



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
PUENTES ESVIADOS CONSIDERANDO  
EFECTOS DEL ÁNGULO DE ESVAJE  
Y LA GEOMETRÍA DEL TABLERO**

**TEODORO ESTEBAN AMAYA ASTUDILLO**

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado  
como parte de los requisitos para optar al grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

**HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL**

Santiago de Chile, (Junio, 2020)

© MMVII, TEODORO ESTEBAN AMAYA ASTUDILLO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

# VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES ESVIADOS CONSIDERANDO EFECTOS DEL ÁNGULO DE ESVAJE Y LA GEOMETRÍA DEL TABLERO

**TEODORO ESTEBAN AMAYA ASTUDILLO**

Miembros del Comité:

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

RAMIRO BAZÁEZ GALLARDO

DANIEL GARRIDO CORTÉS

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado  
como parte de los requisitos para optar al grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, (Junio, 2020)

© MMVII, TEODORO ESTEBAN AMAYA ASTUDILLO

*Dedicado a mis padres Teodoro y  
Violeta, a mi hermano Fernando  
y a mi esposa Gabriela por todo  
el apoyo que me ha dado.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer a mi profesor guía Hernán Santa María, quien me ha apoyado en el desarrollo de esta tesis y en todo el proceso de mis estudios de Magister. Agradezco su paciencia, tiempo y la dedicación en este trabajo. Admiro su motivación, su excelente labor como docente y aprecio mucho los consejos entregados.

Agradezco también a José Wilches por los aportes en cuanto a los modelos numéricos desarrollados.

Agradezco a la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación (SENESCYT) por financiar mi beca de estudios.

## INDICE GENERAL

|   |      |
|---|------|
| AGRADECIMIENTOS . . . . .   | IV   |
| INDICE DE FIGURAS . . . . .   | VIII |
| INDICE DE TABLAS . . . . .  | XIII |
| RESUMEN . . . . .   | XV   |
| ABSTRACT . . . . .  | XVII |
| 1. INTRODUCCIÓN . . . . .   | 1    |
| 1.1. Motivación . . . . .   | 1    |
| 1.2. Objetivos y Metodología . . . . .  | 4    |
| 1.3. Organización de la Tesis . . . . .   | 6    |
| 2. ESTADO DEL ARTE . . . . .  | 7    |
| 2.1. Modelación Tridimensional de Puentes . . . . .                                     | 7    |
| 2.1.1. Modelación Superestructura . . . . .   | 12   |
| 2.1.2. Modelación Subestructura . . . . .   | 13   |
| 2.2. Interacción Superestructura y Subestructura . . . . .                              | 14   |
| 2.2.1. Apoyos . . . . .   | 14   |
| 2.2.2. Topes Laterales . . . . .  | 20   |
| 2.2.3. Interacción Tablero - Estribos . . . . .   | 22   |
| 2.3. Curvas de Fragilidad . . . . .   | 26   |
| 3. DESEMPEÑO DE PUENTES ESVIADOS Y CASOS DE ESTUDIO . . . . .                           | 32   |
| 3.1. Comportamiento de puentes esviados en el terremoto del Maule del<br>2010 . . . . . | 32   |
| 3.2. Rotación en puentes esviados y criterios de diseño sísmico . . . . .               | 35   |
| 3.3. Casos de estudio . . . . .   | 38   |
| 3.3.1. Puente El Azufradero . . . . .   | 40   |

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| 3.3.2. | Puente Chada . . . . .   | 42  |
| 3.3.3. | Puente Loa . . . . .   | 44  |
| 4.     | ANÁLISIS Y MODELACIÓN NUMÉRICA . . . . .   | 46  |
| 4.1.   | Modelos Tridimensionales . . . . .   | 46  |
| 4.1.1. | Superestructura . . . . .  | 48  |
| 4.1.2. | Subestructura . . . . .  | 48  |
| 4.1.3. | Apoyos Elastoméricos . . . . .   | 50  |
| 4.1.4. | Estribos . . . . .   | 54  |
| 4.1.5. | Topes Laterales . . . . .  | 57  |
| 4.1.6. | Análisis Modal . . . . .   | 59  |
| 4.2.   | Registros sísmicos . . . . .   | 62  |
| 4.3.   | Análisis Dinámico . . . . .  | 63  |
| 4.3.1. | Desplazamientos Nodales . . . . .  | 63  |
| 4.3.2. | Apoyos elastoméricos . . . . .   | 65  |
| 4.3.3. | Interacción tablero-estribo . . . . .  | 66  |
| 4.3.4. | Topes laterales . . . . .  | 68  |
| 4.3.5. | Columnas . . . . .   | 69  |
| 4.4.   | Desarrollo de Curvas de Fragilidad . . . . .   | 71  |
| 5.     | EFFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAJE SOBRE LOS CASOS DE ESTUDIO 76   |     |
| 5.1.   | Respuestas de los análisis incrementales . . . . .   | 77  |
| 5.2.   | Curvas de Fragilidad . . . . .   | 84  |
| 5.3.   | Respuestas de casos de estudio según la relación entre razón de aspecto<br>y ángulo de esviaje . . . . . | 100 |
| 6.     | CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO . . . . .  | 106 |
| 6.1.   | Conclusiones Generales . . . . .   | 106 |
| 6.2.   | Temas de Investigación Futura . . . . .  | 109 |
|        | BIBLIOGRAFIA . . . . .   | 110 |

|   |     |
|---|-----|
| ANEXO A. CURVAS DE FRAGILIDAD POR COMPONENTES . . . . . | 117 |
|---|-----|

## INDICE DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| 1.1. Rotación del tablero, (Kawashima et al., 2011). . . . .  | 2  |
| 2.1. Configuración de puentes, (Ramanathan et al., 2012). . . . .                                     | 8  |
| 2.2. Modelo numérico de puentes, (Xiang y Alam, 2019). . . . .  | 9  |
| 2.3. Modelo numérico de puentes, (Tavares et al., 2013). . . . .                                      | 11 |
| 2.4. Modelo numérico de puentes, (Mangalathu et al., 2018). . . . .                                   | 12 |
| 2.5. Modelo numérico de puentes, (Peralta y Hube, 2018). . . . .                                      | 13 |
| 2.6. Modelo de fibras para elementos de columna, (Ramanathan et al., 2012).                           | 14 |
| 2.7. Ensayos apoyos elastoméricos, (Steelman et al., 2012). . . . .                                   | 15 |
| 2.8. Respuestas de ensayos, (Steelman et al., 2012). . . . .  | 16 |
| 2.9. Respuestas de ensayos, (Rubilar et al., 2015). . . . .   | 17 |
| 2.10. Modelo de apoyo, (Filipov et al., 2013). . . . .  | 18 |
| 2.11. Respuestas de modelos de apoyos, (Filipov et al., 2013). . . . .                                | 19 |
| 2.12. Modelo tope lateral, (Megally et al., 2001). . . . .  | 21 |
| 2.13. Resultado tope lateral, (Peralta y Hube, 2018). . . . .   | 22 |
| 2.14. Modelo tope lateral, (Goel y Chopra, 2008). . . . .   | 22 |
| 2.15. Modelo fuerza pasiva, (Shamsabadi et al., 2009). . . . .  | 23 |
| 2.16. Modelo de estribo, (Kaviani et al., 2012). . . . .  | 24 |
| 2.17. Modelo de estribo, (Mangalathu et al., 2018). . . . .   | 25 |
| 2.18. Constitutiva de impacto y fundaciones de estribos, (Nielson y DesRoches,<br>2007). . . . .      | 25 |
| 2.19. Efecto del coeficiente de roce sobre la rotación del tablero, (Cortés et al.,<br>2018). . . . . | 26 |

|  |    |
|--|----|
| 2.20. Análisis de regresión para ajuste de resultados, (Nielson y DesRoches, 2007). . . . .                      | 27 |
| 2.21. Curvas de fragilidad, (Nielson y DesRoches, 2007). . . . .   | 28 |
| 2.22. Curvas de fragilidad, (Yang et al., 2015). . . . .   | 29 |
| 2.23. Curvas de fragilidad, (Martínez et al., 2017). . . . .   | 30 |
| 2.24. Curvas de fragilidad, (Wilches et al., 2019). . . . .  | 31 |
| 3.1. Colapso PS Miraflores, (FHWA, 2011). . . . .  | 32 |
| 3.2. Colapso PS Hospital, (FHWA, 2011). . . . .  | 33 |
| 3.3. Colapso PS Lo Echevers, (FHWA, 2011). . . . .   | 33 |
| 3.4. Daños en topes laterales de acero, (FHWA, 2011). . . . .  | 34 |
| 3.5. Condición de desplazamientos excesivos en puentes esviados, (adaptado de (Kawashima et al., 2011)). . . . . | 36 |
| 3.6. Relación desplazamientos excesivos en puentes esviados. . . . .   | 36 |
| 3.7. Puentes esviados con daño, (adaptado de (Kawashima et al., 2011)). . . . .                                  | 37 |
| 3.8. Ubicación de los casos de estudio. . . . .  | 39 |
| 3.9. Puente El Azufradero. . . . .   | 41 |
| 3.10. Puente Chada. . . . .  | 43 |
| 3.11. Puente Loa. . . . .  | 44 |
| 4.1. Modelo numérico. . . . .  | 47 |
| 4.2. Modelo de la cepa central. . . . .  | 47 |
| 4.3. Sección transversal del tablero. . . . .  | 48 |
| 4.4. Modelo de fibras de columnas. . . . .   | 49 |
| 4.5. Relación EI efectiva, (adaptado de (Kelly y Konstantinidis, 2011)). . . . .                                 | 51 |
| 4.6. Respuestas de un apoyo elastomérico. . . . .  | 53 |
| 4.7. Elementos y constitutivas para modelo del estribo. . . . .  | 54 |

|   |    |
|---|----|
| 4.8. Constitutiva del elemento de impacto. . . . .  | 55 |
| 4.9. Constitutiva del elemento de fuerza pasiva. . . . .  | 56 |
| 4.10. Respuesta de topes laterales. . . . .   | 57 |
| 4.11. Formas modales del puente recto. . . . .  | 59 |
| 4.12. Formas modales del puente esviado. . . . .  | 60 |
| 4.13. Espectro de pseudo-aceleración para 5 % de amortiguamiento.. . . .                                      | 62 |
| 4.14. Nodos de los extremos del tablero. . . . .  | 63 |
| 4.15. Desplazamientos nodales de los extremos del tablero. . . . .  | 64 |
| 4.16. Relaciones fuerza-deformación de apoyos elastoméricos. . . . .  | 65 |
| 4.17. Relaciones fuerza-deformación y tiempo historia de elementos de interacción<br>tablero-estribo. . . . . | 67 |
| 4.18. Relaciones fuerza-deformación de topes laterales. . . . .   | 68 |
| 4.19. Respuesta momento-curvatura de columnas. . . . .  | 70 |
| 4.20. Determinación de curvas de fragilidad. . . . .  | 72 |
| 4.21. Deformación total del apoyo elastomérico. . . . .   | 73 |
| 4.22. Daño en topes laterales. . . . .  | 74 |
| 4.23. Curvas de fragilidad de componentes y del sistema. . . . .  | 75 |
| 5.1. Casos de esviaje. . . . .  | 76 |
| 5.2. Curvas análisis dinámico incremental puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ). . . . .                      | 77 |
| 5.3. Curvas análisis dinámico incremental puente Chada ( $d/L = 0,23$ ). . . . .                              | 78 |
| 5.4. Curvas análisis dinámico incremental puente Loa ( $d/L = 0,44$ ). . . . .                                | 78 |
| 5.5. Respuesta media análisis dinámico incremental puente El Azufradero<br>( $d/L = 0,15$ ). . . . .          | 79 |
| 5.6. Respuesta media análisis dinámico incremental puente Chada ( $d/L =$<br>$0,23$ ). . . . .                | 79 |
| 5.7. Respuesta media análisis dinámico incremental puente Loa ( $d/L = 0,44$ ). . . . .                       | 80 |

|  |     |
|--|-----|
| 5.8. Rotación de la superestructura. . . . .   | 81  |
| 5.9. Rotación superestructura puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ). . . . .   | 82  |
| 5.10. Rotación superestructura puente Chada ( $d/L = 0,23$ ). . . . .  | 83  |
| 5.11. Rotación superestructura puente Loa ( $d/L = 0,44$ ). . . . .  | 83  |
| 5.12. Curvas de fragilidad puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ). . . . .  | 85  |
| 5.13. Curvas de fragilidad puente Chada ( $d/L = 0,23$ ). . . . .  | 86  |
| 5.14. Curvas de fragilidad puente Loa ( $d/L = 0,44$ ). . . . .  | 87  |
| 5.15. Comparación curvas de fragilidad por componentes. Incrementos de<br>esviaje de $10^\circ$ y $20^\circ$ . . . . .                 | 91  |
| 5.16. Comparación de curvas de fragilidad por componentes. Incrementos de<br>esviaje de $30^\circ$ , $40^\circ$ y $50^\circ$ . . . . . | 92  |
| 5.17. Curvas de fragilidad puente El Azufradero según el esviaje. . . . .  | 93  |
| 5.18. Curvas de fragilidad puente Chada según el esviaje. . . . .  | 94  |
| 5.19. Curvas de fragilidad puente Loa según el esviaje. . . . .  | 95  |
| 5.20. Comparación media ( $\theta$ ) puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ). . . . .  | 97  |
| 5.21. Comparación media ( $\theta$ ) puente Chada ( $d/L = 0,23$ ). . . . .  | 98  |
| 5.22. Comparación media ( $\theta$ ) puente Loa ( $d/L = 0,44$ ). . . . .  | 98  |
| 5.23. Curvas del análisis incremental para desplazamiento del tablero. . . . .   | 100 |
| 5.24. Curvas de fragilidad de componentes. . . . .   | 102 |
| 5.25. Curva de fragilidad del sistema. . . . .   | 103 |
| 5.26. Comparación de curvas de fragilidad. . . . .   | 105 |
| A.1. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje $10^\circ$ . . . . .   | 118 |
| A.2. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje $20^\circ$ . . . . .   | 119 |
| A.3. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje $30^\circ$ . . . . .   | 120 |
| A.4. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje $40^\circ$ . . . . .   | 121 |

|  |     |
|--|-----|
| A.5. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 50°. | 122 |
| A.6. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 10°.         | 123 |
| A.7. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 20°.         | 124 |
| A.8. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 30°.         | 125 |
| A.9. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 40°.         | 126 |
| A.10. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 50°.        | 127 |
| A.11. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 10°.          | 128 |
| A.12. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 20°.          | 129 |
| A.13. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 30°.          | 130 |
| A.14. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 40°.          | 131 |
| A.15. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 50°.          | 132 |

## INDICE DE TABLAS

|   |     |
|---|-----|
| 3.1. Daños en puentes esviados. . . . .   | 35  |
| 3.2. Casos de estudio. . . . .  | 40  |
| 4.1. Rigidez lateral de vigas. . . . .  | 48  |
| 4.2. Propiedades de los apoyos elastoméricos. . . . .                             | 52  |
| 4.3. Propiedades de elemento de interacción tablero-estribos. . . . .             | 56  |
| 4.4. Propiedades de los topes laterales. . . . .                                  | 58  |
| 4.5. Períodos fundamentales. . . . .  | 61  |
| 4.6. Estados límite de componentes. . . . .                                       | 73  |
| 5.1. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 0°. . . . .  | 88  |
| 5.2. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 0°. . . . .          | 89  |
| 5.3. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 0°. . . . .            | 89  |
| 5.4. Parámetros de curvas de fragilidad del puente El Azufradero. . . . .         | 96  |
| 5.5. Parámetros de curvas de fragilidad del puente Chada. . . . .                 | 96  |
| 5.6. Parámetros de curvas de fragilidad del puente Loa. . . . .                   | 97  |
| 5.7. Comparación de parámetros de curvas de fragilidad. . . . .                   | 103 |
| A.1. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 10°. . . . . | 118 |
| A.2. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 20°. . . . . | 119 |
| A.3. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 30°. . . . . | 120 |
| A.4. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 40°. . . . . | 121 |
| A.5. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 50°. . . . . | 122 |
| A.6. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 10°. . . . .         | 123 |
| A.7. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 20°. . . . .         | 124 |

|   |     |
|---|-----|
| A.8. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 30° . . . . .  | 125 |
| A.9. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 40° . . . . .  | 126 |
| A.10. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 50° . . . . . | 127 |
| A.11. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 10° . . . . .   | 128 |
| A.12. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 20° . . . . .   | 129 |
| A.13. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 30° . . . . .   | 130 |
| A.14. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 40° . . . . .   | 131 |
| A.15. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 50° . . . . .   | 132 |

## RESUMEN

Grandes eventos sísmicos como el terremoto del Maule del 2010 han afectado severamente la infraestructura vial de Chile. Entre los daños producidos en puentes por este terremoto se observaron desplazamientos excesivos y rotaciones del tablero, efecto que se evidenció especialmente en puentes esviados. La geometría de puentes esviados produce una mayor vulnerabilidad sísmica comparado con puentes rectos. El objetivo principal de esta tesis es estudiar la influencia del ángulo de esviaje en el desempeño sísmico de puentes. El objetivo secundario es analizar si el esviaje afecta de igual manera a puentes con distinta geometría del tablero. Para lograr los objetivos se usaron modelos numéricos de tres casos de estudio basados en puentes chilenos existentes, los mismos que presentan distinta razón de aspecto del tablero y a los cuales se dio incrementos en el ángulo de esviaje. Los modelos se desarrollaron en el programa *OpenSees*. El efecto del esviaje sobre los casos de estudio se evaluó de forma individual y relacionando los puentes con la condición para desplazamientos excesivos de puentes esviados dada en la normativa. De los resultados de esta tesis, se concluye que al aumentar el ángulo de esviaje, aumentan los desplazamientos y las rotaciones de la superestructura. Este efecto se produce de forma similar en los tres casos de estudio y es más notorio conforme aumenta la medida de intensidad. Las curvas de fragilidad obtenidas indican que para ángulos de esviaje de  $10^\circ$  y  $20^\circ$  se tiene una vulnerabilidad levemente mayor al caso recto, mientras que para ángulos de  $30^\circ$  y superiores hay un marcado aumento en la fragilidad de los puentes. Finalmente, los resultados muestran que independiente de la razón de aspecto del tablero al aumentar el ángulo de esviaje aumenta la vulnerabilidad sísmica, razón por la que la condición de la normativa para desplazamientos excesivos de puentes esviados solo sugiere un indicativo aproximado de que el puente producirá mayores demandas sísmicas.

**Palabras Claves:** Puentes esviados, razón de aspecto, comportamiento sísmico, análisis dinámico incremental, curvas de fragilidad.

## ABSTRACT

The 2010 Maule earthquake affected highway infrastructure in Chile. Among the damage caused to bridges by this earthquake, excessive displacement and rotations of the deck were produced, effect that was widely observed in skewed bridges. The geometry of skewed bridges produces greater seismic vulnerability, compared to a straight bridge. The main objective of this research is to evaluate the influence of the skew angle on the performance and seismic vulnerability of bridges. The second objective is to compare whether the variation in the angle alters differently the behavior of bridges that have different deck geometry. To assess the proposed objectives, three study cases based on existing Chilean bridges, which have different values of deck aspect ratio were chosen. The effect of skewness on study cases was evaluated individually and relating the bridges with the condition for excessive displacement of skewed bridges. From the results of this thesis, it is concluded that by increasing the skew angle, the displacements and rotations of the superstructure increase. This effect occurs similarly in the three study cases and is more noticeable as the intensity measurement increases. The fragility curves indicate that for  $10^\circ$  and  $20^\circ$  skew angles, there is a slightly greater vulnerability to the straight case; while for angles of  $30^\circ$  and higher there is a marked increase on the fragility of the bridges. Finally, the results show that regardless of the deck aspect ratio, increasing the skew angle increases seismic vulnerability. Therefore, the condition for excessive displacements in skewed bridges only suggests a rough indication that the bridge will produce greater seismic demands.

**Keywords:** Skewed bridges, aspect ratio, seismic behavior, incremental dynamic analysis, fragility curves.

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Motivación

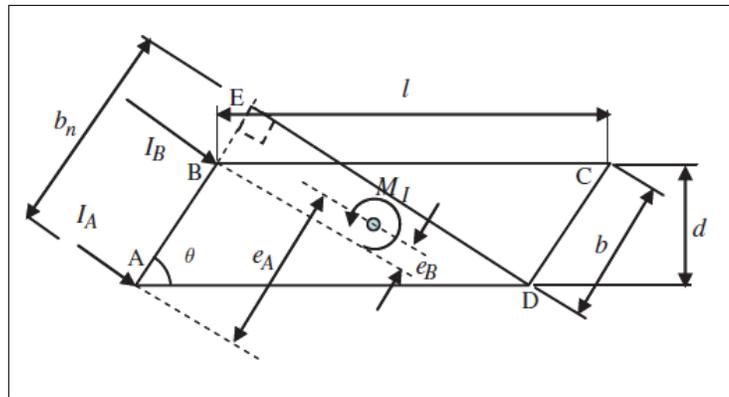
Eventos sísmicos de los últimos años han demostrado que el daño en puentes tiene un impacto significativo en el funcionamiento de una red de transporte, dando como resultado pérdidas socio-económicas inaceptables. Los terremotos de Estados Unidos (1994), México (1995, 2003, 2010), Japón (2001), China (2008), Haití (2010) y Chile (1985, 2010, 2014), son algunos ejemplos de eventos sísmicos en donde se observó una alta vulnerabilidad en puentes.

En el caso de Chile, durante la última década han ocurrido grandes eventos sísmicos como el terremoto del Maule del 2010 ( $M_w = 8,8$ ) en el cual la infraestructura del país fue severamente afectada. Debido a este terremoto se han estimado pérdidas económicas de aproximadamente US \$30 mil millones (Elnashai et al., 2012), con costos de reparación por daños en infraestructura vial de US \$850 millones (Ministerio de Obras Públicas, 2010).

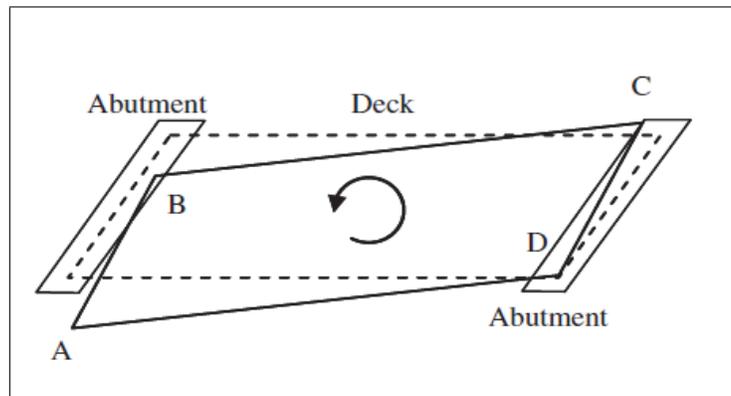
Producto del terremoto del Maule, varios puentes de la región central de Chile fueron afectados. Según (Buckle, Hube, Chen, Yen, y Arias, 2012), de los 12000 puentes existentes en el país, 300 presentaron daños y 20 de ellos llegaron a colapso. Varios autores han reportado los daños ocasionados en puentes por este terremoto (Buckle et al., 2012; Kawashima, Unjoh, Hoshikuma, y Kosa, 2011; Elnashai et al., 2012; Hube, Santa María, y Villalobos, 2010), entre los que se observaron desplazamientos y rotaciones excesivas del tablero, colapso en segmentos del puente por pérdida de soporte vertical, daño en la conexión entre superestructura y subestructura, rotura en vigas pretensadas por ausencia de diafragma, daño en vigas pretensadas por impactos con llaves de corte.

Según (Elnashai et al., 2012), las formas de daño más comúnmente observadas fueron producto de desplazamientos de la superestructura, y este efecto se produjo especialmente en puentes esviados. En puentes con esviaje, la geometría ocasiona que haya una mayor vulnerabilidad sísmica, comparado con la de un puente recto.

Según (Kawashima et al., 2011), los daños en puentes esviados se asocian principalmente a impactos entre el tablero y estribos, o entre tableros de dos vanos adyacentes. En la Figura 1.1 se muestra el mecanismo por el cual las fuerzas producidas por los impactos generan un momento que ocasiona la rotación del tablero de un puente esviado. En la Figura 1.1(a) se muestran las fuerzas  $I_A$  e  $I_B$ , producidas por el impacto del tablero sobre el estribo. Debido a estas fuerzas y a la excentricidad que tienen respecto al centro de gravedad, se produce un momento torsional  $M_I$  sobre el tablero, lo que induce la rotación que se muestra en la Figura 1.1(b).



(a) Mecanismo de rotación de un puente esviado por fuerzas de impacto.



(b) Desplazamiento y pérdida de soporte del tablero de un puente esviado por rotación.

FIGURA 1.1. Rotación del tablero, (Kawashima et al., 2011).

En las investigaciones que reportaron daños en puentes debido al terremoto del Maule del 2010, se evidenció que la vulnerabilidad de puentes esviados fue mayor que la de puentes rectos. Esta conclusión se corrobora en el análisis estadístico presentado por (Toro, Rubilar, Hube, Santa-María, y Cabrera, 2013), en donde se consideraron 88 puentes y se obtuvo que del total de casos analizados, el porcentaje de puentes que presentaron rotaciones o desplazamientos excesivos del tablero fue del 13 % para puentes rectos frente a un 26 % en puentes con esviaje.

Debido a los daños en puentes producto del terremoto del Maule del 2010 se introdujeron nuevos criterios para diseño sísmico, en donde los principales cambios corresponden al aumento de la longitud de la mesa de apoyo en los pilares y estribos, la adición de un diafragma conectado a la losa y las vigas, el aumento en las fuerzas de diseño de barras sísmicas, el cambio en el diseño de llaves de corte externas e internas, y particularmente para el caso de puentes esviados, los nuevos criterios sísmicos exigen incorporar llaves de corte internas cuando el ángulo de esviaje y la razón de aspecto del tablero cumplen una relación que indica que el puente esviado sufrirá desplazamientos excesivos. Dicha relación se presenta en la investigación de (Kawashima et al., 2011), la misma que ha sido adoptada por la Norma Japonesa "Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design" (Asociation, 2017).

El efecto que produce la magnitud del ángulo de esviaje sobre la respuesta sísmica de puentes ha sido estudiado por diversos autores. (Zakeri, Padgett, y Ghodrati Amiri, 2013) evaluaron el efecto de aplicar varias medidas de reforzamiento sobre puentes esviados y concluyeron que la efectividad del reforzamiento depende de la magnitud del ángulo. (Kaviani, Zareian, y Taciroglu, 2012) estudiaron la influencia del ángulo de esviaje en el desempeño sísmico de puentes de hormigón y observaron que la velocidad de pulsos y el ángulo de esviaje aumenta la probabilidad de colapso de los puentes. (Huo y Zhang, 2012) analizaron los efectos de impactos y el esviaje en la respuesta sísmica de puentes, y concluyeron que para puentes con esviaje, los impactos tienen un efecto perjudicial, produciendo rotaciones del tablero y aumentando las sollicitaciones en columnas; además observaron que esta influencia de los impactos

se agrava para valores altos del ángulo, cercanos a  $30^\circ$ . (Mangalathu, Jeon, y Jiang, 2018) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de puentes esviados de California sometidos a movimientos de suelo cercanos y lejanos a las fallas. Los autores concluyeron que tanto el ángulo de esviaje como el origen del sismo influyen en la vulnerabilidad, siendo más vulnerables los puentes con mayor ángulo de esviaje.

De acuerdo a varias referencias de la literatura, se observa que la magnitud del ángulo de esviaje influye en el desempeño sísmico de puentes. Los estudios indican que al comparar la vulnerabilidad de puentes que tienen las mismas características y únicamente varía el valor del ángulo de esviaje, se presenta mayor vulnerabilidad en puentes con mayor ángulo. Sin embargo, el cambio o aumento en la vulnerabilidad puede estar relacionado con parámetros distintos de únicamente el valor del ángulo.

## **1.2. Objetivos y Metodología**

Pese a los daños observados en puentes esviados, donde la geometría de la superestructura juega un papel importante en el mecanismo de colapso de dichos puentes, no hay suficientes investigaciones que indiquen cómo es la variación en la vulnerabilidad de puentes ante distintos incrementos del ángulo de esviaje, o si dichos incrementos alteran de igual forma el desempeño de puentes con distintas configuraciones geométricas de la superestructura.

Por lo tanto, el objetivo principal de la presente investigación es estudiar la influencia del ángulo de esviaje en el desempeño y vulnerabilidad sísmica de puentes, considerando casos existentes de puentes chilenos. El objetivo secundario es comparar si la variación en el ángulo de esviaje altera en igual medida a puentes que tengan distinta razón de aspecto del tablero, dando énfasis a las disposiciones de la normativa en cuanto la relación de estos parámetros en el desempeño sísmico.

Para poder abordar los objetivos propuestos en esta investigación se realiza modelos numéricos tridimensionales de tres casos de estudio que corresponden a puentes chilenos existentes, los cuales presentan distintos valores en la razón de aspecto del

tablero y a los cuales se les incorpora incrementos en el ángulo de esviaje. Los modelos se construyen en el programa computacional *OpenSees* (McKenna, 2011) y son modelos que incluyen los comportamientos no lineales de apoyos elastoméricos, topes laterales, columnas y estribos.

Se evalúa la respuesta sísmica de estos casos de estudio realizando análisis tiempo historia no lineal y aplicando análisis dinámicos incrementales. Con los resultados de los análisis incrementales y adoptando valores apropiados para estados límite, se construyen curvas de fragilidad, tanto de componentes vulnerables como columnas, apoyos elastoméricos, topes laterales y estribos, así como curvas de fragilidad que representan la respuesta del puente completo.

Se comparan las curvas de fragilidad y las respuestas de desplazamientos y rotaciones de la superestructura de los puentes, según los incrementos en el ángulo de esviaje. Se evalúa si el ángulo de esviaje altera de igual forma las curvas de fragilidad o las respuestas de los tres casos de estudio y finalmente se compara las curvas de fragilidad relacionando puentes, que según la razón de aspecto del tablero y el ángulo de esviaje, cumplen o no cumplen la condición para desplazamientos excesivos de puentes esviados dada en la normativa.

### **1.3. Organización de la Tesis**

En esta tesis se presentan 6 capítulos. El capítulo 2 contiene una revisión bibliográfica en cuanto a modelación de puentes, esta revisión aborda estudios que analizan elementos y constitutivas utilizadas para representar el comportamiento sísmico de diversos componentes, se aborda también estudios en los que se desarrollen curvas de fragilidad de puentes. En el capítulo 3 se presenta un análisis del desempeño sísmico de puentes esviados durante el terremoto del Maule del 2010, se indica los criterios asumidos para caracterizar el mecanismo por el cual se produce el colapso de estos puentes y se presentan los casos de estudio sobre los cuales se construyen los modelos numéricos de esta investigación. En el capítulo 4 se describen los modelos numéricos de los casos de estudio, realizados en el programa computacional *OpenSees*. En este capítulo se presentan también los registros sísmicos utilizados y los criterios asumidos para la obtención de curvas de fragilidad. En el capítulo 5 se presentan las respuestas de los análisis incrementales y las comparaciones entre curvas de fragilidad de los casos de estudio. Y finalmente el capítulo 6 contiene las conclusiones y algunas recomendaciones para estudios futuros.

## 2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica sobre modelación numérica de puentes. Principalmente se resumen investigaciones que muestran cuales son las consideraciones o metodologías usadas por diversos autores para modelar las propiedades y el comportamiento de los distintos componentes. Los estudios presentados indican como son las relaciones constitutivas y la forma en la que estos componentes son implementados en modelos numéricos enfocados al estudio del desempeño sísmico de puentes. Se presenta investigaciones con información asociada a la modelación de la superestructura, subestructura y de componentes específicos como apoyos, topes laterales y estribos. Finalmente se presentan también algunos criterios usados en la literatura para la elaboración de curvas de fragilidad de puentes.

### 2.1. Modelación Tridimensional de Puentes

Diversos autores han realizado modelos numéricos tridimensionales de puentes para evaluar el comportamiento sísmico de estas estructuras. Generalmente los modelos desarrollados para análisis de vulnerabilidad sísmica, como es el caso de esta investigación, son desarrollados en el programa computacional *OpenSees* (McKenna, 2011) debido a las ventajas como código abierto y las capacidades avanzadas en modelación de sistemas estructurales sometidos a eventos sísmicos. Las investigaciones de puentes desarrolladas con este programa se enfocan tanto para análisis extensos de fragilidad con modelos que optimizan el tiempo de cálculo o gasto computacional, así como para estudios con modelos detallados y complejos enfocados a analizar el comportamiento de componentes específicos de puentes.

(Ramanathan, DesRoches, y Padgett, 2012) realizaron modelos tridimensionales en el programa *OpenSees* para estudiar el efecto de los criterios de diseño sísmico de puentes de las zonas central y sureste de Estados Unidos. La Figura 2.1 muestra la tipología de los puentes analizados. Los modelos de esta investigación son caracterizados como puentes sísmicamente y no sísmicamente diseñados, cuyas diferencias

se dan principalmente por el nivel de refuerzo transversal en columnas y por el uso de apoyos de acero en puentes no sísmicos y apoyos elastoméricos en puentes con diseño sísmico. Los autores utilizaron curvas de fragilidad para evaluar la influencia de estos criterios en el desempeño sísmico de los puentes.

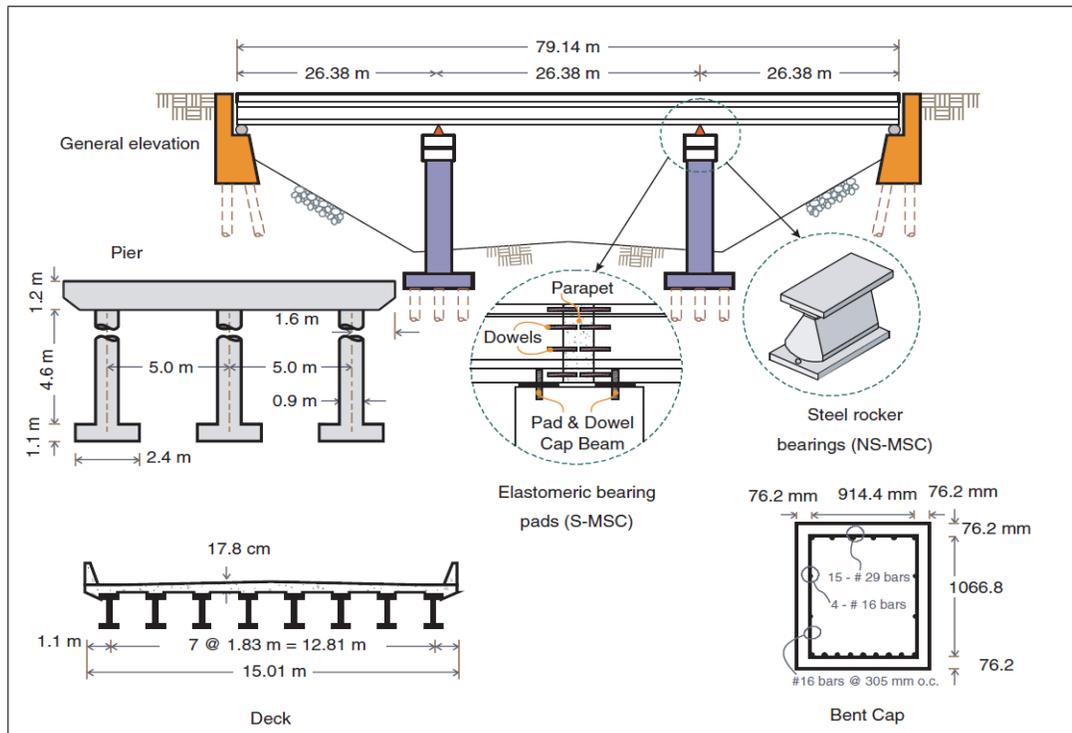


FIGURA 2.1. Configuración de puentes, (Ramanathan et al., 2012).

La superestructura de los puentes se modela con elementos elásticos. La interacción entre la superestructura y los estribos se modela usando elementos no lineales que consideran el impacto entre estos elementos. La subestructura se modela con elementos no lineales de plasticidad distribuida. Para modelar tanto apoyos elastoméricos como apoyos de acero, se usan resortes no lineales en las direcciones transversal y longitudinal. Estos resortes simulan un comportamiento de fricción entre el apoyo y las vigas longitudinales y se incorporan conectando los resortes entre el tablero y los estribos o entre el tablero y la viga cabezal de cepas intermedias.

(Xiang y Alam, 2019) realizaron modelos tridimensionales de puentes para comparar distintos dispositivos de disipación de energía usados en un puente aislado. Se consideran cuatro tipos de dispositivos de disipación correspondientes a disipadores viscosos, disipadores de fricción, dispositivos basados en retención con cables y dispositivos autocentrantes. El puente prototipo corresponde a un puente de tres vanos, con esviaje de  $20^\circ$  localizado en Vancouver, Canadá. La superestructura del puente se forma por un tablero y vigas pretensadas, apoyadas en cepas intermedias sobre 6 aisladores elastoméricos con núcleos de plomo y 3 apoyos deslizantes en cada estribo. Para la modelación utilizaron el programa *OpenSees*. La Figura 2.2 muestra el modelo numérico desarrollado.

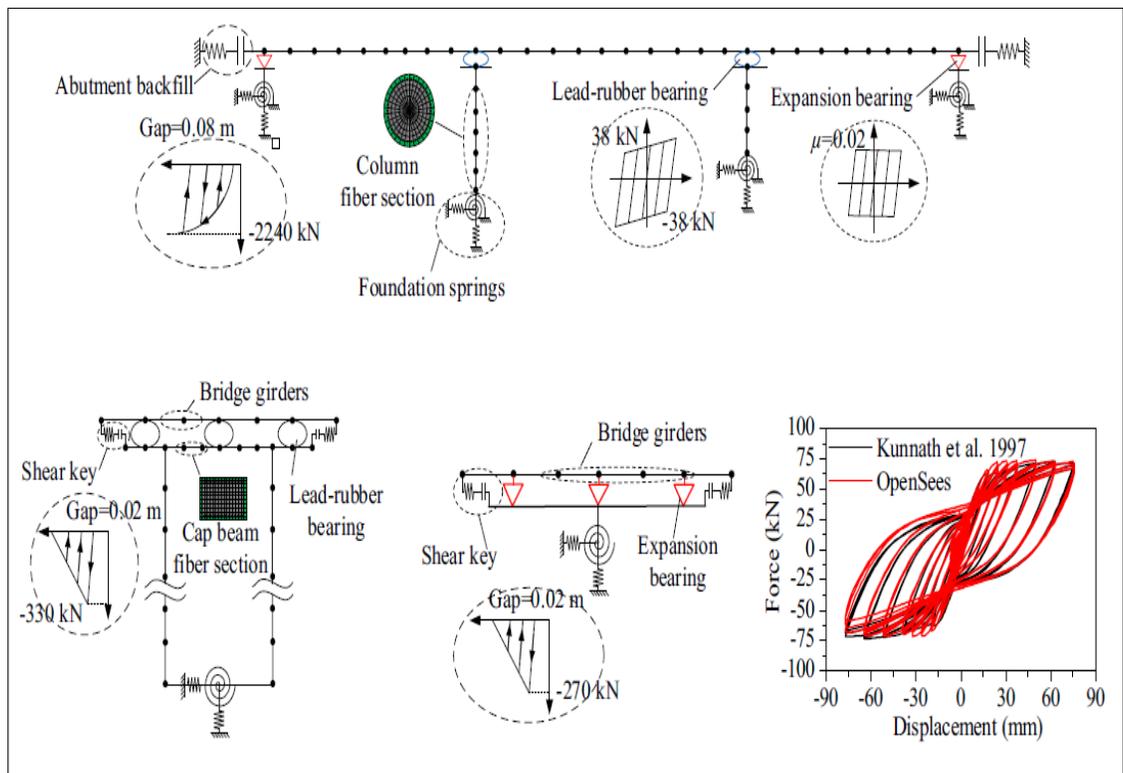


FIGURA 2.2. Modelo numérico de puentes, (Xiang y Alam, 2019).

La superestructura del puente se modeló elástica con elementos longitudinales que representan las vigas pretensadas y con elementos transversales para representar

el efecto de los diafragmas. Se usa elementos basados en fibras para modelar columnas y vigas cabezales. Se considera la interacción entre el tablero y el estribo incorporando el efecto no lineal del aporte pasivo del suelo. En la dirección transversal del puente se usa resortes no lineales para representar el comportamiento de topes laterales y se usa resortes elásticos para modelar el efecto de la fundación. Para representar las constitutivas fuerza-deformación de aisladores elastoméricos con núcleos de plomo, se usa un material con endurecimiento cinemático y para los apoyos deslizantes se usa el elemento *flat slider bearing*. Para modelar los dispositivos de disipación se usa materiales elásticos perfectamente plásticos combinados en paralelo para representar el comportamiento de cables de retención, material *self-centering material* para cables autocentrantes, material elastoplástico perfecto para disipadores de fricción y material *Viscous Damper Material* para disipadores viscosos.

(Tavares, Suescun, Paultre, y Padgett, 2013) desarrollaron un modelo tridimensional de un puente ubicado en Quebec, Canadá. Los autores evaluaron el desempeño sísmico del puente con curvas de fragilidad. El modelo analítico fue desarrollado en *OpenSees* con base a los planos originales del puente y calibrado con ensayos dinámicos previos realizados en sitio. La Figura 2.3 muestra el modelo numérico realizado. Para la superestructura consideraron elementos lineal elásticos (*elastic beam-column elements*) en las direcciones longitudinal y transversal del puente. Las vigas y columnas de cepas fueron representadas por elementos no lineales (*nonlinear beam-column elements*) con secciones divididas en fibras; el modelo de columnas fue basado en un estudio previo realizado por (Osorio, Eid, Paultre, y Proulx, 2008) que aplica los materiales *Concrete02* y *Steel02* de la biblioteca de *OpenSees* para definir los comportamientos de hormigón y acero respectivamente. Para representar el sistema de fundación consideraron resortes rotacionales y traslacionales desacoplados para los 6 grados de libertad y adicionalmente consideraron disipadores viscosos para el

efecto de amortiguamiento del suelo. Para el comportamiento de apoyos elastoméricos usaron elementos de longitud cero con material bilineal en las dos direcciones horizontales.

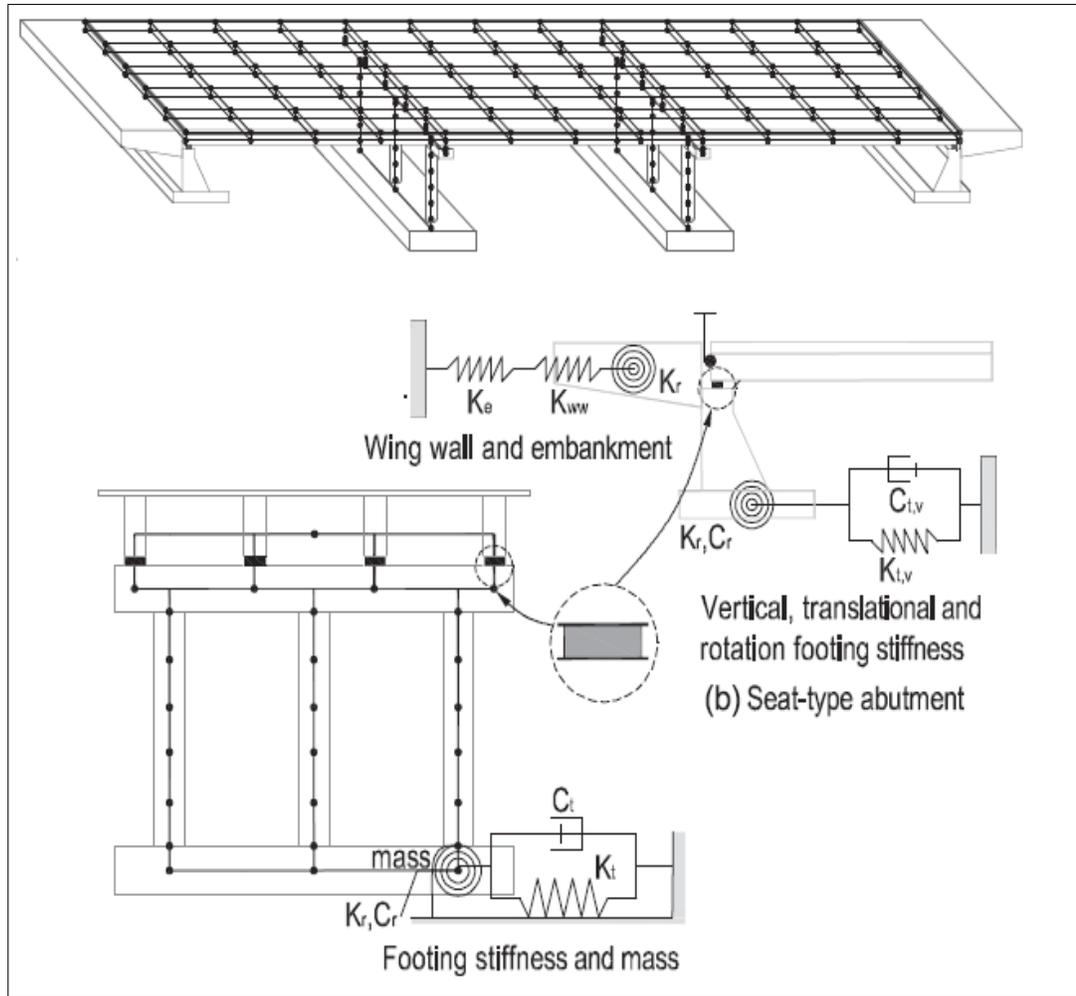


FIGURA 2.3. Modelo numérico de puentes, (Tavares et al., 2013).

### 2.1.1. Modelación Superestructura

Para representar el comportamiento de la superestructura, la literatura indica el uso de elementos elásticos (*elastic beam-column elements*), debido a que se espera un comportamiento lineal de estos elementos en eventos sísmicos.

En investigaciones como (Xiang y Alam, 2019) o (Tavares et al., 2013) utilizan varios elementos elásticos orientados en las direcciones transversal y longitudinal para representar la superestructura de los puentes. (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018) realizaron modelos tridimensionales de puentes para evaluar la importancia de diversos parámetros en el desarrollo de curvas de fragilidad (ver Figura 2.4). En los modelos numéricos de esta investigación, representan a la superestructura como un solo elemento elástico con masas concentradas ubicado en la lineal central, en donde las propiedades de dicho elemento se calculan considerando la acción conjunta del tablero y vigas sobre las que este se apoya. Esta forma de modelación se presenta en diversas investigaciones como (Yang, Werner, y DesRoches, 2015), (Nielson y DesRoches, 2007), (Ramanathan et al., 2012), en las cuales consideran elementos en la dirección transversal ubicados únicamente en estribos o cepas.

