

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

## **ESCUELA DE POSTGRADO**



## **MAESTRÍA EN CIENCIAS**

**MENCIÓN: INGENIERÍA**

**LÍNEA: INGENIERÍA CIVIL**

## **TESIS**

**“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES VIGA –  
LOSA, CON Y SIN AISLADORES SÍSMICOS, EN CAJAMARCA”**

Presentado por:

**Ing. MANUEL LINCOLN MINCHÁN PAJARES**

Asesor

**Dr. Ing. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO**

Cajamarca, Perú

2016

COPYRIGHT © 2016 by  
**MANUEL LINCOLN MINCHÁN PAJARES**  
Todos los derechos reservados

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

## **ESCUELA DE POSTGRADO**



### **MAESTRÍA EN CIENCIAS**

**MENCIÓN: INGENIERÍA**

**LÍNEA: INGENIERÍA CIVIL**

#### **TESIS APROBADA:**

**“COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES VIGA –  
LOSA, CON Y SIN AISLADORES SÍSMICOS, EN CAJAMARCA”**

Presentado por:

**Ing. MANUEL LINCOLN MINCHÁN PAJARES**

#### **Comité Científico**

Dr. Miguel Ángel Mosqueira Moreno  
Asesor

Dra. Rosa Haydee Llique Mondragón  
Presidente del Comité

Dr. Homero Bardales Taculi  
Primer Miembro Titular

M.Cs. Mauro Augusto Centurión Vargas  
Segundo Miembro Titular

Cajamarca, Perú

2016

## **DEDICATORIA**

### **A DIOS:**

Gracias a Dios por haberme regalado la vida y por darme el don de discernir entre lo bueno y lo malo, por darme salud y fuerza, para apoyarles a mis hijas, por darme la inteligencia para lograr mis objetivos en la vida.

### **A MI ESPOSA E HIJAS:**

A mi esposa Marilú, por concederme su amor y comprensión, y en especial a mis hijas: Betzy, Mitzy, Zulmy, Dayra y Mayli por ser mis princesas, que son el motivo y la razón de mi vida, siendo los cimientos para cristalizar mi tan anhelada maestría.

### **A LA MEMORIA DE MI PADRE Y MI MADRE:**

A mi viejito JAVIER y mi viejita ROSA, quienes me inculcaron los buenos valores, que en todo momento me enseñaron, que, para triunfar en la vida, se realiza con trabajo, sacrificio y el ejemplo, para ser un profesional digno y capaz.

### **A MIS HERMANOS Y FAMILIARES:**

Con mucho cariño y lleno de apacible gratitud, dedico la presente a todos mis familiares; Luz, Jaime, José, Socorro, Betty, Wilson, y en especial a Segundo, que día a día me dieron su tiempo, enseñanza y esfuerzo indismayable para hacer posible la culminación de mi maestría.

El autor

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Nacional de Cajamarca, a la Escuela de Postgrado, por haber ofrecido la Maestría en Ciencias, Mención: Ingeniería, Línea: Ingeniería Civil, a todos los docentes que dictaron las clases de la maestría, y a mi asesor de tesis Dr. Ing° Miguel Ángel Mosqueira Moreno por el apoyo académico; a los integrantes del Comité Científico conformados por: Dra. Ing° Rosa Haydee Llique Mondragón, Dr. Ing. Homero Bardales Taculi, M.Cs. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas y M.Cs. Ing° José Francisco Huamán Vidaurre, quienes me brindaron los conocimientos y apoyo necesarios en el campo de la Ingeniería Civil, al docente Ph. D. Ing° Genner Villarreal Castro, al docente Ph. D. Ing° Jorge E. Alva Hurtado y al docente Dr. Ing° Cesar Augusto Aranis Garcia Rossell, quienes con su experiencia y dedicación volcaron sus conocimientos para el desarrollo de esta tesis.

El autor

# ÍNDICE

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
ÍNDICE	vi
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	xiii
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
<b>I. INTRODUCCIÓN</b>	19
1.1. Planteamiento del problema	19
1.2. Formulación del problema	23
1.3. Justificación de la investigación	24
1.4. Delimitación de la Investigación	24
1.5. Objetivos	24
1.6. Hipótesis y variables	25
1.7. Importancia	25
1.8. Limitaciones y alcances para el análisis del estudio	26
1.9. Material	27
1.9.1. Población	27
1.9.2. Muestra	27
1.9.3. Unidad de análisis	27
1.10. Método	28
<b>II. MARCO TEÓRICO</b>	29
2.1. Antecedentes	29
2.1.1. Antecedentes científicos de aisladores sísmicos en puentes	29
2.1.2. Antecedentes históricos de aislación sísmica en estructuras	31
2.1.3. Antecedentes históricos de aislación sísmica en puentes	33
2.1.4. Antecedentes históricos de reseña histórica de normas para diseño de puentes	34
2.2. Bases teóricas	35
2.3. Consideraciones generales del proyecto	36
2.4. Estados límites	37
2.5. Cargas, factores de cargas y combinaciones	40
2.5.1. Cargas y denominación de cargas	40

2.5.2.	Factores de carga y combinaciones	41
2.5.3.	Sobrecargas gravitatorias: LL y PL	44
2.5.4.	Incremento por carga dinámica: IM	47
2.5.5.	Cargas sísmicas: EQ	48
2.6.	Criterios de regularidad según la AASHTO LRFD	55
2.7.	Requerimientos de análisis para cargas sísmicas	55
2.7.1.	Análisis y diseño sísmico de puentes convencionales	56
2.7.2.	Filosofía de diseño sismorresistente para puentes	56
2.7.3.	Métodos y procedimientos de análisis	56
2.7.3.1.	Método de análisis espectral unimodal (SM)	57
2.7.3.2.	Método simplificado o de la carga uniforme (UL)	59
2.7.3.3.	Método de análisis espectral multimodal (MM)	61
2.7.3.4.	Método de análisis tiempo-historia (TH)	61
2.8.	Desplazamientos de diseño	62
2.9.	Análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados	65
2.9.1.	Principios de aislamiento sísmico de puentes	66
2.9.2.	Características de los sistemas de aislamiento sísmico	68
2.10.	Aisladores sísmicos	70
2.10.1.	Aplicaciones de aisladores sísmicos	72
2.10.2.	Límites de aplicación del aislamiento sísmico en puentes	73
2.10.3.	Propiedades mecánicas del sistema de aislamiento	76
2.10.4.	Cargas para el análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados	76
2.10.5.	Modificación del espectro de respuesta para amortiguamientos altos	77
2.10.6.	Capacidad de recentrado	78
2.10.7.	Factor de modificación de respuesta, R	79
2.10.8.	Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)	80
2.10.9.	Métodos de análisis de puentes sísmicamente aislados	87
2.11.	Definición de términos básicos	92
<b>III.</b>	<b>METODOLOGIA</b>	95
3.1.	Introducción	95
3.2.	Descripción de los puentes convencionales	95
3.3.	Variables en el diseño estructural	98
3.4.	Materiales	99
3.5.	Descripción del modelo geométrico de análisis	100

3.6.	Determinación de las cargas de servicio y rotaciones	102
3.6.1.	Cargas permanentes - cargas muertas	102
3.6.2.	Cargas transitorias	106
3.6.3.	Cargas sísmicas: EQ	112
3.6.4.	Determinar el procedimiento de análisis	113
3.6.5.	Determinación de las fuerzas sísmicas elásticas y los desplazamientos	114
3.6.5.1.	Descripción del modelo	114
3.6.5.2.	Análisis espectral unimodal (SM)	114
3.6.5.3.	Análisis espectral multimodal (MM)	116
3.6.5.4.	Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección	122
3.6.5.5.	Análisis tiempo–historia (TH)	124
3.6.5.6.	Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección	126
3.7.	Descripción de los puentes sísmicamente aislados	128
3.8.	Análisis y diseño del sistema de aislamiento	129
3.8.1.	Selección del sistema de aislamiento	129
3.8.2.	Análisis de los puentes para carga muerta, viva y frenado	129
3.8.3.	Diseño del aislamiento sísmico con aisladores de goma con núcleo de plomo	131
3.8.4.	Determinación de las fuerzas sísmicas elásticas y los desplazamientos	140
3.8.4.1.	Análisis por el método simplificado	141
3.8.4.2.	Análisis espectral multimodal (MM)	145
3.8.4.3.	Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección	156
3.8.4.4.	Análisis tiempo – historia (TH)	160
<b>IV.</b>	<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN</b>	165
4.1.	Discusión de resultados	165
4.2.	Comparación de los periodos y vibraciones modales	165
4.3.	Respuesta sísmica de los puentes	167
4.3.1.	Comparación de desplazamientos	167
4.3.2.	Comparación de fuerzas internas	175
4.3.3.	Cuadro resumen de la comparación de la respuesta del puente 1 y puente 2	180
<b>V.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	181
5.1.-	Conclusiones	181
5.2.-	Recomendaciones	182
<b>VI.</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS</b>	183

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Combinaciones de cargas y factores de carga AASHTO LRFD 2007	43
Tabla 2-2. Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$ AASHTO LRFD 2007	44
Tabla 2-3. Factores de presencia múltiple, $m$	45
Tabla 2-4. Incremento por carga dinámica, $IM$	47
Tabla 2-5. Zonas sísmicas, Norma E.030	50
Tabla 2-6. Clasificación por importancia según AASHTO LRFD	51
Tabla 2-7. Zonas sísmicas según AASHTO LRFD	51
Tabla 2-8. Tipos de perfiles de suelos y coeficiente de sitio, $S$ , AASHTO LRFD	52
Tabla 2-9. Factor de modificación de respuesta $R$ para subestructuras y conexiones	54
Tabla 2-10. Requisitos para que un puente sea considerado regular, AASHTO LRFD	55
Tabla 2-11. Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos	55
Tabla 2-12. Porcentaje $N$ de acuerdo con la zona sísmica y el coeficiente de aceleración	64
Tabla 2-13. Estados con más de diez puentes aislados (abril de 2003).	72
Tabla 2-14. Aplicaciones en puentes por tipo de aislador.	73
Tabla 2-15. Valores del factor de reducción de amortiguamiento $B$ en Códigos y Especificaciones	78
Tabla 3-1. Características y propiedades geométricas de los puentes.	98
Tabla 3-2. Densidades de los materiales.	99
Tabla 3-3. Propiedades de secciones para cada modelo.	101
Tabla 3-4. Cargas permanentes DC y DW de las estructuras.	103
Tabla 3-5. Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga permanente DC.	105
Tabla 3-6. Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga permanente DW	105
Tabla 3-7. Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga transitoria HL-93	108
Tabla 3-8. Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga transitoria PL	109
Tabla 3-9. Determinación de la carga de frenado para un carril.	110
Tabla 3-10. Determinación de la carga de frenado neto.	110
Tabla 3-11. Fuerzas de frenado y momentos aplicados al modelo por carril	110
Tabla 3-12. Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga de frenado BR.	111
Tabla 3-13. Evaluación de los requisitos de regularidad de los puentes en estudio	113
Tabla 3-14. Características de los puentes y propiedades de la subestructura.	114
Tabla 3-15. Cargas sísmicas por unidad de longitud	115
Tabla 3-16. Cálculo del periodo fundamental por el método elástico unimodal	115
Tabla 3-17. Cálculo de desplazamientos y fuerzas por el método elástico unimodal	116

Tabla 3-18. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos (Puenete 1)	116
Tabla 3-19. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos (Puenete 2)	117
Tabla 3-20. Valores espectrales utilizado para el análisis	119
Tabla 3-21. Ratios de masa participativa modal para el puente 1	120
Tabla 3-22. Ratios de masa participativa modal para el puente 2	121
Tabla 3-23. Respuesta para sismo longitudinal	123
Tabla 3-24. Respuesta para sismo transversal	123
Tabla 3-25. Desplazamientos en la superestructura	123
Tabla 3-26 Desplazamientos en la subestructura	124
Tabla 3-27. Respuesta para sismo longitudinal	126
Tabla 3-28. Respuesta para sismo transversal	127
Tabla 3-29. Desplazamientos en la superestructura	127
Tabla 3-30. Desplazamientos en la subestructura	127
Tabla 3-31. Cargas y rotaciones debido a cargas muertas, vivas y frenado del puente 1	130
Tabla 3-32. Cargas y rotaciones debido a cargas muertas, vivas y frenado del puente 2	130
Tabla 3-33. Cargas, desplazamientos y rotaciones para las condiciones de servicio del apoyo del puente 1	131
Tabla 3-34. Cargas, desplazamientos y rotaciones para las condiciones de servicio del apoyo del puente 2	131
Tabla 3-35. Propiedades de los materiales del aislador LRB	132
Tabla 3-36. Tipo y colocación de apoyos de aislamiento en cada puente	132
Tabla 3-37. Determinación del diámetro de plomo $D_L$ del aislador para ambos puentes	133
Tabla 3-38. Propiedades técnicas del aislador LRB. (Dynamic Isolation Systems, DIS)	134
Tabla 3-39. Propiedades de diseño del aislador LRB. (Dynamic Isolation Systems, DIS)	134
Tabla 3-40. Iteraciones para el diseño preliminar del aislador para el puente 1	137
Tabla 3-41. Iteraciones para el diseño preliminar del aislador para el puente 2	138
Tabla 3-42. Diseño del aislador LRB para cada puente	140
Tabla 3-43. Propiedades generales del sistema de aislamiento para límite inferior	141
Tabla 3-44. Análisis de demanda de desplazamiento (análisis de límite inferior)	143
Tabla 3-45. Propiedades generales del sistema de aislamiento para límite superior	144
Tabla 3-46. Análisis de demanda de desplazamiento (análisis de límite superior)	145
Tabla 3-47. Cálculo de la rigidez vertical para el análisis dinámico	146
Tabla 3-48. Valores de los parámetros lineales usado en el análisis espectral multimodal de un sistema de aislamiento con apoyos LRB.	147

Tabla 3-49. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite inferior - puente 1)	148
Tabla 3-50. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite inferior - puente 2)	148
Tabla 3-51. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos (Análisis de límite superior - puente 1)	149
Tabla 3-52. Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite superior - puente 2)	149
Tabla 3-53. Valores de los parámetros $T_{eff}$ , $\xi_{eff}$ y $B$ usados en la construcción de los espectros de diseño para puentes aislados	151
Tabla 3-54. Valores de la aceleración espectral para usar en el análisis dinámico multimodal de puentes sísmicamente aislados	151
Tabla 3-55. Ratios de masa participativa modal del análisis de límite inferior para el puente aislado 1	153
Tabla 3-56. Ratios de masa participativa modal del análisis de límite inferior para el puente aislado 2	154
Tabla 3-57. Ratios de masa participativa modal del análisis de límite superior para el puente aislado 1	155
Tabla 3-58. Ratios de masa participativa modal del análisis de límite superior para el puente aislado 2	155
Tabla 3-59. Respuesta para el sismo longitudinal - Análisis de límite inferior	157
Tabla 3-60. Respuesta para el sismo transversal - Análisis de límite inferior	157
Tabla 3-61. Respuesta para el sismo longitudinal - Análisis de límite superior	157
Tabla 3-62. Respuesta para el sismo transversal - Análisis de límite superior	158
Tabla 3-63. Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite inferior	158
Tabla 3-64. Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite superior	159
Tabla 3-65. Desplazamientos en la subestructura - Análisis de límite inferior	159
Tabla 3-66. Desplazamientos en la subestructura - Análisis de límite superior	159
Tabla 3-67. Propiedades no lineales para el análisis dinámico de cada aislador -SAP2000	161
Tabla 3-68. Respuesta para sismo longitudinal - Análisis de límite inferior r	162
Tabla 3-69. Respuesta para sismo transversal - Análisis de límite inferior	162
Tabla 3-70. Respuesta para sismo longitudinal - Análisis de límite superior	162
Tabla 3-71. Respuesta para sismo transversal - Análisis de límite superior	162
Tabla 3-72. Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite inferior	163

Tabla 3-73. Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite superior	163
Tabla 3-74. Desplazamientos en la subestructura – Análisis de límite inferior	164
Tabla 3-75. Desplazamientos en la subestructura – Análisis de límite superior	164
Tabla 4-1. Comparación del periodo fundamental de los puentes convencionales	165
Tabla 4-2. Comparación del periodo fundamental de los puentes aislados	165
Tabla 4-3. Comparación de periodos, frecuencias y coeficientes de amortiguamiento del puente 1 con y sin aislamiento	166
Tabla 4-4. Comparación de periodos, frecuencias y coeficientes de amortiguamiento del puente 2 con y sin aislamiento	166
Tabla 4-5. Comparación de desplazamientos del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior- Análisis elástico multimodal.	167
Tabla 4-6. Comparación de desplazamientos del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis elástico multimodal	168
Tabla 4-7. Comparación de desplazamientos del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis tiempo-historia.	171
Tabla 4-8. Comparación de desplazamientos del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis tiempo-historia.	171
Tabla 4-9. Comparación de resultados del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis elástico multimodal.	175
Tabla 4-10. Comparación de resultados del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis elástico multimodal.	175
Tabla 4-11. Comparación de resultados del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis tiempo-historia.	177
Tabla 4-12. Comparación de resultados del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior - Análisis tiempo-historia.	178
Tabla 4-13. Cuadro resumen de comparación de respuesta sísmica del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior.	180
Tabla 4-14. Cuadro resumen de comparación de respuesta sísmica del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior.	180

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 2-1. Características del camión de diseño. (AASHTO LRFD)	45
Figura 2-2. Características del tándem de diseño. (Adaptado de AASHTO LRFD)	46
Figura 2-3. Diagrama de cuerpo libre de la fuerza de frenado	48
Figura 2-4. Mapa de distribución de Isoaceleraciones para el 10% de excedencia en 50 años por Alva y Castillo, (CISMID, 1993)	49
Figura 2-5. Mapa de Zonificación sísmica. (E.030, 2016)	50
Figura 2-6. Coeficientes de respuesta sísmica para diferentes perfiles de suelo, normalizados respecto del coeficiente de aceleración "A".	53
Figura 2-7. Procedimiento de diseño sísmico según la AASHTO LRFD	57
Figura 2-8. Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales	58
Figura 2-9. Idealización de la estructura y forma flexionada para método de la carga uniforme. (Arriba) Idealización de la Estructura; (abajo) forma flexionada	60
Figura 2-10. Acción simultánea de las dos componentes de las fuerzas de sismo,	62
Figura 2-11. Dimensiones para requerimientos mínimos de soporte	63
Figura 2-12. Junta sísmica para tableros. (Acero J., 2004)	64
Figura 2-13. Dimensión mínima y separación de superestructura de tope transversal	65
Figura 2-14. Comparación de un puente convencional y sísmicamente aislado	66
Figura 2-15. Espectro de respuesta de diseño para puentes aislados	67
Figura 2-16. Curva típica de respuesta de aceleración	68
Figura 2-17. Curva típica de respuesta de desplazamiento	68
Figura 2-18. Curvas de respuesta para incrementar el amortiguamiento	69
Figura 2-19. Características de los apoyos de aislamiento bilineal	69
Figura 2-20. Tres tipos de aisladores sísmicos, para la protección sísmica de puentes.	71
Figura 2-21. Aisladores de goma con núcleo de plomo instalado en el viaducto ferroviario ligero del aeropuerto JFK, Nueva York.	72
Figura 2-22. Aislador de péndulo fricción instalado en el puente Benecia-Martinez California. (Buckle I. et al., 2006).	73
Figura 2-23. Influencia del suelo en la eficacia del sistema de aislamiento.	75
Figura 2-24. Respuesta estructural de un sistema inelástico.	80
Figura 2-25. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).	81
Figura 2-26. Ciclo histerético de las partes en una sola función de un LRB	82
Figura 2-27. Curva histerética típica de un LRB.	83

Figura 2-28. La rigidez también aumenta con la disminución de la temperatura.	83
Figura 2-29. Comparación: comportamiento dinámico y comportamiento cuasi-estático	84
Figura 2-30. Construcción interna de un apoyo de goma con núcleo de plomo.	84
Figura 3-1. Planta típica de los puentes en estudio.	96
Figura 3-2. Elevación típica de los puentes.	96
Figura 3-3. Sección transversal típica de la superestructura de los puentes.	97
Figura 3-4. Sección transversal típica del pilar central.	97
Figura 3-5. Esquema general del modelo de análisis en 3D con elementos finitos definido en SAP2000, también se observa las dos líneas de carriles del puente.	100
Figura 3-6. Detalle de los elementos del pilar y de la conexión entre la superestructura y la subestructura en el pilar	102
Figura 3-7. Componentes de la sección transversal típica de los dos puentes.	103
Figura 3-8. Asignación de la carga lineal de la barrera de concreto + baranda en el eje de la barrera a lo largo del puente en ambos extremos.	104
Figura 3-9. Asignación de carga superficial de la capa de rodadura a lo largo del puente.	104
Figura 3-10. Ubicación y codificación de los apoyos en cada tramo.	105
Figura 3-11. Sección transversal típica con línea de carga vehicular – centrada.	107
Figura 3-12. Sección transversal típica con línea de carga vehicular – excéntrica.	108
Figura 3-13. Aplicación de la carga peatonal a lo largo del puente en ambos extremos.	109
Figura 3-14. Aplicación de la carga de frenado en ambos carriles en el apoyo inicial del segundo tramo	111
Figura 3-15. Deformada del puente 1 para el modo 1.	117
Figura 3-16. Deformada del puente 1 para el modo 2.	118
Figura 3-17. Coeficientes de respuesta sísmica elástica y reducida.	119
Figura 3-18. Ubicación y direcciones para fuerzas, momentos y desplazamientos.	122
Figura 3-19. Registro completo de Lima, Perú, I.G.P. componente N08E escalado a 0.40.	124
Figura 3-20. Espectro de aceleraciones de Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E	125
Figura 3-21. Espectro de velocidades Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E	125
Figura 3-22. Espectro de desplazamientos Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E	125
Figura 3-23. Comparación de los coeficientes de respuesta sísmica entre el espectro elástico de diseño y el espectro de aceleraciones del sismo de Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66, componente N08E escalado a 0.40.	126
Figura 3-24. Sección transversal del pilar central para el puente aislado 2.	128
Figura 3-25. Propiedades técnicas de un aislador LRB.	134

Figura 3-26. Características del apoyo elastoméricos emperrado.	136
Figura 3-27. Áreas de superposición de un apoyo elastomérico circular.	136
Figura 3-28. Aislador de goma con núcleo de plomo con sus parámetros de diseño	140
Figura 3-29. Modelo de histéresis bilineal de un aislador LRB	141
Figura 3-30. Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 1 (LI)	142
Figura 3-31. Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 2 (LI)	142
Figura 3-32. Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 1 (LS)	144
Figura 3-33. Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 2 (LS)	144
Figura 3-34. Deformada del puente aislado 1 para el modo 1.	150
Figura 3-35. Deformada del puente aislado 1 para el modo 2	150
Figura 3-36. Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 1 y límite inferior	152
Figura 3-37. Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 2 y límite inferior	152
Figura 3-38. Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 1 y límite superior	152
Figura 3-39. Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 2 y límite superior	153
Figura 4-1. Comparación entre el desplazamiento de subestructura del puente aislado 1, y el puente convencional 1, sismo longitudinal. Reducción de desplaz. para LS	168
Figura 4-2. Comparación entre el desplazamiento de subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. Reducción de desplaz. para LS .	168
Figura 4-3. Comparación entre el desplazamiento de subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. Reducción de desplaz. para LS.	169
Figura 4-4. Comparación entre el desplazamiento de subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. Reducción de desplaz. para LS .	169
Figura 4-5. Comparación entre el desplazamiento de superestructura del puente aislado 1, y el puente convencional 1, sismo longitudinal. Incremento de desplaz. para LI	169
Figura 4-6. Comparación entre el desplazamiento de superestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. Incremento de desplaz. para LI .	170
Figura 4-7. Comparación entre el desplazamiento de superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. Incremento de desplaz. para LI.	170
Figura 4-8. Comparación entre el desplazamiento de superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. Incremento de desplaz. para LI .	170

Figura 4-9. Comparación entre el desplazamiento de subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo longitudinal. Reducción de desplaz. para LS.	172
Figura 4-10. Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. Reducción de desplaz. para LS .	172
Figura 4-11. Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. Reducción de desplaz. para LS.	173
Figura 4-12. Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. Reducción de desplaz. para LS .	173
Figura 4-13. Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo longitudinal. Incremento de desplaz. para LI.	173
Figura 4-14. Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. Incremento de desplaz. para LI .	174
Figura 4-15. Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. Incremento de desplaz. para LI.	174
Figura 4-16. Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. Reducción de desplaz. para LI.	174
Figura 4-17. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 1 y puente convencional 1, sismo longitudinal. Reducción del cortante basal para el LS .	176
Figura 4-18. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 1 y puente convencional 1, sismo transversal. Reducción del cortante basal para el LS .	176
Figura 4-19. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 2 y puente convencional 2, sismo longitudinal. Reducción del cortante basal para el LS .	176
Figura 4-20. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 2 y puente convencional 2, sismo transversal. Reducción del cortante basal para el LS .	177
Figura 4-21. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 2 y puente convencional 2, sismo transversal. Reducción del cortante basal para el LS .	178
Figura 4-22. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 1 y puente convencional 1, sismo transversal. Reducción del cortante basal para el LS .	179
Figura 4-23. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 2 y puente convencional 2, sismo longitudinal. Reducción del cortante basal para el LS .	179
Figura 4-24. Comparación entre la cortante basal: Puente aislado 2 y puente convencional 2, sismo transversal. Reducción del cortante basal para el LS .	179

## RESUMEN

La presente tesis: “COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES VIGA – LOSA, CON Y SIN AISLADORES SÍSMICOS, EN CAJAMARCA”, ha sido elaborada por Manuel Lincoln Minchan Pajares, para optar el grado académico de Maestro en Ciencias, Mención: Ingeniería, Línea: Ingeniería Civil, en la Escuela de Post Grado de la Universidad Nacional de Cajamarca – Perú. Esta investigación, se hizo teniendo como objetivo principal, comparar la respuesta sísmica de un puente viga-losa con diseño convencional y otro utilizando aisladores sísmicos en la zona de Cajamarca, por lo que, solo se realizó en forma comparativa, obteniéndose resultados con programas computacionales. Los resultados obtenidos en la presente investigación, son válidos para puentes viga losa de grandes luces, de dos tramos (apoyo intermedio), que tienen dos carriles de 3,60 m de ancho cada uno, el primer puente con una luz de 20,00 m de longitud entre ejes (Puente 1) y el segundo puente con una luz de 25,00 m entre ejes (Puente 2). La superestructura se compone de cuatro vigas de concreto armado simplemente apoyado sobre estribos y pilares. El pilar tiene una configuración de pórtico de concreto armado de 9,00 m de altura, conformado por dos columnas circulares unidas en la parte superior por una viga cabezal y en la parte inferior por una zapata. Los estribos se asumieron rígidos y no se considera en el modelo estructural. Se realizó la comparación de la respuesta sísmica de puentes viga-losa con y sin aisladores sísmicos, con el diseño preliminar de la superestructura y subestructura, siguiendo los lineamientos de la AASHTO LRFD. En el análisis sísmico se usó los métodos simplificados, multimodal y tiempo-historia, tanto para los puentes convencionales como para los puentes sísmicamente aislados. Para el análisis estructural de los puentes propuestos, se empleó el programa estructural computacional SAP2000 v14.2.1. La comparación de los desplazamientos obtenidos en la subestructura y superestructura del puente 1 y el puente 2 se realizó mediante el método espectral multimodal y el método tiempo-historia, mediante un ratio. Se concluye, que existe reducción de desplazamiento en la subestructura; en cambio en la superestructura los desplazamientos se incrementan, debido a que la disipación de energía se presenta en los aisladores mediante la deformación de los mismos.

**Palabras clave:** Respuesta sísmica, análisis sísmico, aislador sísmico, puente viga losa, superestructura, subestructura, multimodal, tiempo historia, desplazamientos.

## **ABSTRACT**

This research: "COMPARISON OF SEISMIC RESPONSE OF BRIDGES BEAM - SLAB, WITH AND WITHOUT ISOLATORS SEISMIC, IN CAJAMARCA" has been elaborated by Manuel Lincoln Minchán Pajares, to choose the academic degree of Master in Sciences, Mention: Engineering, Line: Civil Engineering, at the Postgraduate School of the National University of Cajamarca - Peru. The main objective of this research was to compare the seismic response of a beam-slab bridge with a conventional design and another one using seismic isolators in the Cajamarca area. Therefore, it was only done in a comparative way, obtaining results with computational programs. The results obtained in the present investigation, are valid for beam slab bridges of two lights (intermediate support), that have two lanes of 3.60 m wide each, the first bridge with a light of 20.00 M of length between axes (Bridge 1) and the second bridge with a light of 25.00 m between axes (Bridge 2). The superstructure consists of four reinforced concrete beams simply supported on stirrups and pillars. The pillar has a configuration of reinforced concrete portico of 9.00 m in height, made up of two circular columns joined at the top by a head beam and at the bottom by a shoe. The stirrups were assumed rigid and not considered in the structural model. A comparison of the seismic response of beam-slab bridges with and without seismic insulators was performed, with the preliminary design of the superstructure and substructure, following the guidelines of the AASHTO LRFD. In the seismic analysis, the simplified, multimodal and time-history methods were used for both conventional bridges and seismically isolated bridges. For the structural analysis of the proposed bridges, the computational structural program SAP2000 v14.2.1 was used. The comparison of the displacements obtained in the substructure and superstructure of bridge 1 and bridge 2 was made using the multimodal spectral method and the time-history method, using a ratio. It is concluded that there is reduction of displacement in the substructure; In contrast in the superstructure the displacements increase, because the dissipation of energy is present in the insulators by the deformation thereof.

**Keywords:** Seismic response, seismic analysis, seismic isolator, beam slab bridge, superstructure, substructure, multimodal, long history, travel.

# CAPITULO I

## INTRODUCCIÓN

### **1.1. Planteamiento del problema**

En las dos últimas décadas, en todo el mundo, se ha ido incrementado la construcción de diferentes tipos de puentes, la misma que están expuestas a sismos severos, éstos sismos producen vibraciones que han ocasionado el colapso de varios puentes; como se describe:

Más de 70 mil puentes en Estados Unidos presentan deficiencias estructurales, muchas de estas, han conllevado a su colapso; como es el caso del puente denominado Miniápolis que se encuentra ubicado sobre el río Mississippi. Para la reparación de estos puentes, se calcula que tardaría dos décadas y unos 188 mil millones de dólares, según la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles. Por estos puentes transitan en promedio 300 millones de vehículos por día. No está claro cuántos de ellos presentan problemas de seguridad, pero lo que sí, se estima que mínimo el 40% ha sido ocasionado por la presencia de sismos y el 12%, son considerados “estructuralmente deficientes” según cifras que informa la Administración Federal de Vías de 2006, de Estados Unidos. (Rosenker-2007), Wed: [http://noticiasde.com.ar//Reporte\\_fallas](http://noticiasde.com.ar//Reporte_fallas).

La Dirección de Vialidad con la asesoría de la Dirección de Investigaciones Científicas y Tecnológicas de la Pontificia Universidad Católica de Chile (Dictuc), y el centro de investigación, desarrollo e innovación de estructuras y materiales (Idiem), realizó una investigación en Chile, en el mes de Mayo del 2006, para saber el estado en que se encuentran los puentes de gran envergadura, obteniéndose que existen 36 puentes con fallas, con serios problemas estructurales, sobre carga física por material rodante, circulante por estos puentes y por último tenemos un factor importante a considerar en Chile, que es un país sísmico, por este motivo sugiere en hacer nuevos puentes y viaductos con nuevas tecnologías. El ministro de obras públicas, Eduardo Bitrán, aclaró que las nueve estructuras más dañadas, que están siendo intervenidas, “no se van a caer solas”, porque el riesgo de derrumbe sería sólo ante un fuerte sismo". Además, se destinará 11 mil millones de dólares, para reparar las fallas en los 36 puentes. Finalmente, estos puentes se encuentran en carreteras y caminos públicos que tienen una longitud superior a 60 metros. (Zamora-2008) Wed:(<http://www.atinachile.cl/node/1408>).

El Instituto Nacional de Vías de Colombia, desarrolló una investigación para determinar las causas del colapso de los puentes en Colombia, basada en el estudio de 63 casos reales de fallas registradas desde el año 1986 hasta el 2001. Mediante el análisis de cada uno de los casos, se identificaron las causas principales que han generado el colapso total o parcial de las estructuras de los puentes, haciendo una descripción y evaluación de cada una de ellas. Los antecedentes y las causas de los colapsos de algunos de los puentes no se tienen una investigación que precise mediante un análisis detallado, las razones de la falla. Los funcionarios que los administraron y en información al público. Obteniéndose que el 36% de los casos estudiados corresponde a puentes de acero que fallaron generalmente por deficiencias estructurales, mientras el 32% corresponde a puentes de concreto que colapsaron en su mayoría por sismos y socavación y el resto por otros. (Muñoz –2001).

El diario el Comercio, escribe el artículo: El presidente del Gobierno Regional de Tumbes, Wilmer Dios Benítez, anunció que viajará a Lima para dialogar con la ministra de Transportes y Comunicaciones, sobre la reparación y reconstrucción de 11 puentes ubicados a lo largo de 120 kilómetros de vías del departamento. De estos, el de la Caleta Grau es el que se encuentra en la situación más crítica y de no ser reparado, podría colapsar. La autoridad regional puso de manifiesto una particular preocupación por este puente, que conduce a las playas Zorritos y Punta Sal, en la provincia de Contralmirante Villar, pues su inhabilitación perjudicaría seriamente el turismo en la zona. El asesor técnico del presidente regional, Jorge Espinoza G., detalló que los puentes y viaductos, en su mayoría, se encuentran dañados, entre otras razones, por la presencia de sismos durante su vida útil de los puentes. Explicó que el puente El Bolsico, ubicado en Aguas Verdes (provincia de Zarumilla). Además, mencionó que existen otros puentes en mal estado en Tumbes como son: Canoas, Palo Santo, Huacura, entre otros, (Ramirez-2008) Wed:(<http://www.elcomercio.com.pe /2008-09-03>).

Sandia.Com, escribe el artículo: dos puentes peatonales colapsaron en el distrito de San Pedro de Putina Punco, en la provincia de Sandia (Puno), por la presencia de sismos y el incremento de agua originado por lluvias intensas, Hernán Puma, responsable de la oficina de Defensa Civil de Sandia, señaló que “Se trata de los puentes Azata y Arcopunco, el río los arrasó, las autoridades de la zona indican que es una situación que preocupa”. Puma comentó que las localidades perjudicadas en Putina Punco se encuentran distante del centro de la ciudad de Sandia, que forma parte de la selva puneña que se encuentra en el territorio Peruano. (Melendez-2009), Wed:([http://www.puentes\\_con fallas\\_en \\_el\\_Peru.html](http://www.puentes_con fallas_en _el_Peru.html)).

El 15 de agosto del 2007, en la costa central peruana ocurrió un fuerte terremoto con epicentro muy cerca de Pisco (Perú), siendo una de las más devastadas de las ciudades, en donde colapsaron varios tipos de estructuras; principalmente iglesias, puentes, casas de adobe y pueblos afectados en la costa (Ica, Chincha y Cañete) y algunas de la sierra. Los daños han alcanzado a las regiones de los departamentos de Ica, Lima, Ayacucho, Huancavelica, Junín, Abancay y Arequipa. Varios factores han contribuido a generar efectos desastrosos, entre ellos tenemos: su antigüedad, la falta de mantenimiento, la falta de refuerzos adecuados, la amplificación sísmica provocada por suelos blandos cercanos a la costa, aunado a la directividad y cercanía de la fuente sísmica. Los puentes que colapsaron en este sismo, son: El puente San Clemente, localizado en San Clemente (Pisco) y parte de la carretera panamericana sur fueron dañados, cortando en tránsito hacia el norte con Lima y hacia el sur con Nazca. El puente Huamaní (km 228 de la carretera panamericana sur), registró problemas de inclinación del estribo sur, corto el tránsito de acceso o salida de la ciudad de Pisco (Ica). (Tavera-2007), Web:(<http://khatati.igp.gob.pe/Webs/cns06/pisco2007/articulo13>).

En el Perú, con resolución ministerial Nro. 589-2003-MTC/02 del 31/07/03, se aprueba el Manual de Diseño de Puentes elaborado por el MTC; a partir de este año 2003, no existe ninguna innovación, acerca del diseño de puentes, en lo que se refiere a normas, sin embargo, el país está incurriendo en inversiones muy importantes en infraestructura vial, en particular en la construcción de puentes y viaductos que se hacen indispensables para salvar la accidentada geografía del territorio. Por otra parte, nuestro territorio es frecuentemente sacudido por grandes sismos. En efecto, es posible afirmar que el Perú presenta una de las actividades sísmicas altas de la tierra.

Así mismo, en todas las obras que se han ejecutado en la ciudad de Cajamarca, en lo referente a la construcción de puentes de concreto armado, específicamente en puente viga-losa, se ha podido comprobar que se continua aplicando las tecnologías tradicionales (métodos convencionales), dentro de estos puentes vigas losas; tenemos: el puente de Corral Quemado ubicado en límite de la provincia de Jaén, El puente de Balsas, ubicado en la provincia de Celendín, el puente Huaylla ubicado en la provincia de San Marcos, el puente Chimban ubicado en la provincia de Chota, todos estos puentes tiene luces mayores a 50 m. Así mismo, el puente El Tingo y el puente Tongod ubicados en la provincia de San Miguel, el puente Santa Isolina ubicado en la provincia de Chota, el puente Forestal ubicado en la provincia de Contumazá y el puente sobre el río Mashcón ubicado en el distrito de Baños del Inca, todos

estos puentes son de concreto armado tipo puente viga-losa y que tienen luces menores a 20 m. y que; hoy en esta década, es urgente y necesario el uso de nuevas tecnologías; es decir, el uso de aisladores sísmicos en puentes, las mismas que nos permite construir estructuras con altos niveles de seguridad durante sismos severos tanto en la estructura como en sus componentes. Este aislamiento sísmico separa, mediante una interfaz flexible a la estructura del suelo.

El aislamiento sísmico en puentes, es decir el desempeño aceptable de los puentes para el enfoque de diseño basada en la fuerza sísmica tradicional es la de absorber y disipar la energía por la formulación de las rótulas plásticas de una manera estable para evitar el colapso durante un sismo. El fundamento de permitir daño mientras se preserva la "seguridad de vida" es por consideraciones económicas. Este enfoque de diseño tradicional de permitir rótulas plásticas no es aceptable para los puentes en rutas críticas de supervivencia. (Chen y Duan, 2014). El aislamiento sísmico, una alternativa aceptable, puede utilizarse a fin de evitar daños a las estructuras del puente y puede lograrse en menores costos de la construcción inicial. El aislamiento sísmico fue inicialmente usado para reforzar varios puentes importantes localizados en las rutas de transporte críticamente importantes para la supervivencia en los EE.UU. Más recientemente, el aislamiento sísmico se ha utilizado en los puentes no críticos debido a los ahorros de costos de construcción con la reducción de las fuerzas sísmicas en la cimentación. (Chen y Duan, 2014). Las actuales Especificaciones AASHTO LRFD para el Diseño de Puente (AASHTO LRFD) (AASHTO, 2012) y las guías de especificaciones para el diseño sísmico de puentes por el método LRFD (Guía Sísmica) (AASHTO, 2011) reconocen los beneficios y promueven el uso de aislamiento sísmico como una alternativa estratégica de diseño para nuevos puentes. (Chen y Duan, 2014). La metodología para el análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados se seguirá los lineamientos de la Guide Specifications for Seismic Isolation Design 1999 y 2010, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Un aislador es un apoyo flexible horizontalmente y rígido verticalmente que permite grandes deformaciones laterales bajo cargas sísmicas. Los aisladores sísmicos generalmente pueden clasificarse en dos categorías: los que utilizan componentes elastoméricos y aquellos que utilizan componentes deslizantes (Taylor y Igusa 2004; AASHTO 1999; Buckle I., et al. 2006). La mayoría de los aisladores de puente en los Estados Unidos están basados en elastómeros, con o sin un núcleo de plomo para la disipación de energía. Estos son los apoyos de goma con núcleo de plomo denominados (LRB).

## **1.2. Formulación del problema**

¿Cuál será la respuesta sísmica de puentes viga-losa con aisladores sísmicos, en comparación a su respuesta sísmica sin aisladores sísmicos, ante un sismo en la zona de Cajamarca?

## **1.3. Justificación de la investigación**

Ante esta complejidad de encontrar nuevas alternativas de diseño estructural para puentes viga-losa, que sean capaces de reaccionar positivamente ante los eventos sísmicos, en zonas altamente sísmicas como el Perú y sobre todo por tener un silencio sísmico en el norte del Perú de más de 100 años. La aislación sísmica que tuvieron excelentes desempeños en los sismos de Northridge (Los Angeles, 1994) y Kobe (Kobe, 1995) son las mejores cartas de presentación de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura después de un sismo. Una tendencia moderna del diseño sísmico, es buscar sistemas estructurales que localicen las demandas de ductilidad en determinados puntos “débiles”, que disipen la energía de forma estable y que, además, sean reparables. Los aisladores sísmicos se pueden considerar como una continuación de la mencionada tendencia moderna de diseño sismorresistente. Los puntos “débiles” en este caso corresponden a piezas mecánicas que aíslan energía de forma estable fácilmente reemplazables (Bozzo- 2002).

El análisis y diseño sismorresistente de la estructura de un puente es una parte fundamental del proyecto estructural y su objetivo es asegurar la integridad y estabilidad de la estructura durante un sismo severo. Se acepta la posibilidad de daños estructurales debido a incursiones inelásticas en el comportamiento de partes de la estructura, pero de forma que la estructura sea reparable. En particular hace falta formular criterios de este tipo (basados en la confiabilidad de las estructuras) para diseñar puentes viga-losa con aisladores sísmicos. Estos últimos son elementos que se añaden a las estructuras con el fin de disipar parte de la energía que el sismo le transmite a la estructura, y con ello dar lugar a que la misma presente una menor respuesta ante un sismo; es decir, que la estructura “se mueva” o se dañe menos ante un sismo. Esto ha motivado la elección de tan importante dispositivo para el presente estudio, el mismo que está basado en la idea de colocar el aislador sísmico en la estructura, para aumentar su capacidad de perder energía durante un sismo. El uso de aisladores sísmicos en puentes, disminuye los desplazamientos longitudinales y transversales de la superestructura y subestructura ante un sismo y por ende se tendrá mayor seguridad estructural.

#### **1.4. Delimitación de la investigación.**

En el mercado local y nacional, no hay información de aisladores sísmicos, se ha obtenido de otros países, la misma que ha servido para el diseño y el tipo de aisladores sísmicos que se colocaron en el puente viga losa. El presente estudio, no se realizó en forma experimental, ya que, en el ámbito local y nacional, no existen laboratorios para ensayar puentes con aisladores sísmicos (a escala). Por esta razón, solo se ha realizado en forma comparativa, obteniéndose resultados con programas computacionales para los diseños convencionales y no convencionales. El resultado obtenido en la presente investigación, son válidos para puentes viga losa de grandes luces, de dos tramos (apoyo intermedio), con cuatro vigas principales. Además, el estudio solo se realizó en dos puentes: uno de  $L=40\text{m}$ . y el otro de  $L=50\text{m}$ . ambos tienen dos carriles de 3,60 m.

El efecto de sitio o coeficiente de sitio: debido a que los puentes en estudio son de carácter académico y de acuerdo a la especificación de la AASHTO LRFD y la del Manual de diseño de puentes del Perú, se consideró que los puentes se encuentran en un Perfil de suelo Tipo II, luego, de la tabla 2-8 obtenemos un coeficiente de sitio  $S = 1,2$ .

#### **1.5. Objetivos**

##### **1.5.1. Objetivo general**

Comparar la respuesta sísmica de un puente viga-losa, con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca.

##### **1.5.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar los desplazamientos longitudinales y transversales en puentes viga-losa ante un sismo, utilizando aisladores sísmicos y sin aisladores sísmicos, teniendo presente en el diseño la zonificación sísmica de Cajamarca, para una luz libre de puente de:  $L=40,0$  metros y otro de  $L=50,0$  metros con apoyo intermedio.
- b) Realizar el análisis comparativo, esfuerzos y cortantes entre una estructura con diseño convencional y la estructura con aisladores sísmicos.
- c) Determinar la comparación de los desplazamientos de la superestructura y subestructura, utilizando el método Espectral Multimodal del puente 1 y del puente 2.
- d) Determinar la comparación de los desplazamientos de la superestructura y subestructura, utilizando el método Tiempo Historia del puente 1 y del puente 2.

## 1.6. Hipótesis y variables

### 1.6.1. Hipótesis.

El uso de los aisladores sísmicos en puentes viga-losa, disminuye la respuesta sísmica comparado con el correspondiente al de un diseño convencional sin utilizar aisladores sísmicos, en la ciudad de Cajamarca.

### 1.6.2. La Operacionalización de variables

Variable	Definición	Indicadores
<b>VARIABLES INDEPENDIENTES:</b>		
Aisladores sísmicos	Son dispositivos mecánicos que absorben mediante deformaciones elevadas, la energía que un sismo transmite a una estructura, reduciendo así la demanda sísmica. En este caso se reducen las aceleraciones y deformaciones de la superestructura, eliminando el daño en ella y sus elementos.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Propiedades de límite inferior y superior de aisladores LRB.</li></ul>
<b>VARIABLE DEPENDIENTE:</b>		
Respuesta sísmica	El desplazamiento en una estructura se puede obtener de la aceleración espectral. La respuesta sísmica de los sistemas estructurales no es única, varía con el tiempo dependiendo de la aceleración del suelo y pueden ser dadas en función de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones.	<ul style="list-style-type: none"><li>• Desplazamiento longitudinal y transversal.</li><li>• Esfuerzos.</li><li>• Cortante basal</li><li>• Períodos.</li></ul>

## 1.7. Importancia

Debido a su ubicación geográfica, el Perú es uno de los países con mayor riesgo sísmico del planeta, como se ha registrado a través del tiempo con la destrucción de ciudades importante como Lima, Nazca, Chimbote o Yungay. Además, existe una gran presencia de puentes vulnerables, que han sido diseñados y construidos en muchos de los casos sin un diseño antisísmico.

Por esta razón, resulta imprescindible buscar alternativas viables que disminuyan el impacto de los fenómenos naturales en los puentes, ya que se tratan de estructuras indispensables para el desarrollo económico y social de los pueblos. Se deben tomar iniciativas responsables, para que el sector de la construcción evolucione al utilizar nuevos dispositivos, técnicas y materiales que eviten el colapso de las mismas.

La presente investigación busca proporcionar a los profesionales dos métodos adecuados y detallado del análisis y diseño de puentes sin y con aisladores sísmicos según la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD, 2007) y la Guide Specifications for Seismic Isolation Design (AASHTO 1999, 2010), para promover mayor investigación en la aislación sísmica de puente.

### **1.8. Limitaciones y alcances para el análisis del estudio**

Esta investigación compara la respuesta sísmica de dos puentes tipo viga-losa analizados con y sin aisladores sísmicos, estos aisladores son de tipo LRB (Lead Rubber Bearings - Aislador de goma con núcleo de plomo) colocados en cada apoyo de las vigas longitudinales haciendo uso del espectro de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD 2007) y de la Guide Specifications for Seismic Isolation Design (AASHTO 1999, 2010).

Se presentan los predimensionamientos de los dos puentes con la metodología AASHTO LRFD, para ser analizados sin y con aisladores sísmicos situados debajo de la superestructura. Dicho estudio comprende el análisis estructural por métodos manuales y computacionales para los puentes convencionales, seguido de un completo análisis manual y computacional del sistema de aislación sísmica apoyado en la Guide Specifications for Seismic Isolation Design (AASHTO 1999, 2010).

En esta investigación se hizo uso de las zonas sísmicas y de los efectos de sitio de las especificaciones AASHTO LRFD, 2003 y del manual de diseño de puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, 2003. Se tomaron en cuenta dos tipos de propiedades físicas de los aisladores que determinan la capacidad de los mismos; las correspondientes al límite superior y al límite inferior.

Los sismos a los que fueron sometidos los puentes fueron: el sismo de diseño DE (Design Earthquake) para un período de retorno de 475 años y el sismo máximo considerado MCE (Maximum Considered Earthquake) que tiene un período de 2475 años. Finalmente se muestra una comparación de los desplazamientos de la superestructura y subestructura para cada caso estudiado.

## **1.9. Material**

### **1.9.1. Población**

La población de estudio está constituida por los puentes de concreto armado, tipo puente losa, puente viga-losa, con o sin apoyos intermedios, con uno o varios carriles, con veredas, sardineles, barandas, los mismos que se proyectó su ejecución en la Ciudad de Cajamarca.

### **1.9.2. Muestra**

La selección de la muestra se realizó empleando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia, ya que los puentes más construidos en el medio son los puentes viga-losa de concreto armado y ubicados en la ciudad de Cajamarca.

La muestra está constituida por dos puentes ( $L=40\text{m.}$  y  $L=50\text{m.}$ ) tipo puente viga-losa, de dos tramos (apoyo intermedio), que tienen dos carriles de 3,60 m. de ancho cada uno, el primer puente con una luz de 20 m, de longitud entre ejes (Puente 1) y el segundo puente con una luz de 25 m. entre ejes (Puente 2).

La superestructura se compone de cuatro vigas de concreto armado simplemente apoyado sobre estribos y pilares. El pilar tiene una configuración de pórtico de concreto armado de 9,00 m de altura, conformado por dos columnas circulares unidas en su parte superior por una viga cabezal y en su parte inferior por una zapata. Para esta investigación los estribos se asumirán rígidos y no se considerará en el modelo estructural.

### **1.9.3. Unidad de análisis**

La unidad de análisis se consideró a un puente de concreto armado del tipo puente viga-losa, la misma que está conformada por la superestructura y la sub estructura que está ubicada en la ciudad de Cajamarca.

## **1.10. Método**

Se empleó el método no experimental, pues a partir de la observación de los resultados particulares obtenemos proposiciones generales, pues este método es aquel que establece un principio general una vez realizado el estudio y análisis de hechos y fenómenos en particular.

### **1.10.1. Tipo de estudio.**

- La tesis es de tipo descriptiva, explicativa, pues se evalúa las características generales que tienen los puentes, se interpreta y explica su comportamiento de los puentes ante un sismo severo.

### **1.10.2. Procedimiento.**

#### **En gabinete.**

- Recopilación de información a nivel mundial.
- Diseño de puentes vigas-losa, se utilizó los métodos convencionales, además se utilizó aisladores sísmicos en la zona de Cajamarca.
- Modelación tridimensional de los puentes vigas-losa utilizando métodos convencionales y utilizando aisladores sísmicos, incluyendo propiedades no-lineales, con especial consideración del movimiento vertical, utilizando programa computacional SAP 2000.
- Comparación de datos obtenidos en el diseño de puentes viga-losa con los métodos convencionales y utilizando los aisladores sísmicos.
- Comparar el desplazamiento longitudinal y transversal de los puentes, obtenidos en el diseño sismorresistente con el método convencional y el otro con aisladores sísmicos.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes.**

##### **2.1.1. Antecedentes científicos de aislación sísmica en puentes.**

- Bolivar Muñoz, Yaiza; (2013), “Dispositivos en puentes”, En este proyecto se implementa un dispositivo basado en Nitinol (aleación de efecto memoria) para el control de vibraciones inducidas por sismo en un puente. El dispositivo se implementa en el conocido software estructural SAP 2000. De esta forma, la incorporación del análisis de barras y cables de SMA se plantea dentro de un código con el que usualmente se diseñan estructuras sometidas a acciones dinámicas. Se comparan los resultados con literatura específica. Finalmente, se aplica al caso de aislamiento sísmico en un puente.
- Tena Colunga, A. (1997), “Evaluación de un método de diseño estático para el aislamiento sísmico de estructuras de la costa mexicana del Pacífico”, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 57, pp. 1-34, septiembre-diciembre.
- William Lobo, 2000, “Diseño sísmico de puentes”, Se presenta en forma crítica el estado del conocimiento acerca del comportamiento de los puentes bajo excitaciones sísmicas y las medidas que los códigos modernos han venido implementando, con el objeto de adaptarlas para generar normativas propias de diseño sísmico de puentes en países que carecen de ellas. Se reafirma la necesidad de considerar los diseños basados en desempeño sísmico bajo estados límites, incorporando la variabilidad espacial y los movimientos verticales, favoreciendo la continuidad y el diseño conceptual, tomando en cuenta los efectos de focos cercanos, disponiendo de programas de análisis lineal y no lineal y modelos globales que incorporen el efecto de los estribos, la interacción suelo-estructura, el comportamiento de fundaciones, el aislamiento sísmico, la disipación de energía para mejorar el diseño de puentes nuevos y la evaluación, mantenimiento y rehabilitación de puentes existentes.
- Ramírez, O. y Ayala, G. (1999a), “Método para el análisis sísmico no lineal de puentes. Modelo teórico y herramienta computacional”, Memorias del VI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Mérida, Venezuela, mayo.

