

PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO EQUIPADOS CON RIOSTRAS METÁLICAS RESTRINGIDAS CONTRA PANDEO

-Viabilidad económica para el caso colombiano-

**JUAN FELIPE GIRALDO RINCÓN
ANDRÉS PELÁEZ OLANO**

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Juan Andrés Oviedo Amézquita

Doctor en Ingeniería Sísmica y Estructural



**ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA
INGENIERÍA CIVIL
ENVIGADO
2012**

Dedicado a nuestras familias, quienes han sido nuestro apoyo incondicional durante toda nuestra vida, y en especial, durante estos cinco años en los cuales nos acompañaron en nuestra formación profesional. Este logro también es de ustedes.

Andrés y Juan Felipe

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestro Director de Trabajo de Grado, Juan Andrés Oviedo A., por su constante apoyo y dirección en la realización de este Informe Final. Sin él, los resultados aquí obtenidos no hubiesen sido posibles.

Andrés y Juan Felipe

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1. PRELIMINARES.....	16
1.1 Planteamiento del problema.....	16
1.2 Objetivos del proyecto.....	19
1.2.1 Objetivo general.....	19
1.2.2 Objetivos específicos.....	19
1.3 Marco de referencia.....	20
2. METODOLOGÍA.....	27
3. CRITERIOS Y PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO PARA LOS PÓRTICOS	31
3.1 Descripción estructural general de los pórticos.....	31
3.2 Espesor de losa según el criterio de control de deflexiones.....	32
3.3 Análisis de cargas.....	33
3.4 Determinación de los parámetros sísmicos de diseño.....	35
3.5 Modelado del pórtico en ETABS.....	36
3.6 Procedimiento para el cálculo del área de riostras.....	37
3.6.1 Ubicación de los pórticos con riostras.....	37
3.6.2 Cálculo preliminar del área necesaria de riostras.....	38
3.6.3 Proceso de dimensionamiento final del área de riostras.....	40
4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE TRES PISOS SIN DISIPADORES....	42
4.1 Configuración de las secciones de los elementos estructurales.....	42
4.2 Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	42
4.3 Derivas de piso para el umbral de daño.....	42
4.4 Derivas de piso.....	43

4.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	43
4.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	44
5.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE TRES PISOS CON DISIPADORES ..	45
5.1	Dimensiones finales de riostras y elementos estructurales	45
5.2	Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	46
5.3	Derivas de piso para el umbral de daño.....	46
5.4	Derivas de piso.....	46
5.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	47
5.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	47
6.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE SEIS PISOS SIN DISIPADORES	48
6.1	Configuración de las secciones de los elementos estructurales	48
6.2	Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	48
6.3	Derivas de piso para el umbral de daño.....	48
6.4	Derivas de piso.....	49
6.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	50
6.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	50
7.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE SEIS PISOS CON DISIPADORES ...	52
7.1	Dimensiones finales de riostras y elementos estructurales	52
7.2	Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	53
7.3	Derivas de piso para el umbral de daño.....	53
7.4	Derivas de piso.....	53
7.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	54
7.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	55
8.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE DIEZ PISOS SIN DISIPADORES	56

8.1	Configuración de las secciones de los elementos estructurales	56
8.2	Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	56
8.3	Derivas de piso para el umbral de daño.....	56
8.4	Derivas de piso.....	57
8.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	58
8.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	59
9.	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE DIEZ PISOS CON DISIPADORES ...	61
9.1	Dimensiones finales de riostras y elementos estructurales	61
9.2	Parámetros para el análisis sísmico con la fuerza lateral equivalente –FHE-	62
9.3	Derivas de piso para el umbral de daño.....	62
9.4	Derivas de piso.....	63
9.5	Resultados del modelo para $I = 1,0$	64
9.6	Resultados del modelo para $I = 1,5$	65
10.	REGISTROS DE ACELERACIONES	67
11.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	71
11.1	Cantidad total de acero y concreto requeridos en el diseño de los pórticos ...	71
11.1.1	Comparación de resultados para cada altura de pórtico	71
11.1.2	Ahorro en la cantidad de material requerido en cada pórtico diseñado ...	75
11.2	Cuantificación del daño estructural de los pórticos sometidos a diferentes registros de aceleraciones	80
11.3	Comparación de la respuesta estructural entre los pórticos con riostras y sin riostras	85
12.	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	91
	BIBLIOGRAFÍA.....	93
	ANEXOS	95

LISTA DE TABLAS

pág.

Tabla 1. Análisis de cargas para los pórticos.....	34
Tabla 2. Parámetros sísmicos de diseño según la NSR-10.	35
Tabla 3. Parámetros para el análisis con la FHE.	42
Tabla 4. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 3 pisos sin riostras.....	43
Tabla 5. Derivas de piso para el pórtico de 3 pisos sin riostras.....	43
Tabla 6. Resultados del pórtico de tres pisos con $I = 1,0$	44
Tabla 7. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 3 pisos.....	44
Tabla 8. Resultados del pórtico de tres pisos con $I = 1,5$	44
Tabla 9. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 3 pisos.....	44
Tabla 10. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 3 pisos.....	45
Tabla 11. Parámetros para el análisis con la FHE.	46
Tabla 12. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 3 pisos con riostras.	46
Tabla 13. Derivas de piso para el pórtico de 3 pisos con riostras.....	46
Tabla 14. Resultados del pórtico de tres pisos con riostras con $I = 1,0$	47
Tabla 15. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 3 pisos con riostras.	47
Tabla 16. Resultados del pórtico de tres pisos con riostras con $I = 1,5$	47
Tabla 17. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 3 pisos con riostras.	47
Tabla 18. Parámetros para el análisis del pórtico de 6 pisos con la FHE.....	48
Tabla 19. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 6 pisos sin riostras.....	49
Tabla 20. Derivas de piso para el pórtico de 6 pisos sin riostras.....	49

Tabla 21. Resultados del pórtico de seis pisos con $I = 1,0$	50
Tabla 22. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 6 pisos.....	50
Tabla 23. Resultados del pórtico de seis pisos con $I = 1,5$	50
Tabla 24. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 6 pisos.....	51
Tabla 25. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 6 pisos.....	52
Tabla 26. Parámetros para el análisis del pórtico de 6 pisos con la FHE.	53
Tabla 27. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 6 pisos con riostras	53
Tabla 28. Derivas de piso para el pórtico de 6 pisos con riostras.....	54
Tabla 29. Resultados del pórtico de seis pisos con riostras para $I = 1,0$	54
Tabla 30. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 6 pisos con riostras	54
Tabla 31. Resultados del pórtico de seis pisos con riostras para $I = 1,5$	55
Tabla 32. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 6 pisos con riostras.	55
Tabla 33. Parámetros para el análisis del pórtico de 10 pisos con la FHE	56
Tabla 34. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 10 pisos sin riostras.....	57
Tabla 35. Derivas de piso para el pórtico de 10 pisos sin riostras.....	58
Tabla 36. Resultados del pórtico de diez pisos con $I = 1,0$	58
Tabla 37. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 10 pisos.....	59
Tabla 38. Resultados del pórtico de diez pisos con $I = 1,5$	59
Tabla 39. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 10 pisos.....	60
Tabla 40. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 10 pisos.....	61
Tabla 41. Parámetros para el análisis del pórtico de 10 pisos con la FHE.	62
Tabla 42. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 10 pisos con riostras ...	63
Tabla 43. Derivas de piso para el pórtico de 10 pisos con riostras.....	64
Tabla 44. Resultados del pórtico de diez pisos con riostras para $I = 1,0$	64

Tabla 45. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 10 pisos con riostras	65
Tabla 46. Resultados del pórtico de diez pisos con riostras para $I = 1,5$	65
Tabla 47. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 10 pisos con riostras.....	66
Tabla 48. Resumen de resultados para los pórticos de 3 pisos.	71
Tabla 49. Resumen de resultados para los pórticos de 6 pisos.	73
Tabla 50. Resumen de resultados para los pórticos de 10 pisos.	74
Tabla 51. Cantidad requerida y ahorro de material sin considerar losas.	76
Tabla 52. Total de elementos por pórticos.	80
Tabla 53. Análisis Comparativo de los elementos dañados en los pórticos con y sin riostras.....	81
Tabla 54. Ahorro porcentual en elementos dañados.....	82
Tabla 55. Respuesta estructural de los pórticos.	86

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Resistencia total de un pórtico con riostras restringidas contra pandeo.	21
Figura 2. Componentes de una riostra metálica restringida contra pandeo.....	22
Figura 3. Ciclo histérico de una riostra metálica convencional y de una restringida contra pandeo	22
Figura 4. Curva idealizada de Cortante vs. Deriva para un sistema pórtico-disipador	24
Figura 5. Equilibrio idealizado de una riostra restringida contra pandeo	26
Figura 6. Elevación del pórtico.....	31
Figura 7. Perfil de losa para todos los pórticos.	32
Figura 8. Esquema de la planta estructural para los pórticos.....	32
Figura 9. Ubicación en planta de las riostras.	38
Figura 10. Vista en planta de la sección transversal de riostra.....	45
Figura 11. Espectros de respuesta modificados.	68
Figura 12. Espectros de respuesta modificados (cont.).....	69
Figura 13. Espectros de respuesta modificados (cont.).....	70
Figura 14. Ahorro total en acero sin considerar las losas.....	77
Figura 15. Comparación del volumen de concreto requerido para las vigas.	77
Figura 16. Comparación del volumen de concreto requerido para las columnas.	78
Figura 17. Ahorro total en el volumen de concreto sin considerar las losas.	78
Figura 18. Ahorro en reparación de elementos estructurales.....	83
Figura 19. Ahorro en reparación de elementos estructurales (cont.).....	84
Figura 20. Ahorro en reparación de elementos estructurales (cont.).....	85

Figura 21. Respuesta estructural de los pórticos.	87
Figura 22. Respuesta estructural de los pórticos (cont.)	88
Figura 23. Respuesta estructural de los pórticos (cont.)	89
Figura 24. Respuesta estructural promedio de los pórticos bajo la acción conjunta de los 5 sismos.	90

LISTA DE ANEXOS

	pág.
Anexo 1. Tabla descriptiva de los registros de aceleraciones de fuente cercana usados.	95
Anexo 2. Registros de aceleraciones de los sismos usados.	95
Anexo 3. Espectros de respuesta originales de los registros de aceleraciones.....	98

RESUMEN

La finalidad de la ingeniería sísmica es concebir estructuras que sean seguras, resistentes y duraderas, con el fin de garantizar la integridad de las personas ante eventos inesperados, como son los sismos. Por lo anterior, se han desarrollado las técnicas de control de respuesta sísmica, destacándose las riostras metálicas restringidas contra pandeo, que surgen en Japón a mediados de los años 80. Entre las ventajas que tienen estos dispositivos de control de respuesta sísmica están los menores costos asociados, al ser más versátiles, más fáciles de transportar y de instalar y más asequibles en comparación con otras técnicas de control de respuesta.

Lamentablemente en Colombia, debido al desconocimiento de las técnicas de análisis y diseño sismorresistente para edificaciones que usan estas riostras y de las ventajas que trae su uso estructural, aún no se han dado grandes avances en la implementación de tales dispositivos en edificaciones. Es por esto que este Trabajo de Grado tiene como objetivo implementar en un hospital de pórticos de concreto reforzado las riostras metálicas con pandeo restringido, para compararlo con uno que no las usa y determinar los posibles beneficios económicos que estos dispositivos pueden traer. Se escogió un hospital porque son estructuras fundamentales para el cuidado y atención de los ciudadanos cuando ocurre un sismo, por lo que deben permanecer en pie y sin daños graves.

La consecución del objetivo se logra en dos fases: en la primera se modelan ambas estructuras en el programa de diseño estructural ETABS, cumpliendo con los requisitos de la Norma Colombiana Sismorresistente (NSR-10) y tratando en lo posible de conservar el mismo periodo de vibración. Allí se evalúa si hay reducción en la cantidad de acero y concreto requeridos. En la segunda fase se someten ambas estructuras a un análisis dinámico no lineal, utilizando diferentes registros de aceleraciones modificados al espectro de diseño de la NSR-10. Lo anterior se efectúa con ayuda del *software* especializado de análisis estructural IDARC 2D. La finalidad es cuantificar después los costos de reparación postsismo.

Los resultados obtenidos muestran en los pórticos con riostras una reducción significativa en la cantidad de materiales requeridos para la obra negra –acero y concreto-, al igual que en los costos de reparación postsismo. Lo anterior puede servir como preámbulo para que en Colombia se comiencen a diseñar edificios que implementen esta tecnología.

Palabras clave: disipador histerético, riostras, pandeo restringido, sismorresistente, reparación postsismo.

ABSTRACT

Earthquake engineering focuses on designing safe, resistant and durable structures that ensure the integrity of people, especially when unexpected events, such as earthquakes, occur. In order to achieve this, seismic response control techniques (SRCT's) were developed. Among them, buckling-restrained braces (BRB) emerged in Japan in the mid-80s and stand out because are associated with lower costs, being more versatile, easier to transport and to install, and more affordable compared to other SRCT.

Unfortunately in Colombia, due to lack of knowledge of both the analysis and seismic design techniques for buckling-restrained braced frames (BRBF) and the structural advantages that BRB bring, there have not been yet great advances in the implementation of such devices in buildings. Therefore, this paper compares a hospital-type BRBF with a standard hospital-type R.C. frame. The main purpose is to determine the potential economic benefits that these devices could bring. A hospital-type structure was chosen because they are fundamental for the care and attention of citizens when an earthquake happens, so they must endure an earthquake and remain stand still without serious damage.

This work is developed in two phases: in the first one, the two structures are modeled in ETABS, which is a structural design program. The buildings were modeled so that they satisfied the requirements of the Colombian Design Code (NSR-10) and an effort was placed in keeping the same fundamental vibration period for both structures. This phase evaluates whether there is a reduction in the amount of both required concrete and steel. In the second phase, both structures are subjected to non-linear dynamic analyses using different earthquake ground motions that were previously modified to match the design spectrum of the NSR-10. These analyses were done in IDARC 2D, a specialized software for structural analysis. The aim of this phase is to quantify the reparation costs after an earthquake.

The obtained results show in the BRBF a significant reduction in the amount of both concrete and reinforcing steel, as well as in the reparation costs after an earthquake. This can serve as a preamble for the future implementation of BRB in Colombian buildings.

Keywords: hysteretic damper, buckling-restrained brace.

INTRODUCCIÓN

Las riostras metálicas con pandeo restringido surgen en Japón a mediados de los años 80 como una solución estructural para proyectar edificaciones más seguras, resistentes y duraderas. Entre las ventajas que tienen estos dispositivos de control de respuesta sísmica están los menores costos asociados, al ser más versátiles, más fáciles de transportar y de instalar y más asequibles en comparación con otras técnicas de control de respuesta. Además, permiten disminuir la dimensión de los elementos de la estructura principal obteniéndose así estructuras menos robustas que unas diseñadas sin las riostras. Lo anterior permite reducir el consumo de materiales.

En la actualidad se destacan EUA, Japón, Nueva Zelanda y Taiwán como los países a la vanguardia en la investigación, desarrollo e implementación de este tipo de dispositivos. Lamentablemente en Colombia, debido al desconocimiento de las técnicas de análisis y diseño sismorresistente para edificaciones que usan estas riostras y de las ventajas que trae su uso estructural, aún no se han dado grandes avances en la implementación de tales dispositivos en edificaciones.

Es por esto que este trabajo tiene como objetivo implementar en un hospital de pórticos de concreto reforzado las riostras metálicas con pandeo restringido, para compararlo con uno que no las usa y determinar los posibles beneficios económicos que estos dispositivos pueden traer. Lo anterior se logrará en dos fases: en la primera se modelarán ambas estructuras en el programa de diseño estructural ETABS, cumpliendo con los requisitos de la Norma Colombiana Sismorresistente (NSR-10) y tratando en lo posible de conservar el mismo periodo de vibración. En esta fase se evaluará finalmente si hay reducción en la cantidad de acero y concreto requeridos. En la segunda fase se someterán ambas estructuras a diferentes registros de aceleraciones modificados al espectro de diseño de la NSR-10, con el fin de cuantificar después los costos de reparación postsismo.

Se escogió un hospital porque son estructuras fundamentales para el cuidado y atención de los ciudadanos cuando ocurre un sismo, por lo que deben permanecer en pie y sin daños graves. La finalidad última es abrir el camino para que en Colombia se diseñen en el futuro edificios que implementen esta tecnología.

1. PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La concepción, análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes ha sido desde principios del siglo pasado un tema de suma importancia, más aun desde el nacimiento de la ingeniería estructural en la década de los años 40. El enfoque sismorresistente busca obtener estructuras que sean capaces de resistir las cargas externas impuestas por un sismo, haciendo la edificación confiable, segura, resistente y duradera. Esto es de gran importancia debido a que por la ocurrencia de un sismo de gran magnitud se pierden muchas vidas humanas, en gran medida por los daños y el colapso que sufren las edificaciones que no son sismorresistentes. De igual manera se presentan cuantiosas pérdidas materiales, ya que la mayoría de las edificaciones que no colapsan quedan inservibles por deformaciones excesivas y se deben demoler, decisión que afecta tanto a los propietarios como a los ocupantes.

Para resolver el problema descrito, han surgido diferentes métodos de análisis y diseño, que buscan aportar soluciones confiables, factibles y duraderas para minimizar el impacto de un sismo sobre la estructura y permiten que esta siga siendo servible después de su ocurrencia, evitando pérdidas humanas y disminuyendo los costos de reparación.

Es allí cuando surgen los métodos de control de respuesta sísmica, los cuales se diferencian de los métodos de diseño tradicionales al incorporar a la estructura dispositivos innovadores, que minimizan en gran medida el impacto de un sismo sobre la edificación. Cabe resaltar que los sistemas tradicionales presentan grandes inconvenientes ya que disipan la energía externa impuesta por el sismo por medio de deformación en los elementos estructurales, lo cual genera grandes daños y altos costos de reparación cuando no se requiere la demolición de la estructura, lo cual no es deseado y es aun más costoso. Estos nuevos métodos de control se dividen en tres técnicas diferentes, que difieren según el tipo de solución que conciben y la forma como se disipa la energía. Se distinguen entonces las técnicas de control pasivo, activo e híbrido y semiactivo (Oviedo A. & Duque U., 2006).

Entre las técnicas de control pasivo se mencionan el aislamiento en la base, que consiste en adicionar a la estructura elementos que absorban total o parcialmente la energía generada por un sismo, ya sea mediante el uso de un sistema de amortiguadores y disipadores en la base de la estructura; el efecto de control de

masa, que controlan la respuesta mediante el uso de elementos ubicados en lugares específicos del edificio, los cuales aporten más masa, tales como tanques de agua en el techo; y la implementación de dispositivos disipadores de energía, los cuales pueden ser histeréticos, fluidos, viscoelásticos o de fricción (Oviedo A. & Duque U., 2006).

Las técnicas de control activo e híbrido y semiactivo consisten en el uso simultáneo de dispositivos disipadores de energía junto con elementos de activación externa, que se encargan de activar los dispositivos de control ante la ocurrencia de un sismo, dependiendo de la respuesta que tenga la estructura. Sin embargo, estas técnicas, en comparación con las pasivas, presentan la desventaja que tienden a ser más costosas por dos razones: los dispositivos de control y de activación externa requieren de un seguimiento constante y exigen la realización de ensayos a los diferentes dispositivos aisladores (como conexiones flexibles y amortiguadores), así como también a los dispositivos de respuesta externa, haciendo el proceso más largo y arduo generando esto que la aplicación de estas técnicas sea menos común (Oviedo A. & Duque U., 2009).

Por lo anterior, las técnicas más utilizadas actualmente en el mundo son las de control pasivo. Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y Taiwán están a la vanguardia en la investigación, desarrollo e implementación de este tipo de dispositivos, siendo el primer país el líder en su uso. En Latinoamérica se destacan Argentina, México y Chile en el uso de estas técnicas de control, demostrando que la implementación de estos dispositivos sí se puede llevar a cabo con la tecnología y las técnicas constructivas de los países latinoamericanos, obteniendo excelentes resultados. Como ejemplo de lo anterior, México ha aplicado disipadores pasivos basados en deformación plástica tipo 'ADAS' y amortiguadores viscosos, destacándose como ejemplo de edificación que los usa el edificio Torre Mayor. En Chile se han empleado amortiguadores basales elastoméricos, destacándose el Hospital Militar de Santiago; mientras que en Argentina se han utilizado aisladores basales "compuestos por cajas de resortes helicoidales y amortiguadores viscosos (...), en la residencia estudiantil de la Universidad Tecnológica Nacional de Mendoza" (Oviedo A. & Duque U., 2009).

Ahora bien, dentro de los dispositivos de control pasivo existentes, los más utilizados son los disipadores histeréticos, debido a su fácil proceso de construcción y modelado. Estos dispositivos le aportan capacidad de disipación de energía, resistencia y rigidez a la estructura ante un sismo (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011). Se destacan dentro de este tipo de disipadores las riostras metálicas restringidas contra pandeo, *BRB* por sus siglas en inglés (*Buckling Restrained Brace*), las cuales presentan grandes ventajas frente a otras alternativas de control pasivo, ya que se adaptan más fácilmente a diversos tipos de edificaciones y materiales, tienen un bajo costo de fabricación, instalación y

puesta en obra; no requieren de mano de obra altamente calificada para su instalación porque es fácil de hacer en obra y, finalmente, al obtenerse mayor resistencia y rigidez y deformaciones laterales menores, los disipadores histeréticos pueden contribuir a la disminución del tamaño de los elementos de la estructura principal (Oviedo A. & Duque U., 2009).

Esto último es de gran importancia debido a que se puede pensar que para un caso dado se podría incluso generar un ahorro económico ya que, al disminuir la dimensión de los elementos de la estructura principal, se podría tener una estructura mucho menos robusta que una diseñada sin los disipadores, lo cual finalmente lleva a un menor consumo de materiales y a un costo total menor. Claro está que no se puede generalizar; antes de poder llegar a una conclusión se deben realizar muchos modelos de edificaciones que incorporen estos dispositivos y un análisis económico mucho más detallado. Lo ideal sería, para poder hablar de un ahorro significativo, que el costo total de la estructura con disipadores fuese menor al que tendría sin los dispositivos, para las mismas cargas de diseño y condiciones de uso. Si fuese igual, no se podría hablar tanto de un ahorro económico, pero sí de un beneficio muy importante en cuestiones de seguridad, preservación de la vida y disminución de daños estructurales postsismo, lo cual finalmente también se traduce en un ahorro económico importante.

En Colombia, debido al desconocimiento de las técnicas de análisis para edificaciones que usan los dispositivos de control pasivo y de las ventajas que trae su uso estructural, aún no se han dado grandes avances en la implementación de tales dispositivos en el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes (Oviedo A. & Duque U., 2009).

El método de análisis más utilizado por los calculistas en el país es el elástico, destacándose en el análisis estático el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) y en el análisis dinámico el método dinámico espectral. Además, se opta la mayoría de las veces por diseñar estructuras de concreto reforzado, las cuales se diseñan con base en la ductilidad y resistencia (Oviedo A. & Duque U., 2009). Lo anterior trae como consecuencia inmediata que ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud la mayoría de las edificaciones presenten grandes daños, debido a que fallan por servicio, es decir, presentan deformaciones excesivas dejándolas inservibles. Un ejemplo de esto fue el sismo ocurrido en Armenia en 1999, que dejó innumerables pérdidas económicas y humanas. Se pudo observar que las edificaciones de mayor importancia, tales como hospitales y estaciones de bomberos y policía, colapsaron (Cepal, s. f.). Es por lo anterior que se hace necesario contar con edificaciones muy seguras, que siempre, incluso cuando se presenta un sismo, brinden seguridad a los usuarios y cumplan con su función. Precisamente, las técnicas de control, y más aún los dispositivos *BRB*, lo que hacen es minimizar significativamente el daño producido a la estructura, evitando

interrumpir su funcionamiento, lo cual puede salvar en un caso dado innumerables vidas.