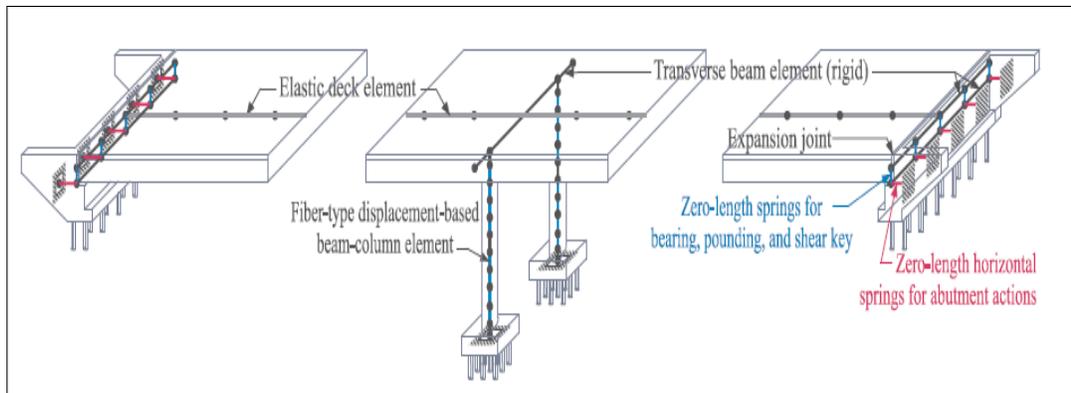


FIGURA 2.4. Modelo numérico de puentes, (Mangalathu et al., 2018).

(Peralta y Hube, 2018) realizaron un modelo tridimensional de un puente recto con el cual estudiaron el efecto de asimetrías en la rotación sísmica del tablero (ver Figura 2.5). La superestructura se modeló considerando masas concentradas con elementos elásticos ubicados en el eje central. El modelo utiliza elementos rígidos en la dirección transversal de la cepa y los estribos y adicionalmente se considera la rigidez lateral en la dirección del eje débil de las vigas pretensadas. La rigidez lateral de estas vigas se obtuvo a través de un modelo realizado en SAP2000 y se incorporó por medio de resortes lineales que actúan en la dirección transversal del puente.

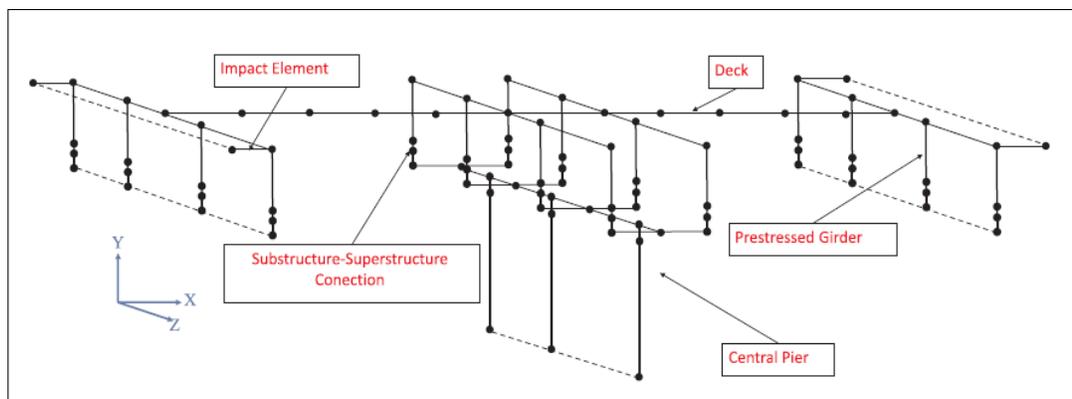


FIGURA 2.5. Modelo numérico de puentes, (Peralta y Hube, 2018).

### 2.1.2. Modelación Subestructura

Diversos autores emplean elementos no lineales para representar el comportamiento de la subestructura de puentes. (Yang et al., 2015), (Ramanathan et al., 2012), (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018) utilizan elementos no-lineales con modelos de fibras de la sección transversal de elementos como columnas y vigas cabezales. La Figura 2.6 muestra un modelo de fibras para elementos de columna en donde se considera el comportamiento de los materiales presentes, acoplado la respuesta no-lineal de las barras de refuerzo y tanto del hormigón confinado como del hormigón no confinado.

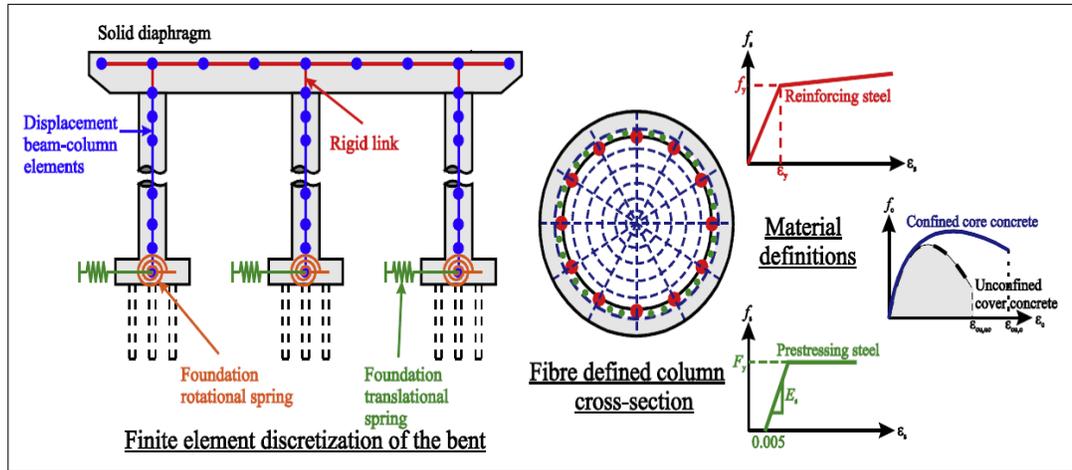


FIGURA 2.6. Modelo de fibras para elementos de columna, (Ramanathan et al., 2012).

Las columnas y vigas cabezal se dividen en elementos no-lineales basados en desplazamiento (*Displacement based beam-column elements*) que aplican un modelo de plasticidad distribuida sobre dichos componentes. Para simular el efecto del suelo y la fundación se usa resortes rotacionales y traslacionales que aportan los efectos de rigideces en los 6 grados de libertad. Los resortes se implementan con elementos de longitud cero (*zero-length elements*) en donde los valores de rigideces consideran la geometría de la fundación y el tipo de suelo en contacto con la misma.

## 2.2. Interacción Superestructura y Subestructura

### 2.2.1. Apoyos

Para la modelación de apoyos existe cierta diversidad en las consideraciones realizadas por los distintos autores, sin embargo el uso de apoyos elastoméricos representa el tipo de apoyo más frecuentemente usado en investigaciones relacionadas con el desempeño sísmico de puentes. Varios autores han estudiado las formas más apropiadas para representar el comportamiento de este tipo de elementos, así como el uso de otras formas de apoyo y su influencia sobre la respuesta sísmica.

(Steelman et al., 2012) realizaron análisis experimentales de apoyos elastoméricos para estudiar el desempeño de estos elementos frente a demandas sísmicas. Para caracterizar los comportamientos a corte y fricción, los ensayos se realizaron de tal manera que simulan apoyos elastoméricos conectados con la superestructura y que permiten el deslizamiento sobre una subestructura de hormigón (ver Figura 2.7). Los ensayos contemplan la aplicación de fuerzas verticales que simulan el efecto de la carga de gravedad sobre los apoyos. Se realizaron ensayos monotónicos y cíclicos con la finalidad de evaluar los posibles cambios en las propiedades de los elementos y la degradación de rigidez. Se propusieron cuatro especímenes con altura total de goma y propiedades geométricas semejantes a las de apoyos que se utiliza en cepas o estribos.

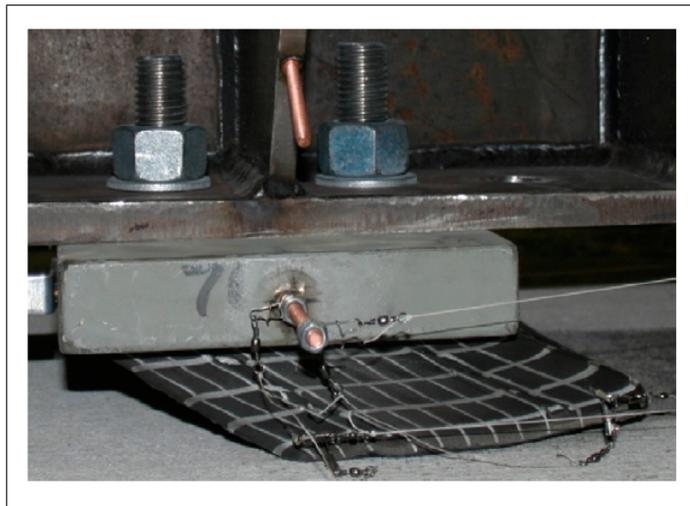
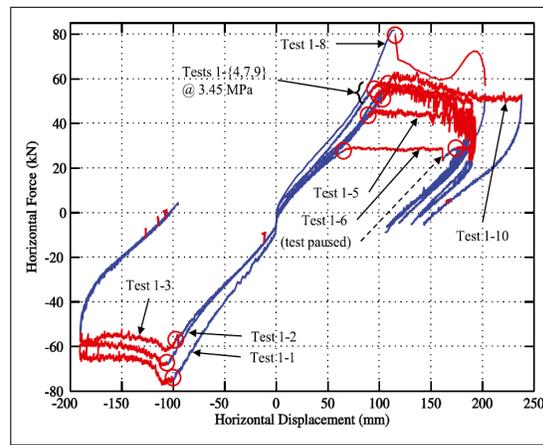


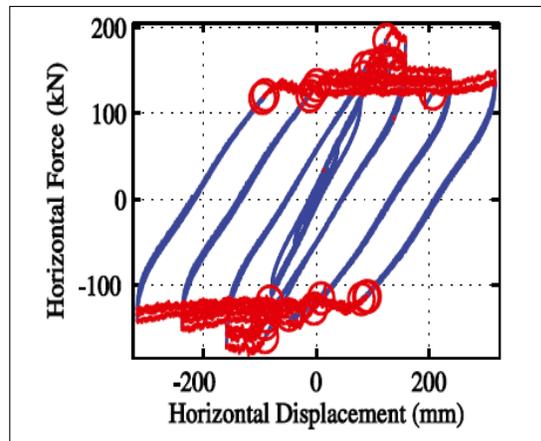
FIGURA 2.7. Ensayos apoyos elastoméricos, (Steelman et al., 2012).

Como parámetro de medida de los ensayos usaron la deformación por corte promedio de los apoyos sin deslizamiento, expresado como porcentaje de la altura total de goma y propusieron protocolos de desplazamiento entre 25 % y 400 %. Los ensayos incluyeron variaciones en la carga axial con lo que estudiaron la influencia de este parámetro en la respuesta horizontal de los apoyos.

Los resultados fuerza-deformación horizontal de los apoyos, muestran una envolvente bilineal con transición de estado de deformación a deslizamiento (ver Figura 2.8). Se observó una degradación de rigidez entre los ciclos de carga y descarga, la misma que disminuye a medida que aumenta el número de ciclos. En cuanto al aumento en la carga axial, se observó que este parámetro influye en el valor de fuerza máxima, previo al deslizamiento. Para evaluar esta variación en el coeficiente de fricción de los apoyos, los autores propusieron una expresión que toma en cuenta la tensión axial del apoyo para el cálculo de dicho coeficiente.



(a) Ensayos monotónicos.

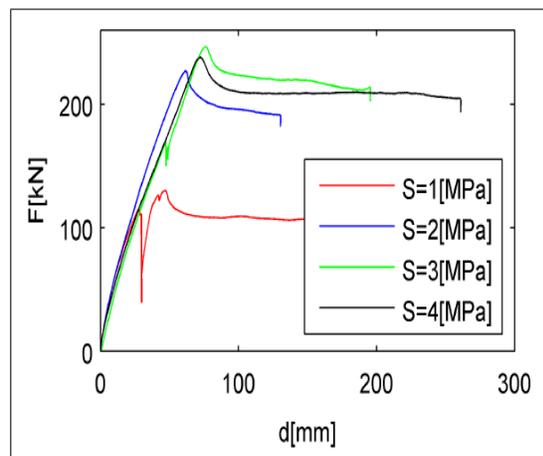


(b) Ensayos cíclicos.

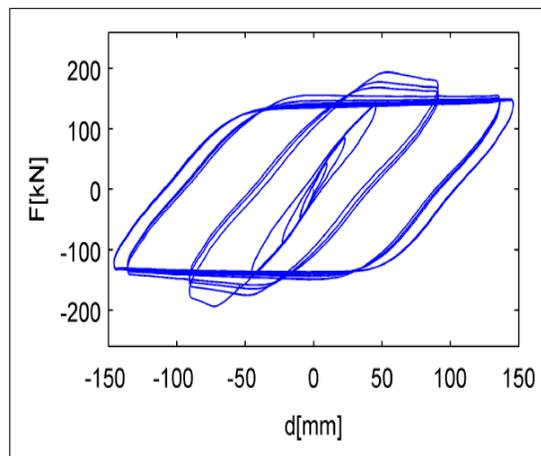
FIGURA 2.8. Respuestas de ensayos, (Steelman et al., 2012).

(Rubilar et al., 2015) realizaron ensayos experimentales para estudiar el comportamiento sísmico de apoyos elastoméricos. Los especímenes usados en los ensayos tienen configuraciones típicas de apoyos utilizados en puentes chilenos. Para la caracterización del comportamiento histerético de los apoyos, se realizaron condiciones de cargas monotónicas y cíclicas (Ver Figura 2.9).

Se ensayaron seis apoyos elastoméricos idénticos, para cada apoyo se realizaron seis casos de carga (cuatro monotónicos y dos cíclicos). Los autores concluyen que la relación constitutiva de los apoyos se puede definir como elastoplástica perfecta.



(a) Ensayos monotónicos.



(b) Ensayos cíclicos.

FIGURA 2.9. Respuestas de ensayos, (Rubilar et al., 2015).

(Filipov et al., 2013) evaluaron el comportamiento de cuasi-aislación sísmica de puentes usando modelos no lineales de tres tipos de apoyos, los cuales validaron con ensayos experimentales. El primer tipo de apoyo se compone de elastómero reforzado con acero, el cual está en contacto directo con una subestructura de hormigón en la parte inferior. El segundo tipo de apoyo consiste en una placa de acero conectada a la subestructura y unido en la parte superior a una placa de elastómero reforzado con acero; sobre esta placa se tiene una capa intermedia unida al elastómero y recubierta en la parte superior con politetrafluoroetileno (Teflón), y en contacto con este material se tiene una placa superior de acero inoxidable. Por último, el tercer tipo de apoyo corresponde a apoyos fijos de acero con pernos de anclaje. En cuanto a la modelación, los apoyos deben ser capaces de producir un comportamiento acoplado en las dos direcciones ortogonales, permitiendo el movimiento en el plano en cualquier dirección. Los autores indican que al no considerar este acoplamiento bidireccional se puede subestimar las deformaciones y sobreestimar las fuerzas sobre los apoyos. El modelo de apoyo de (Filipov et al., 2013) se presenta en la Figura 2.10. Este modelo realizado en *OpenSees* utiliza elementos de longitud cero (*zeroLength Element*) bidireccionales y elementos rígidos (*rigidLink*); esta configuración permitió acoplar las deformaciones horizontales en donde la fuerza de los apoyos está gobernada por el desplazamiento combinado en las dos direcciones.

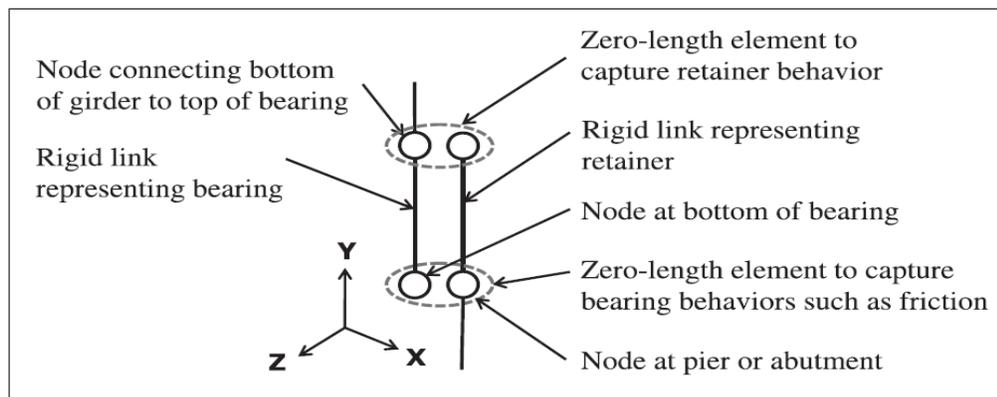
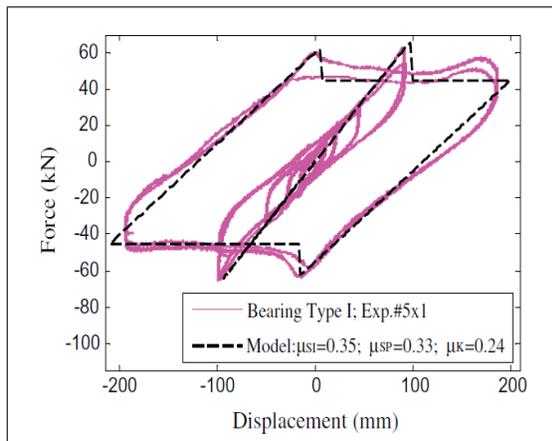
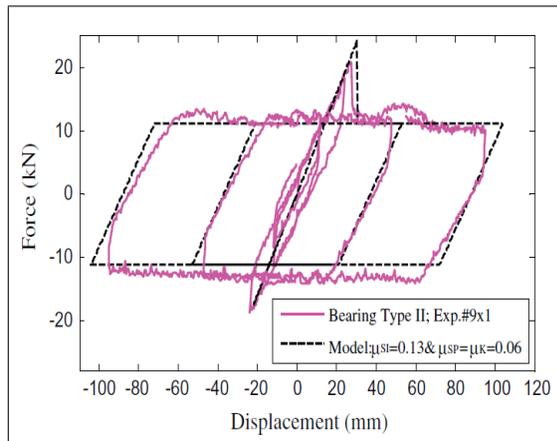


FIGURA 2.10. Modelo de apoyo, (Filipov et al., 2013).

Con estos elementos también se pudo controlar parámetros de rigideces verticales y rotacionales de los apoyos. Los resultados fuerza-deformación indicaron que el modelo propuesto simula correctamente el comportamiento observado en los ensayos experimentales (ver Figura 2.11), incluso en diferentes escenarios con distintos coeficientes de fricción, carga bidireccional y variaciones en la carga vertical.



(a) Apoyo tipo I.



(b) Apoyo tipo II.

FIGURA 2.11. Respuestas de modelos de apoyos, (Filipov et al., 2013).

(Peralta y Hube, 2018), (Xiang y Alam, 2019) utilizaron el elemento *Flat Slider Bearing* de la biblioteca de *OpenSees*. Este elemento considera un comportamiento acoplado en las dos direcciones horizontales para la relación fuerza-deformación de los apoyos. El elemento *Flat Slider Bearing* utiliza un modelo de fricción predefinido, el cual controla el coeficiente de roce y permite tomar en cuenta la variación en la carga axial para la determinación de las fuerzas de fluencia de los apoyos. La variación en la carga axial tiene una importancia significativa en la respuesta lateral de los apoyos, razón por la que el efecto de la aceleración vertical también debería ser considerado en la modelación. A pesar de que este efecto puede ser muy relevante, especialmente para el diseño de los apoyos, varias investigaciones consideran que la aceleración vertical no influye en gran medida en la respuesta global del puente. En este aspecto, autores como (Ramanathan et al., 2012), (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018), (Yang et al., 2015) optan por no considerar estos criterios y usan modelos más simples en donde únicamente representan a los apoyos con un comportamiento bilineal desacoplado.

### **2.2.2. Topes Laterales**

En la interacción entre la subestructura y superestructura, los modelos numéricos consideran el efecto de topes laterales en la respuesta sísmica de puentes. La literatura muestra variabilidad tanto en la incorporación de estos elementos en los modelos, así como en las constitutivas adoptadas.

En el caso de topes laterales exteriores de hormigón, varios investigadores adoptan el modelo propuesto por (Megally, Silva, y Seible, 2001) para la envolvente del ciclo de histéresis (ver Figura 2.12). Este modelo considera las componentes de hormigón y acero de refuerzo del tope para la determinación de los valores característicos de la constitutiva.

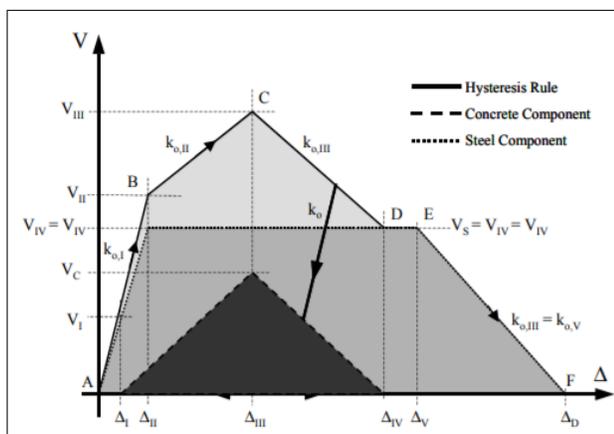


FIGURA 2.12. Modelo tope lateral, (Megally et al., 2001).

(Wilches, Santa María, Riddell, y Arrate, 2019) modelaron topes laterales externos con elementos *twoNodeLink* de la biblioteca de *OpenSees*. Los autores aplicaron el modelo de (Megally et al., 2001) por medio de dos materiales conectados en serie, el primer material *ElasticPPGap* permite considerar la separación entre vigas y el tope lateral, mientras que el segundo material *Hysteretic* considera las propiedades del hormigón reforzado.

(Peralta y Hube, 2018) modelaron topes laterales de hormigón con elementos *zero-length*, en donde la constitutiva se formó definiendo 3 materiales, material *Concrete01* para el hormigón, material *ElasticBilin* que simula la acción del acero de refuerzo y material *ElasticGap* para la separación del tope (ver Figura 2.13).

(Goel y Chopra, 2008) investigaron analíticamente el comportamiento de topes laterales de puentes ubicados sobre fallas geológicas. En esta investigación, los autores se basan en los resultados experimentales de (Megally et al., 2001) y proponen un modelo simplificado trilineal para representar la relación fuerza-deformación de los topes (ver Figura 2.14). Este tipo de modelo trilineal también ha sido usado en investigaciones como la de (Kaviani et al., 2012) o (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018).

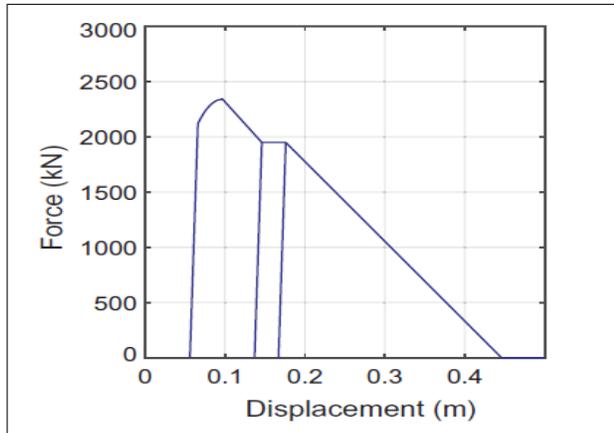


FIGURA 2.13. Resultado tope lateral, (Peralta y Hube, 2018).

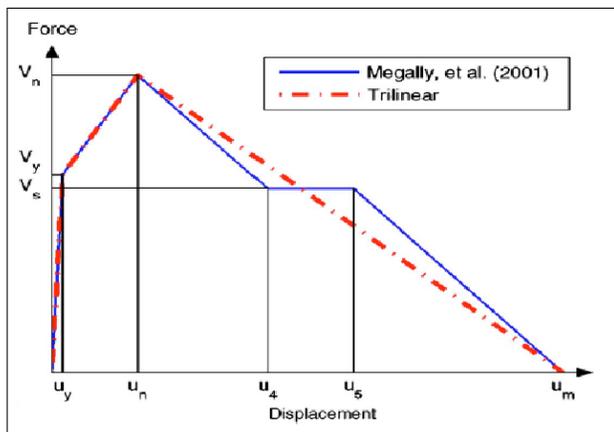
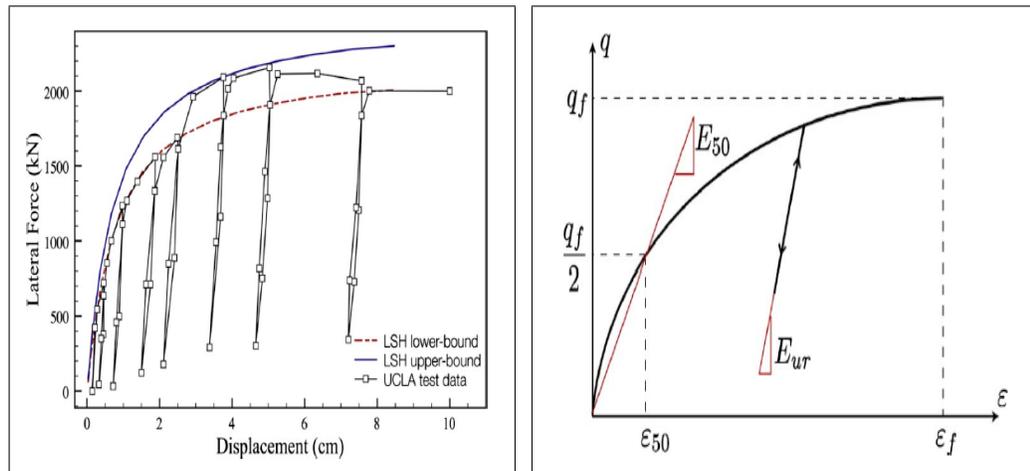


FIGURA 2.14. Modelo tope lateral, (Goel y Chopra, 2008).

### 2.2.3. Interacción Tablero - Estribos

Para representar la interacción entre el tablero y los estribos, hay ciertas diferencias entre los efectos a considerar o los tipos de elementos usados para representar dichos efectos. En la literatura se observa principalmente la modelación de efectos como la rigidez del suelo de relleno, impactos con el muro espaldar, fundación de los estribos y ángulo de esviaje.

(Shamsabadi, Khalili-Tehrani, Stewart, y Taciroglu, 2009) estudiaron el efecto de la reacción pasiva del suelo en estribos. En esta investigación se valida modelos numéricos con resultados experimentales para definir la constitutiva del suelo de relleno ante cargas laterales de compresión. Según los resultados obtenidos, los autores proponen una relación hiperbólica fuerza-deformación como la mostrada en la Figura 2.15. Esta constitutiva propuesta para el suelo de relleno ha sido considerada en investigaciones como las de (Xiang y Alam, 2019), (Peralta y Hube, 2018), (Kaviani et al., 2012) o (Filipov et al., 2013). En cuanto a la modelación, el material *Hyperbolic Gap Material* de *OpenSees* permite incorporar esta constitutiva, en donde los valores de rigidez y resistencia se definen por unidad de ancho de estribo y se permite también considerar la distancia de separación con el tablero.



(a) Resultados fuerza pasiva.

(b) Constitutiva fuerza pasiva.

FIGURA 2.15. Modelo fuerza pasiva, (Shamsabadi et al., 2009).

(Kaviani et al., 2012) estudiaron el efecto del ángulo de esviaje sobre la respuesta pasiva del suelo de relleno. En el modelo realizado por estos autores, utilizan resortes espaciados a lo largo del estribo, los cuales aplican la constitutiva hiperbólica anterior. Suponiendo que el volumen de suelo de relleno que puede ser movilizado por unidad de ancho de muro en un caso de rotura del muro espaldar es mayor en el lado obtuso que en lado agudo del estribo, los valores de rigidez y resistencia de los

resortes aumentan linealmente en función al ángulo de esviaje y la distancia desde el lado obtuso del estribo (ver modelo en Figura 2.16). En base a esto, proponen un parámetro de modificación ( $\beta$ ) el cual depende del ángulo de esviaje ( $\alpha$ ) y que puede dar un aumento máximo de rigidez y resistencia del suelo de hasta el 30 % para un ángulo de  $60^\circ$ .

$$\beta = 0,3 * \frac{\tan(\alpha^\circ)}{\tan(60^\circ)} \quad (2.1)$$

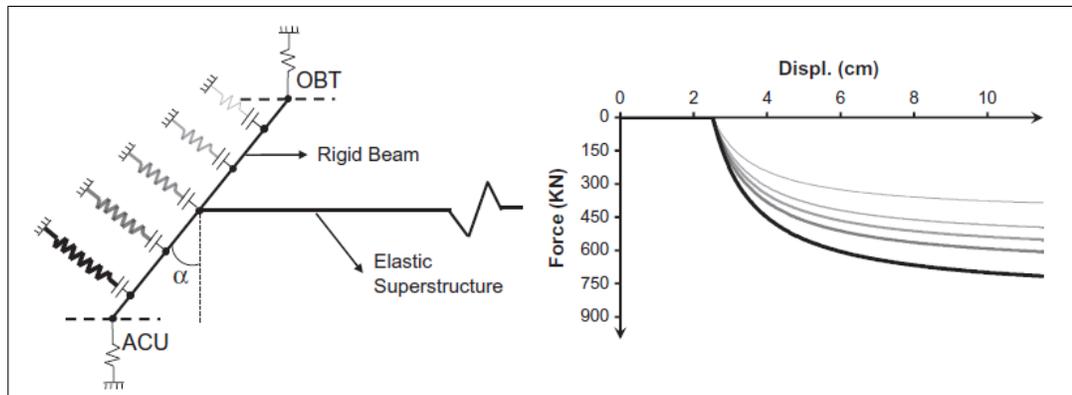


FIGURA 2.16. Modelo de estribo, (Kaviani et al., 2012).

Las consideraciones supuestas por estos autores son adoptadas en otras investigaciones como (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018) y (Mangalathu, Jeon, y Jiang, 2018), en las cuales estudian la respuesta sísmica de puentes esviados y aplican el parámetro de modificación propuesto.

Adicionalmente a la influencia del suelo de relleno, los modelos numéricos que representan el comportamiento de los estribos incluyen efectos de la fundación y los impactos que se producen con el tablero. En investigaciones como (Nielson y DesRoches, 2007), (Yang et al., 2015), (Mangalathu, Heo, y Jeon, 2018) utilizan constitutivas no lineales asignadas a elementos *zero-length* los cuales representan la rigidez longitudinal y transversal de la fundación (ver Figuras 2.17 y 2.18(a)). Estos resortes se conectan en paralelo a elementos que incorporan la respuesta pasiva del suelo y se conectan en serie a elementos que simulan la separación y los impactos entre el

tablero y el estribo. Los elementos de impacto utilizados también se modelan con elementos *zero-length* y aplican una constitutiva bilineal solo en compresión que toma en cuenta la disipación de energía producida por el contacto del tablero con el estribo (ver Figura 2.18(b)).

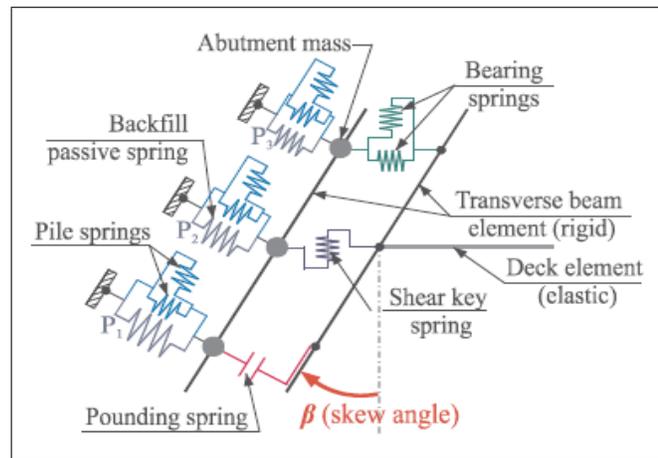
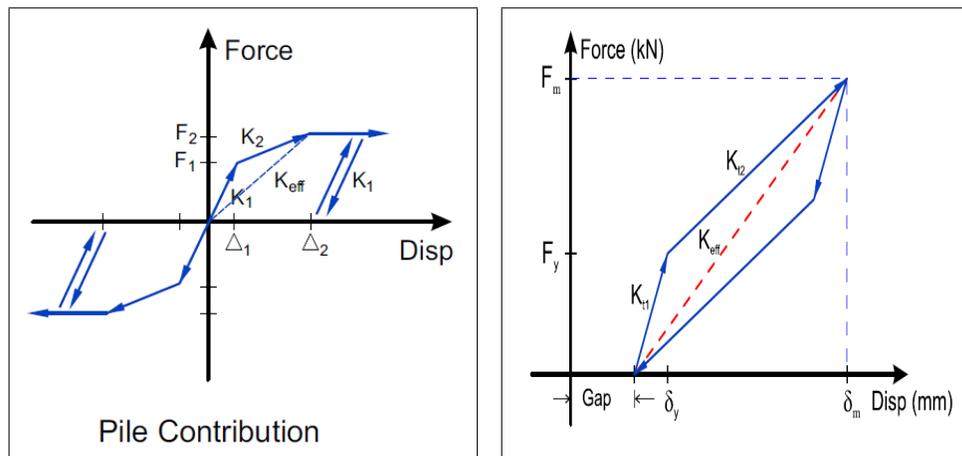


FIGURA 2.17. Modelo de estribo, (Mangalathu et al., 2018).



(a) Constitutiva fundación.

(b) Constitutiva impactos.

FIGURA 2.18. Constitutiva de impacto y fundaciones de estribos, (Nielson y DesRoches, 2007).

(Cortés et al., 2018) analizaron el efecto de la fricción entre el tablero y los estribos, sobre la rotación sísmica del tablero. En esta investigación se desarrolló un modelo tridimensional de un puente recto en *OpenSees*, al cual se incorporó un modelo de impacto con fricción usando el elemento *ZeroLengthImpact3D*. Para estudiar la influencia de la fricción sobre la rotación sísmica del puente, se modificó el coeficiente de roce usado en el elemento de fricción y se realizaron análisis dinámicos incrementales. Los resultados obtenidos por los autores indican que la fricción entre el tablero y los estribos incrementa el desplazamiento relativo del tablero (medida de la rotación sísmica del tablero), por lo que se demuestra la importancia de incorporar este efecto en la modelación numérica de puentes (ver Figura 2.19).

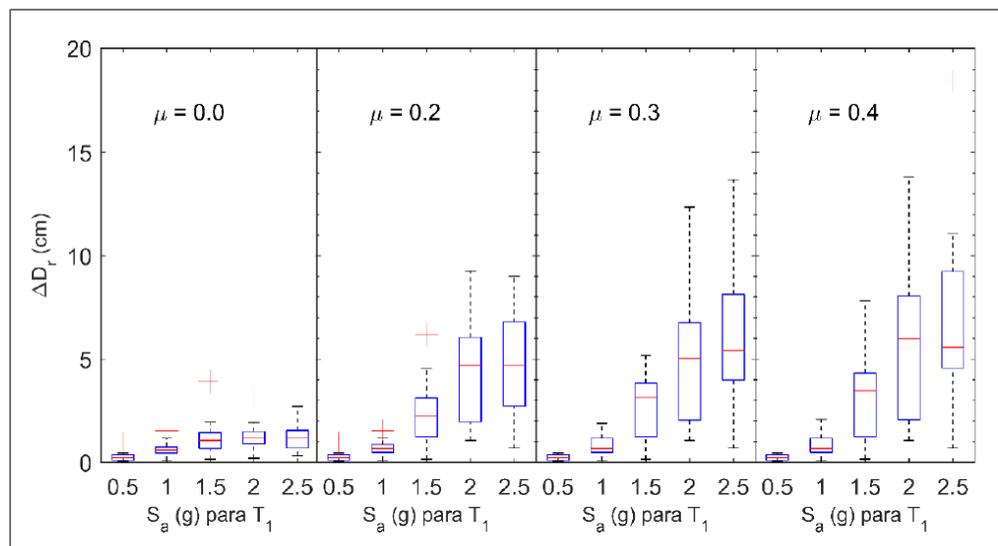


FIGURA 2.19. Efecto del coeficiente de roce sobre la rotación del tablero, (Cortés et al., 2018).

### 2.3. Curvas de Fragilidad

Diversos autores han usado curvas de fragilidad para evaluar el desempeño de puentes desde distintos enfoques. (Nielson y DesRoches, 2007) usaron curvas de fragilidad para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes comunes de la zona central y sureste de Estados Unidos.

Los autores desarrollaron modelos tridimensionales de 9 puentes y usaron 96 registros sintéticos elaborados para las zonas de estudio. Determinaron los valores de demanda de diversos componentes con resultados de análisis tiempo historia no-lineal, mientras que los estados límite fueron determinados con fuentes de datos y resultados experimentales que entregan valores de media ( $S_c$ ) y dispersión ( $B_c$ ) de la capacidad del componente. Con los resultados del análisis tiempo historia se obtuvieron los valores de demanda media ( $S_d$ ) y dispersión ( $B_d$ ) correspondientes a un valor dado de la medida de intensidad ( $IM$ ). Para relacionar la demanda con la medida de intensidad, se basan en el trabajo de (Cornell, Jalayer, Hamburger, y Foutch, 2002), en donde se supone que la demanda responde a una función de potencias de la medida de intensidad y tanto la media como la dispersión se obtienen con análisis de regresión. En la Figura 2.20 se muestran ejemplos del ajuste de  $PGA$  usado como  $IM$  para determinar la demanda de ductilidad de curvatura en columnas y de deformación de apoyos.

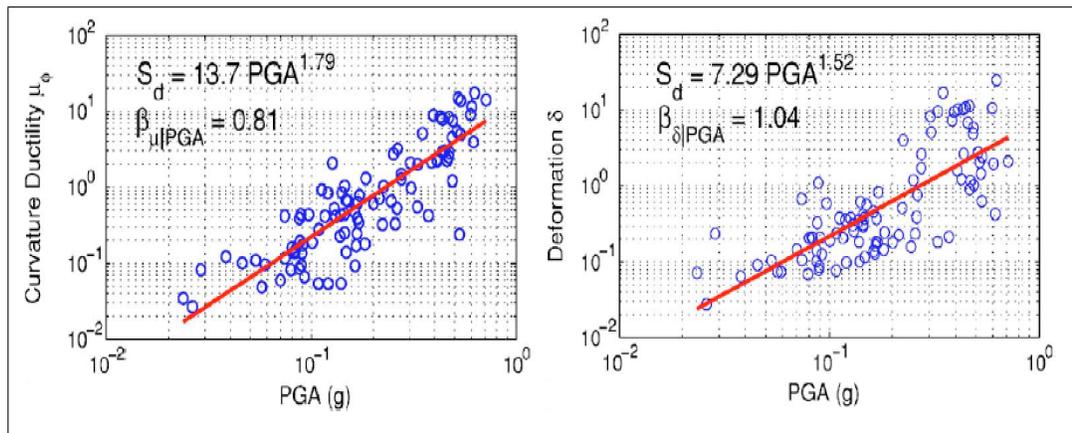


FIGURA 2.20. Análisis de regresión para ajuste de resultados, (Nielson y DesRoches, 2007).

Suponiendo que tanto la demanda como la capacidad siguen una distribución lognormal, la fragilidad de un cierto componente se puede calcular con la expresión 2.2, la cual representa la distribución de probabilidad acumulada de que la demanda

( $S_d$ ) sobrepase un cierto estado límite ( $S_c$ ), dado un valor de la medida de intensidad. La Figura 2.21 muestra dos ejemplos de curvas de fragilidad de componentes y del sistema obtenidas usando el método descrito.

$$P[D > C|IM] = \Phi \left[ \frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{B_{d|IM}^2 + B_c^2}} \right] \quad (2.2)$$

Conocida la fragilidad de los distintos componentes, obtienen la fragilidad del puente completo, considerando al mismo como un sistema en serie en donde la probabilidad de que el puente alcance un cierto estado límite depende de la probabilidad de que alguno de los componentes alcance el mismo estado límite.

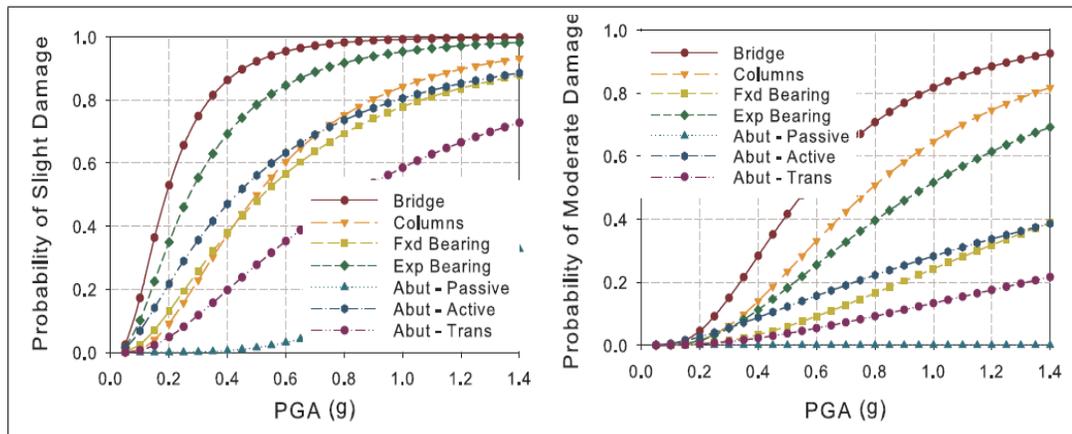


FIGURA 2.21. Curvas de fragilidad, (Nielson y DesRoches, 2007).

(Yang et al., 2015) obtuvieron curvas de fragilidad para estudiar el efecto del ángulo de esviaje en puentes. Los autores usaron modelos numéricos tridimensionales de 6 tipologías de puentes y para cada una de ellas consideraron tres categorías diferenciadas según el diseño sísmico o reforzamiento. En cuanto a la elaboración de las curvas de fragilidad, usaron los criterios presentados por (Nielson y DesRoches, 2007) para la determinación de los parámetros.

Las curvas obtenidas permitieron comparar como influye el ángulo de esviaje en la vulnerabilidad de puentes según las distintas categorías y sobre los distintos componentes (ver Figura 2.22).

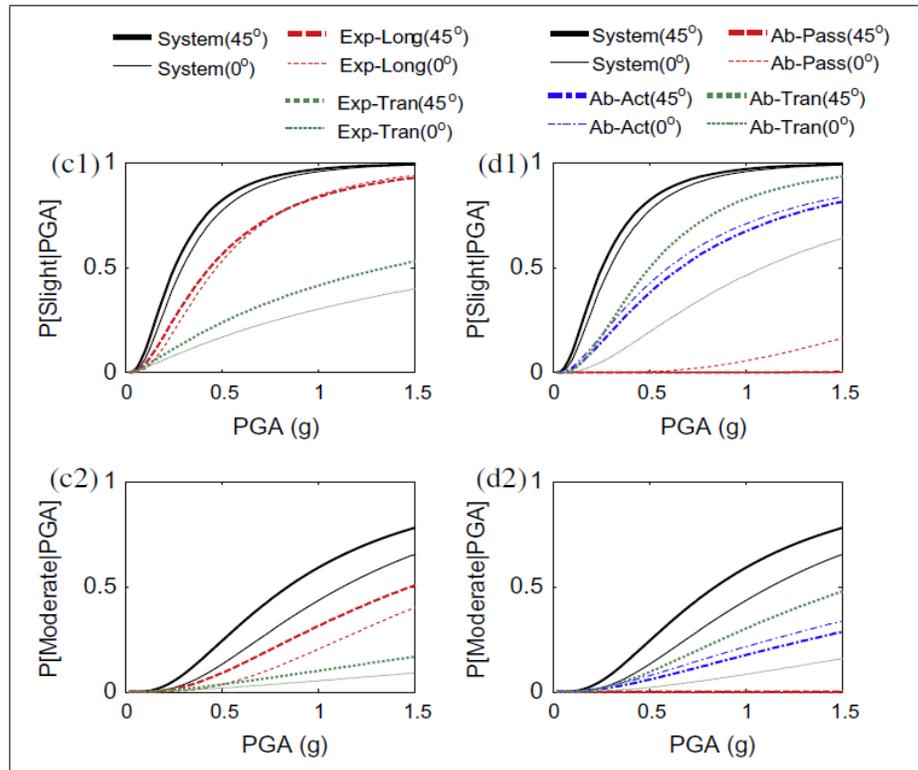


FIGURA 2.22. Curvas de fragilidad, (Yang et al., 2015).

(Ramanathan, DesRoches, y Padgett, 2010), (Zakeri, Padgett, y Ghodrati Amiri, 2013) y (Jeon, DesRoches, Kim, y Choi, 2016) usaron una metodología semejante a la presentada por (Nielson y DesRoches, 2007) para la obtención de los parámetros de curvas de fragilidad. En estos estudios, los valores asumidos como estados límite de los distintos componentes están asociados a los niveles de daño *leve*, *moderado*, *severo* y *completo*, los cuales se basan en criterios cualitativos como los presentados por HAZUS ((FEMA), 2003) y se relacionan numéricamente con resultados de ensayos experimentales.

(Martínez, Hube, y Rollins, 2017) obtuvieron curvas de fragilidad con las que analizaron el comportamiento sísmico de la cepa central de un puente chileno existente. Los autores cuantificaron el aporte de barras sísmicas, topes laterales y la longitud de la mesa de apoyo en el comportamiento sísmico del puente (ver Figura 2.23). Para calcular las curvas de fragilidad, se realizaron análisis dinámicos incrementales. Los resultados obtenidos por los autores indican que los topes laterales y las barras sísmicas permiten disminuir los desplazamientos residuales de apoyos elastoméricos. Sin embargo se observó que estos elementos no logran disminuir de forma significativa la probabilidad de excedencia de estados límite asociados al colapso del puente.

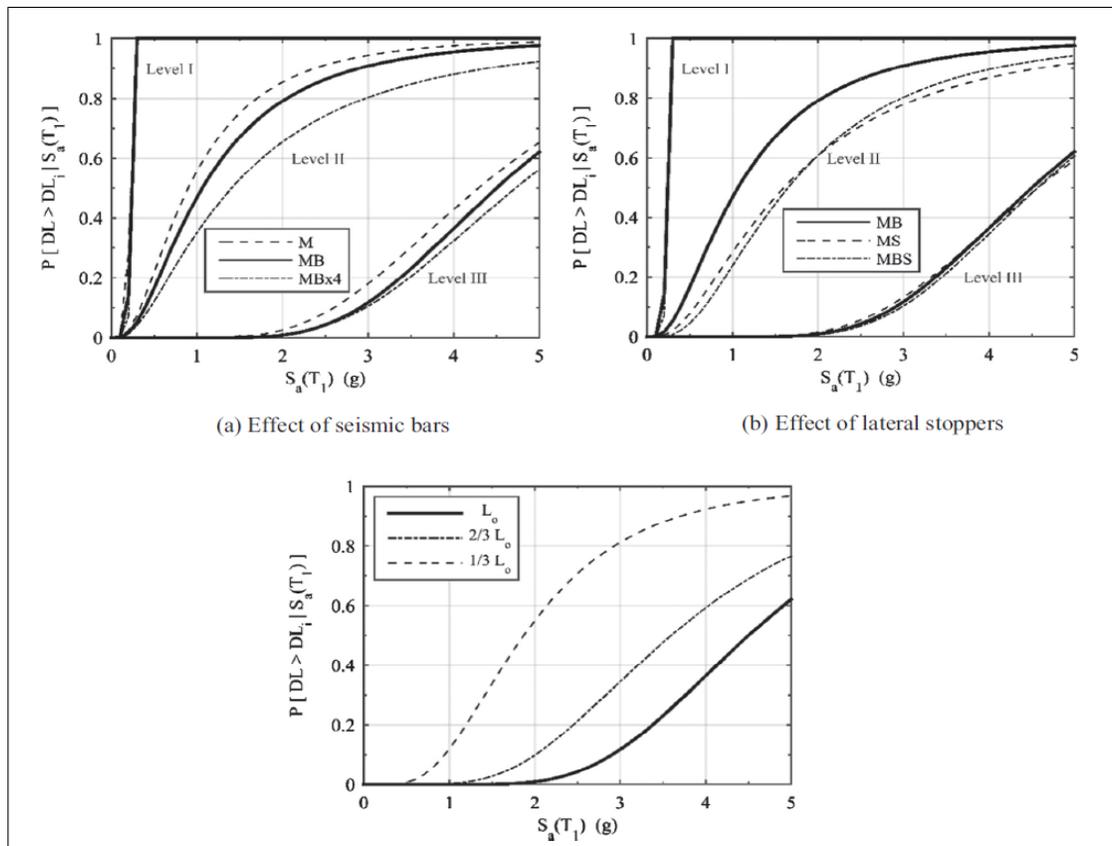


FIGURA 2.23. Curvas de fragilidad, (Martínez et al., 2017).

