



**Universidad
Michoacana de San
Nicolás de Hidalgo**

**Facultad de
Ingeniería Civil**

**División de Estudios
de Posgrado**



CAPACIDAD SÍSMICA DEL REFUERZO DE PUENTES DE CR CON SUBESTRUCTURA TIPO MURO

**Maestría en Ingeniería
en el Área de
Estructuras**

Tesis que para
obtener el grado de
Maestro en Ingeniería

Presenta:

Ing. Luis Arturo Muñoz Galindo

**Director(a) de tesis: Doctora en Ingeniería de Estructuras Bertha
Alejandra Olmos Navarrete**

Morelia, Michoacán, enero de 2014.

AGRADECIMIENTOS

Agradecido con Dios por darme la oportunidad de concluir esta etapa.

A mis padres Juvencio Muñoz Flores y Maria Estela Galindo Ayala por su apoyo constante e incondicional, sin ustedes nada de esto sería posible.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo particularmente a la Facultad de Ingeniería Civil.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT).

A los profesores de la Maestría en Estructuras, en especial a mi asesora, la Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete por su paciencia y apoyo.

A mis hermanos Francisco y Marcela, a mis tíos Jesús Muñoz y Yolanda Vega por brindarme su apoyo, a todos mis amigos, entre ellos al M.I. Jesús Murillón y su familia.

A mis compañeros de generación.

Contenido

Resumen.....	I
Abstract	II
Índice de figuras.....	III
Índice de tablas	VIII
Lista de variables.....	XI
OBJETIVOS.....	XIII
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE SISTEMAS DE REFUERZO DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES DE CR EXISTENTES.	5
2.1 Modos de falla en muros.....	5
2.2 Materiales y sus propiedades mecánicas.....	8
2.2.1 Concreto reforzado.	8
2.2.2 Acero.	10
2.2.3 Polímero reforzado con fibras (FRP).	11
2.3 Técnicas de refuerzo en pilas de CR.....	14
2.3.1 Encamisado de concreto reforzado.	14
2.3.1.1 Proceso constructivo.....	16
2.3.2 Encamisado de acero.	17
2.3.3 Refuerzo con FRP.	17
2.4 Condición por rehabilitar	19
2.4.1 Cortante.	19
2.4.2 Flexión	21
CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN Y PROPIEDADES DE LOS PUENTES.....	23
3.1 Descripción de los modelos.....	23
3.1.1 Nomenclatura de los modelos.	25
3.2 Análisis de los modelos.	26
3.2.1 Cargas vivas.	26
3.2.2 Factor de impacto	27
3.2.3 Cargas muertas.....	27
3.2.4 Combinaciones de carga	28
3.2.5 Apoyos.....	28

3.3 Diseño estructural de las pilas	29
3.3.1 Porcentaje de acero mínimo.	30
3.3.2 Separación del refuerzo vertical y horizontal.	31
3.4 Estimación de la capacidad.	33
3.4.1 Articulación plástica a carga axial y momento (P-M).....	33
3.4.1.1 Relación momento-rotación.	35
3.4.2 Articulación plástica a cortante.....	37
3.4.3 Resultados y discusión de los mismos.....	39
3.5 Descripción de los modelos de refuerzo.	42
CAPÍTULO 4. RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA TIPO MURO CON REFUERZO MEDIANTE ENCAMISADO DE CR.	43
4.1 Determinación de la demanda.....	43
4.2 Respuesta sísmica de los modelos.	46
4.2.1 Espectros de capacidad.....	48
4.2.2 Curvas de fragilidad.....	51
4.2.2.1 Curvas de fragilidad como función de la distorsión angular.....	53
4.2.2.2 Curvas de fragilidad como función de la resistencia a cortante.	58
4.2.2.3 Curvas de fragilidad como función de la ductilidad.	63
CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	73
5.1 Vulnerabilidad de pilas como función de la distorsión angular	73
5.2 Vulnerabilidad de las pilas como función de su capacidad a cortante.	83
5.3 Vulnerabilidad de pilas como función de la ductilidad.	88
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	101
Referencias.....	104
ANEXO A	105
ANEXO B.....	105
ANEXO C.....	105
ANEXO D	105

Resumen

La mayoría de los puentes que forman la red carretera nacional tienen superestructuras simplemente apoyadas sobre subestructuras tipo marco, tipo muro o constituidas por una sola columna. En la ocurrencia de terremotos las pilas de los puentes son los elementos estructurales más susceptibles a presentar daños, en la mayoría de los casos su estabilidad y mecanismos de colapso quedan definidos por la resistencia y ductilidad de estos elementos. Una vez que, por la acción de un temblor tienen algún daño, es importante estudiar la efectividad de diferentes alternativas de refuerzo.

El objetivo del trabajo es estudiar la eficiencia que presentan los encamisados de concreto reforzado (CR) como sistema de refuerzo de pilas tipo muro de CR.

Se estudiaron 64 casos de puentes donde se varió la longitud del claro, ancho y altura de las pilas y el porcentaje de acero de la camisa de CR. La demanda sísmica corresponde a un conjunto de 7 acelerogramas con magnitud mayor o igual a 7 registrados en las costas del Pacífico de México escalados a tres periodos de retorno.

La eficiencia del sistema de refuerzo se estimó mediante curvas de fragilidad, determinándose la capacidad de las pilas a cortante y flexión mediante análisis estáticos no lineales, para finalmente determinar su desempeño mediante el espectro de capacidad.

Como resultado, el estudio permite cuantificar la variación de la probabilidad de alcanzar un estado límite de daño determinado como función de los parámetros del encamisado como espesor y cantidad de acero de refuerzo. Se encontró que una variable fundamental que determina las características del encamisado es la altura de las pilas.

Abstract

Most of the bridges in the national highway network have a superstructure simply supported on the substructure. In general, the substructure geometry is of the frame type, wall-type or a bent cap connected to the top of a column. When a bridge system is subjected to an earthquake, the piers are the structural elements with the highest risk to suffer damage. It's important to study the alternatives of seismic reinforcement.

The main object of the present work is to study the efficiency of the reinforced concrete (RC) jacketing as a reinforcement option for RC wall-type piers.

Have been studied 64 bridge cases with different length of the bay, high and width of the pier. For the seismic demand, we have 7 registers with magnitude 7 or higher in the Richter Scale, all over the Mexican Pacific Coast.

To assess the efficiency, fragilities curves were evaluated based on the substructure capacities to shear and flexural behavior, and the selection of the demand.

As a result, this work allows measuring the probability of reach a limit state of damage as a function of the parameters of CR jacket, such as thickness and amount of reinforced steel. It was found that the main variable to able predict the behavior, it is the high of the wall-type pier.

Palabras clave: Desempeño sísmico, Pila tipo muro, Refuerzo sísmico, Encamisado de CR, Curva de fragilidad.

Índice de figuras.

Figura 1.1 Pérdidas económicas generadas por desastres en México como porcentaje del PIB. Tomada de OCDE (2013).....	2
Figura 2.1 Respuesta histerética de un muro estructural diseñado a cortante. Tomada de Paulay (1992).....	6
Figura 2.2 Respuesta histerética de un muro estructural diseñado a flexión, comportamiento dúctil. Tomada de Paulay (1992)	6
Figura 2.3 Falla por compresión diagonal. Tomada de Park et al. (1988).....	7
Figura 2.4 Curva esfuerzo-deformación en compresión de una muestra de concreto. Tomada de González (2009)	9
Figura 2.5 Efecto de la edad en el concreto. Tomada de González (2009).....	9
Figura 2.6 Curvas esfuerzo-deformación de aceros laminados en caliente. Tomada de González (2009).....	11
Figura 2.7 Curvas esfuerzo-deformación comparativas para acero y concreto. Tomada de González (2009)	11
Figura 2.8 Refuerzo mediante encamisado de concreto. Tomada de Cosmin et al. (2009).....	15
Figura 2.9 Preparación de la superficie antes de colar la nueva capa de concreto. Tomada de Cosmin et al. (2009).....	16
Figura 2.10 Refuerzo de pila con encamisado de acero en Hanshin, Japón. Fuente: seismic.cv.titech.ac.jp.....	17
Figura 2.11 Sistema de encamisado de acero. Tomada de Priestley (1994a).....	20
Figura 2.12 Modos de falla del muro en las pruebas realizadas en la Universidad de Canterbury. Tomada de Park et al. (1988).....	20
Figura 2.13 Falla de columna durante el terremoto de Northridge. Fuente: http://earthquake.usgs.gov/bytopic/photos.html	21
Figura 2.14 Efecto de la distribución de refuerzo y la cuantía en la relación momento-curvatura. Tomada de Park et al. (1988).....	22
Figura 3.1. Esquema de la geometría de los puentes en estudio. Vistas en elevación y corte.	25

Figura 3.2. Modelo de cargas vehiculares IMT 66.5 , para el análisis longitudinal de puentes.....	26
Figura 3.3. Modelo de cargas vehiculares IMT 66.5 , para el análisis longitudinal de puentes.....	27
Figura 3.4. Croquis de armado de la pila para el modelo L10H12-40.....	32
Figura 3.5. Relación esfuerzo-deformación para el concreto.....	34
Figura 3.6. Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.....	34
Figura 3.7. Relación momento-rotación real de los modelos con claro de 10 metros.....	36
Figura 3.8. Relación momento-rotación real de los modelos con claro de 40 metros.....	36
Figura 3.9. Forma general de la relación momento-rotación idealizada para caracterizar la articulación plástica a flexión del caso L10H12-40.....	36
Figura 3.10. Relación fuerza-desplazamiento para la caracterización de la articulación a cortante.....	37
Figura 3.11. Forma general de la articulación a cortante.....	38
Figura 3.12. Curvas de capacidad en dirección longitudinal y transversal del modelo L8H6-10.....	39
Figura 3.13. Curvas de capacidad en dirección longitudinal y transversal del modelo L10H12-40.....	40
Figura 3.14. Curvas de capacidad en flexión para los modelos con claro de 10 m.....	40
Figura 3.15. Curvas de capacidad en cortante para los modelos con claro de 10 m.....	41
Figura 3.16. Curvas de capacidad en flexión para los modelos con claro de 40 m.....	41
Figura 3.17. Curvas de capacidad en cortante para los modelos con claro de 40 m.....	41
Figura 3.18. Esquema representativo del encamisado de CR empleado en la investigación....	41
Figura 4.1 Localización de los epicentros usados para la demanda.....	44
Figura 4.2 Localización de estaciones usadas para la demanda.....	44
Figura 4.3 Demanda sísmica considerada para representar fuentes de subducción.....	45

Figura 4.4 Espectros de respuesta medios y $\pm\sigma$	46
Figura 4.5 Representación esquemática del proceso para obtener el espectro de capacidad.....	46
Figura 4.6 Espectro de capacidad del modelo L8H6-10 con la demanda $T_r=2500+1s$	49
Figura 4.7 Espectro de capacidad del modelo L10H8-10 con la demanda $T_r=1000$	49
Figura 4.8 Espectro de capacidad del modelo L8H10-10 con la demanda $T_r=1000+1s$	50
Figura 4.9 Procedimiento para generar las curvas de fragilidad. Modificada de Choi (2004).....	52
Figura 4.10 Representación esquemática de la distorsión angular.....	54
Figura 4.11 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	55
Figura 4.12 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	56
Figura 4.13 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	57
Figura 4.14 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	58
Figura 4.15 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	60
Figura 4.16 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100$, 1000 y	

2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	61
Figura 4.17 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	62
Figura 4.18 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $T_r=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	63
Figura 4.19 Representación esquemática de la definición de ductilidad.....	65
Figura 4.20 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H6-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	65
Figura 4.21 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H8-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	65
Figura 4.22 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H10-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	66
Figura 4.23 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H12-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	66
Figura 4.24 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H6-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	67
Figura 4.25 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H8-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	67
Figura 4.26 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H10-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	68

Figura 4.27 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H12-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	68
Figura 4.28 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H6-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	69
Figura 4.29 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H8-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	69
Figura 4.30 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H10-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	70
Figura 4.31 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H12-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	71
Figura 4.32 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H6-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	72
Figura 4.33 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H8-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	73
Figura 4.34 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H10-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	74
Figura 4.35 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L10H12-40 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).....	74
Figura 5.1 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $T_r=100$ años....	81
Figura 5.2 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $T_r=1000$ años.....	82

Figura 5.3 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $T_r=2500$ años.....	83
Figura 5.4 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la PGA para una demanda de ductilidad $\mu =1$ y 2	97
Figura 5.5 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la PGA para una demanda de ductilidad $\mu =3$ y 4	98
Figura 5.6 Porcentaje de aumento en la demanda de PGA con respecto al nivel de refuerzo anterior como función de la relación H/L para una demanda de ductilidad $\mu =1$ y 2	99
Figura 5.7 Porcentaje de aumento en la demanda de PGA con respecto al nivel de refuerzo anterior como función de la relación H/L para una demanda de ductilidad $\mu =3$ y 4	99

Índice de tablas

Tabla 2.1 Comparación de coeficientes de expansión térmica. Tomado de Karbhari (2001)...	13
Tabla 2.2 Propiedades mecánicas de los compuestos de FRP.....	14
Tabla 2.3 Propiedades del CFS usadas en las pruebas experimentales. Tomado de Zafra (2009).....	18
Tabla 3.1 Características y nomenclatura de los modelos.....	25
Tabla 3.2 Cargas muertas aplicadas al modelo del puente.....	27
Tabla 3.3 Resumen diseño estructural de pilas.....	33
Tabla 3.4 Valores recomendados para la caracterización de la articulación a cortante. Tomada de FEMA-356 (tabla 6-19).....	38
Tabla 3.5 Valores característicos considerados en el encamisado.....	42
Tabla 4.1 Datos de los acelerogramas.	44
Tabla 4.2 Aceleraciones máximas esperadas para los T_r de interés.....	45
Tabla 4.3 Capacidad del caso de estudio L8H6-10 ante la demanda $T_r=2500$	48

Tabla 5.1 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.....	75
Tabla 5.2 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.....	76
Tabla 5.3 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.....	77
Tabla 5.4 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.....	78
Tabla 5.5 Definición del Estado de Daño como función de la distorsión angular límite. (Akbari R., 2010).....	79
Tabla 5.6 Definición del Estado de Daño como función de la distorsión angular límite. (Dutta y Mander, 1998).....	79
Tabla 5.7 Estados de daño alcanzados en los casos de estudio para un periodo de retorno de 2500 años y una probabilidad de falla del 50%.....	79
Tabla 5.8 Relación V/VR necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.....	85
Tabla 5.9 Relación V/VR necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.....	86
Tabla 5.10 Relación V/VR necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.....	87
Tabla 5.11 Relación V/VR necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.....	88
Tabla 5.12 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 1$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....	90
Tabla 5.13 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 2$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....	90
Tabla 5.14 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 3$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....	91
Tabla 5.15 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 4$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....	91

Tabla 5.16 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 5$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **10 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....92

Tabla 5.17 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 1$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....92

Tabla 5.18 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 2$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....93

Tabla 5.19 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 3$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....93

Tabla 5.20 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 4$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....94

Tabla 5.21 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 5$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.....94

Lista de variables

A : Área de la sección transversal.

A_g : Área bruta de la sección transversal.

A_i : Media de la aceleración espectral necesaria para producir el daño i .

A_{sl} : Área del acero de refuerzo longitudinal.

A_{st} : Área del acero de refuerzo transversal.

CM : Cargas muertas.

CV : Cargas vivas.

d_b : Diámetro de las barras de refuerzo.

Ec : Módulo de elasticidad del concreto.

Es : Módulo de elasticidad del acero.

e_x : Excentricidad en la dirección X de la fuerza normal.

e_y : Excentricidad en la dirección Y de la fuerza normal.

f_c : Resistencia a compresión del concreto.

FI : Factor de impacto.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

G : Módulo de rigidez al corte.

hr : Espesor de la placa de neopreno.

h_w : Altura en muros.

k_h : Rigidez horizontal.

k_v : Rigidez vertical

L_p : Longitud de la articulación plástica.

l_w : Longitud en muros.

M_{ux} : Momento flexionante de diseño alrededor del eje X.

M_{uy} : Momento flexionante de diseño alrededor del eje Y.

N : Número de niveles de la estructura.

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo.

P_u : Fuerza axial de diseño.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

T_r : Periodo de retorno.

V : Cortante basal.

W : Carga muerta de la estructura.

w : Carga viva distribuida.

w_i/g : Masa del nivel i .

Δ_{azotea} : Desplazamiento del último nivel.

Φ : Distribución estándar de densidad log-normal

α_1 : Coeficiente modal de masa para el primer modo.

α_i y α_t : Coeficientes de expansión térmica.

β_c : Desviación estándar.

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i .

μ : Ductilidad.

θ : Distorsión angular.

ρ_l : Cuantía del acero de refuerzo longitudinal.

ρ_t : Cuantía del acero de refuerzo transversal.

OBJETIVOS

Objetivo general.

Evaluar la capacidad sísmica de pilas de puentes de CR tipo muro reforzadas y/o rehabilitadas mediante camisas de CR.

Objetivos particulares.

- Establecer la demanda sísmica en la región de la Costa del Pacífico en México.
- Definir los modelos analíticos de puentes con subestructura tipo muro y el sistema de refuerzo propuesto.
- Definir los parámetros que más influencia tienen en la respuesta sísmica, así como sus intervalos de aplicación para realizar análisis paramétricos del tipo estático no lineal.
- Analizar las ventajas y desventajas que se tienen en la capacidad sísmica de las pilas tipo muro cuando se refuerzan con camisas de CR, mediante el desarrollo de curvas de fragilidad de cada uno de los casos de estudio.
- Desarrollar expresiones que permitan estimar algunos parámetros que son necesarios para calcular el nivel de daño esperado en pilas tipo muro, como función de la relación que existe entre las variables que relacionan la geometría de éstas con aquellas que permiten asignar estados límite de daños.

CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN

Debido a sus características geográficas y topográficas, México se encuentra expuesto a una gran variedad de peligros causados por fenómenos naturales como son los terremotos, huracanes, inundaciones y la erupción de volcanes. Algunos episodios históricos como los vividos en la Ciudad de México en septiembre de 1985 o en Veracruz en agosto de 1973, le han enseñado al pueblo mexicano el poder destructivo de los terremotos. Este tipo de desastres traen como consecuencia la pérdida de vidas humanas y daños económicos directos e indirectos. Dentro de las pérdidas económicas directas se encuentran los daños a la infraestructura urbana y carretera.

De acuerdo con cifras de la OCDE (2013) en México durante el periodo de 1970 a 2011, se han registrado pérdidas debidas a sismos por billones de dólares y 7 259 decesos, aunque según información extraoficial más de 10 mil personas fallecieron durante el temblor de 1985. En la figura 1.1 se presentan las pérdidas económicas que se han tenido en México por causa de desastres naturales. Para ubicarnos dentro de un contexto global, se tienen registros de que tan sólo durante el sismo de Kobe, Japón, en 1995 se estimaron 6 300 muertes, y aproximadamente 200 mil millones de dólares en pérdidas económicas (ASCE, 1998). Durante el terremoto de Northridge, en el Estado de California (E.U.A) en 1994, las pérdidas económicas atribuibles a daños en la infraestructura superan los 25 mil millones de dólares (Gordon et al. 1998). Observando estas cifras podemos decir que es innegable la necesidad de realizar acciones de prevención y protección de las estructuras ante la posible ocurrencia de desastres naturales, como medida preventiva para mitigar el número de pérdidas humanas y las pérdidas económicas por los daños esperados en la infraestructura nacional.

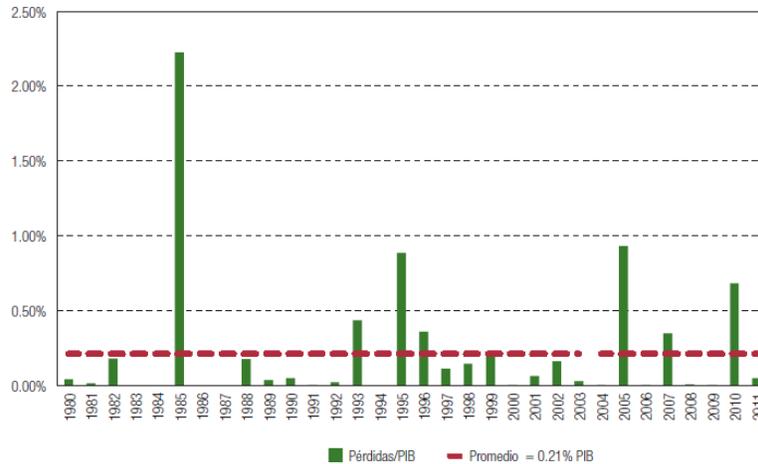


Figura 1.1 Pérdidas económicas generadas por desastres naturales en México como porcentaje del PIB. Tomada de OCDE (2013).

Es importante hacer notar que los puentes están considerados como una parte vital de la infraestructura de un país, además de que juegan un valioso papel durante la ocurrencia de un desastre natural, ya que sirven como vía de comunicación para el traslado de personas, bienes y servicios. Si tomamos en cuenta que la mayoría de los puentes de la red federal carretera fueron construidos entre 1970 y 1985 (IMT, 2010), en esos años los reglamentos de análisis y diseño consideraban cargas vivas vehiculares menores a las contempladas actualmente (IMT, 2004) y coeficientes sísmicos inferiores a los actuales, es razonable suponer que es necesario verificar la seguridad de las estructuras diseñadas y construidas durante esa época, y en su caso, diseñar una reestructuración para los puentes que resulten vulnerables.

Uno de los objetivos de este estudio es investigar la eficiencia de encamisados de concreto reforzados (CR) en la rehabilitación y/o refuerzo de pilas tipo muro, para lo cual se consideraron las fuentes sísmicas cercanas a la región de la Costa del Pacífico en México, ya que en esta zona es donde se generan la mayor cantidad de los sismos que ocurren dentro de la República Mexicana por la ocurrencia de terremotos generados en fuentes sísmicas de subducción, causados por el choque de la placa continental y la placa de cocos. Si tenemos en mente a los estados que cuentan con una mayor infraestructura de puentes, Guerrero, Oaxaca y Michoacán, observamos que son estados que se localizan precisamente en ésta zona sísmica (IMT, 2010). Con base en lo anterior, es evidente la importancia de realizar estudios que permitan definir las técnicas de rehabilitación y refuerzo de estructuras de concreto reforzado (CR) más eficientes y factibles de ser implementadas en la práctica profesional.

El encamisado de CR es una de las técnicas de rehabilitación de estructuras de CR más empleada debido a que no requiere de mano de obra especializada, se mejora la durabilidad del miembro original entre otras ventajas. La técnica consiste básicamente en recubrir un elemento estructural existente con CR y acero de refuerzo, proporcionando de esta manera mayor área en la sección transversal y mayor confinamiento para la sección original, detalles particulares de la técnica se estudian con más detalle en el capítulo 2.

En este trabajo se estudia la capacidad sísmica del encamisado de CR aplicado a pilas tipo muro con sección transversal constante, debido a que las pilas son los elementos estructurales de un puente que suelen sufrir más daño durante la ocurrencia de un sismo a partir de la formación de las articulaciones plásticas. Para ello fue necesario definir una tipología de puentes que fuera común a los puentes existentes dentro de la red carretera mexicana. Con base en la caracterización de puentes existentes en la Costa del Pacífico de México, se consideró que los puentes de interés tuvieran dos claros, de acuerdo con el Plan Nacional de Evaluación de Puentes del IMT (2010), es la cifra promedio de claros por puente en la región que se consideró como sitio de estudio. Para que el trabajo sea representativo de un conjunto de puentes, se variaron dos parámetros más: la longitud y altura de las pilas, con lo que se cubre un grupo de puentes que se pueden localizar en la zona de interés, esto se hace con el fin de obtener un rango más amplio de aplicabilidad de los resultados y recomendaciones que surjan como resultado del desarrollo de este trabajo de investigación.

Una vez definidos los casos de estudio, se definen los valores necesarios para caracterizar el comportamiento de la articulación plástica sometida a flexión y a cortante. Posteriormente se estimó su capacidad empleando un análisis de tipo estático no lineal también conocido como *pushover*, y compararlo con la demanda mediante el espectro de capacidad.

La eficiencia del encamisado como sistema de refuerzo se evaluó mediante la generación de curvas de fragilidad, en las cuales se representa la probabilidad de falla en función de diferentes parámetros como son la distorsión angular, parámetro indicador del daño que puede presentar una pila o columna, el cortante resistente y la demanda de ductilidad. En las curvas de fragilidad es posible observar la contribución del sistema de refuerzo a la resistencia del elemento estructural, ya que se aprecia la reducción de los desplazamientos y por lo tanto de la distorsión angular lo cual implica un estado de daño menor al que se presenta en el caso de la pila sin refuerzo sísmico.

El análisis e interpretación de resultados permite hacer recomendaciones importantes referentes a la cantidad de acero de refuerzo longitudinal del encamisado; es decir, que cuántas resultan más eficiente para las configuraciones pilas tipo muro consideradas en este estudio. Es importante señalar, que la literatura actual no existe mucha información sobre subestructuras de puentes formadas por pilas tipo muro, así como de sus técnicas de rehabilitación y/o refuerzo. Este trabajo sirve de precedente para investigaciones futuras, donde se estudie la relación costo-beneficio de las diferentes variables involucradas en la determinación de la resistencia del encamisado, como lo son el espesor de concreto y el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal y transversal.

CAPÍTULO

2

ESTADO DEL CONOCIMIENTO DE SISTEMAS DE REFUERZO DE SUBESTRUCTURAS DE PUENTES DE CR EXISTENTES.

Son reconocidas las ventajas que se tienen al implementar muros para la subestructura de puentes debido a las ventajas estructurales que estos aportan. Pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales ocasionadas por la ocurrencia de un sismo, que dependiendo del dimensionamiento y detallado del acero de refuerzo pueden llegar a presentar comportamientos dúctiles; lo cual es una condición favorable desde el punto de vista del comportamiento estructural.

Estudios como los realizados por: Park et al. (1988), Paulay et al. (1992), Priestley et al. (1996) y más recientemente Humar et al. (2002) y Ávila et al. (2011) han permitido que se establezcan en los códigos o reglamentos de diseño recomendaciones sobre el comportamiento y refuerzo de los muros, para determinar su capacidad resistente ante diferentes elementos mecánicos. A pesar de que se cuenta con reglamentos bien definidos, muchos de los investigadores coinciden en que aún hay mucho trabajo por hacer antes de poder predecir con un grado alto de certidumbre el comportamiento real de los muros estructurales.

En el presente capítulo se comentan algunas de las conclusiones más importantes, obtenidas en el campo de la investigación en las últimas décadas, que se han generado en torno a los sistemas de refuerzo de subestructura tipo muro en puentes de CR.

2.1 Modos de falla en muros.

Desde el punto de vista de diseño estructural, es siempre deseable que los elementos, en este caso pilas tipo muro, presenten un comportamiento dúctil. Para lo cual es de vital importancia que la fluencia del acero de refuerzo se presente en las zonas conocidas o denominadas como articulaciones plásticas, así mismo que la disipación de energía se concentre en estas zonas. Para lograr este comportamiento,

el elemento tiene que contar con una gran capacidad de rotación y esto se traduce a un buen detallado en el armado del muro (Paulay, 1992).

Una de las razones por la cual el mecanismo de colapso conocido con el nombre de falla a cortante es indeseable, es la poca energía disipada que se presenta al momento en que el muro incursiona dentro del rango inelástico. Un ejemplo de lo anterior se muestra en la figura 2.1, donde se puede observar como los desplazamientos aumentan significativamente, mientras que hay una disminución en la fuerza que se está aplicando.

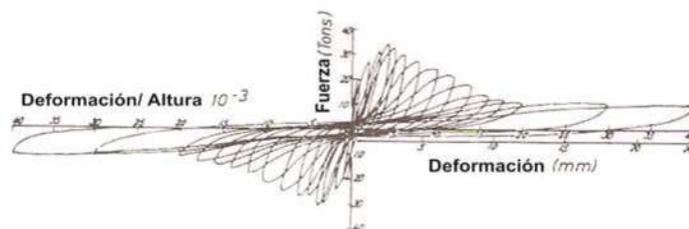


Figura 2.1 Respuesta histerética de un muro estructural diseñado a cortante. Tomada de Paulay (1992).

En contraste, un muro diseñado y detallado cuidadosamente puede llegar a exhibir un comportamiento muy dúctil, con gran capacidad de rotación. La figura 2.2 muestra el resultado experimental de un muro en voladizo sujeto a diferentes cargas axiales de compresión, en el se puede observar una ductilidad de desplazamiento superior a cuatro, y comportamiento histerético bastante estable.

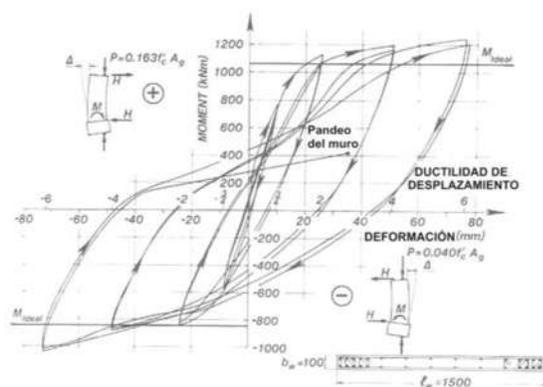


Figura 2.2 Respuesta histerética de un muro estructural diseñado a flexión, comportamiento dúctil. Tomada de Paulay (1992).

Paulay (1992) reporta que la capacidad de rotación se puede ver afectada por la carga axial y los efectos que produce el cortante, además de que las deformaciones por cortante pueden ser considerablemente mayores en la zona de la articulación plástica que en las zonas en las que el material se mantiene elástico.

De acuerdo con Alcocer (1994), para poder lograr una ductilidad de curvatura adecuada se tiene que:

1. Concentrar el refuerzo por flexión en los extremos de los muros.
2. Confinar los extremos mediante estribos a poca separación.

El objetivo que se tiene al cumplir estos dos requisitos es evitar las fallas causadas por compresión diagonal como las que se muestran en la figura 2.3

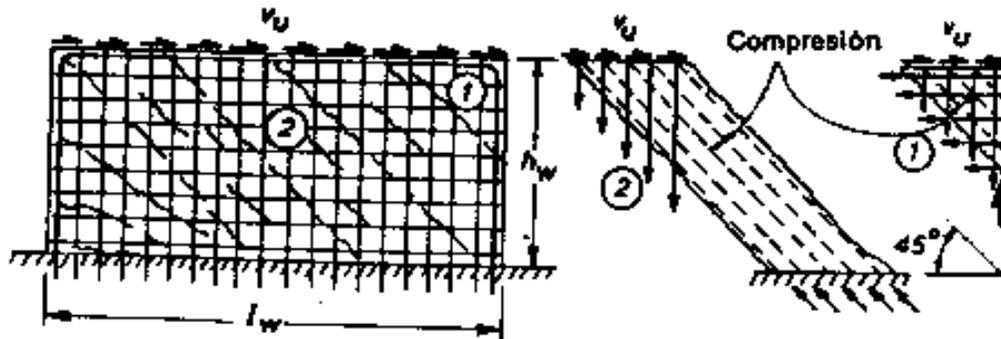


Figura 2.3 Falla por compresión diagonal. Tomada de Park et al. (1988).

Priestley (1996) menciona que, fue necesario reformar los criterios establecidos en los códigos de diseño debido a la cantidad de daños que provocaban los sismos en los puentes y al costo que esto conlleva, todo esto con el objetivo de llevar a cabo un mejor diseño ante excitaciones sísmicas de gran magnitud, y reducir los daños a una cantidad aceptable. Sin embargo, el problema persiste para los puentes que fueron diseñados bajo los lineamientos de códigos anteriores a las versiones modificadas que actualmente se utilizan para los procesos de análisis y diseño. En muchas de las regiones sísmicas, particularmente en el estado de California en E.U.A., la expansión del sistema carretero en las décadas de los 1950s y 1960s condujo a la construcción de muchos puentes carreteros con códigos anteriores a los modernos donde se incluyen mejoras en las prácticas de análisis y diseño sísmico.

De esta manera el desarrollo de métodos y técnicas de refuerzo para estructuras existentes cobra una gran importancia, uno de los métodos más utilizados en el refuerzo de pilas de puentes es el encamisado de acero, esta técnica fue desarrollada en la Universidad de California–San Diego (Priestley 1996) y consiste en colocar unas placas de acero alrededor de la pila de concreto. Otras técnicas que también proveen de confinamiento y resistencia al cortante son las de: encamisado de concreto reforzado y el uso de materiales poliméricos con refuerzo de fibras o *Fiber-Reinforced Polymer* (FRP) por sus siglas en inglés.

2.2 Materiales y sus propiedades mecánicas.

La relación costo-resistencia de un material puede hacerlo adecuado o no adecuado para la práctica de la ingeniería estructural. Las estructuras civiles implican grandes volúmenes y no permiten el uso de materiales con propiedades mecánicas excelentes pero con costos desmedidos, como podría ser el caso de la industria aeronáutica. Frecuentemente los elementos estructurales, además de cumplir con su objetivo primordial, deben contribuir con la funcionalidad y la estética de la estructura. No existe material estructural óptimo, la opción más conveniente dependerá en cada caso del tipo de estructura y de la disponibilidad del mismo (Meli, 2008).

2.2.1 Concreto reforzado.

González (2009) define al concreto como un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua; cuando se mezclan estos materiales forman un material heterogéneo, y que en algunas ocasiones se añaden otras sustancias en proporciones volumétricas muy pequeñas llamadas aditivos o adicionantes. Estos aditivos, tienen como fin alterar algunas propiedades del concreto para que se ajusten con las necesidades de la obra.

El peso por unidad de volumen del concreto reforzado es relativamente alto, sobre todo en comparación con otros materiales y teniendo en cuenta que los elementos hechos con concreto por lo general son voluminosos, el peso es un factor importante que se debe tomar en cuenta. Su valor oscila entre 1.9 y 2.5 ton/m³, esto depende principalmente del tipo de agregados pétreos que se empleen.

Una de las principales características estructurales del concreto es su gran resistencia a la compresión, pero por sí solo, concreto simple, posee muchas desventajas, entre ellas su muy baja resistencia a la tensión, es por ello que en el concreto reforzado se incorpora un material que tiene mucha resistencia a la tensión. El acero colocado estratégicamente recibe las fuerzas de tensión que el concreto no puede soportar. De esta forma se complementan y crean un material resistente, durable y moldeable; razones por las cuales el concreto reforzado ha alcanzado gran popularidad en la industria de la construcción (González, 2009).

La resistencia a compresión de un concreto se puede obtener mediante el ensaye de cilindros de concreto sujetos a carga axial, repartida uniformemente en la sección transversal. Se ha observado que la carga máxima se alcanza a una deformación unitaria del orden de 0.002. En la figura 2.4 se puede observar que el colapso de la muestra de concreto, que corresponde al extremo de la rama descendente, se presenta para deformaciones que varían entre 0.003 y 0.007.

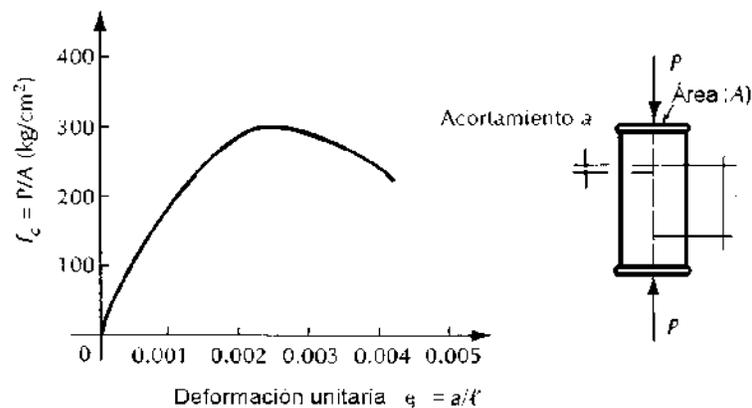


Figura 2.4 Curva esfuerzo-deformación en compresión de una muestra de concreto. Tomada de González (2009).

Cuando el concreto es hidratado de manera adecuada, la resistencia va aumentando con la edad del concreto. A este proceso de hidratación se le conoce como curado y puede ser más o menos efectivo dependiendo de las condiciones del ambiente. En la figura 2.5 se muestra la curva esfuerzo-deformación de cilindros del mismo concreto ensayados a diferentes edades.

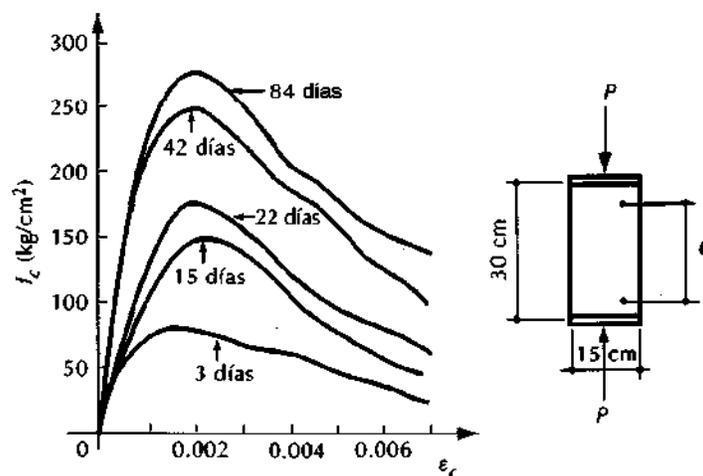


Figura 2.5 Efecto de la edad en el concreto. Tomada de González (2009).

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias o NTC-04, en el apartado de concreto, clasifica el concreto como clase 1 y clase 2. Se define al concreto clase 1, como aquel concreto con resistencia a compresión (f'_c) mayor o igual que 25 MPa (250 kg/cm²) y el concreto clase 2 con resistencia inferior a 25 MPa (250 kg/cm²). En el mismo reglamento, en la sección

1.5.1.4 *Módulo de elasticidad*, se estipula que el módulo de elasticidad del concreto clase 1 con agregado grueso calizo, se puede calcular como:

$$4\,400 \sqrt{f'_c}, \text{ en MPa} \quad (14\,000 \sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2) \quad (2.1)$$

Para concreto clase 1 con agregado basáltico:

$$3\,500 \sqrt{f'_c}, \text{ en MPa} \quad (11\,000 \sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2) \quad (2.2)$$

Y para concreto clase el módulo de elasticidad se supondrá igual a:

$$2\,500 \sqrt{f'_c}, \text{ en MPa} \quad (8\,000 \sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2) \quad (2.4)$$

2.2.2 Acero.

Dadas las ventajas de acero en términos de ductilidad y rigidez, lo convierten en una de las opciones más utilizadas dentro de la industria de la construcción. Una ventaja que lo hace muy eficiente desde el punto de vista estructural es que durante el proceso de fabricación se le puede moldear para crear elementos adecuados para resistir la flexión, compresión u otro tipo de acciones.

Meli (2008) menciona que debido a que el acero se fabrica de manera industrializada se puede determinar sus características estructurales sin el riesgo de tanta variabilidad como en el caso del concreto reforzado, pues presenta coeficientes de variabilidad del orden del 10 por ciento. Sin duda, una ventaja más del acero, es la certeza que se puede tener en lo que respecta a su comportamiento, un comportamiento perfectamente lineal y elástico hasta que se presenta la fluencia.

Una desventaja de este material es que tiene una alta susceptibilidad a la corrosión, por lo que requiere continuo mantenimiento, y esto en algunas ocasiones aumenta mucho el costo de las estructuras de acero, sobre todo en aquéllas que están expuestas a ambientes altamente agresivos.

Generalmente los aceros se clasifican de acuerdo con el esfuerzo de fluencia. Este valor se aprecia en las curvas esfuerzo-deformación como se observa en la figura 2.6

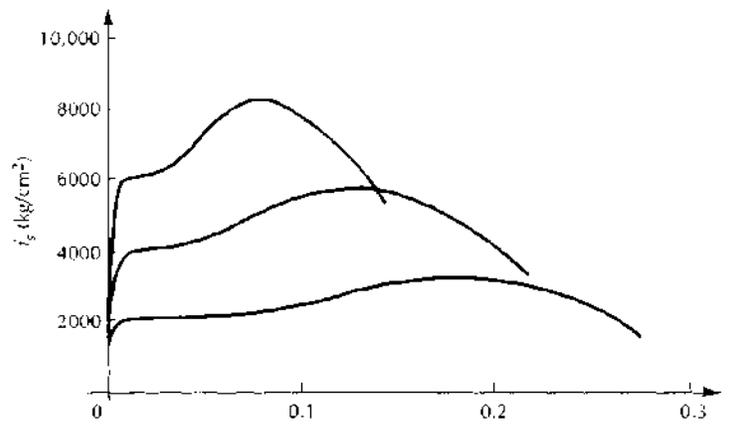


Figura 2.6 Curvas esfuerzo-deformación de aceros laminados en caliente. Tomada de González (2009).

El acero que se emplea en elementos presforzados requiere de resistencias sumamente altas, llegando hasta valores últimos de 22 000 kg/cm². En la figura 2.7 se observa una comparativa entre las curvas esfuerzo-deformación de algunos aceros y un concreto con resistencia de 250 kg/cm².

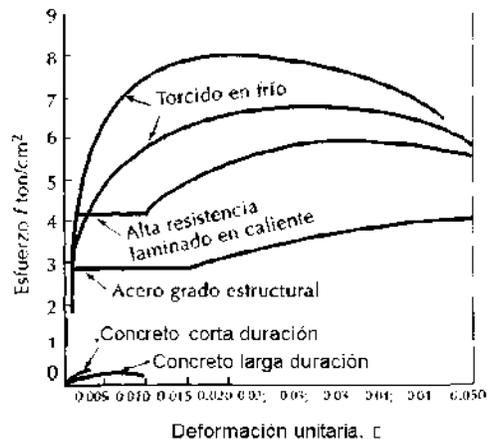


Figura 2.7 Curvas esfuerzo-deformación comparativas para acero y concreto. Tomada de González (2009).

2.2.3 Polímero reforzado con fibras (FRP).

Como menciona Karbhari (2001), desde épocas muy antiguas la humanidad ha tenido el interés de crear nuevos materiales a partir de otros materiales existentes, es decir, materiales compuestos, pues bien este concepto se tomó en cuenta cuando se

empezaron a desarrollar los materiales poliméricos reforzados con fibras (FRP), ya que los FRP combinan fibras con resinas poliméricas, donde la fibra es la que resiste la carga y la resina sirve para transmitir los esfuerzos al objeto que se está reforzando, además de que las fibras proveen una capa de protección.

Partiendo de lo dicho por Sarafranz (2008), en el caso de pilas de puentes las fallas pueden ser resultado del aplastamiento del concreto, de la fractura de las barras de acero que conforman los estribos o refuerzo transversal, o del pandeo de las barras de acero longitudinales. Durante un evento sísmico todos los elementos pueden mantenerse en el rango elástico y presentarse fallas únicamente en la región de las articulaciones plásticas, es decir, que el daño se concentra solo en una zona específica.

Los polímeros reforzados con fibras (FRP) se mantienen como una solución viable para el refuerzo de las subestructuras de puentes que presentan daño concentrado en algún punto de su altura, la cual se concentra generalmente en los extremos, puntos donde se forman las articulaciones plásticas.

El refuerzo con FRP puede hacerse utilizando placas, hojas y/o barras montadas cerca de la superficie o *Near-Surface Mounted* (NSM) por sus siglas en inglés, siendo más común el uso de hojas de FRP. En estudios realizados por Sarafranz et al. (2008), Abdessemed et al. (2011), Kalfalt et al. (2010), Al-Mahaidi et al. (2011), Galal et al. (2005) y Zafra et al. (2009) el uso de FRP se hizo implementando hojas, mientras que Sarafranz et al. (2008) y Firas et al. (2011) utilizaron para su investigación barras NSM de FRP y Lu et al. (2005) utiliza en su estudio el FRP en placas.

De conformidad con lo dicho por Karbhari (2001), la facilidad de aplicación de las FRP las hace una opción muy atractiva para las aplicaciones en ingeniería civil, además de que los compuestos de FRP pueden alcanzar resistencias mayores que las del acero, y módulos de elasticidad iguales o mayores que este. Entre las ventajas con las que cuenta la implementación de FRP son la resistencia a la corrosión, una propiedad que ni el acero ni el concreto pueden ofrecer, además de ser más ligeros y tener una relación resistencia-peso mayor que los materiales utilizados en la técnicas de rehabilitación convencionales, o como señala Sheikh (2002), las FRP pueden proveer de una solución más económica y de una aplicación técnica más sencilla.

Otro de los aspectos a tomar en cuenta es que los compuestos de FRP se comportan generalmente de manera elástica lineal hasta el punto de falla, no tienen una fluencia ni deformación plástica como se puede observar en otros materiales como el acero o el concreto reforzado (Karbhari 2001).

Por otra parte, los compuestos de FRP presentan también algunas desventajas con respecto a los materiales utilizados convencionalmente en el refuerzo de

estructuras dañadas, tomando en cuenta lo dicho por Karbhari (2001), se debe resaltar que a diferencia del acero, algunas fibras como por ejemplo las fibras de carbono presentan una anisotropía, es decir, que poseen diferentes propiedades dependiendo de la dirección del material; es por esto que se debe tener un mayor cuidado al momento de realizar diseños con fibras, y además requieren de una mayor detallado en las zonas de esquinas para secciones transversales diferentes a las circulares o elípticas.

Esta anisotropía del material se ve reflejada también en los coeficientes de expansión térmica. Los coeficientes se muestran en la tabla 2.1 y sirven de punto de comparación con los correspondientes al acero y el concreto, materiales utilizados comúnmente.

Tabla 2.1 Comparación de coeficientes de expansión térmica. Tomado de Karbhari (2001).

Material (1)	α_i (x10-6 mm/mm/F) (2)	α_t (x10-6 mm/mm/F) (3)
Acero	6.5	6.5
Concreto	5.5	5.5
Aramida uniaxial	-2	30
Carbón uniaxial	0.2	20
Vidrio uniaxial	5.4	36

- (1) Materiales
- (2) Coeficiente transversal de expansión térmica
- (3) Coeficiente longitudinal de expansión térmica

Priestley (1996) reporta de los resultados de su investigación que el uso de FRP en subestructuras de puentes pueden ofrecer un mejor confinamiento, generando que se presente un aumento en la capacidad de ductilidad del elemento; aportar mayor resistencia a cortante y así evitar este tipo de fallas frágiles asociadas a la acción de este elemento mecánico que se suelen presentar principalmente en zonas sísmicas, además de mejorar la capacidad a flexión, lo cual representa entre otras cosas una menor rotación de las articulaciones plásticas y una mayor ductilidad por curvatura.

Es por ello que se considera de vital importancia conocer las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el refuerzo de las estructuras. En la tabla 2.2 presentan las características más importantes de los FRP.

Tabla 2.2 Propiedades mecánicas de los compuestos de FRP.

Material implementado	Resistencia a la tensión (Mpa)	Módulo de elasticidad (Gpa)	Deformación última (%)	Densidad (g/cm^3)	Espesor (mm)	Ancho (mm)	Usado por:
MBRACE CF130	3550	235	1.50	-	-	-	Sarafraz et al. (2008)
MBRACE laminado	3300	210	1.40	1.56	2.000	120	Kalfalt et al. (2010)
TYFO BCC	3790	230	2.10	1.8	0.550	-	Al-Mahaidi et al. (2011)
MBRACE CF140	3800	240	1.55	1.7	0.235	300	Al-Mahaidi et al. (2011)
MBrace EG900	1700	71	2.00	-	0.353	-	Galal et al. (2005)
MBRACE CF130	3550	235	1.50	-	0.135	-	Galal et al. (2005)
GFRP (Tyfo BC)	279	19	1.50	-	0.864	-	Galal et al. (2005)
CFRP (Tyfo BCC)	717	65	1.10	-	0.864	-	Galal et al. (2005)
Tyfo UG	896	41	2.20	-	1.200	-	Galal et al. (2005)
CFS	3400	230	1.5	-	0.110	-	Zafra et al. (2009)
QM6408	483	23	-	-	-	-	Aref et al. (2001)
Hojas Sika	3500	230	1.5	-	0.13	-	Abdessemed et al. (2011)

2.3 Técnicas de refuerzo en pilas de CR.

Como menciona Priestley (1996), por lo general siempre existen zonas o puntos críticos donde el daño puede concentrarse al momento de presentarse algún evento sísmico de magnitud importante; esto se debe entre otras cosas a la inherente necesidad de hacer traslapes con las barras de refuerzo longitudinal, a deficiencias en la calidad de los materiales, a la falta de atención durante el proceso de su construcción, acciones que conducen al posible deterioro de las pilas de puentes, lo cual a su vez provoca una disminución en la capacidad a flexión y/o cortante del elemento estructural.

Hasta la fecha se han desarrollado y probado tanto analíticamente como experimentalmente e implementado en estructuras reales, numerosas técnicas de reparación de pilas de puentes dañadas, siendo las más comunes los encamisados tanto de concreto como de acero. Pero como se ha mencionado previamente, los métodos que contemplan encamisados de materiales compuestos conocidos como FRP, que han cobrado bastante interés en las últimas décadas debido a su fácil implementación y tiempo requerido durante su proceso constructivo. A continuación se presenta con mayor detalle en qué consisten cada una de estas técnicas.

2.3.1 Encamisado de concreto reforzado.

A pesar de que esta técnica de refuerzo ha sido empleada con mayor frecuencia en la rehabilitación de columnas de edificaciones, ha sido empleada en algunos puentes en Japón; y consiste en añadir una capa de concreto reforzado alrededor de la columna, con lo cual se aumenta el área transversal, se mejora la capacidad del

elemento a flexión, y se incrementa también su capacidad de resistir fuerza cortante (Priestley, 1996).

De acuerdo con Júlio et al. (2003), como en la mayoría de los métodos de rehabilitación, la atención en los detalles es lo que hace que este procedimiento se emplee con éxito, la preparación de la superficie de interface, los agentes que van unir el nuevo concreto con el viejo, la aplicación de conectores de acero, el correcto anclaje del acero longitudinal, la continuidad del acero de refuerzo entre pisos; son algunos de los aspectos más importantes que se deberán considerar cuando se aplique el encamisado de concreto reforzado.

En su estudio Júlio et al. (2003) mencionan que: el encamisado de concreto lleva a un aumento uniformemente distribuido de resistencia y rigidez de los elementos estructurales. Se mejora la durabilidad de la columna original y el procedimiento no requiere de mano de obra especializada. Todas estas razones proyectan al encamisado de concreto reforzado como una opción bastante viable en la reparación de columnas, o en este caso pilas dañadas.

Según Cosmin et al. (2009), algunas de las ventajas del encamisado de concreto son:

1. Conduce al aumento uniforme de resistencia y rigidez.
2. También se mejora la durabilidad de la estructura o del miembro original.
3. Esta técnica no requiere de mano de obra especializada, como es el caso de otros tipos de encamisado (acero o FRP).

En la figura 2.8 se muestra la etapa de colocación del acero de refuerzo del encamisado.



Figura 2.8 Refuerzo mediante encamisado de concreto. Tomada de Cosmin et al. (2009).

2.3.1.1 Proceso constructivo.

El Departamento de Transportación de Florida, o FDOT por sus siglas en inglés, en su Manual de Reparación y Mantenimiento de Puentes sugiere realizar el encamisado siguiendo los pasos que, a continuación se mencionan:

1. Remover todas las astillas y/o partículas sueltas de concreto.
2. Limpiar o remover cualquier tipo de residuo como aceite, grasa, suciedad o cualquier elemento ajeno al elemento que se va a encamisar.
3. De igual manera limpiar el acero de refuerzo que pueda encontrarse expuesto.
4. Colocar el acero de refuerzo alrededor de la sección original.
5. Cimbrar la sección que se va a colar.
6. Colar el concreto dentro de la cimbra y esperar a que fragüe.

Por su parte Cosmin et al. (2009) recomienda aumentar la rugosidad de la superficie, con la cual el concreto nuevo entrará en contacto con el concreto original; para este procedimiento se puede utilizar el cepillado con cerdas de acero, o escarificar el área, tratar la superficie mediante abrasión, entre otras técnicas.

Existe discrepancia en cuanto a humedecer el concreto viejo o no. El comité de la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) menciona que la superficie de concreto original debe estar completamente seca, mientras que la Asociación Canadiense de Estándares (CSA) propone humedecer el concreto viejo veintitrés horas antes de colar la nueva capa de concreto. En la figura 2.9 se puede observar el proceso de preparación de la superficie.



Figura 2.9 Preparación de la superficie antes de colar la nueva capa de concreto. Tomada de Cosmin et al. (2009).

2.3.2 Encamisado de acero.

Este procedimiento consiste en unir placas metálicas (esta técnica fue concebida originalmente para columnas de sección transversal circular), envolviendo la columna de manera que esta aumente su confinamiento efectivo, esto evita la flexión excesiva en las zonas de articulación plástica; lo cual, puede provocar un aumento en el momento y en el cortante de la cimentación y de trabes. En la figura 2.10 se observa una columna reforzada mediante esta técnica.



Figura 2.10 Refuerzo de pila con encamisado de acero en Hanshin, Japón. Fuente: seismic.cv.titech.ac.jp

En 1992 Priestley et al. realizaron una investigación donde someten varias columnas de concreto reforzado a ensayos donde verifican el comportamiento de las columnas a flexión y a cortante. En su trabajo se reportan los siguientes resultados: se evitan las fallas frágiles debidas a cortante en columnas circulares con relaciones de aspecto pequeñas, se puede desarrollar una articulación plástica estable y dúctil, y los encamisados elípticos muestran ser mejores que los rectangulares.

2.3.3 Refuerzo con FRP.

De acuerdo con Ye et al. (2002) actualmente se conocen varias técnicas de refuerzo en pilas dañadas, sin embargo, las técnicas que se emplean con materiales compuestos están recibiendo una gran atención debido a las ventajas que este tipo de materiales ofrecen: resistencias altas, son relativamente ligeros, presentan resistencia

a la corrosión, entre otras, las cuales son consideradas como las virtudes de los polímeros reforzados con fibras.

Se han realizado numerosos estudios y pruebas de laboratorio validando la efectividad de los encamisados con fibras de carbono. El sistema de encamisado continuo de fibra de carbono fue desarrollado y probado bajo el programa de *technology reinvestment* de la Agencia Avanzada de Proyectos de Investigación, ARPA por sus siglas en inglés.

Priestley (1996), cita que hay dos formas de aplicación de los FRP, la primera, envolviendo la columna de manera manual con capas del material impregnadas de un pegamento epóxico, y la segunda, con una máquina que envuelve con capas de fibra de carbono igualmente impregnadas con pegamento epóxico. Ambos procedimientos resultan más adecuados para columnas con sección transversal circular, dado que se alcanza un confinamiento mayor que en columnas rectangulares. Sin embargo se ha visto que el aumento en resistencia de columnas rectangulares con encamisados de FRP es bastante bueno.

Zafra et al. (2009) llevaron a cabo un estudio en donde se realizan pruebas de columnas con hojas de fibra de carbono o CFS por sus siglas en inglés. El material empleado en las pruebas tiene las características que se muestran en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Propiedades del CFS usadas en las pruebas experimentales. Tomado de Zafra (2009)

Propiedades	Nominal	Medido
Cantidad de FC (g/m ²)	200	200
Espesor de la hoja (mm)	0.111	0.111
Resistencia a la tensión (Mpa)	3400	4476
Módulo elástico (Gpa)	230	266
Deformación de ruptura (%)	1.5	1.63

Dentro de las conclusiones se reporta que: en pilas de mediana altura sometidas a sismos de gran magnitud, el refuerzo de CFS incrementa considerablemente la resistencia a flexión además de que disminuye los desplazamientos.

2.4 Condición por rehabilitar

Se ha observado que los daños en puentes debidos a la acción de fuerzas sísmicas se presentan en diferentes formas; pero todos pueden ser consecuencia directa de las filosofías de diseño elásticas adoptadas antes de 1970 y que aún se usan en algunos países (Priestley, 1996).

Se pueden observar varios tipos de fallas en columnas de concreto reforzado, entre las que se pueden mencionar: falla del elemento debido a cortante, falla del refuerzo de confinamiento en la zona de articulación plástica y falla que se gesta en la zona de traslape de las barras longitudinales. Existe una relación directa entre los tipos de falla y las resistencias a flexión y cortante de las columnas, por lo cual es necesario conocer la condición que se pretende rehabilitar.

