.	27.42 tn	1.76 tn	1.46	8.03	1.63883059
Vigas C.L.	27.42 tn	1.67 tn	1.46	8.04	1.64478798
Vigas C.L.	27.42 tn	1.60 tn	1.45	8.02	1.65619286
Vigas C.L.	27.42 tn	1.57 tn	1.45	8.01	1.66111409
Vigas 1.6m	14.83 tn	0.87	0.82	8.62	0.82961622
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.44	1.36	8.15	0.77071065
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.36	1.37	7.96	0.79520895
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.34	1.38	7.97	0.79492817
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.39	1.38	7.97	0.79044708
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.43	1.375	8	0.78444719
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.4	1.38	7.97	0.78955086
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.39	1.35	8.03	0.78774316
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.33	1.35	8.05	0.7911099
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.28	1.35	8.02	0.79852231
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.25	1.35	8.01	0.80219445

Tabla 18. Cálculo de RF para las columnas sometidas a momentos

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.2. Cálculo Del Rf De Las Columnas Por Momentos Flectores

RF COLUMNAS MOMENTO POSITIVO																	
Columna	C	DC	DW	LL	RF	Columna	C	DC	DW	LL	RF	Columna	C	DC	DW	LL	RF
1	31.7445807	0.33472	0.009	2.633	6.79646201	15	31.7445807	1.4181	0.009	3.504	4.88534734	52	31.7445807	0.02078	0.000	4.25767	4.25692936
2	31.7445807	0.02381	0.000	1.719	10.54303774	16	31.7445807	2.37598	0.015	2.205	7.45014812	53	31.7445807	0.01838	0.000	4.13534	4.38328315
3	31.7445807	0.02443	0.000	1.735	10.44789372	17	31.7445807	1.41476	0.009	1.711	10.0055703	54	31.7445807	0.15578	0.004	4.0378	4.46400738
4	31.7445807	0.02697	0.000	1.744	10.3928959	18	31.7445807	2.5756	0.017	1.754	9.28537976	55	31.7445807	0.46794	0.468	3.8396	4.53287482
5	31.7445807	0.05284	0.000	1.738	10.41789344	19	31.7445807	0.88416	0.006	1.740	10.0578228	56	31.7445807	0.65462	0.003	4.03582	4.37814524
6	31.7445807	0.01421	0.000	2.512	7.216368503	20	31.7445807	1.69764	0.012	1.827	9.25776475	57	31.7445807	1.0275	0.006	4.26016	4.08456366
7	31.7445807	0.02704	0.000	3.449	5.253213142	21	31.7445807	7.935E-15	0.000	1.360	13.3426702	58	31.7445807	1.56163	0.009	4.49255	3.78774234
8	31.7445807	0.02078	0.000	3.667	4.942044	45	31.7445807	0.33472	0.009	2.962	6.04002753	59	31.7445807	1.4181	0.009	4.12848	4.1466428
9	31.7445807	0.01838	0.000	3.554	5.100013545	46	31.7445807	0.02381	0.000	1.951	9.28921763	60	31.7445807	2.37598	0.015	2.60134	6.31593184
10	31.7445807	0.15578	0.004	3.538	5.094491378	47	31.7445807	0.02443	0.000	1.951	9.28898624	61	31.7445807	1.41476	0.009	1.94021	8.82447356
11	31.7445807	0.46794	0.468	3.428	5.077448193	48	31.7445807	0.02697	0.000	1.959	9.25076928	62	31.7445807	2.5756	0.017	1.96907	8.27067332
12	31.7445807	0.65462	0.003	3.401	5.195386665	49	31.7445807	0.05284	0.000	1.962	9.22720118	63	31.7445807	0.88416	0.006	1.96553	8.90504146
13	31.7445807	1.0275	0.006	3.525	4.936928229	50	31.7445807	0.01421	0.000	2.880	6.29583432	64	31.7445807	1.69764	0.012	2.04184	8.2853059
14	31.7445807	1.56163	0.009	3.773	4.510163627	51	31.7445807	0.02704	0.000	3.967	4.56780876	65	31.7445807	0	0.000	1.54749	11.7220534
RF COLUMNAS MOMENTO NEGATIVO																	
Columna	C	DC	DW	LL	RF	Columna	C	DC	DW	LL	RF	Columna	C	DC	DW	LL	RF
1	31.7445807	-0.15578	-0.004	-1.3595	13.25838102	15	31.7445807	-2.37598	-0.015	-3.44936	4.76316944	52	31.7445807	-0.02381	0.000	-4.96255	3.65183778
2	31.7445807	-0.01838	0.000	-1.8273	9.919753812	16	31.7445807	-1.4181	-0.009	-2.51229	6.81423397	53	31.7445807	-0.33472	-0.009	-4.26016	4.20007173
3	31.7445807	-0.02078	0.000	-1.74	10.41643703	17	31.7445807	-2.5756	-0.017	-1.73758	9.37253808	54	31.7445807	-0.65462	-0.003	-4.03582	4.37814524
4	31.7445807	-0.02704	0.000	-1.75389	10.33144797	18	31.7445807	-1.41476	-0.009	-1.7435	9.82009283	55	31.7445807	-0.46794	-0.002	-3.8396	4.63683654
5	31.7445807	-0.05284	0.000	-1.71118	10.57862018	19	31.7445807	-1.69764	-0.012	-1.7345	9.7533981	56	31.7445807	-1.56163	-0.009	-4.0378	4.21433004
6	31.7445807	-0.04446	0.000	-2.20531	8.211049239	20	31.7445807	-0.88416	-0.006	-1.71892	10.1826299	57	31.7445807	-1.0275	-0.006	-4.13534	4.20785104
7	31.7445807	-0.02697	0.000	-3.504	5.171296192	21	31.7445807	1.372E-14	0.000	-2.63269	6.89019992	58	31.7445807	-2.37598	-0.015	-4.25767	3.8588914
8	31.7445807	-0.02443	0.000	-3.77295	4.803131804	45	31.7445807	-0.15578	-0.004	-1.54749	11.6477451	59	31.7445807	-1.4181	-0.009	-3.96694	4.31550058
9	31.7445807	-0.02381	0.000	-3.52464	5.141639308	46	31.7445807	-0.01838	0.000	-2.04184	8.87746647	60	31.7445807	-2.5756	-0.017	-2.87962	5.65544576
10	31.7445807	-0.33472	-0.009	-3.40098	5.26112402	47	31.7445807	-0.02078	0.000	-1.96553	9.22122808	61	31.7445807	-1.41476	-0.009	-1.9618	8.72735847
11	31.7445807	-0.65462	-0.003	-3.42779	5.154751645	48	31.7445807	-0.01421	0.000	-1.96907	9.20724236	62	31.7445807	-1.69764	-0.012	-1.95878	8.63663556
12	31.7445807	-0.46794	-0.002	-3.53809	5.031979845	49	31.7445807	-0.05284	0.000	-1.94021	9.32987836	63	31.7445807	-0.88416	-0.006	-1.95091	8.9717753
13	31.7445807	-1.56163	-0.009	-3.55418	4.78777168	50	31.7445807	-0.02697	0.000	-2.60134	6.96572607	64	31.7445807	-0.56143	-0.004	-1.9509	9.09094066
14	31.7445807	-1.0275	-0.006	-3.66743	4.744710795	51	31.7445807	-0.02443	0.000	-4.12848	4.38950319	65	31.7445807	-4.722E-15	0.000	-2.9624	6.12333258

