

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

**VULNERABILIDAD SÍMICA DEL PUENTE PRIMAVERA**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**KIYOSHI TACAS GUILLEN**

**ASESOR**

**Dr. JORGE MILCIADES OLARTE NAVARRO**

**Lima- Perú**

**2018**

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Tacas Guillen, Kiyoshi

[kiyotg@gmail.com](mailto:kiyotg@gmail.com)

983637844

A mis padres, por servir de guía en mi formación como persona y el camino profesional que ando recorriendo, además por el apoyo incondicional que siempre me brindan en las decisiones más importantes de mi vida.

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas las personas que hicieron que esta investigación sea posible, las mismas que me apoyaron incondicionalmente durante mi trayecto como estudiante en la UNI e hicieron que mejore, no solo como profesional, sino también como persona. Quiero mostrar un especial agradecimiento a:

- A mi asesor el Dr. Jorge Olarte, quien no sólo me brindó su apoyo durante esta investigación, sino que además fue maestro, guía y consejero en esta etapa de mi vida. Al Mg. Ing. Leonardo Flores, al Ing. Jorge Gallardo, al Ing. Sebastián Romaní y al Ing. John Ampuero; quienes formaron parte del equipo de investigación que ayudó en la elaboración del presente trabajo, se me hace muy grato haber contado con el apoyo de grandes ingenieros.
- Mis padres Demetrio Tacas y Julia Guillen, gracias por el apoyo, la confianza y el ejemplo que me brindaron, sin ustedes todo esto no hubiese sido posible. A mi hermano Jimmy, es reconfortante que sigas nuestro camino y pueda brindarte el apoyo que necesites durante el trayecto que te falta recorrer. Finalmente a mis tíos, primos y familia me queda agradecerles la confianza depositada en mí y decirles que no los defraudaré, gracias.
- Mis grandes amigos y amigas, aquellos con los que compartí los mejores momentos en la universidad y en la vida, personas muy especiales que siempre me apoyaron en todo. No me gustaría comenzar a nombrarlos y olvidarme de alguno, pues considero que todos ustedes ya forman parte de mi vida, les estaré eternamente agradecido.
- A Yulisa, por todo el apoyo incondicional que supiste brindarme durante esta etapa tan importante para mí. Siempre te guardaré un especial aprecio y mucha gratitud, muchas gracias por todo.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>5</b>
<b>PRÓLOGO .....</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE CUADROS .....</b>	<b>7</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>8</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>13</b>
<b>CAPÍTULO I: GENERALIDADES .....</b>	<b>14</b>
1.1. ANTECEDENTES .....	14
1.2. JUSTIFICACIÓN .....	15
1.3. OBJETIVOS .....	16
1.3.1. <i>Objetivo Principal.....</i>	<i>16</i>
1.3.2. <i>Objetivos Específicos.....</i>	<i>16</i>
1.4. SINOPSIS DE LA INVESTIGACIÓN .....	16
<b>CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>18</b>
2.1. DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS .....	18
2.1.1. <i>Criterios de diseño.....</i>	<i>18</i>
2.1.2. <i>Efectos de la configuración estructural.....</i>	<i>19</i>
2.1.3. <i>Efectos de los desplazamientos sísmicos.....</i>	<i>19</i>
2.1.4. <i>Hundimiento de estribos.....</i>	<i>21</i>
2.1.5. <i>Fallas en columnas.....</i>	<i>22</i>
2.1.6. <i>Fallas en trabes.....</i>	<i>25</i>
2.1.7. <i>Fallas en juntas.....</i>	<i>26</i>
2.1.8. <i>Falla en la cimentación.....</i>	<i>26</i>
2.1.9. <i>Falla en componentes de acero.....</i>	<i>27</i>
2.1.10. <i>Fallas en la superestructura.....</i>	<i>27</i>
2.1.11. <i>Falla en los accesos.....</i>	<i>28</i>
2.2. RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	29
<b>CAPÍTULO III: CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN PUENTES URBANOS.....</b>	<b>30</b>
3.1. PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SIMPLIFICADA .....	30

3.2.	PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN DETALLADA .....	36
3.2.1.	<i>Método de los coeficientes C/D</i> .....	36
3.2.2.	<i>Método del espectro de capacidad</i> .....	36
3.2.3.	<i>Método “Pushover”</i> .....	38
3.2.4.	<i>Método del Análisis Tiempo-Historia</i> .....	39
3.3.	RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	40
<b>CAPÍTULO IV: BREVE RESUMEN DE ESTUDIOS GENERALES DE PUENTES DE LIMA METROPOLITANA .....</b>		<b>41</b>
4.1.	SELECCIÓN DE PUENTES .....	41
4.2.	INSPECCIÓN TÉCNICA DE PUENTES DE LIMA METROPOLITANA	47
4.3.	MAPAS DE ISOACELERACIONES PARA LA CIUDAD DE LIMA .....	54
4.4.	RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	58
<b>CAPÍTULO V: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL PUENTE.....</b>		<b>59</b>
5.1.	DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD .....	59
5.1.1.	<i>Elección de los parámetros de evaluación</i> .....	61
5.1.2.	<i>Nivel de importancia de cada parámetro</i> .....	62
5.2.	ESPECTRO DE CAPACIDAD .....	69
5.2.1.	<i>Obtención de la curva de capacidad</i> .....	69
5.2.2.	<i>Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad</i> .....	69
5.3.	ESPECTRO DE DEMANDA .....	70
5.4.	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO .....	71
5.4.1.	<i>Método del Espectro de Capacidad</i> .....	71
5.4.2.	<i>Niveles de desempeño</i> .....	77
5.5.	RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	79
<b>CAPÍTULO VI: APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO EN EL PUENTE</b>		
<b>PRIMAVERA .....</b>		<b>80</b>
6.1.	DESCRIPCIÓN DEL PUENTE PRIMAVERA .....	80
6.1.1.	<i>Historia y características de la estructura</i> .....	80
6.1.2.	<i>Estado de conservación del puente</i> .....	82
6.2.	ÍNDICE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE PRIMAVERA.....	86
6.3.	EVALUACIÓN DETALLADA DEL PUENTE PRIMAVERA .....	91
6.3.1.	<i>Ensayos realizados</i> .....	91
6.3.2.	<i>Desarrollo y calibración del modelo estructural</i> .....	97

---

6.3.3.	<i>Análisis Pushover y obtención de la curva de capacidad.....</i>	<i>107</i>
6.3.4.	<i>Espectro de demanda.....</i>	<i>113</i>
6.4.	RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	116
	<b>CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>118</b>
7.1.	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 500 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO .....	118
7.2.	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 1000 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO .....	122
7.3.	OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 1500 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO .....	126
7.4.	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	130
7.5.	RESUMEN DEL CAPÍTULO .....	134
	<b>CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>135</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>140</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>144</b>

## RESUMEN

En esta tesis de investigación se determina la vulnerabilidad sísmica del puente Primavera mediante un índice de vulnerabilidad y el punto de desempeño de la estructura frente a diferentes escenarios de sismo. Para determinar el índice de vulnerabilidad fue necesario realizar una inspección técnica del puente, teniendo como precedente el estudio realizado por Olarte et al. (2015) en conjunto con el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC-UNI). Con la necesidad de realizar una evaluación más detallada del puente Primavera se determina el punto de desempeño de la estructura mediante el método de espectro de capacidad. Para ello se elabora un modelo numérico en el software SAP 2000 y se determina la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no lineal (pushover), se definen tres tipos de espectro de demanda sísmica y se calcula el punto de desempeño para cada caso. Finalmente, se definen los límites de desempeño y daño de la estructura para poder correlacionar los puntos de desempeño calculados con el daño esperado en el puente Primavera.

## ABSTRACT

In this thesis the seismic vulnerability of the Primavera bridge is determined through a vulnerability index and the performance point of the structure due to different earthquake scenarios. In order to determine the vulnerability index, a technical inspection of the bridge was necessary, taking as a precedent the study carried out by Olarte et al. (2015) jointly with the Research Institute of the Faculty of Civil Engineering (IIFIC-UNI). With the need for a more detailed evaluation of the Primavera bridge, the performance point of the structure is determined using the capacity spectrum method. To do this, a numerical model is elaborated in the SAP 2000 software and the capacity curve of the structure is determined by a non-linear static analysis (pushover), two types of seismic demand spectrum are defined and the performance point is calculated for each case. Finally, the performance and damage limits of the structure are defined in order to correlate the calculated performance points with the expected damage in the Primavera bridge.

## PRÓLOGO

El objetivo de esta tesis es determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Primavera, que pertenece al eje vial de la Panamericana Sur en Lima, mediante dos tipos de evaluación. La primera será una evaluación simplificada haciendo uso del índice de vulnerabilidad de la estructura y la segunda una evaluación del desempeño de la estructura frente a posibles escenarios sísmicos (raro, muy raro y catastrófico).

En la evaluación simplificada se evalúan nueve parámetros del puente, luego se obtiene un coeficiente por cada parámetro evaluado y finalmente mediante estos coeficientes se determina el índice de vulnerabilidad de la estructura (Iv).

En la segunda parte, llamada evaluación detallada, se necesitan conocer las características específicas de los materiales, cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, dimensiones de los pilares y el espectro característico del sitio. También será necesario definir el estado límite para el cual se va a hacer la evaluación y por lo tanto los desplazamientos permitidos para ese estado, en esta investigación se determinará el punto de desempeño del puente Primavera frente a diferentes escenarios sísmicos mediante el método de espectro de capacidad. Finalmente se presenta el daño esperado en el puente Primavera para cada escenario de sismo propuesto.

Los resultados de esta investigación concluyen que frente a un sismo raro (500 años de periodo de retorno), se espera que el puente Primavera presente daños de nivel moderado, que se traduce en daño estructural leve (columnas y vigas de conexión) y no estructural moderado. Frente a un sismo raro y catastrófico (1000 y 1500 años de periodo de retorno), se espera que la estructura se encuentre cerca al colapso con daños estructurales en columnas y vigas de conexión en los pilares.

Jorge Olarte

## LISTA DE CUADROS

Tabla 1. Puentes y viaductos elevados de Lima y Callao evaluados en Olarte et al. (2015).....	43
Tabla 2. Características de los puentes y viaductos elevados de Lima y Callao evaluados.....	45
Tabla 3. Resumen de años de construcción de los puentes evaluados .....	49
Tabla 4. Resumen de años de construcción de los puentes evaluados .....	51
Tabla 5. Resumen del Nivel de Seguridad de los 62 puentes evaluados .....	52
Tabla 6. Descripción de los niveles de seguridad.....	52
Tabla 7. Valores de los índices de vulnerabilidad de 13 puentes daños por sismos, para la calibración del método.....	60
Tabla 8. Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de $I_v$ .....	60
Tabla 9. Factor de importancia para cada tipo de puente .....	68
Tabla 10. Valores para el factor modificador del amortiguamiento .....	75
Tabla 11. Valores mínimos requeridos para SRA y SRV .....	75
Tabla 12. Valores límites de la deriva máxima de entrepiso para los niveles de desempeño en edificaciones .....	77
Tabla 13. Grados de daño considerados según desplazamientos de la estructura..	78
Tabla 14. Carga en los apoyos .....	89
Tabla 15. Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de $I_v=0.45$ estimado para el puente Primavera .....	91
Tabla 16. Resumen de frecuencias y periodos correspondientes a cada componente .....	97
Tabla 17. Valores de desplazamientos y cortantes de la curva de capacidad en la dirección Y .....	111
Tabla 18. Valores de desplazamientos y aceleraciones espectrales correspondientes al espectro de capacidad.....	113
Tabla 19. Propuesta de categorización de puentes en la ciudad de Lima y Callao	114
Tabla 20. Espectro de demanda reducido (500 años) – primera iteración.....	120
Tabla 21. Espectro de demanda reducido (500 años) – segunda iteración.....	121
Tabla 22. Espectro de demanda reducido (1000 años) – primera iteración.....	124
Tabla 23. Espectro de demanda reducido (1000 años) – segunda iteración.....	125
Tabla 24. Espectro de demanda reducido (1500 años) – primera iteración.....	128
Tabla 25. Espectro de demanda reducido (1500 años) – segunda iteración.....	129

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos .....	20
Figura 2. Falta de apoyo debido al esviamiento del puente .....	20
Figura 3. Colapso del puente Showa durante el sismo de Nigata, 1964. Falla por licuación .....	21
Figura 4. Hundimiento y rotación de estribo.....	22
Figura 5. Falla por flexión debido a una terminación prematura del refuerzo y un inadecuado confinamiento .....	23
Figura 6. Pérdida de recubrimiento y pandeo de las varillas longitudinales.....	24
Figura 7. Falla por cortante en columna de un puente ocurrida en Taiwán en el sismo de 1999 .....	25
Figura 8. Falla en los nodos.....	26
Figura 9. Falla en elementos de acero.....	27
Figura 10. Puente de San Francisco- Oakland .....	28
Figura 11. Componentes básicos de riesgo en el esquema de priorización de Caltrans .....	31
Figura 12. Curva de capacidad “pushover” idealizada .....	37
Figura 13. Estaciones Línea Cortina del Río Rimac y Panamericana Sur.....	41
Figura 14. Ubicación de los puntos de Línea Cortina.....	42
Figura 15. Cambio de Volumen de Tráfico que cruza la Línea Cortina del Río Rímac.....	42
Figura 16. Cambio de Volumen de Tráfico que cruza la Línea Cortina de la Panamericana Sur.....	43
Figura 17. Clasificación de los puentes según el año de su construcción.....	52
Figura 18. Clasificación de los puentes según el nivel de seguridad.....	53
Figura 19. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años .	55
Figura 20. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1000 años	56
Figura 21. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1500 años	57
Figura 22. Rigidez lateral de un pilar formado por N columnas.....	63
Figura 23. Longitud de apoyo .....	64
Figura 24. Ángulo de esviamiento.....	65
Figura 25. Puente curvo.....	65
Figura 26. Espectro de respuesta elástico (izquierda) y espectro de demanda (derecha).....	71
Figura 27. Representación bilineal del espectro de capacidad.....	73

Figura 28. Obtención del amortiguamiento equivalente para reducir el espectro de respuesta elástico.....	74
Figura 29. Espectro de demanda reducido .....	75
Figura 30. Determinación del punto de desempeño inicial mediante aproximación de desplazamientos iguales.....	76
Figura 31. Determinación del punto de desempeño.....	77
Figura 32. Límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura.....	79
Figura 33. Ubicación del puente Primavera .....	80
Figura 34. Corte longitudinal del puente Primavera .....	81
Figura 35. . Corte transversal del puente Primavera .....	81
Figura 36. Detalle de refuerzo de las columnas de los pilares, articulación superior e inferior. ....	82
Figura 37. Presencia de eflorescencia y pequeñas fisuras en la cara inferior del tablero debido a la infiltración de agua por la junta. ....	83
Figura 38. Vista cercana de eflorescencia en la cara inferior del tablero debido a la infiltración de agua por la junta. ....	83
Figura 39. Se observa la ampliación del puente con un pilar de sección rectangular .....	84
Figura 40. Grietas y desprendimiento en las vigas inferiores debido al poco refuerzo transversal y el deficiente recubrimiento. ....	84
Figura 41. Desprendimiento y acero expuesto en las vigas inferiores debido al poco refuerzo transversal y el deficiente recubrimiento.....	85
Figura 42. Fisuras en la carpeta asfáltica y juntas de expansión debido a un inadecuado sello de la junta y que la junta no tenga la capacidad suficiente de absorber las deformaciones.....	85
Figura 43. Detalle de columna-viga .....	86
Figura 44. Equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y Sobrepresión y Geófono Triaxial Estándar Instantel (versión ISEE o DIN) de 4 canales.....	92
Figura 45. Puntos tomados para el ensayo de vibración del puente Primavera .	92
Figura 46. Medición de micro vibraciones del puente Primavera .....	92
Figura 47. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 1 en los componentes transversal, vertical y longitudinal .....	93
Figura 48. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 2 en los componentes transversal, vertical y longitudinal .....	94

Figura 49. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 3 en los componentes transversal, vertical y longitudinal .....	95
Figura 50. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 4 en los componentes transversal, vertical y longitudinal .....	96
Figura 51. Sección de viga: T (izquierda) y Cajón (derecha).....	97
Figura 52. Detalle de columna-pedestal-cimentación.....	98
Figura 53. Modelo tridimensional del puente Primavera.....	98
Figura 54. Modelo de Hognestad del concreto no confinado (1951) .....	100
Figura 55. Modelo elastoplástico del acero .....	100
Figura 56. Diagrama de momento curvatura de la sección de las columnas de los pilares del puente Primavera .....	101
Figura 57. Diagrama de momento curvatura de la sección de las vigas de los pilares del puente Primavera .....	101
Figura 58. Distribución de cargas (asfalto y barandas) .....	102
Figura 59. Distribución de carga vehicular recomendada en el Manual de Puentes (2016) del MTC.....	103
Figura 60. Tres primeros modos de vibración y frecuencias del puente Primavera. ....	104
Figura 61. Definición de restricciones para los apoyos tipo partial Fixity (fijación parcial). Apoyo fijo (izquierda) y apoyo móvil (derecha). ....	105
Figura 62. Periodos reales de vibración y del modelo numérico calibrado. ....	105
Figura 63. Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el SAP 2000, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal).....	106
Figura 64. Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el SAP 2000, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal).....	106
Figura 65. Distribución de rigideces y masas para cada tramo del puente.....	107
Figura 66. Propiedades de las rótulas plásticas asignadas a las columnas. ....	109
Figura 67. Propiedades de las rótulas plásticas asignadas a las vigas de conexión. ....	109
Figura 68. Distribución de rótulas plásticas en columnas y vigas del pilar .....	110
Figura 69. Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal).....	110
Figura 70. Curva de capacidad del puente primavera (dirección Y) .....	112
Figura 71. Espectro de capacidad del puente primavera (dirección Y).....	113
Figura 72. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 500 años.....	115

Figura 73. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 1000 añosFuente: Elaboración propia .....	115
Figura 74. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 1500 años.....	115
Figura 75. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 500 años.....	116
Figura 76. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 1000 años.....	116
Figura 77. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 1500 años.....	116
Figura 78. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 500 años .....	118
Figura 79. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 500 años. ....	120
Figura 80. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.....	122
Figura 81. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1000 años .....	123
Figura 82. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años .....	124
Figura 83. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años.....	126
Figura 84. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1500 años .....	127
Figura 85. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1500 años .....	128
Figura 86. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1500 años.....	130
Figura 87. Niveles de desempeño para el puente Primavera.....	131
Figura 88. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno .....	132
Figura 89. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno .....	132
Figura 90. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1500 años de periodo de retorno .....	133

Figura 91. Representación bilineal de la curva de capacidad del puente Primavera en la dirección transversal del puente (eje Y). ..... 137

## INTRODUCCIÓN

El puente Primavera es un puente continuo, de tipología losa con vigas y posee 10 carriles en doble sentido. La longitud total del puente es de 48 m y posee dos pilares intermedios los cuales poseen 5 columnas interconectadas mediante vigas. Este puente forma parte de la Panamericana Sur y es esencial que se encuentre operativo luego de un evento sísmico, pues su eventual falla se traduce en pérdidas económicas cuantiosas por ser una estructura que conecta el norte y sur de Lima, además la interrupción de cualquier tipo de ayuda necesaria luego de una catástrofe. En ese sentido es necesario conocer e identificar la vulnerabilidad de esta estructura frente a posibles escenarios de sismo, para ello se presenta un resumen del procedimiento realizado para cumplir los objetivos propuestos.

En el segundo capítulo se muestran los daños y fallas más significativos y que presentan los puentes a causa de los grandes sismos en los últimos años.

En el tercer capítulo se describen los criterios existentes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes urbanos, además se detallan evaluaciones simplificadas y detalladas.

En el cuarto capítulo se presenta un breve resumen de los estudios generales de puentes de Lima metropolitana por medio de una inspección técnica, esto basándose en los estudios realizados en la investigación “sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima”

En el quinto capítulo se presenta la metodología a seguir para la determinación de la vulnerabilidad sísmica del Puente Primavera definiéndose los parámetros y consideraciones a tomar en cuenta.

El sexto capítulo se centra en la descripción del puente Primavera, además se presentan los cálculos realizados para la obtención del índice de vulnerabilidad y punto de desempeño de la estructura.

En el séptimo capítulo se definen los límites de desempeño y daño del puente primavera, luego se correlaciona el punto de desempeño calculado en el sexto capítulo y el nivel de daño esperado frente a dos escenarios de sismo.

Finalmente, el octavo capítulo muestra las conclusiones y recomendaciones.

## **CAPÍTULO I: GENERALIDADES**

### **1.1. ANTECEDENTES**

Los estudios de vulnerabilidad sísmica en áreas urbanas que se vienen realizando en el Perú están enfocados a edificaciones, pero hasta la actualidad no se da prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico en puentes, a esto se suma la carencia de normatividad nacional que permita justificar los criterios de diseños empleados en el diseño sísmico de puentes (Olarte et al., 2015), pues el manual de diseño de puentes es una copia de la norma AASHTO LRFD y los parámetros proporcionados, como los coeficientes de aceleración y suelo, pueden ser incorrectos o no adecuados para nuestro país.

Lo mencionado anteriormente representa un riesgo para la población que al no poder definirse el nivel de seguridad que presentarán estas infraestructuras ante la acción del sismo, al suscitarse la falla o mala operación de los puentes se generan daños colaterales a la población, podemos citar por ejemplo: problemas de tráfico y congestión vehicular, pérdidas económicas que repercuten en varios sectores de la sociedad, obstrucción de vías de escape, así como también el difícil acceso para los bomberos y/o ambulancias para llegar a sitios donde se requiere atender siniestros producidos por el sismo.

Se tiene registros de otros países en los cuales los puentes han evidenciado un mal comportamiento sísmico tal como ocurrió durante los eventos sísmicos de Chile (2010), Chi Chi (1999), Kobe (1995), Northridge (1994), entre otros. En la mayoría de estos sismos el colapso de puentes se atribuyó a la falla predominante de columnas lo que demuestra que son elementos estructurales altamente vulnerables a la acción del sismo en comparación con otra parte de la estructura.

La UNI mediante el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC) financió el proyecto “SISTEMA DE GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA PARA LA REDUCCIÓN DEL RIESGO SÍSMICO EN PUENTES Y VIADUCTOS ELEVADOS DE LA CIUDAD DE LIMA”, a cargo de un equipo liderado por el Dr. Ing. Jorge M. Olarte Navarro, docente del Departamento Académico de Estructura (DAE) de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI. Este proyecto abre paso a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes y viaductos elevados en la ciudad de Lima y está enfocado en los puentes de Lima metropolitana, los cuales se ubican en los ejes viales principales de esta ciudad, estos ejes comprenden:

Panamericana Norte – Evitamiento – Panamericana Sur, Río Rímac, Vía Expresa Grau, Vía Expresa Javier Prado y Vía Expresa Paseo de la República. En total se evaluaron 62 puentes, siendo el eje Panamericana Norte – Evitamiento – Panamericana Sur el de mayor importancia.

## 1.2. JUSTIFICACIÓN

El Perú forma parte del borde Occidental de América del Sur, el cual se caracteriza por ser una de las regiones sísmicamente más activas en el mundo. La actividad sísmica más importante en nuestro país está asociada al proceso de subducción de la Placa de Nazca (oceánica) bajo la Placa Sudamericana (continental), generando frecuentemente sismos de magnitud elevada. Además este tipo de fenómeno natural se debe a que nuestro país se encuentra en el Anillo de Fuego del Pacífico, zona de gran actividad volcánica, la que es asociada con este fenómeno de subducción.

A través de los años, el desarrollo de las ciudades ha estado relacionado con el avance de la infraestructura vial. La historia ha demostrado que los pueblos ubicados en zonas de fácil acceso, cercanos a vías de comunicación, eran favorecidos por el paso de las caravanas y redes de comercio, que garantizaban el intercambio y, por consiguiente, el desarrollo económico de sus pobladores (Toujague et al., 2008).

Como parte esencial de estas rutas y caminos fueron apareciendo estructuras que debían garantizar el paso cuando había que salvar algunos obstáculos, estos son los puentes, que a través del tiempo han ido evolucionando, modificando su tipología y buscando nuevas alternativas en cuanto al uso de materiales, para garantizar su permanencia ante los embates de las fuerzas de la naturaleza. Siendo los puentes parte de líneas vitales, es indispensable conservar su integridad ante un evento sísmico, por adquirir primordial importancia en caso de desastres, ya que serán fundamentales para el manejo de la emergencia y la pronta recuperación (Toujague et al., 2008).

El puente Primavera se encuentra ubicado entre los distritos de San Borja y Santiago de Surco en el cruce de la Panamericana Sur y la Av. Primavera; este puente data del año 1967 y estuvo a cargo del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, Dirección de Caminos, División de Puentes y Obras de Arte de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y Obras de Públicas; como se

describe en los planos del puente Primavera, el diseño estuvo a cargo del Ingeniero Jose Luis Bosio Ingenieros Estructurales utilizando las especificaciones de construcción del American Association of State Highway Officials (AASHO - 61), por lo que se considera necesario un análisis de vulnerabilidad sísmica, pues este puente es de vital importancia por encontrarse en la Panamericana Sur, considerado como un eje cortina; en caso que este puente quede inoperativo después de un sismo severo la Panamericana Sur se vería interrumpida hasta la rehabilitación o reconstrucción de dicho puente, causando pérdidas económicas cuantiosas y el aislamiento del cono Sur de Lima así como también el sur del Perú.

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivo Principal

Determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Primavera para identificar los posibles daños frente a diferentes escenarios de sismo.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

- a) Identificar el estado de arte de los puentes existentes en Lima Metropolitana.
- b) Determinar el Índice de Vulnerabilidad sísmica del puente Primavera mediante un método simplificado.
- c) Determinar la curva de capacidad del puente Primavera mediante un análisis estático no lineal para posteriormente obtener el punto de desempeño para diferentes escenarios de sismo.

### 1.4. SINOPSIS DE LA INVESTIGACIÓN

La presente tesis de investigación se divide en 8 capítulos. En este primer capítulo se presentan la justificación del tema elegido y los objetivos propuestos.

En el segundo capítulo se muestran los daños y fallas más significativos y que presentan los puentes a causa de los grandes sismos en los últimos años.

En el tercer capítulo se describen los criterios existentes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en puentes urbanos, además se detallan evaluaciones simplificadas y detalladas.

En el cuarto capítulo se presenta un breve resumen de los estudios generales de puentes de Lima metropolitana por medio de una inspección técnica, esto basándose en los estudios realizados en la investigación “sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima”

En el quinto capítulo se presenta la metodología a seguir para la determinación de la vulnerabilidad sísmica del Puente Primavera definiéndose los parámetros y consideraciones a tomar en cuenta.

El sexto capítulo se centra en la descripción del puente Primavera, además se presentan los cálculos realizados para la obtención del índice de vulnerabilidad y punto de desempeño de la estructura.

En el séptimo capítulo se definen los límites de desempeño y daño del puente primavera, luego se correlaciona el punto de desempeño calculado en el sexto capítulo y el nivel de daño esperado frente a dos escenarios de sismo.

Finalmente, en el octavo capítulo se muestran las conclusiones y recomendaciones.

## CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE

Existen antecedentes sobre terremotos en distintos lugares del mundo que han demostrado en más de una oportunidad que los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables; a esto se le suma la importancia que significa mantener las líneas de comunicación intactas frente a una catástrofe y además por los cuantiosos costos que representan para una nación la reconstrucción y/o rehabilitación de un puente. Se han desarrollado diversos estudios en distintos países, los cuales evalúan el grado de vulnerabilidad de uno o varios puentes frente a un sismo, con el fin de fortalecer los puentes existentes en base a estudios que evidencien las debilidades que puedan presentar.

### 2.1. DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS

Con el propósito de definir los parámetros que deben considerarse en la metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes, Landa et al. (2006) describe las causas que han dado origen a daños sísmicos en este tipo de estructuras.

#### 2.1.1. Criterios de diseño

Antes de 1970 se usaba un criterio elástico que se basa en considerar niveles de esfuerzos permisibles comparativamente bajos, correspondientes a fuerzas sísmicas reducidas que son una fracción de las fuerzas reales que se generan en una estructura con comportamiento elástico. (Landa et al., 2006)

Según Landa et al. (2006), las consecuencias de un diseño elástico son:

- 1) Los desplazamientos sísmicos son subestimados debido a que se utiliza la rigidez de la sección gruesa y no la agrietada.
- 2) La relación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica que se toma para diseño es incorrecta. Los diagramas de momentos bajo la combinación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica son diferentes en cuanto a magnitud y forma. La ubicación de los momentos críticos y los puntos de inflexión no es la que realmente se presenta en la estructura.
- 3) No toma en cuenta las acciones inelásticas estructurales ni los conceptos de ductilidad y diseño por capacidad. Las articulaciones no se diseñan para soportar grandes deformaciones inelásticas sin degradación de

resistencia, se han observado deficiencias en la distribución de los traslapes y la resistencia a cortante llega a ser menor que la resistencia a flexión provocando una falla súbita por cortante.

### 2.1.2. Efectos de la configuración estructural

Según Landa et al. (2006), los puentes con mayor probabilidad de presentar daño son:

- 1) Aquellos en donde exista una excesiva demanda de deformación en elementos frágiles.
- 2) Los que tienen una configuración estructural compleja.
- 3) Los que tienen falta de redundancias.

Una irregularidad común en los puentes es la diferencia de altura en sus pilares. En este caso la demanda de deformación en cada pilar es diferente, lo que conduce a imponerle una mayor deformación al pilar más corto, lo que puede inducir su falla, en muchos casos de tipo frágil. Esta irregularidad se observa con más frecuencia en puentes largos de varios claros.

Otro problema que presentan los puentes largos (longitudes de cientos de metros), es la variación en el movimiento del suelo, es decir, cada pilar es sometido a movimientos de suelo diferentes al mismo tiempo, debido a que las ondas sísmicas toman tiempo en viajar de uno a otro apoyo. Este efecto puede dar como resultado que mientras un pilar se desplace en una dirección, la otra se desplace en dirección contraria.

### 2.1.3. Efectos de los desplazamientos sísmicos

Los desplazamientos sísmicos pueden generar las siguientes fallas (Landa et al., 2006):

- 1) *Falla del tablero por pérdida de apoyo.* En ocasiones los desplazamientos en la dirección longitudinal del puente exceden el ancho del apoyo, lo que ocasiona que las juntas se destruyan y el claro colapse (Figura 1). Se ha observado que cuando los claros del puente están esviados presentan mayores desplazamientos que los claros rectos. Cuando se da el choque entre un puente esviado y sus estribos, el puente puede rotar con respecto

al eje vertical (Figura 2) y si las rotaciones son grandes y la longitud de apoyo es corta, las esquinas agudas del tablero podrían quedar sin apoyo.



Figura 1. Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

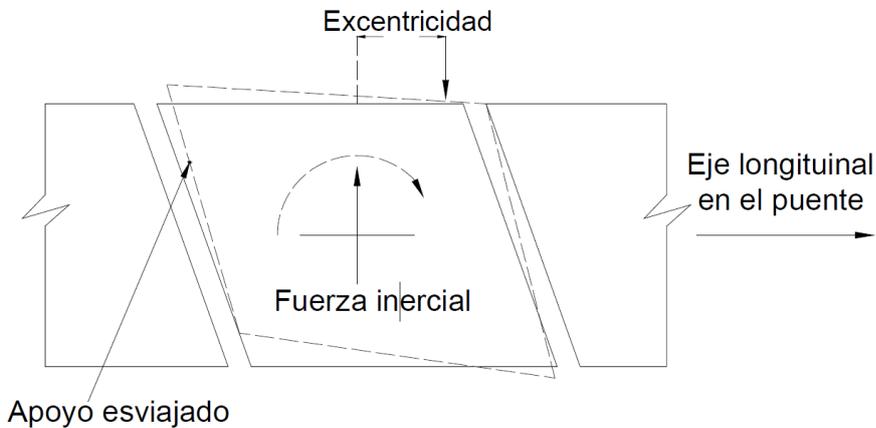


Figura 2. Falta de apoyo debido al esviamiento del puente  
Fuente: Priestley *et al.*, (1996)

- 2) *Amplificación de los desplazamientos causados por los efectos del suelo.* Cuando los puentes están cimentados sobre suelos suaves se ha visto un incremento en la vibración de la estructura; cuando ocurre el fenómeno de licuación, la capacidad resistente de los pilares disminuye además de que se presentan desplazamientos laterales y/o verticales mayores (Figura 3)



Figura 3. Colapso del puente Showa durante el sismo de Nigata, 1964. Falla por licuación  
Fuente: Alva, (2011)

- 3) *Impacto de las estructuras.* Se da en los casos donde se tienen estructuras muy cercanas (como en entronques o puentes urbanos), y la separación entre ellas es menor que los desplazamientos producidos durante un movimiento sísmico. En algunos casos, mayormente cuando las estructuras tienen diferentes alturas, el golpeteo entre ellas puede causar un incremento en la fuerza cortante, por lo que se puede presentar una falla frágil. En otros casos el golpeteo puede ayudar a la respuesta sísmica de la estructura modificando su periodo.

#### 2.1.4. Hundimiento de estribos.

Puede darse a causa de suelos suaves y por un relleno no consolidado completamente. Las presiones en el estribo se incrementan debido a la aceleración sísmica, además de que el impacto del puente con el estribo genera una alta presión pasiva, la cual conduce a un incremento en la presión lateral. (Landa et al., 2006)

Cuando no se compacta adecuadamente el relleno tras el estribo, se producirá un hundimiento en la parte baja del estribo hacia el suelo. Si la separación no es suficiente y entra en contacto la parte superior del estribo con la superestructura se provoca una rotación en el estribo y esto genera un daño en el respaldo del estribo y en el pilar que lo soporta (Landa et al., 2006). Lo anterior se ejemplifica en la Figura 4.

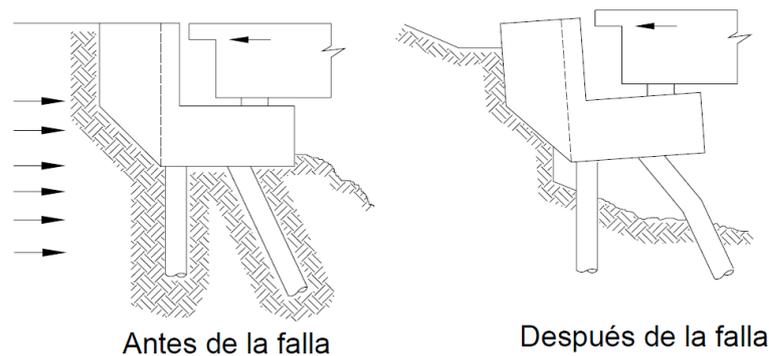


Figura 4. Hundimiento y rotación de estribo  
Fuente: Priestley et al., (1996)

#### 2.1.5. Fallas en columnas

La mayoría de las fallas en las columnas son como consecuencia de un diseño elástico y un detallado inapropiado para disipar energía. Las fallas más comunes según Landa et al. (2006) son las siguientes:

1) *Falla por baja resistencia a flexión y ductilidad limitada.*

Se puede distinguir principalmente 4 deficiencias:

- Resistencia a flexión inadecuada. La fuerza sísmica a partir de la cual se obtenían los elementos para diseño era baja por lo que los niveles de respuesta elástica real y los de diseño no coinciden. También puede haber un aumento en la capacidad a flexión por la sobre resistencia de los materiales, específicamente por que el valor especificado de fluencia del refuerzo sea mayor y por la resistencia adicional en la etapa de endurecimiento, lo que conduce a una falla por cortante.
- Longitudes de empalme y desarrollo insuficientes. El refuerzo longitudinal con frecuencia se traslapa en la parte baja de la columna, inmediatamente después de donde termina la cimentación y con una longitud de empalme inadecuada para desarrollar la resistencia de las varillas (Figura 5). Aunque la longitud de empalme sea la especificada en los reglamentos, se ha observado que hay probabilidad de que la columna falle si está sujeta a niveles moderados de ductilidad (Chung et. al, 2004), ya que se produce un marcado deterioro de la rigidez y la resistencia de la articulación plástica. También se puede dar la falla

cuando la soldadura a tope en el refuerzo longitudinal está cerca de donde se encuentra el momento máximo.

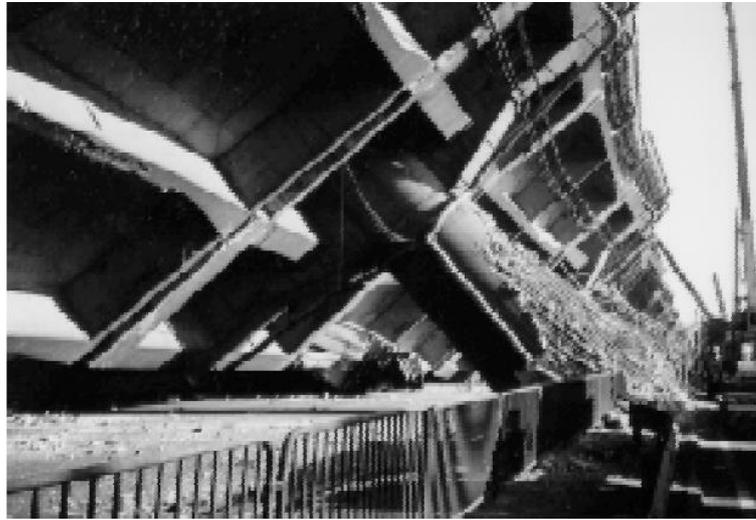


Figura 5. Falla por flexión debido a una terminación prematura del refuerzo y un inadecuado confinamiento  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

- Ductilidad inadecuada. A pesar de que las columnas pueden presentar una resistencia extra a flexión, no es suficiente para que tengan una respuesta elástica ante sismos intensos. Para que las estructuras resistan a sismos intensos deben poseer una ductilidad adecuada. Si la ductilidad no es adecuada, el esfuerzo de compresión del concreto en las regiones de articulación plástica puede exceder la capacidad del esfuerzo a compresión sin confinar cuando la columna ha iniciado un proceso de pérdida del recubrimiento (Figura 6). Si el núcleo de concreto no está bien confinado con estribos o espirales suficientemente cercanos, puede ocurrir una falla por aplastamiento ya que el refuerzo longitudinal se pandea y el concreto se aplasta rápidamente extendiéndose la falla hacia el interior del núcleo, provocando una rápida degradación de resistencia.



Figura 6. Pérdida de recubrimiento y pandeo de las varillas longitudinales  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

- Cortes prematuros en el refuerzo de las columnas. En el diseño de hace algunas décadas, los cortes en las varillas se obtenían a partir de la envolvente de los momentos de diseño, pero sin tomar en cuenta los efectos de cambios de tensión debidos a las grietas diagonales por cortante (R. Park y T. Paulay, 1980). Este problema aumenta si la longitud de desarrollo de las varillas en esta zona es insuficiente.

## 2) *Falla por cortante.*

La resistencia a cortante en una columna la aportan varios mecanismos como son: el cortante que se transmite en la zona a compresión del concreto, la fuerza de trabazón del agregado a lo largo de las grietas, la acción de arco debido a las fuerzas axiales y el uso de estribos. Si el refuerzo transversal fluye, el ancho de las grietas por flexión-cortante aumenta rápidamente reduciendo la trabazón del agregado, y como consecuencia, la resistencia que aporta el concreto (Nilson, 1999).

Las columnas cortas son más susceptibles a presentar fallas por cortante debido a la alta relación cortante/ momento (Figura 7), a lo conservador del diseño por flexión y a su sobre resistencia. Además, no se garantiza que la resistencia real a cortante exceda la resistencia real a flexión, por lo que es común encontrar columnas de puentes en donde la fuerza lateral asociada a la resistencia a flexión es dos o tres veces superior a la fuerza lateral correspondiente a la resistencia por cortante.