- Tena Colunga, A. (1997), “Evaluación de un método de diseño estático para el aislamiento sísmico de estructuras de la costa mexicana del Pacífico”, Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 57, pp. 1-34, septiembre-diciembre.
- Ramírez, O. y Ayala, G. (1999b), “Efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en la respuesta no lineal de puentes”, Memorias del VI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Mérida, Venezuela, mayo.
- Qi, X. y Moehle, J. P. (1991), “Displacement design approach for reinforced structures subjected to earthquakes”, Reporte No UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- Riddell, R., Hidalgo, P. y Cruz, E. (1989), “Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings”, Earthquake Spectra, Vol. 5 No. 3.
- Lobo Quintero, W. (1997), “Puentes y tramos elevados: zonas críticas y medidas preventivas”, Cap.11, Diseño sismorresistente, especificaciones y criterios empleados en Venezuela. Vol. XXXIII, Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, Caracas, Venezuela.
- Sauter, F. (1998), “Medidas preventivas en el diseño sísmico de puentes”, Memorias, X Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica, San José, Costa Rica. diciembre.
- M.Jara, J. Casas, (2002), “Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía”, A la fecha los sistemas de control pasivo son los que han sido empleados con mayor frecuencia, y entre ellos, el aislamiento de base es el más utilizado, las razones por las que se ha preferido estos sistemas por ser económicos. Los apoyos de neopreno y los apoyos deslizantes que se utilizan en el diseño de puentes para permitir los movimientos horizontales del tablero son un antecedente que facilita la adaptación tecnológica de los dispositivos de aislamiento de base y disipación de energía pasiva.
- Roberto Aguilar, (2001), “Modelo aproximado para el análisis sísmico del puente”, El uso de aisladores de base tipo péndulo de fricción, FPS (“Frictional Pendulum System”) en puentes es una muy buena alternativa en países de alta peligrosidad sísmica ya que el peso de la superestructura se opone al movimiento de la subestructura como consecuencia de un sismo. En este artículo se detallan aspectos constructivos de uno de los puentes ubicados en el río Esmeralda, en el Ecuador, con aisladores de base FPS ubicados sobre los estribos exteriores tipo cajón. Se realiza el

análisis sísmico en sentido longitudinal empleando elementos finitos lineales con masa uniforme distribuida para los pilotes y elementos finitos rectangulares para los apoyos del puente. Los FPS han sido modelados como resortes cuya rigidez es función de la carga que sobre ellos gravita y del radio de curvatura. Se ha considerado un modelo elasto-plástico para la curva carga-deformación del suelo.

### **2.1.2. Antecedentes históricos de aislación sísmica en estructuras.**

- El concepto de aislación sísmica ha sido desarrollado desde hace más de 100 años; en sus inicios fue usado sobre puentes (principios del año 1970) y en edificios (finales del año 1970) sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado de forma práctica y sólo en los últimos 15 años su aplicación se ha ido incrementando de forma exponencial por el buen desempeño que presentaron los pocos edificios aislados ante los sismos.
- En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al Director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que había una junta entre la base de la estructura y el suelo rellena de un material fino (arena, mica o talco) que le permitiese deslizarse durante el evento sísmico; esto hace que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no colapse. A lo que el investigador hacía referencia era un concepto primitivo de aislación sísmica.
- El inglés John Milne, quien fue profesor de Ingeniería de Minas en la Universidad de Tokyo entre 1876 y 1895, realizó varios experimentos de aislación sísmica: instrumentaba una estructura aislada sísmicamente y la sometía a un movimiento sísmico. En 1885 escribió un reporte describiendo su primer experimento a la Asociación Británica de Avance de la Ciencia. En ese primer experimento, la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; sin embargo, aparentemente el edificio no tenía un buen desempeño frente a cargas de viento así que volvió a realizar el ensayo varias veces hasta que determinó que para esferas de diámetro de  $\frac{1}{4}$  de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento. En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y como consecuencia los daños. En 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. (Jacobo, Quispe -2014).

- En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables. En 1969 se construyó el primer edificio aislado con bloques de caucho: la Escuela Pestalozzi de tres pisos hecha de concreto en Skopje, Yugoslavia.
- A finales de la década de los 70' unos pocos edificios aislados fueron construidos en Japón. Fue el inicio del desarrollo de los SREI (Steel reinforced elastomer isolator), en los cuales, se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985 sólo tres proyectos habían sido completados. Entre 1985 y 1994, durante el boom de la economía japonesa, el número de edificios aislados empezó a incrementarse a razón de 10 edificios por año.
- En 1978 se construyó en viaducto de Toetoe en North Island, en Nueva Zelanda. Fue la primera estructura con aisladores sísmicos hechos con capas intercaladas de caucho y acero con un núcleo de plomo en el centro para que ayude a disipar la energía. Este tipo de aisladores llamados LRB (Lead Rubber Bearing) son de amplio uso actualmente.
- Un pequeño número de edificios aislados fueron construidos en nueva Zelanda e Italia principalmente por ser muy importantes. En 1981 se terminó el primer edificio aislado con LRB: Edificio William Clayton en Wellington, Nueva Zelanda.
- El primer edificio aislado en los Estados Unidos es Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicado en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Este edificio construido a inicios de 1984 y terminado a mediados de 1985 fue hecho sobre aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural. El mismo sistema de aisladores de alto amortiguamiento fue empleado en el Fire Command and Control Facility (FCCF). En Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada "Tentative Seismic Isolation Design Requirements" (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos. En el año 1990 los miembros del comité sismológico del SEAOC deciden incluir en su "Blue Book", un apéndice con los requerimientos de "General Requirements for the Design and Construction of Seismic Isolated Structures". Esta publicación fue considerablemente modificada y se incluyó como un apéndice no obligatorio del

capítulo 23 en la versión del año 1991 del UBC (Uniform Building Code) con el nombre de “Earthquake Regulations for Seismic Isolated Structures”. Tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolos (SEAOC 1996, UBC 1994 y 1997). En las últimas versiones el diseño se basa fundamentalmente en el análisis dinámico de las estructuras. Por otro lado, por encargo del Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios, se incorporaron los requerimientos para el diseño de 11 estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los requerimientos de NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program) en el año 1995. Esos requerimientos fueron modificados en la versión del año 1997, en la que los documentos del SEAOC, UBC.

- En el caso de Sudamérica, Chile ha sido uno de los primeros países en incorporar aisladores sísmicos a sus estructuras. Cuenta además con la norma Chilena NCh2745 – 2003 que es el resultado de la adaptación a la realidad chilena del código UBC (Uniform Building Code) del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433.Of1996. Entre los edificios actualmente aislados en Chile se tiene: un bloque del conjunto habitacional Comunidad Andalucía construido entre los años 1991 y 1992 para un estudio hecho por la Universidad Católica de Chile, el centro médico San Carlos de Apoquindo de la Universidad Católica de Chile construido en el año 2000 y el Hospital Militar inaugurado en el año 2008. (Jacobo, Quispe -2014).

### **2.1.3. Antecedentes históricos de aislación sísmica en puentes.**

- Durante la década de los años de 1960, se tuvo daños sísmicos en los apoyos de puentes. Como ejemplo se tiene los daños ocurridos cuando el efecto sísmico no fue considerado o pobremente considerado sismo de Niigata de 1964. Los puentes frente a este sismo desarrolló el dispositivo de apoyo para evitar la caída de tableros.
- En la década de los años de 1970 se implementan los amortiguadores viscosos en la Metropolitan Expressway, Tokyo. (Freddy Duran – 2015).
- La actividad sísmica de las últimas décadas han puesto de manifiesto la vulnerabilidad de los puentes ante este fenómeno. Sismos como el de San Fernando (1971), Tangshan (1976), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwan (1999), entre otros, han provocado fallos de importancia en los sistemas de transporte, y han incrementado las pérdidas económicas de forma notable. En algunos casos, la ocurrencia del sismo en horas de poco movimiento de personas y vehículos, evito que el número de pérdidas humanas creciera de forma significativa. (Jara, Casas – 2002).

- A pesar de que la mayor parte de los puentes que han experimentado daños se construyeron de acuerdo con las especificaciones de normas previas a la década de 1980, en las que no se consideraban los criterios actuales de diseño por sismo, también se presentaron fallas en estructuras modernas, como es el caso del puente Nishinomiya, de 252 metros de longitud, que se había construido tres años antes de ocurrido el sismo de Kobe. Como resultado de las consecuencias han planteado alternativas en el proceso de diseño sísmico de puentes, es decir con aisladores sísmicos. (Jara, Casas – 2002).

#### **2.1.4. Antecedentes de la reseña histórica de las normas para diseño de puentes**

La primera especificación estándar para el diseño y construcción de puentes fue publicada en 1931 por AASHO, la entidad predecesora de AASHTO. El sub-comité de puentes y estructuras del AASHTO está conformado por los ingenieros jefe de puentes de cada departamento de caminos de EE.UU. entidades que han tenido a su cargo la responsabilidad de diseño, construcción y mantenimiento de la mayoría de puentes de EE.UU. desde esa época. Se consideró natural por lo tanto que el AASHTO a través de su comité sea el responsable de publicar y actualizar permanentemente las especificaciones de puentes. Desde un inicio, las especificaciones de puentes del AASHTO se convirtieron “de alguna forma” en una norma nacional adoptada no solo por los departamentos estatales de caminos sino también por toda autoridad propietaria de puentes tanto en EE.UU. como en otros países. Se han publicado ediciones consecutivamente cada cuatro años, aproximadamente y la edición 15va, se publicó en 1992. El conocimiento relacionado al diseño de puentes ha crecido enormemente desde 1931, tanto en los aspectos teóricos como prácticos, gracias a trabajos de investigación sobre las propiedades de los materiales, en el desarrollo de nuevos y mejores materiales, en métodos más racionales y precisos sobre el comportamiento estructural, en el uso de técnicas computacionales cada vez más avanzadas, en el estudio de eventos externos particularmente peligrosos para puentes tales como sismos y socavación, etc.

En 1986 el sub-comité hizo un pedido al comité permanente en investigaciones del AASHTO para que lleve a cabo una evaluación de las especificaciones de diseño de puentes y considere filosofías de diseño alternativas a las de las especificaciones estándar, además que efectuó recomendaciones basadas en estas investigaciones. El trabajo fue completado en 1987, y como era de esperarse con una especificación continuamente ajustada a lo largo de los años, se encontró que las especificaciones estándar contenían vacíos discernibles, inconsistencias y aun algunos conflictos.

Además de esto, las especificaciones no reflejaban ni incorporaban la filosofía de diseño más reciente, el diseño por carga y resistencia factorizada (LRFD), una filosofía que ha venido imponiéndose en otras áreas de ingeniería estructural y en otras partes del mundo tal como Canadá y Europa. Desde su inicio hasta los primeros años de la década del 70, la única filosofía de diseño incorporada en las especificaciones estándar era conocida como el diseño por esfuerzos permisibles (DEP o Working Stress Design, WSD). (Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de Diseño de Puentes. -2003). A comienzos de los años 70, el DEP comenzó a ser mejorado a fin de tomar en cuenta la naturaleza variable de ciertos tipos de cargas tales como cargas vehiculares y fuerza de viento, a través de factores ajustables de diseño, una filosofía de diseño conocida como diseño por factores de carga (DFC o Load Factor Design LFD). Ambas filosofías de DEP y DFC están reflejadas en la edición actual de las especificaciones estándar. La recomendación principal de la evaluación completa en 1987, fue el desarrollo de un estándar LRFD totalmente nuevo. Un proyecto multianual excepcionalmente completo de NCHRP para alcanzar este objetivo fue aprobado por el comité permanente en investigación del AASHTO. Una vez comenzado el denominado proyecto 12-33 del NCHRP tomó cinco años para completarse, y que resultó en el presente documento: especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de puentes. Bajo la revisión frecuente del subcomité de puentes y estructuras de AASHTO. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones - Manual de Diseño de Puentes-2003).

## **2.2. Bases teóricas.**

### **2.2.1. Puente**

Se puede definir un puente en general como una estructura de servicio, en el sentido que se proyecta para permitir que una vía de cualquier índole pueda continuar en sus mismas condiciones de proyecto al verse interrumpida por el cruce natural, como un río, una quebrada, una vía de agua u otra vía de circulación, que de no ser así se vería imposibilitado su continuación y por lo tanto interrumpido el servicio. (Aranis C., 2006).

#### **Puente viga-losa**

Este tipo de puente consiste en una losa de concreto armado, que se apoya en dos o más vigas longitudinales y son estas vigas las que transmiten estas cargas a los estribos, en este tipo de losa, la armadura principal es perpendicular al sentido del tránsito. (Aranis C, 2006).

#### **Partes de la estructura de un puente**

- **Superestructura**

Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Al sistema de piso se le denomina comúnmente tablero o losa. Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales. (Aranis C., 2006).

- **Subestructura**

Soportan a la superestructura integrándose (monolíticamente) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación. (Aranis C., 2006).

### **Seguridad estructural**

Se denomina seguridad estructural a las condiciones de solidez y resistencia que deben tener los edificios y lugares de trabajo para que sean apropiados a su tipo de utilización. ([wikipedia.org/wiki/Seguridad\\_estructural](http://wikipedia.org/wiki/Seguridad_estructural))

### **Concepción estructural sismorresistente**

El comportamiento sísmico de las estructuras mejora cuando se observan las siguientes condiciones (Ministerio de Vivienda, Saneamiento y Construcción, 2006):

- Simetría, tanto en la distribución de masas como en las rigideces.
- Peso mínimo y resistencia adecuada.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Continuidad en la estructura, tanto en planta como en elevación.

### **2.3. Consideraciones generales del proyecto**

Para el análisis y diseño de puentes convencionales seguiremos las directrices de las especificaciones de diseño de puentes de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO LRFD 2007), que ha sido tradicionalmente el más utilizado por los Ingenieros peruanos, también aplicaremos en esta investigación los lineamientos del Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, 2003.

## Objetivos del proyecto

Los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad, servicio requerido de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

## Filosofía de diseño

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética. Independientemente del tipo de análisis utilizado, la ecuación 2-1 deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas de las mismas. (AASHTO LRFD, 2007).

### 2.4. Estados límites

Las componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación 2-1 para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1.0. Todos los estados límite serán considerados de igual importancia. (AASHTO LRFD, 2007).

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2-1)$$

En los cuales:

Para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad (2-2)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0 \quad (2-3)$$

Donde:

- $\gamma_i$  : factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a los efectos de fuerza
- $\phi$  : factor de resistencia: multiplicador de base estadística, se aplica a resistencia nominal
- $n_i$  : factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa
- $n_D$  : factor relacionado con la ductilidad
- $n_R$  : factor relacionado con la redundancia
- $n_I$  : factor relacionado con la importancia operativa
- $Q_i$  : Efectos de fuerza
- $R_n$  : resistencia nominal
- $R_r$  : resistencia factorizada:  $\phi R_n$

#### **a) Estado límite de servicio**

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. (AASHTO LRFD, 2007). El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas. (Manual de Diseño de Puentes, MTC-2003).

#### **b) Estado límite de fatiga y fractura**

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de esfuerzos. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos de tenacidad de los materiales. (AASHTO LRFD, 2007). El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes. (Manual Diseño Puentes, MTC- 2003).

#### **c) Estado límite de resistencia**

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su vida de diseño. (AASHTO LRFD, 2007). Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga.

#### **d) Estados límites de evento extremo**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. (AASHTO LRFD, 2007).

Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un período de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente. (Manual de Diseño de Puentes, MTC-2003).

#### **e) Ductilidad**

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de concreto en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1.3 veces la máxima sollicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes. Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad. (AASHTO LRFD, 2007).

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned}n_D &\geq 1.05 \text{ para elementos y conexiones no dúctiles} \\ &= 1.00 \text{ para diseños y detalles convencionales} \\ &\geq 0.95 \text{ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado} \\ &\text{medidas adicionales para mejorar la ductilidad.}\end{aligned}$$

Para todos los demás estados límites:

$$n_D = 1.00$$

Las respuestas más allá del estado elástico de las componentes o conexiones estructurales pueden ser caracterizadas por un comportamiento frágil o dúctil.

El comportamiento frágil no es deseable debido a que esto implica la repentina pérdida de capacidad de carga inmediatamente después de que el límite elástico es excedido. El comportamiento dúctil es caracterizado por la presencia de significativas deformaciones inelásticas antes de que ocurra cualquier pérdida significativa de capacidad de carga. (Manual de Diseño de Puentes, MTC-2003).

## f) Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante. Para cada combinación de carga y estado límite, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente. (AASHTO LRFD, 2007).

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned}n_R &\geq 1.05 \text{ para elementos no redundantes} \\ &= 1.00 \text{ para niveles convencionales de redundancia} \\ &\geq 0.95 \text{ para niveles excepcionales de redundancia}\end{aligned}$$

Para todos los demás estados límites:

$$n_R = 1.00$$

## g) Importancia operativa

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos. El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$$\begin{aligned}n_I &\geq 1.05 \text{ para puentes importantes} \\ &= 1.00 \text{ para puentes típicos} \\ &\geq 0.95 \text{ para puentes de relativamente poca importancia}\end{aligned}$$

Para todos los demás estados límites:

$$n_I = 1.00$$

## 2.5. Cargas, factores de cargas y combinaciones

### 2.5.1. Cargas y denominación de cargas

- **Cargas permanentes**

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite.

En este grupo se consideran las siguientes cargas:

- DD = Fricción negativa (downdrag)
- DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales
- DW = Carga muerta de la superficie de Rodadura y dispositivos auxiliares
- EH = Presión horizontal de tierra
- EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.
- ES = Carga superficial en el terreno
- EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

- **Cargas transitorias**

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Se consideran las siguientes cargas:

- BR = Fuerza de frenado vehicular
- CE = Fuerza centrífuga vehicular
- CR = Fluencia lenta
- CT = Fuerza de colisión vehicular
- CV = Fuerza de colisión de una embarcación
- EQ = Sismo
- FR = Fricción
- IC = Carga de hielo
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica
- LL = carga viva vehicular
- LS = Carga viva superficial
- PL = Carga viva de peatones
- SE = Asentamiento
- SH = Contracción
- TG = gradiente de temperatura
- TU = temperatura uniforme
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua
- WL = Efecto de viento sobre la carga viva
- WS = Efecto de viento sobre la estructura

### 2.5.2. Factores de carga y combinaciones

Según el Manual de diseño Puentes del M.T.C, la carga total factorizada será calculada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2-4)$$

donde:

$\eta_i$  = modificador de carga tratados anteriormente

$Q_i$  = carga especificada en esta sección

$\gamma_i$  = factores de carga especificados en las tablas 2-1 y 2-2.

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 3-4 para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en los estados límites siguientes:

- **Resistencia I** - Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
- **Resistencia II** - Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
- **Resistencia III** - Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.
- **Resistencia IV** - Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
- **Resistencia V** - Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.
- **Evento extremo I** - Combinación de carga incluyendo sismo.
- **Evento extremo II** - Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.
- **Servicio I**- Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado.
- **Servicio II**- Combinación de carga considerada para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.
- **Servicio III** - Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
- **Fatiga** - Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de carga de diseño, serán tomados como los especificados en la tabla 2-1. Los factores de carga para cargas permanentes serán tomados de la tabla 2-2. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación de carga, serán investigados los máximos positivos y negativos.

**Tabla 2-1** Combinaciones de cargas y factores de carga.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	$\gamma_p$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	$\gamma_p$	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD 2007

### 2.5.2.1. Cargas permanentes

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuros revestimientos y ensanchamientos previstos. Las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2007, artículo 3.5 define dos tipos de cargas bajo "cargas permanentes". Estas son:

**DC, DW y EV** - Cargas muertas

**EH, ES y DD** - Cargas de suelo

### 2.5.2.2. Cargas transitorias

Las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2007, artículo 3.6 define cinco tipos de cargas bajo "cargas vivas". Estas son:

**LL y PL** - Cargas vivas de gravedad: Carga viva vehicular y carga viva peatonal

**IM** - Incremento por carga dinámica (a menudo denominado "Impacto")

**CE** - Fuerzas centrífugas

**BR** - Fuerza de frenado

**CT** - Fuerza de colisión vehicular

**Tabla 2-2** Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$

Tipo de Carga, tipo de fundación y método utilizado para calcular la fricción negativa	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DC: Solamente Resistencia IV	1.50	0.90
DD: Fricción Pilotes, Método Tomlinson $\alpha$	1.40	0.25
negativa (downdrag) Pilotes, Método $\lambda$	1.05	0.30
Pilotes perforados, Método O'Neill y Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal de tierra		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
• AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical de tierra		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de contención y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Pórticos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

Fuente: AASHTO LRFD 2007

### 2.5.3. Sobrecargas gravitatorias: LL y PL

#### 2.5.3.1. Sobrecarga vehicular: LL

- **Número de carriles de diseño**

Para efectos de diseño, el número de vías será igual a la parte entera de  $w/3,60$  donde  $w$  es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de 2 vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

- **Presencia de múltiples sobrecargas**

Los factores de presencia múltiple modifican las sobrecargas vehiculares para la probabilidad de que las sobrecargas vehiculares ocurran al mismo tiempo en un estado completamente cargado. Los factores se muestran en la tabla 2-3.

Estos factores se deben aplicar antes del análisis o diseño sólo cuando se utiliza la regla de la palanca o haciendo el análisis tridimensional. Las aceras deben ser tratadas como un carril totalmente cargado. (Chen y Duan, 2000).

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

**Tabla 2-3** Factores de presencia múltiple,  $m$

Número de carriles cargados	Factores de presencia múltiple, $m$
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD 2007

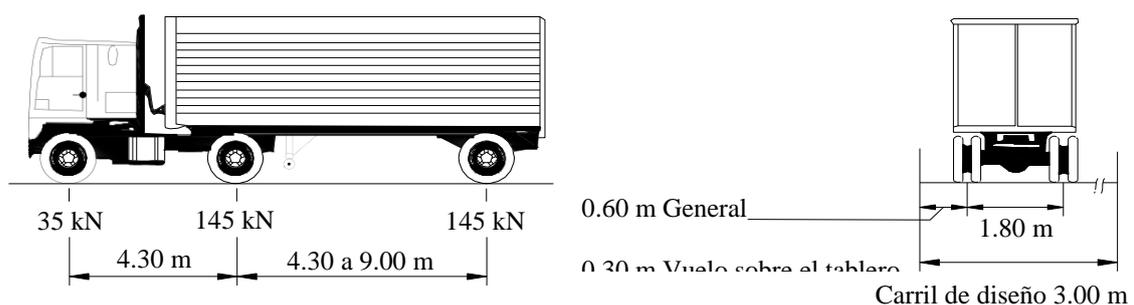
- **Sobrecarga vehicular de diseño**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras accesorias, designado como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

**Camión de diseño**

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 2-1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145 kN (14.78 Tn) se deberá variar entre 4.30 y 9.0 m para producir efectos de fuerzas extremas.



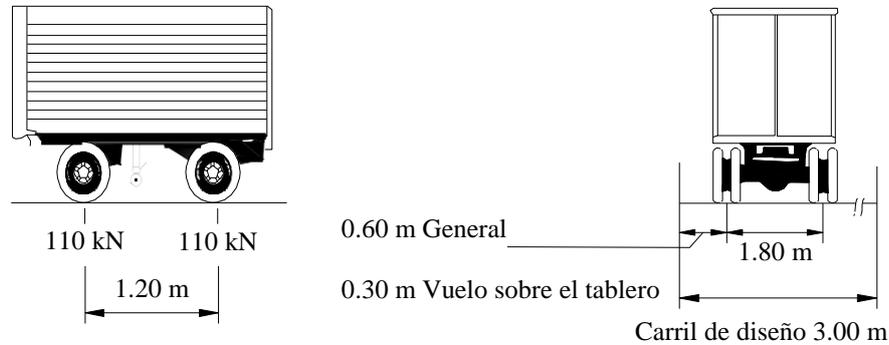
**Figura 2-1** Características del camión de diseño. (AASHTO LRFD, 2007)

**Carga del carril de diseño**

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 kN/m (0,97 Tn/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,00 m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

## Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 kN (11.20 Tn) con una separación de 1,20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,80 m. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.



**Figura 2-2** Características del tándem de diseño. (Adaptado de AASHTO LRFD, 2007)

- **Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño**

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debido al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, o la sollicitación debido a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo una carga uniforme en todos los tramos como para reacción en pilares interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15,00 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145 kN de cada camión se deberá tomar como 4,30 m.

Los ejes que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada se deberán despreciar. Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3,00 m en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de: Para el diseño del vuelo del tablero – 0,30 m a partir de la cara de la vereda o baranda, y Para el diseño de todos los demás componentes – 0,60 m a partir del borde del carril de diseño.

### 2.5.3.2. Cargas peatonales: PL

Se deberá aplicar una carga peatonal de  $3,6 \times 10^{-3}$  MPa en todas las veredas de más de 0,60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

### 2.5.4. Incremento por carga dinámica: IM

La superficie de la calzada no es perfectamente lisa, por lo tanto, la suspensión del vehículo debe reaccionar a la rugosidad de la carretera por la compresión y la extensión del sistema de suspensión. Esta oscilación crea fuerzas de eje que exceden el peso estático durante el tiempo de la aceleración es hacia arriba y es menor que el peso estático cuando la aceleración es hacia abajo. Aunque comúnmente llamado impacto, este fenómeno se denomina con más precisión a la carga dinámica. (Barner y Puckett, 2007).

La AASHTO LRFD recomienda que los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deban incrementar aplicando los porcentajes indicados en la tabla 2-4, incremento por carga dinámica.

Estos factores deben ser aplicadas a la carga estática como:

$$U_{L+IM} = U_L \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) \quad (2-5)$$

donde  $U_{L+IM}$  es el efecto de la carga viva más la asignación de la carga dinámica,  $U_L$  es la carga viva efecto de la de la sobrecarga, e  $IM$  es la fracción dada en la tabla 2-4.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

**Tabla 2-4** Incremento por carga dinámica, IM

Componente	IM
Las juntas del tablero - todos los estados límite	75%
Todos los demás componentes	
• Fatiga y fractura estado límite	15%
• Todos los demás estados límite	33%

Fuente: AASHTO LRFD 2007

- **Fuerza de frenado: BR**

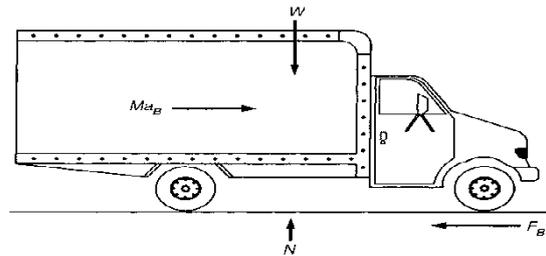
La fuerza de frenado se considerará como el mayor de:

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

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80 m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivo en una dirección. Las fuerzas implicadas se muestran en la figura 2-3.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple.

**Figura 2-3** Diagrama de cuerpo libre de la fuerza de frenado. (Barner y Puckett, 2007)



### 2.5.5. Cargas sísmicas: EQ

Dependiendo de la ubicación del sitio del puente, los efectos del sismo esperado pueden ser intrascendente o pueden gobernar el diseño del sistema de resistencia de carga lateral. (Barner y Puckett, 2007).

Las disposiciones de las Especificaciones AASHTO LRFD se basan en los siguientes principios:

- Resistir sismos leves a moderados dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin daño significativo.
- Se deben usar las intensidades del movimiento sísmico del suelo y las fuerzas reales en el procedimiento de diseño.
- La exposición a la agitación de un terremoto de gran magnitud no debe causar el colapso de todo o parte del puente. Siempre que sea posible, los daños que se produzcan deben ser fácilmente detectable y accesibles para su inspección y reparación.

Las disposiciones AASHTO aplican para puentes con superestructuras de losas convencionales, vigas de alma llena, vigas cajón y reticuladas cuyas longitudes no sean mayores que 150 m. Los puentes con luces superiores a 150 m y otros tipos de puentes, como puentes colgantes, puentes atirantados, puentes móviles y de arcos, no son aplicables.

- **Coefficientes de aceleración**

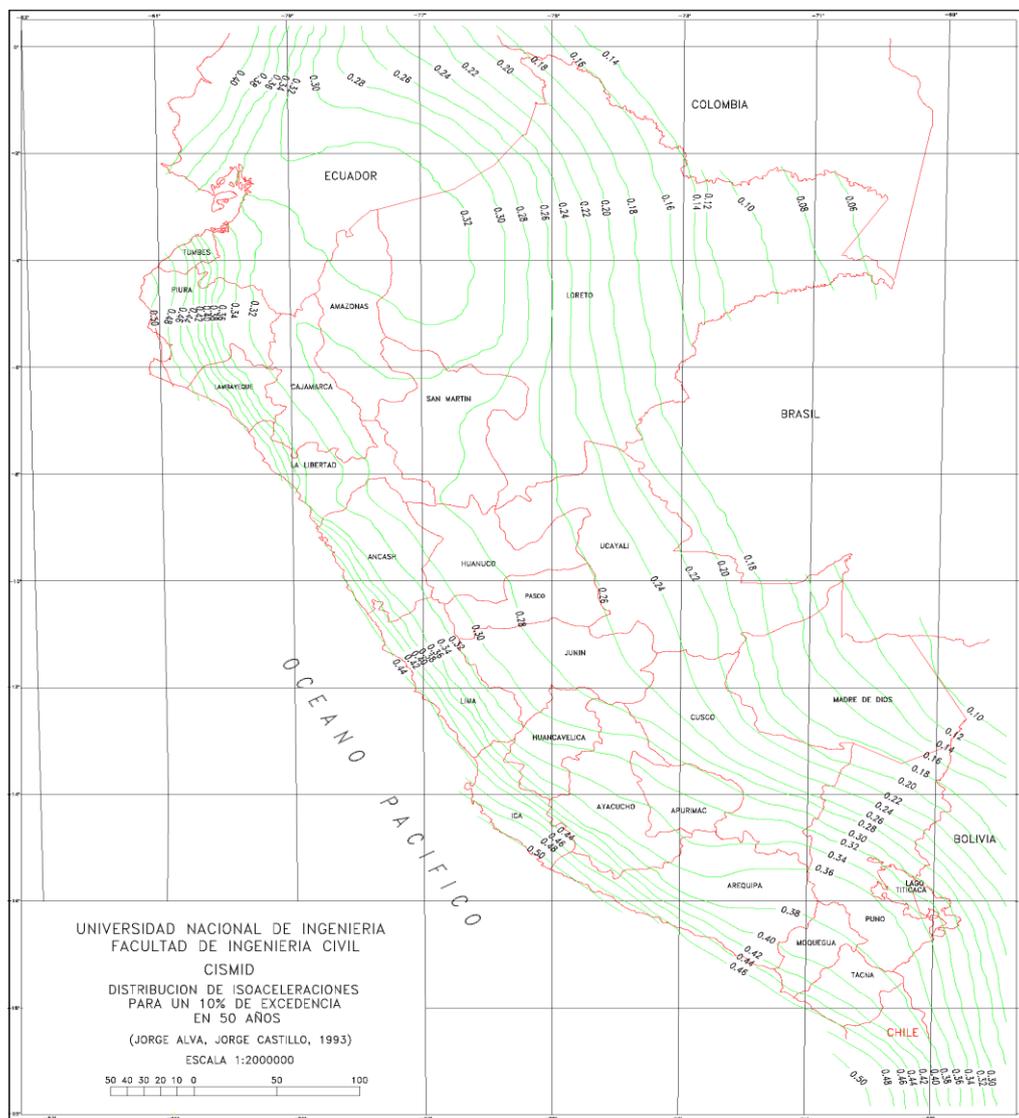
El coeficiente de aceleración “A” para ser usado en la aplicación del manual de diseño de puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y

Comunicaciones del Perú, deberá ser determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, (ver figura 2-4), equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Estudios especiales para determinar los coeficientes de aceleración en sitios específicos deberán ser elaborados por profesionales calificados si existe una de las siguientes condiciones:

- El lugar se encuentra localizado cerca de una falla activa.
- Sismos de larga duración son esperados en la región.
- La importancia del puente es tal que un largo periodo de exposición, así como periodo de retorno, debería ser considerado.

**Figura 2-4** Mapa de distribución de isoaceleraciones para el 10% de excedencia en 50 años por Alva y Castillo, (CISMID, 1993)



Según la Norma Sismorresistente E.030 del 2016, del Reglamento Nacional de Edificaciones, estipula que tiene 4 zonas sísmicas en el Perú, tal como se puede observar en la tabla 2-5 y en el mapa de zonificación sísmica (Figura 2-5).

**Tabla 2-5** Zonas Sísmicas, Norma E.030

Zona	Coefficiente de aceleración (A=Z)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10



**Figura 2-5** Mapa de zonificación sísmica. (E.030, 2016)

### 2.5.6. Categorías según la importancia del puente

Las rutas de transporte a hospitales, departamentos de bomberos, centros de comunicación, plantas de agua, instalaciones eléctricas, centros de comunicación, instalaciones de energía, instalaciones militares, aeropuertos importantes, etc., deben tener una comunicación continua, de aquí nace la definición de clasificación por importancia de un puente, para la cual el puente debe estar en condiciones de servicio después de ocurrido un evento sísmico.

Al realizar la clasificación se deberán considerar requisitos sociales y de supervivencia, además de requisitos de seguridad y defensa. Para clasificar un puente se deberían considerar los potenciales cambios futuros que podrían sufrir las condiciones y requisitos, (AASHTO LRFD, 2007). También se clasifican los puentes con el fin de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de respuesta, (AASHTO LRFD, 2007). La AASHTO LRFD considera tres categorías de importancia, tal como se muestra en la Tabla 2-6.

**Tabla 2-6** Clasificación por importancia según AASHTO LRFD

<b>Categorías de Importancia</b>	<b>Descripción</b>
Puentes críticos	Deben permanecer abiertos para todo tipo de tráfico después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno), y abierto para el paso de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).
Puentes esenciales	Deben permanecer abiertos para el paso de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo de diseño (475 años de periodo de retorno).
Otros puentes	Pueden ser cerrados para reparación después de un sismo máximo probable (2500 años de periodo de retorno).

**Fuente:** AASHTO LRFD 2007

### 2.5.7. Zonas sísmicas

Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la tabla 2-7. Las zonas de comportamiento sísmico según la AASHTO LRFD, se clasifican en cuatro (Tabla 2-7), para poder determinar el método de análisis, la longitud de apoyo del puente y la resistencia de las conexiones.

**Tabla 2-7** Zonas sísmicas según AASHTO LRFD

<b>Coefficiente de aceleración</b>	<b>Zona sísmica</b>
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

- **Efectos de sitio o coeficiente de sitio**

La aceleración esperada en la base rocosa se modifica al pasar por los estratos de suelo, por lo que las condiciones locales del suelo tienen clara relación con los daños ocasionados por sismos. (Acero J., 2004). El coeficiente de sitio,  $S$ , especificado por la AASHTO LRFD, se basa en los tipos de perfiles de suelo definidos en la tabla 2-8.

**Tabla 2-8** Tipos de perfiles de suelos y coeficiente de sitio,  $S$ , AASHTO LRFD

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Coficiente de Sitio ( $S$ )
I	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Roca de cualquier tipo, ya sea de naturaleza esquistosa o cristalina; caracterizado por una velocidad de onda de corte <math>&gt; 765</math> m/s.</li> <li>– Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelo sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.</li> </ul>	1.0
II	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m y los suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas.</li> </ul>	1.2
III	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Es un perfil con arcillas blandas o medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena o de otros suelos no cohesivos.</li> </ul>	1.5
IV	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Es un perfil con arcillas blandas o limos de más de 12 m de grosor de estrato (velocidad de onda de corte <math>&lt; 153</math> m/s).</li> </ul>	2.0

En ubicaciones en las cuales las propiedades del suelo no se conocen con un nivel de detalle suficiente como para poder determinar el tipo de perfil de suelo, o si el perfil no concuerda con ninguno de los cuatro tipos, se deberá usar el coeficiente de sitio correspondiente al Perfil de Suelo Tipo II. (AASHTO LRFD, 2007).

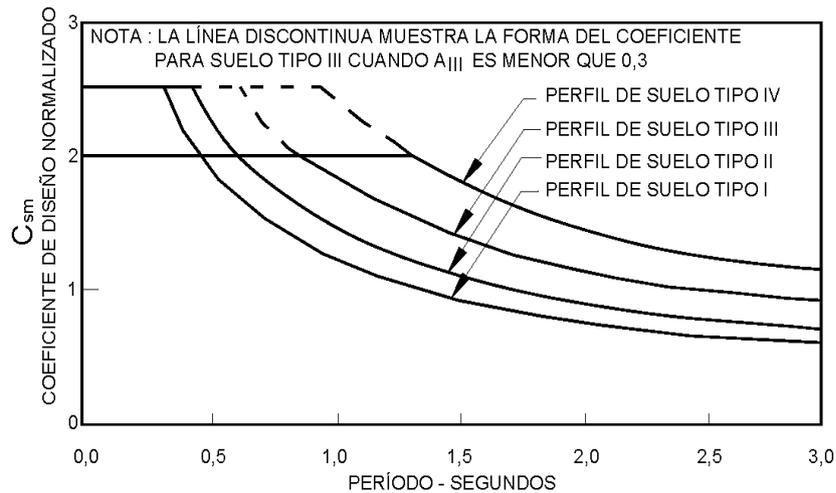
- **Coficiente de respuesta sísmica elástica**

El coeficiente de respuesta sísmica elástica,  $C_{sm}$ , de la AASHTO LRFD 2007, para el modo de vibración  $m$  se da como:

$$C_{sm} = \begin{cases} \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \\ \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.0A, & \text{para suelos tipo III, IV y } A \geq 0.3 \\ A(0.8 + 4.0T_m), & \text{para suelos tipo III, IV y } T_m \text{ no fundamental } < 0.3 \text{ s} \\ C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}}, & \text{para suelos tipo III, IV y } T_m > 4.0 \text{ s} \end{cases} \quad (2-6)$$

Donde:  $A$  es el coeficiente de aceleración obtenido de un mapa de isoaceleraciones, expresada en fracción de la gravedad (Figura 2-4);  $S$  es el coeficiente de sitio y depende del tipo de perfil del suelo como se muestra en la tabla 2-8;  $T_m$  es el periodo de vibración del modo  $m$ th en segundos.

La determinación del periodo de vibración,  $T_m$ , se debería basar en la masa nominal, no factorizada, del componente o estructura. (AASHTO LRFD, 2007).



**Figura 2-6** Coeficientes de respuesta sísmica para diferentes perfiles de suelo, normalizados respecto del coeficiente de aceleración "A". (AASHTO LRFD)

- **Factor de modificación de respuesta R**

Las demandas de fuerza sísmica de diseño para un componente estructural se determinan dividiendo las fuerzas calculadas usando un análisis dinámico elástico por el factor de modificación respuesta apropiado  $R$  (Tabla 2-9) para tener en cuenta el comportamiento inelástico (Chen y Duan, 2000). Si se utiliza un método de análisis inelástico tiempo-historia, el factor de modificación de respuesta,  $R$ , se deberá tomar igual a 1.0 para toda la subestructura y todas las uniones, (AASHTO LRFD, 2007).

En general acorde con los resultados de análisis dinámico no lineal de estructuras sujetas a grandes sismos, se puede utilizar las ecuaciones 2-7 y 2-8 (Newmark y Hall, 1982), según el factor dominante.

Si domina el desplazamiento constante  $R = \mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$  (2-7)

Si domina la energía constante  $R = \sqrt{2\mu - 1}$  (2-8)

Donde:

$R$  es el factor de reducción de fuerza sísmica,  $\mu$  es el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\Delta_{max}$  es el desplazamiento máximo lateral y  $\Delta_y$  es el desplazamiento de fluencia.

**Tabla 2-9** Factor de modificación de respuesta  $R$  para subestructuras y conexiones

Descripción	Componente estructural	Categorías de importancia		
		Crítico	Esencial	Otros
Subestructura	Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	15	2.0
	Pilotes de concreto armado			
	a) Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
	b) Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
	Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
	Pilares de pilotes de acero o acero compuesto con concreto:			
c) Sólo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0	
d) Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0	
	Pilares de múltiples columnas	1.5	3.5	5.0
Conexión	Superestructura a estribo		0.8	
	Juntas de expansión dentro de la superestructura		0.8	
	Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o superestructura		1.0	
	Columnas o pilares a la cimentación		1.0	

FUENTE: AASHTO LRFD

### Aplicaciones

- Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral.
- El apropiado factor  $R$  se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.
- Un pilar tipo placa de concreto puede ser analizado como una columna simple en la dirección más débil si las disposiciones para columnas, como se especifica en el capítulo de diseño de estructuras de concreto, son satisfechas.

### 2.5.8. Requisitos de análisis sísmico

Los requisitos mínimos de análisis para los efectos sísmicos serán como se especifica en la tabla 2-11.

Para análisis modal, el espectro de diseño elástico será dado por la ecuación 2-6.

## 2.6. Criterios de regularidad según la AASHTO LRFD

Los puentes que satisfacen los requisitos definidos en la tabla 2-10 (AASHTO LRFD) pueden considerarse como un puente “regular”. Los puentes que no satisfacen los requisitos de la tabla 2-10 se pueden considerar como puentes "irregulares", (AASHTO LRFD-2007).

**Tabla 2-10** Requisitos para que un puente sea considerado regular.

Parámetro	Valor				
	2	3	4	5	6
Número de tramos	2	3	4	5	6
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	90°	90°	90°	90°	90°
Relación máxima de longitudes entre tramo y tramo	3	2	2	1.5	1-5
Relación máxima de rigidez pilares/pilar entre tramo y tramo, excluyendo estribos	—	4	4	3	2

FUENTE: AASHTO LRFD-2007

## 2.7. Requerimientos de análisis para cargas sísmicas

La AASHTO LRFD determina los mínimos requerimientos de análisis y procedimientos, en función de la regularidad de un puente. Los requisitos mínimos de análisis serán como se especifica en tabla 2-11; donde:

- \* = No requiere análisis sísmico
- UL = Método elástico de carga uniforme
- SM = Método elástico unimodal
- MM = Método elástico multimodal
- TH = Método tiempo-historia

**Tabla 2-11** Requisitos de análisis mínimos para efectos sísmicos, AASHTO LRFD

Zona sísmica	Puentes de un solo tramo	Puentes de múltiples tramos					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

### **2.7.1. Análisis y diseño sísmico de puentes convencionales**

La metodología que usaremos en esta investigación es la que considera las especificaciones de diseño de Puentes AASHTO LRFD 2007 – Capítulo División I-A Seismic Design; la misma metodología que propone el manual de diseño de puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, 2003.

### **2.7.2. Filosofía de diseño sismorresistente para puentes**

Los principios utilizados para el desarrollo de especificaciones de diseño sísmico AASHTO LRFD son las siguientes:

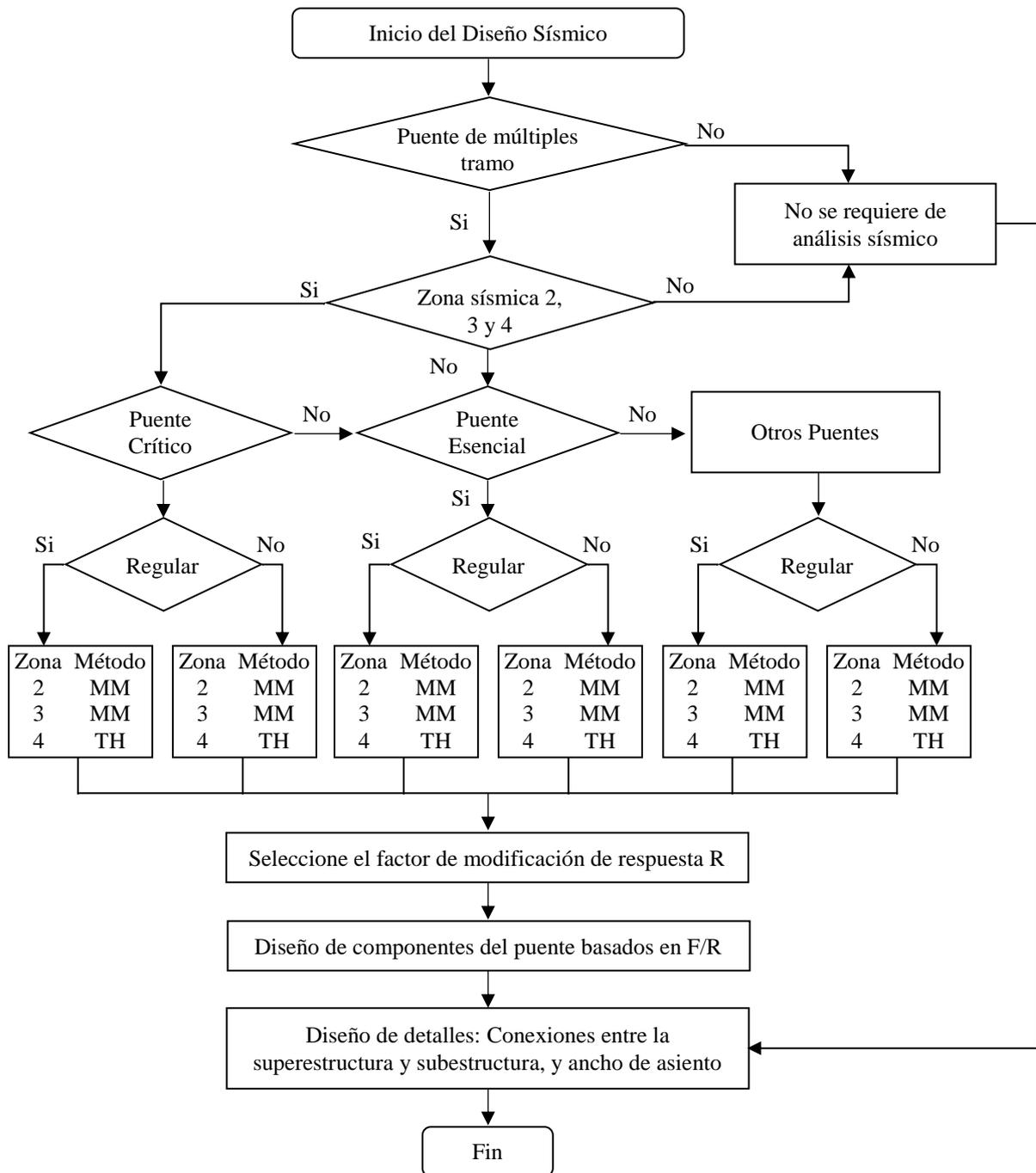
- Resistir sismos leves a moderados dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin daño significativo.
- Se deben usar las intensidades del movimiento sísmico del suelo y las fuerzas reales en el procedimiento de diseño.
- La exposición a la agitación de un terremoto de gran magnitud no debe causar el colapso de todo o parte del puente en lo posible; los daños que se produzcan deben ser fácilmente detectable y accesibles para su inspección y reparación.

Las estructuras durante un sismo moderado deben comportarse en el rango elástico y al actuar un sismo severo, debe poder incursionar en el rango no lineal, para lo cual debe tener la resistencia y ductilidad suficiente para disipar energía. [AASHTO ESTÁNDAR, 2002].

### **2.7.3. Métodos y procedimientos de análisis**

Los métodos de análisis elásticos especificados en la norma AASHTO LRFD son cuatro: el método simplificado o de carga uniforme (UL), el método de análisis espectral unimodal (SM), el método de análisis espectral multimodal (MM), y el método de análisis tiempo-historia (TH).

Dependiendo de la importancia, el sitio y la regularidad de una estructura de puente, los métodos de análisis de complejidad mínima y el procedimiento de diseño sísmico de la AASHTO LRFD se muestra en la figura 2-7.



SM Método Espectral Unimodal    UL Método de carga uniforme  
 MM Método Espectral Multimodal    TH Método de Historia en el tiempo

**Figura 2-7** Procedimiento de diseño sísmico según la AASHTO LRFD (Chen y Duan, 2000)

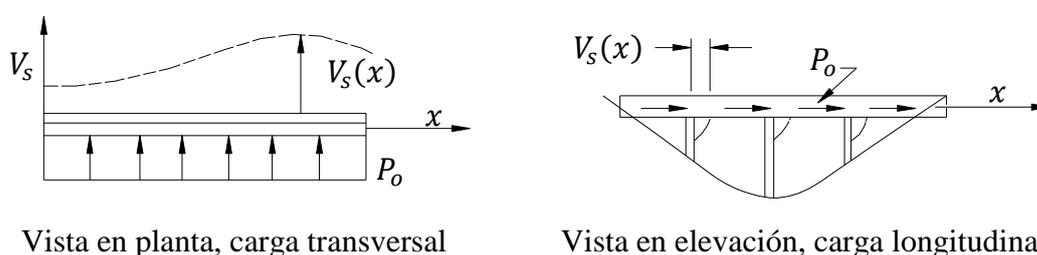
### 2.7.3.1. Método de análisis espectral unimodal (SM)

El método de análisis espectral unimodal se deberá basar en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. La forma modal se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría

deformada correspondiente. El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental. La amplitud de la forma desplazada puede ser encontrada a partir del coeficiente sísmico de respuesta elástica,  $C_{sm}$  y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá usar para determinar los efectos de la fuerza sísmica (AASHTO LRFD, 2007).

El procedimiento detallado se describe en los siguientes pasos:

**1er.** Calcular los desplazamientos estáticos  $v_s(x)$  provocados por una carga uniforme supuesta,  $p_o$ , como se ilustra en la Figura 2-8:



**Figura 2-8** Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales supuestas  $p_o$

**2do.** Calcular los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$ , para la dirección longitudinal y transversal, usando las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \int_0^L v_s(x) dx \quad (2-9)$$

$$\beta = \int_0^L w(x) v_s(x) dx \quad (2-10)$$

$$\gamma = \int_0^L w(x) [v_s(x)]^2 dx \quad (2-11)$$

donde,  $P_o$  es la carga uniforme arbitrariamente fijada igual a 1.0 (fuerza/unidad de longitud),  $v_s(x)$  es la deformación correspondiente a  $p_o$  (unidad de longitud),  $w(x)$  carga permanente nominal no factorizada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (fuerza/unidad de longitud) y las unidades de los factores  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  calculados son (unidad de longitud<sup>2</sup>), (fuerza x unidad de longitud) y (fuerza x unidad de longitud<sup>2</sup>), respectivamente.

**3er.** Calcular el periodo fundamental del puente en las dos direcciones principales:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}} \quad (2-12)$$

donde,  $g$  es la aceleración de la gravedad (longitud/tiempo<sup>2</sup>).

**4to.** Calcular la fuerza sísmica estática equivalente  $p_e(x)$  en ambas direcciones:

$$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad (2-13)$$

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \quad (2-14)$$

donde,  $C_{sm}$  es el coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica,  $p_e(x)$  es la intensidad de la carga sísmica estática equivalente aplicada para representar el modo de vibración fundamental (fuerza/unidad de longitud).

**5to.** Aplicar la fuerza estática equivalente  $p_e(x)$  a la estructura (ver figura 2-8) y determinar las sollicitaciones resultantes en los elementos (fuerzas y desplazamientos).

### 2.7.3.2. Método simplificado o de la carga uniforme (UL)

El método de la carga uniforme estará basado en el modo de vibración fundamental en la dirección longitudinal o en la dirección transversal. El período de este modo de vibración será tomado como aquella oscilación de un sistema equivalente masa-resorte. La rigidez de este resorte equivalente debe calcularse usando el desplazamiento máximo que ocurre cuando una carga lateral uniforme arbitraria es aplicada a la superestructura del puente. El coeficiente de respuesta sísmica elástica  $C_{sm}$  debe ser usado para calcular la carga sísmica uniforme equivalente a partir del cual se encuentran los efectos de fuerza sísmica.

