

**Evaluar el comportamiento sísmico y el costo de una edificación de grupo IV con el uso de arriostramiento con pandeo restringido**

**Wilmer Josué Castañeda Quijano**

**Valentina Zárate Chaparro**

**Trabajo de Grado para Optar el título de Ingeniero Civil**

**Director**

**Oscar Javier Begambre Carrillo**

**Doctor en Ingeniería de Estructuras**

**Codirector**

**Jesús Daniel Villalba Morales**

**Doctor en Ingeniería de Estructuras**

**Universidad Industrial de Santander**

**Facultad de Ingeniería Físico-Mecánica**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**Bucaramanga**

**2018**

## **Dedicatoria**

*A Dios quien me ha dado la oportunidad de estar aquí conforme a sus propósitos y seguir disfrutando la bendición de vivir.*

*A mi madre y padre y familia, que me apoyo incondicionalmente a través de todo este proceso de aprendizaje y enseñanzas de mi camino recorrido, por los valores inculcados y por la oportunidad que me dieron de estar aquí.*

***Wilmer Josué Castañeda Quijano***

## **Dedicatoria**

*A Dios por darme sabiduría, inteligencia y fortaleza permitiendo lograr esta meta.*

*A mi familia por todo el amor, apoyo incondicional y confianza que me hizo seguir adelante en los momentos de dificultad que se presentaron a lo largo de mi formación profesional. A mis padres Giovanni Zárate y Omaira Chaparro por su comprensión y motivación. Al motor de mi vida Mery Hernández por quien me esfuerzo por ser cada día mejor. A mis hermanas por su apoyo moral y su compañía en esta trayectoria de mi vida.*

***Valentina Zárate Chaparro***

### **Agradecimientos**

*A nuestros directores y maestros Oscar Javier Begambre Carrillo y Jesús Daniel Villalba Morales, un gran agradecimiento, quienes nos guiaron y depositaron toda su confianza en nosotros para este trabajo. Agradezco la paciencia y el ánimo con el que siempre nos apoyaban.*

*De igual manera queremos dar las gracias al ingeniero Rafael Correa por la ayuda incondicional para el desarrollo de este trabajo.*

## Contenido

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	18
1. Objetivos .....	21
1.1 Objetivo General .....	21
1.2 Objetivos Específicos .....	21
2. Marco teórico .....	22
2.1. Riostras con pandeo restringido .....	24
2.2. Análisis estático no lineal .....	29
3. Metodología .....	32
3.1. Modelamiento y análisis del pórtico de concreto sin riostras con pandeo restringido .....	33
3.1.1. Descripción estructural .....	34
3.1.2. Asignación de cargas .....	36
3.1.3. Caracterización sísmica .....	38
3.1.4. Método de análisis sísmico .....	41
3.1.5. Verificación de derivas .....	43
3.1.6. Diseño de elementos estructurales .....	44
3.1.7. Cantidades y costo de materiales .....	46
3.2. Modelamiento y análisis del pórtico de concreto con riostras con pandeo restringido .....	48

3.2.1 Definición de parámetros de las riostras con pandeo restringido .....	49
3.2.2 Caracterización sísmica .....	56
3.2.3 Método de análisis sísmico .....	56
3.2.4 Verificación de derivas con riostras.....	58
3.2.5 Diseño de elementos .....	60
3.2.6 Cantidades de obra y costos .....	60
3.3. Análisis estático no lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido .....	62
3.3.1. Definición de materiales, secciones, refuerzo.....	62
3.3.2. Definición de rotulas plásticas .....	63
3.3.3. Modelamiento de Pushover en el Software .....	64
3.3.4. Curva de capacidad, punto de desempeño y nivel de daño.....	64
3.4. Análisis estático no lineal del pórtico con riostras con pandeo restringido.....	67
3.4.1. Curva de capacidad, punto de desempeño y nivel de daño.....	67
4. Análisis de resultados .....	70
4.1. Comparación del análisis lineal .....	70
4.2. Comparación del análisis estático no lineal Pushover .....	72
4.3. Comparación de cantidad y costo de los elementos estructurales .....	77
5. Conclusiones.....	83
6. Recomendaciones .....	84
Referencias Bibliográficas .....	86

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
<i>Figura 1.</i> Detalle de una riostra de pandeo restringido. A.....	25
<i>Figura 2.</i> Comparación de ciclos de histéresis (fuerza axial - deformación axial) .....	25
<i>Figura 3.</i> Configuración esquemática idealizada. A .....	27
<i>Figura 4.</i> Nodo para el control de derivas y desplazamiento en la azotea de la edificación .....	30
<i>Figura 5.</i> Curva de capacidad. ....	30
<i>Figura 6.</i> Diagrama de flujo para el desarrollo del análisis lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido.....	34
<i>Figura 7.</i> Configuración en altura del pórtico .....	35
<i>Figura 8.</i> Configuración en planta del portico.....	35
<i>Figura 9.</i> Perfil de la losa. ....	36
<i>Figura 10.</i> Espectro elástico de diseño de la ciudad de Bucaramanga.....	39
<i>Figura 11.</i> Espectro de umbral de daño para la ciudad de Bucaramanga.....	40
<i>Figura 12.</i> Metodología planteada para el desarrollo del análisis lineal en el pórtico con riostras con pandeo restringido .....	49
<i>Figura 13.</i> Ubicación de las riostras en el pórtico .....	50
<i>Figura 14.</i> Configuraciones geométricas del arriostramiento. ....	50