Tabla 19. Cálculo de RF para las columnas sometidas a momentos

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.3. Cálculo De Rf De Los Arcos Por Momentos Flectores

RF ARCO MOMENTO POSITIVO						RF ARCO MOMENTO NEGATIVO					
ARCO	C	DC	DW	LL	RF	ARCO	C	DC	DW	LL	RF
42	377.083	0.000	0.000	67.483	3.193	42	377.083	-33.007	-0.153	-92.538	2.072
43	377.083	0.000	0.000	40.588	5.309	43	377.083	-25.636	-0.137	-39.136	5.035
44	164.305	0.000	0.000	57.199	1.641	44	164.305	-13.674	-0.088	-41.311	2.034
45	164.305	11.762	0.092	58.768	1.453	45	164.305	-2.701	-0.009	-40.400	2.276
46	164.305	18.043	0.141	58.188	1.390	46	164.305	0.000	0.000	-39.763	2.361
47	164.305	21.311	0.157	52.020	1.510	47	164.305	0.000	0.000	-29.233	3.212
48	164.305	21.311	0.157	52.020	1.510	48	164.305	0.000	0.000	-29.233	3.212
49	164.305	18.043	0.141	58.188	1.390	49	164.305	0.000	0.000	-39.763	2.361
50	164.305	11.762	0.092	58.768	1.453	50	164.305	-2.701	-0.009	-40.400	2.276
51	164.305	0.000	0.000	57.199	1.641	51	164.305	-13.674	-0.088	-41.311	2.034
52	377.083	0.000	0.000	40.588	5.309	52	377.083	-25.636	-0.137	-39.136	5.035
53	377.083	0.000	0.000	67.483	3.193	53	377.083	-33.007	-0.153	-92.538	2.072
75	377.083	0.000	0.000	78.280	2.753	75	377.083	-33.007	-0.153	-110.487	1.736
76	377.083	0.000	0.000	48.955	4.401	76	377.083	-25.636	-0.137	-46.132	4.271
77	164.305	0.000	0.000	68.266	1.375	77	164.305	-13.674	-0.088	-48.289	1.740
78	164.305	11.762	0.092	68.835	1.241	78	164.305	-2.701	-0.009	-47.414	1.939
79	164.305	18.043	0.141	68.214	1.186	79	164.305	0.000	0.000	-45.604	2.059
80	164.305	21.311	0.157	62.552	1.255	80	164.305	0.000	0.000	-33.860	2.773
81	164.305	21.311	0.157	62.552	1.255	81	164.305	0.000	0.000	-33.860	2.773
82	164.305	18.043	0.141	68.214	1.186	82	164.305	0.000	0.000	-45.604	2.059
83	164.305	11.762	0.092	68.835	1.241	83	164.305	-2.701	-0.009	-47.414	1.939
84	164.305	0.000	0.000	68.266	1.375	84	164.305	-13.674	-0.088	-48.289	1.740
85	377.083	0.000	0.000	48.955	4.401	85	377.083	-25.636	-0.137	-46.132	4.271
86	377.083	0.000	0.000	78.280	2.753	86	377.083	-33.007	-0.153	-110.487	1.736

Tabla 20. Cálculo de RF para los arcos sometidas a momentos

Fuente: Elaboración Propia

6.2.4. Cálculo De Rf De Las Vigas De Amarre Por Momentos Flectores

RF VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO MOMENTO POSITIVO					
V.ARIOSTRA	C	DC	DW	LL	RF
1	10.08 tn-m	0.4519	0	3.799	1.43131496
2	10.08 tn-m	0.46	0	5.24	1.0365992
3	10.08 tn-m	0.46	0	5.24	1.0365992
4	10.08 tn-m	0.4519	0	3.799	1.43131496
RF VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO MOMENTO NEGATIVO					
V.ARIOSTRA	C	DC	DW	LL	RF
1	10.08 tn-m	0.81768	0	3.81	1.35860738
2	10.08 tn-m	0.80939	0	5.28	1.27228917
3	10.08 tn-m	0.80939	0	5.28	1.27228917
4	10.08 tn-m	0.81768	0	3.81	1.35860738