(Wilches et al., 2019) usaron curvas de fragilidad para evaluar las disposiciones de diseño de puentes en Chile. Los autores realizaron modelos numéricos planos de la cepa central de puentes que involucran disposiciones de diseño usadas antes y después del terremoto del Maule del 2010. Para la elaboración de curvas de fragilidad, usaron análisis dinámico incremental y consideraron 3 niveles de daño asociados al desplazamiento entre la superestructura y la viga cabezal. Las curvas de fragilidad permitieron evaluar la influencia del tipo de suelo y la eficiencia de los cambios en los códigos de diseño sobre el desempeño sísmicos de los puentes (ver ejemplos de las curvas en la Figura 2.24).

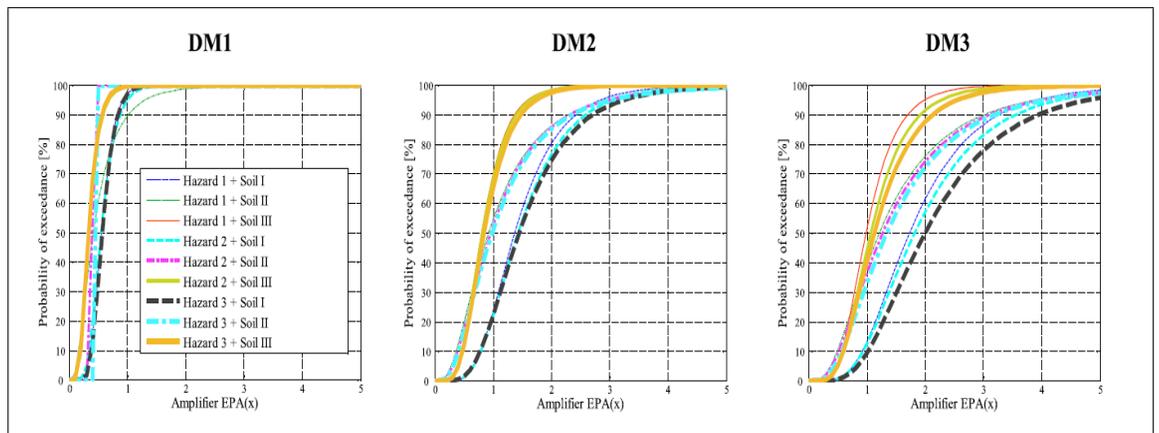


FIGURA 2.24. Curvas de fragilidad, (Wilches et al., 2019).

### **3. DESEMPEÑO DE PUENTES ESVIADOS Y CASOS DE ESTUDIO**

En este capítulo se presenta un resumen de investigaciones que analizaron el comportamiento sísmico de puentes esviados durante el terremoto del Maule del 2010. Se indican algunas de las formas de daño más comunes que ocurrieron en puentes con esviaje por ese terremoto y se detallan algunos criterios, expuestos en la literatura, que explican los mecanismos por los cuales el tablero de un puente esviado tiende a rotar bajo acciones sísmicas. Finalmente, se hace una descripción de los casos de estudio de esta investigación en donde la información presentada corresponde a propiedades geométricas de los diversos componentes que forman parte de estos puentes.

#### **3.1. Comportamiento de puentes esviados en el terremoto del Maule del 2010**

Las formas de daño observadas en puentes esviados producto del terremoto del Maule del 2010 se asocian principalmente a la rotación en el plano de la superestructura. Esta rotación se produce de tal forma que las esquinas agudas del tablero se alejaron de los estribos hasta quedar sin soporte vertical (Figuras 3.1, 3.2 y 3.3).

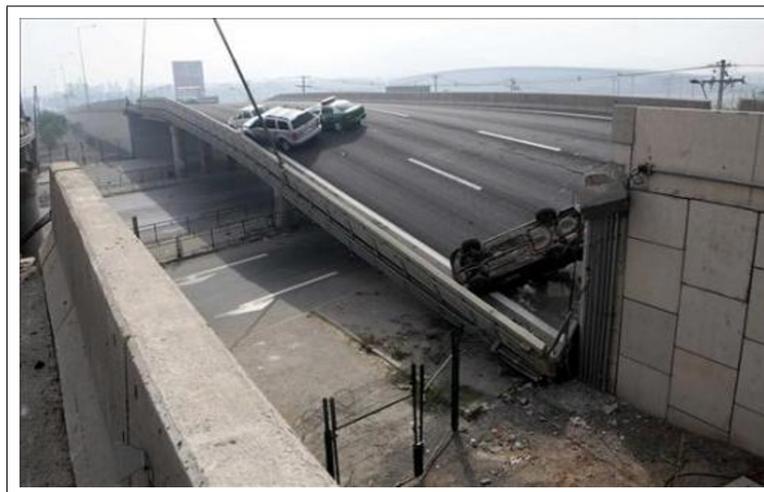


FIGURA 3.1. Colapso PS Miraflores, (FHWA, 2011).



FIGURA 3.2. Colapso PS Hospital, (FHWA, 2011).



FIGURA 3.3. Colapso PS Lo Echevers, (FHWA, 2011).

Algunos de los casos de puentes esviados que llegaron a colapso corresponden al Paso Superior (PS) Miraflores, PS Lo Echevers y PS Hospital, entre otros (Kawashima et al., 2011; Yen et al., 2011; Buckle et al., 2012). Estos puentes presentaron un proceso de colapso semejante en donde la superestructura tuvo desplazamientos excesivos y rotación en planta, esto sumado a que los puentes incorporaban topes laterales de acero, los mismos que no proporcionaron una adecuada restricción

al movimiento, permitiendo que las vigas se desplacen hasta quedar sin soporte vertical (Figura 3.4).



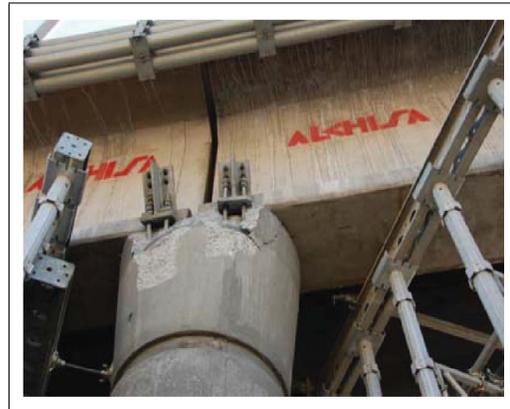
(a) Deformación tope lateral.



(b) Fractura tope lateral.



(c) Daño tope lateral PS Miraflores.



(d) Daño tope lateral PS Lo Echevers.

FIGURA 3.4. Daños en topes laterales de acero, (FHWA, 2011).

Este mecanismo de falla, en donde la poca restricción al desplazamiento permitió el movimiento de la superestructura, se observó también en otros casos de puentes esviados.

En la Tabla 3.1 se presenta una adaptación de la investigación de (Buckle et al., 2012) en donde se resumen algunos casos que experimentaron este mismo patrón de daño.

TABLA 3.1. Daños en puentes esviados (adaptado de (Buckle et al., 2012)).

| Características del Puente |                     |                 | Patrón de Daño                     |             |
|----------------------------|---------------------|-----------------|------------------------------------|-------------|
| Puente                     | Esviaje / Dirección | Vigas/Diafragma | Movimiento Transversal<br>en Cepas | Rotación    |
| Miraflores                 | 20°/ antihorario    | Hormigón/No     | Despreciable                       | horario     |
| Lo Echevers                | 33°/ antihorario    | Hormigón/No     | Despreciable                       | horario     |
| Quilicura                  | 45°/ antihorario    | Acero/Si        | Despreciable                       | horario     |
| Los Pinos                  | 31°/ horario        | Hormigón/No     | Despreciable                       | antihorario |
| Hospital                   | 40°/ antihorario    | Hormigón/No     | Significativo                      | horario     |

### 3.2. Rotación en puentes esviados y criterios de diseño sísmico

Los daños observados indican que independiente de la orientación del puente, de la magnitud del ángulo de esviaje y de la presencia de diafragmas estos puentes rotaron en torno al centroide de la superestructura en dirección opuesta al esviaje del puente. Basado en estas observaciones, se comprueba que la superestructura de los puentes colisiona con el muro espaldar de los estribos y producto del impacto las fuerzas de reacción generan un momento respecto al centro de gravedad del tablero, el cual tiende a rotar al puente en dirección opuesta al esviaje.

(Kawashima et al., 2011) indican que un puente esviado puede rotar sin tener contacto con el muro lateral del estribo. Esto ocurre cuando la distancia medida desde la esquina aguda del estribo hasta la recta normal trazada por la esquina obtusa del estribo opuesto (distancia  $b_n$  en Figura 3.5) es mayor que el ancho del estribo en la dirección del esviaje (distancia  $b$  en Figura 3.5). Este análisis entrega una condición límite expresada en la ecuación 3.1 en donde  $d$  y  $L$  son el ancho y la longitud continua del tablero, respectivamente, y  $\theta$  representa el ángulo de esviaje, correspondiente al ángulo agudo del tablero.

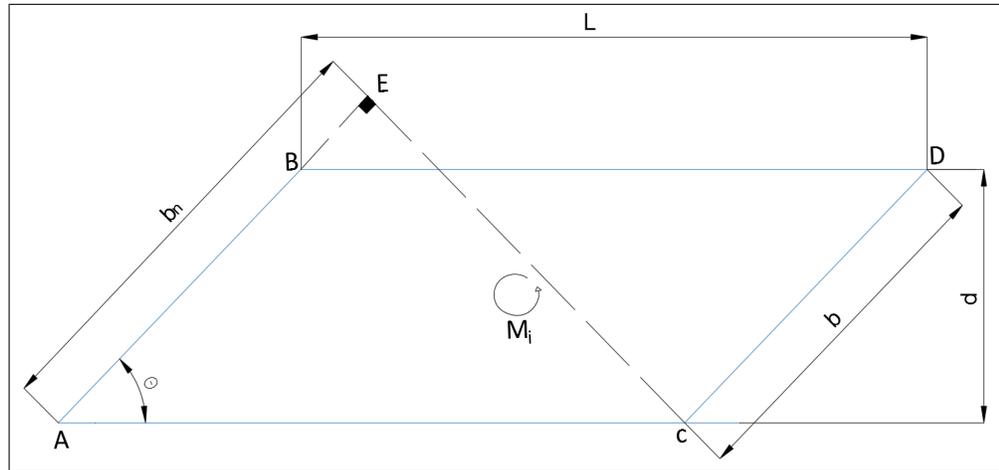


FIGURA 3.5. Condición de desplazamientos excesivos en puentes esviados, (adaptado de (Kawashima et al., 2011)).

$$\frac{\sin 2\theta}{2} = \frac{d}{L} \quad (3.1)$$

Esta relación está en la Norma Japonesa "Specifications for Highway Bridges, Part V Seismic Design" (Association, 2017) y es usada como la condición para considerar que un puente esviado tendrá desplazamientos excesivos del tablero debido a movimientos sísmicos (ver Figura 3.6).

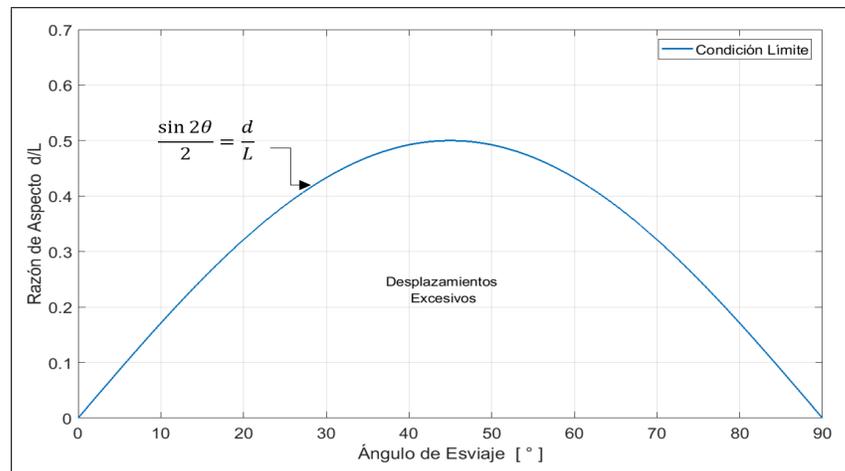


FIGURA 3.6. Relación desplazamientos excesivos en puentes esviados.

Según los puentes afectados por el terremoto del Maule del 2010, se evidenció que varios de los casos que presentaron daños considerables o colapso tenían una razón de aspecto y ángulo de esviaje que cumple con esta condición de desplazamientos excesivos (ver ejemplos en la Figura 3.7). Debido a esto el Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas, 2017) exige en la actualidad, como forma de restringir los desplazamientos laterales, incluir llaves de corte internas en el diseño sísmico de puentes esviados cuya razón de aspecto y ángulo de esviaje, entreguen puntos que caen bajo la condición límite.

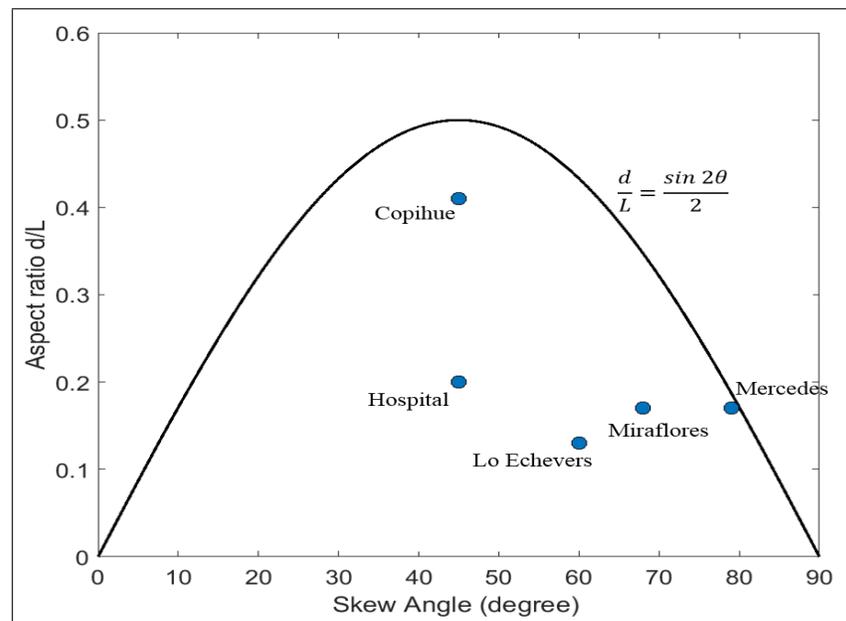


FIGURA 3.7. Puentes esviados con daño, (adaptado de (Kawashima et al., 2011)).

### 3.3. Casos de estudio

Para escoger la tipología estructural de puentes de la cual se seleccionan los casos de estudio de esta investigación, se consideró el análisis estadístico presentado por (Wilches et al., 2019), en donde se indica que los puentes más comunes en Chile corresponden a puentes de hormigón simplemente apoyados sobre vigas pretensadas, por lo tanto los modelos numéricos realizados están basados en casos de puentes existentes de esa tipología.

Los puentes tomados como casos de estudio son seleccionados con la finalidad de tener puentes con distinta razón de aspecto del tablero. Debido a esto, se escogieron tres puentes, los cuales presentan diferentes valores de la razón de aspecto ( $d/L$ ). Los puentes seleccionados corresponden al puente El Azufradero, puente Chada y puente Loa. El puente El Azufradero y el puente Chada se encuentran ubicados en la ruta de acceso sur a Santiago, en la comuna de Paine perteneciente a la Región Metropolitana; mientras que el puente Loa está ubicado en la ciudad de Calama perteneciente a la Región de Antofagasta, la Figura 3.8 muestra la ubicación de los tres puentes considerados.

La selección de los puentes se realizó a partir de una base de datos de la cual se tuvo acceso a los planos estructurales. El criterio asumido para la elección de estos puentes fue considerar casos de estudio que tengan un diseño estructural semejante y propiedades dinámicas similares.



FIGURA 3.8. Ubicación de los casos de estudio.

Se escogieron puentes rectos de tal manera de modificar el ángulo de esviaje y observar la influencia de este parámetro sobre los puentes mantenido el mismo diseño original de puente recto. Al tomar puentes rectos como los casos de estudio originales se buscó tener un diseño sísmico que no involucre consideraciones o criterios especiales debido al esviaje, o que contemplen elementos que puedan afectarse de manera distinta dependiendo del valor del ángulo.

Estos puentes tienen las mismas propiedades mecánicas de los materiales y las diferencias se dan únicamente en la geometría. En la Tabla 3.2 se indican las características geométricas de los tres casos de estudio. Para cada uno de estos puentes se elabora modelos numéricos considerando los casos originales de puentes rectos y casos con incrementos de  $10^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $40^\circ$  y  $50^\circ$  en el ángulo de esviaje.

TABLA 3.2. Casos de estudio.

| Puente               | No. Vanos | $d[m]$ | $L[m]$ | No. Columnas | $d/L$ | Esviaje |
|----------------------|-----------|--------|--------|--------------|-------|---------|
| Puente El Azufradero | 2         | 7,35   | 48     | 1            | 0,15  | 0°      |
| Puente Chada         | 2         | 13     | 56     | 3            | 0,23  | 0°      |
| Puente Loa           | 2         | 20     | 45     | 5            | 0,44  | 0°      |

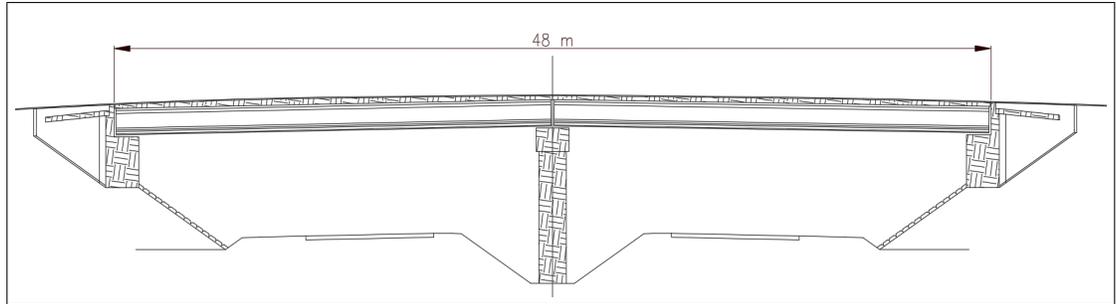
### 3.3.1. Puente El Azufradero

El puente El Azufradero se conforma por un tablero de dos vanos de 24 m cada uno (48 m en total) y una sección transversal de 20 cm de espesor. La losa del tablero es continua en la sección central. El tablero del puente tiene un ancho total de 7,35 m y se apoya sobre 3 vigas pretensadas doble T de 1,35 m de alto, estas vigas se apoyan en sus extremos sobre estribos y sobre una cepa en la sección central (Figura 3.9).

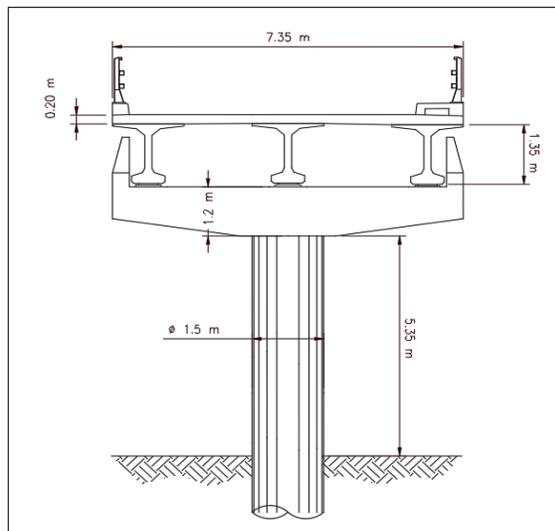
Las vigas se encuentran apoyadas sobre 12 apoyos elastoméricos, 6 en la cepa central y 3 en cada estribo. Los apoyos elastoméricos están compuestos por goma de neopreno y planchas de acero. Tienen una sección de 40 x 30 cm y la altura es de 47 mm en los apoyos de los estribos y de 34 mm en los apoyos de la cepa. La cepa central tiene una columna y una viga cabezal.

La columna es de sección circular de 1,5 m de diámetro y 5,35 m de altura, mientras que la viga cabezal posee una sección variable con altura entre 1,04 y 1,2 m, y un ancho de 1,8 m (Figura 3.9(b)).

Los estribos consisten en una mesa de apoyo, un muro espaldar, dos alas y dos pilotes. La viga de la mesa tiene altura de 2,64 m y un ancho de 1,8 m. El muro espaldar posee un espesor de 45 cm y altura de 1,65 m. Las alas tienen un espesor de 35 cm y son trapecios irregulares de 3,9 m de altura con bases de 4,24 y 1,65 m.



(a) Elevación del puente.



(b) Sección transversal de la cepa.

FIGURA 3.9. Puente El Azufradero.

Tanto la cepa como los estribos cuentan con topes laterales externos de hormigón armado. En los estribos los topes son rectangulares de ancho 135 cm, altura de 100 cm y espesor de 35 cm; mientras que en la cepa tienen forma poligonal de ancho variable entre 180 y 70 cm, una altura total de 80 cm y un espesor que varía entre 35 y 15 cm.

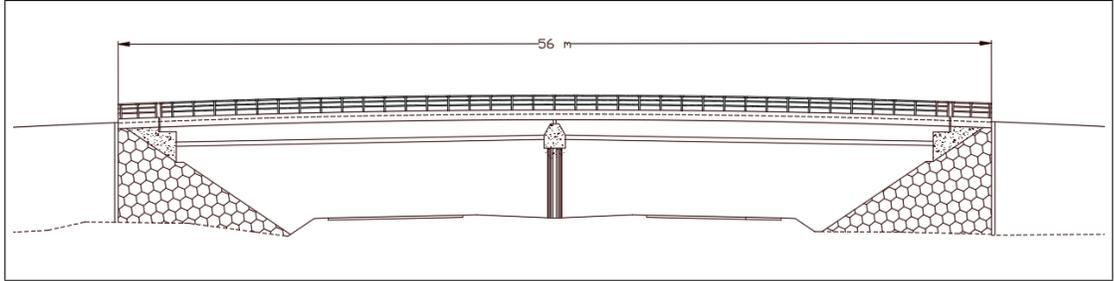
### 3.3.2. Puente Chada

El puente Chada tiene un tablero con losa continua de longitud total de 56 m, dividido en dos vanos de 23 m cada uno. El tablero tiene un ancho de 13 m y el espesor de la losa es de 20 cm. El tablero se apoya sobre cuatro vigas pretensadas doble T de 1,50 m de alto, estas vigas se apoyan en sus extremos sobre estribos y sobre una cepa en la sección central (Figura 3.10). Las vigas se encuentran apoyadas sobre 16 apoyos elastoméricos, 8 en la cepa central y 4 en cada estribo.

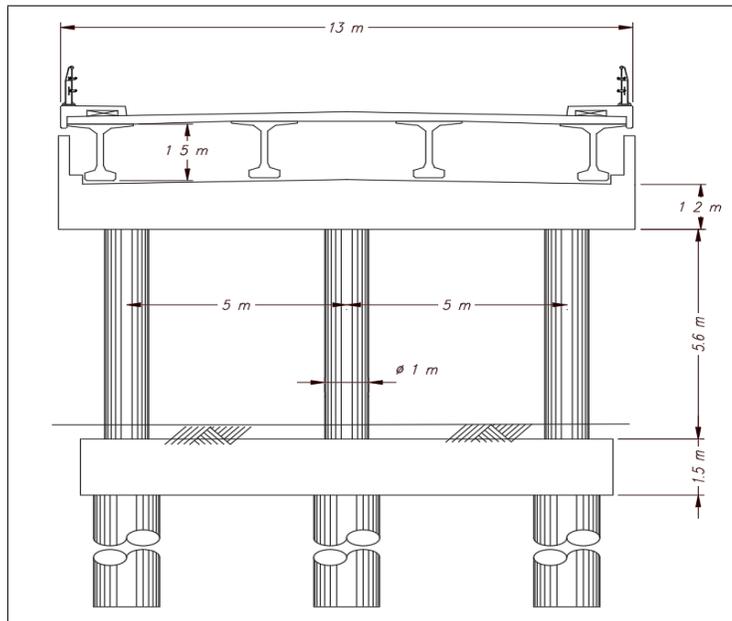
Los apoyos elastoméricos son de sección de 50 x 30 cm, la altura es de 47 mm en los apoyos de los estribos y de 34 mm en los apoyos de la cepa.

La cepa central tiene tres columnas y una viga cabezal. Las columnas son de sección circular de un metro de diámetro, están espaciadas a 5 m y tienen 5,35 m de altura. La viga cabezal tiene una sección variable con altura entre 1,33 y 1,2 m, y un ancho de 1,5 m (Figura 3.10(b)).

Los estribos tienen una mesa de apoyo, un muro espaldar, dos alas y dos pilotes. La viga de la mesa tiene una altura que varía entre 1,5 a 1,63 m y un ancho de 1,7 m. El muro espaldar tiene un espesor de 45 cm y altura de 1,8 m. Las alas tienen un espesor de 35 cm y son trapecios irregulares de 3,45 m de altura con bases de 3,35 y 1,23 m. Tanto la cepa como los estribos cuentan con topes laterales externos de hormigón armado. En los estribos, los topes son rectangulares de ancho 125 cm, altura de 140 cm y espesor de 35 cm, y en la cepa tienen forma poligonal de ancho variable entre 150 y 80 cm, una altura total de 130 cm y un espesor que varía entre 55 y 25 cm.



(a) Elevación del puente.

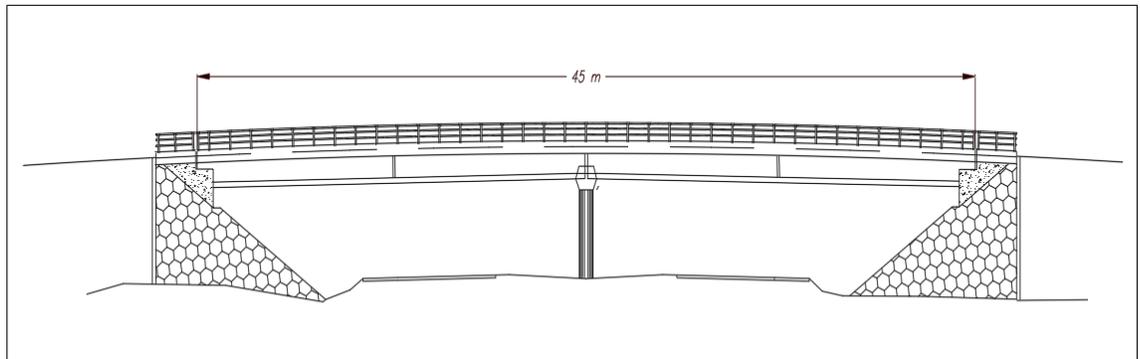


(b) Sección transversal de la cepa.

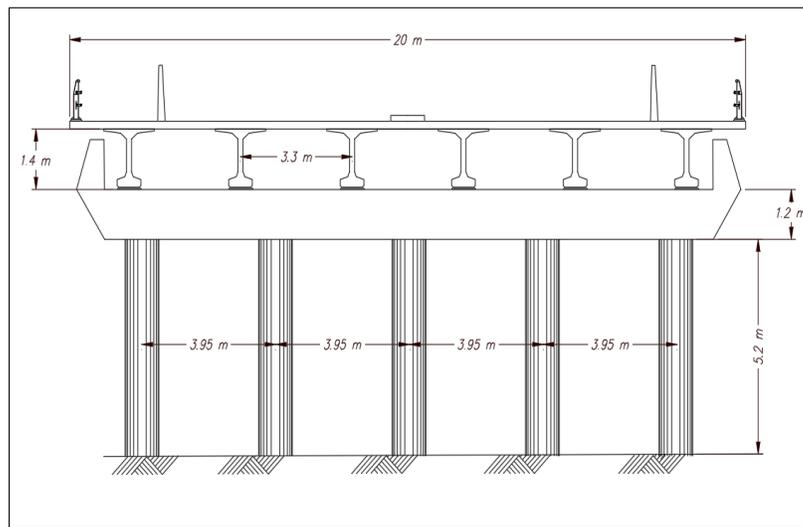
FIGURA 3.10. Puente Chada.

### 3.3.3. Puente Loa

El puente Loa se conforma por un tablero de dos vanos de aproximadamente 22,5 m cada uno (45 m en total) y una sección transversal de 20 m de espesor. La losa del tablero es continua en la sección central. El tablero del puente tiene un ancho total de 20 m y se apoya sobre 6 vigas postensadas doble T de 1,4 m de alto, estas vigas se apoyan en sus extremos sobre estribos y sobre una cepa en la sección central (Figura 3.11). Las vigas se encuentran apoyadas sobre 24 apoyos elastoméricos, 12 en la cepa central y 6 en cada estribo.



(a) Elevación del puente.



(b) Sección transversal de la cepa.

FIGURA 3.11. Puente Loa.

Los apoyos elastoméricos están compuestos por goma de neopreno y planchas de acero. Tienen una sección de 45 x 35 cm y la altura es de 82 mm en los apoyos de los estribos y de 68 mm en los apoyos de la cepa. La cepa central tiene 5 columnas y una viga cabezal. Las columnas son de sección circular de un metro de diámetro y altura de 5,2 m aproximadamente, mientras que la viga cabezal tiene una altura de 1,2 m, y un ancho de 2,5 m (Figura 3.11(b)).

Los estribos consisten en una mesa de apoyo, un muro espaldar, dos alas y dos pilotes. La mesa es parte de un muro de aproximadamente 5,6 m de alto y de 1,05 m de ancho. El muro espaldar posee un espesor de 40 cm y altura de 1,70 m. Las alas tienen un espesor de 40 cm y son trapecios irregulares de 4,6 m de altura con bases de 4 y 1 m. Tanto la cepa como los estribos cuentan con topes laterales externos de hormigón armado. En los estribos los topes son rectangulares de ancho 105 cm, altura de 114 cm y espesor de 40 cm, y en la cepa tienen forma poligonal de ancho variable entre 200 y 250 cm, una altura total de 97 cm y un espesor que varía entre 30 y 60 cm.

## 4. ANÁLISIS Y MODELACIÓN NUMÉRICA

En este capítulo se describen los modelos tridimensionales de los casos de estudio realizados en el programa *OpenSees* (McKenna, 2011). Se indican las consideraciones asumidas para la modelación de la superestructura, subestructura y componentes como apoyos elastoméricos, topes laterales y estribos. Se detallan tanto las relaciones constitutivas como los tipos de elementos con los cuales se modela el comportamiento de esos componentes. Dado que los casos de estudio corresponden a una misma tipología de puentes, los modelos usan iguales elementos, con diferencias únicamente asociadas a propiedades geométricas. Adicionalmente, en este capítulo se muestran los registros sísmicos utilizados en los análisis dinámicos incrementales y la metodología adoptada para la obtención de curvas de fragilidad.

### 4.1. Modelos Tridimensionales

En la Figura 4.1 se muestra un esquema de los modelos de elementos finitos elaborados para representar el comportamiento sísmico de los casos de estudio de esta investigación. En los modelos se utilizan elementos tipo barra y tipo resorte para definir a la superestructura, se usa modelos de fibras para representar el comportamiento de columnas en cepas intermedias y se usa elementos *Flat Slider Bearing* para la implementación de apoyos elastoméricos. El módulo de elasticidad del hormigón usado en elementos tanto de la superestructura como de la subestructura es  $23500 \text{ MPa}$  correspondiente a hormigón con resistencia a la compresión  $f'_c = 25 \text{ MPa}$ , mientras que para el acero de refuerzo se consideró las propiedades de acero A630-420H. La Figura 4.2 muestra un esquema de la cepa intermedia de los puentes. Se muestra la discretización de los elementos de columnas para los modelos de fibras. Las columnas se modelan empotradas en la base y conectadas en la parte superior a la viga cabezal, la cual se modela elásticamente. Se considera elementos rígidos para conectar los nodos superiores de las vigas pretensadas y para la conexión de la viga cabezal con nodos inferiores de apoyos elastoméricos.

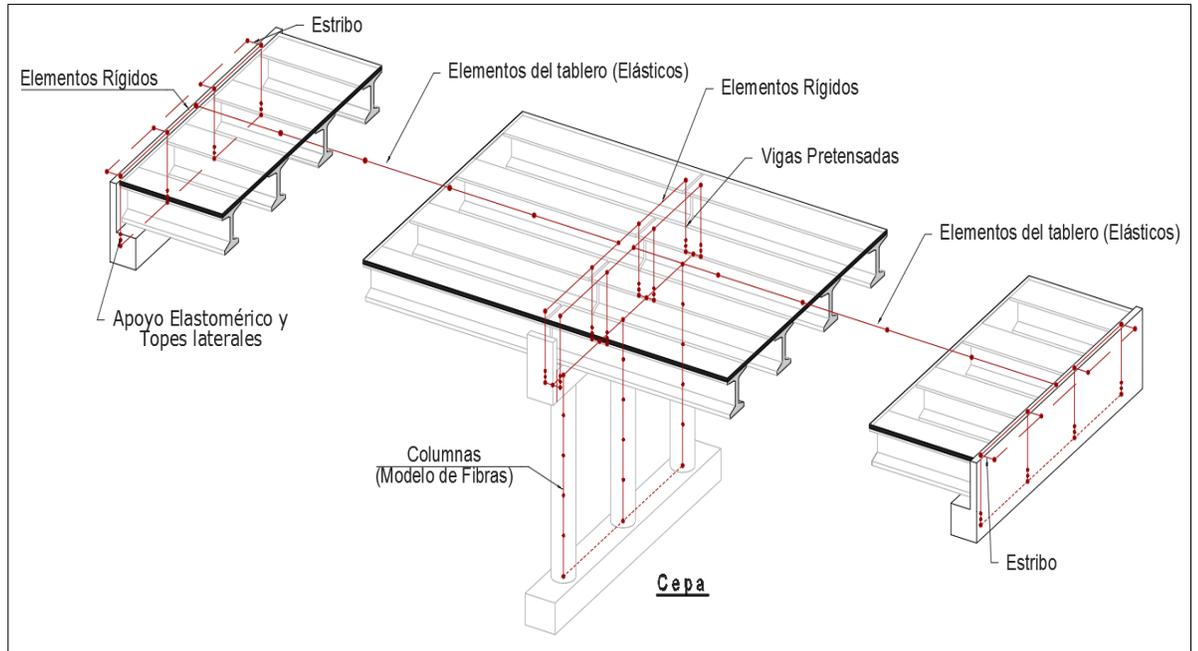


FIGURA 4.1. Modelo numérico.

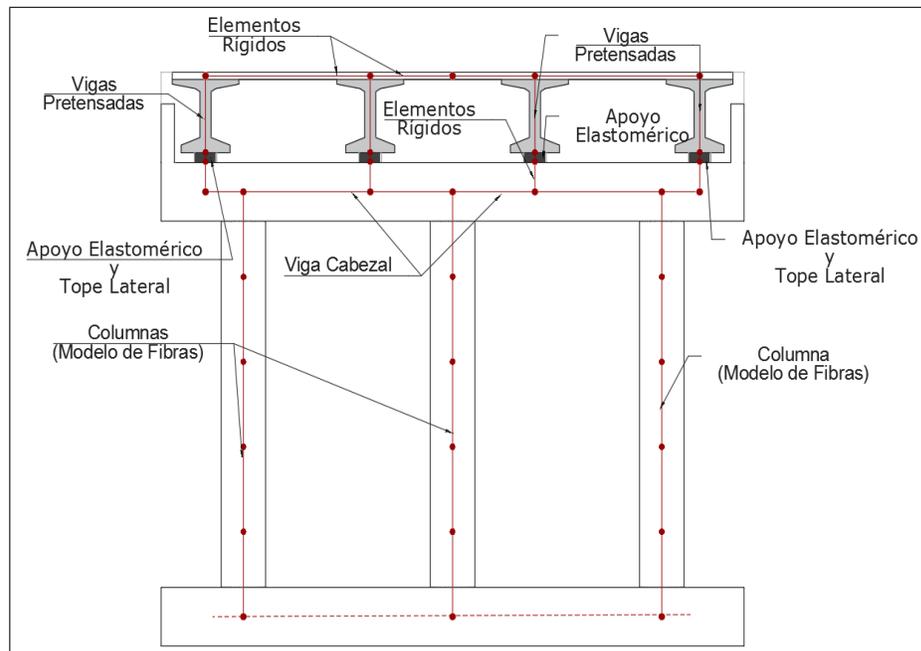


FIGURA 4.2. Modelo de la cepa central.

### 4.1.1. Superestructura

En los modelos se usa elementos lineal elásticos *elasticBeamColumn* con masas concentradas para representar el tablero de los puentes. Para la sección transversal de la superestructura se considera la acción conjunta del tablero y vigas pretensadas. Se considera también la rigidez que aportan estas vigas en la dirección transversal, para lo cual se realizaron modelos de elementos finitos de las vigas siguiendo el análisis de (Peralta y Hube, 2018), y se incorpora esta rigidez por medio de resortes lineales. En la Figura 4.3 se muestra un esquema de los elementos usados para modelar la superestructura en la dirección transversal y la Tabla 4.1 resume los valores de rigidez lateral de las vigas de los tres puentes.

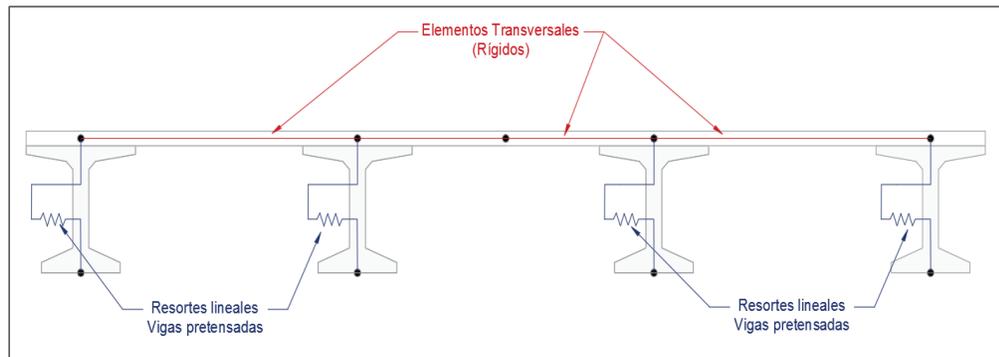


FIGURA 4.3. Sección transversal del tablero.

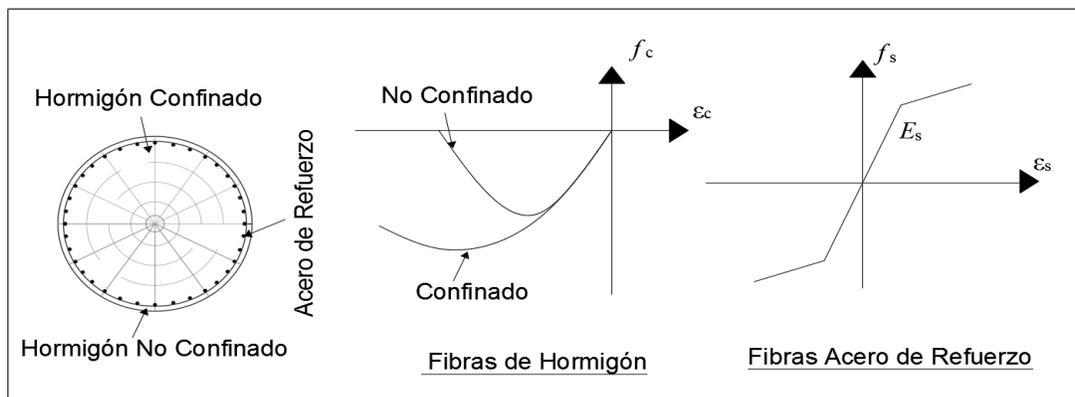
TABLA 4.1. Rigidez lateral de vigas.

| Puente                      | El Azufradero | Chada | Loa   |
|-----------------------------|---------------|-------|-------|
| Rigidez Lateral ( $k_N/m$ ) | 29000         | 18500 | 48000 |

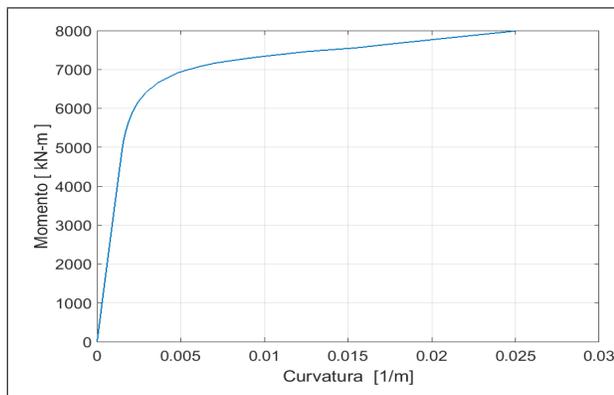
### 4.1.2. Subestructura

La viga cabezal se modela con elementos lineales *elasticBeamColumn* con las propiedades de la sección transversal. Para las columnas se usan modelos de plasticidad distribuida con elementos tipo viga no lineal, con sección definida por fibras,

para lo que se usa elementos basados en desplazamiento (*DisplcementBasedBeam-Column*). Los modelos de fibras de la sección transversal consideran el comportamiento de hormigón confinado, hormigón no confinado y acero de refuerzo. Cada columna se discretizó en cinco elementos a lo largo del eje longitudinal, para las fibras de hormigón confinado se discretizó la sección en diez divisiones en sentido angular y en ocho divisiones en sentido radial. Para las fibras de hormigón no confinado se tomaron diez divisiones en sentido angular y dos en sentido radial. En la Figura 4.4 se muestra un esquema de las secciones de fibras con las constitutivas usadas y un ejemplo de respuesta Momento-Curvatura de las columnas obtenido al considerar el modelo de fibras.



(a) Materiales modelo de fibras.



(b) Respuesta Momento-Curvatura.

FIGURA 4.4. Modelo de fibras de columnas.

### 4.1.3. Apoyos Elastoméricos

Los apoyos elastoméricos se modelan con resortes no lineales que consideran la rigidez lateral, vertical y flexural de los apoyos. Para el cálculo de la rigidez lateral, la cual se aplica en las direcciones horizontales (direcciones transversal y longitudinal del puente) se considera un comportamiento elasto-plástico perfecto que toma en cuenta la carga axial y la fricción del elemento.

Se usa el elemento *Flat Slider Bearing* de la biblioteca de *OpenSees*, elemento que aplica un modelo de Coulomb para simular el deslizamiento.

Para el cálculo del coeficiente de fricción se usa la ecuación 4.1 dada por (Steelman et al., 2012), en donde  $\sigma$  representa la tensión de compresión.

$$\mu = 0,18 + \frac{0,37}{\sigma} \quad (MPa.) \quad (4.1)$$

La rigidez lateral ( $K_l$ ), rigidez vertical ( $K_v$ ) y rigidez flexural ( $K_f$ ) de los apoyos se calculan con las ecuaciones 4.2, 4.3 y 4.4 respectivamente. Estas ecuaciones consideran las recomendaciones de (Kelly y Konstantinidis, 2011) para el cálculo del módulo de compresión y las propiedades mecánicas del elemento. El valor usado para el módulo de corte ( $G$ ) se toma  $1,3 MPa$ , dado por el Manual de Carreteras (Ministerio de Obras Públicas, 2017).

$$K_l = \frac{GA_b}{h_r} \quad (4.2)$$

$$K_v = \frac{E_c A_b}{h_r} \quad (4.3)$$

$$K_f = \frac{EI_{eff}}{h_r} \quad (4.4)$$

En las ecuaciones anteriores  $A_b$  representa el área del apoyo,  $h_r$  es la altura total de la goma,  $E_c$  es el módulo de compresión, el mismo que depende del factor de forma  $S$  (ecuaciones 4.5 y 4.6).

$$E_c = 6,75GS^2 \quad (4.5)$$

$$S = \frac{bl}{(l + 2b)t} \quad (4.6)$$

Para el cálculo de la rigidez flexural  $K_f$ , se calcula el término  $EI_{eff}$  con la ecuación 4.7, la misma que responde al gráfico de la Figura 4.5.

$$EI_{eff} = \frac{48GS^2lb^3}{\pi^4} \left(1 + \frac{2b}{l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left(1 - \frac{2b}{n\pi l} \tanh\left(\frac{n\pi l}{2b}\right)\right) \quad (4.7)$$

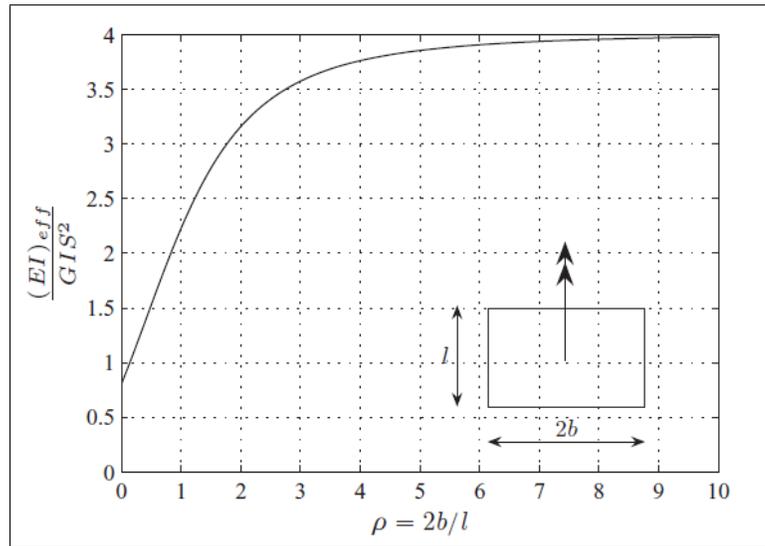


FIGURA 4.5. Relación EI efectiva, (adaptado de (Kelly y Konstantinidis, 2011)).