<i>Figura 15.</i> Comportamiento de las diferentes configuraciones de las riostras con pandeo restringido .....	51
<i>Figura 16.</i> Visualización de la longitud de fluencia.....	53
<i>Figura 17.</i> Diagrama de flujo para el desarrollo del análisis no lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido.....	62
<i>Figura 18.</i> Curva de capacidad en dirección X .....	65
<i>Figura 19.</i> Curva de capacidad en dirección Y .....	65
<i>Figura 20.</i> Curva de capacidad y punto de desempeño en el eje X.....	66
<i>Figura 21.</i> Curva de capacidad y punto de desempeño en el eje Y .....	66
<i>Figura 22.</i> Curva de capacidad en dirección X y dirección Y' .....	68
<i>Figura 23.</i> Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección X y Y.....	69
<i>Figura 24.</i> Comparación de derivas en los pórticos modelados .....	71
<i>Figura 25.</i> Numero de rotulas plásticas y nivel de daño correspondiente .....	72
<i>Figura 26.</i> Ubicaciones de las rotulas plasticas en el portico.....	73
<i>Figura 27.</i> Punto de desempeño en la rotura de la columna.....	73
<i>Figura 28.</i> Numero de rotulas plásticas y nivel de daño correspondiente .....	74
<i>Figura 29.</i> Ubicación de las rotulas plásticas en el modelo en dirección X.....	74
<i>Figura 30.</i> Ubicación de las rotulas plásticas en el modelo en dirección Y.....	75
<i>Figura 31.</i> Visualización en 2D de las rotulas plásticas en el modelo en dirección Y.....	75
<i>Figura 32.</i> Visualización en 2D de las rotulas plásticas en el modelo en dirección X.....	75
<i>Figura 33.</i> Grafica de fuerza axial y deformación plástica de la riostra en el punto de desempeño (Tensión y Compresión) .....	76
<i>Figura 34.</i> % Ahorro en acero de refuerzo en todos los pisos.....	78

---

<i>Figura 35.</i> Acero requerido en columnas .....	79
<i>Figura 36.</i> % Ahorro total en concreto de todos los pisos .....	80
<i>Figura 37.</i> Comparación de volumen total requerido en las columnas .....	80
<i>Figura 38.</i> Influencia de las riostras en la cantidad de material en el pórtico .....	81

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. <i>Carga muerta asignada a la placa</i> .....	37
Tabla 2. <i>Cargas vivas presentes en un hospital</i> .....	37
Tabla 3. <i>Parámetros para determinar el espectro elástico de diseño en Bucaramanga</i> .....	38
Tabla 4. <i>Parámetros para determinar el valor máximo de periodo permitido</i> .....	39
Tabla 5. <i>Parámetros para determinar el umbral de daño en Bucaramanga</i> .....	40
Tabla 6. <i>Parámetros para el análisis con FHE</i> .....	41
Tabla 7. <i>Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente</i> .....	42
Tabla 8. <i>Parámetros para el análisis con FHE</i> .....	42
Tabla 9. <i>Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente</i> .....	42
Tabla 10. <i>Deriva de piso en el nivel de resistencia</i> .....	43
Tabla 11. <i>Deriva de piso en el estado límite de servicio</i> .....	44
Tabla 12. <i>Combinaciones de carga, Título B NSR-10</i> .....	44
Tabla 13. <i>Cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal en vigas</i> .....	46
Tabla 14. <i>Cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal en columnas</i> .....	47
Tabla 15. <i>Cantidad de concreto requerido en vigas</i> .....	47
Tabla 16. <i>Cantidad de concreto requerido en columnas</i> .....	47
Tabla 17. <i>Costo total de materiales en el pórtico</i> .....	48

Tabla 18. <i>Propiedades del acero</i> .....	52
Tabla 19. <i>Calculo del área de las riostras con pandeo restringido por piso</i> .....	55
Tabla 20. <i>Parámetros para el análisis con FHE</i> .....	57
Tabla 21. <i>Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente</i> .....	57
Tabla 22. <i>Parámetros para el análisis con FHE</i> .....	57
Tabla 23. <i>Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente</i> .....	58
Tabla 24. <i>Deriva de piso en el nivel de resistencia</i> .....	59
Tabla 25. <i>Deriva de piso de estado límite de servicio</i> .....	59
Tabla 26. <i>Cantidad de acero de refuerzo en vigas</i> .....	60
Tabla 27. <i>Cantidad de acero de refuerzo en columnas</i> .....	61
Tabla 28. <i>Cantidad de concreto en vigas</i> .....	61
Tabla 29. <i>Cantidad de concreto en columnas</i> .....	61
Tabla 30. <i>Inercias fisuradas elementos de concreto</i> .....	63
Tabla 31. <i>Cortante y desplazamiento en el punto de desempeño</i> .....	67
Tabla 32. <i>Cortante y desplazamiento en el punto de desempeño del pórtico con riostras</i> .....	69
Tabla 33. <i>Parámetros de modelo con riostra y sin riostra</i> .....	70
Tabla 34. <i>Dimensiones de los elementos de los dos modelos</i> .....	71
Tabla 35. <i>Cantidad de material requerido del pórtico sin riostras</i> .....	77
Tabla 36. <i>Cantidad de material requerido del pórtico con riostras</i> .....	77
Tabla 37. <i>Costo total de materiales del pórtico con riostras con pandeo</i> .....	82