Por otra parte, en Colombia hay empresas que pueden competir a nivel mundial en fabricación de elementos en acero, ya que cuentan con la tecnología y con los métodos de diseño más avanzados para hacerlo. Además, se cuenta en el mercado colombiano con disponibilidad de acero ASTM-36 producido en el extranjero, el cual presenta las mejores propiedades mecánicas (Oviedo A. & Duque U., 2009). Este hecho, sumado a todas las ventajas antes descritas que presentan las riostras resistentes a pandeo, hace posible pensar en la implementación de este tipo de dispositivos en el país.

Finalmente, por todo lo expuesto anteriormente, surge entonces la siguiente pregunta: ¿podrán implementarse en Colombia las riostras metálicas restringidas contra pandeo en las edificaciones de concreto reforzado como mecanismo de protección sismorresistente? Lo anterior se logrará responder evaluando el desempeño estructural y económico de seis pórticos en total, tres de los cuales usan los dispositivos y los otros tres son convencionales (sin dispositivos). El desempeño económico estará representado en la menor cantidad de materiales y en los menores costos de reparación postsismo que se logren obtener.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo general

Evaluar económicamente la implementación de riostras metálicas con pandeo restringido en edificaciones colombianas de pórticos de concreto reforzado, a través de la modelación de un hospital.

1.2.2 Objetivos específicos

- Cuantificar la cantidad total de acero y concreto utilizados en el diseño estructural de cada tipo de pórtico, con el fin de evaluar de forma indirecta cuál presenta un menor costo.
- Comparar la respuesta sísmica entre dos pórticos de concreto reforzado con las mismas características estructurales, implementando en uno riostras metálicas restringidas contra pandeo y en el otro no.
- Cuantificar la diferencia en costos económicos de ambos pórticos, con y sin riostras, a través de la evaluación del daño físico estructural y de las consecuencias de los daños sísmicos estructurales.

1.3 MARCO DE REFERENCIA

Las riostras comunes de acero aumentan la capacidad de resistencia sísmica de un pórtico debido a cuatro razones principales: alcanzan la resistencia máxima con pocos valores de deriva del pórtico principal, resisten las fuerzas sísmicas antes de que las columnas y vigas del pórtico lleguen a la cedencia, no generan inestabilidad en la estructura porque no soportan las cargas gravitacionales del pórtico y finalmente porque tienen buena capacidad para resistir las fuerzas impuestas por un sismo en cualquier dirección. Esto se logra descomponiendo las fuerzas, ya que los dispositivos ubicados a lo largo de un eje del edificio se encargan de soportar únicamente las fuerzas orientadas en ese mismo eje, mientras que los dispositivos ubicados en el eje perpendicular hacen lo mismo. Las columnas, en cambio, deben soportar al mismo tiempo las fuerzas en las dos direcciones. Sin embargo, estos dispositivos presentan una desventaja consistente en que después de que alcanzan su máxima resistencia con deformaciones pequeñas, rápidamente la pierden conforme las deformaciones se incrementan, produciéndose entonces un grave riesgo de falla súbita en el edificio. Otra desventaja es que la resistencia total del pórtico no corresponde a la suma de las resistencias individuales de cada riostra, ya que estas no alcanzan su máxima resistencia al mismo tiempo y tienden a fallar en secuencia, es decir, cuando una pierde resistencia, la siguiente recibe las cargas, y así sucesivamente. Se necesita entonces contar con riostras que no se pandeen y que no pierdan capacidad de resistencia conforme aumenten las deformaciones (Wada & Nakashima, 2004)

Es allí cuando las riostras metálicas restringidas contra pandeo representan la mejor opción para aumentar la capacidad de resistencia sísmica. Esto se debe a que mantienen su capacidad de resistencia, aun con grandes deformaciones y ciclos de carga repetidos (esto se conoce como dispositivo histerético). Más aun, estas riostras ganan resistencia cuando ocurre una deformación plástica. Lo anterior permite que la resistencia total del pórtico sí corresponda en este caso a la suma de las resistencias individuales de cada dispositivo, como se ve en la figura 1, y a que cuando un piso del pórtico alcance la plasticidad gane más resistencia en vez de perderla, disipándose la energía en los otros pisos de la estructura. (Wada & Nakashima, 2004).

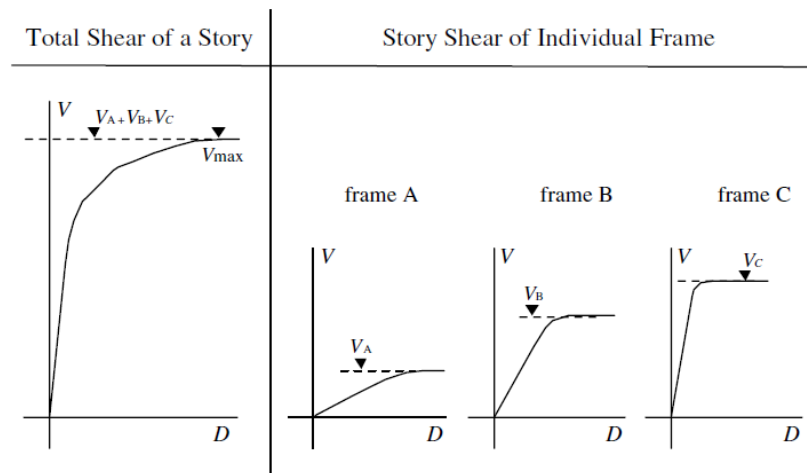


Figura 1. Resistencia total de un pórtico con riostras restringidas contra pandeo. Imagen tomada de: From Infance to maturity of BRB research (Wada & Nakashima, 2004).

Ahora bien, para poder lograr lo expuesto anteriormente, estos dispositivos deben ser fabricados de una manera especial. Las riostras metálicas restringidas contra pandeo consisten en un núcleo de acero estructural rodeado por un elemento restrictivo que evita el pandeo (*Iwata, 2004*), al otorgar al dispositivo una resistencia a flexión y una rigidez suficientes (*Clark, Aiken, Kasai, Kimura, & Ko, 1999*). Este elemento consiste generalmente en un mortero de concreto cubierto por un tubo de acero. Alrededor del núcleo se coloca un material no adherente o se deja un espacio que cumple con la función de evitar que los esfuerzos axiales desarrollados en el núcleo de acero se transmitan al elemento restrictivo y que a su vez se evite que haya fricción entre el concreto y el núcleo de acero (*Iwata, 2004*).

Por otra parte, estos dispositivos cuentan también con una conexión que sobresale del elemento restrictivo en ambos extremos de la riostra, la cual se conecta mediante placas de acero a las uniones viga-columna. Lo anterior se muestra en la figura 2.

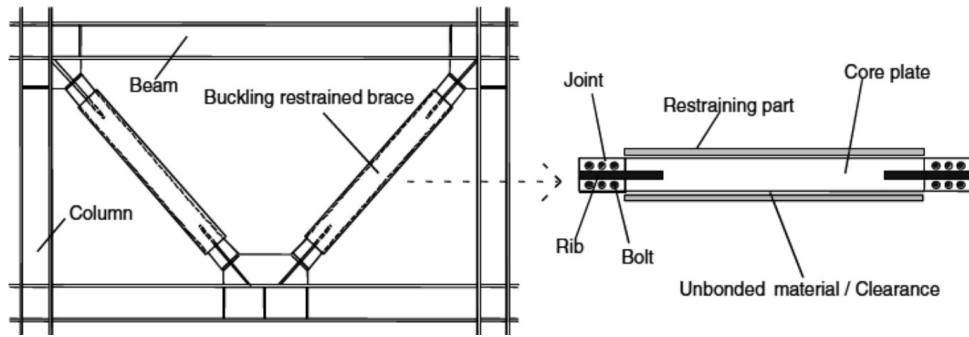


Figura 2. Componentes de una riostra metálica restringida contra pandeo. Imagen tomada de: Applications design of BRB in Japan (Iwata, 2004).

Cuando está bien fabricada, una riostra restringida contra pandeo teóricamente no se pandea si el valor de la fuerza de cedencia del núcleo de acero es siempre menor que la carga crítica de Euler del elemento restrictivo. (Wada & Nakashima, 2004). El dispositivo garantizará un ciclo histerético estable al producir la misma fuerza de cedencia, tanto para las cargas de compresión como para las de tracción (Iwata, 2004). La figura 3 compara el ciclo histerético teórico de una riostra convencional con el de una restringida contra pandeo. Las riostras se instalan en los pórticos de diferentes maneras, destacándose la configuración en diagonal simple o en V (tipo *chevron*) (López & Sabelli, *Design of Buckling-Restrained Braced Frames*, s. f.).

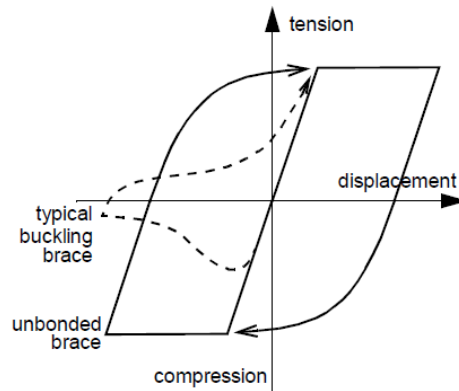


Figura 3. Ciclo histerético de una riostra metálica convencional y de una restringida contra pandeo. Imagen tomada de: Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices (Clark, Aiken, Kasai, Kimura, & Ko, 1999)

Por otra parte, y en cuanto al diseño de estos dispositivos, este se hace generalmente “relacionando la cortante y deriva del piso donde son instalados” (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011). En primer lugar, mediante un análisis estático no lineal se obtiene la curva *Pushover* de cada piso del pórtico principal, que se constituye por las vigas y columnas de concreto reforzado. De esta curva se extraen los valores para la cortante y deriva de fluencia de cada piso analizado en el pórtico principal. Después, con estos mismos valores se puede obtener la rigidez equivalente de cada piso del pórtico principal mediante la $K_{eq}^i = \frac{Q_{Fy}^i}{\Delta_{Fy}^i}$ ecuación 1; donde Q_{Fy}^i corresponde a la cortante de fluencia del piso i del pórtico principal y Δ_{Fy}^i corresponde a la deriva de fluencia del piso i del pórtico principal.

$$K_{eq}^i = \frac{Q_{Fy}^i}{\Delta_{Fy}^i} \quad (1)$$

Ahora bien, otros parámetros importantes son la deriva de fluencia (Δ_{Dy}) y la resistencia de fluencia (Q_{Dy}) del sistema de disipadores (riostras). Con estos parámetros se puede obtener la rigidez de piso del sistema de disipadores, como se muestra en la ecuación 2.

$$K_D^i = \frac{Q_{Dy}^i}{\Delta_{Dy}^i} \quad (2)$$

La importancia de los parámetros definidos anteriormente radica en que para que las riostras disipen energía efectivamente se requiere que estas sean más rígidas que el pórtico principal, pero que a su vez fluyan primero que éste. Lo anterior se logra al cumplirse dos requisitos: el primero es que la resistencia de fluencia del sistema de disipadores del piso i (Q_{Dy}^i) sea menor que la resistencia de fluencia del piso i del pórtico principal (Q_{Fy}^i). El segundo es que la deriva de fluencia del sistema de disipadores del piso i (Δ_{Dy}^i) sea menor que la deriva de fluencia del piso i del pórtico principal (Δ_{Fy}^i). Los criterios anteriores se observan mejor en la figura 4 (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011).



Figura 4. Curva idealizada de Cortante vs. Deriva para un sistema pórtico-disipador. Imagen tomada de: (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011, pág. 4)

Para obtener los valores necesarios de deriva y cortante de fluencia del sistema de disipadores se hace indispensable la introducción de otros dos parámetros: el cociente de resistencia (β') y el cociente de deriva (ν). El primer parámetro relaciona la cortante de piso del sistema de disipadores contra la cortante de piso de fluencia del pórtico principal. El segundo parámetro relaciona la deriva de fluencia de piso del sistema de disipadores contra la deriva de fluencia de piso del pórtico principal. El cociente de resistencia se calcula mediante la ecuación 3 y el cociente de deriva se calcula mediante la ecuación **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

$$\beta' = \frac{Q_{Dy}^i}{Q_{Fy}^i} \quad (3)$$

$$\nu = \frac{\Delta_{Dy}^i}{\Delta_{Fy}^i} \quad (4)$$

Se observa entonces, de las ecuaciones 3 y 4, que $Q_{Dy}^i = \beta' * Q_{Fy}^i$ y que $\Delta_{Dy}^i = \nu * \Delta_{Fy}^i$. Esta segunda relación se conoce como “cociente constante de deriva de fluencia”. Es de suma importancia explicar que en la práctica β' se asume como un valor entre 0,1 y 0,6, ya que para valores más altos las riostras disipan menos energía, haciéndose por ende menos eficientes (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011). Esto se da debido a que, como se tiene un valor constante de cortante de piso de fluencia del pórtico principal (Q_{Fy}), a mayor valor de β' , se obtiene una mayor cortante de fluencia del sistema de disipadores (Q_{Dy}). Lo anterior, a su vez, implica que, para un valor constante dado de deriva de fluencia del sistema de disipadores (Δ_{Dy}), la rigidez de estos (K_D) aumente. Esto

trae como consecuencia que el sistema de riostras se demore más en fluir, disipando así menos energía.

Por último, y una vez se tienen definidos Q_{Dy} y Δ_{Dy} , se procede a calcular el área transversal total requerida de riostras por piso (A_{by}), como se muestra en la ecuación 5; donde E es el módulo de elasticidad del acero utilizado en el núcleo de las riostras, L_b es la longitud del dispositivo; y θ es el ángulo que forma este con la horizontal (Oviedo A., Midorikawa, & Asari, 2011).

$$A_{by} = \frac{1}{2} * \frac{Q_{Dy}^i}{\Delta_{Dy}^i} * \frac{L_b}{E(\cos \theta)^2} \quad (5)$$

La anterior ecuación surge de remplazar la rigidez axial de un elemento (K_{axial}), dada en la ecuación 6, en la ecuación 7 para luego despejar el área transversal del elemento (A), obteniéndose así la ecuación 8. En la ecuación 6, E corresponde al módulo de elasticidad del material del que esté hecho el elemento para el cual se calcule la K_{axial} y L corresponde a la longitud de dicho elemento. En la ecuación 7, K hacer referencia al tipo de rigidez que se esté calculando para el elemento; en este caso corresponde a la rigidez axial (K_{axial}).

$$K_{axial} = \frac{AE}{L} \quad (6)$$

$$F = K\Delta \quad (7)$$

$$A = \frac{FL}{\Delta E} \quad (8)$$

Después, se remplazan la fuerza (F) y la deformación unitaria (Δ) en la ecuación 8 por P_{by}^i y δ_{by}^i , respectivamente. Este último parámetro se despeja de la ecuación 9. Tanto P_{by}^i como δ_{by}^i son propuestos por Oviedo, Midorikawa y Asari al analizar la figura 5 y teniendo en cuenta que la cortante de fluencia de piso del pórtico principal (Q_{Dy}^i) se reparte equitativamente entre ambos dispositivos.

Así, los autores proponen las ecuaciones 9 y 10; donde P_{by}^i es la fuerza axial de fluencia de una riostra del piso i; y δ_{by}^i es la deformación de fluencia axial de una riostra del piso i (Oviedo A., Midorikawa, & Tetsuhiro, 2010).

$$\cos \theta \approx \frac{\delta_{by}^i}{\Delta_{by}^i} \quad (9)$$

$$P_{by}^i = \pm \frac{Q_{Dy}^i}{2 \cos \theta} \quad (10)$$

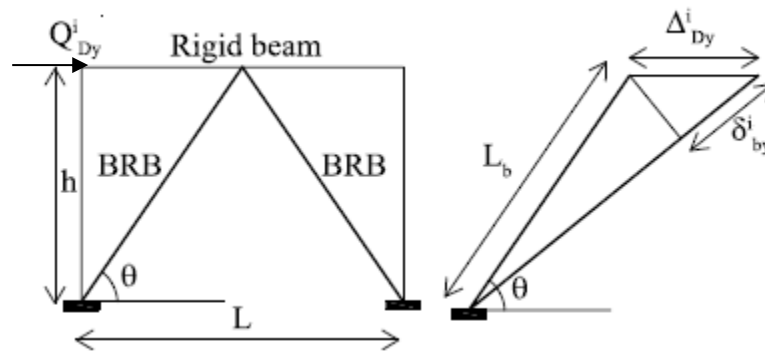


Figura 5. Equilibrio idealizado de una riostra restringida contra pandeo. Imagen tomada de: Earthquake response of a ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers (Oviedo A., Midorikawa, & Tetsuhiro, 2010)

A continuación, el área hallada anteriormente se divide por la cantidad total de riostras que se deseen poner en ese piso y luego se busca el perfil comercial más acercado a ese valor.

Finalmente, y una vez se tiene el diseño de los dispositivos, los otros miembros del pórtico se diseñan con base en los principios del diseño por capacidad, considerando las máximas fuerzas que las riostras pueden desarrollar debido a las deformaciones esperadas, producidas por las fuerzas de diseño (López & Sabelli, *Design of Buckling-Restrained Braced Frames*, s. f.)

2. METODOLOGÍA

El proyecto se llevó a cabo a través de simulaciones con *software* especializado, con el fin de evaluar económicamente la implementación de riostras metálicas con pandeo restringido en edificaciones colombianas de pórticos de concreto reforzado. Para ello se subdividió el proyecto en tres grandes fases, cada una de las cuales fue subdividida en etapas, que a su vez se subdividieron en actividades.

FASE 1: CUANTIFICACIÓN DE LA CANTIDAD TOTAL DE ACERO DE REFUERZO Y CONCRETO UTILIZADOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

ETAPA I: DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SIN DISIPADORES DE ENERGÍA

Se diseñó, con apoyo del *software* de diseño estructural ETABS, la estructura de un hospital con características típicas, especificando las resistencias de los materiales, el despiece del acero de refuerzo y teniendo en cuenta las consideraciones para la importancia de la estructura.

El diseño se hizo de forma convencional, según la Norma de Construcción Sismorresistente -NSR-10-, y se diseñaron en total tres pórticos diferentes, variando en cada uno de ellos la altura total, con el fin de obtener resultados más representativos y poder obtener conclusiones más precisas.

Los tres hospitales que se modelaron contaron con la misma distribución en planta, con cuatro pórticos en una dirección y tres en la dirección perpendicular, esto con el fin de ubicar las riostras en el pórtico central y evitar así efectos de torsión en la estructura. Las dimensiones de los elementos estructurales se determinaron para que cumplieran con los requisitos de deriva dados en la NSR-10, por lo que podían variar de un pórtico a otro.

ETAPA II: DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Se diseñaron de nuevo cada uno de los pórticos anteriores conservando el mismo factor de reducción de resistencia (R) y el mismo periodo fundamental de vibración (T), pero esta vez agregándole las riostras como elementos estructurales complementarios. Lo anterior se hizo siguiendo el proceso descrito en la sección 3.6 de este trabajo, que se basa a su vez en lo expuesto en el marco teórico.

Al conservar el mismo periodo de vibración la estructura principal de concreto se debe modificar, ya que el sistema de riostras aporta rigidez a la estructura.

ETAPA III: COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS, CON Y SIN RIOSTRAS

Se realizó una medición de las cantidades de material estructural –acero y concreto- necesario para la construcción de las estructuras según los diseños realizados, con el fin de establecer las diferencias de volumen de concreto y peso de acero y así poder evaluar el beneficio económico que tendría el sistema. Para esto último se realizó el despiece de acero mediante el programa DC-CAD.

FASE 2: COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AMBOS TIPOS DE PÓRTICOS

ETAPA I: ANÁLISIS INELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS SIN DISIPADORES DE ENERGÍA

Tras la realización de los diseños en ETABS se procedió al modelado de las estructuras sin riostras en el programa IDARC 2D, con el fin de obtener el daño sufrido por las mismas después de someterlas a varios registros de aceleraciones. Lo anterior se hizo mediante un análisis no lineal dinámico utilizando 5 registros de aceleraciones diferentes de fuente cercana, que se modificaron de tal manera que el espectro de respuesta de cada uno se ajustó al espectro elástico de diseño de la NSR-10, que se utilizó para el diseño de las estructuras. Esto se hizo con ayuda del programa SpectMatch V.1.0., aportado por el Director de Trabajo de Grado.

Los sismos clasificados como de fuente cercana son aquellos cuyo epicentro se ubica aproximadamente a menos de 15 km de distancia de la zona de afectación y se caracterizan además por contar con un *killer pulse*, que es “un pulso de velocidad del suelo de gran amplitud” (Frau & Saragoni H., s. f.). Es por esto que este tipo de sismos son los que afectan más a las edificaciones.

ETAPA II: ANÁLISIS INELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Se modelaron las estructuras con riostras de la misma forma que se hizo con los pórticos sin riostras, siendo estas quienes se espera que soporten gran porcentaje del daño sísmico gracias a la ductilidad del material de los núcleos durante los ciclos histeréticos.

FASE 3: CUANTIFICACIÓN DE LA DIFERENCIA ECONÓMICA SEGÚN LOS DAÑOS SÍSMICOS SUFRIDOS POR AMBOS TIPOS DE PÓRTICOS

Después de la realización de los análisis inelásticos de las estructuras se procedió a cuantificar el número de elementos que sufrieron daños tras la ocurrencia del sismo y que requirieron de actividades de rehabilitación, así como también se procedió a evaluar el daño que sufrieron, esto con el fin de poder cuantificar después los costos de reparación.

El daño sufrido por cada pódico fue determinado internamente por el programa IDARC 2D mediante el Índice de Daño de Park & Ang, que combina linealmente el daño sufrido debido a la máxima deformación del pódico y debido al efecto de las cargas cíclicas. Este índice tiene en cuenta el daño sufrido por cada elemento de piso, para después hallar el daño total de la estructura (Wen, Ang, & Park, 1988). Lo anterior se logra mediante las siguientes ecuaciones propuestas por los autores:

- Para determinar el daño de un elemento estructural (DI) se utiliza la ecuación 11; donde δ_m es la máxima deformación permitida, δ_u es la deformación última del elemento, P_y es la fuerza de fluencia del elemento, $\int d E_h$ es la energía histerética absorbida por el elemento durante la historia de respuesta y β es un parámetro constante del modelo.

$$DI_{comp} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \times P_y} * \int d E_h \quad (11)$$

- Para determinar el daño de un piso del pódico se utiliza la ecuación 12; donde E_i corresponde a la energía total absorbida, incluida la energía potencial y $(\lambda_i)_{comp}$ es igual a $\left(\frac{E_i}{\sum E_i}\right)_{comp}$

$$DI_{piso} = \sum_{i=1}^n (\lambda_i)_{comp} * (DI_i)_{comp} \quad (12)$$

- Finalmente, el daño total del pódico se calcula mediante la ecuación 13; donde $(\lambda_i)_{piso}$ es igual a $\left(\frac{E_i}{\sum E_i}\right)_{piso}$

$$DI_{total} = \sum_{i=1}^n (\lambda_i)_{piso} * (DI_i)_{piso} \quad (13)$$

Un índice de daño igual o mayor que 1,0 significa colapso ó daño severo; si está entre 0,4 y 1,0 indica un daño sin posibilidad de recuperación ó moderado, es decir, no se presenta colapso, pero tampoco es posible la rehabilitación o reparación.

Finalmente, un índice entre 0,1 y 0,4 indica un daño reparable ó leve. Esta escala de daños aplica tanto para la estructura -daño total o global-, como para un elemento estructural –daño local- (Wen, Ang, & Park, 1988).

3. CRITERIOS Y PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO PARA LOS PÓRTICOS

3.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL GENERAL DE LOS PÓRTICOS

La estructura estará ubicada en la ciudad de Medellín, en la zona centro, y contará con las características típicas de un hospital local.