Un comentario importante es que la resistencia a cortante es menor en las zonas de articulaciones plásticas que en el resto de la columna, debido a que hay una reducción en la transferencia de cortante por las fuerzas de trabazón del agregado en las articulaciones plásticas, cuando el ancho de las grietas por flexión-cortante aumenta conforme se incrementa la ductilidad a flexión (Priestley et. al, 1996). Es importante entonces que las ecuaciones de diseño reconozcan la influencia de la demanda de ductilidad para la resistencia a cortante.



Figura 7. Falla por cortante en columna de un puente ocurrida en Taiwán en el sismo de 1999  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

#### 2.1.6. Fallas en vigas

Priestley et al., (1996), identificaron tres aspectos significativos en las fallas de las vigas de los puentes:

- La baja capacidad que presentan hacia la fuerza cortante, sobre todo cuando se combina la carga sísmica y la gravitacional.
- El refuerzo para el momento negativo en los extremos no tiene la longitud adecuada, es decir, se corta prematuramente.
- El anclaje no es suficiente en las partes extremas.

Las grietas que resultan por la flexión en los extremos de las vigas se inclinan por la influencia de cortante. Si el refuerzo por cortante no es suficiente para controlar las grietas flexión-cortante, se desarrollan grietas muy anchas y la viga colapsa.

### 2.1.7. Fallas en juntas

La transferencia de fuerzas de los miembros se hace a través de conexiones que reciben fuerzas cortantes horizontales y verticales. Estas fuerzas no se consideraban en el diseño de puentes y fallaba la zona de la unión viga-columna presentando grietas diagonales. Se ha visto (Priestley et. al, 1996) que las estructuras de doble nivel son más susceptibles a presentar fallas por cortante en las uniones viga columna. (Figura 8)



Figura 8. Falla en los nodos  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

### 2.1.8. Falla en la cimentación

Se han encontrado las siguientes deficiencias:

- Deficiencia en la resistencia a flexión debido a la omisión del refuerzo superior.
- Deficiencia en la resistencia a cortante, ya que rara vez se suministra refuerzo por cortante y el peralte puede ser insuficiente.
- Deficiencia en la resistencia a cortante en la zona donde termina la cimentación y empieza la columna, la cual está sujeta a cortantes altos.
- Anclaje y longitud de desarrollo del refuerzo insuficiente.
- Mala conexión entre columnas sujetas a tensión y la cimentación.

### 2.1.9. Falla en componentes de acero.

En general se tiene la idea de que los elementos de acero de un puente sufren menos daños que sus equivalentes en concreto. Y aunque la superestructura de acero de un puente es menos pesada que una de concreto (30%), esto no significa que la superestructura o sus soportes no sufrirán daño (Figura 9). En el sismo de Kobe en 1995 se vieron muchas fallas de pandeo de vigas I como consecuencia de arriostramiento inadecuado o daños en los atiesadores verticales. También se vio la falla de varias columnas como consecuencia de su baja ductilidad.

Existen algunos apoyos de acero diseñados para dar restricción en una o más direcciones y permitir el movimiento en otras. La falla en estos apoyos durante un sismo puede provocar una redistribución de fuerzas internas lo que origina una sobrecarga en algunos de los elementos de la superestructura o a la subestructura.



Figura 9. Falla en elementos de acero  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

### 2.1.10. Fallas en la superestructura.

En general es poco probable que el daño a la superestructura sea la principal causa de colapso de un puente. Cuando se dañan los apoyos y la subestructura, se pueden generar daños a la superestructura, pero estos daños casi siempre son secundarios. La falla más común en las superestructuras es la debida al golpeteo, con excepción del colapso de superestructuras debido a la falta de apoyo.

Se ha visto que las superestructuras de acero son más susceptibles a dañarse debido a cargas verticales y muestran fallas especialmente en los apoyos. Un

espectacular ejemplo de falla en la superestructura de acero es la que se vio en el puente de San Francisco- Oakland (Figura 10) durante el sismo de Loma Prieta.



Figura 10. Puente de San Francisco- Oakland  
Fuente: Landa *et al.*, (2006)

#### 2.1.11. Falla en los accesos

Aunque la estructura de un puente quede intacta, un puente puede quedar fuera de servicio si la calzada empieza a asentarse significativamente. Durante los sismos de San Fernando en 1971 y Chile en 1985 (Wai-Fah y Lian, 2000) el asentamiento del relleno de los estribos provocó asentamientos diferenciales en varios puntos.

Otros autores han identificado las causas de daños en puentes ocurridos en sismos recientes: NOAA (1973), para el sismo de San Fernando de 1971; Bertero (1992), Benushka (1990) y Thiel (1990), para el sismo de Loma Prieta de 1989; Hall (1995), Astanesh-Asl y col (1994), Buckle (1995), y Priestley y col (1994), para el sismo de Northridge de 1994; Shinosua (1995), CHBD (1995) y Kawashima (2000), para el sismo de Kobe.

De acuerdo con los informes anteriores, los daños más comunes obedecieron a los siguientes aspectos en orden de importancia:

- a) Falla en columnas debido a insuficiente armado transversal, longitudes de empalme insuficientes a media altura de la columna y longitudes de anclaje reducidos en la cimentación (5)
- b) Pérdida de apoyo en juntas de pilares y estribos (5)

- c) Año de construcción (Normas de construcción empleadas) (4)
- d) Concentración de fuerzas por variaciones en la rigidez de los pilares (4)
- e) Falla en uniones entre la superestructura y la subestructura en puentes metálicos (3)
- f) Falla en apoyos de acero (3)
- g) Falla en las conexiones viga – columna en puentes de dos niveles (3)
- h) Licuación (3)
- i) Desplazamientos rotacionales importantes en puentes curvos (2)
- j) Asentamiento de terraplenes de acceso (1)

Los números entre paréntesis indican el número de autores que identificaron el tipo de daño.

## 2.2. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Este capítulo se centra en los diversos estudios desarrollados en distintos países, los cuales evalúan el grado de vulnerabilidad de uno o varios puentes frente a un sismo, con el fin de fortalecer los puentes existentes en base a estudios que evidencien las debilidades que puedan presentar. Con el propósito de definir los parámetros que se considerarán en la evaluación del puente Primavera, se presentan las causas que han dado origen a daños en puentes frente a distintos sismos en todo el mundo.

## **CAPÍTULO III: CRITERIOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN PUENTES URBANOS**

En edificaciones los modelos de evaluación de la vulnerabilidad son muy completos, incluso en contextos de códigos de diseño. Para puentes, a pesar de las recientes investigaciones sobre su comportamiento sísmico y de la gran cantidad de estructuras diseñadas con códigos sísmicos obsoletos (como lo demuestran los daños ocasionados en los últimos sismos, capítulo 2), sólo algunos estudios han buscado la determinación de modelos genéricos de obtención de vulnerabilidad. En este capítulo describiremos aquellos parámetros que caracterizan la fragilidad estructural a través de la asignación de un índice de vulnerabilidad, el cual es un análisis preliminar. Si el puente en estudio posee un índice de vulnerabilidad deficiente, se someterá a una evaluación detallada utilizando uno o más métodos de los detallados en la segunda parte de este capítulo.

En el caso en que de la evaluación detallada concluya que el puente es vulnerable, se debe definir una estrategia de rehabilitación, que consiste en el plan completo de las tareas a realizar. Algunas de las medidas más comunes son: Reforzar, mejorar el suelo del lugar o reemplazo parcial o total de algunos elementos.

### **3.1. PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN SIMPLIFICADA**

La evaluación se lleva a cabo de una manera simplificada y evalúa las principales características del puente. La prioridad de cada parámetro que se califica debe conducir a identificar los puentes que serán evaluados en la segunda etapa, es decir, aquellos puentes que presenten riesgo mayor. Aunque hay varios esquemas de prioridades basados en el riesgo, no existen criterios que tengan en cuenta implícitamente el costo.

Caltrans (Priestley et. al, 1996) propone el siguiente esquema de jerarquización (Figura 11) que en términos generales es el que se propone en la mayoría de los procedimientos existentes.

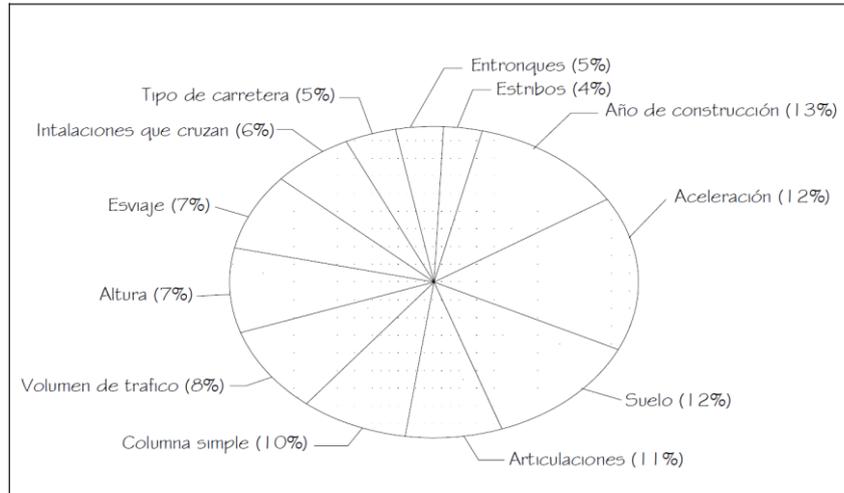


Figura 11. Componentes básicos de riesgo en el esquema de priorización de Caltrans  
Fuente: Priestley et al., (1996)

Para la evaluación de puentes se han desarrollado diferentes propuestas para evaluar el riesgo de un puente. El riesgo en que se encuentra un puente se expresa en términos de vulnerabilidad. Las diferentes técnicas propuestas para evaluar se clasifican en cuatro grupos (Dolce et. al, 1994):

1. *Técnicas directas.* Utilizan métodos estadísticos y/ o mecánicos para predecir el daño. Los métodos estadísticos parten de la cuantificación de los daños generados y los métodos mecánicos se basan en modelos matemáticos que simulan el efecto del sismo.
2. *Técnicas indirectas.* Evalúan un índice de calidad estructural (índice de vulnerabilidad).
3. *Técnicas convencionales.* Determinan un índice de calidad independiente que no toma en cuenta el daño y se utiliza para comparar puentes localizados en una misma área.
4. *Técnicas híbridas.* Son una combinación de las técnicas anteriores.

A continuación se presentan una breve descripción de algunos modelos existentes para la evaluación sísmica de una población que incluyen métodos de análisis de vulnerabilidad sísmica de puentes, según se presenta en las referencias Jara y González, (2000), Pezeshk et al., (1993) y Priestley et al., (1996)

ATC 6-2, 1983, Caltrans y el Ministerio Japonés de Construcciones. Toman en cuenta los mismos factores de riesgo y los dividen en tres grandes grupos.

*Sismicidad.* Involucra el movimiento esperado del suelo. Si la sismicidad del sitio se expresa como una curva de intensidad contra probabilidad de excedencia, el daño del puente puede expresarse en términos de costo sobre un marco de tiempo especificado.

*Vulnerabilidad.* Se refiere a que tan propenso es el puente a daños o al colapso. Depende de las características estructurales del puente, como son claros, apoyos, conexiones de la superestructura a los apoyos, juntas, estribos normales o esviados, así como de la edad del puente y potencial de licuación del suelo.

*Importancia.* Aquí se considera el volumen de tráfico, tipo de cruce, y que tan importante es para habilitar los servicios de emergencia. La influencia de la importancia del puente se expresa por una estimación del costo del puente terminado y por aspectos como personal muerto o accidentado. El costo del daño del puente y de su pérdida es comparado con el costo de reducir los riesgos y las pérdidas.

La relación 3.1 involucra los tres factores sismicidad (S), vulnerabilidad (V) e importancia (I); con base en distintos pesos para cada variable  $w_s$ ,  $w_v$ ,  $w_i$ :

$$R = W_s * S + W_v * V + W_i * I \quad 3.1$$

Esta relación tiene la desventaja que puede dar como resultado un alto riesgo sísmico para una región no sísmica ( $S = 0$ ). Además con este criterio se pueden diferenciar más los valores de R. Por lo que una relación como la 3.2 es más apropiada.

$$R = S^{W_s} * V^{W_v} * W^{W_i} \quad 3.2$$

Los elementos de las dos ecuaciones 3.1 y 3.2 dependen de la sismicidad y de las características de diseño, por lo que pueden variar de una región sísmica a otra.

El ATC 6-2, 1983, además, propone un método detallado en el cual se evalúan las columnas, cimientos, apoyos y desplazamientos de la estructura, de acuerdo con

la relación capacidad/demanda. Se describe esta evaluación en el capítulo cinco correspondiente a evaluación intermedia.

*ATC-25, 1991*. Este procedimiento está enfocado a la obtención de los costos de los sistemas sometidos a diferentes escenarios sísmicos. La relación entre el daño sísmico *DMG* y la intensidad *MMI* se obtiene de la expresión 3.3.

$$DMG = e^a MMI^b \quad 3.3$$

Donde *a* y *b* son coeficientes de una regresión para cada tipo de estructura y cada escenario sísmico.

*Pezeshk y col, 1993*. Se basa en tres aspectos: la estructuración, cimentación e importancia del puente. Cada aspecto influye en un 50, 30 y 20% respectivamente a la vulnerabilidad del puente. Los parámetros que toman en cuenta en cada aspecto son:

Estructuración:

- Superestructura continua o discontinua
- Número de juntas.
- Tipo de apoyos
- Alineación del puente (esviado)
- Año de construcción
- Reforzamiento sísmico (en caso el puente haya sido reforzado contra un evento sísmico)
- Clasificación del puente – regular o irregular (si existe diferencia en la altura de pilares, grandes cambios en el peralte, etc.)
- Altura de columnas y pilares
- Longitud de soporte

Importancia:

- Longitud de esviamiento.
- Tránsito diario promedio

Cimentación:

- Tipo de suelo
- Potencial de licuación
- Altura de estribos

Cada aspecto tiene cierta puntuación. Un puente con un puntaje de 100 indica una estructura en excelentes condiciones, y un puente con puntaje cero representa que no va a resistir un sismo.

*Xueshen y Shuming, 1995.* Propusieron matrices de vulnerabilidad con base en datos de 114 puentes afectados en el sismo de Tangshan en China en 1976.

*Dicleli y Bruneau, 1996.* Proponen un índice de clasificación  $I_r = I_i * I_d$  donde  $I_i$  es el índice de importancia que es función de la relación pérdida/ daño sobre el sistema carretero, la habilidad para proveer servicios de emergencias, la relación defensa/ seguridad nacional de la red y todas las actividades de recuperación después del sismo.  $I_d$  es el índice total de daño que se estima a partir de tres índices: Índice de ancho de apoyo, índice de daño del apoyo e índice de daño de la columna.

*Seong Kim, 1996.* Propone dos modelos (lineal y no lineal) determinados a partir de una base de datos de inspección de puentes.

$$\text{Modelo lineal:} \quad Y_i = \sum_{i=1}^{12} B_i x_i + C \quad 3.4$$

$$\text{Modelo no lineal:} \quad Y_i = X_1 \sum_{i=1}^{12} B_i x_i + C \quad 3.5$$

Donde:

$Y_i$  es el grado de daño.

$x_i$  es un factor que afecta la vulnerabilidad. Considera 12 factores.

$B_i$  es un parámetro que es función de cada factor.

$C$  es una constante.

$X_1$  es un parámetro relacionado con la aceleración máxima del terreno.

*Kiremidjian y Brazos, 1997.* Obtuvieron curvas empíricas de fragilidad que representan la probabilidad de exceder un estado de daño, dado un nivel de movimiento del suelo. Las curvas se obtuvieron con base en los datos recopilados de los sismos de Northridge y Loma Prieta y comprenden cuatro tipos de datos: características estructurales, daños por sismos, costos de reparación y perfiles de los suelos y niveles del movimiento sísmico.

Jara y González, 2000. Para el cálculo del índice de vulnerabilidad evalúan ocho parámetros y se obtiene un coeficiente por cada parámetro. El modelo es aplicable a puentes simplemente apoyados o continuos, en los que los elementos que soportan el tablero trabajan principalmente por flexión. Los parámetros que evalúan son los siguientes:

- Irregularidad en la rigidez lateral del puente. Está en función de la rigidez lateral mayor y menor de los pilares o estribos.
- Longitud del apoyo. Toman en cuenta la longitud recomendada, la longitud real, longitud del claro y altura de los pilares adyacentes.
- Año del proyecto.
- Irregularidad en planta y esviamiento. Sólo toman en cuenta el ángulo de esviamiento.
- Tipo de apoyos. Le asignan un coeficiente diferente según el tipo de apoyo y toman en cuenta apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico, apoyo de rodillos, apoyos elastoméricos, apoyos basculantes.
- Estado de conservación y socavación. Consideran efectos de socavación, estado de conservación de los apoyos, daños en elementos estructurales, daños en uniones y conexiones y mantenimiento y rehabilitación.
- Potencial de licuación
- Periodo de vibración. El coeficiente está en función del periodo de la estructura y el periodo del suelo.

El índice de vulnerabilidad se determina con la expresión 3.6

$$Iv = \frac{C1 \cdot C2 \cdot \dots \cdot C8}{(\bar{C}_i)^7} \quad 3.6$$

Donde  $\bar{C}_i$  es el promedio de las calificaciones de cada uno de los ocho parámetros evaluar.

Los valores del  $Iv$  oscilan entre cero y uno. Un  $Iv = 0$  significa que el puente es completamente vulnerable y un  $Iv = 1$  indica que se trata de un puente nada vulnerable.

El modelo lo calibraron con la información de los diferentes niveles de daño sufridos por 13 puentes durante el sismo de Northridge y encontraron una concordancia satisfactoria entre el valor de  $I_v$  y el nivel de daño.

Los autores establecen que para valores del  $I_v \leq 0.8$  el puente necesita de una evaluación detallada.

### 3.2. PROCEDIMIENTOS DE EVALUACIÓN DETALLADA

#### 3.2.1. Método de los coeficientes C/D

En este método se calcula la relación capacidad demanda de cada componente del puente. En su forma más simple, relaciones mayores a 1 (uno) indican suficiente capacidad para resistir las demandas sísmicas y relaciones menores a uno, indican que los componentes deben ser rehabilitados. Esto es válido solo para la hipótesis de que el puente se comporte elásticamente. Sin embargo, si se considera que el puente trabaja en el rango inelástico, la relación capacidad demanda, estará asociada a la ductilidad de los miembros y no necesariamente debe ser menor que uno.

La FHWA (2006) recomienda analizar las relaciones c/d de desplazamientos y fuerzas de apoyos de conexiones; anclajes, empalmes, armaduras de recubrimiento, esfuerzo de corte y rotaciones de cimentaciones en pilares; desplazamiento de estribos y licuación del suelo. Sin embargo, debido a la hipótesis hecha sobre comportamiento del suelo, los estribos y las cimentaciones, solo corresponde evaluar los pilares, los apoyos y las conexiones. - Restricciones de método: El uso del método está restringido a puentes que se comporten elásticamente. Caso contrario, las relaciones darían valores muy conservadores. Además las relaciones C/D propuestas, son por lo general experimentales y basadas en el juicio ingenieril.

#### 3.2.2. Método del espectro de capacidad

La evaluación de la capacidad del puente se realiza por medio de una curva "pushover" idealizada (Figura 12). La pendiente de la primera rama de la curva ( $k_1$ ) representa la rigidez del puente completo antes de que se alcance la fluencia, y la segunda ( $k_2$ ), la rigidez después de la fluencia. La primera rama se determina sumando la rigidez elástica fisurada de todas las columnas. Para la segunda, se

considera de manera simplificada que tiene una pendiente nula. La fuerza de fluencia ( $F_y$ ) se determina sumando la resistencia al corte de todas las columnas. La resistencia al corte se obtiene como el cociente entre el momento nominal (obtenido del diagrama de interacción para el esfuerzo normal debido a la carga gravitatoria) y la altura de la columna.

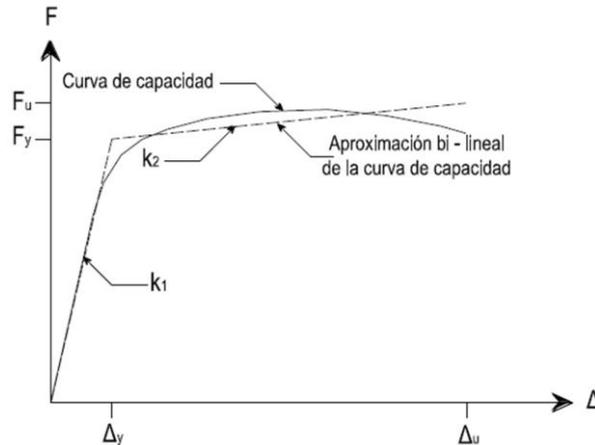


Figura 12. Curva de capacidad "pushover" idealizada  
Fuente: Danna et al. (2013)

La demanda se representa a través de los espectros de respuesta amortiguados 5%. Una vez que los elementos plastifican y se deterioran, la rigidez general decrece y los niveles de amortiguamiento aumentan en función de la ductilidad de desplazamiento. Se introduce el amortiguamiento efectivo que modifica las ordenadas del espectro elástico (ver expresión 3.7).

Luego, se realiza el espectro de capacidad. Las curvas de capacidad y demanda se condensan en un único gráfico denominado espectro de capacidad. Finalmente se obtiene el punto de performance utilizando el método B del manual ATC40 (1996). El procedimiento del método B es el siguiente:

- Se confecciona el espectro capacidad/demanda con la curva pushover idealizada y el espectro de pseudoaceleraciones amortiguado un 5%.
- Se dibujan los espectros para distintos amortiguamientos efectivos (por ejemplo 7%, 10%, 15%, 20% y 25%) en el mismo gráfico del paso (a).
- Se determina la ductilidad de desplazamiento para varios desplazamientos de prueba ( $d$ ) con la ecuación  $u_i = \frac{d}{\Delta_y}$  donde  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia.

d) Luego, se determina el amortiguamiento efectivo con la expresión 3.7.

$$\xi_{eff_i} = 0.05 + 0.24 * \left(1 - \frac{1}{u_i}\right) \quad 3.7$$

e) Para cada valor  $d_i$  considerado, se grafica en el espectro de capacidad, el punto resultante  $(d_i, \xi_{eff_i})$ .

f) Se unen todos los puntos graficados con una curva.

g) En la intersección de esa curva con la de capacidad, se encuentra el punto de performance, el cual representa el desplazamiento de la estructura para ese nivel de sismo.

### 3.2.3. Método "Pushover"

La curva de capacidad se obtiene utilizando el procedimiento de análisis "pushover". En primer lugar, se aplica a la estructura una fuerza lateral (E) y se determina el momento flector en los miembros, debidos a esa carga (V). Además se debe elegir un punto de control, donde se determinarán los desplazamientos (D) luego de cada incremento de carga. Posteriormente, la fuerza se aumenta hasta que algún miembro o grupo de ellos sea incapaz de seguir absorbiendo carga. Esto es, cuando hayan llegado a la carga de plastificación. A continuación y habiendo alcanzado su resistencia de fluencia, el miembro se anula de la estructura, considerando rótulas plásticas en los puntos de momento máximo. Se registra el desplazamiento en el punto de control y los esfuerzos de corte en las columnas, cada vez que se alcance la resistencia de fluencia de algunos miembros. Finalmente el corte (V) y los desplazamientos (D), son volcados en una gráfica, que se denomina "curva pushover". De la curva "pushover" se obtiene el desplazamiento de fluencia y con las ductilidades dadas por Choi (2004), los desplazamientos para cada estado límite.

El cálculo de la demanda sísmica se realiza con el Análisis Modal Espectral. Se tienen como dato de partida, los modos y los periodos naturales del sistema de múltiples grados de libertad. En primer lugar se determina el espectro elástico de pseudoaceleraciones minorado, utilizando el factor de reducción de fuerzas (R) recomendado por Priestley *et al* (1996). Se toma  $R=3$ . Luego, con periodos naturales se obtienen las ordenadas espectrales del espectro reducido. Después

de eso, se determinan los desplazamientos de los elementos del puente para cada modo de vibración, usando las ordenadas espectrales obtenidas en el paso anterior, con el método estático que figura en el reglamento Cirsoc (2008). Finalmente, la superposición modal se realiza, para la dirección considerada, tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales. Cuando existan modos cuyos períodos difieren entre sí en menos de un 10 %, los efectos de ellos se sumaran en valores absolutos y se elevarán al cuadrado como grupo.

Con la capacidad y la demanda calculadas en los pasos anteriores, se determina el cociente entre ellos ( $r_L$ ) de la siguiente forma:  $r_L = \frac{\Delta C}{\Delta EQ}$ . Si  $r_L \geq 1,5$ , no se necesitan acciones de rehabilitación. Si  $1,0 \leq r_L < 1,5$ , pueden ser requeridas acciones de rehabilitación.  $r_L < 1,0$ , deben ser tomadas medidas.

Restricciones para el método: Este método es de enfoque general y tiene pocas restricciones. Sin embargo, el análisis de la capacidad está limitado a la evaluación pilar por pilar, lo cual no necesariamente captura la capacidad del puente como un todo. De esta manera, se obtienen los desplazamientos de demanda para cada nivel de sismo.

#### 3.2.4. Método del Análisis Tiempo-Historia

La literatura técnica acerca del Análisis de la Historia en el Tiempo No-lineal (AHTNL) es muy escasa, a pesar de que el método se viene desarrollando desde los años '90 Carr (2007). Su desarrollo fue impulsado para el estudio de grandes e importantes puentes, ubicados en zonas de alta sismicidad. Ejemplos de tales aplicaciones son: el puente de la bahía de San Francisco-Oakland, el puentes de la Bahía de Coronado, el puente Richmond San Rafael, todos en Estados Unidos; en Grecia el puente Rion-Antirion, etc. Sin embargo, y debido al surgimiento de nuevas herramientas su uso se popularizó en puentes medianos y cortos que utilizan dispositivos de aislación, y en aquellos de los que se espera un comportamiento no lineal en zonas de alta sismicidad.

La importancia del uso del método se ve reflejada más que nada en la posibilidad de poder incluir el comportamiento de absolutamente todos los elementos que componen el puente. Para ello es necesario hacer ajustes teóricos experimentales de cada componente y la integración de todos ellos dentro del modelo completo.

Todos los materiales presentan un comportamiento no-lineal después de superado su límite de fluencia. Incluso el concreto presenta un comportamiento no-lineal casi desde el inicio de la puesta en carga. Es por esto que si se pretende analizar la influencia de uno, otro o todos los elementos estructurales en la respuesta del puente, solo se deben incluir en el modelo a través de su respectiva respuesta carga-deformación y realizar el Análisis de la Historia en el Tiempo.

A diferencia de los métodos anteriores, la capacidad y la demanda se evalúan simultáneamente. Dentro del modelo utilizado para evaluar la demanda del puente, se incluye el estado límite de los materiales de los componentes estructurales, asociados con su límite de fluencia. Esto influye de manera directa en la respuesta del puente. Por ejemplo, si se analizan los desplazamientos de la cabeza de alguna pila, se puede ver que son mayores que si la respuesta se hubiera considerado elástica, debido a los efectos de la no linealidad y pérdida de resistencia considerada en el concreto.

### 3.3. RESUMEN DEL CAPÍTULO

En este capítulo describiremos aquellos parámetros que caracterizan la fragilidad estructural a través de la asignación de un índice de vulnerabilidad, el cual es un análisis preliminar. Para ello se presentan diferentes metodologías para determinar este índice, de ellas se elegirá una y se adaptará a nuestro caso de estudio. Si el puente en estudio posee un índice de vulnerabilidad deficiente, se someterá a una evaluación detallada utilizando uno o más métodos de los detallados en la segunda parte de este capítulo.

El siguiente ítem es la evaluación detallada, en ella se muestran distintas metodologías para determinar la vulnerabilidad sísmica de una estructura. Todas ellas tienen como punto de partida el análisis estático no lineal y Tiempo – Historia de la estructura, más adelante se detallará la metodología que será utilizada en esta tesis de investigación.

## CAPÍTULO IV: BREVE RESUMEN DE ESTUDIOS GENERALES DE PUENTES DE LIMA METROPOLITANA

Debido a la amenaza sísmica latente en la ciudad de Lima, es necesario llegar a un mejor conocimiento sobre la vulnerabilidad de las infraestructuras viales, de tal manera que constituya un punto de partida para establecer criterios de toma de decisiones emergentes ante un sismo en lo que se refiere a movilización o a medidas de mitigación del riesgo, y dictar políticas de planificación que tomen en cuenta el peligro sísmico, todo esto con el fin de evitar desgracias que afecten gravemente a la población capitalina y sus bienes (Atiaga, 2003).

Además, es necesario considerar las medidas de prevención contra los efectos de los desastres sísmicos como parte fundamental de los procesos de desarrollo integral en el ámbito regional y urbano, con el fin de reducir el nivel de riesgo existente.

### 4.1. SELECCIÓN DE PUENTES

Olarte et al. (2015) realiza la selección de puentes y viaductos basándose en el trabajo Encuesta de Recolección de Información Básica del Transporte Urbano en el Área Metropolitana de Lima y Callao realizado por el Consorcio Nippon Koel Co. Ltd y Nippon Koel Latin America / JICA (Nippon Koei, 2013). Dicha encuesta se realizó a lo largo de las líneas cortina (Río Rímac y Panamericana Sur), 16 puentes que cruzan el Río Rímac y 8 puentes que cruzan La Panamericana Sur tal como se muestra en la Figura 13 y Figura 14.

CODE	Name (Rimac River Screen)	CODE	Name (Panamericana Sur Screen)
CLR1	Puente Gambeta	CLP1	Angamos
CLR2	Puente Faucet	CLP2	Benavides
CLR3	Puente Universitaria	CLP3	Tomas Marsano (Tren Eléctrico)
CLR4	Puente Dueñas	CLP4	Alipio (Panamericana y Salida)
CLR5	Puente Santa Maria	CLP5	Mateo Pumacahua
CLR6	Puente Ejercito	CLP6	Huaylas (Rampa)
CLR8	Puente Ricardo Palma	CLP6-1	El Sol
CLR7	Puente Santa Rosa	CLP7	Dv. Lurín (Carretera)
CLR9	Puente Huánuco		
CLR10	Puente Huáscar		
CLR11-1	Puente Nuevo (Av. Chinchaystuyo)		
CLR11-2	Puente Nuevo (Av. Pirámide del Sol)		
CLR12	Puente Las Lomas		
CLR13	Puente Prialé		
CLR14	Puente Huachipa		
CLR15	Puente Bayles Santa Clara		

Figura 13. Estaciones Línea Cortina del Río Rimac y Panamericana Sur  
Fuente: Nippon Koei (2013)

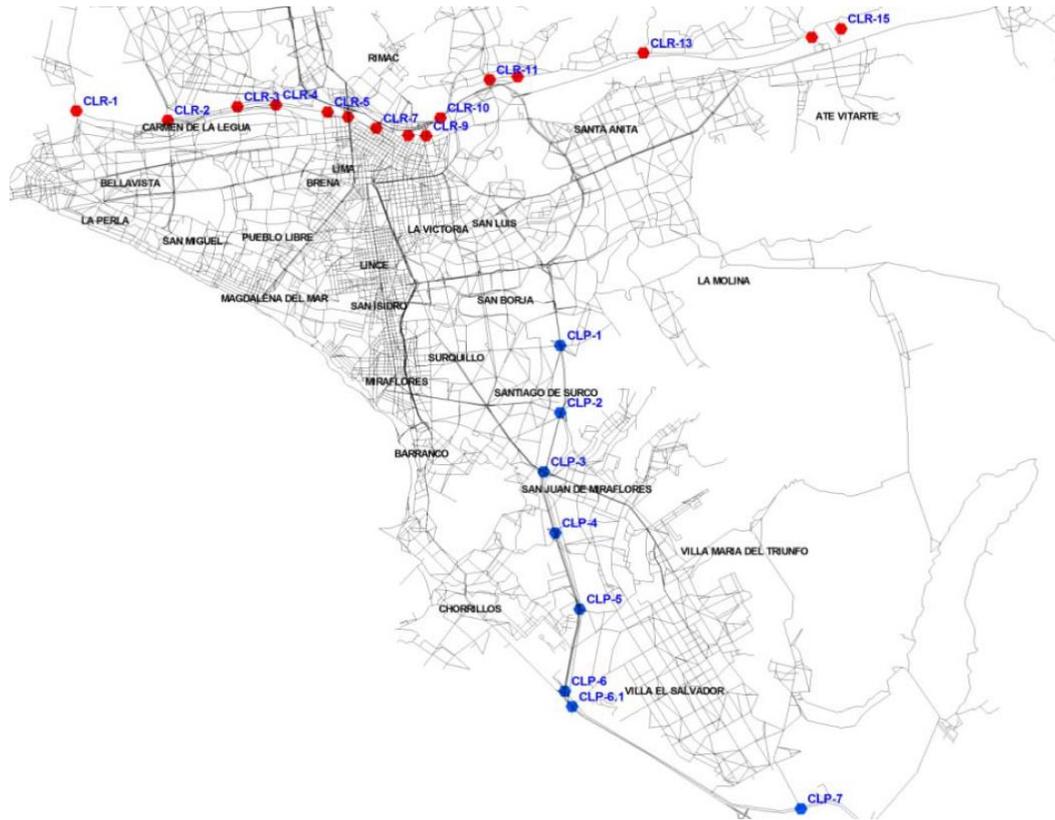


Figura 14. Ubicación de los puntos de Línea Cortina  
Fuente: Nippon Koei (2013)

La Figura 15 y Figura 16 muestran los volúmenes de tránsito contados en cada estación en las líneas cortina sobre el Río Rímac y Panamericana Sur respectivamente.