2.4.1 Cortante.

Debido a la esencia de la falla, una falla a cortante se considera como la más crítica, ya que es una falla de naturaleza frágil. Ciertamente Seible (1997) señala que este tipo de fallas se caracterizan por las grietas inclinadas, pérdida del recubrimiento y ruptura y/o apertura del refuerzo transversal; con lo cual se origina la falla frágil por aplastamiento del concreto. La secuencia de falla es la siguiente:

- 1) Una vez que se sobrepasó la resistencia a tensión en el recubrimiento, se desarrollan grietas verticales.
- 2) Las grietas se empiezan a abrir y después de que esto sucede, comienza a desprenderse el recubrimiento.
- 3) El refuerzo transversal se rompe o se abre.
- 4) Las barras de refuerzo longitudinal se pandean.
- 5) Como última fase se presenta la desintegración por aplastamiento del núcleo de la columna.

En una investigación realizada por Seible et al. (1997), en la que se emplea un sistema de refuerzo con base en un encamisado de CFRP, se llega a la conclusión de que: los encamisados con fibra de carbono pueden ser tan efectivos para aumentar la resistencia a cortante como los encamisados convencionales en acero. Cuando se aumenta el módulo de elasticidad del encamisado en dirección del estribo, el espesor del encamisado de CFRP puede disminuir, además de que la capacidad de deformación aumenta con respecto a los encamisados de acero.

Por su parte Priestley et al. (1994a) llevaron a cabo una investigación en donde se busca mejorar la capacidad a cortante de las pilas (sección transversal circular y rectangular) mediante un encamisado de acero elíptico (figura 2.11).

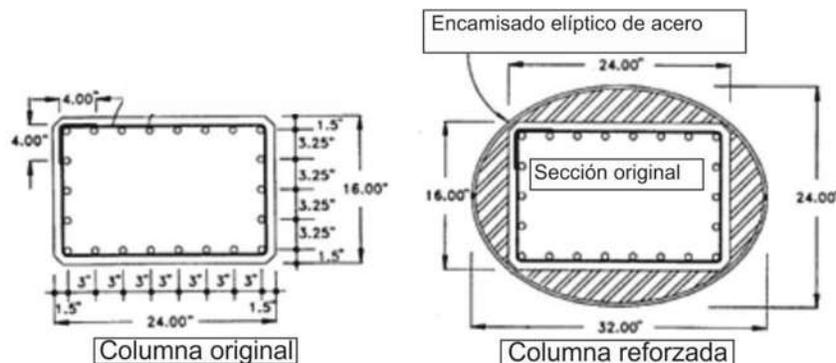


Figura 2.11 Sistema de encamisado de acero. Modificada de Priestley (1994a).

Se observó que las columnas reforzadas con el encamisado exhibieron un comportamiento bastante favorable, con una ductilidad de desplazamiento mayor o igual a ocho, con distorsiones de hasta cuatro por ciento.

Por otra parte, Carrillo et al. (2011) aseguran que la condición que rige la falla en muros robustos ($h_w/l_w < 1.5$; donde h_w y l_w son la altura y longitud del muro, respectivamente) es el cortante. Para ello, mediante pruebas experimentales, calibraron un modelo analítico para calcular la capacidad a cortante de muros con relación altura a longitud bajos.

Park et al. (1988), presentan un estudio realizado en la Universidad de Canterbury de muros bajos trabajando en voladizo. Los muros se sujetaron en los extremos para aplicar una fuerza cortante distribuida a lo largo de la sección. Como resultado de las pruebas se llegó a la conclusión de que: si se desea un mecanismo de falla dúctil, los esfuerzos nominales asociados a flexión deben ser del orden de $0.5 (f'_c)^{1/2} \text{ N/mm}^2$, y que debido a que el mecanismo de falla está asociado a grietas grandes no se debe confiar en la contribución del concreto a la resistencia a cortante (figura 2.12).

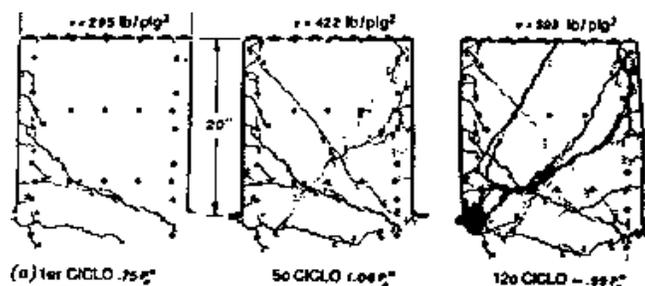


Figura 2.12 Modos de falla del muro en las pruebas realizadas en la Universidad de Canterbury. Tomada de Park et al. (1988).

2.4.2 Flexión

Priestley (1996) asevera que, en los diseños estructurales anteriores a 1970 no tomaban en cuenta el efecto de la ductilidad, de hecho el concepto de articulación plástica era irrelevante debido a las filosofías de diseño elásticas que se utilizaban.

Las fallas por articulación plástica ocurren para cierta ductilidad de desplazamiento y están limitadas a regiones específicas en la columna, además de que en general, son menos destructivas que las fallas frágiles debidas a cortante; por lo tanto es preferible que se presente este tipo de falla. Además, las condiciones para que se presente la falla (ductilidad) se pueden lograr añadiendo confinamiento a la pila, puede ser aumentando el número de estribos y/o con un encamisado. En la figura 2.13 se puede observar como la falta de confinamiento condujo a la falla a una columna durante el terremoto de Northridge.



Figura 2.13 Falla de columna durante el terremoto de Northridge. Fuente: <http://earthquake.usgs.gov/bytopic/photos.html>

Otro tipo de falla que se presenta en subestructuras de puentes existentes, es la deficiencia en el armado en las zonas de traslape; que por lo general, es debida a razones constructivas y se presenta en los extremos de la columna. La falta de atención a este detalle genera un punto débil en la columna, que por lo general corresponde a la zona donde se presentan los momentos máximos (Seible 1997).

Finalmente, Alcocer (1994), asegura que la relación momento-curvatura describe el comportamiento a flexión de elementos como las columnas y los muros. Y como en columnas, es obvio que se puede obtener una mayor resistencia a flexión cuando el refuerzo se concentra en las fibras extremas de la sección transversal. En la figura 2.14 se observa la comparación de la relación momento-curvatura entre dos muros, en donde el refuerzo se concentra en las fibras extremas para un muro, mientras que en el otro modelo se distribuye uniformemente a lo largo de toda su longitud.

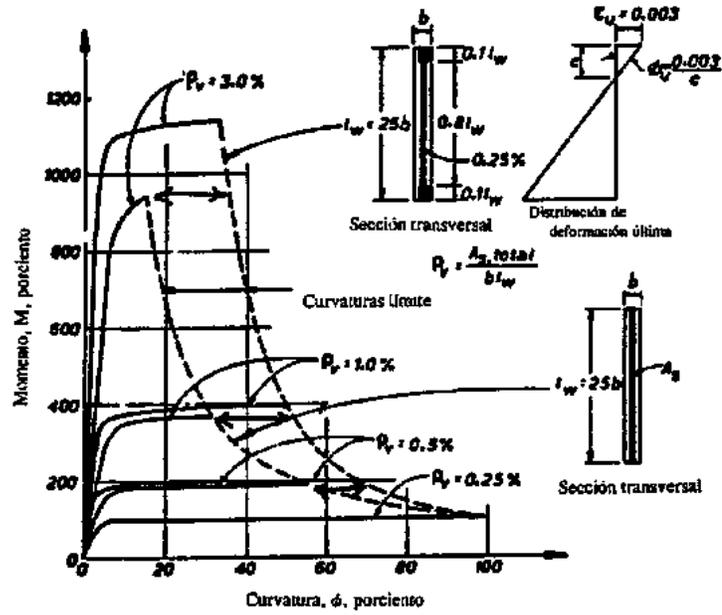


Figura 2.14 Efecto de la distribución de refuerzo y la cuantía en la relación momento-curvatura. Tomada de Park et al. (1988).

CAPÍTULO

3

DESCRIPCIÓN Y PROPIEDADES DE LOS PUENTES.

En el presente capítulo se describirán las propiedades generales de los puentes considerados como casos de estudio, los cuales son representativos de estructuras existentes en la red carretera Mexicana. Para que los resultados de un estudio de este tipo sean aplicables y provean información que permita generalizar el comportamiento esperado de estructuras similares, es necesario evaluar varios tipos de puentes con parámetros que sean representativos de los que actualmente se construyen o han sido construidos. Con base en esta idea, se realizó un análisis paramétrico, considerando como variables a las alturas, longitudes de pilas y la longitud de claro de los puentes, buscando con la combinación de estas variables definir un grupo de puentes con pilas tipo muro con geometría representativa de los que se pueden encontrar en el sistema carretero mexicano. Los casos de estudio corresponden a puentes simétricos en planta y elevación.

Derivado de las propiedades geométricas de la pila, existe una inherente necesidad de evaluar su capacidad no solo a flexión, sino también a cortante. Es así que fue indispensable caracterizar una articulación plástica dominada por la acción a cortante como se verá más adelante y sopesar cuál de las dos acciones principales en la pila (flexión y cortante) rigen su capacidad.

De igual manera, en este capítulo se describirán los modelos de refuerzo a evaluar, para poder determinar en un capítulo posterior su contribución en la capacidad de la pila.

3.1 Descripción de los modelos.

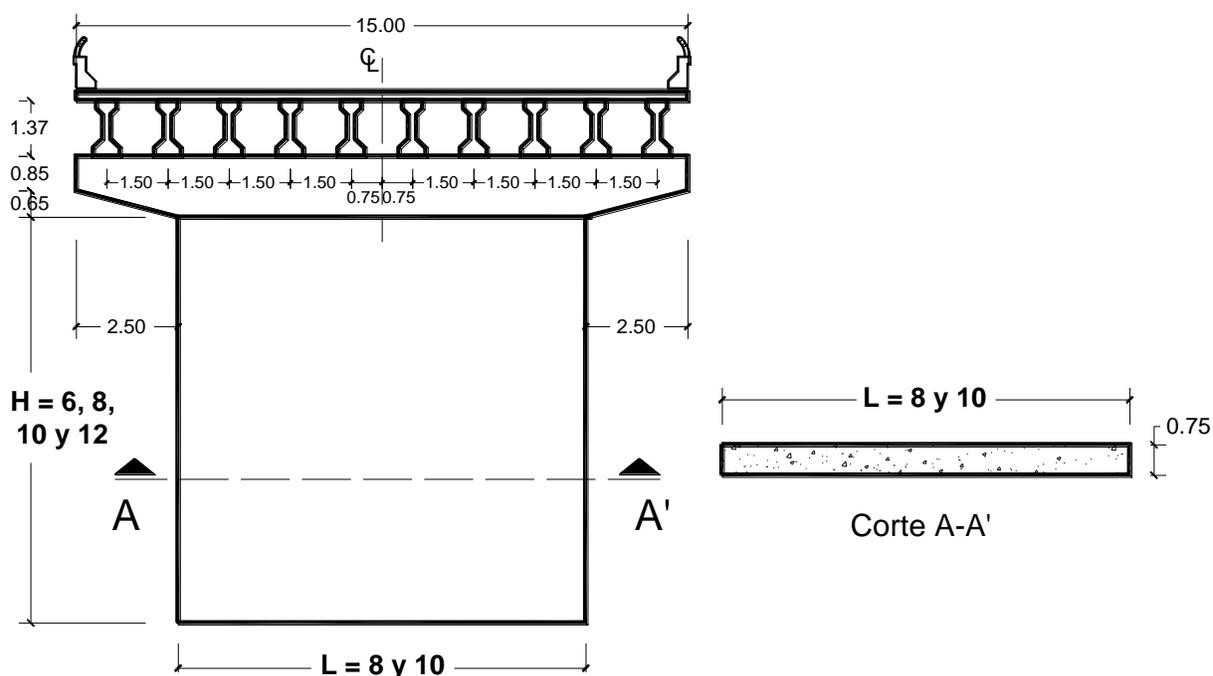
La subestructura de los puentes de interés está conformada a base de estribos en los extremos y al centro del claro una pila tipo muro de concreto reforzado (CR). La pila muro es de sección rectangular de setenta y cinco centímetros de espesor, con longitudes de ocho y diez metros y alturas de seis, ocho, diez y doce metros; además

de un cabezal del mismo material CR, sobre el cual descansan los apoyos de neopreno.

Por su parte, la superestructura se constituye por traveses AASHTO tipo IV separadas a ciento cincuenta centímetros centro a centro, rigidizadas lateralmente con tres diafragmas localizados simétricamente a los largo de cada claro, localizados dos en los extremos y uno al centro del claro. Sobre las traveses descansa la losa de CR con espesor de veinte centímetros y una carpeta asfáltica, la cual se consideró de diez centímetros de espesor para fines del análisis de cargas y diseño de la pila. La calzada tiene quince metros de ancho, sin banqueteta, considerándose únicamente la existencia de guarnición y parapeto; sobre la cual se consideraron cuatro carriles de circulación vehicular.

Los puentes constan de dos claros rectos, sin esviaje, simplemente apoyados sobre apoyos laminados por placas de neopreno y acero alternadas, la longitud del claro se consideró de diez y cuarenta metros, obteniéndose así una longitud total de puente de veinte y ochenta metros, respectivamente.

En cuanto a los materiales considerados para la creación de los modelos matemáticos de los puentes, se asumió para el concreto una resistencia a la compresión sin confinar ($f'c$) = 300 kg/cm² y un peso volumétrico de 2.4 t/m³, para todos los elementos de CR. El acero de refuerzo localizado en las pilas se consideró acero grado 60 (ASTM-A615) con esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm², el peso volumétrico del asfalto es de 2.2 t/m³. En la figura 3.1 se muestran esquemáticamente las secciones transversal y longitudinal de los puentes considerados en este trabajo.



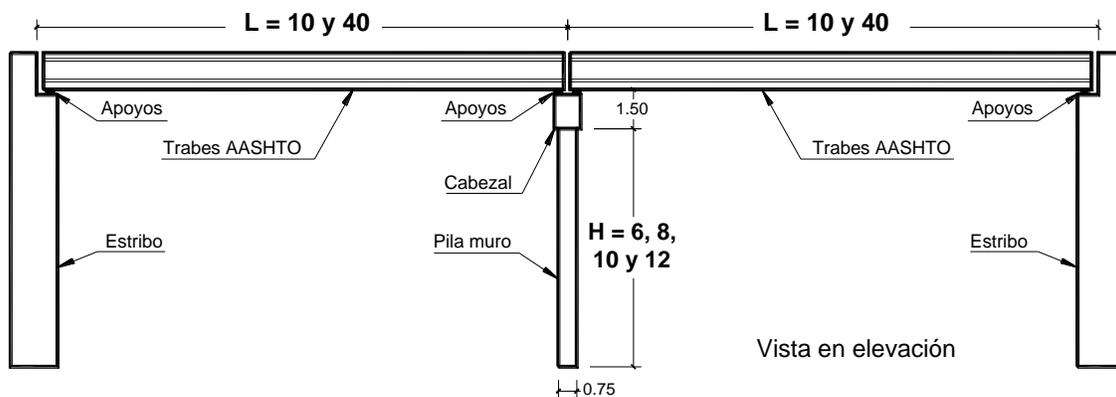


Figura 3.1. Esquema de la geometría de los puentes en estudio. Vistas en elevación y corte.

3.1.1 Nomenclatura de los modelos.

Con el fin de identificar fácilmente los modelos de este estudio, se les asignó un nombre que es función de las características geométricas de las pilas y que está formado por dos letras y tres números representativos, de la longitud, L , de su altura, H , y seguido de un guión con un número que representa la longitud del claro; por ejemplo para un puente con una pila de 8 m de ancho, altura de 6 m y longitud del claro de 10 m, se representará con las siglas $L8H6-10$. En la tabla 3.1 se resumen las características con la nomenclatura asignada a cada uno de los 16 modelos considerados en este trabajo.

Tabla 3.1. Características y nomenclatura de los modelos.

Nomenclatura del modelo	Datos generales del puente			Datos de la pila							
	Ancho de calzada (m)	Longitud del claro (m)	Longitud del puente (m)	Espesor en planta (m)	Longitud en planta L (m)	Altura H (m)	Relación H/L				
L8H6-10	15	10	20	0.75	8	6	0.75				
L8H8-10						8	1.00				
L8H10-10						10	1.25				
L8H12-10						12	1.50				
L10H6-10					10	6	0.60				
L10H8-10						8	0.80				
L10H10-10						10	1.00				
L10H12-10						12	1.20				
L8H6-40					40	80	0.75	10	8	6	0.75
L8H8-40										8	1.00
L8H10-40										10	1.25
L8H12-40										12	1.50
L10H6-40	10	6	0.60								
L10H8-40		8	0.80								
L10H10-40		10	1.00								
L10H12-40		12	1.20								

3.2 Análisis de los modelos.

Como el objetivo principal de este trabajo es estudiar la eficiencia que tienen los encamisados de CR para la rehabilitación y/o refuerzo de pilas de CR, se parte de un modelo base, pila de puente de CR con una capacidad inadecuada para resistir las demandas sísmicas, y después se desarrollan modelos con diferentes tipos de camisas para estudiar como varía su capacidad de resistencia. Con base en lo anterior, las pilas de CR del modelo base se armaron con cuantías de acero menores a las estipuladas reglamentariamente para resistir cargas dinámicas, es decir, se generaron estructuras deficientes en su resistencia. El armado deficiente se previó teniendo en cuenta los siguientes criterios: considerar únicamente las acciones debidas a las cargas gravitacionales y proceder a realizar un análisis elástico tradicional. Así como en el proceso de diseño, armar la pila con base en los porcentajes de acero mínimos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC-04).

3.2.1 Cargas vivas.

Para determinar las acciones causadas en los puentes por el tránsito vehicular, se considera que estos están contruidos para un camino tipo A de 4 carriles, y se usarán los camiones que marca la norma *N-PRY-CAR-6-01-003/01 Cargas y Acciones* de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte SCT emitida por el Instituto Mexicano del Transporte IMT. En las figuras 3.2 y 3.3 se muestran esquemáticamente las cargas vehiculares denominadas IMT 66.5 para claros entre 30 y 90 m, y para claros menores a 30 m, respectivamente.

Para $30 < L < 90$

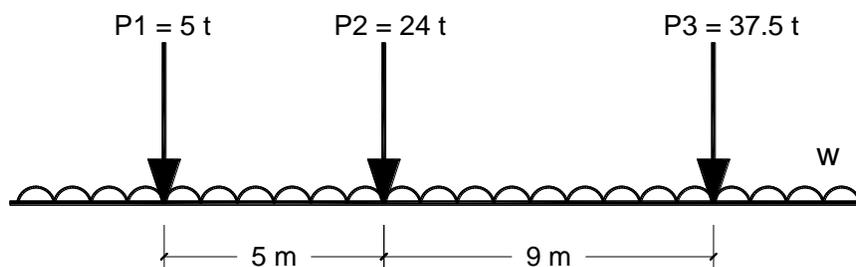


Figura 3.2. Modelo de cargas vehiculares *IMT 66.5*, para el análisis longitudinal de puentes.

Donde w (para claros entre 30 y 90 m) se calcula como:

$$w = \frac{L - 30}{60} \quad (t/m) \quad (3.1)$$

Para $L < 30$

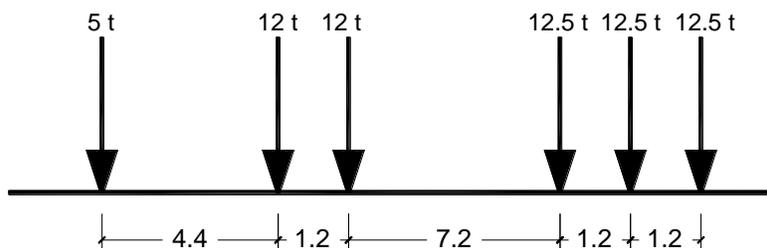


Figura 3.3. Modelo de cargas vehiculares **IMT 66.5**, para el análisis longitudinal de puentes.

3.2.2 Factor de impacto

Se aplica un factor que amplifica las cargas vivas vehiculares con el fin de tomar en cuenta el efecto dinámico que se genera por la interacción de las llantas, la suspensión de los vehículos, y el golpeteo que se produce con imperfecciones en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, baches, grietas o despostillamientos de la superficie de rodamiento.

Este factor se aplica como un porcentaje de la carga viva vehicular y se calcula con la fórmula 3.2.

$$I = \frac{15.24}{(L + 38.1)} \leq 0.3 \quad (3.2)$$

3.2.3 Cargas muertas.

El peso propio de los elementos como lo son la losa, las trabes, diafragmas, el cabezal y las pilas se incluye en el modelo de SAP2000, para tomar en cuenta el peso del resto de los elementos no estructurales que no se incluyen en el modelo analítico de los puentes se deben asignar estos sobre los elementos que los soportan directamente, el análisis de cargas de estos elementos se muestra en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Cargas muertas aplicadas al modelo del puente.

Elemento	Espesor (m)	Peso vol. (t/m ³)	Peso total (t/m ²)
Asfalto	0.12	2.20	0.264
Parapeto y guarnición*	-	-	0.475
W tot =			0.739

*El peso de estos elementos es aproximado

Por lo tanto se aplicará una carga muerta de 0.739 t/m^2

3.2.4 Combinaciones de carga

Para poder determinar las acciones a que está sujeto un puente se debe seguir lo dispuesto en la norma *N-PRY-CAR-6-01-006/01 Combinaciones de Cargas*, de donde se recomienda los siguientes factores y combinaciones de carga permanentes y variables expresados en las ecuaciones 3.3 a 3.5.

$$1.3[\text{Cargas muertas} + 1.67 * \text{Factor de impacto} * \text{Cargas vivas vehiculares}] \quad (3.3)$$

$$1.3[CM + 1.67 * 1.195 * CV] \quad (3.4)$$

$$1.3 CM + 2.594 CV \quad (3.5)$$

3.2.5 Apoyos

Las descargas provenientes de la superestructura se transmiten a la subestructura a través de apoyos donde descansan directamente las traveses de preesfuerzo; para los modelos analíticos; éstos se consideraron como apoyos de los que tradicionalmente se utilizan en la red carretera y que están formados por placas de neopreno y placas de acero intercaladas para dar flexibilidad y rigidez vertical, respectivamente. En el software SAP2000, los apoyos se modelaron por medio de elementos tipo *link lineal*, a los cuales se les asignaron las siguientes propiedades mecánicas y geométricas:

$$G \text{ del elastómero} = 1 \text{ Mpa} = 100 \text{ t/m}^2$$

$$E \text{ del elastómero} = 4.45 \text{ Mpa} = 454 \text{ t/m}^2$$

$$A = 0.25 \text{ m}^2$$

donde G es el módulo de rigidez al corte, E el módulo de elasticidad y A es el área de la sección transversal del apoyo.

Apoyo móvil. Con espesor de la placa de neopreno de $hr = 0.065 \text{ m}$

Rigidez vertical

$$k_v = \frac{EA}{h_r} = \frac{454(0.25)}{0.065} = 1\,746.1538 \text{ t} - \text{m}$$

$$\mathbf{k_v = 1\,746.15 \text{ t} - \text{m}}$$

Rigidez horizontal

$$k_h = \frac{GA}{h_r} = \frac{100(0.25)}{0.065} = 384.6154 \text{ t} - \text{m}$$

$$\mathbf{k_h = 384.62 \text{ t} - \text{m}}$$

Apoyo rígido. Con espesor de la placa de neopreno de $h_r = 0.052 \text{ m}$

Rigidez vertical

$$k_v = \frac{EA}{h_r} = \frac{454(0.25)}{0.052} = 2\,182.6923 \text{ t} - \text{m}$$

$$\mathbf{k_v = 2\,182.69 \text{ t} - \text{m}}$$

Rigidez horizontal

$$k_h = \frac{GA}{h_r} = \frac{100(0.25)}{0.052} = 480.7692 \text{ t} - \text{m}$$

$$\mathbf{k_h = 480.77 \text{ t} - \text{m}}$$

Como se puede observar, la rigidez de los apoyos es función de su altura, es decir, del número de placas de acero y neopreno que lo conforman, por lo que en la práctica profesional se busca que el puente sea capaz de desplazarse lateralmente para acomodar los desplazamientos que este pueda tener por efectos del cambio de temperatura o por la acción dinámica que se genera con el paso del tránsito vehicular. Así que generalmente en cada uno de los extremos de las vigas se proveen apoyos con rigidez representativa de apoyos articulados fijo y móvil, estos se disponen en cada extremo de un claro de manera alternada.

3.3 Diseño estructural de las pilas

El diseño de las pilas se hizo conforme a las NTC-04, empleándose los valores mínimos de armado, como se explicó antes. A continuación se describe el proceso de diseño en que se basa este trabajo, y se presenta el diseño de la pila muro para el modelo L10H12-40.

Datos generales considerados:

Pilas de concreto reforzado: $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ y $E = 242\,487 \text{ kg/cm}^2$

Superestructura a base de traveses AASHTO tipo IV con separación de 150 cm c.a.c

Ancho de calzada de 15 m sin banquetas

3.3.1 Porcentaje de acero mínimo.

De acuerdo con la sección 6.5.1.2 *Refuerzo mínimo* de las NTC del RCDF, si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y además su magnitud no excede $0.3 f'_c A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en la sección 5.7, sin que sea necesario restringirlo contra pandeo; si no cumple, el refuerzo mínimo será el que indica la sección 6.2.2

Revisión de las condiciones:

- a) Resultante de P_u quede localizada dentro del tercio medio

Del análisis del puente para cargas gravitacionales se tiene que:

$$P_u = 2\,016\,t \quad ; \quad M_{ux} = 19.77\,t - m \quad ; \quad M_{uy} = 1\,097.26\,t - m$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{19.77}{2\,016} = 0.01\,m \quad ; \quad e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{1\,097.26}{2\,016} = 0.54\,m$$

Mientras que el tercio medio para la pila es:

$$\text{tercio medio}_x = \pm \frac{t}{6} = \pm \frac{0.75}{6} = 0.13\,m \quad ; \quad \text{tercio medio}_y = \pm \frac{L}{6} = \pm \frac{1000}{6} = 1.67\,m$$

Entonces

$$e_x = 0.01 \leq 0.13 \quad y \quad e_y = 0.54 \leq 1.67$$

Por lo tanto la resultante de P_u se localiza dentro del tercio medio.

- b) $P_u < 0.3 f'_c A_g$

$$0.3 f'_c A_g = 0.3(300)(1000 * 75) = 6\,750\,000\,kg = 6\,750\,t$$

Por lo tanto

$$P_u = 2\,106\,t < 0.3 f'_c A_g = 6\,750\,t$$

Se cumple que la fuerza axial de diseño es menor que $0.3 f'_c A_g$, y por lo tanto la cuantía para refuerzo vertical es la que establece la sección 5.7

$$\rho_l = 0.003$$

Suponiéndose un recubrimiento de 5 cm

$$A_{sl} = \rho_l bd = (0.003)(75)(1000 - 5) = 223.88 \text{ cm}^2$$

En la sección 6.5.1.2 se menciona que para el refuerzo horizontal se colocará el mínimo para cambios volumétricos (sección 5.7)

$$\rho_t = 0.0030$$

$$A_{st} = \rho_t bd = (0.0030)(75)(1000 - 5) = 223.88 \text{ cm}^2$$

Dado que el espesor del muro es mayor que 150 mm, el refuerzo en cada dirección debe ser colocado en dos capas paralelas.

$$A_{sl \text{ por capa}} = \frac{A_{sl}}{2} = \frac{223.88}{2} = 111.94 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ por capa}} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{223.88}{2} = 111.94 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Separación del refuerzo vertical y horizontal.

Proponiendo varilla del número 6 ($a_o = 2.85 \text{ cm}^2$)

$$s_l = \frac{La_o}{A_{sl}} = \frac{1000(2.85)}{111.94} = 25.46 \text{ cm}$$

$$s_t \approx 25 \text{ cm}$$

La separación para el refuerzo transversal s_t es:

$$s_t = \frac{Ha_o}{A_{st}} = \frac{1200(2.85)}{111.94} = 30.56 \text{ cm}$$

$$s_t \approx 30 \text{ cm}$$

De acuerdo con la sección 6.5.2.5.c la separación máxima del refuerzo vertical y horizontal es:

$$s \leq 350 \text{ mm}$$

Por lo tanto las separaciones estimadas se aceptan. De tal forma que para el refuerzo vertical se usarán varillas del no. 6 @ 25 cm c.a.c y para el refuerzo horizontal se usarán varillas del no. 6 @ 30 cm c.a.c

Siguiendo lo referido en la sección 6.5.1.2 Refuerzo mínimo, cuando el porcentaje de acero mínimo es el que se estipula en la sección 5.7 Refuerzo por cambios volumétricos, no es necesario restringir las barras verticales contra pandeo. Sin embargo se decidió colocar un refuerzo transversal mínimo que evitaría el pandeo de las barras verticales. Este refuerzo transversal se colocaría en forma de ganchos como se muestra en la figura 3.4.

Croquis de armado

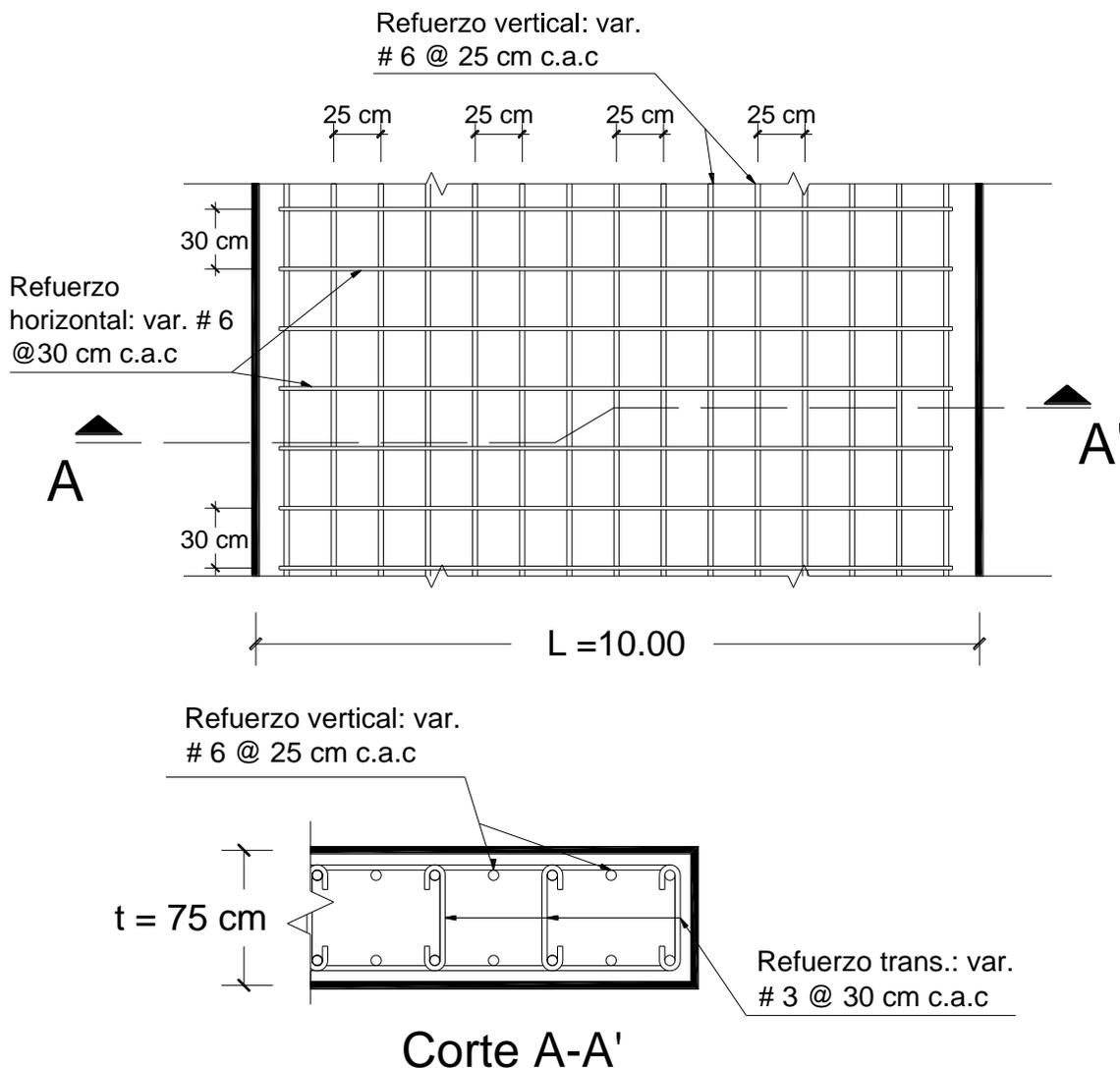


Figura 3.4. Croquis de armado de la pila para el modelo L10H12-40

De manera similar se llevó a cabo el diseño de las pilas correspondientes al resto de los casos de estudio. En la tabla 3.3 se resumen los resultados más importantes del proceso de diseño.

Tabla 3.3. Resumen diseño estructural de pilas.

Modelo	Carga Axial (t)	Claro (m)	Dimensiones		Refuerzo vertical			Refuerzo transversal	
			Long. L (m)	Altura H (m)	Cuantía de acero (%)	Diámetro de la barra (1/8)"	Distancia entre barras (cm)	Diámetro de la barra (1/8)"	Distancia entre barras (cm)
L8H6-10	740.11	10	8	6	0.476	8	30.00	4	13.00
L10H6-10	771.00		10	6	0.300	6	25.00	3	15.00
L8H8-10	776.89		8	8	0.476	8	30.00	4	13.00
L10H8-10	796.30		10	8	0.300	6	25.00	3	20.00
L8H10-10	810.64		8	10	0.476	8	30.00	4	13.00
L10H10-10	863.97		10	10	0.300	6	25.00	3	25.00
L8H12-10	851.09		8	12	0.476	6	15.00	4	13.00
L10H12-10	908.83		10	12	0.300	6	25.00	3	30.00
L8H6-40	1852.00	40	8	6	0.300	6	25.00	3	20.00
L10H6-40	1913.00		10	6	0.300	6	25.00	3	15.00
L8H8-40	1886.26		8	8	0.300	6	25.00	3	25.00
L10H8-40	1900.44		10	8	0.300	6	25.00	3	20.00
L8H10-40	1922.03		8	10	0.300	6	25.00	3	30.00
L10H10-40	1979.56		10	10	0.300	6	25.00	3	25.00
L8H12-40	1999.00		8	12	0.300	6	25.00	3	35.00
L10H12-40	2016.00		10	12	0.300	6	25.00	3	30.00

3.4 Estimación de la capacidad.

Para estimar el incremento en la capacidad de resistencia que se puede alcanzar con la implementación de encamisados de concreto, es necesario determinar la capacidad de resistir cargas laterales de las pilas que forman a los puentes. Esta depende básicamente del comportamiento no lineal de los materiales y de los mecanismos de colapso que se puedan desarrollar. Gracias a la disponibilidad cada vez mayor de equipos de cómputo que realizan cálculos de manera rápida, se determinó la capacidad mediante el método estático no lineal conocido como pushover, tomando como base las especificaciones del ATC-40 y del FEMA-356.

3.4.1 Articulación plástica a carga axial y momento (P-M)

Como se mencionó en la sección anterior, es necesario determinar la capacidad de las pilas, la cual es función del mecanismo de colapso entre otros factores; entonces, es necesario conocerlos y definirlos de acuerdo al software utilizado. En nuestro caso, las pilas tipo muro de CR, se encuentran trabajando como elementos en

cantiléver, donde el colapso se presentará si se presenta una falla a flexión, está representada por la formación de una articulación plástica cerca de la base de la pila, o por una falla a cortante. Para el primer caso, se obtuvo primeramente la relación momento-curvatura con el objetivo de determinar las propiedades inelásticas de la articulación. Una vez determinado esto, se debe conocer el comportamiento no lineal que presentará este material, leyes constitutivas del material. En este caso se consideró el modelo esfuerzo-deformación para concreto de Hognestad (figura 3.5), esto debido a que en secciones muro no se considera práctico tomar en cuenta el efecto del confinamiento (Humar et al. 2002).

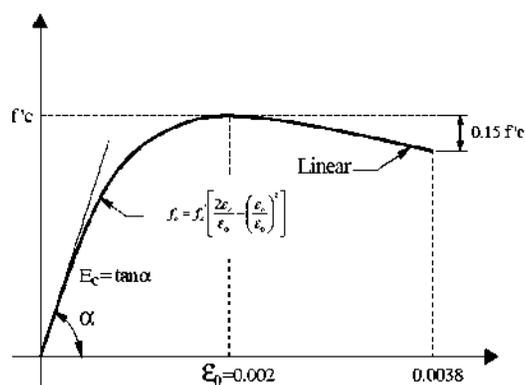


Figura 3.5. Relación esfuerzo-deformación para el concreto.

Por otro lado, el comportamiento no lineal del acero, se modeló mediante la curva esfuerzo-deformación del acero considerando el endurecimiento por deformación, como se muestra en la figura 3.6. El acero de refuerzo longitudinal empleado en los muros de este trabajo corresponde al acero grado 60 con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

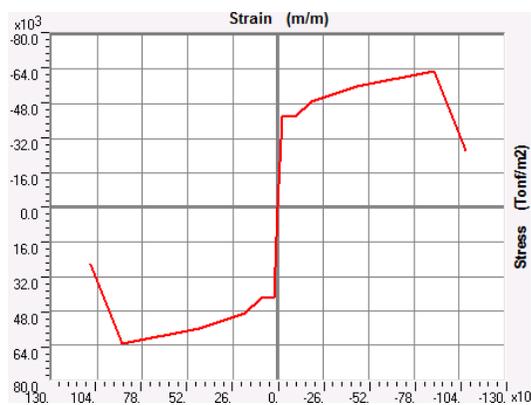


Figura 3.6. Relación esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo.

La información relativa al momento-curvatura de cada una de las pilas se obtuvo directamente del programa SAP2000, considerando la acción de una carga axial igual a la fuerza axial proveniente de la acción de las cargas permanentes, estimada mediante un análisis estático y elástico de la pila, dicho análisis contempló únicamente cargas gravitacionales.

Con base en la relación momento-curvatura de cada una de las pilas se determinan las propiedades de la articulación que se puede formar en cada una de las pilas, datos necesarios para realizar análisis estáticos no lineales con el software SAP2000, donde es necesario transformar la curvatura a rotación, lo cual se hace mediante la definición de la ecuación 3.6.

$$\theta = \varphi L_p \quad (3.6)$$

Donde L_p es la longitud de la articulación plástica, θ es la rotación y φ la curvatura.

La articulación plástica se concentró a una distancia $L_p/2$ del punto de momento máximo. De acuerdo con Priestley (2000), la longitud de articulación plástica (L_p) en muros es la que resulte mayor de:

$$L_p = 0.2l_w + 0.03h_n \quad (3.7)$$

$$L_p = 0.054h_n + 0.022f_y d_b \quad (3.8)$$

Donde:

h_n : Altura del muro, en m

l_w : Longitud del muro en planta, en m

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal

d_b : Diámetro de las barras de refuerzo.

3.4.1.1 Relación momento-rotación.

Debido a que el análisis no lineal se realiza mediante el programa SAP2000, es necesario simplificar la relación momento-rotación a través de una relación aproximada, a base de líneas rectas, y procurando que esta definición sea lo más cercana al comportamiento real. En las figuras 3.7 y 3.8 se muestran las relaciones momento-rotación reales para todos los casos de estudios, respectivamente para los puentes con longitudes de claro de 10 y 40 m, así como la figura 3.9 muestra la curva idealizada vs. la curva real del caso L10H12-40.

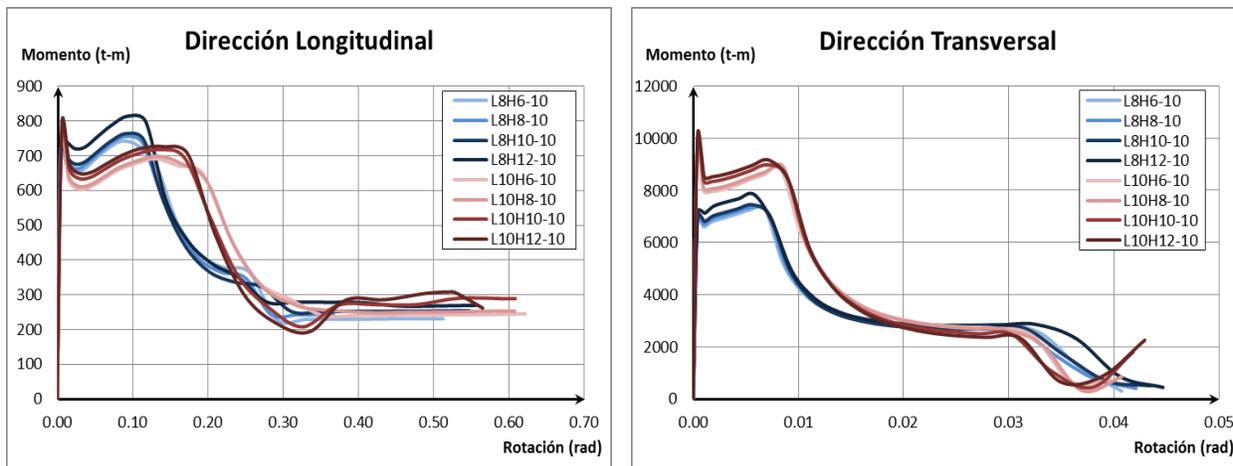


Figura 3.7. Relación momento-rotación real de los modelos con claro de 10 metros.

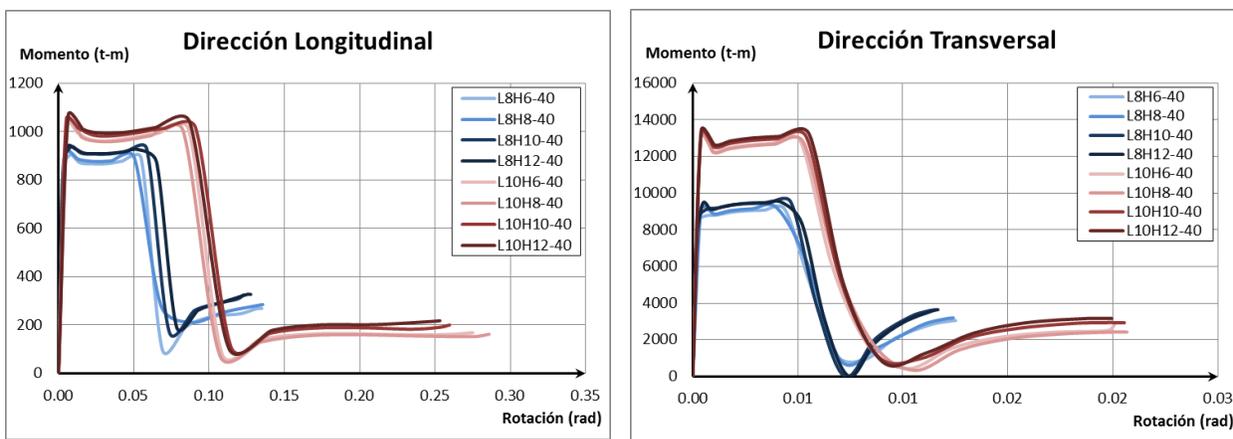


Figura 3.8. Relación momento-rotación real de los modelos con claro de 40 metros.

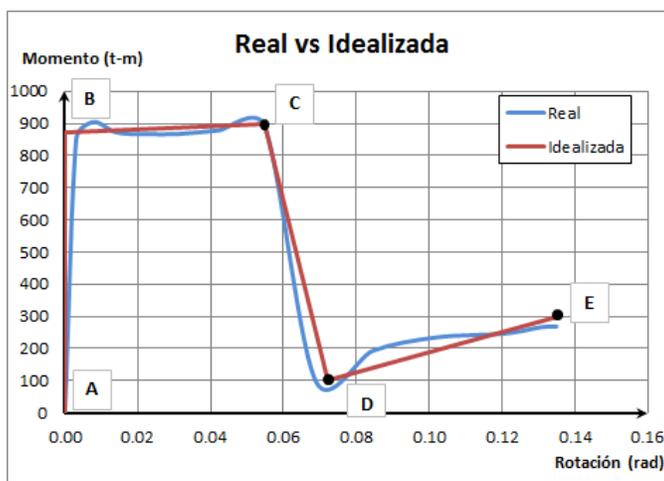


Figura 3.9. Forma general de la relación momento-rotación idealizada para caracterizar la articulación plástica a flexión del caso L10H12-40.

3.4.2 Articulación plástica a cortante.

Para la caracterización de la articulación plástica a cortante (figura 3.10) se utilizó el enfoque desarrollado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) de los Estados Unidos publicado en el reporte del FEMA-356, en el cual se propone definir la articulación mediante una relación fuerza-desplazamiento ($V-\Delta$) de manera similar a como se hace con la articulación P-M con la relación momento-rotación.

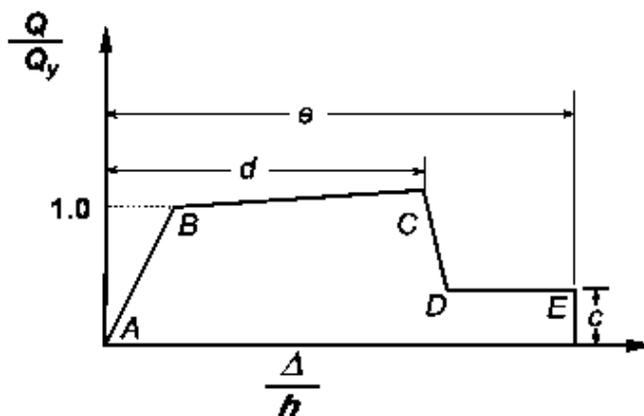


Figura 3.10. Relación fuerza-desplazamiento para la caracterización de la articulación a cortante.

En donde el valor Q/Q_y , para la respuesta asociada a cortante, es el valor donde se alcanza la resistencia de diseño a cortante.

En el caso de muros cuya respuesta inelástica esté determinada por la fuerza cortante, se requiere encontrar los valores que definen los puntos d , e y c , relacionados con su resistencia y ductilidad, y con base en estos parámetros se determinan los puntos C, D y E. En el manual del FEMA-356 se recomiendan valores generales de los parámetros c , d y e , que se basan en estudios experimentales y analíticos del comportamiento de muros de CR, una copia de los valores recomendados por este manual se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Valores recomendados para la caracterización de la articulación a cortante. Tomada de FEMA-356 (tabla 6-19).

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Performance Level					
	d	e	c	IO	Component Type				
					Primary		Secondary		
				LS	CP	LS	CP		
i. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
ii. Shear wall coupling beams⁴									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{\text{Shear}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024

De tal manera que, aplicando los valores que se recomiendan en la tabla la articulación a cortante queda definida como se muestra en la figura 3.11, en donde el valor del desplazamiento se obtiene de multiplicar el valor de la distorsión por la altura de la pila.

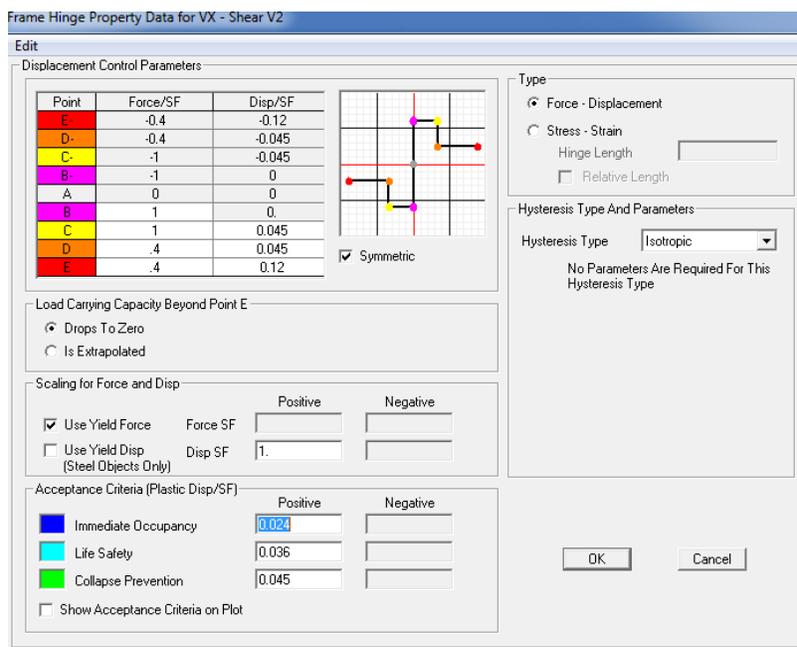


Figura 3.11. Forma general de la articulación a cortante.

3.4.3 Resultados y discusión de los mismos.

Como se describió en las secciones previas, se determinaron las articulaciones plásticas a flexión y cortante de cada una de las pilas, para posteriormente realizar los análisis estático no lineal (pushover) ante cada uno de los mecanismos de falla que se pueden presentar en la pila tipo muro de CR, y determinar así independientemente su capacidad a flexión y su capacidad a cortante, para determinar cuál mecanismo es el que rige su comportamiento. Los resultados obtenidos se describen en los siguientes párrafos.

Dada la geometría de la sección transversal de la pila, es evidente la necesidad de calcular su capacidad en las dos direcciones ortogonales. En cuanto a la dirección longitudinal del puente, se pudo observar, en todos los casos que la condición que rige la capacidad, es el mecanismo de falla a flexión, ya que la fuerza máxima que resiste la pila bajo condición está por debajo de su capacidad a cortante. En general, el cortante basal obtenido ante el mecanismo de colapso a flexión se encuentra entre un 30 y un 50 por ciento menor que el de cortante.

En cuanto a la dirección transversal, se puede observar que la capacidad a flexión es mucho mayor que a cortante, como se esperaba. Esto es debido a la configuración de la sección transversal (momento de inercia y peralte), la cual permite que la pila sea capaz de resistir momentos de gran magnitud.

Cabe señalar, que cuando se compara la resistencia global de las pilas, es decir en las dos direcciones, se observa que la condición que rige la capacidad es la flexión en dirección longitudinal; es decir, en esta dirección se tiene la menor resistencia y por lo tanto la pila fallará a flexión en dirección longitudinal. Esta tendencia se presenta en todos los casos, por lo cual se concluye que, para los modelos de refuerzo solo se evaluará su capacidad a flexión en la dirección longitudinal del puente.

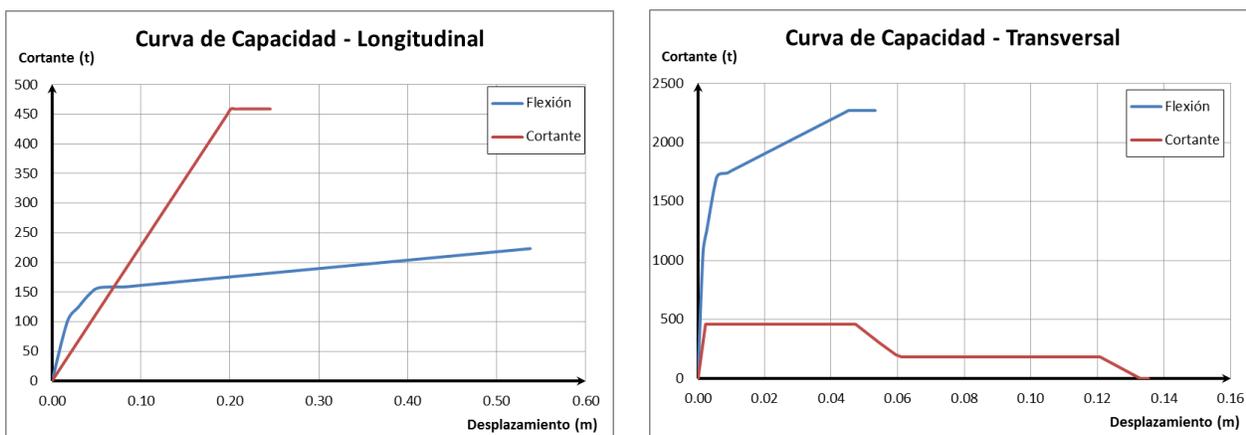


Figura 3.12. Curvas de capacidad en dirección longitudinal y transversal del modelo L8H6-10.

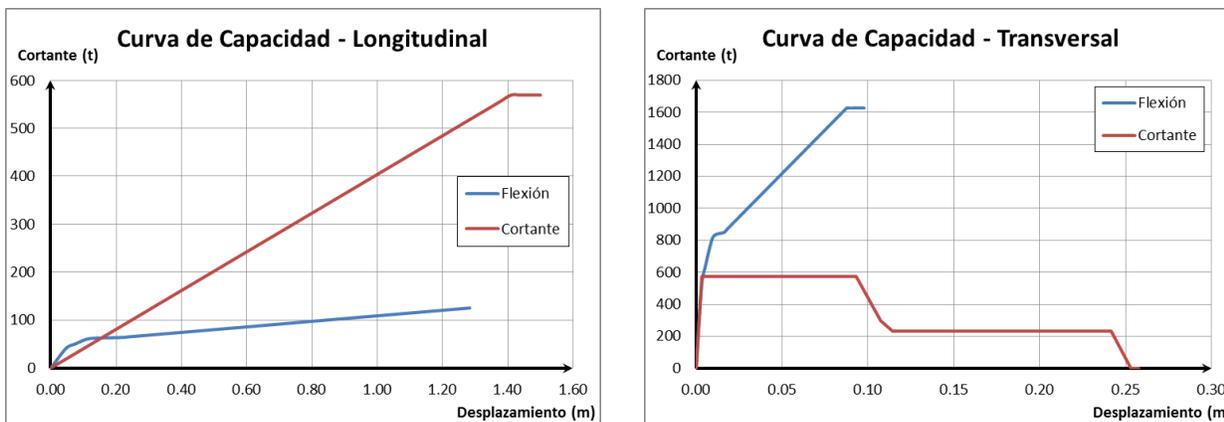


Figura 3.13. Curvas de capacidad en dirección longitudinal y transversal del modelo L10H12-40.

Las figuras 3.12 y 3.13 permiten observar el comportamiento descrito anteriormente, además en estos resultados se hace evidente que el mecanismo de colapso que rige la capacidad de la pila, la flexión en dirección longitudinal.

En las figuras 3.14 a 3.17 se presentan las curvas de capacidad correspondientes a todas las pilas, tanto para mecanismo de flexión como a cortante y para cada dirección.

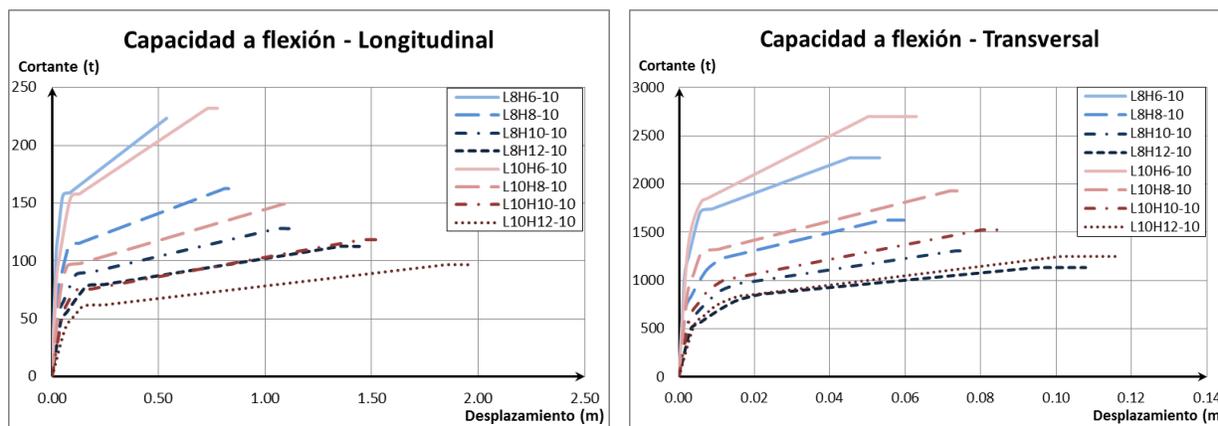


Figura 3.14. Curvas de capacidad en flexión para los modelos con claro de 10 m.