La estructura principal –pórtico de concreto reforzado constituido por las vigas y columnas- será de tres, seis y diez pisos y se dejará en cada caso una altura libre de 3,0 m, pudiendo variar la altura total de piso –que incluye la altura de losa y viga-. Para los tres casos se decidió de antemano dejar una altura de losa de 45 cm –incluyendo una loseta de 5 cm- para tener una uniformidad en todos los pórticos y poder evitar así en la comparación económica posterior el análisis de la cantidad de acero de refuerzo y volumen de concreto en la losa. Esto se justifica en que al tener las mismas dimensiones de losa, como se ve en la figura 7, y la misma carga de otros elementos, como se ve en la tabla 1, el refuerzo y volumen de concreto deben ser siempre los mismos.

La torre contará también con tres pórticos simétricos en la dirección X y con cuatro en la dirección Y –como se presenta en la figura 6- para garantizar un pórtico central sin efectos de torsión para el análisis no lineal posterior. En el ejemplo se esquematiza el pórtico de tres pisos.

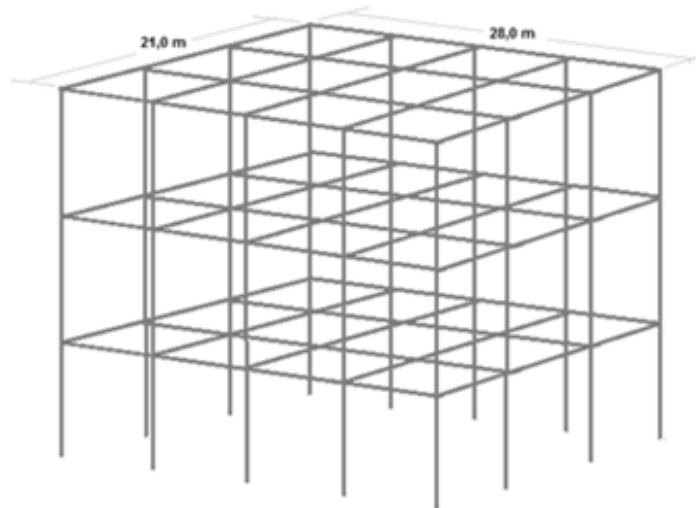


Figura 6. Elevación del pórtico.

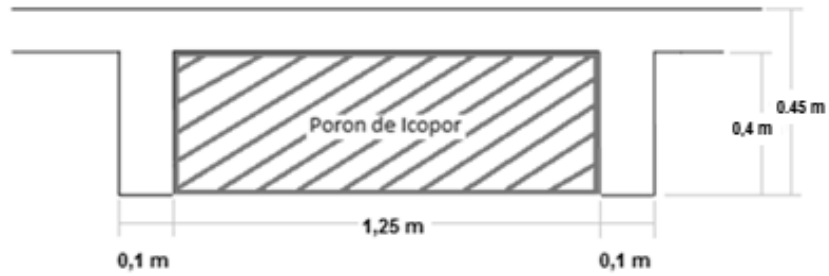


Figura 7. Perfil de losa para todos los pórticos.

Finalmente, cabe aclarar que la configuración estructural en planta se dejó también igual para todos los pórticos; esta consiste en losas aligeradas bidireccionales con distancia entre ejes de 7,0 m, como se muestra en la figura 8.

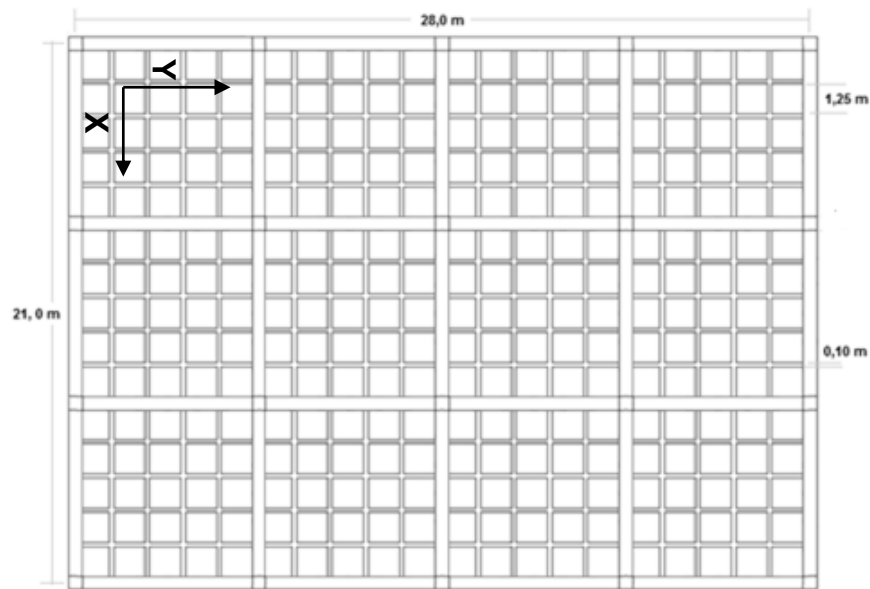


Figura 8. Esquema de la planta estructural para los pórticos.

3.2 ESPESOR DE LOSA SEGÚN EL CRITERIO DE CONTROL DE DEFLEXIONES

Según los comentarios de la Norma Colombiana de Construcción Sismorresistente -NSR-10- en la tabla C.9.5(a), el diseño de la losa debe cumplir con unas alturas mínimas para evitar agrietamientos, esto para no tener en cuenta el análisis posterior de las deflexiones. El espesor de losa necesario corresponde al menor valor obtenido con alguna de las siguientes ecuaciones:

- *Con ambos extremos continuos* $= \frac{L}{21} = \frac{6.5\text{ m}}{21} = 0,31\text{ m}$
- *Con un extremo continuo* $= \frac{L}{18.5} = \frac{6.5\text{ m}}{12} = 0,35\text{ m}$

Se observa que el espesor de losa escogido, correspondiente a 45 cm, cumple con el requisito de la NSR-10.

3.3 ANÁLISIS DE CARGAS

Para calcular el peso propio de los nervios y de la loseta se tomó un área aferente de 1 m² de losa a mitades de nervio, según se observa en la figura 8.

Los valores de carga se dan por m² de losa en planta, según lo indica el Título B de la NSR-10, y se muestran en la tabla 1. Los valores de carga de los casos para los cuales no se presenta el cálculo corresponden a valores tomados directamente del Título B de la NSR-10.

Se tomó un valor de carga viva de 4,0 kN/m² como un promedio entre las diferentes ocupaciones, teniendo en cuenta que principalmente la carga viva se atribuye a cuartos de cirugía y a que no se cuenta con un plano arquitectónico que muestre la distribución de espacios. Para el peso de afinado de pisos se decidió rebajar un poco el valor inicial de 1,6 kN/m² que indica la norma a 1,2 kN/m², ya que en la práctica es un valor más típico, teniendo en cuenta un espesor de 5 cm para el afinado. Finalmente, para la carga por fachada y particiones se decide dejar 2,0 kN/m², ya que aunque es un valor algo elevado, al no tener especificaciones arquitectónicas se toma el mínimo valor dado en la NSR-10 en el Título B.

Tabla 1. Análisis de cargas para los pórticos.

Caso	Cálculo	Valor de la carga
CARGA MUERTA		
Peso de la loseta	$0,05 \text{ m} \times 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	1,20 kN/m ²
Peso de los nervios	$\frac{0,1 \text{ m} \times (1,0 + 0,90) \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3}{1 \text{ m}^2}$	1,82 kN/m ²
Peso propio de la losa		3,02 kN/m²
Peso del cielo raso (lámina de yeso de 12 mm)		0,10 kN/m ²
Afinado de pisos más acabados		1,2 kN/m ²
Fachada y particiones de mampostería (internados con atención a los residentes)		2,0 kN/m ²
Peso propio de otros elementos		3,3 kN/m²
Carga muerta total		6,32 kN/m²
CARGA VIVA		
Cuartos de cirugía y laboratorios		4,0 kN/m ²
Cuartos privados		2,0 kN/m ²
Corredores y escaleras		5,0 kN/m ²
Carga viva de diseño		4,0 kN/m²

3.4 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

La evaluación de los parámetros sísmicos se realizó a partir del título A de la NSR-10 (Requisitos generales de diseño y construcción sismorresistente) y se presentan en la tabla 2. La estructura no presenta ninguna de las irregularidades dadas en la norma en A.3-6 y A.3-7 debido a la simetría que presenta tanto en planta como en la elevación y a que no tiene discontinuidades. Se eligió diseñar el edificio como un pórtico resistente a momentos con capacidad de disipación de energía DMO, según lo permitido en A.3-3. Además, el método de análisis sísmico escogido es el de la fuerza horizontal equivalente (FHE), según lo permitido en la NSR-10.

También, debido a que un hospital pertenece al grupo IV de estructuras se tendrán en cuenta en el análisis los procedimientos de verificación para los movimientos sísmicos del umbral de daño, según lo establecido en la NSR-10 en A12.

Tabla 2. Parámetros sísmicos de diseño según la NSR-10.

Localización	Medellín
Zona de amenaza sísmica (A.2.3-2)	Intermedia
Gravedad (m/s^2)	9,81
Coefficiente de aceleración pico efectiva A_a (A.2.3-2)	0,15
Coefficiente de velocidad pico efectiva A_v (A.2.3-2)	0,2
Perfil de suelo (A.2.4-2)	C
Coefficiente de amplificación F_a (A.2.4-3)	1,2
Coefficiente de amplificación F_v (A.2.4-4)	1,7
Coefficiente de importancia I (A.2.5-1)	1,5
Coefficiente de Reducción (R)	5,0
Coefficiente de aceleración pico efectiva al nivel del umbral de daño A_d (A12.2-2)	0,07

A partir de los valores anteriores se obtendrán para cada caso los parámetros para los espectros sísmicos de diseño y para el umbral de daño, siguiendo las ecuaciones y recomendaciones del Título A de la NSR-10.

3.5 MODELADO DEL PÓRTICO EN ETABS

Cada pórtico analizado en el presente trabajo se modeló en el programa de cálculo ETABS, destacándose lo siguiente:

- No se modelaron los nervios, únicamente la loseta. Esta se modeló como un elemento tipo *slab* con distribución de carga en ambas direcciones. Para cada loseta se calculó un diafragma rígido.
- La carga muerta se ingresó con un factor de 1,0, lo que permite que ETABS calcule automáticamente el peso propio de los elementos.
- Se ingresó un valor por carga viva de 4,0 kN/m² y un valor por carga muerta de 5,12 kN/m². Este último valor es la suma de la carga por m² correspondiente al peso los nervios más otros elementos –particiones, acabados y cielo raso-.
- Se incluyeron uniones rígidas viga-columna con un factor de 0,5, es decir, hasta la cara de la columna. Estas últimas se consideraron empotradas a la base.
- La inercia de todas las vigas alrededor del eje 3 se modificó con un factor de 1,2 para simular el efecto que tiene la aleta de la loseta sobre la viga a la cual está unida rígidamente.
- Las vigas se consideraron fisuradas a torsión, por lo cual la constante torsional se fijó en 0,1 para todos los casos.
- Los casos de carga de sismo se definieron para ambos ejes coordenados (X e Y) y cada caso se subdividió en cuatro: en sentido positivo y negativo, cada uno con excentricidad positiva y negativa, que se fijó en 5 %. La función de esta excentricidad es considerar la torsión accidental en el pórtico. En ETABS los cuatro casos se definieron como tipo *quake* mediante opción manual, ingresando el valor para k y S_a para cada caso.
- El concreto de la loseta y de las vigas se fijó siempre con f'c = 21 MPa.
- Para los pórticos con disipadores se hizo uso de la opción *brace* de ETABS para modelar las riostras, las cuales se consideraron como elementos con extremos articulados, de tipo V-Invertida y sin capacidad de soportar cortante y momento en ninguna dirección, solo carga axial.

- El material utilizado para los disipadores se modeló como acero ASTM - A36, con un peso específico $\gamma = 76,8 \text{ kN/m}^3$, $F_y = 255 \text{ MPa}$ y $E = 204.000 \text{ MPa}$. En ETABS el valor de E se ingresó multiplicado por un factor de 1,4, que es propuesto por Sabelli y López (Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames, 2004). La explicación para este factor es que la longitud de fluencia de una riostra es en realidad más corta que la empleada en el modelo matemático y por ende esta es más rígida (Hussain, Van Benschoten, Al Satari, & Lin, s. f.). Entonces, al tener en cuenta este factor en el módulo de elasticidad, que es siempre constante, se estaba simulando esta condición.
- Para el diseño del acero de refuerzo se fijó un recubrimiento en vigas y columnas de 40 mm y un número mínimo de 11 estaciones de análisis para cada elemento. En las preferencias de diseño se fijó la categoría sísmica de diseño como C, correspondiente a un pórtico DMO y se indicó que el código de diseño era el ACI 318-05/IBC 2003, del cual se desprende la NSR-10. El diseño ejecutado era según el tipo de elementos estructurales, que se indicó como de disipación moderada (*sway intermediate*). Finalmente, si el diseño cumplía, se observaba que la cuantía de refuerzo en las columnas no fuese mayor que 4 %, que es lo máximo permitido por la NSR-10. Si esta cuantía se superaba se cambiaba entonces la resistencia del concreto en las columnas a 28 ó 35 MPa.

3.6 PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DEL ÁREA DE RIOSTRAS

3.6.1 Ubicación de los pórticos con riostras

La figura 9 muestra la ubicación en planta de los pórticos arriostrados, que se resaltan en color rojo. Cada piso del pórtico arriostrado contará con un dispositivo.

La simetría en la ubicación de los disipadores en ambas direcciones permite que se minimicen al máximo los efectos de torsión en la estructura. La configuración escogida para las riostras será de tipo V-Invertida, ya que así se evita contar con longitudes muy largas para los disipadores, si se tiene en cuenta que la luz entre ejes es de 7,0 m.

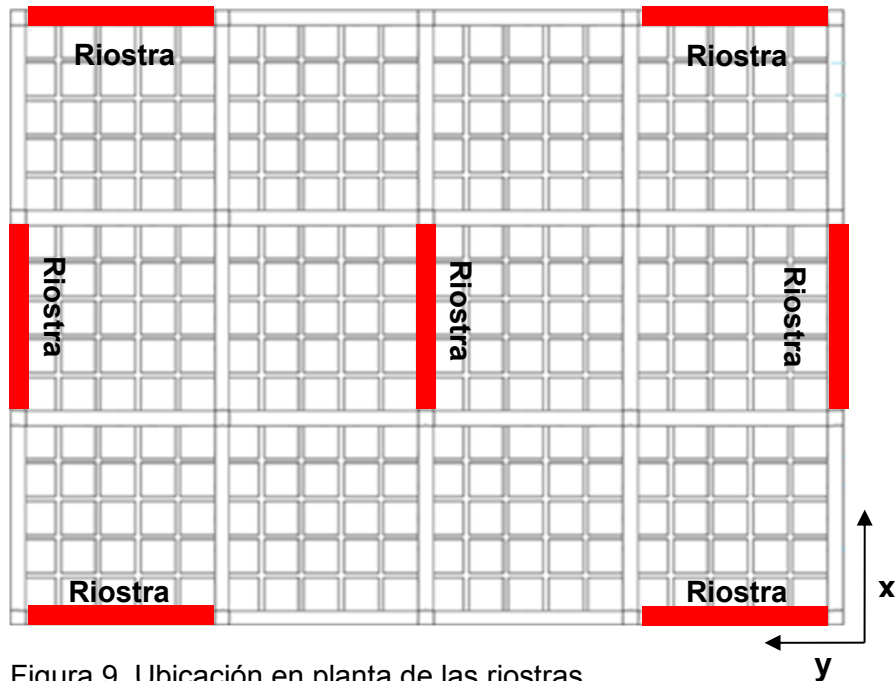


Figura 9. Ubicación en planta de las riostras.

3.6.2 Cálculo preliminar del área necesaria de riostras

Se partía de los resultados del modelo sin riostras para hallar el área tentativa inicial de éstas. Para esto se siguieron las fórmulas y el procedimiento descritos en el marco teórico, pero con algunas modificaciones. El análisis se hizo para cada dirección en planta $-X$ e Y -. Los pasos seguidos se listan a continuación:

- En primer lugar, se definieron los parámetros β' y v , que se fijaron ambos en 0,4. Este valor se escogió con base en los resultados previos obtenidos por Oviedo, Midorikawa y Asari, ya que es el valor promedio entre 0,2 y 0,6, que es la escala de valores sugerida por los autores. Un factor β' de 0,4 indica que la resistencia de fluencia del conjunto de disipadores (Q_{Dy}) corresponde aproximadamente a un 40 % de la resistencia de fluencia del sistema principal de concreto.
- Para agilizar los cálculos no se realizó un análisis *Pushover*, por lo cual la cortante de fluencia de cada piso del pórtico principal (Q_{Fy}^i) se asumió como la obtenida mediante un análisis sísmico estático-lineal en ETABS, empleando los casos de carga convencionales –carga muerta, carga viva y carga de sismo- y un factor de importancia igual a 1,0; esto con el fin de poderlas relacionar con las derivas de fluencia, que se obtienen con $I = 1,0$.

- La deriva de fluencia de cada piso del pórtico principal (Δ_{Fy}^i) se asumió como la deriva causada únicamente por el sismo en cada dirección $-X$ e Y -. Se aclara que los valores utilizados son absolutos, es decir, no están dados como una fracción de la altura total de piso, por lo que tienen unidades de metro.

Los dos anteriores supuestos implican que la capacidad y la deriva utilizadas para hallar el área de las riostras sean menores que las máximas que se pueden alcanzar en realidad por el pórtico; esto implica por ende que las riostras tampoco se diseñen con la máxima capacidad que podrían alcanzar en la realidad. Sin embargo, este hecho no anula los resultados que se obtengan más adelante ni la consecución del objetivo de este trabajo, ya que la capacidad que se asumió para cada pórtico es producto de la acción directa del sismo sobre la estructura y la deriva que se escogió es la causada también por el sismo, por lo que ambos parámetros tienen directa relación entre sí y dan una aproximación aceptable para el área necesaria de disipador.

- Se calculó la rigidez equivalente de cada piso del pórtico principal (K_{eq}^i), como se indica en la ecuación 1.
- Se calculó la rigidez del conjunto de disipadores para cada piso (K_D^i). Para esto se despejaron de las ecuaciones 3 y 4 los valores de Q_{Dy} y Δ_{Dy} , que se remplazaron después en la ecuación 2. Lo anterior deriva en la ecuación 14, de la cual se observa que como β' y v tienen el mismo valor, K_D^i resulta ser igual a K_{eq}^i .

$$K_D^i = \frac{\beta' * Q_{Fy}^i}{v * \Delta_{Fy}^i} \quad (14)$$

- Se calculó la deriva de fluencia de los disipadores para cada piso (Δ_{Dy}^i) despejándola de la ecuación 4.
- Se calculó, para cada piso, la cortante de fluencia del conjunto de disipadores (Q_{Dy}^i), como lo indica la ecuación 15.

$$Q_{Dy}^i = K_D^i * \Delta_{Dy}^i \quad (15)$$

- Se calculó la cortante de fluencia del conjunto de disipadores para cada uno de los pórticos arriostrados que conforman el piso i (Q_{Dy}^i pórtico). Lo anterior se logró dividiendo Q_{Dy}^i por el número de pórticos arriostrados en cada dirección. Así, por ejemplo, en la figura 9 se observa que en la dirección X hay tres pórticos arriostrados. Por lo tanto, para cada piso en dirección X el Q_{Dy}^i pórtico será igual a un tercio de Q_{Dy}^i .

- Se calculó el área transversal requerida de riostras por cada pórtico arriostrado mediante la ecuación 5, teniendo mucho cuidado de remplazar en la ecuación Q_{Dy}^i por $Q_{Dy}^{\text{pórtico}}$.
- Finalmente, se calculaba el ancho necesario para el núcleo de acero de cada riostra, teniendo en cuenta que el espesor se fijó siempre en 2,0 cm y que se redondeó para cada caso al entero superior.

3.6.3 Proceso de dimensionamiento final del área de riostras

Debido a que la relación $\beta'/v = 1,0$, para cada piso de la estructura principal la rigidez equivalente es igual a la rigidez del conjunto de disipadores ($K_{eq}^i = K_D^i$). Lo anterior produce que de entrada se sepa que al poner las riostras al pórtico sin disipadores, previamente diseñado, la rigidez resultante del sistema pórtico-disipador debe ser el doble de la rigidez inicial; esto ya que $K_T = K_D + K_F$.

Lo anterior permitió definir la siguiente estrategia de dimensionamiento: se sabe que $\frac{F}{\Delta} = K$, entonces, si se tiene de entrada el doble de rigidez se espera que el doble de la deriva inicial de cada piso balancee la anterior ecuación, pero esto solo se da si las fuerzas de diseño se mantienen constantes, lo que no es cierto porque la masa total, y por ende la cortante basal, cambia. Sin embargo, este razonamiento sirvió como punto de partida para obtener las dimensiones finales de los elementos, ya que se buscó que la estructura sin riostras tuviese una deriva máxima de aproximadamente 2,0 %, con el fin de que al ponerle los disipadores la deriva cayese hasta aproximadamente el 1,0 %. Si lo anterior se cumplía se podía decir que ambas estructuras –con y sin riostras- deberían tener una rigidez y periodo de vibración similares, con lo cual se podía proceder a hacer la comparación económica de ambas estructuras.

Como se sabía que las fuerzas de diseño también cambiaban, lo que se debió hacer después fue un proceso iterativo hasta alcanzar unas secciones de riostra, de viga y de columna que produjeran una deriva de aproximadamente 1,0 %. El proceso iterativo se realizó de la siguiente manera, teniendo siempre $I = 1,0$:

- Se disminuían las secciones de las vigas y columnas del pórtico sin riostras y se determinaban por medio de ETABS las nuevas cortantes de piso y las nuevas derivas causadas únicamente por el sismo en cada dirección –X e Y-.
- Con los datos anteriores se alimentaba una hoja de cálculo que realizaba el proceso explicado anteriormente y se hallaban así las nuevas áreas de riostras.

- Se actualizaba el área de los dispositivos en el modelo con riostras de ETABS y se obtenían las nuevas derivas del pórtico, que se comparaban con las que se obtuvieron para el pórtico sin riostras previamente diseñado y con 1 %.
- Si todavía se podían seguir optimizando las secciones de los elementos se repetía el proceso iterativo; si por el contrario ya se estaba cerca del valor de 1 % o los valores de derivas eran muy parecidos a los obtenidos en el pórtico sin riostras previamente diseñado se finalizaba el proceso iterativo.
- Se hallaba la máxima deflexión de la losa para la combinación U2 –correspondiente a 1,2 veces la carga muerta- y se observaba que cumpliera con el criterio de la NSR-10.
- Una vez cumplidos estos criterios se daba por finalizado el modelado del pórtico en ETABS y ya se podía proceder a la comparación económica entre ambos pórticos, con y sin riostras.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE TRES PISOS SIN DISIPADORES

4.1 CONFIGURACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección de las vigas se fijó en 45x45 cm, mientras que la de las columnas se fijó en 60x50 cm, con el lado largo en dirección X. Estas dimensiones son el resultado de desarrollar un proceso iterativo en el programa ETABS, que buscaba cumplir con los requisitos de deriva.

4.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE–

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 3 para la FHE.

Tabla 3. Parámetros para el análisis con la FHE.

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	$C_u \times T_a$ (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,0	10,35	0,675	0,385	0,853	0,526	0,210

El periodo fundamental de diseño obtenido de un análisis modal en ETABS dio $T = 0,630$ s, por lo que se tomó el valor de $C_u \times T_a = 0,526$ s para los cálculos manuales. Sin embargo, como este valor también es menor que T_c los valores dados en la tabla 3 para S_a y S_{ad} no varían y por ende no deben cambiarse en ETABS; tampoco lo hace el valor de K, que sigue siendo 1,0.