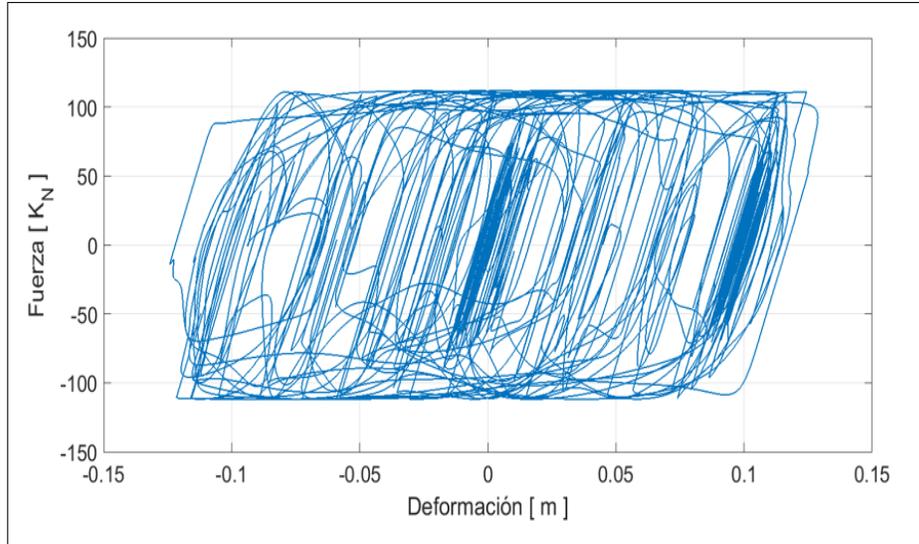
En la Tabla 4.2 se resumen los valores de rigideces y los parámetros de fluencia en el comportamiento lateral de los apoyos elastoméricos de los tres casos de estudio. La fuerza de fluencia  $F_s$  se calcula con el coeficiente de roce y la carga axial  $N$  sobre los apoyos (ecuación 4.8).

$$F_s = \mu * N \quad (4.8)$$

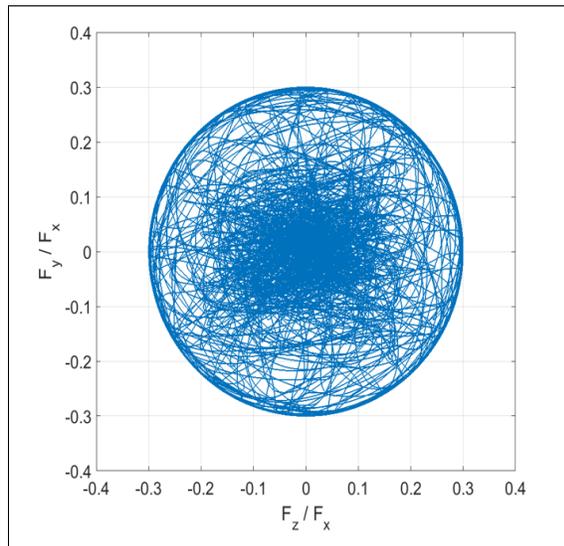
TABLA 4.2. Propiedades de los apoyos elastoméricos.

| Puente                             | El Azufradero |         | Chada   |         | Loa     |         |
|------------------------------------|---------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Ubicación del Apoyo                | Cepa          | Estribo | Cepa    | Estribo | Cepa    | Estribo |
| $k_l$ ( $k_N/m$ )                  | 6240          | 4457    | 7800    | 5570    | 3412    | 2843    |
| $k_v$ ( $k_N/m$ )                  | 3,1e+06       | 2,2e+06 | 4,6e+06 | 3,3e+06 | 2,2e+06 | 1,8e+06 |
| $k_{f1}$ ( $k_N/m$ )               | 9,1e+03       | 6,5e+03 | 1,4e+04 | 1,0e+04 | 8,2e+03 | 6,8e+03 |
| $k_{f2}$ ( $k_N/m$ )               | 1,6e+04       | 1,2e+04 | 4,1e+04 | 2,9e+04 | 1,3e+04 | 1,1e+04 |
| Parámetros de Fluencia             |               |         |         |         |         |         |
| Coefficiente de roce               | 0,3           | 0,3     | 0,3     | 0,3     | 0,32    | 0,32    |
| Fuerza de fluencia ( $k_N$ )       | 112           | 112     | 147     | 147     | 130     | 130     |
| Desplazamiento de Fluencia ( $m$ ) | 0,018         | 0,025   | 0,019   | 0,026   | 0,038   | 0,046   |

En la Figura 4.6(a) se muestra un gráfico fuerza-deformación lateral de los apoyos elastoméricos; se observa un comportamiento elasto-plástico con variaciones en la fuerza de fluencia, lo cual está asociado a la acción acoplada en las direcciones horizontales. La Figura 4.6(b) muestra la relación entre la carga axial y la fuerza de fluencia del apoyo en las dos direcciones laterales.



(a) Fuerza - Deformación.



(b) Relación Fuerzas de Fluencia - Carga Axial.

FIGURA 4.6. Respuestas de un apoyo elastomérico.

#### 4.1.4. Estribos

Para la interacción longitudinal del tablero con los estribos se consideran resortes no lineales que simulan los impactos entre estos elementos. El impacto se modela con elementos de longitud cero que aplican un modelo de Hertz modificado por (Muthukumar, 2003). Este modelo permite considerar la energía disipada en los impactos y aplica una constitutiva bilineal solo en compresión que toma en cuenta el gap de separación entre el tablero y el estribo. Para la constitutiva de los elementos se usa el material *ImpactMaterial* de *OpenSees*, con propiedades de rigideces y desplazamiento de fluencia calculadas con expresiones presentadas en (Nielson, 2005). Para los tres casos de estudio se consideró un gap de separación de 8 cm. Los elementos de impacto se orientan en dirección perpendicular al esviaje, es decir, normal al extremo del tablero; y fueron asignados en los nodos superiores de cada viga pretensada de los puentes.

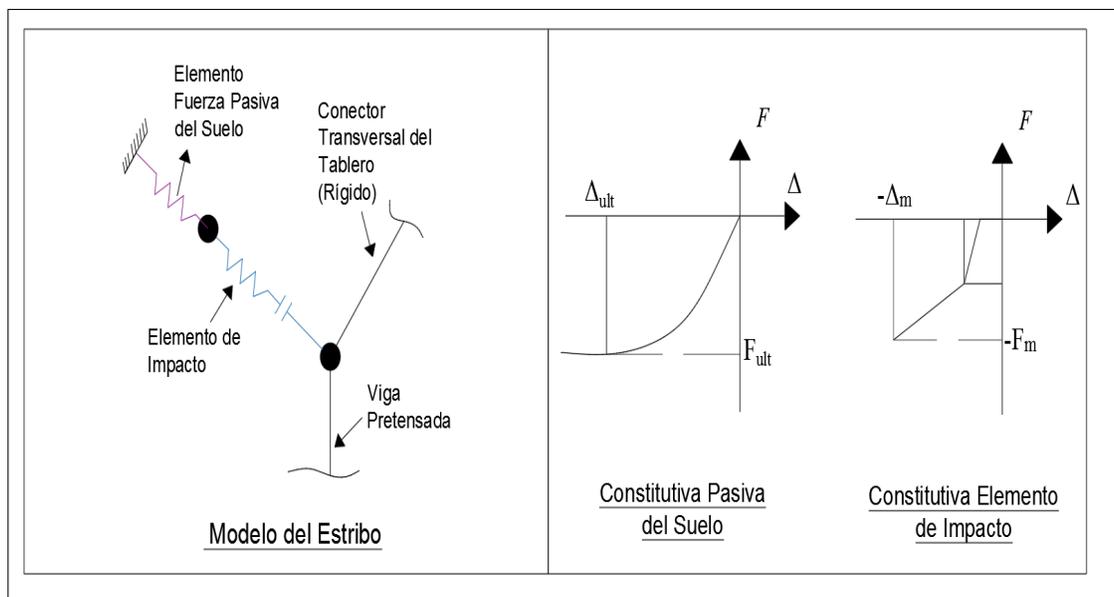


FIGURA 4.7. Elementos y constitutivas para modelo del estribo.

En la interacción del tablero con los estribos se considera también la reacción pasiva del suelo de relleno. Este efecto de fuerza pasiva se incorpora con resortes en serie respecto de los utilizados para los impactos entre el tablero y el estribo. La constitutiva usada para el efecto pasivo aplica el modelo de suelo desarrollado por (Shamsabadi et al., 2009), que corresponde al modelo *Generalized Hyperbolic Force-Displacement*. El comportamiento se aplica con el material *Hyperbolic Gap Material* de la biblioteca de *OpenSees*, donde las propiedades de rigidez y resistencia se calculan con expresiones propuestas en (Caltrans, 2013).

En la Figura 4.7 se indica el modelo usado para representar la interacción del tablero y el estribo. Se considera el efecto del ángulo de esviaje sobre la reacción pasiva del suelo, adoptando la modificación dada por (Kaviani et al., 2012), en la que la constitutiva hiperbólica del modelo de suelo es alterada por un factor  $\beta$  que depende del ángulo de esviaje (ecuación 2.1). Las Figuras 4.8 y 4.9 muestran las constitutivas fuerza deformación de los dos tipos de elementos usados para el modelo del estribo y la Tabla 4.3 resume las propiedades de ambos elementos correspondientes a los tres casos de estudio (los valores presentados corresponden a las propiedades de cada elemento asignado).

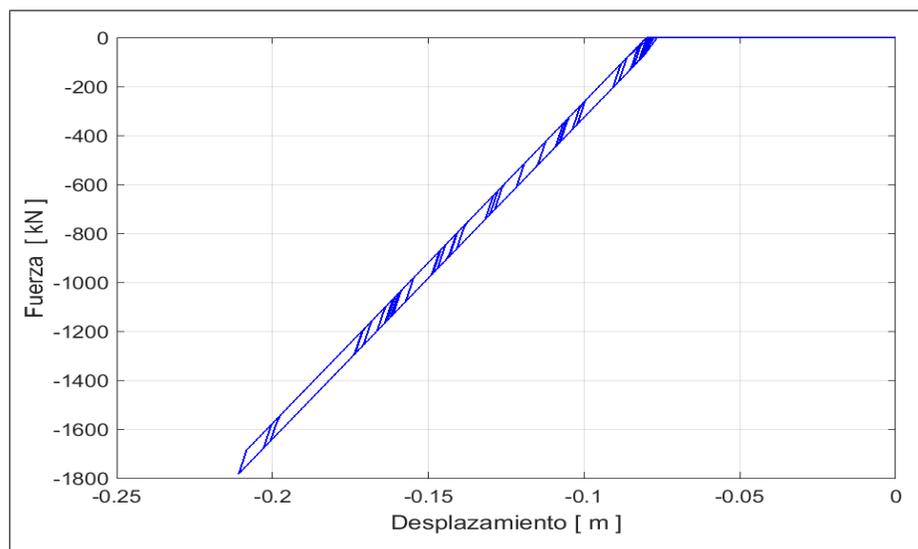


FIGURA 4.8. Constitutiva del elemento de impacto.

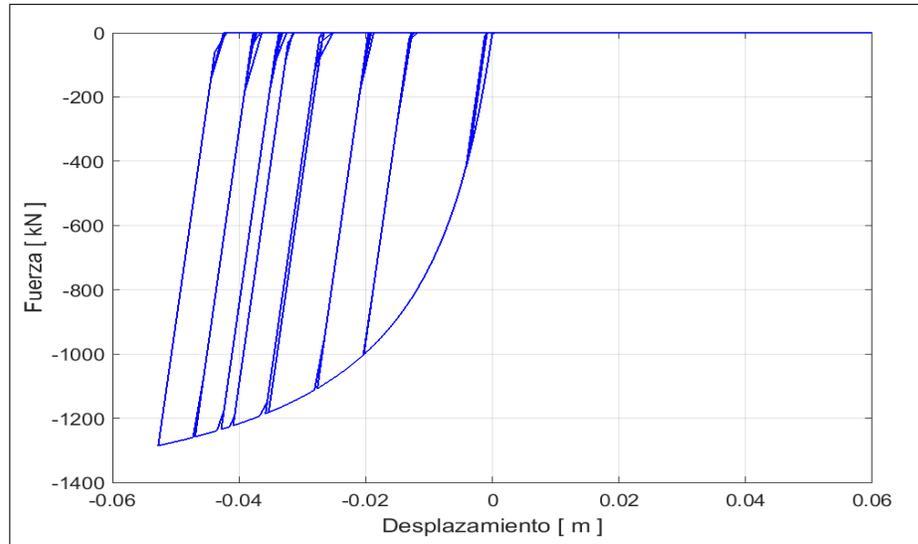


FIGURA 4.9. Constitutiva del elemento de fuerza pasiva.

TABLA 4.3. Propiedades de elemento de interacción tablero-estribos.

| <b>Rigidez pasiva del suelo</b>    |                      |              |            |
|------------------------------------|----------------------|--------------|------------|
| <b>Puente</b>                      | <b>El Azufradero</b> | <b>Chada</b> | <b>Loa</b> |
| Rigidez Inicial ( $K_N/m$ )        | 59100                | 96000        | 95500      |
| Resistencia última ( $K_N$ )       | 738                  | 1400         | 1430       |
| <b>Elementos de Impacto</b>        |                      |              |            |
| <b>Puente</b>                      | <b>El Azufradero</b> | <b>Chada</b> | <b>Loa</b> |
| Rigidez inicial ( $K_N/m$ )        | 56000                | 67000        | 77000      |
| Rigidez postfluencia ( $K_N/m$ )   | 19300                | 23000        | 26500      |
| Desplazamiento de Fluencia ( $m$ ) | 0,0025               | 0,0025       | 0,0025     |

#### 4.1.5. Topes Laterales

Para los topes laterales se usa el modelo trilineal de (Goel y Chopra, 2008), que se basa en el modelo de (Megally et al., 2001) y representa una simplificación que adopta la envolvente del ciclo de histéresis. Estos elementos se incorporan como resortes no-lineales en donde la constitutiva es construida conectando materiales en serie. Se utiliza *Hysteretic Material* para el hormigón reforzado y el material *Elastic-Perfectly Plastic Gap* para representar la separación de los topes. Para la determinación de los valores característicos de la constitutiva se utilizan expresiones propuestas en (Megally et al., 2001), las cuales se basan en un modelo de falla dúctil. En la Figura 4.10 se muestran las constitutivas fuerza - deformación de dos topes laterales opuestos.

En la Tabla 4.4 se resumen los valores característicos que definen la constitutiva trilineal de los topes laterales, ubicados tanto en cepas como en estribos, de los tres casos de estudio.

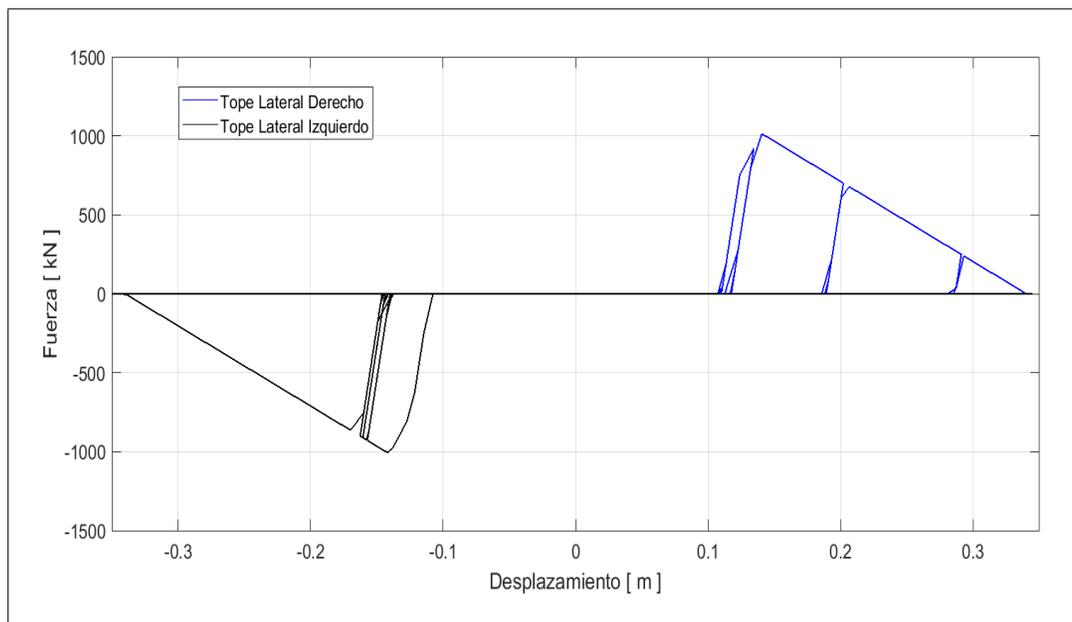


FIGURA 4.10. Respuesta de topes laterales.

TABLA 4.4. Propiedades de los topes laterales.

| <b>Puente</b>                        | <b>El Azufradero</b> |         | <b>Chada</b> |         | <b>Loa</b> |         |
|--------------------------------------|----------------------|---------|--------------|---------|------------|---------|
|                                      | Cepa                 | Estribo | Cepa         | Estribo | Cepa       | Estribo |
| Propiedades                          |                      |         |              |         |            |         |
| Fuerza de Fluencia ( $K_N$ )         | 2460                 | 1400    | 3100         | 1810    | 3060       | 1100    |
| Fuerza máxima ( $K_N$ )              | 2840                 | 1780    | 3710         | 2070    | 3790       | 1850    |
| Deformación de fluencia ( $m$ )      | 0,012                | 0,012   | 0,01         | 0,01    | 0,012      | 0,01    |
| Deformación de fuerza máxima ( $m$ ) | 0,03                 | 0,03    | 0,038        | 0,25    | 0,05       | 0,09    |
| Deformación última ( $m$ )           | 0,26                 | 0,19    | 0,34         | 0,23    | 0,5        | 0,43    |
| Gap de separación ( $m$ )            | 0,11                 | 0,14    | 0,11         | 0,14    | 0,13       | 0,15    |

#### 4.1.6. Análisis Modal

Se realizó un análisis modal de los tres casos de estudio para todos los ángulos de esviaje. Se analizan los valores de períodos y formas modales asociados a los tres primeros modos. En los tres casos de estudio rectos se presentaron formas modales semejantes, en donde el primer modo corresponde a un desplazamiento predominante en la dirección transversal, el segundo modo con desplazamiento en la dirección longitudinal y el tercer modo correspondiente a rotación. En la Figura 4.11 se presenta un esquema de las tres primeras formas modales correspondientes a puentes rectos.

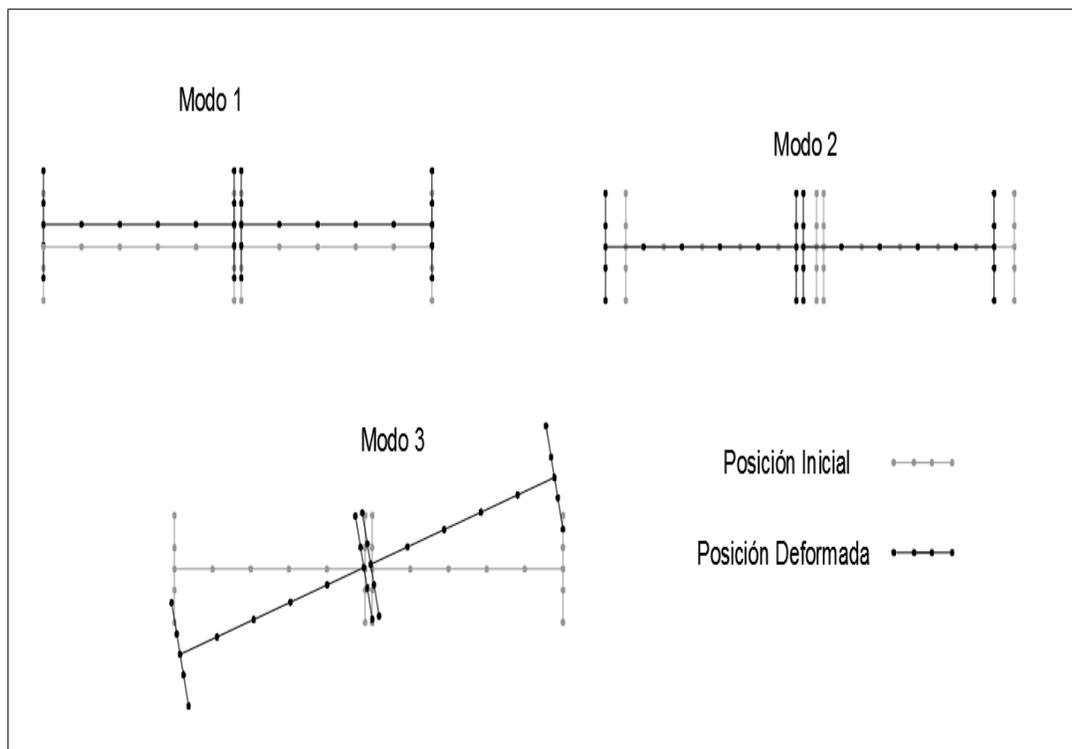


FIGURA 4.11. Formas modales del puente recto.

El efecto que producen los incrementos en el ángulo de esviaje sobre las formas modales se presentan de forma semejante en los tres casos de estudio. En la Figura 4.12 se presentan las tres primeras formas modales correspondientes a puentes esviados. En el caso de puente recto el primer modo tiene un desplazamiento transversal, mientras que al aumentar el esviaje la forma del primer modo combina deformaciones transversales y longitudinales. En cuanto al efecto sobre los valores de los períodos fundamentales, el incremento del ángulo de esviaje aumenta ligeramente los valores de período del primer modo. En la segunda y tercera forma modal de los puentes esviados se observan desplazamiento longitudinal y de rotación, respectivamente, semejantes al caso de puente recto. Se observó que los valores del período del segundo modo se mantienen casi constantes, mientras que los períodos del tercer modo disminuyen ligeramente a medida que aumenta el ángulo de esviaje.

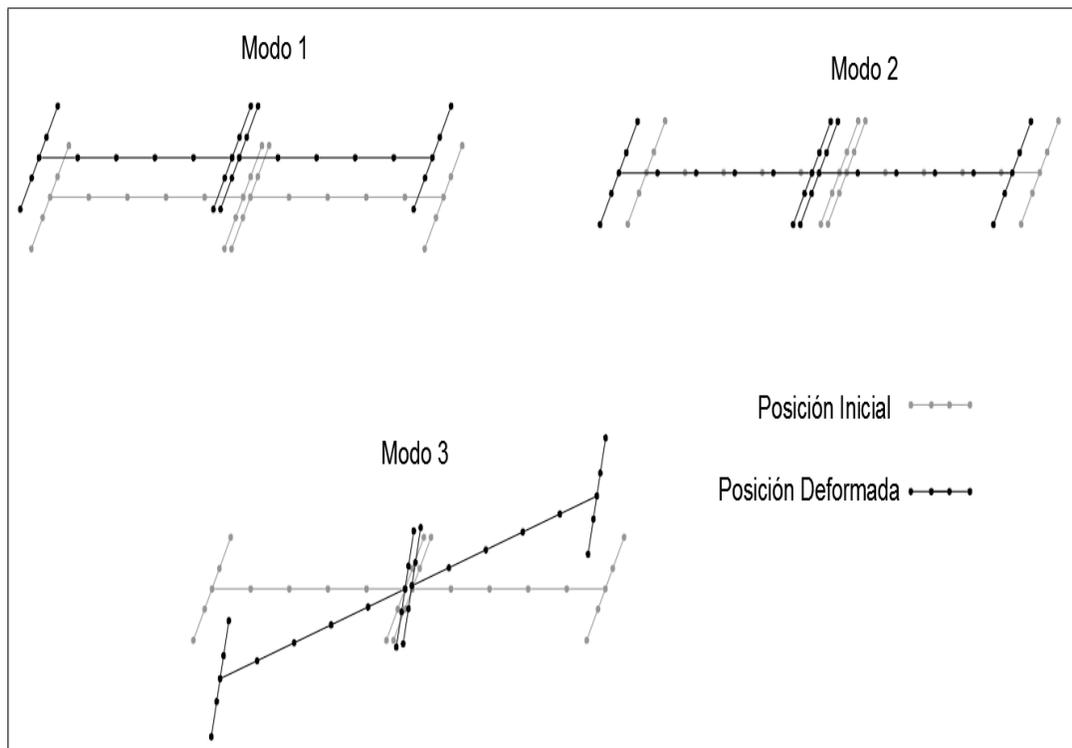


FIGURA 4.12. Formas modales del puente esviado.

En la Tabla 4.5 se muestran los períodos obtenidos de todos los casos analizados.

TABLA 4.5. Períodos fundamentales.

| <b>Puente Azufradero (<math>d/L = 0,15</math>)</b> |                          |            |            |            |            |            |
|--|--------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Períodos Fundamentales                             | <b>Ángulo de Esviaje</b> |            |            |            |            |            |
|  | <b>0°</b>                | <b>10°</b> | <b>20°</b> | <b>30°</b> | <b>40°</b> | <b>50°</b> |
| $T_1$ [seg]  | 0,698                    | 0,699      | 0,701      | 0,701      | 0,702      | 0,704      |
| $T_2$ [seg]  | 0,556                    | 0,557      | 0,558      | 0,558      | 0,559      | 0,559      |
| $T_3$ [seg]  | 0,382                    | 0,381      | 0,381      | 0,38       | 0,379      | 0,378      |

| <b>Puente Chada (<math>d/L = 0,23</math>)</b> |                          |            |            |            |            |            |
|---|--------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Períodos Fundamentales                        | <b>Ángulo de Esviaje</b> |            |            |            |            |            |
|   | <b>0°</b>                | <b>10°</b> | <b>20°</b> | <b>30°</b> | <b>40°</b> | <b>50°</b> |
| $T_1$ [seg]                                   | 0,776                    | 0,777      | 0,780      | 0,786      | 0,792      | 0,796      |
| $T_2$ [seg]                                   | 0,650                    | 0,649      | 0,649      | 0,648      | 0,648      | 0,647      |
| $T_3$ [seg]                                   | 0,480                    | 0,479      | 0,478      | 0,478      | 0,477      | 0,477      |

| <b>Puente Loa (<math>d/L = 0,44</math>)</b> |                          |            |            |            |            |            |
|---|--------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Períodos Fundamentales                      | <b>Ángulo de Esviaje</b> |            |            |            |            |            |
|   | <b>0°</b>                | <b>10°</b> | <b>20°</b> | <b>30°</b> | <b>40°</b> | <b>50°</b> |
| $T_1$ [seg]                                 | 0,756                    | 0,756      | 0,757      | 0,758      | 0,759      | 0,759      |
| $T_2$ [seg]                                 | 0,689                    | 0,689      | 0,689      | 0,688      | 0,688      | 0,687      |
| $T_3$ [seg]                                 | 0,619                    | 0,618      | 0,615      | 0,609      | 0,599      | 0,582      |

## 4.2. Registros sísmicos

Para los análisis dinámicos de los puentes de esta investigación, se usan las dos componentes horizontales de 7 estaciones que registraron el terremoto del Maule del 2010. Estos registros son los mismos que utilizaron (Martínez et al., 2017) y (Peralta y Hube, 2018) para estudiar puentes rectos y provienen de las estaciones de Curicó, Hualañé, Llolleo, Maipú, Peñalolen, Santiago Centro y Viña del Mar Centro.

Los registros sísmicos de estas estaciones presentaron valores de PGA que varían entre 0,215 g y 0,56 g, y la elección de estas estaciones se realizó para tener registros correspondientes a distintos tipos de suelo.

Las velocidades de onda de corte ( $V_{s30}$ ) de estas estaciones varían entre 289 m/s y 541 m/s (Peralta y Hube, 2018). En la Figura 4.13 se muestran los espectros de pseudo-aceleración de los registros anteriormente mencionados considerando 5 % de amortiguamiento.

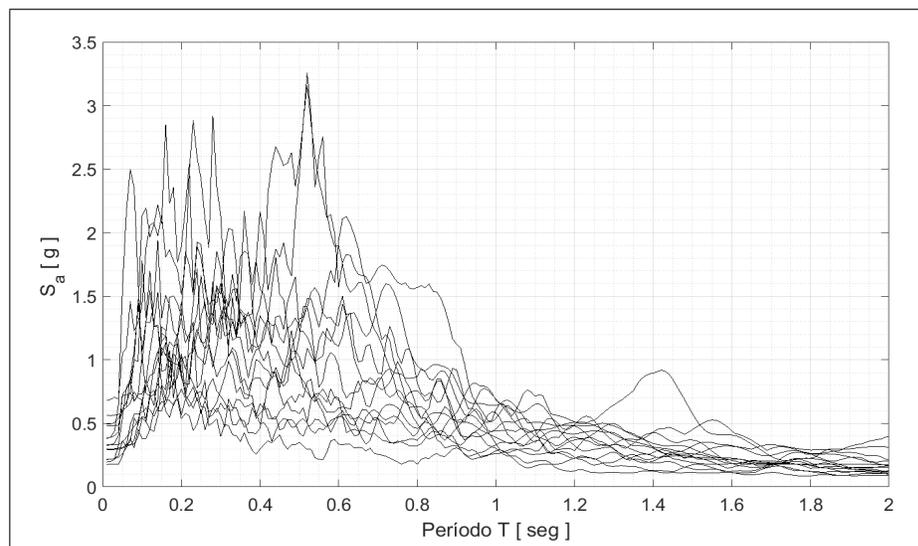


FIGURA 4.13. Espectro de pseudo-aceleración para 5 % de amortiguamiento..

### 4.3. Análisis Dinámico

Los modelos tridimensionales de los tres casos de estudio y todas las configuraciones del ángulo de esviaje se validaron con análisis dinámicos no-lineales. Para estos análisis se utilizaron los registros sísmicos del terremoto del Maule 2010 correspondientes a las direcciones N-S y E-W de la estación de Peñalolen aplicados en las direcciones longitudinal y transversal respectivamente. Se consideró un amortiguamiento de tipo Rayleigh con un 2% de amortiguamiento para los modos 1 y 3. Para integrar la ecuación de movimiento se utilizó el método de Newmark con aceleración constante ( $\gamma = 0,5, \beta = 0,25$ ). Adicionalmente, se consideró iteraciones de Newton-Raphson y se implementaron diferentes algoritmos de solución (Newton, Krylov-Newton, Newton Modificado, NewtonWithLineSearch y Broyden) para resolver la ecuación de movimiento en cada instante de tiempo.

Los registros sísmicos utilizados para la validación de los modelos fueron amplificados con un factor de 2,5 para inducir impactos del tablero con estribos y con topes laterales, de tal manera de observar las respuestas y constitutivas de estos componentes. En el presente documento se muestran los resultados de la validación realizada correspondiente al puente El Azufradero con ángulo de esviaje de  $0^\circ$ , debido a los numerosos casos analizados en esta investigación.

#### 4.3.1. Desplazamientos Nodales

La Figura 4.15 muestra la respuesta de desplazamientos horizontales en las direcciones transversal y longitudinal de los nodos correspondientes a los extremos del tablero (Ver Figura 4.14).

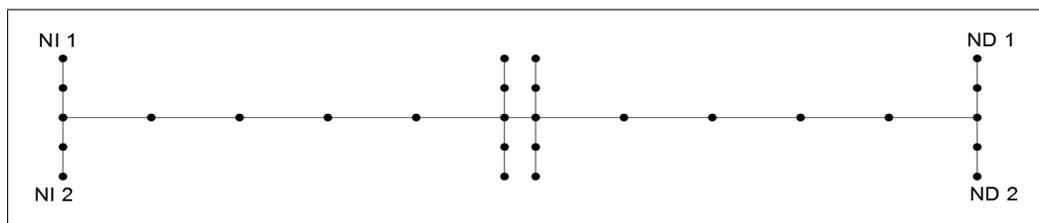
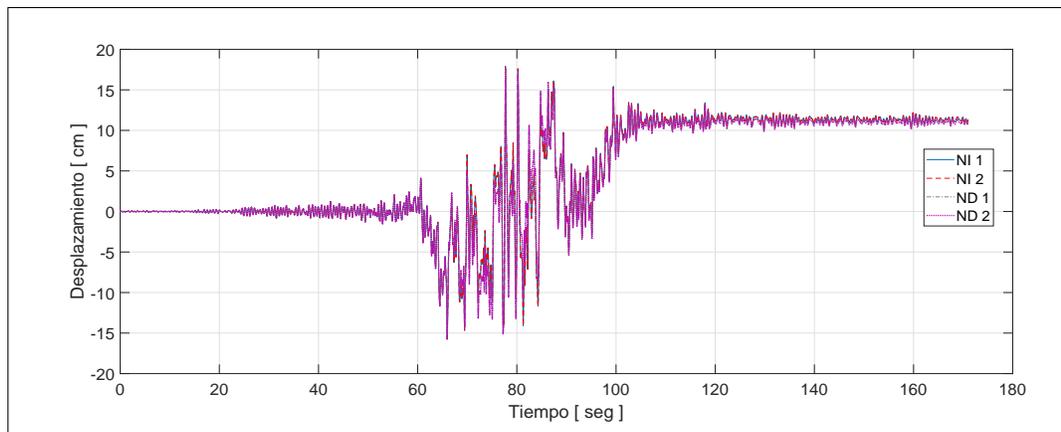
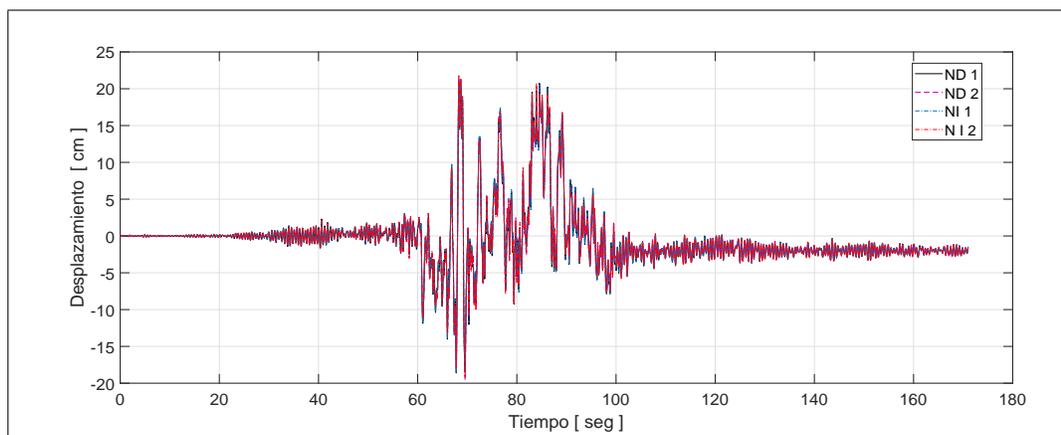


FIGURA 4.14. Nodos de los extremos del tablero.

Las Figuras 4.15(a) y 4.15(b) muestran los desplazamientos de los extremos del tablero en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Se observa que en la dirección longitudinal no se producen diferencias significativas en el desplazamiento de los distintos nodos. Por otro lado, en la dirección transversal se producen mayores diferencias. Este desplazamiento transversal relativo entre los nodos de ambos extremos del tablero se asocia a la rotación en planta de la superestructura, en el caso analizado se observó un desplazamiento residual relativo de 0.58 cm entre los extremos del tablero.



(a) Desplazamiento transversal.

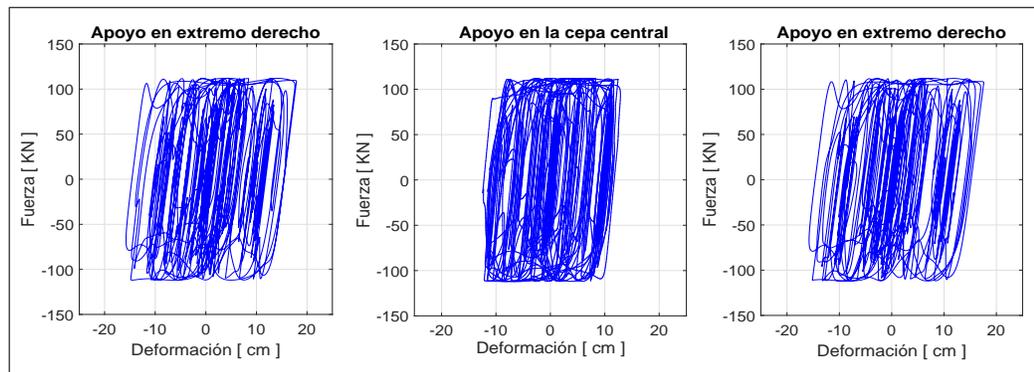


(b) Desplazamiento longitudinal.

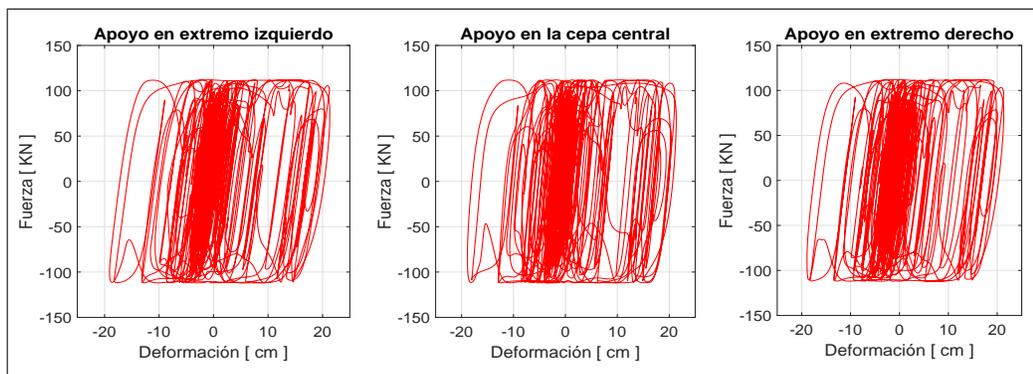
FIGURA 4.15. Desplazamientos nodales de los extremos del tablero.

### 4.3.2. Apoyos elastoméricos

En la Figura 4.16 se muestran resultados fuerza-deformación de apoyos elastoméricos en las direcciones transversal y longitudinal. Se muestran las respuestas en ambas direcciones de tres apoyos elastoméricos; dos apoyos ubicados en ambos extremos del tablero y un apoyo ubicado en la cepa central. La Figura 4.16(a) muestra las respuestas en dirección transversal y la Figura 4.16(b) muestra las respuestas en dirección longitudinal. Los apoyos presentan un comportamiento elastoplástico perfecto en ambas direcciones. En todos los gráficos se observan variaciones en cuanto a la fuerza de fluencia de los apoyos a lo largo del tiempo historia, lo cual se debe al comportamiento acoplado de los apoyos en ambas direcciones y a las variaciones de carga axial sobre los mismos.



(a) Fuerza-deformación transversal.



(b) Fuerza-deformación longitudinal.

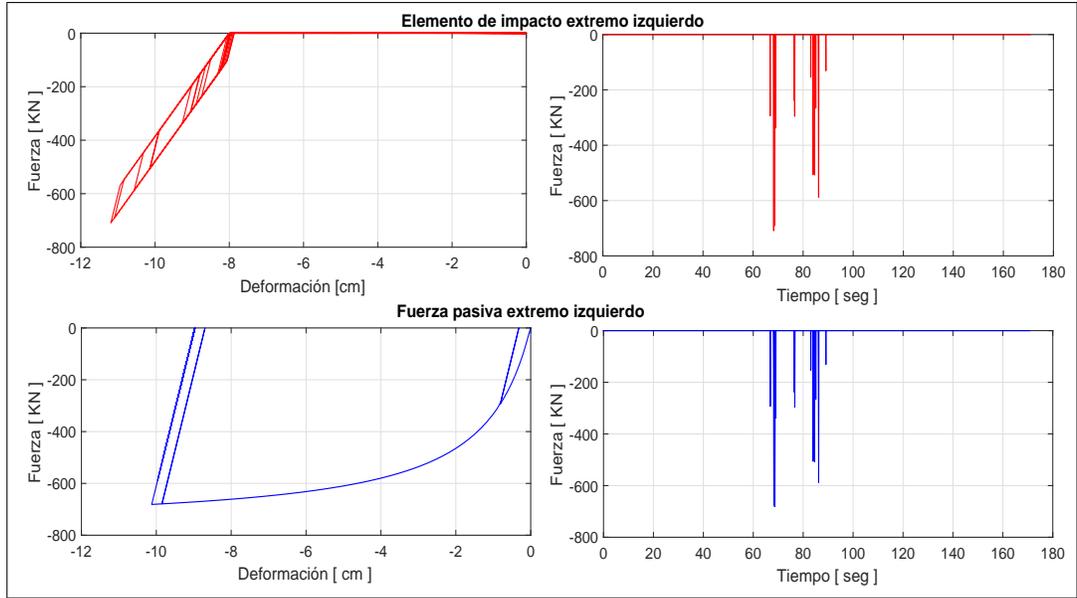
FIGURA 4.16. Relaciones fuerza-deformación de apoyos elastoméricos.

### 4.3.3. Interacción tablero-estribo

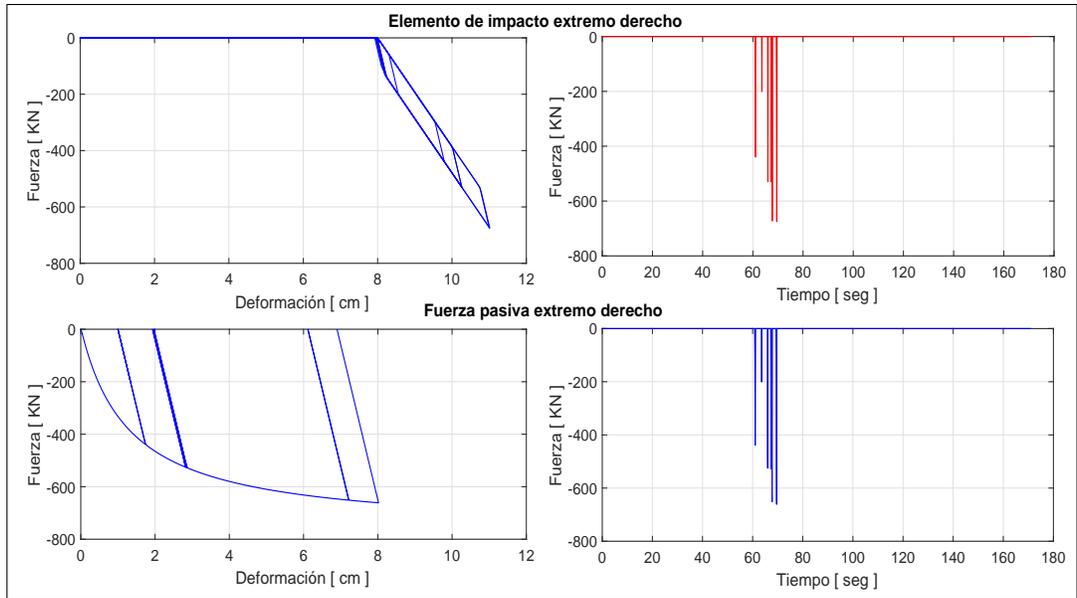
La Figura 4.17 muestra resultados de los elementos de impacto y fuerza pasiva utilizados para representar la interacción del tablero con el estribo. Se muestran resultados de elementos usados en ambos extremos del tablero.

La Figura 4.17(a) corresponde a elementos ubicados en el extremo izquierdo del tablero (considerando la Figura 4.14), mientras que la Figura 4.17(b) corresponde a elementos ubicados en el extremo derecho.

Se presentan los resultados de las constitutivas de los elementos y las respuestas del tiempo-historia en donde se muestran los impactos producidos en ambos elementos. Se observa que los dos elementos presentan una constitutiva solo en compresión. Los elementos de impacto tienen un comportamiento bilineal, el mismo que se produce una vez que se ha cubierto el gap de separación. Los elementos de fuerza pasiva presentan la constitutiva hiperbólica expuesta anteriormente. Estos elementos no presentan el gap de separación, ya que los elementos son colocados en serie y el gap se incorpora únicamente al elemento de impacto. Luego de que se sobrepasa el gap de separación, ambos elementos producen una fuerza de reacción. Esto se observa en los gráficos del tiempo-historia en donde vemos que los impactos de ambos elementos se producen en los mismos instantes de tiempo. El elemento de impacto produce una fuerza de reacción siempre que el elemento de fuerza pasiva tenga una rigidez mayor. Para fuerzas muy altas en donde haya deformaciones grandes del elemento de fuerza pasiva, este elemento cede y consecuentemente el elemento de impacto deja de producir reacción.



(a) Interacción extremo izquierdo.

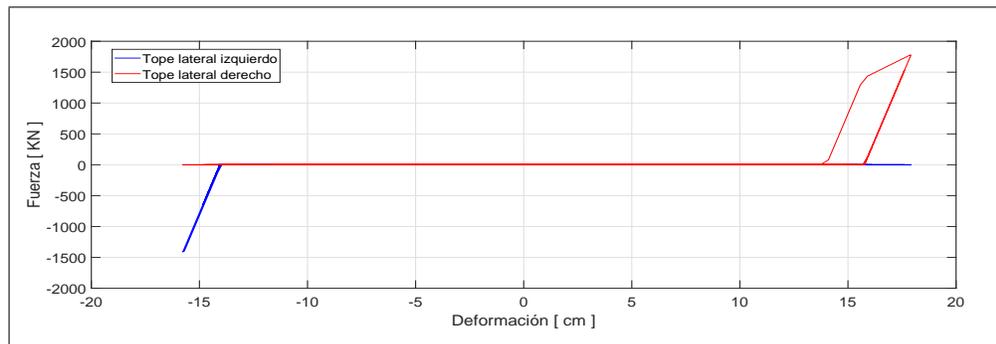


(b) Interacción extremo derecho.

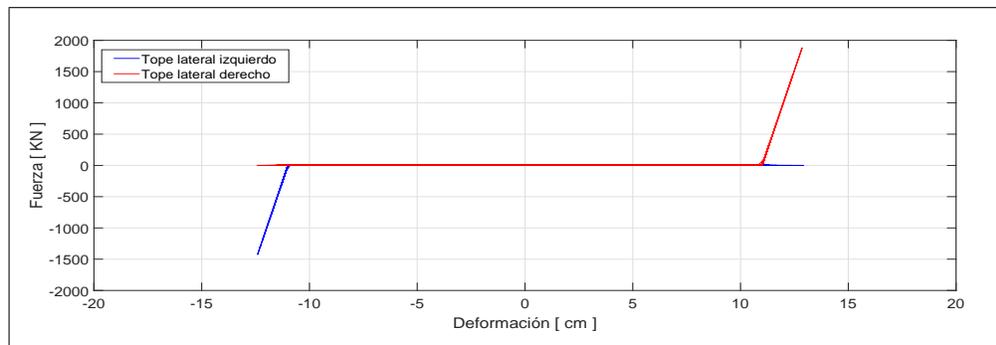
FIGURA 4.17. Relaciones fuerza-deformación y tiempo historia de elementos de interacción tablero-estribo.

#### 4.3.4. Topes laterales

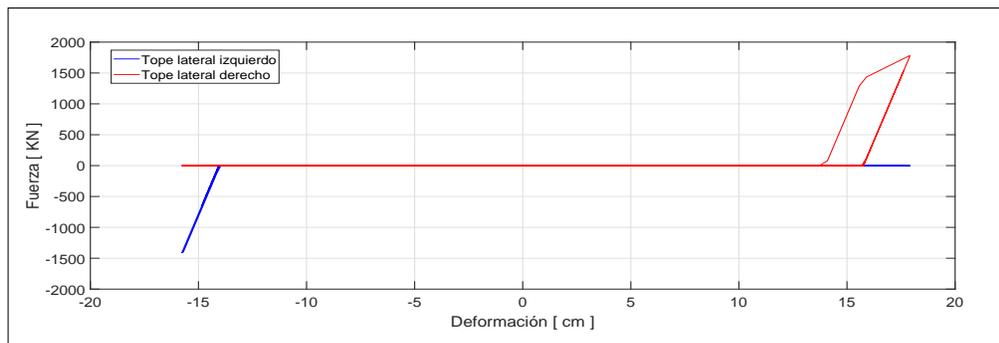
La Figura 4.18 muestra la relación fuerza-deformación de topes laterales opuestos (considerando una sección transversal, ver Figura 4.3), los mismos que están ubicados en ambos estribos del puente y en la cepa central.