Tabla 21. Cálculo de RF para las vigas de arriostamiento

sometidas a momentos

Fuente: Elaboración Propia

6.2.5. Cálculo De Rf De Las Vigas Por Cortante

RF VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO CORTANTE					
Viga	C	DC	DW	LL	RF
0.5	13.55 tn	0.5937	0.74	8.2307	1.05248389
1	13.55 tn	0.78	0.74	8.23	1.03161351
1.5	13.55 tn	1.0247	0.74	8.23	1.00408324
2	16.62 tn	2.8479	0.41	20.9207	0.44060698
2.5	16.62 tn	1.25	0.1197	6.775	1.25476974
3	16.62 tn	0.96	0.1197	6.775	1.28534433
3.5	16.62 tn	0.6748	0.1197	6.775	1.31541286
3.9	16.62 tn	0.44	0.1197	6.775	1.34016774

Tabla 22. Cálculo de RF para las vigas sometidas a cortantes

Fuente: Elaboración Propia

6.2.6. Cálculo De Rf De Arco Por Cortante

RF VIGA DE ARCO EN CORTANTE					
Arco	C	DC	DW	LL	RF
A-A	162.44 tn	8.96	0	27.79	3.10987689
A-A	162.44 tn	11.36	0	50.53	1.67641387
A-A	162.44 tn	11.34	0	15.96	5.30848864
B-B	107.14 tn	11.73	0	13.91	3.79909598
B-B	107.14 tn	9.33	0	14.17	3.85036774
B-B	107.14 tn	8.12	0	15	3.6949331

Tabla 23. Cálculo de RF para los arcos sometidos a cortantes

Fuente: Elaboración Propia

6.2.7. Cálculo De Rf De Las Vigas De Amarre Por Cortante

RF VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO CORTANTE					
V.ARIOSTRA	C	DC	DW	LL	RF
1	13.94 tn	1.104	0	1.6546	4.33662264
2	13.94 tn	1.104	0	2.4296	2.9533157
3	13.94 tn	1.104	0	2.4296	2.9533157
4	13.94 tn	1.104	0	1.6546	4.33662264

Tabla 24. Cálculo de RF para las vigas de arriostamiento sometidas a cortantes

Fuente: Elaboración Propia

7.0. CAPITULO VII CALCULO DE CFRP EN ELEMENTOS POR FLEXIÓN

En este capítulo introduciremos el cálculo del refuerzo por fibras de carbono, según la “Design of Bounded FRP System for Repair” capítulo 3, Refuerzos por Flexión.

El método de elección para el refuerzo será el utilizado en el capítulo anterior, por lo que reforzaremos aquellos elementos cuyos “Rating Factor” sean menores a uno, que en nuestro caso, son nuestra vigas que soportan la losa del puente Ricardo Palma.

7.1. CALCULO DEL ESFUERZO DEL CONCRETO EN E0

Para esto utilizaremos la ecuación 5.4.2.4-1 del AASHTO LRFD

$$E_c = 33000k_1w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 33000 \times 1 \times 0.145^{1.5} \times \sqrt{3} = 3155.92 \text{ kcf}$$

7.2. CALCULO DE PROPIEDADES

En esta parte calcularemos las propiedades tanto de la viga, como del SIKA CARBODUR S1214, primero se calcula el esfuerzo máximo del concreto con la ecuación:

$$\varepsilon_0 = 1.71x \frac{f'_c}{E_c}$$

$$\varepsilon_0 = 1.71x \frac{3}{3155.92} = 0.0016 \text{ inc/inc}$$

Luego calcularemos el esfuerzo del concreto en el ε_0 :

$$f_c = \frac{2(0.9f'_c)\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)^2}$$

$$f_c = \frac{2(0.9 \times 3)\left(\frac{0.0016}{0.003}\right)}{1 + \left(\frac{0.0016}{0.003}\right)^2} = 2.26 \text{ ksi}$$

Después calculamos la fuerza del refuerzo

$$T_{frp} = b_{frp} N_h = b_{frp} (0.005 t_f E_f)$$

$$T_{frp} = 4.72 \times (0.005 \times 0.055 \times 23931.34) = 31.16 \text{ kips}$$

Y por último calculamos el factor k_2 :

$$k_2 = \frac{2\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} - 2\arctan\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)\right)}{\beta_2 \frac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c}}$$

Donde β_2 :

$$\beta_2 = \frac{\ln\left(1 + \frac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c}\right)}{\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c}\right)}$$

$$\beta_2 = \frac{\ln\left(1 + \frac{0.0016^2}{0.003}\right)}{\frac{0.0016^1}{0.003}} = 0.206$$

$$k_2 = 0.336$$

7.3. CALCULO DE APOORTE DE MOMENTOS DE LA FIBRA DE CARBONO

El momento resistente de la fibra de refuerzo se da mediante la siguiente ecuación:

$$M_{f_{rp}} = \phi_{f_{rp}} T_{f_{rp}} (h - k_2 c)$$

$$M_{f_{rp}} = 0.85 \times 31.16 \times (19.68 - 0.336 \times 2.59) = 498.3 \text{ kips} - \text{inc} = 5.74 \text{ tn} - \text{m}$$

7.4. CALCULO DE MOMENTO RESISTENTE DE SECCIÓN REFORZADA

Para el cálculo del nuevo momento resistente, suponemos que la viga esta simplemente reforzada, para poder alcanzar el peor escenario posible, de que el acero a tracción a fluido y que solo contamos con el acero en compresión:

$$M_r = \phi (A_s f_s (d_s - k_2 c) + \phi_{f_{rp}} T_{f_{rp}} (h - k_2 c))$$

$$M_r = 0.9 (2.21 \times (6 \times \frac{0.85 \times 17.36 - 2.21}{2.21})) (17.36 - 0.336 \times 2.59) + M_{f_{rp}}$$

$$M_r = 1122.45 + 498.3 = 1570.92 \text{ kips} - \text{inc} = 18.01$$

7.5. DISTANCIA DE DESARROLLO DE REFUERZO

Para el cálculo de la distancia de desarrollo utilizaremos la siguiente ecuación:

$$L_d \geq \frac{T_{f_{rp}}}{t b_{f_{rp}}}$$

$$L_d \geq \frac{31.16}{0.065 \times \sqrt{2.26} \times 4.72} = 67.46 \text{ inc} = 1.72 \text{ m}$$

8.0. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

8.1. RESULTADOS CAPITULO V

Los resultados del capítulo V al haber sido positivos para los análisis desarrollados mediante el AASHTO Seismic Design, no fueron analizados luego del refuerzo de la fibra de carbono.