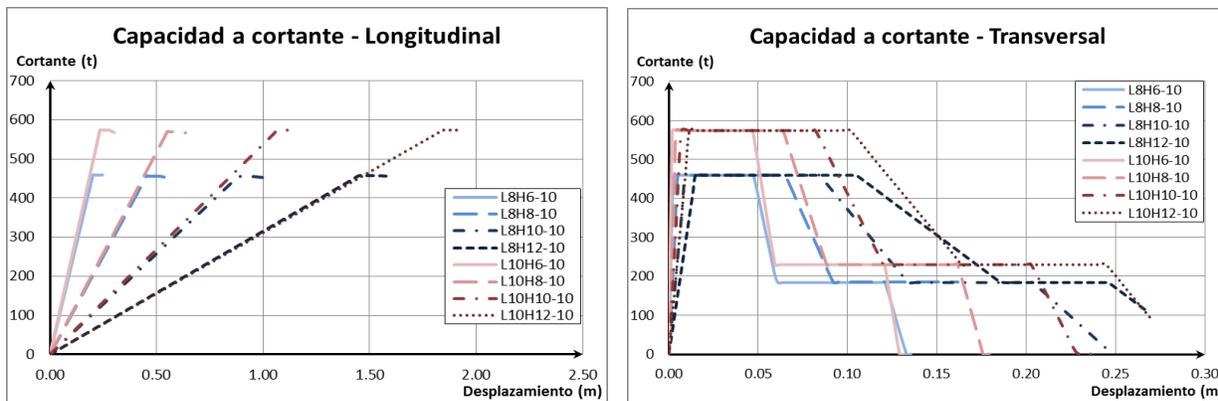


Figura 3.15. Curvas de capacidad en cortante para los modelos con claro de 10 m.

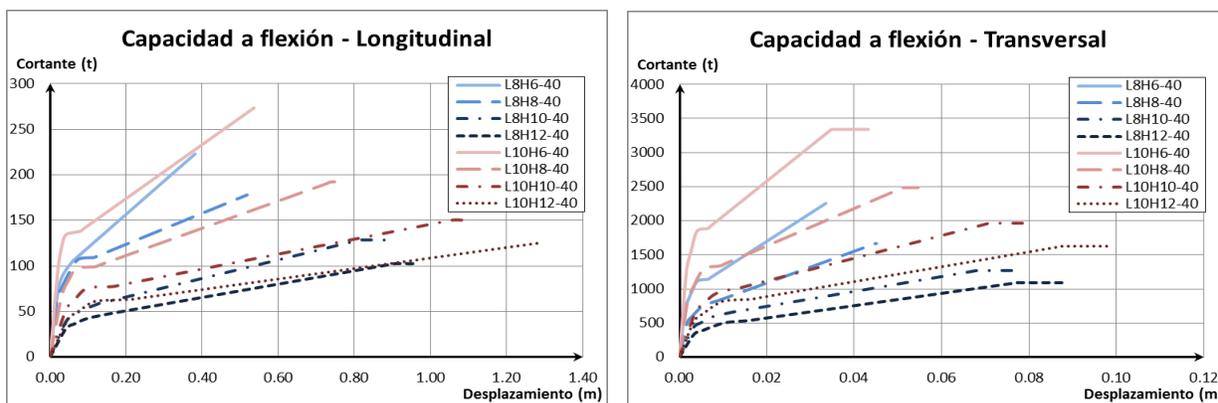


Figura 3.16. Curvas de capacidad en flexión para los modelos con claro de 40 m.

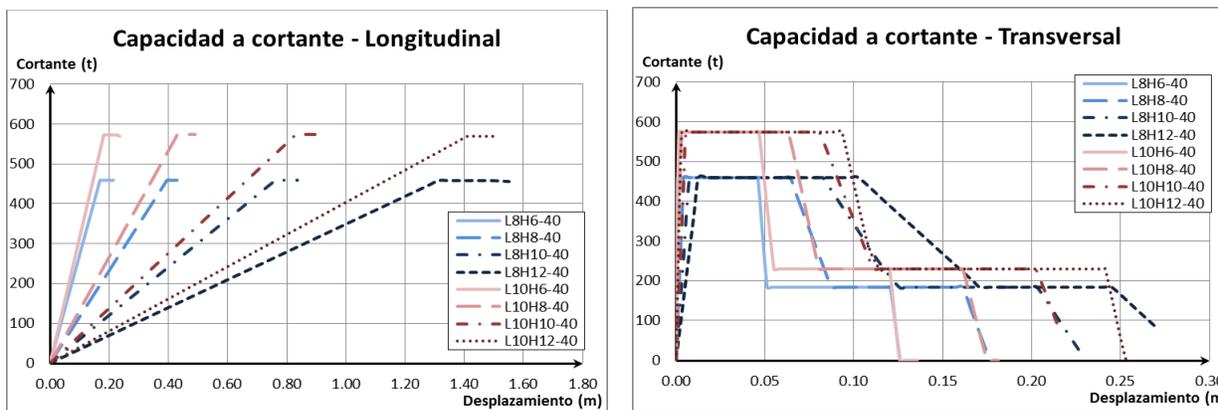


Figura 3.17. Curvas de capacidad en cortante para los modelos con claro de 40 m.

3.5 Descripción de los modelos de refuerzo.

Como se había mencionado anteriormente, el refuerzo de las pilas con armado deficiente se habría de realizar mediante un encamisado de CR; este encamisado produce un aumento en la resistencia a flexión de la columna al mejorar su confinamiento, así como aumentar el área de concreto en la sección transversal.

Se decidió emplear un espesor de encamisado de 20 cm (10 cm a cada lado) y tres porcentajes de acero diferentes (0.5, 1.0 y 1.5%) con el fin de evaluar los efectos que produce en los casos de estudio. En la tabla 3.5 se resumen las variables que se utilizaron para el refuerzo de los modelos.

Tabla 3.5. Valores característicos considerados en el encamisado.

Espesor del encamisado (cm)	Porcentaje de acero
10	0.005
	0.010
	0.015

El porcentaje de acero del encamisado es con respecto al área bruta del concreto que se adiciona. En la figura 3.12 se muestra de manera esquemática cómo quedaría conformado el modelo de refuerzo con la sección original más el encamisado.

El concreto para el encamisado, considerado en el modelo matemático, es de 300 kg/cm^2 y el acero de refuerzo es de las mismas características que en el modelo sin refuerzo, es decir, acero con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .

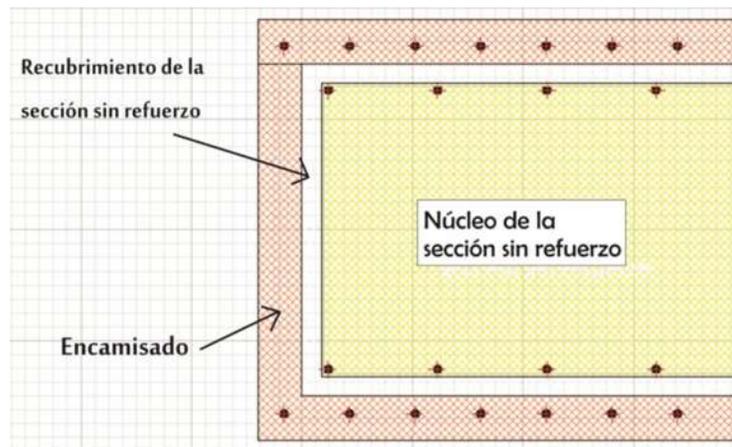


Figura 3.18. Esquema representativo del encamisado de CR empleado en la investigación.

CAPÍTULO

4

RESPUESTA SÍSMICA DE PUENTES CON SUBESTRUCTURA TIPO MURO CON REFUERZO MEDIANTE ENCAMISADO DE CR.

A pesar de que en la actualidad se cuenta con grandes avances tecnológicos en el área computacional que permiten realizar análisis estructurales complejos, los análisis de tipo dinámico no lineal se siguen considerando demasiado complejos y poco prácticos para implementarse en la práctica profesional. Es por ello que, el análisis estático no lineal surge como una opción viable para la estimación de la capacidad en una estructura. Los principales métodos que se ocupan de evaluar el desempeño estructural mediante un análisis estático no lineal son: el método del espectro de capacidad, que consiste en calcular la intersección de la capacidad con un espectro de respuesta reducido para determinar el desplazamiento máximo, el método del coeficiente de desplazamiento que usa el análisis pushover y una versión modificada de la aproximación de igual desplazamiento, y por último el método de la secante, que emplea una rigidez secante (ATC-40, 1996).

De tal manera que, una vez conocida la capacidad de los modelos considerados en este estudio (capítulo tres); se estima la respuesta sísmica de los casos de estudio, incluyéndose los modelos con y sin encamisado, lo cual se describe a detalle en los siguientes párrafos de este capítulo.

4.1 Determinación de la demanda

La demanda está en función de los datos registrados de eventos sísmicos ocurridos en regiones cercanas al sitio de interés, Costa del Pacífico de México. Los datos se registran mediante acelerógrafos; siendo sí sus registros conocidos como acelerogramas, información que representa a uno de los parámetros más importante para llevar a cabo estudios de vulnerabilidad sísmica, aceleración del suelo. Los acelerogramas empleados para esta investigación fueron seleccionados de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), elegidos con base en la ubicación de la estación, buscando que estuvieran cercanos a la Costa del Pacífico en México.

En la figura 4.1 se ubican los epicentros de los eventos que se tomaron en cuenta. Mientras que en la figura 4.2 se muestra la ubicación de las estaciones, y en la tabla 4.1 se presentan los datos más relevantes que caracterizan la demanda sísmica empleada en este trabajo y de las estaciones donde se registraron los eventos.

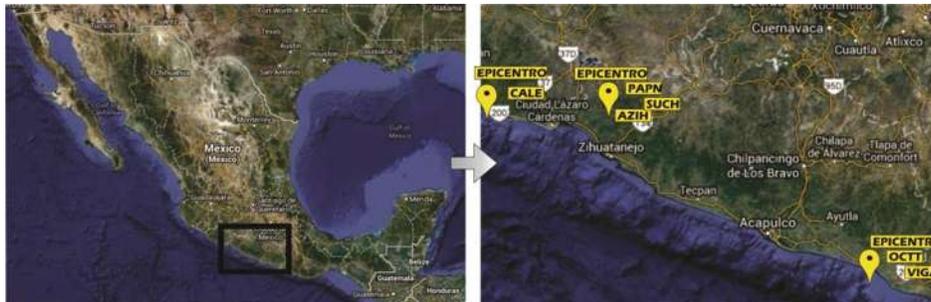


Figura 4.1 Localización de los epicentros usados para la demanda.



Figura 4.2 Localización de estaciones usadas para la demanda.

Tabla 4.1 Descripción de estaciones acelerométricas y sismos registrados.

Estación	Localización de la estación	Coordenadas de la estación		Clave de la estación	Tipo de suelo	Fecha del evento (GTM)	Coordenadas del epicentro		PGA (cm/s ²)	Duración (s)	Distancia epicentral R (km)
		Latitud (N)	Longitud (W)				Latitud (N)	Longitud (W)			
Aeropuerto Zihuatanejo	Aeropuerto Internacional de Zihuatanejo, ladera derecha	17.603	101.455	AZIH	Roca	21-SEP-85	18.021	101.479	158.23	33.86	46.594
Papanao	Escuela Primaria "Sor Juana Inés Cruz", Papanao, Gro.	17.328	101.040	PAPN	Roca	21-SEP-85	18.021	101.479	242.69	63.79	90.093
El Súchil	Taller mecánico en el Súchil Gro.	17.226	100.642	SUCH	Roca	21-SEP-85	18.021	101.479	85.98	41.47	123.350
Caleta de Campos	Escuela Secundaria Técnica 68 de Pesca. Caleta de Campos	18.070	102.755	CALE	Roca	30-ABR-86	18.024	103.057	97.17	25.20	32.421
El Ocotito	Escuela "CREPE" carretera Chilpancingo-Acapulgo, Ocotito, Guerrero	17.250	99.511	OCTT	Roca	14-SEP-95	16.310	98.880	59.34	61.00	124.367
Las Vigas	Instalaciones SARH, en las Vigas, Gro.	16.757	99.236	VIGA	Roca	14-SEP-95	16.310	98.880	100.35	40.97	62.595
Manzanillo							19.250	104.19	387.1		

Dado que los acelerogramas registrados no necesariamente representan la máxima demanda que puede llegar a ocurrir en el sitio, además de que el objetivo principal del trabajo es estudiar el efecto de encamisados de CR en el refuerzo de pilas de puentes. Se escalaron los acelerogramas originales a tres diferentes periodos de retorno, $T_r = 100, 1000$ y 2500 años, donde la aceleración máxima que se espera para ese sitio se obtiene de un estudio de peligro sísmico. En la tabla 4.2 se muestran las aceleraciones máximas esperadas para los periodos de retorno de interés (Tiripiti 2012).

Tabla 4.2 Aceleraciones máximas esperadas para los T_r de interés.

Periodo de retorno, T_r (años)	Aceleración (cm/s^2)
100	220
1000	500
2500	672

En la figura 4.3 se muestran los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas seleccionados (Tiripiti 2012). Para estimar el punto de desempeño de los casos de estudio, se consideró como demanda al espectro promedio (calculado como la media aritmética) y dos espectros más correspondientes al promedio más una desviación estándar y al promedio menos una desviación estándar, con lo cual se caracteriza a la demanda seleccionada correspondiente al sitio de interés (figura 4.4).

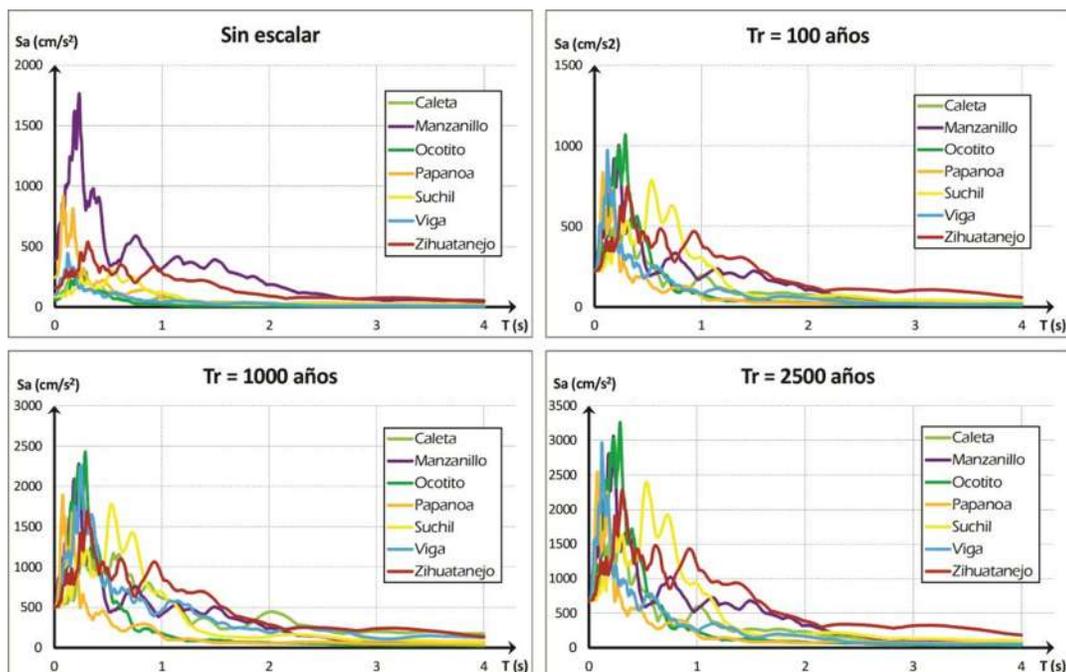


Figura 4.3 Demanda sísmica considerada para representar fuentes de subducción.

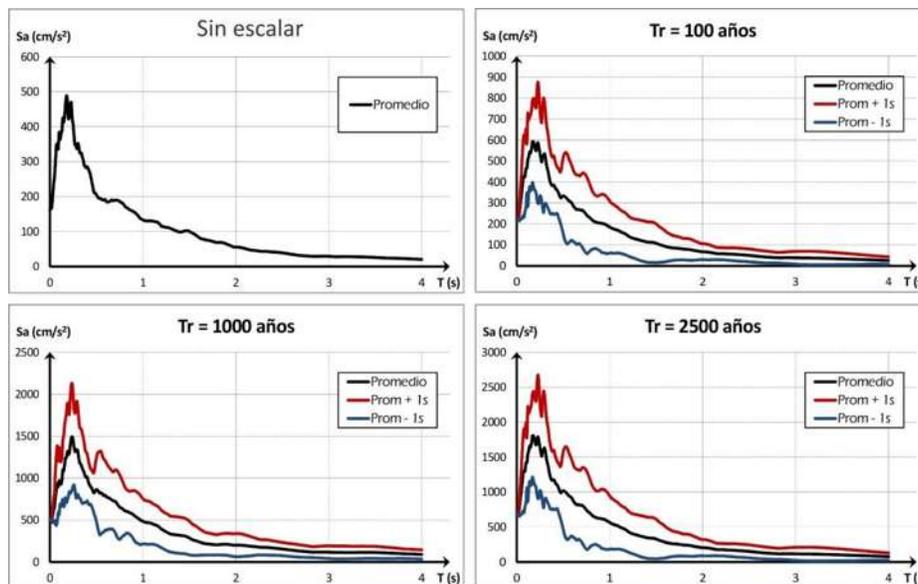


Figura 4.4 Espectros de respuesta medios y $\pm \sigma$.

4.2 Respuesta sísmica de los modelos.

El método del espectro de capacidad brinda una representación gráfica de la capacidad (curva *pushover*) y de la demanda, al superponer ambas curvas en una sola gráfica, el punto donde crucen ambas curvas considerando los efectos del amortiguamiento histerético se conoce como punto de desempeño, valor que determina la capacidad de la estructura. El espectro de capacidad se obtiene al transformar la curva de capacidad correspondiente a varios grados de libertad, análisis pushover, a un sistema de un grado de libertad mediante las expresiones propuestas en los códigos ATC40 y el FEMA-273. Esto se muestra esquemáticamente en la figura 4.5.

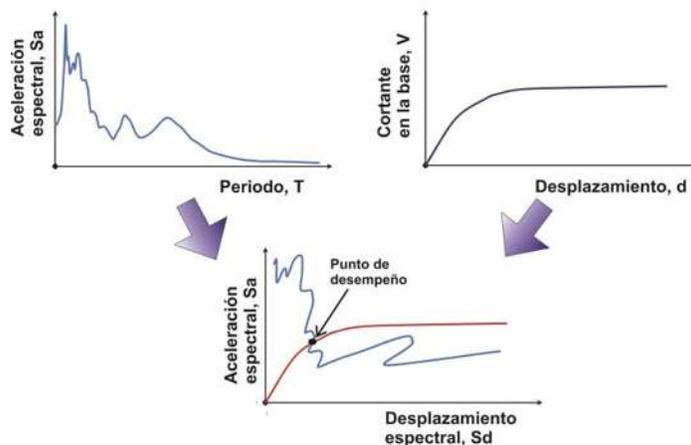


Figura 4.5 Representación esquemática del proceso para obtener el espectro de capacidad.

Para transformar el espectro de diseño o de respuesta, se emplean factores de reducción que son función del amortiguamiento efectivo. Se calcula un amortiguamiento viscoso efectivo con base en la forma de la curva de capacidad, la demanda de desplazamiento calculada y los ciclos histeréticos resultantes.

Con el fin de emplear el método del espectro de capacidad, es necesario transformar la curva de capacidad, como se mencionó antes, que está en términos del cortante basal y del desplazamiento, al espectro de capacidad que está representado por la pseudoaceleración espectral y el desplazamiento espectral; a este formato también se le conoce como ADRS por 'Acceleration-Displacement Response Spectra'. La transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad que se implementó en este trabajo es mediante el ATC-40, donde se define mediante las siguientes expresiones que son función de las formas modales, factores de participación modales y el peso de la estructura:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (4.2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{azotea}}{PF_1 \phi_{azotea,1}} \quad (4.4)$$

donde:

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo

α_1 : Coeficiente modal de masa para el primer modo

w_i/g : Masa del nivel i .

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i

N : Número de niveles de la estructura.

V : Cortante basal.

W : Carga muerta de la estructura.

Δ_{azotea} : Desplazamiento del último nivel.

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral.

4.2.1 Espectros de capacidad.

Todos los modelos se sometieron al proceso descrito en la sección anterior para y todos los registros sísmicos seleccionados. Para calcular los espectros de capacidad de los casos de estudio planteados se utilizó el programa SAP2000, de esta manera estimaron los valores medios de desempeño (cortante, desplazamiento, aceleración espectral y amortiguamiento efectivo) esperados para cada pila de puente. La base datos se presenta en el Anexo A, donde se encuentran los 576 resultados, producto de la combinación de los 9 registros sísmicos con los 16 modelos base (sin encamisado) y los 48 modelos con diferentes porcentajes de refuerzo. En la tabla 4.3 se presenta a manera de ejemplo los resultados para el caso L8H6-10 ante la demanda Tr=2500.

Tabla 4.3 Capacidad del caso de estudio L8H6-10 ante la demanda Tr=2500.

L8H6-10					
Espectro	V (t)	D (m)	Sa g	Sd (m)	
1 Tr100	22.495	0.0099	0.521	0.0099	
2 Tr100+1s	32.219	0.0140	0.746	0.0140	
3 Tr100-1s	12.771	0.0056	0.296	0.0056	
4 Tr1000	58.089	0.0250	1.345	0.0250	
5 Tr1000+1s	78.846	0.0350	1.825	0.0350	
6 Tr1000-1s	35.545	0.0160	0.823	0.0160	
7 Tr2500	68.712	0.0300	1.591	0.0300	
8 Tr2500+1s	79.737	0.0410	1.846	0.0410	
9 Tr2500-1s	39.009	0.0170	0.903	0.0170	

En los espectros de capacidad se puede apreciar el efecto favorable en la resistencia de las pilas mediante el encamisado de CR a través del desempeño de los modelos, ya que se presenta una reducción del desplazamiento ante una misma demanda y diferentes porcentajes de acero de refuerzo. En las figuras 4.6 a 4.8 se presentan algunos espectros elegidos de manera aleatoria con el fin de observar la influencia del encamisado, en estos casos se ve el efecto benéfico del acero de refuerzo ya que para este caso particular el incremento del porcentaje de acero en la encamisado de CR, lleva a la pila tipo muro a un comportamiento prácticamente elástico.

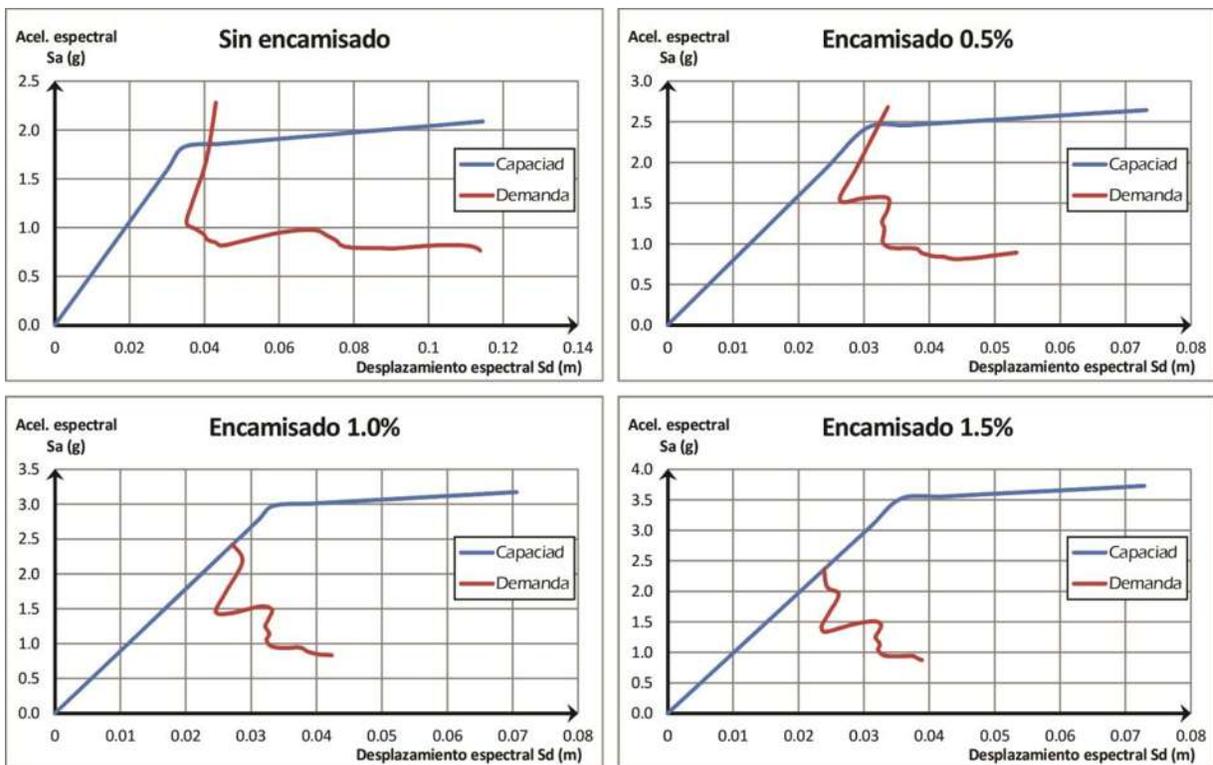


Figura 4.6 Espectro de capacidad del modelo L8H6-10 con la demanda $T_r=2500+1s$.

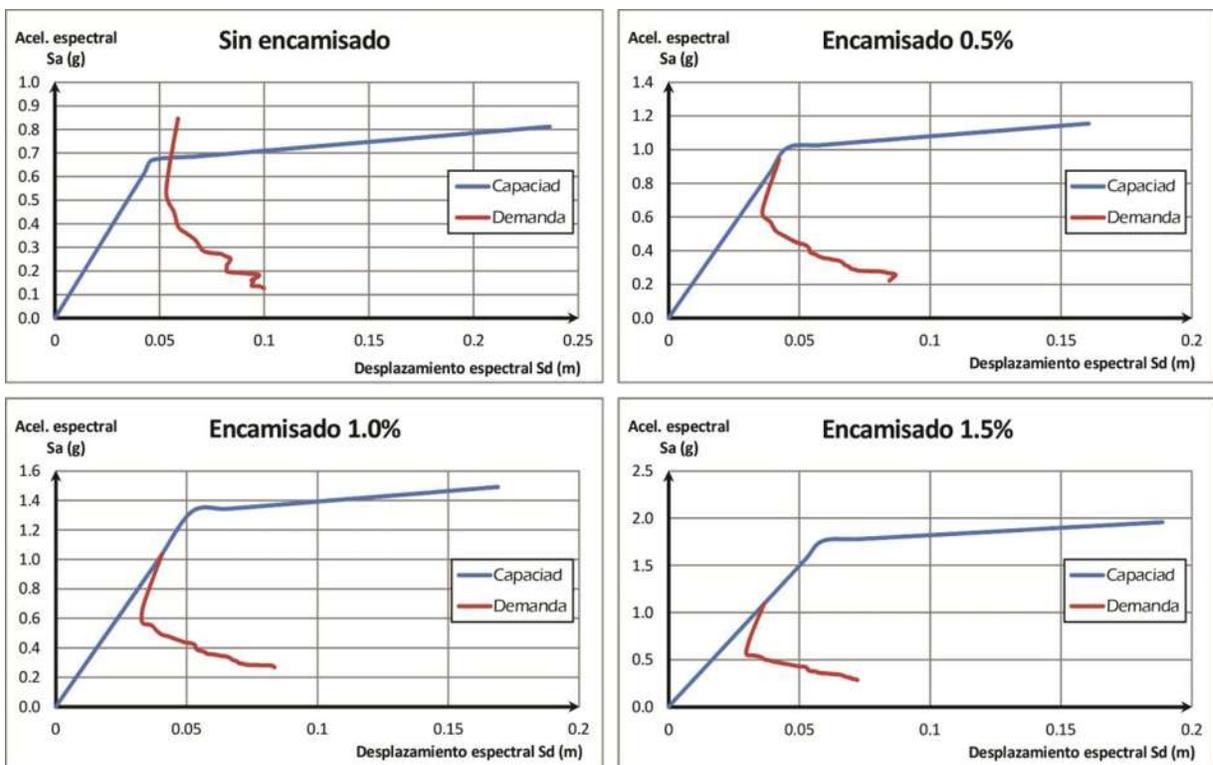


Figura 4.7 Espectro de capacidad del modelo L10H8-10 con la demanda $T_r=1000$.

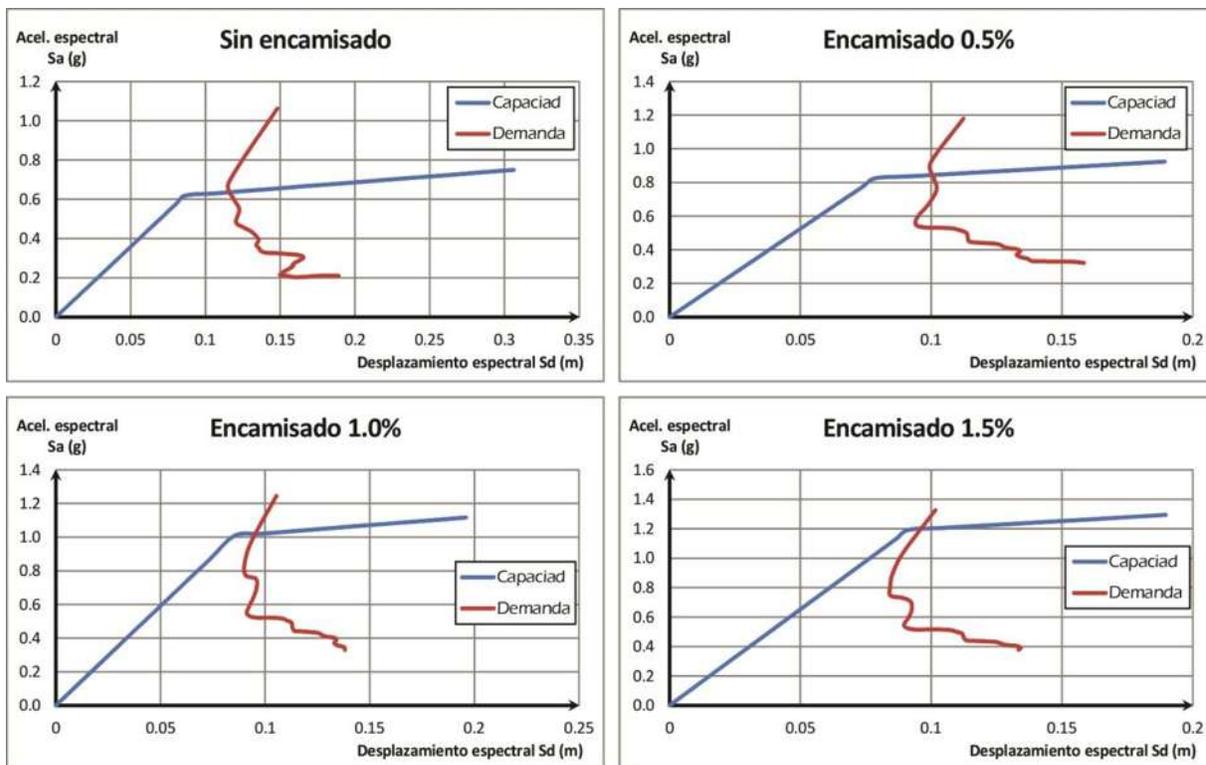


Figura 4.8 Espectro de capacidad del modelo L8H10-10 con la demanda $T_r=1000+1s$.

Para los casos L8H6-10 (todos los casos de refuerzo) y L10H8-10 ($\rho=1.5\%$) se observa claramente que el refuerzo mediante el encamisado de CR conduce a la pila a una condición anterior a la fluencia; es decir, el estado de la pila sin refuerzo pasa de un estado con daño a uno sin daño para esta condición de refuerzo.

Se estima la distorsión angular θ mediante el valor medio del desplazamiento obtenido de los análisis de pushover. Se selecciona este parámetro ya que la distorsión angular es un parámetro ingenieril que indica el nivel de daño que puede presentarse en un elemento estructural. En términos generales, el desplazamiento y por consiguiente la distorsión angular decrecen conforme aumenta el porcentaje de acero de refuerzo del encamisado. Sin embargo en algunos casos, el desplazamiento es menor para los modelos con encamisados con porcentaje de acero de refuerzo del 1%, que para el mismo caso pero con porcentaje de 1.5%.

Es importante recordar que los registros están escalados a diferentes periodos de retorno, para poder llevar a los modelos a diferentes estados de daño que se pueden presentar eventualmente en la ocurrencia de un terremoto de gran magnitud. Además, los puntos de desempeño representan la media de cada valor, gracias a que se utilizaron las medias de los registros. Estos valores, como se había mencionado, se encuentran en el Anexo A y posteriormente se utilizan para la determinación de las curvas de fragilidad.

4.2.2 Curvas de fragilidad.

El nivel de daño de una estructura ante la acción de un sismo depende de varios factores, entre los que se encuentran: la resistencia de los materiales, las cargas gravitacionales que están actuando al momento que ocurre el terremoto, así como la magnitud del sismo y la distancia del sitio al epicentro. Por lo tanto, es imposible estimar con exactitud los daños que ocurrirían debido a la incertidumbre que se tiene en torno a estos factores.

Mientras que el método del espectro de capacidad define únicamente un punto de desempeño; los métodos probabilísticos estiman la probabilidad de ocurrencia de cualquier estado de desempeño, involucrando de manera directa la incertidumbre en la resistencia de materiales y del movimiento del suelo (Choi et al., 2004).

El método de la curva de fragilidad considera una densidad de probabilidad en la capacidad y en la demanda, con lo cual, toma en cuenta la dispersión de la resistencia de los materiales y la variabilidad del tipo y magnitud del movimiento sísmico. El documento del FEMA-356 (2000) define la curva de fragilidad como la representación gráfica de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño específico dada una demanda sísmica.

El procedimiento para generar las curvas de fragilidad, consiste en analizar la respuesta sísmica de una estructura, considerando un número significativo de registros sísmicos con diferentes periodos de retorno con el fin de calcular un valor medio esperado de desempeño. Posteriormente asignar una función de densidad de probabilidad (FDP) y graficar su función de densidad acumulada (FDA). Este procedimiento se muestra en la figura 4.9.

Es posible tener cierto grado de certeza cuando se consideran los factores que afectan la capacidad de un puente. Pero dada la naturaleza aleatoria de las condiciones de sitio y de movimiento del terreno, las curvas de fragilidad resultan una opción atractiva para caracterizar de manera probabilística éstos parámetros que afectan directamente la demanda sísmica (Mander, 1999).

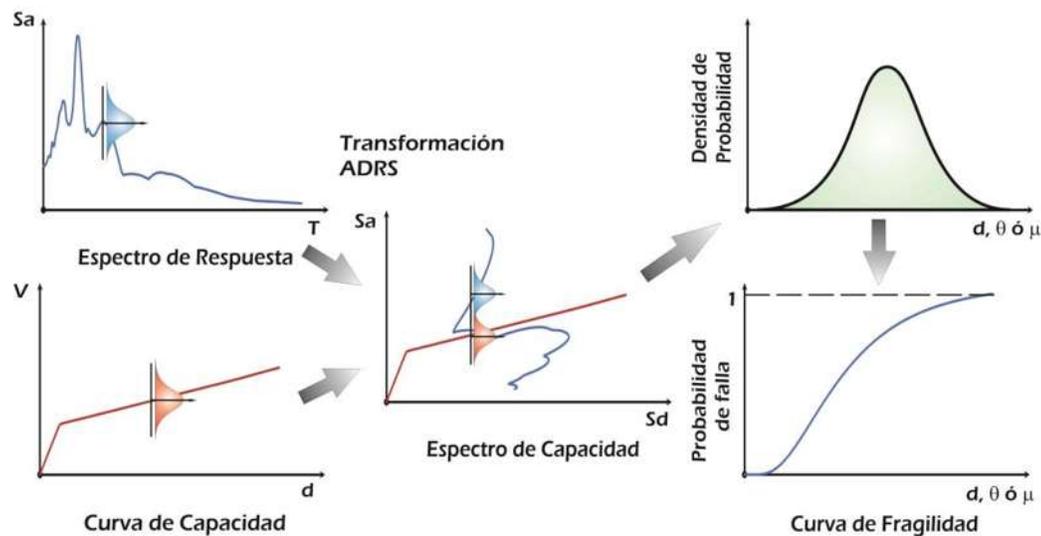


Figura 4.9 Procedimiento para generar las curvas de fragilidad. Modificada de Choi (2004).

Si la capacidad y la demanda son variables aleatorias que siguen aproximadamente una distribución normal o log-normal, siguiendo el teorema del límite central, se puede apreciar que el resultado del desempeño será una distribución log-normal. La curva de fragilidad será entonces expresada con la gráfica de la función de densidad acumulada. Para definir la densidad de probabilidad lognormal, se deben estimar dos parámetros: la media y la desviación estándar de la densidad de probabilidad. La función de densidad acumulada está dada por la ecuación 4.5:

$$F(S_a) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_c} \ln \left(\frac{S_a}{A_i} \right) \right] \quad (4.5)$$

Donde Φ es la distribución de probabilidad acumulada estándar de la densidad log-normal; S_a es la amplitud de la aceleración espectral; A_i es la media de la aceleración espectral necesaria para producir el daño i y β_c es la desviación estándar. Este último parámetro ha sido calibrado analíticamente por varios investigadores y validado por Bazös y Mander (1999) mediante estudios experimentales obtenidos para un conjunto de los sismos de Northridge en 1994 y Loma Prieta en 1989. Siguiendo las recomendaciones de los resultados de estos trabajos de investigación se asume en este trabajo un valor de la desviación estándar de $\beta_c = 0.6$ (Mander, 1999).

Para alcanzar el objetivo de este trabajo, evaluar la capacidad sísmica de sistemas de refuerzo de subestructuras tipo muro de puentes existentes de CR mediante curvas de fragilidad, se estimaron curvas de fragilidad considerando como variables la distorsión angular, la resistencia a cortante y la ductilidad para un PGA.

Así con base en un análisis paramétrico determinar los casos donde el encamisado de CR resulta conveniente para su implementación. En este capítulo se presentan y comentan en forma muy general los resultados obtenidos, mientras que en el siguiente se presenta una discusión detallada de los mismos, relacionándolos con diferentes estados de daño.

Para estudiar la capacidad sísmica de subestructuras de puentes de CR tipo muro reforzadas con camisas de CR se consideran tres parámetros, la distorsión angular, la resistencia a cortante y la ductilidad de desplazamiento. Para cada uno de los casos de estudio ante estos parámetros se estiman curvas de fragilidad, el análisis y proceso de los resultados permite entender el comportamiento de estos sistemas, así como dar recomendaciones de aplicación de este sistema de refuerzo para subestructuras similares a los casos considerados en esta investigación. En las siguientes tres secciones se presentan y describen las tendencias más importantes y generales a todos los casos de estudio, para en el siguiente capítulo hacer análisis más detallado, y una propuesta de aplicación de la técnica de refuerzo.

4.2.2.1 Curvas de fragilidad como función de la distorsión angular.

La distorsión angular (drift) θ de una pila se define como la relación del desplazamiento relativo en la cabeza de la pila y su altura, figura 4.10. La probabilidad de alcanzar o exceder una distorsión angular dada una aceleración máxima del terreno se estima mediante una densidad de probabilidad lognormal como se explicó en los párrafos anteriores, estimándose el valor medio de θ como función de la base de datos del Anexo A. Todos los resultados obtenidos en los análisis de los casos de estudio para la demanda considerada en esta investigación (espectros de respuesta medios y $\pm\sigma$) se reportan en el Anexo B, mientras que en este capítulo se presentan en las figuras 4.11 a 4.14 las curvas de fragilidad correspondientes a la demanda media. Las figuras representan en el eje de las abscisas la distorsión angular y en el eje de las ordenadas la probabilidad de que la demanda sea igual a la capacidad dada una aceleración máxima, obteniéndose así las curvas de fragilidad para la probabilidad para que una distorsión angular presente la condición de que la demanda sea igual a la capacidad dada una máxima aceleración, la cual corresponde a periodos de retorno de 100, 1000 y 2500 años, como se explicó antes.

En los resultados de estos análisis se puede observar de forma general para todos los casos que los encamisados de CR son eficientes para mejorar la resistencia a flexión de pilas tipo muro ya que al incrementar el porcentaje de acero

de refuerzo hace que la probabilidad de falla de las pilas disminuya, esto es particularmente importante en los casos donde incrementa la demanda sísmica ya que nos indica que este tipo de estructuras serán capaces de presentar mejor comportamiento dinámico ante excitaciones intensas. Para una probabilidad de interés particular, se observa en todos los casos que la distorsión angular necesaria para alcanzar el valor de la probabilidad condicionada deseado disminuye conforme incrementa el porcentaje de acero de refuerzo, el efecto benéfico del incremento en el nivel de refuerzo disminuye conforme se incrementa la altura de las pilas, teniéndose así que el caso óptimo del porcentaje de acero de refuerzo en subestructuras de puentes de CR tipo muro reforzadas con encamisados de CR corresponde al menor nivel de refuerzo $\rho=0.5\%$. Un análisis más detallado de la interpretación de los resultados y su relación con estados de daño se presenta en el siguiente capítulo correspondiente al análisis y discusión de resultados.

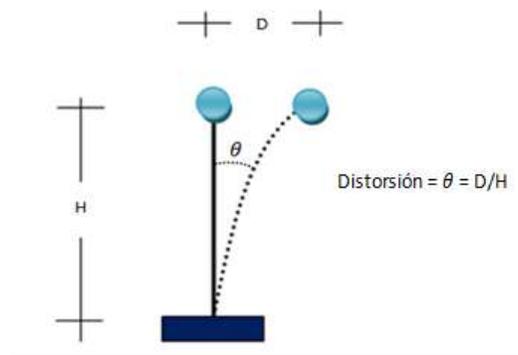


Figura 4.10 Representación esquemática de la distorsión angular.

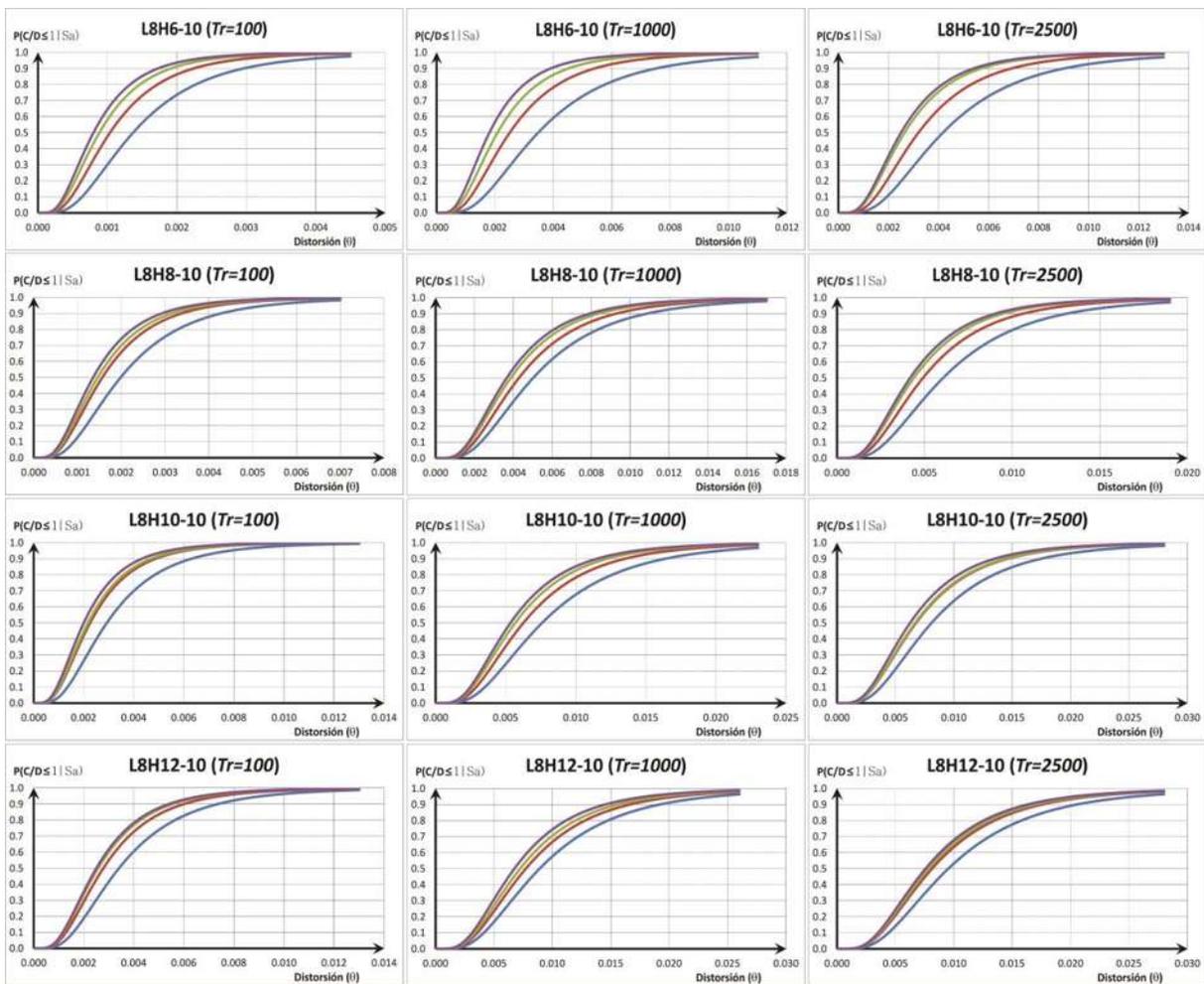


Figura 4.11 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

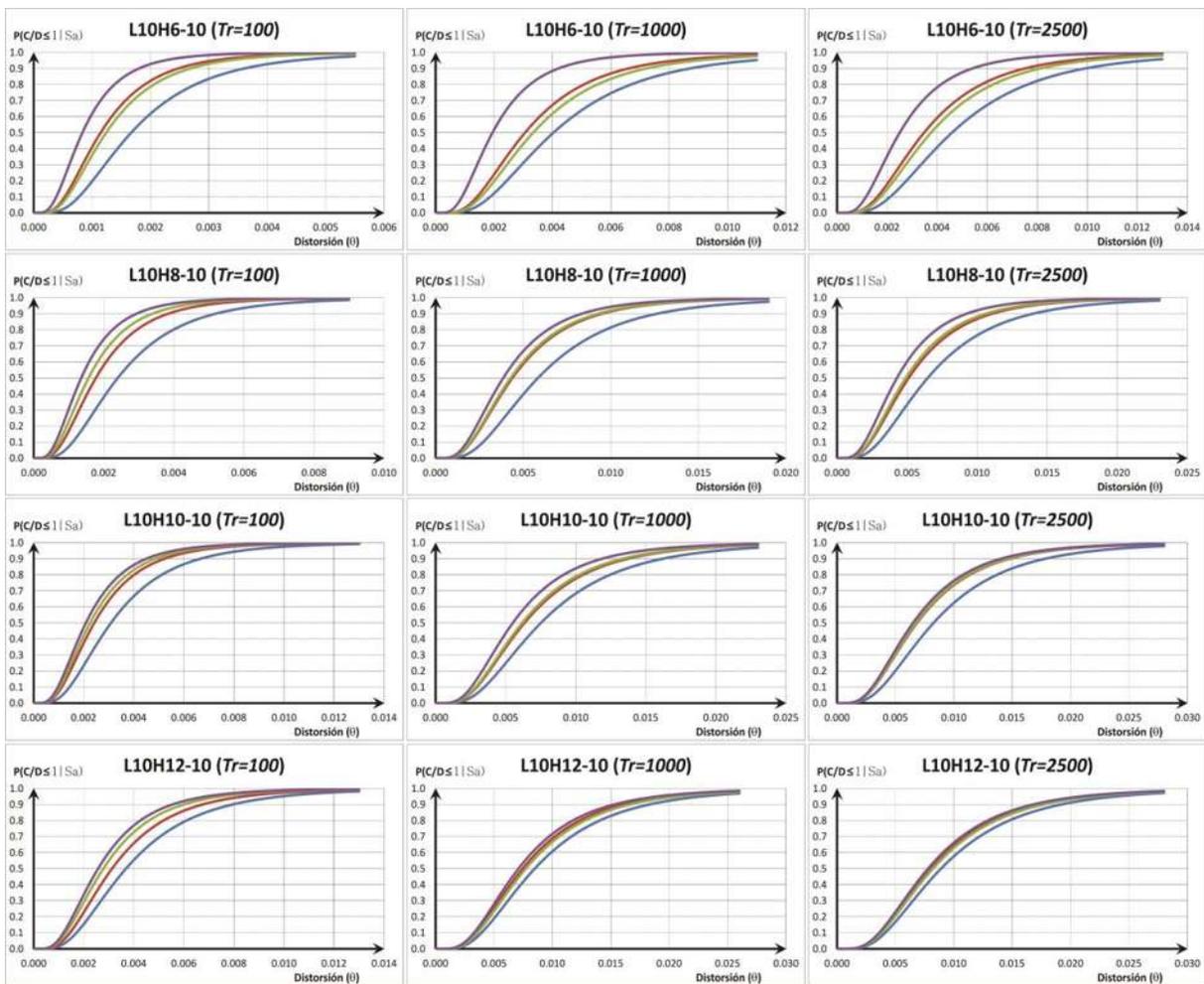


Figura 4.12 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

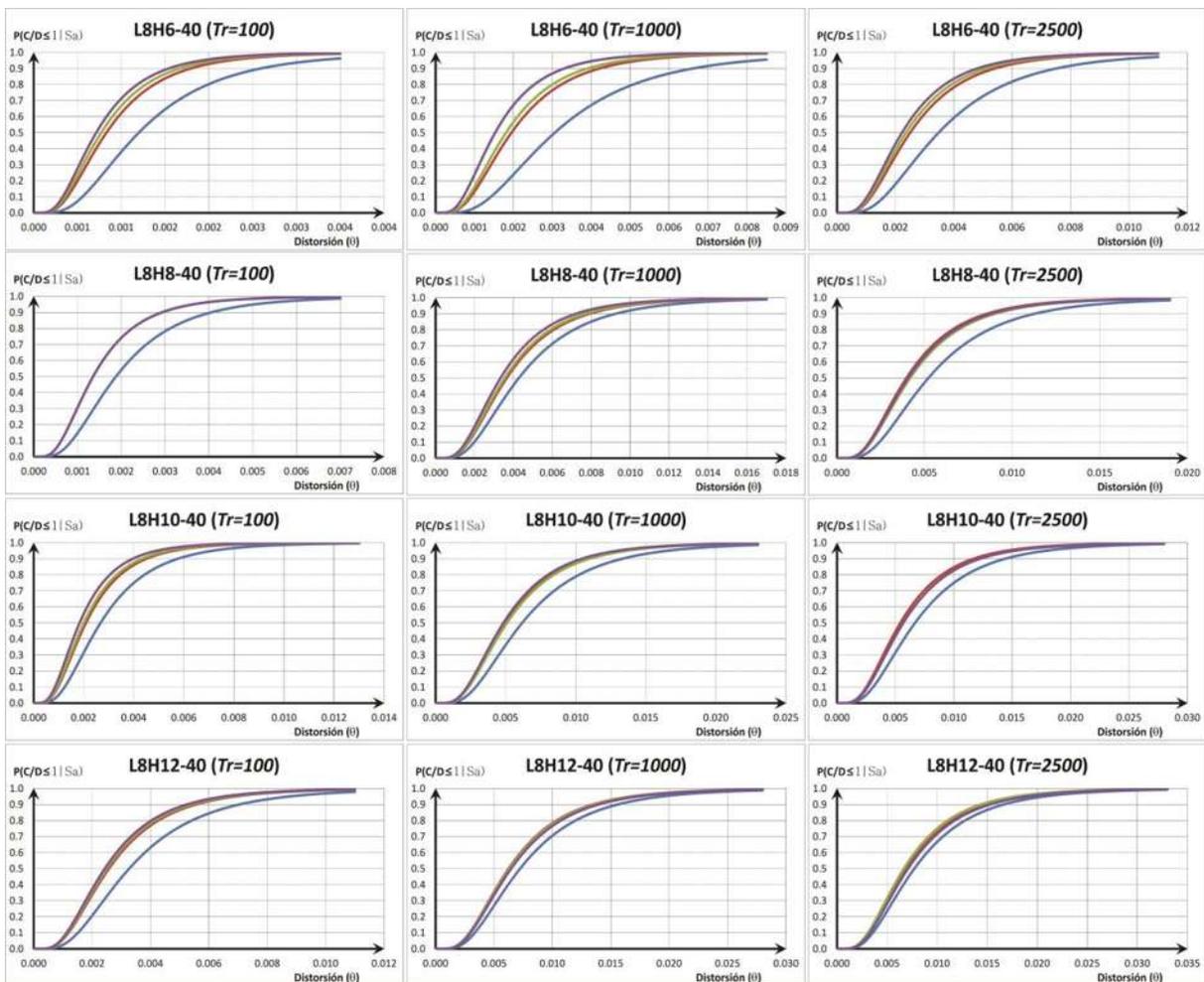


Figura 4.13 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

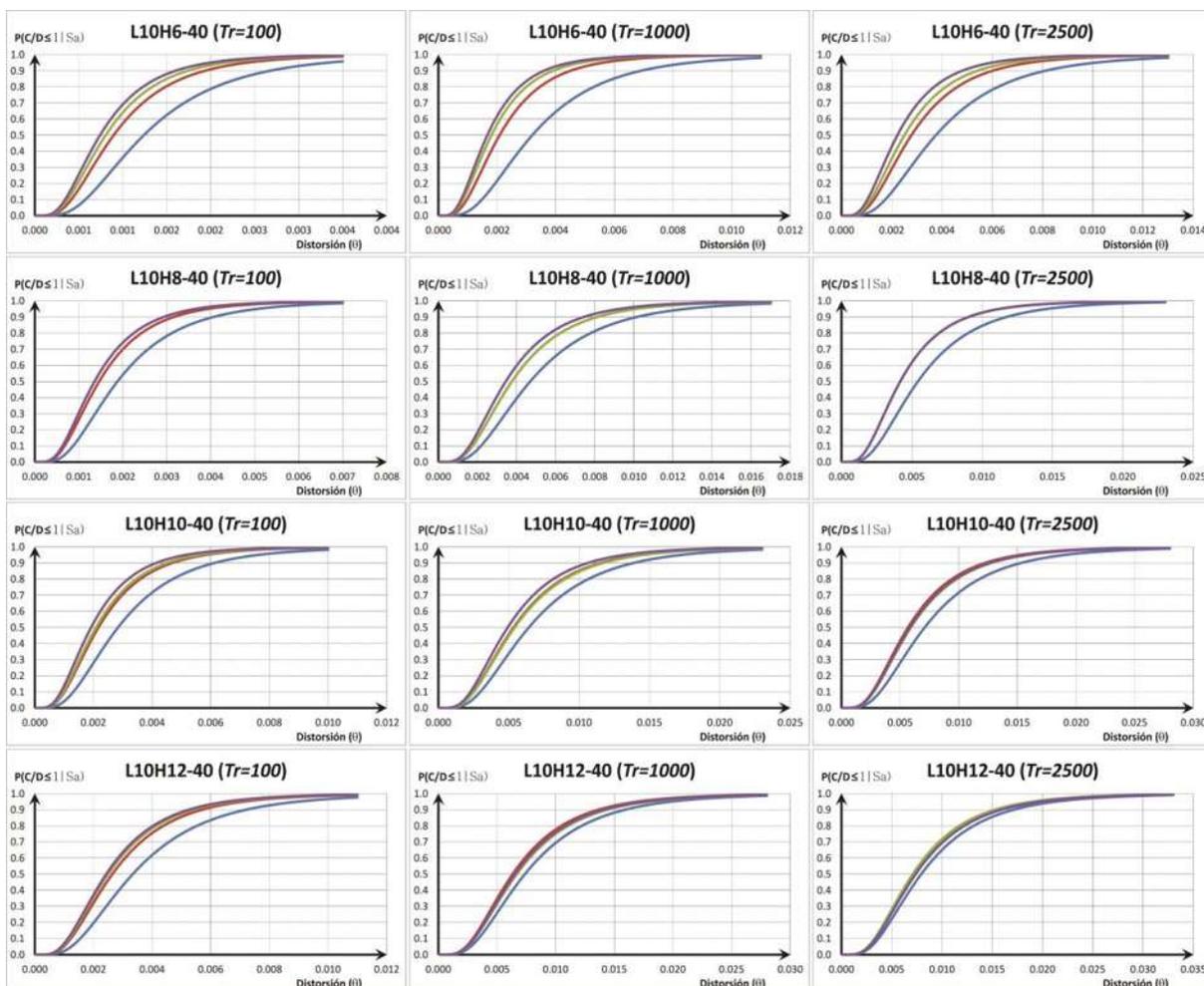


Figura 4.14 Curvas de fragilidad de distorsión angular para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

4.2.2.2 Curvas de fragilidad como función de la resistencia a cortante.

En el proceso de diseño de cualquier elemento estructural se deben cumplir dos estados límite: resistencia y servicio, los cuales son muy importantes para su buen funcionamiento. En el apartado anterior se obtuvieron curvas de fragilidad como función de la distorsión angular, parámetro ingenieril que nos permite estudiar el efecto de las condiciones de servicio de una manera indirecta al relacionar este parámetro con estados de daño. Por otro lado es muy importante estudiar el efecto que tiene el refuerzo directamente en el incremento de la capacidad resistente a cortante de las pila tipo muro, para ello se estimaron curvas de fragilidad para la relación de la resistencia a cortante efectiva de las pilas. Esta relación se estimó

mediante el cálculo de la resistencia a cortante de todos los casos de estudio, una vez obtenidos estos valores se estimaron las relaciones de capacidad a cortante de las pilas rehabilitadas (definida por el punto de desempeño de los análisis de pushover), y la resistencia a cortante de cada caso (obtenida con las NTC del RDF), relación a la que se le nombra "V", mientras que la relación entre el cortante último de la pila sin refuerzo (definida por el punto de desempeño de los análisis de pushover) y la resistencia a cortante de la pila sin refuerzo (obtenida con las NTC del RDF) se denomina "VR". Estas relaciones se estiman con el objetivo de calcular el incremento de resistencia real que se alcanza mediante el sistema de refuerzo en cada uno de los casos de estudio, para enseguida expresarlo mediante el cociente "V/VR", parámetro con base en el cual se estiman las curvas de fragilidad para todos los datos del anexo A, las cuales se obtienen con el mismo procedimiento descrito previamente en este capítulo. Los resultados obtenidos de las curvas de fragilidad para los análisis de todos los casos de estudio se reportan en el anexo C. En esta sección se presentan solamente en las figuras 4.15 a 4.18 las curvas de fragilidad correspondientes a la demanda media.