4.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

Las derivas de piso para el umbral de daño no pueden ser mayores que 0,4 %, según lo establece la NSR-10. En este caso el valor del espectro sísmico para el umbral de daño $S_{ad} = 0,210$ es el que se debe considerar. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.

Tabla 4. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 3 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,29%	0,28%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,39%	0,41%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,26%	0,29%	

Solamente en el segundo piso la deriva supera el valor límite, aunque solo en un 0,01 %, por lo cual se acepta este valor. Por lo anterior se observa que el pórtico cumple con todos los requisitos de la NSR-10 para la deriva y que se puede pasar al procedimiento de diseño.

4.4 DERIVAS DE PISO

Las derivas de piso no pueden ser mayores que 1 %, según lo establece la NSR-10. Para hacer la verificación el factor de importancia se fijó en 1,0 y no en 1,5 como se tiene para el diseño, según lo permitido por la NSR-10 en A.6.2.1.2. Con este nuevo valor el espectro elástico de aceleraciones es $S_a = 0,450$. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Derivas de piso para el pórtico de 3 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,62%	0,60%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,84%	0,87%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,56%	0,62%	

4.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA I= 1,0

En la tabla 6 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 7 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 6. Resultados del pórtico de tres pisos con $I = 1,0$

T (s)	0,630
V_s (kN)	6.888
W_{Total} (kN)	15.306

Tabla 7. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 3 pisos.

Piso	1	2	3
V_x (kN)	6.888	5.712	3.359
V_y (kN)	6.888	5.712	3.359

4.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA $I = 1,5$

En la tabla 8 se muestran otros resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 9 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 8. Resultados del pórtico de tres pisos con $I = 1,5$

T (s)	0,630
V_s (kN)	10.331
W_{Total} (kN)	15.306

Solo varía la cortante basal, como se esperaba.

Tabla 9. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 3 pisos.

Piso	1	2	3
V_x (kN)	10.331	8.567	5.039
V_y (kN)	10.331	8.567	5.039

5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE TRES PISOS CON DISIPADORES

5.1 DIMENSIONES FINALES DE RIOSTRAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección final de las vigas fue de 35x45 cm y la de las columnas fue de 40x40 cm. En la tabla 10 se muestran los resultados finales obtenidos para las dimensiones de riostras después de realizar la última iteración y verificar que por resistencia y deriva los elementos cumplieren.

De ahora en adelante las dimensiones de la sección transversal de las riostras se identificarán como se muestra en la figura 10.

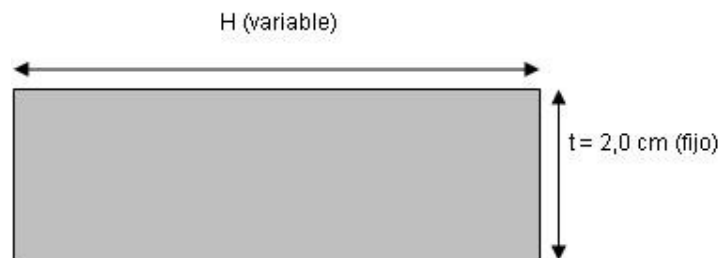


Figura 10. Vista en planta de la sección transversal de riostra.

Tabla 10. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 3 pisos

Piso	V (kN)	Δ_{Fy} (m)	K_{eq} (kN/m)	K_D (kN/m)	Δ_{Dy} (m)	Q_{Dy} (kN)	Q_{Dy} portico (kN)	A_{by} portico (mm ²)	A_{by} portico (cm ²)	$H_{riostra}$ (cm)
SISMO E_x										
3	1463	0,0157	93.367	93.367	0,0063	585	195	739	7,39	4
2	2466	0,0244	101.151	101.151	0,0098	986	329	801	8,01	5
1	2967	0,0194	153.208	153.208	0,0078	1.187	396	1213	12,13	7
SISMO E_y										
3	1463	0,0139	105.049	105.049	0,0056	585	146	624	6,24	4
2	2466	0,0218	113.109	113.109	0,0087	986	247	672	6,72	4
1	2967	0,0175	169.480	169.480	0,0070	1.187	297	1006	10,06	6

* Para $t = 2,0$ cm constante.

5.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE-

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 11 para la FHE.

Tabla 11. Parámetros para el análisis con la FHE.

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	$C_u \times T_a$ (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,0	10,35	0,675	0,385	0,853	0,526	0,210

El periodo fundamental en ETABS dio $T = 0,517$ s, por lo cual en este caso los valores antes dados tampoco se modificaron.

5.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

La tabla 12 muestra las derivas para el umbral de daño.

Tabla 12. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 3 pisos con riostras.

DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,19%	0,16%	
DXMAX	DYMAX	Piso2
0,27%	0,25%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,22%	0,20%	

5.4 DERIVAS DE PISO

La tabla 13 muestra el resultado para las derivas de piso.

Tabla 13. Derivas de piso para el pórtico de 3 pisos con riostras.

DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,40%	0,34%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,59%	0,53%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,47%	0,42%	

5.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,0

En la tabla 14 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 15 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 14. Resultados del pórtico de tres pisos con riostras con I = 1,0.

T (s)	0,517
V_s (kN)	6.356
W_{Total} (kN)	14.123

Tabla 15. Cortantes de piso para I = 1,0 del pórtico de 3 pisos con riostras.

Piso	1	2	3
V_x (kN)	6.356	5.281	3.133
V_y (kN)	6.356	5.281	3.133

5.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,5

En la tabla 16 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 17 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 16. Resultados del pórtico de tres pisos con riostras con I = 1,5.

T (s)	0,517
V_s (kN)	9.533
W_{Total} (kN)	14.123

Tabla 17. Cortantes de piso para I = 1,5 del pórtico de 3 pisos con riostras.

Piso	1	2	3
V_x (kN)	9.533	7.922	4.670
V_y (kN)	9.533	7.922	4.670

6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE SEIS PISOS SIN DISIPADORES

6.1 CONFIGURACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección de las vigas se fijó en 45x60 cm y la de las columnas se fijó en 90x80 cm, con el lado largo en dirección del eje X. Nuevamente, se buscó que ninguna deriva de piso fuese mayor que 1 % ni que ninguna deriva de piso para el umbral de daño fuese mayor que 0,4 %.

6.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE–

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 18 para la FHE.

Tabla 18. Parámetros para el análisis del pórtico de 6 pisos con la FHE

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,1	21,60	0,675	0,747	0,853	0,210

El periodo fundamental de diseño obtenido en ETABS dio $T = 0,823$ s. Como este periodo es menor que T_c los valores para S_a y S_{ad} dados en la tabla 18 no varían; sí lo hace K, que debió cambiarse en ETABS de 1,1 a 1,2.

6.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

Se consideró $S_{ad} = 0,210$. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 19.

Tabla 19. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 6 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,20%	0,18%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,29%	0,27%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,38%	0,36%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,42%	0,41%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,39%	0,39%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,21%	0,21%	

Solamente en el tercer piso la deriva supera el valor límite en un 0,02 %, por lo cual se acepta este valor.

6.4 DERIVAS DE PISO

El factor de importancia se fijó en 1,0; con este nuevo valor $S_a = 0,450$. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 20.

Tabla 20. Derivas de piso para el pórtico de 6 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,44%	0,39%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,63%	0,59%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,81%	0,77%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,90%	0,87%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,84%	0,83%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,44%	0,45%	

6.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,0

En la tabla 21 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 22 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 21. Resultados del pórtico de seis pisos con I = 1,0

T (s)	0,823
V_s (kN)	16.449
W_{Total} (kN)	36.554

Tabla 22. Cortantes de piso para I = 1,0 del pórtico de 6 pisos.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	16.449	16.449
2	15.839	15.839
3	14.436	14.436
4	12.153	12.153
5	8.930	8.930
6	4.717	4.717

6.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,5

En la tabla 23 se muestran otros resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 24 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 23. Resultados del pórtico de seis pisos con I = 1,5

T (s)	0,823
V_s (kN)	24.674
W_{Total} (kN)	36.554

Solo varía la cortante basal, como se esperaba.

Tabla 24. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 6 pisos.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	24.674	24.674
2	23.758	23.758
3	21.654	21.654
4	18.230	18.230
5	13.395	13.395
6	7.076	7.076

7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE SEIS PISOS CON DISIPADORES

7.1 DIMENSIONES FINALES DE RIOSTRAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección final de las vigas fue de 40x50 cm y la de las columnas fue de 60x50 cm, con el lado largo en dirección del eje X. En la tabla 25 se muestran los resultados finales obtenidos para las dimensiones de riostras después de realizar la última iteración y verificar que por resistencia y deriva los elementos cumplieren.

Tabla 25. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 6 pisos

Piso	V (kN)	Δ_{Fy} (m)	K_{eq} (kN/m)	K_D (kN/m)	Δ_{Dy} (m)	Q_{Dy} (kN)	Q_{Dy} portico (kN)	A_{by} portico (mm ²)	A_{by} portico (cm ²)	$H_{riostra}$ (cm)
SISMO E_x										
6	1.931	0,0121	160.231	160.231	0,0048	773	258	1.296	12,96	7
5	3.563	0,0194	183.936	183.936	0,0077	1.425	475	1.488	14,88	8
4	4.811	0,0258	186.472	186.472	0,0103	1.924	641	1.508	15,08	8
3	5.94	0,0299	190.556	190.556	0,0120	2.278	759	1.541	15,41	8
2	6.238	0,0293	212.569	212.569	0,0117	2.495	832	1.719	17,19	9
1	6.74	0,0164	394.905	394.905	0,0066	2.590	863	3.194	31,94	16
SISMO E_y										
6	1.931	0,0112	173.097	173.097	0,0045	773	193	1.050	10,50	6
5	3.563	0,0187	190.726	190.726	0,0075	1.425	356	1.157	11,57	6
4	4.11	0,0252	191.087	191.087	0,0101	1.924	481	1.159	11,59	6
3	5.694	0,0295	192.837	192.837	0,0118	2.278	569	1.170	11,70	6
2	6.238	0,0299	208.857	208.857	0,0119	2.495	624	1.267	12,67	7
1	6.474	0,0177	366.285	366.285	0,0071	2.590	647	2.222	22,22	12

* Para t = 2,0 cm constante.

7.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE-

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 26 para la FHE.

Tabla 26. Parámetros para el análisis del pórtico de 6 pisos con la FHE.

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,1	21,00	0,675	0,728	0,853	0,210

El periodo fundamental de diseño obtenido en ETABS dio $T = 0,804$ s. Como este periodo es menor que T_c los valores para S_a y S_{ad} dados en la tabla 26 no varían; sí lo hace K, que debió cambiarse en ETABS de 1,1 a 1,2.

7.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

La tabla 27 muestra las derivas para el umbral de daño. Ninguna supera el 0,4 %.

Tabla 27. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 6 pisos con riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,18%	0,16%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,27%	0,26%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,35%	0,34%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,39%	0,38%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,38%	0,37%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,21%	0,21%	

7.4 DERIVAS DE PISO

La tabla 28 muestra el resultado para las derivas de piso. Ninguna es mayor que 1 %.

Tabla 28. Derivas de piso para el pórtico de 6 pisos con riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,38%	0,35%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,58%	0,56%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,74%	0,73%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,84%	0,82%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,81%	0,79%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,45%	0,46%	

7.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA $I = 1,0$

En la tabla 29 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 30 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 29. Resultados del pórtico de seis pisos con riostras para $I = 1,0$

T (s)	0,804
V_s (kN)	13.893
W_{Total} (kN)	30.875

Tabla 30. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 6 pisos con riostras

Piso	1	2	3	4	5	6
V_x (kN)	13.893	13.385	12.219	10.322	7.644	4.143
V_y (kN)	13.893	13.385	12.219	10.322	7.644	4.143

7.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,5

En la tabla 31 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 32 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 31. Resultados del pórtico de seis pisos con riostras para I = 1,5

T (s)	0,804
V_s (kN)	20.840
W_{Total} (kN)	30.875

Tabla 32. Cortantes de piso para I = 1,5 del pórtico de 6 pisos con riostras.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	20.840	20.840
2	20.078	20.078
3	18.328	18.328
4	15.483	15.483
5	11.465	11.465
6	6.214	6.214

8. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE DIEZ PISOS SIN DISIPADORES

8.1 CONFIGURACIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección de las vigas se fijó en 60x70 cm y la de las columnas se fijó en 110x100 cm, con el lado largo en dirección del eje X.

8.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE–

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 33 para la FHE.

Tabla 33. Parámetros para el análisis del pórtico de 10 pisos con la FHE

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,4	37,00	0,475	1,212	0,853	0,173

El periodo fundamental de diseño obtenido en ETABS dio $T = 1,105$ s. Como este periodo es menor que T_a los valores para S_a y S_{ad} dados en la tabla 33 cambian y por ende en ETABS se introdujeron $S_a = 0,521$ y $S_{ad} = 0,190$. K también cambia de 1,4 a 1,3.

8.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

Se consideró $S_{ad} = 0,190$. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 34.

Tabla 34. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 10 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 10
0,14%	0,12%	
DXMAX	DYMAX	Piso 9
0,20%	0,18%	
DXMAX	DYMAX	Piso 8
0,27%	0,24%	
DXMAX	DYMAX	Piso 7
0,33%	0,30%	
DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,38%	0,35%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,41%	0,38%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,43%	0,40%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,43%	0,40%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,37%	0,35%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,19%	0,19%	

En los pisos tercero y cuarto la deriva supera el valor límite en un 0,03 %, por lo cual se acepta este valor. De antemano se había considerado esta sobrevaloración como la máxima.

8.4 DERIVAS DE PISO

El factor de importancia se fijó en 1,0; con este nuevo valor $S_a = 0,347$. En ETABS se corrieron las 32 combinaciones de carga para deriva y los resultados obtenidos se muestran en la tabla 35.

Tabla 35. Derivas de piso para el pórtico de 10 pisos sin riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 10
0,26%	0,22%	
DXMAX	DYMAX	Piso 9
0,37%	0,33%	
DXMAX	DYMAX	Piso 8
0,49%	0,44%	
DXMAX	DYMAX	Piso 7
0,60%	0,55%	
DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,69%	0,63%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,75%	0,70%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,79%	0,74%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,78%	0,73%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,67%	0,65%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,34%	0,34%	

8.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA $I = 1,0$

En la tabla 36 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 37 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 36. Resultados del pórtico de diez pisos con $I = 1,0$

T (s)	1,105
V_s (kN)	25.788
W_{Total} (kN)	74.318

Tabla 37. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 10 pisos.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	25.788	25.788
2	25.515	25.515
3	24.842	24.842
4	23.701	23.701
5	22.043	22.043
6	19.828	19.828
7	17.019	17.019
8	13.588	13.588
9	9.506	9.506
10	4.748	4.748

8.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA $I = 1,5$

En la tabla 38 se muestran otros resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 39 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 38. Resultados del pórtico de diez pisos con $I = 1,5$

T (s)	1,105
V_s (kN)	38.720
W_{Total} (kN)	74.318

Solo varía la cortante basal, como se esperaba.

Tabla 39. Cortantes de piso para $I = 1,5$ del pórtico de 10 pisos.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	38.720	38.720
2	38.309	38.309
3	37.298	37.298
4	35.586	35.586
5	33.097	33.097
6	29.770	29.770
7	25.553	25.553
8	20.401	20.401
9	14.272	14.272
10	7.129	7.129

9. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PÓRTICO DE DIEZ PISOS CON DISIPADORES

9.1 DIMENSIONES FINALES DE RIOSTRAS Y ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La sección final de las vigas fue de 40x60 cm y la de las columnas fue de 90x70 cm, con el lado largo en dirección del eje X. En la tabla 40 se muestran los resultados finales obtenidos para las dimensiones de riostras, para $t = 2,0$ cm.

Tabla 40. Parámetros y dimensiones finales de riostras para el pórtico de 10 pisos

Piso	V (kN)	Δ_{Fy} (m)	K_{eq} (kN/m)	K_D (kN/m)	Δ_{Dy} (m)	Q_{Dy} (kN)	Q_{Dy} portico (kN)	A_{by} portico (mm ²)	A_{by} portico (cm ²)	$H_{riostra}$ (cm)
SISMO E_x										
10	3.963	0,0169	234.070	234.070	0,0068	1.585	528	1.976	19,76	10
9	7.769	0,0242	320.382	320.382	0,0097	3.108	1.036	2.705	27,05	14
8	11.035	0,0322	342.372	342.372	0,0129	4.414	1.471	2.890	28,90	15
7	13.780	0,0396	348.335	348.335	0,0158	5.512	1.837	2.941	29,41	15
6	17.800	0,0457	389.597	389.597	0,0183	7.120	2.373	3.289	32,89	17
5	17.800	0,0503	354.181	354.181	0,0201	7.120	2.373	2.990	29,90	15
4	19.126	0,0527	362.846	362.846	0,0211	7.650	2.550	3.063	30,63	16
3	20.039	0,0518	386.949	386.949	0,0207	8.015	2.672	3.267	32,67	17
2	20.577	0,0443	464.933	464.933	0,0177	8.231	2.744	3.925	39,25	20
1	20.796	0,0220	945.598	945.598	0,0088	8.318	2.773	7.983	79,83	40
SISMO E_y										
10	3.963	0,0147	270.209	270.209	0,0059	1.585	396	1.711	17,11	9
9	7.769	0,0226	344.194	344.194	0,0090	3.108	777	2.179	21,79	11
8	11.035	0,0308	357.756	357.756	0,0123	4.414	1.103	2.265	22,65	12
7	13.780	0,0383	359.963	359.963	0,0153	5.512	1.378	2.279	22,79	12
6	16.027	0,0445	360.133	360.133	0,0178	6.411	1.603	2.280	22,80	12
5	17.800	0,0493	360.877	360.877	0,0197	7.120	1.780	2.285	22,85	12
4	19.126	0,0524	364.915	364.915	0,0210	7.650	1.913	2.310	23,10	12
3	20.039	0,0527	379.924	379.924	0,0211	8.015	2.004	2.405	24,05	13
2	20.577	0,0470	437.396	437.396	0,0188	8.231	2.058	2.769	27,69	14
1	20.796	0,0250	831.054	831.054	0,0100	8.318	2.080	5.262	52,62	27

9.2 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO CON LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE –FHE-

Cumpliendo con los requisitos y ecuaciones dadas en la NSR-10, en el capítulo A.4, se obtuvieron los parámetros que se presentan en la tabla 41 para la FHE.

Tabla 41. Parámetros para el análisis del pórtico de 10 pisos con la FHE.

C_u	C_t	α	k	h (m)	S_a	T_a (s)	T_c (s)	S_{ad}
1,366	0,047	0,9	1,3	36,00	0,487	1,182	0,853	0,178

El periodo fundamental de diseño obtenido en ETABS dio $T = 1,071$ s. Como este periodo es menor que T_a los valores para S_a y S_{ad} dados en la tabla 41 cambian y por ende en ETABS se introdujeron $S_a = 0,538$ y $S_{ad} = 0,196$. K no varía.

9.3 DERIVAS DE PISO PARA EL UMBRAL DE DAÑO

La tabla 42 muestra las derivas para el umbral de daño. Ninguna supera el 0,4 %.

Tabla 42. Derivas de piso para el umbral de daño del pórtico de 10 pisos con riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 10
0,17%	0,16%	
DXMAX	DYMAX	Piso 9
0,23%	0,22%	
DXMAX	DYMAX	Piso 8
0,28%	0,27%	
DXMAX	DYMAX	Piso 7
0,33%	0,32%	
DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,36%	0,36%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,39%	0,38%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,40%	0,39%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,38%	0,38%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,32%	0,33%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,15%	0,17%	

9.4 DERIVAS DE PISO

La tabla 43 muestra el resultado para las derivas de piso. Ninguna es mayor que 1 %.

Tabla 43. Derivas de piso para el pórtico de 10 pisos con riostras

DXMAX	DYMAX	Piso 10
0,31%	0,29%	
DXMAX	DYMAX	Piso 9
0,42%	0,40%	
DXMAX	DYMAX	Piso 8
0,52%	0,50%	
DXMAX	DYMAX	Piso 7
0,61%	0,59%	
DXMAX	DYMAX	Piso 6
0,67%	0,65%	
DXMAX	DYMAX	Piso 5
0,72%	0,70%	
DXMAX	DYMAX	Piso 4
0,74%	0,72%	
DXMAX	DYMAX	Piso 3
0,70%	0,70%	
DXMAX	DYMAX	Piso 2
0,59%	0,61%	
DXMAX	DYMAX	Piso 1
0,28%	0,31%	

9.5 RESULTADOS DEL MODELO PARA I = 1,0

En la tabla 44 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 45

tabla 45 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 44. Resultados del pórtico de diez pisos con riostras para I = 1,0

T (s)	1,071
V_s (kN)	21.085
W_{Total} (kN)	58.732

Tabla 45. Cortantes de piso para $I = 1,0$ del pórtico de 10 pisos con riostras

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	21.085	21.085
2	20.862	20.862
3	20.316	20.316
4	19.390	19.390
5	18.045	18.045
6	16.247	16.247
7	13.968	13.968
8	11.184	11.184
9	7.872	7.872
10	4.013	4.013

9.6 RESULTADOS DEL MODELO PARA $I = 1,5$

En la tabla 46 se muestran los resultados relevantes del pórtico arrojados por ETABS. En la tabla 47 se muestran las cortantes de piso.

Tabla 46. Resultados del pórtico de diez pisos con riostras para $I = 1,5$

T (s)	1,071
V_s (kN)	31.598
W_{Total} (kN)	58.732

Solo varía la cortante basal, como se esperaba.

Tabla 47. Cortantes de piso para $l = 1,5$ del pórtico de 10 pisos con riostras.

Piso	V_x (kN)	V_y (kN)
1	31.598	31.598
2	31.264	31.264
3	30.445	30.445
4	29.058	29.058
5	27.042	27.042
6	24.348	24.348
7	20.933	20.933
8	16.760	16.760
9	11.797	11.797
10	6.014	6.014

10. REGISTROS DE ACELERACIONES

Inicialmente se modelaron en IDARC 2D cada uno de los pórticos que ya se tenían diseñados, pero esta vez en dos dimensiones (2D). Para asegurar que éstos fuesen muy similares a los modelados en ETABS se ejecutó inicialmente, antes de los análisis inelásticos, un análisis estático-elástico aplicando al centro de rigidez de cada piso la carga sísmica hallada en ETABS. Después, IDARC calculaba las derivas de piso, que se comparaban después con las halladas en ETABS. Cuando ambas derivas coincidían se procedía con los análisis inelásticos (no lineal dinámico).

Para el análisis no lineal dinámico en IDARC 2D se utilizaron 5 registros de aceleraciones diferentes de fuente cercana. Los sismos clasificados como de fuente cercana son aquellos cuyo epicentro se ubica aproximadamente a menos de 15 km de distancia de la zona de afectación y se caracterizan además por contar con un *killer pulse*, que es “un pulso de velocidad del suelo de gran amplitud” (Frau & Saragoni H., s. f.). Es por esto que este tipo de sismos son los que afectan más a las edificaciones y por esto mismo fue que se escogieron para el desarrollo de esta parte del trabajo. Los registros de aceleraciones se obtuvieron de la base de datos de la página web del PEER (*Pacific Engineering Earthquake Research*). En el anexo 1 se presenta la tabla descriptiva de los registros usados antes de ser modificados. Estos datos también fueron tomados de la página web del PEER.

El espectro de respuesta de cada registro se modificó con el fin de ajustarlo al espectro elástico de diseño de la NSR-10, utilizando S_a , y se seleccionaron aquellos que se ajustaron mejor a éste en los periodos menores que 2,0 s, ya que ningún pórtico modelado en ETABS tiene un periodo mayor que este valor.