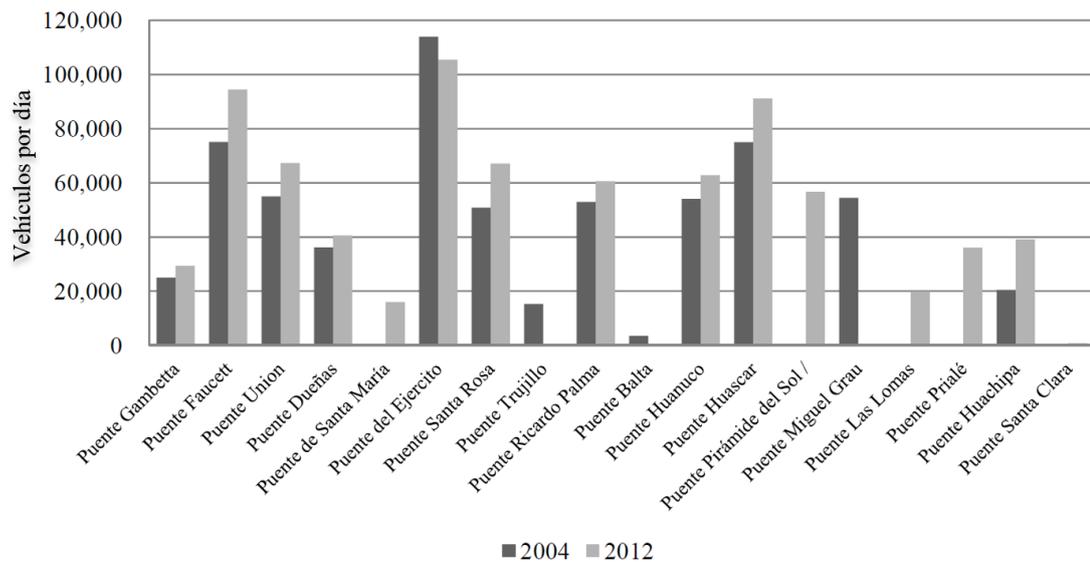


Figura 15. Cambio de Volumen de Tráfico que cruza la Línea Cortina del Río Rímac  
Fuente: Nippon Koei (2013)

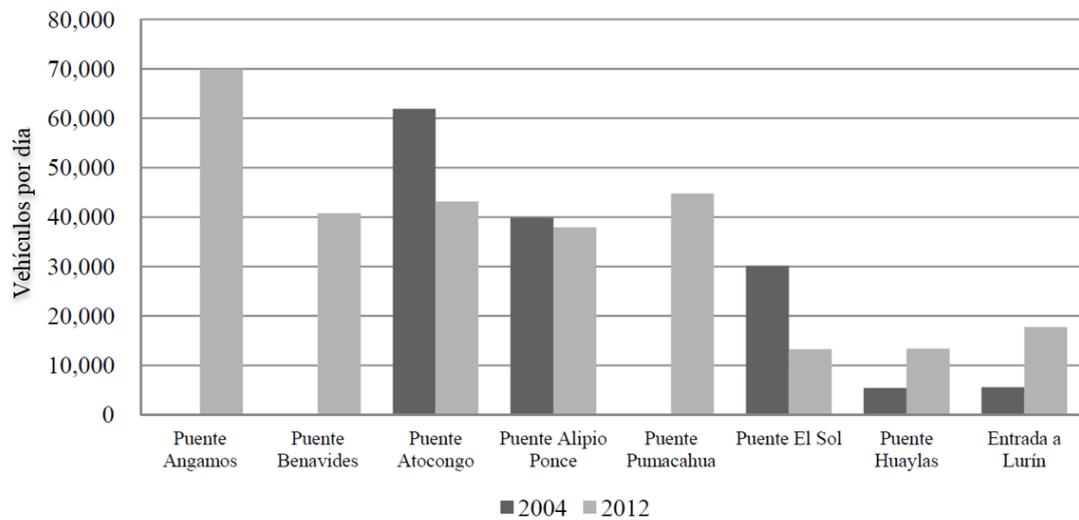


Figura 16. Cambio de Volumen de Tráfico que cruza la Línea Cortina de la Panamericana Sur  
Fuente: Nippon Koei (2013)

Olarte et al. (2015) presenta un Sistema de Gestión de Infraestructura para la Reducción del Riesgo Sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima que incluye la Data Georreferenciada y Geoprocesada de 62 puentes de Lima y Callao. (Tabla 1 y Tabla 2 )

Tabla 1. Puentes y viaductos elevados de Lima y Callao evaluados en Olarte et al. (2015)  
Fuente: Olarte et al. (2015)

Nº	DENOMINACIÓN	Código	Año de Construcción	Nº de Carriles	Longitud del Puente (m)	Tipo de suelo	Número de tramos
1	Universitaria	PN1	1967	8	36.00	S1	1
2	Izaguirre	PN2	2008	6	140.00	S1	6
3	Tomas Valle	PN3	2010	6	820.00	S1	3
4	Hábich	PN4	2008	6	265.00	S1	6
5	Caquetá	PN5	1960	10	72.00	S1	4
6	Santa Rosa	PN6	1960	6	149.00	S1	4
7	Ricardo Palma	EVI1	1960	6	210.00	S1	4
8	Balta (Evitamiento)	EVI2	1869	-	119.00	S1	2
9	Huánuco (Evitamiento)	EVI3	1967		30.00	S1	2
10	El Agustino	EVI4	1970	8	49.00	S1	3
11	Prialé	EVI5	1970		60.00	S1	2
12	Santa Anita	EVI6	1970	8	54.00	S1	2
13	Circunvalación	PS1	1992	10	77.32	S1	2
14	Javier Prado	PS2	1992	8	39.00	S1	2
15	El Derby	PS3	1997	2	360.00	S1	4
16	Primavera	PS4	1967	10	48.00	S1	3

N°	DENOMINACIÓN	Código	Año de Construcción	N° de Carriles	Longitud del Puente (m)	Tipo de suelo	Número de tramos
17	Benavides	PS5	1966	7	65.50	S1	2
18	Atocongo	PS6	1966	8	74.00	S1	3
19	Alipio Ponce	PS7	1966	6	64.00	S1	1
20	Cangallo	VEG 1	2006	3	26.00	S1	1
21	Nicolás de Piérola	VEG 2	2006	4	42.00	S1	1
22	Andahuaylas	VEG 3	2006	4	26.00	S1	1
23	Ayacucho	VEG 4	2006	4	26.00	S1	1
24	Abancay	VEG 5	2006	6	27.00	S1	1
25	Iquitos	VEG 6	2006	6	26.00	S1	1
26	28 de Julio	VEPR 1	1974	6	29.00	S1	2
27	Isabel Católica	VEPR 2	1974	4	42.54	S1	2
28	Bauzate Meza	VEPR 3	1974	6	36.37	S1	2
29	Prolongación Iquitos	VEPR 4	1974	4	48.31	S1	2
30	Nuevo viaducto Iquitos	VEPR 5	1974	2	250.00	S1	1
31	México 1	VEPR 6	1974	3	47.00	S1	1
32	México 2	VEPR 7	1974	3	47.00	S1	1
33	Canadá	VEPR 8	1974	6	57.92	S1	1
34	Javier Prado	VEPR 9	1974	10	50.50	S1	1
35	Andrés Reyes	VEPR 10	1974	3	56.00	S1	1
36	Canabal y Moreyra	VEPR 11	1974	6	59.00	S1	1
37	Aramburu	VEPR 12	1974	6	59.00	S1	3
38	Domingo Orue	VEPR 13	1974	4	48.00	S1	1
39	Angamos Este	VEPR 14	1974	8	43.00	S1	3
40	Gonzales Prada	VEPR 15	1974	2	50.00	S1	3
41	Ricardo Palma	VEPR 16	1974	6	44.00	S1	1
42	Gambetta	RR1	2012	6	77.00	S2	3
43	Faucett	RR2	2011	10	75.00	S1	4
44	Bella Unión	RR3	1966	3	72.00	S2	3
45	Dueñas	RR4	1966	4	71.00	S1	2
46	Santa María	RR5	1966	2	51.00	S1	1
47	Ejército (Nuevo)	RR6	2010	4	112.00	S1	1
48	Ejército (Viejo)	RR7	1962	6	60.20	S1	2
49	Balta (Rio Rimac)	RR8	1869	-	69.00	S1	4
50	Huánuco (Rio Rimac)	RR9	1970	4	144.00	S1	3
51	Huáscar	RR10	1968	6	264.00	S1	3

N°	DENOMINACIÓN	Código	Año de Construcción	N° de Carriles	Longitud del Puente (m)	Tipo de suelo	Número de tramos
52	Pirámides del sol	RR11	1970	3	79.00	S1	1
53	Las Lomas	RR12	2011	4	79.00	S1	1
54	Prialé	RR13	1996	4	30.40	S1	1
55	Huachipa	RR14	1993	4	16.00	S1	1
56	Eduardo Villarán Freyre	VEJP1	1955	6	22.00	S1	1
57	Capitán FAP J. Quiñones	VEJP2	1998	4	63.00	S1	1
58	Guardia Civil	VEJP3	1992	6	32.00	S1	1
59	Aviación	VEJP4	1992	6	30.00	S1	1
60	San Luis	VEJP5	1992	6	30.00	S1	1
61	De la Marina	VEJP6	1992	6	43.00	S1	1
62	Puente Villena Rey	MIR1	1967	2	95.00	S1	2

Tabla 2. Características de los puentes y viaductos elevados de Lima y Callao evaluados.  
Fuente: Olarte et al. (2015)

N°	Puente	CARACTERÍSTICAS				
		Material	Condiciones de Borde	Sección transversal	Peralte h	Geometría plano
1	Universitaria	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
2	Izaguirre	V. CONC. PRET.	CONTINUO	V. CAJÓN	CONSTANTE	CURVO
3	Tomas Valle	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V. CAJÓN	CONSTANTE	RECTO
4	Hábich	V. ACERO	CONTINUO	V. CAJÓN	CONSTANTE	CURVO
5	Caquetá	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	ESVIADO
6	Santa Rosa	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
7	Ricardo Palma	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
8	Balta (Evitamiento)	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V. CAJÓN	CONSTANTE	RECTO
9	Huánuco (Evitamiento)	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
10	El Agustino	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
11	Priale	V. CONC.ARM.	CONTINUO	VIGA CAJON	CONSTANTE	RECTO
12	Santa Anita	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
13	Circunvalación	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	ESVIADO
14	Javier Prado	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	CURVO
15	El Derby	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	CURVO
16	Primavera	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	VARIABLE	RECTO
17	Benavides	V. CONC.ARM.	CONTINUO	LOSA SÓLIDA	CONSTANTE	RECTO
18	Atocongo	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V. CAJÓN	CONSTANTE	RECTO
19	Alipio Ponce	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	ESVIADO
20	Cangallo	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO

N°	Puente	CARACTERISTICAS				
		Material	Condiciones de Borde	Sección transversal	Peralte h	Geometría plano
21	Nicolás de Piérola	V. CONC.PRET.	SIMP. APOYADO	V.I	CONSTANTE	ESVIADO
22	Andahuaylas	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
23	Ayacucho	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
24	Abancay	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
25	Iquitos	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
26	28 de Julio	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	ESVIADO
27	Isabel Católica	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
28	Bauzate Meza	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
29	Prolongación Iquitos	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	ESVIADO
30	Nuevo viaducto Iquitos	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	CURVO
31	México 1	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
32	México 2	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
33	Canadá	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
34	Javier Prado	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	CURVO
35	Andrés Reyes	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
36	Canabal y Moreyra	V. ACERO	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
37	Aramburu	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
38	Domingo Orue	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	ESVIADO
39	Angamos Este	V. CONC.ARM.	CONTINUO	V.RECTA	CONSTANTE	RECTO
40	Gonzales Prada	V. CONC.PRET.	CONTINUO	V.I	CONSTANTE	RECTO
41	Ricardo Palma	V. CONC.ARM.	SIMP. APOYADO	V.RECTA	CONSTANTE	ESVIADO
42	Gambetta	V. CONC. ARM	CONTINUO	VIGA I	CONSTANTE	RECTO
43	Faucett	V. ACERO	CONTINUO	VIGA I	CONSTANTE	RECTO
44	Bella Unión	V. CONC. ARM	CONTINUO	VIGA CAJON	CONSTANTE	RECTO
45	Dueñas	CONCR. ARM.	CONTINUO	LOSA SOLID.	CONSTANTE	RECTO
46	Santa María	V. ACERO	SIMP. APOYADO	VIGA CAJON	CONSTANTE	RECTO
47	Ejército (Nuevo)	V. ACERO	SIMP. APOYADO	VIGA I	CONSTANTE	RECTO
48	Ejército (Viejo)	V. CONC. ARM	CONTINUO	VIGA CAJON	CONSTANTE	RECTO
49	Balta (Rio Rimac)	ACERO	EMPOTRADO	VIGAS	CONSTANTE	RECTO
50	Huánuco (Rio Rimac)	V. CONC. ARM	CONTINUO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
51	Huáscar	V. CONC. ARM	CONTINUO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
52	Pirámides del sol	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
53	Las Lomas	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
54	Prialé	V. CONC. ARM	CONTINUO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
55	Huachipa	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
56	Eduardo Villarán Freyre	CONCR. ARM.	SIMP. APOYADO	V. CAJÓN	CONSTANTE	RECTO
57	Capitán FAP J. Quiñones	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
58	Guardia Civil	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
59	Aviación	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO

N°	Puente	CARACTERÍSTICAS				
		Material	Condiciones de Borde	Sección transversal	Peralte h	Geometría plano
60	San Luis	V. CONC. ARM	SIMP. APOYADO	VIGA CAJON	CONSTANTE	RECTO
61	De la Marina	V. CONC. ARM	CONTINUO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO
62	Puente Villena Rey	V. CONC. ARM	CONTINUO	V. RECTA	CONSTANTE	RECTO

#### 4.2. INSPECCIÓN TÉCNICA DE PUENTES DE LIMA METROPOLITANA

Se realizó la inspección técnica de los puentes mediante una ficha de inspección facilitada por el Ing. Cesar Aranís García-Rossel (Ver Anexo 01). En ella se anotaron todas las observaciones y puntuaciones requeridas para tener una valoración de cada uno de los 3 componentes que contiene:

- Tablero.
- Superestructura.
- Subestructura.

En dicha investigación se realizaron diversas salidas de campo para la evaluación de los puentes que comprendían las siguientes actividades:

- Toma del archivo fotográfico.
- Evaluación de daños en elementos estructurales del puente.
- Levantamiento geométrico del puente.
- Ensayo de vibraciones ambientales.

La ficha de inspección de los puentes tiene una escala de evaluación de daños observados para cada elemento (como se detalla en la ficha de inspección, ver Anexo 01):

N. No Aplicable.

9. Excelente condición (puente recién construido y en óptimas condiciones).

8. Excelente condición: No se nota problemas (no se observa fisuramiento en elementos).
7. Buena condición: Algunos problemas menores (falta de mantenimiento).
6. Condición satisfactoria: Elementos estructurales muestran deterioro menor (pequeñas fisuras menores a 1.0 mm).
5. Condición regular: Todos los elementos estructurales principales aceptables, pero pueden tener pérdidas de sección menores, fisuración, despostillamiento o socavación.
4. Condición pobre: Avanzada pérdida de sección en el elemento estructural, deterioro, despostillamiento o socavación.
3. Condición seria: Pérdida de sección, deterioro, despostillamiento o socavación afectan seriamente los elementos estructurales principales. Posibles fallas locales. Se puede presentar fisura de fatiga en el acero o fisuras de corte en el concreto.
2. Condición crítica: Avanzado deterioro de los elementos principales. Pueden presentarse fisuras por corte en el concreto. O la socavación puede haber removido el apoyo de la subestructura. A menos que se inspeccione detenidamente puede ser necesario cerrar el puente hasta que se tomen acciones correctivas.
1. La condición de falla inminente: Deterioro mayor o pérdida de sección en elementos estructurales críticos que afectan la estabilidad de la estructura. El puente está cerrado al tráfico pero las acciones correctivas pueden ponerlo nuevamente en servicio para cargas livianas.
0. Condición de falla: Fuera de servicio más allá de cualquier acción correctiva.

Según la ficha de evaluación proporcionada en el Anexo 01, se obtienen las escalas de daños para el tablero, superestructura y subestructura de cada puente, el procedimiento detallado de este análisis se muestra en Olarte et al. (2015).

Tabla 3. Resumen de años de construcción de los puentes evaluados

N°	Puente	Código	Escala de daños			
			Tablero	Superestructura	Subestructura	PROMEDIO
1	Universitaria	PN1	5	5	5	5.0
2	Izaguirre	PN2	5	5	7	6.2
3	Tomas Valle	PN3	6	6	7	6.6
4	Hábich	PN4	5	5	7	6.2
5	Caquetá	PN5	6	6	7	6.6
6	Santa Rosa	PN6	3	4	5	4.5
7	Ricardo Palma	EVI1	4	3	2	2.5
8	Balta (Evitamiento)	EVI2	3	1	4	3.0
9	Huánuco (Evitamiento)	EVI3	4	1	5	3.7
10	El Agustino	EVI4	4	3	5	4.3
11	Prialé	EVI5	6	4	7	6.0
12	Santa Anita	EVI6	6	6	6	6.0
13	Circunvalación	PS1	4	6	4	4.6
14	Javier Prado	PS2	4	7	7	6.7
15	El Derby	PS3	5	4	4	4.1
16	Primavera	PS4	5	5	3	3.8
17	Benavides	PS5	5	5	5	5.0
18	Atocongo	PS6	5	3	6	5.0
19	Alipio Ponce	PS7	3	3	5	4.2
20	Cangallo	VEG 1	7	7	7	7.0
21	Nicolás de Piérola	VEG 2	6	7	7	6.9
22	Andahuaylas	VEG 3	7	6	7	6.7
23	Ayacucho	VEG 4	7	6	7	6.7
24	Abancay	VEG 5	7	6	7	6.7
25	Iquitos	VEG 6	5	6	6	5.9

N°	Puente	Código	Escala de daños			
			Tablero	Superestructura	Subestructura	PROMEDIO
26	28 de Julio	VEPR 1	4	6	5	5.2
27	Isabel Católica	VEPR 2	3	4	4	3.9
28	Bauzate Meza	VEPR 3	5	5	6	5.6
29	Prolongación Iquitos	VEPR 4	5	6	6	5.9
30	Nuevo viaducto Iquitos	VEPR 5	5	5	5	5.0
31	México 1	VEPR 6	4	5	6	5.5
32	México 2	VEPR 7	3	4	5	4.5
33	Canadá	VEPR 8	5	4	5	4.7
34	Javier Prado	VEPR 9	4	4	3	3.4
35	Andrés Reyes	VEPR 10	5	5	5	5.0
36	Canabal y Moreyra	VEPR 11	6	3	6	5.1
37	Aramburu	VEPR 12	5	5	5	5.0
38	Domingo Orue	VEPR 13	4	5	4	4.3
39	Angamos Este	VEPR 14	6	6	5	5.4
40	Gonzales Prada	VEPR 15	4	5	4	4.3
41	Ricardo Palma	VEPR 16	5	4	3	3.5
42	Gambetta	RR1	5	6	7	6.5
43	Faucett	RR2	3	5	3	3.6
44	Bella Unión	RR3	5	5	4	4.4
45	Dueñas	RR4	4	4	5	4.6
46	Santa María	RR5	5	5	5	5.2
47	Ejército (Nuevo)	RR6	6	6	7	6.6
48	Ejército (Viejo)	RR7	5	4	4	4.1
49	Balta (Rio Rímac)	RR8	3	4	4	3.9
50	Huánuco (Rio Rímac)	RR9	4	6	4	4.6

N°	Puente	Código	Escala de daños			
			Tablero	Superestructura	Subestructura	PROMEDIO
51	Huáscar	RR10	4	5	6	5.5
52	Pirámides del sol	RR11	5	5	4	4.4
53	Las Lomas	RR12	5	6	5	5.3
54	Prialé	RR13	6	7	7	6.9
55	Huachipa	RR14	4	5	5	4.9
56	Eduardo Villarán Freyre	VEJP1	4	4	6	5.2
57	Capitán FAP J. Quiñones	VEJP2	5	7	7	6.8
58	Guardia Civil	VEJP3	5	7	7	6.8
59	Aviación	VEJP4	5	6	7	6.5
60	San Luis	VEJP5	5	6	7	6.5
61	De la Marina	VEJP6	5	4	6	5.3
62	Puente Villena Rey	MIR1	3	5	4	4.2

En la Tabla 4 se presenta un resumen de los años de construcción de los 62 puentes evaluados que fue elaborado en base a la Tabla 1. La Tabla 2 y Tabla 3 sirven para obtener los resultados mostrados en la Tabla 5:

Tabla 4. Resumen de años de construcción de los puentes evaluados

Año de Construcción	N° de Puentes	Porcentaje
Antes de 1977	40.0	64.52%
Entre 1977 y 1997	7.0	11.29%
Después de 1997	15.0	24.19%
<b>Total</b>	<b>62.0</b>	<b>100.00%</b>

Fuente: Olarte et al. (2015)

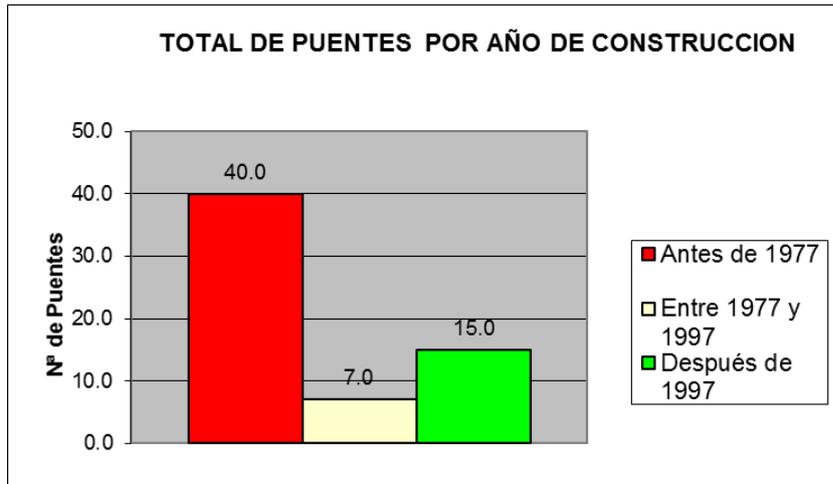


Figura 17. Clasificación de los puentes según el año de su construcción  
Fuente: Olarte et al. (2015)

Según la Tabla 5, se concluye que un 29.1% de los puentes evaluados se encuentran en una condición Adecuada y Buena, el 24.2% de los puentes evaluados se encuentran en una condición Regular y finalmente el 46.7% de los puentes se encuentra en una condición Mala o Crítica. Éstos niveles de seguridad son descritos con mayor detalle en la Tabla 6.

Tabla 5. Resumen del Nivel de Seguridad de los 62 puentes evaluados

Nivel de Seguridad de los Puentes	Nº de Puentes		Puentes total (%)
	Concreto	Acero	
Buena condición	0	0	0.00
Condición satisfactoria	6	11	27.42
Condición regular	8	6	22.58
Condición pobre	3	19	35.48
Condición crítica	4	3	11.29
Falla inminente	0	2	3.23
Fuera de servicio	0	0	0.00
<b>TOTAL</b>	<b>21</b>	<b>41</b>	<b>100</b>

Fuente: Olarte et al. (2015)

Tabla 6. Descripción de los niveles de seguridad.

Nivel de Seguridad	Descripción	Ponderado
Buena condición	Muy buena condición–No se nota problemas (no se observan fisuras en elementos).	8 - 9
Condición satisfactoria	Condición satisfactoria–Falta de mantenimiento y elementos estructurales muestran deterioro menor (pequeñas fisuras menores a 1.0 mm).	6 - 7
Condición regular	Todos los elementos estructurales principales aceptables, pero pueden tener pérdidas de sección menores, fisuración, despostillamiento o socavación	5 - 6

Nivel de Seguridad	Descripción	Ponderado
Condición pobre	Condición pobre–Avanzada pérdida de sección en el elemento estructural, deterioro, despostillamiento o socavación.	4 - 5
Condición crítica	Condición crítica–Avanzado deterioro de los elementos principales. Pueden presentarse fisuras por fatiga en el acero o fisuras por corte en el concreto. O la socavación puede haber removido el apoyo de la subestructura. A menos que se inspeccione detenidamente puede ser necesario cerrar el puente hasta que se tomen acciones correctivas.	3 - 4
Falla inminente	La condición de falla inminente–Deterioro mayor o pérdida de sección en elementos estructurales críticos que afectan la estabilidad de la estructura. El puente está cerrado al tráfico pero las acciones correctivas pueden ponerlo nuevamente en servicio para cargas livianas.	1 - 3
Fuera de servicio	Condición de falla – Fuera de servicio más allá de cualquier acción correctiva.	0 - 1

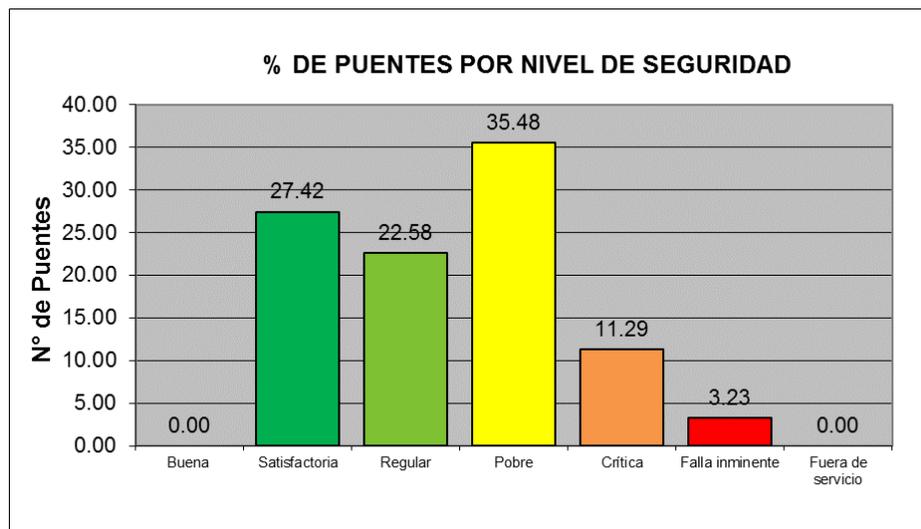


Figura 18. Clasificación de los puentes según el nivel de seguridad  
Fuente: Olarte et al. (2015)

En general, los puentes evaluados presentan falta de mantenimiento, esto se refleja en barandas oxidadas, veredas fisuradas, presencia de agua empozada, corrosión del concreto en pilares y estribos, en muchos casos estos últimos sirven de servicios higiénicos para algunos transeúntes y personas de mal vivir.

Como ejemplo de algunas restricciones que se encuentran para la evaluación de los puentes ubicados sobre el río Rímac, el acceso es restringido por lo que no se puede apreciar al detalle la superestructura (vigas y diafragmas) y la subestructura (estribos y pilares). Otro inconveniente es la presencia de personas de mal vivir

debajo de los puentes, razón por lo cual no se puede conocer al detalle el estado de conservación de la superestructura y subestructura especialmente las condiciones de apoyo de la superestructura y los pilares. Este tipo de inconvenientes hicieron que se excluyan dichos puentes.

En dicha investigación se identificaron los problemas encontrados en cada elemento de los puentes, por lo que deja abierta la posibilidad de generar soluciones para dichos problemas. Estas soluciones deben estar enfocadas en los puentes clasificados como de condición Mala, Muy Mala y Crítico en la presente investigación. En el caso de los puentes catalogados como Muy Mala y Crítico, Olarte et al. (2015) recomienda la intervención inmediata de la autoridad competente a fin de proceder a la demolición o rehabilitación de los mismos.

#### 4.3. MAPAS DE ISOACELERACIONES PARA LA CIUDAD DE LIMA

Olarte et al. (2015) propone clasificar a los puentes de Lima metropolitana de acuerdo a la Tabla 19 y correlaciona distintos periodos de retorno para cada tipo de puente, para ello presenta mapas de isoaceleraciones para distintos periodos de retorno de sismo (500, 1000 y 1500 años) de los cuales se obtiene el coeficiente de aceleración para el puente Primavera de acuerdo a su ubicación, notar que los mapas presentados se encuentran en unidades de Gal que equivale a  $\text{cm/s}^2$  (unidades de aceleración).

Para la elaboración de estos mapas de isoaceleraciones se utiliza el modelo de Poisson, la relación exponencial truncada para la distribución frecuencia-magnitud y varias leyes de atenuación que caracterizan el tipo de falla y los efectos de cercanía de la fuente. Estos parámetros son determinados para cada periodo de retorno (500, 1000 y 1500 años).

Para obtener el coeficiente de aceleración es necesario dividir el valor de los mapas de isoaceleraciones entre la aceleración de la gravedad ( $981 \text{ cm/s}^2$ ). Según la Figura 19, Figura 20 y Figura 21, los valores de aceleración son: 450 Gal para un periodo de retorno de 500 años, 550 Gal para un periodo de retorno de 1000 años y 630 Gal para un periodo de retorno de 1500 años.

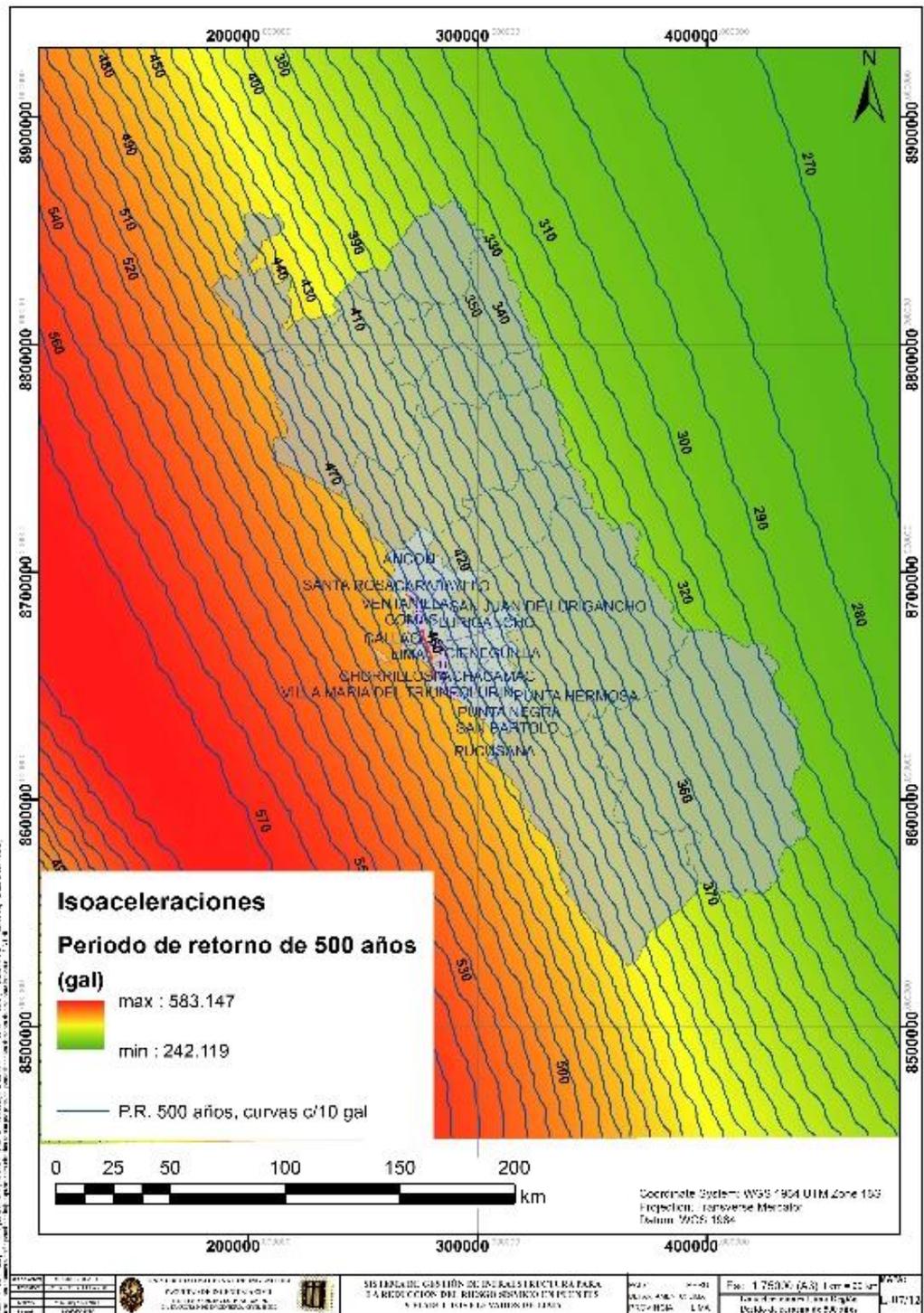


Figura 19. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años  
 Fuente: Olarte et al. (2015)

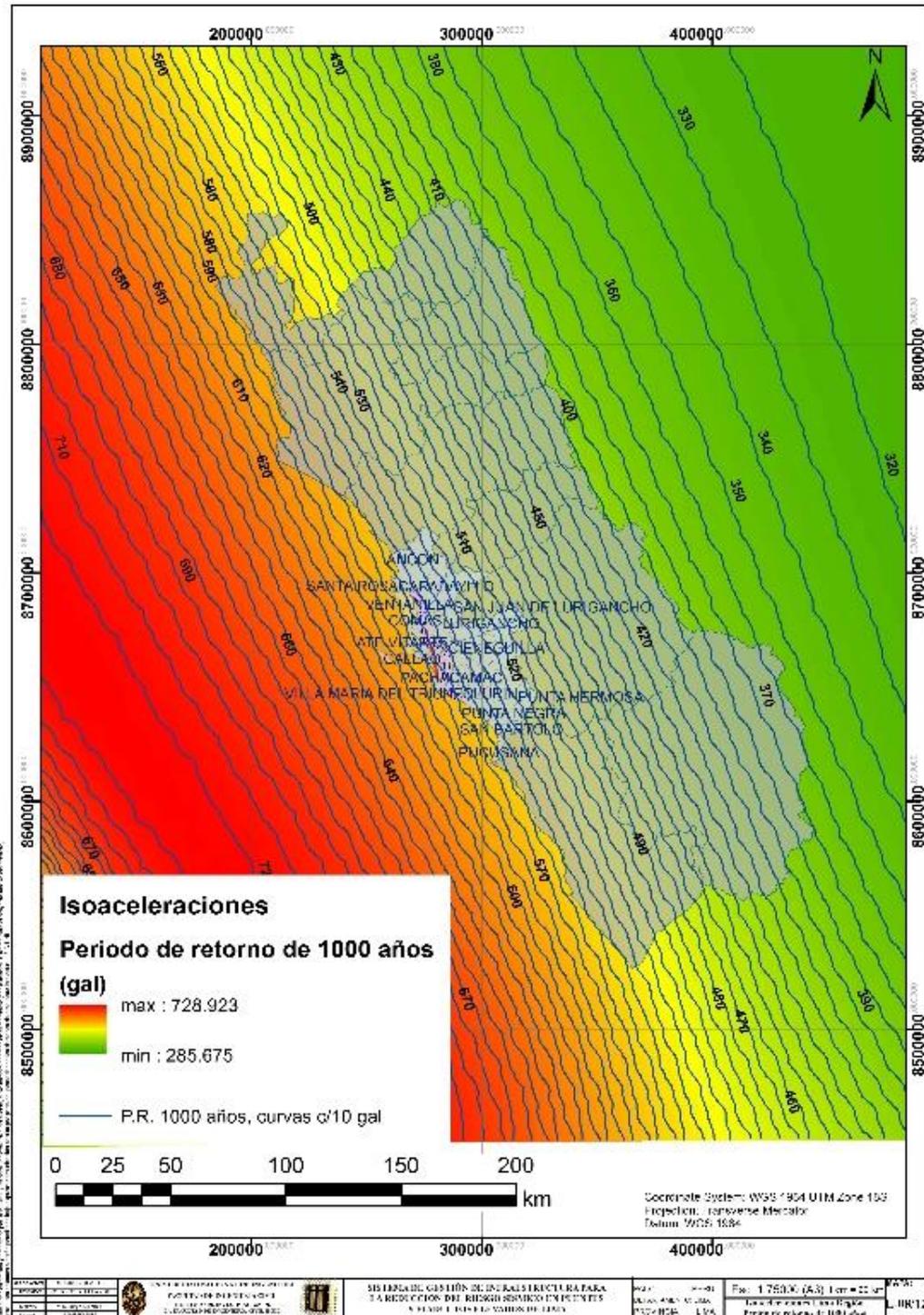


Figura 20. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1000 años  
Fuente: Olarte et al. (2015)

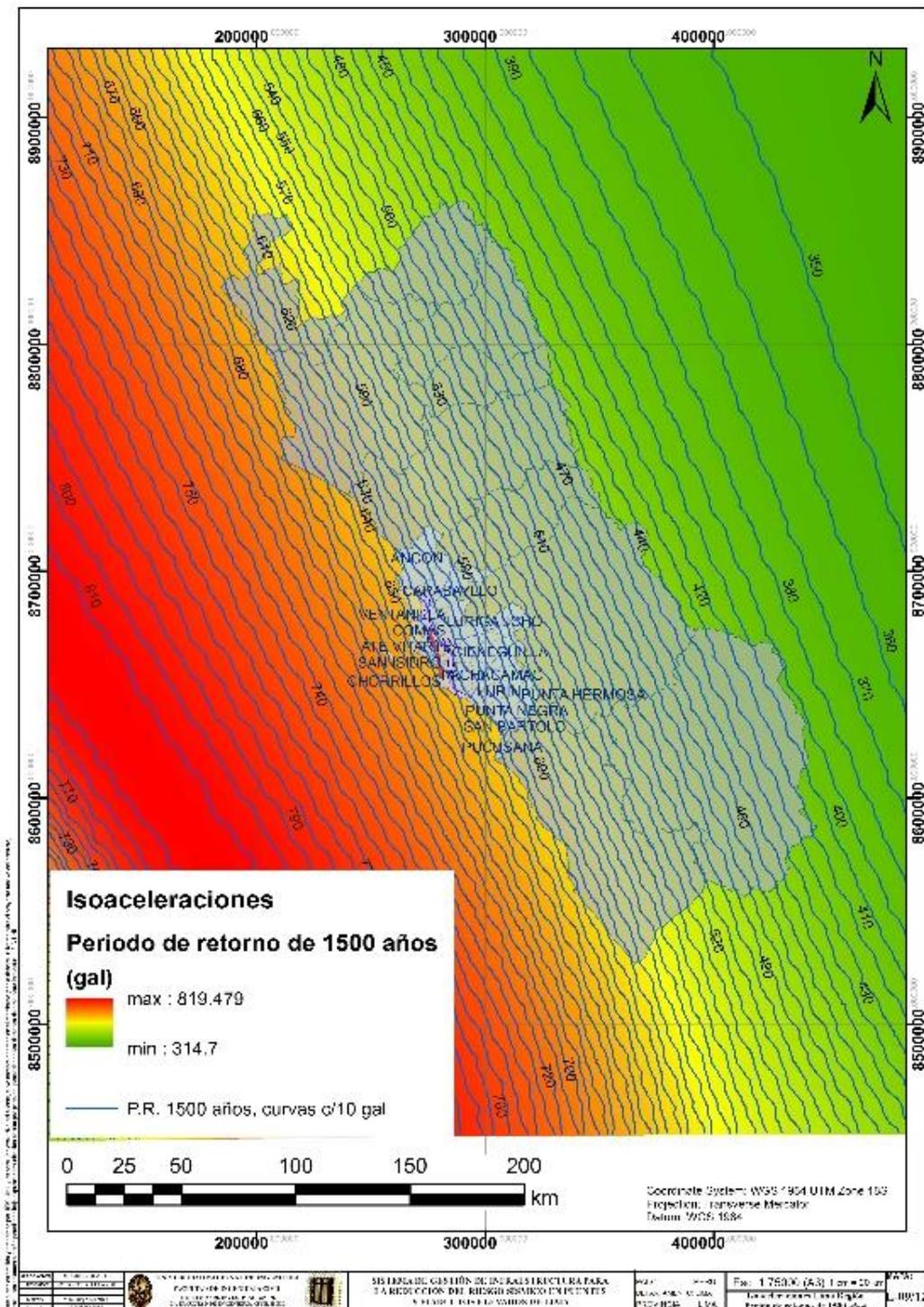


Figura 21. Mapa de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 1500 años  
 Fuente: Olarte et al. (2015)

#### 4.4. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Se presenta un breve resumen de la investigación realizada en Olarte et al. (2015), donde se presenta un Sistema de Gestión de Infraestructura para la Reducción del Riesgo Sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima.

Para la selección de puentes y viaductos a evaluar se basa en el trabajo Encuesta de Recolección de Información Básica del Transporte Urbano en el Área Metropolitana de Lima y Callao realizado por el Consorcio Nippon Koel Co. Ltd y Nippon Koel Latin America / JICA (Nippon Koei, 2013) que define como líneas cortina al Río Rímac y a la Panamericana Sur.

Adicionalmente se presenta un resumen de los resultados de la inspección técnica de puentes de Lima metropolitana que se realizó en Olarte et al. (2015) y finalmente los mapas de isoaceleraciones de Lima para periodos de retorno correspondientes a 500, 1000 y 1500 años, los cuales serán usados más adelante en la evaluación detallada del Puente Primavera.

## CAPÍTULO V: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DEL PUENTE

Este trabajo propone un procedimiento de evaluación que consta de dos etapas, en cada una de ellas se evalúan características diferentes del puente y con diferente nivel de precisión.

La primera etapa, llamada evaluación simplificada, evalúa aspectos de estructuración para los cuales se necesitan datos que se pueden obtener a partir de una visita de inspección al puente. Esta etapa se llevará a cabo con el método del índice de vulnerabilidad.

En la segunda etapa, llamada evaluación detallada, se necesitan conocer las características específicas de los materiales, porcentajes de refuerzo transversal y longitudinal, dimensiones de los pilares y el espectro característico del sitio. También será necesario definir el estado límite para el cual se va a hacer la evaluación y por lo tanto los desplazamientos permitidos para ese estado, en esta investigación se utilizará el método de espectro de capacidad.

### 5.1. DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

El procedimiento simplificado de evaluación que se propone como parte de la metodología de evaluación de puentes existentes, es una adaptación del procedimiento propuesto por Jara y González (2000), según el cual, el índice de vulnerabilidad se determina con la ecuación 5.1:

$$Iv = \left[ \frac{C_1 * C_2 * \dots * C_8}{\bar{C}_i^7} \right] * C_9 \quad 5.1$$

Donde  $\bar{C}_i$  es el promedio de las calificaciones de cada uno de los nueve parámetros definidos en el inciso 5.1.2

De acuerdo con lo anterior, un valor de  $Iv$  igual a cero significa que el puente es completamente vulnerable, mientras que un valor de  $Iv$  igual a 1, indica que se trata de un puente nada vulnerable. Los diferentes niveles de vulnerabilidad quedan definidos por el valor del índice que resulte de la expresión anterior. A partir del nivel de vulnerabilidad se decidirá el tipo de acción que deberá seguirse en cada caso. Las acciones pueden variar desde una acción emergente para puentes altamente vulnerables, hasta recomendar que se sigan aplicando

únicamente los programas de mantenimiento preventivos normales, en caso de un puente nada vulnerable.

Landa et al. (2006) propone la Tabla 8 para tomar acciones para determinados índices de vulnerabilidad, esta tabla fue calibrada con información proveniente de una muestra de 13 puentes dañados durante el sismo de Northridge (Tabla 7), los cuales fueron recopilados por Maldonado (2000).

Tabla 7. Valores de los índices de vulnerabilidad de 13 puentes daños por sismos, para la calibración del método

No.	Nombre del puente	Nivel de daño	$I_V$
1	Ruta SR-14/I-5, North Connector Overcrossing	Derrumbado	0.17
2	Ruta SR-14/I-5, Separation and Overhead	Derrumbado	0.31
3	Gavin Canyon Undercrossing	Derrumbado	0.58
4	Mission – Gothic Undercrossing	Derrumbado	0.58
5	Ball Creek Canyon Channel	Daños graves	0.58
6	Balboa Boulevard Overcrossing	Daños ligeros	0.83
7	Fairfax – Washington Undercrossing	Derrumbado	0.17
8	La Cienega – Venice Undercrossing	Derrumbado	0.17
9	Old Road	Daños intermedios	0.54
10	Santa Clara River	Daños intermedios	0.72
11	Pico – Lyons Overcrossing	Daños intermedios	0.74
12	Valencia Boulevard Overcrossing	Daños ligeros	0.76
13	Mc Bean Parkway Overcrossing	Sin daño	0.80

Fuente: Landa et al., (2006)

En base a estos resultados Landa et al. (2006) define los intervalos de valores para  $I_V$  y elabora la Tabla 8 de acciones recomendadas para cada caso. El  $I_V$  se determina según se describe en la sección 5.1.2 de esta investigación.