Estos cálculos fueron usados para verificar que el diseño sísmico cumpla el nuevo espectro de diseño planteado por el AASHTO Seismic Design del 2009.

8.1.1. Constatación de la Hipótesis Específica 1

En la hipótesis planteada en el capítulo 3 Sistema de Hipótesis, planteamos la primera hipótesis específica:

- El puente Ricardo Palma no tendrá un comportamiento óptimo al ser analizado con las cargas HL-93 y el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design.

En los resultados planteados podemos ver que el puente Ricardo Palma si posee un comportamiento óptimo al ser analizado con el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design y las cargas del camión de diseño.

8.2. RESULTADOS CAPITULO VI

En la siguiente tabla podemos observar los resultados obtenidos en las vigas que conectan las columnas del puente Ricardo palma.

RF VIGA POR MOMENTOS						
Viga	C	DC	DW	LL	RF	RF > 1
Vigas C.L.	27.42 tn	1.26 tn	0.6	0.92	15.4935819	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.82 tn	1.42	8.15	1.61364886	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.78 tn	1.45	7.96	1.65252454	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.76 tn	1.43	7.97	1.65439447	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.82 tn	1.45	7.97	1.64686624	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.87 tn	1.45	8.01	1.63418347	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.81 tn	1.47	7.97	1.64561153	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.76 tn	1.46	8.03	1.63883059	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.67 tn	1.46	8.04	1.64478798	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.60 tn	1.45	8.02	1.65619286	CUMPLE
Vigas C.L.	27.42 tn	1.57 tn	1.45	8.01	1.66111409	CUMPLE
Vigas 1.6m	14.83 tn	0.87	0.82	8.62	0.82961622	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.44	1.36	8.15	0.77071065	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.36	1.37	7.96	0.79520895	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.34	1.38	7.97	0.79492817	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.39	1.38	7.97	0.79044708	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.43	1.375	8	0.78444719	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.4	1.38	7.97	0.78955086	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.39	1.35	8.03	0.78774316	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.33	1.35	8.05	0.7911099	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.28	1.35	8.02	0.79852231	REFORZAR
Vigas 1.6m	14.83 tn	1.25	1.35	8.01	0.80219445	REFORZAR

Tabla 25. Resultados del RF en vigas por momentos

Fuente: Elaboración Propia

Podemos observar como aquellos RF < 1 deben ser reforzados, ya que este valor nos indica que las fuerzas producidas por los efectos de las cargas vivas o vehículos de diseño, son mayores a las resistentes en el puente.

8.2.1. Constatación de la Hipótesis Específica 2

En la hipótesis planteada en el capítulo 3 Sistema de Hipótesis, planteamos la primera hipótesis específica:

- El Puente Ricardo Palma no obtendrá el rating factor deseado al ser evaluado por la metodología descrita en el MBE.

En los resultados obtenidos en la tabla 27 podemos observar el cumplimiento de la hipótesis, ya que los rating factor obtenidos al utilizar el método de evaluación de puentes del AASHTO MBE son menores a la unidad en algunos elementos.

8.3. RESULTADOS DEL CAPITULO VII

En las siguientes tablas podemos observar el cambio del comportamiento del elemento reforzado con las fibras de carbono:

ELEMENTO	MOMENTO ACTUAL (tn - m)	APORTE DEL ACERO EN COMPRESIÓN (tn - m)	APORTE DE FIBRA DE CARBONO (tn - m)	MOMENTO SECCION REFORZADA (tn - m)	Longitud de Desarrollo (m)
VIGA 1	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 2	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 3	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 4	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 5	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 6	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 7	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 8	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 9	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 10	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71
VIGA 11	14.83	12.93	5.74	18.10	1.71

Tabla 26. Resumen de cálculos Capitulo VII

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 28, podemos observar en resumen los resultados obtenidos con el refuerzo de la fibra de carbono; se puede observar cual es el aporte del acero y de la fibra de carbono usada, así como el momento resistente total y la longitud de desarrollo que tienen que cumplir la fibra para que esta no falle por desprendimiento.

ELEMENTO	MOMENTO ACTUAL (tn - m)	MOMENTO SECCION REFORZADA (tn - m)	APORTE DE FIBRA DE CARBONO (tn - m)	% DE MEJORA	% DE APORTE CFRP
VIGA 1	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 2	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 3	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 4	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 5	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 6	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 7	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 8	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 9	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 10	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%
VIGA 11	14.83	18.10	5.74	22.03%	31.72%

Tabla 27. Porcentaje de mejora de sección

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 29 podemos observar el porcentaje de mejora que tienen las secciones reforzadas con fibra de carbono.