El procedimiento de este método se describe en los siguientes pasos:

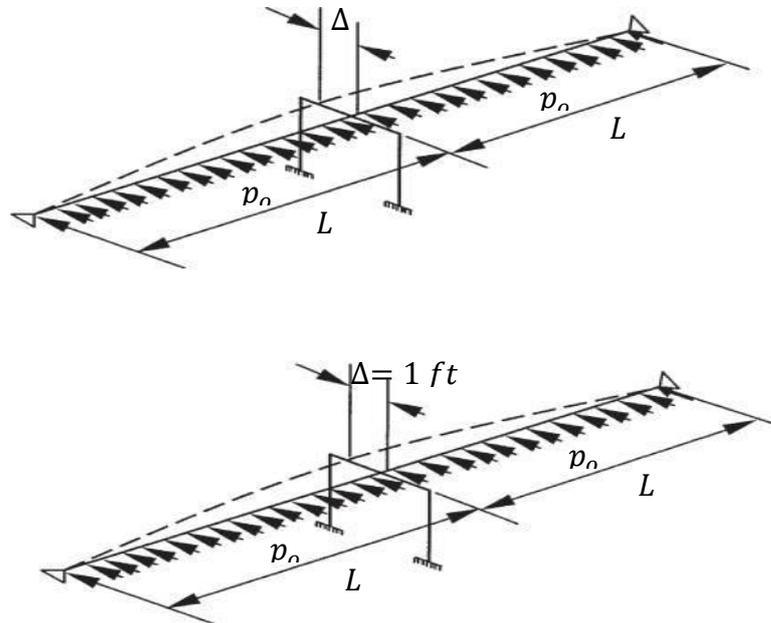
**1er.** Calcular los desplazamientos estáticos  $v_s(x)$  provocados por una carga uniforme supuesta,  $p_o$ , como se ilustra en la Figura 2-9. La carga uniforme  $p_o$  se aplica en la totalidad de la longitud del puente; sus unidades corresponden a fuerza por unidad de longitud, y se puede fijar arbitrariamente igual a 1.0. El desplazamiento estático  $v_s(x)$  se expresa en unidades de longitud.

**2do.** Calcular la rigidez lateral del puente  $K$  y el peso total  $W$  usando las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{p_o L}{v_{s MAX}} \quad (2-15)$$

$$W = \int w(x) dx \quad (2-16)$$

Donde,  $L$  es la longitud total del puente (unidad de longitud),  $v_{s\ MAX}$  es el máximo valor de  $v_s(x)$  (unidad de longitud),  $w(x)$  es la carga permanente nominal no factorizada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria (fuerza/unidad de longitud).



**Figura 2-9** Idealización de la estructura y forma flexionada para método de la carga uniforme. (Arriba) idealización de la estructura; (abajo) forma flexionada con desplazamiento máximo de 1 ft (Chen y Duan, 2000)

La carga permanente debería considerar los elementos estructurales y demás cargas relevantes, incluyendo, pero sin limitarse a los cabezales de pilotes, estribos, columnas y zapatas. Se pueden incluir otras cargas, como por ejemplo las sobrecargas. Generalmente los efectos inerciales de las sobrecargas no se incluyen en el análisis.

Sin embargo, se debería considerar la probabilidad de que durante un sismo haya una sobrecarga importante sobre el puente si se diseñan puentes con relaciones sobrecarga-carga permanente elevada ubicada en áreas metropolitanas donde es probable que haya congestión de tráfico, (AASHTO LRFD).

**3er.** Calcular el periodo de vibración del puente  $T_m$ , para ambas direcciones, utilizando la siguiente expresión:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (2-17)$$

donde,  $g$  es la aceleración de la gravedad ( $longitud/tiempo^2$ )

**4to.** Calcular la carga sísmica estática equivalente  $p_e$  utilizando la siguiente expresión:

$$p_e = \frac{C_{sm}W}{L} \quad (2-18)$$

donde:  $C_{sm}$  es el coeficiente adimensional de respuesta sísmica elástica para el periodo  $T_m$ ,  $p_e$  es la carga sísmica equivalente uniforme por unidad de longitud de puente, aplicada para representar el modo de vibración fundamental.

**5to.** Calcular los desplazamientos y fuerzas en los elementos a utilizar en el diseño ya sea aplicando  $p_e$  a la estructura y efectuando un segundo análisis estático o bien multiplicando los resultados obtenidos en el primer paso por la relación  $p_e/p_o$ .

### **2.7.3.3. Método de análisis espectral multimodal (MM)**

Este método debe ser usado para puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de tres coordenadas, en cada modo de vibración, (AASHTO LRFD). Este método es apropiado para las estructuras con geometría, masa o rigidez irregular, (Chen y Duan, 2014). Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional.

El número de modos incluidos en el análisis debería ser como mínimo tres veces el número de tramos del modelo. Para cada modo se deberá utilizar el espectro de respuesta sísmica elástica.

Los desplazamientos y fuerzas en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de las respuestas (momento, fuerza, desplazamiento o desplazamiento relativo) obtenidos de los modos individuales mediante el método de combinación cuadrática completa (método CQC). Este análisis se realiza generalmente con programas informáticos de análisis dinámico como ADINA, SAP2000 y ANSYS, (Chen y Duan, 2000).

### **2.7.3.4. Método de análisis tiempo-historia (TH)**

Este método es una integración numérica paso a paso de la ecuación del movimiento. Por lo general se requiere para puentes críticos/importantes o geoméricamente complejos. El análisis inelástico proporciona una medida más realista de comportamiento estructural cuando se compara con un análisis elástico. (Chen y Duan, 2000).

El análisis sísmico empleando este método debe realizarse con cada uno de los acelerogramas para las direcciones longitudinal y transversal, con programas informáticos comerciales como ANSYS O SAP2000.

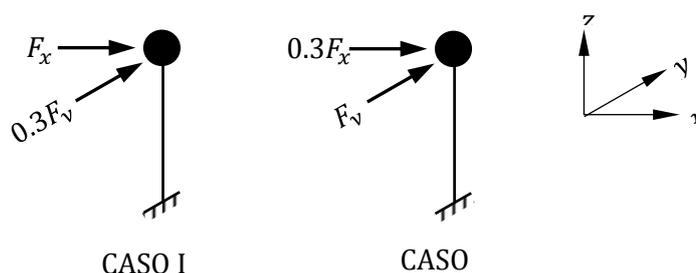
Las historias de aceleración empleadas para describir las cargas sísmicas se deberán seleccionar conjuntamente con el Propietario. A menos que se especifique lo contrario, si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar cinco historias de tiempo de espectro compatible. El espectro utilizado para generar estas cinco historias de tiempo deberá ser el mismo utilizado para los métodos modales, tal como se especifica en el artículo 3.10.6 (AASHTO LRFD 2007), modificado para el perfil de suelo que corresponda.

#### 2.7.4. Combinación de fuerzas sísmicas

El código AASHTO LRFD, consideran a las fuerzas sísmicas horizontales provenientes del análisis en la dirección longitudinal y transversal, deben combinarse para formar dos casos de carga, (ver figura 2-10):

CASO DE CARGA I: 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular, y

CASO DE CARGA II: 100 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular combinado con 30 por ciento del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular.



**Figura 2-10** Acción simultánea de las dos componentes de las fuerzas de sismo, según AASHTO LRFD

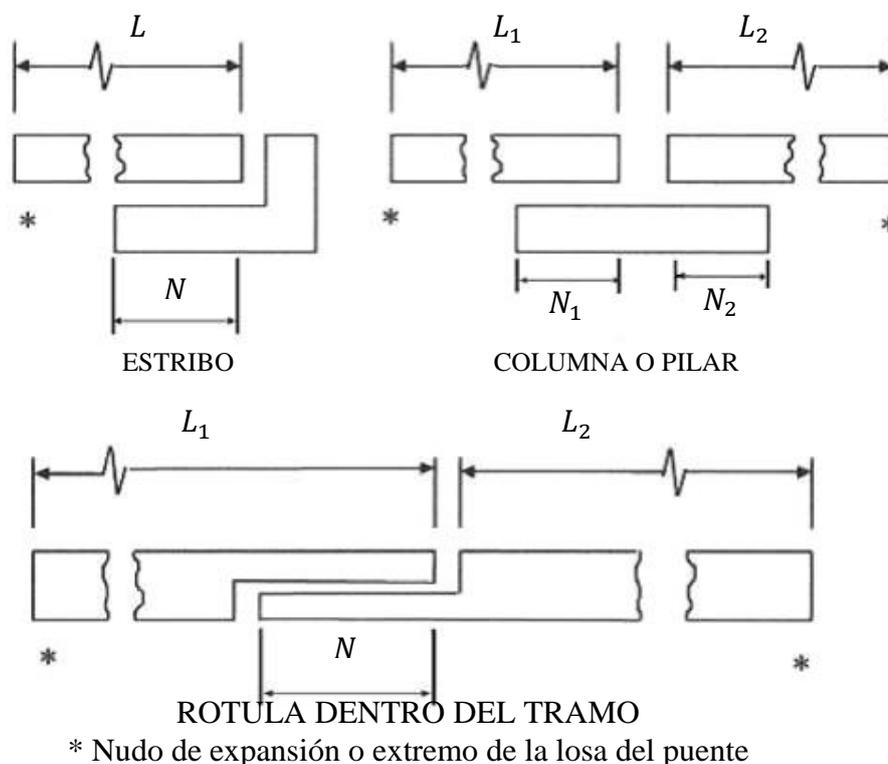
#### 2.8. Desplazamientos de diseño

Los anchos de soporte (cajuela) en apoyos de expansión deberán acomodarse al mayor de los máximos desplazamientos calculados con los métodos de análisis sísmico o un porcentaje del ancho de cajuela empírica,  $N$ , especificado por la ecuación 2-19.

El porcentaje de  $N$  aplicado a cada zona sísmica deberá ser como se especifica en la tabla 2-12, además el ancho de cajuela será tomado como lo muestra la figura 2-11.

En la figura 2-11, se muestra la representación gráfica, para determinar la longitud de soporte.

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2) \quad (2-19)$$



**Figura 2-11** Dimensiones para requerimientos mínimos de soporte (AASHTO LRFD)

donde:  $N$  = longitud mínima de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo (mm).

$L$  = longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero; si hay articulaciones dentro de un tramo  $L$  deberá ser la sumatoria de las distancias a cada lado de la articulación; para los puentes de un solo tramo  $L$  es igual a la longitud del tablero (mm).

$H$  = para los estribos, altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión (mm). Para las columnas y/o pilares, altura de la columna o altura del pilar (mm). Si hay articulaciones dentro de un tramo, altura promedio de las dos columnas o pilares adyacentes (mm). Para puentes de un solo tramo, se debe de considerar 0.0 mm.

$S$  = desviación del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo ( $^{\circ}$ ).

**Tabla 2-12** Porcentaje  $N$  de acuerdo con la zona sísmica y el coeficiente de aceleración AASHTO LRFD

Zona Sísmica	Coefficiente de aceleración	Tipo de suelo	Porcentaje de $N$
1	$< 0.025$	I ó II	$>50$
1	$< 0.025$	III ó IV	100
1	$> 0.025$	Todos	100
2	Aplicable a todos	Todos	100
3	Aplicable a todos	Todos	150
4	Aplicable a todos	Todos	150

Según investigaciones realizadas en el Perú (Acero J., 2004), el ancho del apoyo debe ser mayor o igual a 0.75 m.

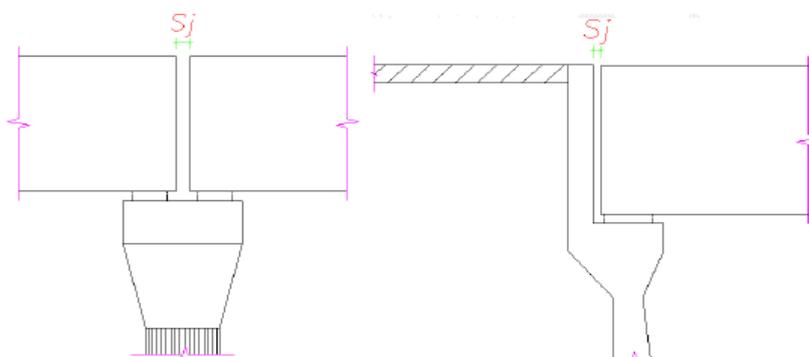
- **Juntas sísmicas**

Las juntas sísmicas entre tableros deberán tener un espaciamiento tal que garanticen los desplazamientos sísmicos completos de los apoyos elastoméricos considerados en el diseño. (Acero J., 2004).

En consecuencia, la separación  $S_j$  mínima en metros de la junta sísmica entre tableros queda dada por la ecuación 2-20. Ver figura 2-12 a la izquierda.

$$S_j = 0.0625A + d_1 + d_2 \quad (2-20)$$

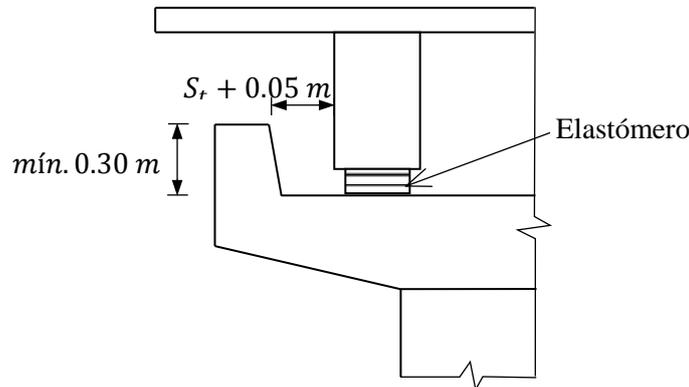
En donde  $A$  es el factor de zona sísmica,  $d_1$  y  $d_2$  son los desplazamientos sísmicos de cada uno de los apoyos elastoméricos expresados en m, para un pilar. Para un estribo  $d_2 = 0$ . Ver figura 2-12, a la derecha.



**Figura 2-12** Junta Sísmica para tableros. A la izquierda para pilar, a la derecha para estribo. (Acero J., 2004)

- **Topes transversales**

Los estribos y pilares deberán considerar topes transversales que eviten el desplazamiento sísmico transversal de la superestructura. La altura de los topes debe ser mayor o igual a 0.30 m y deberá tener una separación entre los topes y la superestructura igual al desplazamiento sísmico transversal,  $S_t$  más 0.05 m (ver figura 2-13). (Acero J., 2004).



**Figura 2-13** Dimensión mínima y separación de superestructura de tope transversal. (Adaptado de Acero J., 2004)

## 2.9. Análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados

El desempeño aceptable de los puentes para el enfoque de diseño basada en la fuerza sísmica tradicional es la de absorber y disipar la energía por la formulación de las rótulas plásticas de una manera estable para evitar el colapso durante un sismo. El fundamento de permitir daño mientras se preserva la "seguridad de vida" es por consideraciones económicas. Este enfoque de diseño tradicional de permitir rótulas plásticas no es aceptable para los puentes en rutas críticas de supervivencia. (Chen y Duan, 2014).

El aislamiento sísmico, una alternativa aceptable, puede utilizarse a fin de evitar daños a las estructuras del puente y puede lograrse en menores costos de la construcción inicial. El aislamiento sísmico fue inicialmente usado para reforzar varios puentes importantes localizados en las rutas de transporte críticamente importantes para la supervivencia en los EE.UU. Más recientemente, el aislamiento sísmico se ha utilizado en los puentes no críticos debido a los ahorros de costos de construcción con la reducción de las fuerzas sísmicas en la cimentación. Las actuales Especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de puente (AASHTO LRFD) (AASHTO, 2012) y la guía de especificaciones para el diseño sísmico de puentes por el método LRFD reconocen los beneficios y promueven el uso de aislamiento sísmico como una alternativa estratégica de diseño para nuevos puentes. (Chen- Duan, 2014).

La metodología para el análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados se seguirá los lineamientos de la Guide Specifications for Seismic Isolation Design 1999 y 2010, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

### 2.9.1. Principios de aislamiento sísmico de puentes

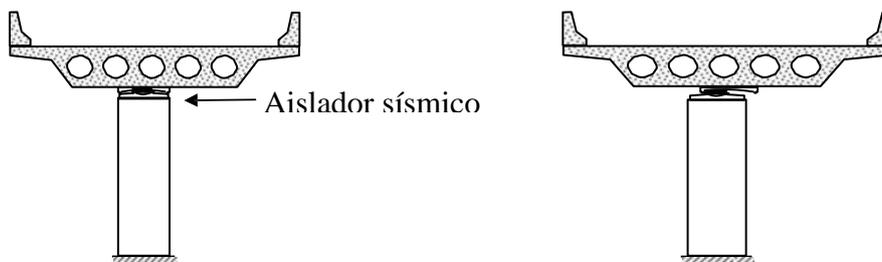
El diseño sísmico de puentes y edificios convencionales aporticados se basa en la disipación de energía inducida por el terremoto a través de la respuesta inelástica (no lineal) en los componentes seleccionados del pórtico estructural. Dicha respuesta está asociada con el daño estructural que produce pérdidas directas (principal) en costos de reparación, pérdidas indirectas (posible cierre, cambio de ruta, interrupción de negocios) y tal vez víctimas (lesiones, pérdidas de vida). Los procedimientos tradicionales de análisis y diseño sísmico no permiten la estimación precisa de las deformaciones estructurales y daños, por lo que es muy difícil predecir la pérdidas directas e indirectas y damnificados. (Constantinou M. et al, 2007).

El aislamiento sísmico es una técnica de modificación de respuesta que reduce los efectos de los sismos en puentes y otras estructuras. El aislamiento físicamente desacopla una superestructura del puente de las componentes horizontales de movimiento sísmico del suelo, llevando a una reducción sustancial de las fuerzas generadas por un sismo. El desacoplamiento se logra interponiendo dispositivos mecánicos con muy baja rigidez horizontal (aisladores) entre la superestructura y la subestructura como se muestra en la figura 1-1. (Buckle I., 2006).

a) Puente convencional donde la deformación ocurre en la subestructura.



b). Puente sísmicamente aislado donde la deformación ocurre en el aislador



**Figura 2-14** Comparación de un puente convencional y sísmicamente aislado. (Buckle I., et al., 2006)

Para la construcción de puentes, los objetivos de diseño típicos asociados con el uso de aislamiento sísmico (Chen y Duan, 2014) son:

- a) Reducción de las fuerzas (aceleraciones) en la superestructura y subestructura.
- b) Redistribución de fuerza entre los pilares y los estribos.

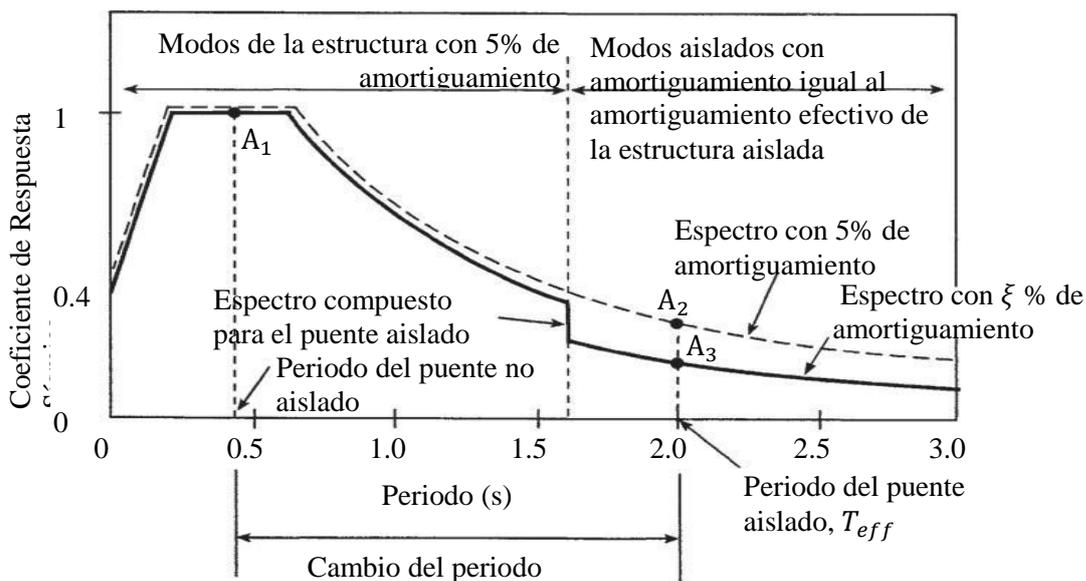
Los sistemas de aislamiento sísmico modernos aplicados en puentes proporcionan:

- Aislamiento horizontal de los efectos de agitación sísmica.
- Un mecanismo de disipación de energía para reducir los desplazamientos.

El objetivo principal de la aislación sísmica es incrementar el período fundamental de vibración de la estructura de modo que ésta quede sometida a fuerzas sísmicas menores. Sin embargo, la reducción de fuerzas está acompañada de un aumento en la demanda de desplazamientos, los que deben ser absorbidos con apoyos flexibles. (AASHTO, 2010).

El principio de aislamiento sísmico según la AASHTO 2010 se ilustra en figura 2-15. La línea discontinua es el espectro de respuesta de diseño según lo especificado en las especificaciones de diseño de puente. La línea continua representa el espectro de respuesta compuesto de un puente aislado. El cambio del período proporcionado por la flexibilidad del sistema de aislamiento reduce la aceleración espectral desde  $A_1$  a  $A_2$ . El incremento de la amortiguación proporcionado por el sistema de aislamiento reduce aún más la aceleración espectral de  $A_2$  a  $A_3$ . Las aceleraciones espectrales  $A_1$  y  $A_3$  se usan para determinar las fuerzas de diseño para puentes convencionales y aislados, respectivamente. (AASHTO, 2010).

**Figura 2-15** Espectro de respuesta de diseño para puentes aislados. (Adaptado de AASHTO 2010)



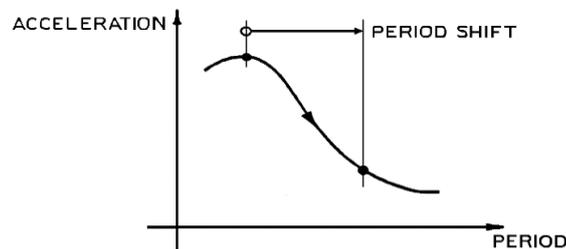
## 2.9.2. Características de los sistemas de aislamiento sísmico

Las tres características básicas utilizado hasta la fecha son (AASHTO, 2010):

- Dispositivos que soportan carga vertical y que proporcionan flexibilidad lateral de modo que el período de vibración del sistema en su conjunto se alarga suficientemente para reducir las fuerzas de respuesta,
- Amortiguadores o disipadores de energía tales que limitan el desplazamiento de los apoyos aislantes a un nivel práctico de diseño, y
- Medios que proporcionan rigidez para niveles bajos de cargas (de servicio), tales como fuerzas de viento o frenado.

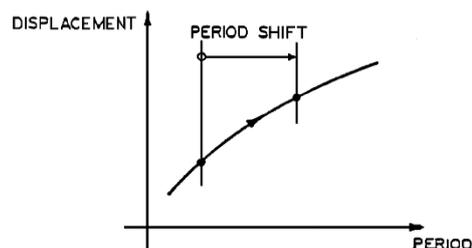
### a) Flexibilidad

Dos formas diferentes de introducir flexibilidad a una estructura son los apoyos elastoméricos y los apoyos deslizantes. Las fuerzas de respuesta son proporcionales a las aceleraciones, las cuales son función del período, tal como se muestra esquemáticamente en la curva típica de respuesta de aceleración de la figura 2-16. A medida que el período de vibración se alarga, se reduce el cortante basal. La medida en que estas fuerzas se reducen principalmente depende de la naturaleza del movimiento sísmico del suelo y del período de la estructura de base fija. (AASHTO, 2010).



**Figura 2-16** Curva típica de respuesta de aceleración. (AASHTO, 2010)

Sin embargo, como se señaló anteriormente, la flexibilidad adicional necesaria para alargar el periodo de la estructura da lugar a mayores desplazamientos relativos en los apoyos flexibles. La figura 2-17 muestra una curva típica de respuesta de desplazamientos, donde se ve cómo incrementan los desplazamientos al aumentar el período (flexibilidad).

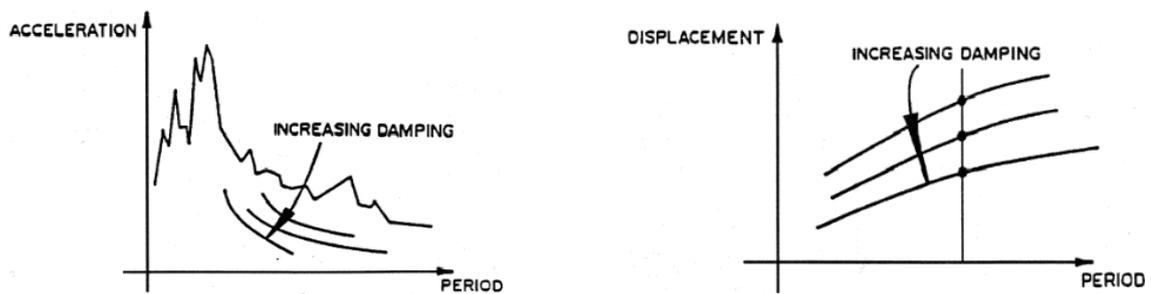


**Figura 2-17** Curva típica de respuesta de desplazamiento. (AASHTO, 2010)

## b) Disipación de energía

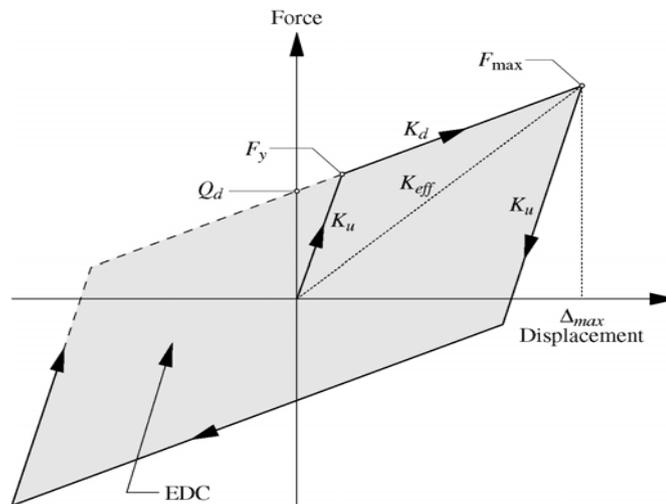
Los desplazamientos relativos se pueden controlar introduciendo amortiguamiento adicional en el nivel de aislación de la estructura. Esto se muestra en la figura 2-18. Dos formas efectivas de proporcionar amortiguamiento son la disipación de energía histerética y la disipación de energía viscosa. El término *viscoso* se refiere a disipación de energía que depende de la magnitud de la velocidad. El término *histerético* se refiere al corrimiento que se produce entre las curvas de carga y descarga bajo cargas cíclicas. La figura 2-19 muestra un ciclo de histéresis idealizado de fuerza-desplazamiento donde el área encerrada es una medida de la energía disipada durante un ciclo de movimiento (AASHTO 2010).

**Figura 2-18** Curvas de respuesta para incrementar el amortiguamiento. (AASHTO, 2010)



a. Espectro de respuesta de aceleración

b. Espectro de respuesta de desplazamiento



- $Q_d$  = Resistencia característica (fuerza en desplazamiento cero)
- $F_y$  = Fuerza de fluencia
- $F_{max}$  = Fuerza máxima
- $K_d$  = Rigidez post-elástica
- $K_u$  = Rigidez elástica (descarga)
- $K_{eff}$  = Rigidez efectiva
- $\Delta_{max}$  = Desplazamiento máximo del apoyo
- $EDC$  = Energía disipada por ciclo = área del lazo de histéresis (sombreado)

**Figura 2-19** Características de los apoyos de aislamiento bilineal. (AASHTO, 2010)

### **c) Rigidez bajo cargas laterales bajas**

Aunque la flexibilidad lateral es muy deseable para cargas sísmicas altas, es claramente indeseable tener un puente que vibrará perceptiblemente bajo cargas que se producen con frecuencia, como el viento o el frenado. Para proporcionar rigidez ante cargas de servicio, se puede utilizar disipadores de energía externos y elastómeros modificados en virtud de su alta rigidez elástica inicial. Como alternativa, se puede utilizar la fricción en los apoyos de aislamiento deslizantes para proporcionar la rigidez requerida. (AASHTO, 2010).

### **2.10. Aisladores sísmicos**

Un aislador es un apoyo flexible horizontalmente y rígido verticalmente que permite grandes deformaciones laterales bajo cargas sísmicas. Un aislador puede o no puede proporcionar disipación de energía. (AASHTO, 2010).

Los aisladores sísmicos generalmente pueden clasificarse en dos categorías: los que utilizan componentes elastoméricos y aquellos que utilizan componentes deslizantes (Taylor y Igusa 2004; AASHTO 1999; Buckle I., et al. 2006). La mayoría de los aisladores de puente en los Estados Unidos están basados en elastómeros, con o sin un núcleo de plomo para la disipación de energía. Estos son los apoyos de goma con núcleo de plomo denominados (LRB). También se utilizan aisladores deslizantes y los tipos más comunes son el péndulo de fricción y el apoyo Eradquake. El primero es el aislador FPS y utiliza la fricción como el disipador de energía. Este último (también conocido como el aislador EQS) y también utiliza la fricción como el disipador (Buckle I., et al., 2006). La Figura 2-20 muestra los detalles esquemáticos de estos tres tipos de aislamiento.

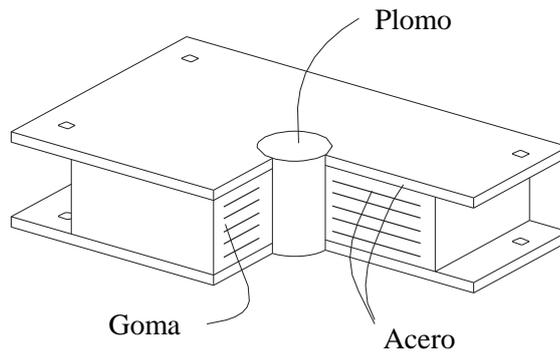
La selección del tipo de aislador es una decisión importante y debe involucrar a una cuidadosa consideración de una serie de factores, (Buckle I., et al., 2006). Éstos incluyen:

- Transmisión de carga axial (los sistemas de deslizamiento generalmente tienen mayor capacidad que los dispositivos elastoméricos para cargas axiales).
- Espacios libres disponibles (los aisladores con coeficientes de amortiguamiento elevados, tales como los apoyos de goma con núcleo de plomo, tienen menor demanda de desplazamiento).
- Espacio disponible (los sistemas de deslizamiento generalmente tienen perfiles más bajos que los dispositivos elastoméricos que pueden ser importantes en situaciones de reforzamiento).

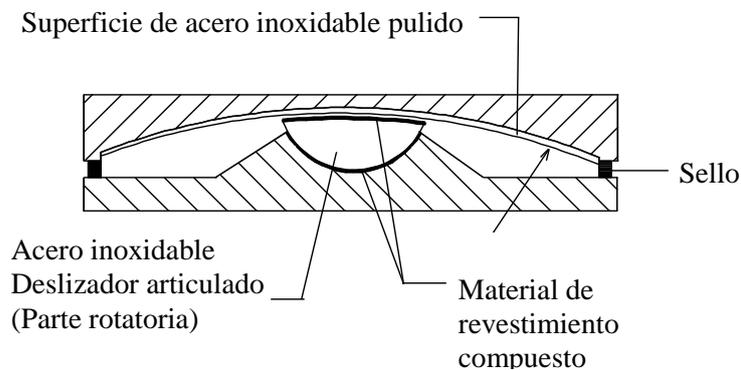
- Cargas de servicio a ser resistidos y movimientos ambientales a ser absorbidos (viento, frenado del vehículo, expansión térmica, flujo plástico, contracción...).
- Confiabilidad (estabilidad de propiedades en condiciones de campo adversas durante largos períodos de tiempo).

**Figura 2-20** Tres tipos de aisladores sísmicos utilizados para la protección sísmica de puentes. (Buckle I., et al., 2006)

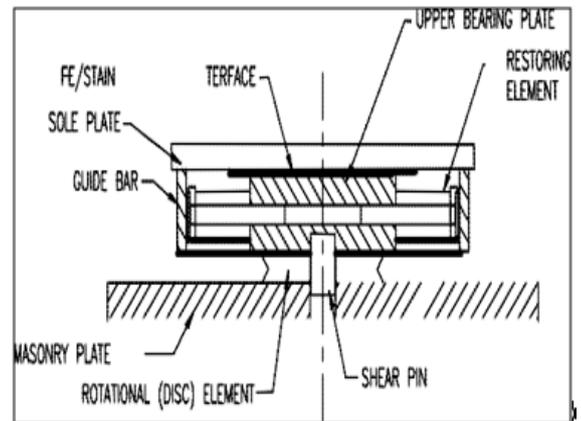
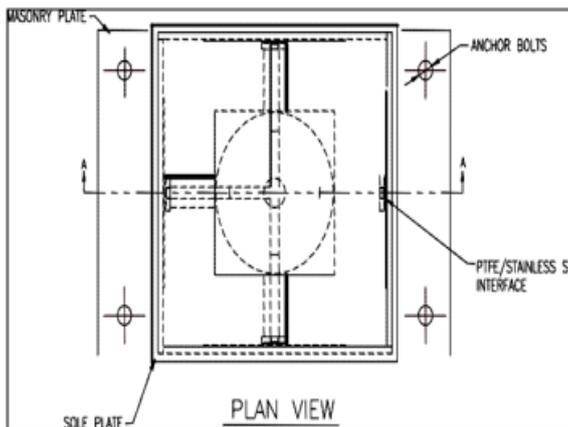
**a. aislador de goma con núcleo de plomo**



**b. Aislador de péndulo fricción**



**c. Aislador Eradique**



### 2.10.1. Aplicaciones de aisladores sísmicos

Se cree que el número de puentes aislados en América del Norte (Estados Unidos, Canadá, México y Puerto Rico) es superior de 200. La tabla 2-13 enumera estos seis estados y el número de puentes aislados en cada uno. Como era de esperar, California, con su alto riesgo sísmico, lidera la lista con el 13 por ciento del número total de aplicaciones. (Buckle I. et al., 2006).

**Tabla 2-13** Estados con más de diez puentes aislados (abril de 2003). (Buckle I. et al., 2006)

Estado	Número de puentes aislados	Porcentaje del número total de puentes aislados en América del Norte <sup>1</sup>
California	28	13%
New Jersey	23	11%
Nuevo York	22	11%
Massachusetts	20	10%
New Hampshire	14	7%
Illinois	14	7%
Total	121	59%

NOTA 1. Estados Unidos, Canadá, México y Puerto Rico



**Figura 2-21** Aisladores de goma con núcleo de plomo instalado en el viaducto ferroviario ligero del aeropuerto JFK, Nueva York. (Buckle I. et al., 2006)



**Figura 2-22** Aislador de péndulo fricción instalado en el puente Benecia-Martinez, California. (Buckle I. et al., 2006)

Aproximadamente las tres cuartas partes de los puentes aislados en los Estados Unidos utilizan aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB) y un poco menos de un cuarto usa el aislador EradiQuake. La tabla 2-14 muestra la distribución de las aplicaciones por tipo de aislador. (Buckle I. et al., 2006).

**Tabla 2-14** Aplicaciones en puentes por tipo de aislador. (Buckle I. et al., 2006).

Aislador	Aplicaciones (porcentaje del número total de puentes aislados en América del Norte)
Aislador de goma con núcleo de plomo LRB	75%
Aislador Eradiquake	20%
Otros: Sistema de péndulo fricción, aislador FIP, goma de alto amortiguamiento, apoyos de goma natural	5%

### 2.10.2. Límites de aplicación del aislamiento sísmico en puentes

El aislamiento sísmico se debe considerar siempre que mejore el desempeño sísmico, o la reducción de los costos, o ambos. Tales beneficios pueden ser evaluados sobre una base caso por caso utilizando herramientas analíticas simplificadas. (Buckle I, et al., 2006). Los factores que influyen en el puente y la idoneidad sitio incluyen el tipo de superestructura, las condiciones del suelo del sitio y la flexibilidad de la subestructura. (Buckle I, et al., 2006).

- **Superestructuras livianas**

Los puentes con superestructuras livianas pueden presentar dificultades para el aislamiento sísmico efectivo. Estos puentes incluyen aquellos con vigas de acero y losas de tablero de concreto, y aquellos que tienen secciones T de concreto prefabricado. Estos puentes suelen tener varias líneas de vigas (5 y superiores) y la colocación de un aislador en cada viga significa que la carga transmitida por el aislador es baja. En consecuencia, la relación de la masa a la rigidez del aislador también es baja y puede ser difícil obtener un cambio de periodo suficientemente grande para justificar el aislamiento (figura 2-16). (Buckle I, et al., 2006).

En tales circunstancias, dos opciones podrían ser consideradas. El primero es utilizar un aislador con un período que es independiente del peso transmitido (por ejemplo, el aislador de péndulo fricción). El segundo es utilizar una viga transversal (diafragma) en los estribos y pilares que conectan las líneas de viga en sus puntos de apoyo y apoyado en, por ejemplo, 2 o 3 aisladores en cada asiento de los estribos y en la viga cabezal del pilar. La mayor carga por aislador mejora la relación de la masa a la rigidez y los cambios significativos del período resulten factibles.

Sin embargo, hay implicaciones consecuentes sobre la distribución de las cargas de gravedad a las vigas debido a la flexibilidad de la viga transversal y los factores de distribución de carga viva de la AASHTO no pueden aplicarse en estos casos.

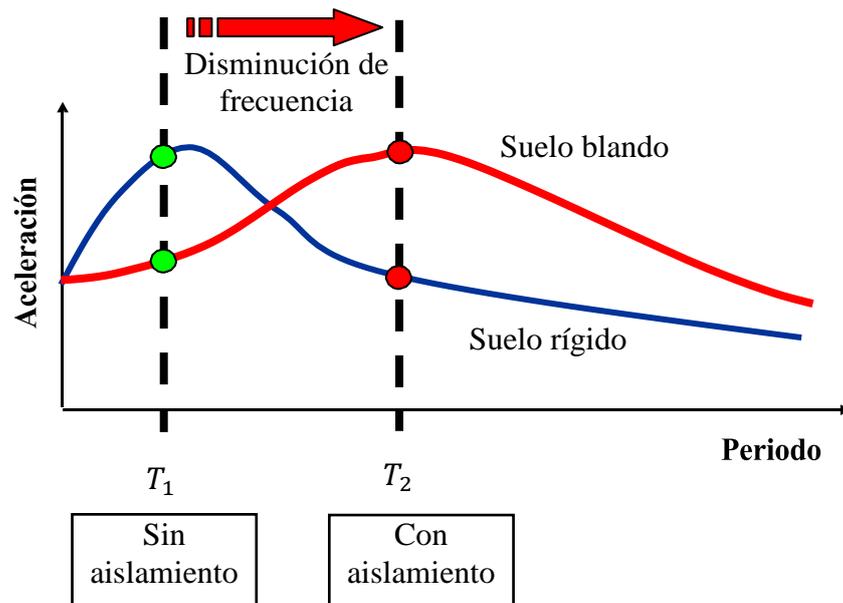
Esta misma flexibilidad puede provocar problemas de fatiga de alto ciclo en las conexiones de los diafragmas a las vigas. Ambos problemas pueden ser mitigados mediante el uso de vigas transversales muy rígidas. (Buckle I, et al., 2006).

- **Sitios de suelo blando**

Los movimientos del terreno en la superficie de los sitios de suelos blandos tienen componentes de período largo significativos. Alargar el periodo de un puente en tal sitio, mediante la introducción de un sistema de aislamiento flexible, puede que no sea conveniente debido a la posibilidad de un aumento de fuerzas, y puede que no sea práctico debido a desplazamientos mucho más grandes en los asientos del estribo. Herramientas y procedimientos analíticos avanzados están disponibles al evaluar la efectividad de aislamiento en tales circunstancias, y estos deben utilizarse en lugar de los métodos aproximados. (Buckle I, et al., 2006).

El suelo deformable (es decir, un suelo blando) tienden a producir aceleraciones del suelo a frecuencias más bajas que, a su vez, amplifican la respuesta de las estructuras aisladas (es decir, con menor frecuencia). (Symans M. D., 2008).

La figura 2-23 muestra, esquemáticamente, el espectro de respuesta de un suelo duro y de un suelo blando. Se observa que el rango de frecuencia con un mayor contenido de energía de un terreno blando y deformable, corresponde a la frecuencia natural de una estructura aislada.



**Figura 2-23** Influencia del suelo en la eficacia del sistema de aislamiento. (Adaptado de Symans M. D., 2008)

- **Estructuras flexibles**

Se indica a menudo que las estructuras flexibles pueden no ser adecuados para el aislamiento sísmico, generalmente en referencia a los edificios por encima de cierto número de pisos de altura. La declaración implica que, mientras que el uso de un sistema de aislamiento aumenta el período fundamental, el aumento para estructuras que ya son flexibles puede no ser suficiente para afectar la respuesta dinámica de una manera significativa. (Buckle I, et al., 2006).

Esto también es cierto para los puentes, pero no en la misma medida. El resultado depende de la relación de la flexibilidad del aislador a la flexibilidad de la estructura. Si esta relación es mayor que la unidad, debe encontrarse una respuesta favorable cuando se utiliza aislamiento. Si es menor que la unidad, el beneficio de aislamiento será insignificante. Para situaciones de puente típicos, esta relación es siempre mayor que uno (Buckle I, et al., 2006).

### **2.10.3. Propiedades mecánicas del sistema de aislamiento**

El análisis de puentes sísmicamente aislados debe realizarse para el sismo de diseño (DE) de dos grupos distintos de las propiedades mecánicas del sistema de aislamiento:

- a) Las propiedades de límite superior definen los valores de límite superior de la resistencia característica y la rigidez post-elástica que pueden ocurrir durante la vida útil de los aisladores y considerando los efectos de envejecimiento, la contaminación, la temperatura e historia de la sobrecarga, y movimiento. Típicamente, los valores de límite superior describen el comportamiento de los apoyos envejecidos y contaminados, siguiendo el movimiento que es característico de la carga de tráfico sustancial, cuando la temperatura es baja y durante el primer ciclo de alta velocidad del movimiento sísmico. Los valores de las propiedades de límite superior generalmente son el resultado de la demanda de una mayor fuerza en los elementos de la subestructura.
- b) Las propiedades de límite inferior definen los valores de límite inferior de la resistencia característica y la rigidez post-elástica que pueden ocurrir durante la vida útil de los aisladores. Típicamente, los valores de límite inferior describen el comportamiento de los apoyos nuevos, a temperatura normal y siguiendo el ciclo inicial de movimiento de alta velocidad. Los valores de las propiedades de límite inferior suelen dar lugar a la mayor demanda de desplazamiento en los aisladores.

Los valores de las propiedades mecánicas de límite superior e inferior se determinan a partir de los valores de las propiedades nominales y el uso de factores de modificación de propiedades del sistema. Las propiedades nominales se obtienen ya sea de las pruebas de prototipos de apoyos idénticos a los apoyos reales o de datos de prueba de apoyos similares de proyectos anteriores y el uso de supuestos apropiados para dar cuenta de la incertidumbre. Típicamente, el análisis y el diseño del puente aislado se basan en datos disponibles de ensayos anteriores de apoyos similares. Si la selección del rango de propiedades mecánicas se realiza correctamente, la prueba de apoyo del prototipo confirmará la validez de los supuestos y por lo tanto la validez del análisis y diseño.

### **2.10.4. Cargas para el análisis y diseño de puentes sísmicamente aislados**

El diseño de un puente sísmicamente aislado requiere el análisis de las condiciones de servicio y para las condiciones sísmicas en el sismo de diseño (Design Earthquake, DE) y el sismo máximo considerado (Maximum Considered Earthquake, MCE). A diferencia de puentes convencionales, se consideran explícitamente los efectos MCE para asegurar que los aisladores mantengan su integridad con daños mínimos, si hubiere (Constantinou Mal., 2007).

Las cargas de servicio y las sísmicas se describen en las especificaciones aplicables de diseño de puentes (AASHTO, 2007). Las especificaciones AASHTO LRFD 2007 definen al sismo de diseño a uno definido por un espectro de respuesta probabilístico con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años (período de retorno aproximado de 475 años). El sismo máximo considerado se define aquí en términos de sus efectos sobre los apoyos del sistema de aislamiento. Estos efectos se definirán como los del DE multiplicado por un factor mayor que la unidad. El valor del factor puede determinarse sobre la base de un análisis científico con la debida consideración de (a) los efectos máximos que el sismo máximo puede tener en el sistema de aislamiento, (b) la metodología utilizada para calcular los efectos del DE, y (c) el margen aceptable de seguridad deseado. En general, el valor de este factor dependerá de las propiedades del sistema de aislamiento y la ubicación del sitio. Un valor presumiblemente conservador de 1.5 se utiliza para el cálculo de los efectos sobre los desplazamientos del aislador; asimismo el valor correspondiente a los efectos sobre las fuerzas, están en el intervalo de 1.0 a 1.5. (Constantinou M. et al., 2011).

### 2.10.5. Modificación del espectro de respuesta para amortiguamientos altos

El espectro de respuesta elástico para 5% de amortiguamiento representa la especificación habitual de carga sísmica. Es necesario construir espectros para amortiguamientos mayores para la aplicación de los métodos de análisis simplificados, ya sean métodos simples o multimodal. Espectros elásticos construidos para amortiguamientos viscosa altos son útiles en el análisis de las estructuras elásticas lineales con sistemas de amortiguamiento viscoso lineal. El planteamiento típico de construcción de espectros elásticos para amortiguamientos mayores a 5% es dividir la aceleración espectral para 5% de amortiguamiento por un coeficiente de amortiguamiento o factor de reducción de amortiguamiento  $B$ :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (2-21)$$

Donde  $S_a(T, \xi)$  es la aceleración espectral en el período  $T$  para un coeficiente de amortiguamiento  $\xi$ . Note que la aceleración espectral es la aceleración cuando ocurre el desplazamiento máximo y no es necesariamente la aceleración máxima (este no toma en cuenta ninguna contribución de la fuerza viscosa). Por consiguiente, está directamente relacionado al desplazamiento espectral  $S_d$  a través de

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad (2-22)$$

El factor de reducción de amortiguación  $B$  es una función del coeficiente de amortiguamiento y puede ser una función del período.

La ecuación (2-21) es típicamente utilizado para obtener los valores del coeficiente  $B$  para un rango de valores del período  $T$  y para movimientos sísmicos seleccionados.

La ecuación en la revisión del 2010 de la Guía de Especificaciones AASHTO es

$$B = \left( \frac{\xi}{0.05} \right)^{0.3} \quad (2-23)$$

Los valores del factor  $B$  en diversos códigos y especificaciones son casi idénticos para los valores de coeficiente de amortiguamiento menor o igual a 30%, tal como se muestra en la tabla 2-15. Este es el límite de coeficiente de amortiguamiento que pueden ser utilizados para métodos de análisis simplificados.

**Tabla 2-15** Valores del factor de reducción de amortiguamiento  $B$  en códigos y especificaciones

$\xi$ (%)	1999 AASHTO	ASCE 7-10	2010 AASHTO	EUROCODE 8
$\leq 2$	0.8	0.8	0.8	0.8
5	1.0	1.0	1.0	1.0
10	1.2	1.2	1.2	1.2
20	1.5	1.5	1.5	1.6
30	1.7	1.71 ó 1.82	1.7	1.9
40	1.9	1.91 ó 2.12	1.9	2.1
50	2.0	2.01 ó 2.42	2.0	2.3
1 Valor de estructuras aisladas				
2 Valor para estructuras con sistemas de amortiguación				

### 2.10.6. Capacidad de recentrado

Los sistemas de aislamiento sísmico que se han aplicado a los edificios se caracterizan por la capacidad de la fuerza de restauración fuerte. Sin embargo, para aplicaciones en puentes, se han desarrollado dos estrategias competidoras de diseño de aislamiento sísmico: (a) una estrategia defendida por ingenieros en Nueva Zelanda, Estados Unidos y Japón, que requiere una fuerza de restauración fuerte en el sistema de aislamiento, y (b) la estrategia italiana en la cual el sistema de aislamiento expone el comportamiento esencialmente elasto-plástico. (Buckle I. et al., 2006).

El ASCE 7-10 Estándar especifica una rigidez mínima requerida tal que la fuerza por el desplazamiento de diseño  $D$  menos la fuerza en la mitad del desplazamiento de diseño ( $D/2$ ) es mayor que  $0.025W$ .

Basado en el comportamiento típico de los sistemas de aislamiento mostrado en la figura 2-19. El requisito se puede expresar en las dos formas siguientes:

$$K_d D \geq 0.05W \quad (2-24)$$

$$T \leq 28 \sqrt{\frac{D}{g}} \quad (2-25)$$

Donde,  $D$  es el desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento y  $T$  el período calculado en base a la rigidez post-elástica.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_d g}} \quad (2-26)$$

La AASHTO Guide Specification for Seismic Isolation Design (AASHTO 2010) tiene una especificación más flexible para la fuerza de restauración mínima, pero sujeto a una restricción en periodo  $T$ :

$$K_d D \geq 0.025W \quad (2-27)$$

$$T \leq 40 \sqrt{\frac{D}{g}} \leq 6 \text{ seg} \quad (2-28)$$

Tenga en cuenta que, en la evaluación de la capacidad de recentrado de los sistemas de aislamiento, la resistencia característica debe ser evaluada bajo condiciones de movimiento muy lento como las experimentadas justo antes de llegar al desplazamiento permanente. (Constantinou M. et al., 2011).

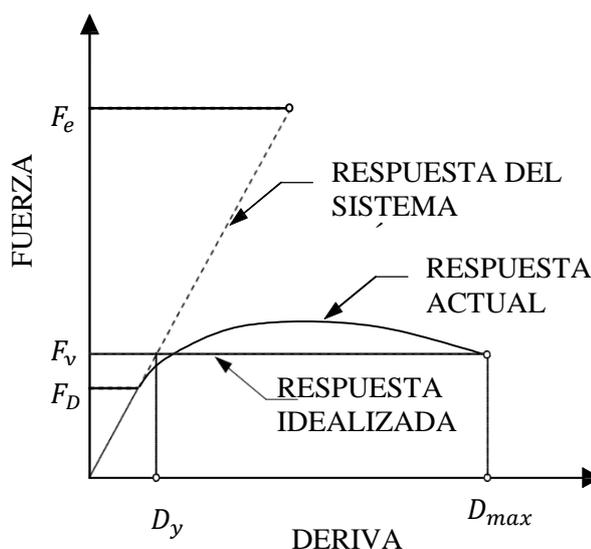
### 2.10.7. Factor de Modificación de Respuesta, $R$

Los factores de modificación de la respuesta son usados para calcular las fuerzas de diseño en los componentes estructurales de la demanda de fuerza elástica. Es decir, la demanda se calcula en el supuesto de comportamiento estructural elástico y, posteriormente, las fuerzas de diseño se establecen dividiendo la demanda de la fuerza elástica por el factor  $R$ . En la Figura 2-24 se ilustra la respuesta estructural de un sistema flexible. La demanda de fuerza elástica es  $F_e$ , y la fuerza de fluencia es  $F_y$ . La fuerza de diseño,  $F_D$ , viene dado por:

$$F_D = \frac{F_e}{R} \quad (2-29)$$

Donde  $R$  es el factor de modificación de respuesta.

**Figura 2-24** Respuesta estructural de un sistema inelástico (Adaptado de Buckle I. et al., 2006)



Códigos y normas (como la ASCE 2005), Especificaciones (tales como las Especificaciones AASHTO para puentes carreteros) y diversos documentos informativos especifican valores del factor  $R$  que son de naturaleza empírica. La guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico AASHTO de 1991 especifica los factores de modificación de respuesta para puentes aislados a ser los mismos que los de los puentes no aislados. Un cambio significativo en la guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico AASHTO de 1999 sobre el predecesor de 1991 es la especificación de los valores del factor  $R$  inferior para subestructuras de puentes aislados. Estos valores están en el intervalo de 1.5 a 2.5. (Constantinou M. et al., 2011).

Los elementos de la subestructura de puentes deben ser diseñados con un factor  $R$  de 1.0 para puentes críticos, en el intervalo de 1.0 a 1.25 para puentes esenciales y 1.5 para otros puentes. Las fuerzas para el diseño de los aisladores no deben ser reducidas por los factores  $R$ . (Constantinou M. et al., 2011).