Tabla 8. Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de  $I_V$

Intervalo de valores de $I_V$	Acción recomendada	
$I_V < 0.4$	Acción urgente. El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual.	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata.
$0.4 \leq I_V < 0.6$	Corto plazo. EL puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.
$0.6 \leq I_V < 0.8$	Mediano plazo. El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación.	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.
$0.8 \leq I_V$	Medidas preventivas rutinarias. El puente no muestra deficiencias importantes pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventiva.	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente.

Fuente: Landa et al., (2006)

### 5.1.1. Elección de los parámetros de evaluación.

Para definir los parámetros que se usarán en el procedimiento de evaluación se consideraron los daños ocurridos en sismos recientes y los procedimientos de obtención de la vulnerabilidad sísmica que presentan los autores que se mencionan anteriormente. Se eligieron los factores más relevantes con objeto de simplificar la inspección y evitar en lo posible parámetros de tipo subjetivo o de difícil obtención durante una inspección al puente. Los parámetros seleccionados son:

- Irregularidad en la rigidez lateral del puente
- Longitud de asiento de la superestructura
- Año de proyecto
- Irregularidad en planta y esviamiento
- Tipo de apoyos
- Estado de conservación y socavación
- Potencial de licuación
- Periodo de vibración del puente
- Importancia del puente

Se reconoce que los pilares son uno de los componentes más importantes en la estabilidad de los puentes y a su vez uno de los elementos más vulnerables. Una adecuada distribución del armado contribuye a mejorar la capacidad de disipar energía, sin embargo, la falta de armado transversal y las pequeñas longitudes de anclaje y de traslape del armado longitudinal que se han adoptado en la construcción de muchos puentes, acentúan la vulnerabilidad de estos elementos.

Por otro lado, debe reconocerse la dificultad de determinar la cantidad y distribución de estribos, anclajes y traslapes, durante una inspección con fines de evaluación masiva de estructuras, motivo por el cual, la influencia de este parámetro pretende quedar cubierta con el año de proyecto del puente ya que la práctica está ligada estrechamente a las normas utilizadas en el proyecto. En caso de que un puente resulte altamente vulnerable será necesario realizar pruebas destructivas para definir las características de refuerzo en los pilares.

El método que se propone en esta sección puede ser aplicado en puentes simplemente apoyados y continuos, de manera indiferente. En esta investigación, todos los puentes evaluados están dentro de esta tipología (simplemente apoyados o continuos).

#### 5.1.2. Nivel de importancia de cada parámetro.

El nivel de importancia de cada parámetro con respecto a la vulnerabilidad general del puente, se incluye dentro de las funciones que se asignan para cuantificar la contribución de cada uno de ellos en la capacidad global de la estructura. Las funciones de calificación  $C_i$ , de los nueve parámetros que se eligieron para definir la vulnerabilidad sísmica de los puentes se presentan a continuación. Es importante mencionar que los límites de cada una de las calificaciones  $C_i$  asignadas están comprendidos entre 0 y 1, a menos que se especifique algún otro valor.

Si el potencial de licuación del suelo, o su periodo de vibrar, no pueden estimarse en forma razonable, se deberán eliminar de la fórmula anterior, y se restará al exponente del denominador el número de parámetros eliminados, por ejemplo, si no se cuenta con la información de los dos parámetros mencionados, se usarán 7 parámetros  $C_i$ , y el exponente de la expresión será 5. Si sólo se elimina alguno de ellos, entonces se usarán 8 parámetros  $C_i$  y el exponente será 6.

##### a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Para calificar la irregularidad provocada por el cambio brusco de rigidez que puede existir entre dos apoyos consecutivos se emplea el factor  $C_1$ .

$$C_1 = 1.0 - \frac{K_M - K_m}{10K_m}$$

Donde:

$K_M$  es la mayor rigidez lateral de un pilar o estribo trabajando en serie con el apoyo

$K_m$  es la menor rigidez lateral de un pilar o estribo trabajando en serie con el apoyo

$K_M$  y  $K_m$  se pueden calcular con la ecuación 5.2

$$k = \frac{K_a K_p}{K_a + K_p} \quad 5.2$$

$$K_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} \quad 5.3$$

Donde:

$K_p$  es la rigidez del pilar

$K_a$  es la rigidez de los apoyos de neopreno calculada con la ecuación 5.3

$n$  es el número de apoyos por pilar

$A_i$  es el área transversal del apoyo  $i$

$h_i$  es la altura del apoyo  $i$

$G_i$  es el módulo de rigidez a cortante del a apoyo  $i$

La rigidez lateral del pilar se puede calcular mediante la ayuda de la Figura 22 y el índice de rotación  $\rho$ , donde  $N$  es el número de columnas del marco y  $\rho$  se calcula con la ecuación 5.4

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c} \quad 5.4$$

Donde:

$I_t$  es la inercia de la viga

$I_c$  es la inercia de la columna

$L_t$  es la longitud de la viga

$L_c$  es la longitud de la columna

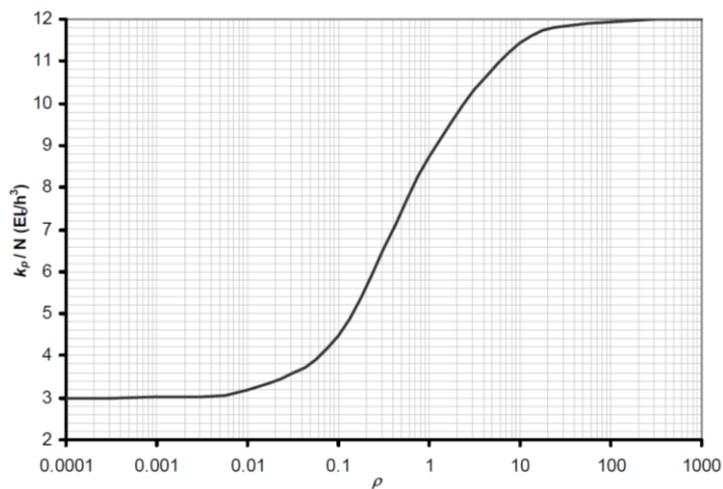


Figura 22. Rigidez lateral de un pilar formado por  $N$  columnas

Fuente: Landa *et al.*, (2006)

b) Longitud de asiento

Si  $LA \geq LR$   $C_2 = 1.0$

Si  $LR > LA > 0.3LR$   $C_2 = \frac{LA - 0.3LR}{0.7LR}$

Si  $0.3LR > LA$   $C_2 = 0$

Donde:

LR es la longitud de asiento recomendado en mm;  $LR = 400 + 2.5L + 10H$

LA es la longitud real de apoyo existente en mm. (Figura 23)

L es la longitud del claro en metros

H es la altura promedio de los pilares adyacentes en metros

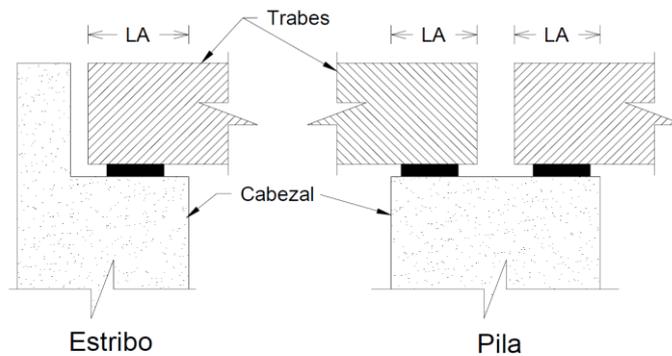


Figura 23. Longitud de apoyo  
Fuente: Landa et al., (2006)

c) Año del proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1 \quad 5.5$$

Donde: AC es el año del proyecto del puente

d) Irregularidad en planta y esviamiento

Si  $\alpha < 20^\circ$   $C_4 = 1.0$

Si  $20^\circ < \alpha < 45^\circ$   $C_4 = 6 * 10^{-3}(90^\circ - \alpha) + 0.46$

Si  $45^\circ < \alpha$   $C_4 = 0.4$

Donde:  $\alpha$  es el ángulo de esviamiento (Figura 24)

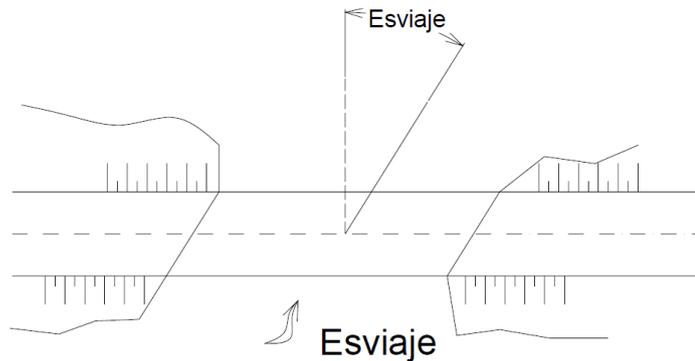


Figura 24. Ángulo de esviamiento  
Fuente: Landa et al., (2006)

En puentes de planta irregular y en puentes curvos usar el valor  $C_4 = 0.40$ . Se considera una planta irregular cuando la excentricidad entre el centro de masa del tablero y el centro de rigideces de los apoyos es mayor que el 10% de la longitud del puente y un puente curvo se considera aquel cuyo ángulo formado por las líneas que unen los apoyos y el centro del puente es mayor de  $30^\circ$  (Jara y Casas, 2002) (Ver Figura 25)

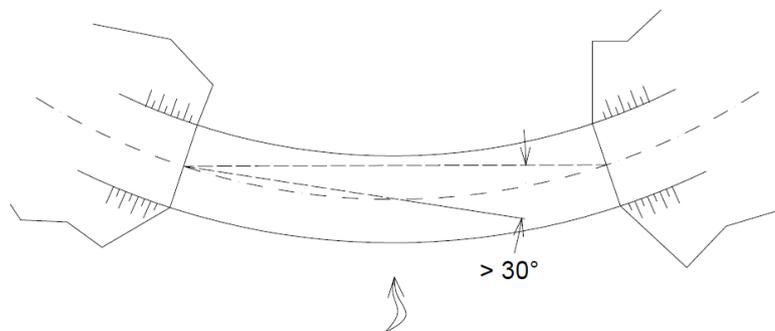


Figura 25. Puente curvo  
Fuente: Landa et al., (2006)

e) *Tipo de apoyos*

Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico  $C_5 = 1.0$

Para apoyos laminados de neopreno  $C_5 = 0.9$

Para apoyos de rodillos  $C_5 = 0.8$

Para apoyos basculantes o de mecedoras  $C_5 = 0.7$

f) Estado de conservación y socavación

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 X_i \geq 0$$

Donde  $X_i$  representa el valor para cada uno de los siguientes aspectos:

- Efecto de socavación ( $X_1$ )

Si no existen fuentes ni indicios de socavación

$$X_1 = 0$$

Existe exposición a socavación, pero sin daños.

$$X_1 = 0.05$$

Si existe socavación importante pero no está en riesgo la estabilidad del puente

$$X_1 = 0.3$$

Existe socavación que pone en riesgo la estabilidad del puente

$$X_1 = 1$$

- Estado de conservación de los apoyos ( $X_2$ )

No se observa degradación del elastómero ni desprendimiento  $X_2 = 0$

Se observan indicios de degradación en el elastómero  $X_2 = 0.05$

Se observan deterioros importantes en los apoyos (despegue en la unión goma-metal)  $X_2 = 0.3$

Se observa rotura completa del elastómero que pone en riesgo la estabilidad del puente  $X_2 = 1$

- Daños en elementos estructurales, para ello se consideran a las vigas, tablero, pilares y estribos por igual (al ser un procedimiento simplificado) ( $X_3$ )

No se observa ninguna fisura o grieta  $X_3 = 0$

Se observan grietas menores que 0.7 mm  $X_3 = 0.05$

Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm  $X_3 = 0.5$

Se observan grietas y pérdida de sección que ponen en riesgo la estabilidad del puente  $X_3 = 1$

- Daños en uniones o conexiones relacionados a corrosión y agrietamiento en componentes de acero ( $X_4$ )

No se observa ningún daño

$$X_4 = 0$$

Se observan grietas menores que 0.7 mm o corrosión en los elementos de acero

$$X_4 = 0.05$$

Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, corrosión importante o daños en los elementos de las conexiones  $X_4 = 0.5$

Se observan daños importantes que ponen en riesgo la inestabilidad del puente

$$X_4 = 1$$

- Mantenimiento y rehabilitación ( $X_5$ )

Puente reciente o con muy buen mantenimiento o trabajo de rehabilitación

$$X_5 = 0$$

Puente con más de 30 años sin daño aparente y buen estado de conservación

$$X_5 = 0.25$$

Puente viejo y/o en mal estado (agrietamientos, desconches, humedades, etc.)

$$X_5 = 0.5$$

#### *g) Potencial de licuación*

Si el suelo no tiene potencial de licuación

$$C_7 = 1.0$$

Si el suelo tiene potencial de licuación

$$C_7 = 0.4$$

#### *h) Periodo de vibración*

Si  $T_a \leq T_s \leq T_b$

$$C_8 = 0.6$$

Si  $0.7T_a \leq T_s \leq T_a$

$$C_8 = 0.8$$

$$\text{Si } T_b \leq T_s \leq 1.3T_b \qquad C_8 = 0.8$$

$$\text{Si } T_s < 0.7T_a \text{ y } T_s > 1.3T_b \qquad C_8 = 1.0$$

Donde:

$T_s$  es el periodo de la estructura calculado con la ecuación 5.6

$T_a$  y  $T_b$  son los valores característicos del espectro de diseño

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \qquad 5.6$$

Donde  $m$  es la masa total del pilar y  $k$  es la rigidez del pilar calculada con la expresión 5.2

i) *Factor de corrección por importancia*

El factor de importancia es un factor que multiplica a  $I_v$  con el propósito de reducir su valor para orientar las acciones de corto plazo, en aquellos puentes cuya falla o inhabilitación durante cierto periodo de tiempo, tiene un gran impacto en los costos directos e indirectos, así como en la interrupción de las acciones de emergencia después del terremoto. El factor de importancia debe tomar en cuenta la relación pérdida/daño, la habilidad para proveer servicios de emergencia y de facilitar las actividades de recuperación después del sismo, y la afectación para proporcionar servicio a la comunidad en general. Este factor será 1.0 si la falla del puente se considera que no afecta en forma importante a la comunidad, y será menor que la unidad en la medida en que afecte mayormente a la población en general.

Para esta investigación se sugiere que los valores para el factor de importancia (Tabla 9) sea inversamente proporcional a la aceleración, normalizada al periodo de retorno de 500 años, propuesta por Olarte et al. (2015) que se presenta en los mapas de isoaceleraciones en la sección 4.3. El factor de corrección será el inverso del factor de importancia con:  $F. \text{ de corrección} = \frac{1}{F. \text{ de importancia}}$

Tabla 9. Factor de importancia para cada tipo de puente

Tipo de puente	Periodo de retorno	Aceleración en Gal	Factor de importancia	Factor de corrección
Otros	500 años	450	1.00	1.00
Esencial	1000 años	550	1.22	0.82
Crítico	1500 años	630	1.40	0.71

Fuente: Elaboración propia

## 5.2. ESPECTRO DE CAPACIDAD

El Método del Espectro Capacidad permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una estructura a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda (Freeman et al., 1984; ATC-40, 1996). Permite hacer una representación gráfica muy clara y comparar directamente, el espectro de capacidad global de la estructura, con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno y evaluando la resistencia sísmica de las estructuras en términos de las curvas de fragilidad.

Este método requiere la determinación de tres elementos principales: el espectro de capacidad, el espectro de la demanda y el punto de desempeño. A continuación se presenta cada uno de los elementos que definen el método espectro de capacidad para una mejor comprensión.

### 5.2.1. Obtención de la curva de capacidad

Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales  $F_i$  que se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Las fuerzas laterales se aplican en proporción según la forma del modo fundamental, como se ilustra en la ecuación 5.7

$$F_i = \left( \frac{w_i * \phi_i}{\sum_{i=1}^N w_i * \phi_i} \right) * V \quad 5.7$$

Donde:

$F_i$  es la fuerza lateral en el nodo  $i$ .

$w_i$  es el peso muerto asignado al nodo  $i$ .

$\phi_i$  es la amplitud del modo fundamental en el nodo  $i$ .

$V$  es el cortante basal.

$N$  es el número de nodos.

### 5.2.2. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está descrita en términos de la fuerza cortante en la base de los pilares del puente y el desplazamiento (asociado a dicha fuerza) en el tope del puente, en un espectro de respuesta en el formato de aceleración-desplazamiento.

$$S_a = \frac{V}{M_T \alpha} \quad 5.8$$

$$S_d = \frac{\Delta_{TABLERO}}{\gamma_m} \quad 5.9$$

Donde  $M_T$ , es la masa total de la estructura;  $\Delta_{TABLERO}$  desplazamiento horizontal del tablero;  $V$  es el corte en la base de la estructura asociado al desplazamiento del tablero;  $\gamma_m$  y  $\alpha$  factor de participación modal y coeficiente de masa modal del modo fundamental. Se define  $\gamma_m$  y  $\alpha$  de la siguiente manera.

$$\gamma_m = \frac{\phi^t M J}{m_1}, \quad \alpha = \frac{(\phi^t M J)^2}{M + m_1}, \quad m_1 = \phi^t M \phi \quad 5.10$$

De esta forma, se tiene un vector de configuración dominante que esta normalizado a la unidad;  $M$  es la matriz de masas,  $J$  es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas  $Q$ , para el análisis sísmico plano  $J$  es un vector unitario pero para el análisis sísmico espacial depende del modelo numérico de cálculo que se utilice.

### 5.3. ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda se obtendrá a partir del espectro de respuesta elástico ( $\xi = 5\%$ ), este espectro de demanda se expresa en términos de la aceleración y desplazamientos según la ecuación 5.11. Ambos espectros son mostrados en la Figura 26.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad 5.11$$

Donde:  $S_d$  es el desplazamiento,  $T$  es el periodo y  $S_a$  es la aceleración en términos de  $g$  (aceleración de la gravedad)

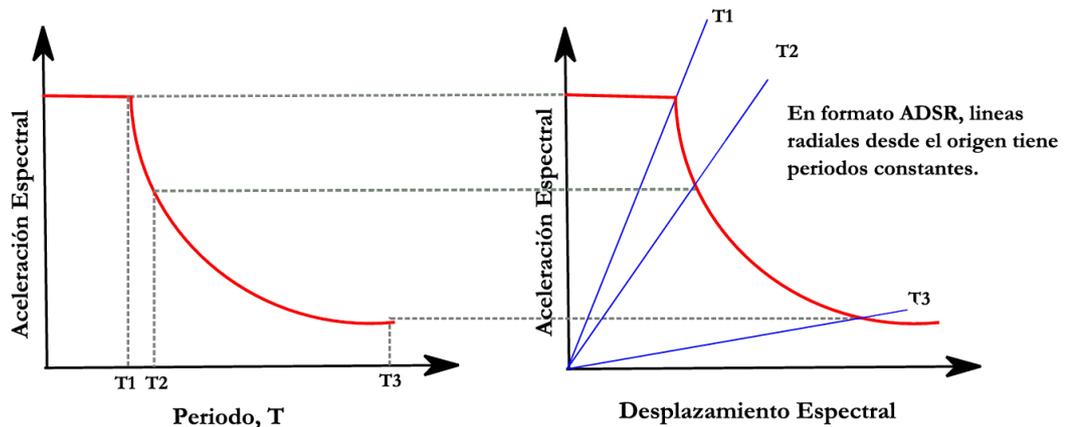


Figura 26. Espectro de demanda elástico (izquierda) y espectro de demanda (derecha)  
Fuente: ATC (1996)

#### 5.4. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño nos ayuda a entender el comportamiento de una estructura frente a un movimiento sísmico, esto permite un adecuado diseño de nuevas estructuras, rehabilitación de estructuras existentes y un análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. Bonett, (2003).

Últimamente el uso del análisis estático no lineal como herramienta para evaluación en el campo de la ingeniería sismo resistente ha ido incrementando, pues se considera como un procedimiento más realista en la estimación de la vulnerabilidad sísmica que los procedimientos lineales, El ATC-40 y FEMA 273 consolidaron procedimientos para la determinación del punto de desempeño, de los cuales se desprenderá el procedimiento a seguir en esta tesis de investigación.

Para determinar el punto de desempeño se hará uso del método de análisis no lineal simplificado denominado Espectro de Capacidad.

##### 5.4.1. Método del Espectro de Capacidad

Un método simplificado para la evaluación de la vulnerabilidad y desempeño sísmico es el método del espectro de capacidad, este método inicialmente fue propuesto como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Actualmente, mediante este método es posible determinar el punto de desempeño de una estructura cuando esta es sometida a movimientos sísmicos, se compara la capacidad que tiene la estructura a resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, la cual es presentada en un formato de espectro de respuesta inelástico

reducido. El espectro inelástico se obtiene al reducir el espectro elástico por medio del amortiguamiento hysterético equivalente ( $\beta_{eq}$ ).

Se realizará un proceso iterativo para determinar el punto de desempeño, para ello es necesario obtener la representación bilineal del espectro de capacidad.

#### *Representación bilineal del espectro de capacidad*

El ATC (1996) propone los siguientes pasos para bilinealizar el espectro de capacidad:

- Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (Punto O de la Figura 27) con una pendiente igual a la rigidez inicial  $K_i$  de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- Se define un punto de desempeño de prueba ( $d_{pi}, a_{pi}$ ), denotado con la letra B en la Figura 27, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersece la primera, en el punto A, de coordenadas  $(d_y, a_y)$ , las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la Figura 27, sean iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.

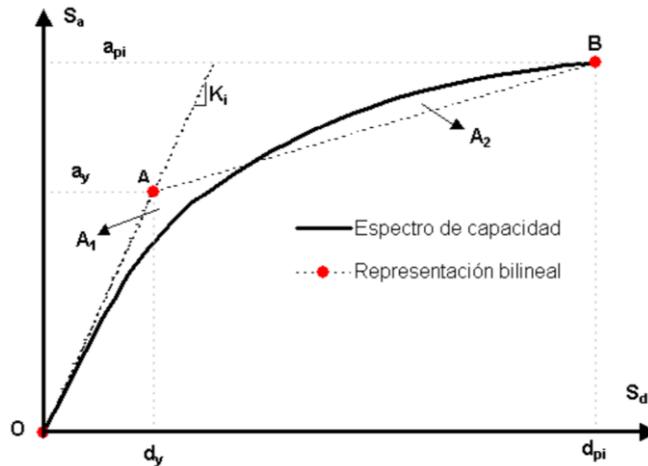


Figura 27. Representación bilineal del espectro de capacidad  
Fuente: ATC (1996)

- Se define la representación bilineal de la curva de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la Figura 27.

#### *Amortiguamiento viscoso equivalente $\beta_{eq}$ y espectro de demanda reducido*

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5 %) y un amortiguamiento histerético  $\beta_0$ , que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (ATC, 1996). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  puede ser representado como:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad 5.12$$

El término de amortiguamiento histerético,  $\beta_0$ , puede ser calculado como (Bonett, 2003):

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S0}} \quad 5.13$$

$E_D$  es la energía disipada por el amortiguamiento y  $E_{S0}$  es la energía máxima de deformación. Ambas energías se pueden calcular a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad (Figura 27 y Figura 28). Las expresiones para el cálculo de  $E_D$  y  $E_{S0}$  son:

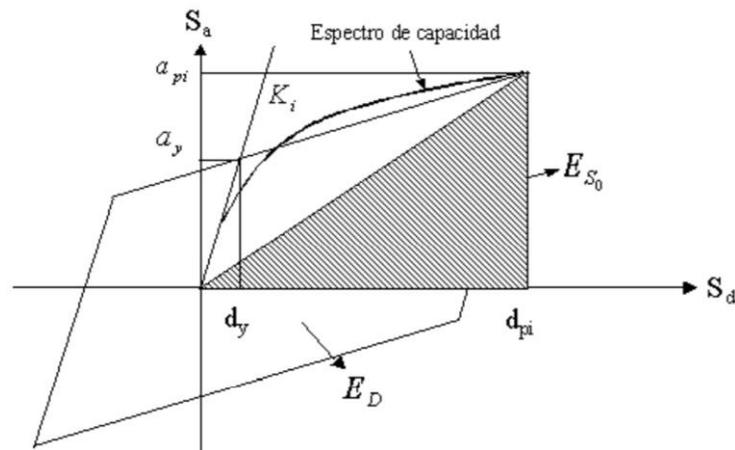


Figura 28. Obtención del amortiguamiento equivalente para reducir el espectro de respuesta elástico.

Fuente: ATC (1996)

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})$$

$$E_{S_0} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad 5.14$$

Reemplazando la ecuación 5.14 en 5.13 y la 5.13 en 5.12 y simplificando algunos términos, se obtiene:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad 5.15$$

La ecuación 5.15 es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente cortos. No obstante, un factor modificador  $\kappa$  suele incluirse para considerar el comportamiento de la estructura, en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración (ATC, 1996):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad 5.16$$

La Tabla 10 muestra los valores del factor modificador  $\kappa$  para diferentes tipos de comportamiento estructural, que varían desde estructuras con una buena disipación de energía (Tipo A) hasta estructuras con un comportamiento histerético bastante deficiente (Tipo C) (ATC, 1996).

Tabla 10. Valores para el factor modificador del amortiguamiento

Tipo de comportamiento estructural	$\beta_0$ (%)	$\kappa$
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	$\leq 25$	0.67
	$> 25$	$0.845 - \frac{0.446[a_y d_{pi} - d_y a_{pi}]}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cualquier valor	0.33

Fuente: ATC (1996)

El espectro de demanda reducido se obtiene a partir de dos factores de reducción espectral para la aceleración, SRA, y para la velocidad, SRV. Estos factores son función del amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  y se definen como (ATC-40, 1996):

$$SRA = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln(\beta_{eq})}{2.12} \quad 5.17$$

$$SRV = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eq})}{1.65} \quad 5.18$$

Los valores de estos factores deben ser mayores que los indicados en la Tabla 11:

La Figura 29 muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores SRA y SRV. Se debe tener en cuenta que SRA afecta a la sección recta y SRV, a la parte curva.

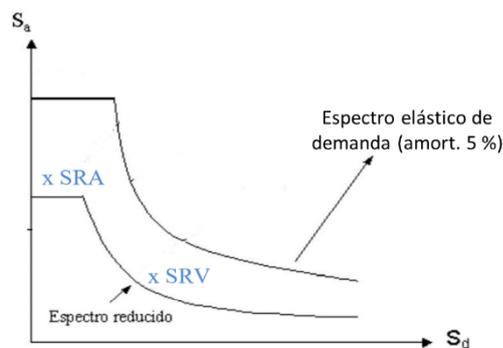


Figura 29. Espectro de demanda reducido  
Fuente: ATC (1996)

Tabla 11. Valores mínimos requeridos para SRA y SRV

Tipo de comportamiento estructural	$SR_A$	$SR_V$
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: ATC (1996)

### Obtención del Punto de desempeño

- Inicialmente para la bilinealización del espectro de capacidad se utilizó un punto B, el cual se obtiene mediante la "aproximación de desplazamientos iguales", la cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto (Figura 30).

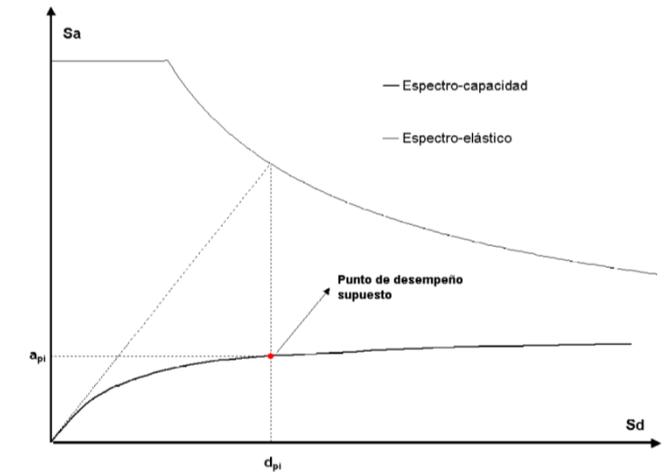


Figura 30. Determinación del punto de desempeño inicial mediante aproximación de desplazamientos iguales  
Fuente: ATC (1996)

- Se determina la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda ( $d_p, a_p$ ), tal y como se muestra en la Figura 31.
- Si el desplazamiento  $d_p$  correspondiente al punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda reducido está entre un  $\pm 5\%$  del desplazamiento  $d_{pi}$  supuesto ( $0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$ ), el punto de desempeño ( $d_{pi}, a_{pi}$ ) se toma el ( $d_p, a_p$ ) definitivo.
- En caso no se cumpla con esta condición, se toma como punto B la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda calculado anteriormente ( $d_p, a_p$ ).

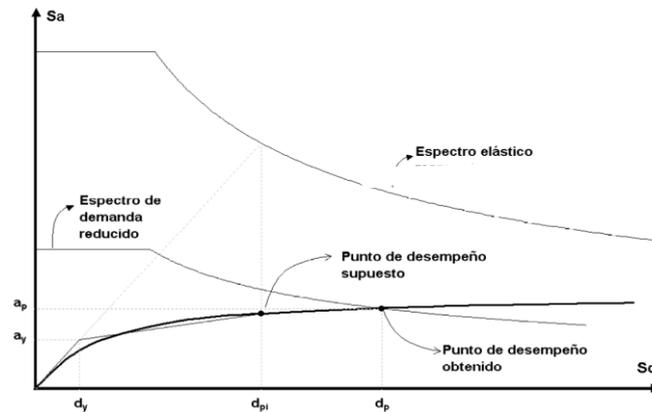


Figura 31. Determinación del punto de desempeño  
Fuente: ATC (1996)

#### 5.4.2. Niveles de desempeño

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva entre piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño de edificaciones. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 proponen ciertos límites (Tabla 12), aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados.

Tabla 12. Valores límites de la deriva máxima de entrepiso para los niveles de desempeño en edificaciones

Nivel de desempeño	ATC-40	FEMA 273	BERTERO	VISION 2000
Ocupación Inmediata	0.01	0.01	0.002 - 0.005	0.002- 0.005
Seguridad de Vida	0.01 - 0.02	0.01 - 0.02	0.01 - 0.02	0.015
Prevención del colapso	0.33 $V_i/P_i$	0.04	0.02 - 0.04	0.025

Fuente: Flores (2016)

Para esta tesis de investigación se adoptarán los límites de desempeño recomendados por el proyecto europeo RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) y HAZUS®99 (FEMA – NIBS, 1999). Estos límites son definidos mediante las fórmulas presentadas en la Tabla 13.

Tabla 13. Grados de daño considerados según desplazamientos de la estructura

Grado de Daño	Límites de desplazamiento	Límites de desplazamiento espectral	Descripción
Sin daño	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7Dy$	No existe daño alguno, la estructura se mantiene en el rango elástico
Daño leve	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05\Delta uy$	$0.7Dy \leq D < Dy$	Caracterizado por grietas menores debido a una acción de cortante en los estribos, grietas menores en las columnas o en el tablero, donde el daño no requiere más que reparaciones superficiales.
Daño moderado	$0.7\Delta y + 0.05\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.2\Delta uy$	$Dy \leq D < Dy + Duy$	Caracterizado por cualquier columna que experimente grietas o rupturas moderadas debido a acciones de corte, pero que continúe siendo segura estructuralmente, desplazamientos moderados de los estribos (menores que 5 cm), cualquier conexión que presente grietas debidas a corte, falla de los apoyos, o asentamientos moderados en los accesos.
Daño severo	$0.7\Delta y + 0.2\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.5\Delta uy$	$Dy + Duy \leq D < Du$	Caracterizado por cualquier columna disminuida en su capacidad estructural debido a fallas por cortante, de tal manera que se vuelva estructuralmente insegura sin llegar al colapso, considerables desplazamientos residuales o asentamientos diferenciales de las conexiones, asentamientos importantes en los accesos, falla por acciones de corte en los estribos.
Daño completo -Colapso	$0.7\Delta y + 0.5\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + \Delta uy$	$Du \leq D$	Caracterizado por el colapso de cualquier columna y la pérdida de conexión con los apoyos, lo que conduce a un desplome inminente del tablero, o la inclinación de la subestructura debido a fallas en la cimentación.
	$\Delta uy = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$	$Duy = 0.25(Du - Dy)$	

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski (2003)

Cabe resaltar que la columna de límites de desplazamientos se refiere a los desplazamientos de la curva capacidad resultado del análisis estático no lineal (pushover), en cambio la columna de límites de desplazamiento espectral se refiere a los desplazamientos espectrales del espectro de capacidad. La

conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad de la estructura se describe en la sección 5.2.

Estos valores se reflejan en el espectro de capacidad de la estructura (Figura 32), donde se definen los límites  $Sd1$ ,  $Sd2$ ,  $Sd3$  y  $Sd4$  de la siguiente manera:

$$Sd1 = 0.7Dy \quad Sd2 = Dy \quad Sd3 = Dy + 0.25(Du - Dy) \quad Sd4 = Du$$

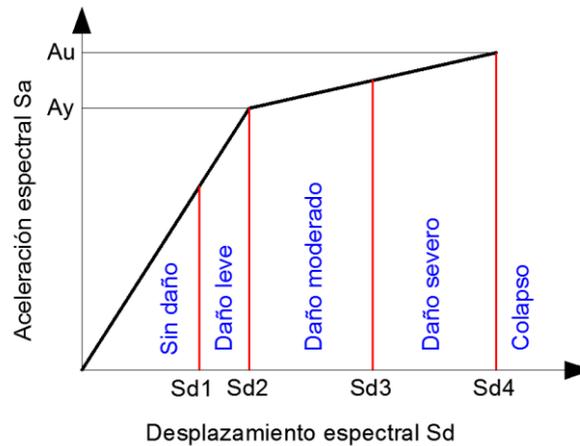


Figura 32. Límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura  
Fuente: Milutinovic y Trendafiloski (2003)

## 5.5. RESUMEN DEL CAPÍTULO

Este capítulo presenta la metodología propuesta para evaluar el puente Primavera y consta de dos etapas, en cada una de ellas se evalúan características diferentes del puente y con diferente nivel de precisión.

La primera etapa, llamada evaluación simplificada, determina el índice de vulnerabilidad mediante una adaptación del procedimiento propuesto por Jara y González (2000). Para ello fue necesario definir 9 parámetros de evaluación del puente Primavera, se presenta el procedimiento de cálculo del índice de vulnerabilidad teniendo en cuenta estos parámetros.

En la segunda etapa, llamada evaluación detallada, se presenta la metodología para determinar el espectro de capacidad del puente, el espectro de demanda para cada periodo de retorno, el método de espectro de capacidad para determinar el punto de desempeño de la estructura y finalmente se presentan los niveles de desempeño propuestos para esta investigación.

## CAPÍTULO VI: APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO EN EL PUENTE PRIMAVERA

### 6.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE PRIMAVERA

#### 6.1.1. Historia y características de la estructura

El puente Primavera fue construido en el año 1967 a finales del segundo mandato del entonces alcalde de Lima, Luis Bedoya Reyes; se encuentra ubicado entre los distritos de San Borja y Santiago de Surco en el cruce de la Panamericana Sur y la Av. Primavera (Figura 33). La construcción de este puente estuvo a cargo de la División de Puentes y Obras de Arte de la Dirección de Caminos del Ministerio de Fomento y Obras de Públicas, el diseño estuvo a cargo del Ingeniero Jose Luis Bosio y se basa en la norma americana AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, en octava edición publicada en 1961. La resistencia a compresión del concreto y la de fluencia del acero especificado en los planos es:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$



Figura 33. Ubicación del puente Primavera  
Fuente: Google Earth

El puente Primavera es un puente de concreto armado; tipo Losa-Viga, cuenta con dos tipos de vigas (sección I y cajón); continuo con una longitud de 55.30 m; se divide en 3 tramos de 13.00 m, 28.30 m y 14.00 m; es de doble sentido; cuenta con dos pilares y cada pilar se divide en dos estructuras divididas en 5 columnas de concreto armado; el peralte de las vigas es variable; en la Figura 34 se observa el corte longitudinal y en la Figura 35, el corte transversal del puente.

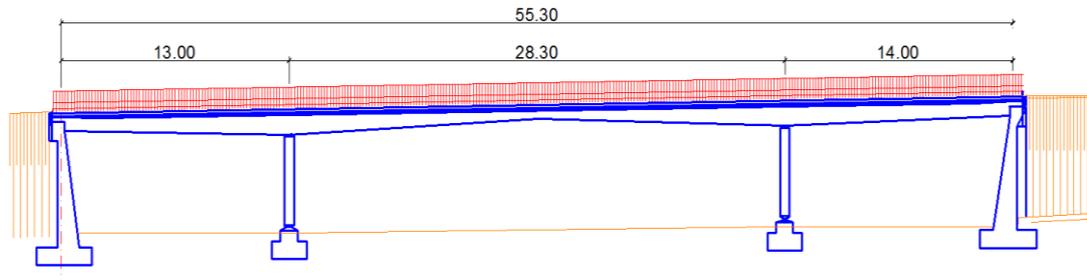


Figura 34. Corte longitudinal del puente Primavera  
 Fuente: Elaboración Propia

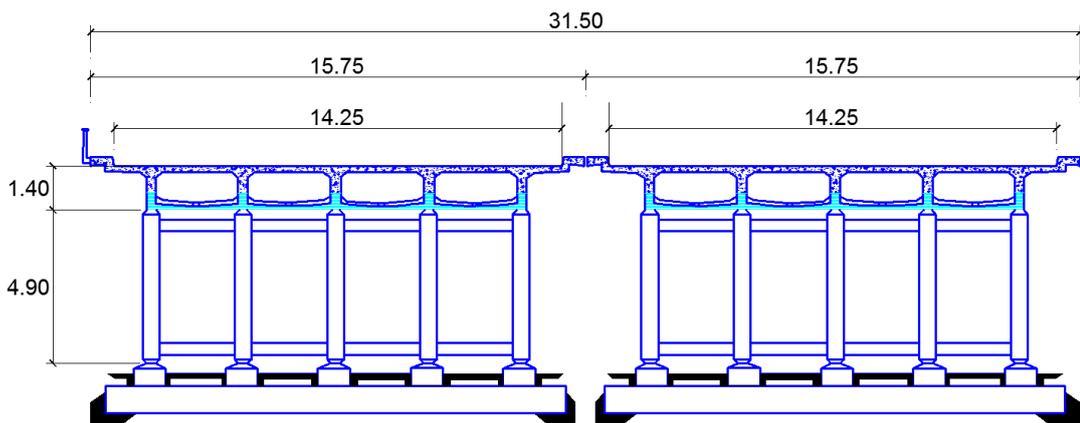


Figura 35. . Corte transversal del puente Primavera  
 Fuente: Elaboración Propia

En la Figura 36, se muestra el detalle de refuerzo de las columnas de los pilares. El detalle de refuerzo de la losa (en elevación y planta) y sección de vigas longitudinales se muestra en el Anexo 03.