ELEMENTO	RF ANTES	RF Despues	% DE MEJORA
VIGA 1	0.83	1.05	26%
VIGA 2	0.77	1.00	30%
VIGA 3	0.80	1.03	29%
VIGA 4	0.79	1.03	29%
VIGA 5	0.79	1.02	30%
VIGA 6	0.78	1.02	30%
VIGA 7	0.79	1.02	30%
VIGA 8	0.79	1.02	30%
VIGA 9	0.79	1.02	29%
VIGA 10	0.80	1.03	29%
VIGA 11	0.80	1.04	29%

Tabla 28. Comparativo entre RF antes y después del refuerzo

Fuente: Elaboración Propia

Por último, se procedió a comparar los RF o “rating factor” de los elementos, antes del refuerzo y después de este, obteniendo un aumento de mas del 25% en nuestros valores de RF

8.3.1. Constatación de la Hipótesis Específica 3

En la hipótesis planteada en el capítulo 3 Sistema de Hipótesis, planteamos la primera hipótesis específica:

- El comportamiento a la flexión mejorará al ser reforzado con fibras de carbono mediante la AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair.

En las tablas 28, 29 y 30 podemos ver que la hipótesis específica 3 se cumple ya que nos muestran como el refuerzo de carbono mejora el comportamiento a flexión de las vigas incrementando su rating factor hasta ser mayor que la unidad.

8.4. CONSTATACIÓN DE HIPÓTESIS GENERAL

De la hipótesis general planteada en el capítulo 3 SISTEMA DE HIPÓTESIS:

- Debido al aumento de cargas actuantes en el puente Ricardo Palma descritas en las metodologías MBE y LRFD, este no superará las exigencias de diseño, por lo que deberá ser reforzado con fibras de carbono.

Podemos confirmar su cumplimiento ya que el con los cálculos obtenidos tuvimos que reforzar el puente Ricardo Palma con fibras de carbono, de tal manera que este mejorara su comportamiento a flexión para superar el rating factor obtenido en las vigas.

CONCLUSIONES

- 1) La categoría sísmica del puente Ricardo Palma es el tipo C.
- 2) Debido a que los desplazamientos demandantes son menores a los desplazamientos por capacidad el análisis sísmico no tuvo que realizarse mediante el push over.
- 3) El puente Ricardo Palma tiene un comportamiento óptimo al ser evaluado mediante la AASHTO Seismic Design.
- 4) El Rating Factor de las columnas, arcos, losas y vigas transversales son mayores a la unidad por lo que no fue necesario su refuerzo.
- 5) El Rating Factor de las vigas en la progresiva $x = 1.60\text{m}$ es menor a la unidad, por lo que se requirió un refuerzo de la sección.
- 6) El uso de fibras de carbono en las secciones a reforzar aumentó su capacidad a flexión en un 22.02% con el uso de una tira de CFRP.
- 7) El aporte dado por las fibras del carbono fue del 31.72% del momento resistente de la nueva sección compuesta.
- 8) El uso de fibras de carbono mejoro los Rating Factor de un valor promedio de refuerzo de 0.79 a 1.03, con el simple uso de una tira de CFRP.

RECOMENDACIONES

- 1) Es recomendable el uso de software que ayuden a realizar modelos matemáticos del puente.
- 2) Se recomienda realizar un análisis de demanda vs capacidad, para poder analizar los desplazamientos y fuerzas actuantes del modelo estudiado.
- 3) Es recomendable calcular el rating factor en cada elemento del puente, ya que de esta forma podemos observar un mejor comportamiento del puente en su totalidad.
- 4) Se recomienda calcular los momentos de las vigas como si fueran simplemente reforzadas, ya que de esta forma suponemos el caso más desfavorable para el análisis de esta.
- 5) Se recomienda reforzar aquellos elementos cuyo rating factor sean menor que la unidad, ya que esto nos indica que las fuerzas actuantes por el vehículo de diseño son mayores a las que puede resistir el puente.
- 6) Se recomienda el uso de fibras de carbono para el refuerzo de elementos de concreto armado sometidos a flexión, ya que este compuesto es ligero y aporta gran resistencia a los elementos.
- 7) Se recomienda calcular el rating factor luego de haber calculado el refuerzo el elemento, para poder observar mejor el comportamiento que este tiene luego de su refuerzo y verificar si necesita más refuerzo.
- 8) Durante la etapa del cálculo del refuerzo de los elementos se recomienda usar las propiedades físicas del producto dadas por el fabricante, ya que estas varían de acuerdo al distribuidor.
- 9) Se recomienda a las Universidades y entidades competentes la implementación de cursos de capacitación no solo para el cálculo, si no

para la ejecución de los refuerzos con polímeros de carbono, ya que estos elementos aportan gran resistencia y debido a su bajo peso y fácil colocación, otorgan un refuerzo poco invasivo y más económico.