Para modificar cada espectro se utilizó el programa SpectMatch V.1.0., que fue aportado por Juan Andrés Oviedo. En el anexo 2 se presentan las gráficas de los registros de aceleraciones (original y modificado) y en el anexo 3 se presenta el espectro de aceleración original de cada uno de los cinco registros de aceleraciones utilizados.

A continuación se muestran los espectros de respuesta modificados para ajustarse a la NSR-10.

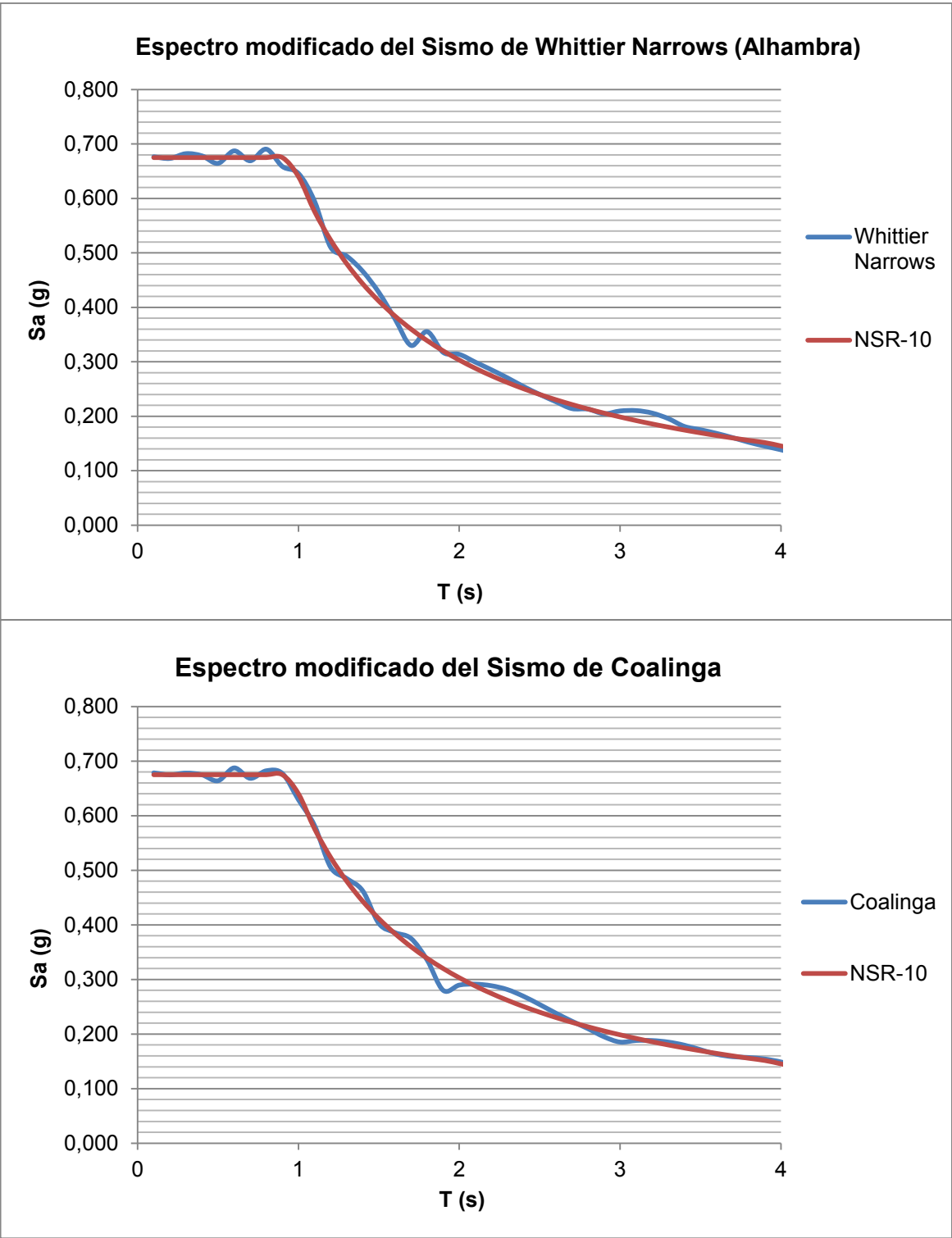


Figura 11. Espectros de respuesta modificados.

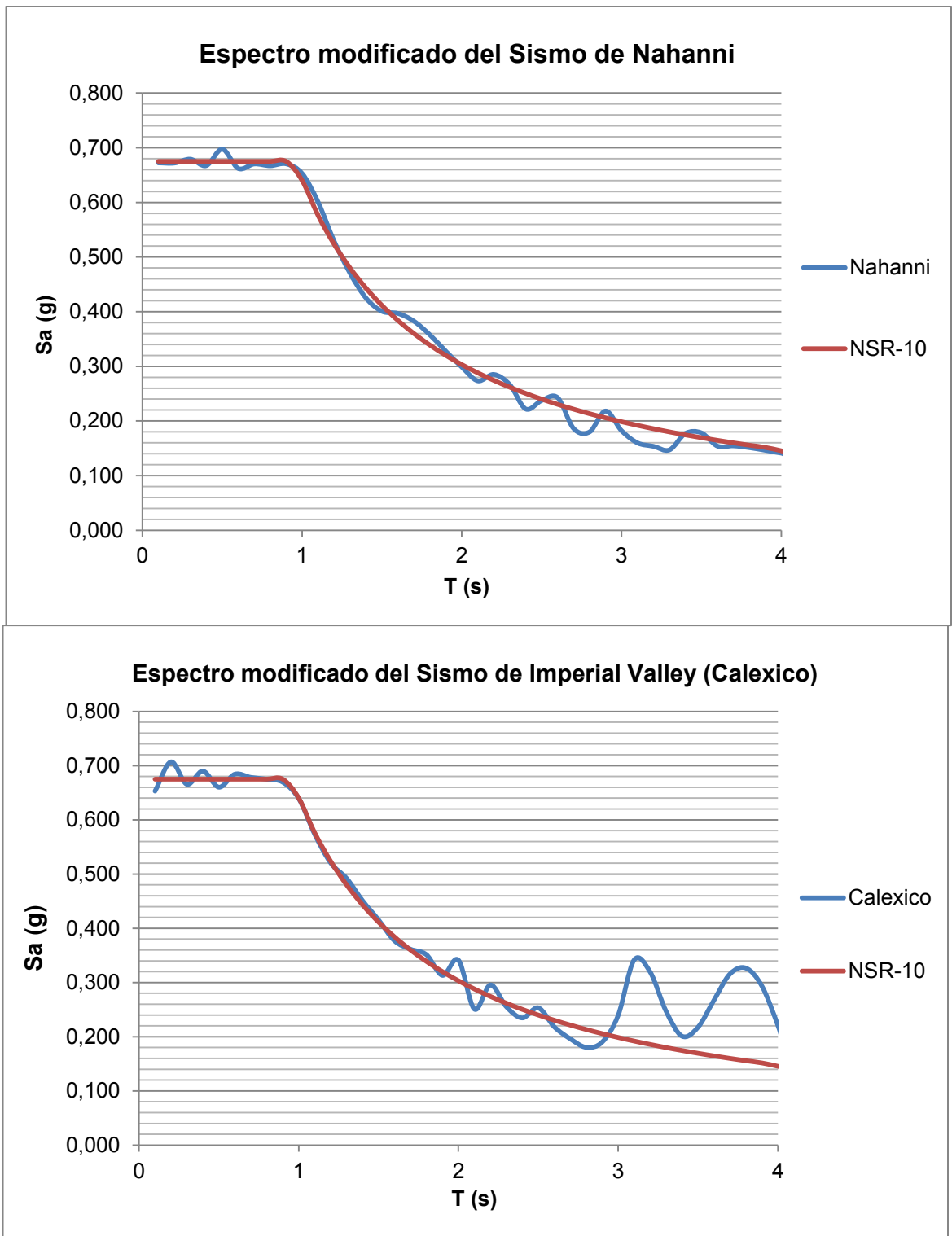


Figura 12. Espectros de respuesta modificados (cont.).

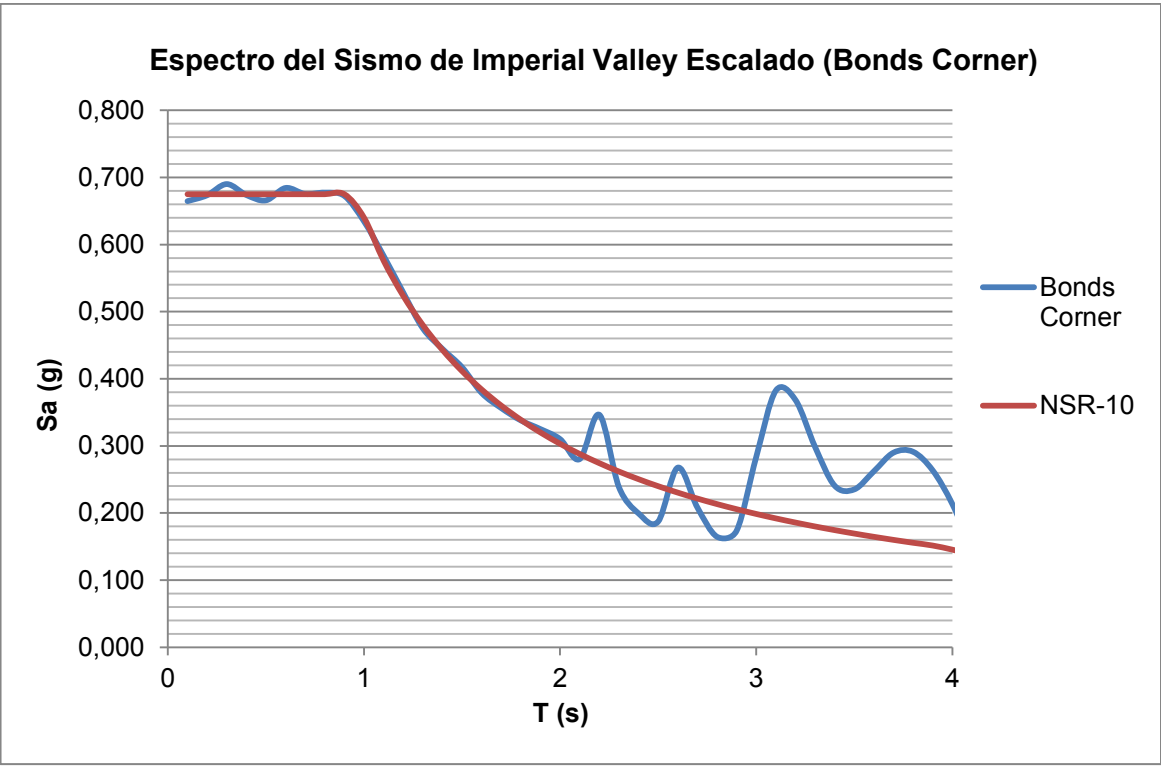


Figura 13. Espectros de respuesta modificados (cont.).

11. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

11.1 CANTIDAD TOTAL DE ACERO Y CONCRETO REQUERIDOS EN EL DISEÑO DE LOS PÓRTICOS

11.1.1 Comparación de resultados para cada altura de pórtico

De la tabla 48 a la tabla 50 se presenta un resumen completo de los parámetros y resultados más relevantes obtenidos para cada pórtico diseñado, con el fin de facilitar, para cada altura, la comparación entre los pórticos con y sin riostras.

Tabla 48. Resumen de resultados para los pórticos de 3 pisos.

	Sin Riostras (SR)	Con Riostras (CR)
Altura Total de Piso (m)	3,45	3,45
Columnas (X*Y) (cm)	60x50	40x40
Vigas (BxH) (cm)	45x45	35x45
f'c Vigas (MPa)	21	21
f'c Columnas (MPa)	21	28
T (s)	0,630	0,517
V_{sI=1,0} (kN)	6.888	6.356
V_{sI=1,5} (kN)	10.331	9.533
W (kN)	15.306	14.123
Deriva máx. Piso (%)	0,87	0,59
Deriva máx. Umbr. Daño (%)	0,41	0,27

En la tabla 48 se observa que el pórtico con riostras no presenta un periodo similar al pórtico sin riostras; se observa también que la deriva máxima de piso y la máxima para el umbral de daño en el pórtico con riostras están muy por debajo de 1,0 % y 0,4 %, respectivamente. Lo anterior se debe a que la dimensión de las columnas se tuvo que poner más grande que la mínima que se podía fijar, que era

de 30x30 cm. Esto se debió a que, si bien las riostras permitían colocar la dimensión anterior, por diseño no se pudo, ya que la cuantía mínima de refuerzo en las columnas daba mayor que 4 %, que es lo máximo permitido por la NSR-10. Por lo anterior la dimensión se agrandó a 40x40 cm, porque es más común encontrar en obra formaleatas para columnas que aumenten de 10 en 10 cm.

Entonces, al colocar mayor área de columna que la requerida, lo que se está haciendo es soberrigidizar la estructura, lo que se traduce en contar con un periodo de vibración mucho menor y con unas derivas muy por debajo de las máximas permitidas; como se observa al comparar los resultados del pórtico con riostras y sin riostras en la tabla 48.

Por último, otro aspecto a tener en cuenta es la resistencia del concreto de las columnas, que en el pórtico con riostras se debió fijar en 28 MPa y no en 21 MPa como se hizo en el pórtico sin riostras. Esto se hizo porque al poner una resistencia de 21 MPa la cuantía de refuerzo en las columnas de los primeros dos pisos –donde la carga axial era mayor- superaba el 4 % máximo permitido en la NSR-10. Se decidió cambiar la resistencia de concreto de todas las columnas, en vez de agrandar la sección transversal de las columnas que lo requiriesen, para mantener la uniformidad en todo el edificio y simplificar así los cálculos.

Tabla 49. Resumen de resultados para los pórticos de 6 pisos.

	Sin Riostras (SR)	Con Riostras (CR)
Altura Total de Piso (m)	3,60	3,50
Columnas (X*Y) (cm)	90x80	60x50
Vigas (BxH) (cm)	45x60	40x50
f'c Vigas (MPa)	21	21
f'c Columnas (MPa)	21	Primer piso de 35. Del segundo al sexto piso de 28
T (s)	0,823	0,804
V_{sI=1,0} (kN)	16.449	13.893
V_{sI=1,5} (kN)	24.674	20.840
W (kN)	36.554	30.875
Deriva máx. Piso (%)	0,90	0,84
Deriva máx. Umbr. Daño (%)	0,42	0,39

En el pórtico de seis pisos con riostras, únicamente la cuantía de refuerzo de las columnas del primer piso que estaban conectadas a los disipadores superaba el 4 %. Se decidió entonces colocar una resistencia de 35 MPa en todas las columnas del primer piso por facilidad de análisis y también porque esto es lo que se hace comúnmente en obra.

Tabla 50. Resumen de resultados para los pórticos de 10 pisos.

	Sin Riostras (SR)	Con Riostras (CR)
Altura Total de Piso (m)	3,70	3,60
Columnas (X*Y) (cm)	110x100	90x70
Vigas (BxH) (cm)	60x70	40x60
f'c Vigas (MPa)	21	21
f'c Columnas (MPa)	21	28
T (s)	1,105	1,071
V_{sI=1,0} (kN)	25.788	21.085
V_{sI=1,5} (kN)	38.720	31.598
W (kN)	74.318	58.732
Deriva máx. Piso (%)	0,78	0,74
Deriva máx. Umbr. Daño (%)	0,43	0,40

A manera de comparación general, se observa que para las tres alturas los periodos de vibración de la estructura son muy parecidos, salvo para el caso ya explicado del pórtico de tres pisos, lo que indica que se cumplió al máximo posible con este criterio asumido al comienzo del trabajo. Se observa también que las derivas para el umbral de daño son en todos los casos quienes más controlan las dimensiones finales de los elementos estructurales, más que las derivas de piso, que en ningún caso superaron el 0,90 %. Muchas veces las dimensiones de los elementos estructurales se podían reducir incluso más porque estos todavía tenían capacidad de absorber más carga sin fallar. Al hacer esto no se incumplía con los criterios de diseño (no se sobrepasaba la cuantía de refuerzo máxima) y de deriva de piso. Sin embargo, eran las derivas para el umbral de daño las que restringían las dimensiones, obligando muchas veces a fijar secciones transversales –sobre todo de columnas- mayores que las requeridas. Esta es la explicación principal del porqué los periodos de vibración no dan exactamente iguales.

Otra tendencia marcada que se observa es, para la misma altura, la gran disminución en el tamaño de columnas y vigas en los pórticos que tienen riostras

comparados con los que no tienen, lo que se traduce en un peso total menor y en unas cortantes basales de magnitud también mucho menor. Esto respalda lo que se planteó en el marco teórico y es lo que se esperaba obtener.

Finalmente, se observa que la resistencia del concreto debe ser mayor en las columnas de los pórticos con riostras para poder compensar la gran magnitud de la carga axial que deben soportar, debido a la acción conjunta del peso propio y de las riostras.

11.1.2 Ahorro en la cantidad de material requerido en cada pórtico diseñado

La tabla 51 muestra el resumen de la cantidad requerida de material para cada pórtico. En esta tabla los resultados se presentan discriminados solo en vigas y columnas, dado que se asume que las losas son iguales para todos los casos.

Se recuerda al lector que en cuanto al refuerzo de acero en la losa (nervios), este se asume como el mismo en todos los casos, dado que la altura total de losa y las cargas impuestas sobre esta no varían; por lo anterior no se hizo análisis de la cantidad de acero requerida en losas.

Para determinar el ahorro en las cantidades de acero se sumó en el pórtico con riostras la cantidad requerida por refuerzo más la requerida por riostras. Esta última cantidad se incrementó por un factor de 1,5 para considerar el peso de acero proveniente de las conexiones de las riostras con los elementos estructurales –vigas y columnas-.

Finalmente, el ahorro que se muestra en las tablas se calculó como se muestra en la ecuación 16.

$$\% \text{ de Ahorro}_{\text{de acero o concreto}} = \frac{\text{Cantidad}_{\text{PSR}} - \text{Cantidad}_{\text{PCR}}}{\text{Cantidad}_{\text{PSR}}} \quad (16)$$

Donde PSR corresponde al pórtico sin riostras y PCR al pórtico con riostras.

Tabla 51. Cantidad requerida y ahorro de material sin considerar losas.

Análisis Comparativo de los Pórticos CON y SIN Riostras		Análisis Porcentual		
		Pórtico sin riostras	Pórtico con riostras	Diferencia %
3 Pisos	Acero de Refuerzo (kg)	52803	38613	25%
	Acero de Riostras (kg)	0	1178	
	Concreto Total (m ³)	183,6	129,79	29%
	Concreto f'c = 21 MPa (m ³)	183,6	96,67	47%
	Concreto f'c = 28 MPa (m ³)	0	33,12	100%
6 Pisos	Acero de Refuerzo (kg)	110860	64013	39%
	Acero de Riostras (kg)	0	3877	
	Concreto Total (m ³)	619,97	366	41%
	Concreto f'c = 21 MPa (m ³)	619,97	240	61%
	Concreto f'c = 28 MPa (m ³)	0	105	100%
	Concreto f'c = 35 MPa (m ³)	0	21	100%
10 Pisos	Acero de Refuerzo (kg)	261163	157284	35%
	Acero de Riostras (kg)	0	12413	
	Concreto Total (m ³)	1588,9	915,12	42%
	Concreto f'c = 21 MPa (m ³)	1588,9	461,52	71%
	Concreto f'c = 28 MPa (m ³)	0	453,6	100%

La anterior comparación entre los tres tipos de pórticos se puede observar mejor en las siguientes gráficas.

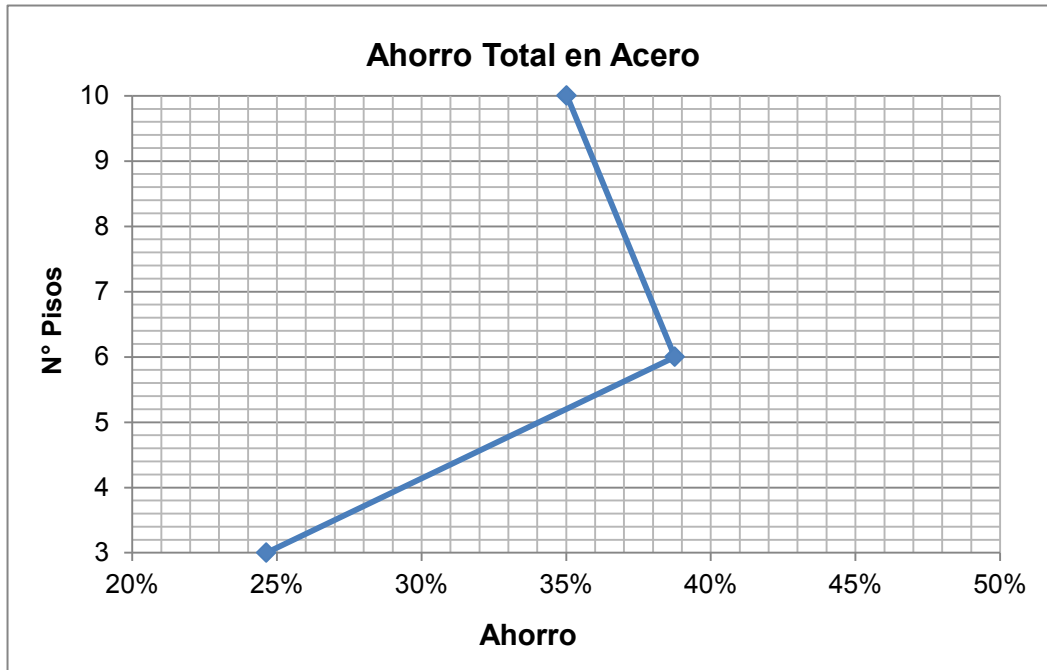


Figura 14. Ahorro total en acero sin considerar las losas.

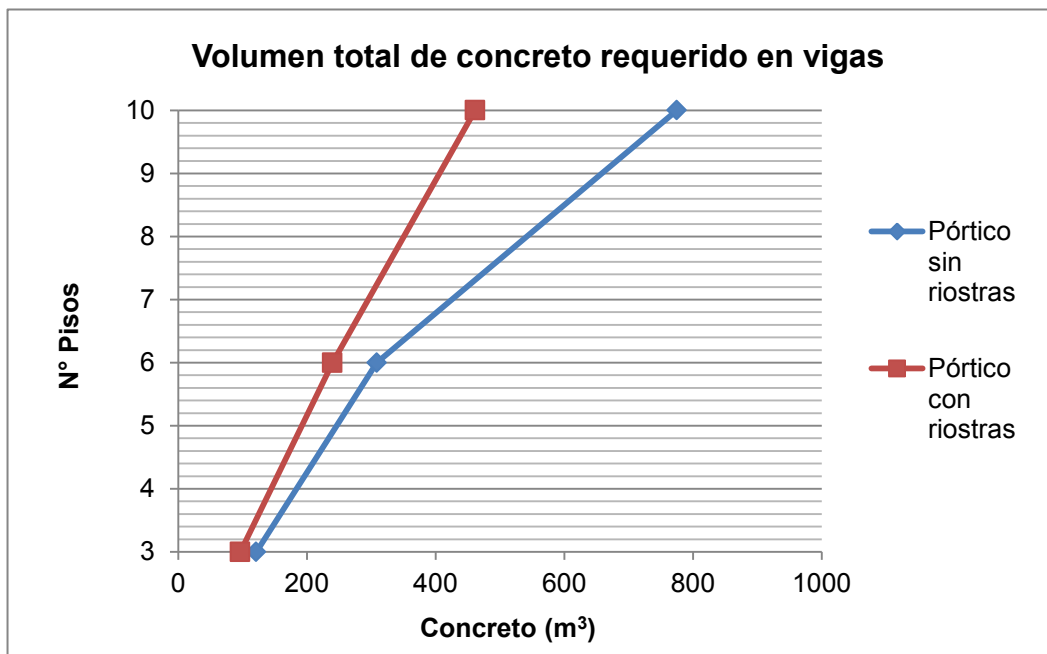


Figura 15. Comparación del volumen de concreto requerido para las vigas.