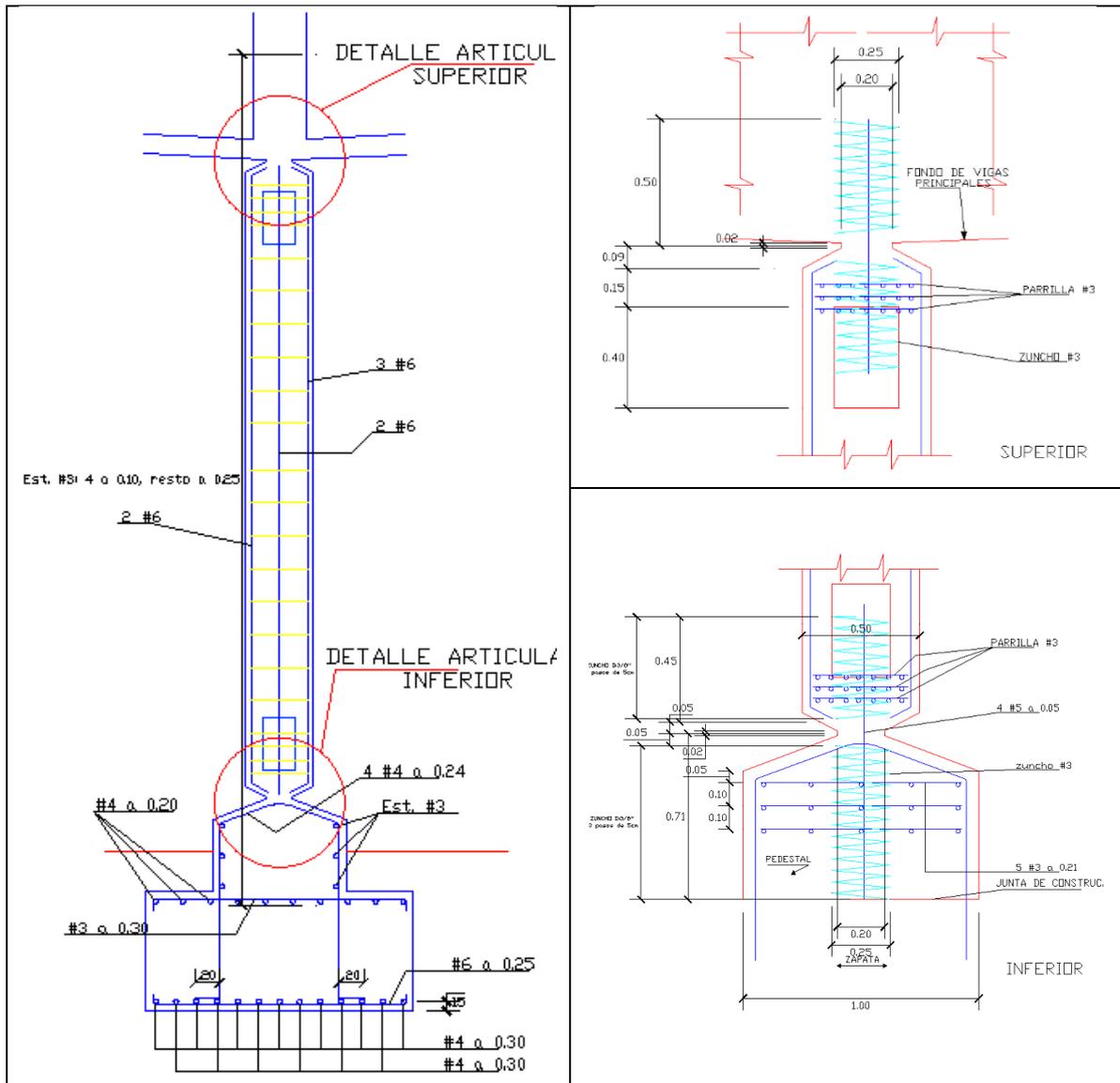


Figura 36. Detalle de refuerzo de las columnas de los pilares, articulación superior e inferior.  
Fuente: Elaboración Propia

### 6.1.2. Estado de conservación del puente

Se realizaron diversas visitas al puente Primavera para la inspección técnica de los elementos estructurales y no estructurales; de esta inspección podemos concluir que en general el puente Primavera se encuentra en un estado de conservación regular, esto debido a agrietamientos y pérdidas de sección en elementos estructurales como se muestra a continuación:



Figura 37. Presencia de eflorescencia y pequeñas fisuras en la cara inferior del tablero debido a la infiltración de agua por la junta.  
Fuente: Elaboración Propia.



Figura 38. Vista cercana de eflorescencia en la cara inferior del tablero debido a la infiltración de agua por la junta.  
Fuente: Elaboración Propia



Figura 39. Se observa la ampliación del puente con un pilar de sección rectangular  
Fuente: Elaboración Propia



Figura 40. Grietas y desprendimiento en las vigas inferiores debido al poco refuerzo transversal y el deficiente recubrimiento.  
Fuente: Elaboración Propia



Figura 41. Desprendimiento y acero expuesto en las vigas inferiores debido al poco refuerzo transversal y el deficiente recubrimiento.  
Fuente: Elaboración Propia



Figura 42. Fisuras en la carpeta asfáltica y juntas de expansión debido a un inadecuado sello de la junta y que la junta no tenga la capacidad suficiente de absorber las deformaciones.  
Fuente: Elaboración Propia

## 6.2. ÍNDICE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE PRIMAVERA.

Con los parámetros definidos en la sección 5.1.1, pasamos a evaluar el nivel de importancia para cada parámetro del puente Primavera, para esto aplicaremos el procedimiento indicado en la sección 5.1.2.

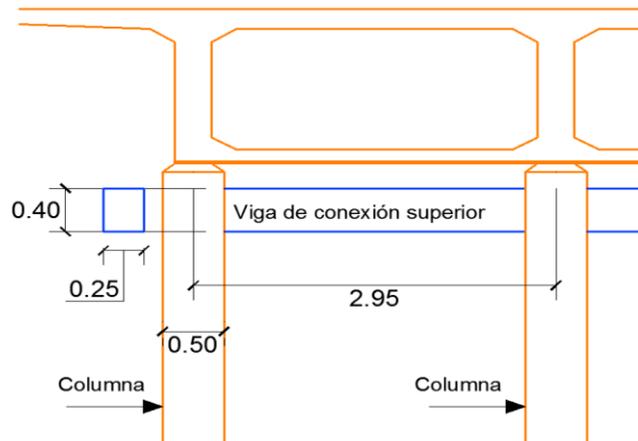


Figura 43. Detalle de columna-viga  
Fuente: Elaboración Propia

### a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Primero calcularemos el índice de rotación  $\rho$  para lo cual hallaremos las inercias de las columnas y vigas.

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

$$Ec = 15000 * \sqrt{f'c} = 15000 * \sqrt{280} = 250998 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_T = \frac{b_{cabezal} * h_{cabezal}^3}{12} = \frac{25\text{cm} * (40\text{cm})^3}{12} = 133333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_C = \frac{b_{col} * h_{col}^3}{12} = \frac{50\text{cm} * (50\text{cm})^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 2.95 \text{ m}$$

$$L_C = 4.86 \text{ m (Altura total de la columna)}$$

$$\rho = \frac{133333.33/2.95}{520833.33/4.86} = 0.42$$

Luego con  $\rho$  obtenemos la expresión  $\frac{Kp}{N(\frac{EI_C}{L_C^3})}$  presentada en la Figura 22 y con 5

columnas por pilar (N=5) según el inciso "a" de la sección 5.1.2

$\frac{Kp}{N(\frac{EI_C}{L_C^3})} = 7$ , Despejamos  $Kp$  y reemplazamos:

$$Kp = 7 * \frac{5 * 250998 * 520833.33}{486^3} = 39859.17 \text{ kg/cm}$$

Para calcular  $K_a$ , haremos uso de las siguientes características del apoyo de neopreno:

$$a = 400 \text{ mm}$$

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$h = 10 \text{ mm}$$

$$G = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{apoyo} = \frac{a * b * G}{h} = 1071.43 \text{ kg/cm}$$

Tenemos 2 apoyos de neopreno, por lo que:

$$K_a = 2 * 1071.43 = 2142.86 \text{ kg/cm}$$

$$K_{pilar} = \frac{K_a * K_p}{K_a + K_p} = \frac{2142.86 * 39859.17}{2142.86 + 39859.17} = 2033.54 \text{ kg/cm}$$

Ahora calcularemos el  $K_{estribo}$ :

$$K_a = 2142.86 \text{ kg/cm}$$

$$K_p = \infty$$

$$K_{estribo} = K_a = 2142.86 \text{ kg/cm}$$

Por lo tanto:

$$K_M = K_{estribo} = 2142.86 \text{ kg/cm}$$

$$K_m = K_{pilar} = 2033.54 \text{ kg/cm}$$

$$C_1 = 1.0 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} = 1.0 - \frac{2142.86 - 2033.54}{10 * 2033.54} = 0.994$$

b) *Longitud de asiento*

Se calculará la longitud de asiento recomendada (LR) para el caso más crítico, esto es para el tramo entre los dos pilares.

$$L = 28.30m$$

$$H = 4.86m$$

$$LR = 400 + 2.5L + 10H = 400 + 2.5 * 28.3 + 10 * 4.86 = 519.35 \text{ mm}$$

En el caso de la longitud de asiento existente (LA), al tratarse de un puente continuo, no se tiene problemas de pérdida de asiento, por lo que:

$$C_2 = 1.0$$

c) *Año del proyecto*

Como se mencionó anteriormente, el puente Primavera fue construido en el año 1967, por lo que:

$$C_3 = \frac{AC-1900}{100} = \frac{1967-1900}{100} = 0.67$$

d) *Irregularidad en planta y esviamiento*

En el caso del puente Primavera tenemos un esviamiento de  $3.9^\circ$  y no presenta curvatura horizontal o vertical.

$$\alpha = 3.9^\circ$$

$$C_4 = 6 * 10^{-3}(90^\circ - \alpha) + 0.46 = 6 * 10^{-3}(90^\circ - 3.9^\circ) + 0.46 = 0.98$$

e) *Tipo de apoyos*

En el caso del puente Primavera, los apoyos son de neopreno laminado para pilares y estribo.

Para apoyos laminados de neopreno

$$C_5 = 0.9$$

f) *Estado de conservación y socavación*

No existen fuentes ni indicios de socavación que pueda afectar al puente Primavera, por lo que siguiendo la sección 5.1.2 (f) se tiene:

$$X_1 = 0$$

Se observan indicios de degradación en el elastómero pero no existe desprendimiento en la unión goma-metal.

$$X_2 = 0.05$$

Se observan grietas menores a 0.7 mm en elementos estructurales (se consideran vigas, tablero, pilares, y estribos), siguiendo la sección 5.1.2 (f) se obtiene:

$$X_3 = 0.05$$

No se observan uniones metálicas, por ello no se consideran daños

$$X_4 = 0$$

Puente viejo y/o en mal estado (agrietamientos, desconches, humedades, etc.)

$$X_5 = 0.5$$

$$C_6 = 1.0 - (0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.5) = 0.40$$

g) *Potencial de licuación*

El suelo no tiene potencial de licuación

$$C_7 = 1.0$$

h) *Periodo de vibración*

Tenemos:

$$T_a = 0$$

$$T_b = 0.4 \text{ s}$$

Luego calculamos el peso de la estructura sobre el pilar:

Tabla 14. Carga en los apoyos

Elemento	W(Ton)
Superestructura	331.54
Asfalto	34.90
Vereda	9.25
<b>CARGA TOTAL</b>	<b>375.69</b>

Fuente: Elaboración Propia

$$\text{Luego } m = \frac{W}{g} = \frac{375.69 \text{ ton}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 38.30 \text{ ton} * \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Del inciso a tenemos que  $K_{\text{pilar}} = 2033.54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} = 203.35 \text{ ton/m}$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{38.3}{203.35}} = 2.73 \text{ s}$$

$$1.3T_b = 1.3 * 0.4 = 0.52 \text{ s}$$

$$\text{Como } T_s > 1.3T_b \quad C_8 = 1.0$$

i) *Factor de importancia*

El puente Primavera al formar parte de la Panamericana Sur, eje vital en nuestro país; se le cataloga como un puente crítico y emplearemos un coeficiente  $C_9 = 0.71$

Al tener los 9 coeficientes determinados, procedemos a calcular el índice de vulnerabilidad:

$$I_v = \left[ \frac{C_1 * C_2 * \dots * C_8}{\bar{C}_i^7} \right] = \left[ \frac{0.994 * 1.0 * 0.67 * 1.0 * 0.9 * 0.4 * 1.0 * 1.0}{0.87^7} \right] = 0.63$$

Aplicando el factor de importancia obtenemos:

$$I_v = 0.63 * C_9 = 0.63 * 0.71 = 0.45$$

$$\mathbf{I_v = 0.45}$$

Este índice de vulnerabilidad se ubica en la Tabla 8 y se obtiene lo siguiente:

Tabla 15. Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de  $I_v=0.45$  estimado para el puente Primavera

Intervalo de valores de $I_v$	Acción recomendada	
$I_v < 0.4$	Acción urgente. El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual.	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata.
$0.4 \leq I_v < 0.6$	<b>Corto plazo. EL puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo</b>	<b>El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.</b>
$0.6 \leq I_v < 0.8$	Mediano plazo. El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación.	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.
$0.8 \leq I_v$	Medidas preventivas rutinarias. El puente no muestra deficiencias importantes pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventiva.	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente.

Fuente: Elaboración propia

Observamos que según la sección 5.1, el puente requiere una evaluación más detallada, por lo cual procedemos con la siguiente sección.

### 6.3. EVALUACIÓN DETALLADA DEL PUENTE PRIMAVERA

Para proceder con la evaluación detallada del puente Primavera es necesario recabar algunos datos de la estructura. Para ello, contamos con los planos escaneados los cuales fueron digitalizados y replanteados con el fin de obtener un modelo más exacto del puente. Adicionalmente se realizaron algunos ensayos que se detallan a continuación:

#### 6.3.1. Ensayos realizados

##### a) *Ensayo de Vibraciones ambientales*

Con el objetivo de determinar el periodo fundamental real del puente Primavera, se utilizó el equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión marca Instantel que incluye un Linear Microphone Serie UL1538 Triaxial Estándar Instantel (versión ISEE o DIN) de 4 canales (Figura 44). Adicionalmente se adjunta la ficha técnica del ensayo en el Anexo 05.



Figura 44. Equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y Sobrepresión y Geófono Triaxial Estándar Instantel (versión ISEE o DIN) de 4 canales  
Fuente: <http://slideshowes.com/doc/901863/seguridad---blasters-tool-and-supply>

Las mediciones se realizaron en 4 puntos sobre el tablero del puente, 2 en el extremo Norte y 2 en el extremo Sur como se aprecia en la Figura 45.

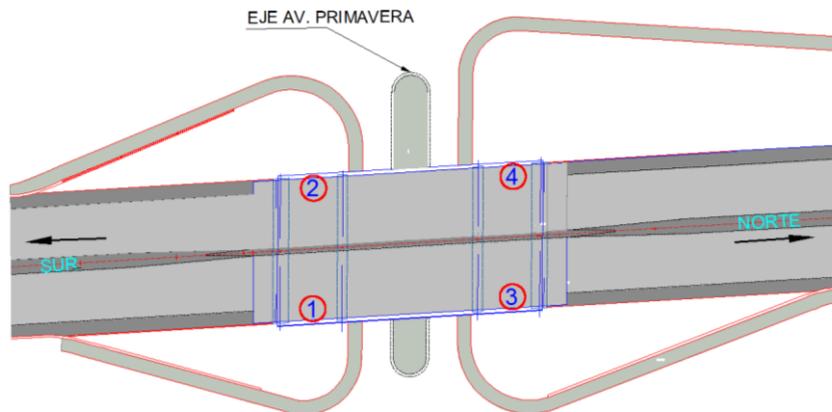


Figura 45. Puntos tomados para el ensayo de vibración del puente Primavera  
Fuente: Elaboración Propia



Figura 46. Medición de micro vibraciones del puente Primavera  
Fuente: Elaboración Propia

Para el procesamiento de la data se hará uso del Software Blastware, el cual nos proporcionará el reporte de análisis de frecuencias para cada punto en sus componentes transversal, vertical y longitudinal como se muestra a continuación:

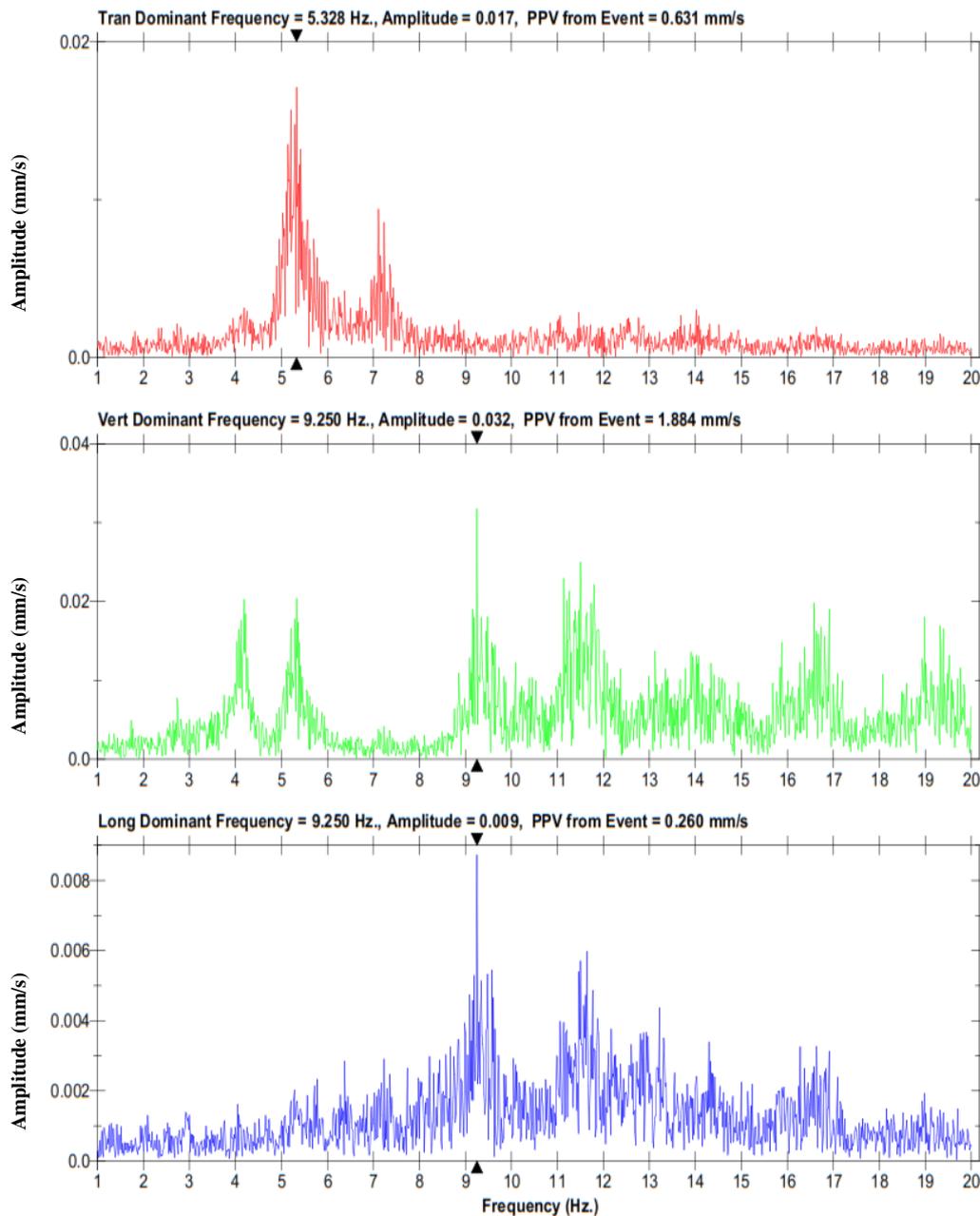


Figura 47. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 1 en los componentes transversal, vertical y longitudinal  
Fuente: Olarte et al. (2015)

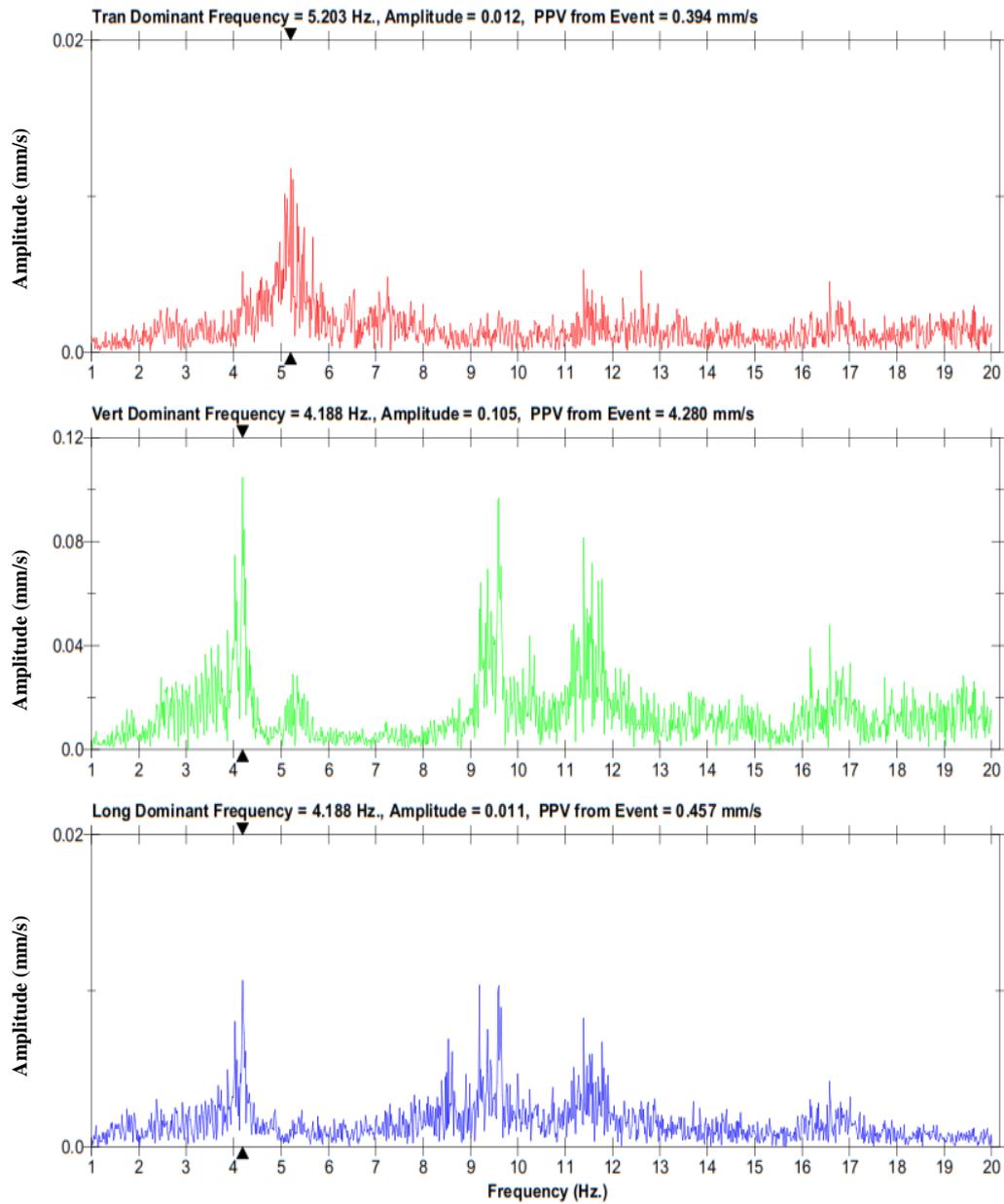


Figura 48. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 2 en los componentes transversal, vertical y longitudinal  
Fuente: Olarte et al. (2015)

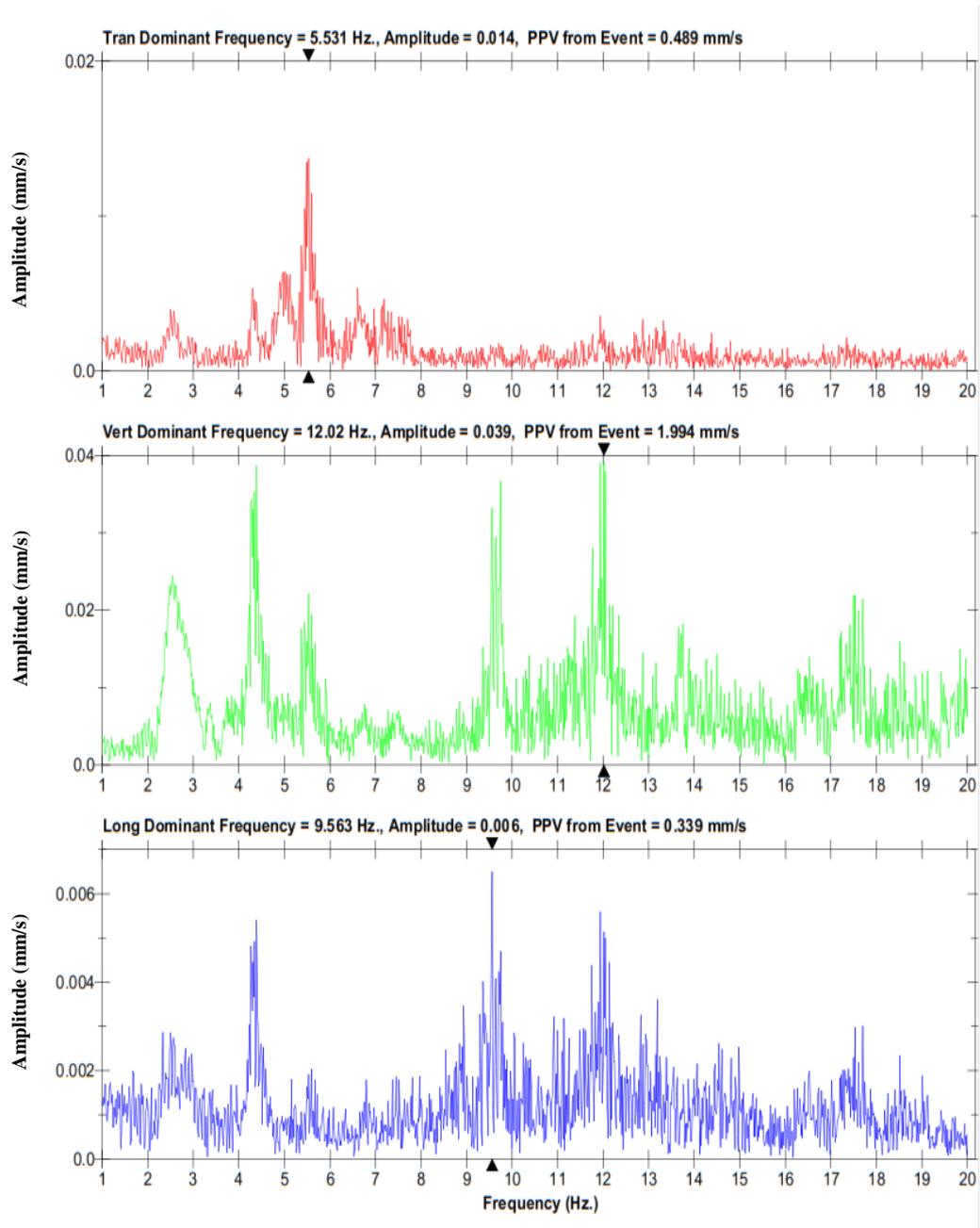


Figura 49. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 3 en los componentes transversal, vertical y longitudinal  
Fuente: Olarte et al. (2015)

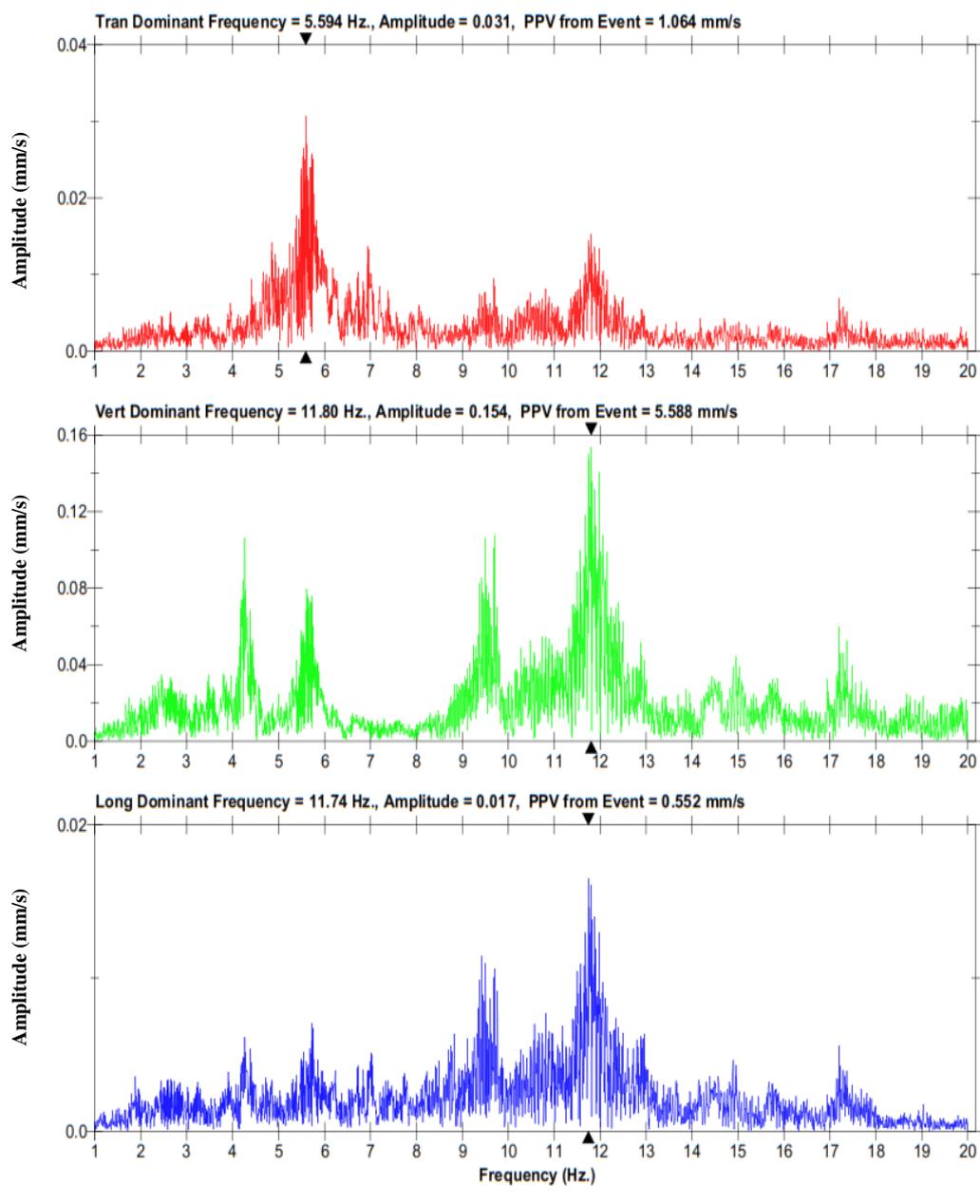


Figura 50. Reporte de análisis de frecuencias para el punto 4 en los componentes transversal, vertical y longitudinal  
 Fuente: Olarte et al. (2015)

Tomaremos como periodo fundamental de vibración de la estructura el primer pico observado en los reportes del ensayo de vibraciones (ver Anexo 05), pudimos observar que los datos obtenidos presentan ruido, lo cual es atribuido al paso de los carros y sonidos ambientales alrededor del puente Primavera. A continuación se presenta un cuadro resumen de los reportes del ensayo de vibraciones ambientales realizado en el puente Primavera, así mismo se presenta el periodo

correspondiente para cada componente. No se consideraron los picos de frecuencia que no se repiten en cada ensayo.

Tabla 16. Resumen de frecuencias y periodos correspondientes a cada componente

PUNTOS	Frecuencias (Hz)		
	Transversal	Vertical	Longitudinal
P1	-	4.20	1.30
P2	2.60	4.19	1.80
P3	2.50	4.30	1.50
P4	2.30	4.40	1.80
<b>PROM</b>	<b>2.47</b>	<b>4.27</b>	<b>1.60</b>
<b>T (s)</b>	<b>0.41</b>	<b>0.23</b>	<b>0.63</b>

Fuente: Elaboración Propia

### 6.3.2. Desarrollo y calibración del modelo estructural

- *Geometría del Modelo estructural*

La geometría del puente a modelar será la obtenida de los planos digitalizados y replanteados del puente Primavera (ver Anexo 03), las propiedades de los materiales se obtendrán de las especificaciones en los planos y de los ensayos mencionados en el ítem 5.3.3. Para el modelamiento del puente Primavera se hará uso del software SAP 2000 v15.0, un programa versátil y productivo disponible en el mercado para modelado, cálculo y diseño de estructuras.

El puente consta de 5 vigas longitudinales de peralte variable, variando de sección T en pilares y estribos a sección cajón en las luces (Figura 51). El tablero, vigas longitudinales y vigas diafragma, pilares y estribos fueron modelados como elementos Frame con la finalidad de tener una buena representación de las vigas superiores e inferiores que conectan las columnas de los pilares.

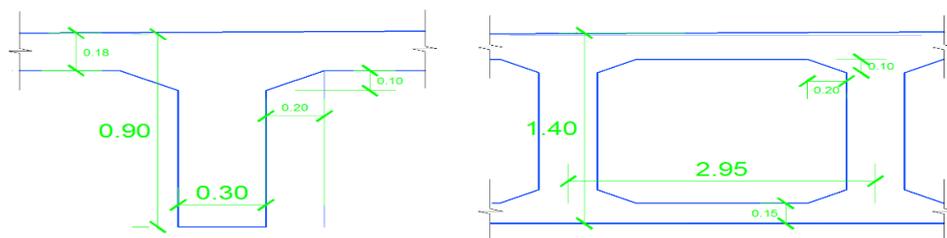


Figura 51. Sección de viga: T (izquierda) y Cajón (derecha)

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo a los detalles en los planos, las vigas longitudinales descansan en apoyos de neopreno fijo en el estribo Sur y pilares, y apoyo de rodillo (móvil) en el estribo norte.

Las columnas se encuentran conectadas por vigas superiores e inferiores, estas columnas poseen un pedestal el cual se une a una cimentación común para las columnas (Figura 52).

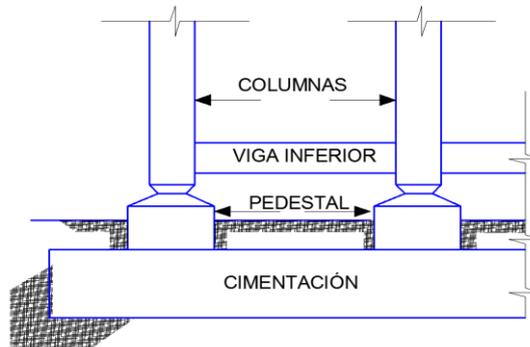


Figura 52. Detalle de columna-pedestal-cimentación  
Fuente: Elaboración Propia

En el caso de los estribos, se consideró que no son elementos vulnerables en comparación con la superestructura y los pilares, por lo que serán reemplazados por la opción de apoyado en el suelo conservando las mismas propiedades en los apoyos (fijos y móviles); en la Figura 53 se muestra el modelo tridimensional del puente Primavera con todas las consideraciones descritas anteriormente.

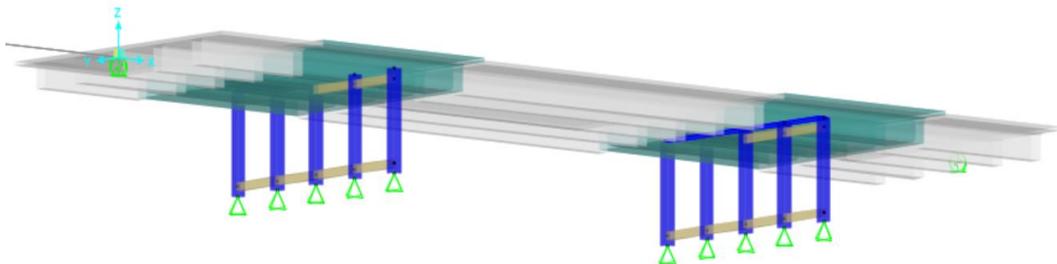


Figura 53. Modelo tridimensional del puente Primavera  
Fuente: Elaboración propia

Los daños observados en las vigas de conexión presentados en la sección 6.1.2 pueden ser causa de la interacción de la estructura con el medio ambiente, esto provoca que el recubrimiento disminuya. Los principales agentes agresivos son los cloruros en regiones marinas y la carbonatación en zonas rurales e industriales (la combinación de los agentes agresivos tiene un efecto sinérgico, acelerando el proceso de degradación de las estructuras de concreto armado), este último producto de la emisión de gases vehiculares. Por lo que las vigas de conexión

inferiores del puente Primavera se ven afectadas de forma directa por estos gases, lo cual explica la pérdida de recubrimiento y la presencia de acero expuesto.

Por ello se considera que la inercia de la sección de viga debe ser reducida; esto es, a la sección inicial de 25cm x 40cm reducirle 2 cm en cada cara (21cm x 36cm) por pérdida de recubrimiento y presencia de acero de refuerzo expuesto. Al determinar la razón de inercias entre la sección sin recubrimiento y la sección entera obtenemos un coeficiente de 0.7, el cual servirá para reducir la inercia de la sección de la viga de conexión en el modelo numérico.

- *Diagrama momento-curvatura*

El diagrama de Momento-Curvatura de secciones de concreto depende principalmente de los diagramas esfuerzo deformación de los materiales que lo conforman, es decir del concreto y acero de refuerzo.

El modelo para el concreto que vamos a usar en esta tesis de investigación es el modelo de Hognestad que es para un concreto no confinado, además de ser un modelo conocido. El modelo para el acero más utilizado es el elastoplástico ya que es el más simplificado.

#### *Modelo Hognestad para concreto*

La curva de Hognestad tiene puntos característicos, comienza con una parábola invertida en el origen y que tiene un vértice en las coordenadas ( $\epsilon_0$ ,  $f'_c$ ), donde el valor de  $\epsilon_0$ , se considera como 0.002:

$f'_c$  : Esfuerzo máximo de compresión del concreto.

$\epsilon_0$  : Deformación del concreto para el esfuerzo máximo de compresión del concreto ( $f'_c$ )

La ecuación de la parábola es la siguiente:

$$f(\epsilon_c) = f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) \right]^2 \quad \text{para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$$

Llegando al vértice donde el valor del esfuerzo del concreto  $f'_c$  es el máximo y la deformación  $\epsilon$  tiende a un valor de 0.002, la curva se convierte en línea recta de pendiente negativa, cuya ecuación es:

$$f(\epsilon_c) = f'_c - \frac{0.15 \cdot f'_c \cdot (\epsilon_c - \epsilon_0)}{(\epsilon_u - \epsilon_0)} \quad \text{para } \epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u$$

Según el modelo de Hognestad la deformación de ruptura se da para un valor de  $\epsilon_u = 0.0040$  y un esfuerzo del  $0.85 f'_c$ . A continuación se muestra en la Figura 54, una curva característica de resistencia del concreto según Hognestad:

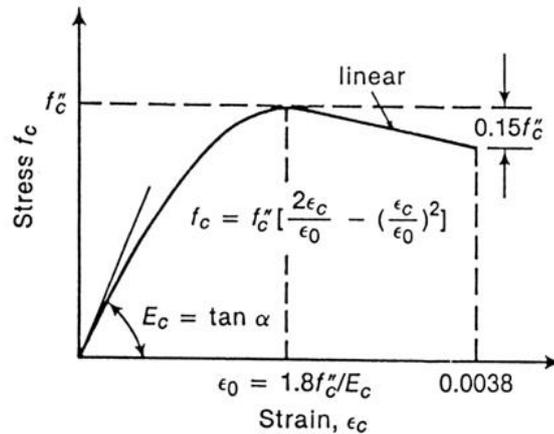


Figura 54. Modelo de Hognestad del concreto no confinado (1951)

Fuente: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2007-30112013000200003](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112013000200003)

#### Modelo Elastoplástico Perfecto para el acero

Es el modelo bilineal más sencillo para el acero de refuerzo (Figura 55), se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

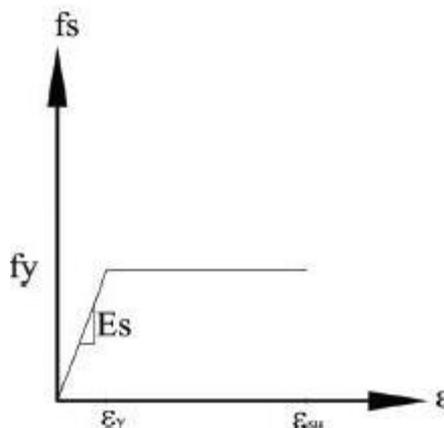


Figura 55. Modelo elastoplástico del acero

Fuente: Elaboración propia

A continuación en la Figura 56 y Figura 57 se presentan los diagramas de momento curvatura para las columnas del pilar y las vigas de conexión entre columnas respectivamente, así mismo se muestra la sección de cada elemento que fue elaborado con el comando "section designer" del SAP 2000. Estos diagramas de momento curvatura servirán más adelante en la definición

de las rótulas plásticas (hinges) en columnas y vigas para el análisis estático no lineal (pushover). El procedimiento descrito por Aguiar et al. (2015) permite obtener estos diagramas de momento curvatura mediante el uso de las tablas propuestas en el ASCE 41 de 2011, estas tablas proporcionan los coeficientes a, b, c y d. El software SAP 2000 obtiene estos coeficientes interpolando las tablas antes mencionadas que se presentan en el Anexo 06. Se presentan los diagramas de momento curvatura obtenidas por el programa luego de introducir la sección, dimensión y refuerzo de las columnas y vigas.