Las curvas de fragilidad de las figuras 4.15 a 4.18 representan la probabilidad de que para una relación V/VR la capacidad sea igual a la demanda dada una aceleración máxima en el terreno, en estas en el eje de las abscisas se representa la relación V/VR, mientras que el eje de las ordenadas corresponde al valor de la probabilidad condicionada $P\left(\frac{C}{D} = 1 \mid A_{max}\right)$. En los resultados de estos análisis se puede observar de forma general para la mayoría de los casos que los encamisados de CR son eficientes para mejorar la demanda de capacidad admisible de las pilas tipo muros conforme crece la demanda ($Tr \geq 1000$ años), así como cuando crece la altura de las pilas, esto es más marcado para puentes con un claro de 40 m.

En general las curvas de fragilidad que se presentan en las figuras 4.15 a 4.18 tienden a estar juntas, particularmente para demandas de ductilidad correspondientes a un $Tr=100$ años, mostrándose no muy buenos beneficios en el sistema de refuerzo, sin embargo este comportamiento nos indica que el refuerzo hace que el comportamiento de las pilas se mantenga en el intervalo elástico, por lo cual si hay un beneficio que no se puede cuantificar directamente mediante este parámetro. Ahora si observamos el comportamiento de las curvas de fragilidad con respecto del periodo de retorno, incrementos de la demanda sísmica, observamos que las curvas de fragilidad tienden a separarse siguiendo un comportamiento que muestra que para una probabilidad de interés la capacidad a cortante crece conforme se incrementa el porcentaje de acero de refuerzo de la camisa de CR. Este resultado es más marcado cuando se observan los resultados de los casos correspondientes a las muros tipo pilas más altos con los periodos de retorno mayores.

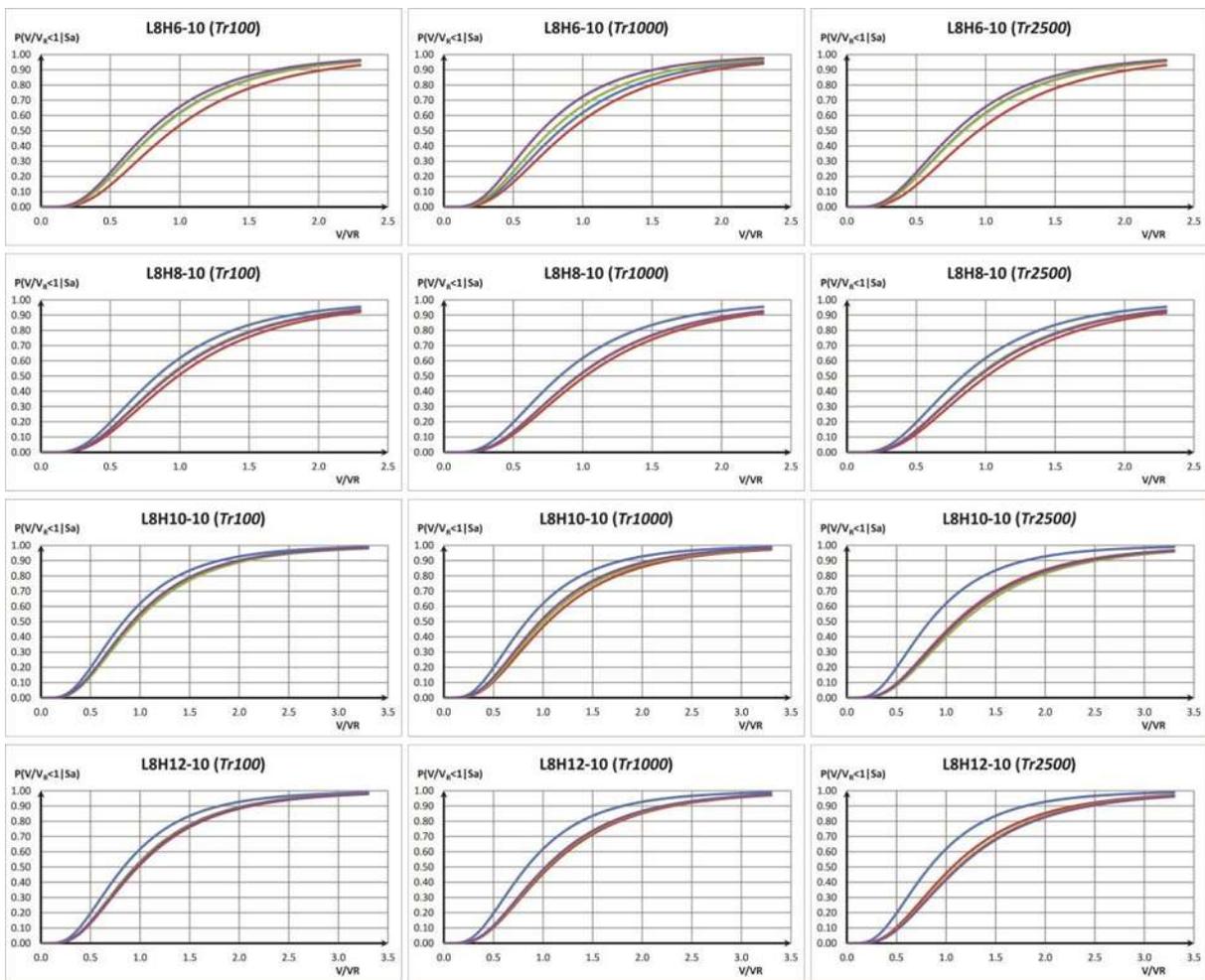


Figura 4.15 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

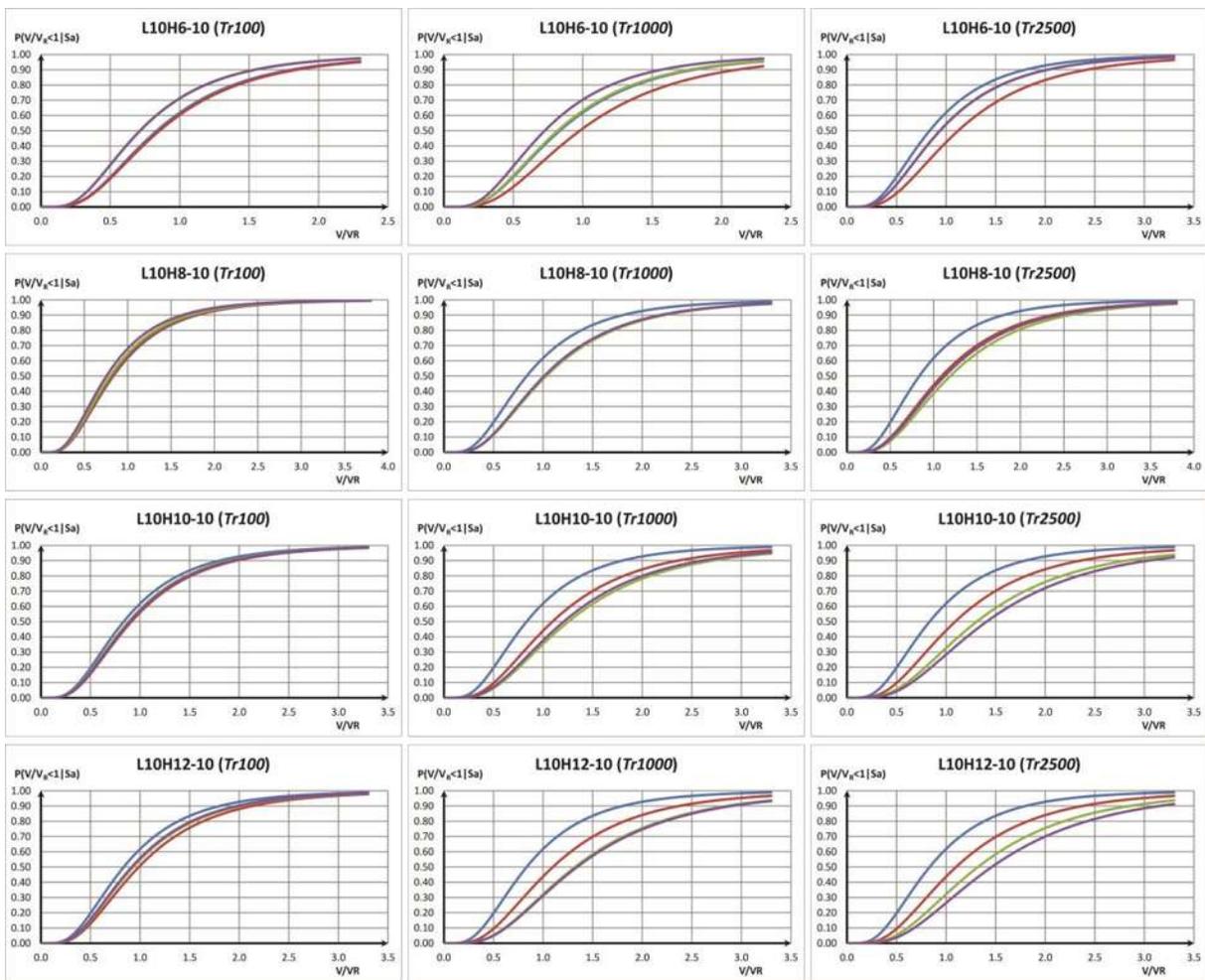


Figura 4.16 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 10 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

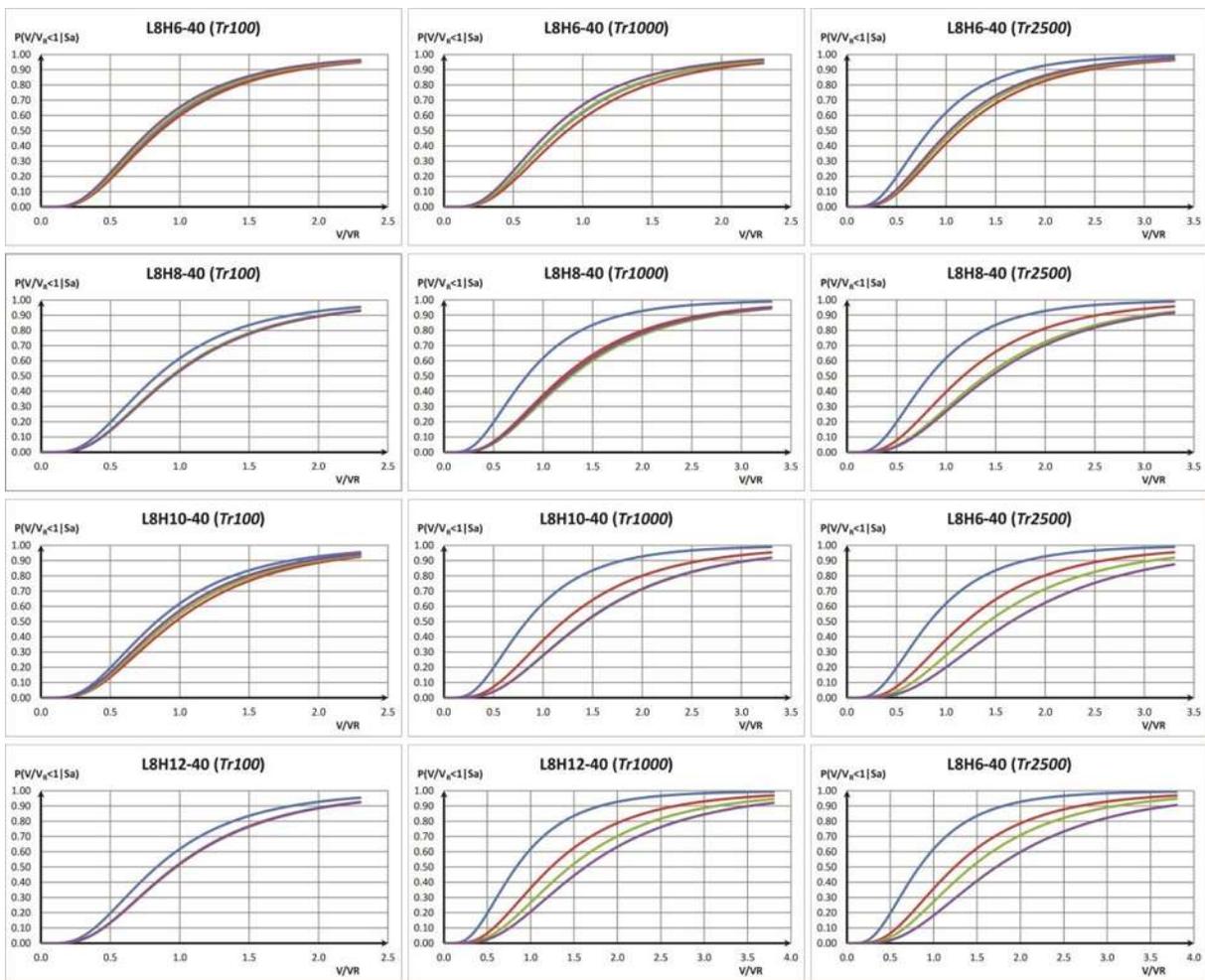


Figura 4.17 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 8 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100, 1000$ y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

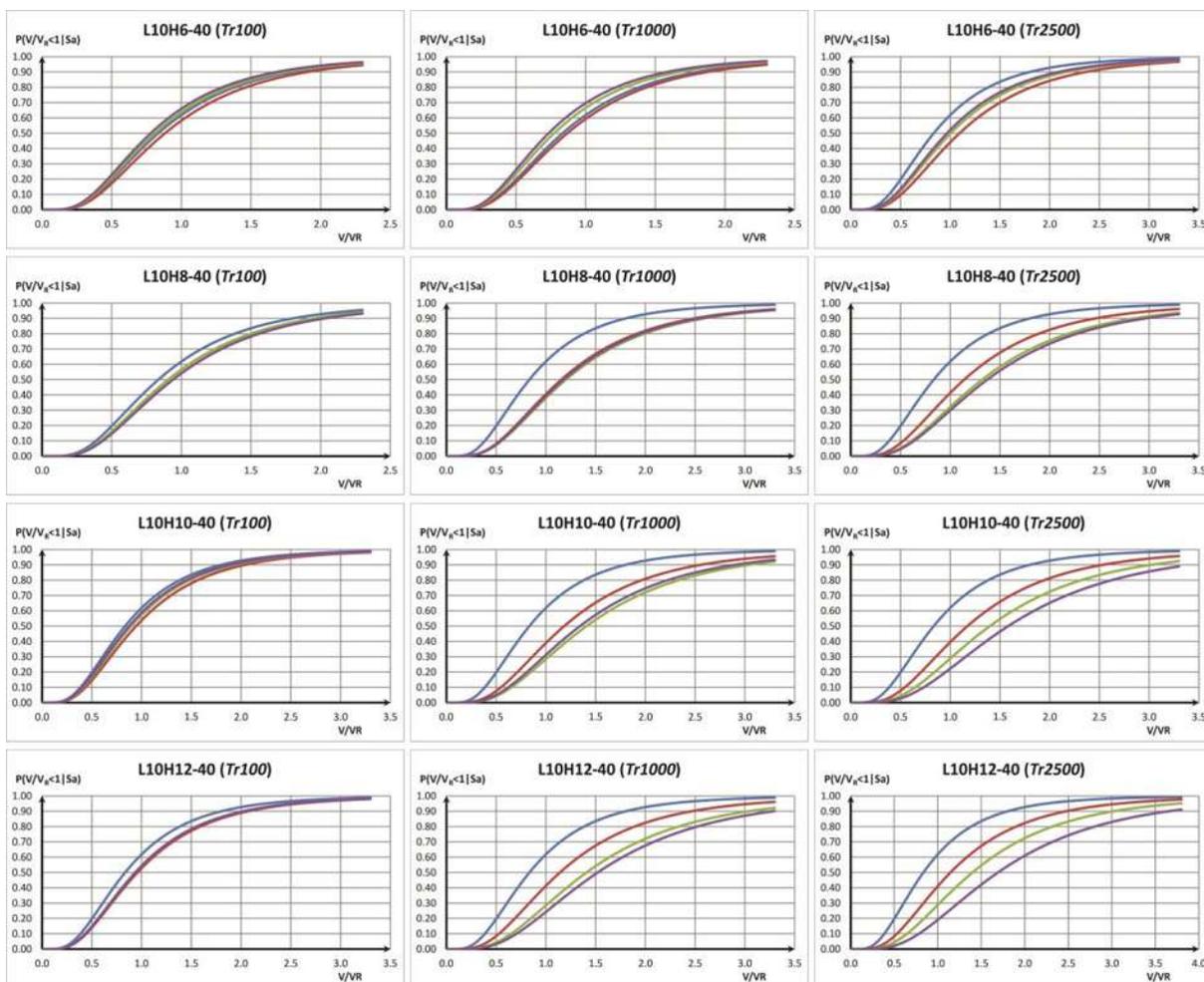


Figura 4.18 Curvas de fragilidad V/VR para puentes con longitud de claro de 40 m con subestructura tipo muro de ancho de 10 m y altura de 6, 8, 10 y 12 m, para $Tr=100$, 1000 y 2500 años (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%)

4.2.2.3 Curvas de fragilidad como función de la ductilidad.

La ductilidad de desplazamiento se define como la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta un elemento estructural y su desplazamiento de fluencia ante una cierta demanda de interés, figura 4.19. Este parámetro nos dice de manera indirecta el daño que se espera en una estructura a través de la ductilidad desarrollada, el cual es mayor conforme su valor crece. Para estudiar el efecto que tienen los encamisados de CR en la ductilidad de las pilas ante diferentes escenarios sísmico, se estiman curvas de fragilidad de la máxima aceleración del suelo que conduce a estos elementos a demandas de ductilidad (μ) de 1, 2, 3, 4 y 5, las cuales representan estados de daño que van creciendo

conforme crece este valor, desde un comportamiento elástico, $\mu=1$, hasta un daño severo o colapso para $\mu=5$. Para estimar las curvas de fragilidad como función de estos parámetros se aplicó el método del espectro de capacidad como se explicó antes, pero ahora se estuvo escalando la intensidad del espectro de demanda medio hasta encontrar el punto de desempeño que genera en las pilas una de las ductilidades de interés. El proceso se repite tantas veces sea necesario hasta obtener la base de datos que se presenta en el anexo D, donde se registran los valores del desempeño de todos los casos de estudio que llevan a las subestructuras de puentes tipo muro a desarrollar ductilidades de 1, 2, 3, 4 y 5. A partir de la generación de ésta base de datos (anexo D) se estiman curvas de fragilidad de la aceleración máxima esperada para una ductilidad dada.

En las figuras 4.20 a 4.35 se presentan las curvas de fragilidad obtenidas para las subestructuras de puentes tipo muro correspondientes a todos los casos de estudio seleccionados para esta investigación, respectivamente para valores de $\mu=1, 2, 3, 4$ y 5. El eje de las abscisas de éstas curvas representa la aceleración máxima del terreno (PGA) necesaria para que las pilas presenten la demanda de ductilidad deseada, mientras que el de las ordenadas la probabilidad de que para una PGA la capacidad sea menor o igual a la demanda dada una ductilidad de desplazamiento (μ) de interés, $P\left(\frac{C}{D} = 1 \mid \mu\right)$.

Observando las curvas de fragilidad, es posible aseverar que existe un efecto positivo considerable para los casos en que se emplea el encamisado; éste beneficio se aprecia más claramente al observar el aumento en el PGA necesario para conducir a la pila a una misma ductilidad, ya que en todos los casos fue necesario un espectro de respuesta que represente una mayor intensidad sísmica. En general el beneficio del encamisado de CR es más evidente para las de demandas de ductilidad de $\mu = 1, 2$, y 3, sin embargo, aunque el beneficio del encamisado se va reduciendo conforme aumenta la demanda de ductilidad, los PGA que conducen a esos estados de daño son extremadamente altos, con lo cual se comprueba que con la incorporación del encamisado, la pila puede llegar a soportar excitaciones sísmicas mayores. Un análisis más detallado se llevará a cabo en el siguiente capítulo, en donde se discutirá de manera cuantitativa en términos de probabilidad de falla, el beneficio antes mencionado del encamisado para cada uno de los porcentajes de refuerzo considerados en este trabajo.

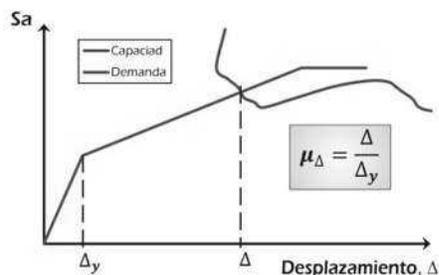


Figura 4.19 Representación esquemática de la definición de ductilidad.

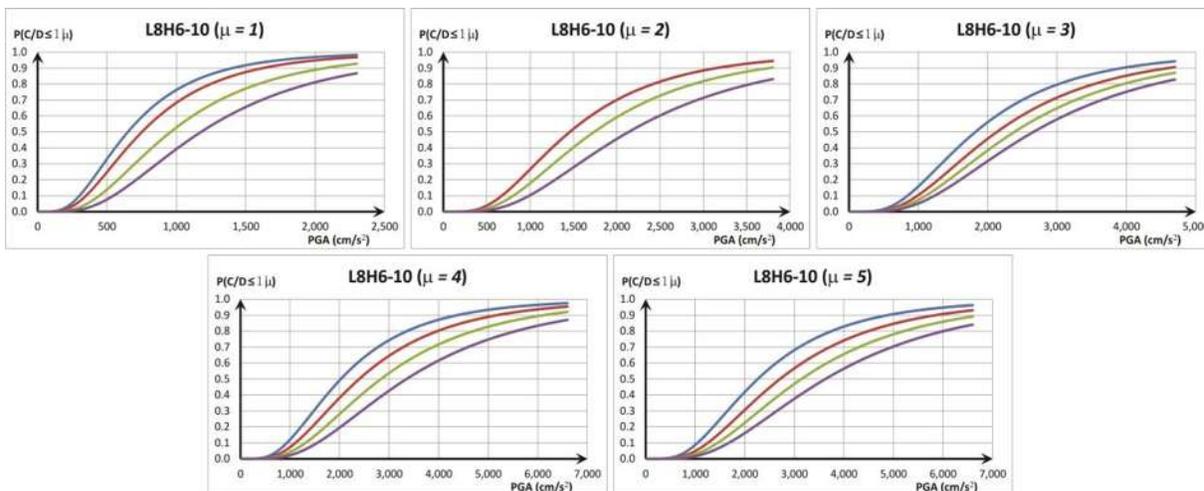


Figura 4.20 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H6-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

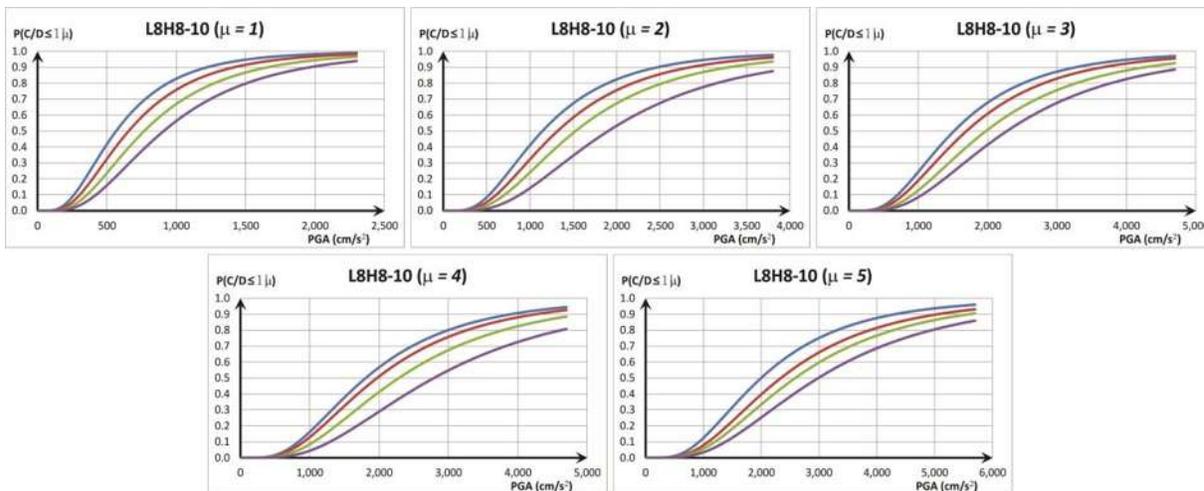


Figura 4.21 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso L8H8-10 (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

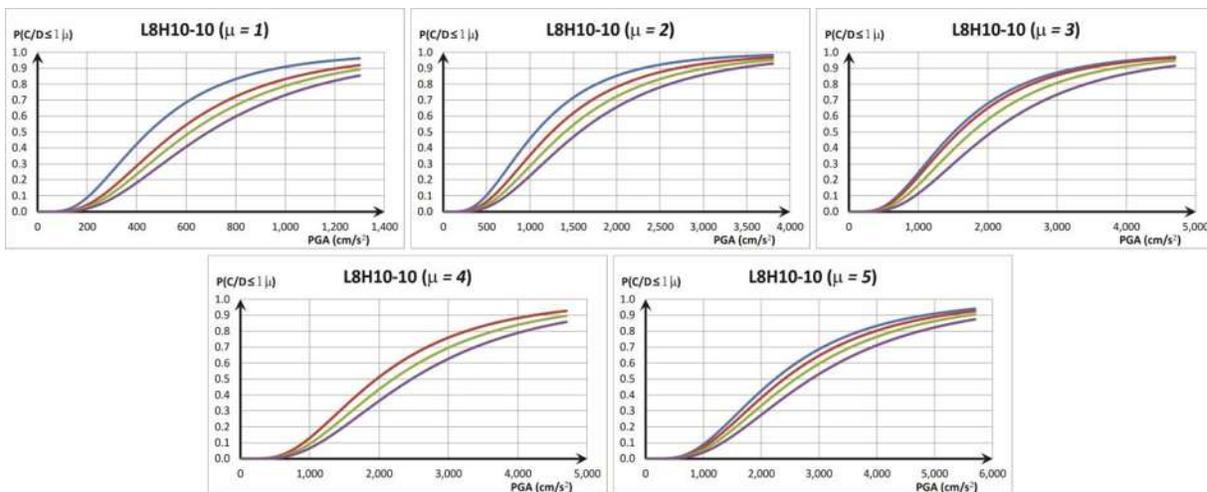


Figura 4.22 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H10-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

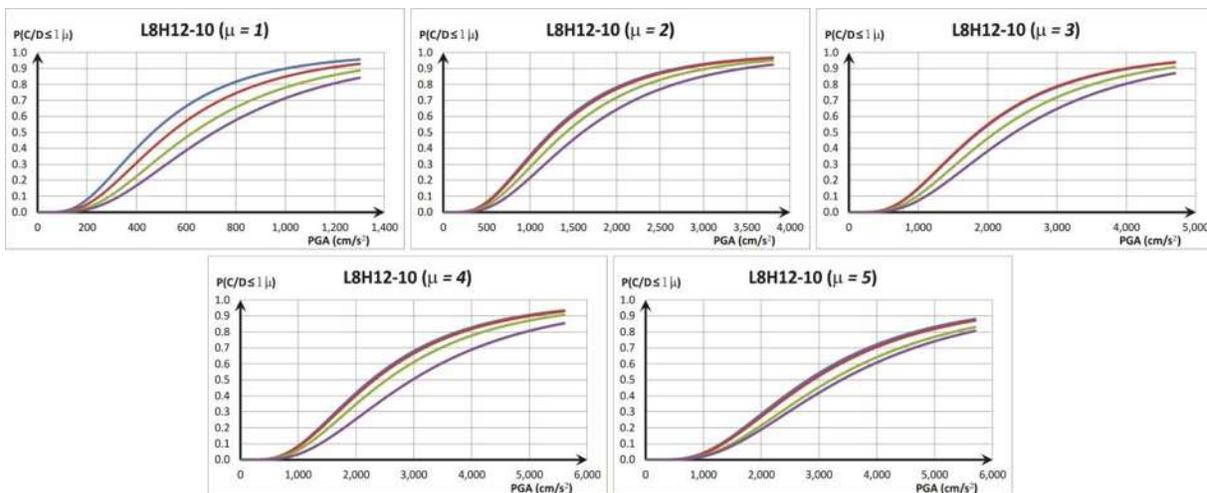


Figura 4.23 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H12-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

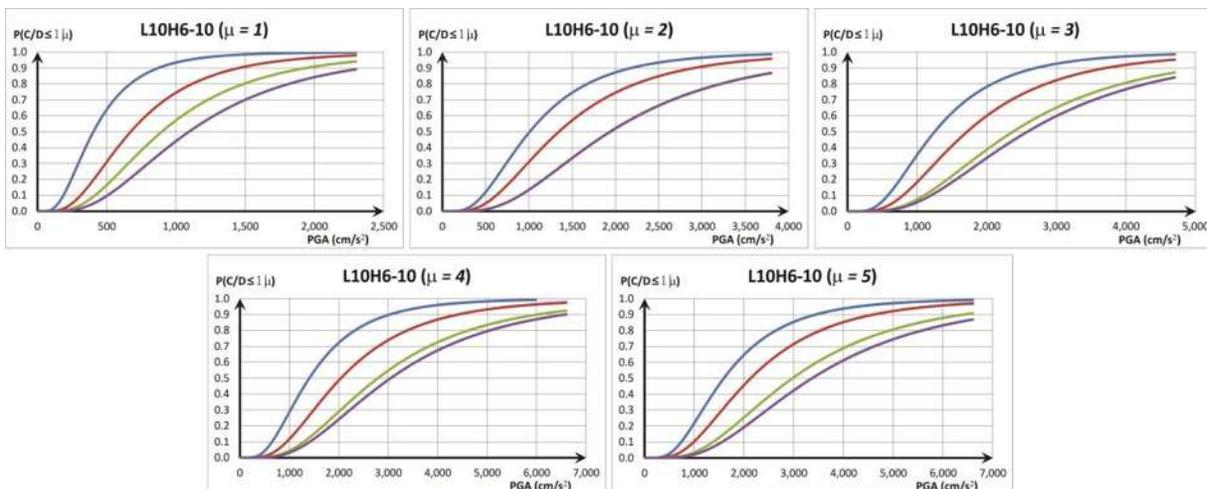


Figura 4.24 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H6-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

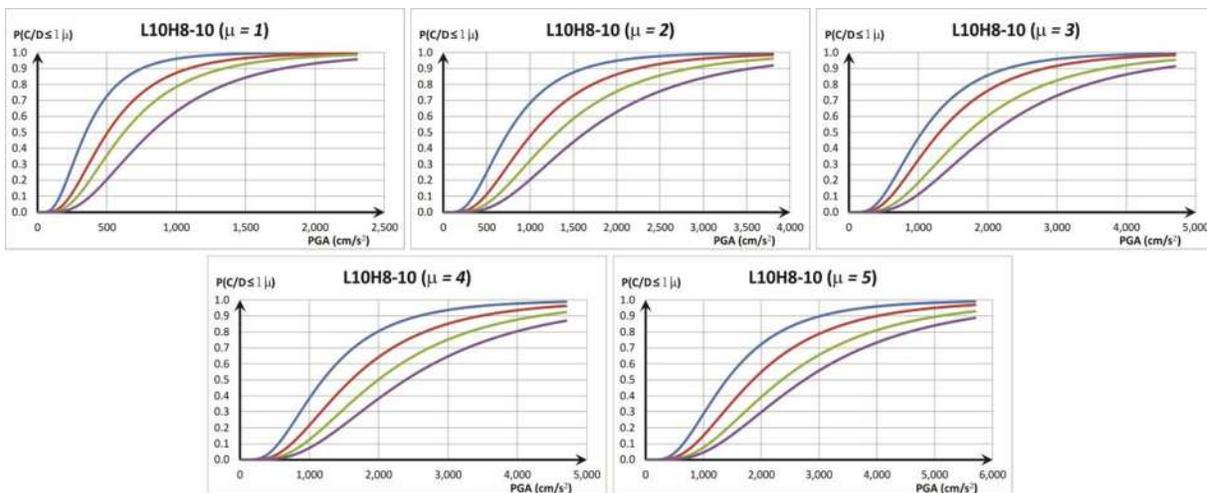


Figura 4.25 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H8-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

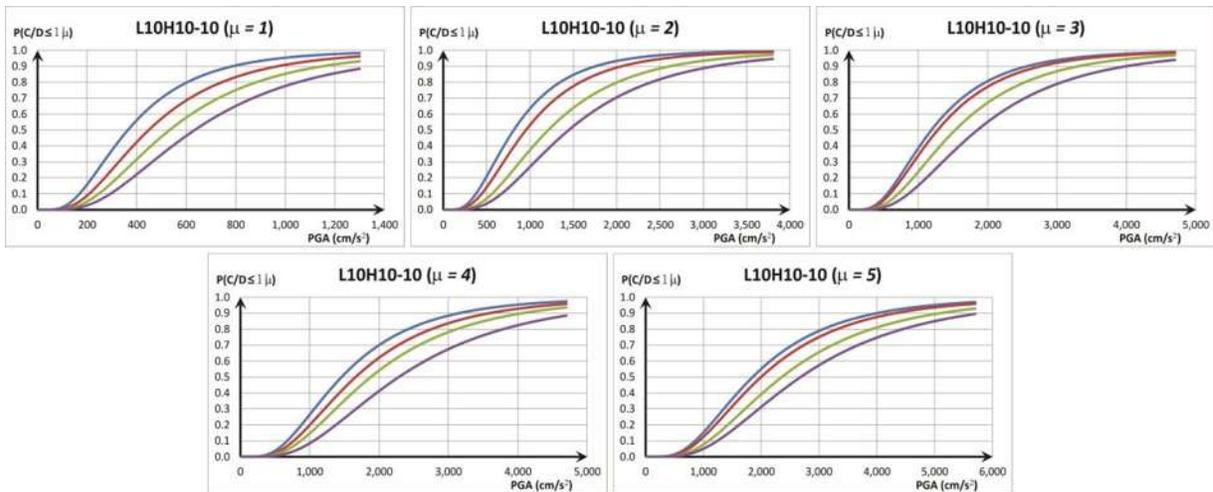


Figura 4.26 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H10-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

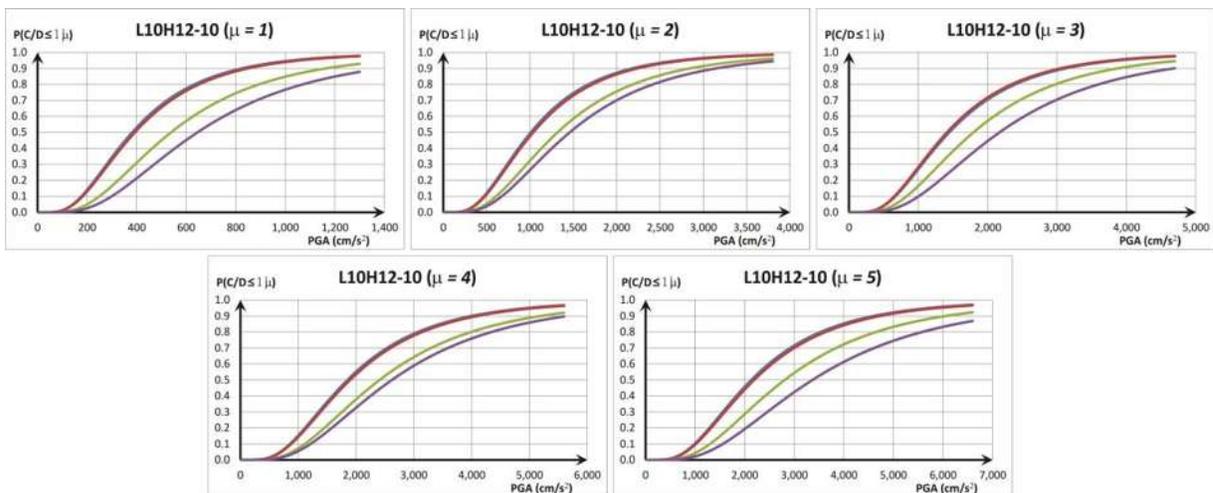


Figura 4.27 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H12-10** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

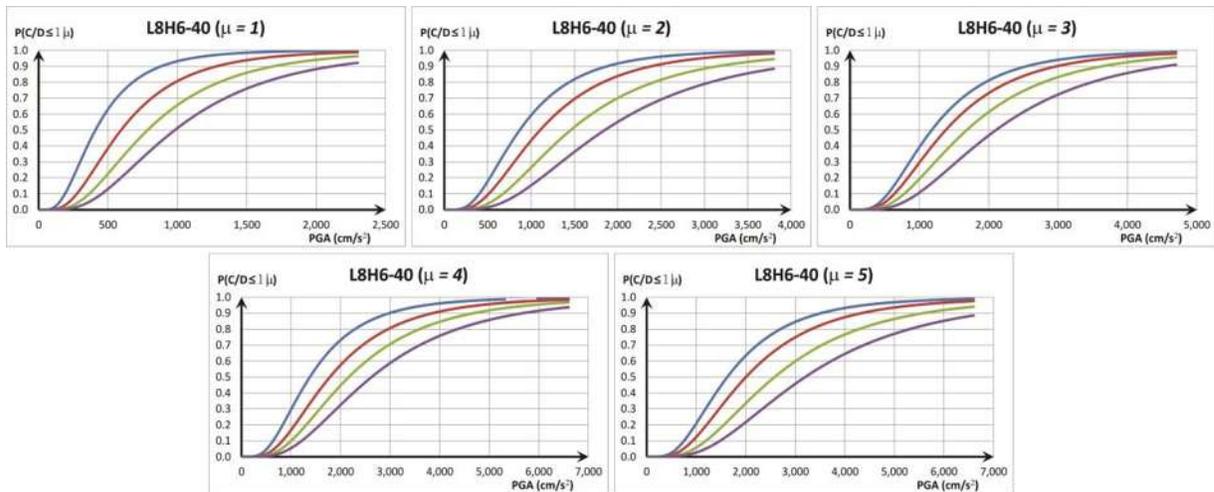


Figura 4.28 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H6-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

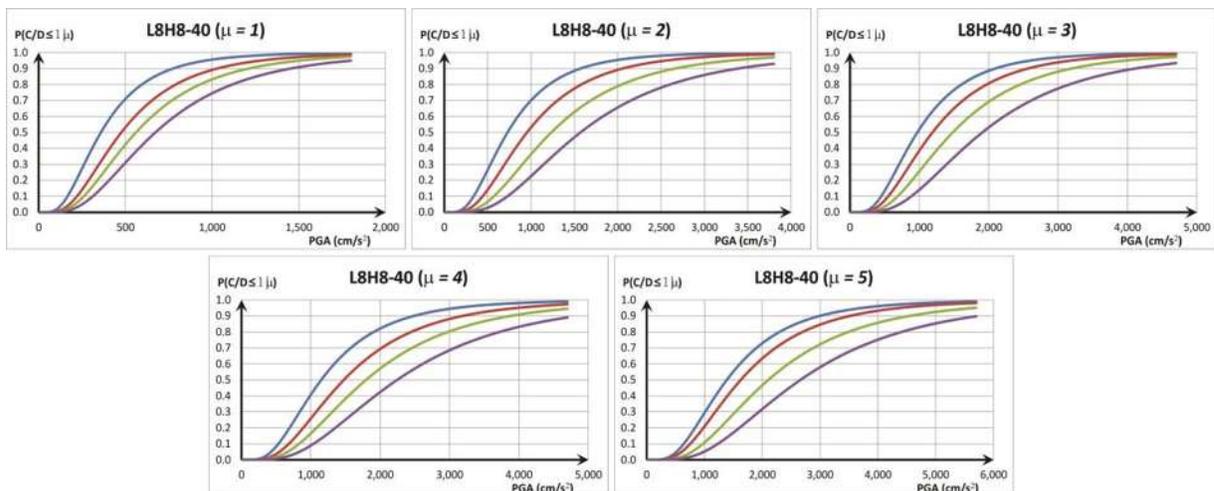


Figura 4.29 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H8-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

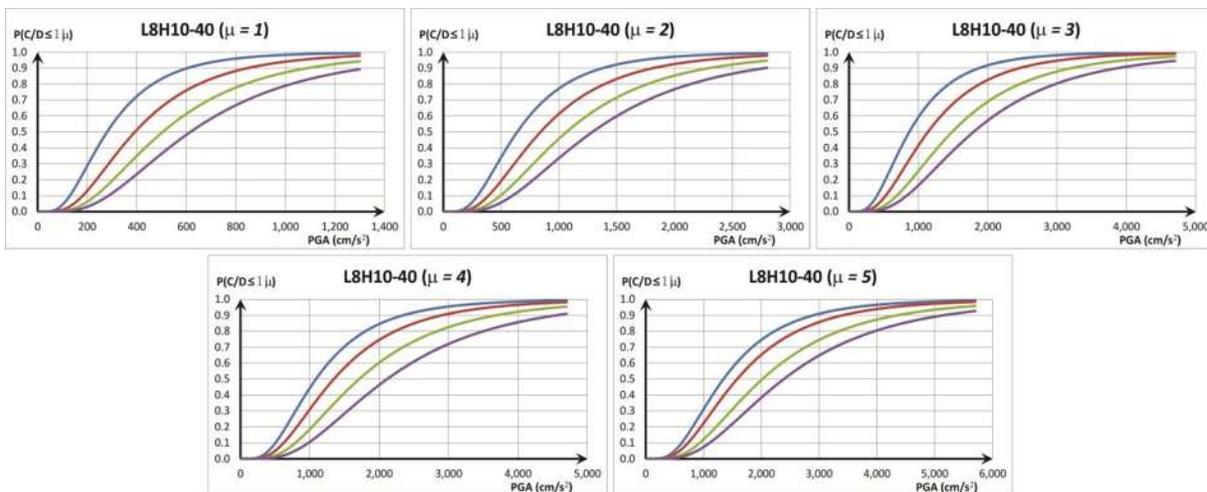


Figura 4.30 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H10-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

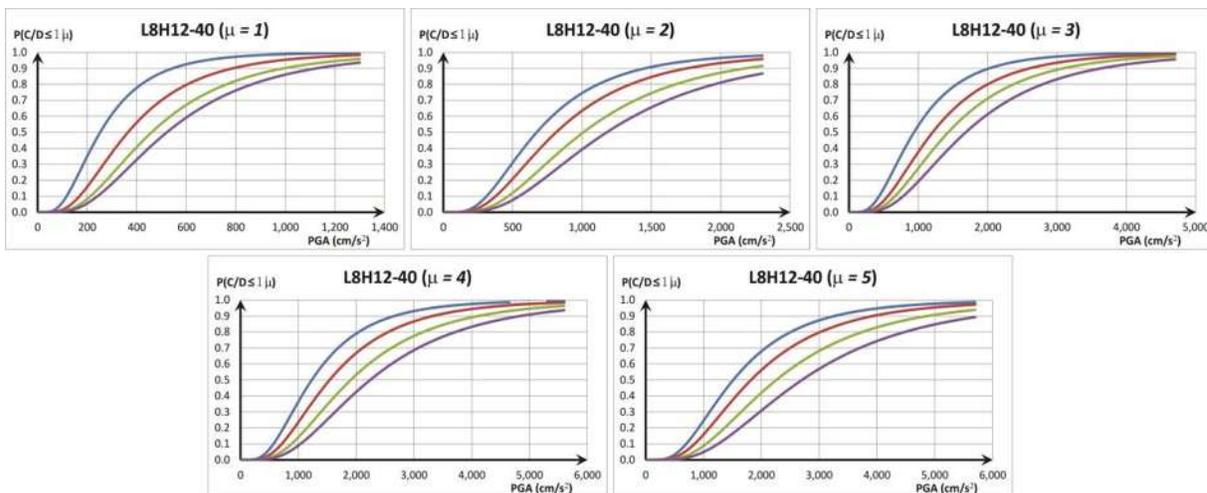


Figura 4.31 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L8H12-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

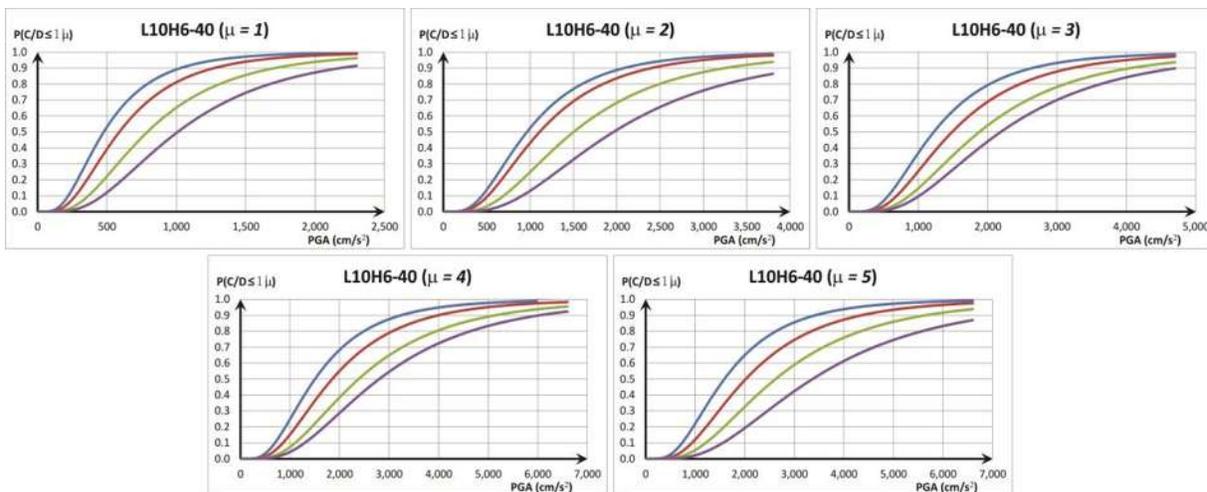


Figura 4.32 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H6-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

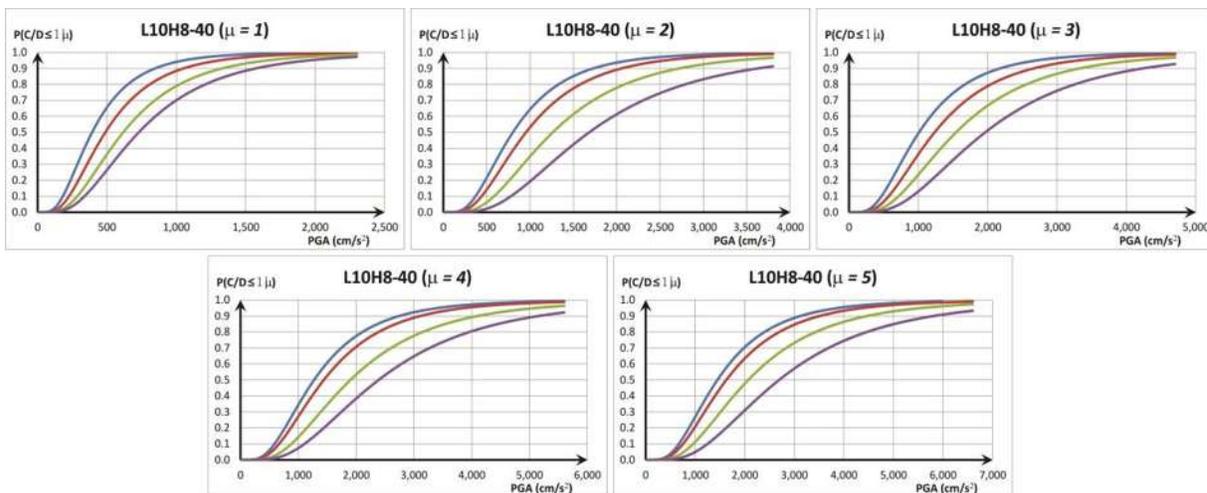


Figura 4.33 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H8-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

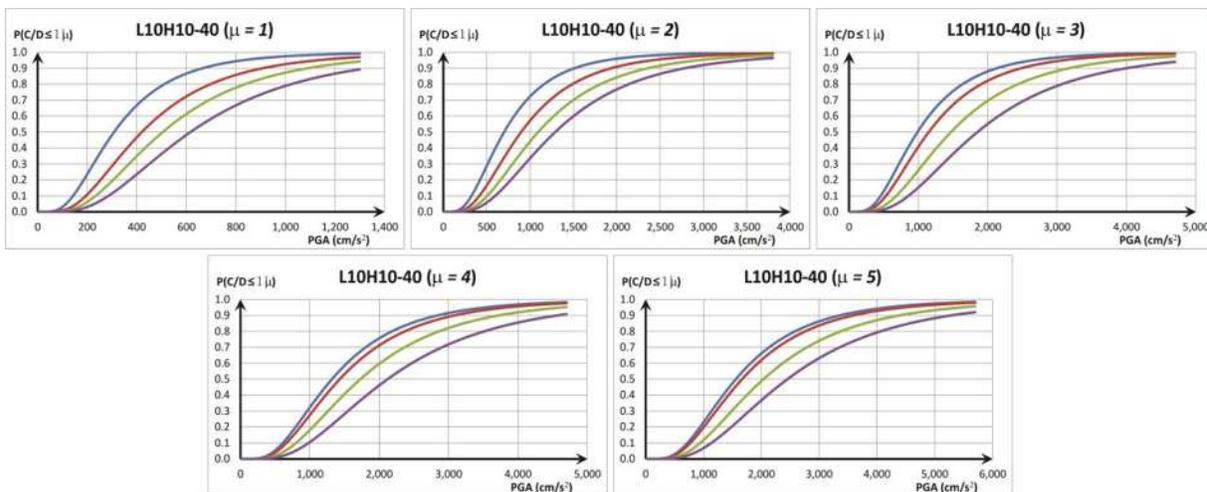


Figura 4.34 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H10-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

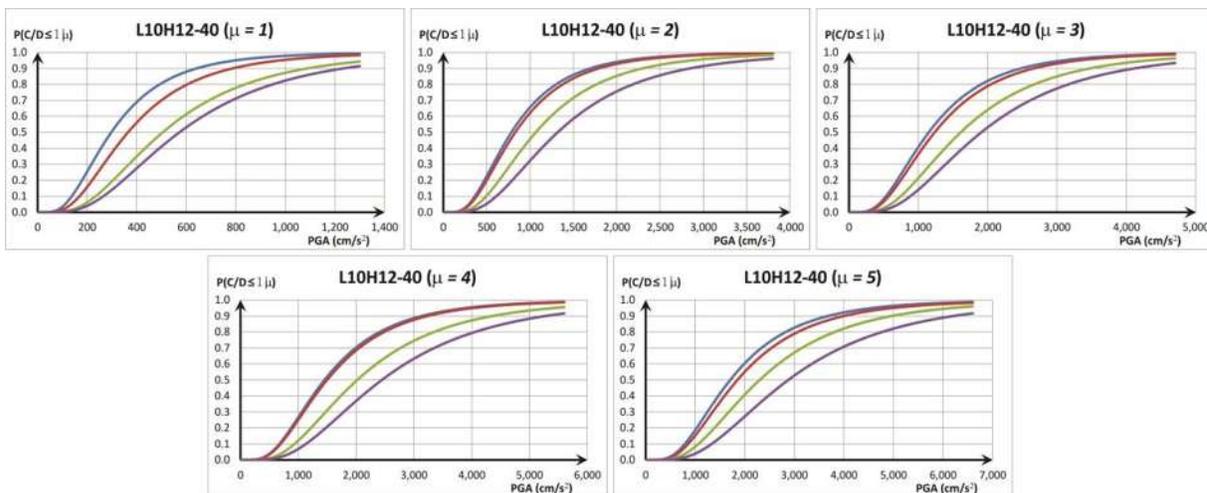


Figura 4.35 Curvas de fragilidad de PGA para $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 para el caso **L10H12-40** (Líneas azul, roja, verde y morada para casos sin refuerzo y con porcentaje de acero de refuerzo igual a 0.5, 1.0 y 1.5%).

CAPÍTULO

5

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

El conocer la vulnerabilidad sísmica de las pilas de puentes es muy importante ya que nos permite planear acciones preventivas como son su refuerzo previo a la ocurrencia de terremotos de gran magnitud. Es por esto que en este trabajo se tiene como objetivo principal estudiar la influencia que tienen encamisados de CR en el refuerzo/rehabilitación de pilas de puentes carreteros; para lo cual se desarrolló un conjunto de análisis paramétricos de su comportamiento, y posteriormente se estimaron curvas de fragilidad. Es a través de esta metodología que se analizan las ventajas y desventajas de este sistema de refuerzo, para con base en un análisis extenso de los resultados proponer expresiones para la elección de la cuantía de acero más adecuada para reforzar las pilas de CR para una probabilidad de falla de 0.5. En las siguientes secciones se describen los resultados más importantes que se encontraron en este trabajo de investigación.

5.1 Vulnerabilidad de pilas como función de la distorsión angular

En el capítulo 4 se estimaron curvas de fragilidad para la distorsión angular de pilas tipo muro de puentes de CR sin y con camisas de CR, para puentes simplemente apoyados con longitudes de claro de 10 y 40 m, para dos anchos de muros (8 y 10 m) y cuatro alturas de pilas (6, 8, 10 y 12 m), todos ellos para una demanda sísmica correspondiente a periodos de retorno de 100, 1000 y 2500 años, lo cual representa los escenarios sísmicos de interés. Las curvas de fragilidad correspondientes a un caso de interés se pueden consultar en el Anexo B. Para el análisis y discusión de resultados que se presenta en esta sección, se estimaron las probabilidades de falla correspondientes a los percentiles 25, 50 y 75, para los escenarios sísmicos correspondientes al valor medio de la demanda. En las tablas 5.1 a 5.4 se presentan las distorsiones angulares que conducen a la falla para los tres niveles de refuerzo seleccionados con probabilidades de falla del 25, 50 y 75%. Los datos se agrupan conforme al ancho de las pilas tipo muro y longitud de claro, correspondiendo así las tablas 5.1 y 5.2 para longitud de claro de 10 m, y ancho de pila tipo muro de 8 y 10 m, respectivamente. De igual forma las tablas 5.3 y 5.4 corresponde a puentes con longitud de claro de 40 m, y ancho de pilas tipo muro de 8 y 10 m, respectivamente.