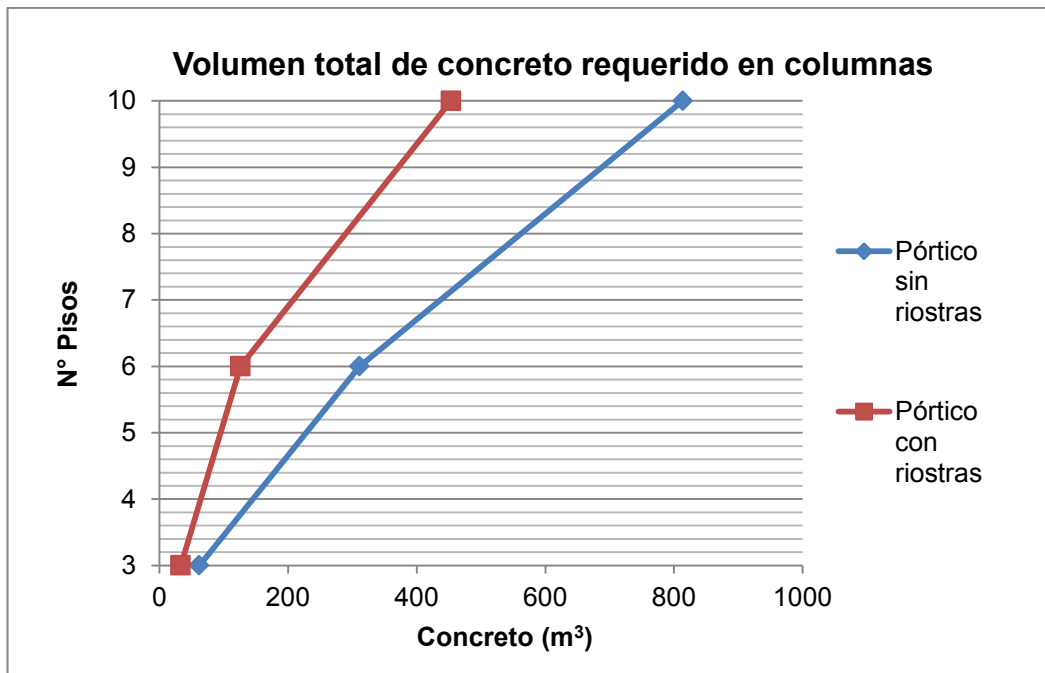


Figura 16. Comparación del volumen de concreto requerido para las columnas.

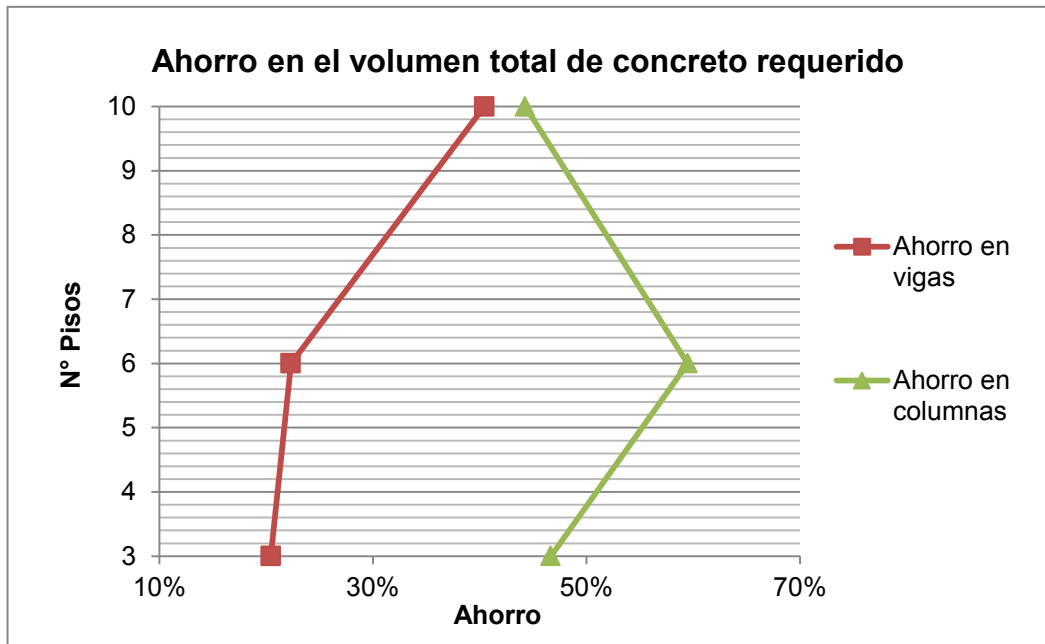


Figura 17. Ahorro total en el volumen de concreto sin considerar las losas.

En la figura 15 y la figura 16 se puede observar que, tanto para las columnas y las vigas, a medida que se aumenta en altura la diferencia en cuanto al volumen de

concreto entre los pórticos con y sin riostras se hace más notoria. Sin embargo, al analizar la figura 17 se ve que porcentualmente esta diferencia tiende a crecer con la altura para las vigas, pero no así para las columnas, ya que se pasa de una diferencia de 59 % para el pórtico de 6 pisos a una de 44 % para el pórtico de 10 pisos. Lo anterior se explica en que para poder cumplir con las derivas del umbral de daño se necesitan columnas muy robustas a medida que se gana en altura. Por supuesto, otra solución hubiese sido colocar más riostras para cumplir con el umbral de daño; sin embargo, esto representaba volver a reanudar todos los cálculos ya hechos. Además, como ya se explicó anteriormente, la disposición de las riostras (como se observa en la figura 9) se escogió así para evitar efectos de torsión en la estructura. Ahora bien, cabe también aclarar que, si bien porcentualmente la diferencia cae de un pórtico a otro, se observa que sigue siendo mayor que 40 %, lo cual es una diferencia relevante.

Por otra parte, se observa en la figura 17 que el ahorro en columnas tiende a ser más significativo que el de las vigas. Esto se explica en el hecho de que las riostras, al rigidizar la edificación, contribuyen a disminuir notablemente la sección de columnas necesaria para cumplir con los requisitos de deriva.

En cuanto a la curva de ahorro total en acero, que se muestra en la figura 14, se observa que el ahorro mínimo es de aproximadamente 25 % para el pórtico de 3 pisos. Cabe recordar al lector que este valor ya incluye el peso del acero de las riostras y sus conexiones. Este valor mínimo en ahorro de acero, en conjunto con el ahorro en cantidad de concreto, es muy relevante e invita a pensar en que efectivamente las riostras metálicas restringidas contra pandeo sí son una alternativa viable en Colombia para obtener edificaciones seguras y resistentes, sin necesidad de gastarse más cantidad de material estructural.

Finalmente, se resalta que la figura 14 presenta una disminución en el ahorro de acero al pasar de 6 a 10 pisos. Lo anterior se debe a que, por un lado, se cuenta con un mayor número de riostras y conexiones en comparación con el pórtico de 6 pisos. Por otro lado, en el pórtico con riostras de 10 pisos la cuantía de refuerzo de una columna representa una cantidad importante de acero, aunque esta sea del 1 % en casi todos los casos. Esto se da porque las columnas son muy robustas. Entonces, al sumar la cantidad de acero de todas las columnas se obtiene un valor elevado, lo que produce que el ahorro disminuya. Sin embargo, éste quedó en 35 %, valor relevante que muestra las ventajas de utilizar las riostras en las edificaciones.

11.2 CUANTIFICACIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL DE LOS PÓRTICOS SOMETIDOS A DIFERENTES REGISTROS DE ACELERACIONES

Para la cuantificación del daño se modelaron los pórticos en el programa IDARC 2D y se sometieron a los registros de aceleraciones ya modificados. El programa arrojó automáticamente los Índices de Daño de Park y Ang para cada uno de los elementos. Los resultados se discriminaron en vigas y columnas y se presentan en la tabla 53. Allí, se entiende por elementos estructurales dañados aquellos que presentan índices de daño entre el rango de 0,1 a 1,0, según la escala propuesta por Park y Ang (Wen, Ang, & Park, 1988). El cálculo del porcentaje de elementos dañados en cada tipo de pórtico –con y sin riostras- se hizo mediante la ecuación 17.

$$\% \text{ de elementos dañados} = \frac{\text{Elementos estructurales dañados}}{\text{Número total de elementos}} \quad (17)$$

El total de elementos de cada pórtico se presentan en la tabla 52.

Tabla 52. Total de elementos por pórticos.

Total Elementos	# Pisos	Pórtico sin riostras			Pórtico con riostras		
		Columnas	Vigas	Total	Columnas	Vigas	Total
	3	60	45	105	60	45	105
	6	120	90	210	120	90	210
	10	200	150	350	200	150	350

La tabla 54 presenta el ahorro porcentual en elementos dañados, que se calcula como se muestra en la ecuación 18.

$$\text{Ahorro elementos dañados} = \frac{\text{Elementos dañados}_{\text{PSR}} - \text{Elementos dañados}_{\text{PCR}}}{\text{Elementos dañados}_{\text{PSR}}} \quad (18)$$

Donde PSR corresponde al pórtico sin riostras y PCR al pórtico con riostras.

Tabla 53. Análisis Comparativo de los elementos dañados en los pórticos con y sin riostras.

Análisis Comparativo de los elementos dañados en pórticos con y sin riostras		Número de elementos estructurales dañados						Porcentaje de elementos dañados					
		Pórtico sin riostras			Pórtico con riostras			Pórtico sin riostras			Pórtico con riostras		
No. Pisos	Sismo	Columnas	Vigas	Total	Columnas	Vigas	Total	Columnas	Vigas	Total	Columnas	Vigas	Total
3	Calexico	30	18	48	22	12	34	50%	40%	46%	37%	20%	28%
	Coalinga	30	20	50	26	14	40	50%	44%	48%	43%	23%	33%
	Alhambra	30	16	46	22	10	32	50%	36%	44%	37%	17%	27%
	Bonds	34	20	54	30	14	44	57%	44%	51%	50%	23%	37%
	Nahanni	28	12	40	20	8	28	47%	27%	38%	33%	13%	23%
6	Calexico	62	38	100	44	24	68	52%	42%	48%	37%	20%	28%
	Coalinga	62	40	102	50	24	74	52%	44%	49%	42%	20%	31%
	Alhambra	60	34	94	42	20	62	50%	38%	45%	35%	17%	26%
	Bonds	72	42	114	58	26	84	60%	47%	54%	48%	22%	35%
	Nahanni	58	26	84	38	14	52	48%	29%	40%	32%	12%	22%
10	Calexico	102	64	166	68	34	102	51%	43%	47%	34%	17%	26%
	Coalinga	104	70	174	64	36	100	52%	47%	50%	32%	18%	25%
	Alhambra	102	60	162	66	34	100	51%	40%	46%	33%	17%	25%
	Bonds	114	74	188	72	40	112	57%	49%	54%	36%	20%	28%
	Nahanni	96	54	150	52	26	78	48%	36%	43%	26%	13%	20%

Tabla 54. Ahorro porcentual en elementos dañados.

Análisis Comparativo de los elementos dañados en pórticos con y sin Riostras		Número de elementos estructurales dañados						Diferencia Porcentual		
		Pórtico sin riostras			Pórtico con riostras			Diferencia Columnas (%)	Diferencia Vigas (%)	Diferencia Total (%)
# Pisos	Sismo	Columnas	Vigas	Total	Columnas	Vigas	Total			
3	Calexico	30	18	48	22	12	34	27%	33%	29%
	Coalinga	30	20	50	26	14	40	13%	30%	20%
	Alhambra	30	16	46	22	10	32	27%	38%	30%
	Bonds	34	20	54	30	14	44	12%	30%	19%
	Nahanni	28	12	40	20	8	28	29%	33%	30%
6	Calexico	62	38	100	44	24	68	29%	37%	32%
	Coalinga	62	40	102	50	24	74	19%	40%	27%
	Alhambra	60	34	94	42	20	62	30%	41%	34%
	Bonds	72	42	114	58	26	84	19%	38%	26%
	Nahanni	58	26	84	38	14	52	34%	46%	38%
10	Calexico	102	64	166	68	34	102	33%	47%	39%
	Coalinga	104	70	174	64	36	100	38%	49%	43%
	Alhambra	102	60	162	66	34	100	35%	43%	38%
	Bonds	114	74	188	72	40	112	37%	46%	40%
	Nahanni	96	54	150	52	26	78	46%	52%	48%

Finalmente, las siguientes gráficas muestran la tendencia del ahorro a medida que se gana en altura. Los resultados se presentan discriminados por cada tipo de pórtico y por sismo.

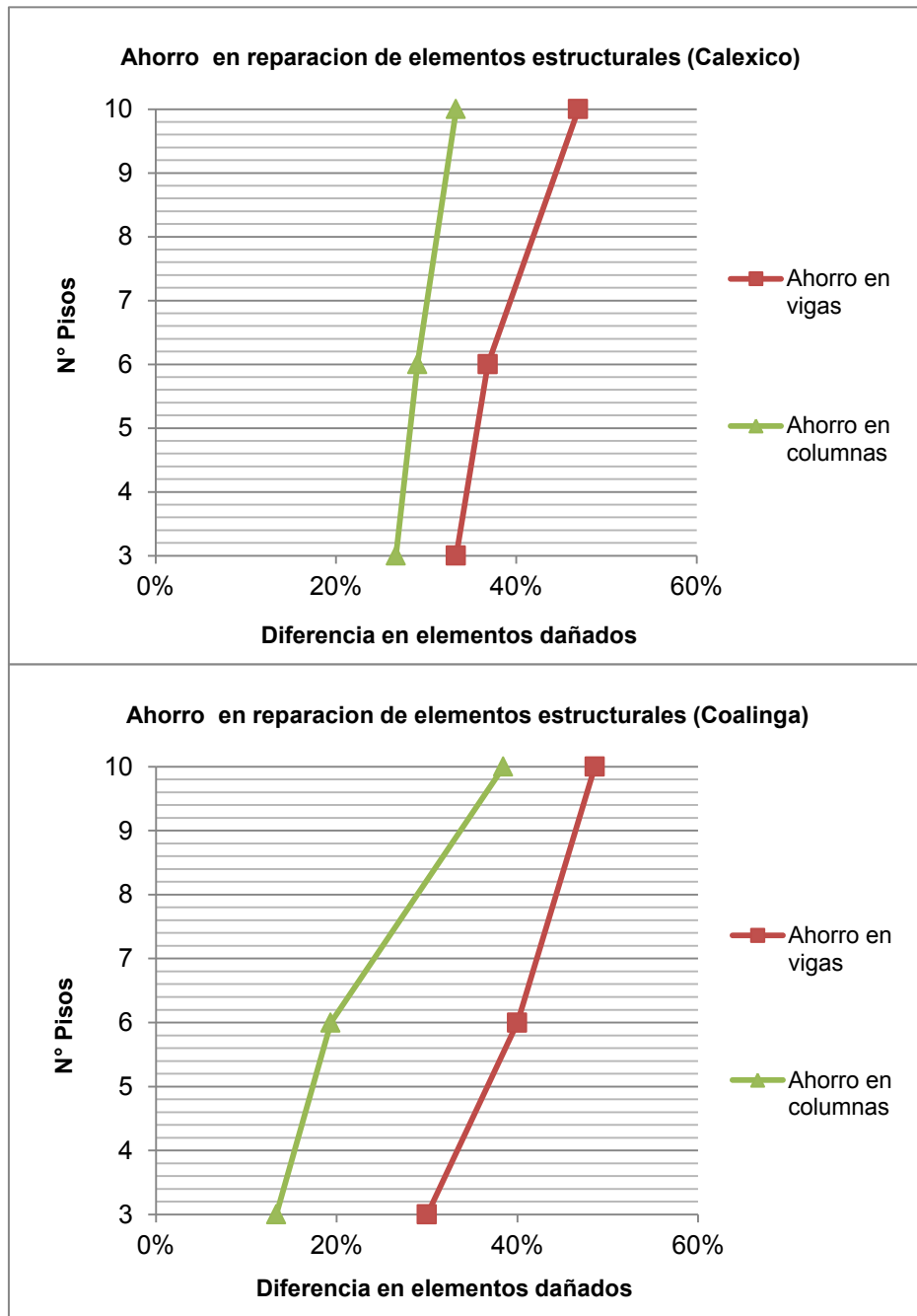


Figura 18. Ahorro en reparación de elementos estructurales.

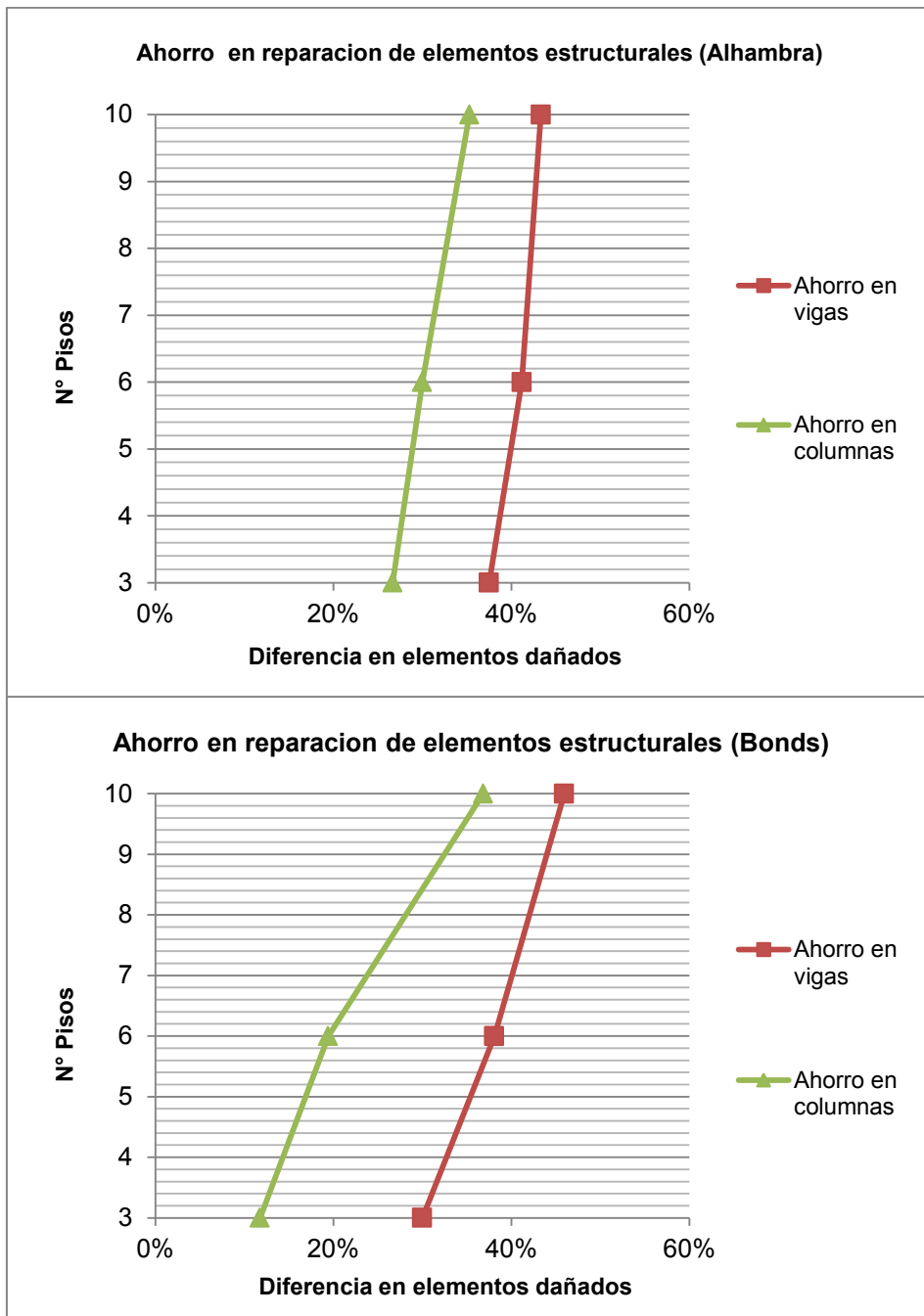


Figura 19. Ahorro en reparación de elementos estructurales (cont.)

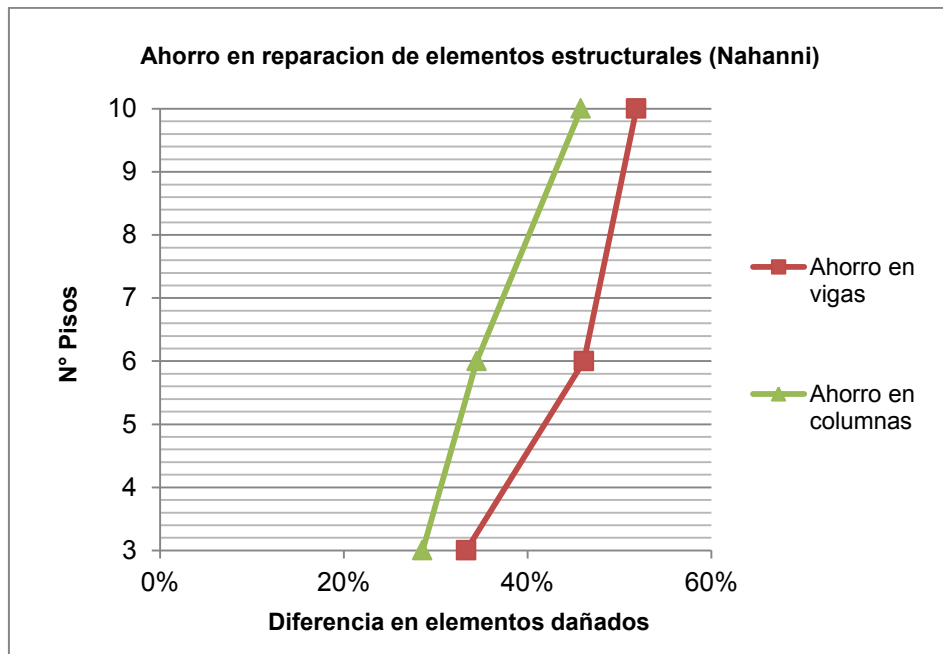


Figura 20. Ahorro en reparación de elementos estructurales (cont.)

De las gráficas anteriores se observa que la tendencia del ahorro es a aumentar a medida que se gana en altura. También, se observa que el ahorro en vigas es mayor que el de las columnas; esto se atribuye a que las riostras protegen más estos elementos, mientras que afectan más a las columnas de los pórticos arriostrados. Esto se da porque las cargas axiales de las riostras, que reciben durante el sismo, se transfieren en parte a las columnas, quienes por ende sufren un daño mayor.

11.3 COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ENTRE LOS PÓRTICOS CON RIOSTRAS Y SIN RIOSTRAS

En la tabla 55 se muestran los elementos dañados, discriminados por vigas y columnas y por la gravedad del daño como leve –correspondiente a un índice de daño igual o menor que 0,4- o moderado - correspondiente a un índice de daño entre 0,4 y 1,0-. Cabe resaltar que ninguno de los pórticos de estudio colapsó bajo ninguno de los registros de aceleraciones modificados, ya que para cada uno de ellos el índice de daño global de Park & Ang no superó el valor de 1,0. Se recuerda al lector que la descripción detallada de estos índices de daño, así como su clasificación por rangos, se encuentra en el capítulo 2 (metodología) de este documento; más concretamente en la fase III.

Tabla 55. Respuesta estructural de los pórticos.