(a) Topes laterales de extremo izquierdo del tablero.



(b) Topes laterales de la cepa central.



(c) Topes laterales de extremo derecho del tablero.

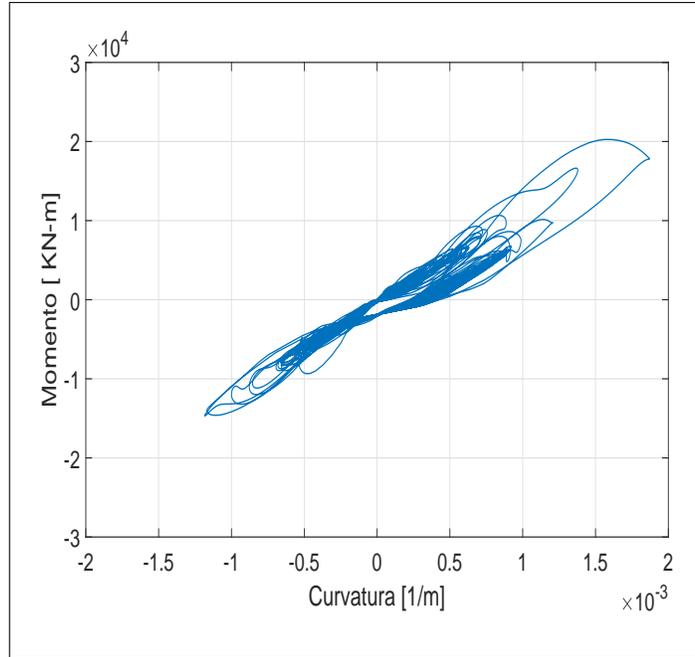
FIGURA 4.18. Relaciones fuerza-deformación de topes laterales.

Se observa que los topes producen fuerzas de reacción una vez que se ha cubierto el gap de separación, esta separación así como las fuerzas de fluencia alcanzadas se presentan distintas según si el tope lateral se ubica en la cepa o los estribos (Ver Tabla 4.4). En el caso analizado únicamente se alcanzó fluencia de los topes laterales en los estribos.

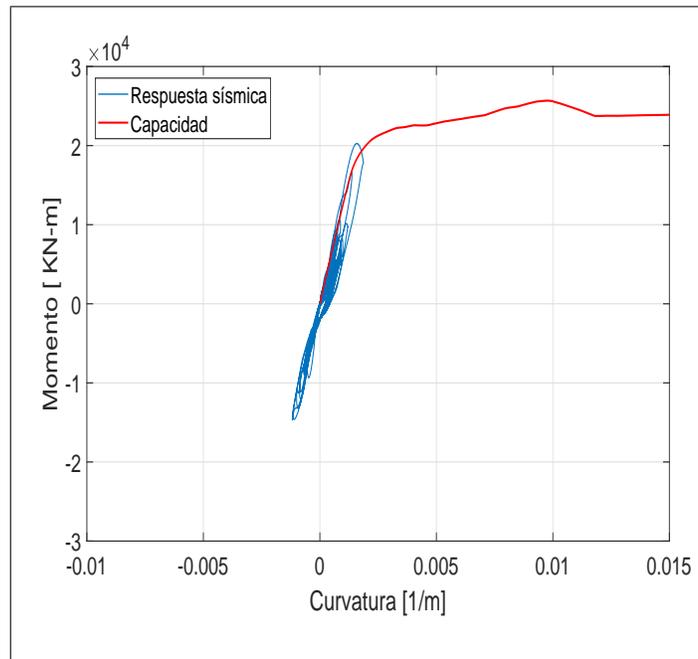
#### **4.3.5. Columnas**

En la Figura 4.19 se muestra la respuesta momento-curvatura producida en la columna del puente. La respuesta corresponde al elemento inferior conectado a la base de la columna. El giro medido para el cálculo de la curvatura corresponde a la dirección transversal, la misma en la que actúan los topes laterales, ya que estos son los que transmiten las fuerzas a la subestructura y aumentan la sollicitación de la columna.

En la Figura 4.19(a) se presenta la respuesta momento-curvatura, mientras que la Figura 4.19(b) compara la respuesta de la columna con la capacidad de la misma, evaluada con un análisis push-over del puente en la dirección transversal. Se observa que en el análisis dinámico la columna ha sobrepasado la capacidad de fluencia.



(a) Relación momento-curvatura.



(b) Comparación de la capacidad de la columna.

FIGURA 4.19. Respuesta momento-curvatura de columnas.

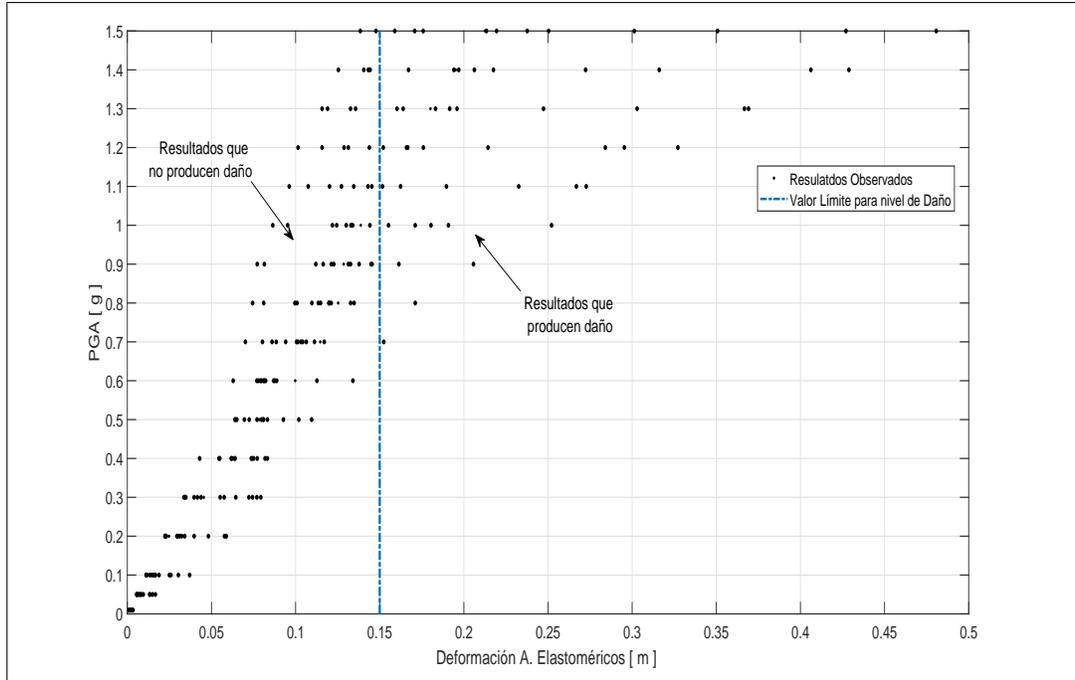
#### 4.4. Desarrollo de Curvas de Fragilidad

Para la elaboración de las curvas de fragilidad se consideró como medida de intensidad ( $IM$ ) el PGA, según las recomendaciones de (Padgett, Nielson, y DesRoches, 2008) para este tipo de análisis. Se realizan análisis dinámicos incrementales (IDA) (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se obtienen los parámetros de las curvas de fragilidad ( $\theta, \beta$ ) aplicando el análisis de múltiples bandas (*Multiple Stripes Analysis MSA*) según (Baker, 2015). El análisis de múltiples bandas usa como técnica de ajuste el análisis de máxima verosimilitud, en el cual se considera independencia de los registros para alcanzar un cierto estado límite y se adopta una distribución binomial para el ajuste de las probabilidades.

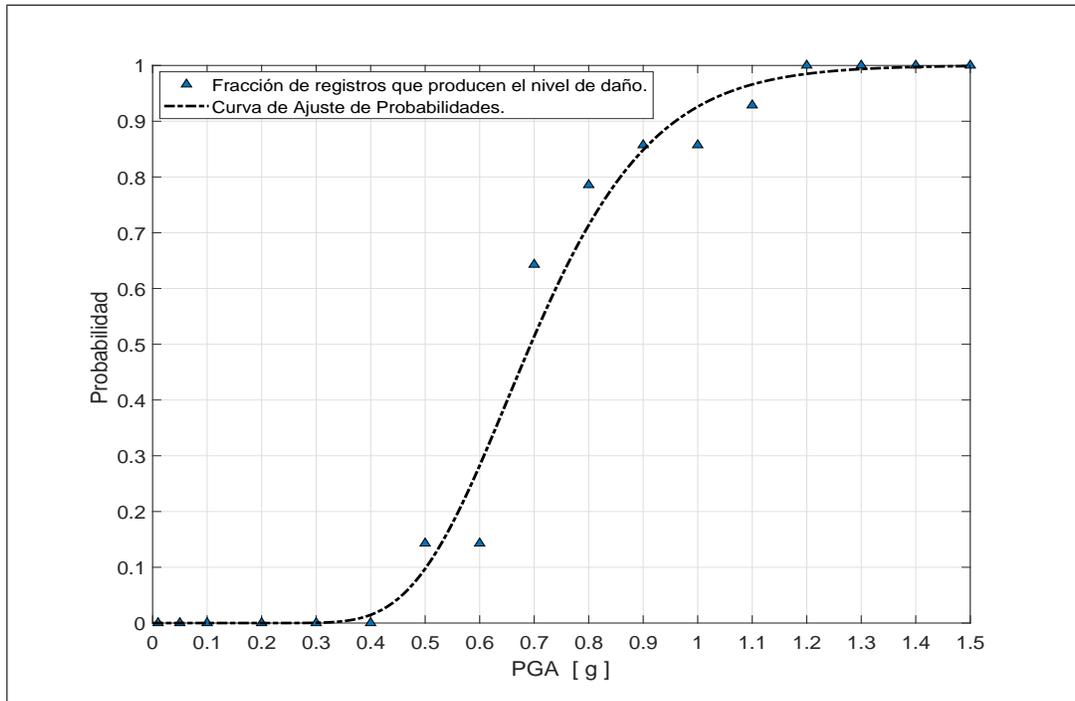
En la Figura 4.20 se muestra un esquema del análisis para la obtención de parámetros de curvas de fragilidad. Para cada incremento de la medida de intensidad se obtiene el número de registros que producen un determinado nivel de daño (Figura 4.20(a)). Relacionando con el número total de registros considerados, se obtiene la probabilidad que tiene cada incremento de la medida de intensidad de producir dicho nivel de daño (Figura 4.20(b)).

Conocidas las probabilidades, el método de máxima verosimilitud permite encontrar los parámetros  $\theta$  y  $\beta$  de la función de fragilidad que mejor se ajusta a las probabilidades obtenidas con los datos del análisis estructural.

Se definieron cuatro niveles de daño, los cuales están asociados a estados límite de diversos componentes. En la Tabla 4.6 se indican los valores usados como estado límite. Los valores de ductilidad de curvatura de columnas, deformación de apoyos elastoméricos y respuesta pasiva de estribos fueron definidos según recomendaciones de (Ramanathan et al., 2010). Estos valores de estados límite se adoptaron para analizar puentes chilenos debido a la similitud en la tipología estructural con puentes de vigas pretensadas de hormigón, considerados en la investigación citada.



(a) Cálculo de probabilidades.



(b) Ajuste de probabilidades.

FIGURA 4.20. Determinación de curvas de fragilidad.

TABLA 4.6. Estados límite de componentes.

| Componentes                 | Daño 1    | Daño 2    | Daño 3     | Daño 4     |
|-----------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| <b>Columna</b>              |           |           |            |            |
| Ductilidad de Curvatura     | 1         | 1,58      | 3,22       | 4,18       |
| <b>Apoyos Elastoméricos</b> |           |           |            |            |
| Desplazamiento (mm)         | 30        | 100       | 150        | 255        |
| <b>Estribos</b>             |           |           |            |            |
| Respuesta pasiva (mm)       | 37        | 146       | 1000       | —          |
| <b>Topes Laterales</b>      |           |           |            |            |
| Deformación (mm)            | $1 * d_y$ | $7 * d_y$ | $14 * d_y$ | $22 * d_y$ |

Para evaluar el daño asociado a deformación de apoyos elastoméricos, se considera el desplazamiento total del apoyo como se indica en la Figura 4.21. En el caso de daño en estribos, se consideran tres niveles de daño en donde los valores de deformación están asociados a la reacción pasiva del suelo de relleno.

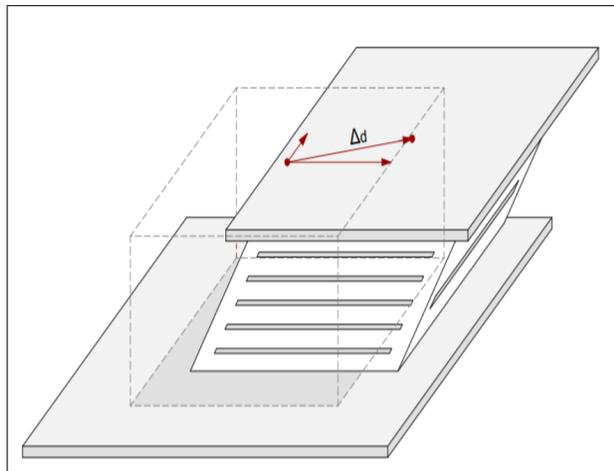


FIGURA 4.21. Deformación total del apoyo elastomérico.

Para evaluar el daño en topes laterales se considera recomendaciones de (Zakeri, Padgett, y Amiri, 2013), en donde los niveles de daño de estos elementos están basados en deformaciones proporcionales a la deformación que produce la primera fluencia del acero de refuerzo en los topes ( $d_y$ ). La Figura 4.22 muestra un esquema del tope lateral con los valores de deformaciones asociados a los 4 niveles de daño.

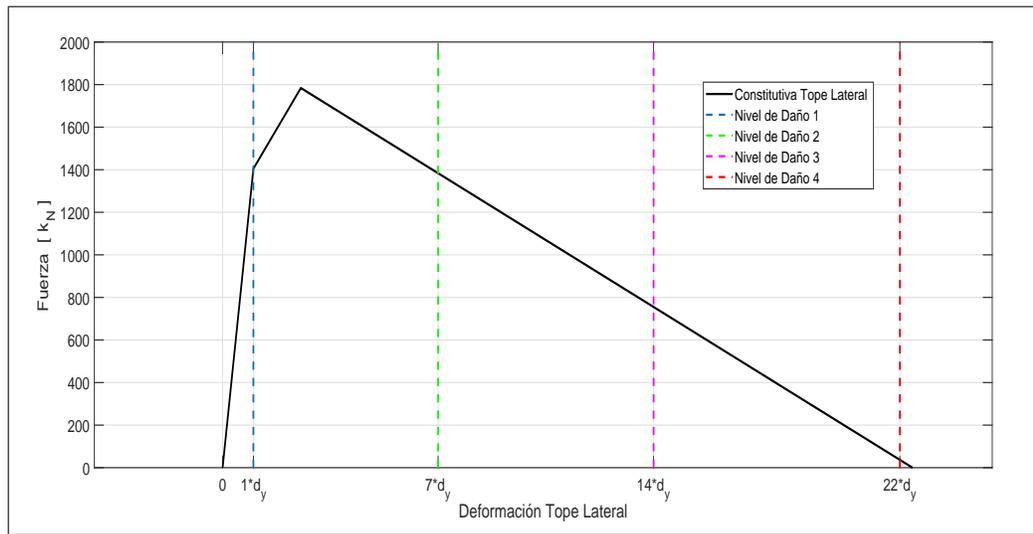


FIGURA 4.22. Daño en topes laterales.

Se determinan curvas de fragilidad globales que representan la fragilidad del puente completo, considerando las probabilidades de los componentes de alcanzar un cierto estado límite. El cálculo de la probabilidad de que el puente alcance dicho estado límite se hace según recomendaciones de (Nielson y DesRoches, 2007), en donde se supone al puente como un sistema de componentes en serie.

Como se indica en la expresión 4.9, la probabilidad de que el sistema alcance un determinado nivel de daño se obtiene con las probabilidades de los  $i$  componentes en alcanzar el mismo nivel de daño.

$$\max_{i=1}^n [P_i] \leq P_{(sistema)} \leq 1 - \prod_{i=1}^n [P(F_i)] \quad (4.9)$$

El valor mínimo de  $P_{(sistema)}$  es igual a la máxima probabilidad de que un componente esté dañado; el valor máximo se alcanza para el caso de que no exista correlación

entre la respuesta de los componentes. Para calcular la probabilidad del puente de alcanzar un nivel de daño se adopta el caso conservador sin correlación entre los componentes. La Figura 4.23 muestra curvas de fragilidad de componentes y del sistema, obtenidas con la metodología anterior. Se observa que la fragilidad que representa al puente completo tiene mayor probabilidad de alcanzar el nivel de daño que los componentes.

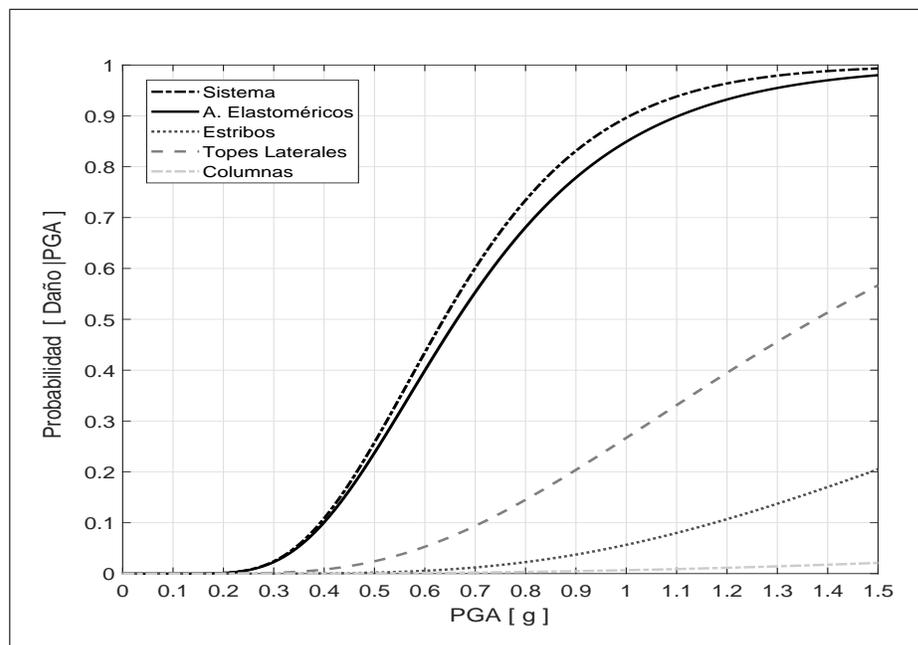


FIGURA 4.23. Curvas de fragilidad de componentes y del sistema.

## 5. EFECTO DEL ÁNGULO DE ESVAIAJE SOBRE LOS CASOS DE ESTUDIO

En este capítulo se presentan las respuestas de los análisis incrementales y curvas de fragilidad calculadas aplicando cinco incrementos del ángulo de esviaje ( $10^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $40^\circ$ ,  $50^\circ$ ) a los modelos de los tres casos de estudio. En la Figura 5.1 se muestra la relación entre la razón de aspecto y el ángulo de esviaje de los casos de estudio (relaciones de aspecto 0,15, 0,23 y 0,44), y de los incrementos en el ángulo de esviaje sobre dicha relación. De los 18 casos analizados, 11 casos están en la zona de desplazamientos esperados excesivos, casos para los que se esperaría un mayor efecto del ángulo de esviaje.

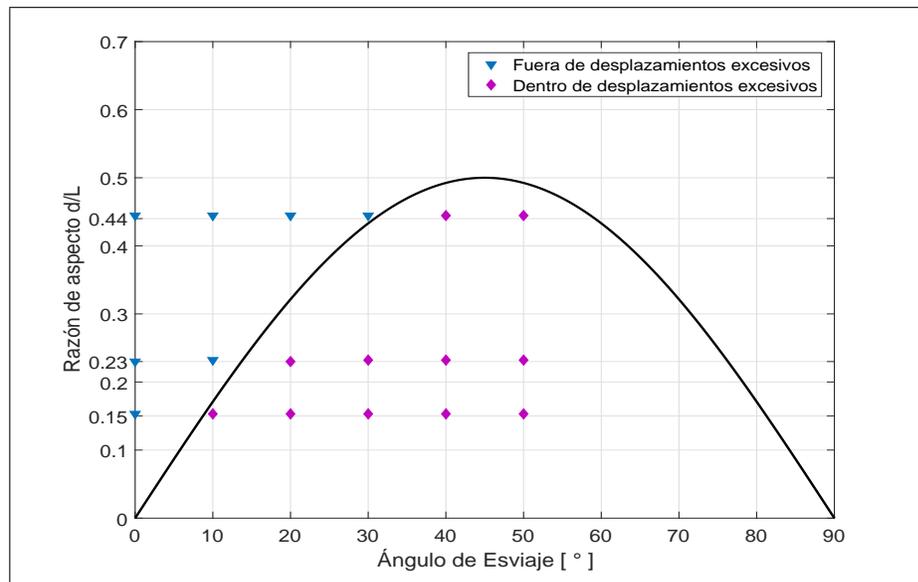


FIGURA 5.1. Casos de esviaje.

### 5.1. Respuestas de los análisis incrementales

Las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4 muestran las respuestas del análisis incremental correspondiente al desplazamiento transversal máximo del tablero. Se presentan las respuestas individualmente de los tres casos de estudio para los incrementos en el ángulo de esviaje.

En estas figuras se presentan los resultados de todos los registros sísmicos considerados, resaltando la respuesta media ( $\mu$ ). Las figuras muestran que, en general, a mayor ángulo de esviaje se espera mayor desplazamiento.

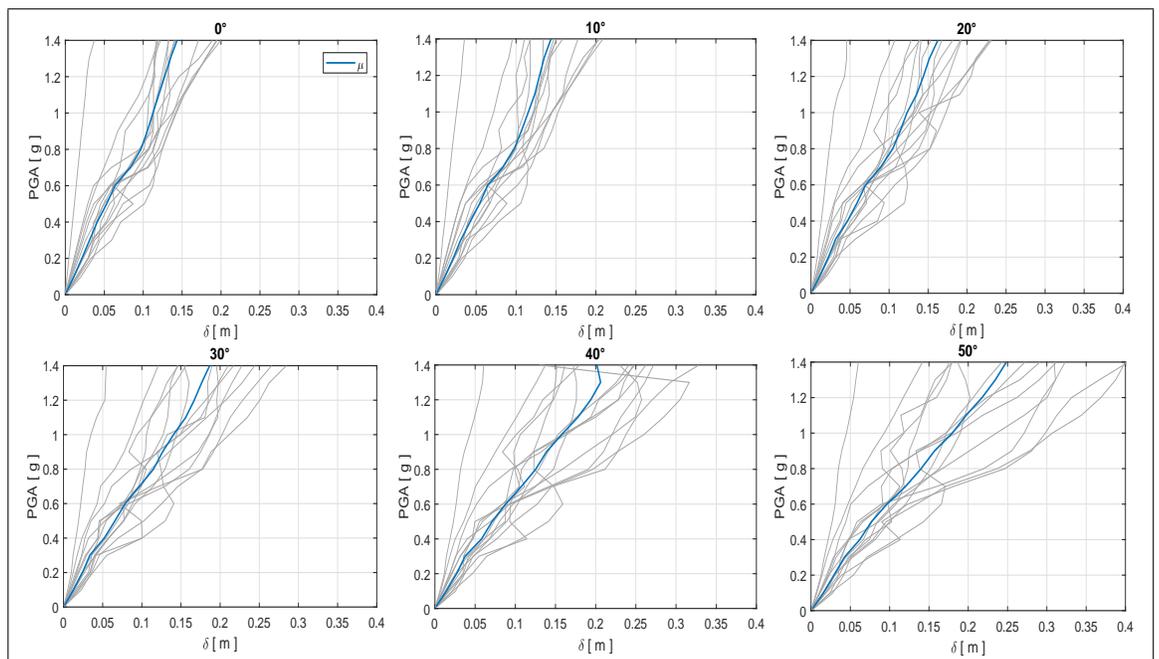


FIGURA 5.2. Curvas análisis dinámico incremental puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ).

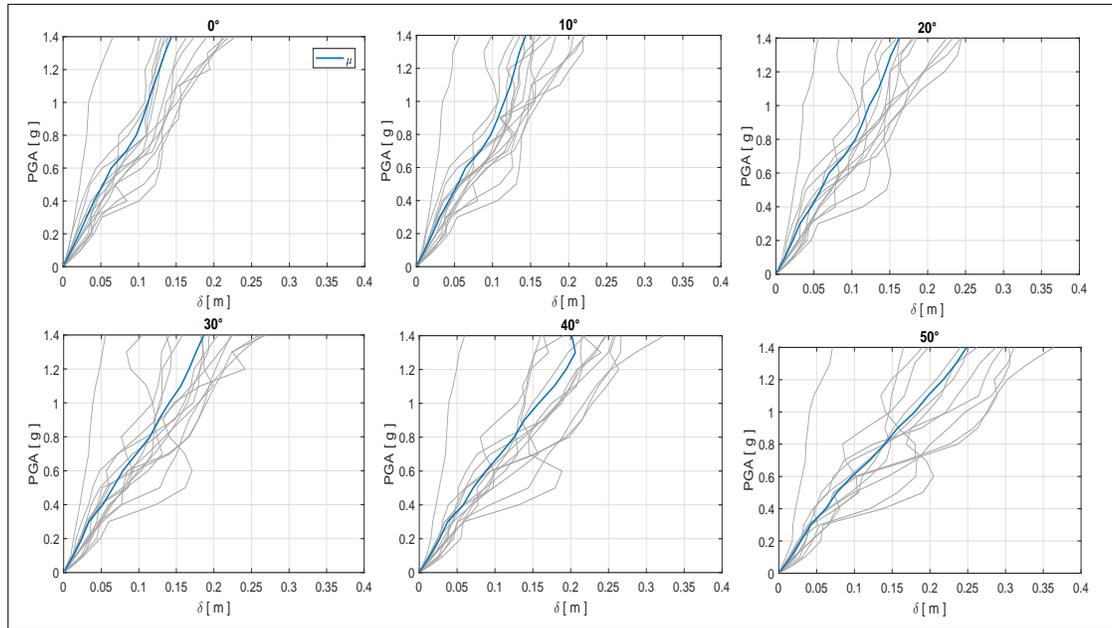


FIGURA 5.3. Curvas análisis dinámico incremental puente Chada ( $d/L = 0,23$ ).

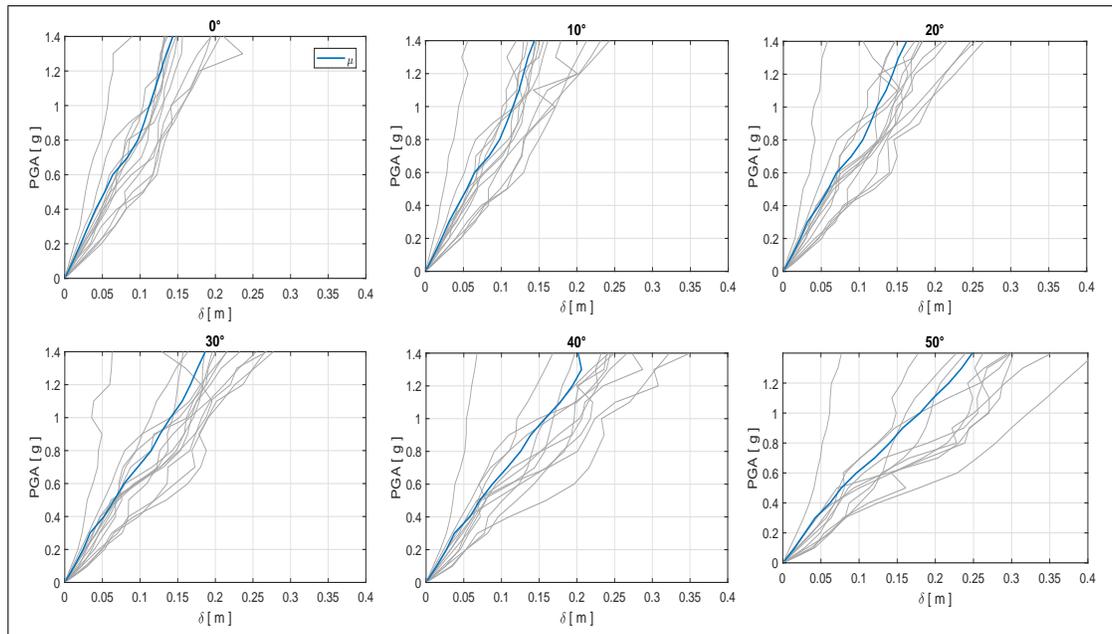


FIGURA 5.4. Curvas análisis dinámico incremental puente Loa ( $d/L = 0,44$ ).

Para comparar el efecto del ángulo de esviaje, en las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7 se muestran las respuestas medias de los análisis incrementales para cada puente.

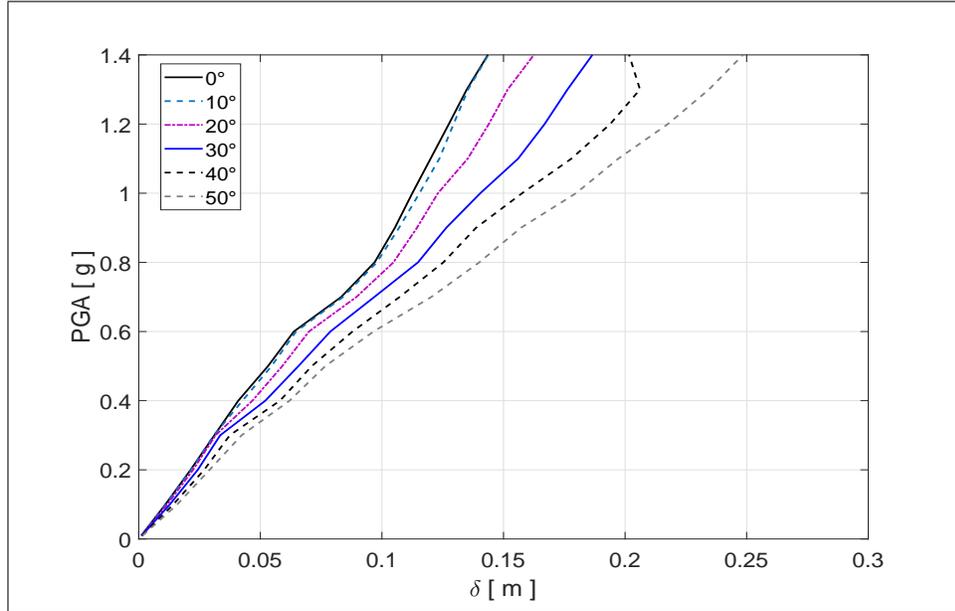


FIGURA 5.5. Respuesta media análisis dinámico incremental puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ).

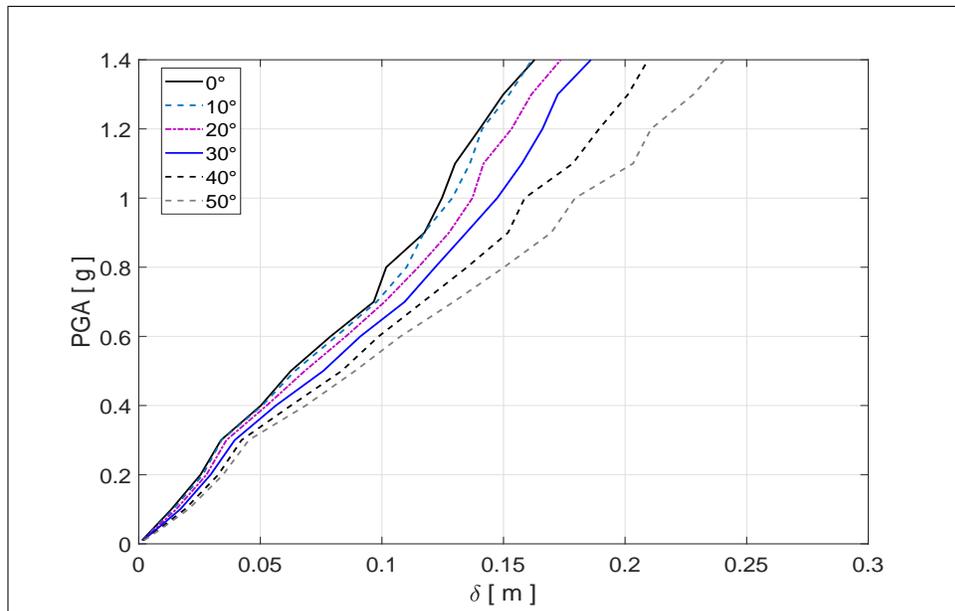


FIGURA 5.6. Respuesta media análisis dinámico incremental puente Chada ( $d/L = 0,23$ ).

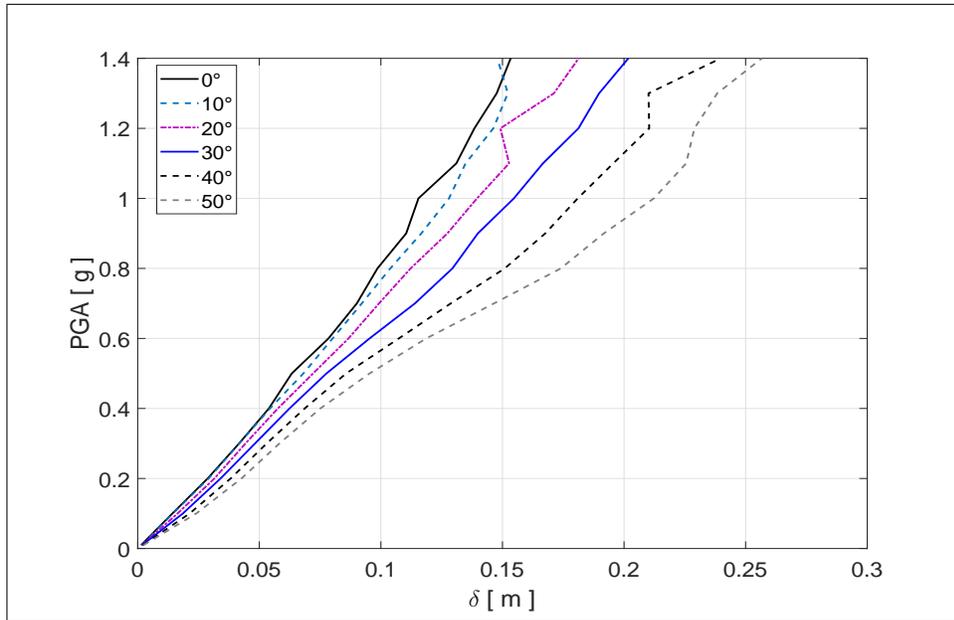


FIGURA 5.7. Respuesta media análisis dinámico incremental puente Loa ( $d/L = 0,44$ ).

En las figuras anteriores se observa que a medida que aumenta el ángulo de esviaje, aumenta la respuesta media del desplazamiento transversal de la superestructura. Evaluando las respuestas medias de los análisis incrementales del puente El Azufra-dero ( $d/L = 0,15$ ), se obtuvo un aumento respecto del caso recto del desplazamiento promedio de 1,7 %, 4,9 %, 8,8 %, 15,0 % y 25,9 % para incrementos de esviaje de 10°, 20°, 30°, 40° y 50°, respectivamente. En los otros dos casos de estudio se obtienen valores parecidos: en el puente Chada ( $d/L = 0,23$ ) se obtuvo aumentos promedio de desplazamiento de 2,3 %, 4,9 %, 8,7 %, 14,4 % y 21,2 % para incrementos de esviaje de 10°, 20°, 30°, 40° y 50°, respectivamente, mientras en el puente Loa ( $d/L = 0,44$ ) se obtuvo aumentos de 1,3 %, 5,3 %, 9,1 %, 14,1 % y 25,1 %.

Las figuras y resultados anteriores indican que, independiente del caso de estudio analizado, el incremento en el ángulo de esviaje produce mayor desplazamiento de la superestructura. Este efecto se produce de forma similar en los tres casos de estudio con valores promedio semejantes, sin importar que los puentes tengan una razón de aspecto del tablero distinta.

Por ejemplo, en el puente con razón de aspecto  $d/L = 0,15$  los casos de ángulos de esviaje de  $10^\circ$ ,  $20^\circ$  y  $30^\circ$  cumplen la relación de desplazamientos excesivos con incrementos de desplazamiento de (1,7 %, 4,9 % y 8,8 %, respectivamente). Sin embargo los casos de ángulos de esviaje de  $10^\circ$ ,  $20^\circ$  y  $30^\circ$  del puente con razón de aspecto  $d/L = 0,44$ , que no están en la zona de desplazamientos excesivos, tienen aumentos de desplazamiento muy similares (1,3 %, 5,3 % y 9,1 %).

En las mismas curvas se observa que la diferencia entre los desplazamientos a distinto ángulo es mayor conforme aumenta la medida de intensidad. Para valores de PGA sobre los  $0,4g$  la diferencia entre las curvas es mucho más notoria. Este efecto se asocia a que valores altos de la medida de intensidad producen una mayor interacción del tablero con topes laterales y estribos, en donde las rotaciones generadas aumentan el desplazamiento de la superestructura.

Para evaluar el efecto del ángulo de esviaje sobre la rotación de los puentes, se evaluó la diferencia en desplazamientos transversales de los extremos del tablero, como se muestra en la Figura 5.8. Se calculó la rotación de la superestructura, expresada en grados (ecuación 5.1).

$$\phi = \frac{|\Delta 1 - \Delta 2|}{L} * \frac{180^\circ}{\pi} \quad (5.1)$$

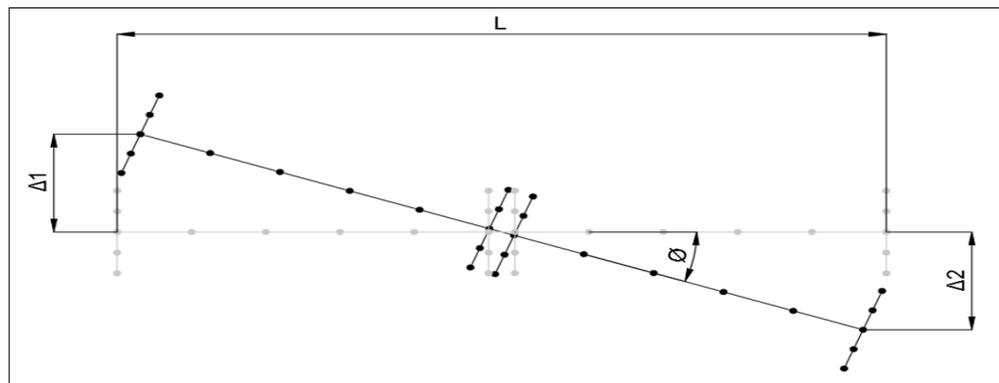


FIGURA 5.8. Rotación de la superestructura.

En las Figuras 5.9, 5.10 y 5.11 se presentan gráficos boxplot de las rotaciones de los tableros para todos los registros usados. Las figuras muestran que en los tres casos de estudio el aumento del esviaje incrementa las rotaciones.

Vemos que para valores mayores de la medida de intensidad aumentan tanto la respuesta media como la dispersión en las respuestas. Se observa que para el valor de *PGA* de 0,5g las respuestas de rotación son bajas, con valores de media cercanos a cero. Dado que las rotaciones aumentan cuando existen impactos entre el tablero y los topes laterales o los muros espaldar en estribos, se puede suponer que a intensidades menores a 0,5g los movimientos de la superestructura apenas alcanzarían a cubrir los gaps de separación del tablero con esos elementos.

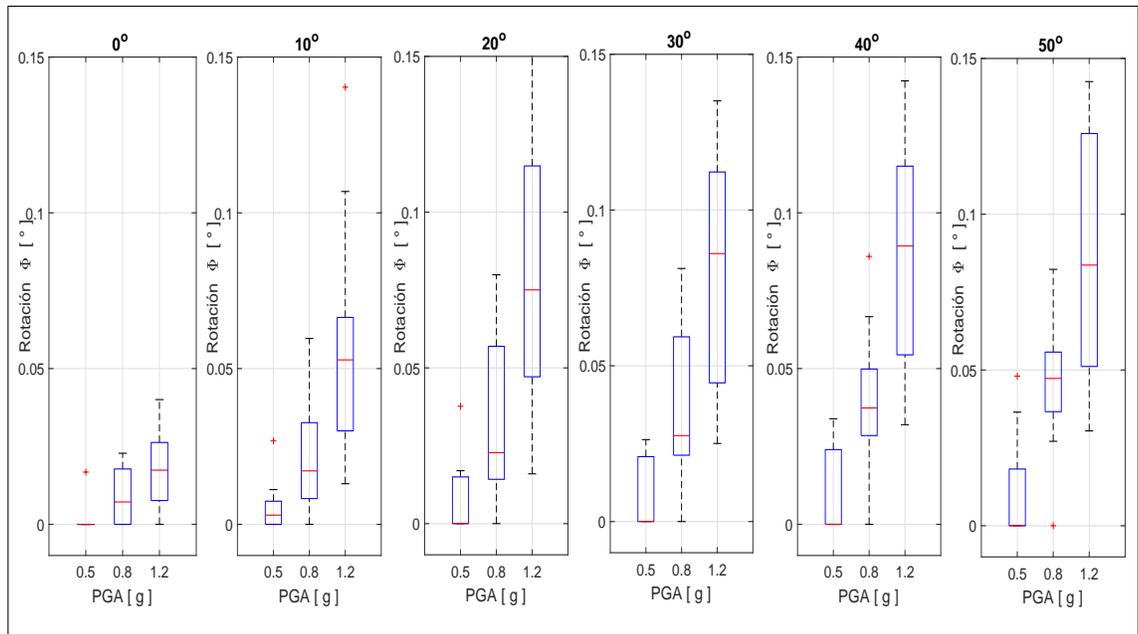


FIGURA 5.9. Rotación superestructura puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ).

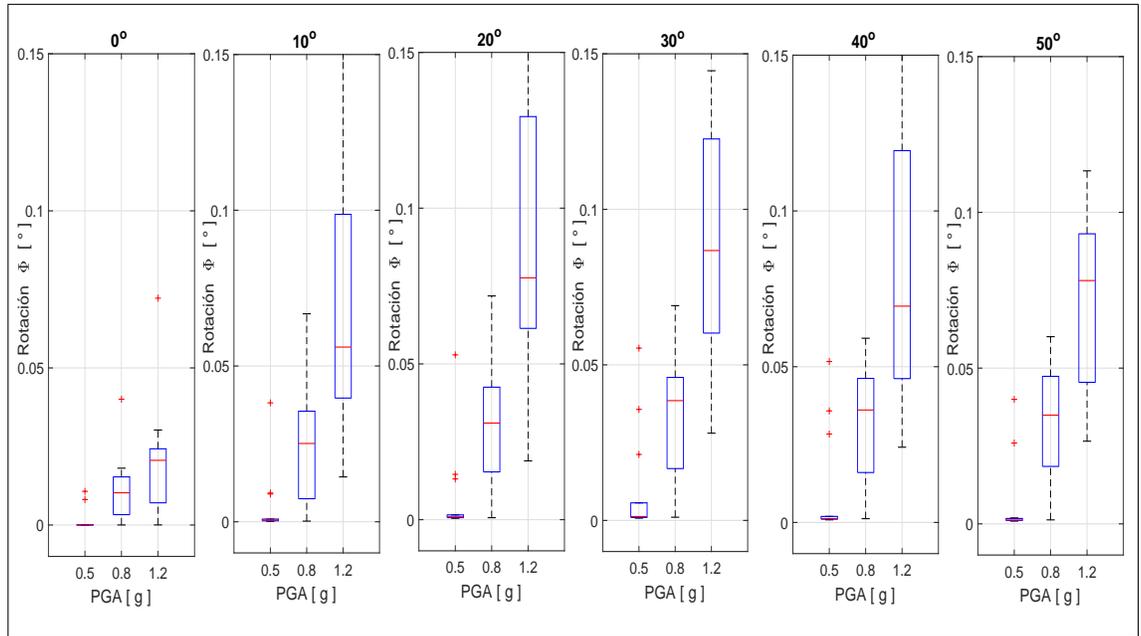


FIGURA 5.10. Rotación superestructura puente Chada ( $d/L = 0,23$ ).

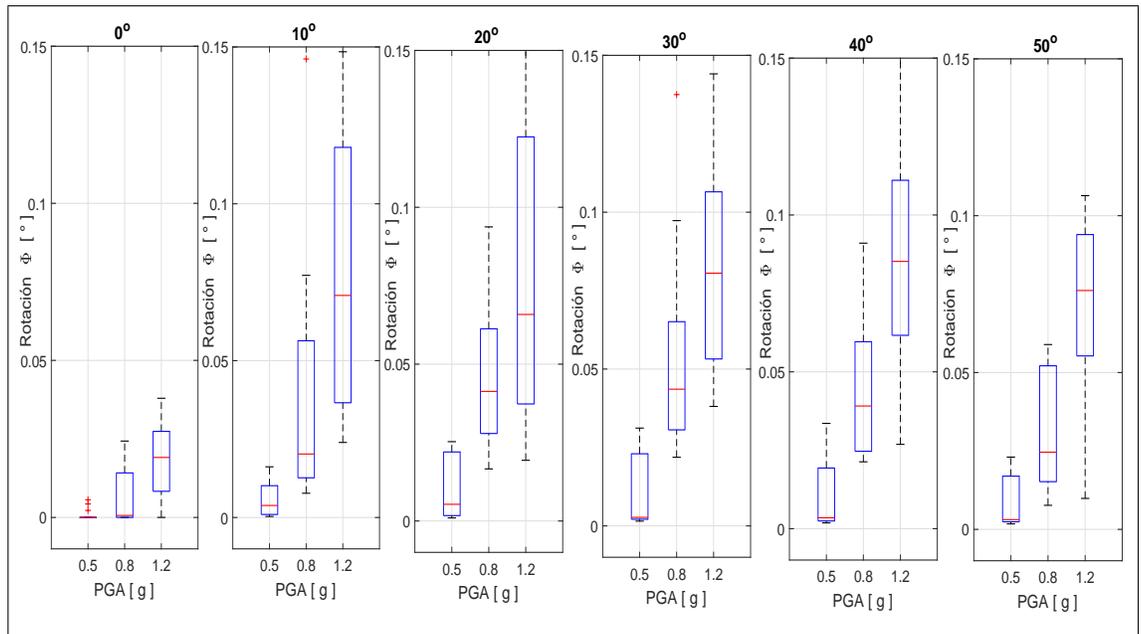


FIGURA 5.11. Rotación superestructura puente Loa ( $d/L = 0,44$ ).

Estas figuras indican que el efecto del ángulo de esviaje sobre las rotaciones es similar entre los tres casos de estudio con un aumento gradual de las respuestas a medida que incrementa el ángulo. Se observa que ocurre un efecto parecido al que se mostró en los valores medios de desplazamientos en donde, independiente de la razón de aspecto del tablero o que los puentes cumplan o no la relación de desplazamientos excesivos, la variación en las rotaciones al aumentar el ángulo de esviaje es semejante en los tres casos de estudio.

## **5.2. Curvas de Fragilidad**

A partir de los resultados de análisis dinámico incremental, se obtienen curvas de fragilidad según los niveles de daño en componentes presentados en la Tabla 4.6. Las Figuras 5.12, 5.13 y 5.14 presentan las curvas de fragilidad por componentes y del sistema de los tres casos de estudio, correspondientes a los puentes rectos.