### 2.10.8. Aisladores elastoméricos

Los apoyos elastoméricos se han utilizado por más de 50 años para acomodar efectos de dilatación en puentes y permite rotaciones en los soportes de la viga. Extender su aplicación al aislamiento sísmico ha sido atractivo debido a su alta tolerancia al movimiento y sobrecarga y requisitos de mantenimiento mínimos. Tres tipos de aisladores elastoméricos han ido evolucionando a lo largo de los años para satisfacer diferentes necesidades. Estos son:

- Aislador de goma y plomo: apoyo elastomérico de goma natural provisto de un núcleo de plomo para la disipación de energía.
- Aislador de goma de alto amortiguamiento: apoyo elastomérico de goma natural fabricado a partir de goma de alta amortiguación para disipación de energía.
- Aislador de goma de baja amortiguación: apoyo elastomérico de goma natural fabricado a partir de goma de baja amortiguación (goma natural estándar) y se utiliza junto con un disipador de energía mecánico tal como un amortiguador viscoso para la disipación de energía.

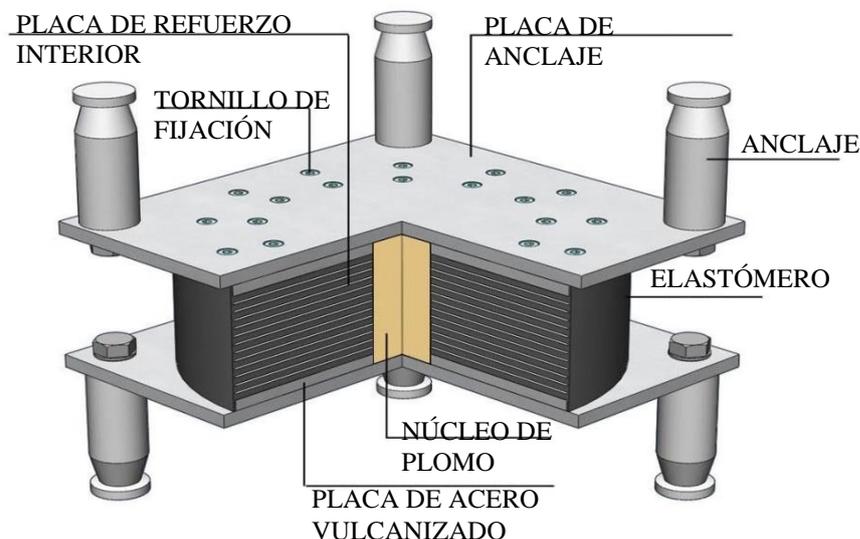
En aplicaciones de puente, el aislador elastomérico más común es el aislador de goma con núcleo de plomo y este dispositivo será estudiado y aplicado en esta investigación.

### 2.10.8.1. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Los apoyos elastoméricos con núcleo de plomo, también conocido como Lead Rubber Bearings (LRB), son dispositivos de apoyo en elastómero armado. Se componen de capas alternas de acero y de elastómero conectados mediante vulcanización en caliente, con un núcleo central de plomo de forma cilíndrica.

El plomo tiene la propiedad de deformarse plásticamente disipando energía y recristalizando después de un ciclo de deformación plástica. Al hacerlo, puede soportar un número indefinido de ciclos histeréticos. (FIP Industriale, 2013). Por lo general, son de forma circular, pero también pueden ser fabricados en secciones cuadradas; también pueden ser fabricadas con más de un núcleo de plomo. (FIP Industriale, 2013).

**Figura 2-25** Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB). (Adaptado de Algasism, 2008)



### 2.10.8.2. Principio de funcionamiento

Como apoyo, el aislador realiza la función de transmitir las cargas verticales. Actúa como un apoyo convencional, es decir, transfiere las cargas verticales en la ubicación prevista de la superestructura hacia la infraestructura.

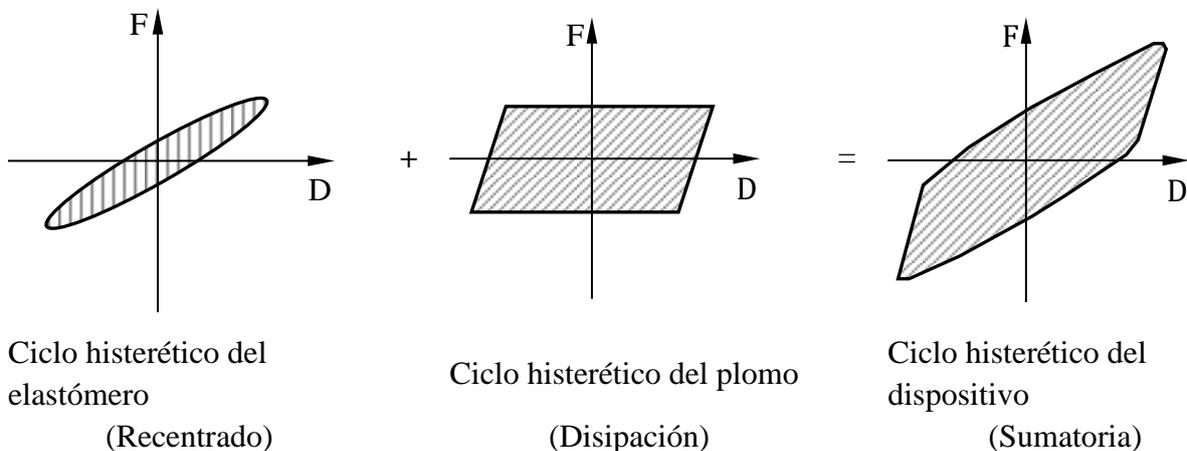
Para mitigar la energía procedente del evento sísmico, el apoyo elastomérico con núcleo de plomo aplica dos efectos combinados:

- Aumenta la flexibilidad mediante la inclusión del apoyo entre la infraestructura y la superestructura. Se aumenta notablemente el periodo propio, reduciendo la aceleración espectral y por lo tanto las fuerzas sísmicas.
- Disipa energía (en forma de calor). El apoyo permite una reducción del espectro de respuesta que se traduce en una reducción adicional de las fuerzas sísmicas.

La disipación de energía es proporcionada por el núcleo de plomo, mediante su plastificación. Permite obtener un coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de hasta un 30%. Gracias a la elevada capacidad disipativa, puede reducir el desplazamiento horizontal, en comparación con la de un sistema de apoyo con idéntica rigidez equivalente pero con menos capacidad de disipación. El sistema de protección sísmica con elastómeros con núcleo de plomo asegura la capacidad completa de servicio después del terremoto y se evitan completamente los daños estructurales. De ahí que la estructura está lista para entrar en servicio de nuevo y posiblemente después de más terremotos. Además, no son necesarias obras de renovación de los dispositivos o estructuras, lo que demuestra que este sistema de protección sísmica es también el concepto más económico a elegir.

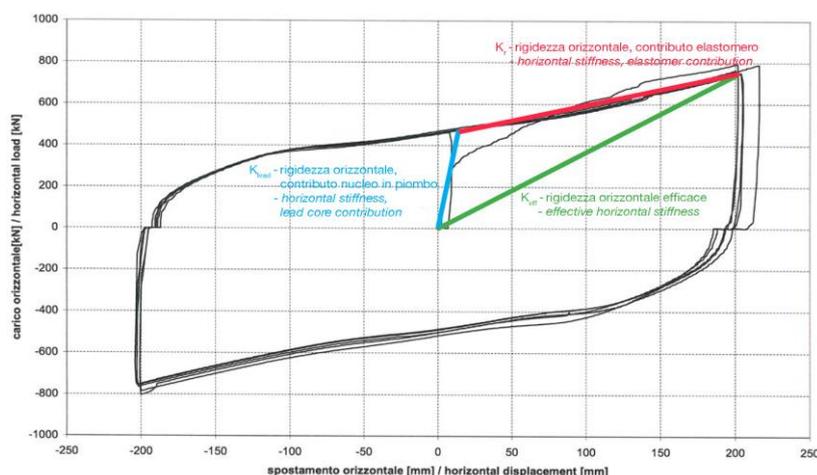
Los ciclos histeréticos de cada uno de los materiales trabajando de manera aislada nos dan una idea de su forma de trabajo conjunta.

**Figura 2-26** Ciclo histerético de las partes en una sola función de un LRB. (Adaptado MAURER SÖHNE, 2003)



Observamos que el elastómero disipa algo de energía, pero la mayor contribución es la realizada por el plomo. A mayor área de plomo con respecto a la goma, mayor es la energía disipada.

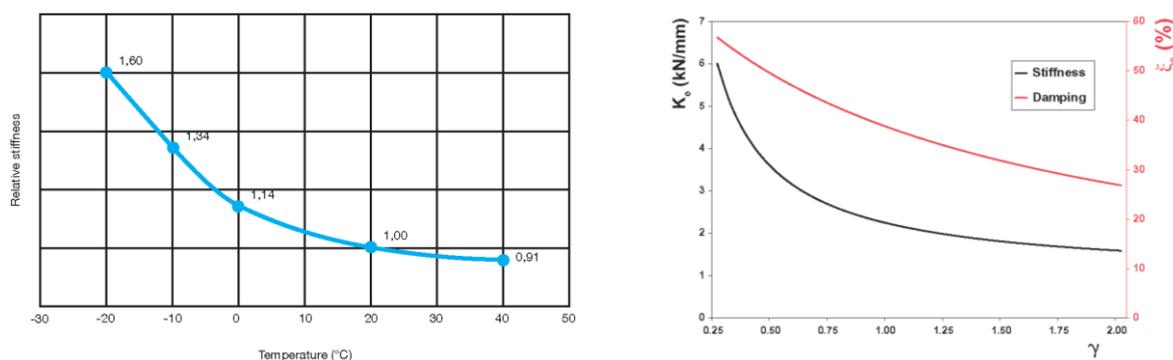
Su comportamiento puede ser definido de la siguiente manera:



**Figura 2-27** Curva histerética típica de un LRB. (Algasism 2008)

En el diagrama se puede observar la contribución del plomo y la del elastómero, y también se observa la rigidez horizontal efectiva, cuyo valor es el utilizado para realizar el análisis lineal del problema.

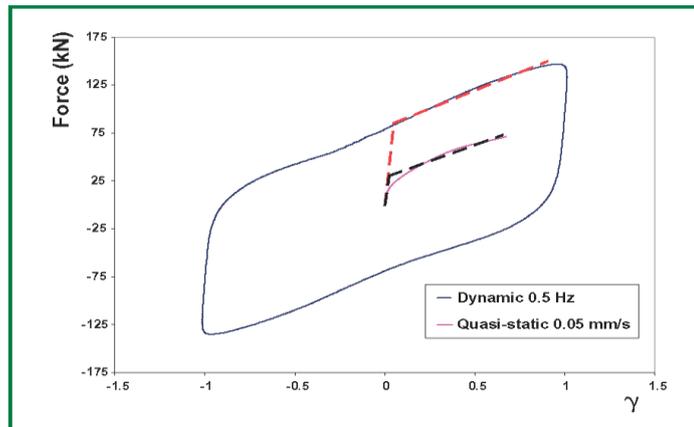
El núcleo de plomo cumple con la función de dar mayor rigidez para las deformaciones pequeñas. La rigidez equivalente y el amortiguamiento equivalente varían en función de la deformación por corte, disminuyen al aumentar esta. La rigidez también aumenta con la disminución de la temperatura (ver figura 2-28):



**Figura 2-28** Izquierda, variación relativa de la rigidez en función de la temperatura (Algasism, 2008). Derecha, Variación típica de la rigidez efectiva y del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente en función de la deformación por corte. (FIP Ind. 2012).

El apoyo LRB se comporta de distinta manera dependiendo de si se trata de un movimiento dinámico o cuasi-estático.

**Figura 2-29** Comparación entre un comportamiento dinámico y un comportamiento cuasi-estático (térmico). (FIP Industriale, 2012)

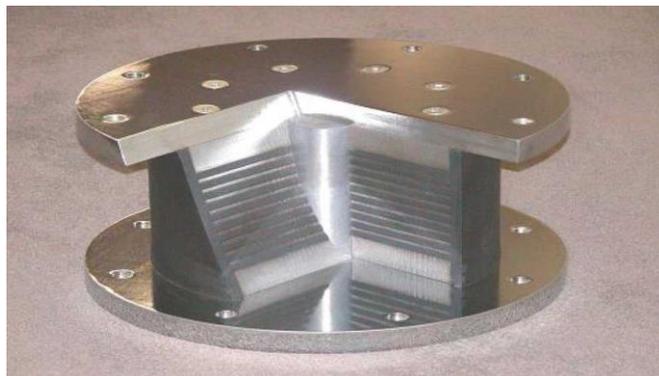


Las placas shim de acero interior no sólo otorgan una buena capacidad de carga, sino también un confinamiento adecuado para el núcleo de plomo.

### 2.10.8.3. Propiedades nominales de apoyos LRB

La figura 2-30 muestra un apoyo de goma con núcleo de plomo que fue cortado para revelar su construcción interna. Nótese que las placas, superior e inferior (brida) del apoyo están conectadas a las placas exteriores del apoyo de goma a través de pernos avellanados. Este tipo de construcción permite el confinamiento de la barra de plomo en el núcleo del apoyo. La barra se corta típicamente más largo que la altura de la goma del apoyo (por una cantidad menor que 5%) por lo que el núcleo se comprime al empernar las placas de reborde a las placas exteriores. El núcleo de plomo se expande lateralmente y calza entre las capas de goma y las placas de acero. Bajo tales condiciones (confinados), el núcleo de plomo proporciona una excelente capacidad de disipación de energía (con una magnitud dependiente del diámetro de la barra de plomo). (Constantinou M. et al., 2011).

**Figure 2-30** Construcción interna de un apoyo de goma con núcleo de plomo (Cortesía de DIS). (Constantinou M. et al., 2011)



El aislador LRB tiene un comportamiento fuerza lateral-desplazamiento lateral que puede ser idealizado por el lazo histerético bilineal que se muestra en la Figura 2-19. El comportamiento mecánico del aislador se caracteriza por los siguientes parámetros:

- a) **Resistencia característica  $Q_d$** . Está relacionada con el área del plomo  $A_L$  y el esfuerzo de fluencia efectiva del plomo  $\sigma_L$  como sigue:

$$Q_d = A_L \sigma_L \quad (2-30)$$

La resistencia característica del plomo es una propiedad mecánica que depende de una variedad de parámetros, incluida la carga axial sobre el apoyo, amplitud del movimiento, tamaño de núcleo de plomo y detalles de fabricación del apoyo. Por otra parte, el valor del esfuerzo de fluencia efectiva varía de ciclo a ciclo como resultado del calentamiento del núcleo de plomo. (Constantinou M. et al., 2011).

Los valores nominales del parámetro  $\sigma_L$  son:

- Valor válido durante el primer ciclo de movimiento sísmico,  $\sigma_{L_1}$ , y se asume que debe darse por  $\sigma_{L_1} = 1.35\sigma_{L_3}$ .
  - Valor determinado como la resistencia característica del promedio en los tres primeros ciclos de movimiento sísmico,  $\sigma_{L_3}$ . Los valores de  $\sigma_{L_3}$  están en el rango de 10 a 12 MPa, dependiendo del tamaño del núcleo de plomo, tamaño del apoyo, de la carga y detalles de fabricación, y debido a la incertidumbre. Es apropiado asumir  $\sigma_{L_3}$  igual a 10 MPa y  $\sigma_{L_1} = 1.35 \times 12 = 16.20 \text{ MPa}$ .
  - Para los cálculos para condiciones de carga de tráfico,  $\sigma_{L_{TR}} = \sigma_{L_1}/2$
  - Para los cálculos para condiciones de carga térmica,  $\sigma_{L_{TH}} = \sigma_{L_1}/3$
- b) **Rigidez post-elástica  $K_d$** . Está relacionado con el módulo de corte de la goma  $G$ , el área de goma adherida  $A$  y el espesor total de goma  $T_r$ :

$$K_d = \frac{GA}{T_r} \quad (2-31)$$

Se recomienda que para el cálculo del área  $A$  en la Ec. 2-31, el radio de goma adherida se incremente en la mitad del espesor del recubrimiento de goma con el fin de tener en cuenta el efecto del recubrimiento de goma en la rigidez. Los valores del módulo de corte  $G$  para usar en la Ec. 2-31 estarán relacionado para el valor promedio del módulo de corte en tres ciclos de movimiento  $G_{3_c}$ , que está en el rango de 0.45 a 0.85 MPa para aplicaciones típicas de aislamiento sísmico. (Constantinou M. et al., 2011).

Los valores recomendados del módulo de corte son:

- Valor válido durante el primer ciclo en movimiento sísmico,  $G_{3_c}$ , y asume que debe darse por  $G_{1_c} = 1.10G_{3_c}$ . El mayor valor de  $G_{3_c}$  dentro del rango nominal se debe utilizar en el cálculo  $G_{1_c}$
  - Valor determinado como el módulo de corte promedio durante los tres primeros ciclos de movimiento sísmico,  $G_{3_c}$ . El rango de valores de los parámetros utilizados en este documento tiene una validez para goma natural de baja amortiguación con  $G_{3_c}$  mayor que 0.45 MPa. El valor real de  $G_{3_c}$  debe suponerse para estar dentro de un rango, digamos  $\pm 5\%$  del valor promedio cuando existe evidencia experimental del apoyo o de lo contrario un rango mayor
  - Para los cálculos para el tráfico y las condiciones de carga térmica,  $G = 0.8G_{3_c}$ . El mayor valor de  $G_{3_c}$  se debe utilizar en el cálculo de  $G$
- c) **Desplazamiento de fluencia  $Y$** . Este parámetro es útil en el cálculo del amortiguamiento efectivo y en el modelamiento de aisladores para el análisis dinámico de respuesta en el tiempo. Se debe determinar a partir del lazo fuerza-desplazamiento del apoyo real. En ausencia de dicha información, se puede asumir que está en el intervalo de 0.25 a 1 pulgada (6 a 25 mm). (Constantinou M. et al., 2011).

#### **2.10.8.4. Propiedades de límite inferior y superior de apoyos (LRB)**

Los valores de límite inferior de la resistencia característica y rigidez post-elástica de los aisladores LRB deben ser las propiedades nominales durante los tres primeros ciclos (promedio de tres ciclos) del movimiento sísmico. Estas propiedades son para temperatura normal y para apoyos nuevos.

Los valores de límite superior de la resistencia característica y rigidez post-elástica de los aisladores LRB deben ser las propiedades nominales durante el primer ciclo de movimiento sísmico y se multiplica por el factor de modificación de la propiedad del sistema para los efectos combinados del envejecimiento y baja temperatura. Estos factores se enumeran en la guía de especificaciones para el diseño de aislamiento sísmico AASHTO (2010).

#### **2.10.8.5. Recentrado**

El propósito de la capacidad de recentrado es devolver a la estructura a la posición neutral media. No es tanto limitar los desplazamientos residuales al final del sismo, sino más bien evitar desplazamientos acumulados durante el evento sísmico.

El recentrado adquiere una especial importancia en las estructuras situadas en las proximidades de una falla, donde los sismos se caracterizan por acelerogramas altamente asimétricos. El efecto del recentrado se basa en la elasticidad natural aplicada por la goma. Cabe señalar que la disipación de la energía y la capacidad de recentrado son dos funciones opuestas y su importancia relativa depende primeramente del caso en investigación.

Si suponemos el caso hipotético en el que la acción sísmica cesa en el momento en que el dispositivo se encuentra completamente desplazado, la fuerza elástica aplicada por la goma debe de ser mayor que la fuerza de plastificación del plomo, para que se produzca algún tipo de desplazamiento de recentrado. El plomo al recrystalizar se comporta como si no hubiera ocurrido ningún tipo de desplazamiento.

### **2.10.9. Métodos de análisis de puentes sísmicamente aislados**

Los métodos de análisis de puentes sísmicamente aislados especificados en la AASHTO 2010 Guide Specifications for Seismic Isolation Design son:

- Método simplificado o de la carga uniforme
- Método espectral unimodal
- Método espectral multimodal
- Método de tiempo-historia

Los tres primeros métodos son elásticos. El método tiempo-historia puede ser elástico o inelástico, éste es el método de análisis más exacto y se puede implementar en una variedad de software de ordenador. Actualmente, el análisis no lineal de tiempo-historia se utiliza normalmente para el análisis de todas las estructuras sísmicamente aisladas. El análisis simplificado también se realiza siempre a fin de evaluar los resultados del análisis dinámico y obtener límites inferiores para cantidades de respuesta. (Constantinou M. et al., 2007).

#### **2.10.9.1. Método simplificado o de la carga uniforme**

El método simplificado de análisis puede usarse para puentes aislados que responden predominantemente como un sistema de un solo grado de libertad sin acoplamiento de desplazamiento entre dos o tres direcciones de coordenadas. (AASHTO, 2010).

- **Supuestos**
- La superestructura del puente actúa como un diafragma rígido en el plano y flexible fuera del plano. En comparación con la flexibilidad de los aisladores, la superestructura puentes son relativamente rígidas y esta hipótesis es aplicable a una amplia gama de tipos de superestructura (por ejemplo, vigas cajón, losas y vigas con los diafragmas y similares).

- El puente puede ser modelado como un sistema de un solo grado de libertad. La carga uniforme y el método de análisis espectral unimodal en diseño sísmico convencional hacen esta misma hipótesis, y está sujeto a las mismas limitaciones de aplicabilidad.
- El espectro de respuesta de desplazamiento para el sitio del puente es linealmente proporcional al período dentro del rango del período del puente aislado (es decir, la velocidad espectral es constante y la aceleración espectral es inversamente proporcional al período en este rango).
- Las propiedades de fuerza lateral-desplazamiento de los aisladores sísmicos pueden ser presentadas por los lazos histeréticos bilineales.
- La disipación de energía histerética se puede representar por el amortiguamiento viscoso equivalente. El espectro de respuesta de diseño puede escalarse para diferentes coeficientes de amortiguamiento viscoso por factores de amortiguamiento que son independientes del período.

- **Ecuaciones básicas para puentes con subestructuras rígidas**

Si todos los aisladores que soportan la superestructura experimentan el mismo desplazamiento  $D_D$ , las propiedades de los aisladores individuales pueden ser agrupadas en un solo "sistema" de aislador equivalente. Esto se aplica cuando un solo modo de vibración domina la respuesta y para puentes con subestructuras rígidas (Supuesto 1 arriba). En esta sección, se asume subestructuras rígidas y las propiedades de los aisladores individuales se agrupan en un único sistema de aislador.

- **Rigidez efectiva**

De la figura 2-19, la rigidez efectiva  $K_{eff}$ , de un aislador bilinear en desplazamiento  $D_D$ , está dada por:

$$K_{eff} = \frac{F}{D_D} = \frac{Q_d + K_d D_D}{D_D} = K_d + \frac{Q_d}{D_D} \quad (2-32)$$

Donde,  $F$  es la fuerza lateral total en el aislador en desplazamiento  $D_D$ ,  $Q_d$  es la resistencia característica del aislador y  $K_d$  es la rigidez post-elástica del aislador.

- **Periodo efectivo**

El periodo efectivo  $T_{eff}$ , del sistema de un solo grado de libertad de masa  $W/g$ , y rigidez  $K_{eff}$ , en desplazamiento  $D_D$ , viene dada por: (AASHTO, 2010)

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \times g}} \quad (2-33)$$

Donde  $W$  es la carga vertical total para el diseño del sistema de aislamiento (DL – carga muerta +  $LL_S$  – carga viva sísmica determinada como un porcentaje de la carga viva total considera aplicable para el diseño).

Típicamente la carga viva no se considera en caso de Evento Extremo I de las especificaciones de diseño AASHTO LRFD. Sin embargo, ya que las estructuras aisladas son generalmente más flexibles que los puentes no aislados, pueden ser necesario considerar la masa adicional de la carga viva al calcular el periodo del puente aislado y los desplazamientos en los aisladores. (AASHTO, 2010).

- **Coefficiente de amortiguamiento viscoso equivalente**

El correspondiente coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente,  $\xi_{eff}$ , se determina de la siguiente manera: (AASHTO, 2010)

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{E}{K_{eff} D_D^2} \right) \quad (2-34)$$

Donde,  $D_D$  es el desplazamiento del sistema para un sismo en particular,  $E$  es la energía disipada por ciclo en el desplazamiento  $D_D$ . Para el comportamiento representado en la Figura 2-19, la energía histerética disipada por ciclo de un aislador bilineal está dada por el área del lazo histerético

$$E = 4Q_d(D_D - Y) \quad (2-35)$$

donde  $Y$  es el desplazamiento de fluencia del aislador.

- **Desplazamiento de la superestructura**

El desplazamiento  $D_D$ , del sistema de un solo grado de libertad con período  $T_{eff}$  y coeficiente de amortiguamiento viscoso  $\xi_{eff}$ , viene dada por:

$$D_D = S_d = \left( \frac{T_{eff}}{2\pi} \right)^2 \frac{S_a(T, 5\%)}{B} \quad (2-36)$$

Donde,  $S_a(T, 5\%)$  es la aceleración espectral en el período  $T$  para un coeficiente de amortiguamiento  $\xi = 5\%$ ,  $T_{eff}$  es el periodo efectivo en el desplazamiento  $D_D$  está dado por la ecuación 2-33 y  $B$  es el factor de reducción de amortiguamiento por la ecuación 2-23.

- **Cortante basal total y fuerzas en cada aislador**

La fuerza lateral total en el sistema de aislación en desplazamiento  $D_D$ , dada por:

$$F = K_{eff}D_D \quad (2-37)$$

Esta fuerza es el cortante basal total del puente. Las fuerzas en cada aislador pueden encontrarse dividiendo esta cantidad por el número de aisladores (si todos los aisladores tienen propiedades idénticas), o en proporción a sus rigideces individuales.

- **Método para puentes con subestructuras rígidas**

La metodología que se describe en seguida es un proceso iterativo ya que muchos de los parámetros importantes que describen las propiedades del puente ( $K_{eff}$ ,  $T_{eff}$  y  $B$ ) dependen del desplazamiento del puente, que no se conoce al inicio del análisis. Por consiguiente, el método comienza asumiendo un desplazamiento del puente e iterando hasta lograr una convergencia, (Buckle I. et al., 2006). Los pasos son los siguientes:

- Paso 1. Asumir un valor para el desplazamiento de la superestructura  $D_D$ .
- Paso 2. Calcular la rigidez efectiva  $K_{eff}$ , de la ecuación 2-32.
- Paso 3. Calcular período efectivo  $T_{eff}$ , de la ecuación 2-33.
- Paso 4. Calcular el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eff}$ , de la ecuación 2-34.
- Paso 5. Obtener el factor de amortiguamiento  $B$ , de la ecuación 2-25.
- Paso 6. Calcular el desplazamiento  $D_D$ , de la ecuación 2-36.
- Paso 7. Comparar el valor calculado para el desplazamiento  $D_D$ , con el asumido en el paso 1. Si coincide estrechamente vaya al paso 8; en caso contrario repita desde el paso 2 utilizando el valor de desplazamiento  $D_D$ , determinado en el paso 6.
- Paso 8. Calcular la fuerza total  $F$  en el aislador, de la ecuación 2-37. Esta fuerza será el cortante basal total en el puente y puede ser dividido por el número de aisladores para encontrar fuerzas en cada aislador (asumiendo que los aisladores tienen propiedades idénticas, de lo contrario distribuir esta fuerza en proporción a la rigidez de cada aislador).

### 2.10.9.2. Método de análisis unimodal

El método es apropiado para puentes aislados que responden predominantemente como un sistema de un solo grado de libertad sin acoplamiento de desplazamiento en las direcciones ortogonales. En este procedimiento, las propiedades elásticas equivalentes, es decir, la rigidez

lineal efectiva se calcula en el desplazamiento de diseño y se utilizan para representar la rigidez de los aisladores no lineales.

La fuerza estática equivalente está dada por el producto del coeficiente de la fuerza sísmica elástica y carga muerta  $W$  de la superestructura soportado por apoyos de aislamiento.

El análisis se realizará de forma independiente para los dos ejes ortogonales y combinado como se especifica en las especificaciones de diseño AASHTO LRFD, (AASHTO, 2010).

#### **2.10.9.3. Método de análisis multimodal**

Este procedimiento es el mismo que el especificado en las Especificaciones AASHTO (2007) utilizando espectros de respuesta de aceleración con 5% de amortiguamiento con las siguientes modificaciones:

- Los apoyos de aislamiento están representados por sus valores de rigidez efectiva.
- El espectro de respuesta es modificado para incorporar el efecto de un mayor amortiguamiento del sistema aislado. Esto resulta en una reducción de los valores del espectro de respuesta para los modos aislados. Para todos los otros modos, se debe utilizar los espectros de respuesta con 5% amortiguación.

Un espectro de respuesta modificado típico se muestra en la figura 2-15 de la AASHTO 2010. Tenga en cuenta que la modificación del espectro para un mayor amortiguamiento requiere que se calcule el período efectivo y la amortiguación efectiva en cada dirección principal. Esto se hace mediante el uso del método de análisis unimodal. (Constantinou M. et al., 2011).

#### **2.10.9.4. Método de análisis tiempo- historia**

El método de análisis tiempo-historia incorpora la representación no lineal de los aisladores, es el método más exacto de análisis. El método debe utilizarse con representación explícita de las características no lineal de cada aislador. (Constantinou M. et al., 2011).

El análisis tiempo-historia se requiere para sistemas de aislamiento con alto coeficiente de amortiguamiento (mayores de 30%) y/o períodos efectivos mayores de 3 segundos. (Chen y Duan, 2014).

## **2.11. DEFINICIONES DE TÉRMINOS BÁSICOS**

- **Puente.** Estructura de servicio, en el sentido que se proyecta para permitir que una vía de cualquier índole pueda continuar en sus mismas condiciones de proyecto al verse interrumpida por el cruce natural, como un río, una quebrada, una vía de agua u otra vía de circulación, que de no ser así se vería imposibilitado su continuación y por lo tanto interrumpido el servicio. (Aranis C., 2006).
- **Puente viga-losa.** Este tipo de puente consiste en una losa de concreto armado, que se apoya en dos o más vigas longitudinales y son estas vigas las que transmiten estas cargas a los estribos, en este tipo de losa, la armadura principal es perpendicular al sentido del tránsito. (Aranis C, 2006).
- **Superestructura.** Es la parte en contacto con el tráfico, consiste de un sistema de piso (tablero o losa) que se apoya o integra monolíticamente con los elementos principales de la superestructura sean vigas longitudinales o armaduras. Las vigas longitudinales pueden tener diversas secciones transversales. (Aranis C., 2006).
- **Subestructura.** Soportan a la superestructura integrándose (monolíticamente) a veces con ella, tienen como función servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación. (Aranis C., 2006).
- **Cargas permanentes.** Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. (Manual de diseño de puentes, MTC- 2003).
- **Cargas transitorias.** Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. (M. Diseño puentes, MTC-2003).
- **Efectos de sitio o coeficiente de sitio.** La aceleración esperada en la base rocosa se modifica al pasar por los estratos de suelo, por lo que las condiciones locales del suelo tienen clara relación con los daños ocasionados por sismos. (Acero J., 2004).
- **Colapso.** La estructura ha perdido casi toda o toda su rigidez y resistencia original. (Muñoz A.; 2004:42).
- **Falla.** Es la finalización de la capacidad de un elemento o de la estructura para desempeñar la función requerida. (Calavera J.; 2005:16).
- **Espectro.** Son los valores máximos o picos de la respuesta estructural, fuerza restituitiva, el desplazamiento o la aceleración para todo un grupo de estructuras de igual periodo y amortiguamiento. (Muñoz A.; 2004:69).

- **Intensidad sísmica.** Es la medida de la energía liberada, se mide por el efecto del sismo sobre las personas, las edificaciones y la naturaleza a medida que las ondas se desplazan por la superficie terrestre. Se mide con la escala de Mercalli. (Kuroiwa J. y col; 2010).
- **Sismo:** Es todo movimiento, vibración o sacudida brusca de la superficie terrestre causando por el desplazamiento relativo de las placas geológicas. (Kuroiwa J; 2010:77).
- **Sismo Leve.** Es un sismo con la aceleración máxima del terreno de 0,15 g con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. (Tarque, N. y col;. 2005:1).
- **Sismo Moderado.** Es un sismo con la aceleración máxima del terreno de 0,3 g con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. (Tarque, N. y col;. 2005:1).
- **Sismo Severo.** Es un sismo con la aceleración máxima del terreno de 0,4 g con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. (Tarque, N. y col;. 2005:1).
- **El Análisis Sísmico:** Los reglamentos definen las acciones sísmicas para calcular la respuesta de la estructura, y proporcionan métodos de análisis. (Aldo Bruschi: 2004).
- **Coefficientes de aceleración para análisis sísmico.** Deberá ser determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil. Equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años. (Manual de diseño de puentes, MTC-2003).
- **Métodos y procedimientos de análisis sísmico para puentes.** Dependiendo de la importancia, el sitio y la regularidad de una estructura de puente, los métodos de análisis y diseño (AASHTO LRFD) son 4: el método simplificado o de carga uniforme (UL), el método de análisis espectral unimodal (SM), el método de análisis espectral multimodal (MM), y el método de análisis tiempo-historia (TH). (Manual de puentes, MTC-2003).
- **Método de análisis espectral unimodal (SM).** Se basa en el modo fundamental de vibración ya sea en la dirección longitudinal o transversal. La forma modal se puede hallar aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura y calculando la geometría deformada correspondiente. La amplitud de la forma desplazada puede ser encontrada a partir del coeficiente sísmico de respuesta elástica. (AASHTO LRFD, 2007).
- **Método simplificado o de la carga uniforme (UL).** Está basado en el modo de vibración fundamental en la dirección longitudinal o transversal. El período de este modo de vibración será tomado como aquella oscilación de un sistema equivalente masa-resorte. La rigidez de este resorte es producto de una carga lateral uniforme arbitraria que es aplicada a la superestructura del puente. (AASHTO LRFD, 2007).

- **Método de análisis espectral multimodal (MM).** Se usa para puentes en los cuales ocurre acoplamiento en más de tres coordenadas, en cada modo de vibración. Este método es apropiado para las estructuras con geometría, masa o rigidez irregular. Como mínimo, para representar la estructura se deberá utilizar un análisis dinámico lineal usando un modelo tridimensional. (Chen y Duan, 2014).
- **Método de análisis tiempo-historia (TH).** Este método es una integración numérica paso a paso de la ecuación del movimiento. Por lo general se requiere para puentes críticos/importantes o geoméricamente complejos. El análisis inelástico proporciona una medida más realista de comportamiento estructural cuando se compara con un análisis elástico. El análisis sísmico emplea acelerogramas para las direcciones longitudinal y transversal, con programas informáticos. (Chen y Duan, 2000).
- **Protección sísmica.** Las complejas respuestas dinámicas de las estructuras requieren de dispositivos adicionales para controlar los desplazamientos horizontales, que son provocadas por la acumulación de energía que tiene la estructura. La Protección sísmica tiene distintas variantes, por lo que existe aislación sísmica y disipación sísmica. (Taylor y Igusa 2004; AASHTO 1999; Buckle I., et al. 2006).
- **La aislación sísmica.** Consiste en desacoplar la estructura de la sub-estructura por lo que se utilizan los dispositivos llamados aisladores que se ubican estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura. (Taylor y Igusa 2004).
- **Disipación sísmica.** Consiste en desacoplar la estructura de la sub-estructura por lo que se utilizan los dispositivos llamados aisladores que se ubican estratégicamente en partes específicas de la estructura, los cuales, en un evento sísmico, proveen a la estructura la suficiente flexibilidad para diferenciar la mayor cantidad posible el periodo natural de la estructura con el periodo natural del sismo, evitando que se produzca resonancia, lo cual podría provocar daños severos o el colapso de la estructura. (Taylor y Igusa 2004).
- **Aisladores sísmicos.** Un aislador es un apoyo flexible horizontalmente y rígido verticalmente que permite grandes deformaciones laterales bajo cargas sísmicas. Un aislador puede o no puede proporcionar disipación de energía. (AASHTO, 2010). Los aisladores sísmicos generalmente pueden clasificarse en dos categorías: los que utilizan componentes elastoméricos y aquellos que utilizan componentes deslizantes (Taylor y Igusa 2004; AASHTO 1999; Buckle I., et al. 2006).

# CAPITULO III

## METODOLOGÍA

### **3.1. Introducción**

La comparación de la respuesta sísmica de puentes viga-losa con y sin aisladores sísmicos, en Cajamarca, se inició desde el diseño preliminar de la superestructura y subestructura de dos puentes carreteros de concreto armado convencionales tipo viga-losa de dos tramos iguales, siguiendo la metodología AASHTO LRFD. Los análisis sísmicos de los puentes convencionales y sísmicamente aislados se realizaron siguiendo los lineamientos de la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO LRFD 2007) y de la AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design (AASHTO 1999 y 2010), respectivamente. En el análisis sísmico se usó los métodos simplificados, multimodal y tiempo-historia, tanto para los puentes convencionales como para los puentes sísmicamente aislados.

En los puentes en estudio se consideró que tienen dos carriles de tráfico de 3.60 m de ancho cada uno. Las cargas determinadas se basan en las Especificaciones AASHTO LRFD, con cargas vivas que consisten en camión, tándem y carga de carril.

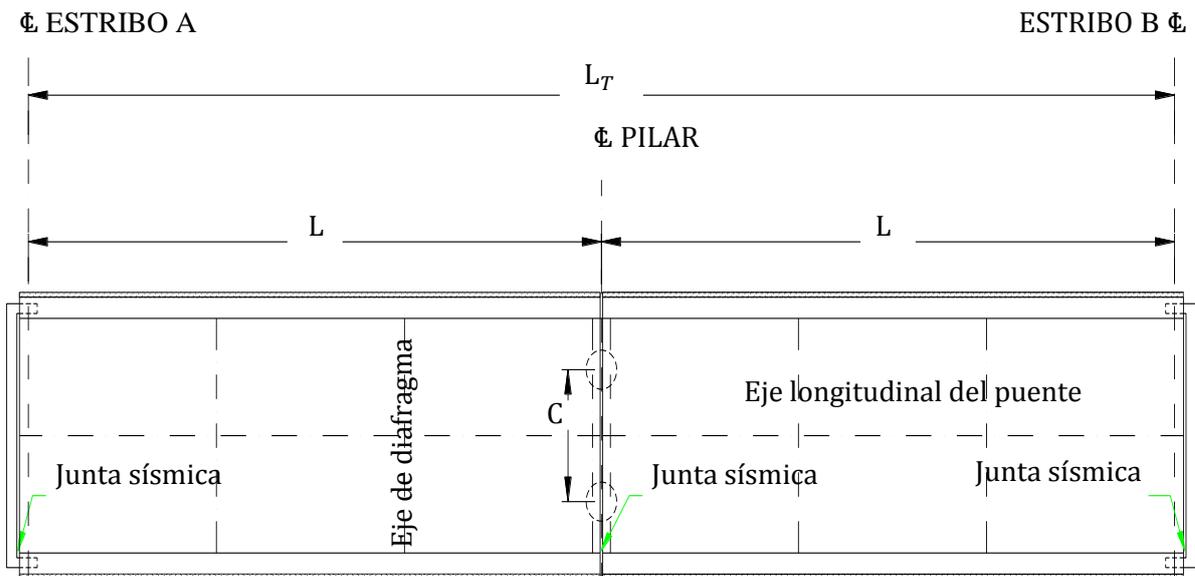
Los materiales, las propiedades del suelo de fundación y los efectos sísmicos se asumieron para la ciudad de Cajamarca de acuerdo a los lineamientos de la AASHTO LRFD 2007 y la del Manual de Diseño de Puentes de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú 2003.

### **3.2. Descripción de los puentes convencionales**

Se trata de dos puentes regulares de dos tramos iguales, el primer puente con una luz de 20 metros de longitud entre ejes (**Puente 1**) y el segundo puente con una luz de 25 metros entre ejes (**Puente 2**).

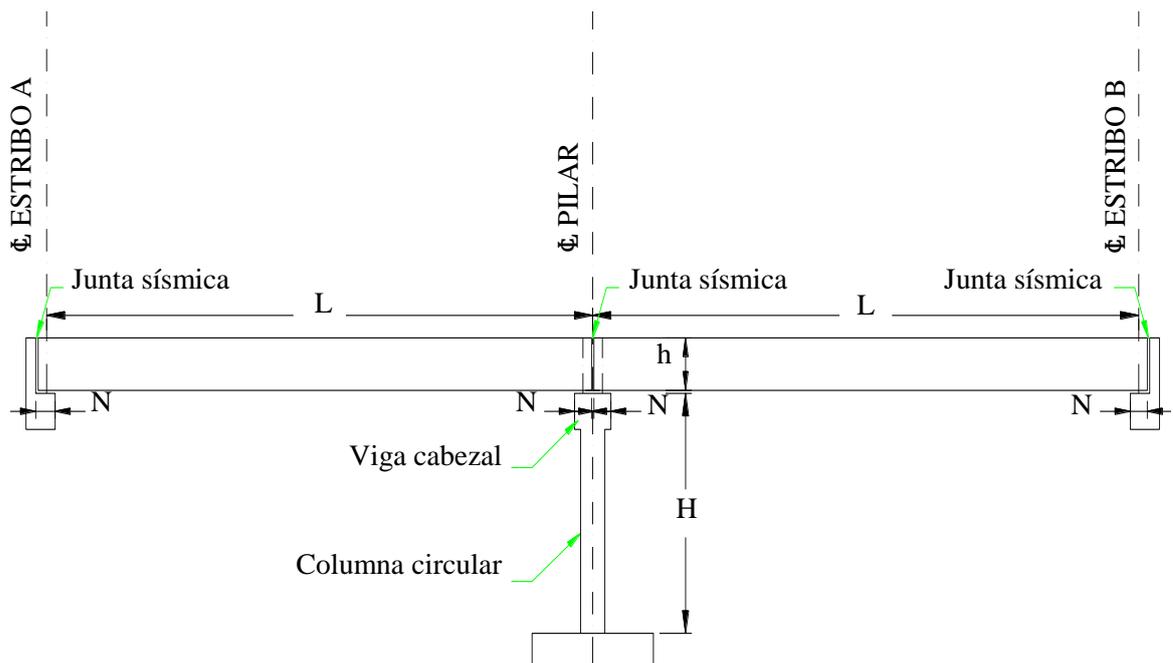
La superestructura se compone de cuatro vigas de concreto armado simplemente apoyado sobre estribos y pilares. En las figuras 3-1, 3-2 y 3-3 se muestran los esquemas de planta, elevación y la sección transversal de la superestructura típica de los puentes.

**Figura 3-1** Planta típica de los puentes en estudio



La subestructura está compuesta por un pilar central y dos estribos (Figura 3-2 y 3-4). El pilar tiene una configuración de pórtico de concreto armado de 9.00 m de altura, conformado por dos columnas circulares unidas en su parte superior por una viga cabezal y en su parte inferior por una zapata. Para esta investigación los estribos se asumieron rígidos y no se consideró en el modelo estructural.

**Figura 3-2** Elevación típica de los puentes





### 3.3. Variables en el diseño estructural

Como variables en el diseño estructural tenemos dos puentes carreteros con las constantes mostradas en las figuras 3-1, 3-2, 3-3 y 3-4. Las propiedades que se muestran en la tabla 3-1, son del diseño preliminar de acuerdo a la AASHTO LRFD.

**Tabla 3-1** Características y propiedades geométricas de los puentes

Descripción	Puente 1	Puente 2
<b>Superestructura</b>	Tablero tipo viga-losa	
Tipo de puente	Múltiples tramos simplemente apoyados	
Longitud total de cálculo del puente: $L_T$ (m)	40.00	50.00
Ancho de cajuela, (Ec. 2-19): $N$ (m)	0.75	0.75
Número de tramos	2.00	2.00
Junta sísmica: $S_j$ (m)	0.15	0.20
Luz de cálculo de cada tramo: $L' = L - N/2$ (m)	19.55	24.525
Número de diafragma en cada tramo	4.00	4.00
Camión de diseño	Camión + carga de carril Tándem + carga de carril	
Número de carriles: $n$	2.00	2.00
Ancho de cada carril: (m)	3.20	3.20
Ancho total del puente (m)	8.90	8.90
Longitud de volado: $w' \geq 3t$ (m)	0.85	0.85
Luz libre entre vigas: $S' \leq 4.0$ (m)	1.73	1.60
Espesor de losa: $t \geq S'/20 \geq 0.175$ (m)	0.25	0.25
Peralte de la viga principal: $h \geq 0.070L'$ (m)	1.45	1.75
Ancho de la viga principal: $b \geq 0.0157\sqrt{S} \geq 0.20$ (m)	0.50	0.60
Peralte del diafragma: $h_d \approx 0.7h$ (m)	1.00	1.25
Ancho del diafragma: $b_d \geq 0.25$ (m)	0.30	0.30
<b>Subestructura</b>	Pilar de múltiples columnas	
Longitud de viga cabezal: $B_c$ (m)	8.30	8.30
Altura de pilares incluida viga cabezal: $H$ (m)	9.00	9.00
Separación entre ejes de columnas: $C = 2S$ (m)	4.47	4.40
Diámetro de columna: $D_c \geq 0.1H \geq 0.90$ (m)	1.20	1.20
Peralte interior de la viga cabezal: $h_i \geq 0.1B_c$ (m)	1.20	1.20
Peralte exterior de la viga cabezal: $h_e \approx 0.7h_i$ (m)	1.20	1.20
Ancho de la viga cabezal: $h_c \geq 2N + S_j \geq D_c$ (m)	1.65	1.70

### 3.4. Materiales

Para el diseño según la metodología AASHTO LRFD se emplearon las resistencias nominales de los materiales. Los materiales empleados en el análisis para cargas gravitacionales y sísmicas son los siguientes:

#### Concreto superestructura y subestructura

- Resistencia a la compresión:  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 28 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad

$$E_c = 0.043K_1\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (3-1)$$

Donde,  $\gamma_c$  es la densidad unitaria del concreto,  $K_1$  es el factor de corrección para el origen del agregado y  $f'_c$  es la resistencia especificada del concreto en MPa. Para un concreto de resistencia normal con  $\gamma_c = 2320 \text{ kg/m}^3$  y  $K_1 = 1.0$ ,  $E_c$

se puede tomar como:

$$E_c = 4800\sqrt{f'_c} \quad (3-2)$$

De donde obtenemos:  $E_c = 25400 \text{ MPa} = 253992 \text{ kg/cm}^2$

- Coeficiente de Poisson :  $\mu_c = 0.20$

#### Acero de refuerzo; acero calidad ASTM A615-Grado 60

- Resistencia a la fluencia:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 2000000 \text{ kg/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson :  $\mu_c = 0.30$

#### Densidades de los materiales

Las densidades de los materiales a usar son de acuerdo a las especificadas por la AASHTO LRFD, que se muestran en la tabla 3-2.

**Tabla 3-2** Densidades de los materiales

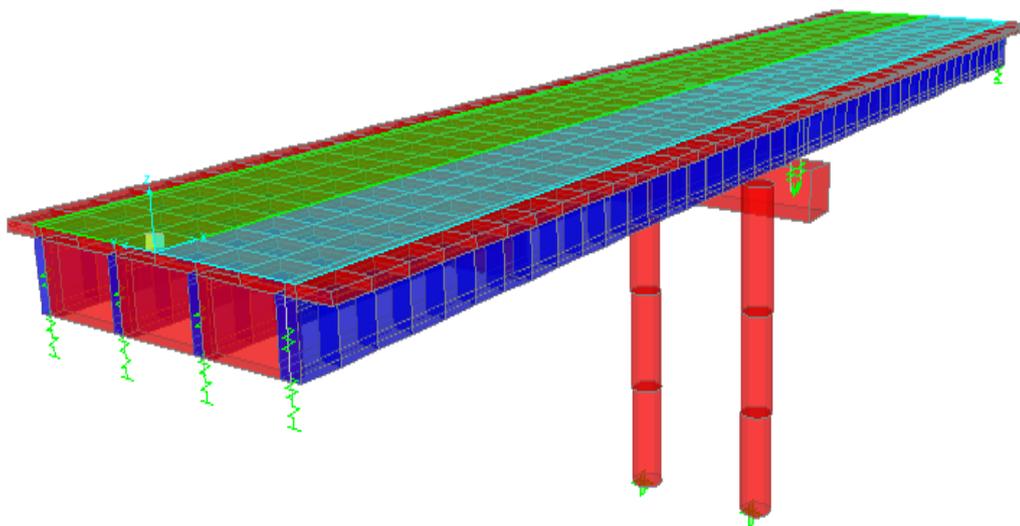
Material	Peso unitario
– Concreto armado, $\rho$ (Tn/m <sup>3</sup> )	2.50
– Acero de refuerzo, $\rho$ (Tn/m <sup>3</sup> )	7.85
– Asfalto, $\rho$ (Tn/m <sup>3</sup> )	2.25
– Baranda metálica (Tn/m)	0.08

### 3.5. Descripción del modelo geométrico de análisis

Para realizar el análisis estructural de los puentes propuestos en la siguiente investigación se empleó el programa de análisis estructural SAP2000 v14.2.1 (CSI, 2010).

El modelo utilizado se muestra en la figura 3-5, representa la estructura general e incluye todos los elementos de la superestructura como las vigas principales, diafragmas y losa; y para la subestructura elementos individuales para la viga cabezal y columnas del pilar intermedio. Para representar los apoyos se incluyen elementos link o resortes. Las barreras, barandas y veredas no forman parte del modelo estructural, por ser componentes no estructurales, por lo que las cargas que estas transmiten se aplican directamente al modelo.

**Figura 3-5** Esquema general del modelo de análisis en 3D con elementos finitos definido en SAP2000, también se observa las dos líneas de carriles del puente



#### 3.5.1. Superestructura

La superestructura ha sido modelada con elementos tipo línea (frame en SAP) para las vigas principales y con elementos tipo área (shell en SAP) para la losa y diafragmas; tanto los elementos frame como los shell fueron discretizados en elementos de iguales dimensiones. Se utilizó los suficientes nodos a lo largo de la superestructura para caracterizar con precisión la respuesta y la fuerza sísmica teniendo en cuenta que SAP2000 concentran masas en los nodos. Las propiedades de los elementos utilizados para los modelos son de acuerdo a la tabla 3-1 del diseño preliminar para cada puente. Las cargas de la superestructura que participa en el análisis modal se consideran solo las cargas permanentes mostradas en la tabla 3-4; para este tipo de análisis las cargas vivas no son consideradas, ya que estas varían temporal y espacialmente.

Las cargas permanentes adicionales como las barreras, barandas, veredas y superficie de rodadura fueron aplicadas directamente al modelo como cargas lineales o superficiales, en cambio el peso del tablero estructural (peso propio) es calculado directamente por el programa.

Las propiedades de la estructura utilizada en el modelo sísmico (superestructura y subestructura) se muestran en la tabla 3-3. La determinación de los momentos de inercia y rigidez torsional de la superestructura se basan en las propiedades de secciones no agrietadas.

**Tabla 3-3** Propiedades de secciones para cada modelo

Puente	Elemento estructural	Propiedades			
		Área $A_x$ (m <sup>2</sup> )	$I_x$ – torsión (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_z$ (m <sup>4</sup> )
Puente 1	Tablero - superestructura	4.6250	0.2372	29.7002	0.9065
	Viga cabezal - pilar	1.9800	0.5251	0.2376	0.4492
	Columna - pilar	1.1310	0.2036	0.1018	0.1018
Puente 2	Tablero - superestructura	5.8250	0.44437	36.5749	1.7394
	Viga cabezal - pilar	2.0400	0.5528	0.2448	0.4913
	Columna - pilar	1.1310	0.2036	0.1018	0.1018

### 3.5.2. Subestructura

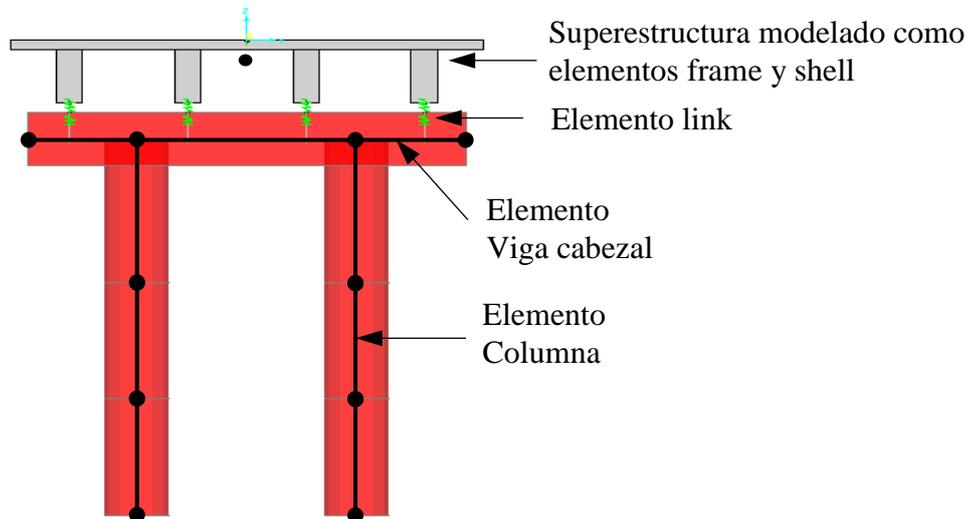
La subestructura está compuesta por dos estribos y un pilar. Para esta investigación el efecto de los estribos se despreció, simplificándolo como resortes fijos en la fundación que no aportan rigidez ni masa al modelo estructural.