Como se puede observar en los resultados que se resumen en la tablas, el valor de la distorsión angular para una probabilidad de interés disminuye con el incremento del porcentaje de refuerzo longitudinal en la camisa de CR, esta tendencia se presenta de manera general en todos los casos, lo cual significa que disminuye su vulnerabilidad al reducirse el nivel de daño por medio de la disminución en la demanda de distorsión angular. Los porcentajes de reducción de la distorsión angular para una probabilidad del 50% están en el intervalo del 8% al 50%. El porcentaje de reducción disminuye conforme se incrementa la altura de la pilas tipo muro, por lo cual se observa que en pilas con altura de 6 y 8 m el porcentaje de refuerzo que lleva al mejor comportamiento es el de 1.5%, mientras que para pilas con alturas de 10 y 12 m del 1%. La eficiencia del sistema de refuerzo se observa cuando se estiman porcentajes de reducción tomando como parámetro el periodo de retorno, de donde se observan incrementos en el valor que se reducen las distorsiones angulares conforme crece la demanda, es decir los menores valores de distorsión angular corresponde a un periodo de retorno de 100 años. Resultan más vulnerables los puentes con longitud de claro de 40 m, esto se concluye con base en la comparación de las distorsiones angulares de un mismo caso pero con diferente longitud de claro, donde la disminución en la demanda de distorsión angular es mayor aproximadamente un 35% para pilas tipo muro de puentes con longitud de claro de 10m que para sus correspondientes con longitud de claro de 40 m.

Otra alternativa de estudiar la eficiencia de los encamisados de pilas tipo muro mediante encamisados de CR es atendiendo a la clasificación de los estados de daño propuestos por Akbari (2010) y/o por Dutta y Mander (1998), clasificaciones que se presentan en las tablas 5.5 y 5.6. Para ejemplificar la eficiencia del sistema de refuerzo se presenta en la tabla 5.7 como varía el estado de daño propuesto por Akbari (2010), para una probabilidad del 50% y un periodo de retorno de 2500 años para todos los casos. Como se puede observar en la tabla al incrementarse el porcentaje de refuerzo disminuye el estado de daño, desafortunadamente los intervalos que definen el estado de daño son amplios y no se puede estimar con sola una vista el beneficio del sistema de refuerzo, sino hasta que se hacen números y cálculos de los porcentajes en que reducen las demandas de distorsión angular, es cuando se ven las ventajas de implementar este sistema como medida de refuerzo.

Tabla 5.1 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=100 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0009	0.0007	0.0006	0.0005	0.0013	0.0010	0.0010	0.0009
50	0.0014	0.0010	0.0009	0.0008	0.0020	0.0016	0.0015	0.0014
75	0.0021	0.0016	0.0013	0.0012	0.0030	0.0023	0.0022	0.0020

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0023	0.0017	0.0014	0.0012	0.0033	0.0029	0.0026	0.0024
50	0.0035	0.0025	0.0021	0.0018	0.0050	0.0043	0.0039	0.0037
75	0.0052	0.0038	0.0031	0.0027	0.0075	0.0064	0.0058	0.0055

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0015	0.0010	0.0009	0.0008	0.0040	0.0033	0.0029	0.0028
50	0.0022	0.0015	0.0013	0.0011	0.0061	0.0049	0.0044	0.0042
75	0.0033	0.0023	0.0020	0.0017	0.0091	0.0074	0.0066	0.0063

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=100 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0020	0.0015	0.0014	0.0013	0.0023	0.0019	0.0017	0.0017
50	0.0029	0.0023	0.0022	0.0020	0.0034	0.0028	0.0026	0.0025
75	0.0044	0.0034	0.0033	0.0030	0.0051	0.0042	0.0039	0.0038

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0051	0.0042	0.0038	0.0036	0.0059	0.0052	0.0048	0.0045
50	0.0076	0.0063	0.0057	0.0053	0.0089	0.0077	0.0072	0.0068
75	0.0114	0.0094	0.0085	0.0080	0.0134	0.0116	0.0109	0.0101

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0054	0.0045	0.0045	0.0042	0.0064	0.0054	0.0052	0.0051
50	0.0081	0.0068	0.0067	0.0063	0.0095	0.0081	0.0079	0.0076
75	0.0121	0.0101	0.1000	0.0094	0.0143	0.0122	0.0118	0.0114

Tabla 5.2 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=100 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0011	0.0008	0.0008	0.0006	0.0016	0.0012	0.0010	0.0009
50	0.0017	0.0011	0.0012	0.0008	0.0024	0.0018	0.0016	0.0014
75	0.0025	0.0017	0.0019	0.0013	0.0036	0.0027	0.0023	0.0020

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0027	0.0020	0.0022	0.0013	0.0039	0.0029	0.0029	0.0026
50	0.0040	0.0031	0.0033	0.0019	0.0058	0.0044	0.0043	0.0039
75	0.0061	0.0046	0.0050	0.0029	0.0088	0.0066	0.0064	0.0058

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0031	0.0023	0.0025	0.0017	0.0043	0.0034	0.0033	0.0029
50	0.0046	0.0035	0.0038	0.0025	0.0065	0.0051	0.0049	0.0043
75	0.0069	0.0052	0.0056	0.0038	0.0097	0.0077	0.0074	0.0064

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=100 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0021	0.0016	0.0015	0.0014	0.0025	0.0021	0.0019	0.0017
50	0.0031	0.0024	0.0023	0.0021	0.0037	0.0031	0.0028	0.0026
75	0.0046	0.0036	0.0034	0.0031	0.0055	0.0047	0.0042	0.0039

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0050	0.0042	0.0041	0.0037	0.0057	0.0050	0.0052	0.0047
50	0.0075	0.0063	0.0062	0.0055	0.0085	0.0074	0.0077	0.0071
75	0.0113	0.0095	0.0093	0.0083	0.0127	0.0112	0.0116	0.0106

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0055	0.0046	0.0045	0.0043	0.0059	0.0053	0.0055	0.0052
50	0.0083	0.0068	0.0068	0.0065	0.0089	0.0080	0.0082	0.0078
75	0.0124	0.0103	0.0101	0.0098	0.0134	0.0120	0.0123	0.0117

Tabla 5.3 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=100 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0009	0.0007	0.0006	0.0005	0.0013	0.0010	0.0010	0.0009
50	0.0014	0.0010	0.0009	0.0008	0.0020	0.0016	0.0015	0.0014
75	0.0021	0.0016	0.0013	0.0012	0.0030	0.0023	0.0022	0.0020

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0023	0.0017	0.0014	0.0012	0.0033	0.0029	0.0026	0.0024
50	0.0035	0.0025	0.0021	0.0018	0.0050	0.0043	0.0039	0.0037
75	0.0052	0.0038	0.0031	0.0027	0.0075	0.0064	0.0058	0.0055

Percentil	Distorsión L8H6-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L8H8-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0015	0.0010	0.0009	0.0008	0.0040	0.0033	0.0029	0.0028
50	0.0022	0.0015	0.0013	0.0011	0.0061	0.0049	0.0044	0.0042
75	0.0033	0.0023	0.0020	0.0017	0.0091	0.0074	0.0066	0.0063

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=100 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0020	0.0015	0.0014	0.0013	0.0023	0.0019	0.0017	0.0017
50	0.0029	0.0023	0.0022	0.0020	0.0034	0.0028	0.0026	0.0025
75	0.0044	0.0034	0.0033	0.0030	0.0051	0.0042	0.0039	0.0038

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0051	0.0042	0.0038	0.0036	0.0059	0.0052	0.0048	0.0045
50	0.0076	0.0063	0.0057	0.0053	0.0089	0.0077	0.0072	0.0068
75	0.0114	0.0094	0.0085	0.0080	0.0134	0.0116	0.0109	0.0101

Percentil	Distorsión L8H10-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L8H12-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0054	0.0045	0.0045	0.0042	0.0064	0.0054	0.0052	0.0051
50	0.0081	0.0068	0.0067	0.0063	0.0095	0.0081	0.0079	0.0076
75	0.0121	0.0101	0.1000	0.0094	0.0143	0.0122	0.0118	0.0114

Tabla 5.4 Distorsión angular necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=100 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0011	0.0008	0.0008	0.0006	0.0016	0.0012	0.0010	0.0009
50	0.0017	0.0011	0.0012	0.0008	0.0024	0.0018	0.0016	0.0014
75	0.0025	0.0017	0.0019	0.0013	0.0036	0.0027	0.0023	0.0020

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0027	0.0020	0.0022	0.0013	0.0039	0.0029	0.0029	0.0026
50	0.0040	0.0031	0.0033	0.0019	0.0058	0.0044	0.0043	0.0039
75	0.0061	0.0046	0.0050	0.0029	0.0088	0.0066	0.0064	0.0058

Percentil	Distorsión L10H6-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L10H8-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0031	0.0023	0.0025	0.0017	0.0043	0.0034	0.0033	0.0029
50	0.0046	0.0035	0.0038	0.0025	0.0065	0.0051	0.0049	0.0043
75	0.0069	0.0052	0.0056	0.0038	0.0097	0.0077	0.0074	0.0064

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=100 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0021	0.0016	0.0015	0.0014	0.0025	0.0021	0.0019	0.0017
50	0.0031	0.0024	0.0023	0.0021	0.0037	0.0031	0.0028	0.0026
75	0.0046	0.0036	0.0034	0.0031	0.0055	0.0047	0.0042	0.0039

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=1000 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0050	0.0042	0.0041	0.0037	0.0057	0.0050	0.0052	0.0047
50	0.0075	0.0063	0.0062	0.0055	0.0085	0.0074	0.0077	0.0071
75	0.0113	0.0095	0.0093	0.0083	0.0127	0.0112	0.0116	0.0106

Percentil	Distorsión L10H10-10 (Tr=2500 años)				Distorsión L10H12-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.0055	0.0046	0.0045	0.0043	0.0059	0.0053	0.0055	0.0052
50	0.0083	0.0068	0.0068	0.0065	0.0089	0.0080	0.0082	0.0078
75	0.0124	0.0103	0.0101	0.0098	0.0134	0.0120	0.0123	0.0117

Tabla 5.5 Definición del Estado de Daño como función de la distorsión angular límite. (Akbari R., 2010)

Estado de daño	Descripción	Límites de distorsión angular
Casi ningún daño	Primera fluencia	$\theta < 0.005$
Daños ligeros	Grietas y desprendimientos	$0.005 < \theta < 0.007$
Daño moderado	Pérdida de sección	$0.007 < \theta < 0.015$
Daño extensivo	Colapso incipiente de la columna	$0.015 < \theta < 0.050$
Daño completo	Colapso de la columna	$\theta > 0.050$

Tabla 5.6 Definición del Estado de Daño como función de la distorsión angular límite. (Dutta y Mander, 1998)

Estado de daño	Descripción	Límites de distorsión angular
Sin daño	Primera fluencia	$\theta < \text{Fluencia}$
Menor	Agrietamiento y desprendimiento	$\text{Fluencia} < \theta < 0.010$
Moderado	Pérdida de sección	$0.010 < \theta < 0.025$
Mayor	Colapso incipiente de la columna	$0.025 < \theta < 0.075$
Completo	Colapso de la columna	$\theta > 0.075$

Tabla 5.7 Estados de daño alcanzados en los casos de estudio para un periodo de retorno de 2500 años y una probabilidad de falla del 50%.

Caso	θ	Estado de Daño	θ	Estado de Daño	θ	Estado de Daño	θ	Estado de Daño
	S/Camisa		Camisa 0.5%		Encamis 1.0%		Encamis 1.5%	
L8H6-10	0.0022	Casi ningún daño	0.0015	Casi ningún daño	0.0013	Casi ningún daño	0.0011	Casi ningún daño
L10H6-10	0.0046	Casi ningún daño	0.0035	Casi ningún daño	0.0038	Casi ningún daño	0.0025	Casi ningún daño
L8H8-10	0.0061	Daños ligeros	0.0049	Casi ningún daño	0.0044	Casi ningún daño	0.0042	Casi ningún daño
L10H8-10	0.0065	Daños ligeros	0.0051	Daños ligeros	0.0049	Casi ningún daño	0.0043	Casi ningún daño
L8H10-10	0.0081	Daño moderado	0.0068	Daños ligeros	0.0067	Daños ligeros	0.0063	Daños ligeros
L10-H10-10	0.0083	Daño moderado	0.0068	Daños ligeros	0.0068	Daños ligeros	0.0065	Daños ligeros
L8H12-10	0.0095	Daño moderado	0.0081	Daño moderado	0.0079	Daño moderado	0.0076	Daño moderado
L10H12-10	0.0089	Daño moderado	0.008	Daño moderado	0.0082	Daño moderado	0.0078	Daño moderado
L8H6-40	0.0052	Daños ligeros	0.0038	Casi ningún daño	0.0035	Casi ningún daño	0.0033	Casi ningún daño
L10H6-40	0.0056	Daños ligeros	0.0042	Casi ningún daño	0.0038	Casi ningún daño	0.0033	Casi ningún daño
L8H8-40	0.0078	Daño moderado	0.0059	Daños ligeros	0.0063	Daños ligeros	0.0061	Daños ligeros
L10H8-40	0.0081	Daño moderado	0.0063	Daños ligeros	0.0063	Daños ligeros	0.0063	Daños ligeros
L8H10-40	0.0100	Daño moderado	0.0081	Daño moderado	0.0085	Daño moderado	0.0085	Daño moderado
L10H10-40	0.0106	Daño moderado	0.0085	Daño moderado	0.0089	Daño moderado	0.0088	Daño moderado
L8H12-40	0.0116	Daño moderado	0.0104	Daño moderado	0.01	Daño moderado	0.0106	Daño moderado
L10H12-40	0.0119	Daño moderado	0.0106	Daño moderado	0.0106	Daño moderado	0.0111	Daño moderado

Con base en el análisis detallado de los resultados obtenidos de las curvas de fragilidad de distorsión angular se concluye que las pilas tipo muro más vulnerables son las de altura de 10 y 12 m para puentes con longitud de claro de 40 m. Además de que el sistema de camisas de CR resulta una técnica de refuerzo muy eficiente para disminuir las demandas de distorsión angular, encontrándose como porcentajes de refuerzo más eficientes para este fin el 1% de la sección transversal para pilas con cualquier ancho (8 y 10 m) y altura de pilas de 6 y 8 m, y del 1.5% para aquellas con altura de 10 y 12 m.

Una vez definidas las tendencias del comportamiento se realizaron regresiones sobre la base de datos, tomando de manera independiente cada uno de los parámetros considerados en este trabajo para encontrar las variables que presentan mayor influencia en la determinación de la probabilidad de falla. Todas las regresiones se realizaron para el percentil 50 de todos los datos obtenidos en este trabajo. Después de estudiar el comportamiento de varios parámetros como regresores, concluimos que la mejor representación de los resultados es utilizando la relación altura de pila tipo muro y el ancho de la pila tipo muro vs. la distorsión angular. Los resultados de las regresiones para los casos sin camisa y con camisas con porcentajes de acero de refuerzo longitudinal del 0.5, 1 y 1.5% se presentan en la figura 5.1. Las ecuaciones obtenidas de las regresiones nos permiten estimar para una probabilidad del 50% cual sería la demanda de distorsión angular que se esperaría para puentes con una relación H/L dada, para una longitud de claro entre 10 y 40 m, en los casos de pilas tipo muro sin camisa y con los tres tipos de camisa, y de esta manera seleccionar el sistema de refuerzo más conveniente para un caso de interés particular. Con base en estos resultados correspondientes a un periodo de retorno de 100 años, se proponen las expresiones 5.1 a 5.4 para estimar la distorsión angular esperada para una probabilidad del 50%, respectivamente para los casos sin refuerzo y con el 0.5, 1 y 1.5% de acero de refuerzo longitudinal.

$$\theta = 0.0024 \frac{H}{L} \quad (5.1)$$

$$\theta = 0.0022 \frac{H}{L} - 0.0003 \quad (5.2)$$

$$\theta = 0.0022 \frac{H}{L} - 0.0003 \quad (5.3)$$

$$\theta = 0.0022 \frac{H}{L} - 0.0004 \quad (5.4)$$

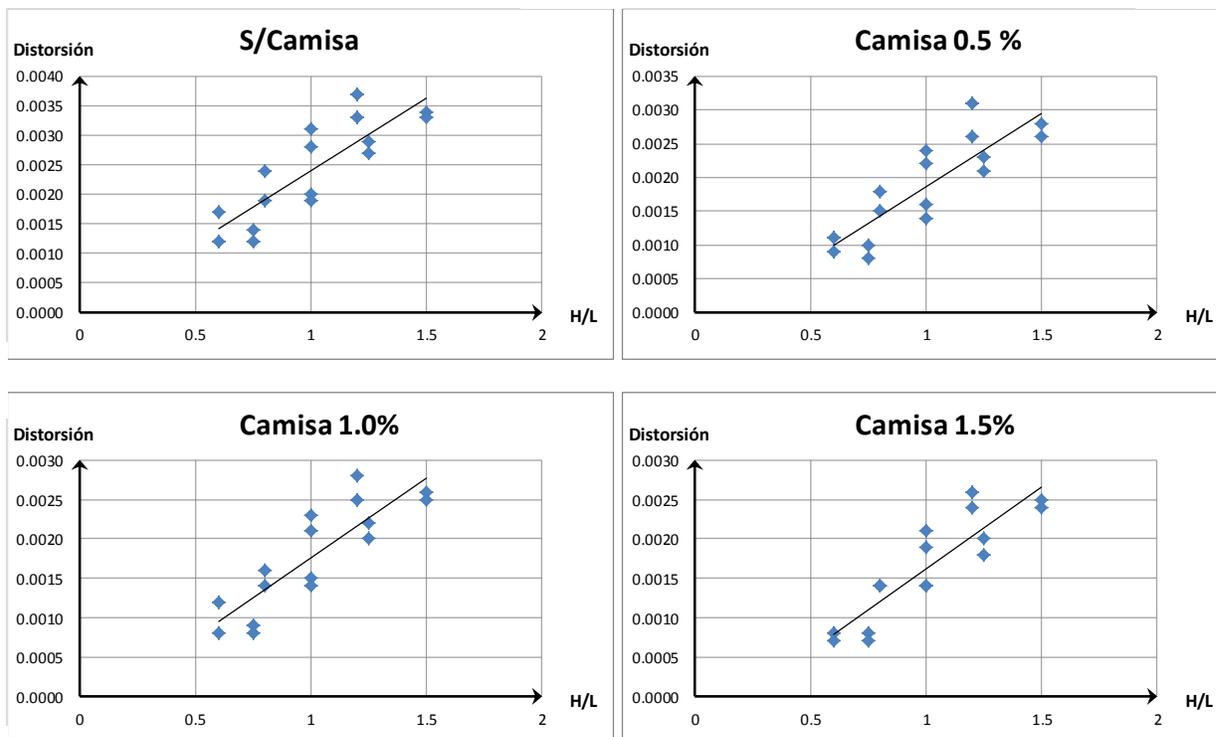


Figura 5.1 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $Tr=100$ años.

De los datos obtenidos para un periodo de retorno de 1000 años se obtienen las ecuaciones 5.5 a 5.8 producto de los resultados de los análisis de regresión que se muestran en la figura 5.2, los cuales permiten estimar para una probabilidad del 50% cual sería la demanda de distorsión angular que se esperaría para puentes con una relación H/L dada, para una longitud de claro entre 10 y 40 m, en los casos de pilas tipo muro sin camisa y con los tres tipos de camisa, y de esta manera seleccionar el sistema de refuerzo más conveniente para un caso de interés particular.

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \quad (5.5)$$

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \quad (5.6)$$

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \quad (5.7)$$

$$\theta = 0.006 \frac{H}{L} - 0.001 \quad (5.8)$$

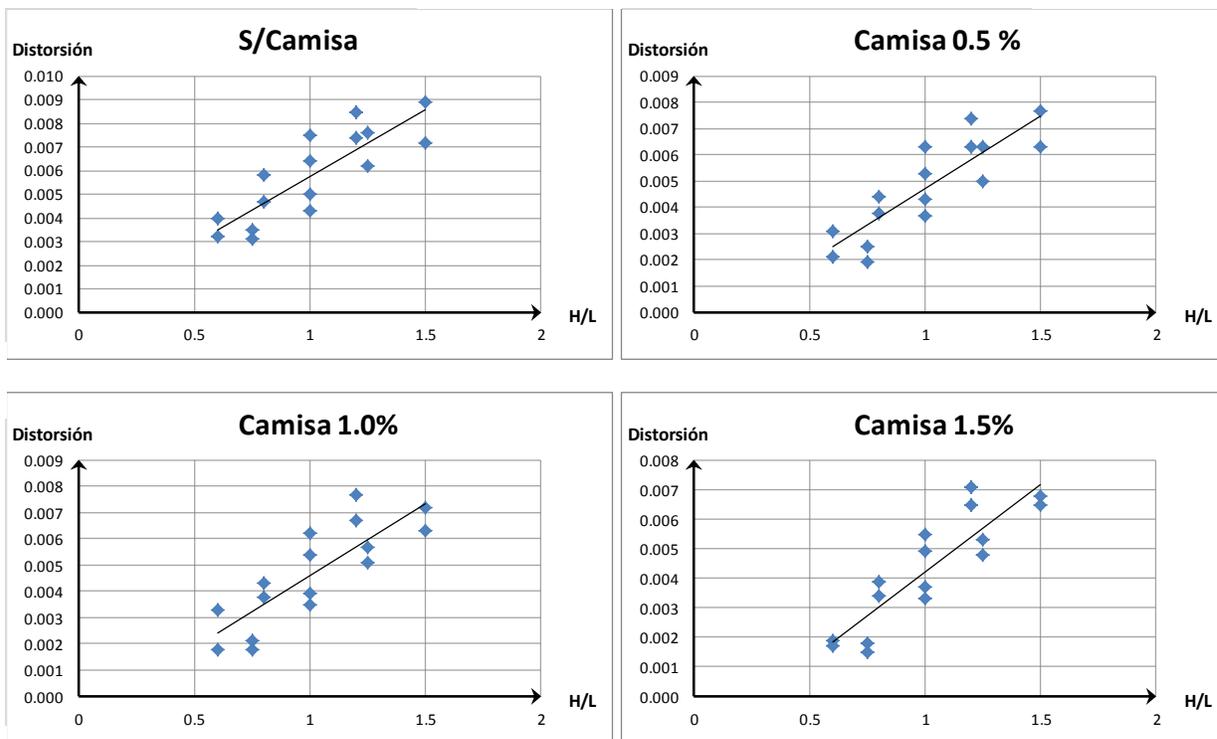


Figura 5.2 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $T_r=1000$ años.

Mientras que los resultados de las regresiones que se obtienen para los datos correspondientes a un periodo de retorno de 2500 años (figura 5.3) que permiten estimar para una probabilidad del 50% cual sería la demanda de distorsión angular que se esperaría para puentes con una relación H/L dada, para una longitud de claro entre 10 y 40 m, en los casos de pilas tipo muro sin camisa y con los tres tipos de camisa, y de esta manera seleccionar el sistema de refuerzo más conveniente para un caso de interés particular, se resumen en las ecuaciones 5.9 a 5.12.

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \tag{5.9}$$

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \tag{5.10}$$

$$\theta = 0.005 \frac{H}{L} \tag{5.11}$$

$$\theta = 0.006 \frac{H}{L} - 0.001 \tag{5.12}$$

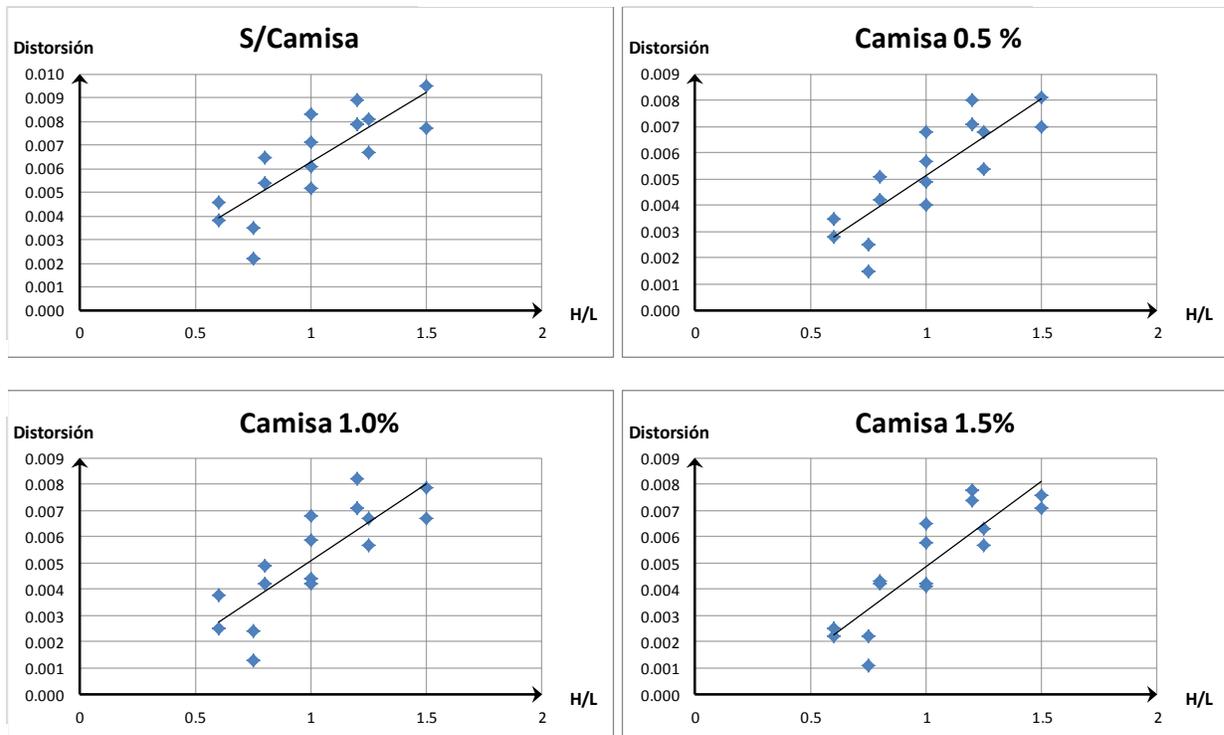


Figura 5.3 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la distorsión angular para un $T_r=2500$ años.

5.2 Vulnerabilidad de las pilas como función de su capacidad a cortante.

Para estudiar el efecto que tienen los encamisados de CR en el incremento de la demanda de cortante generada en las pilas tipo muro por acciones sísmicas, se estimaron curvas de fragilidad para la relación V/VR como se explicó en el capítulo 4, para puentes simplemente apoyados con longitudes de claro de 10 y 40 m, para dos anchos de muros (8 y 10 m) y cuatro alturas de pilas (6, 8, 10 y 12 m), todos ellos para una demanda sísmica correspondiente a periodos de retorno de 100, 1000 y 2500 años, lo cual representa los escenarios sísmicos de interés. Las curvas de fragilidad correspondientes a un caso de interés se pueden consultar en el anexo C. Para el análisis y discusión de resultados que se presenta en esta sección, se estimaron las probabilidades de falla correspondientes a los percentiles 25, 50 y 75, para los escenarios sísmicos correspondientes al valor medio de la demanda. En las tablas 5.8 a 5.11 se presentan las relaciones V/VR que conducen a la falla para los tres niveles de refuerzo seleccionados con probabilidades de falla del 25, 50 y 75%. Los datos se agrupan conforme al ancho de las pilas tipo muro y longitud de claro, correspondiendo así las tablas 5.8 y 5.9 para longitud de claro de 10 m, y ancho de pila tipo muro de 8 y 10 m, respectivamente. De igual forma las tablas 5.10 y 5.11

corresponde a puentes con longitud de claro de 40 m, y ancho de pilas tipo muro de 8 y 10 m, respectivamente.

Para la interpretación de los resultados es importante recordar el significado del parámetro en consideración, la relación V/VR representa el incremento en la capacidad a cortante de las pilas tipo muro que se alcanza con los encamisados, así los valores reportados en las tablas 5.8 a 5.11 nos dicen los valores de esta variable que tienen una probabilidad de ocurrencia de 25, 50 y 75%.

Como se puede observar en los resultados que se resumen en la tablas, el valor V/VR que tiene una probabilidad de ocurrencia de 0.25 se encuentra con valores en el rango de 0.5 a 0.8, este resultado indica que la inclusión de camisas de refuerzo puede representar una disminución de su capacidad de resistencia a fuerzas cortantes desde un 20% hasta un 50% con una probabilidad de ocurrencia 0.25. Ahora, si observamos los resultados que se tienen para una probabilidad de ocurrencia de 0.5, observamos incrementos en la capacidad de cargas del sistema de refuerzo conforme se consideran camisas de concreto reforzado, particularmente para camisas con porcentajes de acero de refuerzo del 0.5 y 1%, pues el valor del parámetro V/VR disminuye para una cuantía del 1.5%. Los valores de V/VR que presentan una probabilidad de ocurrencia de 0.5 se encuentran en el intervalo de 0.7 a 1.50, lo cual nos indica que el incremento en la capacidad a cortante de pilas tipo muros tiene una probabilidad del 0.5 de ser eficiente, ya que la resistencia puede ser incrementada hasta un 50%, lo cual es muy atractivo a considerar de un sistema de refuerzo. Ahora si analizamos los resultados correspondientes que tiene una probabilidad de ocurrencia del 75%, encontramos que el valor de la relación V/VR que lleva a esta probabilidad para los casos considerados se encuentra en el rango de 1.2 a 2.1; este resultado muestra muy claramente la eficiencia del encamisado de CR ya que para un valor alto de probabilidad de ocurrencia se pueden esperar que la capacidad de las pilas tipo muro pueda ser superada desde un 20 hasta 210%, indicándose los grandes beneficios del sistema de refuerzo.

Por otro lado, de manera general se pueden hacer las siguientes observaciones con respecto a la variación de los parámetros seleccionados en este trabajo. Se tienen incrementos de la relación V/VR conforme se incrementa el porcentaje de acero de refuerzo, resultado que es más marcado conforme se incrementa la altura de pilas y el claro del puente, y aún esto resulta ser más notorio cuando se incrementa la intensidad sísmica medida a través del periodo de retorno. Estas observaciones nos indican que para niveles de demanda sísmicos bajos no serían eficientes las camisas de CR, sin embargo a medida que el escenario sísmico va creciendo su magnitud resultan bastante eficientes, ya que nos muestran una probabilidad alta, 0.75, de que sean capaces de sostener demandas de fuerza

cortante hasta de dos veces más al valor de la fuerza cortante resistente de las pilas tipo muro original, sin refuerzo.

Tabla 5.8 Relación V/V_R necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	V/Vr L8H6-10 (Tr= 100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6328	0.5611	0.5239
50	0.8353	0.9484	0.8409	0.7853
75	1.2519	1.4216	1.2604	1.1770

Percentil	V/Vr L8H8-10 (Tr= 100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6581	0.6129	0.6206
50	0.8353	0.9865	0.9187	0.9302
75	1.2519	1.4785	1.377	1.3942

Percentil	V/Vr L8H6-10 (Tr= 1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6027	0.5171	0.4683
50	0.8353	0.9034	0.7750	0.7019
75	1.2519	1.3540	1.1616	1.0521

Percentil	V/Vr L8H8-10 (Tr= 1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6794	0.6481	0.6443
50	0.8353	1.0184	0.9715	0.9656
75	1.2519	1.5264	1.4561	1.4474

Percentil	V/Vr L8H6-10 (Tr= 2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6328	0.5611	0.5239
50	0.8353	0.9484	0.8410	0.7853
75	1.2519	1.4216	1.2605	1.1770

Percentil	V/Vr L8H8-10 (Tr= 2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6726	0.6265	0.6343
50	0.8353	1.0082	0.939	0.9507
75	1.2519	1.5111	1.4074	1.425

Percentil	V/Vr L8H10-10 (Tr= 100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6354	0.6401	0.6163
50	0.8353	0.9523	0.9594	0.9238
75	1.2519	1.4274	1.4380	1.3846

Percentil	V/Vr L8H12-10 (Tr= 100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6529	0.6314	0.6414
50	0.8353	0.9786	0.9464	0.9617
75	1.2519	1.4668	1.4186	1.4414

Percentil	V/Vr L8H10-10 (Tr= 1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7029	0.6713	0.6473
50	0.8353	1.0535	1.0062	0.9702
75	1.2519	1.5790	1.5082	1.4542

Percentil	V/Vr L8H12-40 (Tr= 1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7121	0.6935	0.6835
50	0.8353	1.0673	1.0394	1.0268
75	1.2519	1.5997	1.5579	1.5390

Percentil	V/Vr L8H10-10 (Tr= 2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6529	0.6314	0.6416
50	0.8353	0.9786	0.9464	0.9617
75	1.2519	1.4668	1.4186	1.4414

Percentil	V/Vr L8H12-10 (Tr= 2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.711	0.746	0.7581
50	0.8353	1.0657	1.1182	1.1362
75	1.2519	1.5973	1.676	1.703

Tabla 5.9 Relación V/Vr necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	V/Vr L10H6-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5702	0.4752	0.4774
50	0.8353	0.8546	0.7122	0.7156
75	1.2519	1.2809	1.0675	0.0725

Percentil	V/Vr L10H8-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5479	0.5317	0.5042
50	0.8353	0.8212	0.7969	0.7557
75	1.2519	1.2308	1.1944	1.1327

Percentil	V/Vr L10H6-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6538	0.5473	0.4851
50	0.8353	0.9800	0.8203	0.7272
75	1.2519	1.4688	1.2294	1.0899

Percentil	V/Vr L10H8-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6804	0.6885	0.6745
50	0.8353	1.0198	1.0319	1.011
75	1.2519	1.5286	1.5467	1.5154

Percentil	V/Vr L10H6-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7494	0.6246	0.6275
50	0.8353	1.1233	0.9361	0.9405
75	1.2519	1.6836	1.4031	1.4097

Percentil	V/Vr L10H8-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.729	0.7935	0.7525
50	0.8353	1.0927	1.1894	1.1279
75	1.2519	1.6377	1.7827	1.6906

Percentil	V/Vr L10H10-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6092	0.5895	0.5991
50	0.8353	0.9131	0.8836	0.8980
75	1.2519	1.3685	1.3244	1.3459

Percentil	V/Vr L10H12-10 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6581	0.6213	0.6110
50	0.8353	0.9864	0.9313	0.9158
75	1.2519	1.4785	1.3958	1.3726

Percentil	V/Vr L10H10-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7311	0.8380	0.8070
50	0.8353	1.0958	1.2561	1.2095
75	1.2519	1.6425	1.8827	1.8129

Percentil	V/Vr L10H12-10 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7335	0.8822	0.8963
50	0.8353	1.0995	1.3222	1.3434
75	1.2519	1.6479	1.9818	2.0136

Percentil	V/Vr L10H10-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7295	0.8749	0.9413
50	0.8353	1.0934	1.3113	1.4109
75	1.2519	1.6389	1.9654	2.1147

Percentil	V/Vr L10H12-10 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7348	0.882	0.9751
50	0.8353	1.1014	1.3219	1.4614
75	1.2519	1.6508	1.9814	2.1905

Tabla 5.10 Relación V/Vr necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 8 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	V/Vr L8H6-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5759	0.5471	0.5264
50	0.8353	0.8631	0.8200	0.7889
75	1.2519	1.2937	1.2290	1.1825

Percentil	V/Vr L8H8-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6247	0.6248	0.6339
50	0.8353	0.9363	0.9364	0.9501
75	1.2519	1.4034	1.4036	1.4241

Percentil	V/Vr L8H6-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5932	0.5508	0.5145
50	0.8353	0.8891	0.8256	0.7712
75	1.2519	1.3326	1.2374	1.1559

Percentil	V/Vr L8H8-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8079	0.8575	0.8351
50	0.8353	1.2111	1.2853	1.2516
75	1.2519	1.8151	1.9265	1.876

Percentil	V/Vr L8H6-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7583	0.7204	0.6931
50	0.8353	1.1365	1.0797	1.0388
75	1.2519	1.7035	1.6183	1.5571

Percentil	V/Vr L8H8-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7825	0.9344	0.9681
50	0.8353	1.1728	1.4005	1.4511
75	1.2519	1.7579	2.0991	2.1749

Percentil	V/Vr L8H10-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6463	0.6195	0.5983
50	0.8353	0.9687	0.9286	0.8967
75	1.2519	1.4520	1.3918	1.3440

Percentil	V/Vr L8H12-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6493	0.6447	0.6464
50	0.8353	0.9732	0.9663	0.9688
75	1.2519	1.4587	1.4483	1.4521

Percentil	V/Vr L8H10-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8052	0.9554	0.9501
50	0.8353	1.2069	1.4320	1.4240
75	1.2519	1.8090	2.1463	2.1344

Percentil	V/Vr L8H12-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8255	0.9700	1.0891
50	0.8353	1.2373	1.4539	1.6324
75	1.2519	1.8545	2.1791	2.4467

Percentil	V/Vr L8H10-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8009	0.9510	1.1057
50	0.8353	1.2004	1.4253	1.6572
75	1.2519	1.7993	2.1363	2.4839

Percentil	V/Vr L8H12-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8296	0.9594	1.1495
50	0.8353	1.2434	1.4381	1.7229
75	1.2519	1.8637	2.1554	2.5824

Tabla 5.11 Relación V/Vr necesaria para alcanzar una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y 10 m de ancho de la pila tipo muro.

Percentil	V/Vr L10H6-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5894	0.5414	0.5213
50	0.8353	0.8834	0.8115	0.7814
75	1.2519	1.3240	1.2164	1.1712

Percentil	V/Vr L10H8-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.626	0.6041	0.6276
50	0.8353	0.9383	0.9055	0.9407
75	1.2519	1.4063	1.3572	1.41

Percentil	V/Vr L10H6-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.5795	0.5167	0.4908
50	0.8353	0.8686	0.7744	0.7356
75	1.2519	1.3019	1.1607	1.1025

Percentil	V/Vr L10H8-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7715	0.8018	0.7868
50	0.8353	1.1564	1.2018	1.1793
75	1.2519	1.7332	1.8014	1.7675

Percentil	V/Vr L10H6-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7309	0.6715	0.6465
50	0.8353	1.0955	1.0064	0.9690
75	1.2519	1.6420	1.5084	1.4524

Percentil	V/Vr L10H8-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7613	0.882	0.9163
50	0.8353	1.1411	1.322	1.3734
75	1.2519	1.7103	1.9815	2.0586

Percentil	V/Vr L10H10-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6308	0.5990	1.5886
50	0.8353	0.9454	0.8978	2.3811
75	1.2519	1.4170	1.3456	3.5689

Percentil	V/Vr L10H12-40 (Tr=100 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6397	0.6241	0.6258
50	0.8353	0.9588	0.9354	0.9380
75	1.2519	1.4371	1.4020	1.4059

Percentil	V/Vr L10H10-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.6308	0.5990	0.5844
50	0.8353	0.9454	0.8978	0.8760
75	1.2519	1.4170	1.3456	1.3129

Percentil	V/Vr L10H12-40 (Tr=1000 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.8710	0.7544	0.5977
50	0.8353	1.3054	1.1307	0.8958
75	1.2519	1.9566	1.6947	1.3427

Percentil	V/Vr L10H10-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.7910	0.9402	0.7836
50	0.8353	1.1856	1.4092	1.1746
75	1.2519	1.7770	2.1121	1.7605

Percentil	V/Vr L10H12-40 (Tr=2500 años)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	0.5573	0.765	0.9334	1.1288
50	0.8353	1.1467	1.399	1.692
75	1.2519	1.7187	2.0969	2.536

5.3 Vulnerabilidad de pilas como función de la ductilidad.

La ductilidad de desplazamiento es un indicador del estado de daño que presenta un elemento estructural, en este caso las pilas tipo muro, ya que se toma en cuenta el desplazamiento máximo de la pila al cual se ve sometido cuando se presenta algún tipo de excitación (Δ) y se normaliza con respecto al desplazamiento para el cual se presenta la primer fluencia (Δ_y). Por lo tanto, para una ductilidad igual a 1, la pila se encuentra en una condición elástica, es decir, que una vez terminada la oscilación, el elemento regresará a su posición original, sin ningún daño. Entonces,

cuando se presenta una ductilidad igual 2, esto representa que el desplazamiento es el doble del desplazamiento de fluencia y la pila incursiona en el rango plástico del material, con lo cual se espera que una vez finalizado el movimiento de la pila se tenga un desplazamiento residual y con él, algún nivel de daño. Por lo tanto, mientras mayor sea la ductilidad de curvatura, mayor será el nivel de daño que, como ya se vio en el caso de la distorsión angular, puede ir desde un agrietamiento ligero hasta el colapso de la columna.

En el capítulo anterior, se estimaron curvas de fragilidad para diferentes demandas de ductilidad ($\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5) de pilas tipo muro de puentes de CR sin y con camisa de CR con diferentes porcentajes de acero de refuerzo, para puentes simplemente apoyados con longitudes de claro de 10 y 40 m, para dos anchos de muros (8 y 10 m) y cuatro alturas de pilas (6, 8, 10 y 12 m), todos en función de la aceleración máxima del suelo (PGA) obtenida a partir de los registros de demanda media escalados para alcanzar las diferentes demandas de ductilidad. Las curvas de fragilidad correspondientes a un caso de interés se pueden consultar en el capítulo 4. Para el análisis y discusión de resultados que se presenta en esta sección, se estimaron las probabilidades de falla correspondientes a los percentiles 25, 50 y 75, para cada una de las demandas de ductilidad.

En las tablas 5.12 a 5.21 se presentan las PGA que conducen a la falla para los tres niveles de refuerzo seleccionados con probabilidades de falla del 25, 50 y 75%. Los datos se agrupan conforme a la demanda de ductilidad y a la longitud de claro, correspondiendo así las tablas 5.12 a 5.16 para longitud de claro de 10 m, y todas las demandas de ductilidad ($\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5), respectivamente. De igual forma las tablas 5.17 a 5.21 corresponden a puentes con longitud de claro de 40 m, y las demandas de ductilidad antes mencionadas, respectivamente.

Tabla 5.12 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 1$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-10 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L8H8-10 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	434	501	640	786	378	438	513	606
50	651	752	959	1178	565	655	767	908
75	975	1127	1438	1766	847	982	1150	1360

Percentil	PGA del modelo L8H10-10 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L8H12-10 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	299	374	411	460	310	359	419	475
50	448	560	616	689	464	537	627	711
75	671	839	923	1032	696	805	940	1066

Percentil	PGA del modelo L10H6-10 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L10H8-10 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	269	449	599	730	232	337	415	546
50	403	672	897	1093	347	504	622	818
75	603	1007	1344	1638	519	755	931	1226

Percentil	PGA del modelo L10H10-10 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L10H12-10 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	243	299	355	423	254	262	359	430
50	363	448	532	633	380	391	537	644
75	544	671	797	948	570	586	805	965

Tabla 5.13 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 2$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-10 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L8H8-10 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	973	973	1160	1426	763	880	1018	1269
50	1458	1458	1739	2137	1144	1318	1525	1901
75	2185	2185	2606	3203	1714	1975	2286	2850

Percentil	PGA del modelo L8H10-10 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L8H12-10 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	711	835	936	1048	835	853	943	1071
50	1065	1250	1402	1570	1250	1278	1413	1604
75	1596	1874	2101	2353	1874	1916	2118	2404

Percentil	PGA del modelo L10H6-10 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L10H8-10 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	674	898	1291	1295	501	692	880	1097
50	1009	1346	1935	1941	751	1037	1318	1643
75	1512	2017	2900	2908	1125	1554	1975	2463

Percentil	PGA del modelo L10H10-10 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L10H12-10 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	543	636	808	966	674	692	880	973
50	812	953	1211	1447	1009	1037	1318	1458
75	1217	1428	1815	2168	1512	1554	1975	2185

Tabla 5.14 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 3$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-10 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L8H8-10 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1217	1423	1591	1775	1011	1130	1318	1520
50	1823	2131	2384	2659	1514	1694	1974	2277
75	2732	3194	3573	3985	2269	2538	2959	3413

Percentil	PGA del modelo L8H10-10 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L8H12-10 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1011	1059	1187	1374	1250	1239	1411	1595
50	1514	1587	1778	2058	1873	1856	2115	2390
75	2269	2378	2664	3085	2807	2782	3169	3581

Percentil	PGA del modelo L10H6-10 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L10H8-10 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	835	1145	1584	1722	704	872	1142	1385
50	1250	1716	2373	2580	1054	1306	1710	2075
75	1874	2572	3556	3867	1579	1958	2563	3110

Percentil	PGA del modelo L10H10-10 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L10H12-10 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	793	853	1022	1235	966	943	1198	1449
50	1188	1278	1531	1851	1447	1413	1795	2171
75	1781	1916	2294	2774	2168	2118	2690	3253

Tabla 5.15 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 4$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 10 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-10 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L8H8-10 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1351	1599	1891	2235	1205	1314	1524	1861
50	2025	2395	2833	3349	1806	1969	2283	2788
75	3035	3590	4246	5020	2706	2950	3422	4179

Percentil	PGA del modelo L8H10-10 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L8H12-10 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1310	1310	1471	1647	1512	1546	1688	1984
50	1963	1963	2204	2468	2266	2317	2530	2973
75	2942	2942	3304	3699	3396	3472	3792	4456

Percentil	PGA del modelo L10H6-10 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L10H8-10 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	936	1363	1861	2033	797	1071	1329	1595
50	1402	2042	2788	3046	1194	1604	1991	2390
75	2101	3060	4179	4566	1789	2404	2984	3581

Percentil	PGA del modelo L10H10-10 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L10H12-10 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	973	1108	1254	1524	1235	1265	1606	1748
50	1458	1660	1879	2283	1851	1896	2406	2620
75	2185	2488	2816	3422	2774	2841	3607	3926

Tabla 5.16 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 5$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **10 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-10 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L8H8-10 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1509	1808	2097	2419	1333	1561	1726	1992
50	2261	2710	3142	3625	1997	2339	2586	2985
75	3388	4061	4709	5432	2993	3506	3876	4473

Percentil	PGA del modelo L8H10-10 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L8H12-10 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1494	1599	1730	1909	1876	1928	2145	2261
50	2238	2395	2592	2861	2811	2889	3215	3389
75	3354	3590	3884	4288	4212	4330	4818	5079

Percentil	PGA del modelo L10H6-10 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L10H8-10 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1063	1423	1984	2246	936	1239	1572	1834
50	1593	2131	2973	3366	1402	1856	2356	2749
75	2387	3194	4456	5045	2101	2782	3531	4120

Percentil	PGA del modelo L10H10-10 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L10H12-10 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1235	1333	1572	1790	1423	1460	1872	2246
50	1851	1997	2356	2682	2131	2188	2805	3366
75	2774	2993	3531	4019	3194	3279	4204	5045

Tabla 5.17 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 1$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con **40 m** de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-40 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L8H8-40 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	273	396	524	655	239	318	374	449
50	408	593	784	981	358	476	560	672
75	612	889	1175	1470	536	713	839	1007

Percentil	PGA del modelo L8H10-40 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L8H12-40 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	187	262	337	411	168	243	307	348
50	279	391	504	616	251	363	459	521
75	418	586	755	923	376	544	687	780

Percentil	PGA del modelo L10H6-40 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L10H8-40 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	318	393	528	674	262	325	411	486
50	476	588	790	1009	391	487	616	728
75	713	881	1184	1512	586	729	923	1091

Percentil	PGA del modelo L10H10-40 ($\mu = 1$)				PGA del modelo L10H12-40 ($\mu = 1$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	205	280	337	411	198	243	337	381
50	307	419	504	616	296	363	504	571
75	460	628	755	923	443	544	755	856

Tabla 5.18 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 2$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-40 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L8H8-40 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	580	737	973	1235	486	636	823	1048
50	869	1104	1458	1851	728	953	1233	1570
75	1302	1655	2185	2774	1091	1428	1848	2353

Percentil	PGA del modelo L8H10-40 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L8H12-40 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	426	561	711	861	449	543	674	786
50	638	840	1065	1289	672	812	1009	1177
75	957	1259	1596	1932	1007	1217	1512	1764

Percentil	PGA del modelo L10H6-40 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L10H8-40 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	644	741	1003	1310	535	636	842	1123
50	964	1110	1503	1963	801	953	1261	1682
75	1445	1663	2252	2942	1201	1428	1890	2521

Percentil	PGA del modelo L10H10-40 ($\mu = 2$)				PGA del modelo L10H12-40 ($\mu = 2$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	468	599	730	861	524	554	711	880
50	700	897	1093	1289	784	829	1065	1318
75	1049	1344	1638	1932	1175	1243	1596	1975

Tabla 5.19 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 3$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-40 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L8H8-40 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	786	921	1123	1404	647	793	988	1273
50	1177	1379	1682	2103	970	1188	1480	1907
75	1764	2067	2521	3152	1453	1781	2219	2858

Percentil	PGA del modelo L8H10-40 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L8H12-40 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	580	760	992	1198	625	805	954	1123
50	869	1138	1486	1795	936	1205	1430	1682
75	1302	1705	2227	2690	1402	1806	2143	2521

Percentil	PGA del modelo L10H6-40 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L10H8-40 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	816	992	1254	1460	674	823	1029	1310
50	1222	1486	1879	2188	1009	1233	1542	1963
75	1832	2227	2816	3279	1512	1848	2311	2942

Percentil	PGA del modelo L10H10-40 ($\mu = 3$)				PGA del modelo L10H12-40 ($\mu = 3$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	659	767	981	1235	767	823	1074	1273
50	986	1149	1469	1851	1149	1233	1609	1907
75	1478	1722	2202	2774	1722	1848	2412	2858

Tabla 5.20 PGA necesaria para alcanzar una ductilidad ($\mu = 4$) y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-40 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L8H8-40 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	921	1190	1445	1752	767	984	1198	1497
50	1379	1783	2165	2625	1149	1475	1795	2244
75	2067	2673	3245	3935	1722	2210	2690	3363

Percentil	PGA del modelo L8H10-40 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L8H12-40 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	726	898	1142	1411	823	1029	1273	1497
50	1087	1346	1710	2115	1233	1542	1907	2244
75	1630	2017	2563	3169	1848	2311	2858	3363

Percentil	PGA del modelo L10H6-40 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L10H8-40 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1003	1235	1591	1868	850	962	1269	1595
50	1503	1851	2384	2799	1273	1441	1901	2390
75	2252	2774	3573	4196	1907	2160	2850	3581

Percentil	PGA del modelo L10H10-40 ($\mu = 4$)				PGA del modelo L10H12-40 ($\mu = 4$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	880	954	1153	1415	969	999	1348	1632
50	1318	1430	1727	2120	1452	1497	2019	2446
75	1975	2143	2589	3178	2176	2244	3026	3666

Tabla 5.21 PGA necesaria para alcanzar $\mu = 5$ y una probabilidad de falla del 25, 50 y 75%, para puentes con 40 m de longitud de claro y ancho de la pila de 8 y 10 m.

Percentil	PGA del modelo L8H6-40 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L8H8-40 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1086	1336	1722	2134	924	1086	1404	1775
50	1626	2002	2580	3198	1385	1626	2103	2659
75	2437	3001	3867	4793	2076	2437	3152	3985

Percentil	PGA del modelo L8H10-40 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L8H12-40 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	898	1056	1348	1595	1011	1217	1509	1805
50	1346	1581	2019	2390	1514	1823	2261	2704
75	2017	2370	3026	3581	2269	2732	3388	4053

Percentil	PGA del modelo L10H6-40 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L10H8-40 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1059	1348	1748	2246	966	1086	1381	1797
50	1587	2019	2620	3366	1447	1626	2070	2693
75	2378	3026	3926	5045	2168	2437	3102	4036

Percentil	PGA del modelo L10H10-40 ($\mu = 5$)				PGA del modelo L10H12-40 ($\mu = 5$)			
	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%	S/Camisa	Camisa 0.5%	Camisa 1.0%	Camisa 1.5%
25	1041	1112	1359	1636	1138	1235	1535	1921
50	1559	1666	2036	2451	1705	1851	2300	2878
75	2336	2496	3051	3674	2555	2774	3447	4313

Gracias a los resultados que se presentan en las tablas, es posible apreciar que, el valor de la PGA para una demanda de ductilidad dada, aumenta con el incremento del porcentaje de refuerzo longitudinal en la camisa de CR. Este comportamiento se presenta de manera general en todos los casos, lo que implica una disminución en la vulnerabilidad para los casos con encamisado, al ser necesario un aumento en la demanda sísmica para que se alcance un estado de daño similar. Los porcentajes de aumento de la demanda de PGA para una probabilidad del 50% están en el intervalo del 25% al 115%. El porcentaje de aumento disminuye conforme se incrementa la demanda de ductilidad y la altura de las pilas, por lo cual se observa que para las demandas de ductilidad $\mu = 1, 2$ y 3 en pilas con altura de 6 y 8 m, el porcentaje de acero de refuerzo que lleva al mejor comportamiento de la pila es el de 1.5%, mientras que para las mismas demandas de ductilidad pero en el caso de pilas con alturas de 10 y 12 m, las pilas con camisas con acero de refuerzo longitudinal del 1%, son las que presentan el mejor comportamiento.

Desde el enfoque de aumento de la PGA para una ductilidad de interés, resultan ser más vulnerables los puentes con longitud de claro de 40 m, esto se concluye con base en la comparación de la demanda de PGA de un mismo caso pero con diferente longitud de claro, donde el aumento en la demanda de PGA es de aproximadamente un 50% para pilas tipo muro de puentes con longitud de claro de 10 m que para sus correspondientes con longitud de claro de 40 m; esto es congruente con los resultados obtenidos en la sección 5.1 en donde se analiza la vulnerabilidad de las pilas tipo muro como función de la distorsión angular, lo cual condice a las mismas conclusiones generales.

Con base en el análisis de los resultados obtenidos en el capítulo 4 y en las tablas 5.12 a 5.21 de éste capítulo, es posible afirmar que las pilas tipo muro menos vulnerables son las correspondientes a puentes con longitud de claro de 10 m y pilas con alturas de 6 u 8 m, debido a que se requiere de una demanda de PGA mayor para que las pilas desarrollen una demanda de ductilidad de interés. Este resultado nos permite confirmar la hipótesis propuesta en la sección 5.1, en lo referente al párrafo donde se manifiesta que las pilas con alturas de 10 y 12 m con longitud de claro de 40 m, son las pilas tipo muro más vulnerables. Además de que el sistema de camisas de CR resulta una técnica de refuerzo muy eficiente para disminuir las demanda de ductilidad, encontrándose como porcentajes de acero de refuerzo longitudinal más eficientes para este fin el 0.5 % de la sección transversal para pilas con cualquier ancho (8 y 10 m) y altura de pilas de 6 y 8 m, y del 1.0% para aquellas con altura de 10 y 12 m.