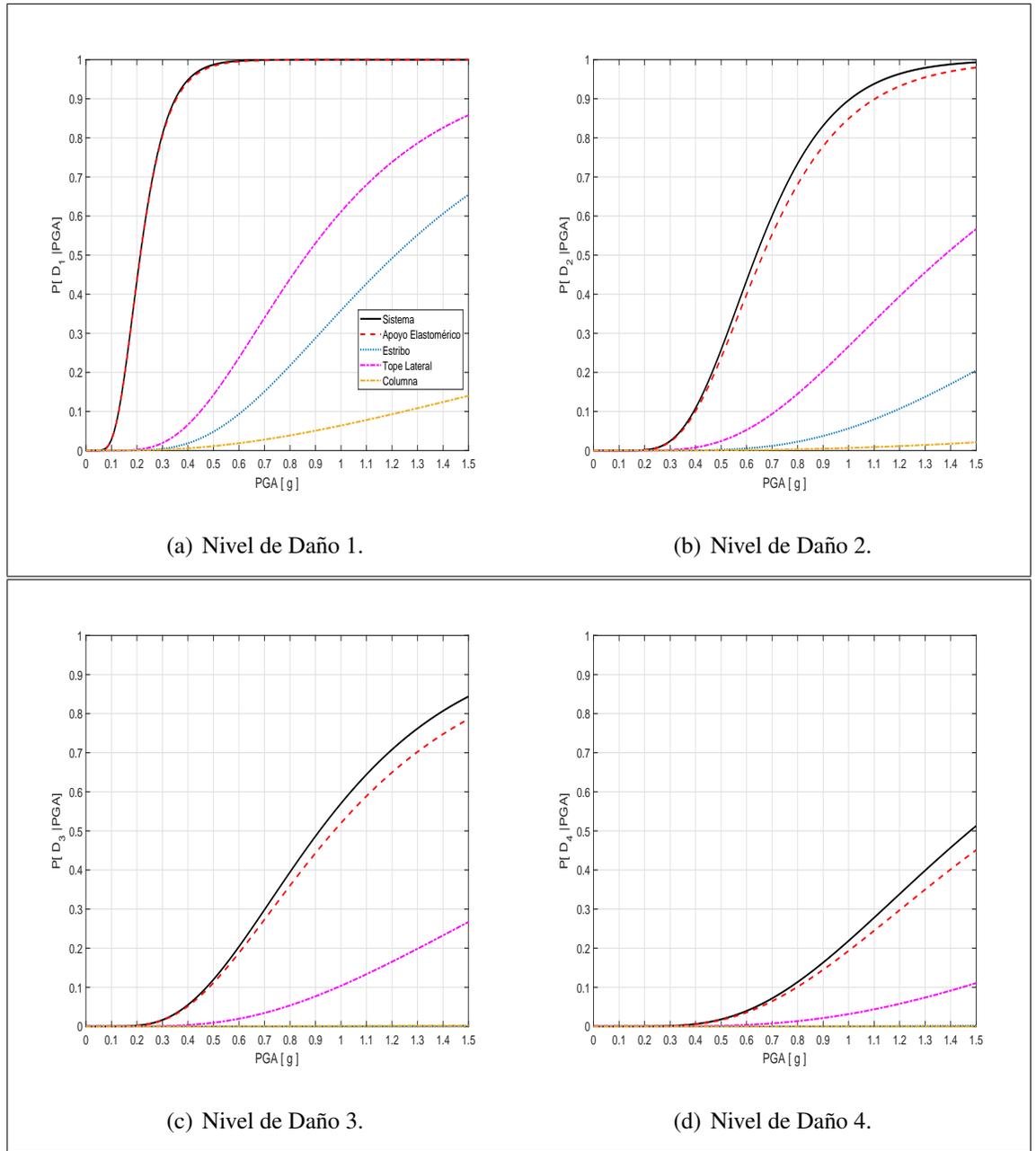


FIGURA 5.12. Curvas de fragilidad puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ).

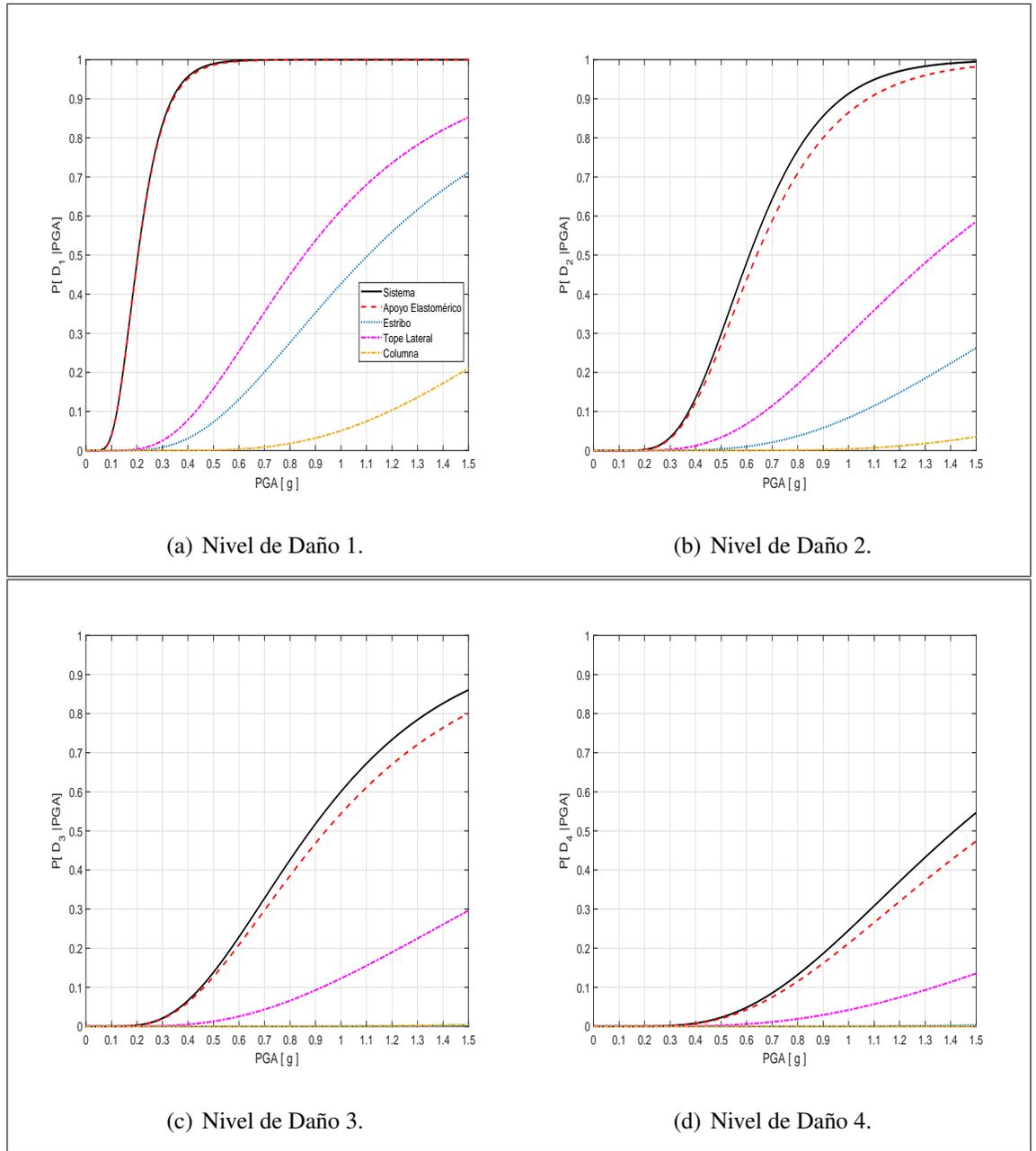


FIGURA 5.13. Curvas de fragilidad puente Chada ( $d/L = 0,23$ ).

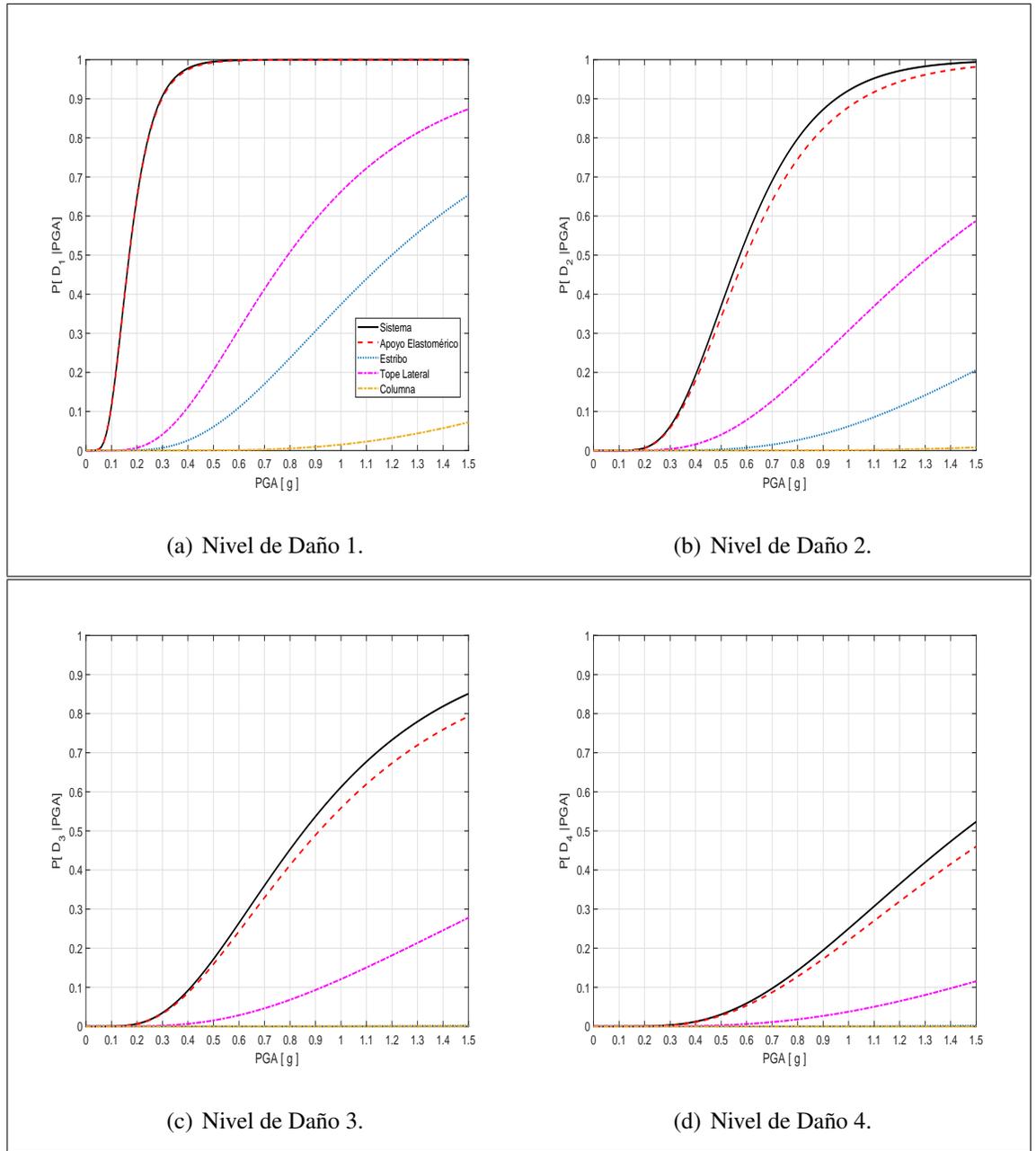


FIGURA 5.14. Curvas de fragilidad puente Loa ( $d/L = 0,44$ ).

Según las curvas se observa que los componentes más vulnerables corresponden a los apoyos elastoméricos, lo cual ocurre en todos los casos de estudio y para todos los niveles de daño. Se observa que luego de los apoyos elastoméricos, los componentes que alcanzan los niveles de daño son los topes laterales seguido de los estribos, lo cual tiene correspondencia con las formas modales, ya que el primer modo tiene desplazamiento predominante en la dirección transversal del puente. Los componentes menos vulnerables corresponden a columnas. Las curvas de fragilidad muestran que las columnas tienen probabilidades muy bajas de alcanzar el primer nivel de daño, el cual corresponde a una ductilidad de curvatura  $\mu/\mu_y = 1$ . Esto indica que hay muy baja probabilidad de que las columnas entren en fluencia, incluso para valores altos de la medida de intensidad. Estos resultados son consistentes con daños observados en el terremoto del Maule del 2010, en donde las formas de daño se relacionan a desplazamientos e impactos con topes laterales y no se observó evidencia de fluencia en columnas.

TABLA 5.1. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero es-viaje 0°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,21     | 0,40    | 0,64     | 0,35    | 0,91     | 0,51    | 1,48     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,22     | 0,39    | 0,66     | 0,40    | 0,97     | 0,53    | 1,60     | 0,55    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,87     | 0,51    | 1,38     | 0,52    | 2,22     | 0,63    | 3,26     | 0,64    |
| <b>Estribo</b>         | 1,21     | 0,53    | 2,37     | 0,54    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 4,03     | 0,91    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

TABLA 5.2. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 0°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,20     | 0,37    | 0,61     | 0,37    | 0,88     | 0,50    | 1,42     | 0,52    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,20     | 0,40    | 0,64     | 0,41    | 0,94     | 0,55    | 1,56     | 0,56    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,86     | 0,53    | 1,34     | 0,55    | 2,11     | 0,65    | 3,05     | 0,63    |
| <b>Estribo</b>         | 1,10     | 0,54    | 2,12     | 0,53    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 2,21     | 0,49    | 3,61     | 0,52    | —        | —       | —        | —       |

TABLA 5.3. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 0°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,17     | 0,41    | 0,57     | 0,39    | 0,86     | 0,55    | 1,45     | 0,55    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,17     | 0,43    | 0,60     | 0,44    | 0,91     | 0,59    | 1,59     | 0,61    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,79     | 0,56    | 1,32     | 0,55    | 2,26     | 0,69    | 3,45     | 0,71    |
| <b>Estribo</b>         | 1,19     | 0,57    | 2,38     | 0,55    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 4,03     | 0,91    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

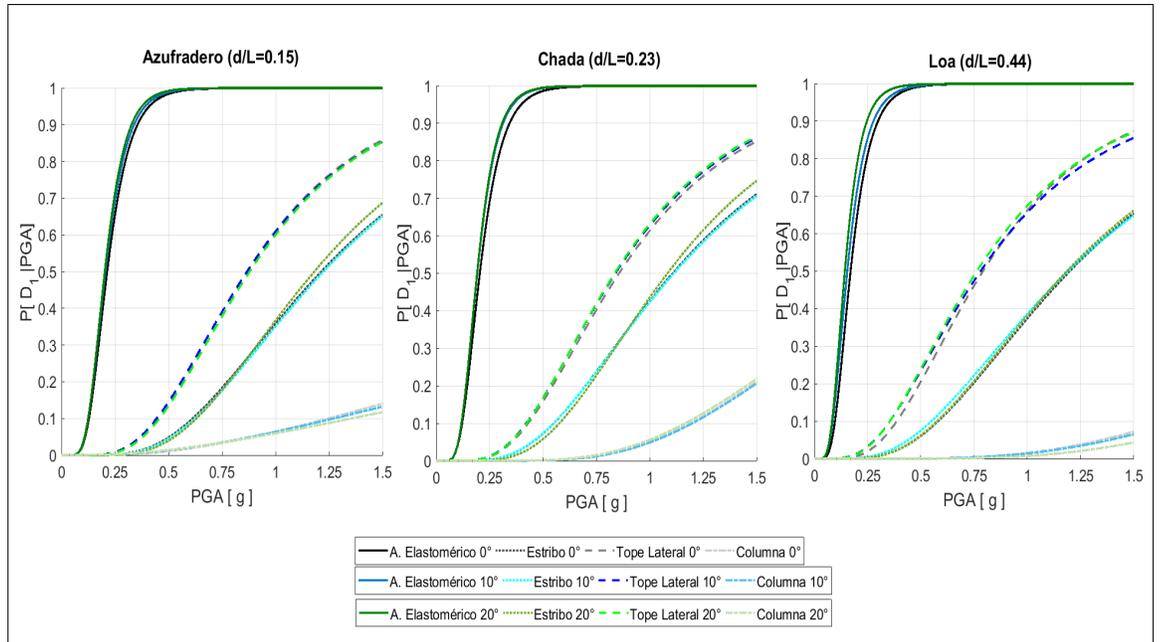
En las Tablas 5.1, 5.2 y 5.3 se resumen los parámetros de media  $\theta$  y desviación  $\beta$  de las curvas de fragilidad de los tres casos de estudio. En las tablas se omiten los parámetros de componentes que no alcancen los niveles de daño o que presenten valores demasiado altos.

Para los modelos con ángulo de esviaje se obtuvieron tendencias semejantes en cuanto al orden de daño sobre los componentes. Estas curvas y los parámetros obtenidos se presentan individualmente en el anexo A. Se observa que los valores obtenidos de media  $\theta$  de las curvas de fragilidad son semejantes entre los tres casos de estudio, este resultado puede estar asociado a la similitud en la configuración estructural

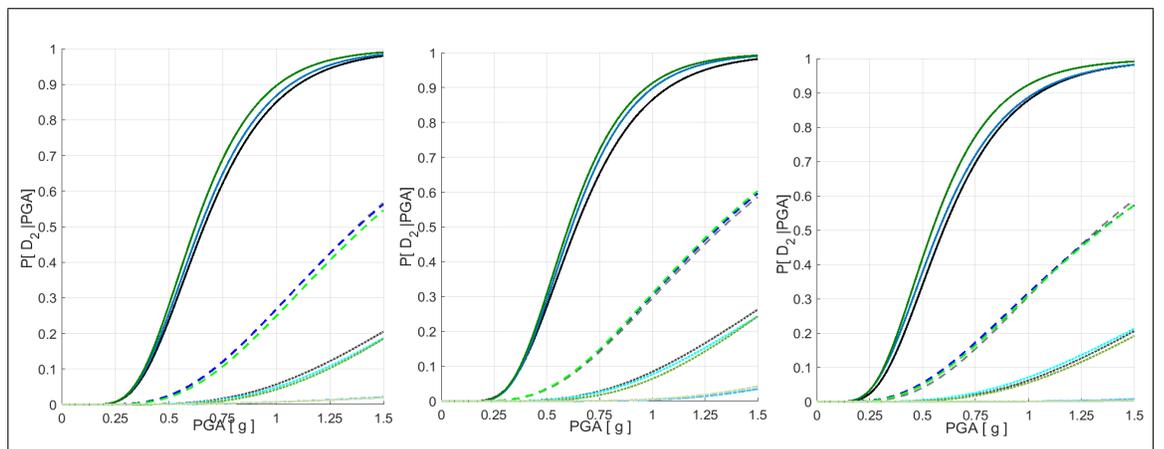
de los tres puentes y concuerda con lo establecido por plataformas como HAZUS ((FEMA), 2003) en donde los parámetros de curvas de fragilidad son determinados estadísticamente para una misma tipología de puentes.

Las Figuras 5.15 y 5.16 muestran las curvas de fragilidad de componentes considerando diferentes valores del ángulo de esviaje. Se presentan las curvas correspondientes a los niveles de daño 1 y 2, debido a que los componentes de estribos y las columnas no alcanzan los niveles de daño 3 y 4. La Figura 5.15 muestra las curvas de fragilidad por componentes de los tres casos de estudio con ángulos de esviaje de  $10^\circ$  y  $20^\circ$ . Se observa que para estos valores bajos del esviaje las curvas de todos los componentes son muy cercanas entre sí.

En las curvas de los apoyos elastoméricos se observa una diferencia levemente marcada al aumentar el ángulo de esviaje, efecto que es mayor para el nivel de daño 2, mientras que los demás componentes tienen probabilidades muy parecidas de alcanzar los estados límite.



(a) Nivel de Daño 1.

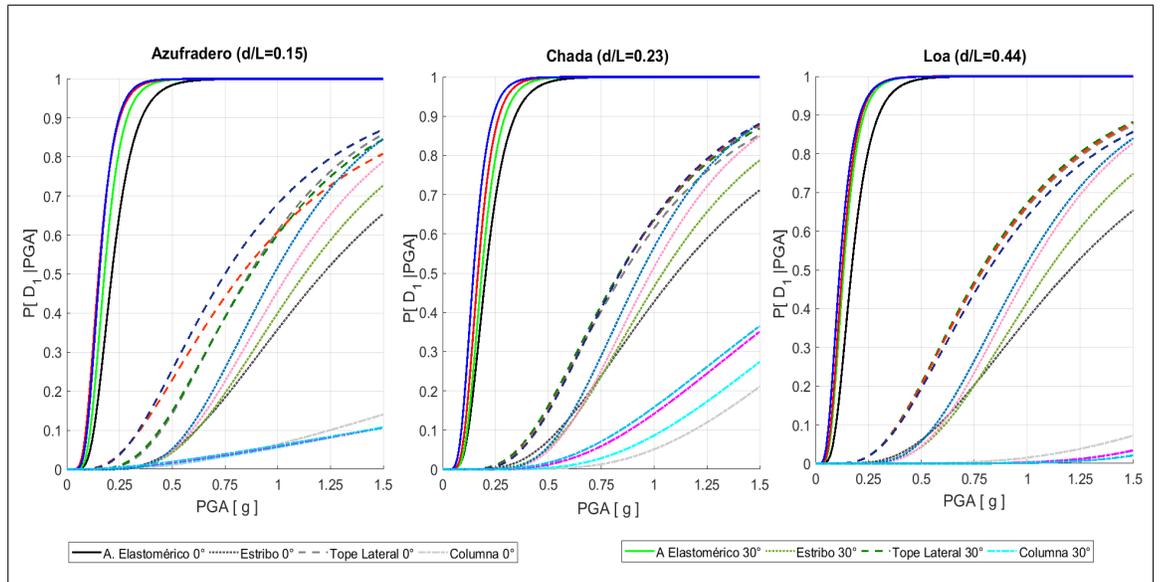


(b) Nivel de Daño 2.

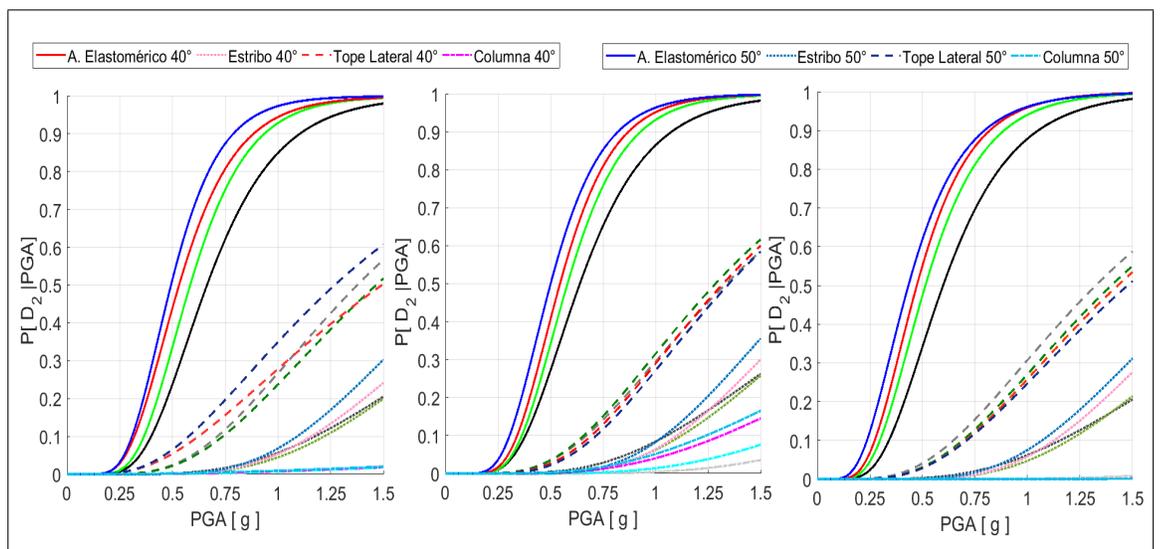
FIGURA 5.15. Comparación curvas de fragilidad por componentes. Incrementos de esviaje de  $10^\circ$  y  $20^\circ$ .

En la Figura 5.16 se compara el caso de puente recto con puentes esviados con ángulos iguales a  $30^\circ$ ,  $40^\circ$  y  $50^\circ$ . Vemos que existe una influencia del ángulo mucho más marcada en todos los componentes. Se observa que en el nivel de daño 1, y

para valores altos de  $PGA$ , las curvas con esviaje alto ( $40^\circ$  y  $50^\circ$ ) dan probabilidades semejantes de alcanzar los estados límite de los topes laterales y estribos, lo cual indica una alta interacción de la superestructura con estos componentes.



(a) Nivel de Daño 1.



(b) Nivel de Daño 2.

FIGURA 5.16. Comparación de curvas de fragilidad por componentes. Incrementos de esviaje de  $30^\circ$ ,  $40^\circ$  y  $50^\circ$ .

En las Figuras 5.17, 5.18 y 5.19 se muestran las curvas de fragilidad para los cuatro niveles de daño que representan las respuestas del puente completo, comparando los cambios que se producen al aumentar el ángulo de esviaje.

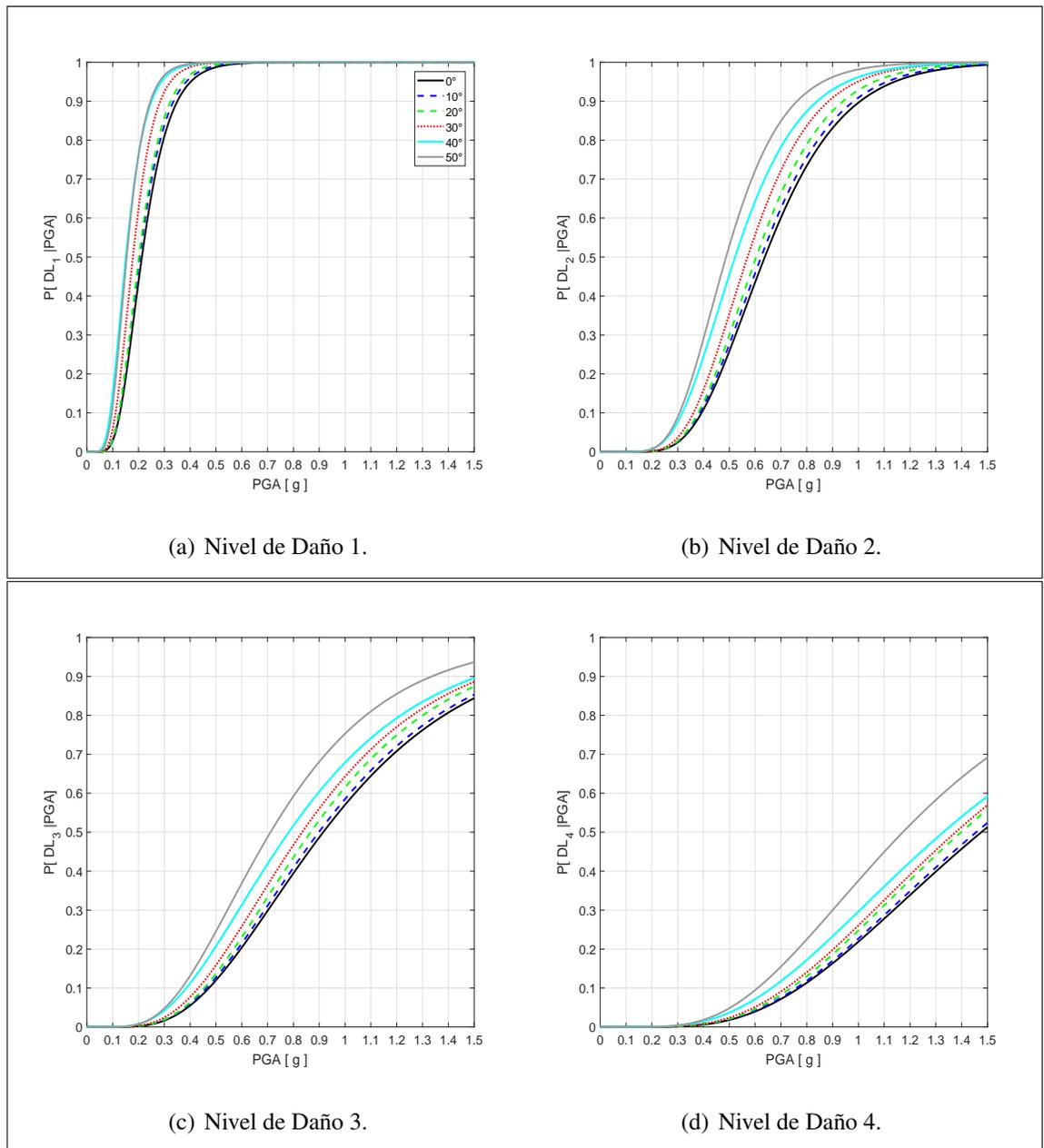


FIGURA 5.17. Curvas de fragilidad puente El Azufradero según el esviaje.

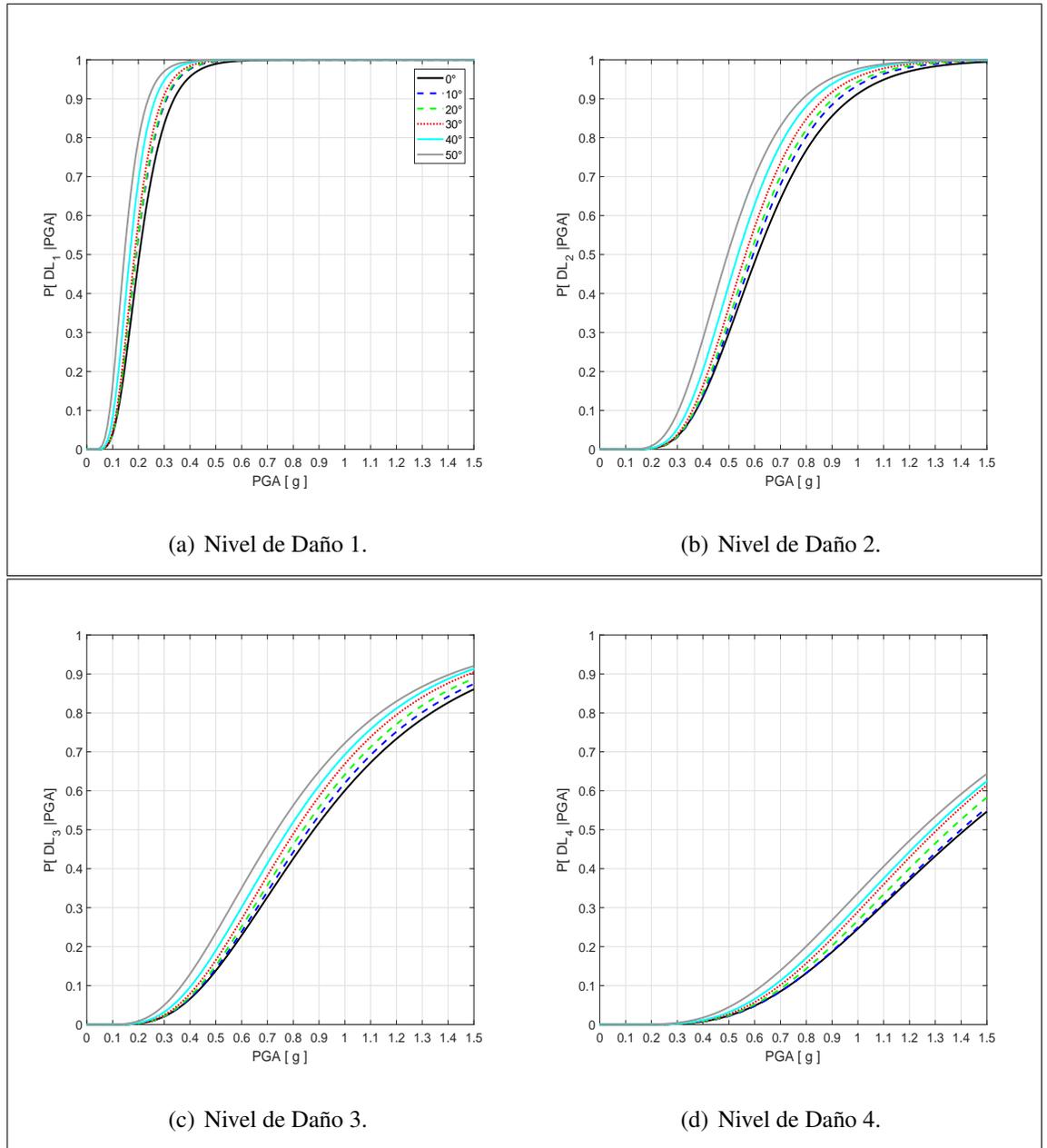


FIGURA 5.18. Curvas de fragilidad puente Chada según el esviaje.

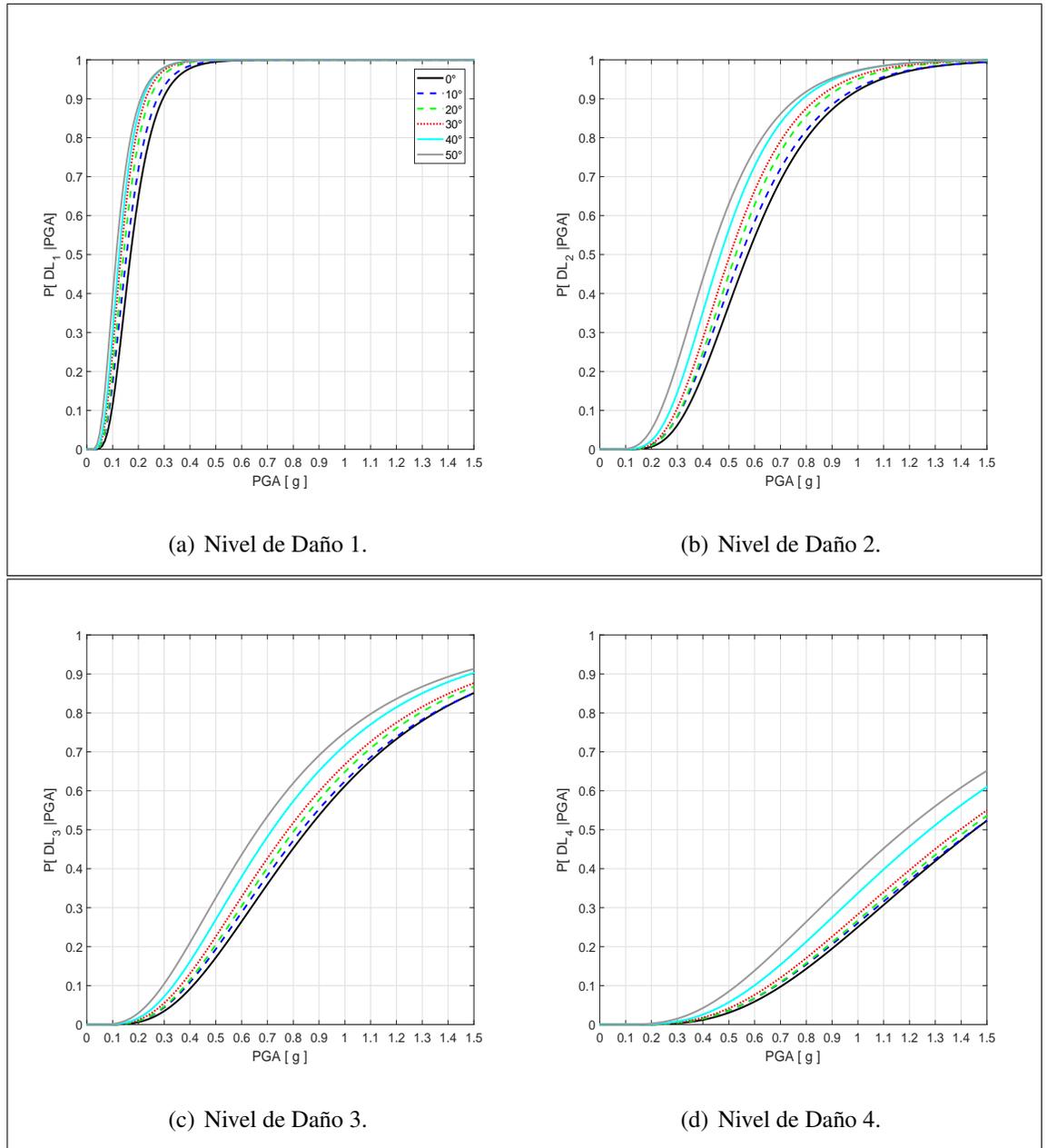


FIGURA 5.19. Curvas de fragilidad puente Loa según el esviaje.

Las figuras muestran cómo influye el cambio en el ángulo de esviaje sobre la fragilidad sísmica de los puentes. Se observa que a medida que aumenta el ángulo, se tiene probabilidades mayores de alcanzar los niveles de daño. Mientras mayor es

el nivel de daño, mayor es la diferencia en las probabilidades de alcanzar ese estado de daño. Las Tablas 5.4, 5.5 y 5.6 muestran los parámetros de media ( $\theta$ ) y desviación estándar ( $\beta$ ) de las curvas de fragilidad.

TABLA 5.4. Parámetros de curvas de fragilidad del puente El Azufradero.

| Ángulo de Esviaje | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|-------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                   | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| 0°                | 0,21     | 0,40    | 0,64     | 0,35    | 0,91     | 0,51    | 1,48     | 0,50    |
| 10°               | 0,21     | 0,37    | 0,63     | 0,35    | 0,90     | 0,50    | 1,46     | 0,51    |
| 20°               | 0,20     | 0,37    | 0,60     | 0,34    | 0,86     | 0,49    | 1,40     | 0,49    |
| 30°               | 0,18     | 0,35    | 0,57     | 0,34    | 0,85     | 0,50    | 1,37     | 0,50    |
| 40°               | 0,15     | 0,37    | 0,52     | 0,37    | 0,78     | 0,53    | 1,32     | 0,54    |
| 50°               | 0,15     | 0,36    | 0,49     | 0,34    | 0,71     | 0,50    | 1,18     | 0,50    |

TABLA 5.5. Parámetros de curvas de fragilidad del puente Chada.

| Ángulo de Esviaje | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|-------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                   | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| 0°                | 0,20     | 0,37    | 0,61     | 0,37    | 0,88     | 0,50    | 1,42     | 0,52    |
| 10°               | 0,19     | 0,37    | 0,59     | 0,35    | 0,86     | 0,50    | 1,41     | 0,50    |
| 20°               | 0,19     | 0,35    | 0,58     | 0,35    | 0,83     | 0,49    | 1,36     | 0,48    |
| 30°               | 0,18     | 0,37    | 0,56     | 0,34    | 0,81     | 0,48    | 1,31     | 0,48    |
| 40°               | 0,16     | 0,37    | 0,53     | 0,33    | 0,77     | 0,50    | 1,29     | 0,50    |
| 50°               | 0,14     | 0,39    | 0,49     | 0,37    | 0,73     | 0,52    | 1,23     | 0,53    |

TABLA 5.6. Parámetros de curvas de fragilidad del puente Loa.

| Ángulo de Esviaje | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|-------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                   | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| 0°                | 0,17     | 0,39    | 0,57     | 0,39    | 0,86     | 0,55    | 1,45     | 0,55    |
| 10°               | 0,16     | 0,42    | 0,54     | 0,42    | 0,83     | 0,58    | 1,45     | 0,58    |
| 20°               | 0,14     | 0,42    | 0,52     | 0,40    | 0,80     | 0,57    | 1,43     | 0,58    |
| 30°               | 0,13     | 0,43    | 0,50     | 0,41    | 0,78     | 0,58    | 1,40     | 0,58    |
| 40°               | 0,12     | 0,45    | 0,46     | 0,41    | 0,71     | 0,54    | 1,28     | 0,59    |
| 50°               | 0,11     | 0,47    | 0,43     | 0,45    | 0,66     | 0,61    | 1,18     | 0,62    |

En las Figuras 5.20, 5.21 y 5.22 se comparan los valores de media ( $\theta$ ) de las curvas de fragilidad, según el caso de estudio y el ángulo de esviaje.

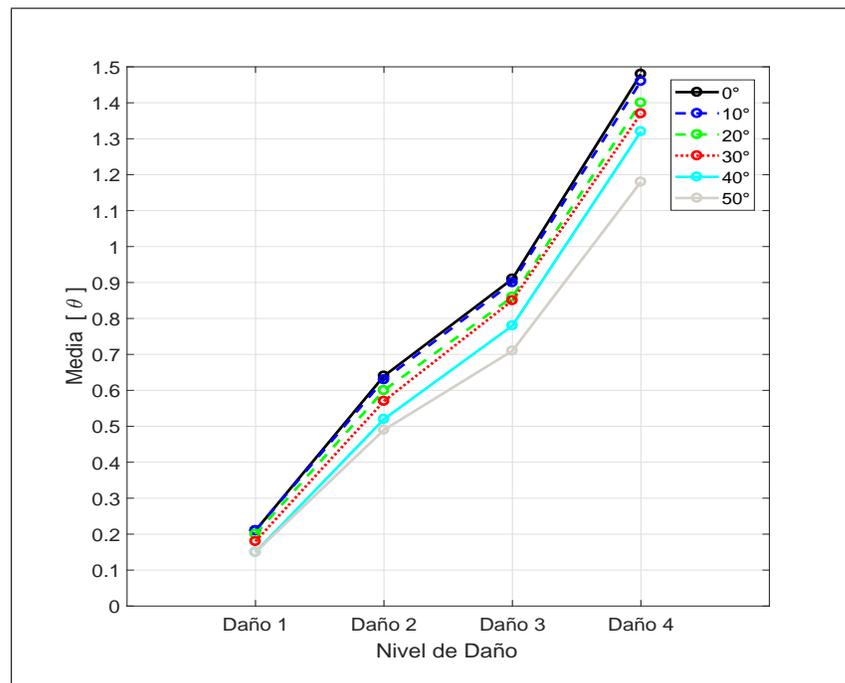


FIGURA 5.20. Comparación media ( $\theta$ ) puente El Azufradero ( $d/L = 0,15$ ).

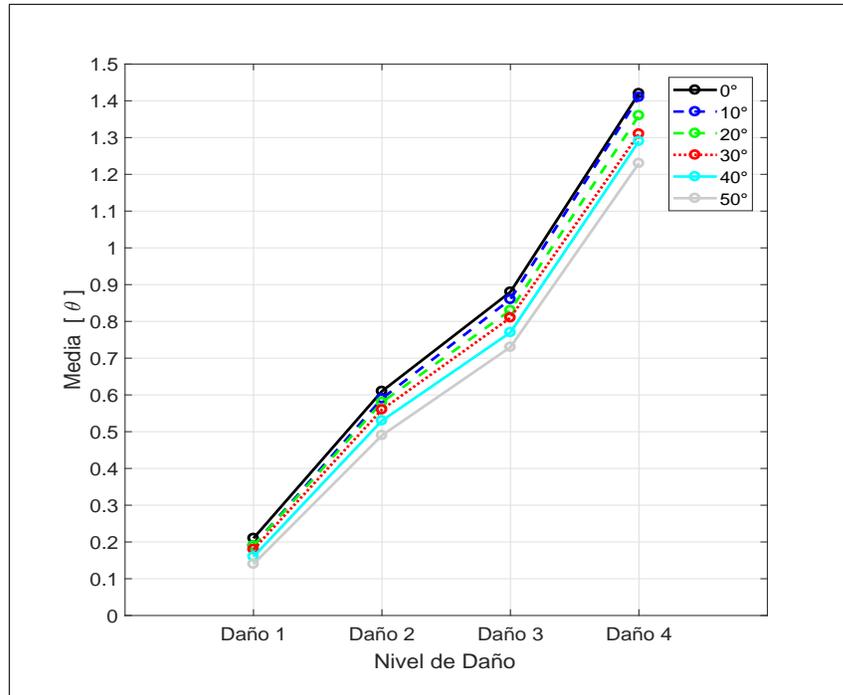


FIGURA 5.21. Comparación media ( $\theta$ ) puente Chada ( $d/L = 0,23$ ).

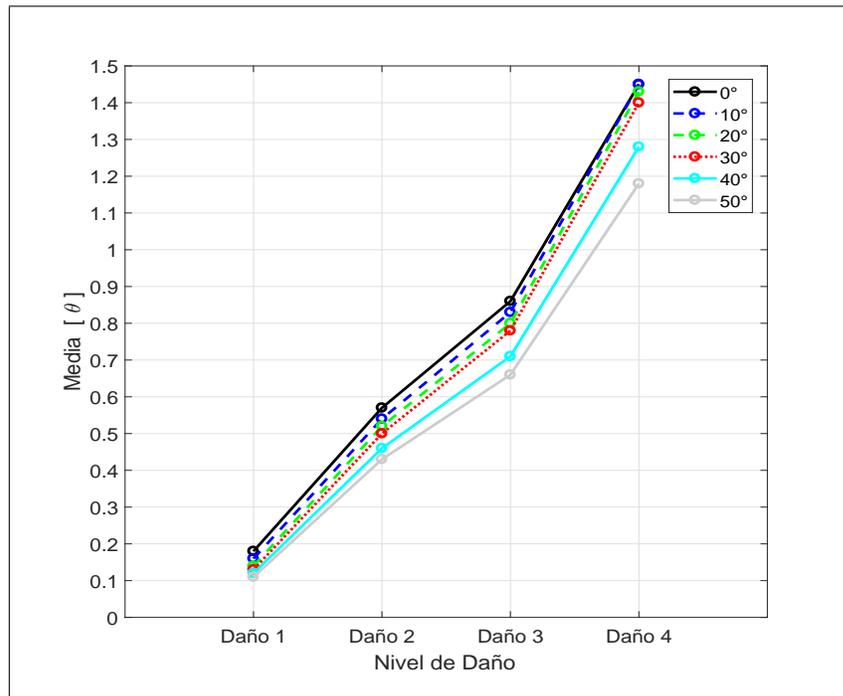


FIGURA 5.22. Comparación media ( $\theta$ ) puente Loa ( $d/L = 0,44$ ).

Los gráficos muestran que independiente del caso de estudio, se tiene relaciones semejantes entre las medias y los cuatro niveles de daño. Se observa que a medida que aumenta el ángulo de esviaje los valores de media son menores, lo cual indica que se alcanza antes los estados límite.

Las curvas muestran que para  $10^\circ$  las respuestas son muy parecidas al puente recto; para  $20^\circ$  los valores de  $\theta$  son levemente menores; para  $30^\circ$  los valores son algo menores que para  $20^\circ$ , y para  $40^\circ$  y  $50^\circ$  hay una clara diferencia. Por lo tanto, valores de esviaje menores que  $20^\circ$  podría considerarse que no producen cambios en la respuesta de los puentes, valores entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$  producen aumentos leves en las probabilidades de daño, y ángulos mayores de  $30^\circ$  producen cambios más significativos en la respuesta. Estos resultados son consistentes con estudios de autores como (Huo y Zhang, 2012), (Sullivan y Nielson, 2010) y (Yang et al., 2015), los cuales indican que la vulnerabilidad sísmica de puentes aumenta significativamente con valores del ángulo de esviaje cercanos a  $30^\circ$  o mayores. Esto ocurre para todos los niveles de daño y según las curvas de fragilidad de las Figuras 5.17, 5.18 y 5.19 se comprueba cómo la vulnerabilidad sísmica de los puentes aumenta al incrementar el ángulo de esviaje.