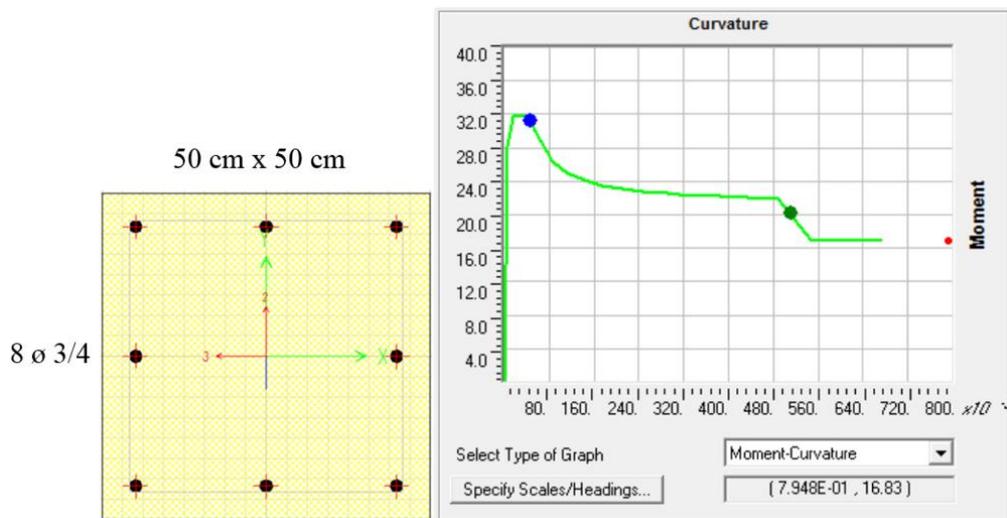


Figura 56. Diagrama de momento curvatura de la sección de las columnas de los pilares del puente Primavera  
Fuente: Elaboración propia

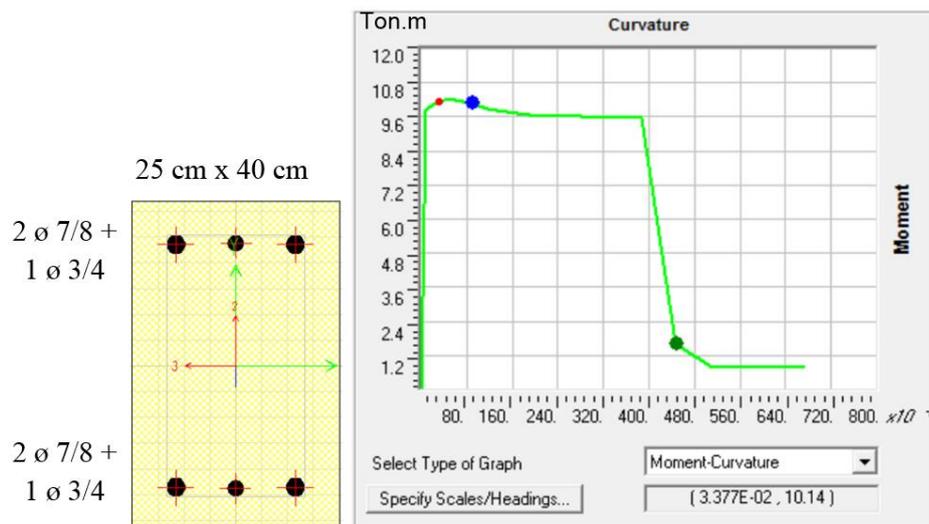


Figura 57. Diagrama de momento curvatura de la sección de las vigas de los pilares del puente Primavera  
Fuente: Elaboración propia

- **Cargas**

El manual de diseño de puentes de nuestro país está basado en el AASHTO LRFD, por lo que en esta investigación se opta por seguir las recomendaciones proporcionadas por la norma AASHTO LRFD Bridge Specifications 2012 6th edición.

Para el análisis del puente Primavera se toma en cuenta las acciones permanentes PP como aquella carga que incluye el peso propio de los componentes estructurales y CP como el peso propio de, barandas y asfalto. En el caso del peso propio de los componentes estructurales (tablero, vigas, diafragmas, pilares, etc.), el SAP 2000 lo calcula automáticamente de acuerdo a la geometría y la densidad del material de cada elemento; para el caso de barandas y asfalto. Se introducen las cargas repartidas de manera manual.

**Asfalto ( $h = 2''$ )**

P. especif.	2.20	ton/m <sup>3</sup>
Calzada	14.25	m
Espesor (2'')	0.0508	m
<b>Peso asfalto</b>	<b>0.112</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>

**Peso baranda 0.2 ton/m**

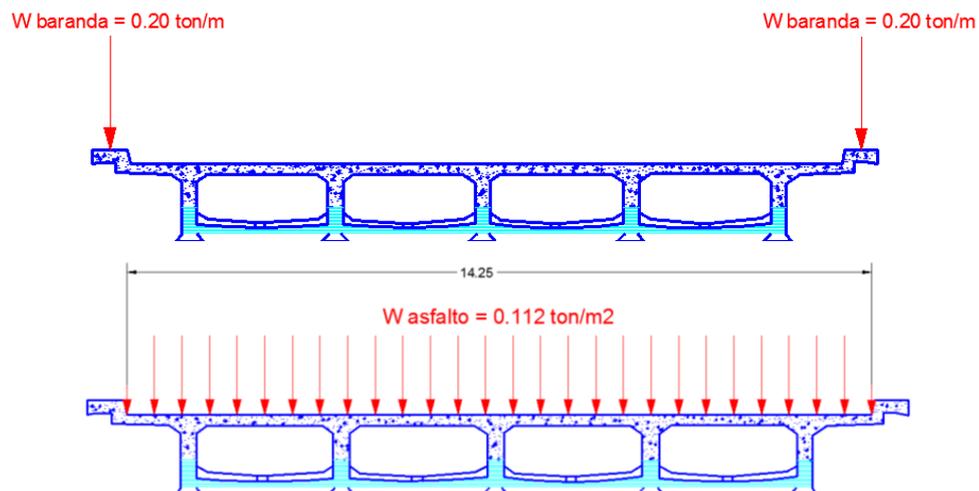


Figura 58. Distribución de cargas (asfalto y barandas)  
 Fuente: Elaboración propia

Para el caso de sobrecarga vehicular, la carga recomendada en el Manual de Puentes (2016) del MTC en la sección 2.4.3.2 es el HL-93, estipula que se considere el camión de diseño según 2.4.3.2.2.2 más una sobrecarga distribuida según 2.4.3.2.2.4 del Manual de Puentes del MTC (2016). Con el objetivo de

obtener las máximas reacciones en los apoyos intermedios (pilares del puente), se utilizan las líneas de influencia para obtener los tramos críticos que generen las máximas reacciones. Las cargas antes mencionadas son distribuidas como se muestra en la Figura 59.

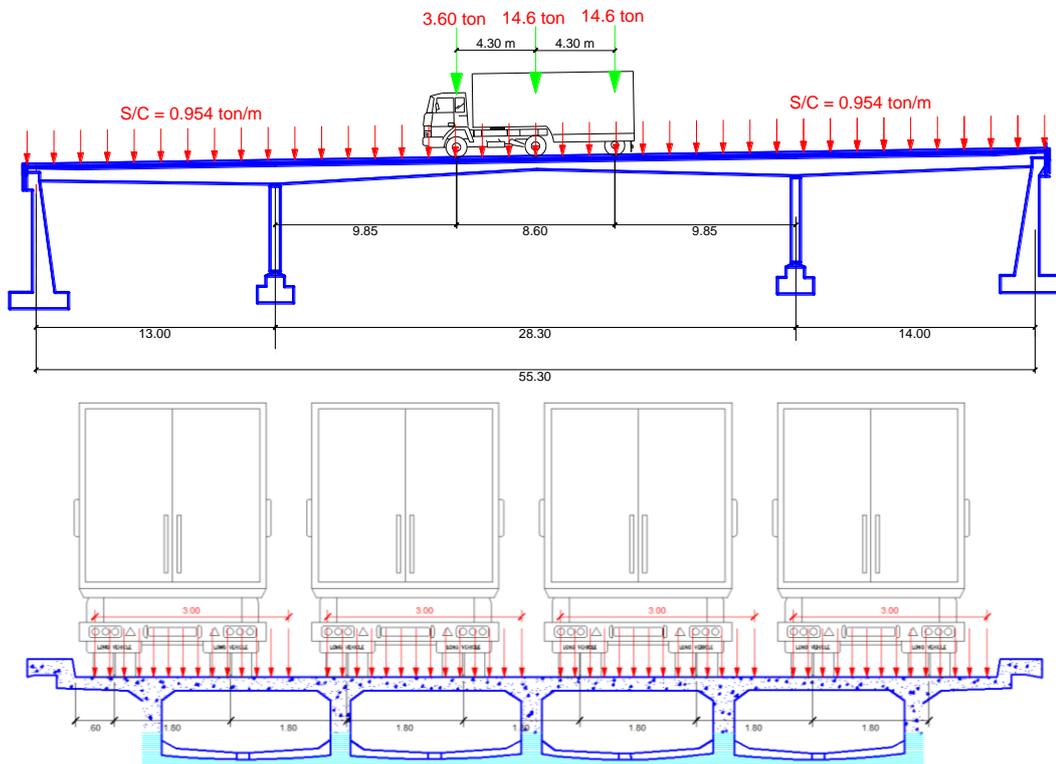


Figura 59. Distribución de carga vehicular recomendada en el Manual de Puentes (2016) del MTC  
 Fuente: Elaboración propia

- *Análisis Modal*

Con la finalidad de obtener el periodo de vibración fundamental de la estructura (modelo), se realiza un análisis modal el cual con el programa SAP 2000 a través del load case MODAL, el cual se encuentra predefinido, así obtenemos los modos de vibración con sus respectivos porcentajes de participación de masa.

Para obtener los modos y periodos o frecuencias de la estructura, el software resuelve el *problema matricial de valor característico o eigenvalor* dado por  $[k - w^2m]\phi = 0$ , que se interpreta como un conjunto de N ecuaciones algebraicas homogéneas para los N elementos  $\phi_j (j=1, 2, \dots, N)$ , con soluciones triviales para  $det[k - w^2m] = 0$ , esta ecuación es la *ecuación característica o ecuación de frecuencia*. Esta ecuación tendrá N raíces reales y positivas en  $w^2$  debido a que “m” y “k” son las matrices de masa y rigidez estructurales y que debido a la

cantidad de grados de libertad presentes en el modelo del puente Primavera, es de gran dificultad el cálculo manual. Se presentan los modos y frecuencias de vibración obtenidos:

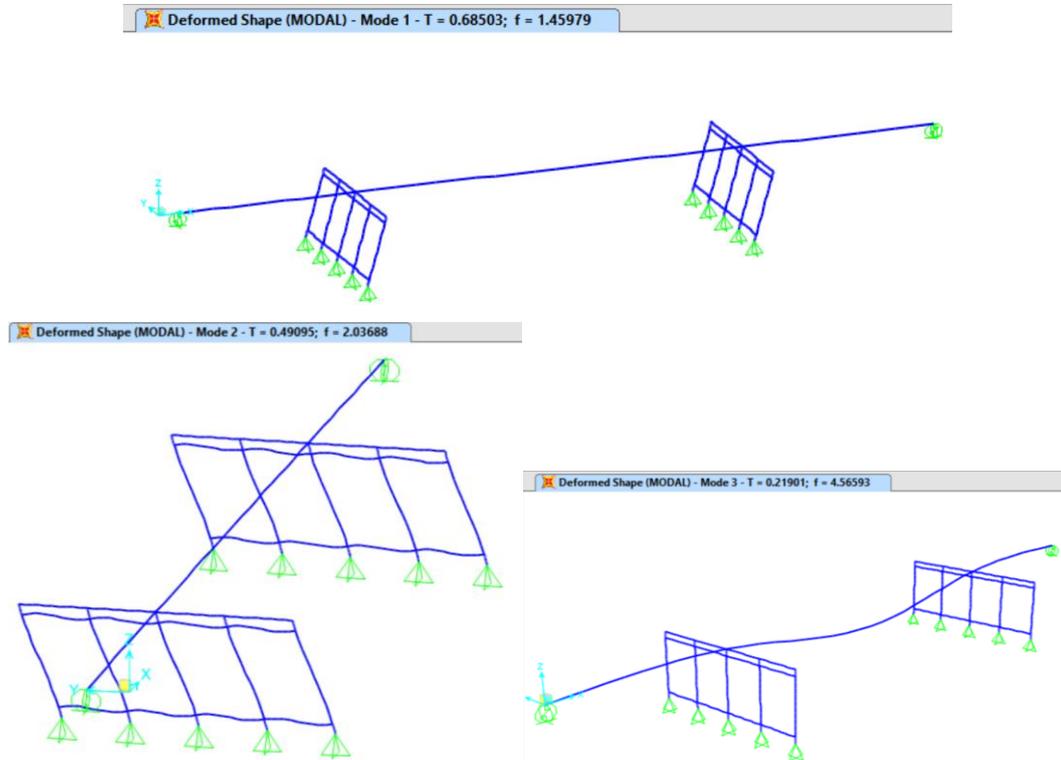


Figura 60. Tres primeros modos de vibración y frecuencias del puente Primavera.  
Fuente: Elaboración propia

De este análisis obtendremos  $\gamma_m$  y  $\alpha$  (factor de participación modal y coeficiente de masa modal del modo fundamental de la estructura) como se definió en el capítulo anterior, sección 5.2.2.

- *Calibración del modelo y análisis de los modos de vibración.*

La finalidad es obtener un modelo que se asemeje más a la realidad, para ello se ajustará el modelo de tal forma que el periodo fundamental de este se aproxime al periodo fundamental real de la estructura que se determinó en el apartado anterior con el ensayo de vibraciones ambientales.

Sabemos que el periodo depende de la masa y rigidez de la estructura; la masa de la estructura depende del peso propio de la estructura, las cargas permanentes y cargas móviles (vehicular y peatonal), las cuales se consideran correctas en el modelamiento. La rigidez depende de la geometría de la estructura, el módulo elástico y los sistemas de apoyo; concluimos que los sistemas de apoyo juegan

un rol muy importante en cuanto a la variación del periodo de la estructura por lo que serán los apoyos viga-estribo y viga-pilar los que nos permitirán calibrar nuestro modelo estructural.

El programa SAP 2000 trabaja con restricciones tipo Fixed (fijo), Free (libre) y Partial Fixity (fijación parcial), haremos uso de ésta última, tabulando valores para la rigidez de dichos apoyos y tomando en cuenta que un valor rigidez igual a “0” equivale a una restricción tipo Free, en cambio cuando la rigidez toma un valor que tiende al infinito, la restricción será tipo Fixed.

Considerando que los apoyos fijo y móvil del puente se denominan “LIN1” y “LIN2” respectivamente como se muestra en la Figura 61. U1 se refiere a la dirección en el eje vertical (Z), U2 a la dirección en el eje longitudinal (X) y U3 se refiere a la dirección en el eje transversal (Y). Se ingresan valores de rigidez (en ton/m) en los elementos “link” como se muestra en la Figura 61. Las rigideces mostradas (ton/m) se obtuvieron mediante un proceso iterativo, con el objetivo de obtener los periodos reales de la estructura presentados en la Tabla 16.

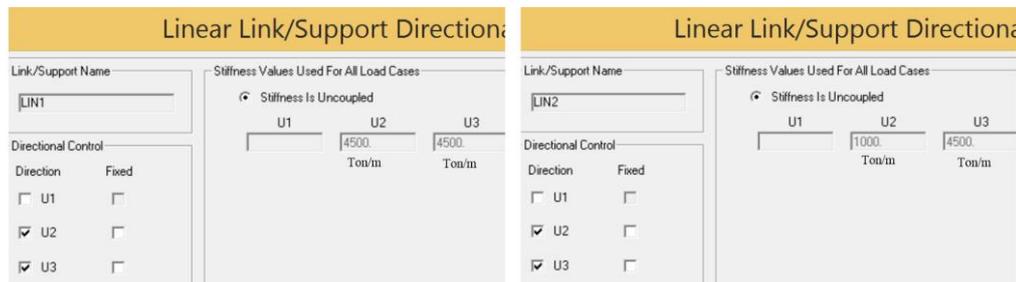


Figura 61. Definición de restricciones para los apoyos tipo partial Fixity (fijación parcial). Apoyo fijo (izquierda) y apoyo móvil (derecha).  
 Fuente: Elaboración propia

A continuación se presenta el resumen de periodos reales y del modelo para la dirección transversal y longitudinal

Dirección	Periodos reales (s)	Periodos modelo (s)
Transversal	0.41	0.49
Longitudinal	0.63	0.685

Figura 62. Periodos reales de vibración y del modelo numérico calibrado.  
 Fuente: Elaboración propia

Una vez efectuada la calibración del modelo, obtenemos los valores de factor de participación modal y coeficiente de masa modal del modo fundamental de la estructura:

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.685031	0.986748	0	7.721E-16
MODAL	Mode	2	0.490946	0	0.985885	0
MODAL	Mode	3	0.219013	3.769E-15	0	0.36065
MODAL	Mode	4	0.097605	0	0.000153	0
MODAL	Mode	5	0.048812	9.735E-20	0.00011	0
MODAL	Mode	6	0.042583	2.252E-14	0	0.000049
MODAL	Mode	7	0.042092	5.633E-14	1.167E-20	0.621971
MODAL	Mode	8	0.039836	8.061E-19	3.725E-07	2.892E-20
MODAL	Mode	9	0.035846	6.264E-08	1.787E-17	3.395E-11
MODAL	Mode	10	0.033403	7.783E-19	0.000003638	5.365E-20
MODAL	Mode	11	0.019268	0.000006548	9.729E-15	5.898E-13
MODAL	Mode	12	0.016799	0.001253	2.281E-14	5.043E-11

Figura 63. Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el SAP 2000, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal)  
Fuente: Elaboración propia

TABLE: Modal Participation Factors						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ
Text	Text	Unitless	Sec	Tonf-s2	Tonf-s2	Tonf-s2
MODAL	Mode	1	0.685031	1.009657	1.168E-12	-0.00000267
MODAL	Mode	2	0.490946	3.595E-13	1.008523	-3.885E-15
MODAL	Mode	3	0.219013	-0.00000675	7.783E-10	0.57708
MODAL	Mode	4	0.097605	-5.218E-11	0.135929	-3.922E-11
MODAL	Mode	5	0.048812	-3.43E-09	0.115566	3.696E-10
MODAL	Mode	6	0.042583	0.00000165	4.661E-10	0.067077
MODAL	Mode	7	0.042092	-0.000002609	1.188E-09	-7.578424
MODAL	Mode	8	0.039836	9.871E-09	-0.00671	-1.634E-09
MODAL	Mode	9	0.035846	0.002752	-4.647E-08	-0.000056
MODAL	Mode	10	0.033403	9.699E-09	0.020969	-2.226E-09
MODAL	Mode	11	0.019268	-0.028134	-0.000001084	0.00000738
MODAL	Mode	12	0.016799	-0.389197	0.00000166	-0.000068

Figura 64. Tabla de coeficiente de masa modal obtenido con el SAP 2000, se considera la dirección Y en el modo 2 (transversal)  
Fuente: Elaboración propia

El programa SAP 2000 hace uso de la ecuación 5.9 para obtener el factor de participación modal y coeficiente de masa modal haciendo uso de la matriz de masas  $M$  de  $n \times n$  (donde  $n$  es el número de grados de libertad del modelo),  $J$  es un vector en función del cual se escribe el vector de cargas generalizadas. La Figura 60 mostró los 3 primeros modos del modelo del puente, estos modos también son usados por el programa para los cálculos.

$$\gamma_m = \frac{\phi^t M J}{m_1}, \quad \alpha = \frac{(\phi^t M J)^2}{M + m_1}, \quad m_1 = \phi^t M \phi \quad 5.9$$

$$\gamma_m = 1.008523; \quad \alpha = 0.985885$$

En el modelamiento del puente, se toma en cuenta un  $f'c$  del concreto de 280  $\text{kg/cm}^2$  con un módulo de elasticidad  $E=250000 \text{ Kg/cm}^2$ , la inercia de la sección del tablero es  $I = 2.1691 \text{ m}^4$ , La Figura 65 presenta la rigidez estimada de cada tramo debido a cargas verticales (desplazamientos verticales) calculada usando las luces, inercia y módulo de elasticidad antes mencionados. Adicionalmente, se presenta las masas concentradas para cada tramo del puente.

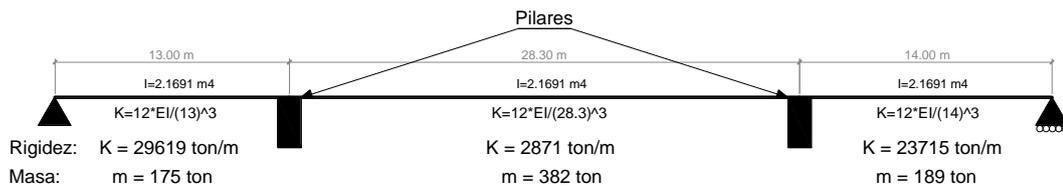


Figura 65. Distribución de rigideces y masas para cada tramo del puente  
Fuente: Elaboración propia

Se presenta el metrado de cargas del puente, el valor obtenido no difiere en gran medida de la masa total calculada por el software.

ITEM	Sección/carga distrib				Total (ton)
	Cant.	Long. (m)	Altura (m)	Base (m)	
Superestructura					
Tablero	1.00	54.30	16.00	0.20	417.02
Vigas	5.00	54.30	1.40	0.40	364.90
Diafragmas	3.00	14.30	0.95	0.40	97.81
Asfalto	1.00	54.30	0.05	14.30	86.78
Barandas	2.00	54.30	1.00	0.20	21.72
Subestructura					
Columnas	10.00	4.95	0.50	0.50	29.70
Vigas	4.00	12.50	0.40	0.25	12.00
Pedestales	10.00	0.50	1.00	1.00	12.00
					<b>1041.93</b>

La masa total de la estructura  $M_T$  proporcionada por el programa toma el valor de:

$$M_T = 1080 \text{ ton}$$

### 6.3.3. Análisis Pushover y obtención de la curva de capacidad

Se realizó en análisis estático no lineal (Pushover) mediante el uso del programa SAP 2000, para lo cual se tomaron rótulas plásticas en las columnas y vigas de conexión de los pilares. Estas rótulas plásticas o hinges fueron definidas según el diagrama momento curvatura de cada sección siguiendo el procedimiento descrito en Aguiar et al. (2015), de donde también se toma las recomendaciones para determinar la longitud de la rótula plástica que será introducida en la definición de hinges en el SAP 2000. En la Figura 66 se muestran las propiedades de las rótulas plásticas de las columnas y en la Figura 67, las propiedades de las rótulas plásticas de las vigas de conexión.

Para obtener la longitud de rótula plástica se toma el procedimiento descrito en Flores Rodríguez, A. D. (2015) y se determina esta longitud  $L_p$  como sigue:

$$L_p = 0.08 * l + 0.022 * \phi * F_y \quad 6.1$$

Donde  $l$  es la longitud o luz del elemento (cm),  $\phi$  es el diámetro del refuerzo longitudinal (cm) y  $F_y$  es el esfuerzo a fluencia del acero (MPa)

Para el caso de las columnas, la longitud es de 495 cm, el diámetro del refuerzo (3/4") es 1.905 cm y  $F_y$  es 280 Mpa.

Obtenemos:  $L_p = 52$  cm, se toma el valor de 55 cm para fines prácticos.

Para el caso de las vigas, la longitud es de 230 cm, el diámetro del refuerzo (3/4") es 1.905 cm y  $F_y$  es 280 Mpa.

Obtenemos:  $L_p = 30$  cm, se toma el valor de 30 cm para fines prácticos.

El momento y curvatura de fluencia (Moment SF y curvature) para cada sección representan al punto B de las gráficas. Los puntos C, D y E de las curvas corresponden a  $\epsilon_c = 0.004$ ,  $\epsilon_s = 0.0021$  y  $\epsilon_s = 0.01$ , ( $\epsilon_s$  es deformación unitaria del acero de la curva elastoplástica y  $\epsilon_c$  es deformación unitaria del concreto de la curva de Hognestad presentadas en la sección 6.3.2). Los valores presentados en la Figura 66 y Figura 67 se encuentran normalizados al Moment SF y curvature.

Notar que los valores de Moment SF y curvatura para ambos casos (Figura 66 y Figura 67) son los momentos y curvaturas de fluencia de los diagramas de momento curvatura presentados anteriormente en la Figura 56 y Figura 57 para las vigas y columnas del pilar. Cabe resaltar que los momentos presentados se encuentran en unidades de ton\*m.

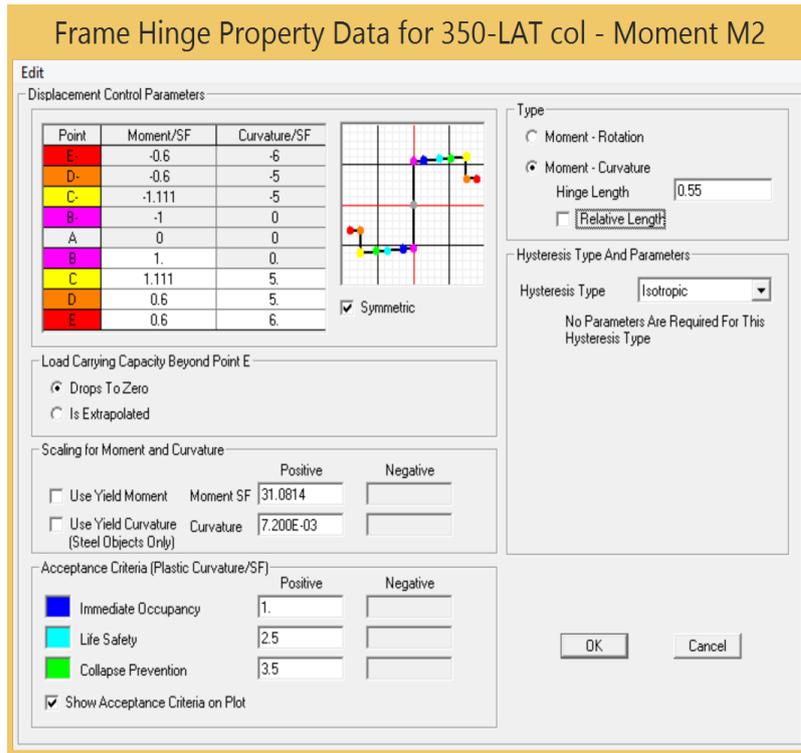


Figura 66. Propiedades de las rótulas plásticas asignadas a las columnas.  
Fuente: Elaboración propia

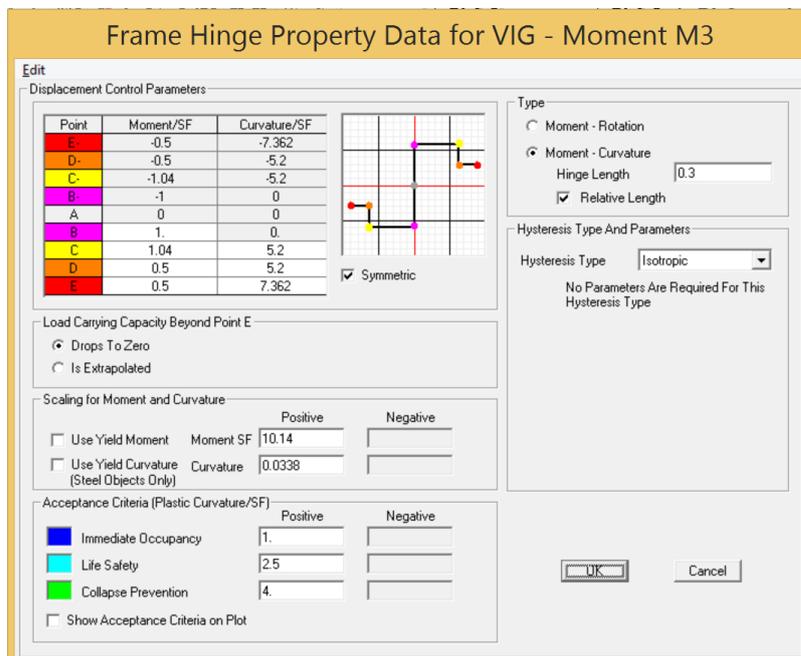


Figura 67. Propiedades de las rótulas plásticas asignadas a las vigas de conexión.  
Fuente: Elaboración propia

A continuación en la Figura 68 se muestra la distribución de las rótulas plásticas definidas anteriormente en columnas y vigas:

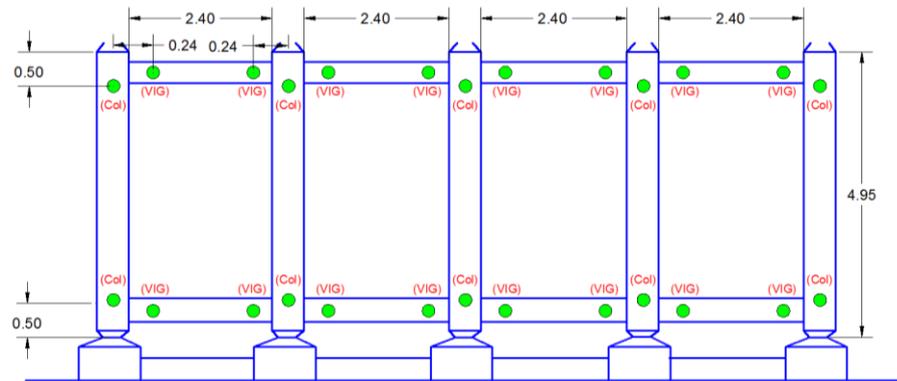


Figura 68. Distribución de rótulas plásticas en columnas y vigas del pilar  
Fuente: Elaboración propia

En caso de la aplicación de cargas para el análisis Pushover, se tomó en cuenta dos fuerzas puntuales en dirección Y (transversal) que actúan en la parte superior de los pilares (Figura 69). El valor de esta carga no es de mayor importancia, pues el análisis estático no lineal realizará iteraciones que llevarán a las cortantes y desplazamientos de la curva de capacidad.

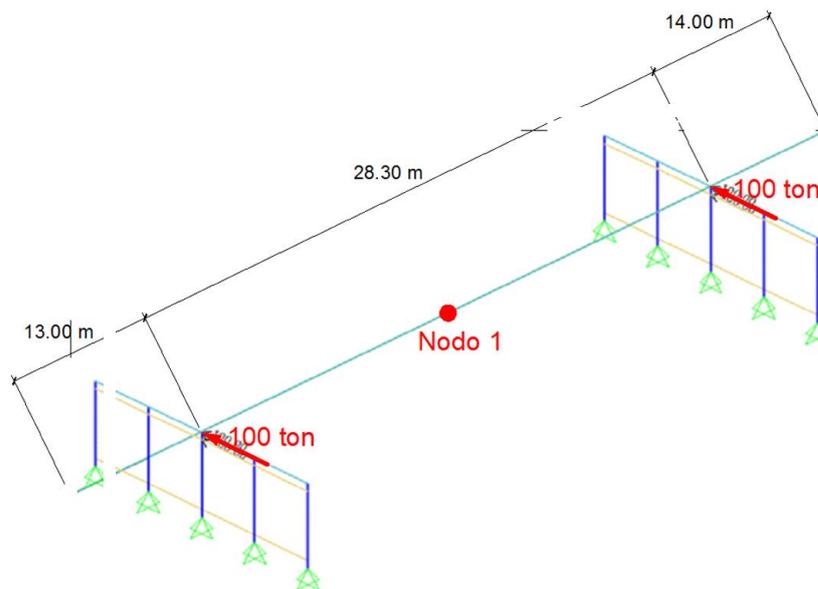


Figura 69. Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal)  
Fuente: Elaboración propia

El punto de control designado para el análisis Pushover en la dirección Y (transversal) es el joint 1; este punto fue elegido por presentar el máximo desplazamiento.

El análisis Pushover consiste en evaluar los desplazamientos de la estructura frente a un patrón de carga lateral aplicado. Para ello, la matriz de rigidez de la estructura debe ser modificada si en esa iteración algún elemento llega al punto

de fluencia (según las rótulas plásticas presentadas en la Figura 66 y Figura 67), se procederá a seguir iterando y cambiando la matriz de rigidez de la estructura, y de esta manera se elabora la curva de capacidad de la estructura con los desplazamientos y fuerzas cortantes en la base obtenidos por cada iteración.

Del análisis estático no lineal o también denominado análisis Pushover se obtuvo una representación gráfica del comportamiento general de la estructura dentro y fuera del límite elástico al ser sometido al patrón de cargas definido anteriormente, ésta representación gráfica es conocida como curva de capacidad. En la Tabla 17 se muestran los valores de desplazamiento y cortante de la curva de capacidad.

Tabla 17. Valores de desplazamientos y cortantes de la curva de capacidad en la dirección Y

Step	Displacement cm	Base Force Tonf
0	0.00	0.00
1	1.59	316.86
2	4.18	704.52
3	6.51	1011.18
4	8.18	1229.47
5	8.45	1265.07
6	8.45	1257.37
7	8.62	1279.26
8	8.62	1271.67
9	9.31	1363.19
10	9.31	1348.22
11	9.51	1375.06
12	9.51	1360.38
13	9.64	1377.90
14	9.64	1363.40
15	9.92	1401.96
16	9.92	1387.78

Fuente: Elaboración propia

La Figura 70 muestra la curva de capacidad obtenida en la dirección transversal al eje del puente. Según el gráfico, el puente Primavera soporta una fuerza cortante en la base última de 1401.96 ton, y un desplazamiento del tablero del puente máximo de 9.92 cm.

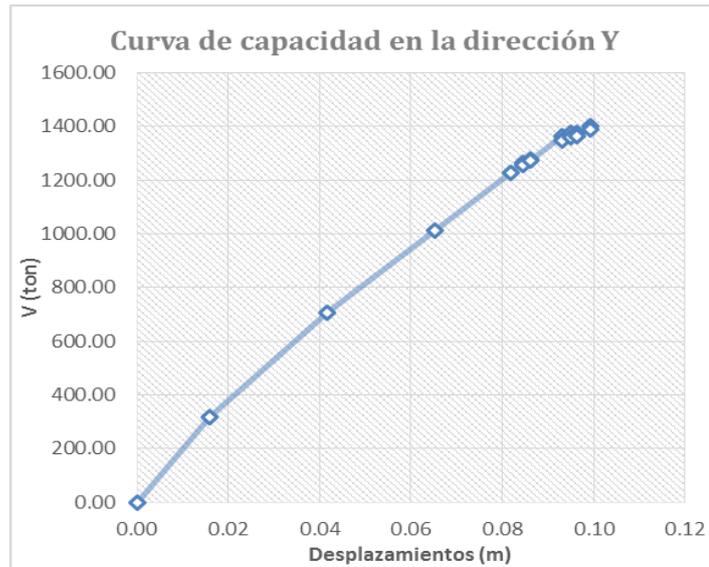


Figura 70. Curva de capacidad del puente primavera (dirección Y)  
Fuente: Elaboración propia

Ahora obtendremos el espectro de capacidad mediante el procedimiento descrito en la sección 5.2.2 (ecuaciones 5.8 y 5.9) y los datos obtenidos del análisis modal. De manera similar a la curva capacidad, a continuación se presentan la tabla y el espectro de capacidad en la dirección transversal al eje del puente.

$$Sd = \frac{\Delta_{TABLERO}}{1.008} ; Sa = \frac{V}{1080 \cdot 0.985} = \frac{V}{1063.8}$$

Donde  $\Delta_{TABLERO}$  (desplazamiento del tablero) y  $V$  (fuerza en la base) se presentaron en la Tabla 17. El desplazamiento y aceleración espectral obtenido ( $Sd$  y  $Sa$ ) se muestran en la Tabla 18. ( $Sa$  en términos de la gravedad).

Tabla 18. Valores de desplazamientos y aceleraciones espectrales correspondientes al espectro de capacidad

Step	SD (m)	SA (g)
0	0.0000	0.0000
1	0.0158	0.2985
2	0.0414	0.6638
3	0.0646	0.9527
4	0.0811	1.1584
5	0.0838	1.1919
6	0.0838	1.1847
7	0.0855	1.2053
8	0.0855	1.1982
9	0.0923	1.2844
10	0.0923	1.2703
11	0.0943	1.2956
12	0.0943	1.2818
13	0.0955	1.2983
14	0.0956	1.2846
15	0.0984	1.3209
16	0.0984	1.3076

Fuente: Elaboración propia

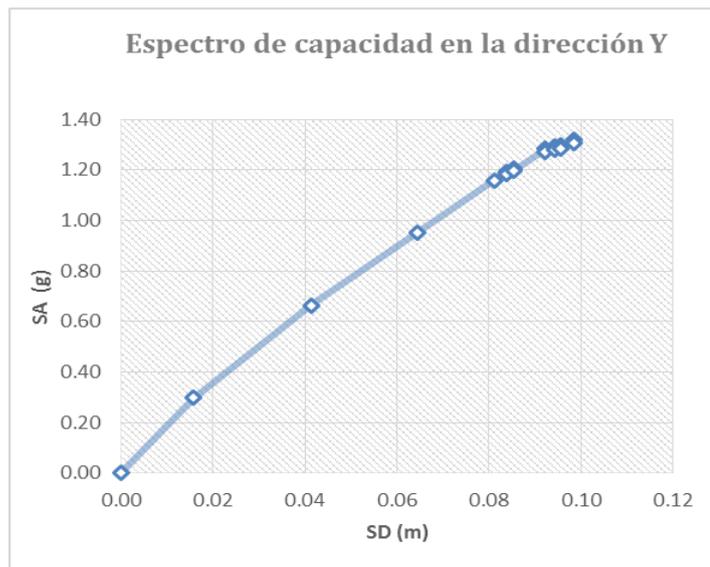


Figura 71. Espectro de capacidad del puente primavera (dirección Y)

Fuente: Elaboración propia

#### 6.3.4. Espectro de demanda

Para la determinación del espectro de Pseudo – Aceleraciones se tomarán en consideración los parámetros definidos en la norma AASHTO LRFD. Para ello se considera la propuesta de categorización de puentes propuesto por Olarte et al., (2015)

Tabla 19. Propuesta de categorización de puentes en la ciudad de Lima y Callao

<b>Tipo de puente</b>	Otros	Escencial	Crítico
<b>Tipo de sismo</b>	Raro	Muy raro	Catastrófico
<b>Periodo de retorno</b>	500 años	1000 años	1500 años

Fuente: Olarte et al., (2015)

El coeficiente de respuesta sísmica elástica ( $C_{SM}$ ) será evaluado por la siguiente ecuación propuesta por el AASHTO LRFD 2012:

$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T^{2/3}} \leq 2.5 \cdot A$$

Donde:

A: Coeficiente de aceleración, expresada en fracción de la gravedad.