**Lista de Apéndices**

Ver apéndices adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en base de datos de la Biblioteca UIS

Apéndice A. Planos estructurales y despieces	44
Apéndice B. Cantidad y costos	46
Apéndice C. Cálculo de área de riostra	55

## Resumen

**Título:** Evaluar el comportamiento sísmico y el costo de una edificación de grupo iv con el uso de arriostramiento con pandeo restringido\*

**Autores:** Wilmer Josué Castañeda Quijano\*\*  
Valentina Zárate Chaparro

**Palabras clave:** Centro Hospitalario, Riostra Con Pandeo Restringido, Pushover, Diseño Sismorresistente.

### Descripción:

En este trabajo se compara el comportamiento sísmico y el costo de la estructura de un centro hospitalario, localizado en la ciudad de Bucaramanga, conformada por pórticos de concreto reforzado resistentes a momentos al incorporar en su diseño estructural riostras con pandeo restringido.

Para cada una de las estructuras se realiza el análisis y diseño respectivo cumpliendo con la NSR-10, proponiendo una distribución de materiales (acero y concreto), según las solicitaciones de cada elemento. Una vez se realiza los diseños se calcula las cantidades y costo de la obra que corresponden al acero de refuerzo y de concreto. Posteriormente, con la finalidad de determinar la respuesta estructural, se realizan análisis estático no lineales (Pushover), sometiendo la estructura al espectro de aceleraciones de diseño definido en la NSR-10. Para los cálculos se empleó el software ETABS v.16.2.0.

Los resultados obtenidos muestran una reducción de dimensiones de los elementos estructurales al implementarle las riostras con pandeo restringido al pórtico de concreto reforzado, trayendo consigo beneficios económicos respecto a material requerido. En cuanto al comportamiento sísmico los dos pórticos cumplen con el nivel de desempeño de seguridad de la vida para la demanda establecida, manteniendo un buen margen de deformaciones antes del límite de daños permisibles.

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingeniería Físico-Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo, Doctor en Ingeniería de Estructuras. Codirector: Jesús Daniel Villalba Morales, Doctor en Ingeniería de Estructuras

**Abstract**

**Title:** Evaluate the seismic behavior and the cost of a group iv edification with the use of buckling restrained brace\*

**Author:** Wilmer Josue Castañeda Quijano\*\*  
Valentina Zárate Chaparro

**Keywords:** Hospital Center, Buckling Restrained Braced, Pushover, Seismic Design

**Description:**

In this research, the seismic response and cost of structure of a hospital center located in the city of Bucaramanga is compared. It is made up of reinforced concrete moment resisting of incorporating Buckling-Restrained Braced in its structural design.

Each of the structures was firstly analyzed and designed considering and according to the NSR-10 Code, proposing a distribution of materials (steel and concrete) under the code requirements. Once the designs are made, the material quantities in terms of steel and concrete were calculated in order to compute the material cost. In order to determine the structural response, nonlinear static analysis (Pushover) is subjected to the design acceleration spectrum mentioned in the NSR-10 using the software ETABS v.2.0

The results obtained show a reduction of dimensions of structural elements when implementing the buckling-restrained braced to the reinforced concrete, bringing economical benefits. With respect to the seismic behavior, both of the reinforced concrete accomplish the performance of life security for the established demand, keeping a good margin of deformation before the limit of permitted damage.

---

\* Degree work

\*\* Faculty of Mechanical-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Oscar Javier Begambre Carrillo, Doctor in Structural Engineering. Co-director: Jesús Daniel Villalba Morales, PhD in Structural Engineering

## Introducción

Actualmente, el impacto de los terremotos en diferentes ciudades sigue cobrando vidas humanas en su mayoría por construcciones que colapsan debido a daños en sus elementos estructurales que se ven afectados por el movimiento telúrico. En este sentido los hospitales juegan un rol importante en la atención a la comunidad ya que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, págs. A-25). Sin embargo la vulnerabilidad estructural en las edificaciones hospitalarias es alta, pues muchas de ellas fueron construidas hace varios años cuando no existían normas sismorresistentes y en algunas edificaciones recientes, estas normas no han sido aplicadas efectivamente, así por ejemplo se pudo evidenciar en los terremotos de: Colombia en Armenia (1999) donde 61 instalaciones hospitalarias quedaron dañadas y 8 irre recuperables (CEPAL, 1999); Chile en la costa de Biobío (2010) donde 10 hospitales quedaron completamente destruidos y 33 severamente dañados pero recuperables (López Tagle & Santana Nazarit, 2011, págs. 30(2)160–6); Ecuador en la provincia de Manabí (2016) donde 25 establecimientos de salud quedaron afectados (Jaramillo, 2016) y México al sureste de Axochiapan de Morelos (2017) donde se registraron 22 hospitales con algún tipo de daño (Expansion, 2017), produciendo una evacuación total y, por lo tanto, una pérdida del servicio durante un lapso indefinido de tiempo.