10) Es necesario que las entidades encargadas del mantenimiento de los puentes conozcan esta tecnología, ya que gracias a ella se puede extender la vida útil de los puentes existentes en nuestro país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
2012. *AASHTO Guide Specifications for Design of Bounded FRP Systems for Repair*, Washington, D.C.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
2010. *LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units, Quinta Edición*, AASHTO, Washington, D.C.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
2010. *MBE 2ND EDITION (Manual for Bridge Evaluation)*, Washington, D.C.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
2014. *Guide Specification for Seismic Bridge Design” Primera Edición*, AASHTO, Washington, D.C.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). *Manual de Diseño de puentes*, Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2006). *Guía Para Inspección de Puentes*, Lima, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Proyecto de Manual de Diseño de puentes*, Lima, Perú.
- Layth Mohamed. (2018) *Natural Fiber Reinforced Polymer Composites*, Selangor, Malasia.
- Serquén Rodríguez, Arturo. (2012) *Puentes, Primera Edición*, Lima, Perú
- Zahri Riahi. (2008) *Seismic Retrofit of Reinforced concrete Bridges with fiber Reinforced Polymer*, Beijing, China.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de Consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
GENERAL	¿Cuál será el comportamiento estructural de los elementos del Puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, departamento de Lima, al ser reforzado con fibras de carbono luego de analizarlos con las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en la AASHTO LRFD Seismic Design y evaluado mediante la metodología "Manual for Bridge Evaluation" (MBE) de evaluación de puentes existentes?"	Evaluar el comportamiento estructural de los elementos del Puente Ricardo Palma del tipo arco de tablero superior en concreto armado, ubicado en el km 38+380 de la Red Vial Nacional PE-22, Departamento de Lima, mediante la metodología "Manual for Bridge Evaluation" (MBE) de evaluación de puentes existentes, las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en el AASHTO LRFD Seismic Design y de esta forma reforzarlo mediante fibras de carbono según la AASHTO Design of Bonded FRP System for Repair".	Debido al aumento de cargas actuantes en el puente Ricardo Palma descritas en las metodologías MBE y LRFD, este no superara las exigencias de diseño, por lo que deberá ser reforzado con fibras de carbono.	VARIABLE INDEPENDIENTE DISEÑO VARIABLE DEPENDIENTE MOMENTOS	FACTOR RATING > 1 DESPLAZAMIENTOS MOMENTOS	EXPERIMENTAL Y CORRELACIONAL
ESPECÍFICO	¿Cuál será el comportamiento del Puente Ricardo Palma, evaluado mediante las cargas HL-93 y el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design?	Evaluar el comportamiento estructural del Puente Ricardo Palma, mediante las cargas HL-93 y el espectro sísmico descrito en la AASHTO LRFD Seismic Design".	El puente Ricardo Palma no tendrá un comportamiento óptimo al ser analizado con las cargas HL-93 y el espectro sísmico del AASHTO LRFD Seismic Design.	VARIABLE INDEPENDIENTE DISEÑO VARIABLE DEPENDIENTE DEFORMACIONES	DESPLAZAMIENTOS MOMENTOS	EXPERIMENTAL Y CORRELACIONAL
	¿Cuál será el nivel de carga del Puente Ricardo Palma, evaluado mediante la metodología "Manual for Bridge Evaluation" (MBE)?	Determinar el nivel de carga de evaluación del Puente Ricardo Palma, mediante la metodología "Manual for Bridge Evaluation" (MBE).	El Puente Ricardo Palma no obtendrá el nivel de evaluación deseado al ser evaluado por la metodología descrita en el MBE.	VARIABLE INDEPENDIENTE DISEÑO VARIABLE DEPENDIENTE MOMENTOS	FACTOR RATING < 1	EXPERIMENTAL Y CORRELACIONAL
	¿Cuál será el comportamiento estructural del puente Ricardo Palma bajo flexión al ser reforzado por Fibras de Carbono?	Determinar el comportamiento a la flexión del puente Ricardo Palma al ser reforzado por fibras de carbono.	El comportamiento a la flexión mejorará al ser reforzado con fibras de carbono mediante la AASHTO Guide Design of Bonded FRP System for Repair.	VARIABLE INDEPENDIENTE DISEÑO VARIABLE DEPENDIENTE MOMENTOS	FACTOR RATING > 1 MOMENTOS	EXPERIMENTAL Y CORRELACIONAL