Una vez analizados los resultados se realizaron regresiones sobre la base de datos. Después de estudiar el comportamiento de varios parámetros como

regresores, se concluye que la mejor representación de los resultados es utilizando la relación altura de pila tipo muro y el ancho de la pila tipo muro vs. la demanda de PGA, de manera similar que en el análisis de los resultados en función de la distorsión angular. Analizando los resultados se observó que estas regresiones son posibles para los puentes con claro de 40 m, mientras que para los de claro de 10 m existe demasiada dispersión en la información, por lo que no se apreciara una tendencia clara. Todas las regresiones se realizaron para el percentil 50 de todos los datos obtenidos en este trabajo. Los resultados de las regresiones para los casos sin camisa y con camisas con porcentajes de acero de refuerzo longitudinal del 0.5, 1 y 1.5% y para las diferentes demandas de ductilidad se presentan en las figuras 5.4 y 5.5. Las ecuaciones obtenidas de las regresiones nos permiten estimar para una probabilidad del 50% cual sería la demanda de PGA para una ductilidad que se esperaría para puentes con una relación H/L dada, con una longitud de claro de 40 m, en los casos de pilas tipo muro sin camisa y con los tres tipos de camisa, y de esta manera seleccionar el sistema de refuerzo más conveniente para un caso de interés particular. Con base en estos resultados correspondientes a una demanda de ductilidad de 1 y 2, se proponen las expresiones 5.13 a 5.20 para estimar la PGA esperada para una probabilidad del 50%.

$$PGA = 332.41 \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.706} \quad (5.13)$$

$$PGA = 267.59 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 843.55 \left(\frac{H}{L}\right) + 1019.2 \quad (5.14)$$

$$PGA = 512.44 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1457 \left(\frac{H}{L}\right) + 1500.7 \quad (5.15)$$

$$PGA = 709.42 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 2029.8 \left(\frac{H}{L}\right) + 1987.8 \quad (5.16)$$

$$PGA = 484.91 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1317.8 \left(\frac{H}{L}\right) + 1569.4 \quad (5.17)$$

$$PGA = 345.33 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1083.2 \left(\frac{H}{L}\right) + 1653.5 \quad (5.18)$$

$$PGA = 627.64 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1888.6 \left(\frac{H}{L}\right) + 2431.5 \quad (5.19)$$

$$PGA = 851.4 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 2692 \left(\frac{H}{L}\right) + 3304.9 \quad (5.20)$$

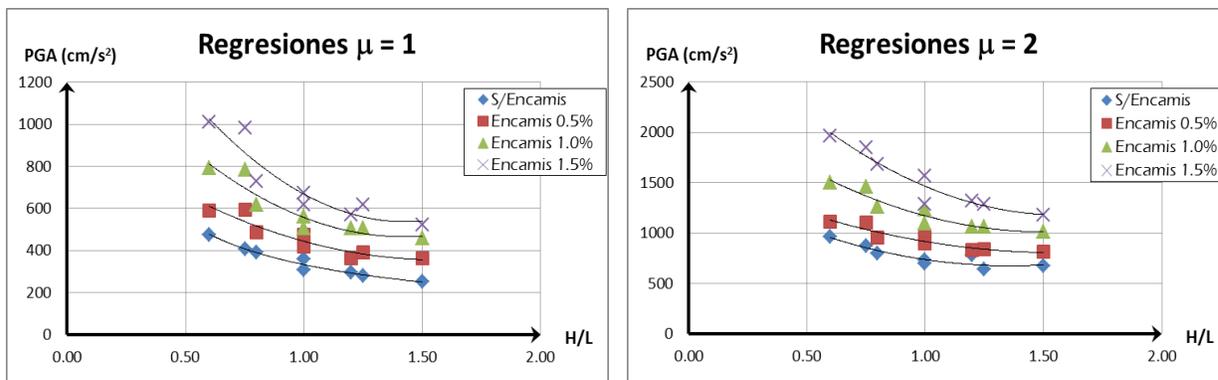


Figura 5.4 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la PGA para una demanda de ductilidad $\mu = 1$ y 2

Las expresiones 5.13 a 5.16 sirven para estimar la PGA esperada para una demanda de ductilidad igual a 1 para los casos sin refuerzo y con el 0.5, 1 y 1.5% de acero de refuerzo longitudinal, respectivamente. Mientras que las expresiones 5.17 a 5.20 son para una demanda de ductilidad de 2. Cabe mencionar que estas expresiones son aplicables para el rango H/L que se utilizó durante esta investigación que va de 0.6 para el modelo L10H6 hasta 1.5 para el modelo L8H12. De las gráficas correspondientes a las regresiones de cada demanda de ductilidad se puede observar que para las demandas de ductilidad de 1 y 2 existe menos dispersión en los resultados con respecto a las demandas de ductilidad consideradas, ya que el coeficiente de correlación (R^2) se encuentra en el rango de 0.85 a 0.96, con base en lo cual se puede decir que existe un buen grado de correlación.

De los datos obtenidos para una demanda de ductilidad de 3 y 4 se obtienen las ecuaciones 5.21 a 5.24 producto de los resultados de los análisis de regresión que se muestran en la figura 5.5, los cuales permiten estimar para una probabilidad del 50% cual sería la demanda de PGA que se esperaría para puentes con una relación H/L dada, para una longitud de claro de 40 m, en los casos de pilas tipo muro sin camisa y con los tres tipos de camisa, y de esta manera seleccionar el sistema de refuerzo más conveniente para un caso de interés particular.

$$PGA = 410.21 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1139.2 \left(\frac{H}{L}\right) + 1741.2 \tag{5.21}$$

$$PGA = 863.64 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 2091.2 \left(\frac{H}{L}\right) + 2417 \tag{5.22}$$

$$PGA = 746.78 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1932.2 \left(\frac{H}{L}\right) + 2705.6 \quad (5.23)$$

$$PGA = 1905.2 \left(\frac{H}{L}\right)^{-0.264} \quad (5.24)$$

$$PGA = 550.9 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 1397 \left(\frac{H}{L}\right) + 2106.7 \quad (5.25)$$

$$PGA = 1344.6 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 3167.6 \left(\frac{H}{L}\right) + 3271.3 \quad (5.26)$$

$$PGA = 1739.3 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 4094.5 \left(\frac{H}{L}\right) + 4180.3 \quad (5.27)$$

$$PGA = 1477 \left(\frac{H}{L}\right)^2 - 3654.4 \left(\frac{H}{L}\right) + 4445.5 \quad (5.28)$$

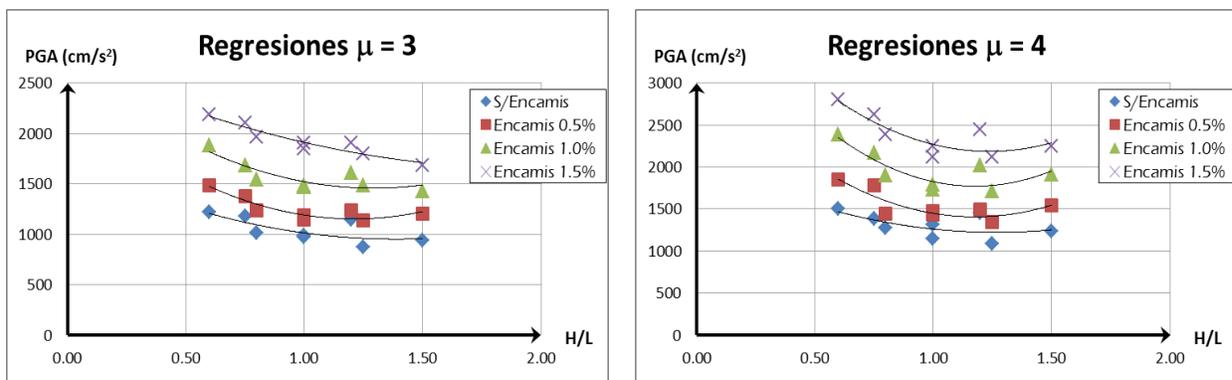


Figura 5.5 Representación gráfica de las regresiones correspondientes a una probabilidad de falla del 50% como función de la relación H/L y la PGA para una demanda de ductilidad $\mu = 3$ y 4

Las expresiones 5.21 a 5.24 representan la demanda de PGA necesaria para conducir a la pila a un estado de deformación representativo de una ductilidad de 3, tanto para los casos sin camisa, como para los 3 diferentes niveles de refuerzo longitudinal considerados, respectivamente. Por su parte las expresiones 5.25 a 5.28 corresponden a una demanda de ductilidad igual a 4.

Debido a la poca correlación que existe entre los datos obtenidos para la demanda de ductilidad de 5, no se considera oportuno proponer una expresión como las anteriores, ya que no sería aplicable debido a la incertidumbre generada por la dispersión que presentan los resultados.

Como ya se mencionó anteriormente, el encamisado de CR ayuda a reducir la vulnerabilidad de una pila tipo muro, esto se observa con el incremento de la demanda de PGA a que se debe ver sometida la pila para alcanzar un estado de daño de interés, valor que aumenta conforme se incrementa el nivel de refuerzo longitudinal empleado en la camisa de CR. Ahora, para verificar la eficiencia en términos de porcentajes, se obtuvieron las gráficas de las figuras 5.6 y 5.7. La intención es verificar cual es el porcentaje en que se incrementa la demanda de PGA con respecto al valor alcanzado en cierto nivel de refuerzo con respecto al anterior, es decir, que si bien la demanda de PGA aumenta para el encamisado con el 1% de acero de refuerzo, estimar en qué porcentaje es ese aumento, y si es congruente este valor con respecto a la proporción de acero de refuerzo que se tiene para ese caso de camisa.

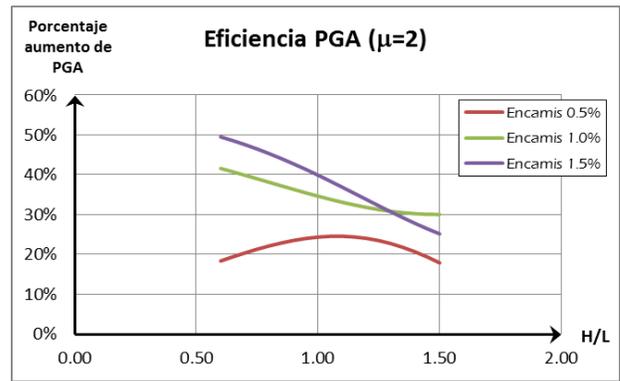
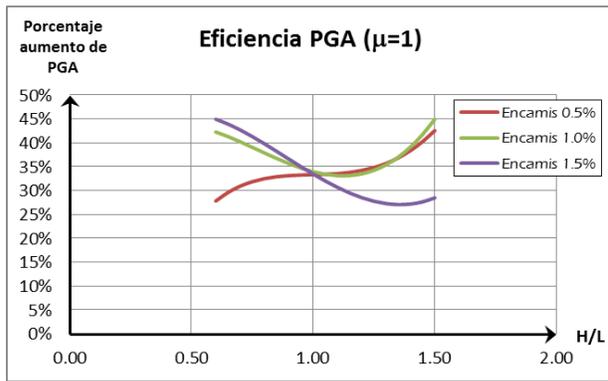


Figura 5.6 Porcentaje de aumento en la demanda de PGA con respecto al nivel de refuerzo anterior como función de la relación H/L para una demanda de ductilidad $\mu=1$ y 2.

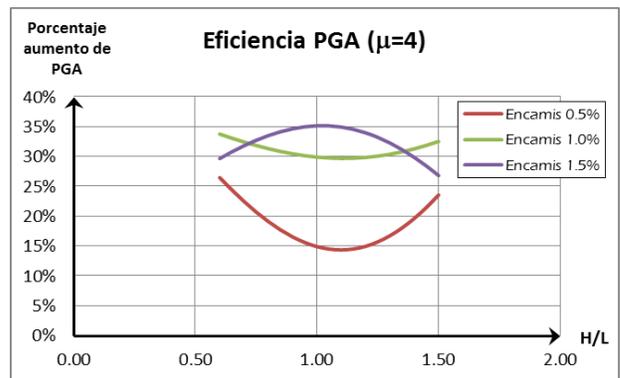
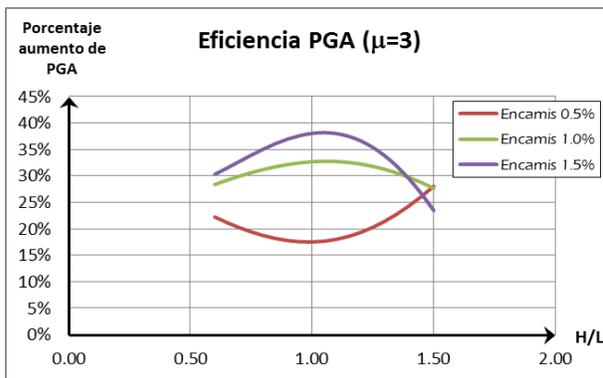


Figura 5.7 Porcentaje de aumento en la demanda de PGA con respecto al nivel de refuerzo anterior como función de la relación H/L para una demanda de ductilidad $\mu=3$ y 4.

Como se puede observar en la figura 5.6 correspondiente a demandas de ductilidad de 1 y 2, el encamisado con refuerzo del 1.5% es el más eficiente para relaciones de H/L que se encuentran en el rango de 0.6 a 1, mientras que para relaciones de 1 a 1.5 la opción del encamisado con 1% de acero de refuerzo presenta el mayor porcentaje de eficiencia con respecto a los otros 2 niveles.

En cuanto a la figura 5.7 vale la pena resaltar que la curva de eficiencia del encamisado con refuerzo de 1.5% presenta un punto de inflexión (máximo) para relación H/L de 1, después de la cual el porcentaje de eficiencia presenta una tendencia a disminuir, sin embargo, este porcentaje de refuerzo se mantiene como la mejor opción en términos de eficiencia prácticamente para cualquier valor de la relación H/L del rango de pilas tipo muro estudiadas en este trabajo.

CAPÍTULO

6

CONCLUSIONES

El objetivo de este trabajo de investigación es evaluar la capacidad sísmica que provee el encamisado de CR a pilas de puentes con sección transversal tipo muro, para lo cual se consideraron dos anchos de la sección transversal (8 y 10 m), cuatro alturas de pila (6, 8, 10 y 12 m) y dos longitudes del claro de los puentes (10 y 40 m). Se diseñaron las pilas de acuerdo a las recomendaciones de las NTC-04, empleando para ello, los porcentajes de acero mínimos recomendados en las mismas. Posteriormente se reforzaron mediante encamisados de CR con un espesor de 10 cm, así como tres porcentajes diferentes de acero de refuerzo longitudinal correspondientes al 0.5, 1.0 y 1.5 % de la sección transversal. La eficiencia del sistema de refuerzo se estimó mediante curvas de fragilidad, determinándose la capacidad de las pilas a cortante y flexión mediante análisis estáticos no lineales, para finalmente determinar su desempeño mediante el espectro de capacidad.

Los resultados de este trabajo permitieron cuantificar la variabilidad que se tiene en la probabilidad de alcanzar o exceder un estado límite de daño de interés como función de los parámetros utilizados en el encamisado: espesor y porcentaje de acero de refuerzo, y de los parámetros que determinan la geometría de los casos de estudio. Con base en el análisis de los resultados se llega a las siguientes conclusiones:

- De manera general, el encamisado de CR aumenta, de manera significativa, tanto la resistencia como la ductilidad de las pilas muro, resultando una opción viable para el refuerzo de este tipo de elementos.
- Con respecto a las demandas de la distorsión angular, se observó que una de las variables que más influencia tiene en la vulnerabilidad de las pilas es su altura. La mejor opción de encamisado de CR para las pilas de 6 y 8 m corresponde a una cuantía de acero de refuerzo longitudinal del 1.5%, mientras que para las pilas de 10 y 12 m el encamisado que ofrece los mejores beneficios para la reducción de su vulnerabilidad sísmica corresponde al 1% de acero del refuerzo longitudinal.

- De las curvas de fragilidad de distorsión angular, se puede concluir que las pilas tipo muro que presentan la mayor vulnerabilidad corresponden a alturas de 10 y 12 m de altura, con longitud de claro de 40 m, así como el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal en el encamisado que trae mayores beneficios en la reducción de su vulnerabilidad sísmica corresponde al 1% para pilas de 10 y 12 m de altura, y del 1.5% para las pilas con altura de 6 y 8 m.
- Se presentan expresiones que permiten estimar la distorsión angular esperada para un estado límite de interés asociado a una probabilidad de ocurrencia, estas se expresan como función de la relación altura y ancho de la pila tipo muro (H/L).
- Los resultados del análisis de la vulnerabilidad a través de la capacidad a cortante de la pila arrojan para algunos casos específicos, pilas de 8 m de ancho con altura de 6 y 8 m, que la inclusión de una camisa de CR puede conducir a una disminución en la resistencia de la pila.
- De acuerdo con el análisis de la capacidad a cortante, las camisas de refuerzo con porcentajes de acero longitudinal correspondientes al 0.5 y 1% presentan una probabilidad del 50% de ser deficientes, a pesar de que su capacidad puede aumentar hasta en 1.5 veces más que su resistencia original.
- No se encontró una tendencia bien definida en cuanto a ventajas o desventajas del comportamiento del refuerzo mediante encamisados de CR en la vulnerabilidad sísmica de las pilas tipo muro mediante las curvas de fragilidad estimadas para las demandas de fuerza cortante.
- De los resultados obtenidos a partir del estudio de las curvas de fragilidad de ductilidad, se concluye que el refuerzo disminuye sobremanera la vulnerabilidad sísmica de las pilas tipo muro estudiadas.
- De acuerdo con el análisis considerando como variable a la ductilidad, el porcentaje de acero de refuerzo más eficiente para incrementar la capacidad de ductilidad de las pilas tipo muro corresponde al 1% para las

pilas de 10 y 12 m de altura, y de 0.5% para las pilas de 6 y 8 m de altura.

- Los modelos con longitud de claro de 40 m presentan una tendencia clara de su comportamiento, por lo cual se obtuvieron algunas expresiones que permiten estimar la aceleración máxima del suelo necesaria para alcanzar una demanda de ductilidad de interés.
- Con respecto de la eficiencia de la implementación de encamisados de CR, se observa que el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal del 1% es el adecuado para relaciones H/L entre 1.25 y 1.5.
- Los resultados obtenidos en referencia a las demandas de ductilidad que presentan los modelos de las pilas en estudio, concuerdan con los obtenidos mediante el enfoque de análisis de la distorsión angular.

Una de las posibles líneas de investigación futuras referentes a este tema es el estudio costo-beneficio del encamisado asociada a cada uno de los niveles de refuerzo, de esta manera sería posible afirmar con mayor certeza qué alternativa de encamisado de CR ofrece la mejor alternativa de refuerzo sísmico, llevando a que la pila tipo muro presente un mejor comportamiento sísmico, reduciendo así su vulnerabilidad sísmica.

Referencias

Abdessemed, M., Kenai, S., Bali, A., Kibboua, A. (2011), "Dynamic analysis of a bridge repaired by CRFP: experimental and numerical modeling", *J. Construction and Building Materials*: 25, pp. 1270–1276.

Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en cooperación con la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (2000), "FEMA-356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", E.U.A.

Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en cooperación con la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) (2000), "FEMA-356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", E.U.A.

Akbari R. (2010), "Seismic fragility analysis of reinforced concrete continuous span bridges with irregular configuration", *Structure and Infrastructure Engineering*, Taylor & Francis.

Alcocer, S.M. (1994), "Comportamiento y diseño de estructuras de concreto: muros estructurales", Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, D.F.

Al-Mahaidi, R., Kalfalt, R. (2011), "Investigation into CFRP laminate anchorage system utilizing bi-directional fabric wrap", *J. Composite Structures* 93, pp. 1265–1274.

Aref, A., Alampalli, S. (2001), "Vibration characteristics of a fiber-reinforced polymer bridge superstructure", *J. Composites Structures*: 52, pp. 467-474.

ASCE (1998), "Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake of 17 january, 1995 lifeline performance", Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, E.U.A.

Ávila, O., Carrillo, J., Alcocer, S.M. (2011), "Rehabilitación de muros de concreto usando CRFA: ensayos en mesa vibradora", *J. Concreto y cemento. Investigación y Desarrollo*: 2(2) pp. 2-17

Carrillo, J., Alcocer, S.M. (2011), "Comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda", *Revista Ingeniería Sísmica*: 85:1, pp. 103-126

Choi, J.S., Kim, J.K. (2004), "Development of failure probability analysis method for concrete piers of multi-span continuous bridges using the probabilistic capacity

spectrum method”, Reporte técnico de la Universidad Nacional de Seúl, Corea del Sur.

Consejo de Tecnología Aplicada, ATC (1996), “ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, Estado de California, E.U.A.

Cosmin, E., Corneliu, B., Sorin, D. (2009), “Solutions for bond improving of reinforced concrete columns jacketing”, 11th WSEAS International conference of sustainability in science engineering, Rumania.

Departamento de Transportación de Florida (2011), “Bridge maintenance and repair handbook”, Florida, E.U.A.

Dutta, A. y Mander, J.B. (1998), “Seismic fragility analysis of highway bridges”, Proceedings of the INCEDE-MCEER Center-to-Center Project Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems. Tokio, Japón.

Firas, S., Gilles, F., Robert, L. (2011), “Bond between carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) and ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC): experimental study”, J. Construction and Building Materials: 25, pp. 479–485.

Galal, K., Arafa, A., Ghobarah, A. (2005), “Retrofit of RC square short columns”, J. Engineering Structures: 27, pp. 801–813.

Gobierno del Distrito Federal (2004), “Normas Técnicas Complementarias: Concreto”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México D.F.

González Cuevas, O.M. (2009), “Aspectos fundamentales de concreto reforzado”, Editorial Limusa, México.

Gordon, P., Richardson, H., Davis, B. (1998), “Transport-related impacts of Northridge earthquake”, Journal of Transportation and Statistics: 1(2) pp. 21-36

Hagen, G.R. (2012), “Performance-based analysis of a reinforced concrete shear wall building”, Tesis inédita de la Universidad Estatal Politécnica de California, San Luis Obispo, California, E.U.A.

Humar, J.L., Yavari, S. (2002), “Design of concrete shear wall buildings for earthquake induced torsion”, 4th Structural Specialty Conference of the Society of Civil Engineering, Montreal, Canadá.

Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (2004), “Formulación de la Norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros”, Publicación Técnica 243, IMT, Qro., México.

Instituto Mexicano del Transporte (IMT) (2010), “Plan Nacional de Evaluación de Puentes Federales, libres de peaje, dañados por corrosión (2000-2005)”, Publicación Técnica 327, IMT, Qro., México.

Kalfalt, R., Al-Mahaidi, R. (2010), “Investigation into bond behavior of a new CFRP anchorage system for concrete utilising a mechanically strengthened substrate”, J. Composite Structures: 92, pp. 2738–2746.

Karbhari, V.M. (2001), “Materials considerations in FRP rehabilitation of concrete structures”, J. Materials in Civil Engineering: 13 (2), pp. 90-97.

Lu, X.Z., Teng, J.G., Ye, L.P., Jiang, J.J. (2005), “Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete”, J. Engineering Structures: 27, pp. 920–937.

Mander, J. (1999), “Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges”, Universidad Estatal de Buffalo, Estado de Nueva York, E.U.A.

Meli Piralla, R. (2008), “Diseño estructural”, Editorial Limusa, México.

OCDE (2013), “Estudio de la OCDE sobre el Sistema Nacional de Protección en México”, OECD Publishing. <http://dx.doi.org/10.1787/9789264200210-es>

Park, R., Paulay, T. (1988), “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial Limusa, México.

Paulay, T., Priestley, M.J.N. (1992), “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons, Inc., E.U.A.

Priestley, M.J.N. (2000), “Performance based seismic design”, 12th WCEE, Auckland, Nueva Zelanda

Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. (1996), “Seismic design and retrofit of bridges”. John Wiley & Sons, Inc.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Chai, Y. H. (1992), “Seismic retrofit of bridge columns using steel jackets”, 10th WCEE 1992, Balkema, Rotterdam.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994a), “Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength—Part 1: Theoretical considerations and test design”, J. ACI Struct: 91, pp. 394–405

Priestley, M.J.N., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994b), “Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength— Part 2: test results and comparison with theory ”, J. ACI Struct: 91, pp. 537–551

Rana, R., Jin, L., Zekioglu A. (2004), “Pushover analysis of a 19 story concrete shear wall building”, 13th WCEE, Vancouver, Canadá.

Sarafraz, M., Danesh, F. (2008), “Flexural enhancement of RC columns with FRP”, 14th WCEE 2008, Beijing, China.

Seible, F., Priestley, M.J.N., Hegemeiger, G., Innamorato, D. (1997), “Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets”, J. Composites for construction: 2, pp. 52-62

Sheikh, S.A., (2002), “Performance of concrete structures retrofitted with fibre reinforced polymers”, J. Engineering Structures: 24, pp. 869–879

Tiripiti, H. (2012), “Influencia de encamisados de concreto en la probabilidad de falla de puentes de concreto reforzado”, Tesis inédita de la facultad de Ingeniería Civil, División de Posgrado de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

Ye, L., Yue, Q., Zhao, S., Li, Q. (2002), “Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon-fiber-reinforced plastic sheet”, J. Structural Engineering: 128, pp. 1527-1534

Zafra, R.G., Kawashima, K. (2009), “Analysis of carbon fiber sheet retrofitted RC bridge columns”, J. Earthquake Engineering: 13, pp. 129-154.

ANEXO

A

En las tablas que se presentan en este anexo se reportan los puntos de desempeño de todos los puentes en estudio, sin camisa de refuerzo y con encamisado, para los escenarios sísmicos definidos en este trabajo. Los datos correspondientes a los desplazamientos y la fuerza cortante máxima que pueden resistir las pilas de acuerdo a los análisis estáticos no lineales son la base para la generación de las curvas de fragilidad.

Sin Encamisado

Tabla A.1 Puntos de desempeño del caso L8H6-10 y L8H8-10.

L8H6-10						L8H8-10			
Espectro	V (t)	D (m)	Sa g	Sd (m)		V (t)	D (m)	Sa g	Sd (m)
1 Tr100	22.495	0.0099	0.521	0.0099		19.046	0.0190	0.331	0.0190
2 Tr100+1s	32.219	0.0140	0.746	0.0140		26.901	0.0270	0.467	0.0270
3 Tr100-1s	12.771	0.0056	0.296	0.0056		11.191	0.0110	0.194	0.0110
4 Tr1000	58.089	0.0250	1.345	0.0250		48.604	0.0480	0.844	0.0480
5 Tr1000+1s	78.846	0.0350	1.825	0.0350		57.951	0.0720	1.006	0.0720
6 Tr1000-1s	35.545	0.0160	0.823	0.0160		32.871	0.0330	0.571	0.0330
7 Tr2500	68.712	0.0300	1.591	0.0300		56.922	0.0580	0.988	0.0580
8 Tr2500+1s	79.737	0.0410	1.846	0.0410		58.954	0.0870	1.024	0.0870
9 Tr2500-1s	39.009	0.0170	0.903	0.0170		34.182	0.0340	0.593	0.0340

Tabla A.2 Puntos de desempeño del caso L8H10-10 y L8H12-10.

L8H10-10					L8H12-10			
Espectro	V (t)	D (m)	Sa g	Sd (m)	V (t)	D (m)	Sa g	Sd (m)
1 Tr100	17.917	0.0350	0.249	0.0350	15.345	0.0490	0.178	0.0490
2 Tr100+1s	31.421	0.0610	0.436	0.0610	25.467	0.0810	0.295	0.0810
3 Tr100-1s	4.412	0.0086	0.061	0.0086	5.223	0.0170	0.06	0.0170
4 Tr1000	44.659	0.0910	0.62	0.0910	39.407	0.1280	0.456	0.1280
5 Tr1000+1s	45.821	0.1170	0.636	0.1170	40.544	0.1670	0.469	0.1670
6 Tr1000-1s	19.775	0.0380	0.275	0.0380	18.512	0.0590	0.214	0.0590
7 Tr2500	44.92	0.0970	0.624	0.0970	39.671	0.1370	0.459	0.1370
8 Tr2500+1s	47.334	0.1520	0.657	0.1520	41.273	0.1910	0.478	0.1910
9 Tr2500-1s	13.476	0.0260	0.187	0.0260	15.953	0.0510	0.185	0.0510

Tabla A.3 Puntos de desempeño del caso L10H6-10 y L10H8-10.

L10H6-10						L10H8-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	29.315	0.0120	0.543	0.0120		23.951	0.0230	0.333	0.0230
2 Tr100+1s	43.261	0.0180	0.801	0.0180		39.647	0.0380	0.551	0.0380
3 Tr100-1s	15.369	0.0063	0.285	0.0063		8.254	0.0080	0.115	0.0080
4 Tr1000	67.723	0.0290	1.254	0.0290		48.725	0.0560	0.677	0.0560
5 Tr1000+1s	68.483	0.0360	1.268	0.0360		50.406	0.0870	0.7	0.0870
6 Tr1000-1s	43.744	0.0180	0.81	0.0180		25.387	0.0250	0.353	0.0250
7 Tr2500	68.126	0.0330	1.262	0.0330		49.017	0.0620	0.681	0.0620
8 Tr2500+1s	68.855	0.0400	1.275	0.0400		51.706	0.1120	0.718	0.1120
9 Tr2500-1s	46.945	0.0190	0.869	0.0190		25.213	0.0240	0.35	0.0240

Tabla A.4 Puntos de desempeño del caso L10H10-10 y L10H12-10.

L10H10-10						L10H12-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	19.775	0.0370	0.22	0.0370		16.352	0.0530	0.151	0.0530
2 Tr100+1s	32.217	0.0600	0.358	0.0600		27.266	0.0870	0.252	0.0870
3 Tr100-1s	7.332	0.0140	0.081	0.0140		5.477	0.0180	0.051	0.0180
4 Tr1000	38.147	0.0900	0.424	0.0900		31.156	0.1220	0.288	0.1220
5 Tr1000+1s	39.658	0.1350	0.441	0.1350		32.275	0.1740	0.299	0.1740
6 Tr1000-1s	31.148	0.0580	0.346	0.0580		19.848	0.0640	0.184	0.0640
7 Tr2500	38.445	0.0990	0.427	0.0990		31.298	0.1280	0.29	0.1280
8 Tr2500+1s	40.599	0.1630	0.451	0.1630		32.85	0.2000	0.304	0.2000
9 Tr2500-1s	22.397	0.0420	0.249	0.0420		16.729	0.0540	0.155	0.0540

Tabla A.5 Puntos de desempeño del caso L8H6-40 y L8H8-40.

L8H6-40						L8H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	23.447	0.0086	0.543	0.0086		20.611	0.0180	0.358	0.0180
2 Tr100+1s	32.243	0.0120	0.746	0.0120		27.317	0.0230	0.474	0.0230
3 Tr100-1s	14.651	0.0054	0.339	0.0054		13.906	0.0120	0.241	0.0120
4 Tr1000	53.297	0.0220	1.234	0.0220		39.451	0.0410	0.685	0.0410
5 Tr1000+1s	55.775	0.0290	1.291	0.0290		45.377	0.0710	0.788	0.0710
6 Tr1000-1s	40.03	0.0150	0.927	0.0150		37.834	0.0330	0.657	0.0330
7 Tr2500	54.391	0.0250	1.259	0.0250		41.224	0.0500	0.716	0.0500
8 Tr2500+1s	58.265	0.0360	1.349	0.0360		49.063	0.0890	0.852	0.0890
9 Tr2500-1s	44.752	0.0160	1.036	0.0160		38.05	0.0340	0.661	0.0340

Tabla A.6 Puntos de desempeño del caso L8H10-10 y L8H12-40.

L8H10-40						L8H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	19.466	0.0320	0.27	0.0320		16.332	0.0470	0.189	0.0470
2 Tr100+1s	29.288	0.0510	0.407	0.0510		23.687	0.0730	0.274	0.0730
3 Tr100-1s	7.109	0.0120	0.099	0.0120		5.263	0.0150	0.061	0.0150
4 Tr1000	31.582	0.0740	0.439	0.0740		25.911	0.1040	0.3	0.1040
5 Tr1000+1s	36.334	0.1210	0.505	0.1210		30.65	0.1690	0.355	0.1690
6 Tr1000-1s	26.912	0.0450	0.374	0.0450		18.78	0.0540	0.217	0.0540
7 Tr2500	32.172	0.0800	0.447	0.0800		26.436	0.1110	0.306	0.1110
8 Tr2500+1s	40.031	0.1570	0.556	0.1570		34.698	0.2240	0.402	0.2240
9 Tr2500-1s	21.714	0.0360	0.302	0.0360		16.076	0.0460	0.186	0.0460

Tabla A.7 Puntos de desempeño del caso L10H6-40 y L10H8-40.

L10H6-40						L10H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	28.093	0.0089	0.52	0.0089		24.205	0.0180	0.336	0.0180
2 Tr100+1s	38.298	0.0120	0.709	0.0120		32.954	0.0250	0.458	0.0250
3 Tr100-1s	17.889	0.0057	0.331	0.0057		15.455	0.0120	0.215	0.0120
4 Tr1000	68.086	0.0230	1.261	0.0230		49.458	0.0450	0.687	0.0450
5 Tr1000+1s	69.978	0.0300	1.296	0.0300		53.622	0.0720	0.745	0.0720
6 Tr1000-1s	49.751	0.0160	0.921	0.0160		44.719	0.0340	0.621	0.0340
7 Tr2500	69.194	0.0270	1.281	0.0270		50.641	0.0520	0.703	0.0520
8 Tr2500+1s	71.98	0.0360	1.333	0.0360		59.17	0.1090	0.822	0.1090
9 Tr2500-1s	54.643	0.0170	1.012	0.0170		47.208	0.0350	0.656	0.0350

Tabla A.8 Puntos de desempeño del caso L10H10-40 y L10H12-40.

L10H10-40						L10H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	23.664	0.0340	0.263	0.0340		19.446	0.0480	0.18	0.0480
2 Tr100+1s	37.677	0.0570	0.419	0.0570		30.8	0.0780	0.285	0.0780
3 Tr100-1s	6.856	0.0099	0.076	0.0099		6.559	0.0160	0.061	0.0160
4 Tr1000	39.302	0.0770	0.437	0.0770		32.414	0.1060	0.3	0.1060
5 Tr1000+1s	43.03	0.1220	0.478	0.1220		36.209	0.1720	0.335	0.1720
6 Tr1000-1s	27.312	0.0400	0.303	0.0400		23.244	0.0580	0.215	0.0580
7 Tr2500	39.962	0.0850	0.444	0.0850		32.852	0.1140	0.304	0.1140
8 Tr2500+1s	45.871	0.1570	0.51	0.1570		38.419	0.2110	0.356	0.2110
9 Tr2500-1s	20.941	0.0300	0.233	0.0300		20.034	0.0500	0.185	0.0500

Encamisado con 0.5% de acero de refuerzo.**Tabla A.9** Puntos de desempeño del caso R5-L8H6-10 y R5-L8H8-10.

R5-L8H6-10						R5-L8H8-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	33.287	0.0075	0.593	0.0075		29.313	0.0150	0.392	0.0150
2 Tr100+1s	49.155	0.0110	0.876	0.0110		39.877	0.0210	0.533	0.0210
3 Tr100-1s	17.42	0.0039	0.311	0.0039		18.749	0.0099	0.251	0.0099
4 Tr1000	81.872	0.0180	1.46	0.0180		77.225	0.0410	1.033	0.0410
5 Tr1000+1s	116.542	0.0260	2.078	0.0260		98.586	0.0520	1.318	0.0520
6 Tr1000-1s	47.202	0.0110	0.842	0.0110		55.343	0.0290	0.74	0.0290
7 Tr2500	101.677	0.0230	1.813	0.0230		89.537	0.0470	1.197	0.0470
8 Tr2500+1s	136.564	0.0320	2.435	0.0320		99.268	0.0580	1.327	0.0580
9 Tr2500-1s	53.209	0.0120	0.949	0.0120		57.269	0.0300	0.766	0.0300

Tabla A.10 Puntos de desempeño del caso R5-L8H10-10 y R5-L8H12-10.

R5-L8H10-10					R5-L8H12-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	26.621	0.0270	0.285	0.0270	23.43	0.0400	0.209	0.0400
2 Tr100+1s	42.477	0.0430	0.454	0.0430	37.975	0.0640	0.339	0.0640
3 Tr100-1s	10.764	0.0110	0.115	0.0110	8.886	0.0150	0.079	0.0150
4 Tr1000	73.404	0.0750	0.785	0.0750	65.621	0.1110	0.585	0.1110
5 Tr1000+1s	78.903	0.1010	0.844	0.1010	67.561	0.1440	0.602	0.1440
6 Tr1000-1s	36.616	0.0370	0.392	0.0370	36.063	0.0610	0.321	0.0610
7 Tr2500	77.256	0.0810	0.826	0.0810	65.962	0.1170	0.588	0.1170
8 Tr2500+1s	80.947	0.1250	0.866	0.1250	69.136	0.1700	0.616	0.1700
9 Tr2500-1s	32.879	0.0340	0.352	0.0340	27.143	0.0460	0.242	0.0460

Tabla A.11 Puntos de desempeño del caso R5-L10H6-10 y R5-L10H8-10.

R5-L10H6-10					R5-L10H8-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	40.098	0.0082	0.575	0.0082	34.658	0.0170	0.373	0.0170
2 Tr100+1s	58.923	0.0120	0.845	0.0120	45.821	0.0220	0.493	0.0220
3 Tr100-1s	21.273	0.0044	0.305	0.0044	23.495	0.0110	0.253	0.0110
4 Tr1000	106.226	0.0220	1.523	0.0220	87.564	0.0420	0.941	0.0420
5 Tr1000+1s	130.535	0.0290	1.871	0.0290	94.584	0.0510	1.017	0.0510
6 Tr1000-1s	61.193	0.0130	0.877	0.0130	65.143	0.0310	0.7	0.0310
7 Tr2500	122.482	0.0250	1.756	0.0250	94.379	0.0490	1.015	0.0490
8 Tr2500+1s	131.323	0.0330	1.882	0.0330	97.702	0.0770	1.05	0.0770
9 Tr2500-1s	64.979	0.0130	0.931	0.0130	71.765	0.0350	0.771	0.0350

Tabla A.12 Puntos de desempeño del caso R5-L10H10-10 y R5-L10H12-10.

R5-L10H10-10						R5-L10H12-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	31.817	0.0290	0.274	0.0290		28.423	0.0450	0.204	0.0450
2 Tr100+1s	51.311	0.0470	0.441	0.0470		48.088	0.0760	0.345	0.0760
3 Tr100-1s	12.322	0.0110	0.106	0.0110		8.759	0.0140	0.063	0.0140
4 Tr1000	73.664	0.0760	0.634	0.0760		60.363	0.1070	0.433	0.1070
5 Tr1000+1s	75.456	0.1010	0.649	0.1010		62.339	0.1490	0.447	0.1490
6 Tr1000-1s	46.546	0.0430	0.4	0.0430		31.909	0.0500	0.229	0.0500
7 Tr2500	74.077	0.0820	0.637	0.0820		60.744	0.1150	0.435	0.1150
8 Tr2500+1s	76.893	0.1210	0.661	0.1210		63.489	0.1730	0.455	0.1730
9 Tr2500-1s	37.638	0.0350	0.324	0.0350		26.755	0.0420	0.192	0.0420

Tabla A.13 Puntos de desempeño del caso R5-L8H6-40 y R5-L8H8-40.

R5-L8H6-40						R5-L8H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	31.575	0.0060	0.563	0.0060		30.11	0.0130	0.403	0.0130
2 Tr100+1s	43.177	0.0082	0.77	0.0082		41.354	0.0180	0.553	0.0180
3 Tr100-1s	19.972	0.0038	0.356	0.0038		18.867	0.0084	0.252	0.0084
4 Tr1000	73.93	0.0140	1.318	0.0140		74.537	0.0350	0.997	0.0350
5 Tr1000+1s	101.129	0.0190	1.803	0.0190		76.128	0.0410	1.018	0.0410
6 Tr1000-1s	46.731	0.0088	0.833	0.0088		53.644	0.0240	0.717	0.0240
7 Tr2500	96.446	0.0180	1.72	0.0180		75.433	0.0380	1.009	0.0380
8 Tr2500+1s	105.57	0.0270	1.882	0.0270		78.191	0.0490	1.046	0.0490
9 Tr2500-1s	61.006	0.0120	1.088	0.0120		57.631	0.0260	0.771	0.0260

Tabla A.14 Puntos de desempeño del caso R5-L8H10-40 y R5-L8H12-40.

R5-L8H10-40						R5-L8H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	29.421	0.0250	0.315	0.0250		24.799	0.0370	0.221	0.0370
2 Tr100+1s	48.052	0.0410	0.514	0.0410		40.549	0.0600	0.361	0.0600
3 Tr100-1s	10.791	0.0093	0.115	0.0093		9.048	0.0130	0.081	0.0130
4 Tr1000	59.471	0.0600	0.636	0.0600		50.02	0.0900	0.446	0.0900
5 Tr1000+1s	64.847	0.0950	0.694	0.0950		55.764	0.1340	0.497	0.1340
6 Tr1000-1s	33.406	0.0290	0.357	0.0290		38.435	0.0570	0.343	0.0570
7 Tr2500	60.256	0.0650	0.645	0.0650		51.285	0.1000	0.457	0.1000
8 Tr2500+1s	68.107	0.1160	0.729	0.1160		59.911	0.1660	0.534	0.1660
9 Tr2500-1s	32.961	0.0280	0.353	0.0280		27.637	0.0410	0.246	0.0410

Tabla A.15 Puntos de desempeño del caso R5-L10H6-40 y R5-L10H8-40.

R5-L10H6-40					R5-L10H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	39.721	0.0064	0.569	0.0064	36.35	0.0140	0.391	0.0140
2 Tr100+1s	55.732	0.0090	0.799	0.0090	49.386	0.0190	0.531	0.0190
3 Tr100-1s	23.709	0.0038	0.34	0.0038	23.305	0.0089	0.251	0.0089
4 Tr1000	94.656	0.0150	1.357	0.0150	91.54	0.0360	0.984	0.0360
5 Tr1000+1s	129.612	0.0210	1.858	0.0210	92.977	0.0420	0.999	0.0420
6 Tr1000-1s	59.151	0.0096	0.848	0.0096	67.277	0.0260	0.723	0.0260
7 Tr2500	121.329	0.0200	1.739	0.0200	92.491	0.0400	0.994	0.0400
8 Tr2500+1s	132.639	0.0270	1.901	0.0270	94.999	0.0510	1.021	0.0510
9 Tr2500-1s	72.42	0.0120	1.038	0.0120	71.151	0.0270	0.765	0.0270

Tabla A.16 Puntos de desempeño del caso R5-L10H10-40 y R5-L10H12-40.

R5-L10H10-40					R5-L10H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	35.809	0.0260	0.308	0.0260	29.842	0.0380	0.214	0.0380
2 Tr100+1s	57.374	0.0420	0.493	0.0420	48.066	0.0610	0.344	0.0610
3 Tr100-1s	14.245	0.0100	0.123	0.0100	11.618	0.0150	0.083	0.0150
4 Tr1000	74.582	0.0640	0.641	0.0640	59.256	0.0910	0.425	0.0910
5 Tr1000+1s	79.456	0.0960	0.683	0.0960	63.762	0.1380	0.457	0.1380
6 Tr1000-1s	43.908	0.0320	0.378	0.0320	48.567	0.0610	0.348	0.0610
7 Tr2500	75.128	0.0680	0.646	0.0680	60.294	0.1020	0.432	0.1020
8 Tr2500+1s	82.328	0.1160	0.708	0.1160	66.415	0.1660	0.476	0.1660
9 Tr2500-1s	43.511	0.0320	0.374	0.0320	35.487	0.0450	0.254	0.0450

Encamisado con 1.0% de acero de refuerzo.**Tabla A.17** Puntos de desempeño del caso R10-L8H6-10 y R10-L8H8-10.

R10-L8H6-10					R10-L8H8-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	31.803	0.0064	0.567	0.0064	29.417	0.0140	0.393	0.0140
2 Tr100+1s	44.409	0.0089	0.792	0.0089	40.097	0.0190	0.536	0.0190
3 Tr100-1s	19.198	0.0038	0.342	0.0038	18.738	0.0088	0.251	0.0088
4 Tr1000	75.684	0.0150	1.349	0.0150	79.381	0.0370	1.061	0.0370
5 Tr1000+1s	103.731	0.0210	1.849	0.0210	104.698	0.0490	1.4	0.0490
6 Tr1000-1s	47.637	0.0095	0.849	0.0095	54.064	0.0250	0.723	0.0250
7 Tr2500	97.145	0.0190	1.732	0.0190	89.857	0.0420	1.202	0.0420
8 Tr2500+1s	135.648	0.0270	2.418	0.0270	120.715	0.0570	1.614	0.0570
9 Tr2500-1s	58.642	0.0120	1.046	0.0120	57.236	0.0270	0.765	0.0270

Tabla A.18 Puntos de desempeño del caso R10-L8H10-10 y R10-L8H12-10.

R10-L8H10-10						R10-L8H12-10			
Espectro		V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
		(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1	Tr100_P	28.899	0.0260	0.309	0.0260	24.416	0.0370	0.218	0.0370
2	Tr100_P+1s	46.447	0.0420	0.497	0.0420	39.645	0.0600	0.353	0.0600
3	Tr100_P-1s	11.35	0.0100	0.121	0.0100	9.186	0.0140	0.082	0.0140
4	Tr1000_P	75.549	0.0680	0.808	0.0680	68.861	0.1040	0.614	0.1040
5	Tr1000_P+1s	95.145	0.0960	1.018	0.0960	81.353	0.1380	0.725	0.1380
6	Tr1000_P-1s	34.736	0.0310	0.372	0.0310	39.19	0.0590	0.349	0.0590
7	Tr2500_P	88.272	0.0800	0.944	0.0800	74.578	0.1130	0.665	0.1130
8	Tr2500_P+1s	96.312	0.1080	1.03	0.1080	83.308	0.1700	0.743	0.1700
9	Tr2500_P-1s	34.67	0.0310	0.371	0.0310	28.059	0.0430	0.25	0.0430

Tabla A.19 Puntos de desempeño del caso R10-L10H6-10 y R10-L10H8-10.

R10-L10H6-10						R10-L10H8-10			
Espectro		V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
		(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1	Tr100_P	36.226	0.0089	0.519	0.0089	36.459	0.0150	0.392	0.0150
2	Tr100_P+1s	49.425	0.0120	0.708	0.0120	49.58	0.0210	0.533	0.0210
3	Tr100_P-1s	23.027	0.0057	0.33	0.0057	23.337	0.0099	0.251	0.0099
4	Tr1000_P	96.382	0.0240	1.381	0.0240	96.043	0.0410	1.032	0.0410
5	Tr1000_P+1s	128.687	0.0320	1.845	0.0320	123.099	0.0520	1.323	0.0520
6	Tr1000_P-1s	64.076	0.0160	0.918	0.0160	68.777	0.0290	0.739	0.0290
7	Tr2500_P	110.653	0.0270	1.586	0.0270	111.365	0.0470	1.197	0.0470
8	Tr2500_P+1s	150.97	0.0370	2.164	0.0370	123.983	0.0590	1.333	0.0590
9	Tr2500_P-1s	70.336	0.0170	1.008	0.0170	71.284	0.0300	0.766	0.0300

Tabla A.20 Puntos de desempeño del caso R10-L10H10-10 y R10-L10H12-10.

R10-L10H10-10						R10-L10H12-10			
Espectro		V	D	Sa	Sd	V	D	Sa	Sd
		(t)	(m)	g	(m)	(t)	(m)	g	(m)
1	Tr100_P	33.377	0.0270	0.287	0.0270	29.089	0.0400	0.208	0.0400
2	Tr100_P+1s	53.284	0.0430	0.458	0.0430	47.412	0.0660	0.34	0.0660
3	Tr100_P-1s	13.471	0.0110	0.116	0.0110	10.766	0.0150	0.077	0.0150
4	Tr1000_P	91.528	0.0740	0.787	0.0740	78.691	0.1110	0.564	0.1110
5	Tr1000_P+1s	97.633	0.0980	0.84	0.0980	80.389	0.1440	0.576	0.1440
6	Tr1000_P-1s	45.104	0.0370	0.388	0.0370	43.276	0.0600	0.31	0.0600
7	Tr2500_P	96.297	0.0810	0.828	0.0810	79.032	0.1180	0.566	0.1180
8	Tr2500_P+1s	99.698	0.1230	0.857	0.1230	81.75	0.1700	0.586	0.1700
9	Tr2500_P-1s	41.147	0.0330	0.354	0.0330	32.884	0.0450	0.236	0.0450

Tabla A.21 Puntos de desempeño del caso R10-L8H6-40 y R10-L8H8-40.

R10-L8H6-40						R10-L8H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	32.323	0.0055	0.576	0.0055		32.448	0.0130	0.434	0.0130
2 Tr100+1s	44.062	0.0076	0.786	0.0076		44.806	0.0180	0.599	0.0180
3 Tr100-1s	20.584	0.0035	0.367	0.0035		20.09	0.0081	0.269	0.0081
4 Tr1000	73.974	0.0130	1.319	0.0130		85.249	0.0340	1.14	0.0340
5 Tr1000+1s	104.062	0.0180	1.855	0.0180		98.084	0.0430	1.312	0.0430
6 Tr1000-1s	43.886	0.0075	0.782	0.0075		53.386	0.0220	0.714	0.0220
7 Tr2500	98.732	0.0170	1.76	0.0170		97.06	0.0400	1.298	0.0400
8 Tr2500+1s	134.303	0.0230	2.395	0.0230		99.175	0.0470	1.326	0.0470
9 Tr2500-1s	62.873	0.0110	1.121	0.0110		61.365	0.0250	0.821	0.0250

Tabla A.22 Puntos de desempeño del caso R10-L8H10-40 y R10-L8H12-40.

R10-L8H10-40						R10-L8H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100_P	30.389	0.0240	0.325	0.0240		26.531	0.0360	0.237	0.0360
2 Tr100_P+1s	50.786	0.0400	0.543	0.0400		45.537	0.0610	0.406	0.0610
3 Tr100_P-1s	9.991	0.0079	0.107	0.0079		7.525	0.0100	0.067	0.0100
4 Tr1000_P	76.03	0.0610	0.813	0.0610		63.333	0.0910	0.565	0.0910
5 Tr1000_P+1s	79.545	0.0830	0.851	0.0830		68.383	0.1280	0.61	0.1280
6 Tr1000_P-1s	30.939	0.0240	0.331	0.0240		34.552	0.0460	0.308	0.0460
7 Tr2500_P	77.092	0.0680	0.825	0.0680		63.913	0.0960	0.57	0.0960
8 Tr2500_P+1s	83.423	0.1070	0.892	0.1070		72.667	0.1600	0.648	0.1600
9 Tr2500_P-1s	30.517	0.0240	0.326	0.0240		22.985	0.0310	0.205	0.0310

Tabla A.23 Puntos de desempeño del caso R10-L10H6-40 y R10-L10H8-40.

R10-L10H6-40						R10-L10H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100_P	39.556	0.0058	0.567	0.0058		38.027	0.0130	0.409	0.0130
2 Tr100_P+1s	53.857	0.0079	0.772	0.0079		52.419	0.0180	0.563	0.0180
3 Tr100_P-1s	25.254	0.0037	0.362	0.0037		23.635	0.0082	0.254	0.0082
4 Tr1000_P	91.482	0.0130	1.311	0.0130		103.131	0.0360	1.109	0.0360
5 Tr1000_P+1s	126.442	0.0180	1.812	0.0180		122.896	0.0460	1.321	0.0460
6 Tr1000_P-1s	56.522	0.0083	0.81	0.0083		66.26	0.0230	0.712	0.0230
7 Tr2500_P	120.824	0.0180	1.732	0.0180		116.156	0.0400	1.249	0.0400
8 Tr2500_P+1s	164.509	0.0240	2.358	0.0240		124.236	0.0510	1.336	0.0510
9 Tr2500_P-1s	77.14	0.0110	1.106	0.0110		72.195	0.0250	0.776	0.0250

Tabla A.24 Puntos de desempeño del caso R10-L10H10-40 y R10-L10H12-40.

R10-L10H10-40						R10-L10H12-40					
Espectro		V	D	Sa	Sd	V		D	Sa	Sd	
		(t)	(m)	g	(m)	(t)		(m)	g	(m)	
1	Tr100_P	36.861	0.0250	0.317	0.0250	31.56	0.0360	0.226	0.0360		
2	Tr100_P+1s	60.848	0.0410	0.523	0.0410	52.438	0.0600	0.376	0.0600		
3	Tr100_P-1s	12.873	0.0086	0.111	0.0086	10.681	0.0120	0.077	0.0120		
4	Tr1000_P	96.092	0.0650	0.826	0.0650	79.196	0.0960	0.568	0.0960		
5	Tr1000_P+1s	99.567	0.0860	0.856	0.0860	82.873	0.1320	0.594	0.1320		
6	Tr1000_P-1s	40.775	0.0270	0.351	0.0270	45.599	0.0520	0.327	0.0520		
7	Tr2500_P	97.06	0.0710	0.835	0.0710	79.743	0.1020	0.571	0.1020		
8	Tr2500_P+1s	103.682	0.1120	0.892	0.1120	85.761	0.1590	0.615	0.1590		
9	Tr2500_P-1s	39.321	0.0260	0.338	0.0260	32.627	0.0370	0.234	0.0370		

Encamisado con 1.5% de acero de refuerzo.**Tabla A.25** Puntos de desempeño del caso R15-L8H6-10 y R15-L8H8-10.

R15-L8H6-10						R15-L8H8-10					
Espectro		V	D	Sa	Sd	V		D	Sa	Sd	
		(t)	(m)	g	(m)	(t)		(m)	g	(m)	
1	Tr100	31.836	0.0058	0.568	0.0058	31.928	0.0130	0.427	0.0130		
2	Tr100+1s	43.316	0.0078	0.772	0.0078	44.03	0.0180	0.589	0.0180		
3	Tr100-1s	20.356	0.0037	0.363	0.0037	19.827	0.0081	0.265	0.0081		
4	Tr1000	73.482	0.0130	1.31	0.0130	84.584	0.0350	1.131	0.0350		
5	Tr1000+1s	101.733	0.0180	1.814	0.0180	116	0.0480	1.551	0.0480		
6	Tr1000-1s	45.231	0.0082	0.806	0.0082	53.169	0.0220	0.711	0.0220		
7	Tr2500	97.245	0.0180	1.734	0.0180	97.527	0.0400	1.304	0.0400		
8	Tr2500+1s	132.311	0.0240	2.359	0.0240	134.492	0.0550	1.798	0.0550		
9	Tr2500-1s	62.178	0.0110	1.109	0.0110	60.561	0.0250	0.81	0.0250		

Tabla A.26 Puntos de desempeño del caso R15-L8H10-10 y R15-L8H12-10.

R15-L8H6-10						R15-L8H8-10					
Espectro		V	D	Sa	Sd	V		D	Sa	Sd	
		(t)	(m)	g	(m)	(t)		(m)	g	(m)	
1	Tr100	29.828	0.0240	0.319	0.0240	26.594	0.0360	0.237	0.0360		
2	Tr100+1s	49.489	0.0410	0.529	0.0410	45.812	0.0610	0.408	0.0610		
3	Tr100-1s	10.168	0.0083	0.109	0.0083	7.376	0.0099	0.066	0.0099		
4	Tr1000	78.089	0.0640	0.835	0.0640	72.92	0.0970	0.65	0.0970		
5	Tr1000+1s	111.872	0.0960	1.197	0.0960	99.328	0.1390	0.885	0.1390		
6	Tr1000-1s	32.208	0.0260	0.345	0.0260	34.195	0.0460	0.305	0.0460		
7	Tr2500	91.112	0.0750	0.975	0.0750	81.233	0.1090	0.724	0.1090		
8	Tr2500+1s	112.841	0.1060	1.207	0.1060	100.319	0.1530	0.894	0.1530		
9	Tr2500-1s	31.058	0.0250	0.332	0.0250	22.531	0.0300	0.201	0.0300		

Tabla A.27 Puntos de desempeño del caso R15-L10H6-10 y R15-L10H8-10.

R15-L10H6-10						R15-L10H8-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	39.216	0.0060	0.562	0.0060		37.254	0.0130	0.4	0.0130
2 Tr100+1s	53.676	0.0082	0.769	0.0082		51.098	0.0180	0.549	0.0180
3 Tr100-1s	24.756	0.0038	0.355	0.0038		23.411	0.0084	0.252	0.0084
4 Tr1000	92.064	0.0140	1.32	0.0140		101.393	0.0370	1.09	0.0370
5 Tr1000+1s	125.657	0.0190	1.801	0.0190		135.895	0.0490	1.461	0.0490
6 Tr1000-1s	58.471	0.0089	0.838	0.0089		66.891	0.0240	0.719	0.0240
7 Tr2500	119.787	0.0180	1.717	0.0180		113.795	0.0410	1.223	0.0410
8 Tr2500+1s	163.957	0.0250	0.235	0.0250		156.08	0.0560	1.678	0.0560
9 Tr2500-1s	75.0618	0.0120	1.084	0.0120		71.509	0.0260	0.769	0.0260

Tabla A.28 Puntos de desempeño del caso R15-L10H10-10 y R15-L10H12-10.

R15-L10H10-10						R15-L10H12-10			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	36.548	0.0250	0.314	0.0250		30.821	0.0370	0.221	0.0370
2 Tr100+1s	59.596	0.0410	0.513	0.0410		50.369	0.0600	0.361	0.0600
3 Tr100-1s	13.501	0.0094	0.116	0.0094		11.273	0.0130	0.081	0.0130
4 Tr1000	94.964	0.0660	0.817	0.0660		86.15	0.1020	0.617	0.1020
5 Tr1000+1s	127.263	0.0960	1.094	0.0960		104.778	0.1390	0.751	0.1390
6 Tr1000-1s	41.662	0.0290	0.358	0.0290		47.882	0.0570	0.343	0.0570
7 Tr2500	111.639	0.0780	0.96	0.0780		94.144	0.1120	0.675	0.1120
8 Tr2500+1s	128.038	0.1050	1.101	0.1050		106.421	0.1670	0.763	0.1670
9 Tr2500-1s	41.24	0.0290	0.355	0.0290		34.433	0.0410	0.247	0.0410

Tabla A.29 Puntos de desempeño del caso R15-L8H6-40 y R15-L8H8-40.