Por lo anterior, se hace necesario el uso de tecnologías de protección en el reforzamiento estructural ayudando a reducir la respuesta sísmica y los daños en la estructura hospitalaria. A mediados de los años 80 surgen en Japón como técnica de control de respuesta sísmica, las riostras

metálicas restringida contra pandeo, los cuales absorben energía mediante deformaciones plásticas durante ciclos de cargue y descargue (ciclos histéricos) sin perder rigidez ni resistencia. Este tipo de riostras están compuestas por un núcleo de acero confinado en una camisa metálica rellena con mortero, la característica principal es que, a diferencia de las riostras comunes, se comporta de manera simétrica a tracción y compresión y alcanzan la fluencia tanto en los ciclos de tracción como en los de compresión (EFE Prima-Ce, sf). Ahmed, Tayyaba & Ashraf (Munir Ahmed & Muhammad Waseem, 2016) implementaron este dispositivo en una edificación de 40 pisos, en su estudio concluyen que al implementar estos dispositivos se reduce la fuerza cortante, el momento de flexión y las deformaciones a un 10%, 45% y 45% respectivamente. Oviedo, Midorikawa y Asari (Oviedo A., Mitsumasa, & Tetsuhiro, 2008), (Oviedo A., Juan Andrés; Midorikawa, Mitsumasa; Asari, Tetsuhiro, 2008, págs. 571-580), en una edificación de concreto reforzado de 10 pisos realizaron una serie de análisis comparativo con riostra con pandeo restringido y sin ellos, y demostraron reducciones hasta del 60 % en desplazamientos y daño sísmico de piso, esto se atribuye al aumento de rigidez del sistema dado por las riostras, además de la contribución a la disipación de la energía de vibración.

Este proyecto de investigación tiene como objeto implementar en un centro hospitalario de pódico de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Bucaramanga, las riostras con pandeo restringido y comparar su respuesta con la misma estructura sin usar esta técnica de control. Una vez determinado el comportamiento sísmico, se procedió a calcular los impactos en el costo (teniendo en cuenta solo las cantidades de acero y concreto). Además de lo dicho anteriormente, se pretende realizar este estudio para explorar y explotar sus ventajas e incentivar su uso ya que no se requieren materiales difíciles de adquirir, ni tecnología foránea para su construcción, montaje y mantenimiento.

El estudio se realizó en dos fases. La primera, comprende la modelación de las estructuras en el programa de diseño estructural ETABS, suministrado por el grupo de investigación INME-UIS, cumpliendo con los requisitos de la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10. Lo anterior permite obtener la cantidad de material requerido. En la segunda fase, se someten ambas estructuras a un análisis estático no lineal Pushover con el fin de obtener y comparar el punto de desempeño y a su vez el nivel de daño.

## 1. Objetivos

### 1.1 Objetivo General

Determinar la influencia de la implementación de riostras con pandeo restringido en la respuesta sísmica y el costo de construcción de una edificación de importancia Grupo IV el cual será un centro hospitalario ubicado en la ciudad de Bucaramanga.

### 1.2 Objetivos Específicos

- Definir el proceso metodológico para el diseño del hospital al incluir las riostras con pandeo restringido.
- Comparar los niveles de daño que sufre la estructura con la implementación de las riostras con pandeo restringido y sin estas, por medio de un análisis estático no lineal (Pushover).
- Contrastar el costo de construcción de la estructura con arriostramiento de pandeo restringido y sin ellos.

## 2. Marco teórico

Una estructura sismorresistente se diseña y se construye para resistir además de las fuerzas que le impone su uso, las cargas externas causadas por sismos frecuentes, generando confianza, seguridad y estructuras más duraderas. Aun cuando se cumpla con las normas de diseño sismorresistentes, siempre existe la posibilidad de que se presente un sismo de gran magnitud, causando daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso, contribuyendo a que no haya pérdidas humanas, pero si pérdidas materiales y en algunos casos, la estructura después de un sismo queda inservible por deformaciones permanentes siendo no practica para reparar pues no es segura ocuparla y se debe ser demolida afectando a propietarios y personas que dependen de la funcionalidad de este.