Anexo 2: Cargas de Diseño

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

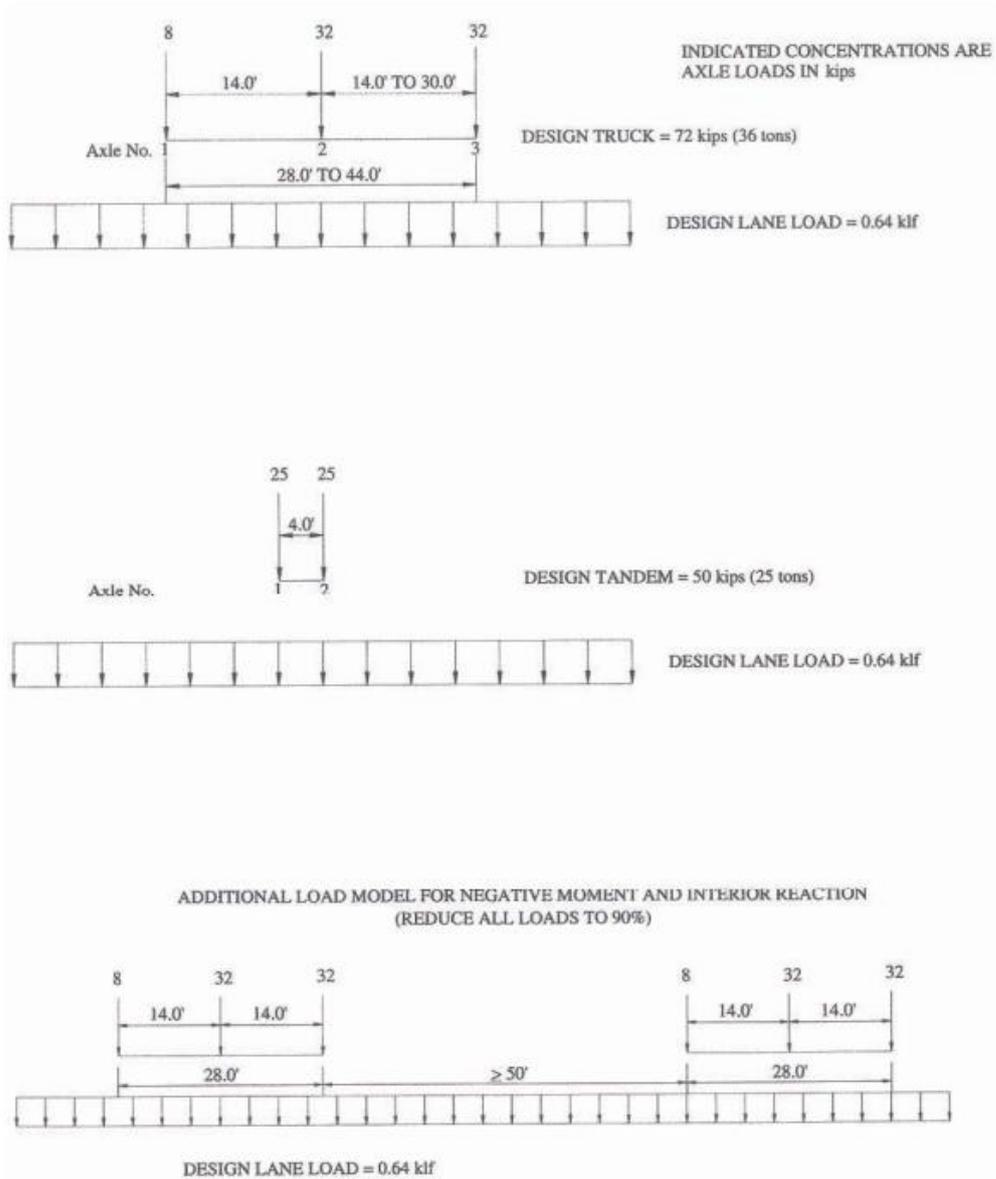


Figure C6A-1—LRFD Design Live Load (HL-93)

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-66

Appendix C6A.

Anexo 3: Cargas Legales

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

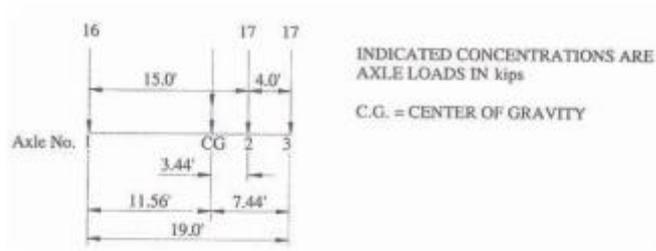


Figure D6A-1—Type 3 Unit; Weight = 50 kips (25 tons)

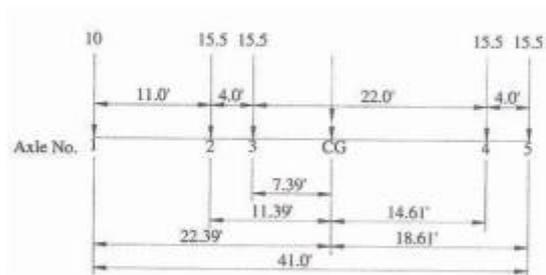


Figure D6A-2—Type 3S2 Unit; Weight = 72 kips (36 tons)

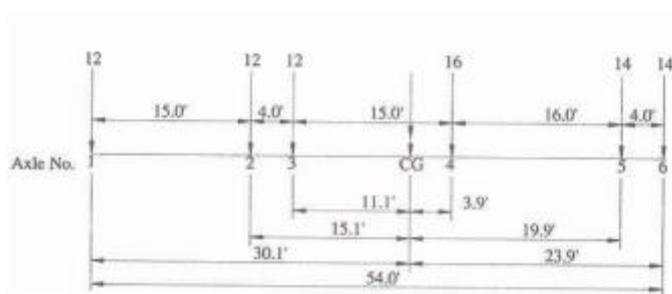
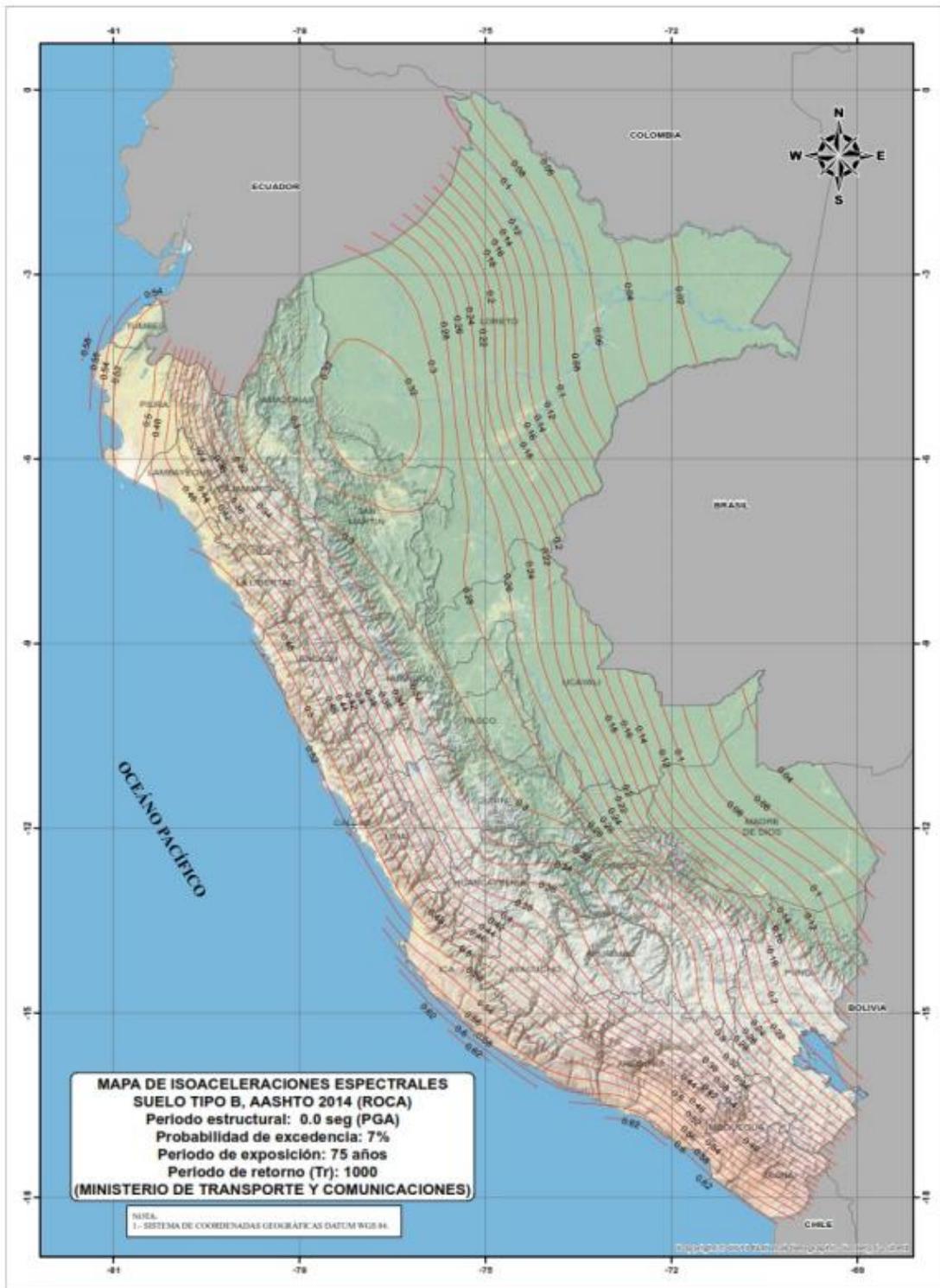