Los pilares de los puentes en estudio están compuestos por dos columnas circulares y una viga cabezal. Estos están modelados como elementos frame tridimensionales que representan la viga cabezal y las columnas individuales.

La Figura 3-6 muestra a los elementos del pilar y al modelo de elementos finitos extruido. La conexión de las vigas principales de la superestructura con la subestructura (viga cabezal) se realiza mediante elementos de acoplamiento rígidos denominados en SAP2000 elementos link, estos elementos sólo transmiten fuerza cortante y fuerza axial a la viga cabezal, encargada de transferir las cargas a las columnas. La conexión de las columnas en la fundación se ha considerado empotrado sin considerar las propiedades del suelo.

Para este modelo los momentos de inercia y las propiedades torsional de las columnas están basados en secciones no agrietadas.

**Figura 3-6** Detalle de los elementos del pilar y de la conexión entre la superestructura y la subestructura en el pilar.



En la estructura real, las fuerzas internas son transferidas entre la superestructura y el pilar casi uniformemente a lo largo de la viga cabezal. En el modelo estructural, las fuerzas de la superestructura se transfieren a cada uno de los puntos de apoyo donde se intersectan la superestructura y el pilar. Por lo tanto, en el modelo sísmico las fuerzas en la viga cabezal son representativas de las fuerzas reales, y la distribución de fuerzas a las columnas son precisas.

### 3.6. Determinación de las cargas de servicio y rotaciones

#### 3.6.1. Cargas permanentes - cargas muertas

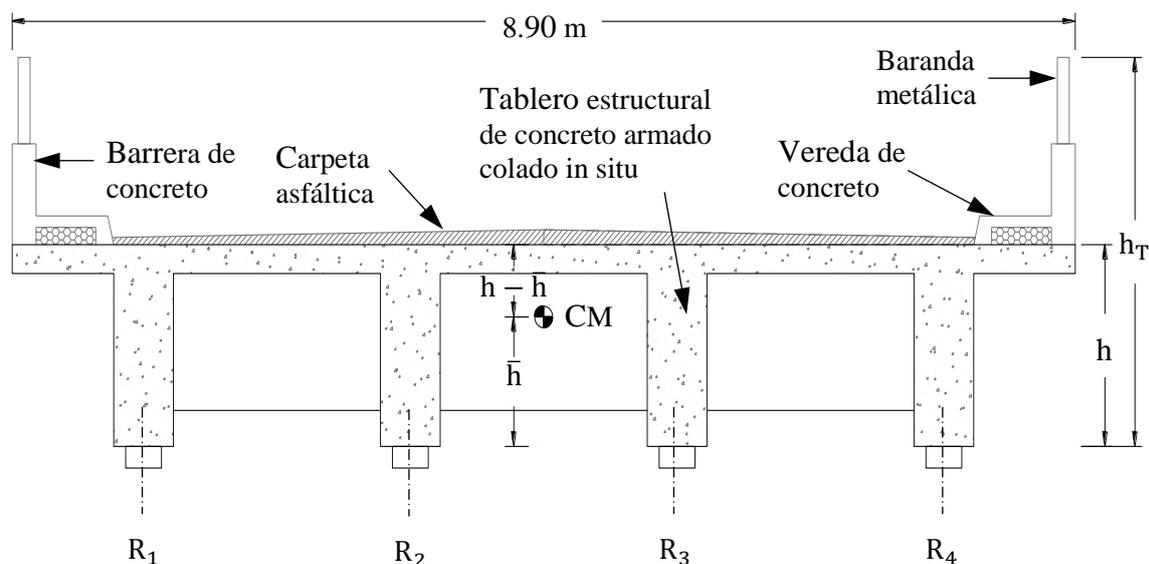
Las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2007, define dos tipos de cargas bajo "cargas permanentes". Estas son:

- DC, DW y EV - Cargas muertas
- EH, ES y DD - Cargas de suelo

Para esta investigación sólo las siguientes dos cargas (DC y DW) son aplicables.

En las cargas permanentes se incluyen el peso propio de todos los componentes estructurales (losa, vigas longitudinales y diafragmas) y no estructurales (barrera de concreto, barandas y veredas) y la superficie de rodadura (carpeta asfáltica), tal como se muestra en la figura 3-7.

**Figura 3-7** Componentes de la sección transversal típica de los dos puentes

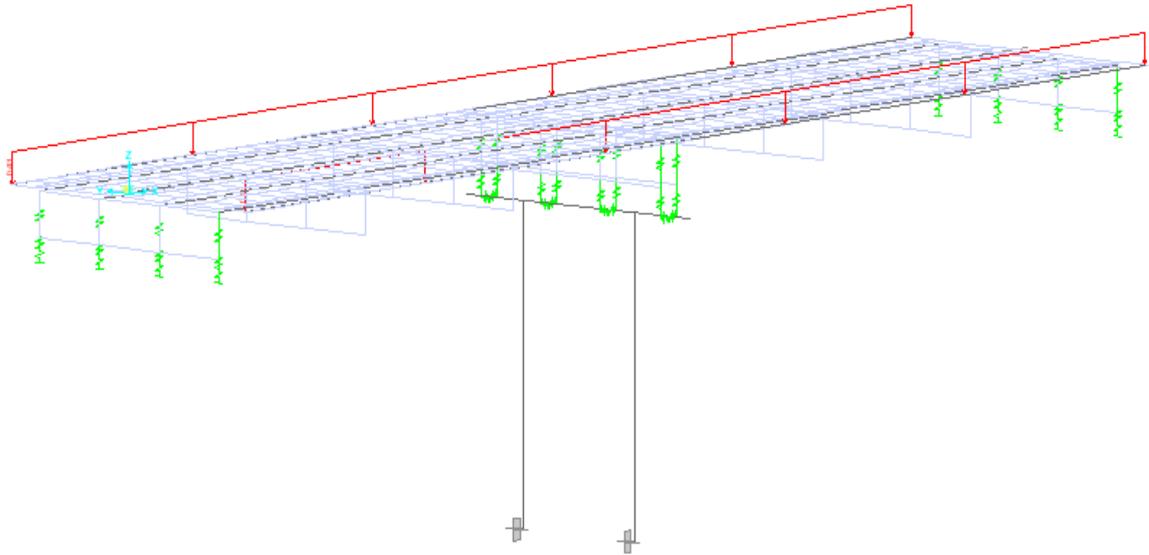


**Tabla 3-4** Cargas permanentes DC y DW de las estructuras

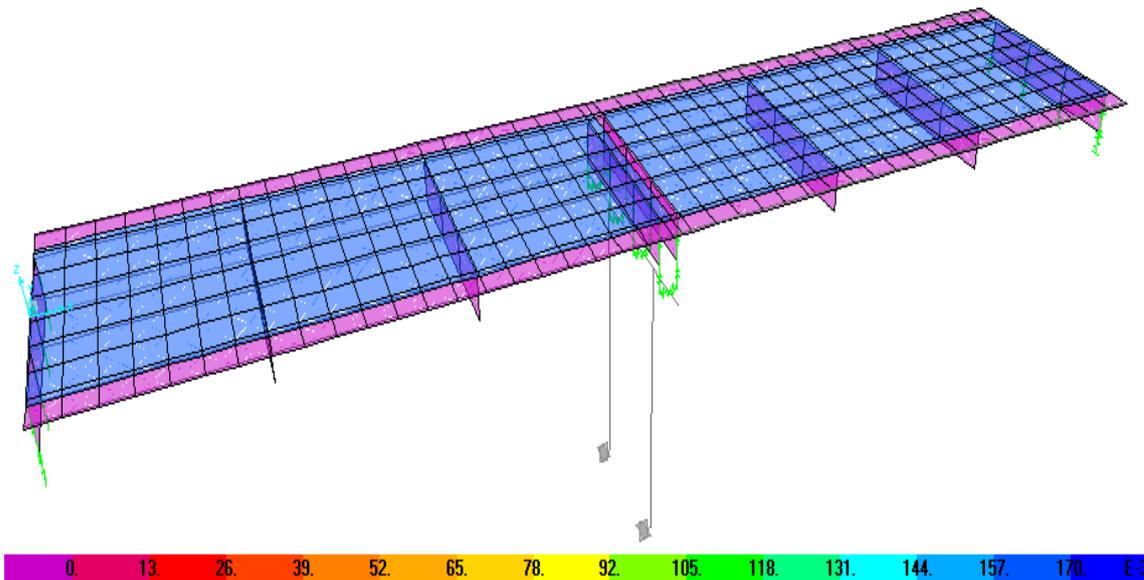
Descripción	Puente 1	Puente 2
<b>Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales: DC</b>		
– Viga-losa de concreto armado: $W = A \times \rho$ (Tn/m)	11.56	14.56
– Diafragmas de concreto armado: (Tn/diafragma)	3.90	4.50
– Vereda de concreto armado: $W = e \times \rho$ (Tn/m <sup>2</sup> )	0.20	0.20
– Barrera de concreto + baranda metálica: (Tn/m)	0.43	0.43
– Viga cabezal + topes de vigas de concreto armado: $W = A \times b \times \rho$ (Tn/viga)	42.74	44.03
– Columna de concreto armado: $W = A \times L \times \rho$ (Tn/columna)	44.11	44.11
<b>Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares: DW</b>		
– Superficie de rodadura: $W = e \times \rho$ (Tn/m <sup>2</sup> )	0.17	0.17

Las cargas determinadas en la tabla 3-4 se aplicarán al modelo computacional como cargas lineales o superficiales, excepto el peso propio del tablero estructural (losa, vigas longitudinales y diafragmas), viga cabezal y columnas que serán calculadas directamente por el programa.

**Figura 3-8** Asignación de la carga lineal de la barrera de concreto + baranda en el eje de la barrera a lo largo del puente en ambos extremos

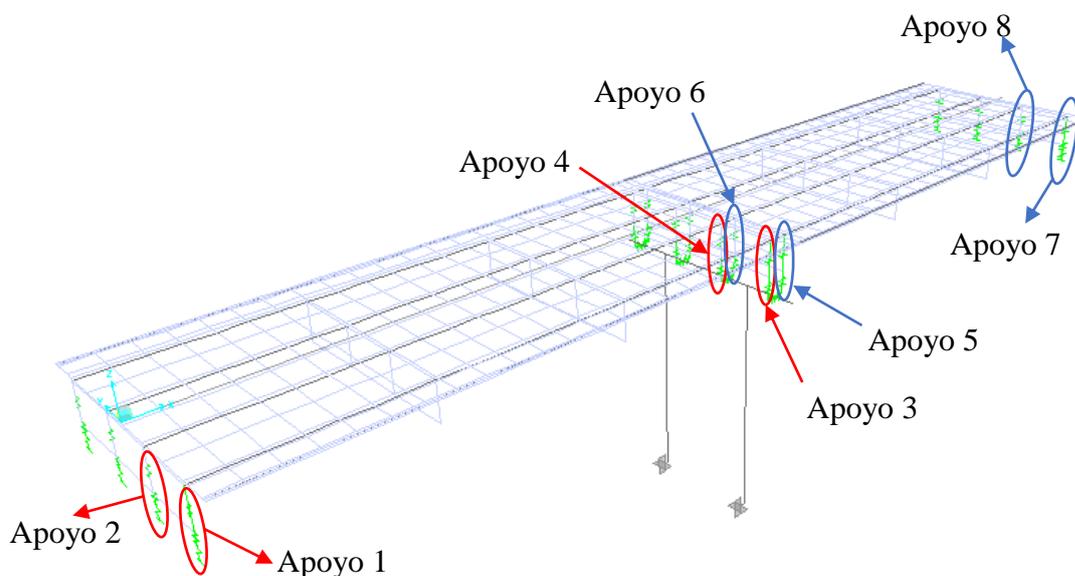


**Figura 3-9** Asignación de la carga superficial de la capa de rodadura a lo largo del puente.



Debido a la regularidad y simetría de la estructura nos concentraremos a evaluar un apoyo exterior y otro interior al inicio y al final de cada tramo, teniendo ocho apoyos a evaluar de un total de dieciséis apoyos (ver figura 3-10). La tabla 3-5 y 3-6 muestra los resultados del análisis para la carga muerta de componentes estructurales y no estructurales (DC) y para la carga muerta de la superficie de rodadura (DW), respectivamente.

**Figura 3-10** Ubicación y codificación de los apoyos en cada tramo



**Tabla 3-5** Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga permanente DC

Apoyo	Puente 1		Puente 2	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Apoyo 1	36.26	0.001892	54.85	0.002368
Apoyo 2	31.67	0.001892	48.61	0.002369
Apoyo 3	34.07	-0.001809	51.22	-0.002273
Apoyo 4	36.98	-0.001805	56.30	-0.002271
Apoyo 5	34.39	0.001811	51.80	0.002276
Apoyo 6	36.46	0.001809	55.51	0.002275
Apoyo 7	35.04	-0.001883	53.17	-0.002355
Apoyo 8	32.89	-0.001875	50.30	-0.002351

**Tabla 3-6** Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga permanente DW

Apoyo	Puente 1		Puente 2	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Apoyo 1	2.68	0.000170	3.41	0.000175
Apoyo 2	3.30	0.000170	4.09	0.000175
Apoyo 3	2.74	-0.000164	3.47	-0.000169
Apoyo 4	3.52	-0.000165	4.33	-0.000170
Apoyo 5	2.68	0.000164	3.41	0.000169
Apoyo 6	3.58	0.000165	4.39	0.000170
Apoyo 7	2.76	-0.000170	3.49	-0.000175
Apoyo 8	3.21	-0.000171	4.01	-0.000175

### 3.6.2. Cargas transitorias

Las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2007, define cinco tipos de cargas bajo "cargas vivas". Estas son:

- LL y PL - Cargas vivas de gravedad: Carga viva vehicular y carga viva peatonal
- IM - Incremento por carga dinámica (a menudo denominado "Impacto")
- CE - Fuerzas centrífugas
- BR - Fuerza de frenado
- CT - Fuerza de colisión vehicular

Para esta investigación sólo las siguientes tres cargas (LL, IM y BR) son aplicables.

La siguiente sección describe la aplicación de estas cargas en el contexto del AASHTO LRFD.

#### 3.6.2.1. Sobrecargas gravitatorias: LL y PL

##### 3.6.2.1.1. Sobrecarga vehicular: LL

###### Número de carriles de diseño

En general, el número de carriles de diseño se toma la parte entera de la relación  $w/3.60$ , siendo  $w$  el ancho libre de calzada entre bordes de sardinel y/o barreras, en m.

La inclusión de sobrecargas y veredas estructurales del tablero en la determinación del número de carriles representa la posibilidad de futuros cambios en la función.

$$W_{cs} = 8.90m$$

Distancia exterior de la sección transversal

$$W_{br} = 0.20 m$$

Ancho de barrera de concreto del puente

$$n = \text{Redondeo} \left( \frac{W_{cs} - 2W_{br}}{3.60 m} \right) \quad n = 2 \quad \text{Máximo número de carriles de diseño}$$

###### Presencia de múltiples sobrecargas

Los factores de presencia múltiple se muestran en la tabla 2-3.

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

##### 3.6.2.1.2. Sobrecarga vehicular de diseño

Para esta investigación, se consideran los siguientes casos carga viva vehicular de diseño descrito en la AASHTO LRFD:

- El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la carga de carril. El tándem de diseño consiste en dos ejes de 110 kN con una separación de 1.20 m. La carga del carril de diseño consiste en una carga uniforme de 9.3 kN/m en todos los tramos del puente. (HL-93M en SAP).
- El efecto del camión de diseño con espaciado variable entre ejes, combinado con el efecto de la carga de carril de diseño de 9.3 kN/m. (HL-93K en SAP).

### 3.6.2.1.3. Incremento por carga dinámica: IM

El factor a aplicar a las cargas móviles vehiculares se toma de acuerdo a la ecuación 2-5.

La presente investigación se ajusta a los estados de Resistencia, Evento Extremo y Límite de Servicio, por lo que, los efectos del camión o tándem de diseño se multiplicarán por un factor de:

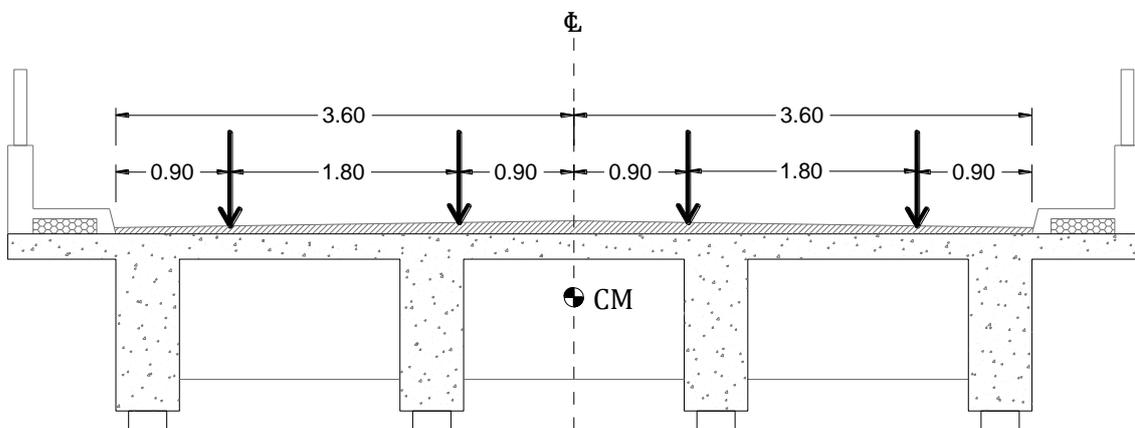
$$U_{L+IM} = U_L \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) = \left( 1 + \frac{33}{100} \right) = 1.33$$

En el programa SAP2000 este incremento por carga dinámica esta aplicado directamente en la definición del camión o tándem de diseño. El incremento por carga dinámica no se aplica a las cargas de frenado, peatonales ni a la carga del carril de diseño.

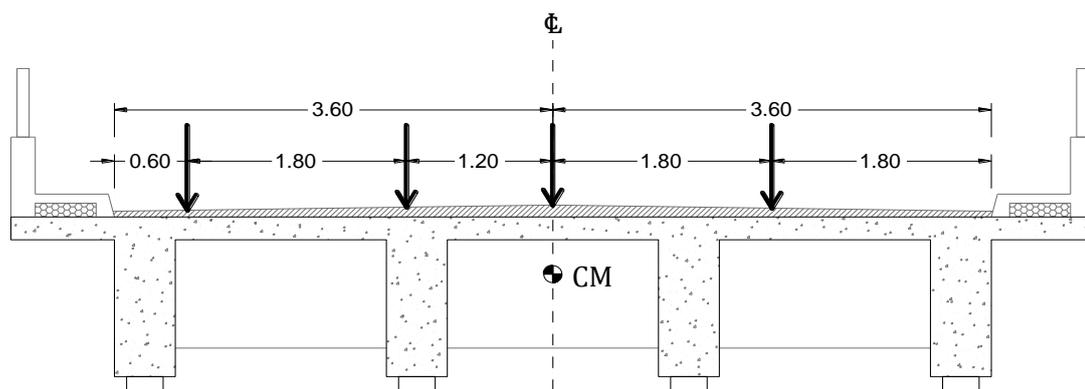
### 3.6.2.1.4. Aplicación de cargas vivas vehiculares de diseño

Las aplicaciones de las cargas vehiculares para las sollicitaciones extremas en los apoyos son graficadas en las figuras 3-11 y 3-12.

**Figura 3-11** Sección transversal típica con línea de carga vehicular – centrada



**Figura 3-12** Sección transversal típica con línea de carga vehicular – excéntrica



Las cargas descritas anteriormente se aplican como cargas estáticas a lo largo de la longitud de la estructura y movidas incrementalmente después de cada análisis. Para puentes de varios tramos, el uso de programas de análisis estructural es el medio más rápido para la aplicación de carga viva vehicular debido a la complejidad y la repetitividad de los análisis.

La tabla 3-7 muestra la envolvente de los resultados de estos análisis para el camión y tándem de diseño afectados por el factor de presencia múltiple e impacto, también está incluido la carga de carril de diseño.

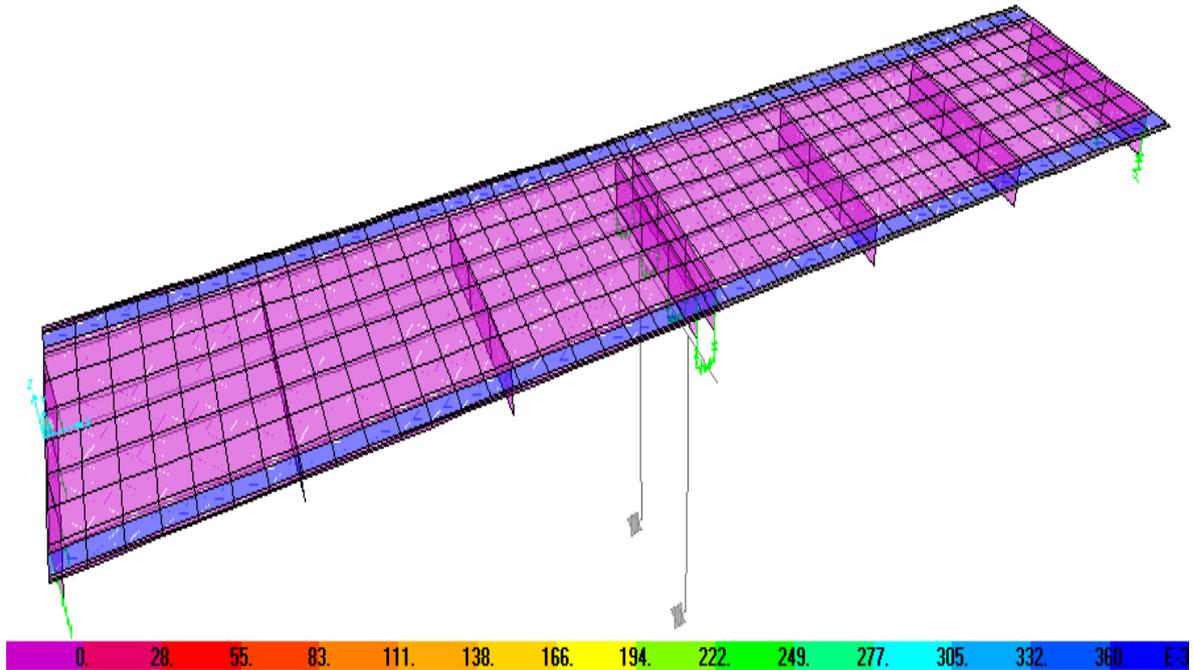
**Tabla 3-7** Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga transitoria HL-93

Apoyo	Puente 1		Puente 2	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Apoyo 1	33.60	0.001171	36.89	0.001031
	-5.74	-0.000025	-6.97	-0.000015
Apoyo 2	30.59	0.001145	32.82	0.001014
	-0.43	-0.000021	-0.41	-0.000013
Apoyo 3	29.58	0.000070	32.07	0.000048
	-2.97	-0.001164	-3.55	-0.001021
Apoyo 4	30.94	0.000065	32.62	0.000046
	-1.62	-0.001129	-2.10	-0.000996
Apoyo 5	30.46	0.001168	31.91	0.000937
	-3.77	-0.000012	-4.33	-0.000010
Apoyo 6	30.53	0.001127	31.46	0.000911
	-2.30	-0.000013	-2.90	-0.000011
Apoyo 7	31.24	0.000002	17.44	0.000002
	-3.23	-0.001203	-3.24	-0.000905
Apoyo 8	29.50	0.000001	12.50	0.000001
	-0.28	-0.001160	-0.02	-0.000879

### 3.6.2.1.5. Cargas peatonales: PL

En esta investigación se consideran veredas en ambos extremos del puente de un ancho de 0.60 m (ver figura 3-3), por lo tanto, se aplica una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$  MPa, que es equivalente a  $0.36 \text{ Tn/m}^2$ , tal como se muestra en la figura 3-13.

**Figura 3-13** Aplicación de la carga peatonal a lo largo del puente en ambos extremos



La tabla 3-8 muestra los resultados de las reacciones y rotaciones en cada apoyo para el estado de carga peatonal.

**Tabla 3-8** Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga transitoria PL

Apoyo	Puente 1		Puente 2	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Apoyo 1	1.86	0.000065	2.29	0.000067
Apoyo 2	0.43	0.000065	0.57	0.000067
Apoyo 3	1.48	-0.000063	1.77	-0.000064
Apoyo 4	0.91	-0.000061	1.21	-0.000063
Apoyo 5	1.62	0.000063	1.94	0.000064
Apoyo 6	0.77	0.000062	1.04	0.000064
Apoyo 7	1.60	-0.000065	2.00	-0.000066
Apoyo 8	0.68	-0.000063	0.87	-0.000065

### 3.6.2.2. Fuerza de frenado: BR

La fuerza de frenado, BR, se toma como el máximo de los casos de la tabla 3-9.

**Tabla 3-9** Determinación de la carga de frenado para un carril

Caso	Puente 1	Puente 2
a) $BR_{sl} = 0.25(3.57 Tn + 14.78 Tn + 14.78 Tn)$	8.28	8.28
b) $BR_{sl} = 0.25(11.20 Tn + 11.20 Tn)$	5.60	5.60
c) $BR_{sl} = 0.05(3.57 + 14.78 + 14.78 + L \times 0.97) (Tn)$	3.60	4.08
d) $BR_{sl} = 0.05(11.20 Tn + 11.20 Tn + L \times 0.97 Tn)$	3.06	3.55

De la Tabla 3-9, gobierna el caso (a). El incremento por carga dinámica (IM) no se aplica a las fuerzas de frenado, sin embargo, se aplican los factores de presencia múltiple (tabla 2-3) de acuerdo a los carriles cargados, en la tabla 3-10 se presentan las fuerzas de frenado neto.

**Tabla 3-10** Determinación de la carga de frenado neto

Caso	Puente 1	Puente 2
Un carril cargado $BR_{Net} = (BR_{sl})(\#carriles)(FPM)$ $BR_{Net} = 8.28Tn \times 1.0 \times 1.20$	9.94	9.94
Dos carriles cargados $BR_{Net} = 8.28Tn \times 2.0 \times 1.0$	16.57	16.57

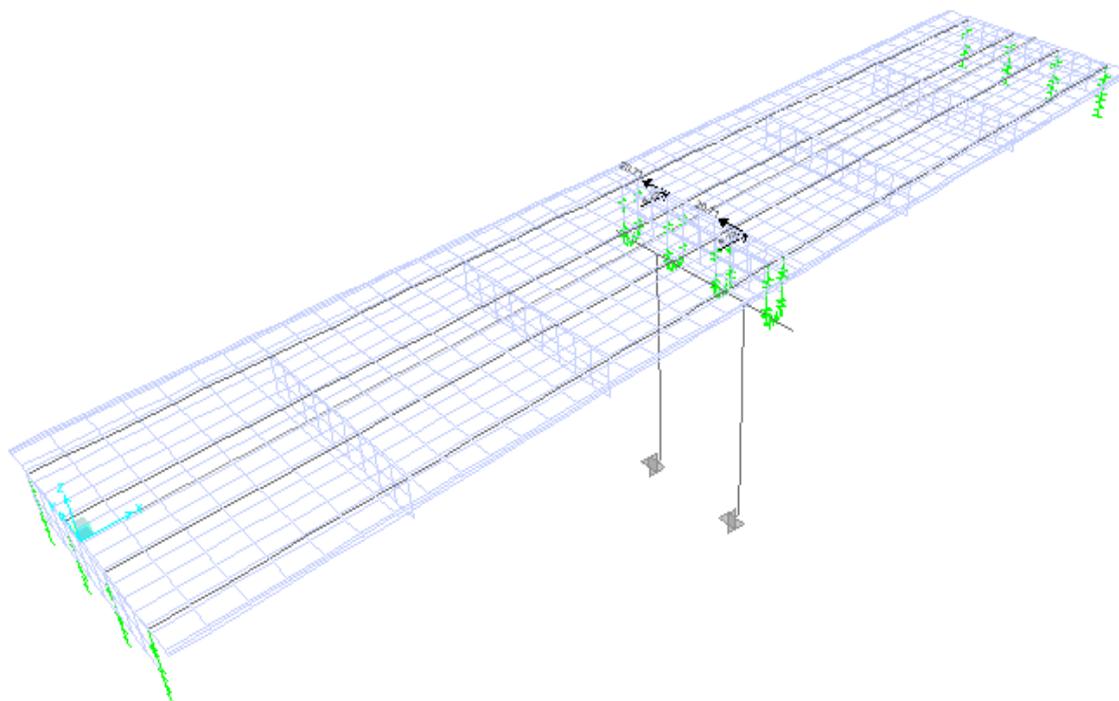
En el modelo computacional, la fuerza se aplica a 1.80 m encima del tablero más la mitad de la profundidad de la sección transversal del tablero para tener en cuenta la rotación alrededor del centroide de la sección transversal. Las cargas aplicadas son una fuerza axial horizontal y un momento concentrado según el número de carriles cargados, tal como se muestra en la tabla 3-11.

**Tabla 3-11** Fuerzas de frenado y momentos aplicados al modelo por carril

Descripción	Puente 1	Puente 2
Un carril cargado		
Fuerza axial horizontal: $BR_{single\ line}$ (Tn)	9.94	9.94
$MBR = BR_{sl}(1.80\ m + 0.5h)$ (Tn-m)	20.71	20.71
Dos carriles cargados		
Fuerza axial horizontal: $BR_{single\ line}$ (Tn/carril)	8.28	8.28
$MBR = BR_{sl}(1.80\ m + 0.5h)$ (Tn-m/carril)	20.71	20.71

Estas fuerzas se aplican incrementalmente a lo largo de la estructura, similar a la aplicación del camión y el tándem de diseño, para lograr sollicitaciones extremas.

**Figura 3-14** Aplicación de la carga de frenado en ambos carriles en el apoyo inicial del segundo tramo



Las sollicitaciones extremas se producen cuando las cargas de frenado se aplican en los apoyos, los resultados para este estado de carga se muestran en la tabla 3-12.

**Tabla 3-12** Reacciones y rotaciones en apoyos debido a la carga de frenado BR

Apoyo	Puente 1		Puente 2	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Apoyo 1	+/-0.71	+/-0.000031	+/-0.65	+/-0.000026
Apoyo 2	+/-0.91	+/-0.000031	+/-0.75	+/-0.000026
Apoyo 3	+/-0.74	+/-0.001323	+/-0.65	+/-0.000027
Apoyo 4	+/-0.88	+/-0.001316	+/-0.74	+/-0.000027
Apoyo 5	+/-0.12	+/-0.001323	+/-0.04	+/-0.000103
Apoyo 6	+/-1.74	+/-0.001316	+/-1.43	+/-0.000116
Apoyo 7	+/-0.84	+/-0.000119	+/-0.71	+/-0.000088
Apoyo 8	+/-0.79	+/-0.000119	+/-0.69	+/-0.000088

### 3.6.3. Cargas sísmicas: EQ

#### Aplicabilidad de las especificaciones AASHTO LRFD

Los puentes en estudio tienen dos tramos que suman 40 y 50 metros cada uno (menor que 150 m) y el tipo de superestructura es de vigas de alma llena colados in situ con una subestructura de concreto armado. Por lo tanto, se aplica las especificaciones AASHTO LRFD. El procedimiento para determinar las cargas sísmicas siguiendo la metodología AASHTO LRFD, así como la del manual de diseño de puentes del Perú, es como sigue:

#### Coefficientes de aceleración

Según la figura 2-4 para la ciudad de Cajamarca, le corresponde un coeficiente de aceleración de 0.32, pero de acuerdo al mapa sísmico de la Norma Sísmica E.030 del Perú, Cajamarca está considerada en la zona sísmica 3 con un coeficiente de aceleración de 0.40 (tabla 2-5 y figura 2-5). Finalmente, consideramos la mayor sollicitación sísmica,  $A = 0.40$ .

#### Categoría según la importancia del puente

En el Perú es usual considerar que una estructura tiene un tiempo de vida útil de 50 años para un porcentaje del 10% de excedencia anual, equivalente a 475 años de periodo de retorno (Acero J, 2004). Luego, basado en la consideración y en la tabla 2-6 las estructuras en estudio clasifican como *puentes esenciales*.

#### Zona sísmica

De acuerdo al coeficiente de aceleración obtenido anteriormente ( $A = 0.40 > 0.29$ ) y en la tabla 2-7, los puentes corresponden a la *Zona sísmica 4*.

#### Efectos de sitio o coeficiente de sitio

Debido a que los puentes en estudio son de carácter académico y de acuerdo a la especificación de la AASHTO LRFD y la del Manual de diseño de puentes del Perú, consideramos que los puentes se encuentran en un *Perfil de suelo Tipo II*, luego, de la Tabla 2-8 obtenemos un coeficiente de sitio  $S = 1.2$ .

#### Coefficiente de respuesta sísmica elástica

El coeficiente de respuesta sísmica elástica,  $C_{sm}$ , de la AASHTO LRFD 2007, para el modo de vibración  $m$  y de acuerdo a los parámetros antes establecidos se toma:

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (3-3)$$

Donde:  $A$  es el coeficiente de aceleración, expresada en fracción de la gravedad;

$S$  es el coeficiente de sitio;

$T_m$  es el periodo de vibración del modo  $m$ th en segundos.

### Factor de modificación de respuesta $R$

Puesto que los puentes se clasifican como puentes esenciales y de acuerdo a la configuración estructural de la subestructura de los puentes (ver figura 3-4), se seleccionan los factores de modificación de respuesta adecuados.

En este caso, la tabla 2-9, da los siguientes factores de modificación de respuesta  $R$ .

$R = 3.5$  Para la subestructura, ya que se usan pilares de múltiples columnas

$R = 0.8$  Para la conexión de la superestructura a los estribos (apoyos y topes de viga)

$R = 1.0$  Para la conexión de la superestructura a la viga cabezal y conexión de pilares a la cimentación

#### 3.6.4. Determinar el procedimiento de análisis

Para determinar el procedimiento de análisis se evaluará los requisitos de regularidad de la tabla 2-10. En la tabla 3-13 se muestra dicha evaluación sustentada.

**Tabla 3-13** Evaluación de los requisitos de regularidad de los puentes en estudio

Parámetro	Valor	Observación
Número de tramos	2	Los puentes son de dos tramos
Máximo ángulo subtendido para un puente curvo	0°	Los puentes no son curvos en el plano horizontal, (ver Figura 3-1).
Relación máxima de longitudes entre tramo y tramo	1.0	Ya que se trata de puentes de dos tramos iguales, (ver Figura 3-2).
Relación máxima de rigidez pilares/pilar entre tramo y tramo	—	Se trata de puentes de dos tramos, por lo tanto, solo tienen un pilar

#### Regularidad del puente

La tabla 2-10 establece los requisitos para determinar si un puente es regular. Los requisitos se basan en limitar los valores de los parámetros determinados en la tabla 3-13. Por lo tanto, los puentes son *regulares*, no son puentes curvos y la relación entre tramos es 1.0

## Procedimiento de análisis

Debido a que no es un puente de un solo tramo o un puente de la zona sísmica 1, los requisitos de análisis de la AASHTO LRFD, deben cumplirse. La tabla 2-11 se utiliza para seleccionar los requisitos mínimos de análisis. Por ser puentes de múltiples tramos regulares y pertenecer a la zona sísmica 4, se determina que el requerimiento mínimo de análisis para efectos sísmicos es el método de Análisis Elástico Multimodal (MM). Para efectos comparativos, los puentes se analizarán y evaluarán por los Método de Análisis Elástico Multimodal (MM) y el Método tiempo-historia (TH).

### 3.6.5. Determinación de las fuerzas sísmicas elásticas y los desplazamientos

#### 3.6.5.1. Descripción del modelo

El modelo estructural del puente utilizado se muestra en la figura 3-5.

#### 3.6.5.2. Análisis espectral unimodal (SM)

Aplicaremos este método de análisis para calcular el periodo fundamental, desplazamientos y fuerzas únicamente en el sentido longitudinal de los puentes en estudio con la finalidad de realizar un control con los métodos computacionales.

Las características de la superestructura y la subestructura para cada puente se presentan en la tabla 3-14 y la determinación de la carga sísmica por unidad de longitud para cada puente se presenta en la tabla 3-15. Para el análisis sísmico la carga viva se desprecia, porque la carga viva varía temporal y espacialmente.

**Tabla 3-14** Características de los puentes y propiedades de la subestructura

Descripción	Puente 1	Puente 2
Longitud total del puente, $L$ (m)	40.00	50.00
Número de tramos	2.00	2.00
Número de columnas circulares por pilar, $n$	2.00	2.00
Diámetro de columna, $\emptyset$ (m)	1.20	1.20
Altura de pilar, $H$ (m)	9.00	9.00
Momento de inercia de la columna, $I_{xx} = \pi R^4/4$ (m <sup>4</sup> )	0.1018	0.1018
Momento de inercia de la columna, $I_{yy} = \pi R^4/4$ (m <sup>4</sup> )	0.1018	0.1018
Rigidez longitudinal del pilar, $K_x = n(12EI/H^3)$ (Tn/m)	8,511.36	8,511.36
Rigidez transversal del pilar, $K_y = n(12EI/H^3)$ (Tn/m)	8,511.36	8,511.36

**Tabla 3-15** Cargas sísmicas por unidad de longitud

Descripción	Puente 1	Puente 2
<b>Carga permanente de superestructura</b>		
– Peso de tablero de concreto armado, (Tn)	462.50	728.13
– Peso de diafragmas de concreto armado, (Tn)	31.20	36.00
– Peso de vereda de concreto armado, (Tn)	10.40	13.00
– Peso de barrera de concreto + baranda metálica, (Tn)	34.40	43.00
– Superficie de rodadura, (Tn)	48.60	60.75
<b>Carga permanente de subestructura</b>		
– Peso de viga cabezal + topes de concreto armado, (Tn)	42.74	44.03
– Peso de columnas de concreto armado, (Tn)	44.11	44.11
<b>Carga sísmica por unidad de longitud, <math>w(x)</math></b>		
– Relación Peso superestructura/Peso subestructura	14.79%	10.01%
– $w(x) = \text{Peso tributario}/L$ , (Tn/m)	16.30	18.94
– Carga uniforme supuesta, $P_o$ , (Tn/m)	1.00	1.00

Los pasos para determinar el periodo fundamental y las solicitaciones de respuesta por el método elástico unimodal son las que se detallan en el Capítulo II, en las tablas 3-16 y 3-17 se resumen estos cálculos para el sentido longitudinal de los puentes.

**Tabla 3-16** Cálculo del periodo fundamental por el método elástico unimodal

Descripción	Puente 1	Puente 2
Cálculo los desplazamientos estáticos $v_s(x)$ provocados por la carga uniforme supuesta, $p_o$ , como se ilustra en la Figura 2-8		
$V_s = P_o L / K$	0.0047	0.0059
Cálculo los factores $\alpha$ , $\beta$ y $\gamma$ , para la dirección longitudinal, usando las Ecuaciones (2-9), (2-10) y (2-11)		
$\alpha = \int_{\text{Estribo 1}}^{\text{Estribo 2}} v_s(x) dx = v_s L, (m^2)$	0.1880	0.2937
$\beta = \int_{\text{Estribo 1}}^{\text{Estribo 2}} w(x) v_s(x) dx = w v_s L, (Tn - m)$	3.0636	5.5629
$\gamma = \int_{\text{Estribo 1}}^{\text{Estribo 2}} w(x) [v_s(x)]^2 dx = w v_s^2 L, (Tn - m^2)$	0.0144	0.0327
Cálculo el periodo fundamental longitudinal del puente, Ec. (2-12)		
$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}}, (s)$	0.5552	0.6691

**Tabla 3-17** Cálculo de desplazamientos y fuerzas por el método elástico unimodal

Descripción	Puente 1	Puente 2
Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente $p_e(x)$ en ambas direcciones: Ec. (2-13) y (2-14)		
$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A$ , para $A = 0.40$ y $S = 1.20$	0.85	0.75
$p_e(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} w(x) v_s(x)$ , (Tn/m)	13.90	14.26
Cálculo del desplazamiento longitudinal, cortante y momento		
$v_s = P_e(x)L/K$ (m)	0.0653	0.0838
$V_x = P_e(x)L/n$ (Tn/Columna)	277.94	356.49
$M_{yy} = V_x h/2$ (Tn – m/Columna)	1250.71	1604.21

### 3.6.5.3. Análisis espectral multimodal (MM)

#### a) Formas de modos y periodos

Para los dos puentes en estudio, veinticinco modos de vibración han sido usados en el análisis espectral multimodal, que implica la superposición de respuestas modales individuales para estimar la respuesta sísmica estructural total, los suficientes modos como para determinar las fuerzas y desplazamientos lo suficientemente precisos.

Los períodos naturales de vibración de los puentes para los primeros 12 modos se muestran en las tablas 3-18 y 3-19. Las figuras 3-15 y 3-16 muestran dos modos seleccionados para la estructura del puente de 40 m. La figura 3-15 muestra el primer modo, que se asocia con el periodo fundamental en la dirección longitudinal. El período longitudinal para este modo es 0.66674 segundos. La figura 3-16 muestra el segundo modo, que es el modo asociado con el período fundamental en la dirección transversal. El período de segundo modo es 0.2908 segundos.

**Tabla 3-18** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos (Puente 1)

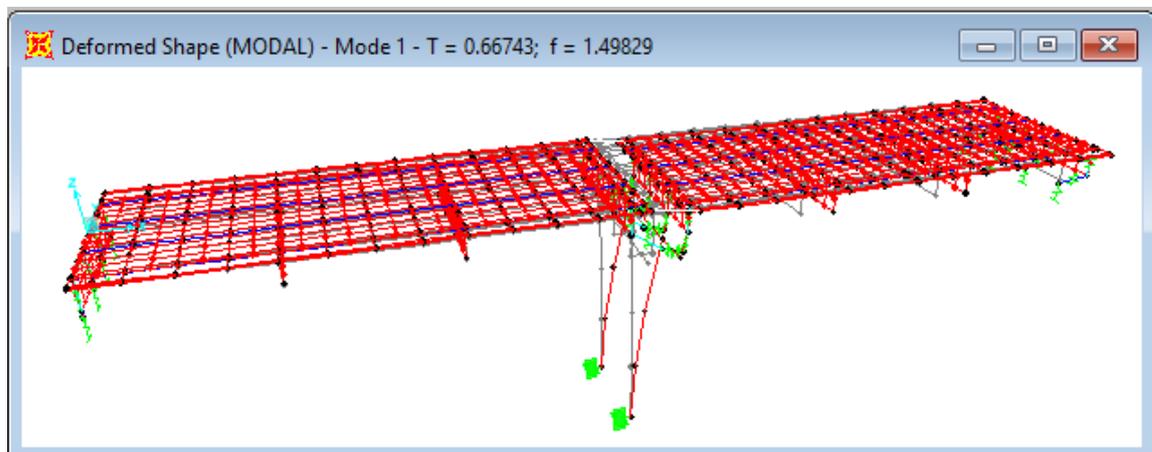
Mode N°	Period (Sec)	Frequency (Cyc/sec)	CircFreq (rad/sec)	Eigenvalue (rad2/sec2)
1	0.6674	1.4983	9.41	88.62
2	0.2908	3.4390	21.61	466.90
3	0.2092	4.7790	30.03	901.64

4	0.2033	4.9184	30.90	955.01
5	0.1782	5.6109	35.25	1242.80
6	0.1476	6.7748	42.57	1812.00
7	0.1095	9.1322	57.38	3292.40
8	0.0837	11.9410	75.03	5629.00
9	0.0645	15.5110	97.46	9497.80
10	0.0625	15.9910	100.47	10095.00
11	0.0588	16.9980	106.80	11406.00
12	0.0578	17.2890	108.63	11801.00

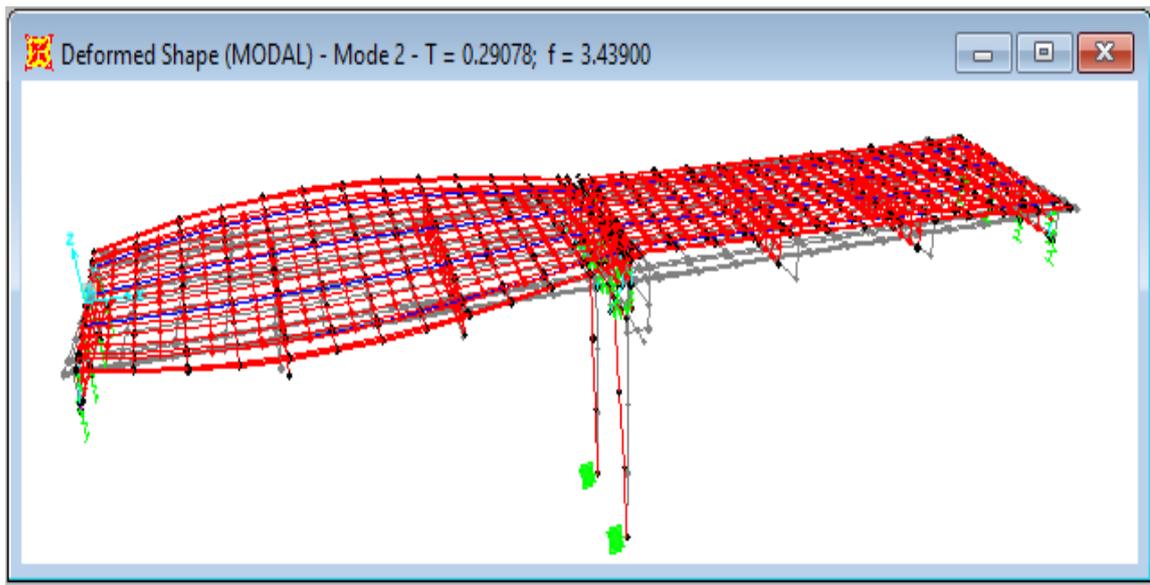
**Tabla 3-19** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos (Puente 2)

Mode N°	Period (Sec)	Frequency (Cyc/sec)	CircFreq (rad/sec)	Eigenvalue (rad2/sec2)
1	0.8086	1.2367	7.77	60.38
2	0.3604	2.7745	17.43	303.90
3	0.2584	3.8701	24.32	591.29
4	0.2516	3.9750	24.98	623.79
5	0.2118	4.7210	29.66	879.90
6	0.1782	5.6109	35.26	1242.90
7	0.1473	6.7897	42.66	1820.00
8	0.1082	9.2418	58.07	3371.90
9	0.0819	12.2120	76.73	5887.40
10	0.0753	13.2730	83.40	6955.10
11	0.0700	14.2940	89.81	8066.40
12	0.0698	14.3370	90.08	8114.50

**Figura 3-15** Deformada del puente 1 para el modo 1



**Figura 3-16** Deformada del puente 1 para el modo 2



### **b) Carga espectral**

Para el método de análisis elástico multimodal se utiliza un espectro de diseño elástico de entrada para proporcionar la carga para el modelo. Este espectro se especifica en el artículo 3.6.2 de la AASHTO LRFD, y se aplica tanto en la dirección longitudinal como transversal. Para esta investigación, la dirección longitudinal es una línea recta paralela a la línea central del puente y la dirección transversal se aplica a 90 grados a la dirección longitudinal.

El programa SAP2000 requiere pares de datos de entrada período-espectro y el intervalo debe cubrir todo el rango de períodos previstos para la estructura.

En la tabla 3-20 se muestran los valores espectrales usados en el análisis, obtenidos mediante la ecuación 3-3. El espectro de diseño elástico y reducido para el valor de  $R$  se muestra en la figura 3-17. La figura 3-17 y la ecuación 3-3 se basan en 5 por ciento de amortiguación.

Los parámetros determinados anteriormente para calcular los valores del espectro de diseño son los siguientes:

Coefficiente de aceleración:  $A = 0.40$

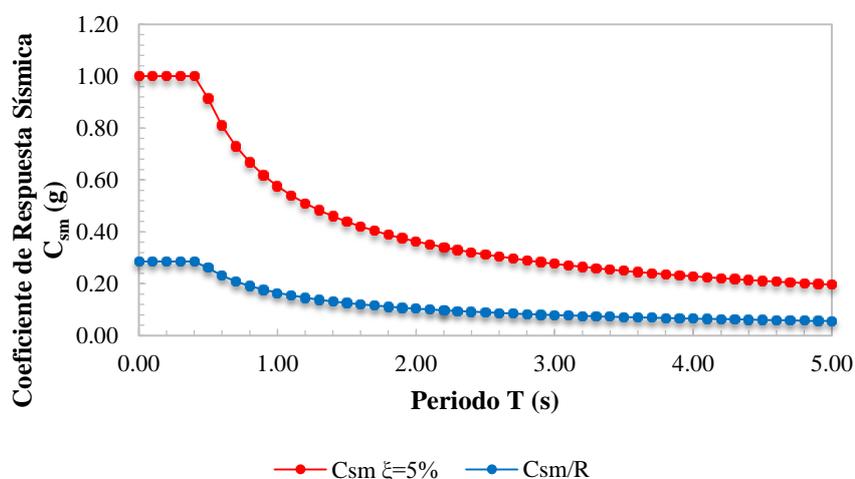
Coefficiente de sitio:  $S = 1.20$

Factor de modificación de respuesta:  $R = 3.5$

Ecuación 3-3  $C_{sm} = 1.2AS/T_m^{2/3} \leq 2.5A$

**Tabla 3-20** Valores espectrales utilizado para el análisis

<b>T</b>	<b><math>C_{sm}</math></b>	<b><math>C_{sm}/R</math></b>
0.001	1.000	0.286
0.100	1.000	0.286
0.200	1.000	0.286
0.300	1.000	0.286
0.400	1.000	0.286
0.500	0.914	0.261
0.600	0.810	0.231
0.700	0.731	0.209
0.800	0.668	0.191
0.900	0.618	0.177
1.000	0.576	0.165
1.500	0.440	0.126
2.000	0.363	0.104
2.500	0.313	0.089
3.000	0.277	0.079
3.500	0.250	0.071
4.000	0.229	0.065
4.500	0.211	0.060
5.000	0.197	0.056



**Figura 3-17** Coeficientes de respuesta sísmica elástica y reducida

### c) Mínimo número de modos

Veinticinco modos se han incluido para proporcionar una estimación precisa de la respuesta y fuerzas internas. Como se comentó anteriormente, un número suficiente de modos debe especificarse de modo que la superposición modal determine las fuerzas y desplazamientos con suficiente precisión. Una forma de evaluar si el número de modos es suficiente para caracterizar con precisión la respuesta es comprobar si el porcentaje de masa acumulada que participa para el número especificado de modos es al menos 90 por ciento del

total para cada una de las direcciones de carga aplicada. En esta investigación, no se aplica carga en la dirección vertical (z), y no es crítico que la masa participativa en esa dirección sea al menos el 90 por ciento.

Los resultados para el análisis multimodal para cada puente se muestran en la tabla 3-21 y tabla 3-22. Las tres columnas en el Modo individual muestran la masa participativa en cada dirección para cada modo. Las siguientes tres columnas bajo Suma acumulativa muestran la masa participar acumulada en cada dirección. Para el puente 1, veinte modos son necesarios a fin de obtener más del 90 por ciento de la masa participativa acumulada en cada una de las dos direcciones principales de la planta global (X y Y), que son las direcciones de la carga lateral aplicada.