Análisis Comparativo de los elementos dañados en pórticos con y sin Riostras		Número de elementos estructurales dañados											
		Pórtico sin riostras						Pórtico con riostras					
Importancia del daño		Leve	Moderado	Leve	Moderado	Leve	Moderado	Leve	Moderado	Leve	Moderado	Leve	Moderado
N° de Pisos	Sismo	Columnas		Vigas		Total		Columnas		Vigas		Total	
3	Calexico	14	16	18	0	32	16	12	10	12	0	24	10
	Coalinga	10	20	20	0	30	20	16	10	14	0	30	10
	Alhambra	14	16	15	0	29	16	12	10	10	0	22	10
	Bonds	12	22	20	0	32	22	18	12	14	0	32	12
	Nahanni	18	10	12	0	30	10	6	10	8	0	14	10
6	Calexico	22	40	31	7	53	47	12	28	26	2	38	30
	Coalinga	26	40	33	7	59	47	16	34	22	2	38	36
	Alhambra	24	36	27	7	51	43	10	32	18	2	28	34
	Bonds	28	44	35	7	63	51	24	34	28	2	52	36
	Nahanni	26	32	20	6	46	38	24	14	12	2	36	16
10	Calexico	36	66	28	36	64	102	24	44	18	16	42	60
	Coalinga	40	64	32	38	72	102	20	44	20	16	40	60
	Alhambra	38	64	25	35	63	99	24	42	18	16	42	58
	Bonds	40	74	42	32	82	106	24	48	24	16	48	64
	Nahanni	40	56	24	30	64	86	22	30	21	5	43	35

Finalmente, las siguientes gráficas comparan la respuesta estructural de los pórticos con y sin riostras cuando son sometidos a los registros de aceleraciones, destacando el número de elementos con daño leve y con daño moderado.

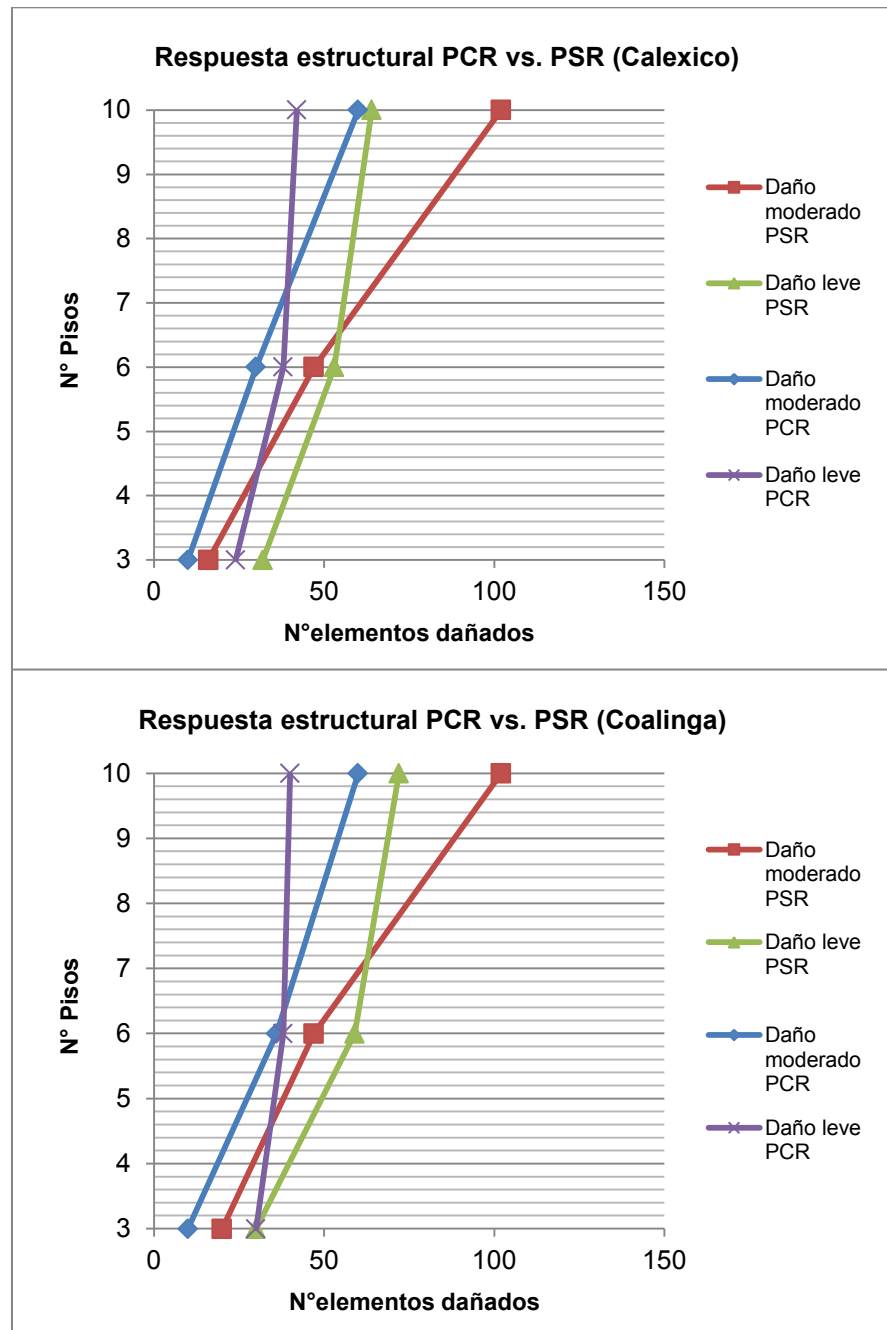


Figura 21. Respuesta estructural de los pórticos.

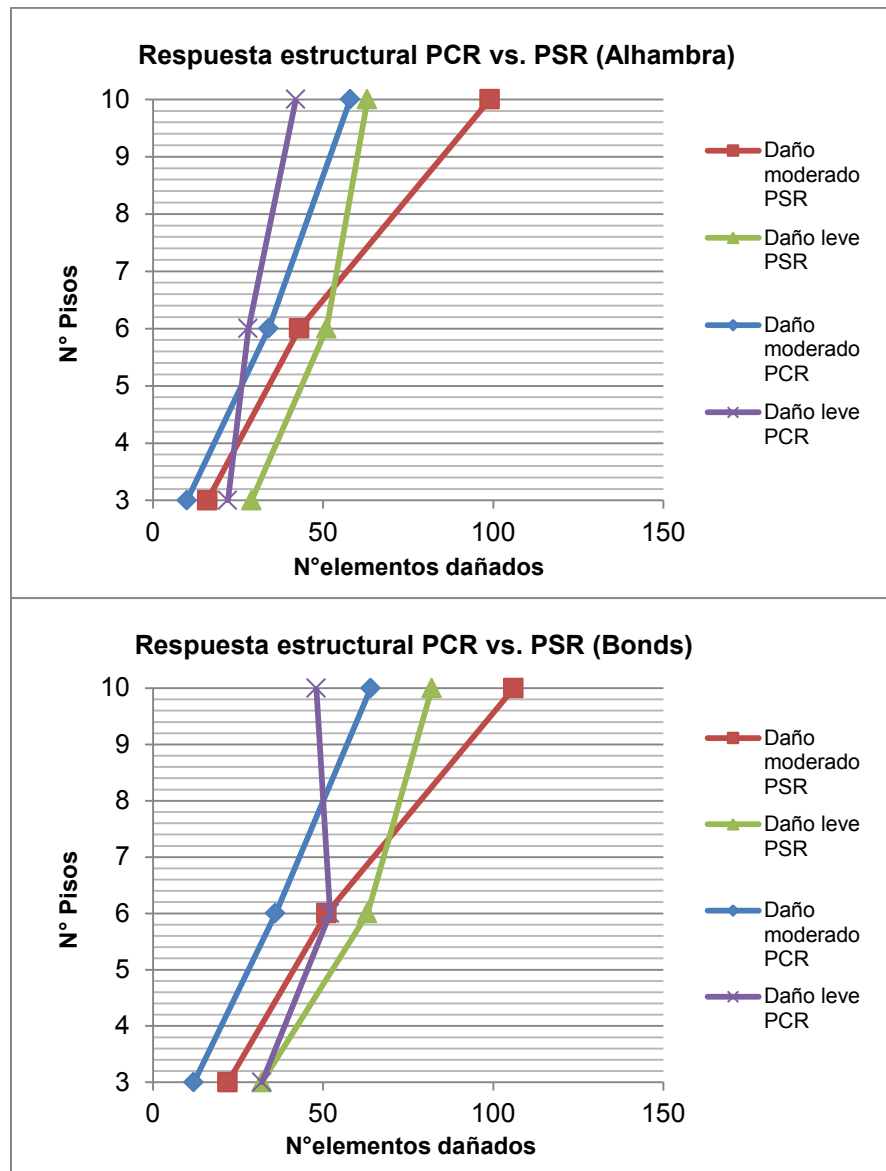


Figura 22. Respuesta estructural de los pórticos (cont.).

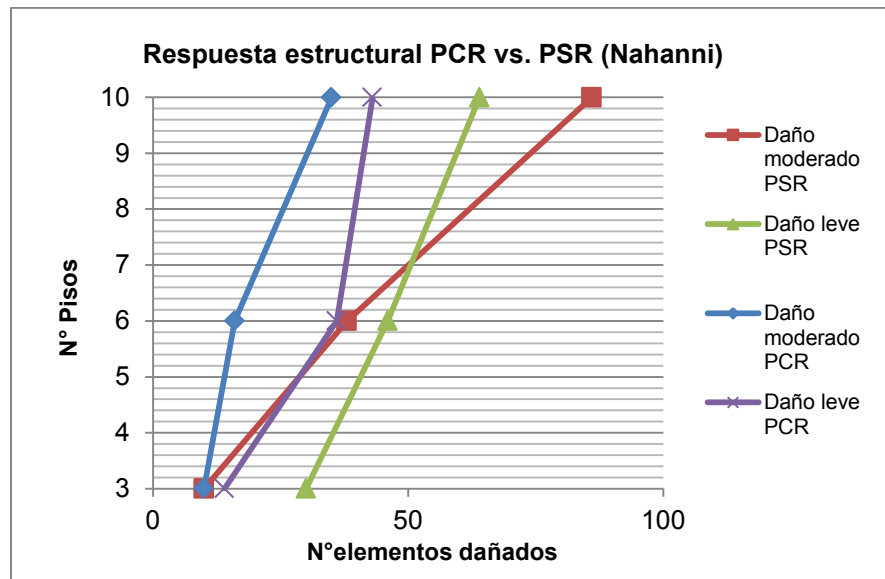


Figura 23. Respuesta estructural de los pórticos (cont.).

De manera general, se evidencia un mejor desempeño estructural en el pórtico con riostras, donde para cada uno de los registros de aceleraciones se tienen menor número de elementos con daño leve y con daño moderado.

También, se evidencia la primacía de elementos con daño leve en los pórticos de tres y seis pisos, mientras que en el de diez pisos la tendencia es a tener mayor número de elementos con daño moderado. Lo anterior se da porque las cargas axiales de las riostras, que reciben durante el sismo, tienen mayor magnitud que en los demás pórticos, debido a que el edificio de 10 pisos cuenta con más masa que los otros, produciendo esto que las cargas sísmicas que debe absorber cada piso sean mayores. Entonces, estas cargas se transfieren a las columnas, quienes por ende sufren un daño mayor -como se puede ver en la tabla 55-. El que el daño sea moderado se explica porque los elementos estructurales, especialmente las columnas, están sometidas a más ciclos histeréticos con una magnitud mayor de carga, lo que finalmente deriva en un daño moderado.

Finalmente la figura 24 presenta la respuesta estructural de los pórticos, pero esta vez promediando la acción conjunta de los cinco sismos. Es decir, para cada tipo de daño -leve o moderado- y para cada tipo de pórtico -con y sin riostras- se promedió el número de elementos dañados por la acción de los cinco registros de aceleraciones. Se observa que la tendencia explicada para las gráficas anteriores (de la figura 21 a la figura 23) también se cumple en esta última gráfica.

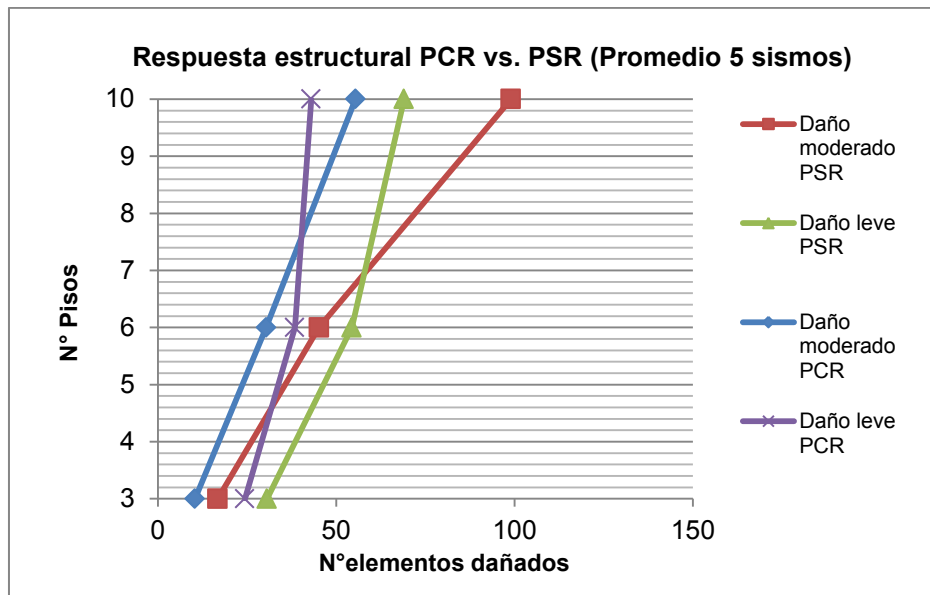


Figura 24. Respuesta estructural promedio de los pórticos bajo la acción conjunta de los 5 sismos.

12. CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

Seis pórticos en total -tres con riostras restringidas contra pandeo y tres sin riostras- fueron modelados inicialmente en ETABS, cumpliendo con los requisitos de la NSR-10, para evaluar si había reducción en la cantidad de acero y concreto requeridos. Después, los seis pórticos se sometieron a un análisis dinámico no lineal en IDARC 2D, utilizando diferentes registros de aceleraciones de fuente cercana modificados al espectro de diseño de la NSR-10. La finalidad fue cuantificar los costos de reparación postsismo. De los resultados obtenidos se puede concluir lo siguiente:

- El ahorro de concreto en columnas, debido a la reducción en las solicitaciones que experimentan los pórticos con riostras, tiende a ser más significativo que el de vigas. Lo anterior se da porque las riostras, al rigidizar la edificación, contribuyen a disminuir notablemente la sección de columnas necesaria para cumplir con los requisitos de deriva. Igualmente esto permite reducir los daños durante un sismo al reducir considerablemente la masa de la estructura.
- A pesar de que solo se contaba con tres puntos de análisis en las gráficas, se puede concluir que la tendencia del ahorro total de concreto es a aumentar a medida que se tienen edificaciones más altas, lo cual representa una ventaja adicional al sistema de disipadores si se estima el potencial del ahorro al multiplicar un valor total mayor por un porcentaje de ahorro también mayor en una edificación de gran altura.
- Los valores mínimos de ahorro conjunto en cantidad de concreto y acero de refuerzo es muy relevante e invita a pensar en que efectivamente las riostras metálicas restringidas contra pandeo sí son una alternativa viable en Colombia para obtener edificaciones seguras y resistentes, sin necesidad de gastarse más cantidad de material estructural.
- La tendencia del ahorro en la reparación por daños postsismo es a aumentar a medida que se gana en altura, indicando que las riostras metálicas restringidas contra pandeo son más eficientes para edificaciones de mediana a gran altura. Lo anterior sin desmerecer el beneficio que representan para las estructuras más bajas, que también presentaron un mejor comportamiento con el uso de los disipadores.
- El ahorro en vigas en la reparación por daños postsismo es mayor que el de las columnas. Esto se atribuye a que las riostras protegen más estos elementos, mientras que afectan más a las columnas de los pórticos arriostrados porque las

cargas axiales de las riostras, que reciben durante el sismo, se transfieren en parte a las columnas, quienes por ende sufren un daño mayor.

- Se evidencia un mejor comportamiento estructural en los pórticos con riostras en comparación con los que no las tienen, ya que para cada uno de los registros de aceleraciones se tienen menor número de elementos con daño leve y con daño moderado. Lo anterior, finalmente, se ve representado en un ahorro posterior a la ejecución de un proyecto, tema que no solo es de gran interés para los constructores y promotores, sino también para las compañías aseguradoras que contarían con un panorama de riesgo menor.
- Se recomienda continuar posteriormente con este estudio teniendo un rango más amplio de alturas, de manera que se puedan generar unas gráficas de resultados con más puntos. De esta manera se podrá establecer una tendencia más precisa y exacta y se podrá observar más claramente qué pasa con la cantidad de concreto y acero y con el ahorro total a medida que se gana en altura.
- Se recomienda continuar posteriormente con este estudio en otro tipo de estructuras que no sean únicamente de concreto reforzado. Lo anterior con el fin de corroborar los resultados obtenidos y determinar si para todo tipo de estructuras son viables en Colombia las riostras restringidas contra pandeo.

BIBLIOGRAFÍA

Cepal. (s. f.). Recuperado el 4 de noviembre de 2011, de http://www.eclac.cl/dmaah/mdn/cd/evaluaciones/t_e_1999.pdf

Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Kimura, I., & Ko, E. (1999). Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices. *Proceedings, 68th Annual Convention*. Santa Barbara, CA.

Computers and Structures, Inc. (noviembre de 2005). ETABS V.9.0. Berkeley, California, Estados Unidos.

Frau, C. D., & Saragoni H., R. (s. f.). *Características de la respuesta sísmica a terremotos de campo cercano o tipo pulso*.

Hussain, S., Van Benschoten, P., Al Satari, M., & Lin, S. (s. f.). *Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues*. Los Angeles: Coffman Engineers, Inc.

Iwata, M. (2004). Applications-design of buckling restrained braces in Japan. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver.

López, W. A., & Sabelli, R. (s. f.). *Design of Buckling-Restrained Braced Frames*.

López, W. A., & Sabelli, R. (2004). *Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames*. Structural Steel Education Council.

Oviedo A., J. A. (18 de febrero de 2011). SpectMatch V.1.0. Medellín, Colombia.

Oviedo A., J. A., & Duque U., M. d. (2009). Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista EIA*, 11, 51-63.

Oviedo A., J. A., & Duque U., M. d. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, 6, 105-120.

Oviedo A., J. A., & Duque U., M. d. (2009). Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia. *Revista EIA*, 12, 113-124.

Oviedo A., J. A., Midorikawa, M., & Asari, T. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de concreto reforzado de baja y mediana altura con disipadores histeréticos controlados por deriva. *V Congreso nacional de ingeniería sísmica*. Medellín: Universidad EAFIT.

Oviedo A., J. A., Midorikawa, M., & Tetsuhiro, A. (2010). *Earthquake response of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers*. Hokkaido University, Sapporo.

PEER. (s. f.). Recuperado el 3 de octubre de 2012, de Pacific Engineering Earthquake Research Center: <http://peer.berkeley.edu/>

Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10. (2010). Bogotá D. C., Colombia.

Reinhorn, A. M. (enero de 2010). IDARC 2D V.7.0. Buffalo, Nueva York, Estados Unidos.

Wada, A., & Nakashima, M. (2004). From infancy to maturity of buckling restrained braces research. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver.

Wen, Y. K., Ang, A. H.-S., & Park, Y. J. (1988). Seismic Damage Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings for Tolerable Damage. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, VIII*, págs. 785-790. Tokyo - Kyoto.

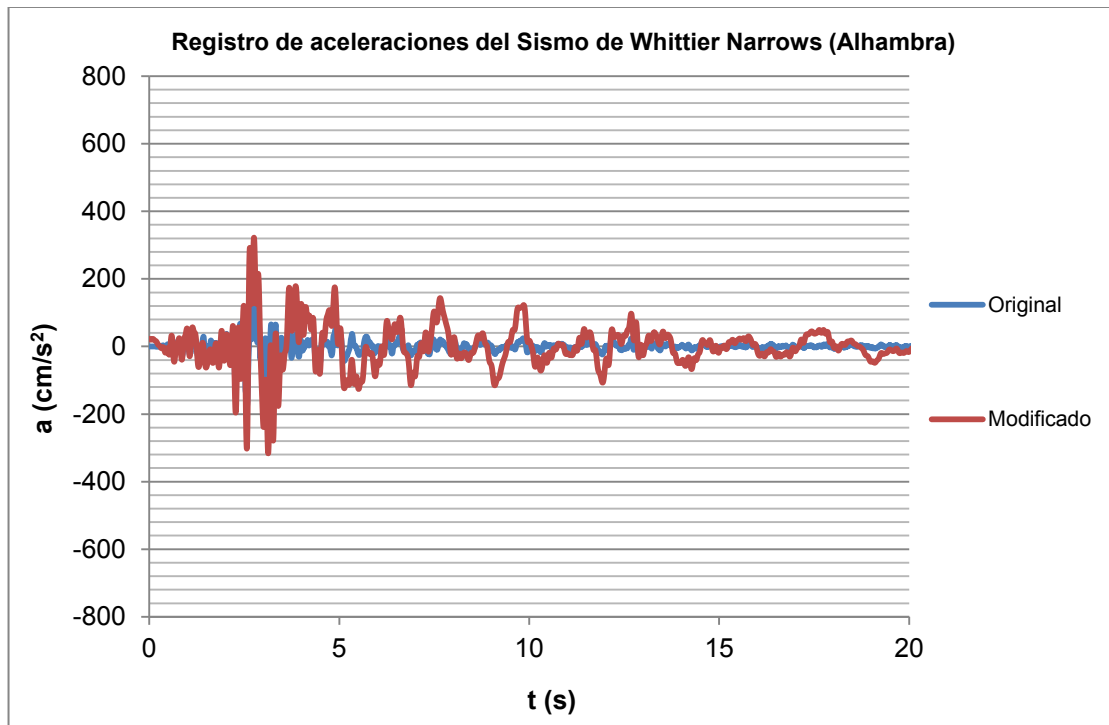
ANEXOS

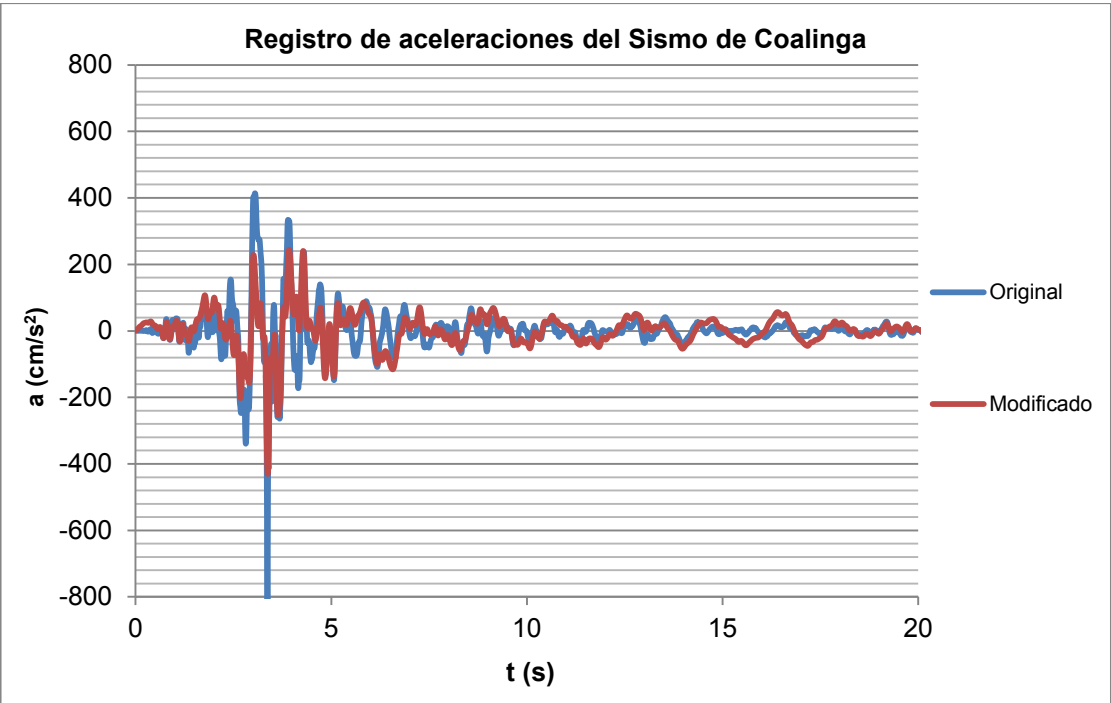
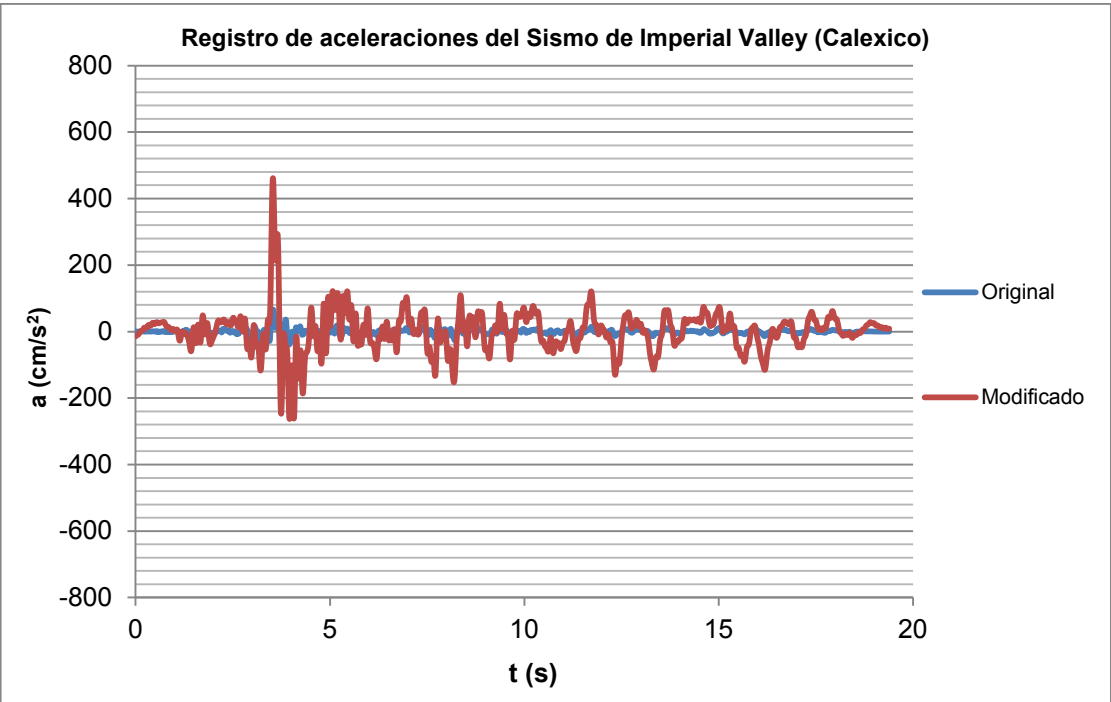
Anexo 1. Tabla descriptiva de los registros de aceleraciones de fuente cercana usados.