R15-L8H6-40						R15-L8H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	33.337	0.0051	0.594	0.0051		35.293	0.0130	0.472	0.0130
2 Tr100+1s	45.568	0.0070	0.812	0.0070		49.224	0.0180	0.658	0.0180
3 Tr100-1s	21.107	0.0033	0.376	0.0033		21.363	0.0078	0.286	0.0078
4 Tr1000	74.074	0.0110	1.321	0.0110		88.989	0.0320	1.19	0.0320
5 Tr1000+1s	106.319	0.0160	1.896	0.0160		121.144	0.0440	1.62	0.0440
6 Tr1000-1s	41.828	0.0064	0.746	0.0064		56.834	0.0210	0.76	0.0210
7 Tr2500	101.83	0.0160	1.816	0.0160		107.805	0.0390	1.442	0.0390
8 Tr2500+1s	139.189	0.0210	2.482	0.0210		128.17	0.0500	1.714	0.0500
9 Tr2500-1s	64.471	0.0099	1.149	0.0099		65.253	0.0240	0.873	0.0240

Tabla A.30 Puntos de desempeño del caso R15-L8H10-40 y R15-L8H12-40.

R15-L8H10-40						R15-L8H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	31.457	0.0220	0.337	0.0220		28.515	0.0350	0.254	0.0350
2 Tr100+1s	50.966	0.0360	0.545	0.0360		49.713	0.0600	0.443	0.0600
3 Tr100-1s	11.947	0.0085	0.128	0.0085		7.317	0.0089	0.065	0.0089
4 Tr1000	81.051	0.0580	0.867	0.0580		76.228	0.0930	0.68	0.0930
5 Tr1000+1s	101.383	0.0830	1.085	0.0830		84.557	0.1200	0.754	0.1200
6 Tr1000-1s	38.114	0.0270	0.408	0.0270		31.151	0.0380	0.278	0.0380
7 Tr2500	96.086	0.0680	1.028	0.0680		82.084	0.1020	0.732	0.1020
8 Tr2500+1s	103.421	0.0950	1.106	0.0950		87.03	0.1380	0.776	0.1380
9 Tr2500-1s	36.493	0.0260	0.39	0.0260		22.35	0.0270	0.199	0.0270

Tabla A.31 Puntos de desempeño del caso R15-L10H6-40 y R15-L10H8-40.

R15-L10H6-40						R15-L10H8-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	41.039	0.0053	0.588	0.0053		42.569	0.0130	0.458	0.0130
2 Tr100+1s	56.368	0.0073	0.808	0.0073		59.225	0.0180	0.637	0.0180
3 Tr100-1s	25.709	0.0033	0.368	0.0033		25.912	0.0080	0.279	0.0080
4 Tr1000	93.63	0.0120	1.342	0.0120		109.036	0.0330	1.172	0.0330
5 Tr1000+1s	134.123	0.0170	1.922	0.0170		149.818	0.0460	1.611	0.0460
6 Tr1000-1s	53.137	0.0069	0.762	0.0069		68.254	0.0210	0.734	0.0210
7 Tr2500	125.354	0.0160	1.797	0.0160		130.028	0.0400	1.398	0.0400
8 Tr2500+1s	172.178	0.0220	2.468	0.0220		164.135	0.0530	1.764	0.0530
9 Tr2500-1s	78.531	0.0100	1.126	0.0100		79.149	0.0240	0.851	0.0240

Tabla A.32 Puntos de desempeño del caso R15-L10H10-40 y R15-L10H12-40.

R15-L10H10-40						R15-L10H12-40			
Espectro	V	D	Sa	Sd		V	D	Sa	Sd
	(t)	(m)	g	(m)		(t)	(m)	g	(m)
1 Tr100	38.752	0.0230	0.333	0.0230		34.101	0.0350	0.244	0.0350
2 Tr100+1s	63.967	0.0380	0.55	0.0380		59.886	0.0610	0.429	0.0610
3 Tr100-1s	13.536	0.0080	0.116	0.0080		8.315	0.0085	0.06	0.0085
4 Tr1000	98.785	0.0590	0.85	0.0590		92.18	0.0940	0.661	0.0940
5 Tr1000+1s	128.724	0.0860	1.107	0.0860		105.718	0.1230	0.758	0.1230
6 Tr1000-1s	41.943	0.0250	0.361	0.0250		38.927	0.0400	0.279	0.0400
7 Tr2500	118.369	0.0700	1.018	0.0700		103.915	0.1060	0.745	0.1060
8 Tr2500+1s	130.754	0.0980	1.124	0.0980		107.736	0.1410	0.772	0.1410
9 Tr2500-1s	41.348	0.0250	0.356	0.0250		25.399	0.0260	0.182	0.0260

A N E X O

B

En este anexo se presentan todas las curvas de fragilidad calculadas como función de la distorsión angular, a partir de los datos reportados en el anexo A.

Las curvas en cada gráfica representan la probabilidad de que la demanda sea igual a la capacidad dada una aceleración máxima para los casos de estudio: sin encamisado y encamisados del 0.5%, 1.0% y 1.5% de acero de refuerzo longitudinal, respectivamente líneas azul, roja, verde y morada.

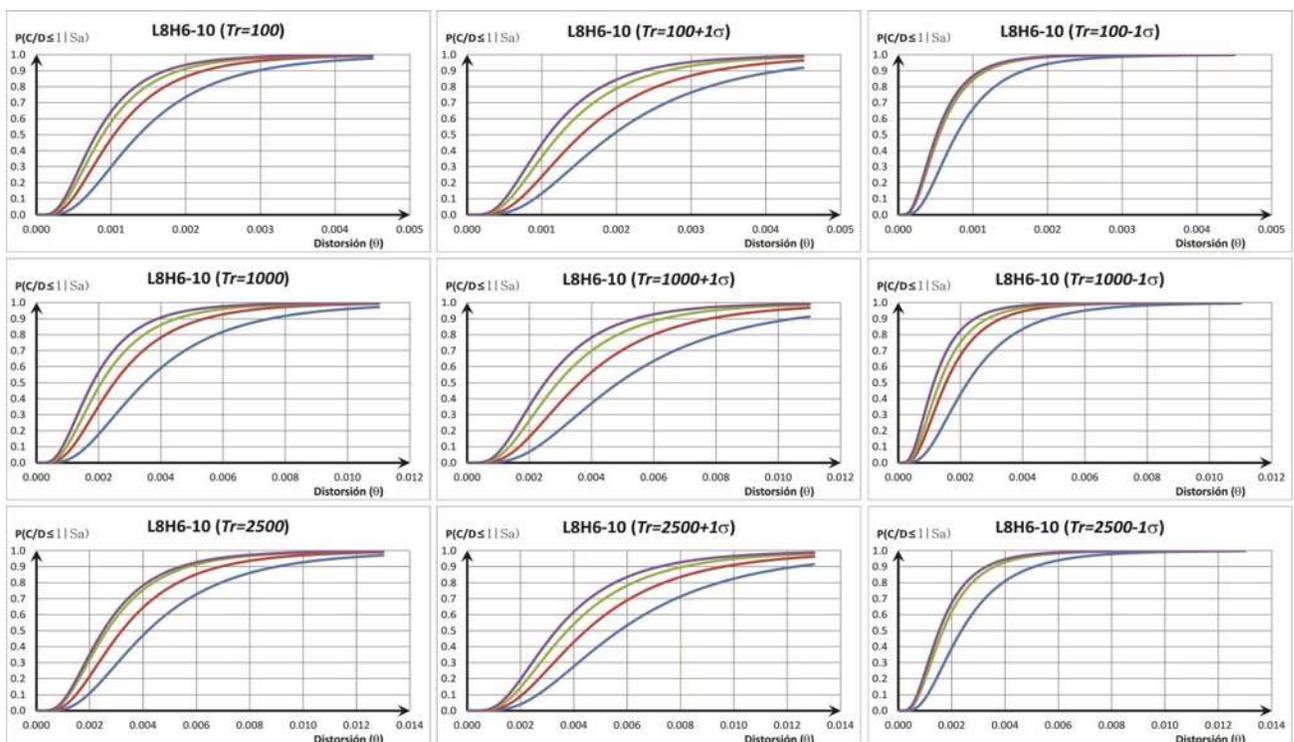


Figura B.1 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H6-10.

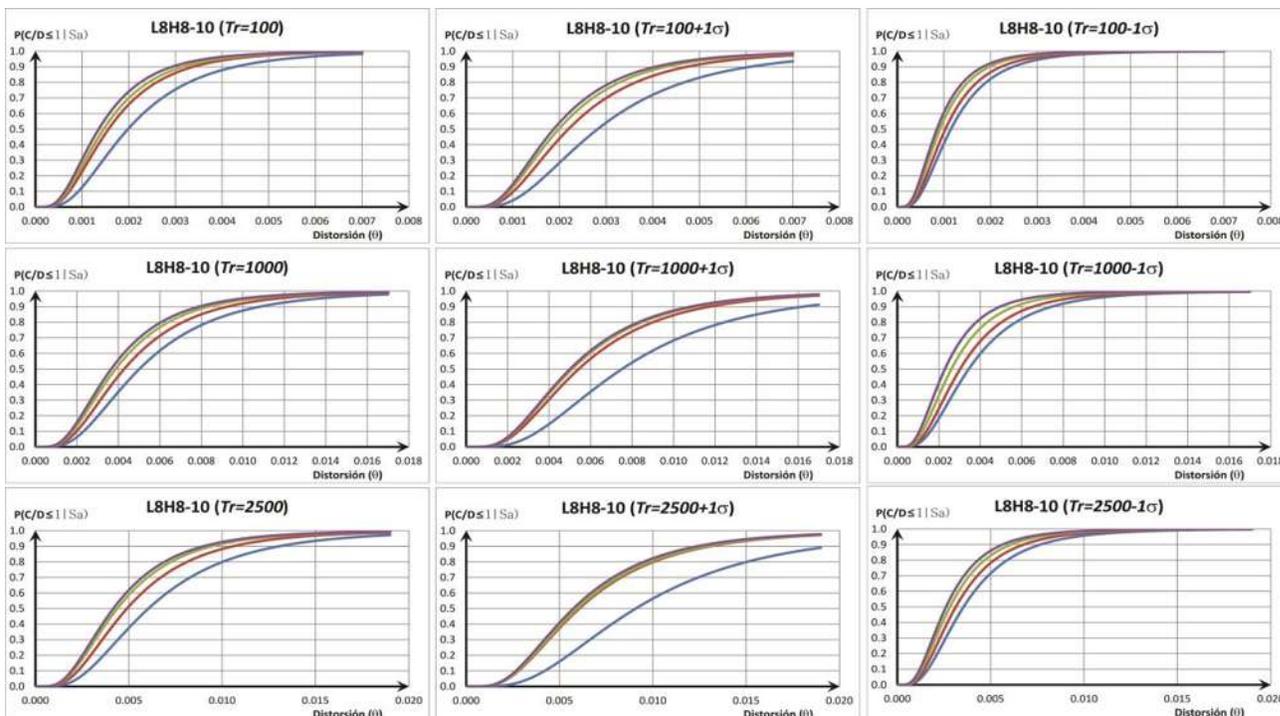


Figura B.2 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H8-10.

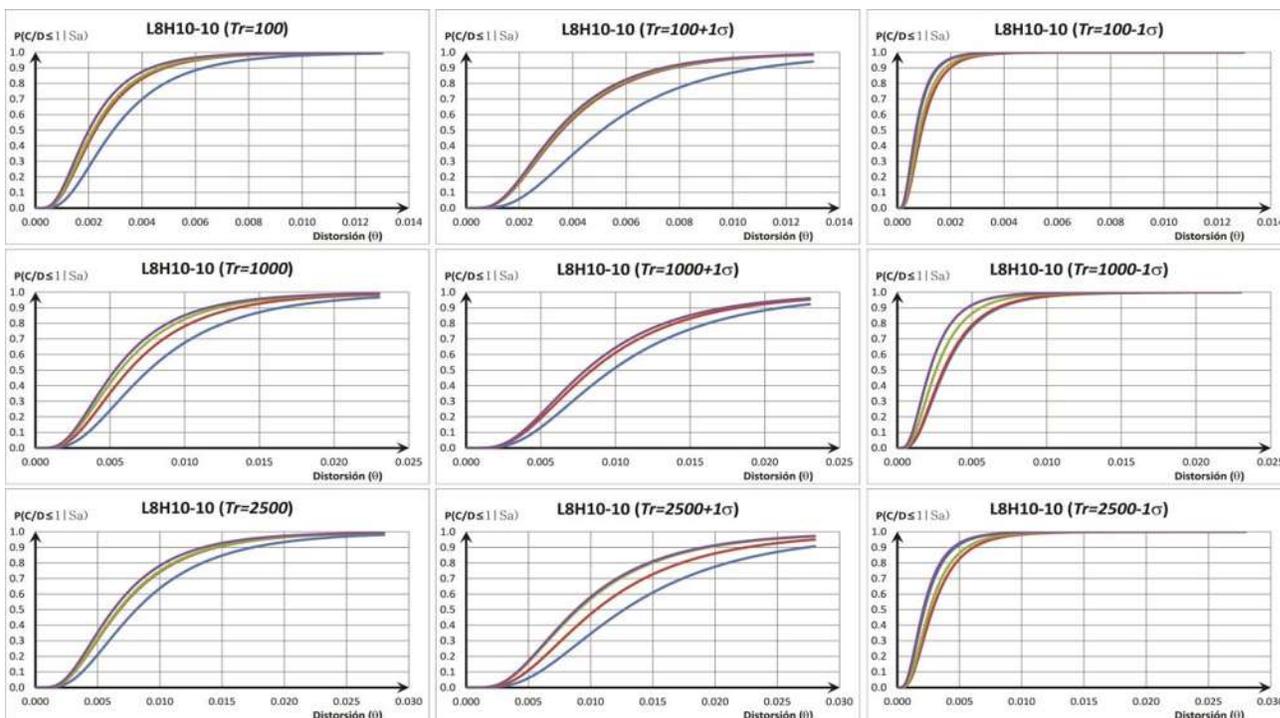


Figura B.3 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-10.

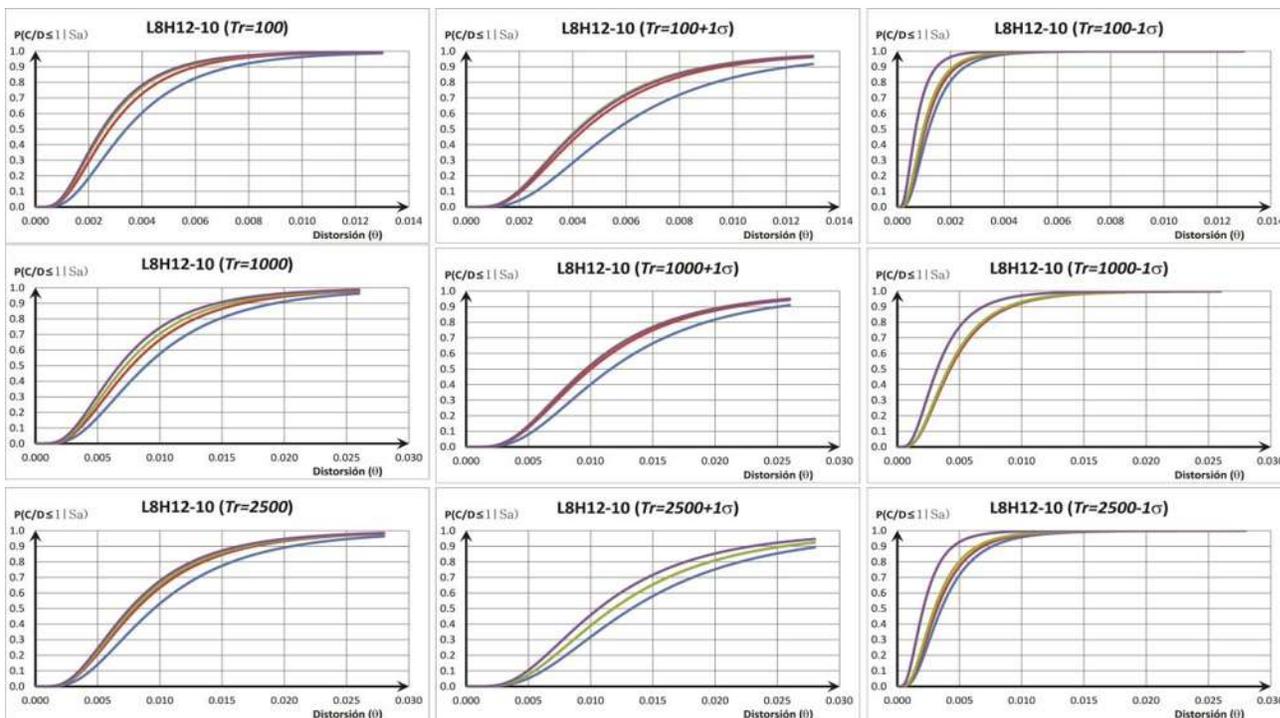


Figura B.4 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H12-10.

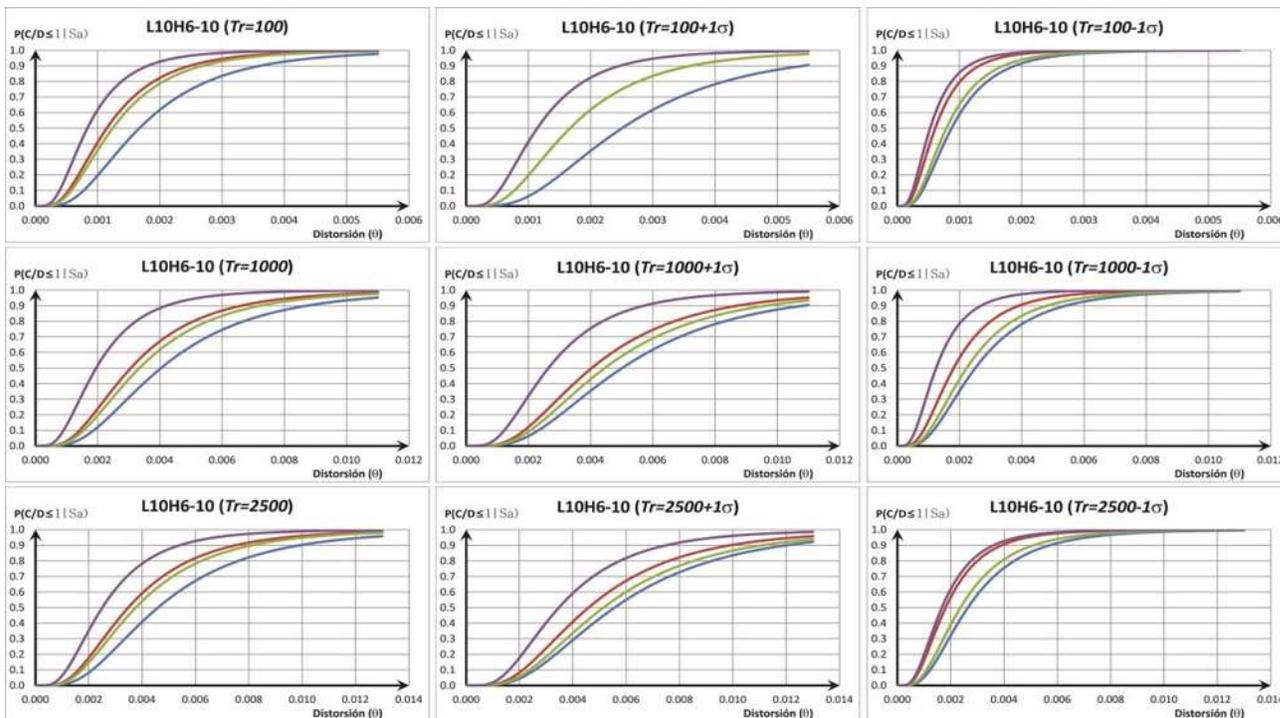


Figura B.5 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H6-10.

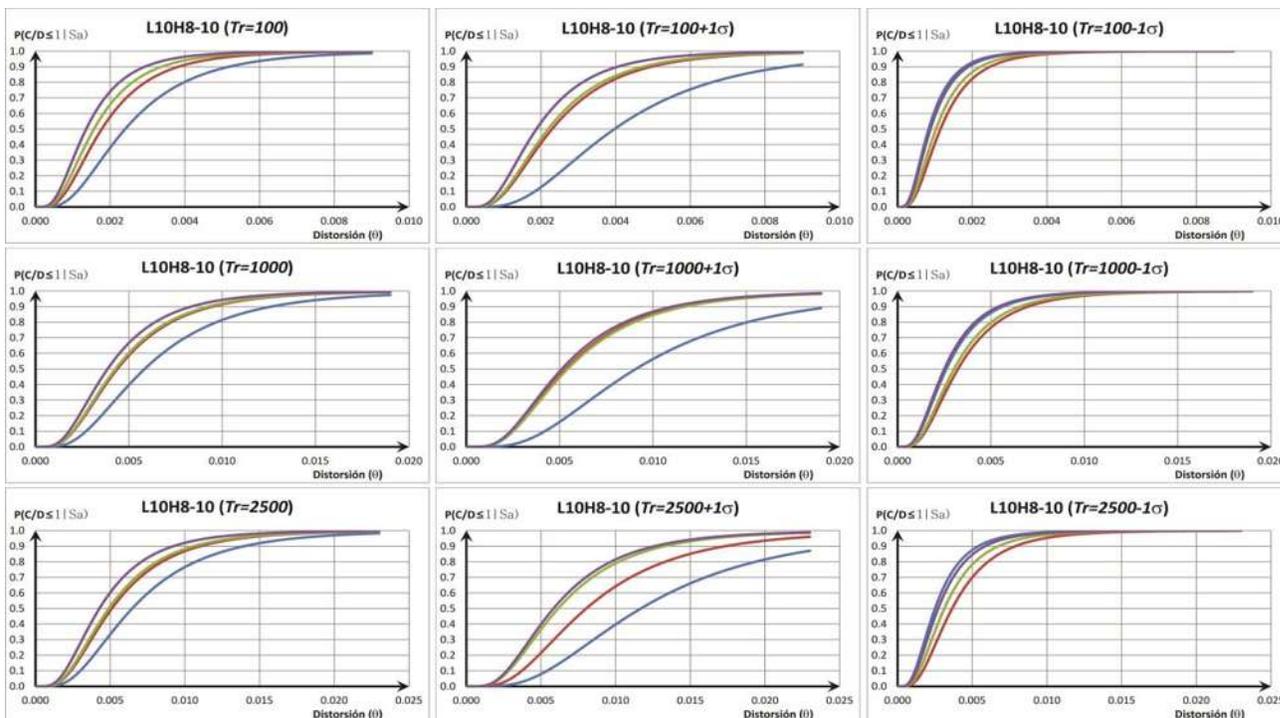


Figura B.6 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H8-10.

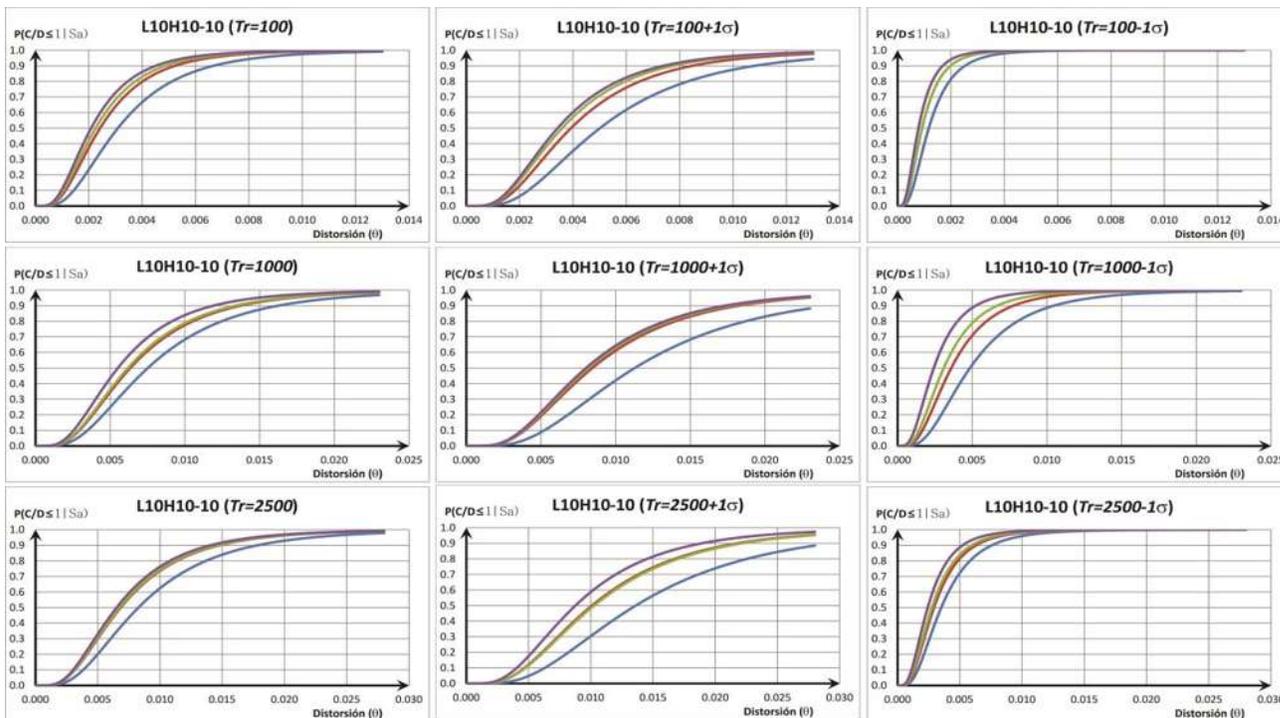


Figura B.7 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-10.

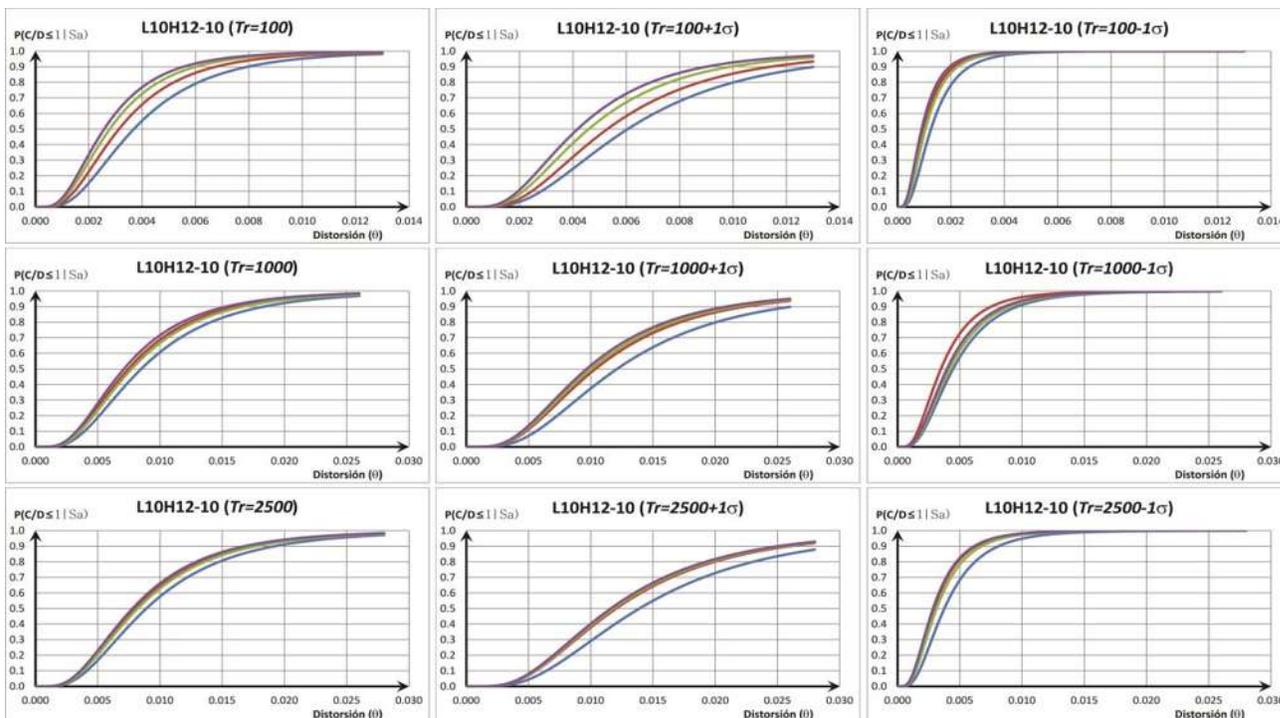


Figura B.8 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H12-10.

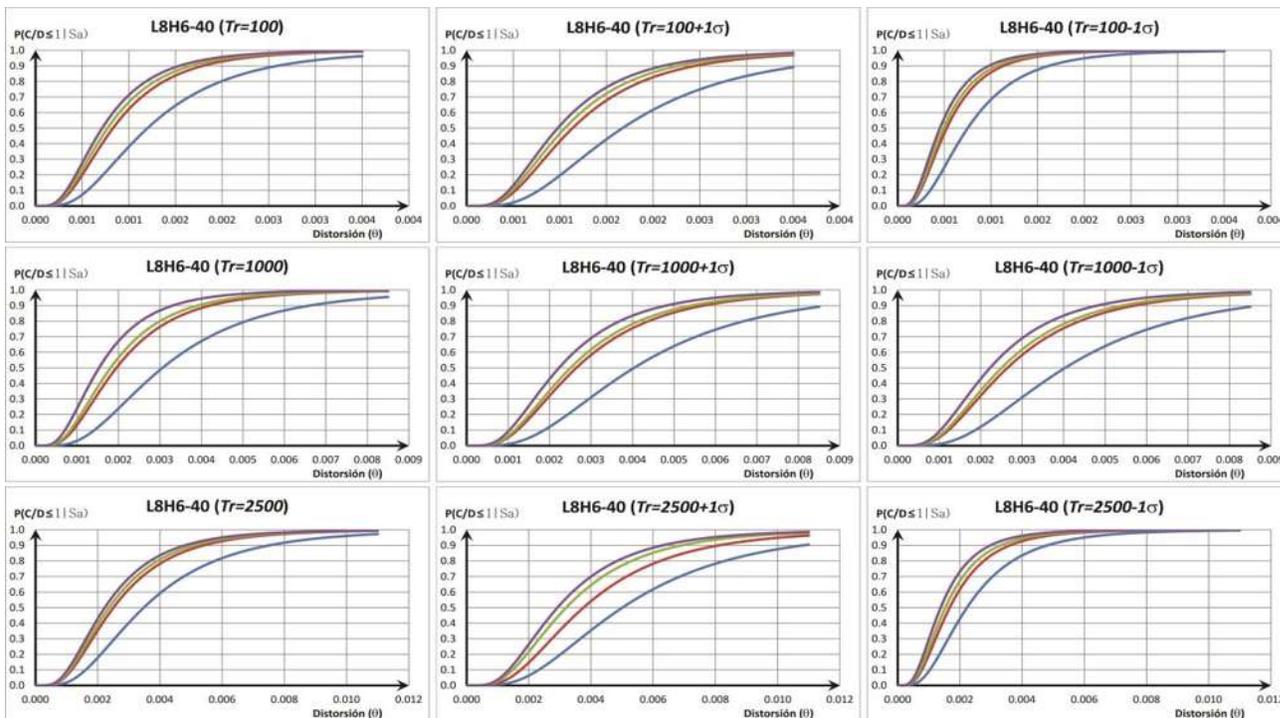


Figura B.9 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H6-40.

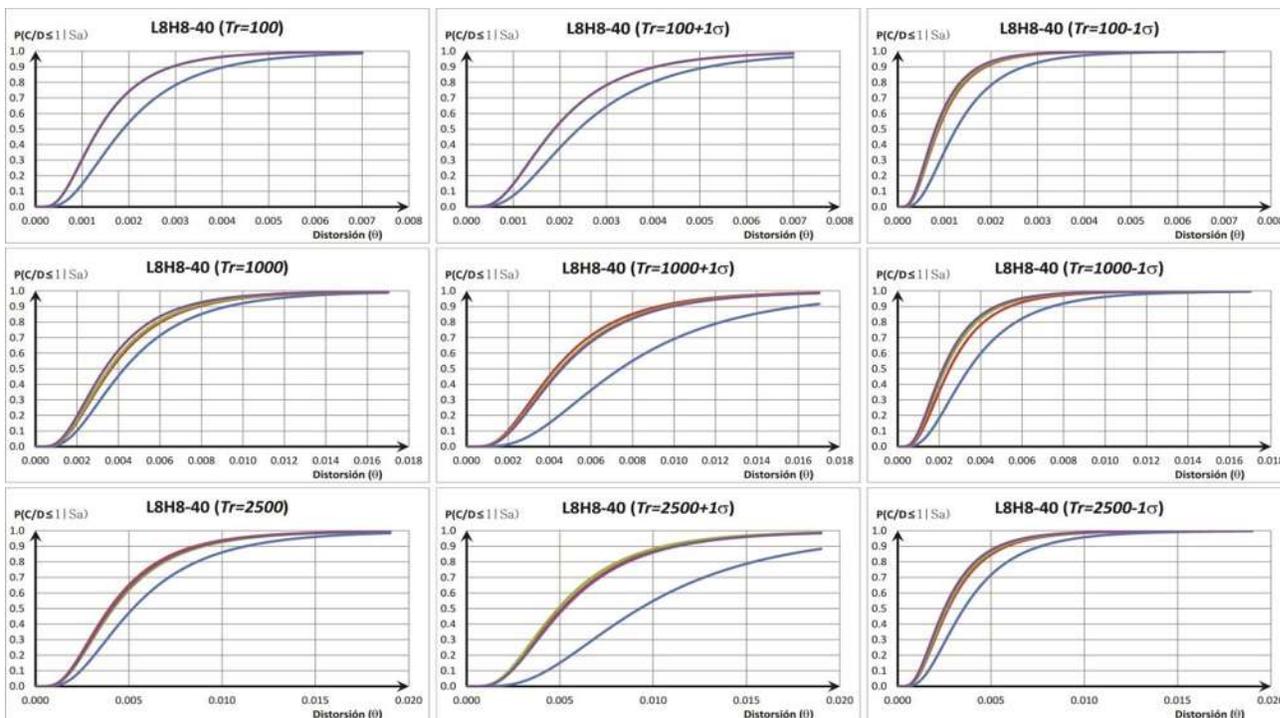


Figura B.10 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H8-40.

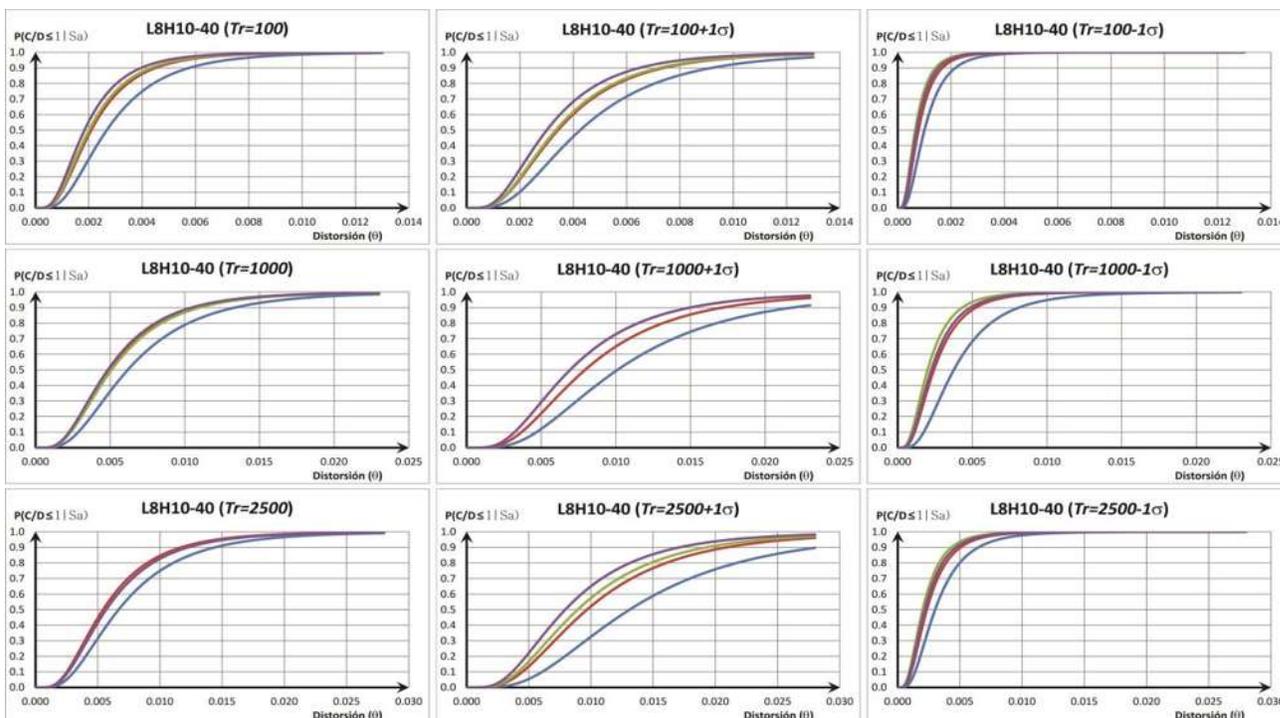


Figura B.11 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-40.

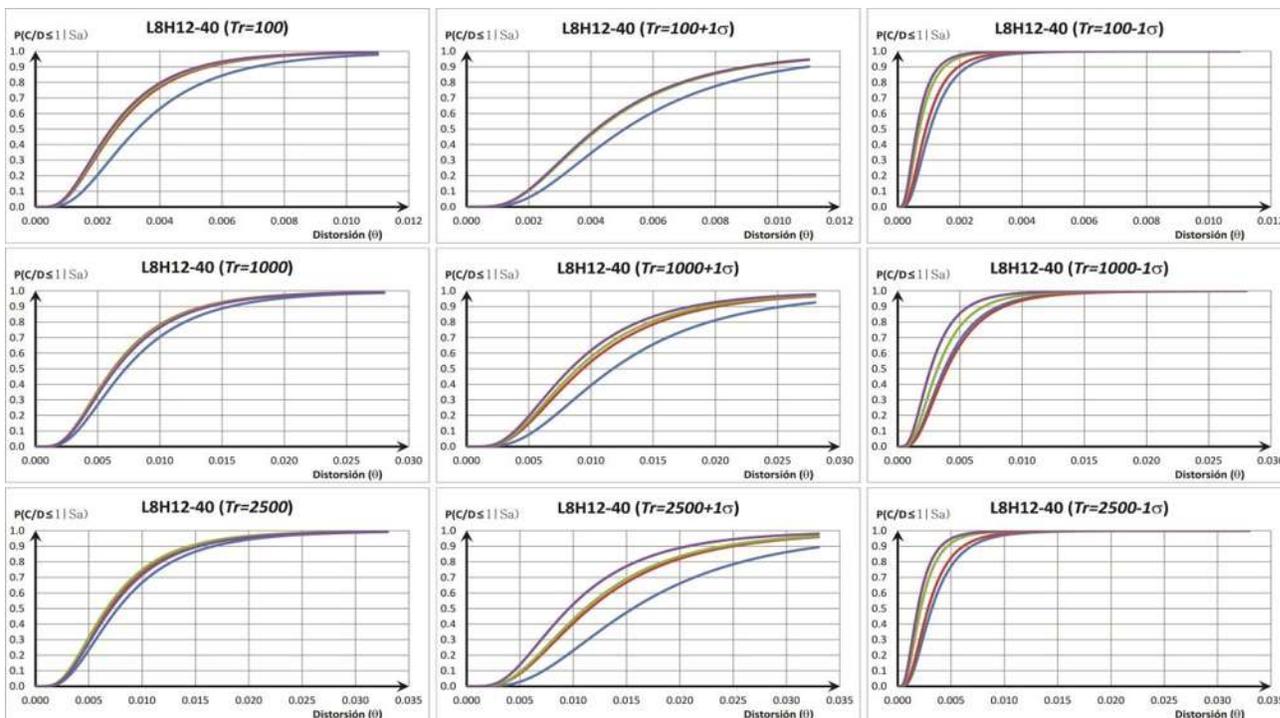


Figura B.12 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H12-40.

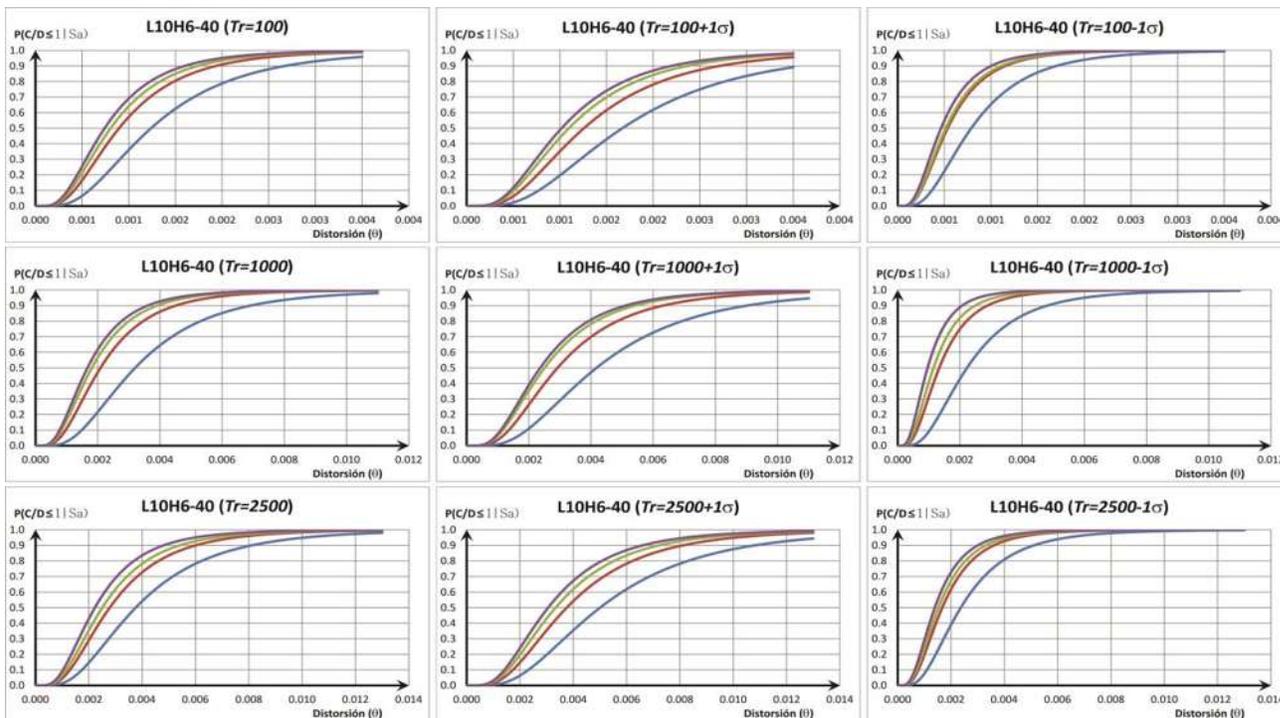


Figura B.13 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H6-40.

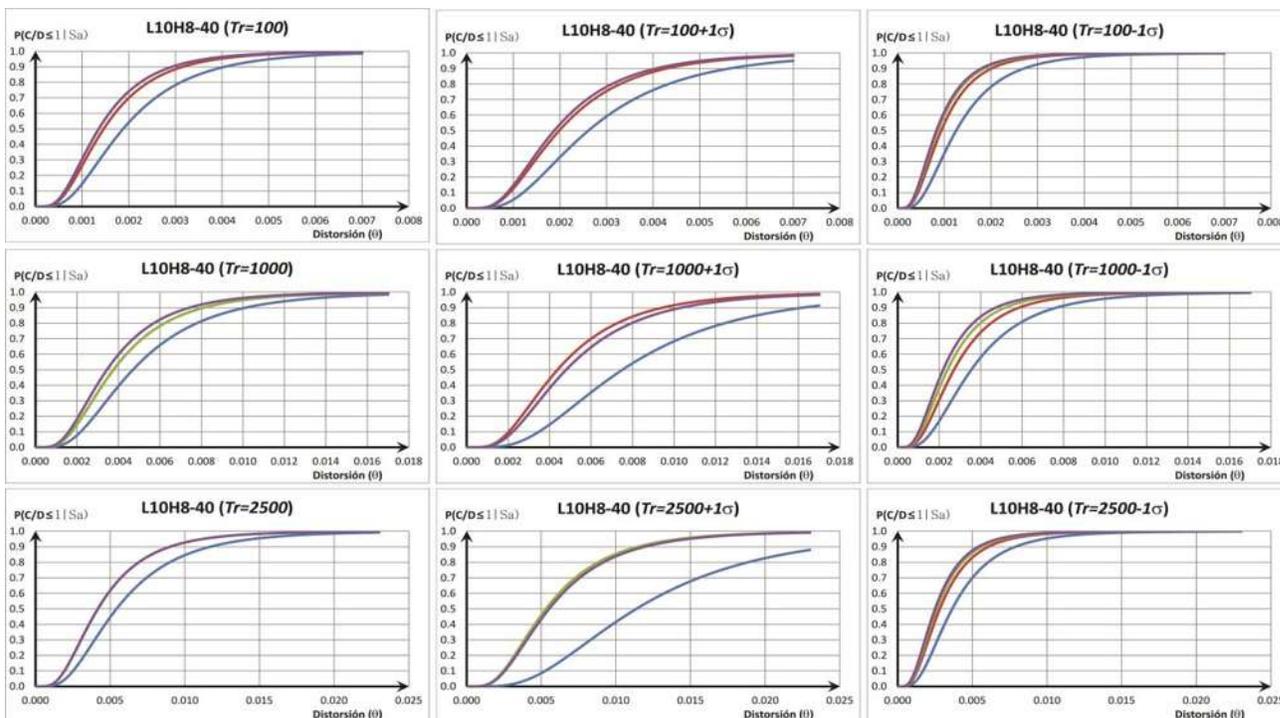


Figura B.14 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H8-40.

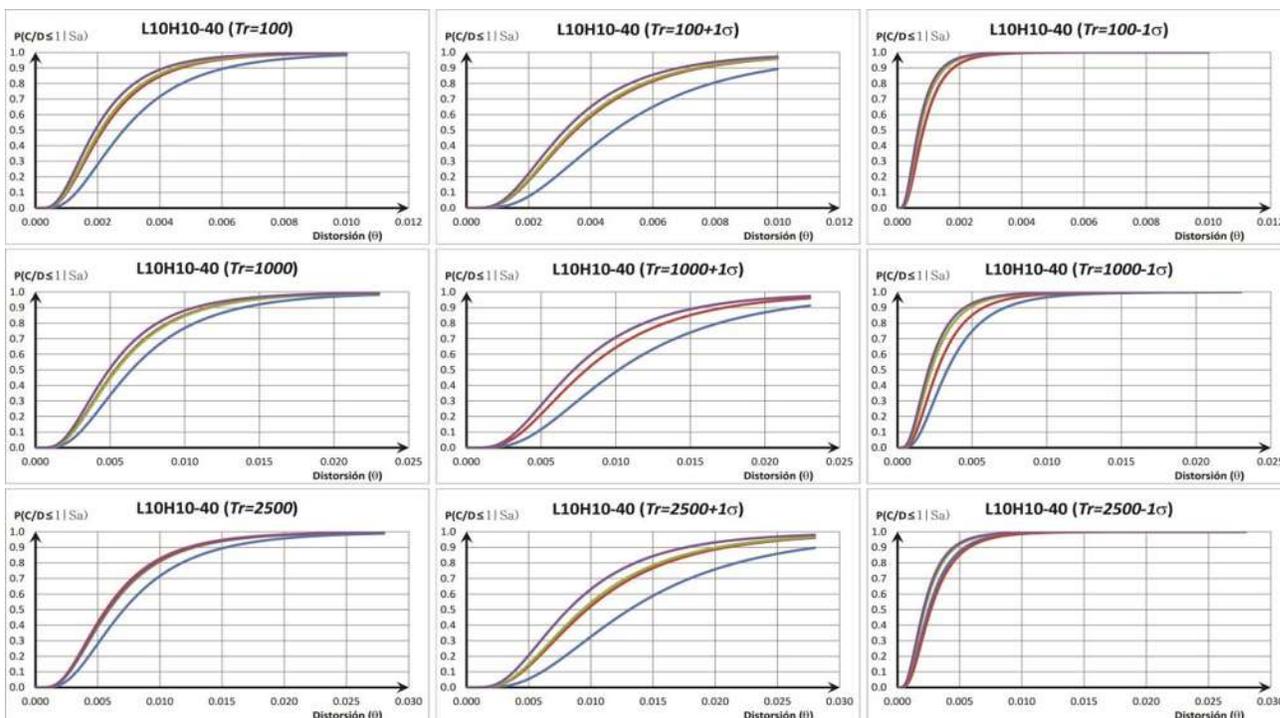


Figura B.15 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-40.

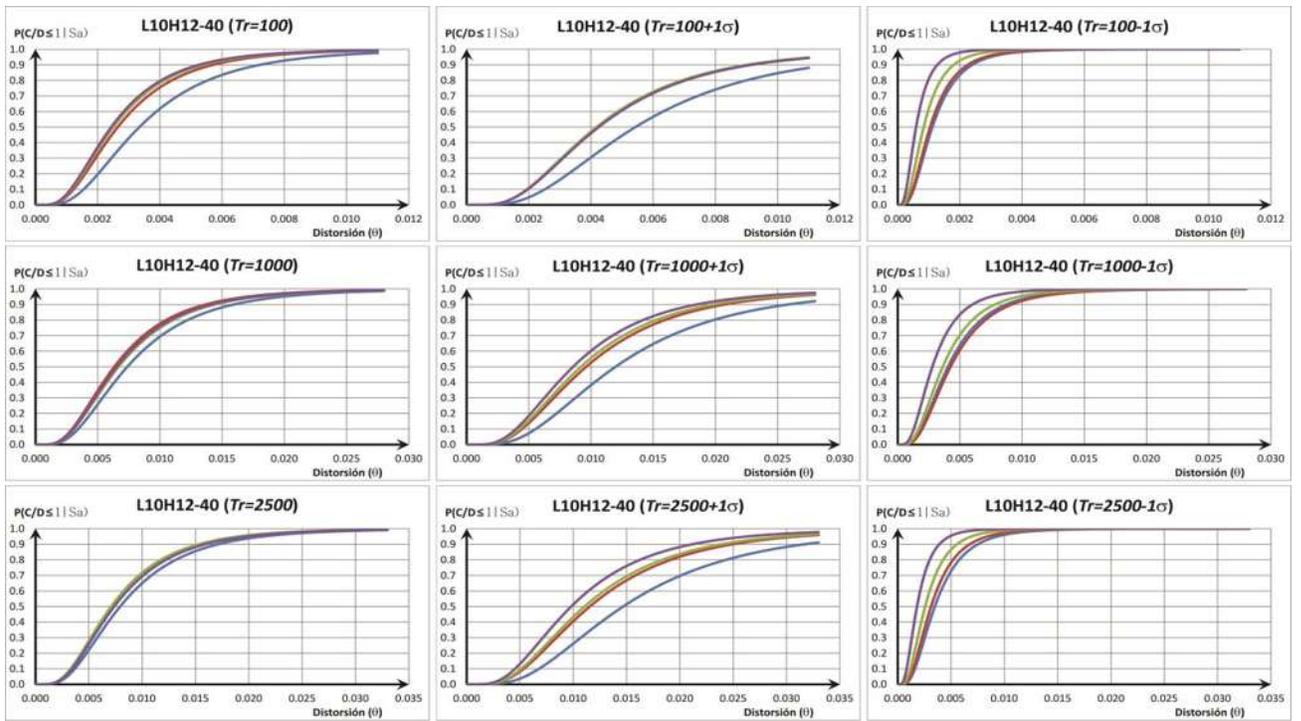


Figura B.16 Curvas de fragilidad de distorsión angular para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H12-40.

ANEXO

C

En este anexo se presentan todas las curvas de fragilidad estimadas como función de la relación de la fuerza cortante de las pilas con camisa de CR y el caso original, pilas sin camisa de refuerzo, valores obtenidos a partir de los datos reportados en el anexo A.

Las curvas que se presentan en cada gráfica representan la probabilidad de que para una relación V/V_R , relación definida en el capítulo 4, la capacidad sea igual a la demanda dada una aceleración máxima en el terreno de los casos considerados en este trabajo: sin encamisado y encamisados con el 0.5%, 1.0% y 1.5% de acero de refuerzo longitudinal, respectivamente línea azul, roja, verde y morada.

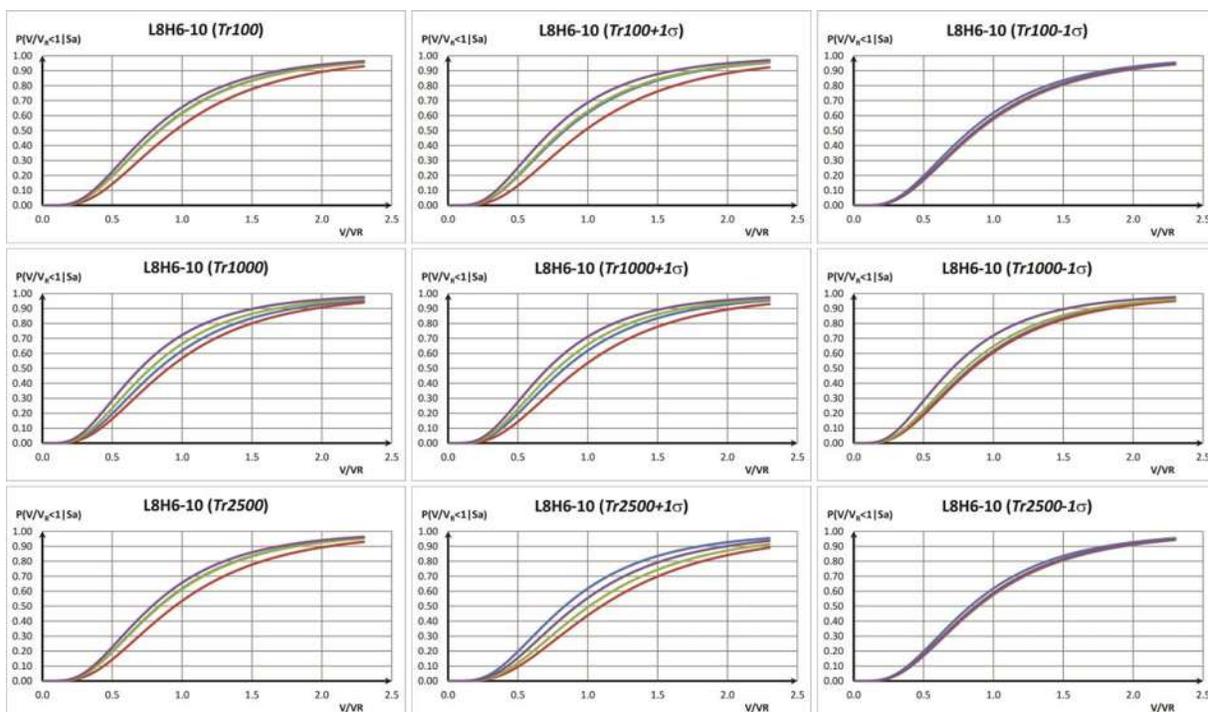


Figura C.1 Curvas de fragilidad V/V_R para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H8-10.

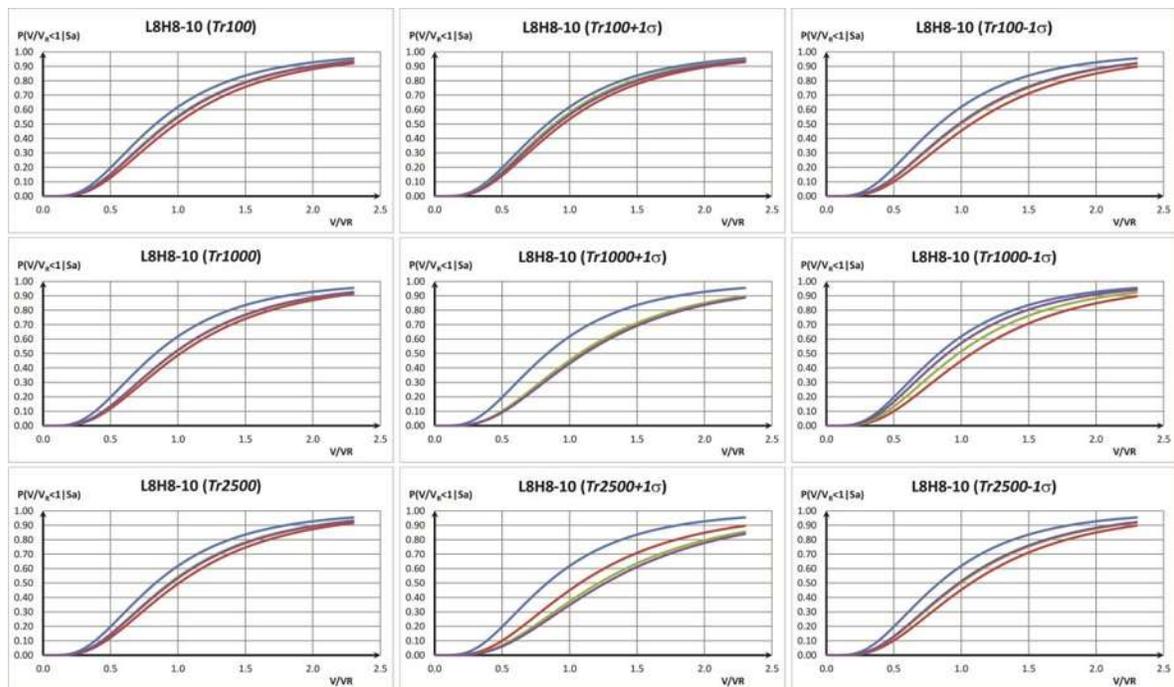


Figura C.2 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-10.