Claramente se observa que al aumentar el ángulo de esviaje, aumentan las probabilidades de que el puente alcance los niveles de daño propuestos y esto ocurre de forma similar en los tres casos de estudio, estas respuestas sugieren que independiente del puente que se analice, el aumento en los desplazamientos está muy influenciado por el ángulo de esviaje y dado que los tres casos de estudio presentan resultados similares, y razones de aspecto ( $d/L$ ) distintas; se comprueba que este parámetro no tiene mayor influencia comparado al efecto que produce el aumento en el ángulo.

### 5.3. Respuestas de casos de estudio según la relación entre razón de aspecto y ángulo de esviaje

Se clasifican los puentes como  $G1$  si cumplen la relación de desplazamientos excesivos (en este estudio son 11 puentes) y como  $G2$  cuando no cumplen con dicha relación (en este estudio son 7 puentes).

La Figura 5.23 muestra las respuestas del análisis dinámico incremental de los casos de estudio clasificados como  $G1$  y  $G2$ . Los resultados corresponden a desplazamiento transversal de la superestructura, resaltando la respuesta media ( $\mu$ ).

Comparando las respuestas, se obtuvo que en promedio los puentes que cumplen la relación de desplazamientos excesivos tienen desplazamiento del tablero 10 % mayor que los puentes que no cumplen dicha relación. Según el análisis incremental se observa que la diferencia en la respuesta promedio de los dos grupos de puentes aumenta a medida que aumenta la medida de intensidad.

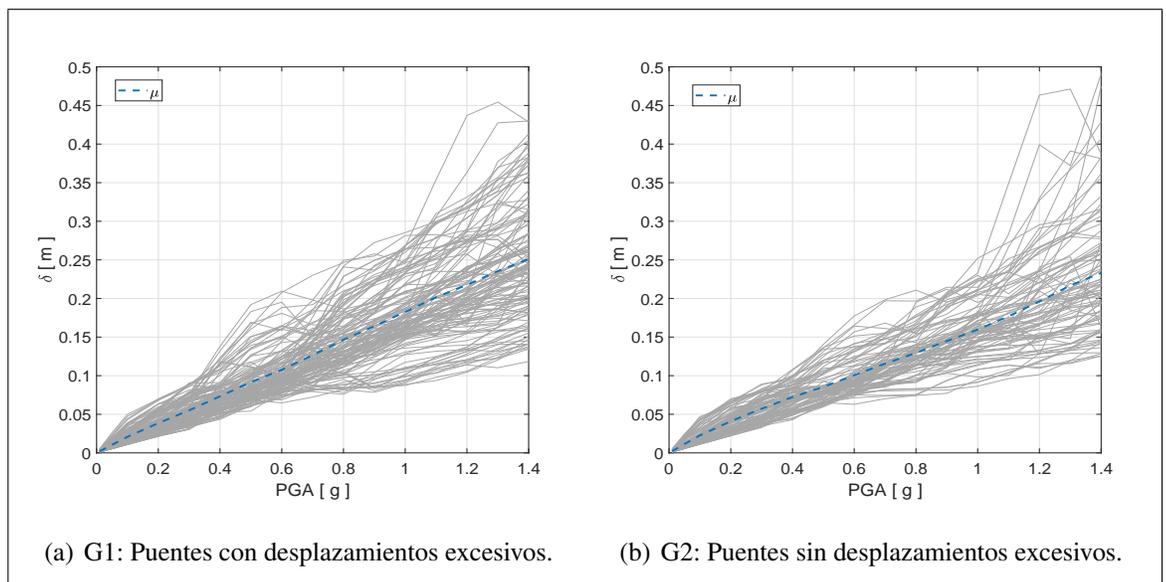


FIGURA 5.23. Curvas del análisis incremental para desplazamiento del tablero.

En la Figura 5.24 se muestran las curvas de fragilidad por componentes para los cuatro niveles de daño. Con línea continua se muestran las curvas de los puentes que cumplen con la relación de desplazamientos excesivos ( $G1$ ) y con línea punteada las curvas de los puentes que no cumplen con dicha relación ( $G2$ ). En general se observa que para todos los componentes y para todos los niveles de daño los puentes dentro de la relación de desplazamientos excesivos presentan mayor vulnerabilidad. Se observa que a medida que el nivel de daño aumenta, aumenta más la diferencia entre las curvas.

En la Figura 5.25 se presenta las curvas de fragilidad del sistema para todos los niveles de daño. Claramente se observa que los casos que cumplen la relación de desplazamientos excesivos presentan más vulnerabilidad que los puentes que no la cumplen. Se observa que a medida que el nivel de daño aumenta, más aumenta la diferencia entre las curvas.

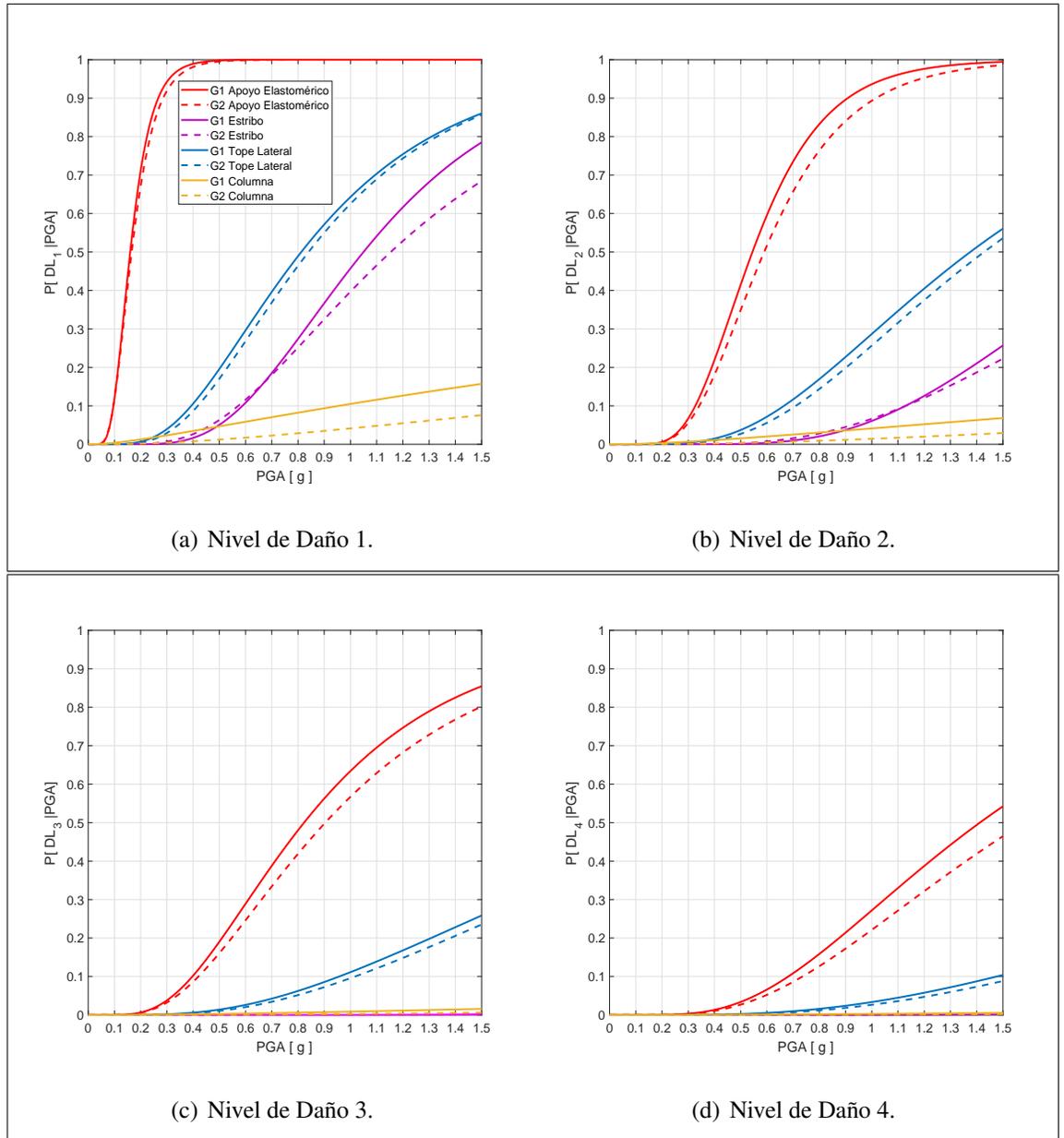


FIGURA 5.24. Curvas de fragilidad de componentes.

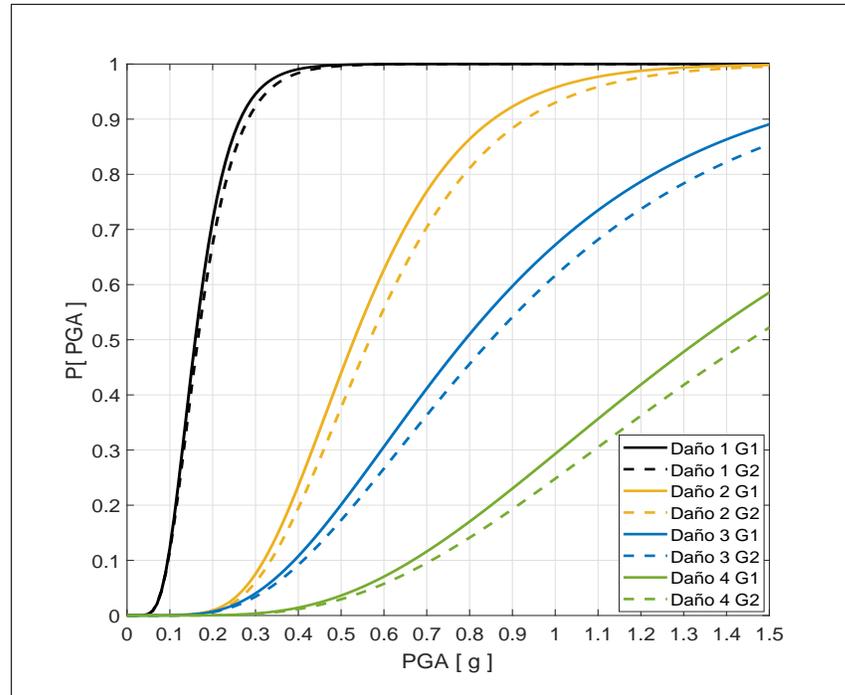


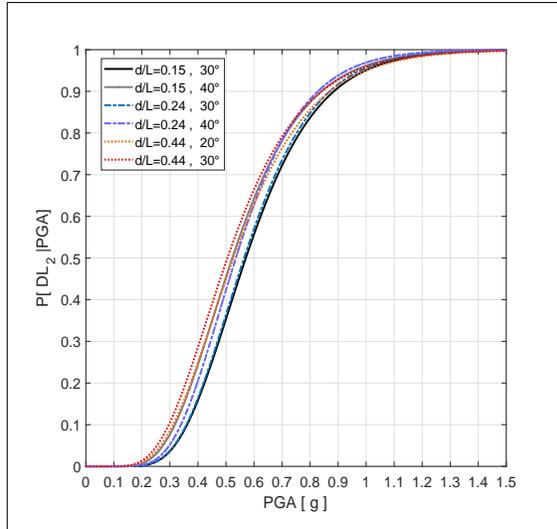
FIGURA 5.25. Curva de fragilidad del sistema.

TABLA 5.7. Comparación de parámetros de curvas de fragilidad.

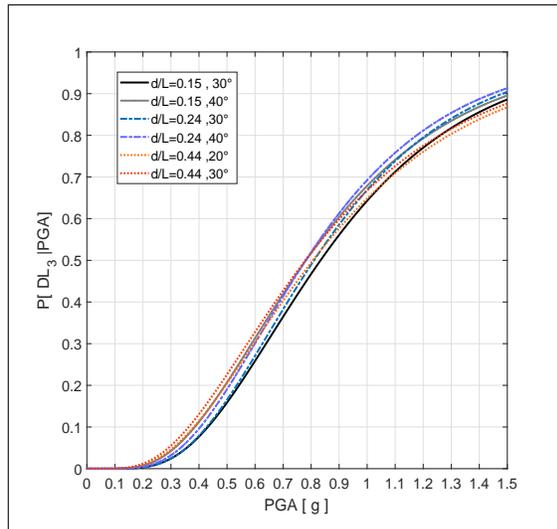
|                     |    | <b>Daño 1</b> |         | <b>Daño 2</b> |         | <b>Daño 3</b> |         | <b>Daño 4</b> |         |
|---------------------|----|---------------|---------|---------------|---------|---------------|---------|---------------|---------|
|                     |    | $\theta$      | $\beta$ | $\theta$      | $\beta$ | $\theta$      | $\beta$ | $\theta$      | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>      | G1 | 0,16          | 0,40    | 0,53          | 0,37    | 0,79          | 0,53    | 1,34          | 0,53    |
|                     | G2 | 0,17          | 0,40    | 0,57          | 0,38    | 0,85          | 0,55    | 1,45          | 0,55    |
| <b>Apoyo</b>        | G1 | 0,16          | 0,39    | 0,55          | 0,40    | 0,82          | 0,50    | 1,41          | 0,51    |
|                     | G2 | 0,17          | 0,42    | 0,59          | 0,43    | 0,90          | 0,59    | 1,58          | 0,58    |
| <b>Elastomérico</b> | G1 | 0,81          | 0,56    | 1,37          | 0,58    | 2,37          | 0,71    | 3,66          | 0,70    |
|                     | G2 | 0,84          | 0,54    | 1,42          | 0,55    | 2,47          | 0,69    | 3,83          | 0,70    |
| <b>Tope Lateral</b> | G1 | 1,04          | 0,45    | 2,02          | 0,45    | —             | —       | —             | —       |
|                     | G2 | 1,15          | 0,54    | 2,27          | 0,55    | —             | —       | —             | —       |
| <b>Estribo</b>      | G1 | 7,08          | 0,90    | —             | —       | —             | —       | —             | —       |
|                     | G2 | 10,02         | 0,95    | —             | —       | —             | —       | —             | —       |

En la Tabla 5.7 se resumen los parámetros calculados para las curvas de fragilidad. Se observa que para todos los casos, los valores de media  $\theta$  fueron mayores para los puentes que no cumplen la relación de desplazamientos excesivos.

Estos resultados indican que, si clasificamos a los casos de estudio según la relación de desplazamientos excesivos de la Figura 5.1, los puentes que cumplen dicha relación presentan probabilidades ligeramente mayores de alcanzar los niveles de daño, especialmente los niveles de daño más altos. Según estos resultados y las respuestas individuales de las secciones 5.1 y 5.2, se puede concluir que la relación para desplazamientos excesivos es un indicativo aproximado de que los puentes con razón de aspecto y ángulo de esviaje que cumplan con dicha relación producirán demandas sísmicas mayores. Esto se debe principalmente a la alta influencia del ángulo de esviaje, independiente del caso de estudio, en donde no se observó algún efecto relevante de la razón de aspecto. En todo caso, existen casos que contradicen lo anterior como se muestra en la Figura 5.26, en donde puentes con razón de aspecto  $d/L = 0,44$  y ángulos de  $20^\circ$  y  $30^\circ$ , que estarían fuera de la relación de desplazamientos excesivos pueden presentar mayor vulnerabilidad que puentes con  $d/L = 0,15$  y  $d/L = 0,23$  y ángulos de  $30^\circ$  y  $40^\circ$  combinaciones que cumplirían dicha relación.



(a) Nivel de Daño 2.



(b) Nivel de Daño 3.

FIGURA 5.26. Comparación de curvas de fragilidad.

## 6. CONCLUSIONES Y TRABAJO FUTURO

### 6.1. Conclusiones Generales

En esta investigación se estudió el efecto del ángulo de esviaje en el desempeño sísmico de puentes. El objetivo principal de esta tesis es evaluar la influencia del aumento en el ángulo de esviaje sobre la respuesta sísmica de casos que representan a la tipología estructural de puentes chilenos. El objetivo secundario es comparar si esta variación en el ángulo altera de forma diferente a puentes con distinta razón de aspecto del tablero.

Para evaluar el efecto del esviaje se realizaron modelos tridimensionales en *OpenSees* de tres casos de estudio basados en puentes chilenos existentes, los cuales tienen una razón de aspecto del tablero distinta y a los cuales se aplicaron incrementos en el ángulo de esviaje de  $10^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $40^\circ$  y  $50^\circ$ . Se realizaron análisis dinámicos incrementales con lo que se evaluó las respuestas de desplazamientos y rotaciones de la superestructura. Se obtuvieron curvas de fragilidad de los puentes para cuatro niveles de daño y considerando componentes como apoyos elastoméricos, topes laterales, estribos y columnas. Para el ajuste y determinación de los parámetros de las curvas de fragilidad se utilizó el análisis de múltiples bandas (MSA) presentado en (Baker, 2015).

Se compararon resultados considerando la razón de aspecto de los puentes y los valores del ángulo de esviaje que cumplan la relación de desplazamientos excesivos dada en la normativa. Las principales observaciones son:

- Los resultados de los análisis incrementales mostraron que el efecto del esviaje es similar en los tres casos de estudio. Tanto desplazamientos como rotaciones de la superestructura aumentan a medida que se incrementa el ángulo de esviaje y este efecto es más notorio conforme aumenta la medida de intensidad.
- Se observó que el incremento en la respuesta media de desplazamientos transversales, al aumentar el ángulo de esviaje de  $0^\circ$  a  $10^\circ$ ,  $20^\circ$  y  $30^\circ$ , fue de

1,7 %, 4,9 % y 8,8 %, respectivamente, en el caso del puente con  $d/L = 0,15$ . Para esta razón de aspecto se cumple la relación de desplazamientos excesivos con todos los ángulos de esviaje. Sin embargo, en los puentes con razones de aspecto de  $d/L = 0,23$ , en donde la relación se cumple para ángulos de  $20^\circ$  y  $30^\circ$ , o razón de aspecto de  $d/L = 0,44$ , en donde ningún caso cumple con dicha relación, se tienen valores muy parecidos de incremento de desplazamientos (2,3 %, 4,9 % y 8,7 %) con  $d/L = 0,23$  y (1,3 %, 5,3 % y 9,1 %) con  $d/L = 0,44$ . Por lo tanto, no se observa una influencia relevante de la razón de aspecto.

- Para valores bajos de *PGA* (menores a  $0,5g$ ) los resultados indicaron poco efecto de rotación en los puentes, mientras que con valores superiores se producen desplazamientos de la superestructura que sobrepasan los gaps de separación del tablero con topes laterales o estribos, lo cual produciría impactos que amplifican el efecto de rotación.
- Al aumentar la medida de intensidad, en los casos de estudio aumenta tanto la respuesta media de las rotaciones así como la dispersión de estas respuestas. Los resultados tanto de desplazamientos como de rotaciones aumentan de forma gradual con el incremento del ángulo sin importar que las combinaciones entre razón de aspecto y ángulo de esviaje entreguen casos que cumplan la relación de desplazamientos excesivos.
- Los resultados de curvas de fragilidad mostraron que en todos los casos analizados los componentes más vulnerables son los apoyos elastoméricos, en segundo lugar están los topes laterales, seguido de los estribos y finalmente las columnas. Estos resultados son consistentes con los daños observados debido al terremoto del Maule del 2010 en donde hubo mucho daño por desplazamientos e impactos con topes laterales y no se observaron daños en columnas. Los componentes de apoyos elastoméricos y los topes laterales alcanzan los cuatro niveles de daño definidos, los estribos alcanzan los dos primeros y las columnas únicamente alcanzan el primer nivel de daño.

- En todos los casos se observaron probabilidades bajas de que las columnas alcancen el primer estado límite (ductilidad de curvatura  $\mu/\mu_y = 1$ ), lo cual es un indicativo de que permanecerían elásticas incluso para valores altos de la medida de intensidad.
- Las curvas de fragilidad de componentes muestran que para incrementos bajos del ángulo de esviaje ( $10^\circ$  y  $20^\circ$ ) se tiene probabilidades muy similares a las del puente recto de alcanzar los niveles de daño 1 y 2. Se observó que para estos casos únicamente los apoyos elastoméricos presentan una influencia leve del ángulo, mientras que los demás componentes presentan la misma vulnerabilidad. Para incrementos del ángulo de  $30^\circ$  o superiores ya hay un marcado aumento en la vulnerabilidad de los componentes, con probabilidades considerablemente mayores de alcanzar los estados límite.
- En las curvas de fragilidad que representan al puente completo se observó que al aumentar el ángulo de esviaje aumenta la probabilidad de alcanzar los estados límite; estas curvas indicaron que el efecto del ángulo altera de forma similar la fragilidad de puentes con distinta razón de aspecto, independiente de que se cumpla o no la condición de desplazamientos excesivos.
- Al comparar los casos de estudio clasificados según puentes que cumplen o no la condición de desplazamientos excesivos, se observaron probabilidades ligeramente mayores de alcanzar los niveles de daño en puentes que cumplen con dicha condición. Sin embargo, si se compara casos específicos se puede tener puentes cuyas combinaciones de razón de aspecto y ángulo de esviaje, entreguen casos fuera de la relación de desplazamientos excesivos y que presenten mayor vulnerabilidad sísmica que puentes que si la cumplen. De esta manera, la condición para desplazamientos excesivos sería únicamente un indicativo aproximado de que los puentes que cumplen con esta condición presentarán mayores demandas sísmicas.

## **6.2. Temas de Investigación Futura**

El efecto del ángulo de esviaje analizado en esta tesis fue estudiado con modelos numéricos que adoptan ciertas simplificaciones en cuanto a las fundaciones de las columnas y la flexibilidad de los estribos. Para estudios futuros se podría utilizar modelos más complejos que incluyan estos parámetros, los cuales podrían alterar en cierta forma la influencia del esviaje. Al observar probabilidades altas de alcanzar los estados límite en apoyos elastoméricos, resulta interesante analizar el desempeño de estos elementos en términos de la disipación de energía que producen y comparar con otros tipos de apoyos. Adicionalmente, se podría incluir en el análisis la componente vertical del sismo y verificar su influencia tanto en el desempeño de apoyos como del puente completo. En los análisis de vulnerabilidad sísmica de puentes se podría estudiar la influencia del escalamiento de registros sísmicos en el análisis dinámico incremental y comparar con otras formas de obtención de curvas de fragilidad en donde no se use este proceso de amplificación de registros.

## BIBLIOGRAFIA

Asociation, J. R. (2017). *Specifications for highway bridges* (Inf. Téc.). Part V. Seismic design. Tokyo (Japan).

Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599.

Buckle, I., Hube, M., Chen, G., Yen, W.-H., y Arias, J. (2012). Structural performance of bridges in the offshore maule earthquake of 27 february 2010. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S533–S552.

Caltrans. (2013). *Seismic design criteria* (Inf. Téc.). California Department of Transportation, Sacramento, California.

Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., y Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of structural engineering*, 128(4), 526–533.

Cortés, A. d. J., y cols. (2018). Efecto de la fricción entre el tablero y los estribos en la rotación sísmica del tablero de puentes rectos.

Elnashai, A. S., Gencturk, B., Kwon, O.-S., Hashash, Y. M., Kim, S. J., Jeong, S.-H., y Dukes, J. (2012). The maule (chile) earthquake of february 27, 2010: Development of hazard, site specific ground motions and back-analysis of structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 42, 229–245.

(FEMA), F. E. M. A. (2003). Hazus-mh mr4 technical manual. *National Institute of Building Sciences and Federal Emergency Management Agency (NIBS and FEMA)*, 712.

Filipov, E. T., Fahnestock, L. A., Steelman, J. S., Hajjar, J. F., LaFave, J. M., y Foutch, D. A. (2013). Evaluation of quasi-isolated seismic bridge behavior using nonlinear bearing models. *Engineering Structures*, 49, 168–181.

Goel, R. K., y Chopra, A. K. (2008). Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *Journal of Bridge Engineering*, 13(4), 398–408.

Hube, M., Santa María, H., y Villalobos, F. (2010). Preliminary analysis of the seismic response of bridges during the chilean 27 february 2010 earthquake. *Obras y proyectos: revista de ingeniería civil*(8), 48–57.

Huo, Y., y Zhang, J. (2012). Effects of pounding and skewness on seismic responses of typical multispan highway bridges using the fragility function method. *Journal of Bridge Engineering*, 18(6), 499–515.

Jeon, J.-S., DesRoches, R., Kim, T., y Choi, E. (2016). Geometric parameters affecting seismic fragilities of curved multi-frame concrete box-girder bridges with integral abutments. *Engineering Structures*, 122, 121–143.

Kaviani, P., Zareian, F., y Taciroglu, E. (2012). Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments. *Engineering Structures*, 45, 137–150.

Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J.-I., y Kosa, K. (2011). Damage of bridges due to the 2010 maule, chile, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036–1068.

Kelly, J. M., y Konstantinidis, D. (2011). *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation* (Vol. 222). Wiley Online Library.

Mangalathu, S., Heo, G., y Jeon, J.-S. (2018). Artificial neural network based multi-dimensional fragility development of skewed concrete bridge classes. *Engineering Structures*, 162, 166–176.

Mangalathu, S., Jeon, J.-S., y Jiang, J. (2018). Skew adjustment factors for fragilities of california box-girder bridges subjected to near-fault and far-field ground motions. *Journal of Bridge Engineering*, 24(1), 04018109.

Martínez, A., Hube, M., y Rollins, K. (2017). Analytical fragility curves for non-skewed highway bridges in chile. *Engineering Structures*, 141, 530–542.

McKenna, F. (2011). Opensees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58–66.

Megally, S., Silva, P., y Seible, F. (2001). Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments: Structural systems research report ssrp-2001/23.

Ministerio de Obras Públicas, M. (2010). *Cuenta pública 2010, cuenta sectorial*. (Inf. Téc.). Ministerio de Obras Públicas, Chile.

Ministerio de Obras Públicas, M. (2017). *Nuevos criterios sísmicos para el diseño de puentes en chile* (Inf. Téc.). Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. Chile.

Muthukumar, S. (2003). *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges* (Tesis Doctoral no publicada). Georgia Institute of Technology.

Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones* (Tesis Doctoral no publicada). Georgia Institute of Technology.

Nielson, B. G., y DesRoches, R. (2007). Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern united states. *Earthquake Spectra*, 23(3), 615–633.

Osorio, L., Eid, R., Paultre, P., y Proulx, J. (2008). Behavior of synthetic fiber-reinforced concrete circular columns under cyclic flexure and constant axial load. En *37th annual conference, canadian society for civil engineering. quebec city, canada*.

Padgett, J. E., Nielson, B. G., y DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5), 711–725.

Peralta, L., y Hube, M. (2018). Deck rotation of straight bridges induced by asymmetric characteristics and effect of transverse diaphragms. *Engineering Structures*, 173, 729–743.

Ramanathan, K., DesRoches, R., y Padgett, J. E. (2010). Analytical fragility curves for multispan continuous steel girder bridges in moderate seismic zones. *Transportation Research Record*, 2202(1), 173–182.

Ramanathan, K., DesRoches, R., y Padgett, J. E. (2012). A comparison of pre- and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multispan bridge classes. *Engineering Structures*, 45, 559–573.

Rubilar, F., y cols. (2015). Modelo no lineal para predecir la respuesta sísmica de pasos superiores.

Shamsabadi, A., Khalili-Tehrani, P., Stewart, J. P., y Taciroglu, E. (2009). Validated simulation models for lateral response of bridge abutments with typical backfills. *Journal of Bridge Engineering*, 15(3), 302–311.

Steelman, J. S., Fahnestock, L. A., Filipov, E. T., LaFave, J. M., Hajjar, J. F., y Foutch, D. A. (2012). Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. *Journal of Bridge Engineering*, 18(7), 612–623.

Sullivan, I., y Nielson, B. (2010). Sensitivity analysis of seismic fragility curves for skewed multi-span simply supported steel girder bridges. En *Structures congress 2010: 19th analysis and computation specialty conference* (pp. 226–237).

Tavares, D., Suescun, J., Paultre, P., y Padgett, J. (2013). Seismic fragility of a highway bridge in quebec. *Journal of Bridge Engineering*, 18(11), 1131–1139.

Toro, F., Rubilar, F., Hube, M. A., Santa-María, H., y Cabrera, T. (2013). Statistical analysis of underpasses damaged during 2010 chile earthquake. En *Proc. 7th national seismic conference of bridges and highways (7nsc)*.

Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2002). The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering. En *Proceedings of the 12th european conference on earthquake engineering* (Vol. 40).

Wilches, J., Santa María, H., Riddell, R., y Arrate, C. (2019). Effects of changes in seismic design criteria in the transverse and vertical response of chilean highway bridges. *Engineering Structures*, 191, 370–385.

Xiang, N., y Alam, M. S. (2019). Comparative seismic fragility assessment of an existing isolated continuous bridge retrofitted with different energy dissipation devices. *Journal of Bridge Engineering*, 24(8), 04019070.

Yang, C.-S. W., Werner, S. D., y DesRoches, R. (2015). Seismic fragility analysis of skewed bridges in the central southeastern united states. *Engineering Structures*, 83, 116–128.

Yen, W.-H. P., Chen, G., Buckle, I. G., Allen, T. M., Alzamora, D. E., Ger, J., y Arias, J. G. (2011). *Post-earthquake reconnaissance report on transportation infrastructure impact of the february 27, 2010, offshore maule earthquake in chile* (Inf. Téc.). Federal Highway Administration, FHWA.

Zakeri, B., Padgett, J. E., y Amiri, G. G. (2013). Fragility analysis of skewed single-frame concrete box-girder bridges. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(3), 571–582.

Zakeri, B., Padgett, J. E., y Ghodrati Amiri, G. (2013). Fragility assessment for seismically retrofitted skewed reinforced concrete box girder bridges. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(2), 04014043.

## **ANEXOS**

## **ANEXO A. CURVAS DE FRAGILIDAD POR COMPONENTES**

En esta sección se resumen las curvas de fragilidad y los parámetros de media y desviación obtenidos para todos los casos analizados.

TABLA A.1. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 10°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,21     | 0,37    | 0,63     | 0,35    | 0,90     | 0,50    | 1,46     | 0,51    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,21     | 0,39    | 0,65     | 0,40    | 0,95     | 0,55    | 1,58     | 0,54    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,87     | 0,52    | 1,38     | 0,51    | 2,24     | 0,64    | 3,28     | 0,64    |
| <b>Estribo</b>         | 1,22     | 0,52    | 2,39     | 0,53    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 4,54     | 0,91    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

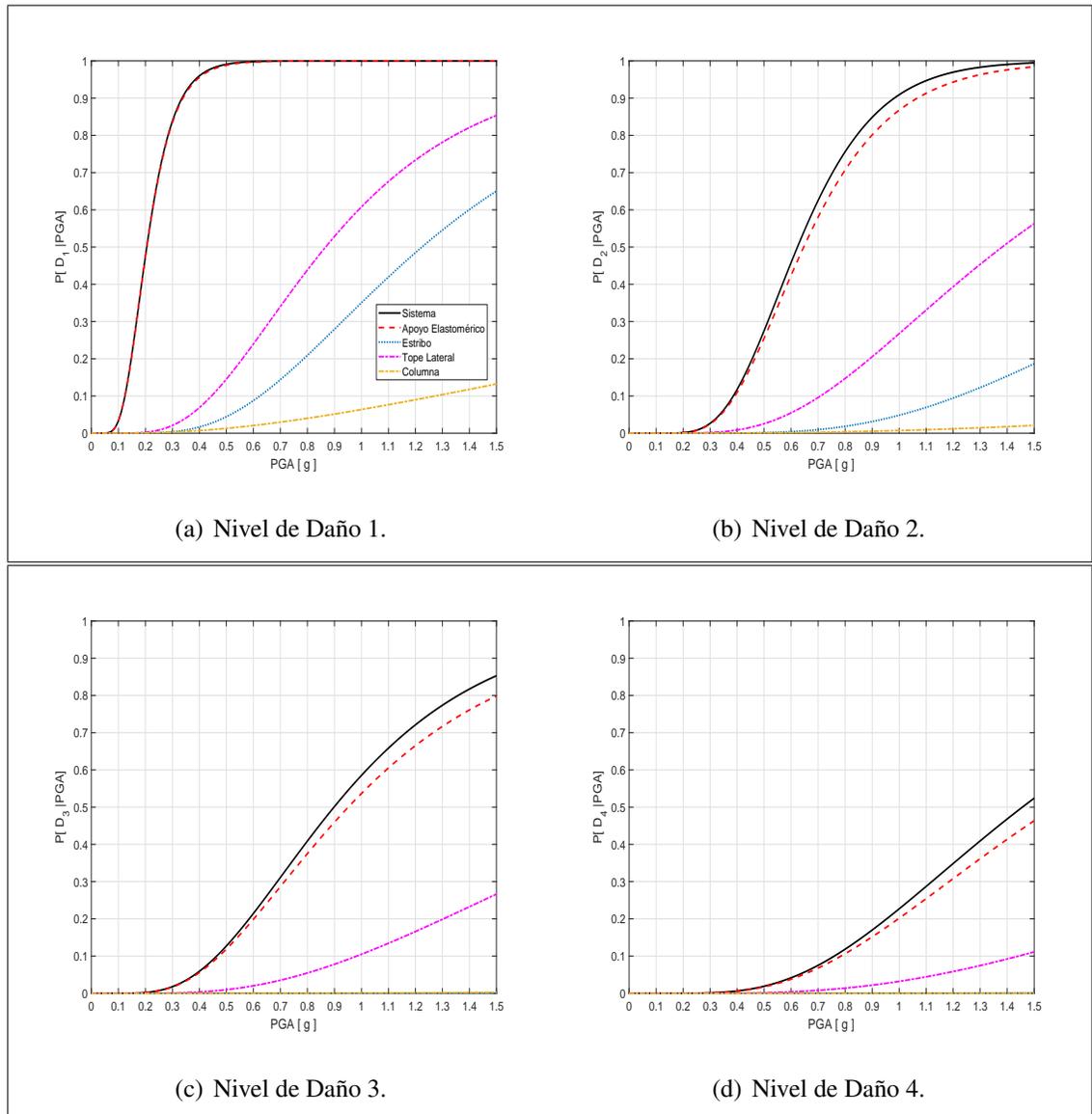


FIGURA A.1. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 10°.

TABLA A.2. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 20°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,20     | 0,37    | 0,60     | 0,34    | 0,86     | 0,49    | 1,40     | 0,49    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,20     | 0,37    | 0,62     | 0,38    | 0,91     | 0,53    | 1,49     | 0,52    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,88     | 0,50    | 1,41     | 0,51    | 2,31     | 0,64    | 3,42     | 0,64    |
| <b>Estribo</b>         | 1,18     | 0,48    | 2,32     | 0,49    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 5,05     | 0,91    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

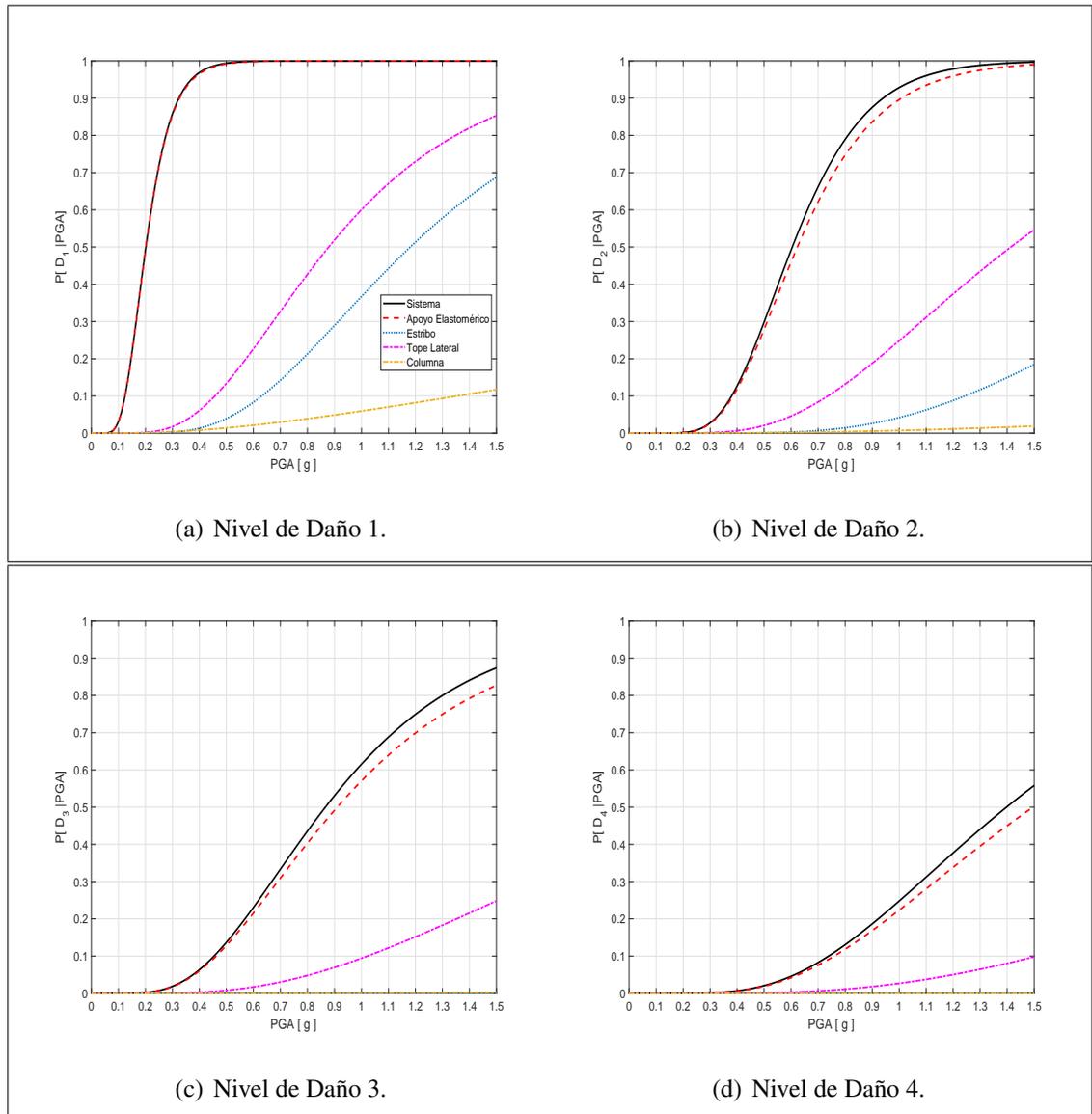


FIGURA A.2. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 20°.

TABLA A.3. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 30°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,18     | 0,35    | 0,57     | 0,34    | 0,85     | 0,50    | 1,37     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,18     | 0,37    | 0,58     | 0,36    | 0,87     | 0,53    | 1,47     | 0,54    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,87     | 0,53    | 1,47     | 0,53    | 2,51     | 0,68    | 3,85     | 0,68    |
| <b>Estribo</b>         | 1,12     | 0,47    | 2,23     | 0,46    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 6,31     | 0,90    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

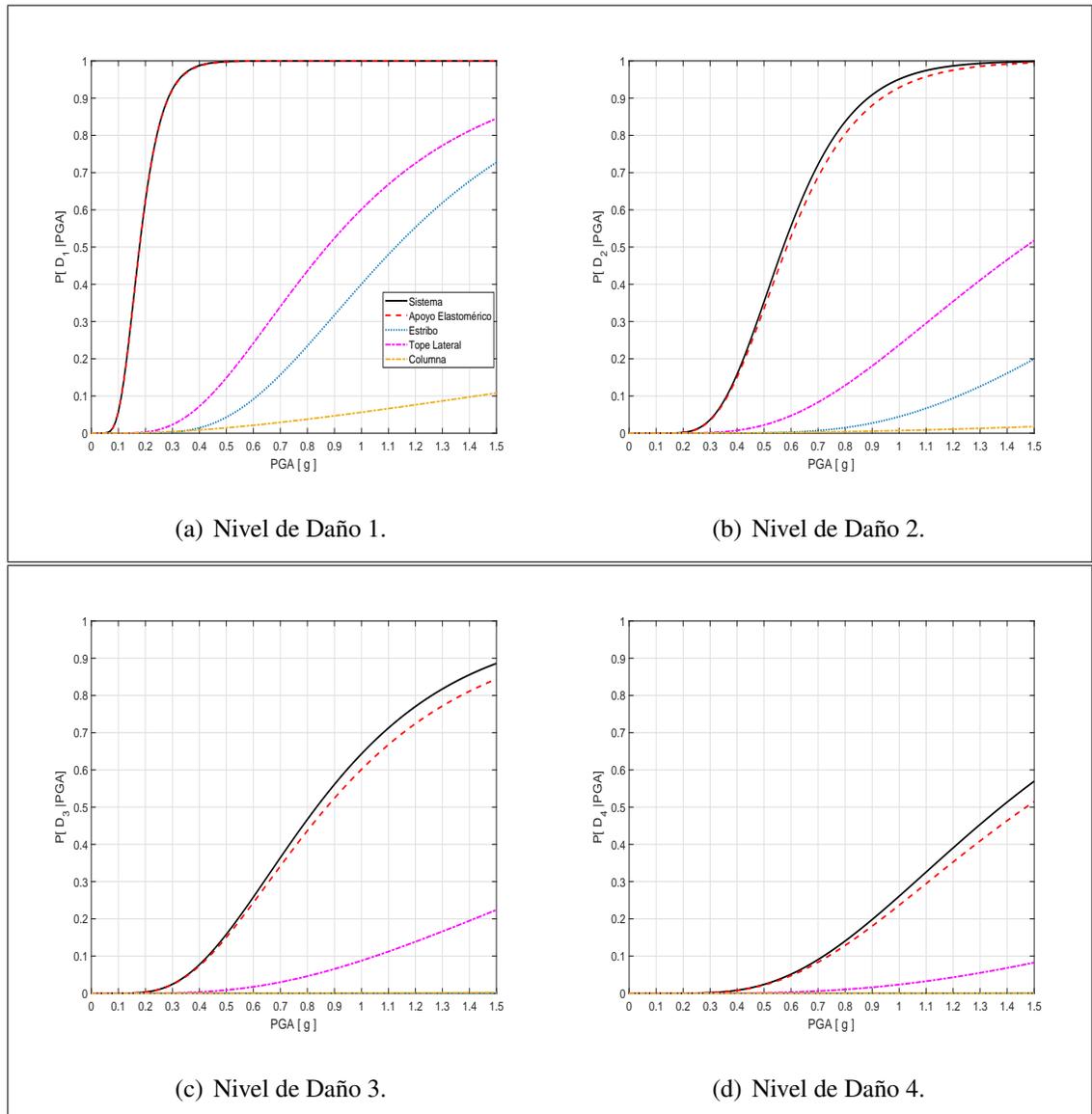


FIGURA A.3. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 30°.

TABLA A.4. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 40°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,15     | 0,37    | 0,52     | 0,37    | 0,78     | 0,53    | 1,32     | 0,54    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,15     | 0,39    | 0,53     | 0,38    | 0,81     | 0,57    | 1,41     | 0,58    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,83     | 0,68    | 1,49     | 0,68    | 2,75     | 0,83    | 4,46     | 0,84    |
| <b>Estribo</b>         | 1,05     | 0,44    | 2,05     | 0,45    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 7,23     | 0,90    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

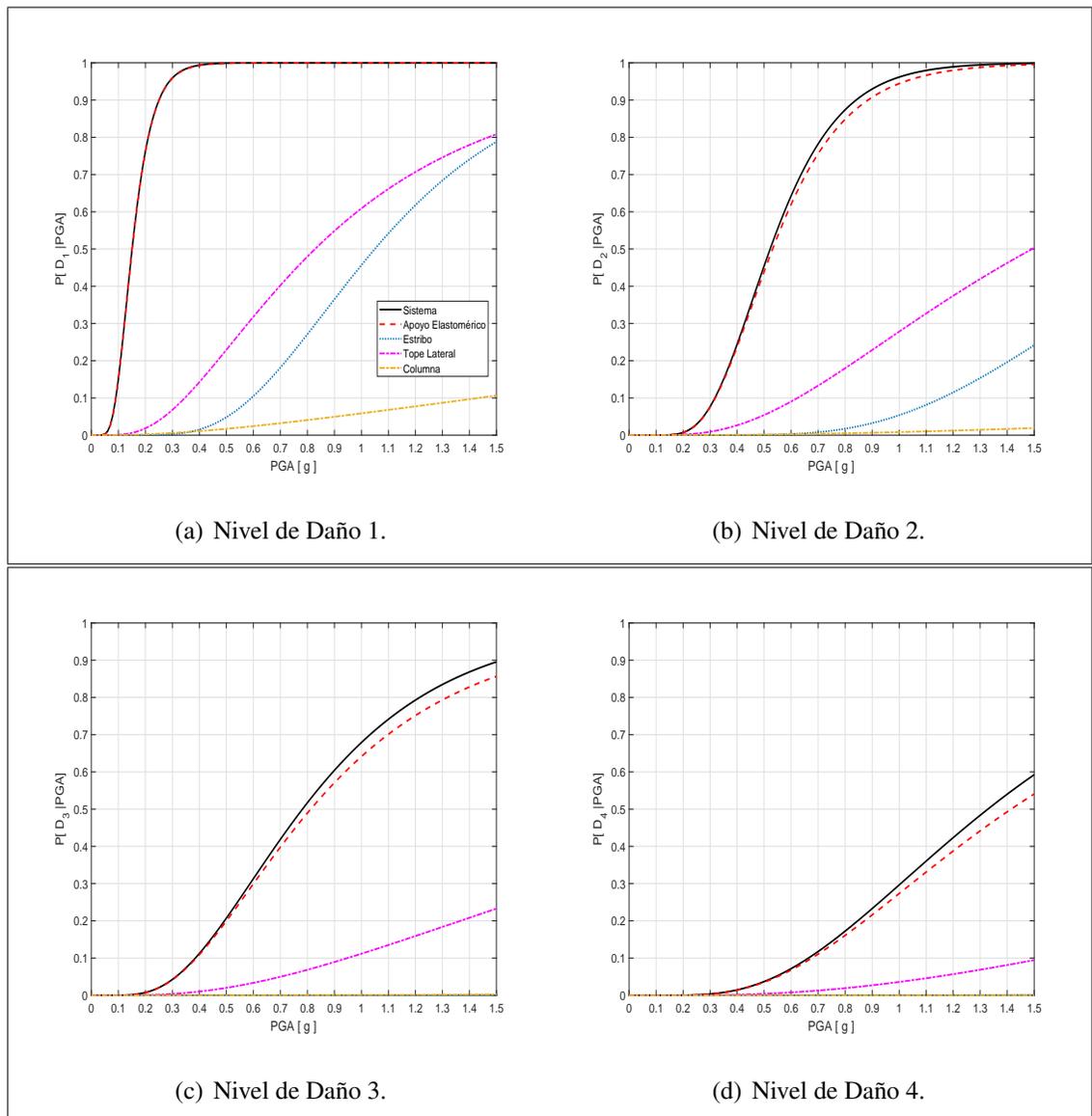


FIGURA A.4. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 40°.