Por lo anterior, se han desarrollado técnicas de control de respuesta sísmica, en el cual se incorporan al diseño tradicional dispositivos innovadores, reduciendo los daños en los elementos estructurales durante y después de un sismo. En Colombia son poco utilizados, algunas de las razones de rechazo radican en:

La falta de confianza en el comportamiento sísmico de edificaciones, la desconfianza fundada en la incertidumbre del funcionamiento de los dispositivos de control que requieren alguna fuente de alimentación de energía externa o de algún tipo de mantenimiento durante su vida útil, el posible sobrecosto inicial del proyecto, el desconocimiento por parte de los diseñadores de las metodologías de diseño estructural que se requieren cuando se utilizan técnicas de control de respuesta sísmica, y la falta de normalización en los métodos de diseño y en especificaciones de los dispositivos de control. (Oviedo & Duque, 2009, págs. 51-63)

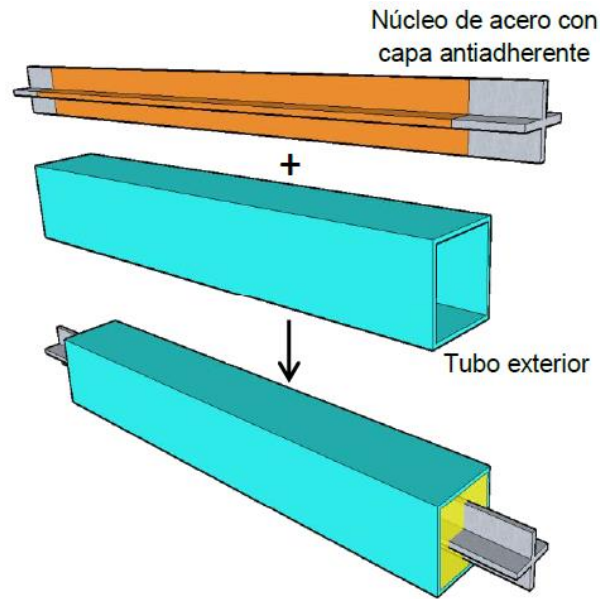
Las técnicas de control de respuesta sísmica se clasifican según su enfoque: Pasivos, semi-activos y activos. Comúnmente se ha utilizado los dispositivos pasivos: disipadores viscosos, disipadores viscoelástico, disipadores de fricción y disipadores fluencia metálica. El grado en que ciertos dispositivos sean capaz de lograr el objetivo de limitar las deformaciones que dañan los componentes estructurales depende de las propiedades inherentes de la estructura básica, las propiedades del dispositivo y sus elementos de conexión, las características del movimiento de suelo, y el límite que se está investigando (Symans, y otros, 2008). Algunos de estos dispositivos deben ser reemplazados después de cumplir su función, tal es el caso de los disipadores histeréticos, los cuales funcionan como fusibles al absorber una parte importante de energía que entra a la estructura mediante deformaciones plásticas durante ciclos de cargue y descargue (ciclos histeréticos), minimizando así posibles daños estructurales y degradación de resistencia en los otros miembros estructurales principales. Entre ellos los más usados son las placas de acero a flexión y las riostras con pandeo restringido (Oviedo & Duque, 2009) , BRB por sus siglas en inglés (Buckling Restrained Brace), presentando grandes ventajas frente a otras alternativas de control pasivo al obtener mayor resistencia y rigidez y deformaciones laterales menores, y de esta manera contribuir a la disminución del tamaño de los elementos de la estructura principal (Oviedo A. & Duque U., 2009, págs. 51-63), teniendo una estructura mucho menos robusta que una diseñada sin estos dispositivos, por consiguiente un menor consumo de materiales.

## 2.1. Riostras con pandeo restringido

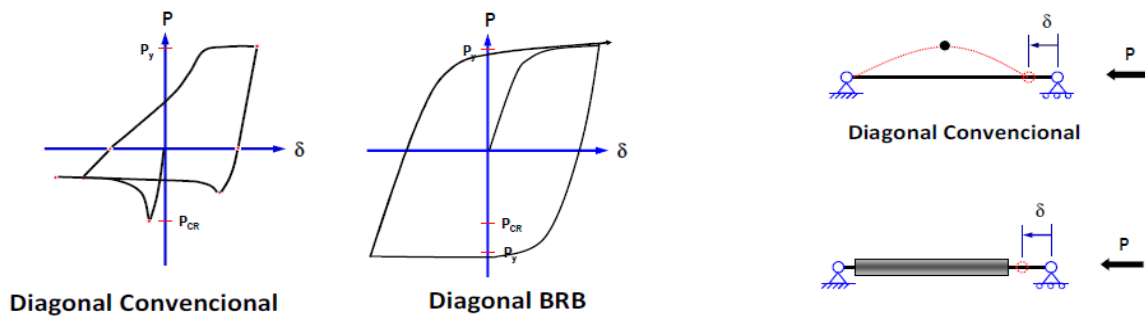
Las riostras con pandeo restringido está compuesto por una barra o núcleo de acero confinado en una camisa metálica o tubo exterior, el que se rellena con mortero de cemento como se ilustra en la figura 1.

De esta forma, se logra que el núcleo de acero fluya tanto en tracción como en compresión, dado que el tubo exterior y el mortero de relleno evitan en pandeo global y local del núcleo. Las ventajas de las riostras de pandeo restringido frente a una riostra típica son significativas, debido a que se logra una respuesta estable y sin la reducción del área de los ciclos de histéresis por problemas de pandeo. (Crisafulli, 2014, pág. 56)

Además las riostras como disipadores de energía cumplen un rol importante en las edificaciones por controlar las derivas, proporcionar rigidez adicional y mejorar el desempeño estructural (Oviedo A. & Duque U., 2009).