Figure D6A-3—Type 3-3 Unit; Weight = 80 kips (40 tons)

Fuente: AASHTO MBE, The Manual for Bridge Evaluation 2nd Edition. s.6-67

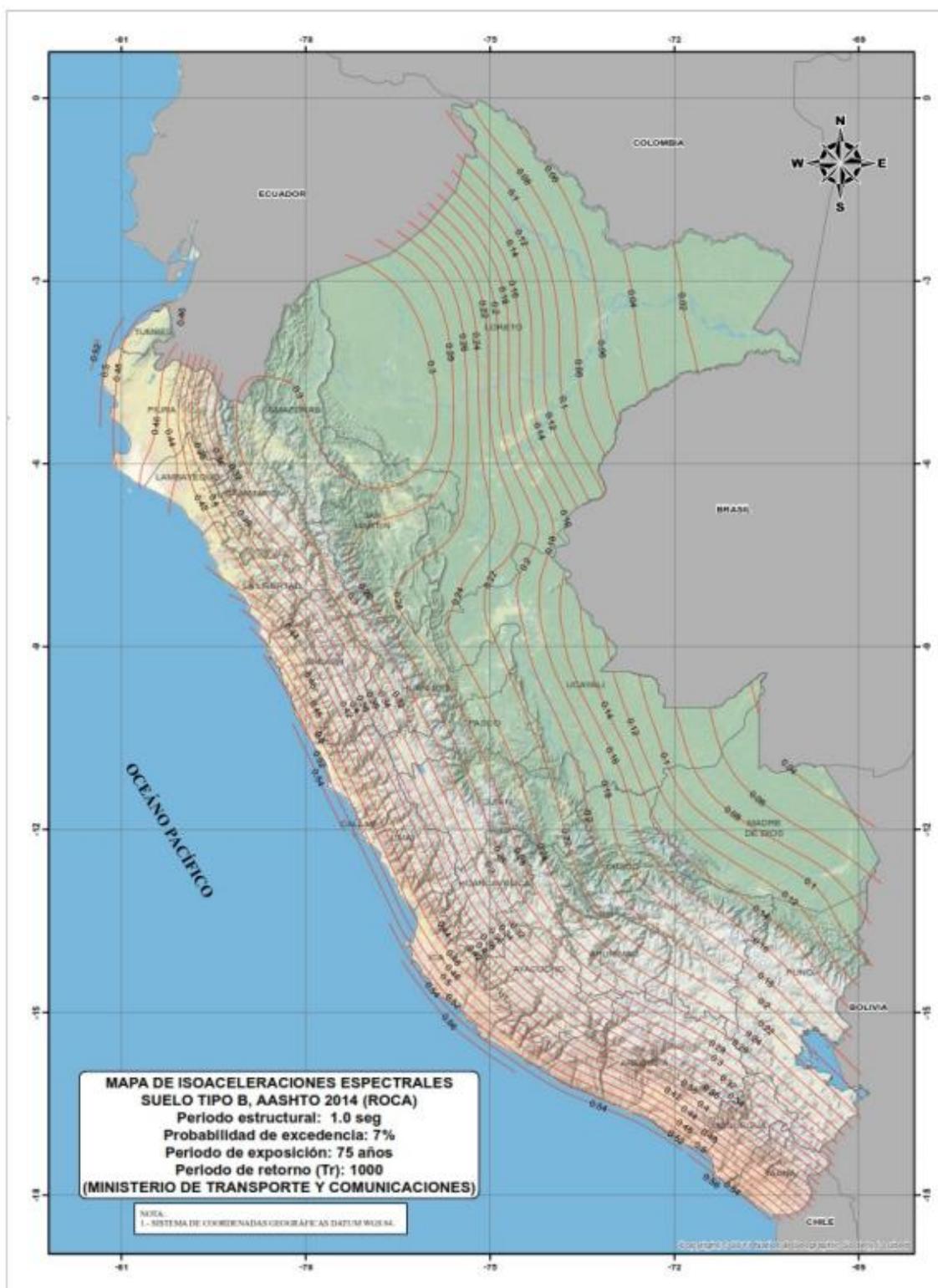
Appendix D6A.

Anexo 4: Periodo estructural de 0.0 seg (PGA = 0.46 g).



Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2012 (Roca).
Fuente: MANUAL DE PUENTES, Ministerio de Transporte y Comunicaciones

Anexo 5: Periodo estructural de 1 seg ($S_1 = 0.44 g$).



Mapa de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, AASHTO 2012 (Roca).
Fuente: MANUAL DE PUENTES, Ministerio de Transporte y Comunicaciones

Anexo 7: Plano de Vista general

Anexo 8: Plano de Accesos y Estribos

Anexo 9: Plano de Arco, Columnas y Arriostre

Anexo 10: Plano de Vigas y Losas