En la tabla 3-21 y 3-22

UX = Dirección longitudinal

UY = Dirección transversal

UZ = Dirección vertical

**Tabla 3-21** Ratios de masa participativa modal para el puente 1

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.6674	0.5290	0.0000	0.0001	0.5290	0.0000	0.0001
2	0.2908	0.0000	0.7275	0.0000	0.5290	0.7275	0.0001
3	0.2092	0.0222	0.0000	0.4763	0.5512	0.7275	0.4764
4	0.2033	0.0052	0.0000	0.1902	0.5564	0.7275	0.6666
5	0.1782	0.0000	0.0003	0.0000	0.5564	0.7278	0.6666
6	0.1476	0.0000	0.0759	0.0000	0.5564	0.8037	0.6666
7	0.1095	0.0000	0.0002	0.0000	0.5564	0.8039	0.6666
8	0.0837	0.0000	0.1641	0.0000	0.5564	0.9680	0.6666
9	0.0645	0.0000	0.0000	0.0000	0.5564	0.9680	0.6666
10	0.0625	0.0956	0.0000	0.0085	0.6520	0.9680	0.6751
11	0.0588	0.0000	0.0012	0.0000	0.6520	0.9692	0.6751
12	0.0578	0.0001	0.0000	0.0009	0.6521	0.9692	0.6760
13	0.0516	0.0000	0.0022	0.0000	0.6521	0.9713	0.6760
14	0.0439	0.0002	0.0000	0.0000	0.6523	0.9713	0.6760
15	0.0434	0.0151	0.0000	0.0004	0.6674	0.9713	0.6764
16	0.0419	0.0000	0.0121	0.0000	0.6674	0.9834	0.6764
17	0.0415	0.1965	0.0000	0.0044	0.8639	0.9834	0.6808

18	0.0384	0.0460	0.0000	0.0012	0.9099	0.9834	0.6820
19	0.0341	0.0016	0.0000	0.0002	0.9115	0.9834	0.6822
20	0.0328	0.0010	0.0000	0.0069	0.9125	0.9834	0.6891
21	0.0321	0.0205	0.0000	0.1453	0.9330	0.9834	0.8345
22	0.0319	0.0000	0.0002	0.0000	0.9330	0.9836	0.8345
23	0.0313	0.0000	0.0002	0.0000	0.9330	0.9838	0.8345
24	0.0293	0.0000	0.0000	0.0000	0.9330	0.9839	0.8345
25	0.0289	0.0000	0.0001	0.0000	0.9330	0.9839	0.8345

**Tabla 3-22** Ratios de masa participativa modal para el puente 2

<b>Modo N°</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>
1	0.8086	0.5183	0.0000	0.0001	0.5183	0.0000	0.0001
2	0.3604	0.0000	0.7551	0.0000	0.5183	0.7551	0.0001
3	0.2584	0.0200	0.0000	0.5096	0.5383	0.7551	0.5096
4	0.2516	0.0052	0.0000	0.1894	0.5435	0.7551	0.6990
5	0.2118	0.0000	0.0005	0.0000	0.5435	0.7556	0.6990
6	0.1782	0.0000	0.0581	0.0000	0.5435	0.8137	0.6990
7	0.1473	0.0000	0.0000	0.0000	0.5435	0.8137	0.6990
8	0.1082	0.0000	0.1606	0.0000	0.5435	0.9743	0.6990
9	0.0819	0.0000	0.0001	0.0000	0.5435	0.9744	0.6990
10	0.0753	0.0868	0.0000	0.0060	0.6303	0.9744	0.7050
11	0.0700	0.0001	0.0000	0.0007	0.6305	0.9744	0.7057
12	0.0698	0.0000	0.0007	0.0000	0.6305	0.9751	0.7057
13	0.0629	0.0000	0.0013	0.0000	0.6305	0.9764	0.7057
14	0.0487	0.0000	0.0114	0.0000	0.6305	0.9878	0.7057
15	0.0482	0.2700	0.0000	0.0039	0.9005	0.9878	0.7097
16	0.0446	0.0000	0.0000	0.0000	0.9005	0.9878	0.7097
17	0.0441	0.0036	0.0000	0.0001	0.9041	0.9878	0.7098
18	0.0415	0.0011	0.0000	0.0027	0.9052	0.9878	0.7125
19	0.0374	0.0000	0.0005	0.0000	0.9052	0.9883	0.7125
20	0.0371	0.0199	0.0000	0.1212	0.9251	0.9883	0.8336
21	0.0368	0.0006	0.0000	0.0184	0.9257	0.9883	0.8520
22	0.0358	0.0000	0.0001	0.0000	0.9257	0.9884	0.8520
23	0.0356	0.0006	0.0000	0.0011	0.9263	0.9884	0.8531
24	0.0349	0.0000	0.0001	0.0000	0.9263	0.9885	0.8531
25	0.0330	0.0173	0.0000	0.0045	0.9436	0.9885	0.8576

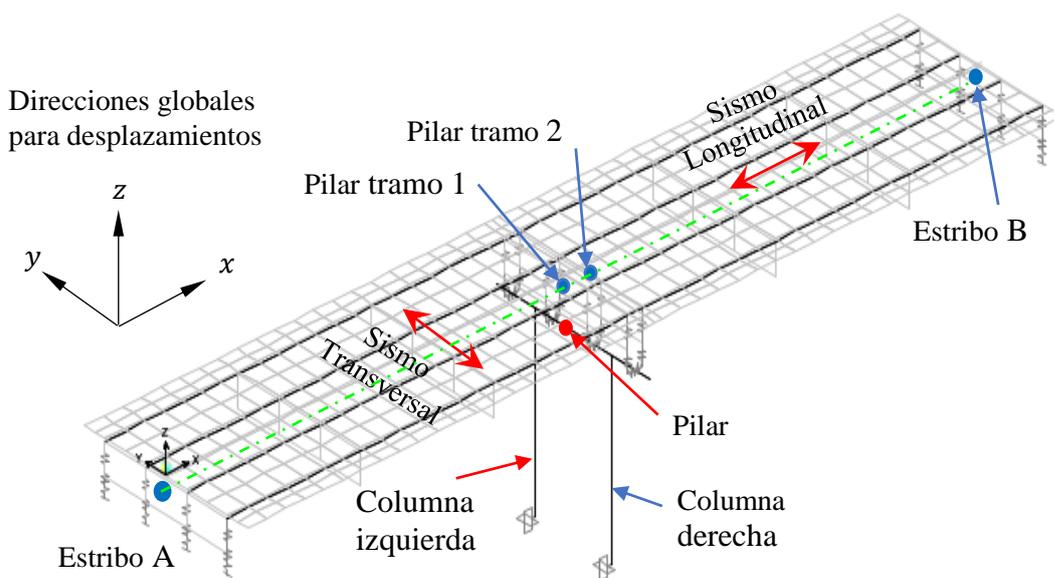
### e) Combinación de modos

La respuesta del modelo en cada uno de los modos calculados debe ser superpuesta para establecer la respuesta global. Porque las respuestas máximas modales no ocurren simultáneamente, una simple suma de los valores absolutos modales no es apropiada. La mayoría de los programas utilizan ya sea el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o el método combinación cuadrática completa (CQC). Para esta investigación se usó el método CQC, tal como lo recomienda la AASHTO LRFD y también por ser el método predeterminado de SAP2000.

#### 3.6.5.4. Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección

El programa de análisis se encarga de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales. En este caso, se utilizaron 25 modos para caracterizar la respuesta. Este número se mantuvo constante para todos los análisis y para los dos puentes. Los resultados de las fuerzas y momentos se muestran en las tablas 3-23 y 3-24. En la tabla 3-23 se presentan los resultados para el sismo longitudinal y en la tabla 3-24 se presentan los resultados para el sismo transversal. Los desplazamientos para los análisis longitudinales y transversales se muestran en las tablas 3-25 y 3-26. En la tabla 3-25 se presentan los resultados de los desplazamientos en la superestructura (C.G de losa) y en la tabla 3-26 se presentan los resultados de los desplazamientos en la subestructura (C.G de viga cabezal).

Las direcciones de las fuerzas, momentos y desplazamientos son en las direcciones de las coordenadas globales como se muestra en la figura 3-18.



**Figura 3-18** Ubicación y direcciones para fuerzas, momentos y desplazamientos

**Tabla 3-23** Respuesta para sismo longitudinal

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - RSx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	34.24	86.20	108.00
		Bottom	35.61	90.01	793.81
Puente 2	Pilar por columna	Top	48.27	109.36	142.28
		Bottom	49.73	112.42	1006.48

**Tabla 3-24** Respuesta para sismo transversal

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - RSy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	230.38	109.61	393.98
		Bottom	230.64	117.85	498.70
Puente 2	Pilar por columna	Top	406.25	174.44	620.10
		Bottom	406.54	182.86	779.10

**Tabla 3-25** Desplazamientos en la superestructura

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - RSx	Sismo transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.0008	0.0025
	Centro del tramo 1	0.0007	0.0147
	Pilar – tramo 1	0.0006	0.0252
	Pilar – tramo 2	0.0860	0.0273
	Centro del tramo 2	0.0860	0.0149
	Estribo B	0.0859	0.0020
Puente 2	Estribo A	0.0012	0.0036
	Centro del tramo 1	0.0009	0.0235
	Pilar – tramo 1	0.0007	0.0401
	Pilar – tramo 2	0.1095	0.0443
	Centro del tramo 2	0.1095	0.0246
	Estribo B	0.1094	0.0038

**Tabla 3-26** Desplazamientos en la subestructura

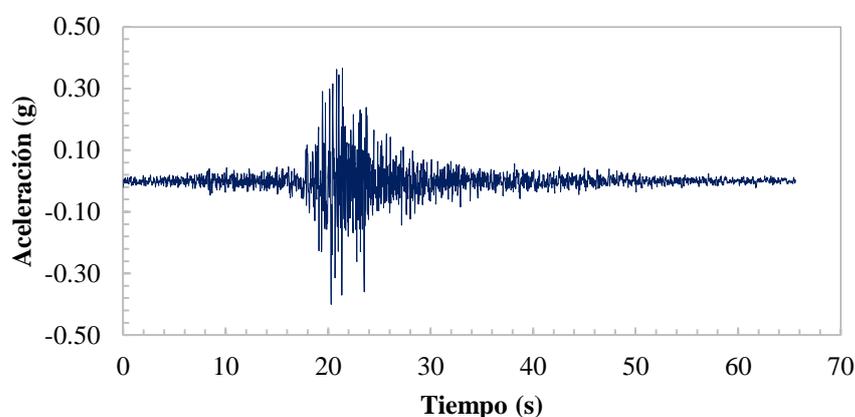
Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo Longitudinal - RSx	Sismo Transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0750	0.0243
Puente 2	Pilar	0.0955	0.0383

### 3.6.5.5. Análisis tiempo–historia (TH)

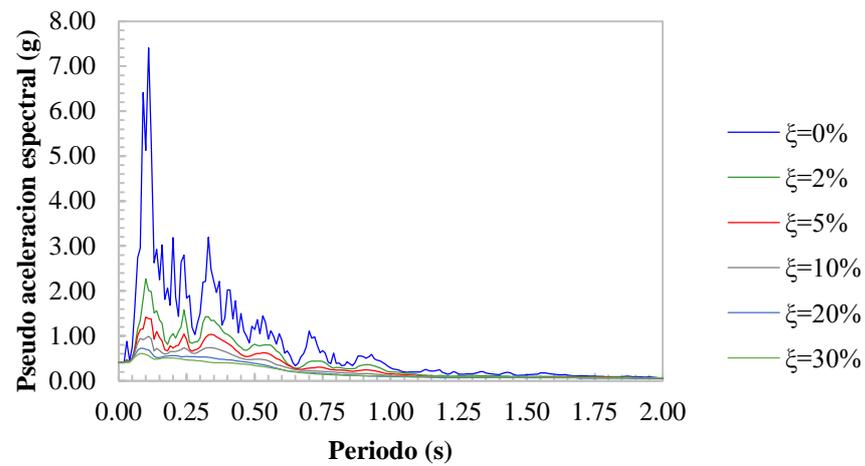
Para aplicar este método de análisis, se consideró un registro sísmico completo. Los datos usados son del registro sísmico de Lima del 17 de octubre de 1966 y fueron obtenidos de [www.igp.gob.pe](http://www.igp.gob.pe) (Sistema Nacional de Datos Geofísicos del Instituto Geofísico del Perú). El registro sísmico seleccionado es uno de los más representativos y frecuentemente utilizado para el diseño sísmico en el Perú (Villareal G. y Oviedo R, 2008). Presenta una aceleración máxima de  $269.34 \text{ cm/s}^2$ , una velocidad de  $21.6 \text{ cm/s}$  y un desplazamiento de  $16.3 \text{ cm}$ . El gráfico del acelerograma seleccionado se muestra en la figura 3-19 y su espectro de respuesta con amortiguaciones al 0%, 2%, 5%, 10%, 20% y 30% de amortiguamiento son obtenidos en el Software SismoSpect v2.1.0 y mostrados en las figuras 3-20, 3-21 y 3-22. En la figura 3-23 se muestran una comparación del espectro del sismo de Lima de 1966 con respecto al espectro elástico de diseño (metodología AASHTO LRFD) usado en el análisis multimodal para una amortiguación del 5%.

El registro sísmico completo tiene intervalos de tiempo de  $0.02 \text{ s}$ , y cuenta con un total de 3282 pasos, lo que nos da un tiempo total de duración de  $65.6 \text{ s}$ .

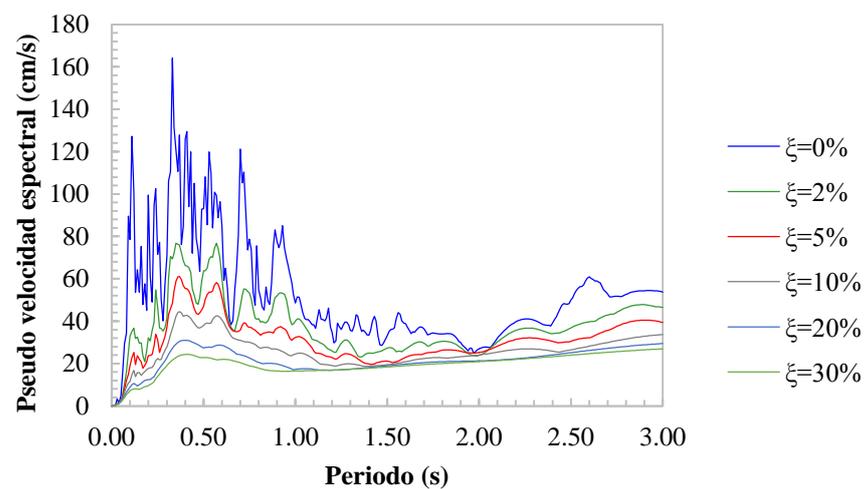
**Figura 3-19** Registro completo de Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E escalado a 0.40



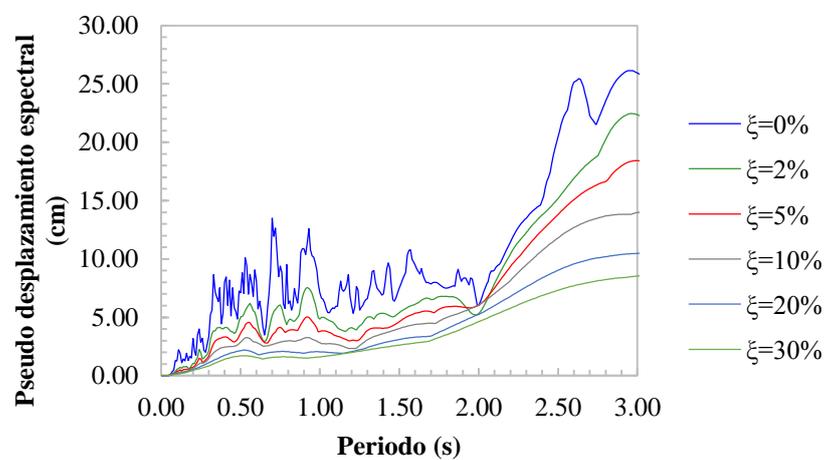
**Figura 3-20** Espectro de aceleraciones de Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E



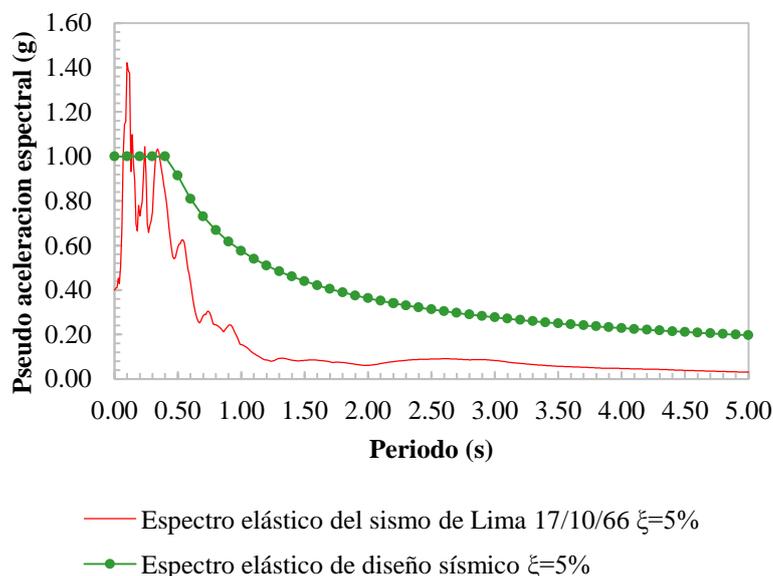
**Figura 3-21** Espectro de velocidades Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E



**Figura 3-22** Espectro de desplazamientos Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E



**Figura 3-23** Comparación de los coeficientes de respuesta sísmica entre el espectro elástico de diseño y el espectro de aceleraciones del sismo de Lima, Perú, I.G.P. 17/10/66 componente N08E escalado a 0.40.



### 3.6.5.6. Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección

A continuación, se muestran los resultados de los análisis tiempo-historia de los dos puentes convencionales en estudio. En las tablas 3-27 y 3-28 mostramos los resultados de las fuerzas y momentos de las estructuras para el sismo longitudinal y transversal, respectivamente. En las tablas 3-29 y 3-30 se muestran los desplazamientos para los sismos longitudinal y transversal en la superestructura y subestructura respectivamente.

Las direcciones de las fuerzas, momentos y desplazamientos son en las direcciones de las coordenadas globales como se muestra en la figura 3-18.

**Tabla 3-27** Respuesta para sismo longitudinal

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - RSx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	10.76	28.56	40.81
		Bottom	10.80	29.14	262.21
Puente 2	Pilar por columna	Top	24.16	39.38	55.17
		Bottom	24.56	39.43	361.07

**Tabla 3-28** Respuesta para sismo transversal

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - RSy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
	Puente 1	Pilar por columna	Top	167.60	77.16
Bottom			167.82	83.23	350.23
Puente 2	Pilar por columna	Top	390.67	171.06	611.19
		Bottom	390.98	180.73	767.34

**Tabla 3-29** Desplazamientos en la superestructura

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.0006	0.0027
	Centro del tramo 1	0.0005	0.0105
	Pilar – tramo 1	0.0004	0.0178
	Pilar – tramo 2	0.0286	0.0193
	Centro del tramo 2	0.0286	0.0106
	Estribo B	0.0286	0.0021
Puente 2	Estribo A	0.0008	0.0035
	Centro del tramo 1	0.0007	0.0223
	Pilar – tramo 1	0.0006	0.0389
	Pilar – tramo 2	0.0396	0.0432
	Centro del tramo 2	0.0396	0.0233
	Estribo B	0.0396	0.0043

**Tabla 3-30** Desplazamientos en la subestructura

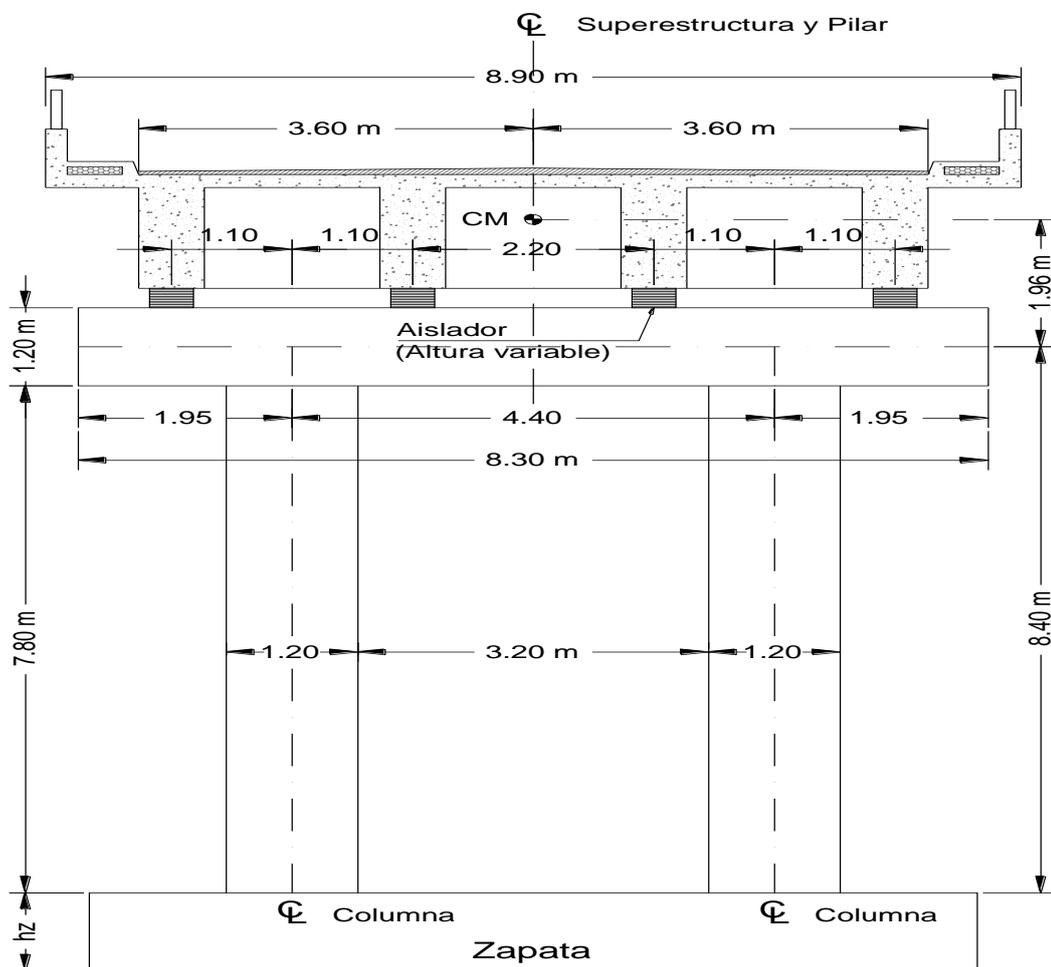
Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0249	0.0171
Puente 2	Pilar	0.0345	0.0376

### 3.7. Descripción de los puentes sísmicamente aislados

Los dos puentes convencionales analizados anteriormente, fueron seleccionados para demostrar la aplicación y procedimientos del análisis sísmico de puentes sísmicamente aislados. Las propiedades geométricas y la calidad de los materiales se asumirán igual al de los puentes convencionales.

Cada puente está aislado con cuatro aisladores en cada estribo y ocho en el pilar central, para un total de 16 aisladores instalados. Los aisladores están situados sobre los estribos, sobre la viga cabezal del pilar y todos ellos debajo de las vigas principales. En la figura 3-24 se muestra la sección transversal típica en el intermedio de los puentes.

**Figura 3-24** Sección transversal del pilar central para el puente aislado 2



La figura 3-24 muestra un modelo para el análisis del puente 2. El modelo será utilizado en el análisis estático simplificado, multimodal y el análisis de tiempo-historia. Las propiedades de la sección transversal del puente y los pesos se presentan en la tabla 3-3 y 3-4, respectivamente.

### **3.8. Análisis y diseño del sistema de aislamiento**

Según los puentes descritos anteriormente, se determinaron la ubicación y la cantidad de aisladores.

El diseño preliminar de los aisladores se obtendrá mediante el análisis simplificado, asumiendo las propiedades nominales del aislador, pautas del fabricante y la capacidad de los aisladores. Las propiedades del diseño preliminar de los aisladores serán utilizadas para realizar el análisis dinámico lineal multimodal y tiempo-historia en SAP2000 y los resultados del análisis simplificado se compararán con los dos análisis dinámicos.

#### **3.8.1. Selección del sistema de aislamiento**

Para esta investigación se seleccionó aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB), por tener dimensiones pequeñas que se adaptan al ancho de la viga, alta disipación de energía, gran capacidad de transmisión de carga vertical y por ser el aislador más usado en el aislamiento de puentes (tabla 2-14); por lo tanto, existe mayor experiencia tanto en el análisis, diseño e instalación de los dispositivos de aislamiento sísmico LRB.

Los aisladores seleccionados son iguales para el pilar y los estribos debido a que las diferencias de cargas son insignificantes por tratarse de puentes de tramos múltiples simplemente apoyados.

#### **3.8.2. Análisis de los puentes para carga muerta, viva y frenado**

El peso de la superestructura de los puentes sísmicamente aislados de 40 m (puente 1) y 50 m (puente 2) son 604.50 Tn y 904.72 Tn respectivamente.

Los cálculos para las cargas del apoyo, desplazamientos y rotaciones debido a las cargas muertas, vivas y de frenado y los cambios térmicos se presentan en el análisis de los puentes convencionales. En la tabla 3-31 y 3-32 se presenta un resumen de cargas y rotaciones de los apoyos para cada puente.

**Tabla 3-31** Cargas y rotaciones debido a cargas muertas, vivas y frenado del puente 1

Carga	Apoyo de estribo (por apoyo)		Apoyo de pilar (por apoyo)	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Carga muerta (DC)	V +381.96	0.002063	V +397.31	0.001975
Carga viva (LL+IM) (camión, tándem o carril)	V +329.60 V -56.26	0.001203	V +303.54 V -37.00	0.001168
Frenado (BR)	V +8.19 V -8.95	0.000119	V +8.64 V -17.05	0.001323
HL93 (LL+IM+BR)	V +337.79 V -65.21	0.001322	V +312.18 V -54.05	0.002491

V: Reacción Vertical, T: Reacción Transversal, +: fuerza de compresión, -: fuerza de tracción

**Tabla 3-32** Cargas y rotaciones debido a cargas muertas, vivas y frenado del puente 2

Carga	Apoyo de estribo (por apoyo)		Apoyo de pilar (por apoyo)	
	Reacción (Tn)	Rotación (rad)	Reacción (Tn)	Rotación (rad)
Carga muerta (DC)	V +571.57	0.002545	V +594.79	0.002529
Carga viva (LL+IM) (camión, tándem o carril)	V +361.90 V -68.41	0.001031	V +319.96 V -42.46	0.001021
Frenado (BR)	V +6.94 V -7.31	0.000088	V +7.30 V -14.07	0.000106
HL93 (LL+IM+BR)	V +368.84 V -75.72	0.001119	V +327.26 V -56.52	0.001127

V: Reacción Vertical, T: Reacción Transversal, +: fuerza de compresión, -: fuerza de tracción

Basándonos en los resultados de los análisis de carga de servicio las cargas, desplazamientos y rotaciones a ser considerados para el análisis y diseño preliminar de los aisladores están tabulados en la tabla 3-33 y 3-34 para el puente 1 y 2 respectivamente. Los desplazamientos y rotaciones se han redondeado a los valores mínimos conservadores según especifica la AASHTO 2010.

Estos incluyen una rotación cíclica mínima de 0.001 rad y un componente estático añadido de 0.005 rad de rotación para tener en cuenta las tolerancias de construcción. Además, los desplazamientos de servicio son el triple de los valores calculados para los efectos térmicos para tener en cuenta los errores de instalación, errores de predicción de desplazamiento de contracción y fluencia.

**Tabla 3-33** Cargas, desplazamientos y rotaciones para las condiciones de servicio del apoyo del puente 1

<b>Cargas, desplazamientos y rotaciones</b>	<b>Apoyos de estribo (por apoyo)</b>	<b>Apoyos de pilar (por apoyo)</b>
Carga muerta $P_D$ (Tn)	+381.96	+397.31
Carga viva $P_L$ (kip)	+337.79 -65.21	+312.18 -54.05
Desplazamiento (in)	0.0762	0.0254
Rotación (rad)	0.007	0.005
+: Fuerza de compresión, -: fuerza de tracción		

**Tabla 3-34** Cargas, desplazamientos y rotaciones para las condiciones de servicio del apoyo del puente 2

<b>Cargas, desplazamientos y rotaciones</b>	<b>Apoyos de estribo (por apoyo)</b>	<b>Apoyos de pilar (por apoyo)</b>
Carga muerta $P_D$ (Tn)	+ 571.57	+594.79
Carga viva $P_L$ (kip)	+ 368.84 -75.72	+ 327.26 -56.52
Desplazamiento (in)	0.0762	0.0254
Rotación (rad)	0.007	0.005
+: Fuerza de compresión, -: fuerza de tracción		

### 3.8.3. Diseño del aislamiento sísmico con aisladores de goma con núcleo de plomo (LRB)

El diseño del aislamiento de un puente con aisladores de LRB implica principalmente la determinación de las propiedades de los propios aisladores. Las siguientes propiedades de los aisladores deben determinarse como parte del proceso de diseño para que los apoyos se puedan solicitar al fabricante (catálogos):

- Diámetro del núcleo de plomo,  $D_L$
- Diámetro adherido del aislador,  $D_B$
- Espesor y número de capas de goma,  $T_r$  y  $N$ , respectivamente
- Espesor y número de placas de refuerzo de acero (placas shim),  $t_s$

En la tabla 3-35 se presentan las propiedades de los materiales de un aislador LRB asumidas (Constantinou M. et al., 2011 y AASHTO, 2010):

**Tabla 3-35** Propiedades de los materiales del aislador LRB

Propiedades de materiales	Nominal (promedio de 3 ciclos)	Rango	
Módulo de corte de la goma, $G_3$ (MPa)	0.448	0.413	0.483
Resistencia de fluencia del plomo, $G_{L3}$ (MPa)	10.00	10.00	12.00
Resistencia de fluencia de placas de acero, $F_y$ (MPa)	345.00	345.00	380.00
Módulo volumétrico de la goma, $K$ (MPa)	2000.00	-	-
Resistencia Característica del concreto, $f'_c$ (MPa)	28.00	-	-
Módulo de elasticidad del concreto, $E$ (MPa)	25399.21	-	-
Valores de los coeficientes de $f_1$ y $f_2$ para $K/G$	5580.36	-	-
	$f_1$	1.0	AASHTO 2010
	$f_2$	0.375	

**Tabla 3-36** Tipo y colocación de apoyos de aislamiento en cada puente

Descripción	Estribos	Pilares
Número de apoyos de goma con núcleo de plomo LRB	8	8

La resistencia característica del sistema de aislamiento es

$$Q_d = \sum A_L \sigma_L = 8A_L \sigma_{L \text{ pier}} + 8A_L \sigma_{L \text{ abut}} = 16 \frac{\pi D_L^2}{4} \times 10 = 125.66 \times D_L^2$$

La rigidez post-elástica del sistema de aislamiento es

$$K_d = \sum \frac{GA_r}{T_r} = 16 \times \frac{G \times \pi \times D_B^2}{4 \times T_r} = 5.19 \times \frac{D_B^2}{T_r}$$

La rigidez efectiva del sistema de aislamiento es

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_D}$$

El periodo efectivo de la estructura es

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \times g}}$$

El amortiguamiento efectivo asumiendo la subestructura rígida es

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{E}{K_{eff} D_D^2} \right)$$

La energía disipada por ciclo está dada por:

$$E = 4Q_d(D_D - Y)$$

Donde  $Y = 0.0254 \text{ m}$  (desplazamiento de fluencia del sistema en el límite superior), por lo tanto, tenemos:

$$\xi_{eff} = \frac{2Q_d(D_D - Y)}{\pi K_{eff} D_D^2}$$

### 3.8.3.1. Diseño preliminar de los aisladores

El apoyo seleccionado se ha simplificado a la elección de tres parámetros geométrico:  $D_B$ ,  $D_D$  and  $T_r$

**Paso 1:** Seleccionar el diámetro del núcleo de carga de modo que la fuerza del sistema de aislamiento es deseable una porción del peso  $W$ . En general, la relación  $Q_d/W$  debe ser aproximadamente 0.05 ó mayor en el análisis límite inferior. (Constantinou M. et al., 2011).

**Tabla 3-37** Determinación del diámetro de plomo  $D_L$  del aislador para ambos puentes

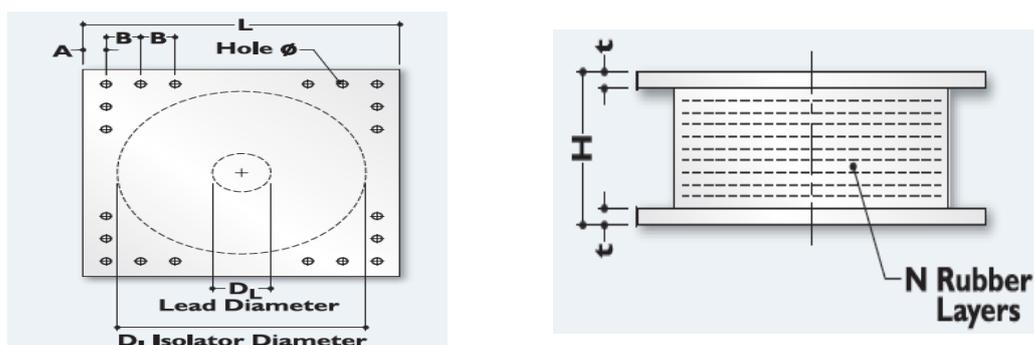
Apoyo	Puente 1	Puente 2
$W$ (kN)	5930.14	8875.35
$Q_d/W$ asumido	0.065	0.065
$Q_d$ (kN)	385.46	576.90
$D_L$ calculado (m)	0.06	0.07

En la tabla 3-38 se muestran posibles valores de  $D_L$  que han sido fabricados y probados y que pueden ser usados en los apoyos.

**Tabla 3-38** Propiedades técnicas del aislador LRB. (Dynamic Isolation Systems, DIS)

TAMAÑO DEL DISPOSITIVO				DIMENSIONES DE LA PLACA DE SOPORTE					
Diámetro Aislador, $D_1$ (mm)	Altura Aislador, $H$ (mm)	Número de capas de caucho, $N$	Diámetro del plomo, $D_L$ (mm)	$L$ (mm)	$t$ (mm)	Cantidad Orificios	Orificio $\varnothing$ (mm)	$A$ (mm)	$B$ (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50

**Figura 3-25** Propiedades técnicas de un aislador LRB. (Dynamic Isolation Systems, DIS)



**Tabla 3-39** Propiedades de diseño del aislador LRB. (Dynamic Isolation Systems, DIS)

Diámetro Aislador, $D_1$ (mm)	PROPIEDADES DE DISEÑO			Desplazamiento Máximo, $D_{max}$ (mm)	Capacidad Carga Axial $P_{max}$ (kN)
	Rigidez Producida, $K_d$ (kN/mm)	Resistencia Característica $Q_d$ (kN)	Rigidez a la compresión, $K_v$ (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2700

**Paso 2:** La selección de las dimensiones  $D_B$  y  $T_r$  debe basarse en la siguiente regla (Constantinou M. et al., 2011):

- $D_B$  debe estar en el rango de  $3D_L$  a  $6D_L$
- $T_r$  debe ser igual o mayor que  $D_L$

Estos criterios tienen la intención de generar un comportamiento predecible de los apoyos de goma con núcleo de plomo (Constantinou M. et al., 2011).

De las tablas 3-37 y 3-38, adoptamos el diámetro de plomo del aislador  $D_L = 0.10 \text{ m}$  y un espesor de goma total  $T_r = 0.10 \text{ m}$  para cada uno de los puentes. Además, usaremos una aproximación del espectro del sismo de diseño (DE) de la figura 3-17, válido para periodos en el intervalo de 0.5 a 3.0 s:  $S_a = 0.576/T^{0.667}$  (unidades de  $g$ ). Esto es por simplicidad en los cálculos simplificados.

Realizamos los cálculos de demanda de desplazamiento utilizando los procedimientos del Capítulo II para el Sismo de diseño (DE). El desplazamiento del sismo máximo considerado (MCE) se calcula entonces como 1.5 veces el desplazamiento en el DE. Para tener en cuenta la subestimación del desplazamiento por el método simplificado, multiplicamos por el factor 1.3, (Constantinou M. et al., 2011). Por lo tanto:  $\Delta_{EMCE} = 1.5 \times 1.3 \times \Delta_{EDE} \approx 1.95\Delta_{EDE}$ . Nota  $\Delta_{EDE} = D_D$ .

El espesor de la capa de goma individual requerido se determina basándose en el uso de la ecuación (3-4) para el pandeo del apoyo. Esta comprobación crítica se utiliza para la selección del apoyo preliminar.

El requisito para estabilidad de la carga vertical según la guía de especificaciones AASHTO 2010, requiere que:

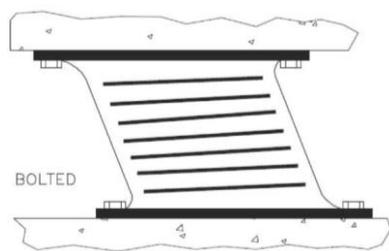
$$\frac{P'_{crMCE}}{P_u} \geq 1.1 \quad (3-4)$$

Donde,  $P'_{crMCE}$  es la carga crítica o de pandeo en el desplazamiento MCE y  $P_u$  es la carga factorizada para la combinación de carga de Evento extremo I de la AASHTO LRFD (AASHTO, 2007):

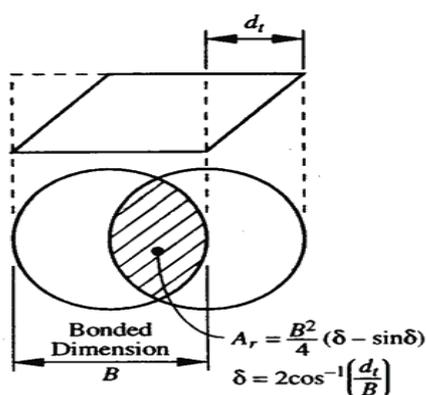
$$P_u = \gamma_D P_D + P_{SLMCE} + P_{EMCE} = 1.25P_D + 0.25P_L + 1.5P_{EDE} \quad (3-5)$$

Donde:  $P_D$  es la carga muerta,  $P_{SLMCE}$  es la carga viva sísmica en el MCE,  $P_{EMCE}$  es la carga axial sísmica debido al movimiento del MCE,  $P_L$  es la carga viva y  $P_{EDE}$  es la carga axial sísmica debido al movimiento del DE,. Según Constantinou et. al 2011, se considera:  $P_{SLMCE} = 0.5P_{SLDE} = 0.25P_L$  y  $P_{EMCE} = 1.5P_{EDE}$ .

**Figure 3-26** Características del apoyo elastoméricos emperrado. (Constantinou M., et. al 2011)



**Figura 3-27** Áreas de superposición de un apoyo elastomérico circular. (AASHTO 1999)



Para un apoyo circular hueco y emperrado la carga crítica se definen como: (Constantinou M., et al., 2011)

$$P'_{CrMCE} = 0.218 \frac{GD_B^4 (\delta - \sin \delta)}{tT_r \pi} \quad (3-6)$$

Donde :

$$\delta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\Delta}{D} \right) = 2 \cos^{-1} \left( \frac{0.25\Delta_S + 1.5\Delta_{EDE}}{D_B} \right) \quad (3-7)$$

Para apoyos circulares huecos de diámetro adherido exterior  $D_B$ , la relación de área reducida es aproximadamente, (Constantinou M., et al., 2011)

$$\frac{A_r}{A} \approx \frac{(\delta - \sin \delta)}{\pi} \quad (3-8)$$

En las ecuaciones (3-7) y (3-5),  $\Delta_{EDE}$  y  $P_{EDE}$  son el desplazamiento del aislador del pilar y la fuerza axial adicional en el DE. La carga  $1.5P_{EDE} = P_{EMCE}$  se ha tomado el cien por ciento de la carga muerta, debido a que no se ha realizado un análisis sísmico con sismo vertical. En consecuencia:

Para el puente 1:  $P_u = 1.25 \times 397.31 + 0.25 \times 312.18 + 397.31 = 971.99 \text{ kN}$

Para el puente 2:  $P_u = 1.25 \times 594.79 + 0.25 \times 327.26 + 594.79 = 1420.09 \text{ kN}$

El valor máximo requerido del espesor de la capa de goma,  $t$ , se calcula aplicando la ecuación (3-9). Constantinou M., et al., 2011).

$$t \leq 0.218 \frac{GD_B^4}{1.1P_u T_r} \frac{(\delta - \sin \delta)}{\pi} \quad (3-9)$$

Tenga en cuenta que, en estas ecuaciones, usamos el valor mínimo de  $G = 0.413 \text{ MPa}$  para los cálculos de rigidez y usamos el valor nominal de  $G = 0.448 \text{ MPa}$  para el control de seguridad.

La tabla 3-40 y 3-41 resumen los cálculos para llegar al diseño preliminar de los aisladores para cada puente; para estos casos fueron considerados diferentes diámetros de aisladores (según tabla 3-38).

**Tabla 3-40** Iteraciones para el diseño preliminar del aislador para el puente 1

Propiedades	Iteraciones					Ecuación
$D_B^1$ (m)	0.315	0.365	0.415	0.480	0.530	Diámetro adherido
$K_d$ (kN/m)	4631	6395	8419	11439	14059	Ecuación (2-31) $G = 0.413 \text{ MPa}$
$D_D$ asumido (m)	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	Desplazamiento DE
$K_{eff}$ (kN/m)	18992	20757	22781	25800	28421	Ecuación (2-32)
$T_{eff}$ (s)	1.12	1.07	1.02	0.96	0.92	Ecuación (2-33)
$\xi_{eff}$	0.342	0.313	0.285	0.252	0.228	Ecuación (2-34) y (2-35)
$B$	1.70	1.70	1.69	1.62	1.58	Ecuación (2-23), $B \leq 1.7$
$A(g)$	0.31	0.32	0.34	0.36	0.39	$A(g) = \frac{A}{BT_{eff}^b}$
$D_D$ (m)	0.098	0.092	0.088	0.084	0.081	Ecuación (2-36)
$0.25\Delta_S + \Delta_{EMCE}$ (m)	0.177	0.177	0.177	0.177	0.177	$0.25\Delta_S + 1.5FD_D$
Relación de área reducida	0.324	0.408	0.474	0.541	0.583	Ecuación (3-7) y (3-8)
$t$ requerido para estabilidad (m)	0.003	0.007	0.013	0.026	0.042	Ecuación (3-9) $G = 0.448 \text{ MPa}$

<sup>1</sup> Los diámetros de la Tabla 3-38 se han quitado la cubierta protectora de goma

**Tabla 3-41** Iteraciones para el diseño preliminar del aislador para el puente 2

Propiedades	Iteraciones					Ecuación
$D_B^1$ (m)	0.365	0.415	0.480	0.530	0.610	Diámetro adherido
$K_d$ (kN/m)	6395	8419	11439	14059	18793	Ecuación (2-31) $G = 0.413$ MPa
$D_D$ asumido (m)	0.127	0.127	0.127	0.127	0.127	Desplazamiento DE
$K_{eff}$ (kN/m)	16321	18345	21365	23986	28719	Ecuación (2-32)
$T_{eff}$ (s)	1.48	1.40	1.29	1.22	1.12	Ecuación (2-33)
$\xi_{eff}$	0.309	0.275	0.236	0.211	0.176	Ecuación (2-34) y (2-35)
$B$	1.70	1.67	1.59	1.54	1.46	Ecuación (2-23), $B \leq 1.7$
$A(g)$	0.26	0.28	0.30	0.33	0.37	$A(g) = \frac{A}{BT_{eff}^b}$
$D_D$ (m)	0.142	0.134	0.126	0.121	0.1135	Ecuación (2-36)
$0.25\Delta_S + \Delta_{EMCE}$ (m)	0.253	0.253	0.253	0.253	0.253	$0.25\Delta_S + 1.5FD_D$
Relación de área reducida	0.194	0.274	0.361	0.416	0.487	Ecuación (3-7) y (3-8)
$t$ requerido para estabilidad (m)	0.002	0.005	0.012	0.021	0.042	Ecuación (3-9) $G = 0.448$ MPa

<sup>1</sup> Los diámetros de la Tabla 3-38 se han quitado la cubierta protectora de goma

Luego del proceso de iteración presentado en la tabla 3-40 y 3-41 y apoyados en la tabla 3-39 seleccionamos los aisladores para cada uno de los puentes con los siguientes parámetros:

Puente 1:

$$D_B = 0.415 \text{ m}, T_r = 0.10 \text{ m}, 11 \text{ capas @ } t = 0.01 \text{ m}, G_{nominal} = 0.448 \text{ MPa}, D_L = 0.10 \text{ m}.$$

Puente 2:

$$D_B = 0.480 \text{ m}, T_r = 0.10 \text{ m}, 11 \text{ capas @ } t = 0.01 \text{ m}, G_{nominal} = 0.448 \text{ MPa}, D_L = 0.10 \text{ m}.$$

### 3.8.3.2. Propiedades del aislador

#### Valores nominales

Módulo de corte de la goma:

$$G_3 = 0.448 \text{ MPa}, \text{ rango: } 0.413 \text{ a } 0.483 \text{ MPa}$$

$$G_1 = 1.1G_3|_{max} = 1.1 \times 0.483 = 0.531 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia efectiva del plomo:

$$\sigma_{L3} = 10 \text{ a } 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{L1} = 1.35\sigma_{L3} = 1.35 \times 12 = 16.20 \text{ MPa}$$

### Valores de límite inferior

Módulo de corte de la goma:

$$G = G_{3|min} = 0.413 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia efectiva del plomo:

$$G_L = G_{L3|min} = 10 \text{ MPa}$$

### Valores de límite superior

Módulo de corte de la goma:

$$G = G_{3|max} = 0.483 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia efectiva del plomo:

$$G_L = G_{L3|max} = 12 \text{ MPa}$$

Factor de envejecimiento  $\lambda$ :

$$\lambda_a = 1.1 \text{ para el módulo de corte de la goma}$$

Factor de recorrido  $\lambda$ :

$$\lambda_{tr} = 1.2 \text{ para el esfuerzo de fluencia efectiva del plomo}$$

Módulo de corte de la goma:

$$G = G_1 \times \lambda_a = 0.531 \times 1.1 = 0.584 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de fluencia efectiva del plomo:

$$G_L = G_{L1|max} \times \lambda_{tr} = 16.20 \times 1.2 = 19.44 \text{ MPa}$$

### Diseño del aislador

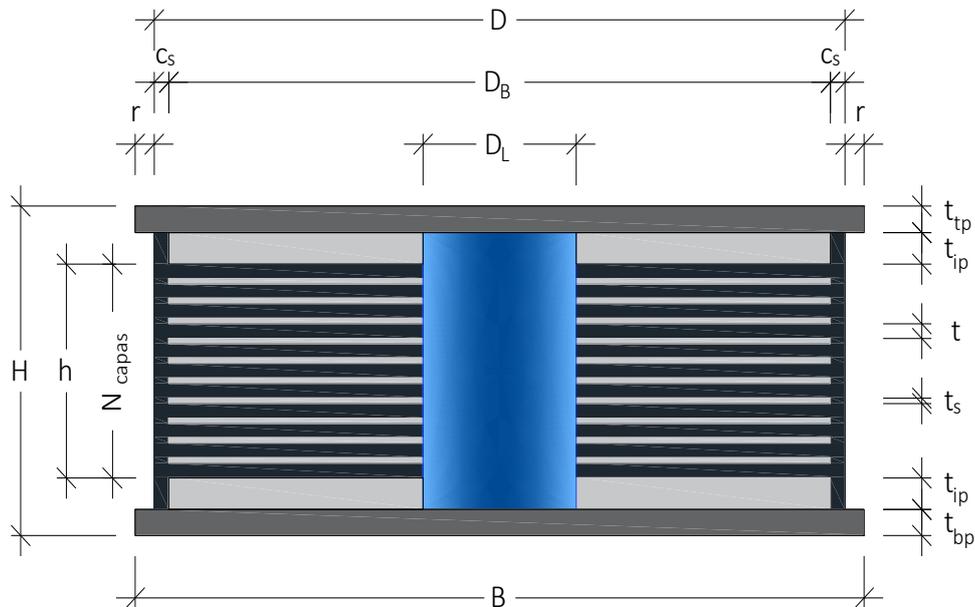
Los parámetros de diseño adoptados de los aisladores para cada puente se muestran en la tabla 3-42. La selección de las dimensiones del aislador se hizo en base a las propiedades disponibles de aisladores LRB, que han sido probados y por el que se conoce razonablemente el comportamiento.

Antes de seleccionar los aisladores LRB, fueron revisadas las páginas web de los diferentes fabricantes de aisladores LRB, con el fin de tener una idea de apoyos de aislamiento disponibles en el mercado.

**Tabla 3-42** Diseño del aislador LRB para cada puente

Descripción de parámetro del aislador	Puente 1	Puente 2
Diámetro adherido del apoyo, $D_B$ (m)	0.415	0.480
Diámetro del núcleo de plomo, $D_L$ (m)	0.10	0.10
Cubierta protectora de goma, $c_s$ (m)	0.02	0.02
Espesor total de goma natural, $T_r$ (m)	0.10	0.10
Espesor de una capa de goma natural, $t$ (m)	0.010	0.010
Número de capas de goma, $N$	11	11
Espesor de placas shim de acero, $t_s$ (m)	0.003	0.003
Número de placas shim de acero, $(N - 1)$	10	10
Altura de (goma + placas shim), $h$	0.140	0.140
Superposición placa de acero externa, $r$ (m)	0.044	0.044
Espesor de la placa interna, $t_{ip}$ (m)	0.031	0.031
Espesor de la placa externa $t_{tp} = t_{bp}$ (m)	0.025	0.025
Altura total del aislador, $H$ (m)	0.253	0.253

**Figura 3-28** Esquema del aislador de goma con núcleo de plomo con sus parámetros de diseño



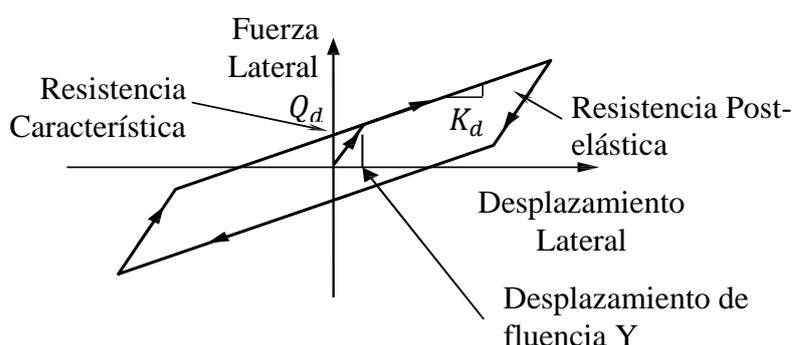
### 3.8.4. Determinación de las fuerzas sísmicas elásticas y los desplazamientos

### 3.8.4.1. Análisis por el método simplificado

#### 3.8.4.1.1. Análisis para demanda de desplazamiento (análisis de límite inferior)

El análisis se realizó en el sismo de diseño (DE) utilizando el método de análisis simplificado. La flexibilidad de la subestructura no se tendrá en cuenta y el análisis se realizará usando el modelo de histéresis bilineal del sistema de aislamiento en la condición de límite inferior:

**Figura 3-29** Modelo de histéresis bilineal de un aislador LRB. (Constantinou M. et al., 2011)



#### Apoyos de pilares y estribos

$$G = 0.413 \text{ MPa} \text{ y } \sigma_L = 10 \text{ Mpa}$$

Todos los valores de las propiedades generales del sistema de aislamiento (dieciséis aisladores) para cada puente han sido calculados y tabulados en la tabla 3-43 para la condición de límite superior.