*Figura 1.* Detalle de una riostra de pandeo restringido. Adaptado de Crisafulli, Francisco Javier. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Argentina: asociación latinoamericana de aceros- Aloceros, Cuarta edición. ISBN: 978-956-8181-16-1. Pag 56.



*Figura 2.* Comparación de ciclos de histéresis (fuerza axial - deformación axial) Adaptada de Medalla, Miguel; Peña L., Carlos; Hidalgo, P.; Bravo, M E. Aplicación industrial de riostras de pandeo restringido (BRB) en Chile. pag 4. Disponible en: [https://www.researchgate.net/publication/281239618\\_APLICACION\\_INDUSTRIAL\\_DE\\_RIOS\\_TRAS\\_DE\\_PANDEO\\_RESTRINGIDO\\_BRB\\_EN\\_CHILE](https://www.researchgate.net/publication/281239618_APLICACION_INDUSTRIAL_DE_RIOS_TRAS_DE_PANDEO_RESTRINGIDO_BRB_EN_CHILE).

De acuerdo con lo anterior y tal como se observa en la figura 2, las riostras con pandeo restringido, genera ciclos de histéresis estables y robustos, con capacidad axial igual a compresión que tensión, los cuales a diferencia de los riostras comunes, no presenta grandes degradaciones tanto de rigidez como de resistencia.

Muchos investigadores han estudiado y documentado el desarrollo general de las riostras con pandeo restringido como sistema de disipación de energía. En Colombia, Oviedo & Duque (2009) dan el primer paso en la investigación y posteriormente en la implementación de este tipo de sistema, presentando un análisis cualitativo de las ventajas de incorporar las riostras con pandeo restringido como la alternativa de protección sísmica.

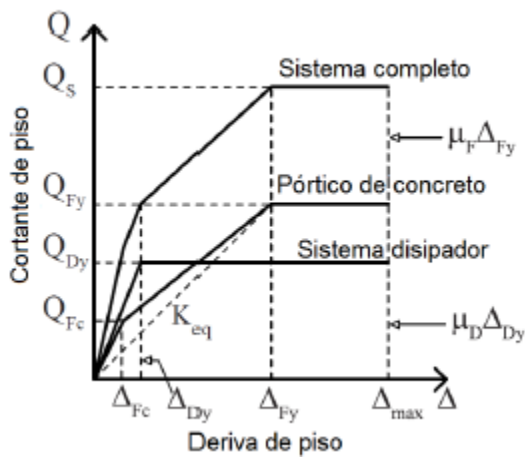
Continuando con la investigación, Oviedo Amezcuita et.al. (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010) propone en cuanto para el diseño de las riostras con pandeo restringido en un pórtico de concreto reforzado, la relación de cortante y deriva de fluencia de piso donde son instalados. Con esta relación de cortante de fluencia de piso del pórtico y deriva de fluencia del sistema pórtico se obtiene la rigidez equivalente de cada piso del pórtico principal:

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

De igual forma, se puede determinar la rigidez de piso del sistema de disipadores, con la resistencia de fluencia a cortante y la deriva de fluencia del sistema disipador:

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

Para que las riostras disipen energía efectivamente, requiere que estas sean igual o más rígida que el pórtico principal, pero a su vez que fluya primero que el pórtico (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010). Basado en la interacción entre el pórtico en concreto reforzado y el sistema disipador, en la figura 3 se aprecia que  $Q_{Fy} > Q_{Dy}$  y que  $\Delta_{Fy} > \Delta_{Dy}$ , donde  $Q_s$ ,  $Q_{Fy}$  y  $Q_{Dy}$  son la resistencia de fluencia a cortante del sistema completo, pórtico y sistema disipador, respectivamente.  $\Delta_{Fc}$ ,  $\Delta_{Fy}$ ,  $\Delta_{Dy}$  Y  $\Delta_{max}$  son la deriva de grieta de piso, la deriva de fluencia de piso, la deriva de fluencia de piso del sistema disipador, la máxima deriva de piso, respectivamente. Los factores  $\beta$  y  $v$  son la relación de resistencia del disipador y la relación de deriva de fluencia de piso, respectivamente, que describen las propiedades mecánicas del sistema disipador. (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010)



$$Q_s = Q_{Fy} + Q_{Dy} \quad (3)$$

$$Q_{Fy} = (1 - \beta)Q_s \quad (4)$$

$$Q_{Dy} = \beta Q_s \quad (5)$$

$$\Delta_{Dy} = v\Delta_{Fy} \quad (6)$$

Figura 3. Configuración esquemática idealizada. Adaptada de 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

Las ecuaciones 2, 4, 5 y 6 relacionan las resistencias y desplazamientos de fluencia del sistema completo y del sistema del pórtico principal con la del sistema disipador, permitiendo hallar las propiedades mecánicas del sistema disipador para cada piso:

$$Q_{Dy}^i = \beta' Q_{Fy}^i \quad (7)$$

$$\Delta_{Dy}^i = v \Delta_{Fy}^i \quad (8)$$

En estas ecuaciones, el índice  $i$  indica el piso al que hace referencia la propiedad.