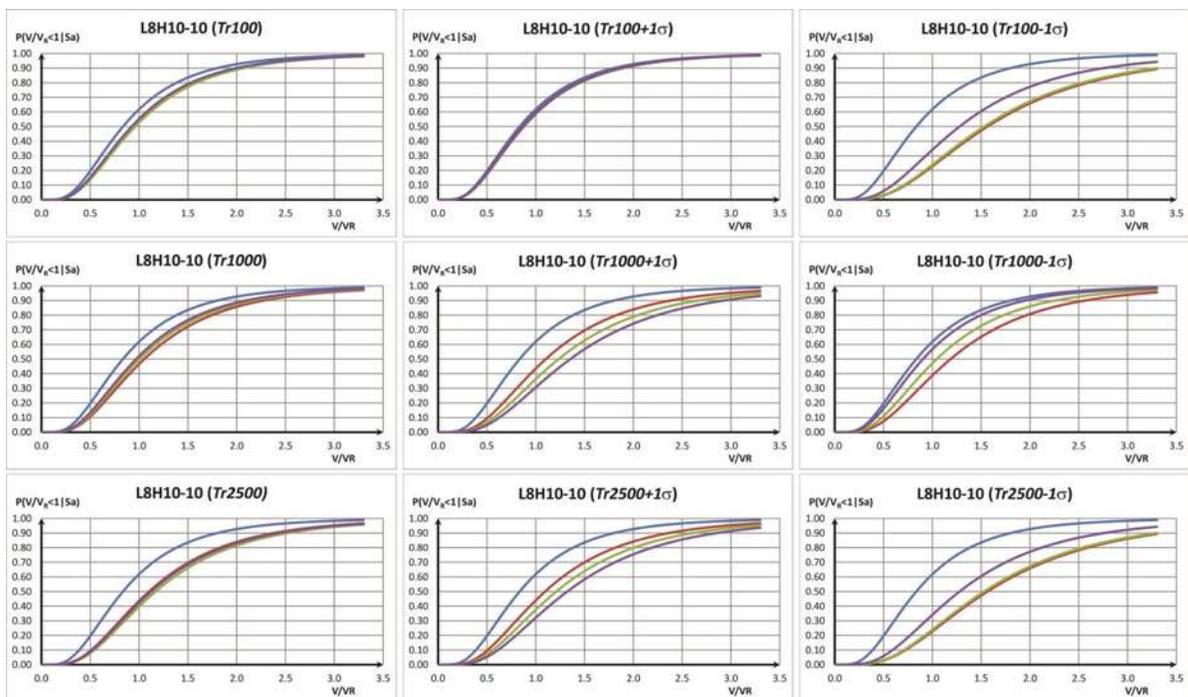


Figura C.3 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-10.

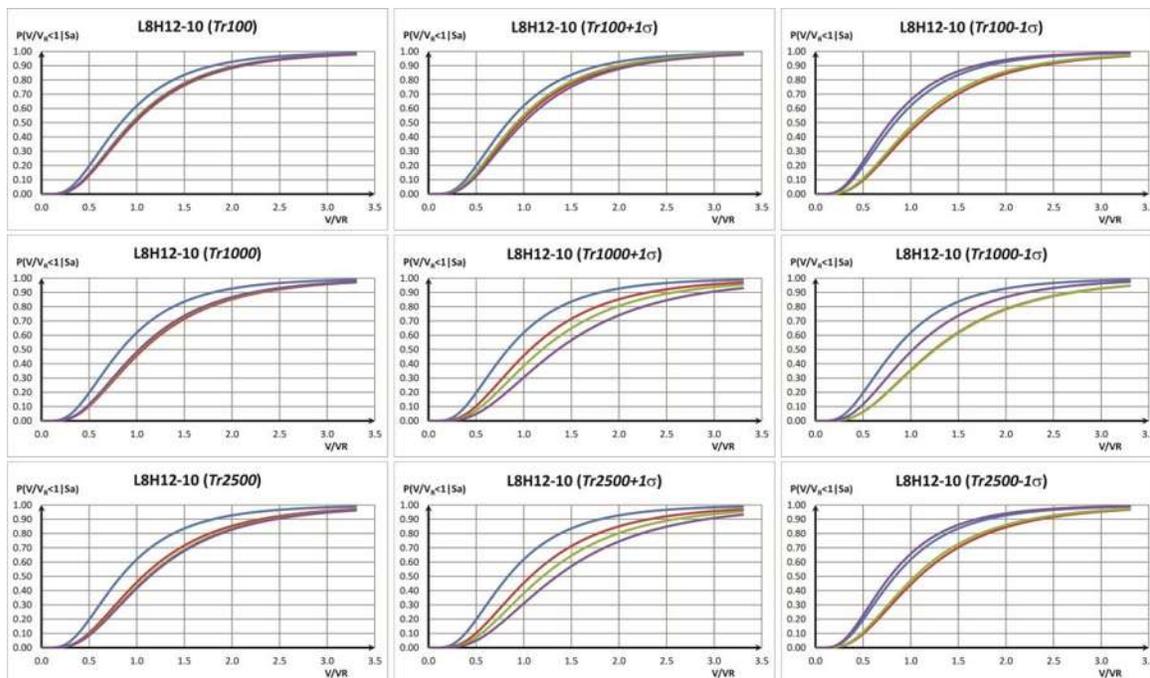


Figura C.4 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H12-10.

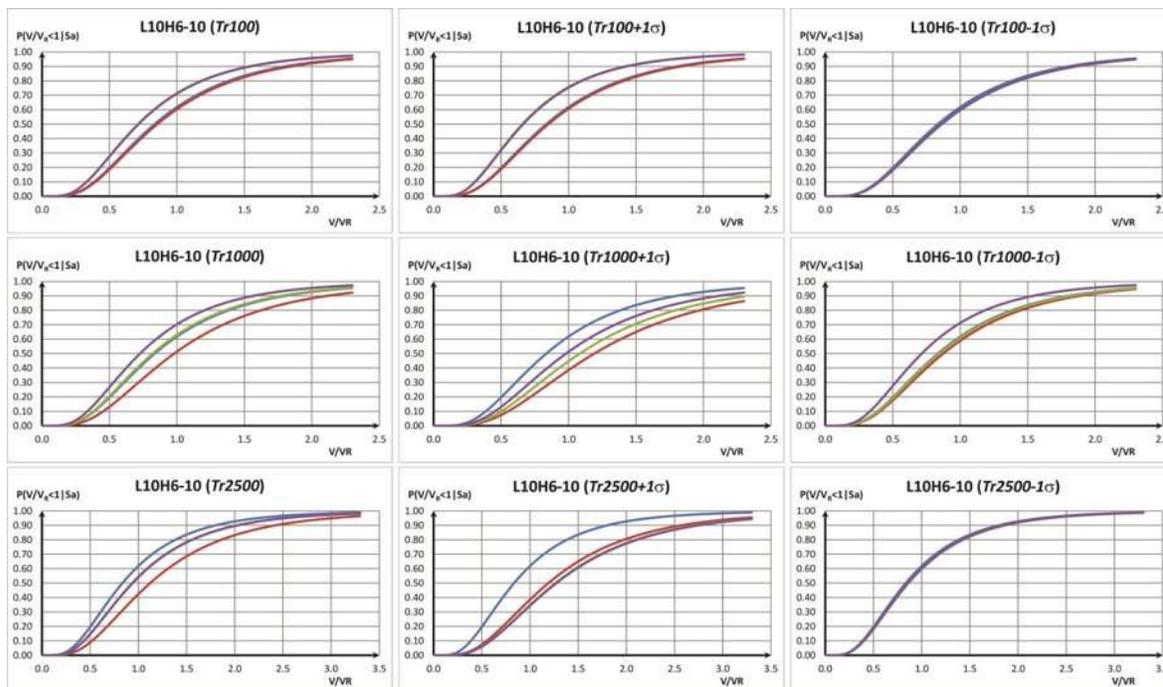


Figura C.5 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H8-10.

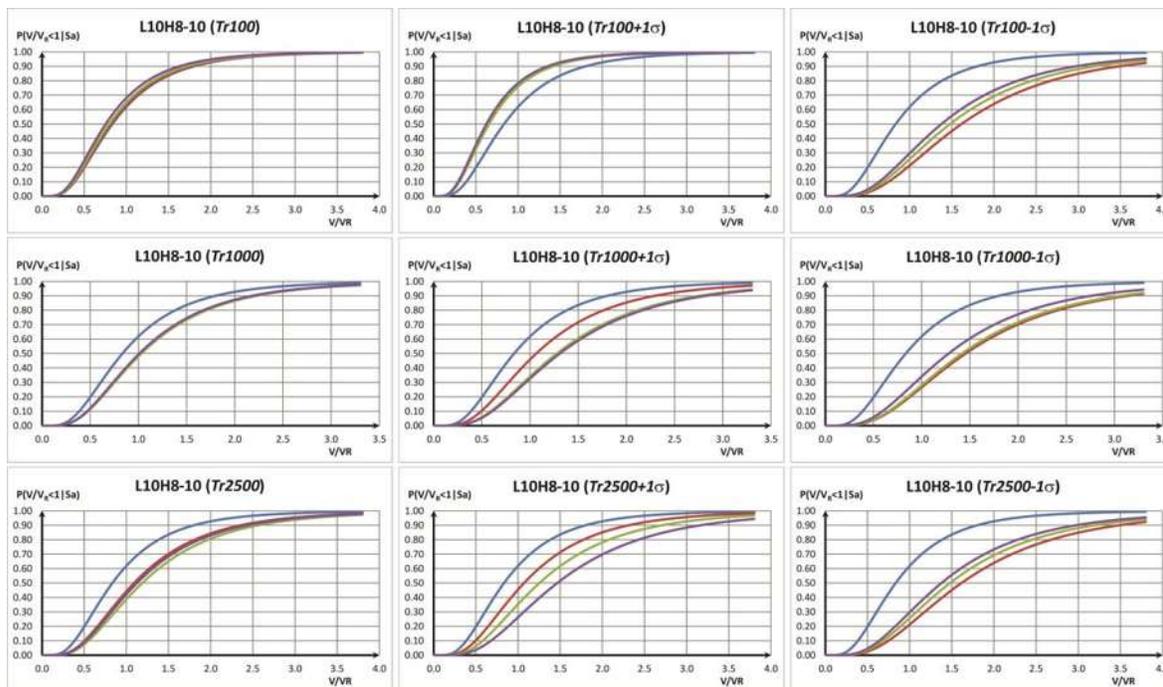


Figura C.6 Curvas de fragilidad V/Vr para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-10.

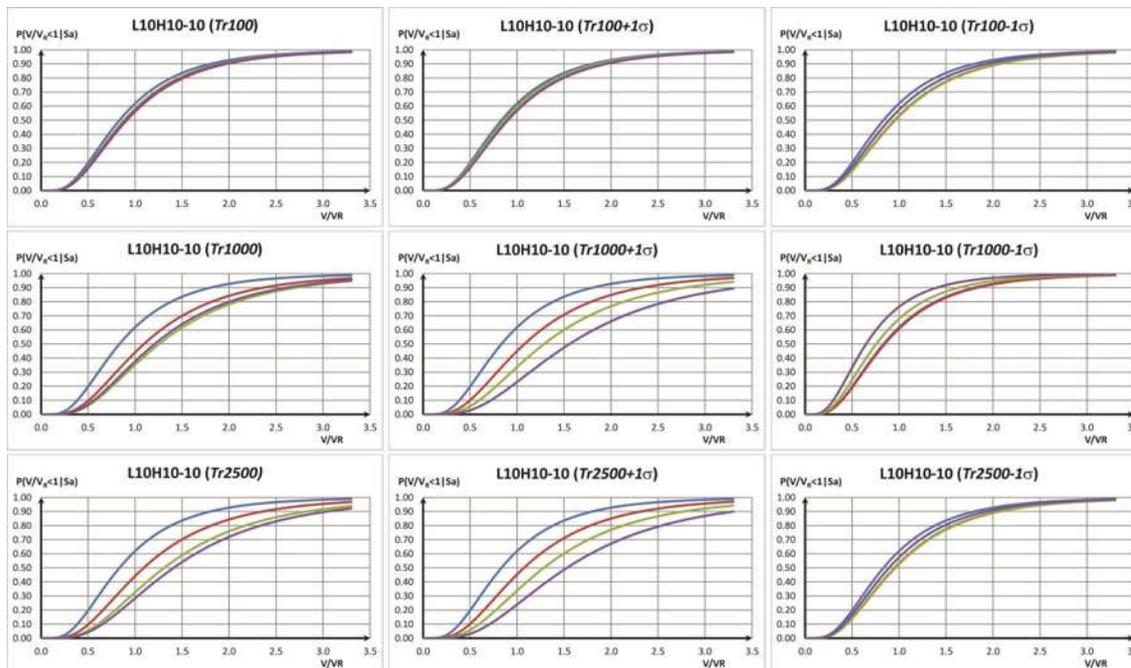


Figura C.7 Curvas de fragilidad V/Vr para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-10.

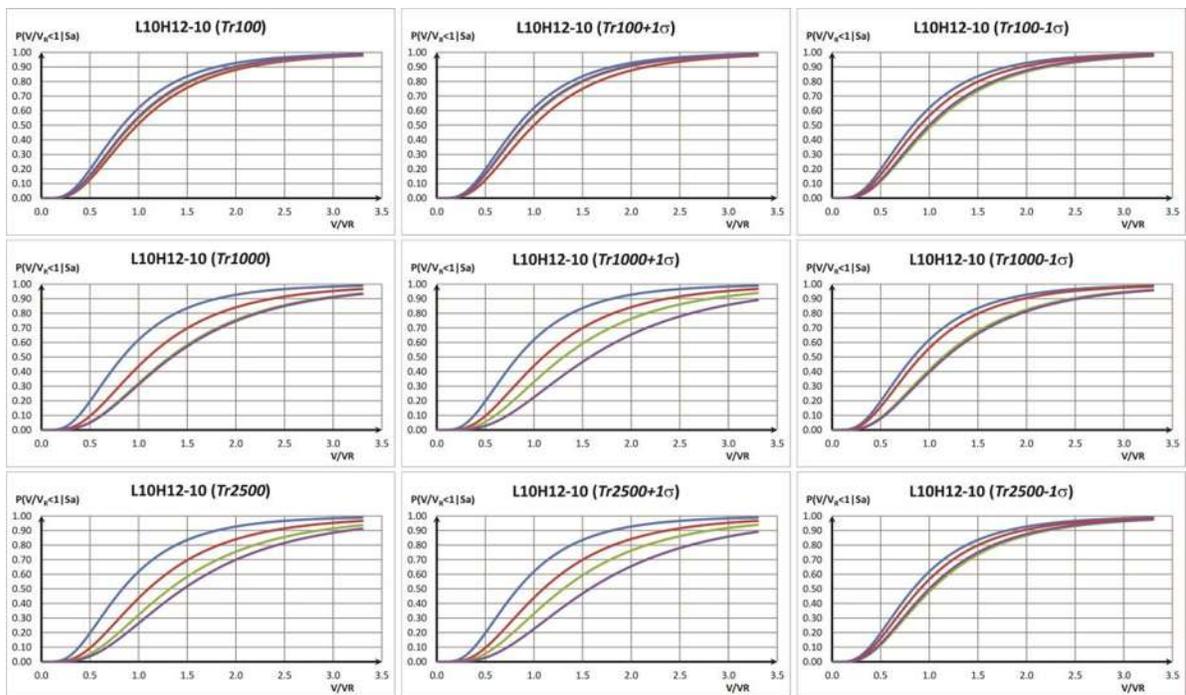


Figura C.8 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H12-10.

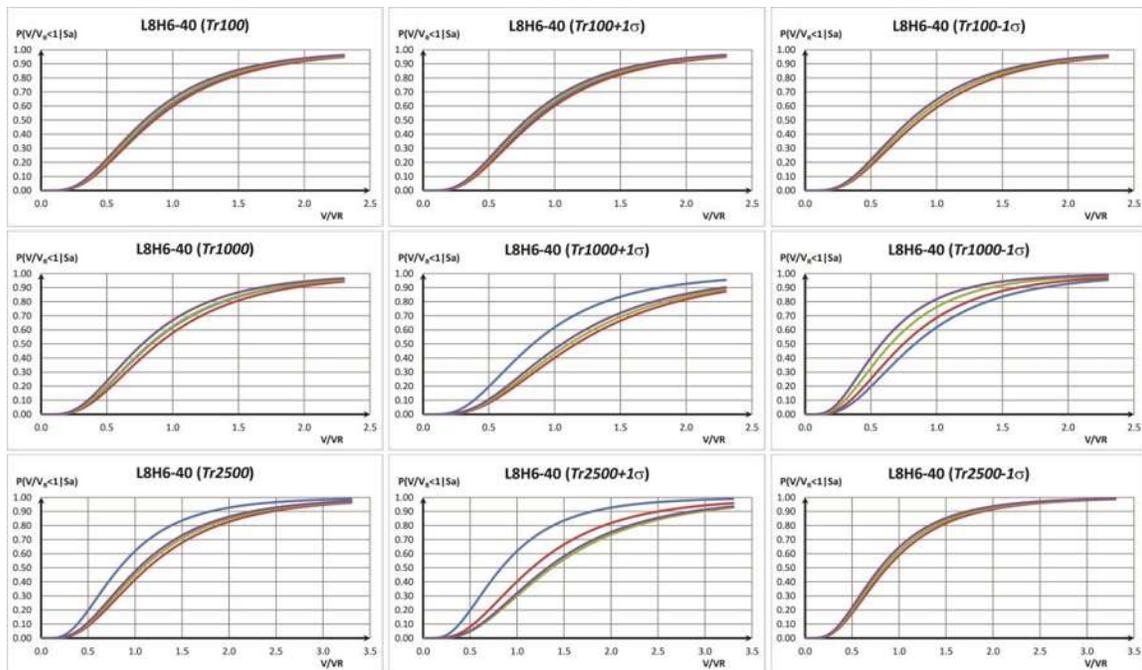


Figura C.9 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H8-40.

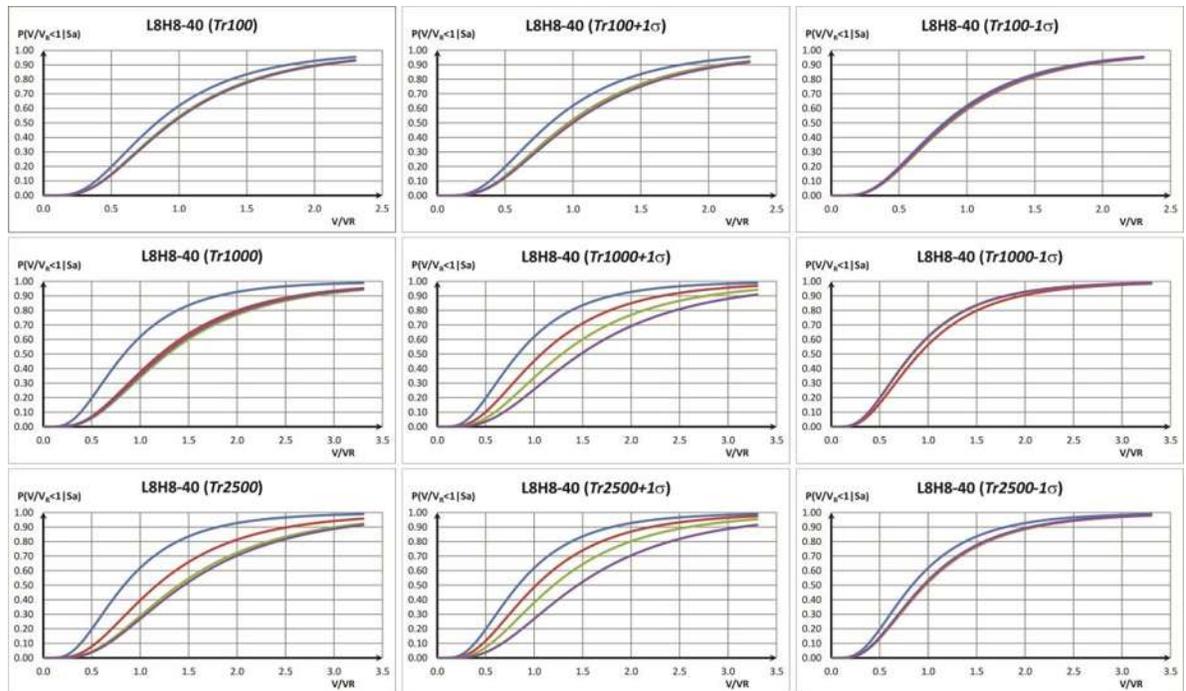


Figura C.10 Curvas de fragilidad V/V_R para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-40.

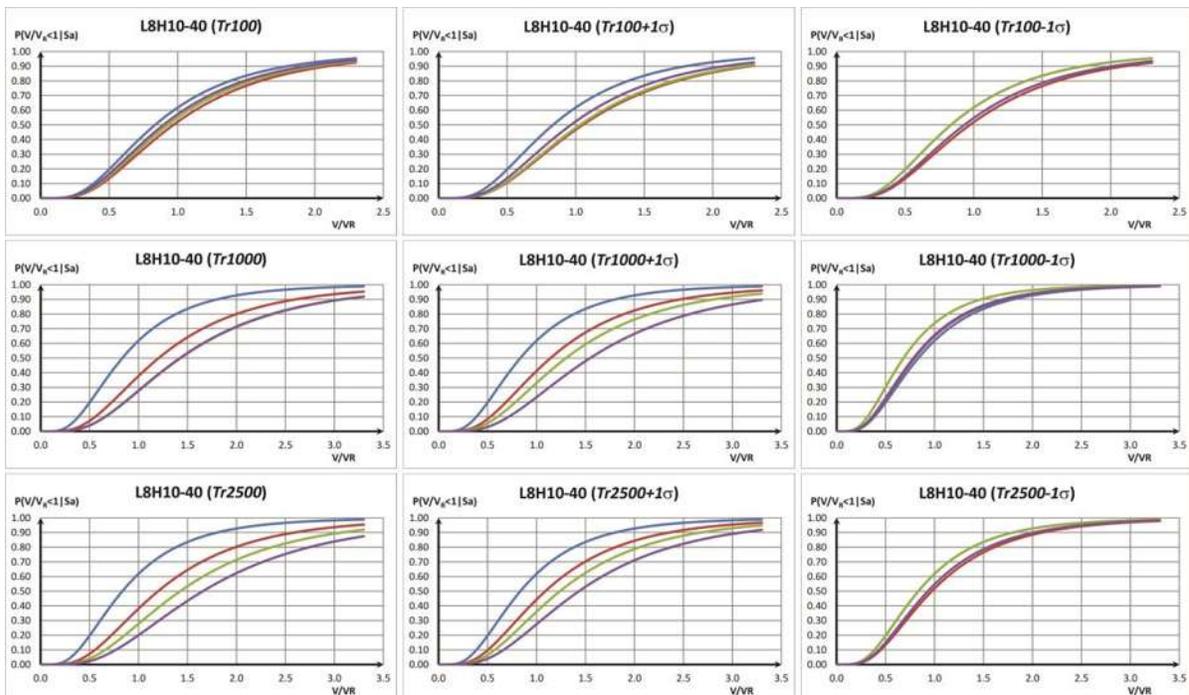


Figura C.11 Curvas de fragilidad V/V_R para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H10-40.

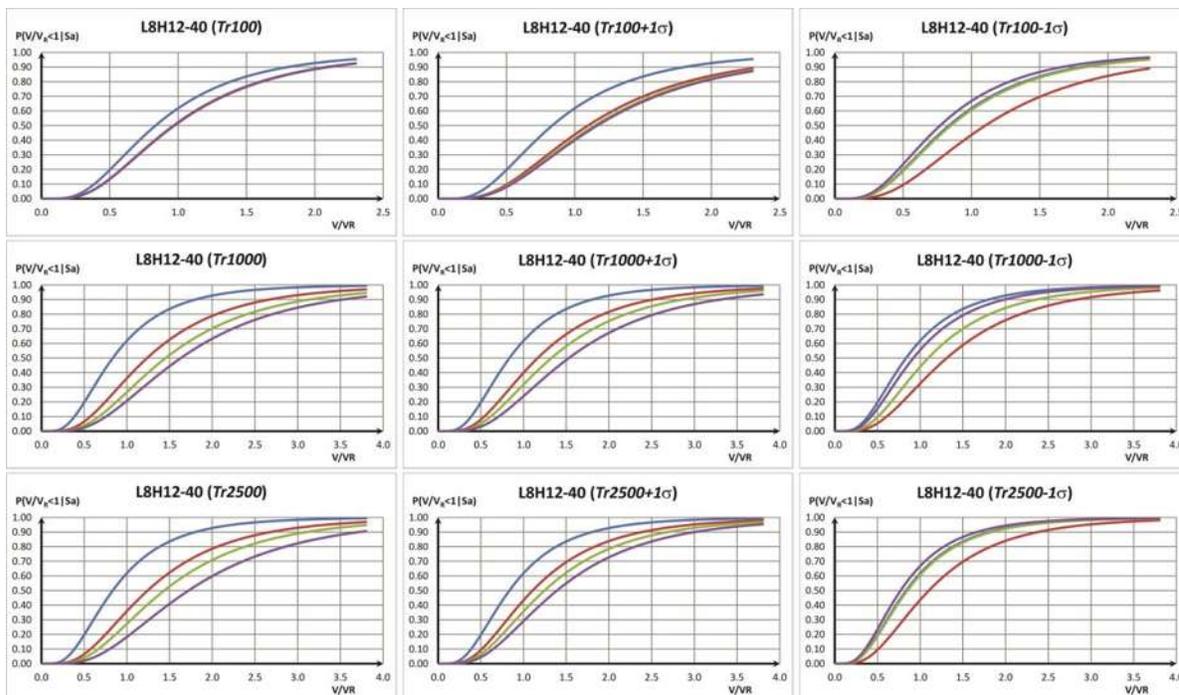


Figura C.12 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L8H12-40.

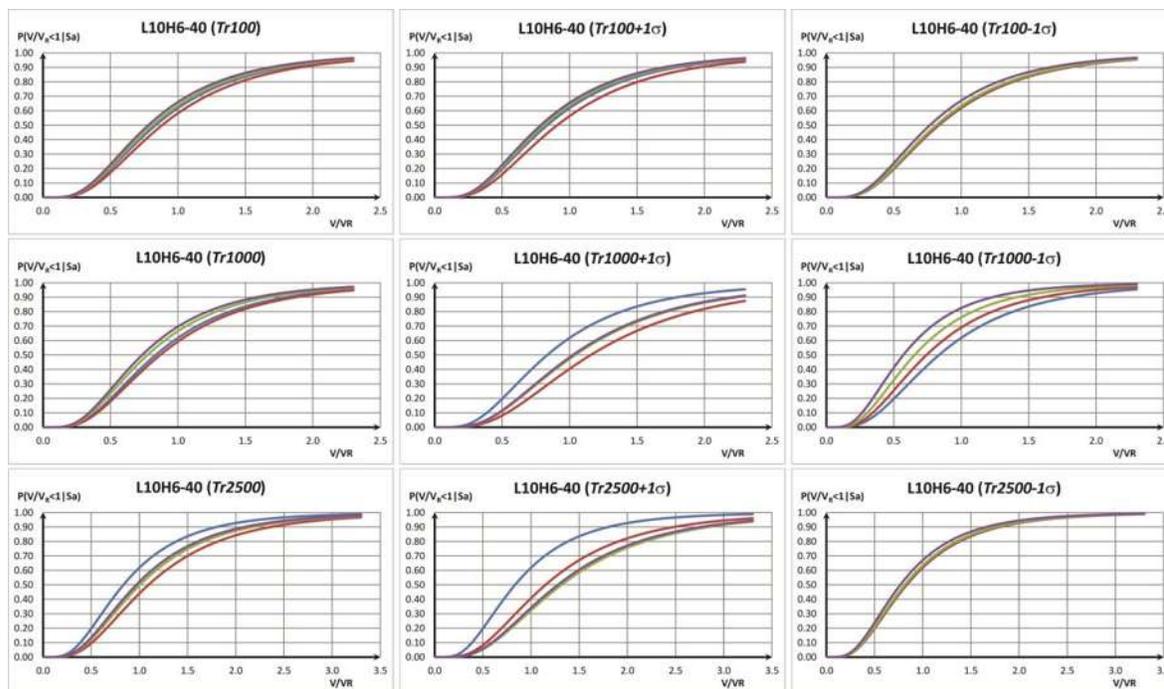


Figura C.13 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H8-40.

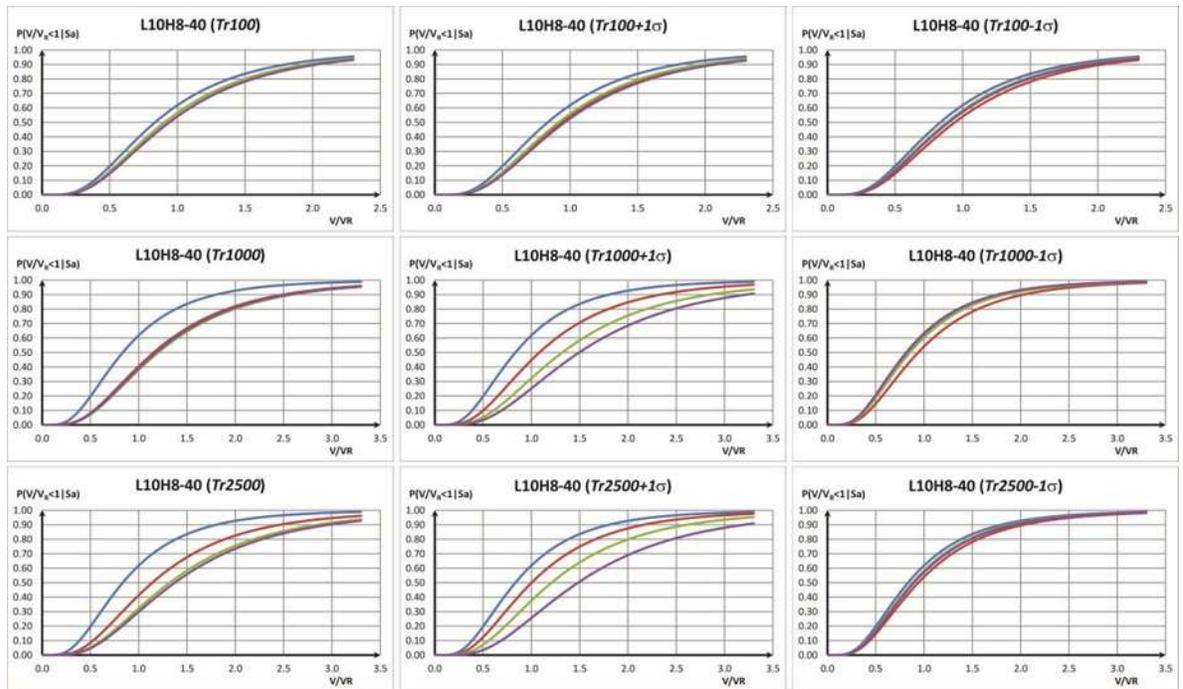


Figura C.14 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-40.

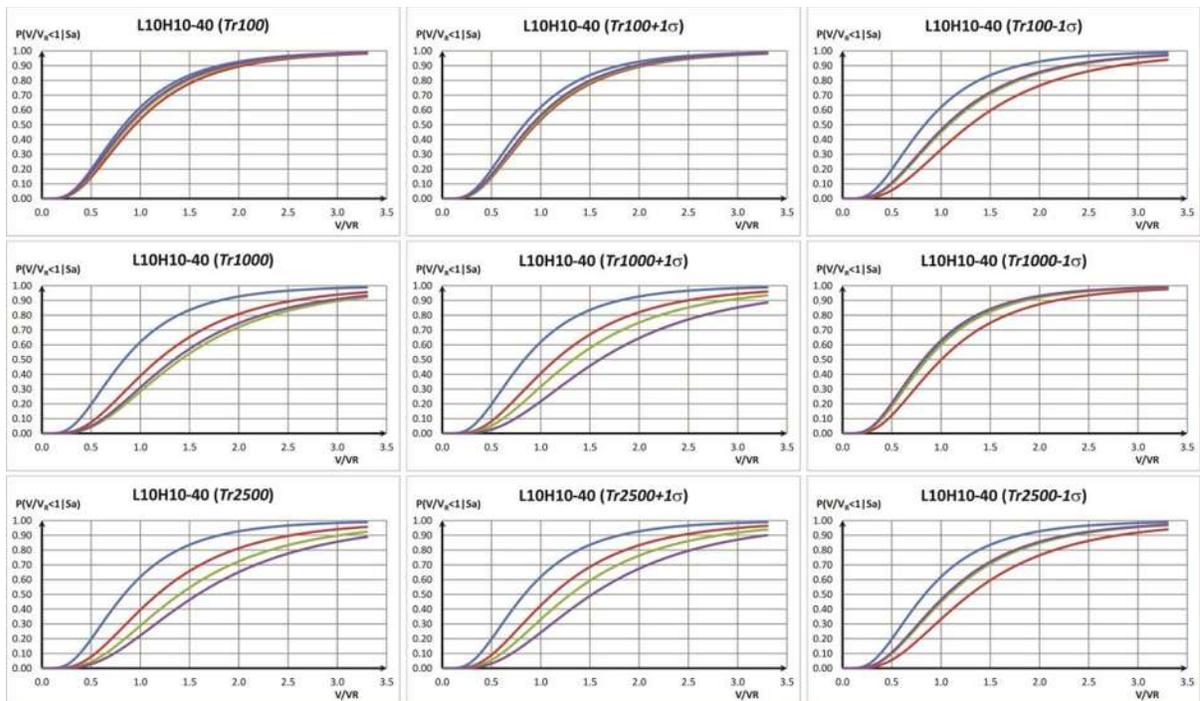


Figura C.15 Curvas de fragilidad V/VR para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H10-40.

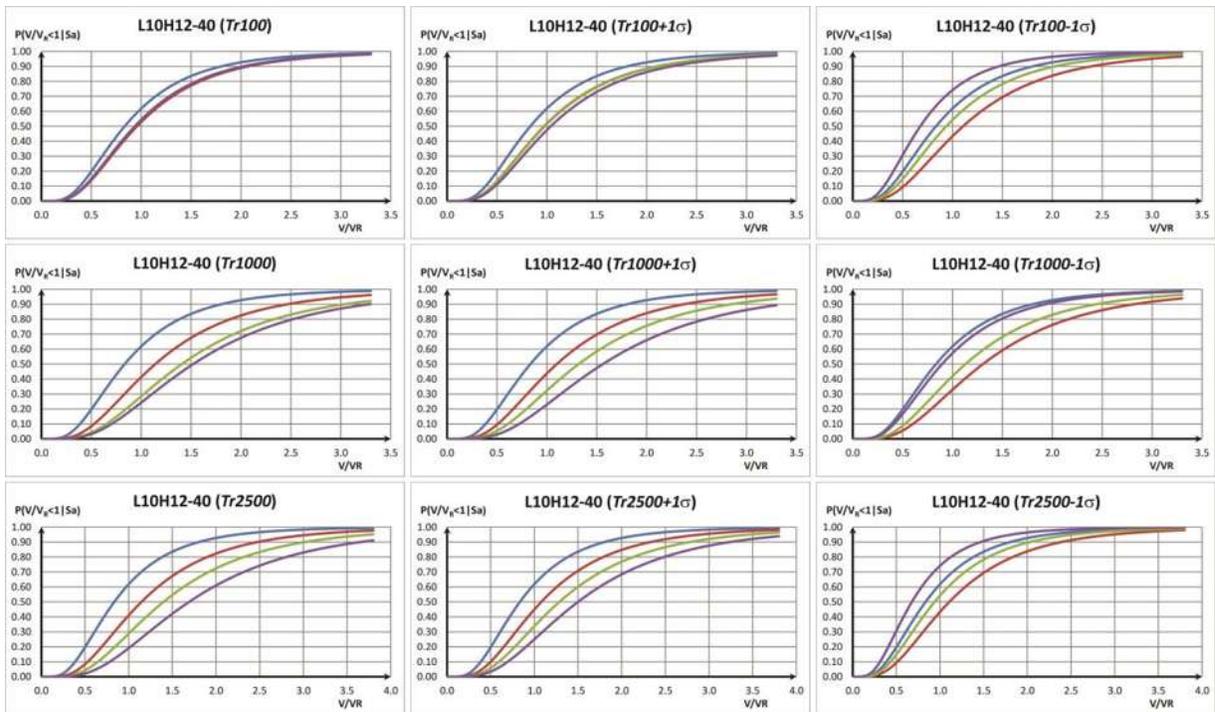


Figura C.16 Curvas de fragilidad V/V_R para todas las demandas sísmicas correspondientes al caso: L10H12-40.

ANEXO

D

En este anexo se presentan tablas donde se resumen los resultados de desplazamiento y aceleración máxima del terreno para que la pila tipo muro presente una demanda de ductilidad deseada. En este trabajo se seleccionaron demandas de ductilidad $\mu = 1, 2, 3, 4$ y 5 , las cuales se asocian a diferentes estados de daño. Los valores obtenidos del conjunto de análisis estáticos no lineales desarrollados, son la base para la creación de las curvas de fragilidad como función de la ductilidad, resultados presentados en el capítulo 4. En las tablas el desplazamiento se expresa en cm y mientras que la PGA en cm/s^2 .

Tabla D.1 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H6-10**.

L8H6-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 3.488 cm				dy = 3.059 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	3.484	1.00	1.16	779.5	3.053	1.00	1.34	900.5
$\mu = 2$	6.966	2.00	2.60	1747.2	6.128	2.00	2.60	1747.2
$\mu = 3$	10.454	3.00	3.25	2184.0	9.192	3.00	3.80	2553.6
$\mu = 4$	13.972	4.01	3.61	2425.9	12.256	4.01	4.27	2869.4
$\mu = 5$	17.435	5.00	4.03	2708.2	15.269	4.99	4.83	3245.8
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 3.326 cm				dy = 3.667 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	3.326	1.00	1.71	1149.1	3.670	1.00	2.10	1411.2
$\mu = 2$	6.714	2.02	3.10	2083.2	6.649	1.81	3.81	2560.3
$\mu = 3$	9.994	3.01	4.25	2856.0	11.013	3.00	4.74	3185.3
$\mu = 4$	13.357	4.02	5.05	3393.6	14.643	3.99	5.97	4011.8
$\mu = 5$	16.708	5.02	5.60	3763.2	18.376	5.01	6.46	4341.1

Tabla D.2 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H8-10**.

L8H8-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 5.788 cm				dy = 5.395 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	5.800	1.00	1.01	678.7	5.392	1.00	1.17	786.2
$\mu = 2$	11.518	1.99	2.04	1370.9	10.800	2.00	2.35	1579.2
$\mu = 3$	17.467	3.02	2.70	1814.4	16.302	3.02	3.02	2029.4
$\mu = 4$	23.160	4.00	3.22	2163.8	21.540	3.99	3.51	2358.7
$\mu = 5$	28.936	5.00	3.56	2392.3	27.008	5.01	4.17	2802.2
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 5.708 cm				dy = 6.300 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	5.718	1.00	1.37	920.6	6.310	1.00	1.62	1088.6
$\mu = 2$	11.427	2.00	2.72	1827.8	12.369	1.96	3.39	2278.1
$\mu = 3$	17.134	3.00	3.52	2365.4	18.888	3.00	4.06	2728.3
$\mu = 4$	22.745	3.98	4.07	2735.0	25.287	4.01	4.97	3339.8
$\mu = 5$	28.540	5.00	4.61	3097.9	31.465	4.99	5.32	3575.0

Tabla D.3 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H10-10**.

L8H10-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 8.530 cm				dy = 8.062 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	8.487	0.99	0.80	537.6	8.121	1.01	1.00	672.0
$\mu = 2$	17.203	2.02	1.90	1276.8	16.188	2.01	2.23	1498.6
$\mu = 3$	25.653	3.01	2.70	1814.4	24.142	2.99	2.83	1901.8
$\mu = 4$	34.350	4.03	3.50	2352.0	32.414	4.02	3.50	2352.0
$\mu = 5$	42.568	4.99	3.99	2681.3	39.918	4.95	4.27	2869.4
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 8.600 cm				dy = 9.292 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	8.667	1.01	1.10	739.2	9.164	0.99	1.23	826.6
$\mu = 2$	17.203	2.00	2.50	1680.0	18.594	2.00	2.80	1881.6
$\mu = 3$	25.756	3.00	3.17	2130.2	27.664	2.98	3.67	2466.2
$\mu = 4$	34.400	4.00	3.93	2641.0	37.114	3.99	4.40	2956.8
$\mu = 5$	43.008	5.00	4.62	3104.6	46.445	5.00	5.10	3427.2

Tabla D.4 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H12-10**.

L8H12-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 12.300 cm				dy = 11.367 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	12.333	1.00	0.83	557.8	11.398	1.00	0.96	645.1
$\mu = 2$	24.618	2.00	2.23	1498.6	22.783	2.00	2.28	1532.2
$\mu = 3$	36.944	3.00	3.34	2244.5	34.171	3.01	3.31	2224.3
$\mu = 4$	49.197	4.00	4.04	2714.9	45.463	4.00	4.13	2775.4
$\mu = 5$	61.435	4.99	5.01	3366.7	56.774	4.99	5.15	3460.8
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 12.439 cm				dy = 13.437 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	12.444	1.00	1.12	752.6	13.489	1.00	1.27	853.4
$\mu = 2$	24.739	1.99	2.52	1693.4	26.837	2.00	2.86	1921.9
$\mu = 3$	37.370	3.00	3.77	2533.4	40.358	3.00	4.26	2862.7
$\mu = 4$	49.724	4.00	4.51	3030.7	53.767	4.00	5.30	3561.6
$\mu = 5$	62.158	5.00	5.73	3850.6	67.197	5.00	6.04	4058.9

Tabla D.5 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H6-10**.

L10H6-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 2.680 cm				dy = 2.915 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	2.629	0.98	0.72	483.84	2.908	1.00	1.20	806.4
$\mu = 2$	5.373	2.00	1.80	1209.6	5.788	1.99	2.40	1612.8
$\mu = 3$	8.017	2.99	2.23	1498.56	8.757	3.00	3.06	2056.32
$\mu = 4$	10.709	4.00	2.50	1680	11.593	3.98	3.64	2446.08
$\mu = 5$	13.340	4.98	2.84	1908.48	14.487	4.97	3.80	2553.6
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 4.341 cm				dy = 3.597 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	4.346	1.00	1.60	1075.2	3.573	0.99	1.95	1310.4
$\mu = 2$	8.672	2.00	3.45	2318.4	7.390	2.05	3.46	2325.12
$\mu = 3$	13.032	3.00	4.23	2842.56	10.691	2.97	4.60	3091.2
$\mu = 4$	17.058	3.93	4.97	3339.84	14.428	4.01	5.43	3648.96
$\mu = 5$	21.854	5.03	5.30	3561.6	17.890	4.97	6.00	4032

Tabla D.6 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H8-10**.

L10H8-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 4.260 cm				dy = 4.501 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	4.379	1.03	0.62	416.64	4.579	1.02	0.90	604.8
$\mu = 2$	8.448	1.98	1.34	900.48	9.065	2.01	1.85	1243.2
$\mu = 3$	12.781	3.00	1.88	1263.36	13.698	3.04	2.33	1565.76
$\mu = 4$	16.931	3.97	2.13	1431.36	18.120	4.03	2.86	1921.92
$\mu = 5$	21.187	4.97	2.50	1680	22.460	4.99	3.31	2224.32
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 5.447 cm				dy = 5.974 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	5.215	0.96	1.11	745.92	5.954	1.00	1.46	981.12
$\mu = 2$	10.828	1.99	2.35	1579.2	11.951	2.00	2.93	1968.96
$\mu = 3$	16.446	3.02	3.05	2049.6	17.785	2.98	3.70	2486.4
$\mu = 4$	21.792	4.00	3.55	2385.6	23.869	4.00	4.26	2862.72
$\mu = 5$	27.150	4.98	4.20	2822.4	29.932	5.01	4.90	3292.8

Tabla D.7 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H10-10**.

L10H10-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 6.980 cm				dy = 6.819 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	7.221	1.03	0.65	436.8	7.050	1.03	0.80	537.6
$\mu = 2$	14.120	2.02	1.45	974.4	13.387	1.96	1.70	1142.4
$\mu = 3$	20.739	2.97	2.12	1424.64	20.672	3.03	2.28	1532.16
$\mu = 4$	27.997	4.01	2.60	1747.2	27.318	4.01	2.96	1989.12
$\mu = 5$	35.041	5.02	3.30	2217.6	34.088	5.00	3.56	2392.32
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 7.690 cm				dy = 8.796 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	7.822	1.02	0.95	638.4	8.774	1.00	1.13	759.36
$\mu = 2$	15.435	2.01	2.16	1451.52	17.435	1.98	2.58	1733.76
$\mu = 3$	22.993	2.99	2.73	1834.56	26.029	2.96	3.30	2217.6
$\mu = 4$	30.613	3.98	3.35	2251.2	35.090	3.99	4.07	2735.04
$\mu = 5$	38.538	5.01	4.20	2822.4	44.024	5.01	4.78	3212.16

Tabla D.8 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H12-10**.

L10H12-10								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 10.310 cm				dy = 9.302 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	10.461	1.01	0.68	456.96	9.502	1.02	0.70	470.4
$\mu = 2$	20.376	1.98	1.80	1209.6	18.601	2.00	1.85	1243.2
$\mu = 3$	31.043	3.01	2.58	1733.76	27.801	2.99	2.52	1693.44
$\mu = 4$	41.115	3.99	3.30	2217.6	37.195	4.00	3.38	2271.36
$\mu = 5$	51.642	5.01	3.80	2553.6	46.602	5.01	3.90	2620.8
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 11.473 cm				dy = 12.713 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	11.465	1.00	0.96	645.12	12.667	1.00	1.15	772.8
$\mu = 2$	22.955	2.00	2.35	1579.2	25.305	1.99	2.60	1747.2
$\mu = 3$	34.702	3.02	3.20	2150.4	38.136	3.00	3.87	2600.64
$\mu = 4$	45.746	3.99	4.29	2882.88	50.769	3.99	4.67	3138.24
$\mu = 5$	57.224	4.99	5.00	3360	63.838	5.02	6.00	4032

Tabla D.9 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H6-40**.

L8H6-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 1.954 cm				dy = 1.933 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	1.923	0.98	0.73	490.6	1.930	1.00	1.06	712.3
$\mu = 2$	3.938	2.02	1.55	1041.6	3.843	1.99	1.97	1323.8
$\mu = 3$	5.842	2.99	2.10	1411.2	5.764	2.98	2.46	1653.1
$\mu = 4$	7.777	3.98	2.46	1653.1	7.700	3.98	3.18	2137.0
$\mu = 5$	9.831	5.03	2.90	1948.8	9.741	5.04	3.57	2399.0
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 2.284 cm				dy = 2.724 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	2.363	1.03	1.40	940.8	2.733	1.00	1.75	1176.0
$\mu = 2$	4.528	1.98	2.60	1747.2	5.441	2.00	3.30	2217.6
$\mu = 3$	6.899	3.02	3.00	2016.0	8.158	3.00	3.75	2520.0
$\mu = 4$	9.187	4.02	3.86	2593.9	10.914	4.01	4.68	3145.0
$\mu = 5$	11.467	5.02	4.60	3091.2	13.610	5.00	5.70	3830.4

Tabla D.10 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H8-40**.

L8H8-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 3.420 cm				dy = 3.349 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	3.403	1.00	0.64	430.1	3.421	1.02	0.85	571.2
$\mu = 2$	6.841	2.00	1.30	873.6	6.707	2.00	1.70	1142.4
$\mu = 3$	10.310	3.01	1.73	1162.6	10.070	3.01	2.12	1424.6
$\mu = 4$	13.621	3.98	2.05	1377.6	13.433	4.01	2.63	1767.4
$\mu = 5$	17.149	5.01	2.47	1659.8	16.636	4.97	2.90	1948.8
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 3.925 cm				dy = 4.780 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	3.963	1.01	1.00	672.0	4.669	0.98	1.20	806.4
$\mu = 2$	7.766	1.98	2.20	1478.4	9.571	2.00	2.80	1881.6
$\mu = 3$	11.716	2.98	2.64	1774.1	14.506	3.03	3.40	2284.8
$\mu = 4$	15.787	4.02	3.20	2150.4	19.238	4.02	4.00	2688.0
$\mu = 5$	19.776	5.04	3.75	2520.0	23.911	5.00	4.74	3185.3

Tabla D.11 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H10-40**.

L8H10-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 4.780 cm				dy = 5.116 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	4.886	1.02	0.50	336.0	5.237	1.02	0.70	470.4
$\mu = 2$	9.612	2.01	1.14	766.1	10.224	2.00	1.50	1008.0
$\mu = 3$	14.284	2.99	1.55	1041.6	15.397	3.01	2.03	1364.2
$\mu = 4$	19.126	4.00	1.94	1303.7	20.652	4.04	2.40	1612.8
$\mu = 5$	24.042	5.03	2.40	1612.8	25.439	4.97	2.82	1895.0
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 6.382 cm				dy = 7.222 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	6.346	0.99	0.90	604.8	7.328	1.01	1.10	739.2
$\mu = 2$	12.666	1.98	1.90	1276.8	14.600	2.02	2.30	1545.6
$\mu = 3$	19.201	3.01	2.65	1780.8	21.690	3.00	3.20	2150.4
$\mu = 4$	25.693	4.03	3.05	2049.6	28.875	4.00	3.77	2533.4
$\mu = 5$	31.704	4.97	3.60	2419.2	36.096	5.00	4.26	2862.7

Tabla D.12 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L8H12-40**.

L8H12-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 6.520 cm				dy = 7.204 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	6.431	0.99	0.45	302.4	7.175	1.00	0.65	436.8
$\mu = 2$	13.004	1.99	1.20	806.4	14.531	2.02	1.45	974.4
$\mu = 3$	19.349	2.97	1.67	1122.2	21.551	2.99	2.15	1444.8
$\mu = 4$	26.263	4.03	2.20	1478.4	28.900	4.01	2.75	1848.0
$\mu = 5$	32.419	4.97	2.70	1814.4	36.033	5.00	3.25	2184.0
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 8.610 cm				dy = 9.840 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	8.664	1.01	0.82	551.0	9.832	1.00	0.93	625.0
$\mu = 2$	17.130	1.99	1.80	1209.6	19.249	1.96	2.10	1411.2
$\mu = 3$	25.891	3.01	2.55	1713.6	29.385	2.99	3.00	2016.0
$\mu = 4$	34.474	4.00	3.40	2284.8	39.664	4.03	4.00	2688.0
$\mu = 5$	43.056	5.00	4.03	2708.2	49.243	5.00	4.82	3239.0

Tabla D.13 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H6-40**.

L10H6-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 2.240 cm				dy = 2.103 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	2.306	1.03	0.85	571.2	2.065	0.98	1.05	705.6
$\mu = 2$	4.398	1.96	1.72	1155.84	4.279	2.03	1.98	1330.56
$\mu = 3$	6.635	2.96	2.18	1464.96	6.316	3.00	2.65	1780.8
$\mu = 4$	8.922	3.98	2.68	1800.96	8.472	4.03	3.30	2217.6
$\mu = 5$	11.151	4.98	2.83	1901.76	10.480	4.98	3.60	2419.2
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 2.581 cm				dy = 2.923 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	2.492	0.97	1.41	947.52	2.930	1.00	1.80	1209.6
$\mu = 2$	5.194	2.01	2.68	1800.96	5.869	2.01	3.50	2352
$\mu = 3$	7.791	3.02	3.35	2251.2	8.768	3.00	3.90	2620.8
$\mu = 4$	10.211	3.96	4.25	2856	11.696	4.00	4.99	3353.28
$\mu = 5$	12.969	5.02	4.67	3138.24	14.723	5.04	6.00	4032

Tabla D.14 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H8-40**.

L10H8-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 3.850 cm				dy = 3.628 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	3.844	1.00	0.70	470.4	3.649	1.01	0.87	584.64
$\mu = 2$	7.649	1.99	1.43	960.96	7.292	2.01	1.70	1142.4
$\mu = 3$	11.519	2.99	1.80	1209.6	10.818	2.98	2.20	1478.4
$\mu = 4$	15.417	4.00	2.27	1525.44	14.512	4.00	2.57	1727.04
$\mu = 5$	19.271	5.01	2.58	1733.76	18.180	5.01	2.90	1948.8
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 4.341 cm				dy = 5.155 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	4.384	1.01	1.10	739.2	5.108	0.99	1.30	873.6
$\mu = 2$	8.727	2.01	2.25	1512	10.340	2.01	3.00	2016
$\mu = 3$	13.013	3.00	2.75	1848	15.307	2.97	3.50	2352
$\mu = 4$	17.303	3.99	3.39	2278.08	20.740	4.02	4.26	2862.72
$\mu = 5$	21.600	4.98	3.69	2479.68	25.615	4.97	4.80	3225.6

Tabla D.15 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H10-40**.

L10H10-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 5.680 cm				dy = 5.620 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	5.634	0.99	0.55	369.6	5.771	1.03	0.75	504
$\mu = 2$	11.123	1.96	1.25	840	11.103	1.98	1.60	1075.2
$\mu = 3$	17.019	3.00	1.76	1182.72	16.726	2.98	2.05	1377.6
$\mu = 4$	22.800	4.01	2.35	1579.2	22.459	4.00	2.55	1713.6
$\mu = 5$	28.405	5.00	2.78	1868.16	28.033	4.99	2.97	1995.84
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 6.501 cm				dy = 7.463 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	6.633	1.02	0.90	604.8	7.660	1.03	1.10	739.2
$\mu = 2$	13.097	2.01	1.95	1310.4	14.757	1.98	2.30	1545.6
$\mu = 3$	19.549	3.01	2.62	1760.64	22.652	3.04	3.30	2217.6
$\mu = 4$	26.090	4.01	3.08	2069.76	29.943	4.01	3.78	2540.16
$\mu = 5$	32.514	5.00	3.63	2439.36	37.247	4.99	4.37	2936.64

Tabla D.16 Respuesta asociada a la aceleración requerida para alcanzar una demanda de ductilidad deseada correspondiente al caso **L10H12-40**.

L10H12-40								
Ductilidad	Sin encamisado				Encamisado 0.5 %			
	dy = 7.730 cm				dy = 7.364 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	7.721	1.00	0.53	356.16	7.434	1.01	0.65	436.8
$\mu = 2$	15.390	1.99	1.40	940.8	14.761	2.00	1.48	994.56
$\mu = 3$	23.122	2.99	2.05	1377.6	22.068	3.00	2.20	1478.4
$\mu = 4$	30.945	4.00	2.59	1740.48	29.394	3.99	2.67	1794.24
$\mu = 5$	38.800	5.02	3.04	2042.88	36.936	5.02	3.30	2217.6
Ductilidad	Encamisado 1.0 %				Encamisado 1.5 %			
	dy = 9.328 cm				dy = 10.801 cm			
	d	μ	Fac	PGA	d	μ	Fac	PGA
$\mu = 1$	9.574	1.03	0.90	604.8	10.737	0.99	1.02	685.44
$\mu = 2$	18.469	1.98	1.90	1276.8	21.438	1.98	2.35	1579.2
$\mu = 3$	27.921	2.99	2.87	1928.64	32.632	3.02	3.40	2284.8
$\mu = 4$	37.444	4.01	3.60	2419.2	43.353	4.01	4.36	2929.92
$\mu = 5$	46.573	4.99	4.10	2755.2	54.016	5.00	5.13	3447.36