S: Coeficiente del suelo adimensional, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte.

T: Periodo de vibración fundamental de la estructura.

Para el puente Primavera tenemos los siguientes datos:

Tipo de Suelo: I S=1.0

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte entre 500 m/s y 1500 m/s.

Coeficiente de aceleración:

$$A = \frac{450 \text{ Gal}}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.459 \quad \text{Para un periodo de retorno de 500 años}$$

$$A = \frac{550 \text{ Gal}}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.561 \quad \text{Para un periodo de retorno de 1000 años}$$

$$A = \frac{630 \text{ Gal}}{981 \text{ cm/s}^2} = 0.642 \quad \text{Para un periodo de retorno de 1500 años}$$

Cabe indicar que la obtención de los valores de coeficiente de aceleración para cada periodo de retorno se obtuvo de los mapas de peligro sísmico de la ciudad de Lima realizado por Olarte et al. (2015) utilizando el software CRISIS.

Obtendremos el espectro de pseudo-aceleraciones para los tres periodos de retorno (Ver Figura 72, Figura 73 y Figura 74)

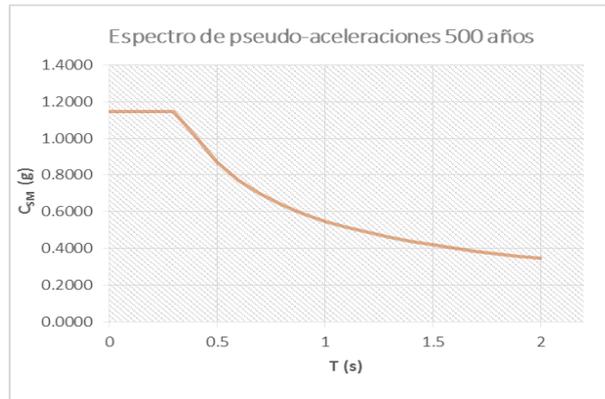


Figura 72. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 500 años  
Fuente: Elaboración propia

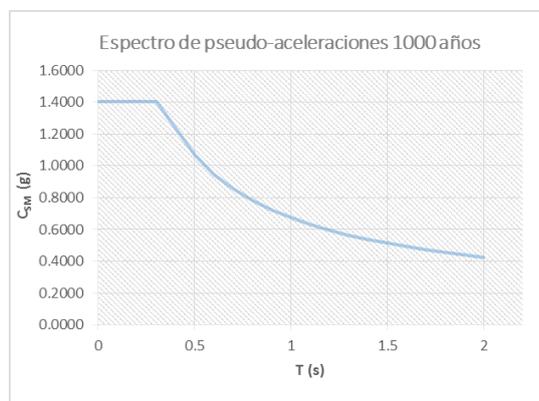


Figura 73. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 1000 añosFuente:  
Elaboración propia

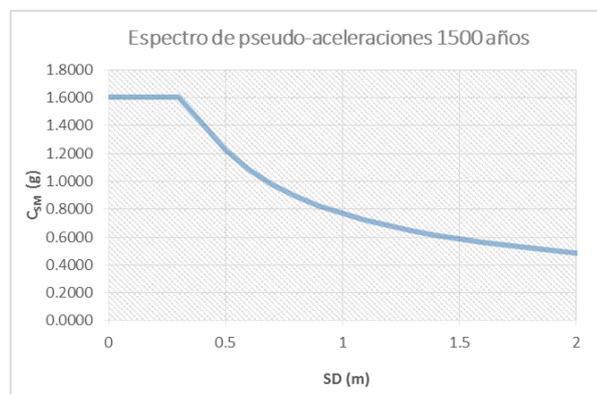


Figura 74. Espectro de Pseudo - Aceleraciones para un periodo de retorno de 1500 años  
Fuente: Elaboración propia

El espectro de demanda se obtiene convirtiendo el espectro de respuesta elástico ( $\xi = 5\%$ ) que está en términos de aceleración espectral ( $S_a$ ) versus periodo ( $T$ ), a un formato ADRS. Lo anterior, se realiza a partir de la definición de pseudo espectro, siendo necesario determinar el valor de  $S_{di}$  para cada punto de la curva, ( $S_{ai}, T_i$ ). Esto según lo mencionado en la sección 5.3, A continuación se presentan los espectros de respuesta para cada periodo de retorno (Ver Figura 75, Figura 76y Figura 77)

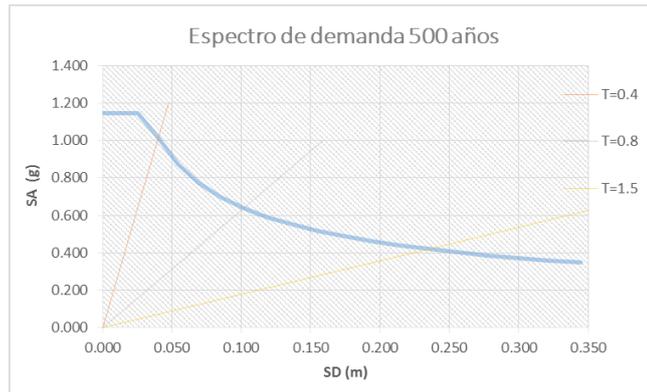


Figura 75. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 500 años  
Fuente: Elaboración propia

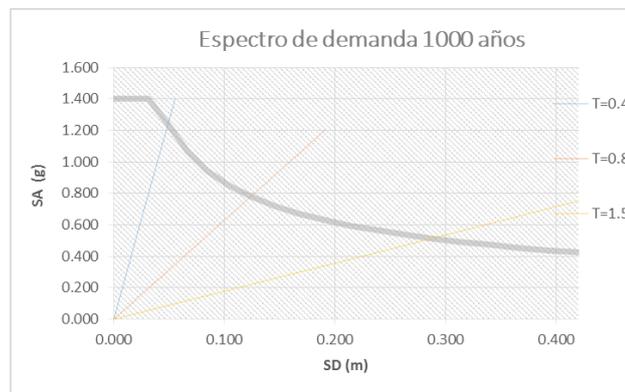


Figura 76. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 1000 años  
Fuente: Elaboración propia

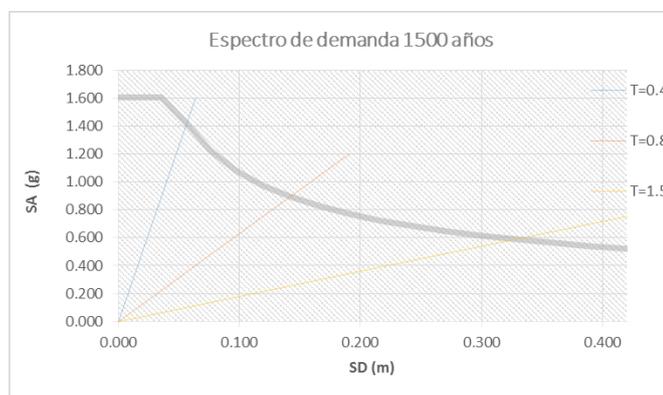


Figura 77. Espectro de demanda del puente Primavera para un periodo de retorno de 1500 años  
Fuente: Elaboración propia

#### 6.4. RESUMEN DEL CAPÍTULO

En este capítulo se realiza una descripción del puente Primavera, además se muestra el estado de conservación de algunos elementos del puente en la actualidad, esto basado en una inspección visual. Mediante el procedimiento descrito en el capítulo anterior (5.1.1) se calculó el índice de vulnerabilidad ( $I_v=0.45$ ), para ello se toma en cuenta 9 parámetros entre los cuales tenemos la rigidez del puente, longitud de asiento, año de proyecto, irregularidad, tipo de

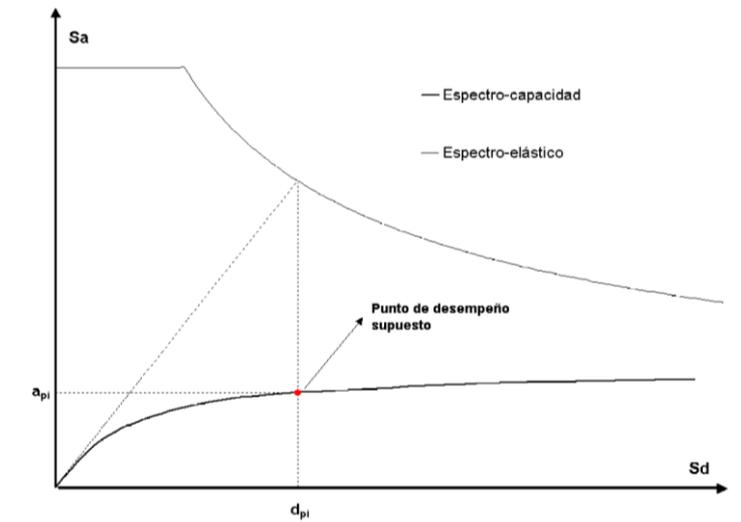
apoyo, estado de conservación, licuación, periodo de vibración e importancia del puente. En base a esto se concluye que el puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo por lo que se recomienda efectuar estudios más detallados en un corto plazo.

Para la siguiente etapa se presentan los ensayos realizados. La elaboración y calibración del modelo estructural del puente fueron realizadas mediante la definición de las propiedades de sus materiales, además de la definición de rótulas plásticas en vigas y columnas para el análisis estático no lineal (Pushover) aplicado al puente Primavera. Luego se obtuvo el espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda para periodos de retorno de 500, 1000 y 1500 años.

## CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 7.1. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 500 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

Primero determinaremos un punto de desempeño de prueba  $P_o$  ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ) definido en la sección 5.4.1, como se mostró en la Figura 31:



Para ello se obtiene  $K_i$  que es la pendiente de la recta que parte del origen y es tangente al espectro de capacidad en el rango elástico (Figura 78). El valor de la pendiente de la recta tangente al espectro de capacidad es:

$$K_i = 18.901 \text{ g/m}$$

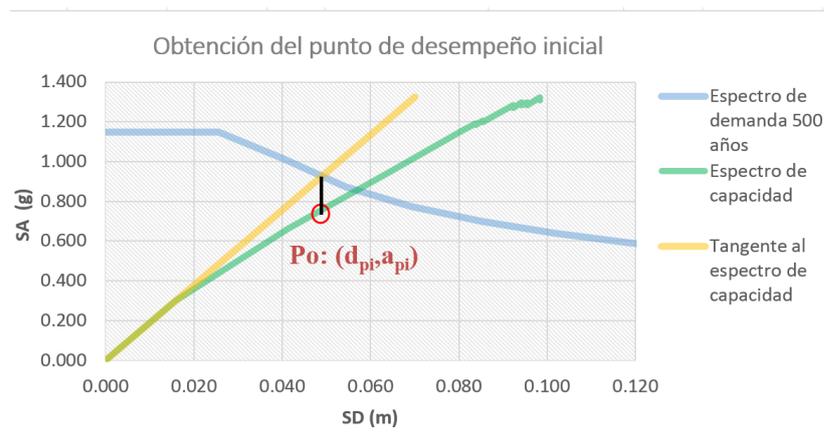


Figura 78. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 500 años  
Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento espectral del punto de desempeño de prueba o inicial  $P_o$  ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ) se obtiene mediante la intersección de esta recta con el espectro de demanda.

La intersección de estas curvas será el punto de desempeño de prueba que resulta  $P_o$  ( $d_{pi}$ ,  $a_{pi}$ ):

<b>D<sub>pi</sub> (m) =</b>	<b>0.051597</b>
<b>A<sub>pi</sub> (g) =</b>	<b>0.790757</b>

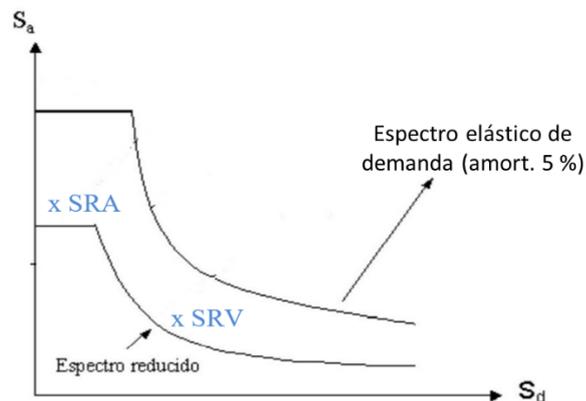
Primera Iteración:

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la

sección 5.4.1 y la ecuación 5.16:  $\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5$ , se obtiene:

<b>Beq (%) =</b>	<b>10.2804986</b>
<b>SRA =</b>	<b>0.76671266</b>
<b>SRV =</b>	<b>0.82096849</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 20) como se mostró en la Figura 29.



Posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 79).

Tabla 20. Espectro de demanda reducido (500 años) – primera iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	0.880
0.003	0.880
0.011	0.880
0.026	0.880
0.040	0.778
0.054	0.718
0.069	0.636
0.085	0.574
0.102	0.525
0.119	0.485
0.137	0.452
0.155	0.424
0.175	0.400
0.194	0.380
0.214	0.361
0.235	0.345
0.256	0.331
0.278	0.317
0.300	0.306
0.322	0.295
0.345	0.285

Fuente: Elaboración propia

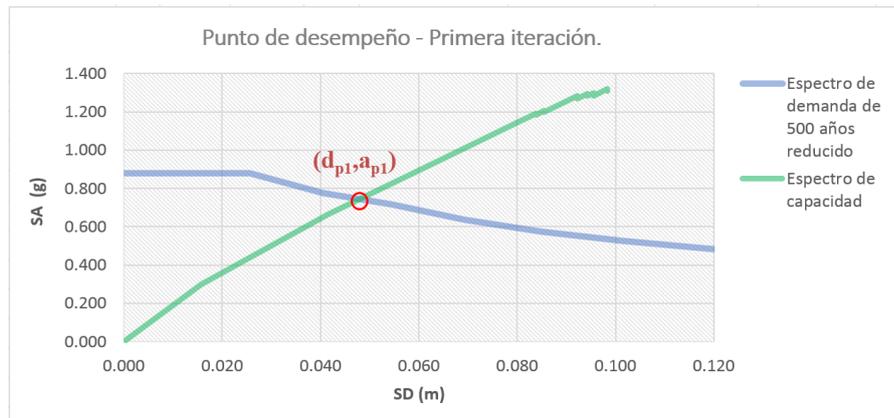


Figura 79. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 500 años.

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>Dp1 (m) = 0.04837</b>
<b>Ap1 (g) = 0.75050</b>

Determinamos el error entre Dp1 y Dpi como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.04837 - 0.051597}{0.051597} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 6.26 \%$$

El error excede el límite de 5 % estipulado por el ATC, se realizará una iteración adicional para acercarnos al verdadero punto de desempeño.

Segunda Iteración:

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la sección 5.4.1:

<b>Beq (%) = 10.030418</b>
<b>SRA = 0.7746117</b>
<b>SRV = 0.8270878</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 21), posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 79).

Tabla 21. Espectro de demanda reducido (500 años) – segunda iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	0.8889
0.003	0.8889
0.011	0.8889
0.026	0.8889
0.040	0.7859
0.054	0.7232
0.069	0.6404
0.085	0.5778
0.102	0.5286
0.119	0.4887
0.137	0.4556
0.155	0.4275
0.175	0.4034
0.194	0.3825
0.214	0.3640
0.235	0.3477
0.256	0.3330
0.278	0.3198
0.300	0.3079
0.322	0.2970
0.345	0.2870

Fuente: Elaboración propia

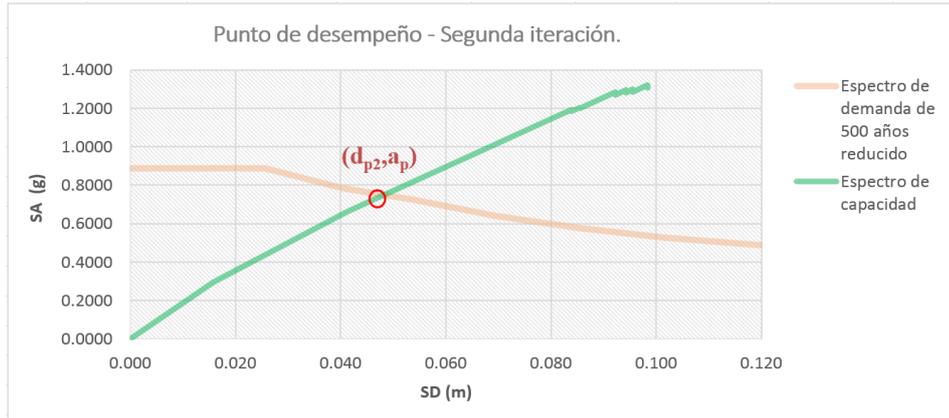


Figura 80. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 500 años  
Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

$$\begin{aligned} Dp2 (m) &= 0.04868 \\ Ap2 (g) &= 0.75438 \end{aligned}$$

Determinamos el error entre Dp2 y Dp1 como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.04868 - 0.04837}{0.04837} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 0.64 \%$$

El error es menor al límite de 5 %, por lo que el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno.

$$\begin{aligned} Dp (m) &= 0.04868 \\ Ap (g) &= 0.75438 \end{aligned}$$

## 7.2. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 1000 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

Primero determinaremos un punto de desempeño de prueba (dpi , api) definido en la sección 5.4.1, para ello se obtiene Ki que es la pendiente de la recta que parte del origen y es tangente al espectro de capacidad en el rango elástico. El

desplazamiento espectral del punto de desempeño de prueba o inicial se obtiene con la intersección de esta recta con el espectro de demanda (Figura 81).

El valor de la pendiente de la recta tangente al espectro de capacidad es:

$$K_i = 18.901 \text{ g/m}$$

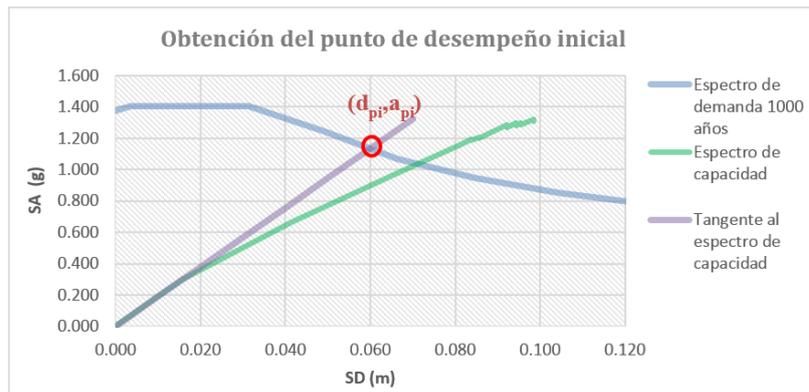


Figura 81. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1000 años  
Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas curvas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>D<sub>pi</sub> (m) =</b>	<b>0.063063</b>
<b>A<sub>pi</sub> (g) =</b>	<b>0.933670</b>

Primera Iteración:

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la sección 5.4.1:

<b>Beq (%) =</b>	<b>10.4906566</b>
<b>SRA =</b>	<b>0.76022179</b>
<b>SRV =</b>	<b>0.81594009</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 22), posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 82).

Tabla 22. Espectro de demanda reducido (1000 años) – primera iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	1.045
0.003	1.066
0.014	1.066
0.031	1.066
0.049	0.943
0.066	0.872
0.085	0.772
0.104	0.697
0.124	0.637
0.145	0.589
0.167	0.549
0.190	0.515
0.213	0.486
0.237	0.461
0.262	0.439
0.287	0.419
0.313	0.402
0.339	0.386
0.366	0.371
0.394	0.358
0.422	0.346

Fuente: Elaboración propia

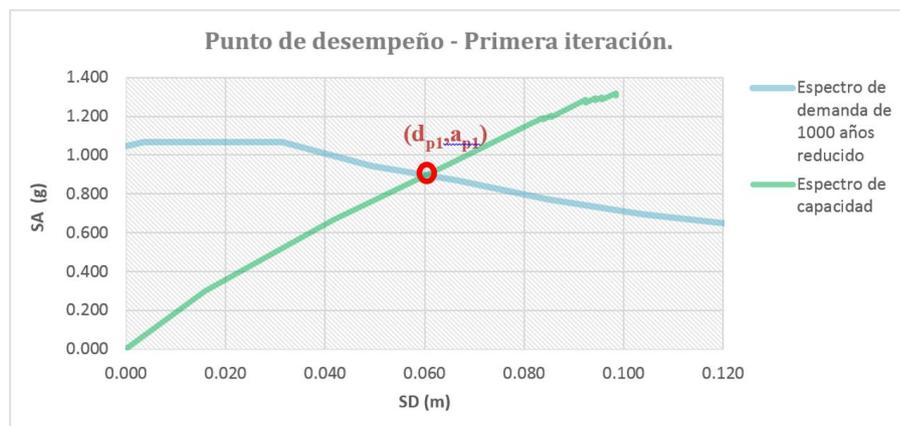


Figura 82. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>Dp1 (m) = 0.06063</b>
<b>Ap1 (g) = 0.90340</b>

Determinamos el error entre Dp1 y Dpi como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.06063 - 0.063063}{0.063063} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 3.86 \%$$

El error no excede el límite de 5 % estipulado por el ATC, pero se realizará una iteración adicional para acercarnos al verdadero punto de desempeño.

*Segunda Iteración:*

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la sección 5.4.1:

<b>Beq (%) = 10.440668</b>
<b>SRA = 0.7617539</b>
<b>SRV = 0.817127</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 23), posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 83).

Tabla 23. Espectro de demanda reducido (1000 años) – segunda iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	1.0474
0.003	1.0684
0.014	1.0684
0.031	1.0684
0.049	0.9446
0.066	0.8732
0.085	0.7733
0.104	0.6978
0.124	0.6383
0.145	0.5901
0.167	0.5501
0.190	0.5162
0.213	0.4871
0.237	0.4618
0.262	0.4396
0.287	0.4198
0.313	0.4021
0.339	0.3862
0.366	0.3718
0.394	0.3586
0.422	0.3465

Fuente: Elaboración propia

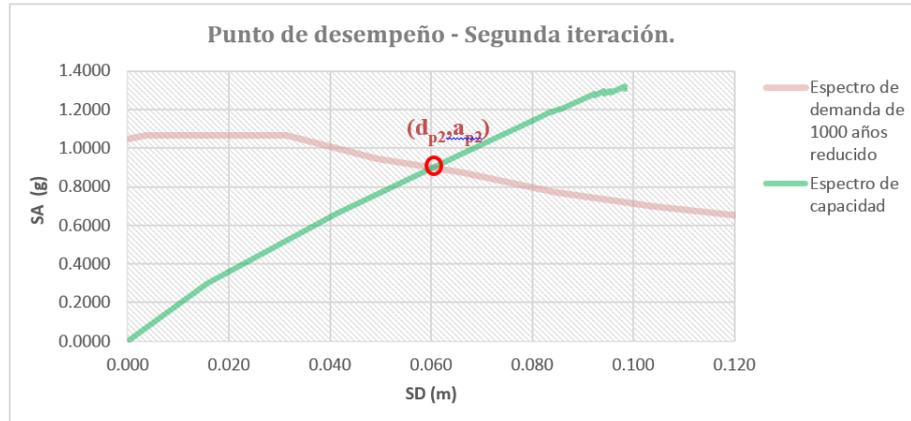


Figura 83. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1000 años  
Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>Dp2 (m) = 0.06071</b>
<b>Ap2 (g) = 0.90429</b>

Determinamos el error entre Dp2 y Dp1 como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.06071 - 0.06063}{0.06063} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 0.13 \%$$

El error es menor al límite de 5 %, por lo que el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno.

<b>Dp (m) = 0.06071</b>
<b>Ap (g) = 0.90429</b>

### 7.3. OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN ESCENARIO DE SISMO DE 1500 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

Primero determinaremos un punto de desempeño de prueba (dpi , api) definido en la sección 5.4.1, para ello se obtiene Ki que es la pendiente de la recta que parte del origen y es tangente al espectro de capacidad en el rango elástico. El desplazamiento espectral del punto de desempeño de prueba o inicial se obtiene con la intersección de esta recta con el espectro de demanda (Figura 84).

El valor de la pendiente de la recta tangente al espectro de capacidad es:

$$K_i = 18.901 \text{ g/m}$$

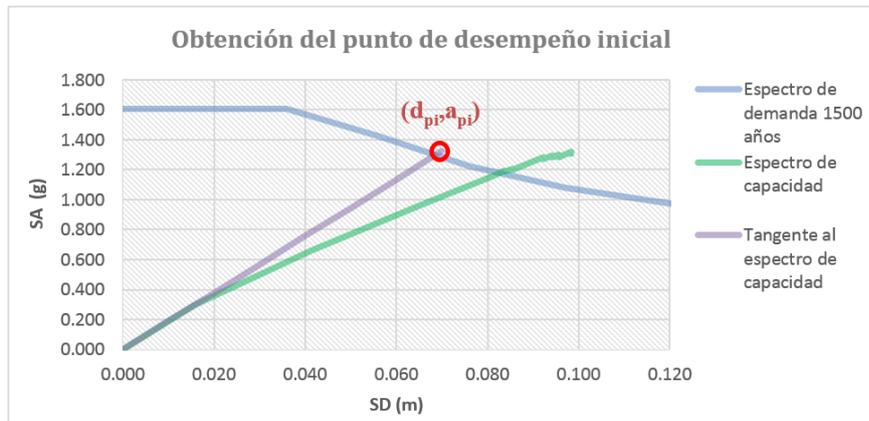


Figura 84. Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de demanda de 1500 años

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas curvas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>D<sub>pi</sub> (m) =</b>	<b>0.073612</b>
<b>A<sub>pi</sub> (g) =</b>	<b>1.064982</b>

Primera Iteración:

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la sección 5.4.1:

<b>Beq (%) =</b>	<b>10.4075502</b>
<b>SRA =</b>	<b>0.76277291</b>
<b>SRV =</b>	<b>0.81791641</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 24), posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 85).

Tabla 24. Espectro de demanda reducido (1500 años) – primera iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	1.224
0.004	1.224
0.016	1.224
0.036	1.224
0.056	1.082
0.076	1.000
0.097	0.886
0.119	0.799
0.142	0.731
0.166	0.676
0.191	0.630
0.217	0.591
0.244	0.558
0.272	0.529
0.300	0.504
0.329	0.481
0.358	0.461
0.388	0.442
0.419	0.426
0.451	0.411
0.482	0.397

Fuente: Elaboración propia

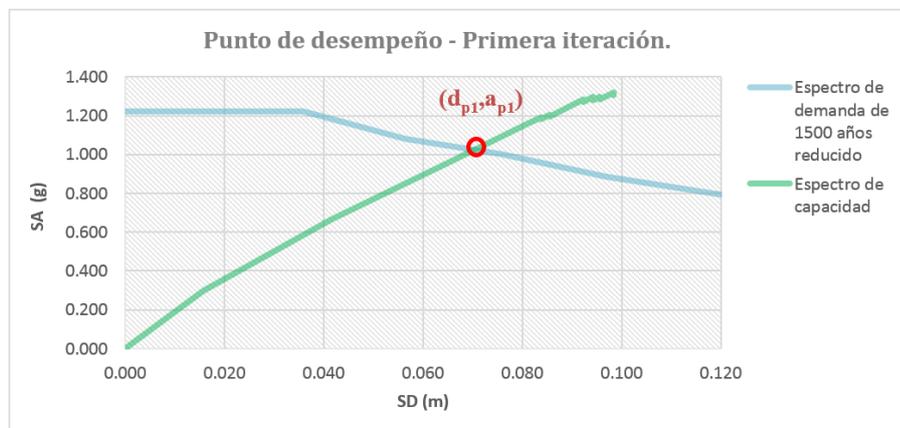


Figura 85. Obtención del punto de desempeño después de la primera iteración con el espectro de demanda reducido 1500 años

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

<b>Dp1 (m) = 0.07072</b>
<b>Ap1 (g) = 1.02901</b>

Determinamos el error entre Dp1 y Dpi como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.07072 - 0.073612}{0.073612} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 3.93 \%$$

El error no excede el límite de 5 % estipulado por el ATC (1996), pero se realizará una iteración adicional para acercarnos al verdadero punto de desempeño.

Segunda Iteración:

Determinamos el amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV) según el procedimiento descrito en la sección 5.4.1:

<b>Beq (%) = 10.438653</b>
<b>SRA = 0.7618158</b>
<b>SRV = 0.8171749</b>

Con estos valores obtenemos el espectro de demanda reducido (Tabla 25), posteriormente determinamos el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducido (Figura 86Figura 79).

Tabla 25. Espectro de demanda reducido (1500 años) – segunda iteración

SD (m)	SA (g)
0.000	1.2227
0.004	1.2227
0.016	1.2227
0.036	1.2227
0.056	1.0811
0.076	0.9994
0.097	0.8850
0.119	0.7985
0.142	0.7305
0.166	0.6754
0.191	0.6296
0.217	0.5908
0.244	0.5575
0.272	0.5285
0.300	0.5031
0.329	0.4804
0.358	0.4602
0.388	0.4420
0.419	0.4255
0.451	0.4104
0.482	0.3966

Fuente: Elaboración propia

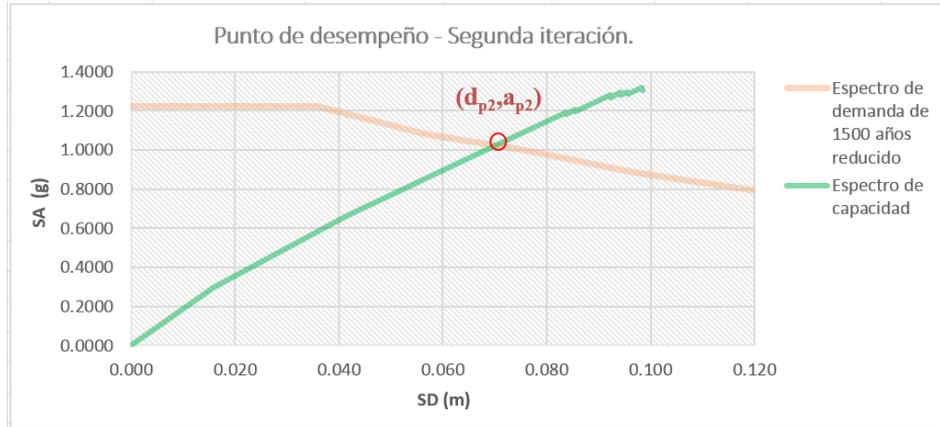


Figura 86. Obtención del punto de desempeño después de la segunda iteración con el espectro de demanda reducido 1500 años  
Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta:

$$\begin{aligned} D_{p2} \text{ (m)} &= 0.07066 \\ A_{p2} \text{ (g)} &= 1.02839 \end{aligned}$$

Determinamos el error entre  $D_{p2}$  y  $D_{p1}$  como se describe en el procedimiento de la sección 5.4.1:

$$\% \text{ Error} = \frac{0.07066 - 0.07072}{0.07072} * 100$$

$$\% \text{ Error} = 0.08 \%$$

El error es menor al límite de 5 %, por lo que el punto de desempeño calculado es el punto de desempeño de la estructura frente a un escenario de sismo de 1500 años de periodo de retorno.

$$\begin{aligned} D_p \text{ (m)} &= 0.07066 \\ A_p \text{ (g)} &= 1.02839 \end{aligned}$$

#### 7.4. NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Con los puntos de desempeño obtenidos y siguiendo los parámetros descritos en la sección 5.4.2, se determinará el grado de daño que se espera en la estructura frente a los escenarios de sismo de 500, 1000 y 1500 años de periodo de retorno.

Se procedió a bilinearizar el espectro de capacidad siguiendo el procedimiento propuesto por el ATC (1996) y descrito en la sección 5.4.1, como resultado

obtendremos el desplazamiento espectral del punto de fluencia de la estructura ( $D_y$ ).

$$D_y = 0.039144 \text{ m}$$

$$D_u = 0.098383 \text{ m}$$

$$0.25*(D_u - D_y) = 0.0148 \text{ m}$$

Finalmente obtendremos los límites  $Sd_1$ ,  $Sd_2$ ,  $Sd_3$  y  $Sd_4$  según 5.4.2:

$$Sd_1 = 0.0274$$

$$Sd_2 = 0.0391$$

$$Sd_3 = 0.0540$$

$$Sd_4 = 0.0984$$

En la Figura 87 se muestra el espectro de capacidad bilinealizado, el punto de fluencia y de colapso y los niveles de desempeño para el puente Primavera. Finalmente se procede a ubicar los puntos de desempeño calculados en las secciones 7.1 y 7.2 para determinar el nivel de daño para ambos escenarios de sismo.

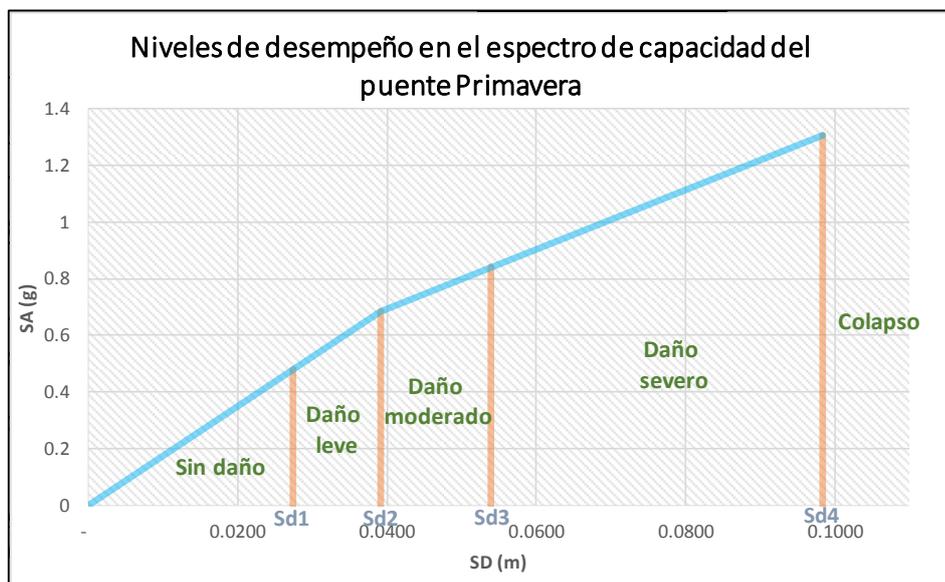


Figura 87. Niveles de desempeño para el puente Primavera  
Fuente: Elaboración propia

Con el punto de desempeño obtenido para un escenario de sismo de 500 años, se determina el nivel de daño que se produce en la estructura (Figura 88).

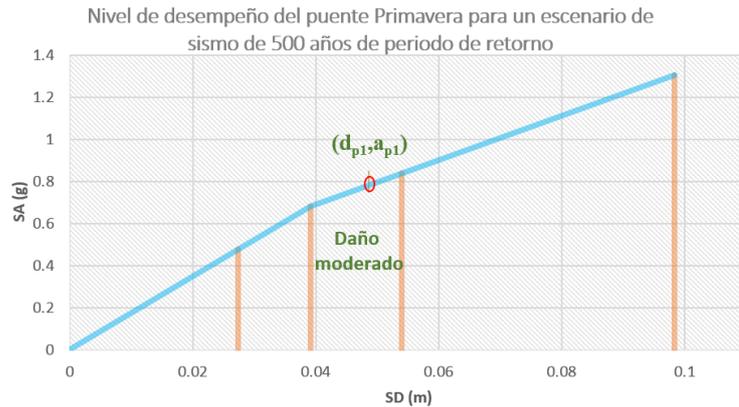


Figura 88. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno  
Fuente: Elaboración propia

$D_p (m) = 0.04868$
$A_p (g) = 0.75438$

Para un sismo de periodo de retorno de 500 años, se espera que se produzca un daño moderado en la estructura como se mostró en la Tabla 13 según RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) y HAZUS@99 (FEMA – NIBS, 1999).

<b>Daño moderado</b>	Caracterizado por cualquier columna que experimente grietas o rupturas moderadas debido a acciones de corte, pero que continúe siendo segura estructuralmente, desplazamientos moderados de los estribos (menores que 5 cm), cualquier conexión que presente grietas debidas a corte, falla de los apoyos, o asentamientos moderados en los accesos.
----------------------	--

Con el punto de desempeño obtenido para un escenario de sismo de 1000 años, se determina el nivel de daño que se produce en la estructura (

Figura 89).

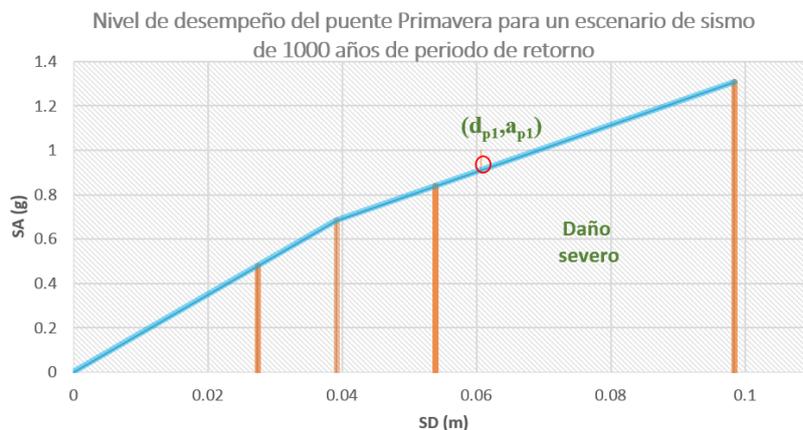


Figura 89. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno  
Fuente: Elaboración propia

$$D_p (m) = 0.06071$$

$$A_p (g) = 0.90429$$

Para un sismo de periodo de retorno de 1000 años, se espera que se produzca un daño severo en la estructura como se mostró en la Tabla 13 según RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) y HAZUS®99 (FEMA – NIBS, 1999).

Daño severo	Caracterizado por cualquier columna disminuida en su capacidad estructural debido a fallas por cortante, de tal manera que se vuelva estructuralmente insegura sin llegar al colapso, considerables desplazamientos residuales o asentamientos diferenciales de las conexiones, asentamientos importantes en los accesos, falla por acciones de corte en los estribos.
-------------	--

Con el punto de desempeño obtenido para un escenario de sismo de 1500 años, se determina el nivel de daño que se produce en la estructura (Figura 90).