El valor de  $\beta'$  varía entre 0,2 a 0,5 en la mayoría de los casos. Sin embargo, su límite superior tiende a disipar menos energía (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010). Esto se debe a que en la ecuación (7) al tener un valor constante de cortante de fluencia del piso del pórtico principal, a mayor valor de  $\beta'$ , se obtiene un mayor cortante de fluencia de disipador. A su vez, al relacionarlo en la ecuación (2), para un valor constante de deriva de fluencia del sistema de disipador, la rigidez de estos aumente, haciendo que las riostras se demoren más en fluir disipando así menos energía.

Una vez obtenidos los valores de  $Q_{Dy}^i$  y  $\Delta_{Dy}^i$ , se continúa a hallar el área transversal total requerida de riostras por piso  $A_{by}$  (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010):

$$A_{by} = \frac{1}{2} \frac{Q_{Dy}^i}{\Delta_{Dy}^i} \frac{L_b}{E * (\cos \theta)^2} \quad (9)$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero utilizado en el núcleo de las riostras,  $L_b$  es la longitud del dispositivo; y  $\theta$  es el ángulo que forma este con la horizontal (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Tetsuhiro, A., 2010). El valor de  $Q_{Dy}^i$  se divide por el número de pórticos arriostrados en la dirección de estudio, la deriva de fluencia del sistema disipador  $\Delta_{Dy}^i$  se mantiene igual.

Luego de haber calculado el área, se divide por la cantidad total de riostras que se desean poner en ese piso y se busca el perfil comercial más cercano.

## 2.2. Análisis estático no lineal

Los análisis inelásticos ayudan a entender el comportamiento de la estructura cuando están sometidas a solicitaciones que exceden su capacidad elástica, llevándola a deformaciones más allá de su rango elástico, perdiendo rigidez a medida que sus elementos se plastifican. Lo mencionado anteriormente, permite obtener una aproximación a la realidad, pudiendo determinar el comportamiento y respuesta de la estructura desde su agrietamiento hasta el colapso.

Uno de los métodos más convencionales es el análisis estático no lineal Pushover, el cual consiste en determinar la respuesta de la estructura frente a una carga lateral que se incrementa de forma secuencial. Como resultado del análisis se obtiene la curva de capacidad de la estructura; la cual relaciona el cortante basal vs el desplazamiento lateral de un punto de control, que normalmente se encuentra en el techo de la estructura; así como su punto de desempeño, su correspondiente nivel de daño y la formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales.

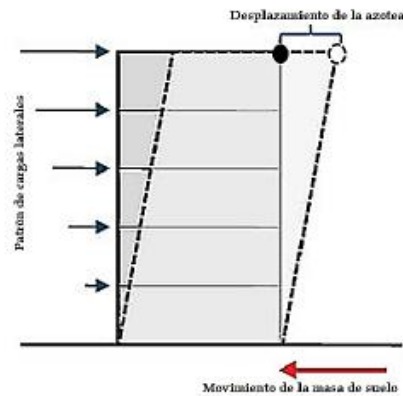


Figura 4. Nodo para el control de derivas y desplazamiento en la azotea de la edificación Adaptado de Kircher, Johnson, & R. J. McNamara (2008). Symans, Charney, Whittaker, Constantinou. Journal of structural Engineering, Vol 134

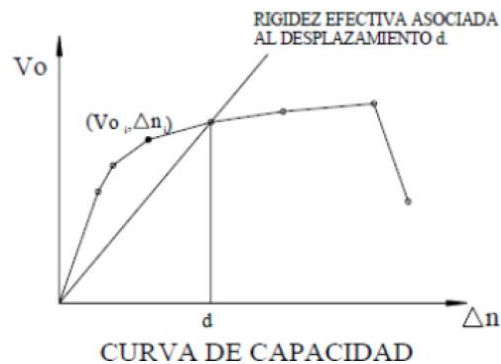


Figura 5. Curva de capacidad. Adaptado de : Barragán, R. A., & Uribe, C. G. (2012)

El desempeño de una estructura depende de la manera en que la capacidad de la estructura (rigidez, resistencia y deformación de cada uno de sus miembros) es capaz de resistir la demanda sísmica (amenaza sísmica que depende de la ubicación de la estructura); este comportamiento se representa mediante el punto de desempeño o punto de respuesta máxima de la estructura, el cual es aproximadamente igual al obtenido por el método de coeficientes establecido en ASCE41-13.

A partir del punto de desempeño se puede determinar en qué nivel de desempeño se encuentra la estructura.