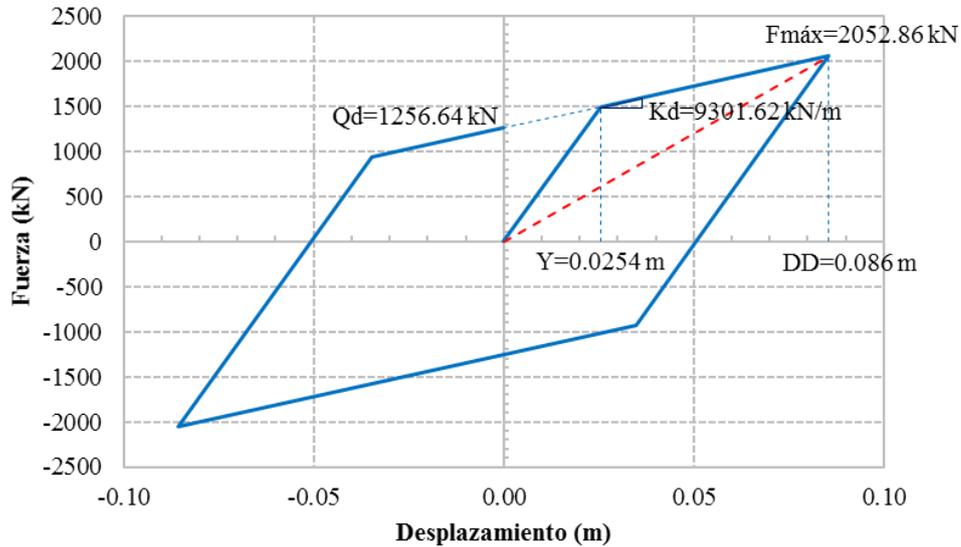
**Tabla 3-43** Propiedades generales del sistema de aislamiento para límite inferior

Descripción de parámetro del aislador	Puente 1	Puente 2
1.- Rigidez post-elástica del sistema $K_d = \frac{GA_r}{T_r} = \frac{G \times \pi \times (D_B^2 - D_L^2)}{4 \times T_r} \text{ (kN/m)}$	9301.62	12455.79
2.- Resistencia característica del sistema $Q_d = A_L \sigma_L = \frac{\pi \times D_L^2}{4} \times \sigma_L \text{ (kN)}$	1256.64	1256.64
3.- Desplazamiento de fluencia Y (m)	0.0254	0.0254

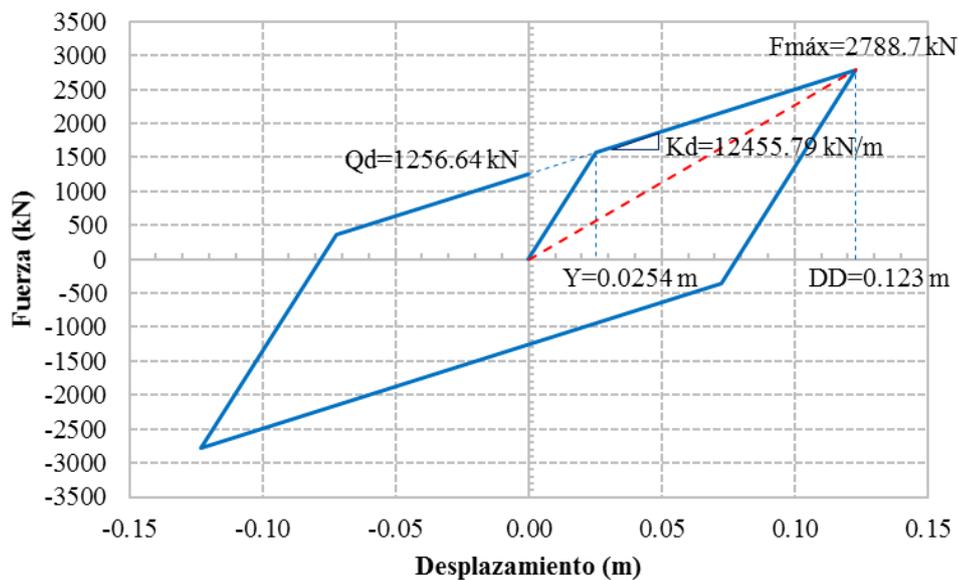
NOTA: El diámetro adherido de goma se incrementa por el espesor de recubrimiento de goma (0.02 m) para tener en cuenta el efecto del recubrimiento sobre la rigidez.

La relación fuerza-desplazamiento del sistema de aislamiento (dieciséis aisladores) en la condición de límite inferior para cada puente se muestra en las figuras 3-30 y 3-31.

**Figura 3-30** Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 1 (Análisis de límite inferior)



**Figura 3-31** Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 2 (Análisis de límite inferior)



La metodología manual utilizada para el análisis de los puentes es el método simplificado, descrito en Capítulo II, asumiendo una subestructura rígida. Todos los valores han sido calculados y tabulados en la tabla 3-44, luego de varios procesos iterativos. En la tabla 3-44 se resumen los cálculos paso a paso para el análisis de demanda de desplazamiento (análisis de límite inferior), para cada uno de los puentes en estudio.

**Tabla 3-44** Análisis de demanda de desplazamiento (análisis de límite inferior)

<b>Pasos para el análisis</b>	<b>Puente 1</b>	<b>Puente 2</b>
<b>Paso 1.-</b> Desplazamiento asumido de la superestructura: $D_D$ (m)	0.086	0.123
<b>Paso 2.-</b> Rigidez efectiva del sistema (Ec. 2-32) $K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_D}$ (kN/m)	23981.96	22672.35
<b>Paso 3.-</b> Periodo efectivo del sistema (Ec. 2-33) $T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \times g}}$ (s)	0.9976	1.2551
<b>Paso 4.-</b> Amortiguamiento efectivo del sistema (Ec. 2-34 y 2-35) $\xi_{eff} = \frac{E}{2\pi K_{eff} D_D^2} = \frac{4Q_d(D_D - Y)}{2\pi K_{eff} D_D^2} \leq 0.30$	0.2741	0.2276
<b>Paso 5.-</b> Factor de reducción de amortiguamiento (Ec. 2-23) $B = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.3} \leq 1.7$	1.67	1.58
<b>Paso 6.-</b> Desplazamiento del Sistema (Ec. 2-36) $D_D = S_D = \omega^2 S_A = \frac{T_{eff}^2 S_a(T, \xi = 5\%)}{4\pi^2 B}$ (m)	0.086	0.123
<b>Paso 7.-</b> Comparación del desplazamiento calculado con el asumido en el paso 1 $\frac{D_D \text{ calculado}}{D_D \text{ asumido}}$	1.00	1.00
<b>Paso 8.-</b> Cortante basal total y en cada aislador (Ec. 2-37) $F = K_{eff} D_D$ (kN) $F = \frac{K_{eff} D_D}{\# \text{ aisladores}}$ (kN)	2053.68 128.35	2788.06 174.25

### 3.8.4.1.2. Análisis para demanda de fuerzas (Análisis de límite superior)

El análisis es realizado en el sismo de diseño (DE) para las propiedades de límite superior.

#### Apoyos de pilares y estribos

$$G = 0.584 \text{ MPa y } \sigma_L = 19.44 \text{ Mpa}$$

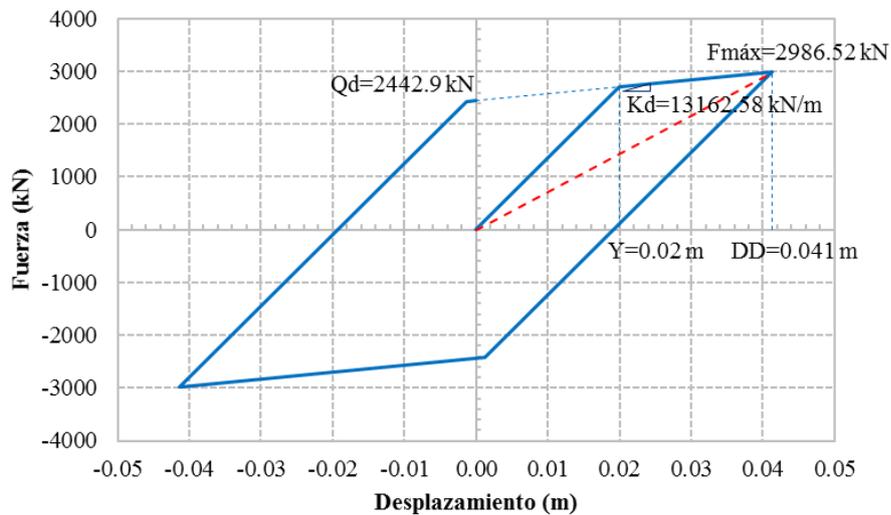
Todos los valores de las propiedades generales del sistema de aislamiento (dieciséis aisladores) para cada puente han sido calculados y tabulados en la tabla 3-45 para la condición de límite superior.

**Tabla 3-45** Propiedades generales del sistema de aislamiento para límite superior

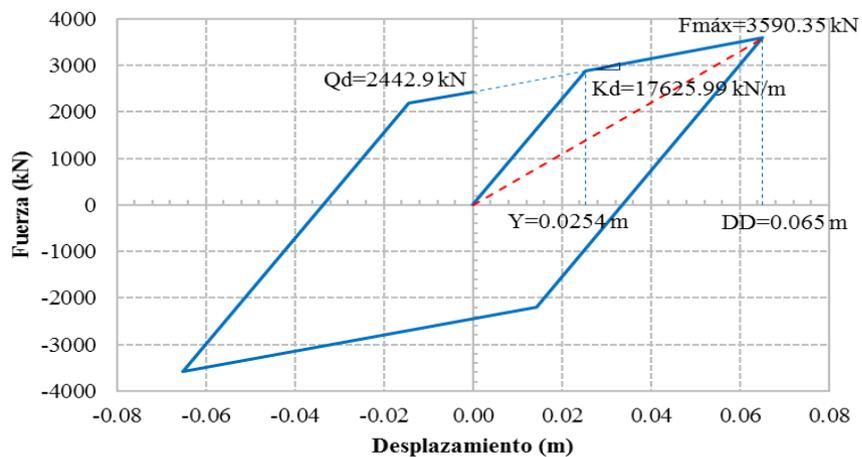
Descripción de parámetro del aislador	Puente 1	Puente 2
1.- Rigidez post-elástica del sistema $K_d = \frac{GA_r}{T_r} = \frac{G \times \pi \times (D_B^2 - D_L^2)}{4 \times T_r} \text{ (kN/m)}$	13162.58	17625.99
2.- Resistencia característica del sistema $Q_d = A_L \sigma_L = \frac{\pi \times D_L^2}{4} \times \sigma_L \text{ (kN)}$	2442.90	2442.90
3.- Desplazamiento de fluencia Y (m)	0.0200	0.0254

La relación fuerza - desplazamiento del sistema de aislamiento (dieciséis aisladores) en la condición de límite superior para cada puente se muestra en las figuras 3-32 y 3-33:

**Figura 3-32** Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 1 (Análisis de límite superior)



**Figura 3-33** Modelo bilineal del sistema de aislamiento con LRB del puente 2 (Análisis de límite superior)



En la tabla 3-46 se resumen los cálculos para el análisis de demanda de fuerzas (análisis de límite superior), para cada uno de los puentes.

**Tabla 3-46** Análisis de demanda de desplazamiento (análisis de límite superior)

<b>Pasos para el análisis</b>	<b>Puente 1</b>	<b>Puente 2</b>
<b>Paso 1.-</b> Desplazamiento asumido de la superestructura: $D_D$ (m)	0.041	0.0651
<b>Paso 2.-</b> Rigidez efectiva del sistema (Ec. 2-32) $K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{D_D}$ (kN/m)	72312.76	55151.38
<b>Paso 3.-</b> Periodo efectivo del sistema (Ec. 2-33) $T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} \times g}}$ (s)	0.5745	0.8047
<b>Paso 4.-</b> Amortiguamiento efectivo del sistema (Ec. 2-34 y 2-35) $\xi_{eff} = \frac{E}{2\pi K_{eff} D_D^2} = \frac{4Q_d(D_D - Y)}{2\pi K_{eff} D_D^2} \leq 0.30$	0.2686	0.2642
<b>Paso 5.-</b> Factor de reducción de amortiguamiento (Ec. 2-23) $B = \left(\frac{\xi_{eff}}{0.05}\right)^{0.3} \leq 1.7$	1.66	1.65
<b>Paso 6.-</b> Desplazamiento del Sistema (Ec. 2-36) $D_D = S_D = \omega^2 S_A = \frac{T_{eff}^2 S_a(T, \xi = 5\%)}{4\pi^2 B}$ (m)	0.041	0.065
<b>Paso 7.-</b> Comparación del desplazamiento calculado con el asumido en el paso 1 $\frac{D_D \text{ calculado}}{D_D \text{ asumido}}$	1.00	1.00
<b>Paso 8.-</b> Cortante basal total y en cada aislador (Ec. 2-37) $F = K_{eff} D_D$ (kN) $F = \frac{K_{eff} D_D}{\# \text{ aisladores}}$ (kN)	2987.10 186.69	3588.28 224.27

### 3.8.4.2. Análisis espectral multimodal (MM)

Para aplicar el análisis dinámico espectral multimodal, se consideró el diseño preliminar de los aisladores determinados por el método simplificado. Para el análisis dinámico de los puentes aislados se utilizó el programa SAP2000 v.14.2.4 (CSI, 2010). En el análisis, cada aislador se modela como un elemento link vertical de 3 dimensiones conectado rígidamente en sus dos extremos. La longitud del elemento es la altura del apoyo con propiedades lineales.

### 3.8.4.2.1. Cálculo de la rigidez vertical de los aisladores

La rigidez vertical del apoyo en la configuración no deformado lateralmente está dada:

$$K_v = \frac{A_r}{T_r} \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{4}{3K} \right]^{-1} \quad (3-10)$$

En la ecuación 3-10,  $T_r$  es el espesor total de la goma,  $A_r$  es el área de goma adherida (sin embargo, ajustado para tener en cuenta los efectos del recubrimiento de goma añadiendo el espesor de la goma al diámetro adherido de goma),  $K$  es el módulo volumétrico de la goma (se asume que es 2000 MPa). (Constantinou M. et al., 2011).

Por otra parte,  $E_c$  es el módulo de compresión dada por

$$E_c = 6GS^2F \quad (3-11)$$

En la ecuación 3-11,  $G$  es el módulo de corte de la goma,  $S$  es el factor de forma y  $F = 1$  para los apoyos de goma con núcleo de plomo (Constantinou M. et al, 2007). Además, se usa el valor nominal de módulo de corte  $G$  en condiciones estáticas para obtener un valor mínimo de rigidez vertical. El valor de la rigidez se basa en el uso de un valor del módulo de corte igual al valor nominal bajo condiciones cuasi-estática  $G = 0.8 \times 0.448 = 0.358 \text{ Mpa}$ .

En la presente investigación calculamos el valor de rigidez para usar tanto en el análisis de límite inferior como en el límite superior. Los cálculos se resumen en la tabla 3-47 para ambos puentes.

**Tabla 3-47** Cálculo de la rigidez vertical para el análisis dinámico

Apoyo de estribo y pilar	Puente 1	Puente 2
Factor para calcular el módulo de compresión ( $F \leq 1$ ) $F = 1$ para un apoyo sin un agujero que permite pandeo (Constantinou et al, 2007).	1.00	1.00
Área reducida $A_r = \frac{\pi}{4} [(D_B + c_s)^2 - D_L^2] \text{ (m}^2\text{)}$	0.14	0.19
Factor de forma $S = \frac{A_r}{\pi D_B t}$ , $A_r = \frac{\pi}{4} [D_B^2 - D_L^2]$	10.38	12.00
Módulo de compresión $E_c = 6GS^2F \text{ (MPa)}$	231.47	214.22
Módulo de compresibilidad de la goma, $K \text{ (MPa)}$	2000	2000
Rigidez vertical $K_v = \frac{A_r}{T_r} \left[ \frac{1}{E_c} + \frac{4}{3K} \right]^{-1} \text{ (kN/m)}$	282267	353330

Los valores de los parámetros lineales usado para cada tipo de apoyo se presentan en la tabla 3-48.

**Tabla 3-48** Valores de los parámetros lineales usado en el análisis espectral multimodal de un sistema de aislamiento con apoyos LRB.

Parámetro de apoyo de estribo y pilar	Análisis límite inferior		Análisis límite superior	
	Puente 1 (un apoyo)	Puente 2 (un apoyo)	Puente 1 (un apoyo)	Puente 2 (un apoyo)
Rigidez efectiva horizontal $K_{eff}$ (kN/m)	1498.51	1417.02	4519.55	3446.96
Rigidez vertical $K_v$ (kN/m)	282267	353330	282267	353330
Altura del aislador $H$ (m)	0.253	0.253	0.253	0.253
Masa dinámica (kN-s <sup>2</sup> /m)	0.175	0.175	0.175	0.175

### 3.8.4.2.2. Formas de modos y periodos

Para los dos puentes aislados y para los dos tipos de análisis (Análisis de límite inferior y análisis de límite superior), veinticinco modos de vibración han sido usados en el análisis espectral multimodal, los suficientes para estimar la respuesta sísmica estructural total.

Los períodos naturales de vibración de los puentes para los primeros 12 modos se muestran en las tablas 3-49, 3-50, 3-51 y 3-52. Las figuras 3-34 y 3-35 muestran dos modos seleccionados para la estructura del puente de 40 m en condición de límite inferior.

La figura 3-34 muestra el primer modo, que se asocia con el periodo fundamental en la dirección longitudinal.

El período longitudinal para este modo es 1.1130 segundos. La figura 3-35 muestra el segundo modo, que es el modo asociado con el período fundamental en la dirección transversal. El período de segundo modo es 1.0446 segundos.

**Tabla 3-49** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite inferior - puente 1)

<b>Mode</b> N°	<b>Period</b> (Sec)	<b>Frequency</b> (Cyc/sec)	<b>CircFreq</b> (rad/sec)	<b>Eigenvalue</b> (rad2/sec2)
1	1.1130	0.8985	5.65	31.87
2	1.0446	0.9573	6.01	36.18
3	1.0071	0.9930	6.24	38.93
4	0.6472	1.5451	9.71	94.25
5	0.5939	1.6837	10.58	111.92
6	0.5707	1.7523	11.01	121.23
7	0.2366	4.2265	26.56	705.22
8	0.2150	4.6520	29.23	854.36
9	0.2088	4.7894	30.09	905.58
10	0.1940	5.1548	32.39	1049.00
11	0.1905	5.2507	32.99	1088.40
12	0.1488	6.7214	42.23	1783.50

**Tabla 3-50** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite inferior - puente 2)

<b>Mode</b> N°	<b>Period</b> (Sec)	<b>Frequency</b> (Cyc/sec)	<b>CircFreq</b> (rad/sec)	<b>Eigenvalue</b> (rad2/sec2)
1	1.3903	0.7193	4.52	20.42
2	1.3118	0.7623	4.79	22.94
3	1.2668	0.7894	4.96	24.60
4	0.7909	1.2643	7.94	63.11
5	0.7459	1.3407	8.42	70.97
6	0.7315	1.3670	8.59	73.78
7	0.2695	3.7100	23.31	543.38
8	0.2636	3.7934	23.84	568.09
9	0.2297	4.3540	27.36	748.39
10	0.2276	4.3944	27.61	762.36
11	0.2236	4.4732	28.11	789.93
12	0.1501	6.6618	41.86	1752.00

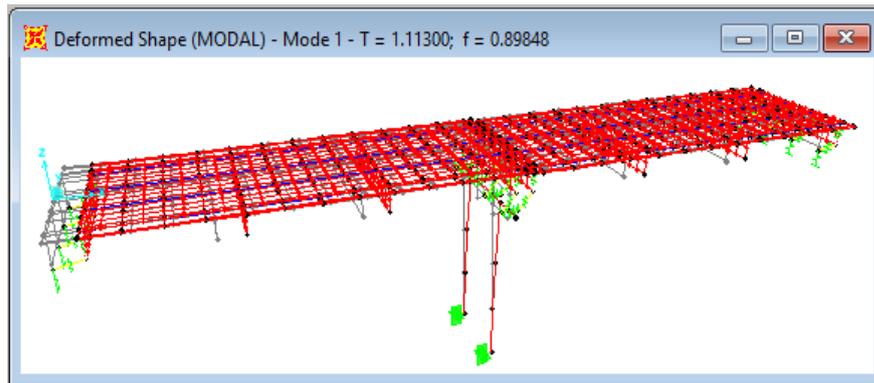
**Tabla 3-51** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite superior - puente 1)

<b>Mode N°</b>	<b>Period (Sec)</b>	<b>Frequency (Cyc/sec)</b>	<b>CircFreq (rad/sec)</b>	<b>Eigenvalue (rad2/sec2)</b>
1	0.7091	1.4103	8.86	78.52
2	0.6567	1.5227	9.57	91.54
3	0.5896	1.6961	10.66	113.57
4	0.4543	2.2012	13.83	191.28
5	0.3800	2.6314	16.53	273.37
6	0.3776	2.6486	16.64	276.94
7	0.2145	4.6617	29.29	857.91
8	0.2139	4.6759	29.38	863.16
9	0.1931	5.1785	32.54	1058.70
10	0.1900	5.2629	33.07	1093.50
11	0.1732	5.7727	36.27	1315.60
12	0.1326	7.5406	47.38	2244.80

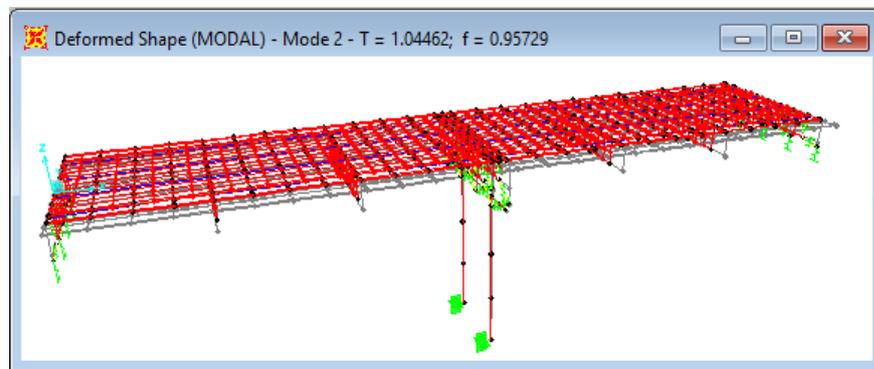
**Tabla 3-52** Periodos y vibraciones modales de los 12 primeros modos. (Análisis de límite superior - puente 2)

<b>Mode N°</b>	<b>Period (Sec)</b>	<b>Frequency (Cyc/sec)</b>	<b>CircFreq (rad/sec)</b>	<b>Eigenvalue (rad2/sec2)</b>
1	0.9629	1.0385	6.53	42.58
2	0.8946	1.1178	7.02	49.33
3	0.8237	1.2140	7.63	58.19
4	0.6086	1.6432	10.32	106.59
5	0.5169	1.9345	12.16	147.74
6	0.5131	1.9491	12.25	149.98
7	0.2634	3.7972	23.86	569.23
8	0.2633	3.7978	23.86	569.42
9	0.2269	4.4073	27.69	766.82
10	0.2232	4.4803	28.15	792.45
11	0.1913	5.2267	32.84	1078.50
12	0.1395	7.1676	45.04	2028.20

**Figura 3-34** Deformada del puente aislado 1 para el modo 1



**Figura 3-35** Deformada del puente aislado 1 para el modo 2



### 3.8.4.2.3. Carga espectral

Para el método de análisis elástico multimodal se utilizó un espectro de diseño elástico de entrada para proporcionar la carga para el modelo. Este espectro se especifica en la Guide Specifications For Seismic Isolation Design (AASHTO, 2010), y se aplica tanto en la dirección longitudinal como transversal. El espectro de respuesta fue construido sólo para el sismo de diseño en la dirección horizontal.

El análisis de respuesta espectral requiere el uso del espectro de respuesta de la figura 2-15 (espectro con 5% de amortiguamiento) después de la división por el factor de reducción de amortiguación  $B$  para períodos mayores o iguales a  $0.8T_{eff}$ . Las cantidades del periodo efectivo  $T_{eff}$ , factor de reducción de amortiguación  $B$  y amortiguamiento efectivo  $\xi_{eff}$  se presentan en la tabla 3-53. Cabe señalar que estas cantidades se dan en la tabla 3-53 para los casos de límite inferior y límite superior para cada puente determinados en el análisis simplificado, todos los cuales fueron analizados. Los valores de aceleración espectral requerida para el uso en el análisis se presentan en la tabla 3-54. Los espectros de diseño para los puentes aislados se muestran en las figuras 3-36, 3-37, 3-38 y 3-39, las mismas que incluyen a los espectros elásticos basados en 5% de amortiguación con fines de comparación.

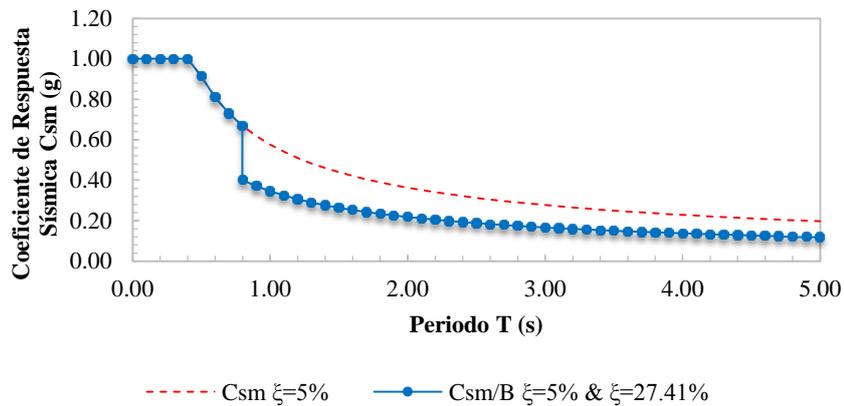
**Tabla 3-53** Valores de los parámetros  $T_{eff}$ ,  $\xi_{eff}$  y  $B$  usados en la construcción de los espectros de diseño para puentes aislados

Parámetro	Análisis límite inferior		Análisis límite superior	
	Puente 1	Puente 2	Puente 1	Puente 2
Periodo efectivo $T_{eff}$	0.9976	1.2551	0.5745	0.8047
Amortiguamiento efectivo $\xi_{eff}$	0.2741	0.2276	0.2686	0.2642
Factor de reducción de amortiguamiento $B$	1.67	1.58	1.66	1.65

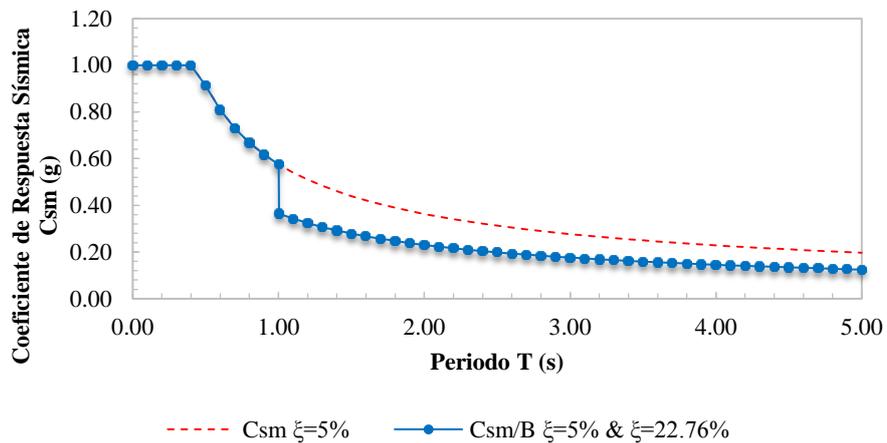
**Tabla 3-54** Valores de la aceleración espectral para usar en el análisis dinámico multimodal de puentes sísmicamente aislados

Periodo T (s)	Aceleración espectral para 5% Amortiguación $C_{sm}$ (g)	Aceleración espectral para análisis de límite inferior $C_{sm}/B$ (g)		Aceleración espectral para análisis de límite inferior $C_{sm}/B$ (g)	
	Puente 1 y 2	Puente 1	Puente 2	Puente 1	Puente 2
0.001	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.100	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.200	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.400	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.500	0.914	0.914	0.914	0.552	0.914
0.600	0.810	0.810	0.810	0.489	0.810
0.700	0.731	0.731	0.731	0.441	0.731
0.800	0.668	0.401	0.668	0.404	0.406
0.900	0.618	0.371	0.618	0.373	0.375
1.000	0.576	0.346	0.576	0.348	0.350
1.500	0.440	0.264	0.279	0.265	0.267
2.000	0.363	0.218	0.230	0.219	0.220
2.500	0.313	0.188	0.198	0.189	0.190
3.000	0.277	0.166	0.176	0.167	0.168
3.500	0.250	0.150	0.159	0.151	0.152
4.000	0.229	0.137	0.145	0.138	0.139
4.500	0.211	0.127	0.134	0.128	0.128
5.000	0.197	0.118	0.125	0.119	0.120

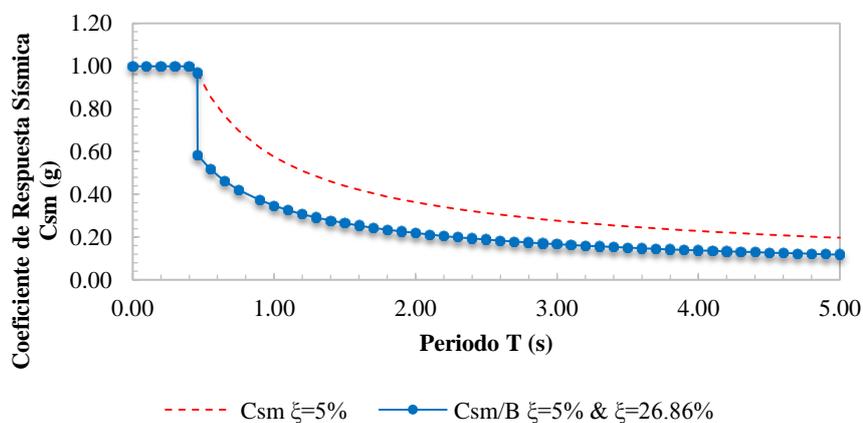
**Figura 3-36** Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 1 y límite inferior



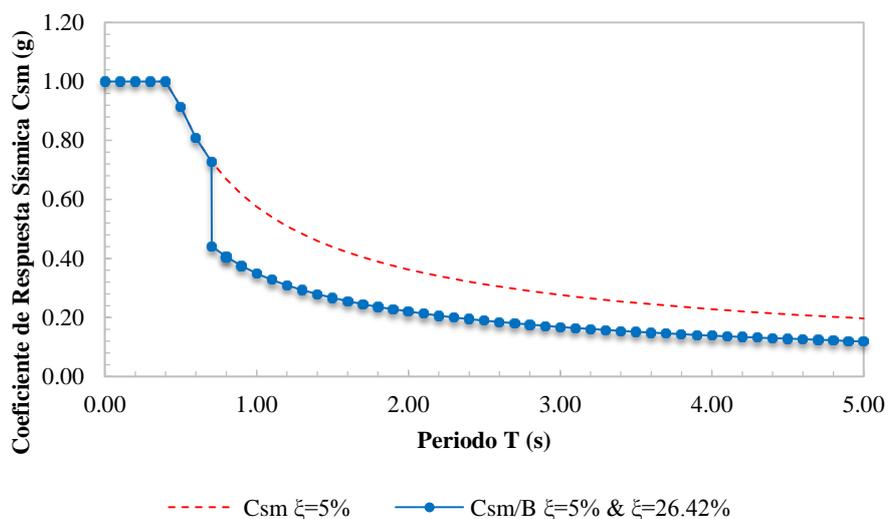
**Figura 3-37** Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 2 y límite inferior



**Figura 3-38** Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 1 y límite superior



**Figura 3-39** Coeficientes de respuesta sísmica elástica y espectro de diseño para el puente aislado 2 y límite superior



#### 3.8.4.2.4. Mínimo número de modos

Veinticinco modos se han incluido para proporcionar una estimación precisa de la respuesta y fuerzas internas. Los resultados del análisis multimodal para límite inferior y superior de cada puente aislado se muestran en la tabla 3-55, 3-56, 3-57 y 3-58.

**Tabla 3-55** Ratios de masa participativa modal del análisis de límite inferior para el puente aislado 1

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.1130	0.9311	0.0000	0.0000	0.9311	0.0000	0.0000
2	1.0446	0.0000	0.9002	0.0000	0.9311	0.9002	0.0000
3	1.0071	0.0000	0.0000	0.0000	0.9311	0.9002	0.0000
4	0.6472	0.0000	0.0000	0.0000	0.9311	0.9002	0.0000
5	0.5939	0.0000	0.0000	0.0000	0.9311	0.9002	0.0000
6	0.5707	0.0000	0.0014	0.0000	0.9311	0.9016	0.0000
7	0.2366	0.0332	0.0000	0.0000	0.9643	0.9016	0.0000
8	0.2150	0.0000	0.0000	0.7169	0.9643	0.9016	0.7169
9	0.2088	0.0117	0.0000	0.0000	0.9760	0.9016	0.7169
10	0.1940	0.0000	0.0003	0.0000	0.9760	0.9019	0.7169
11	0.1905	0.0000	0.0000	0.0000	0.9760	0.9019	0.7169
12	0.1488	0.0000	0.0822	0.0000	0.9760	0.9841	0.7169
13	0.1169	0.0000	0.0000	0.0000	0.9760	0.9841	0.7169
14	0.0704	0.0000	0.0004	0.0000	0.9760	0.9845	0.7169
15	0.0688	0.0000	0.0000	0.0054	0.9760	0.9845	0.7223
16	0.0671	0.0012	0.0000	0.0000	0.9772	0.9845	0.7223

17	0.0671	0.0000	0.0000	0.0000	0.9772	0.9845	0.7223
18	0.0468	0.0000	0.0000	0.0046	0.9772	0.9845	0.7269
19	0.0467	0.0000	0.0000	0.0000	0.9773	0.9845	0.7269
20	0.0455	0.0000	0.0004	0.0000	0.9773	0.9849	0.7269
21	0.0432	0.0000	0.0000	0.1745	0.9773	0.9849	0.9015
22	0.0425	0.0000	0.0000	0.0000	0.9773	0.9849	0.9015
23	0.0421	0.0027	0.0000	0.0009	0.9799	0.9849	0.9024
24	0.0396	0.0000	0.0000	0.0000	0.9799	0.9849	0.9024
25	0.0394	0.0000	0.0000	0.0001	0.9799	0.9849	0.9025

**Tabla 3-56** Ratios de masa participativa modal del análisis de límite inferior para el puente aislado 2

Modo N°	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.3903	0.9506	0.0000	0.0000	0.9506	0.0000	0.0000
2	1.3118	0.0000	0.9286	0.0000	0.9506	0.9286	0.0000
3	1.2668	0.0000	0.0000	0.0000	0.9506	0.9286	0.0000
4	0.7909	0.0000	0.0000	0.0000	0.9506	0.9286	0.0000
5	0.7459	0.0000	0.0000	0.0000	0.9507	0.9286	0.0000
6	0.7315	0.0000	0.0020	0.0000	0.9507	0.9306	0.0000
7	0.2695	0.0033	0.0000	0.0000	0.9539	0.9306	0.0000
8	0.2636	0.0000	0.0000	0.7421	0.9539	0.9306	0.7422
9	0.2297	0.0295	0.0000	0.0000	0.9834	0.9306	0.7422
10	0.2276	0.0000	0.0000	0.0000	0.9834	0.9307	0.7422
11	0.2236	0.0000	0.0000	0.0000	0.9834	0.9307	0.7422
12	0.1501	0.0000	0.0587	0.0000	0.9834	0.9894	0.7422
13	0.1176	0.0000	0.0000	0.0000	0.9834	0.9894	0.7422
14	0.0811	0.0000	0.0004	0.0000	0.9834	0.9898	0.7422
15	0.0809	0.0000	0.0000	0.0036	0.9834	0.9898	0.7458
16	0.0790	0.0011	0.0000	0.0000	0.9845	0.9898	0.7458
17	0.0776	0.0000	0.0000	0.0000	0.9845	0.9898	0.7458
18	0.0522	0.0000	0.0003	0.0000	0.9845	0.9901	0.7458
19	0.0494	0.0000	0.0000	0.1480	0.9845	0.9901	0.8938
20	0.0486	0.0000	0.0000	0.0000	0.9845	0.9901	0.8938
21	0.0482	0.0009	0.0000	0.0007	0.9854	0.9901	0.8945
22	0.0472	0.0000	0.0000	0.0291	0.9854	0.9901	0.9236
23	0.0468	0.0010	0.0000	0.0000	0.9864	0.9901	0.9236
24	0.0418	0.0000	0.0000	0.0000	0.9864	0.9901	0.9236
25	0.0417	0.0000	0.0000	0.0000	0.9864	0.9901	0.9236

**Tabla 3-57** Ratios de masa participativa modal del análisis de límite superior para el puente aislado 1

<b>Modo N°</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>
1	0.7091	0.9569	0.0000	0.0000	0.9569	0.0000	0.0000
2	0.6567	0.0000	0.9131	0.0000	0.9569	0.9131	0.0000
3	0.5896	0.0000	0.0000	0.0000	0.9569	0.9131	0.0000
4	0.4543	0.0000	0.0000	0.0000	0.9569	0.9131	0.0000
5	0.3800	0.0000	0.0145	0.0000	0.9569	0.9275	0.0000
6	0.3776	0.0000	0.0001	0.0000	0.9569	0.9276	0.0000
7	0.2145	0.0000	0.0000	0.7170	0.9569	0.9276	0.7170
8	0.2139	0.0000	0.0000	0.0000	0.9569	0.9276	0.7170
9	0.1931	0.0000	0.0002	0.0000	0.9569	0.9278	0.7170
10	0.1900	0.0000	0.0000	0.0000	0.9569	0.9279	0.7170
11	0.1732	0.0192	0.0000	0.0000	0.9761	0.9279	0.7170
12	0.1326	0.0000	0.0563	0.0000	0.9761	0.9842	0.7170
13	0.1083	0.0000	0.0000	0.0000	0.9761	0.9842	0.7170
14	0.0703	0.0000	0.0003	0.0000	0.9761	0.9845	0.7170
15	0.0688	0.0000	0.0000	0.0054	0.9761	0.9845	0.7224
16	0.0671	0.0013	0.0000	0.0000	0.9774	0.9845	0.7224
17	0.0670	0.0000	0.0000	0.0000	0.9774	0.9845	0.7224
18	0.0468	0.0000	0.0000	0.0044	0.9774	0.9845	0.7268
19	0.0467	0.0000	0.0000	0.0000	0.9774	0.9845	0.7268
20	0.0454	0.0000	0.0005	0.0000	0.9774	0.9850	0.7268
21	0.0432	0.0000	0.0000	0.1748	0.9774	0.9850	0.9017
22	0.0423	0.0000	0.0000	0.0000	0.9774	0.9850	0.9017
23	0.0421	0.0026	0.0000	0.0009	0.9800	0.9850	0.9026
24	0.0395	0.0000	0.0000	0.0000	0.9800	0.9850	0.9026
25	0.0393	0.0000	0.0000	0.0001	0.9800	0.9850	0.9027

**Tabla 3-58** Ratios de masa participativa modal del análisis de límite superior para el puente aislado 2

<b>Modo N°</b>	<b>Periodo (s)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>UZ</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>	<b>SumUZ</b>
1	0.9629	0.9651	0.0000	0.0000	0.9651	0.0000	0.0000
2	0.8946	0.0000	0.9321	0.0000	0.9651	0.9321	0.0000
3	0.8237	0.0000	0.0000	0.0000	0.9651	0.9321	0.0000
4	0.6086	0.0000	0.0000	0.0001	0.9651	0.9321	0.0001
5	0.5169	0.0000	0.0110	0.0000	0.9651	0.9431	0.0001
6	0.5131	0.0000	0.0000	0.0000	0.9651	0.9431	0.0001
7	0.2634	0.0000	0.0000	0.0063	0.9651	0.9431	0.0063

8	0.2633	0.0000	0.0000	0.7343	0.9651	0.9431	0.7406
9	0.2269	0.0000	0.0002	0.0000	0.9651	0.9433	0.7406
10	0.2232	0.0000	0.0000	0.0000	0.9651	0.9433	0.7406
11	0.1913	0.0177	0.0000	0.0000	0.9828	0.9433	0.7406
12	0.1395	0.0000	0.0456	0.0000	0.9828	0.9888	0.7406
13	0.1123	0.0000	0.0000	0.0000	0.9828	0.9888	0.7406
14	0.0811	0.0000	0.0003	0.0000	0.9828	0.9892	0.7406
15	0.0809	0.0000	0.0000	0.0037	0.9828	0.9892	0.7443
16	0.0791	0.0011	0.0000	0.0000	0.9839	0.9892	0.7443
17	0.0776	0.0000	0.0000	0.0000	0.9839	0.9892	0.7443
18	0.0522	0.0000	0.0003	0.0000	0.9839	0.9895	0.7443
19	0.0494	0.0000	0.0000	0.1514	0.9840	0.9895	0.8957
20	0.0486	0.0000	0.0000	0.0000	0.9840	0.9895	0.8957
21	0.0482	0.0009	0.0000	0.0006	0.9849	0.9895	0.8964
22	0.0472	0.0000	0.0000	0.0265	0.9849	0.9895	0.9229
23	0.0468	0.0009	0.0000	0.0000	0.9858	0.9895	0.9229
24	0.0418	0.0000	0.0000	0.0000	0.9858	0.9895	0.9229
25	0.0417	0.0000	0.0000	0.0000	0.9858	0.9895	0.9229

#### 3.8.4.2.5. Combinación de modos

La respuesta del modelo en cada uno de los modos calculados debe ser superpuesta para establecer la respuesta global. Para esta investigación se usó el método CQC, tal como lo recomienda la AASHTO LRFD y también por ser el método predeterminado de SAP2000.

#### 3.8.4.3. Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección

El programa de análisis se encarga de todos los cálculos, incluidas las combinaciones modales. En este caso, se utilizaron 25 modos para caracterizar la respuesta. Este número se mantuvo constante para todos los análisis y para los dos puentes aislados. Los resultados de las fuerzas y momentos se muestran en las tablas 3-59, 3-60, 3-61 y 3-62. En las tablas 3-59 y 3-60 se presentan los resultados del análisis de límite inferior para el sismo longitudinal y transversal respectivamente; mientras que en las tablas 3-61 y 3-62 se presentan los resultados del análisis de límite superior para el sismo tanto longitudinal como transversal respectivamente. Los desplazamientos para los análisis de límite inferior y superior para los sismos longitudinales y transversales se muestran en las tablas 3-63, 3-64, 3-65 y 3-66. En las tablas 3-63 y 3-64 se presentan los resultados de los desplazamientos en la superestructura (C.G de losa) y en las tablas 3-65 y 3-66 se presentan los resultados de los desplazamientos en la subestructura (C.G de viga cabezal).

Las direcciones de las fuerzas, momentos y desplazamientos son en las direcciones de las coordenadas globales como se muestra en la figura 3-18.

**Tabla 3-59** Respuesta para el sismo longitudinal - Análisis de límite inferior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal – RSx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	0.11	42.09	49.89
		Bottom	0.11	43.52	383.38
Puente 2	Pilar por columna	Top	0.10	55.91	67.23
		Bottom	0.10	57.18	507.08

**Tabla 3-60** Respuesta para el sismo transversal - Análisis de límite inferior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal – RSy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	151.99	57.62	201.47
		Bottom	152.04	60.83	262.07
Puente 2	Pilar por columna	Top	211.78	75.60	261.96
		Bottom	211.83	78.18	339.06

**Tabla 3-61** Respuesta para el sismo longitudinal - Análisis de límite superior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal – RSx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	0.11	40.15	44.64
		Bottom	0.11	41.77	364.34
Puente 2	Pilar por columna	Top	0.10	52.53	61.48
		Bottom	0.10	53.83	476.23

**Tabla 3-62** Respuesta para el sismo transversal - Análisis de límite superior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - RSy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	216.84	80.38	277.88
		Bottom	216.90	82.68	359.29
Puente 2	Pilar por columna	Top	267.98	94.67	326.21
		Bottom	268.02	96.64	420.90

**Tabla 3-63** Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite inferior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - RSx	Sismo transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.1014	0.0840
	Centro del tramo 1	0.1014	0.0920
	Pilar – tramo 1	0.1014	0.0997
	Pilar – tramo 2	0.1014	0.0995
	Centro del tramo 2	0.1014	0.0919
	Estribo B	0.1014	0.0840
Puente 2	Estribo A	0.1432	0.1191
	Centro del tramo 1	0.1431	0.1311
	Pilar – tramo 1	0.1431	0.1427
	Pilar – tramo 2	0.1431	0.1426
	Centro del tramo 2	0.1431	0.1311
	Estribo B	0.1431	0.1191

**Tabla 3-64** Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite superior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - RSx	Sismo transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.0561	0.0381
	Centro del tramo 1	0.0561	0.0494
	Pilar – tramo 1	0.0561	0.0612
	Pilar – tramo 2	0.0561	0.0613
	Centro del tramo 2	0.0561	0.0495
	Estribo B	0.0561	0.0381
Puente 2	Estribo A	0.0838	0.0593
	Centro del tramo 1	0.0838	0.0744
	Pilar – tramo 1	0.0838	0.0890
	Pilar – tramo 2	0.0837	0.0891
	Centro del tramo 2	0.0837	0.0745
	Estribo B	0.0838	0.0594

**Tabla 3-65** Desplazamientos en la subestructura - Análisis de límite inferior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo longitudinal - RSx	Sismo transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0362	0.0132
Puente 2	Pilar	0.0479	0.0172

**Tabla 3-66** Desplazamientos en la subestructura - Análisis de límite superior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo longitudinal - RSx	Sismo transversal - RSy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0342	0.0182
Puente 2	Pilar	0.0450	0.0214

### 3.8.4.4. Análisis tiempo–historia (TH)

Para aplicar el análisis dinámico tiempo-historia, se consideró el diseño preliminar de los aisladores determinados por el método simplificado.

Para el análisis dinámico de los puentes aislados fue utilizado el programa SAP2000 v.14.2.4 (CSI, 2010). Los aisladores se modelaron como elementos de enlace (elementos link en SAP) no lineales.

Cada aislador de goma con núcleo de plomo fue modelado usando un elemento de histéresis uniforme bilineal con interacción bidireccional que se extiende verticalmente entre dos nodos en la ubicación del apoyo.

#### 3.8.4.4.1. Cálculo de los parámetros de los aisladores para el análisis en SAP2000

Los parámetros que describen el comportamiento son la resistencia característica  $Q_d$ , la rigidez post-elástica  $K_d$  y el desplazamiento de fluencia  $Y$ .

El Programa SAP2000 requiere tres parámetros para modelar el comportamiento no lineal del aislador, que son: la rigidez inicial o elástica  $K$ , la resistencia de fluencia  $F_y$  y la relación de la rigidez post-elástica a la elástica o ratio  $r$ .

Los parámetros están relacionados tal como se describe a continuación.

$$F_y = Q_d + K_d Y \quad (3-12)$$

$$K = \frac{F_y}{Y} \quad (3-13)$$

$$r = \frac{K_d}{K} \quad (3-14)$$

En la tabla 3-67 presentamos los valores de los parámetros para el modelamiento de los aisladores en SAP2000.

**Tabla 3-67** Propiedades no lineales para el análisis dinámico de cada aislador en el Programa SAP2000.

Parámetro de apoyo de estribo y pilar	Análisis límite inferior		Análisis límite superior	
	Puente 1 (un apoyo)	Puente 2 (un apoyo)	Puente 1 (un apoyo)	Puente 2 (un apoyo)
Peso soportado (kN)	397.31	594.79	397.31	594.79
Masa dinámica (kN-s <sup>2</sup> /m)	0.175	0.175	0.175	0.175
Altura del aislador $H$ (m)	0.253	0.253	0.253	0.253
Ubicación de la deformación por corte (m)	0.126	0.126	0.126	0.126
Rigidez vertical $K_v$ (kN/m)	282267	353330	282267	353330
Resistencia característica $Q_d$ (MPa)	78.54	78.54	152.68	152.68
Rigidez Post-elástica $K_d$ (kip/in)	581.35	778.49	822.66	1101.62
Rigidez efectiva $K_{eff}$ (kN/m)	1498.51	1417.17	4518.82	3446.96
Desplazamiento de fluencia $Y$ (m)	0.0254	0.0254	0.0200	0.0254
Fuerza de fluencia $F_y$ (kN)	93.31	98.31	169.13	180.66
Rigidez elástica $K$ (kN/m)	3673.47	3870.61	8456.73	7112.70
Relación $r$	0.158	0.201	0.097	0.155

#### 3.8.4.4.2. Determinación de fuerzas y desplazamientos en cada dirección

Para determinar las fuerzas y desplazamientos mediante el análisis tiempo-historia, se consideró el registro sísmico descrito en el ítem 3.6.5.4. En las tablas 3-68, 3-69, 3-70 y 3-71 mostramos los resultados de las fuerzas y momentos de las estructuras sísmicamente aisladas para el sismo longitudinal y transversal en las condiciones de límite inferior y superior. En las tablas 3-72, 3-73, 3-74 y 3-75 se muestran los desplazamientos para los sismos longitudinal y transversal en la superestructura y subestructura.

En la tabla 3-72 y 3-73 se presentan los resultados de los desplazamientos en la superestructura (C.G de losa) para el análisis de límite inferior y superior respectivamente y en las tablas 3-74 y 3-75 se presentan los resultados de los desplazamientos en la subestructura (C.G de viga cabezal) para el análisis de límite inferior y superior respectivamente.

Las direcciones de las fuerzas, momentos y desplazamientos son en las direcciones de las coordenadas globales como se muestra en la figura 3-18.

**Tabla 3-68** Respuesta para sismo longitudinal - Análisis de límite inferior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - THx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	0.02	15.75	17.82
		Bottom	0.02	16.82	144.71
Puente 2	Pilar por columna	Top	0.03	21.74	19.13
		Bottom	0.03	24.18	199.52

**Tabla 3-69** Respuesta para sismo transversal - Análisis de límite inferior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - THy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	69.41	30.34	106.40
		Bottom	69.54	35.62	148.13
Puente 2	Pilar por columna	Top	90.60	36.03	132.40
		Bottom	90.75	41.32	172.89

**Tabla 3-70** Respuesta para sismo longitudinal - Análisis de límite superior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - THx		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por columna	Top	0.02	26.63	29.29
		Bottom	0.02	27.80	240.74
Puente 2	Pilar por columna	Top	0.03	27.64	34.45
		Bottom	0.03	28.88	251.04

**Tabla 3-71** Respuesta para sismo transversal - Análisis de límite superior

Descripción			Fuerzas y momentos – Sismo longitudinal - THy		
Puente	Ubicación de soporte		Axial (Tn)	Cortante (Tn)	Momento (Tn-m)
Puente 1	Pilar por Columna	Top	124.62	47.58	168.68
		Bottom	124.69	50.68	216.66
Puente 2	Pilar por Columna	Top	183.94	67.85	240.30
		Bottom	184.03	71.81	307.09

**Tabla 3-72** Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite inferior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.0346	0.0359
	Centro del tramo 1	0.0346	0.0384
	Pilar – Tramo 1	0.0346	0.0407
	Pilar – Tramo 2	0.0346	0.0407
	Centro del tramo 2	0.0346	0.0384
	Estribo B	0.0346	0.0359
Puente 2	Estribo A	0.0415	0.0372
	Centro del tramo 1	0.0415	0.0398
	Pilar – Tramo 1	0.0415	0.0421
	Pilar – Tramo 2	0.0415	0.0420
	Centro del tramo 2	0.0415	0.0398
	Estribo B	0.0414	0.0372

**Tabla 3-73** Desplazamientos en la superestructura – Análisis de límite superior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la losa	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Estribo A	0.0369	0.0221
	Centro del tramo 1	0.0369	0.0281
	Pilar – tramo 1	0.0369	0.0347
	Pilar – tramo 2	0.0369	0.0347
	Centro del tramo 2	0.0369	0.0281
	Estribo B	0.0369	0.0221
Puente 2	Estribo A	0.0455	0.0374
	Centro del tramo 1	0.0455	0.0462
	Pilar – tramo 1	0.0455	0.0557
	Pilar – tramo 2	0.0454	0.0558
	Centro del tramo 2	0.0454	0.0463
	Estribo B	0.0454	0.0373

**Tabla 3-74** Desplazamientos en la subestructura – Análisis de límite inferior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0135	0.0071
Puente 2	Pilar	0.0183	0.0084

**Tabla 3-75** Desplazamientos en la subestructura – Análisis de Límite Superior

Descripción		Desplazamiento en el C.G de la viga cabezal	
		Sismo longitudinal - THx	Sismo transversal - THy
Puente	Ubicación	Global X (m)	Global Y (m)
Puente 1	Pilar	0.0226	0.0108
Puente 2	Pilar	0.0236	0.0152

## CAPITULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. Discusión de resultados

Los análisis necesarios para estimar la respuesta sísmica tanto para los puentes convencionales como aislados se detallaron y calcularon en el Capítulo III. En este capítulo analizaremos y discutiremos los resultados obtenidos, tanto de los análisis estáticos como dinámicos.