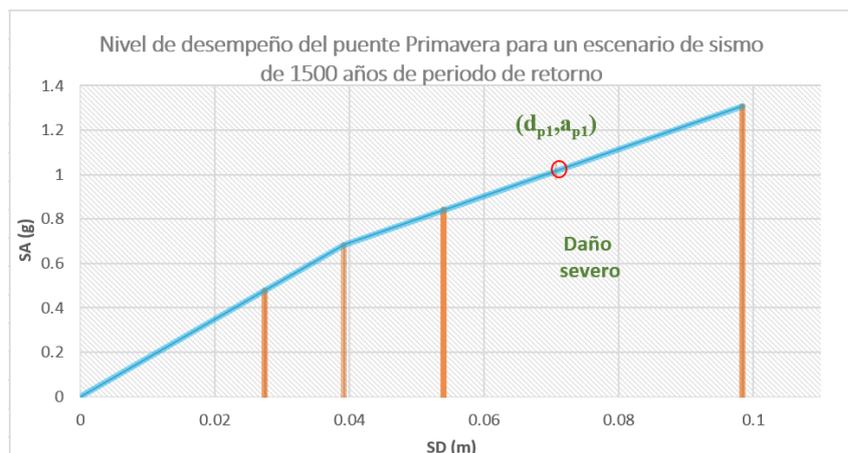


Figura 90. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1500 años de periodo de retorno  
Fuente: Elaboración propia

$$D_p (m) = 0.07066$$

$$A_p (g) = 1.02839$$

Para un sismo de periodo de retorno de 100 años, se espera que se produzca un daño severo en la estructura como se mostró en la Tabla 13 según RISK-UE (Milutinovic y Trendafiloski, 2003) y HAZUS®99 (FEMA – NIBS, 1999).

Daño severo	Caracterizado por cualquier columna disminuida en su capacidad estructural debido a fallas por cortante, de tal manera que se vuelva estructuralmente insegura sin llegar al colapso, considerables desplazamientos residuales o asentamientos diferenciales de las conexiones, asentamientos importantes en los accesos, falla por acciones de corte en los estribos.
-------------	--

## 7.5. RESUMEN DEL CAPÍTULO

En este capítulo se determinaron los puntos de desempeño para cada escenario de sismo (500,1000 y 1500 años de periodo de retorno) haciendo uso de los espectros de capacidad y demanda calculados en el capítulo anterior. Para ello se utilizó el método de espectro de capacidad, el cual requiere un proceso de bilinealización del espectro de capacidad, luego proponiendo un punto de desempeño inicial y mediante un proceso iterativo se logra determinar el verdadero punto de desempeño del puente Primavera.

Finalmente, se obtuvo el nivel de daño esperado en el puente para cada escenario de sismo mediante la aplicación del nivel de desempeño de la estructura. Se concluyó que para un sismo de 500 años de periodo de retorno el puente Primavera resultará con un daño moderado, para un sismo de 1000 años de periodo de retorno el puente Primavera resultará con un daño severo y para un sismo de 1500 años de periodo de retorno el puente Primavera resultará con un daño severo.

## CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### a) Estado de conservación de la estructura

- Los daños observados en el puente Primavera presentados en el capítulo 6 de esta investigación muestran que son las vigas de conexión entre las columnas las que presentan un gran daño estructural, a tal punto de observarse acero de refuerzo expuesto. Estos daños estructurales son atribuidos a la colisión vehicular y la interacción de la estructura con el medio ambiente, entre los principales agentes agresivos tenemos a la carbonatación, que se produce por la emisión de gases vehiculares y que afectan de forma directa a las vigas inferiores del puente Primavera.
- Para cuantificar estos daños se realizará una reducción de la inercia de la sección de las vigas de conexión. Basándonos en la presencia de acero de refuerzo expuesto, asumimos que el recubrimiento de las vigas se ha desprendido por lo que a la sección inicial se le restaron 4 cm y se determinó que la razón de inercias entre la sección sin recubrimiento y la sección completa resulta 0.7. Este valor servirá como corrección de la inercia de las vigas de conexión en el modelamiento del puente Primavera.

### b) Índice de vulnerabilidad

- En la evaluación simplificada del puente Primavera se determinó el índice de vulnerabilidad que resultó  $I_v = 0.45$  (donde un  $I_v = 1$  indica que el puente no es vulnerable y un  $I_v = 0$  indica que el puente es completamente vulnerable), de acuerdo a la sección 5.1 el puente es susceptible de presentar daños severos durante un sismo, por lo que se recomienda efectuar estudios detallados. Por esta razón se procede a la evaluación detallada mediante el método de espectro de capacidad para determinar el punto de desempeño de la estructura. A continuación se presenta la Tabla 15 y la acción recomendada para el  $I_v$  calculado.

Tabla 15. Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de  $I_v=0.45$  estimado para el puente Primavera

Intervalo de valores de $I_v$	Acción recomendada	
$I_v < 0.4$	Acción urgente. El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual.	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata.
<b><math>0.4 \leq I_v &lt; 0.6</math></b>	<b>Corto plazo. EL puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo</b>	<b>El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.</b>
$0.6 \leq I_v < 0.8$	Mediano plazo. El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación.	El puente pasa automáticamente a la siguiente etapa de evaluación.
$0.8 \leq I_v$	Medidas preventivas rutinarias. El puente no muestra deficiencias importantes pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventiva.	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente.

Fuente: Elaboración propia

### c) Modelamiento numérico y análisis estático no lineal (Pushover)

- Del análisis estático no lineal en la dirección transversal del puente, se observa la formación temprana de rótulas plásticas en las vigas de conexión entre columnas, esto se agrava con el hecho que estas vigas presentan daño por colisión de vehículos y en muchos casos el acero de refuerzo se encuentra expuesto como se mostró en la sección 6.1.2. Por ello se considera que estos elementos estructurales son muy vulnerables frente a movimientos sísmicos, además de ocasionar la falla de los pilares.
- En la curva capacidad en la dirección transversal del puente Primavera obtenida mediante el análisis estático no lineal, se obtuvo que el puente soporta una cortante última de 1401.96 ton con un desplazamiento máximo de 9.92 cm. El punto de fluencia corresponde a una cortante de 725 ton con un desplazamiento de 4 cm.

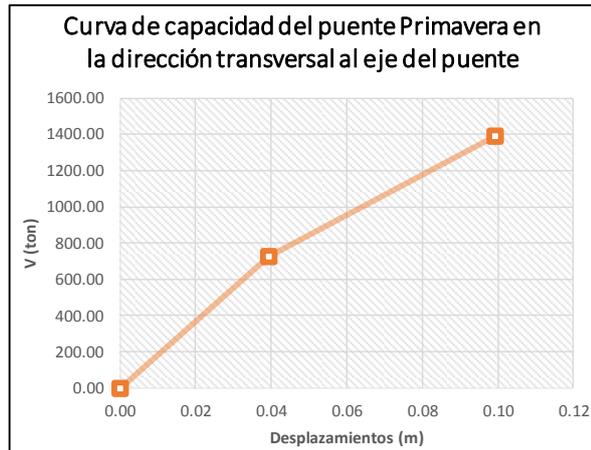


Figura 91. Representación bilineal de la curva de capacidad del puente Primavera en la dirección transversal del puente (eje Y).  
Fuente: Elaboración propia

#### d) Nivel de desempeño del puente Primavera

- En la obtención del punto de desempeño se consideraron tres escenarios de sismo 500, 1000 y 1500 años de periodo de retorno que corresponden a sismos raro, muy raro y catastrófico respectivamente. Para construir los espectros de demanda, se tomaron las aceleraciones máximas que propone Olarte et al., (2015), las cuales se presentan en los mapas de isoaceleraciones en la sección 4.3. A continuación se presentan las aceleraciones en Gal ( $\text{cm/s}^2$ ) y los coeficientes de aceleración en términos de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ) para cada escenario de sismo propuesto.

Tipo de puente	Tipo de sismo	Periodo de retorno	Aceleración en Gal	Coef. de acel. en g
Otros	Raro	500 años	450	0.46
Esencial	Muy raro	1000 años	550	0.56
Crítico	Catastrófico	1500 años	630	0.64

- Se utilizaron los límites de desempeño recomendados por el proyecto europeo RISK-UE, pues éstos son determinados en función del punto de fluencia y el colapso del espectro de capacidad de la estructura. Los límites propuestos por algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40, FEMA 273 y VISION 2000 están en función a la deriva de entrepiso de la estructura, se considera que esto no aplica para el caso de puentes, adicionalmente estos estudios resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideren más adecuados. A continuación se presentan

los límites de daño en el espectro de capacidad de la estructura propuestos por Milutinovic y Trendafiloski (2003).

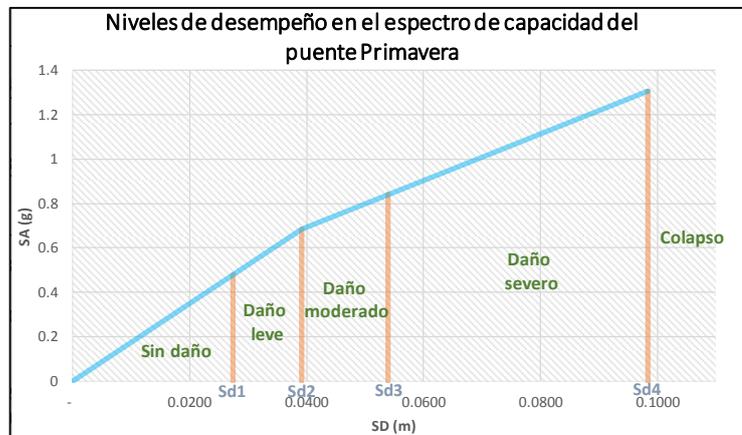


Figura 98. Niveles de desempeño para el puente Primavera en la dirección transversal  
Fuente: Elaboración propia

- Se concluye que frente a un escenario de sismo de periodo de retorno de 500 años se espera que la estructura presente daño de nivel moderado, que se traduce en daño estructural leve y no estructural moderado.

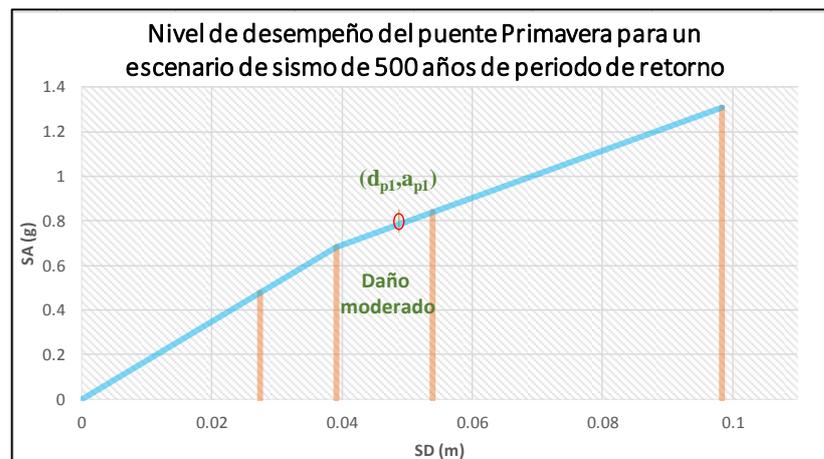


Figura 99. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 500 años de periodo de retorno en la dirección transversal  
Fuente: Elaboración propia

Y el desplazamiento y aceleración espectral del punto de desempeño es:

SD (m) =	0.049
SA (g) =	0.754

En caso de un escenario de sismo de periodo de retorno de 1000 años se espera que la estructura presente daño de nivel severo, que se traduce en daño estructural moderado y no estructural severo según los parámetros definidos en esta investigación.

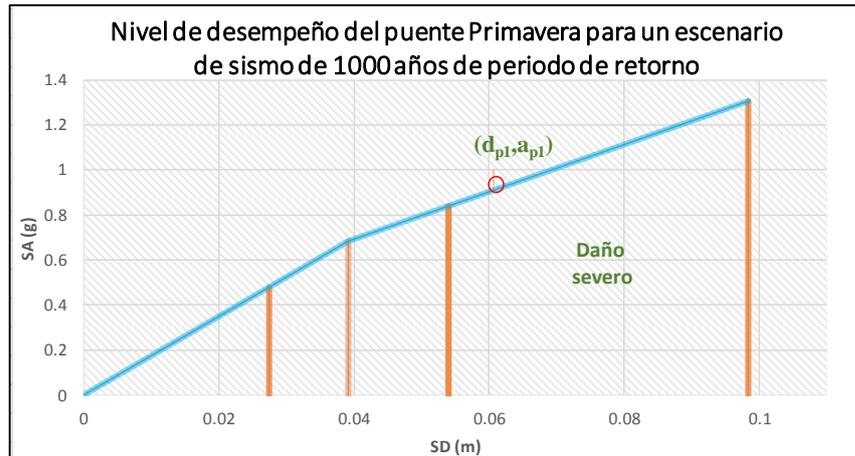


Figura 100. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1000 años de periodo de retorno en la dirección transversal  
Fuente: Elaboración propia

Y el desplazamiento y aceleración espectral del punto de desempeño es:

SD (m) =	0.0607
SA (g) =	0.904

En caso de un escenario de sismo de periodo de retorno de 1500 años también se espera que la estructura presente daño de nivel severo, que se traduce en daño estructural moderado y no estructural severo según los parámetros definidos en esta investigación.

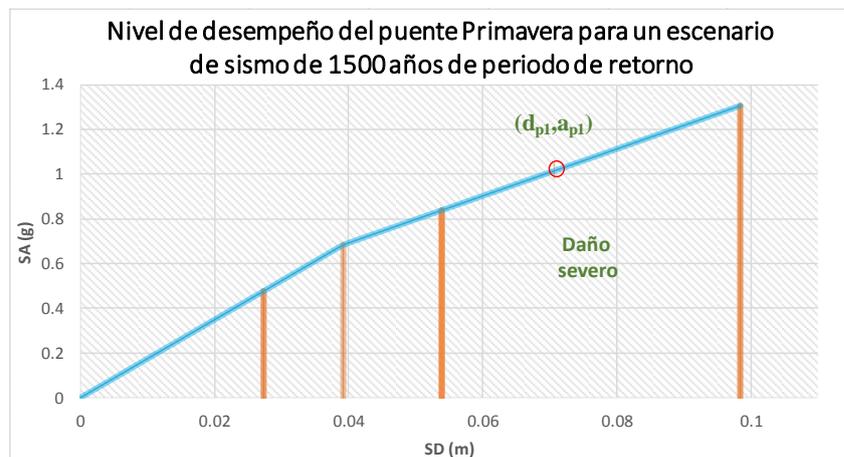


Figura 101. Nivel de desempeño del puente Primavera para un escenario de sismo de 1500 años de periodo de retorno en la dirección transversal  
Fuente: Elaboración propia

Y el desplazamiento y aceleración espectral del punto de desempeño es:

SD (m) =	0.071
SA (g) =	1.028

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). Diagrama momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con asce/sei 41 y sistema de computación Ceinci-lab moment-rotation and moment-curvature. *Revista CIENCIA* Vol, 17(2), 191-228.
- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California.*
- Atiaga, G., & Demoraes, F. (2003). Vulnerabilidad sísmica de los pasos elevados y puentes que forman parte de la red vial del Distrito Metropolitano de Quito (Doctoral dissertation, *Escuela Politécnica Nacional de Ecuador-Institut de Recherche pour le Développement-Direcciones de Territorio y Vivienda, y de Transporte y Vialidad del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito*).
- Bhatti, A. Q. (2009). Seismic vulnerability of historical arch type bridge structures in Italy (Doctoral dissertation, Universitat Politècnica de Catalunya. *Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, (Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions (SAMHC))*).
- Bonett Díaz, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. *Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.*
- Chang, T. L., Chang, D. W., Cheng, M. Y., & Chi, S. J. (2006). Taiwan highway bridge aseismic evaluation. In *4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.*
- Danna, J., & Pérez, G. (2013). Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes, Congreso de Mecánica Computacional Vol. XXXII, Mendoza, Argentina, 3379-3401.
- De la Cruz, I. A. M., Herrera, J. P. T., Barreras, F. E., García, J. R. J., López, I. E., Chico, C. X. N. C., & Rondon, E. M. (2009). Aplicación cartográfica on-line de puentes urbanos.
- Díaz, R. L. B. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. *Universitat Politècnica de Catalunya.*
- Dolce, M., Kappos, A., Zuccaro, G. and Coburn, A. W. (1994). Report of the EAEE Working Group 3: Vulnerability and risk analysis. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, 4, 3049-3077.
- Estados Unidos Federal Emergency Management Agency. FEMA. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* FEMA.

FEMA – NIBS (1999). Earthquake loss estimation methodology AZUS®99, Technical Manual. Developed by: Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., through a cooperative agreement with: National Institute of Building Sciences, Washington D.C.

Flores Rodríguez, A. D. (2015). Modelo de daño concentrado para estructuras aporricadas en hormigón armado ante cargas sísmicas utilizando el programa computacional SAP2000 (Bachelor's thesis, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Carrera de Ingeniería Civil).

Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering structures*, 23(8), 878-884.

Gómez, C., Barbat, A., & Oller, S. (2000). Vulnerabilidad de puentes de autopista. Un estado del arte. Monografía IS41.

Hosseinzadeh, N. (2008). Vertical Component Effect of Earthquake in Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers. In *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China* (pp. 06-0050).

Jara, M. y González, A. (2000), "Evaluación de la Capacidad Sísmica de Puentes", Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Jara, M. y Casas, J. R. (2002), Criterios de Diseño de Puentes con Aisladores y Disipadores de Energía, *Monografías de Ingeniería Sísmica*, Editor A.H. Barbat.

Jara, M. (2004), "Procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos, para puentes con aisladores de base histeréticos", Tesis para obtener el grado de Doctor por la Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Jara, M. (2005), "Amortiguamiento Equivalente para Puentes con Aisladores de Base Histeréticos", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo XI-03, México D.F.

Kurian, S. A., Deb, S. K., & Dutta, A. (2006). Seismic vulnerability assessment of a railway overbridge using fragility curves. In *Proceedings of Fourth International Conference on Earthquake Engineering. Taipei, Taiwan*.

Landa, L. (2006). Procedimiento para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes. Tesis para obtener el título de maestro de ingeniería, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Lantada, N. (2007). *Evaluación del riesgo sísmico mediante métodos avanzados y técnicas GIS. Aplicación a la ciudad de Barcelona* (Doctoral dissertation, Dissertation. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, Spain).

Lantada, N., Pujades, L. G., & Barbat, A. H. (2009). Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Natural Hazards*, 51(3), 501-524.

Maldonado, E. (2000), Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Puentes, *Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona*.

Maldonado Rondón, E., Gómez Araujo, I. D., & Chio Cho, G. (2008). Simulación de funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño sísmico para edificaciones de hormigón armado en sistema pórtico. *Ingeniería e Investigación*, 28(3), 28-40.

Martínez, J. A. A. (2004). Comparación de las normas sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis.

Mezzina, M., & Raffaele, D. (2008). Seismic vulnerability of rc circular bridge columns. In *the 14th World Conference on Earthquake Engineering October* (pp. 12-17).

Milutinovic, Z. & G. Trendafiloski (2003). WP4 Vulnerability of current buildings. RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. *Contract No. EVK4-CT-2000-00014. 108 pp.*

MTC, (2016). Manual de Puentes. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Edición, Enero 2016.

Nippon Koei, C. O. (2013). Encuesta de recolección de información básica del transporte urbano en el área metropolitana de Lima y Callao. Informe final. Lima: Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Olarte, J., Gallardo, J., Romani, S., Ampuero, J., Cutti, J. & Tacas, K. (2015). Sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de lima. *Proyecto de investigación IIFIC-2014, Universidad Nacional de Ingeniería*.

Pezeshk, S., Chang, T. S., Yiak, K.C., Kung, H.T. (1993), "Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee", *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 4.

Pottatheere, P., & Renault, P. (2008). Seismic vulnerability assessment of skew bridges. In *Proceedings of Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China*.

Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M. (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", A Wiley-Interscience Publication. John Wiley & Sons, Inc.

Roca, A., Irizarry, J., Zarzosa, N. L., Barbat, A. H. B., Goula, X., Pujades, L. I., & Susagna, T. (2006). Método Avanzado para la Evaluación de la Vulnerabilidad y el Riesgo Sísmico. Aplicación a la Ciudad de Barcelona. *Física de la Tierra*, (18), 183-203.

Toujague, H. D. L. C. F., Blanco, G. M., & Mercerón, P. I. M. (2008). Criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de hormigón armado de las carreteras de Santiago de Cuba. Estudio de casos. *Ciencia en su PC*, (4).

Tsai, C., & Chen, Y. (2006). Seismic Capacity Evaluation of Bridges with Scoured Group Pile Foundations. In *4 th International Conference on Earthquake Engineering*.

## ANEXOS

### ANEXO 01: FICHA DE INSPECCIÓN TÉCNICA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL II-FIC  
ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE PUENTES URBANOS EN LIMA  
METROPOLITANA



PUENTE: \_\_\_\_\_

#### 1. Identificación

1.1. Fecha \_\_\_\_\_ 1.2. Código \_\_\_\_\_

#### 2. Ubicación

2.1. Cruce \_\_\_\_\_

#### 3. Descripción

3.1. Año de construcción \_\_\_\_\_ 3.3. Longitud \_\_\_\_\_  
3.2. Nº de carriles \_\_\_\_\_ 3.4. Altura \_\_\_\_\_

#### 4. Tipo de estructura

- 4.1. Estructura de concreto armado
- 4.2. Estructura de acero
- 4.3. Estructura de madera

5. Foto

6. Croquis



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL II-FIC



7. Condición general del tablero: N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

Comentarios: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Elementos de tablero:

Superficie de rodadura	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Cara superior de losa	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Cara inferior de losa	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Sardinel	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Medianas	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Veredas	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Parapetos	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Barandas	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Juntas de expansión	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Drenaje	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____

Notas: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL II-FIC



8. Condición general de la superestructura: N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

Comentarios: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Elementos:

Largueros	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Vigas de piso	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Arriostres de Piso	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Vigas longitudinales	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Arcos	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Cables	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Pintura	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Aparato de Apoyo	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Conexiones	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Soldaduras	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Vigas diafragma	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Deterioro de piso de madera	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Deterioro del concreto	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Corrosión del concreto	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Daño por colisión	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Deflexión por carga viva	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Vibración	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Alineamiento de elementos	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____

Notas: \_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL II-FIC



9. Condición general de la subestructura: N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

Comentarios: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

Elementos:

Estribos	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Pilotes	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Zapatas	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Cuerpo del estribo	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Asiento del estribo	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Parapeto	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Alero	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Pilares	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Pilotes	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Zapatas	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Columnas/cuerpos	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Cabezales	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____

Socavación	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Asentamiento	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Protección subestructura	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Daño por colisión	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Señal aguas extraordinarias	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Deterioro del concreto	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Corrosión del acero	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____
Pintura	N 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0	_____

Notas: \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
INSTITUTO DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL II-FIC



10. Características principales de los diferentes tipos de puentes.

TIPO DE PUENTE	CARACTERÍSTICAS					
	MATERIAL	CONDICIONES BORDE	SECCION TRANSVERSAL	PERALTE h	UBICACIÓN TABLERO	GEOMETRÍA PLANO
LOSA	CONCRETO ARMADO, CONCRETO PRETENSADO	SIMP. APOYADO CONTINUO	LOSA SÓLIDA LOSA NERVADA LOSA CELULAR	CONSTANTE VARIABLE	TABLERO SUPERIOR	RECTO ESVIADO CURVO
LOSA CON VIGAS	VIGA CONC. ARMADO, VIGA CONC. PRETENSADO, VIGA ACERO	SIMP. APOYADO CONTINUO GERBER	VIGA RECTA VIGA I VIGA CAJON	CONSTANTE VARIABLE	TABLERO SUPERIOR	RECTO ESVIADO CURVO
PORTICO	CONCRETO ARMADO, CONCRETO PRETENSADO, ACERO	ARTICULADO EMPOTRADO CON VOLADOS ATIRANTADOS	VIGA RECTA VIGA I VIGA CAJON	CONSTANTE VARIABLE	TABLERO SUPERIOR	RECTO ESVIADO CURVO
ARCO	CONCRETO ARMADO ACERO	ARTICULADOS EMPOTRADO	LOSA VIGAS	CONSTANTE VARIABLE	TAB. SUPERIOR TAB. INTERMEDIO TAB. INFERIOR	RECTO
RETICULADO	ACERO	SIMP. APOYO CONTINUO GERBER	VARIOS	CONSTANTE VARIABLE	TAB. SUPERIOR TAB. INFERIOR	RECTO
COLGANTE	CABLES DE ACERO + ACERO	EN TORRE EN VIGA DE RIGIDEZ	VARIOS	VARIABLE	TAB. INFERIOR	RECTO
ATIRANTADO	CABLES DE ACERO + ACERO	EN CABLES EN TORRE EN VIGA DE RIGIDEZ SIMP. APOYADO	VARIOS	VARIABLE	TAB. INFERIOR	RECTO
MODULAR	ACERO	EN CABLES EN TORRE EN VIGA DE RIGIDEZ SIMP. APOYADO	VARIOS	VARIABLE	TAB. INFERIOR	RECTO
ALCANTARILLA	CONCRETO ACERO	SOBRE TERRENO	CELULAR (1 o MAS) SUPERSPAN (1 o MAS)	CONSTANTE	TAB. SUPERIOR	RECTO ESVIADO

Notas: \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

**ANEXO 02:** Daños en puentes de Lima, el archivo fotográfico completo se encuentra en Olarte et al. (2015)

**PUENTE BALTA  
COD: EVI2**



Desprendimiento en viga cajón debido a colisión vehicular (Olarte et al., 2015)



Desprendimiento en otra viga cajón debido a colisión vehicular (Olarte et al., 2015)



Desprendimiento del recubrimiento y acero expuesto en vigas cajón (Olarte et al., 2015)

**PUENTE RICARDO PALMA  
COD: EVI1**



Deterioro del concreto en losa y vigas por falta de mantenimiento (Olarte et al., 2015)



Posible socavación en el pilar del puente Ricardo Palma (Olarte et al., 2015)



Fisuras, grietas y pérdida de sección (acero expuesto) en el alero del pilar (Olarte et al., 2015)

**PUENTE IZAGUIRRE  
COD: PN2**

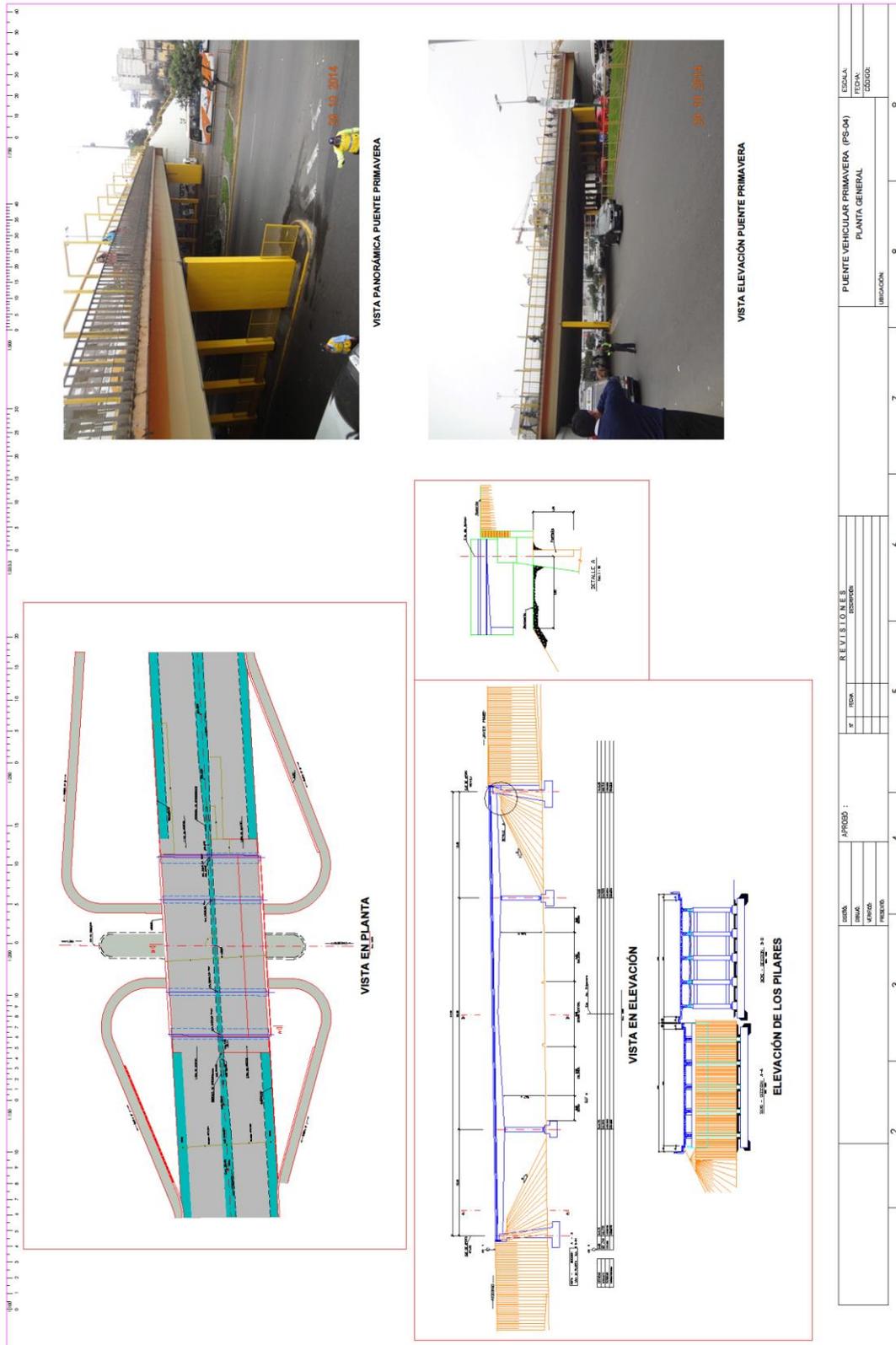


Se observa fisuras en el apoyo de la losa sobre el pilar en la cara externa del puente (Olarte et al., 2015)



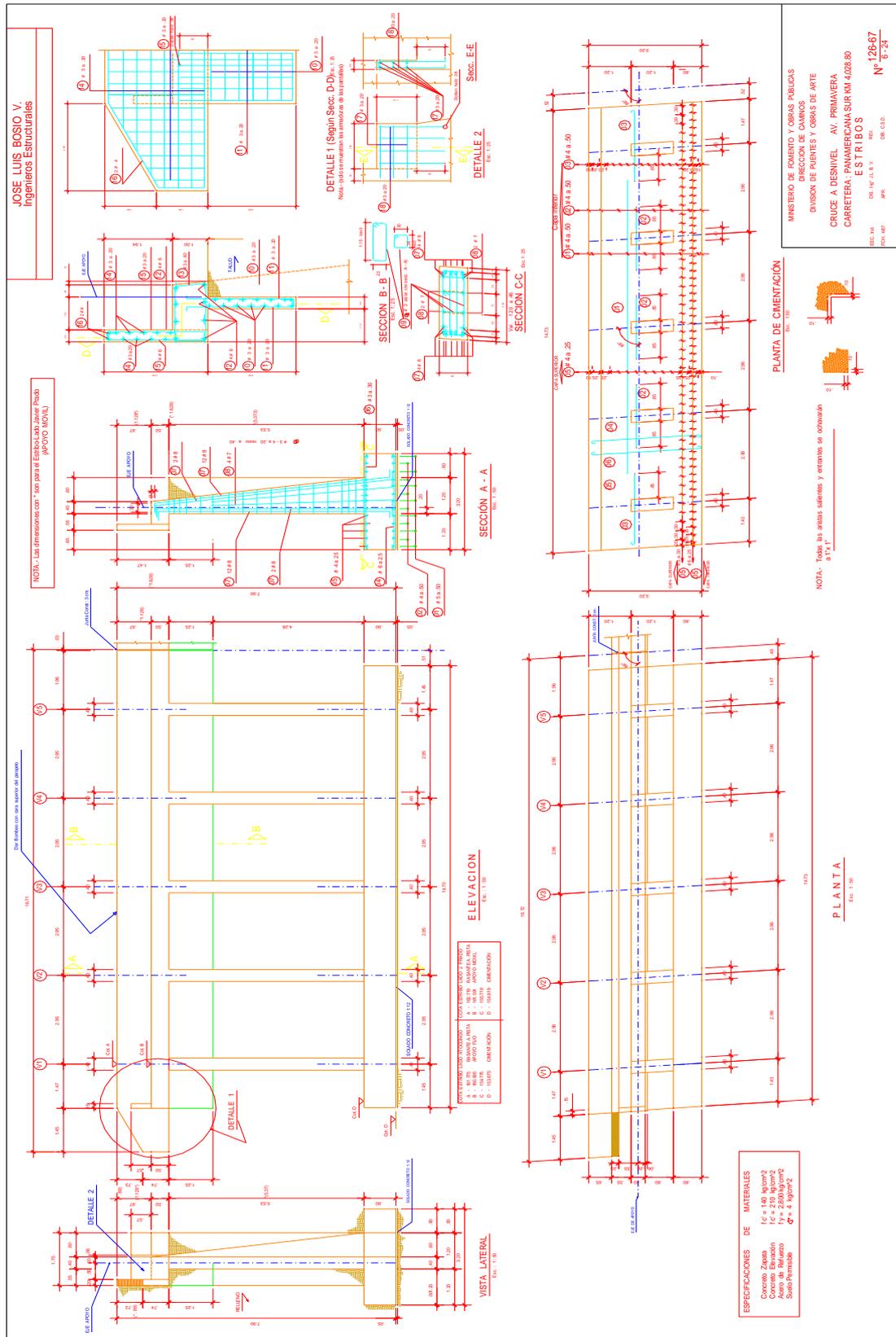
Toma cercana de la fisura, en el apoyo de la losa (Olarte et al., 2015)

**ANEXO 03: PLANOS DEL PUENTE PRIMAVERA**











## ANEXO 04: FOTOS DEL PUENTE PRIMAVERA



**Foto 1.** Georeferenciación mediante GPS del Puente Primavera ubicado en el cruce de Av. Primavera con Panamericana Sur



**Foto 2.** Vista longitudinal del Puente Primavera, el cual pertenece al Intercambio Vial Sur.



**Foto 3.** Fisuras en la cara inferior de la losa



**Foto 4.** Se observa el cambio de sección en las vigas del puente formando una losa inferior.



**Foto 5.** Se observan dos apoyos de 05 columnas cada uno y 01 placa que soporta la vereda.



**Foto 6.** Se observa la articulación entre la columna del pilar y la viga del tablero del puente.



**Foto 7.** Se observa una separación mínima de las carpetas de rodadura.



**Foto 8.** Se observa que las columnas del pilar se encuentran sobre pedestales, estas uniones son consideradas articulaciones.



**Foto 9.** Se observa pérdidas de sección críticas en la viga de conexión entre pilares



**Foto 10.** Acero expuesto en la viga de conexión entre pilares



**Foto 11.** Junta de dilatación que separan al puente primavera original con la nueva extensión realizada.



**Foto 12.** Fisuras transversales en la superficie de rodadura y juntas de tablero.

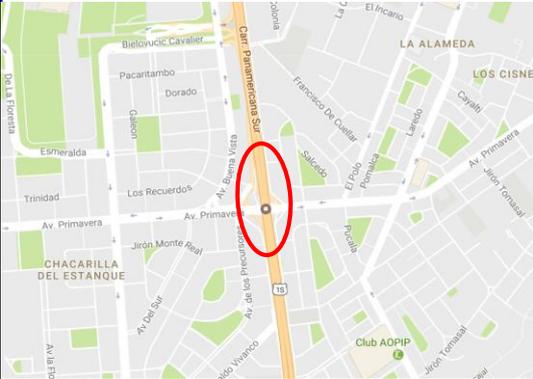
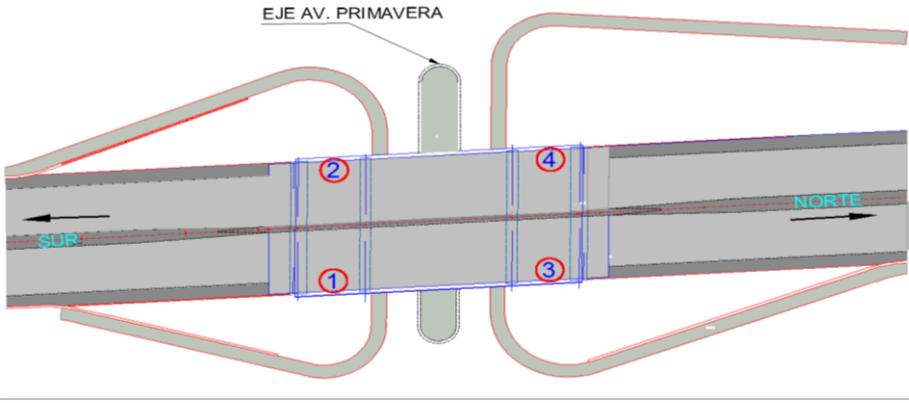


**Foto 13.** Toma cercana de fisuras en la junta del tablero.



**Foto 14.** Fisuras en el tablero del puente.

## ANEXO 05: ENSAYO DE VIBRACIONES EN EL PUENTE PRIMAVERA

 <b>Ingenieros Consultores SAC</b> Ingeniería y Gestión de Riesgos		<b>ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA</b> EVALUACIÓN DE RIESGOS	
ENSAYO DE VIBRACIONES			
<b>Cliente</b>	Trabajo de investigación IIFIC-UNI		
<b>Nombre del proyecto</b>	Estudio de vibraciones del puente Primavera		
<b>N° de puntos ensayados</b>	4	<b>Fecha de ensayo</b>	15/05/2015
<b>Ubicación</b>	San Borja - Santiago de Surco	<b>Coordenadas</b>	<b>Longitud</b>
			-76.9782642
			<b>Latitud</b>
			-12.1102061
<b>Estructura</b>	Puente tipo Losa-Viga de concreto	<b>Año de diseño</b>	1966
<b>Ubicación</b>		<b>Vista de zona de trabajo</b>	
			
Esquema de ensayos			
			

## ANEXO 06: ENSAYO DE VIBRACIONES EN EL PUENTE PRIMAVERA

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas de hormigón (Aguiar et al., 2015)

<b>i.i) Vigas controladas por flexión</b>			<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V(\text{pound})}{b_w(\text{in})d(\text{in})\sqrt{f'c(\text{psi})}}$			
$\leq 0.0$	Confinado	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2
$\leq 0.0$	Confinado	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2
$\geq 0.5$	Confinado	$\leq 3$	0.02	0.04	0.2
$\geq 0.5$	Confinado	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2
$\leq 0.0$	No Confinado	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2
$\leq 0.0$	No Confinado	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	No Confinado	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2
$\geq 0.5$	No Confinado	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2
<b>i.ii) Vigas controladas por corte</b>					
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.0030	0.01	0.2

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en columnas de hormigón armado (Aguiar et al., 2015)

<b>ii.i) Columnas controladas por flexión</b>			<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>
$\frac{P}{A_g f'c}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V(\text{Ksi})}{b_w(\text{in})d(\text{in})\sqrt{f'c(\text{psi})}}$			
$\leq 0.1$	Confinado	$\leq 3$	0.0 2	0.0 3	0. 2
$\leq 0.1$	Confinado	$\geq 6$	0.0 16	0.0 24	0. 2
$\geq 0.4$	Confinado	$\leq 3$	0.0 15	0.0 25	0. 2
$\geq 0.4$	Confinado	$\geq 6$	0.0 12	0.0 2	0. 2
$\leq 0.1$	No Confinado	$\leq 3$	0.0 06	0.0 15	0. 2
$\leq 0.1$	No Confinado	$\geq 6$	0.0 05	0.0 12	0. 2
$\geq 0.4$	No Confinado	$\leq 3$	0.0 03	0.0 1	0. 2
$\geq 0.4$	No Confinado	$\geq 6$	0.0 02	0.0 08	0. 2
<b>ii.ii) Columnas controladas por corte</b>					
Espaciamiento de estribos $\leq \frac{d}{2}$ , o $\frac{P}{A_g f'c} \leq 0.1$			No se permitirá		