TABLA A.5. Parámetros de curvas de fragilidad puente El Azufradero esviaje 50°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,15     | 0,36    | 0,49     | 0,34    | 0,71     | 0,50    | 1,18     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,15     | 0,36    | 0,49     | 0,37    | 0,73     | 0,53    | 1,21     | 0,55    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,75     | 0,62    | 1,27     | 0,63    | 2,19     | 0,75    | 3,37     | 0,76    |
| <b>Estribo</b>         | 0,98     | 0,42    | 1,85     | 0,44    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 7,97     | 0,92    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

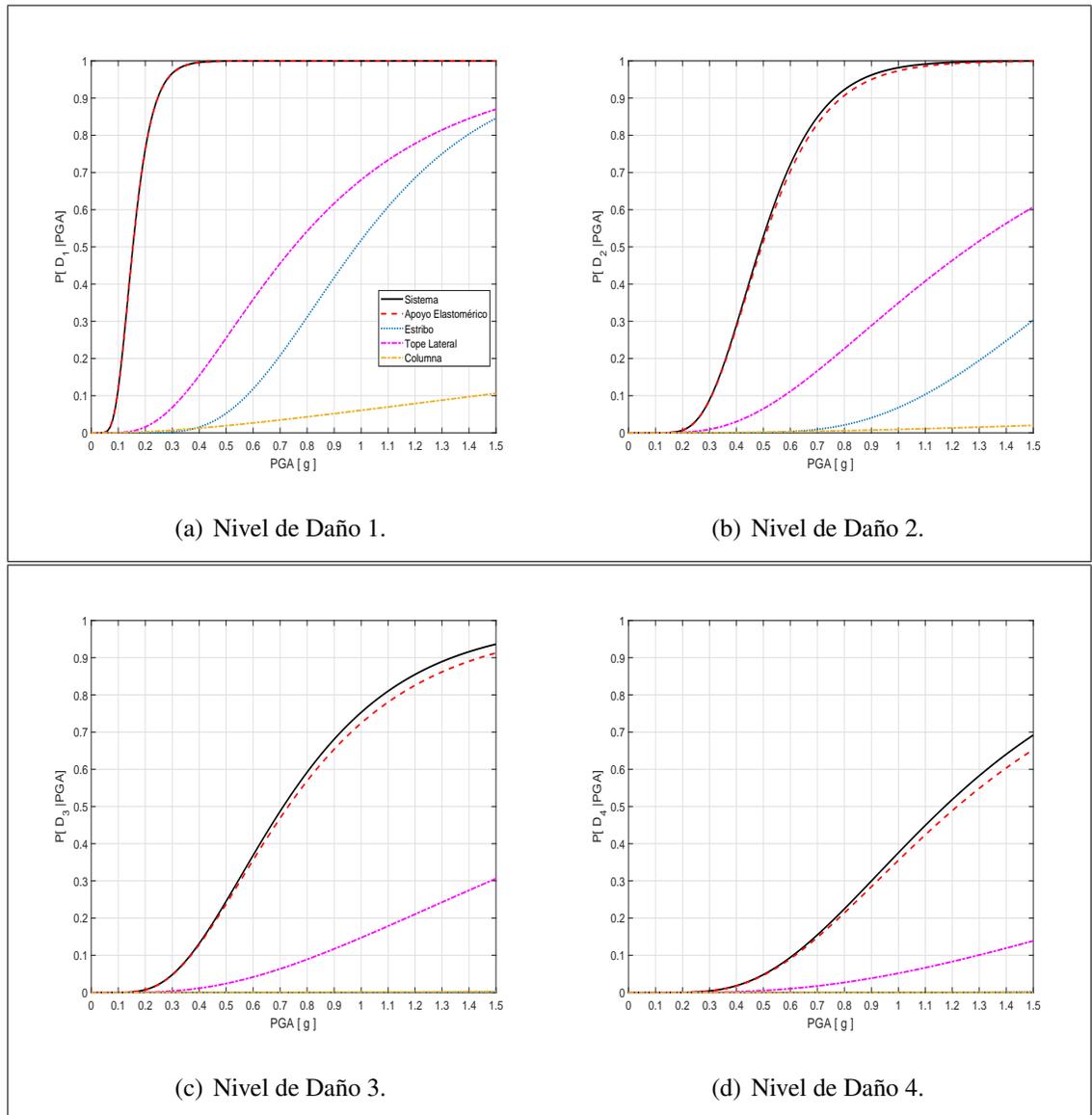


FIGURA A.5. Curvas de fragilidad de componentes puente El Azufradero esviaje 50°.

TABLA A.6. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 10°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,19     | 0,37    | 0,59     | 0,35    | 0,86     | 0,50    | 1,41     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,19     | 0,37    | 0,62     | 0,39    | 0,92     | 0,53    | 1,53     | 0,54    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,84     | 0,53    | 1,32     | 0,54    | 2,10     | 0,65    | 3,04     | 0,65    |
| <b>Estribo</b>         | 1,11     | 0,53    | 2,19     | 0,55    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 2,21     | 0,48    | 3,6      | 0,51    | —        | —       | —        | —       |

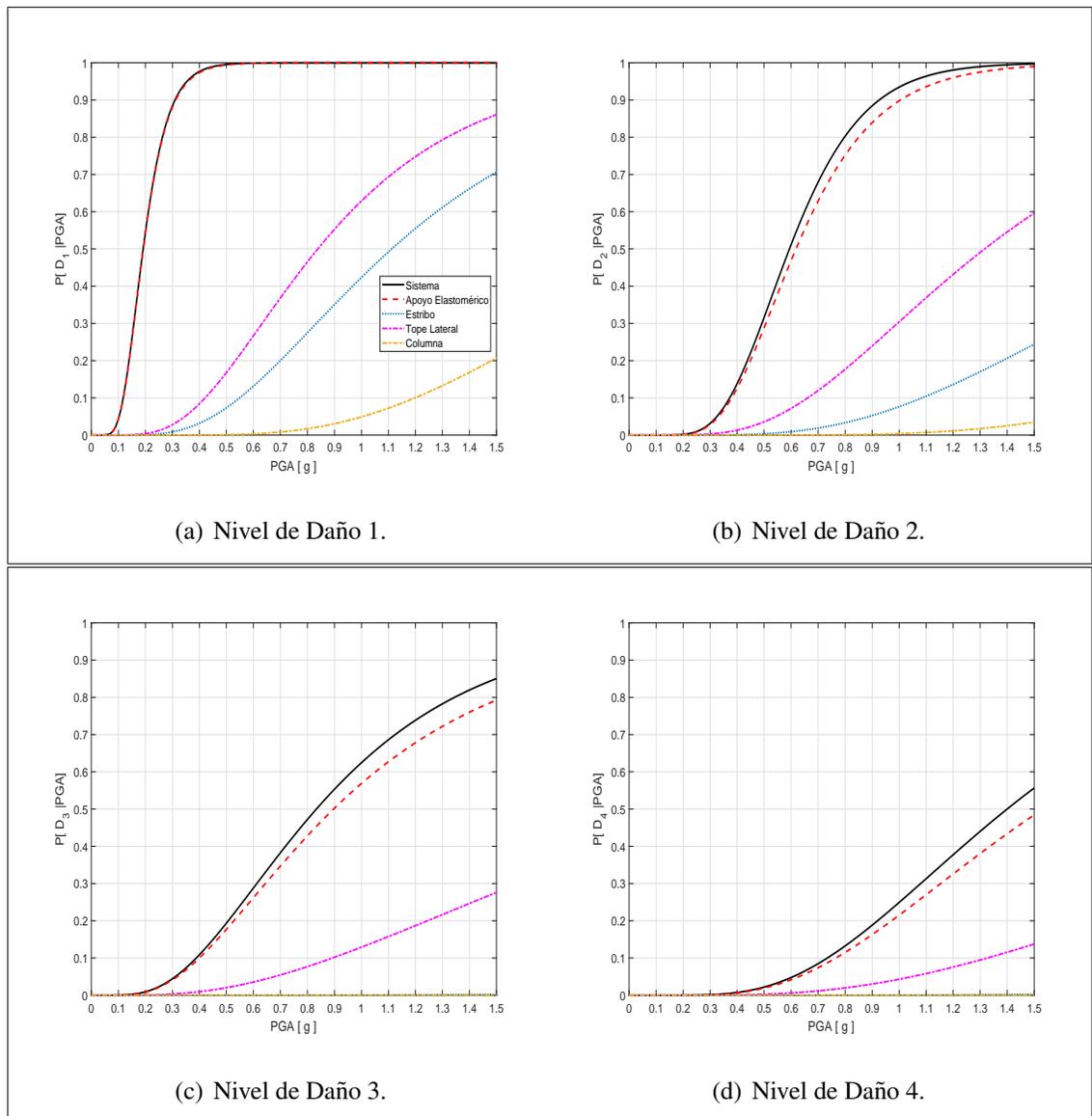


FIGURA A.6. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 10°.

TABLA A.7. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 20°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,19     | 0,35    | 0,58     | 0,35    | 0,83     | 0,49    | 1,36     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,19     | 0,37    | 0,60     | 0,37    | 0,89     | 0,53    | 1,47     | 0,54    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,84     | 0,53    | 1,30     | 0,53    | 2,07     | 0,64    | 2,99     | 0,64    |
| <b>Estribo</b>         | 1,08     | 0,49    | 2,11     | 0,50    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 2,21     | 0,49    | 3,55     | 0,67    | —        | —       | —        | —       |

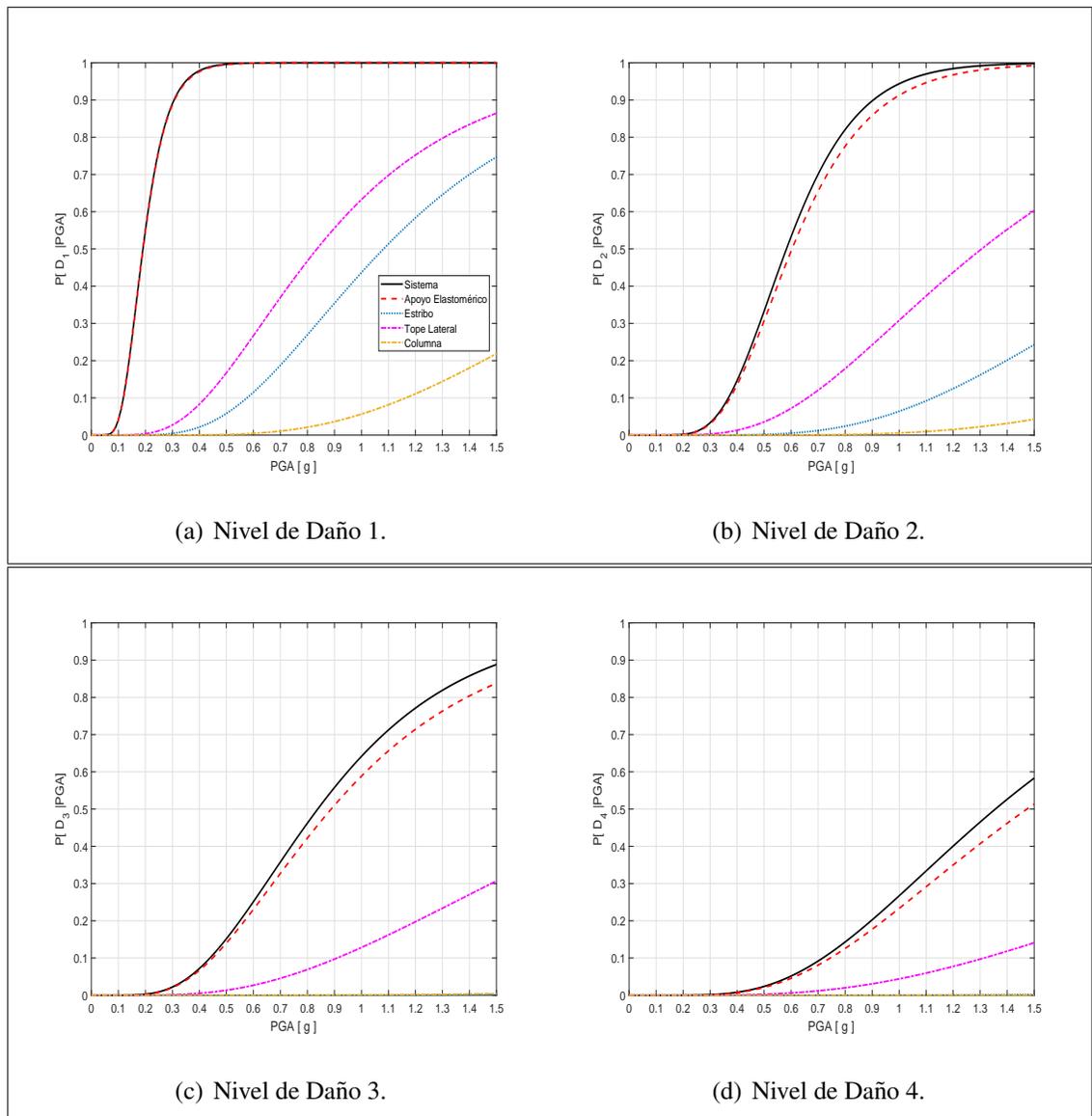


FIGURA A.7. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 20°.

TABLA A.8. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 30°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,18     | 0,37    | 0,56     | 0,34    | 0,81     | 0,48    | 1,31     | 0,49    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,18     | 0,37    | 0,58     | 0,36    | 0,85     | 0,53    | 1,42     | 0,51    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,84     | 0,52    | 1,29     | 0,52    | 2,00     | 0,63    | 2,86     | 0,63    |
| <b>Estribo</b>         | 1,04     | 0,46    | 2,01     | 0,45    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 2,06     | 0,55    | 3,2      | 0,58    | —        | —       | —        | —       |

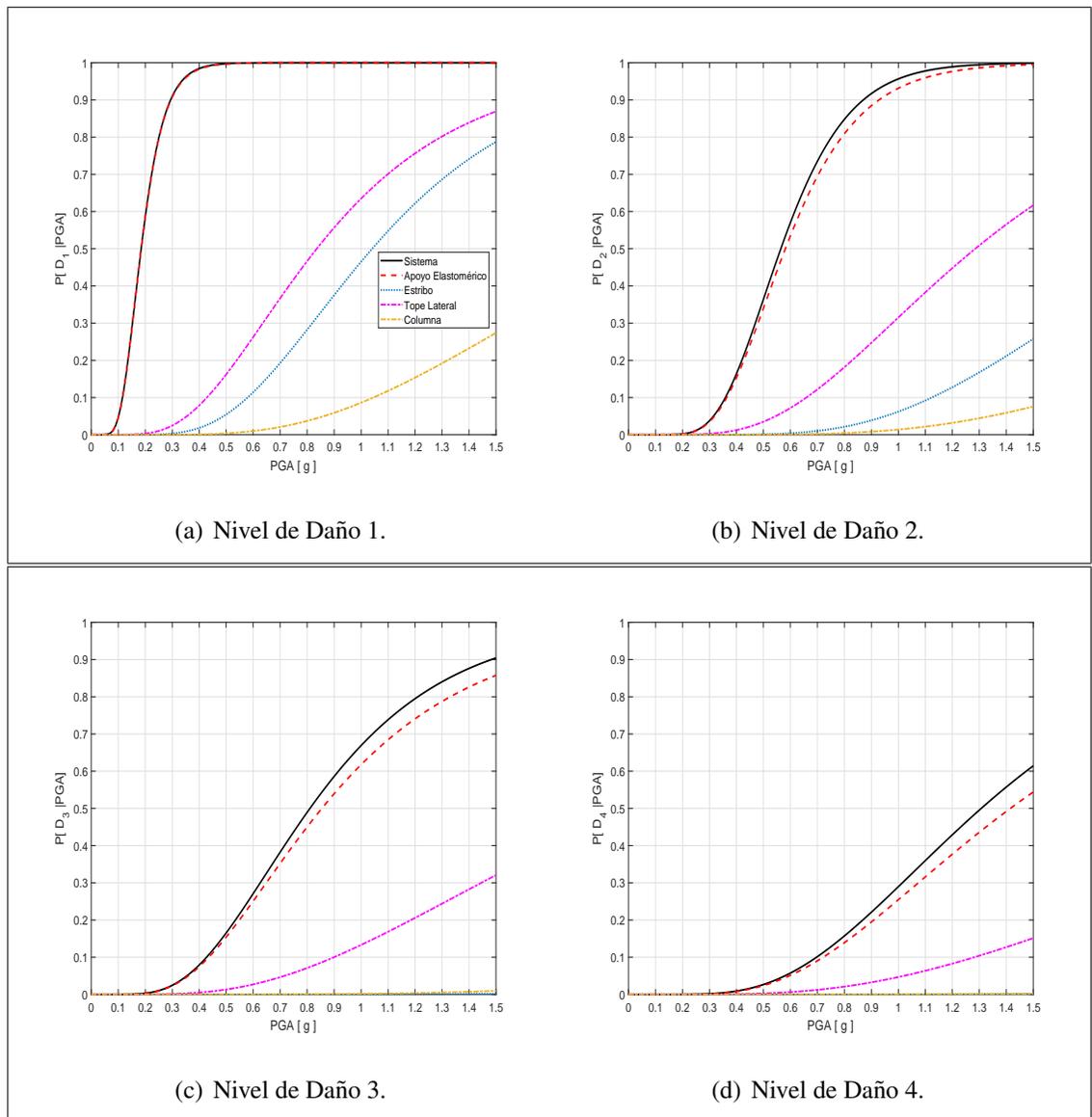


FIGURA A.8. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 30°.

TABLA A.9. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 40°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,16     | 0,37    | 0,53     | 0,33    | 0,77     | 0,50    | 1,29     | 0,50    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,17     | 0,37    | 0,55     | 0,36    | 0,81     | 0,53    | 1,37     | 0,51    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,84     | 0,50    | 1,32     | 0,50    | 2,11     | 0,62    | 3,06     | 0,63    |
| <b>Estribo</b>         | 0,99     | 0,40    | 1,86     | 0,41    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 1,87     | 0,59    | 2,79     | 0,58    | —        | —       | —        | —       |

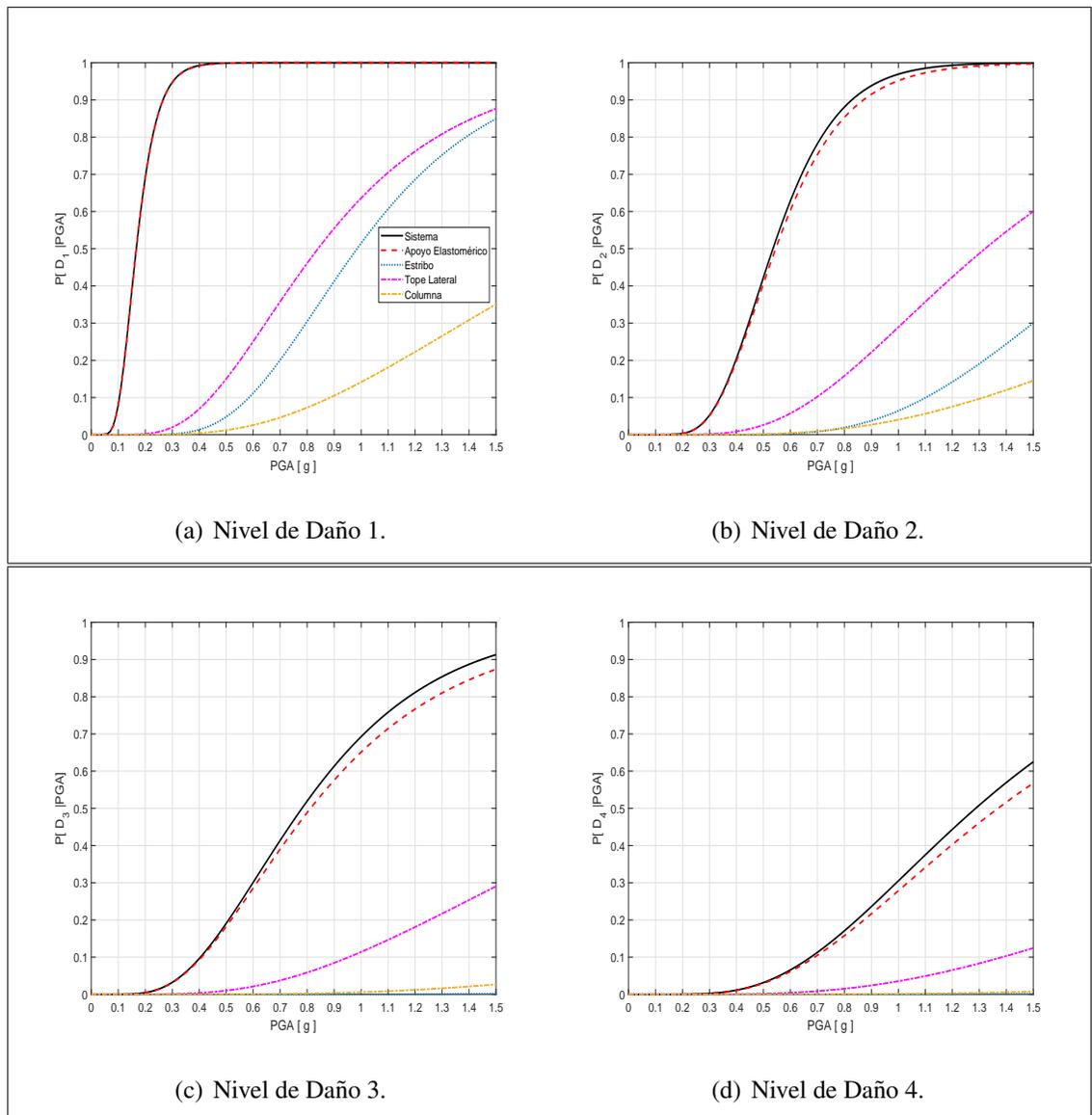


FIGURA A.9. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 40°.

TABLA A.10. Parámetros de curvas de fragilidad puente Chada esviaje 50°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,14     | 0,39    | 0,49     | 0,37    | 0,73     | 0,52    | 1,23     | 0,53    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,15     | 0,38    | 0,50     | 0,36    | 0,76     | 0,56    | 1,30     | 0,56    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,84     | 0,49    | 1,35     | 0,50    | 2,21     | 0,62    | 3,26     | 0,62    |
| <b>Estribo</b>         | 0,93     | 0,39    | 1,74     | 0,41    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 1,85     | 0,61    | 2,73     | 0,61    | —        | —       | —        | —       |

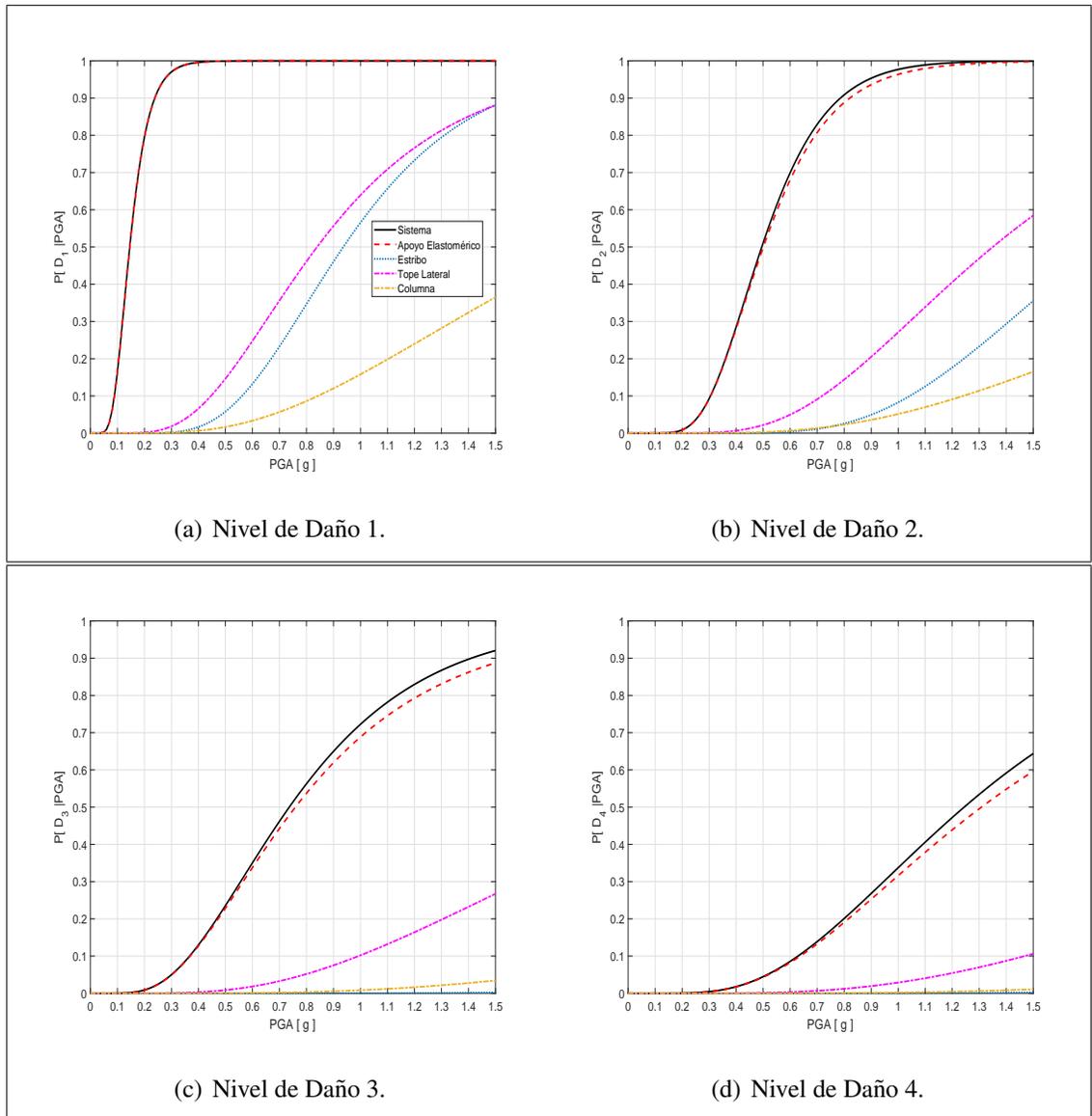


FIGURA A.10. Curvas de fragilidad de componentes puente Chada esviaje 50°.

TABLA A.11. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 10°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,16     | 0,42    | 0,54     | 0,42    | 0,83     | 0,58    | 1,45     | 0,58    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,16     | 0,46    | 0,58     | 0,45    | 0,89     | 0,63    | 1,60     | 0,63    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,78     | 0,62    | 1,34     | 0,61    | 2,35     | 0,75    | 3,67     | 0,76    |
| <b>Estribo</b>         | 1,19     | 0,60    | 2,42     | 0,61    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 3,69     | 0,60    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

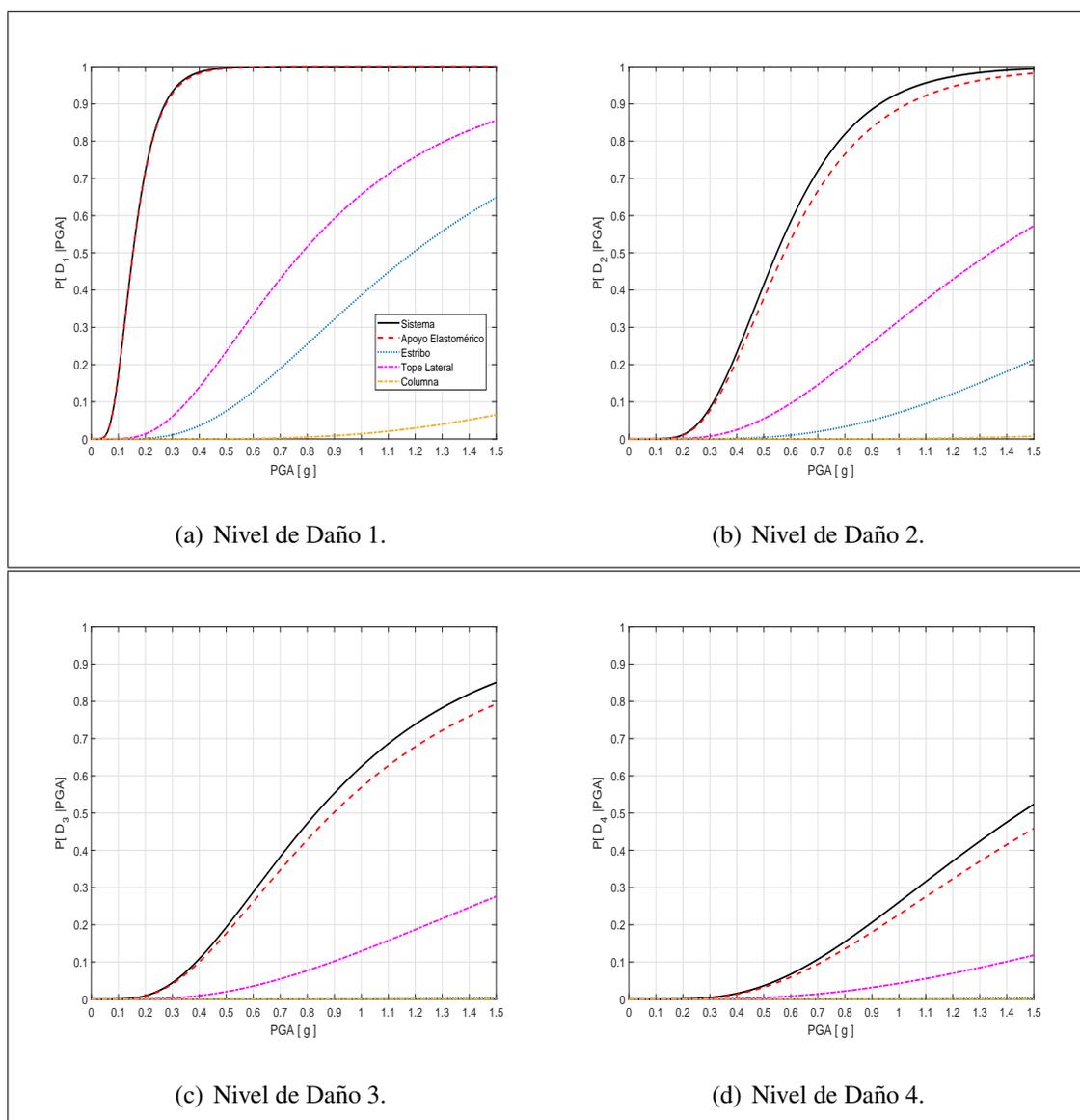


FIGURA A.11. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 10°.

TABLA A.12. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 20°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,14     | 0,42    | 0,52     | 0,40    | 0,80     | 0,57    | 1,43     | 0,58    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,14     | 0,43    | 0,55     | 0,41    | 0,86     | 0,61    | 1,55     | 0,61    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,76     | 0,60    | 1,34     | 0,59    | 2,41     | 0,75    | 3,83     | 0,76    |
| <b>Estribo</b>         | 1,19     | 0,56    | 2,44     | 0,56    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 3,89     | 0,56    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

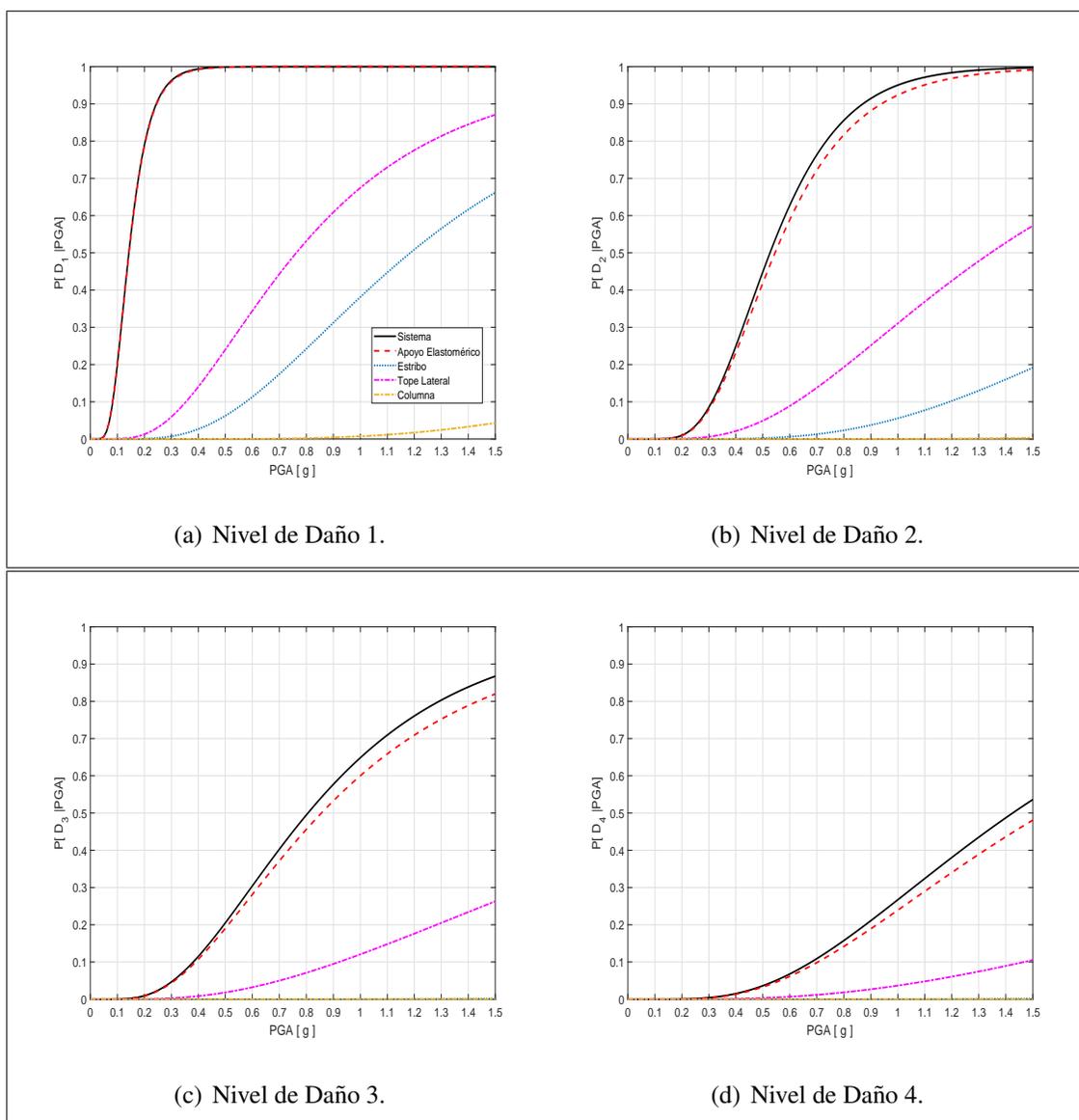


FIGURA A.12. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 20°.

TABLA A.13. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 30°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,13     | 0,43    | 0,50     | 0,41    | 0,78     | 0,58    | 1,40     | 0,58    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,13     | 0,43    | 0,51     | 0,41    | 0,81     | 0,62    | 1,48     | 0,61    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,78     | 0,55    | 1,40     | 0,55    | 2,56     | 0,72    | 4,13     | 0,76    |
| <b>Estribo</b>         | 1,10     | 0,46    | 2,16     | 0,46    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 3,50     | 0,50    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

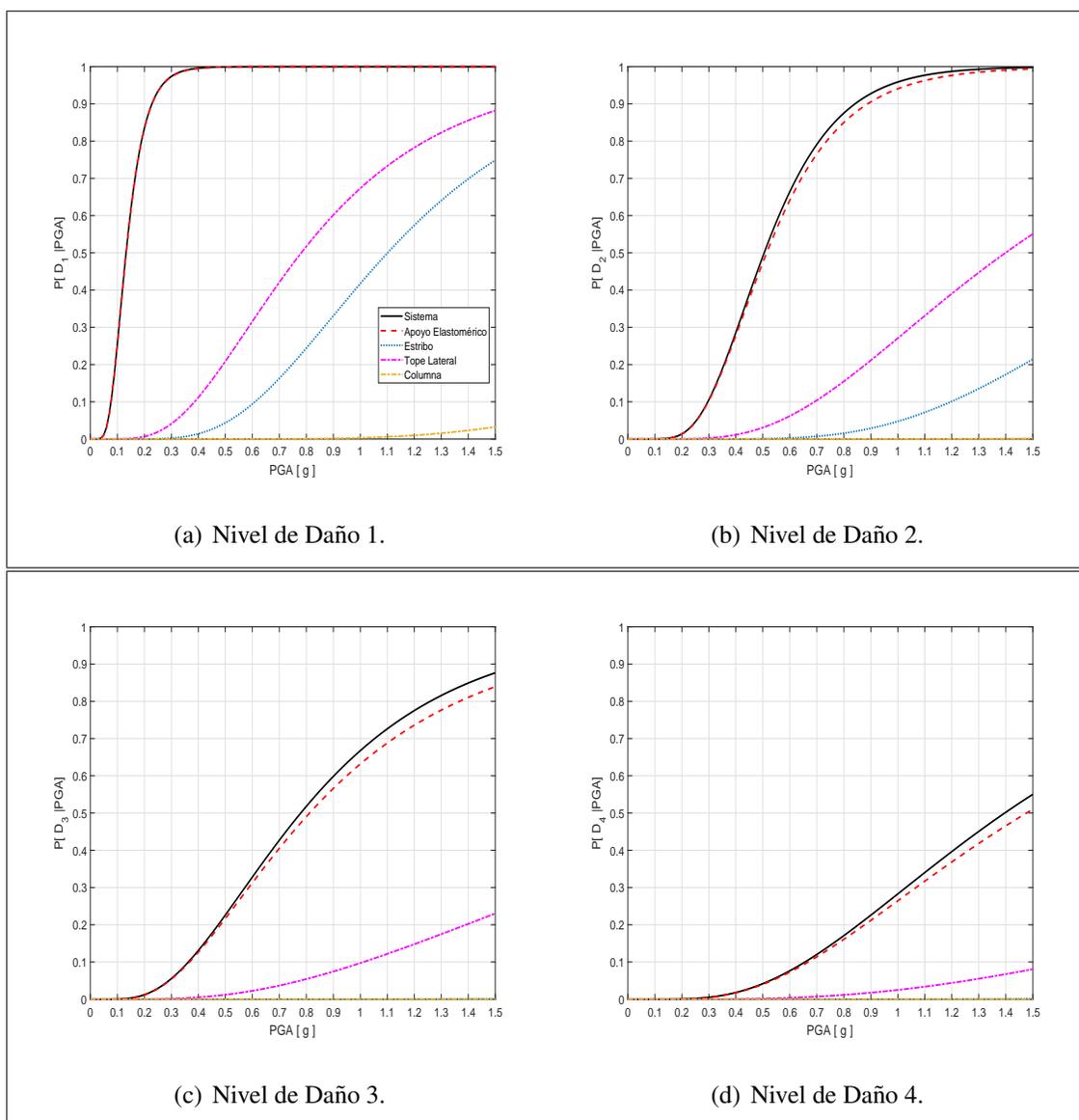


FIGURA A.13. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 30°.

TABLA A.14. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 40°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,12     | 0,45    | 0,46     | 0,41    | 0,71     | 0,59    | 1,28     | 0,59    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,15     | 0,43    | 0,47     | 0,45    | 0,74     | 0,61    | 1,33     | 0,61    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,79     | 0,55    | 1,43     | 0,55    | 2,65     | 0,73    | 4,32     | 0,73    |
| <b>Estribo</b>         | 1,01     | 0,41    | 1,91     | 0,42    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 3,17     | 0,41    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

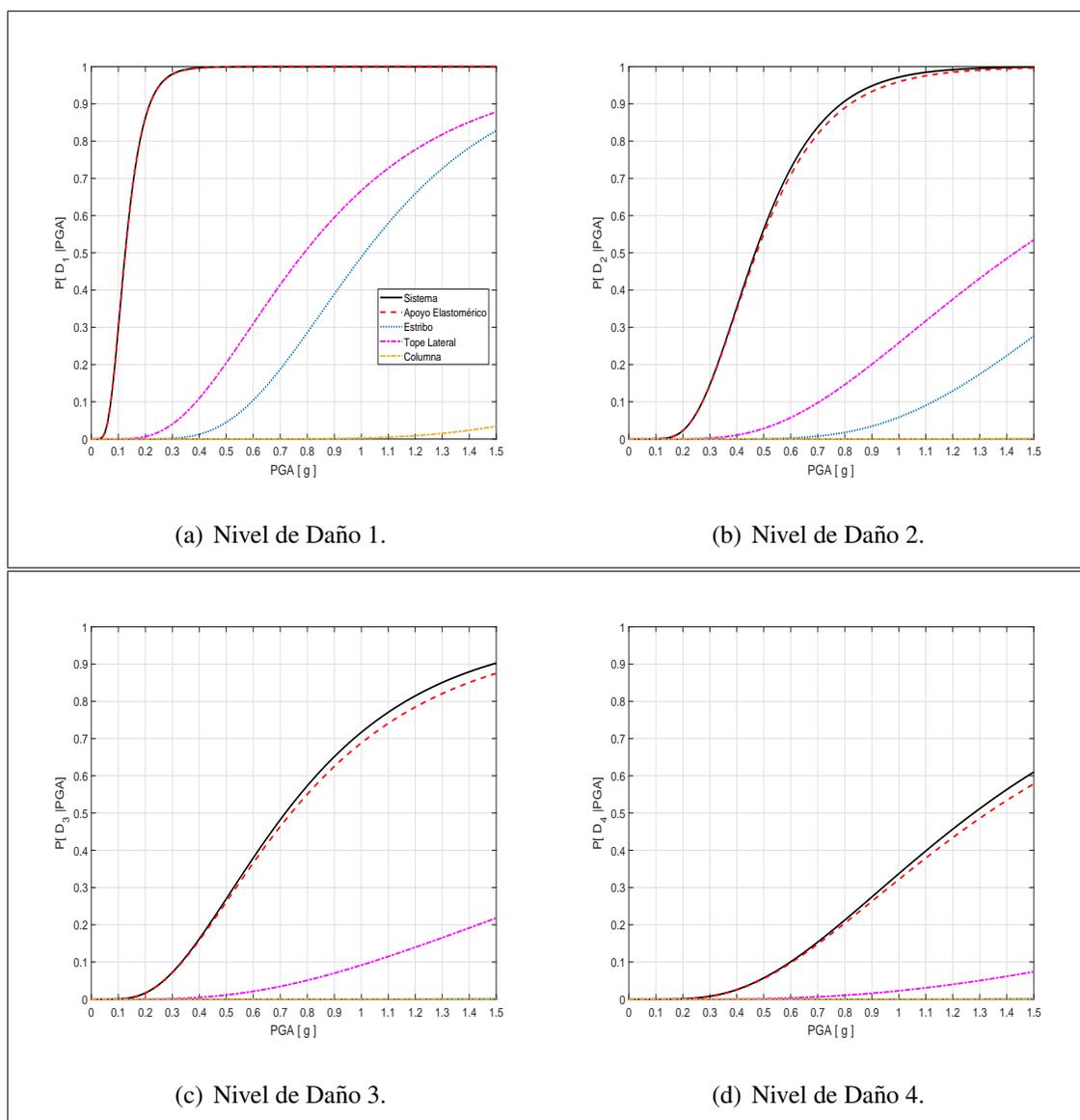


FIGURA A.14. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 40°.

TABLA A.15. Parámetros de curvas de fragilidad puente Loa esviaje 50°.

|                        | Daño 1   |         | Daño 2   |         | Daño 3   |         | Daño 4   |         |
|------------------------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|----------|---------|
|                        | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ | $\theta$ | $\beta$ |
| <b>Sistema</b>         | 0,11     | 0,47    | 0,43     | 0,45    | 0,66     | 0,61    | 1,18     | 0,62    |
| <b>A. Elastomérico</b> | 0,11     | 0,47    | 0,43     | 0,47    | 0,67     | 0,64    | 1,22     | 0,65    |
| <b>Tope Lateral</b>    | 0,82     | 0,57    | 1,48     | 0,57    | 2,72     | 0,73    | 4,43     | 0,74    |
| <b>Estribo</b>         | 0,98     | 0,46    | 1,85     | 0,42    | —        | —       | —        | —       |
| <b>Columna</b>         | 3,47     | 0,41    | —        | —       | —        | —       | —        | —       |

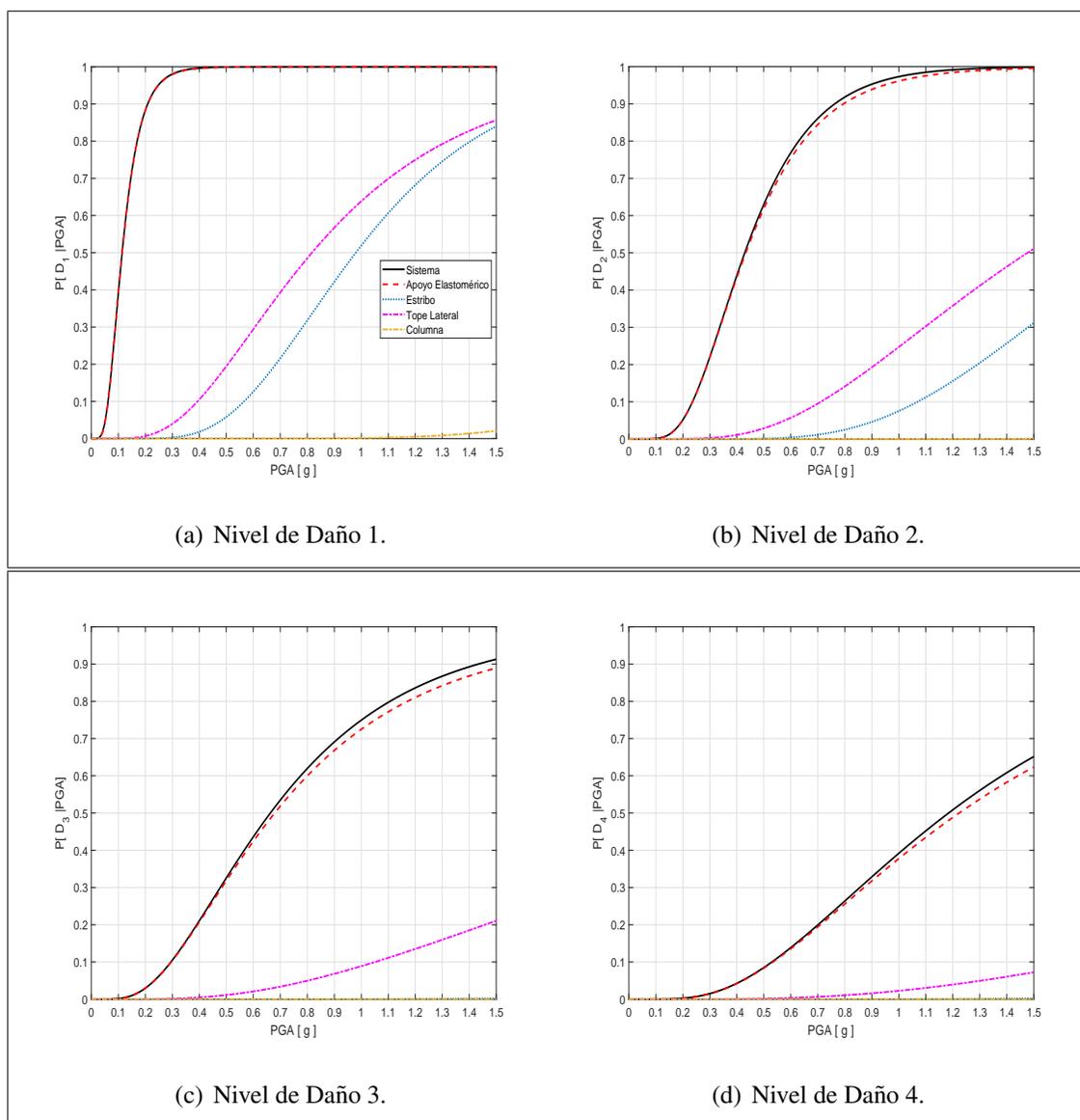


FIGURA A.15. Curvas de fragilidad de componentes puente Loa esviaje 50°.