#### 4.2. Comparación de los periodos y vibraciones modales

Para los puentes convencionales, los periodos fundamentales calculados por el método unimodal (manual) con respecto a los obtenidos por el método multimodal (computacional) son inferiores en un 27% para ambos puentes, tal como se muestra en la tabla 4-1.

**Tabla 4-1** Comparación del periodo fundamental de los puentes convencionales

<b>Descripción</b>	<b>Puente 1</b>	<b>Puente 2</b>
Periodo fundamental (MM – computacional SAP), (s)	0.6674	0.8086
Periodo fundamental (MU - manual), (s)	0.5552	0.6691
Ratio periodo manual / Periodo SAP	0.83	0.83

Para los puentes aislados la comparación de los periodos se presenta en la tabla 4-2, en todos los casos el periodo fundamental calculado por el método unimodal o simplificado son inferiores a los calculados por el método multimodal, esto se debe principalmente a que en el cálculo por el método unimodal no se tuvo en cuenta la rigidez de la subestructura.

**Tabla 4-2** Comparación del periodo fundamental de los puentes aislados.

<b>Descripción</b>	<b>Límite inferior</b>		<b>Límite superior</b>	
	<b>Puente 1</b>	<b>Puente 2</b>	<b>Puente 1</b>	<b>Puente 2</b>
Periodo fundamental (MM – computacional SAP), (s)	1.1130	1.3903	0.7091	0.9629
Periodo fundamental (MU - manual), (s)	0.9976	1.2551	0.5745	0.8805
Ratio periodo manual / Periodo SAP	0.90	0.90	0.81	0.91

Del análisis modal computacional determinamos que el periodo de los puentes aislados tanto en condiciones de límite inferior como superior con respecto a los convencionales son mayores, debido a la flexibilidad que los aisladores aportan a la estructura. Para los puentes aislados, el mayor cambio de periodo se produce al analizar los aisladores con sus propiedades de límite inferior y ocurre lo contrario al usar las propiedades de límite superior.

La importancia de realizar estos dos tipos de análisis para puentes sísmicamente aislados radica en que el primero nos permite evaluar los desplazamientos en la superestructura y el segundo es importante para evaluar las fuerzas internas de la subestructura y de los aisladores, así como el desplazamiento de la subestructura.

En las tablas 4-3 y 4-4 se hace una comparación de los periodos, frecuencias y coeficientes de amortiguamiento para cada caso de análisis dinámico. En las tablas mencionadas, el ratio es el cociente de la estructura aislada con respecto al convencional.

**Tabla 4-3** Comparación de periodos, frecuencias y coeficientes de amortiguamiento del puente 1 con y sin aislamiento.

Descripción	Puente 1				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
Periodo (s)	0.6674	1.113	1.67	0.7091	1.06
Frecuencia (Hz)	1.4983	0.8985	0.60	1.4103	0.94
Amortiguamiento	5%	27.41%	5.48	26.86%	5.37

**Tabla 4-4** Comparación de periodos, frecuencias y coeficientes de amortiguamiento del puente 2 con y sin aislamiento.

Descripción	Puente 2				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
Periodo (s)	0.8086	1.3903	1.72	0.9629	1.19
Frecuencia (Hz)	1.2367	0.7193	0.58	1.0385	0.84
Amortiguamiento	5%	22.76%	4.55	26.42%	5.28

### 4.3. Respuesta sísmica de los puentes

La respuesta sísmica fue determinada utilizando el programa SAP2000, para el análisis espectral multimodal todos los elementos estructurales incluyendo el sistema de aislamiento se modelaron con comportamiento elástico, en cambio para el análisis tiempo-historia el sistema de aislamiento se modelaron con comportamiento no lineal, tal como se señaló en el tercer capítulo.

A continuación, se realiza la comparación de la respuesta sísmica (desplazamientos y cortante basal) de los puentes aislados con respecto a los puentes convencionales para los dos métodos computacionales (análisis multimodal y tiempo-historia) aplicados en esta investigación.

#### 4.3.1. Comparación de desplazamientos

##### 4.3.1.1. Análisis de desplazamientos – Método espectral multimodal

Los desplazamientos obtenidos de los puentes convencionales y aislados mediante el método espectral multimodal se resumen en la tabla 4-5 y 4-6. En dichas tablas se realiza una comparación cuantitativa de los desplazamientos en la subestructura y superestructura de los puentes aislados con respecto a los puentes convencionales mediante un ratio. Tal como se previó, existe reducción de desplazamiento en la subestructura; en cambio en la superestructura los desplazamientos se incrementan, esto debido a que la disipación de energía se presenta en los aisladores mediante la deformación de los mismos.

**Tabla 4-5** Comparación de desplazamientos del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis elástico multimodal.

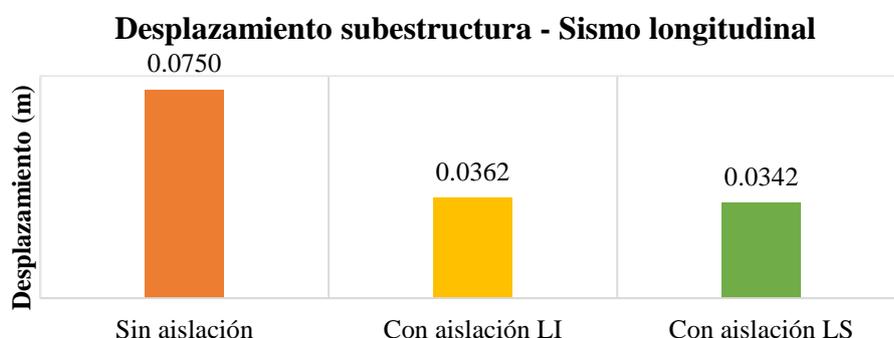
Descripción	Puente 1				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Desplazamiento máximo C.G Viga Cabezal (m)	0.075	0.0362	0.48	0.0342	0.46
Desplazamiento máximo C.G Losa (m)	0.086	0.1014	1.18	0.0561	0.65
<b>Sismo Transversal</b>					
Desplazamiento máximo C.G Viga Cabezal (m)	0.0243	0.0132	0.54	0.0182	0.75
Desplazamiento máximo C.G Losa (m)	0.0273	0.0997	3.65	0.0613	2.25

**Tabla 4-6** Comparación de desplazamientos del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis elástico multimodal.

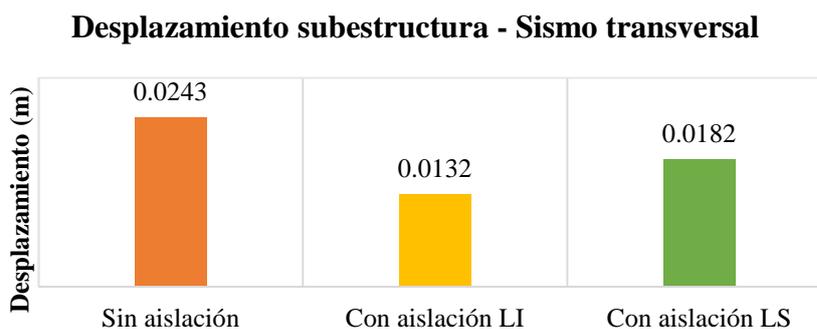
Descripción	Puente 2				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0955	0.0479	0.50	0.045	0.47
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.1095	0.1432	1.31	0.0838	0.77
<b>Sismo Transversal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0383	0.0172	0.45	0.0214	0.56
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.0443	0.1427	3.22	0.0891	2.01

En las figuras 4-1, 4-2, 4-3 y 4-4 se representa gráficamente la variación de los desplazamientos obtenidos de la subestructura de los puentes con y sin aislamiento.

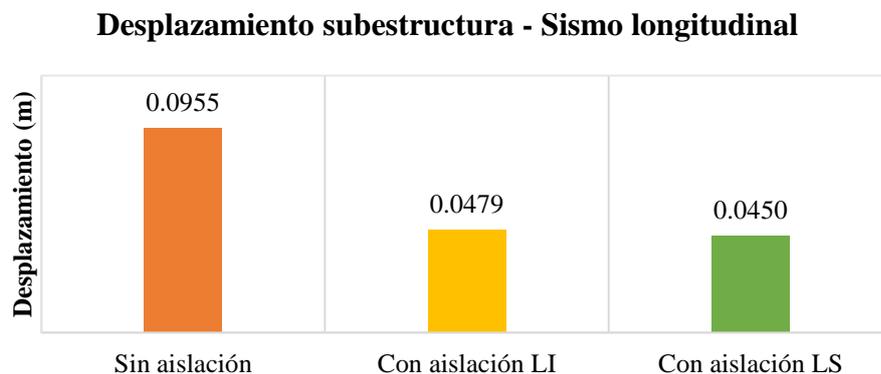
**Figura 4-1** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo longitudinal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 54%.



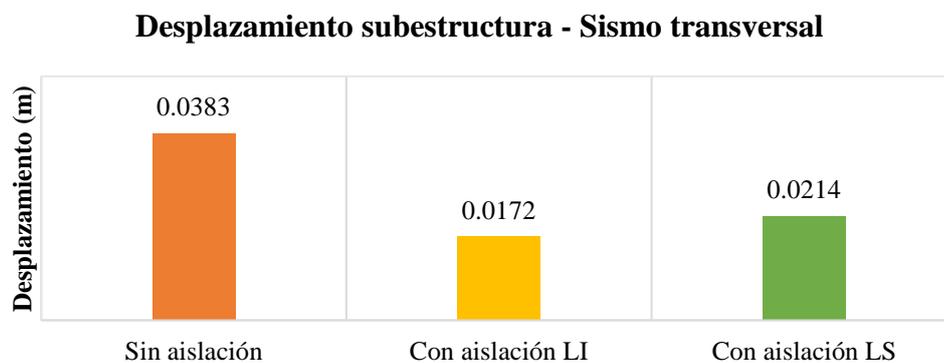
**Figura 4-2** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 25%.



**Figura 4-3** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 53%.

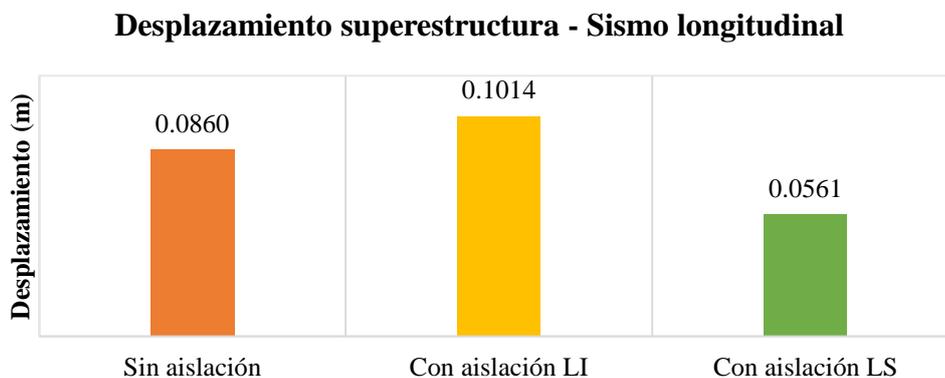


**Figura 4-4** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 44%.

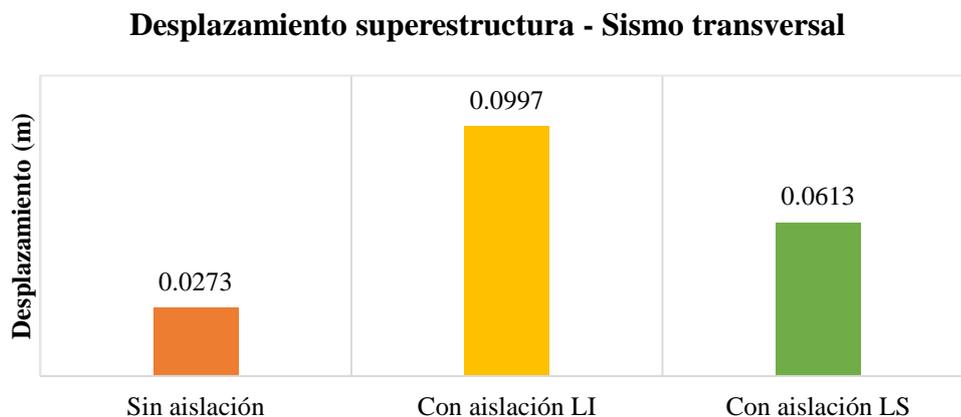


En las figuras 4-5, 4-6, 4-7 y 4-8 se representa gráficamente la variación de los desplazamientos obtenidos de la superestructura de los puentes con y sin aislamiento.

**Figura 4-5** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo longitudinal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 18%.



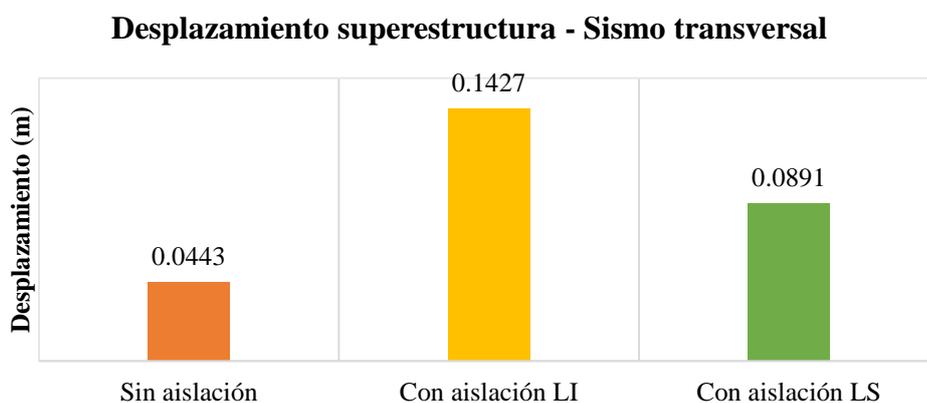
**Figura 4-6** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1, sismo transversal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 265%.



**Figura 4-7** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo longitudinal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 31%.



**Figura 4-8** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente aislado 2 y el puente convencional 2, sismo transversal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 222%.



#### 4.3.1.2. Análisis de desplazamientos – Método tiempo-historia

La comparación de los desplazamientos de los puentes convencionales y aislados mediante el método tiempo-historia se muestra en la tabla 4-7 y 4-8. Al igual que en el método multimodal con esta metodología también se logra disminuir el desplazamiento de la subestructura y como consecuencia del aislamiento se incrementan los desplazamientos en la superestructura.

**Tabla 4-7** Comparación de desplazamientos del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis tiempo- historia.

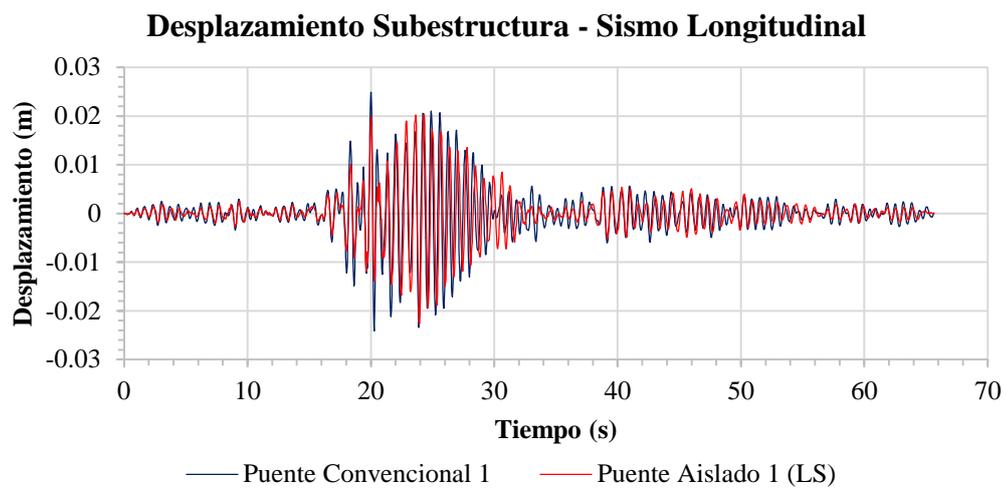
Descripción	Puente 1				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo longitudinal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0249	0.0135	0.54	0.0226	0.91
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.0286	0.0346	1.21	0.0369	1.29
<b>Sismo transversal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0171	0.0071	0.42	0.0108	0.63
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.0193	0.0407	2.11	0.0347	1.80

**Tabla 4-8** Comparación de desplazamientos del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis tiempo- historia.

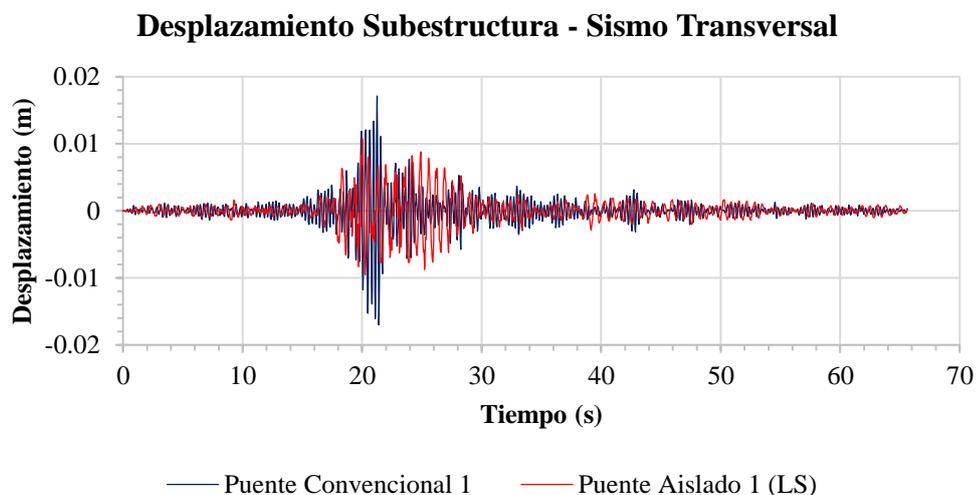
Descripción	Puente 2				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo longitudinal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0345	0.0183	0.53	0.0236	0.68
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.0396	0.0415	1.05	0.0455	1.15
<b>Sismo transversal</b>					
Desplazamiento máximo C.G viga cabezal (m)	0.0376	0.0084	0.22	0.0152	0.40
Desplazamiento máximo C.G losa (m)	0.0432	0.0421	0.97	0.0558	1.29

Una forma de conocer el efecto del sistema de aislamiento en el movimiento que experimenta la subestructura y superestructura es graficando el desplazamiento en función del tiempo, tal como se muestran en las figuras del 4-9 al 4-16.

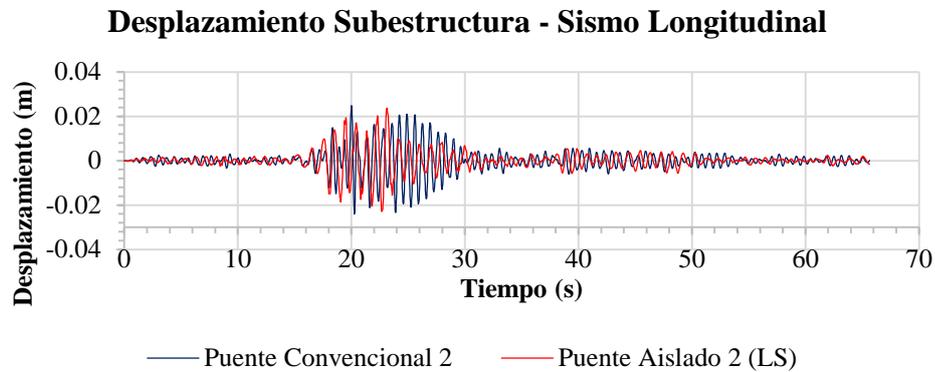
**Figura 4-9** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite superior, sismo longitudinal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 9%.



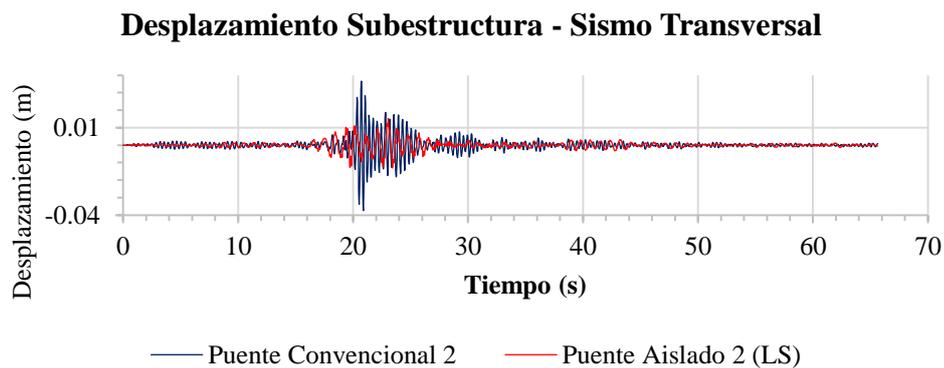
**Figura 4-10** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite superior, sismo transversal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 37%.



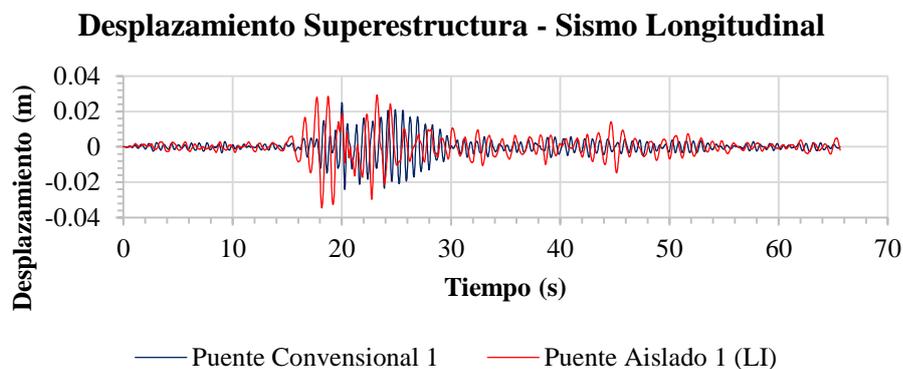
**Figura 4-11** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente convencional 2 y el puente aislado 2 en condición de límite superior, sismo longitudinal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 32%.



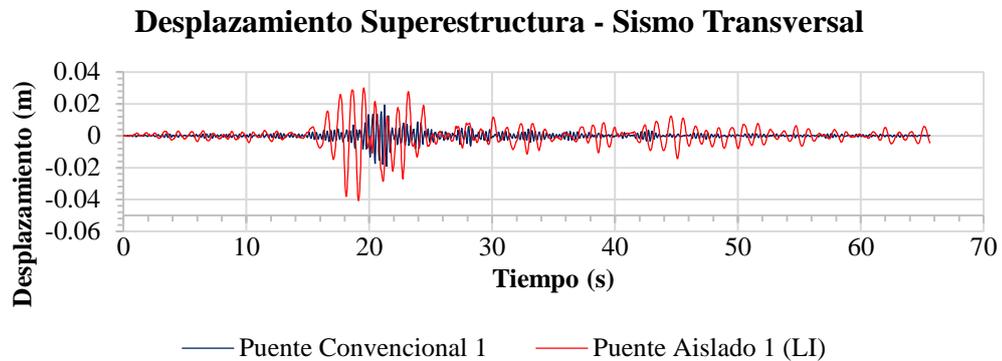
**Figura 4-12** Comparación entre el desplazamiento de la subestructura del puente convencional 2 y el puente aislado 2 en condición de límite superior, sismo transversal. La reducción de desplazamiento para el LS es de 60%.



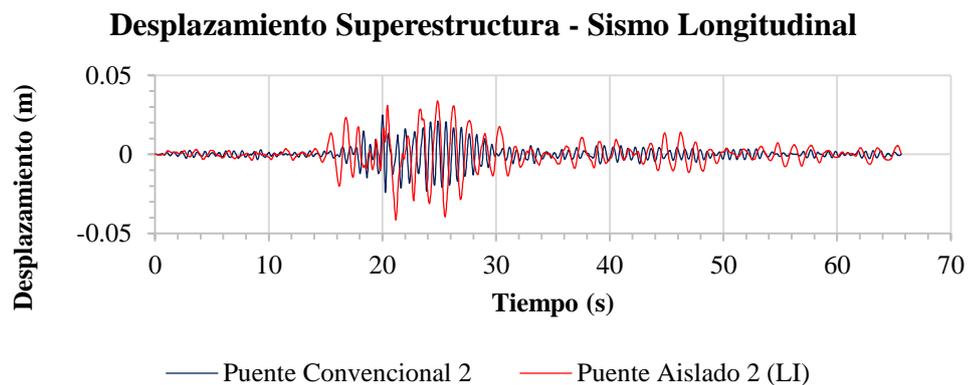
**Figura 4-13** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente convencional 1 y el puente aislado 1 en condición de límite inferior, sismo longitudinal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 21%.



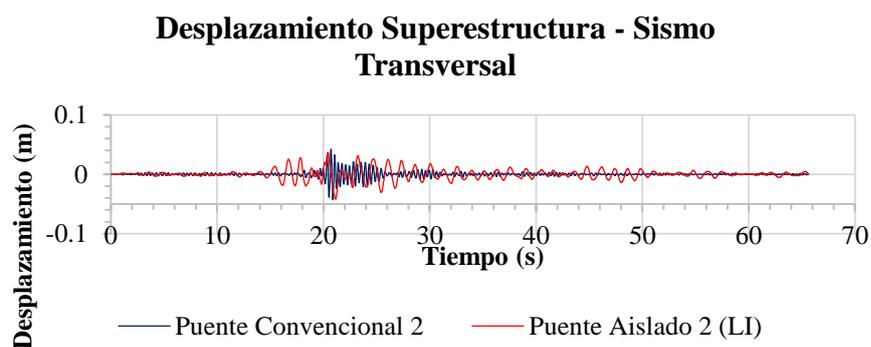
**Figura 4-14** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente convencional 1 y el puente aislado 1 en condición de límite inferior, sismo transversal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 111%.



**Figura 4-15** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente convencional 2 y el puente aislado 2 en condición de límite inferior, sismo longitudinal. El incremento de desplazamiento para el LI es de 5%.



**Figura 4-16** Comparación entre el desplazamiento de la superestructura del puente convencional 2 y el puente aislado 2 en condición de límite inferior, sismo transversal. La reducción del desplazamiento para el LI es de 3%.



### 4.3.2. Comparación de fuerzas internas

#### 4.3.2.1. Análisis de fuerzas internas – Método espectral multimodal

La comparación de las fuerzas internas de los puentes convencionales y aislados mediante el método espectral multimodal se muestra en la tabla 4-9 y 4-10.

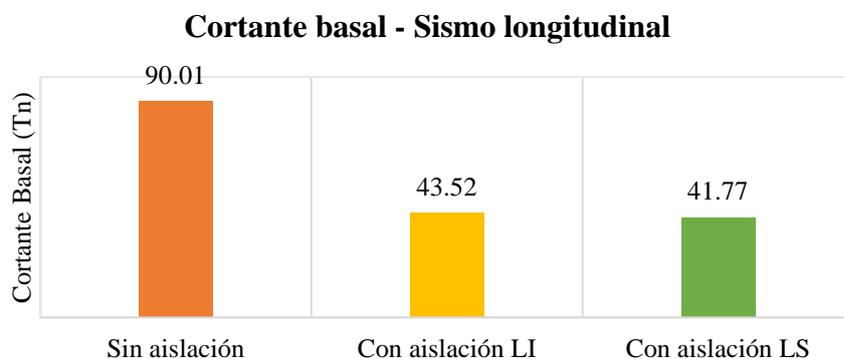
**Tabla 4-9** Comparación de resultados del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis elástico multimodal.

Descripción	Puente 1				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Fuerza axial (Tn)	35.61	0.11	0.00	0.11	0.00
Cortante Basal (Tn)	90.01	43.52	0.48	41.77	0.46
Momento en la base (Tn-m)	793.81	383.38	0.48	364.34	0.46
<b>Sismo Transversal</b>					
Fuerza axial (Tn)	230.64	152.04	0.66	216.90	0.94
Cortante basal (Tn)	117.85	60.83	0.52	82.68	0.70
Momento en la base (Tn-m)	498.70	262.07	0.53	359.29	0.72

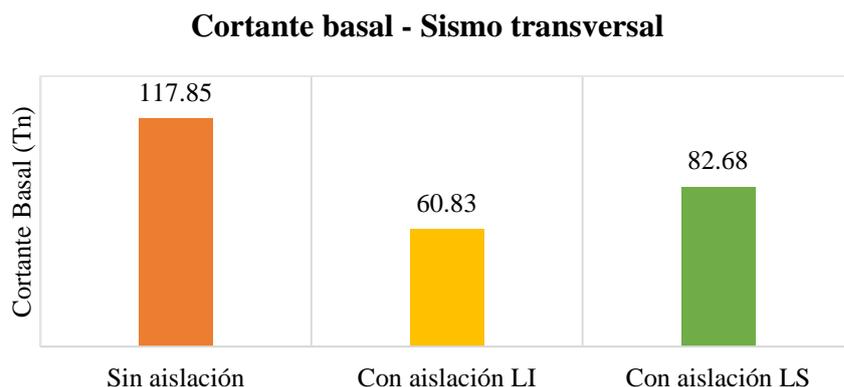
**Tabla 4-10** Comparación de resultados del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis elástico multimodal.

Descripción	Puente 2				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Fuerza axial (Tn)	49.73	0.10	0.00	0.10	0.00
Cortante basal (Tn)	112.42	57.18	0.51	53.83	0.48
Momento en la base (Tn-m)	1006.48	507.08	0.50	476.23	0.47
<b>Sismo Transversal</b>					
Fuerza axial (Tn)	406.54	211.83	0.52	268.02	0.66
Cortante basal (Tn)	182.86	78.18	0.43	96.64	0.53
Momento en la base (Tn-m)	779.10	339.06	0.44	420.90	0.54

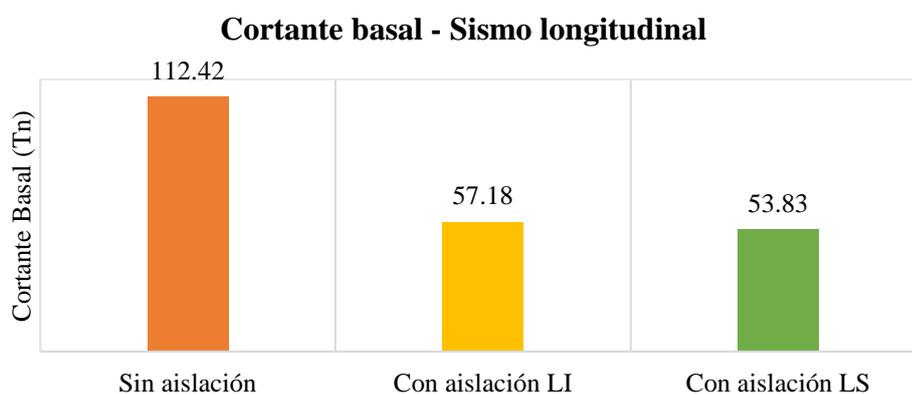
**Figura 4-17** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite inferior y superior, sismo longitudinal. La reducción del cortante basal para LS es del 54%.



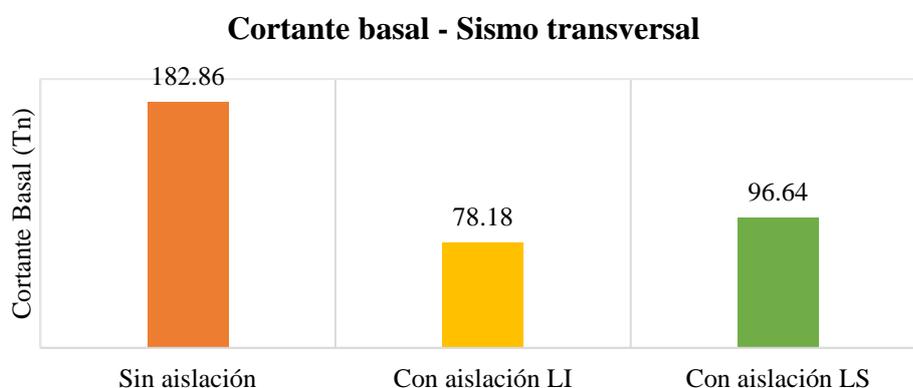
**Figura 4-18** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite inferior y superior, sismo transversal. La reducción del cortante basal para LS es del 30%.



**Figura 4-19** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 2 y el puente convencional 2 en condición de límite inferior y superior, sismo longitudinal. La reducción del cortante basal para LS es del 52%.



**Figura 4-20** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 2 y el puente convencional 2 en condición de límite inferior y superior, sismo transversal. La reducción del cortante basal para LS es del 47%.



#### 4.3.2.2. Análisis de fuerzas - Análisis tiempo-historia

La comparación de las fuerzas internas de los puentes convencionales y aislados mediante el método tiempo- historia se muestra en la tabla 4-11 y 4-12.

**Tabla 4-11** Comparación de resultados del puente 1 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis tiempo - historia.

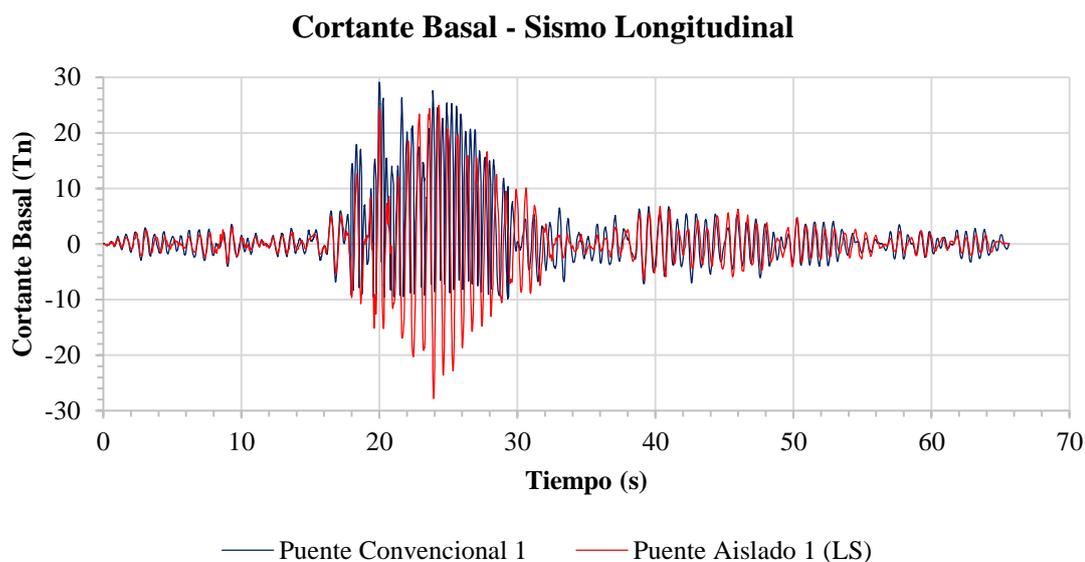
Descripción	Puente 1				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Fuerza axial (Tn)	10.80	0.02	0.00	0.02	0.00
Cortante Basal (Tn)	29.14	16.82	0.58	27.80	0.95
Momento en la base (Tn-m)	262.21	144.71	0.55	240.74	0.92
<b>Sismo Transversal</b>					
Fuerza axial (Tn)	167.82	69.54	0.41	124.69	0.74
Cortante basal (Tn)	83.23	35.62	0.43	50.68	0.61
Momento en la base (Tn-m)	350.23	148.13	0.42	216.66	0.62

**Tabla 4-12** Comparación de resultados del puente 2 con y sin aislamiento sísmico, para los límites inferior y superior, análisis tiempo- historia.

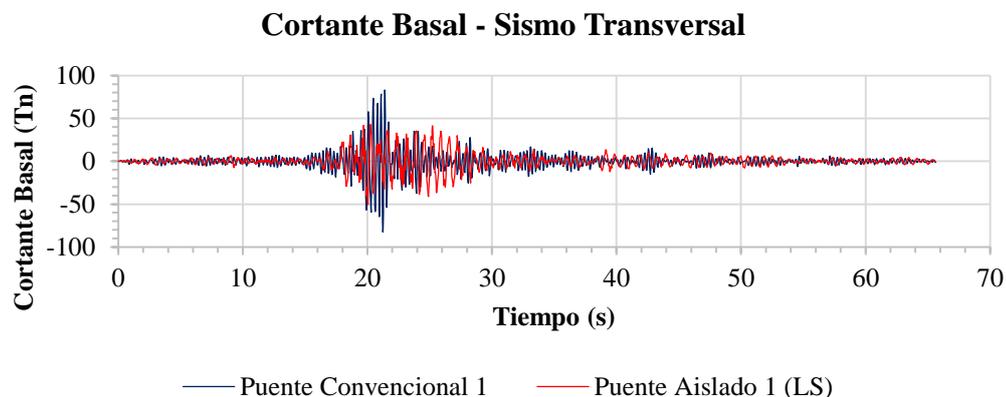
Descripción	Puente 2				
	Sin aislación	Con aislación LI	Ratio	Con aislación LS	Ratio
<b>Sismo Longitudinal</b>					
Fuerza axial (Tn)	24.56	0.03	0.00	0.03	0.00
Cortante Basal (Tn)	39.43	24.18	0.61	28.88	0.73
Momento en la base (Tn-m)	361.07	199.52	0.55	251.04	0.70
<b>Sismo Transversal</b>					
Fuerza axial (Tn)	390.98	90.75	0.23	184.03	0.47
Cortante basal (Tn)	180.73	41.32	0.23	71.81	0.40
Momento en la base (Tn-m)	767.34	172.89	0.23	307.09	0.40

Una forma de conocer el efecto del sistema de aislamiento en la fuerza cortante que experimenta la subestructura es graficando el cortante basal en función del tiempo, tal como se muestran en las figuras del 4-21 al 4-24.

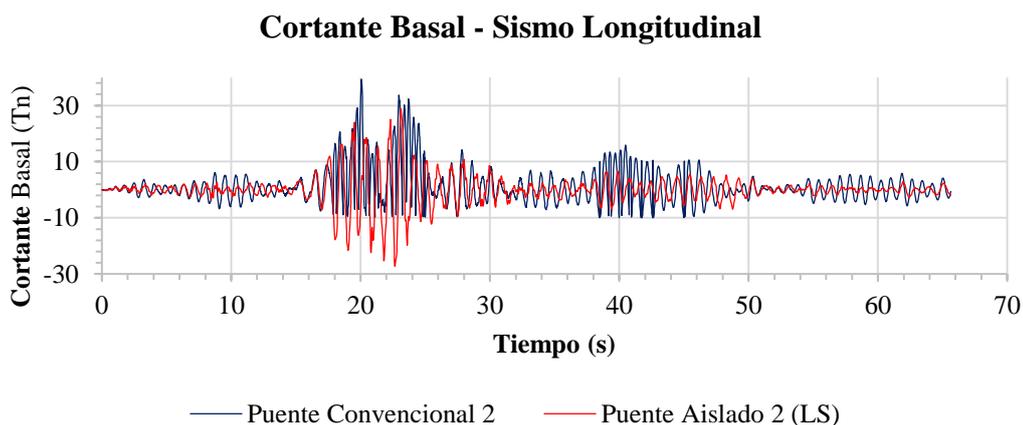
**Figura 4-21** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite superior, sismo longitudinal. La reducción del cortante basal para LS es del 5%.



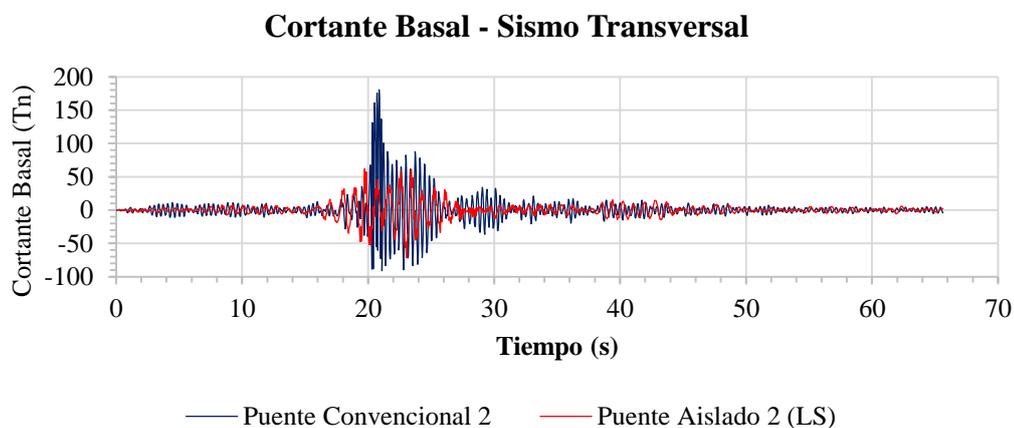
**Figura 4-22** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 1 y el puente convencional 1 en condición de límite superior, sismo transversal. La reducción del cortante basal para LS es del 39%.



**Figura 4-23** Comparación entre la cortante basal del puente aislado 2 y el puente convencional 2 en condición de límite superior, sismo longitudinal. La reducción del cortante basal para LS es del 27%.



**Figura 4-24** Comparación entre la cortante basal del puente convencional 2 y el puente aislado 2 en condición de límite superior, sismo transversal. La reducción del cortante basal para LS es del 60%.



### 4.3.3. Cuadro resumen de la comparación de la respuesta del puente 1 y puente 2

La comparación se realizó en los siguientes cuadros, en donde se observa que si existe disminución de desplazamiento longitudinales y transversales de un puente usando aisladores sísmicos frente a un puente convencional.

**Tabla 4-13** Comparación de la respuesta sísmica del puente 1 con y sin aislamiento sísmico.

	ANALISIS DE DESPLAZAMIENTOS (m)								FUERZAS INTERNAS: CORTANTE BASAL (Tn)			
	METODO ESPECTRAL MULTIMODAL				METODO TIEMPO HISTORIA				METODO ESPECTRAL MULTIMODAL		METODO TIEMPO HISTORIA	
	SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUPESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUPESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE	
	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL
SIN AISLACION	0.0750	0.0243	0.0860	0.0273	0.0249	0.0171	0.0286	0.0193	90.01	117.85	29.14	83.23
CON AISLACION L.L.	0.0362	0.0132	0.1014	0.0997	0.0135	0.0071	0.0346	0.0407	43.52	60.83	16.82	35.62
CON AISLACION L.S.	0.0342	0.0182	0.0561	0.0613	0.0226	0.0108	0.0369	0.0347	41.77	82.68	27.80	50.68
COMPARACION	54%	25%	18%	265%	9%	37%	21%	111%	54%	30%	5%	39%
	REDUCCION DESPL (L.S.)		INCREMENTO DESPL (L.L.)		REDUCCION DESPL (L.S.)		INCREMENTO DESPL (L.L.)		REDUCCION CORTANTE (L.S.)		REDUCCION DESPL (L.S.)	

**Tabla 4-14** Comparación de la respuesta sísmica del puente 2 con y sin aislamiento sísmico.

	ANALISIS DE DESPLAZAMIENTOS (m)								FUERZAS INTERNAS: CORTANTE BASAL (Tn)			
	METODO ESPECTRAL MULTIMODAL				METODO TIEMPO HISTORIA				METODO ESPECTRAL MULTIMODAL		METODO TIEMPO HISTORIA	
	SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUPESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUPESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE		SUBESTRUCTURA DEL PUENTE	
	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL	SISMO LONGITUDINAL	SISMO TRANSVERSAL
SIN AISLACION	0.0955	0.0383	0.1095	0.0443	0.0345	0.0376	0.0396	0.0432	112.42	182.86	39.43	180.73
CON AISLACION L.L.	0.0479	0.0172	0.1432	0.1427	0.0183	0.0084	0.0415	0.0421	57.18	78.18	24.18	41.32
CON AISLACION L.S.	0.045	0.0214	0.0838	0.0891	0.0236	0.0152	0.0455	0.0558	53.83	96.64	28.88	71.81
COMPARACION	53%	44%	31%	222%	32%	60%	5%	3%	52%	47%	27%	60%
	REDUCCION DESPL (L.S.)		INCREMENTO DESPL (L.L.)		REDUCCION DESPL (L.S.)		INCREMENTO DESPL (L.L.)		REDUCCION CORTANTE (L.S.)		REDUCCION DESPL (L.S.)	

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1.- CONCLUSIONES

- a) **Por lo que se concluye finalmente**, que los puentes de concreto armado, tipo puente viga-losa, de dos tramos (apoyo intermedio), que tienen dos carriles de 3,60 m. de ancho cada uno, el primer puente con una luz de 20 m., de longitud entre ejes (puente 1) y el segundo puente con una luz de 25 m. entre ejes (puente 2), tienen desplazamientos longitudinales y transversales, a consecuencia de su comportamiento estructural frente a un sismo en la ciudad de Cajamarca, **los mismos que si se puedan minimizar**, utilizando aisladores sísmicos, y por ende se tendrá **mayor seguridad estructural** frente a un sismo.
- b) La comparación de los desplazamientos obtenidos en la subestructura y superestructura del puente 1 y el puente 2, se realizó mediante el método espectral multimodal y el método tiempo-historia, mediante un ratio. Se concluye, que existe reducción de desplazamiento en la subestructura; en cambio en la superestructura los desplazamientos se incrementan, esto debido a que la disipación de energía se presenta en los aisladores mediante la deformación de los mismos.
- c) La comparación de los desplazamientos de un puente con y sin aislador sísmico, utilizando el Método Espectral Multimodal, se concluye en:
  - c-1) La subestructura del puente 1, con aislador sísmico, se reduce el desplazamiento en 54% en un sismo longitudinal y el 25% en un sismo transversal.
  - c-2) La superestructura del puente 1, con aislador sísmico, se incrementa el desplazamiento en 18% en un sismo longitudinal y el 265% en un sismo transversal.
  - c-3) La subestructura del puente 2, con aislador sísmico, se reduce el desplazamiento en 53% en un sismo longitudinal y el 44% en un sismo transversal.
  - c-4) La superestructura del puente 2, con aislador sísmico, se incrementa el desplazamiento en 31% en un sismo longitudinal y el 222% en un sismo transversal.

**d)** La comparación de los desplazamientos de un puente con y sin aislador sísmico utilizando el Método Tiempo Historia, se concluye en:

**d-1)** La subestructura del puente 1, con aislador sísmico, se reduce el desplazamiento en 9% en un sismo longitudinal y el 37% en un sismo transversal.

**d-2)** La superestructura del puente 1, con aislador sísmico, se incrementa el desplazamiento en 21% en un sismo longitudinal y el 111% en un sismo transversal.

**d-3)** La subestructura del puente 2, con aislador sísmico, se reduce el desplazamiento en 32% en un sismo longitudinal y el 60% en un sismo transversal.

**d-4)** La superestructura del puente 2, con aislador sísmico, se incrementa el desplazamiento en 5% en un sismo longitudinal y el 3% en un sismo transversal.

## **5.2.- RECOMENDACIONES**

**a)** Se recomienda que se debe usar aisladores sísmicos para puentes de concreto armado, ya que minimiza los desplazamientos longitudinales y transversales de un puente, frente a un puente convencional.

**b)** Se recomienda que se debe realizar el presente estudio utilizando aisladores sísmicos del tipo Aislador de Goma de Alto Amortiguamiento (HRB) y del tipo Aislador de Goma de Baja Amortiguación (NRB) para puentes de concreto armado, ya que solo se realizó el estudio utilizando Aisladores Sísmicos del tipo Aisladores Elastomérico con Núcleo de Plomo (LRB).

## **CAPITULO VI**

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA**

1. Acero Martínez, José A. Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis. Pontificia Universidad Católica del Perú - Escuela de Graduados. Lima, Perú, 2004. Disponible en la web: [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/136/ACERO\\_JOSE\\_COMPARACION\\_NORMAS\\_SISMICAS.pdf?sequence=1](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/136/ACERO_JOSE_COMPARACION_NORMAS_SISMICAS.pdf?sequence=1)
2. Alva Hurtado, Jorge E. y Castillo Aedo, Jorge L. Peligro Sísmico en el Perú. VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones. Lima, 1993. Web: [http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis15\\_a.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis15_a.pdf)
3. American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Specifications for Highway Bridges. 17<sup>th</sup> ed. Washington D.C. 2002. 1028 p. ISBN: 978-1-56051-171-7
4. American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 2<sup>nd</sup> ed. Washington D.C. 1998. 1196 p. ISBN: 1-560-193-5
5. American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. 4<sup>th</sup> ed. Washington D.C. 2007. 1518 p. ISBN: 1-560-355-1
6. American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide Specifications for Seismic Isolation Design. 2<sup>nd</sup> ed. Washington D.C. 1999. 42 p. ISBN: 978-1-56051-239-4
7. American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide Specifications for Seismic Isolation Design. 3<sup>rd</sup> ed. Washington D.C. 2010. 62 p. ISBN: 978-1-56051-456-5
8. Aranís García-Rossell, César. Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado, Método AASHT-LRFD Tomo I. 1<sup>a</sup> ed. Lima, Perú: Fondo Editorial del Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, 2006. 234 p.
9. Backer, Richard M. and Puckett Jay A. Design of Highway Bridges: an LRFD approach. 2<sup>nd</sup> ed. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons, Inc. 2007. 1009 p. ISBN: 978-0-471-69758-9
10. Bozzo Rotondo, Luis. Diseño Sismorresistente de Estructuras. 1<sup>a</sup> ed. Lima, Perú: Fondo Editorial ICG. 2002. 136 p.

11. Buckle, Ian; Constatinou, Michael; Dicleli, Mirat and Ghasemi, Hamid. Seismic Isolation of Highway Bridges. Special Report MCEER-06-SP07. University at Buffalo. New York, USA. 2006.
12. Chen, Wai-Fah and Duan, Lian. Bridge Engineering: Seismic Design. 1<sup>st</sup> ed. Boca Raton, Florida, USA: Ed. CRC Press LLC. 2003. 453 p. ISBN: 0-8493-1683-9
13. Chen, Wai-Fah and Duan, Lian. Bridge Engineering Handbook: Seismic Design. 2<sup>nd</sup> ed. Boca Raton, Florida, USA: Taylor & Francis Group, LLC. 2014. 703 p. ISBN: 13: 978-1-4398-5232-3
14. Constantinou, M., Whittaker, A., Kalpakidis, Y., Fenz D., and Warn, G. Performance of Seismic Isolation Hardware Under Service and Seismic Loading. Technical Report MCEER-07-0012. University at Buffalo. New York, USA. 2007.
15. Constantinou, M., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Ecker Lay, R. LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators. Technical Report MCEER-11-0004. University at Buffalo. New York, USA. 2011.
16. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Manual de Diseño de Puentes. 1<sup>a</sup> ed. Lima, Perú. 2003. 282 p. Web:[https://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/Manual%20de%20Dise%C3%B1o%20de%20Puentes%202003.pdf](https://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual%20de%20Dise%C3%B1o%20de%20Puentes%202003.pdf)
17. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones. Decreto Supremo N° 011-2006 – Vivienda. Lima, Perú. 2006.
18. Rivera Reyes, Eduardo. Cimentaciones de Concreto Armado en Puentes. 1<sup>a</sup> ed. Editorial UNI. Lima, Perú. 2001. 272 p.
19. Vallecilla B., Carlos R. Manual de Puentes en Concreto Reforzado. 1<sup>a</sup> ed. Colombia: Editorial Bauen. 2007. 658 p. ISBN: 978-958-44-0245-5

**Catalogos:**

1. Algasism. High Damping Rubber Bearings and Lead Rubber Bearings. Italia. 2008. Web: [www.alga.it](http://www.alga.it)
2. Dynamics Isolation Systems. Seismic Isolation: For Buildings and Bridges. USA. 2007. Web: <http://www.dis-inc.com>
3. FIP Industriale. Lead Rubber Bearings: Series LRB S03. Italia. 2012. Web: <http://www.fipindustriale.it>