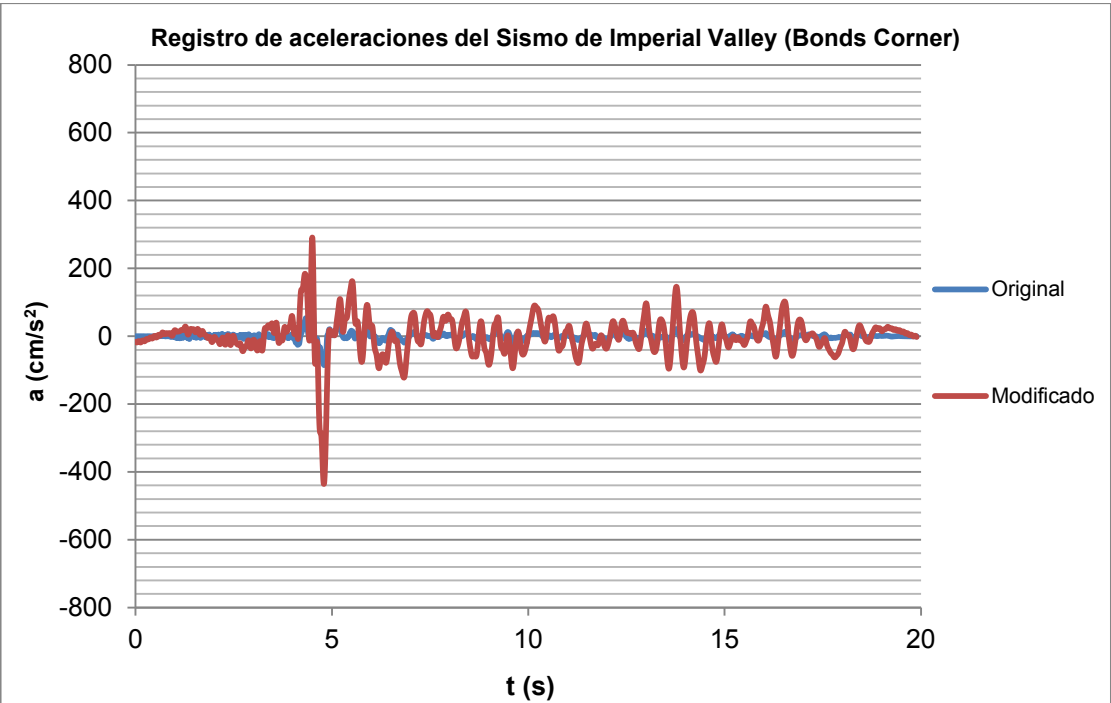
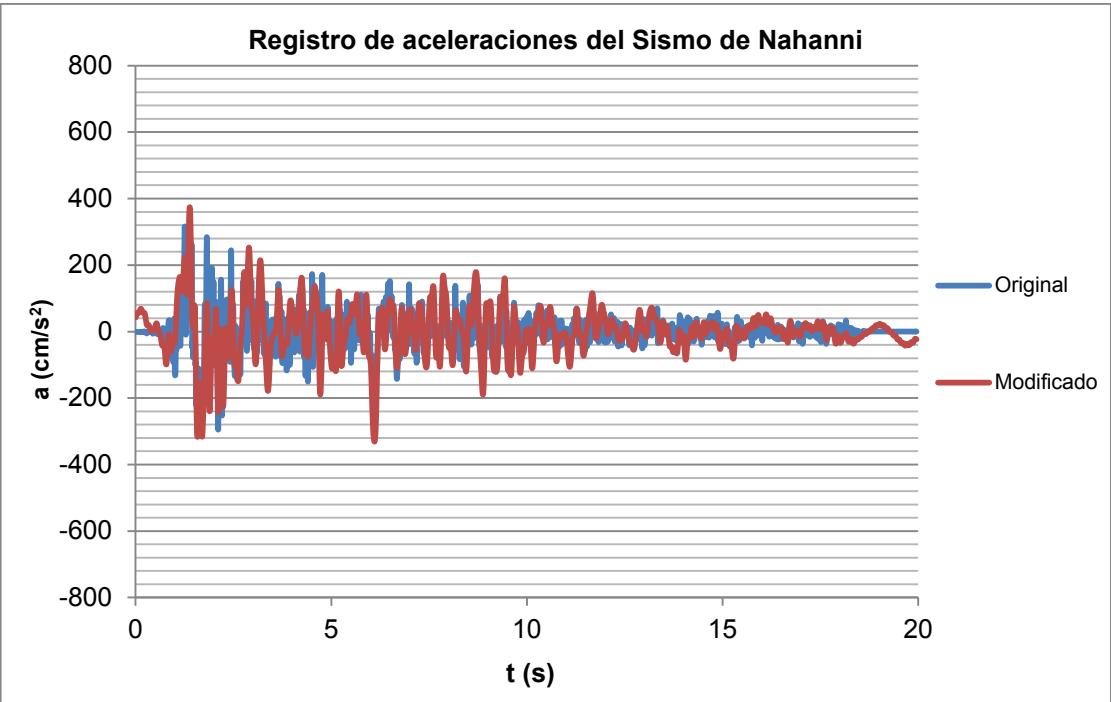
Sismo	Año	Estación	Distancia (km)	PGV (cm/s)	PGA (cm/s ²)
Imperial Valley, CA	1979	Bonds Corner	13,0	8,18	98,20
Imperial Valley, CA	1979	Calexico Fire Station	13,3	5,16	66,20
Coalinga	1983	Transmitter Hill	9,5	44,02	823,60
Nahanni, Canada	1985	SITE 2	4,9	30,90	320,40
Whittier Narrows, CA	1987	Alhambra, fremont school	11,8	8,78	147,70

Datos tomados de la página web del PEER (*Pacific Engineering Earthquake Research*).

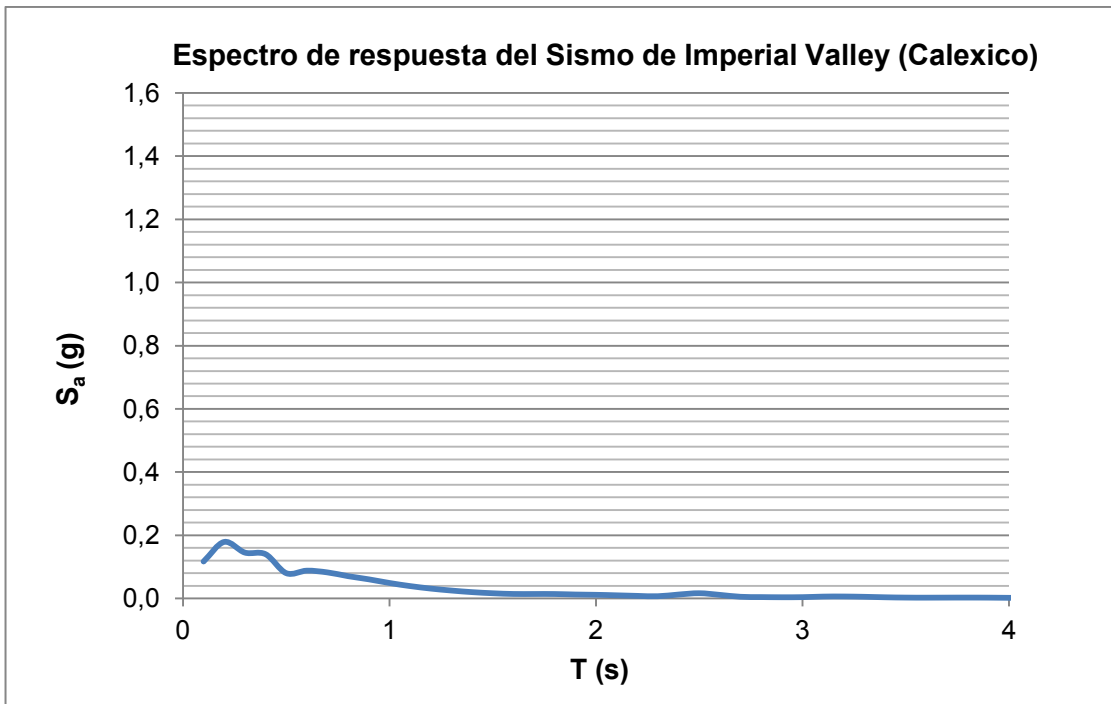
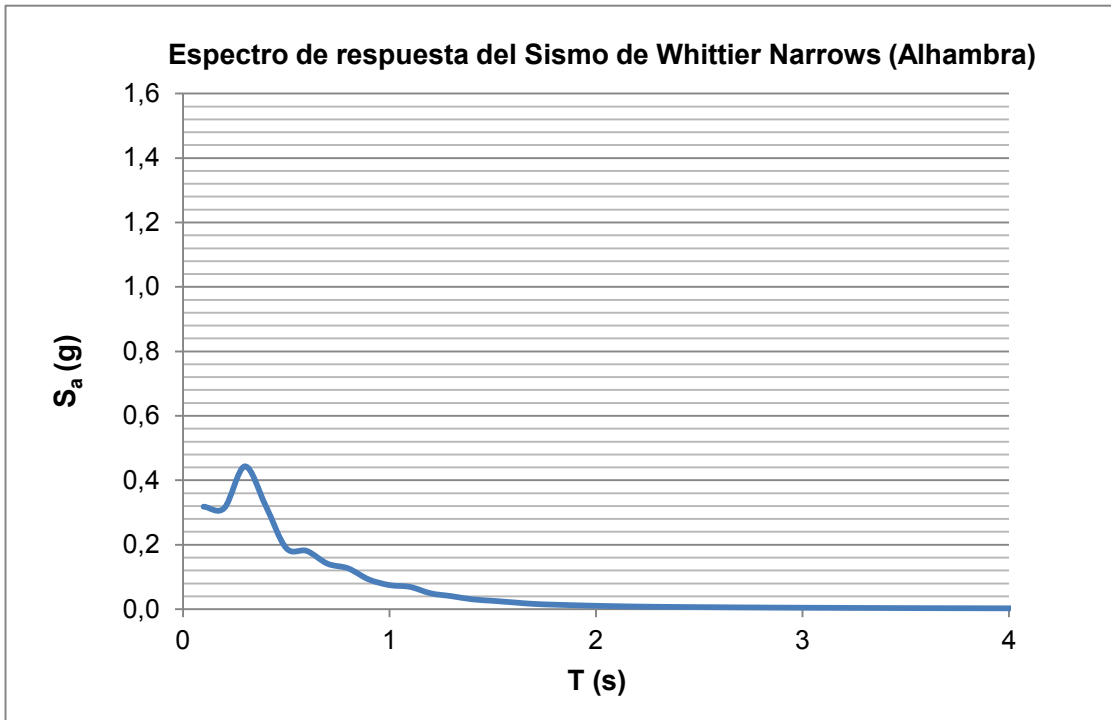
Anexo 2. Registros de aceleraciones de los sismos usados.

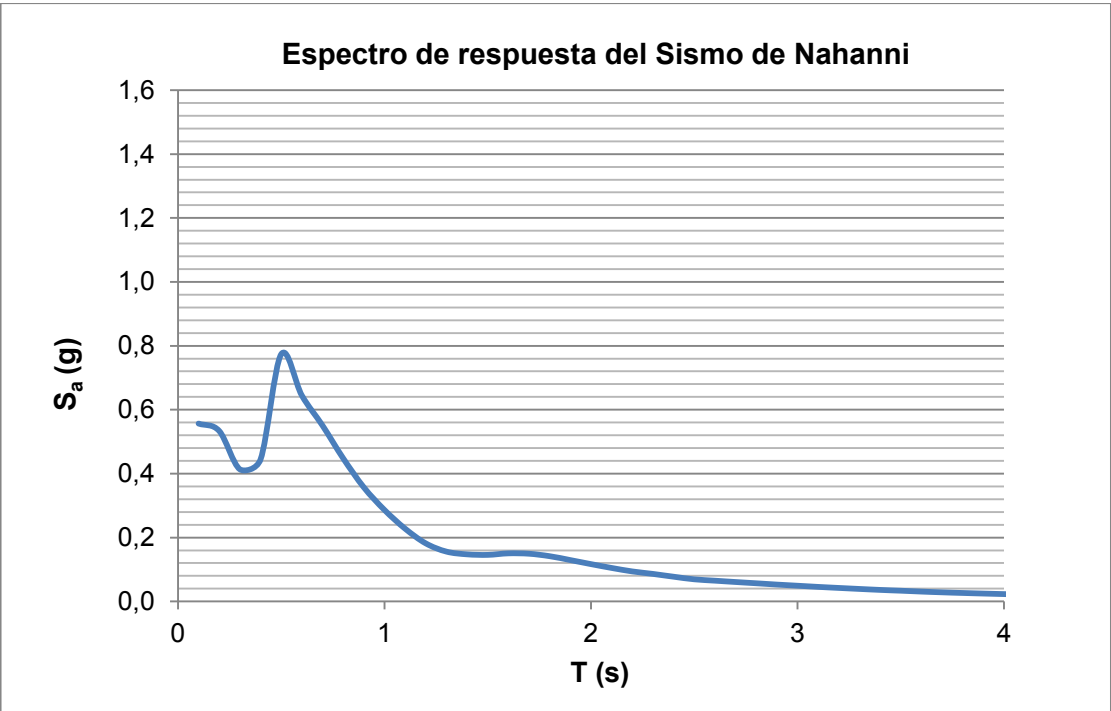
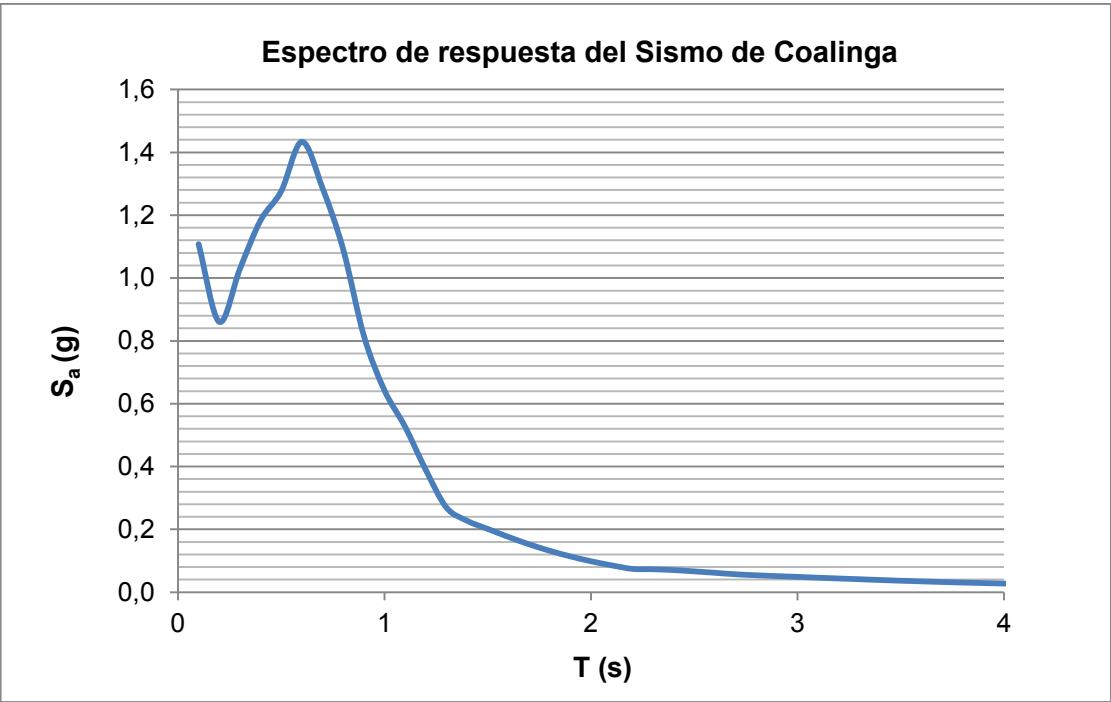


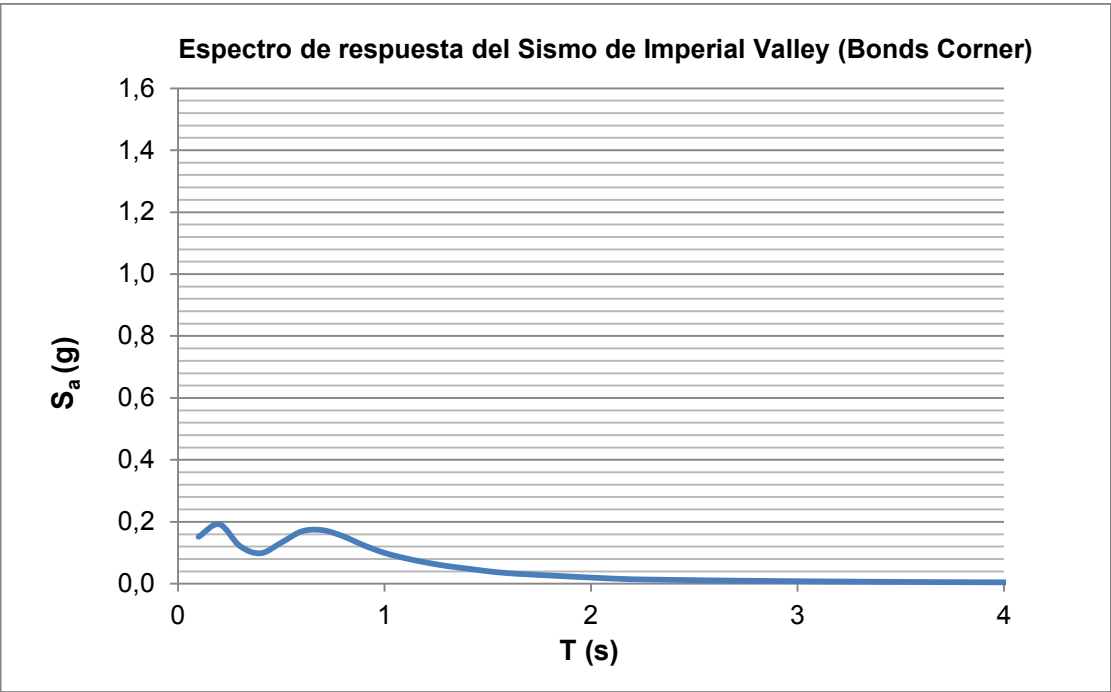




Anexo 3. Espectros de respuesta originales de los registros de aceleraciones.










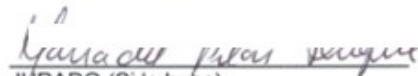
ESCUELA DE INGENIERÍA DE ANTIOQUIA

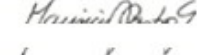
ACTA DE EVALUACIÓN FINAL DE TRABAJO DE GRADO

Fecha: (dd/mm/aa)	22 de noviembre de 2012								
Nombre del proyecto:	Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo								
Director del proyecto:	Juan Andrés Oviedo								
<table border="1" style="width: 80%; margin: auto;"> <tr> <td style="width: 50%;">Nombre del estudiante</td> <td style="width: 50%;">Programa académico</td> </tr> <tr> <td>Juan Felipe Giraldo Rincón</td> <td>Ingeniería Civil</td> </tr> <tr> <td>Andrés Peláez Olano</td> <td>Ingeniería Civil</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </table>		Nombre del estudiante	Programa académico	Juan Felipe Giraldo Rincón	Ingeniería Civil	Andrés Peláez Olano	Ingeniería Civil		
Nombre del estudiante	Programa académico								
Juan Felipe Giraldo Rincón	Ingeniería Civil								
Andrés Peláez Olano	Ingeniería Civil								
Nombre del Jurado:									
Evaluación del proyecto: Espacio exclusivo para jurado									
<input type="checkbox"/> No aprobado <input type="checkbox"/> Aprobado sin mención <input type="checkbox"/> con Mención Pública <input checked="" type="checkbox"/> con Mención honorífica <input type="checkbox"/> Trabajo laureado									
<p>Justificación del reconocimiento: (Artículo 28 del Acuerdo 11: "El director del Programa presentará el acta final de evaluación al Consejo Académico, donde consta la solicitud de mención especial debidamente justificada y el Consejo determinará si se otorga o no"). La justificación debe tener mínimo 500 palabras.</p>									


 DIRECTORA DEL PROGRAMA
 Maria del Pilar Duque Uribe


 DIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO
 Juan Andrés Oviedo


 JURADO (Si lo hubo)


 JURADO (Si lo hubo)