Según la ASCE41-13, un nivel de desempeño describe una condición límite de daño que esta descrita por los daños físicos en el edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio y el funcionamiento de este posterior al terremoto (ASCE 41-13 American Society Of Civil Engineers, 2014, pág. 35), clasificando los niveles de desempeño como:

- Ocupación inmediata (IO): La estructura sigue siendo segura para ocupar posterior al evento sísmico. Mantiene esencialmente su rigidez y su resistencia previa al sismo.
- Seguridad de la vida (LS): La estructura sufre daños significativos después del sismo. Algunos de sus elementos presentan daños severos, pero estos daños no presentan un riesgo dentro o fuera de la edificación, ya que conserva un margen de seguridad contra el inicio de colapso parcial o total.
- Colapso preventivo (CP): El estado de daño después de evento sísmico es de un colapso total o parcial. Ocurre un daño substanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que al sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. La estructura debe ser demolida pues no es seguro ocuparla.

### 3. Metodología

Una vez realizada la revisión bibliográfica en cuanto a diseño de elementos estructurales, riostras con pandero restringido y análisis estático no lineal Pushover se propuso para el cumplimiento de los objetivos específicos la siguiente metodología:

1. Para los dos modelos analizados, con apoyo del software ETABS se diseñó el pórtico de concreto reforzado resistente a momentos cumpliendo con lo requerido en la norma sismorresistente Colombiana NSR-10. Las dimensiones de los elementos estructurales se determinaron para que cumpliera con los requisitos de deriva, teniendo en cuenta que la estructura analizada se clasifica como una estructura indispensable se realiza la verificación de deriva correspondiente a umbral de daño.

En cuanto al pórtico con riostras con pandeo restringido, se realizó el proceso de cálculo de área propuesto en el marco teórico, este procedimiento se lleva a cabo en la sección 3.2, ya que el sistema de riostras aportan rigidez a la estructura, se debe modificar las secciones transversales. Estas secciones deben cumplir con las condiciones de derivas.

Una vez obtenido el despiece de acero de refuerzo y concreto requerido, se dispuso a cuantificar la cantidad total de material requerido y a su vez el costo.

2. Después de realizar los análisis y diseño de los dos pórticos, se procedió al modelado de las estructuras en el programa ETABS para realizar el análisis estático no lineal Pushover para los dos modelos, obteniendo así las curvas de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de daño. En las

secciones 3.3 y 3.4 se realizó los procedimientos del pórtico sin riostras con pandeo restringido y con ella respectivamente.

3. Finalmente, con los resultados obtenidos en las dos etapas anteriores se dispone a hacer la comparación económica en cuanto al costo del material requerido de acero de refuerzo y concreto para los dos modelos, solo de sus elementos estructurales (vigas y columnas). De igual forma se realizó la comparación en el comportamiento sísmico (el punto de desempeño, rotulaciones en elementos estructurales y el nivel de daño) de ambos pórticos.

### **3.1. Modelamiento y análisis del pórtico de concreto sin riostras con pandeo restringido**

Para el modelamiento y análisis del pórtico de concreto sin riostras con pandeo restringido se sigue la siguiente metodología planteada en el diagrama de flujo:

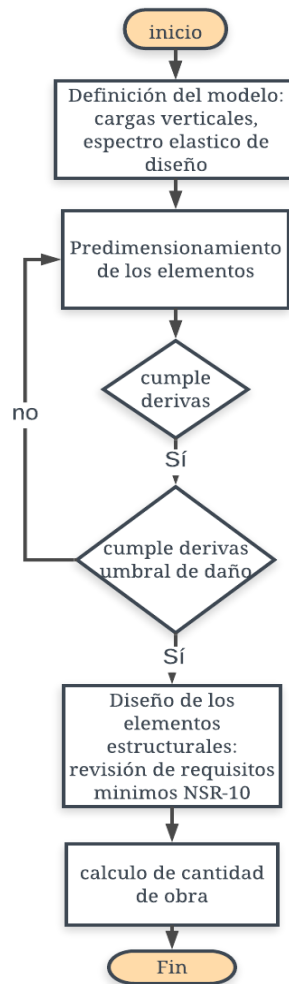


Figura 6. Diagrama de flujo para el desarrollo del análisis lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido

**3.1.1. Descripción estructural.** Se modeló una estructura de cuatro niveles con altura entrepiso de 3,6 m, cumpliendo con la altura mínima permitida para edificaciones hospitalarias (altura libre entrepiso de 3m) (Ministerio De Salud, , Marzo 1996), tiene cinco pórticos simétricos en la dirección X y cuatro en la dirección Y, con luces entre pórticos de 8m como se puede observar en la figura 7, con el fin de garantizar un pórtico sin efectos de torsión.

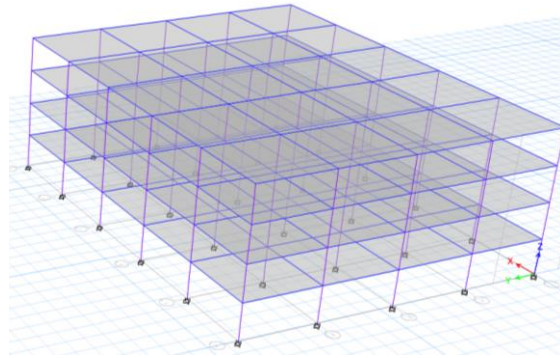


Figura 7. Configuración en altura del pórtico

La configuración estructural de la losa aligerada es bidireccional con viguetas de 0.1 x 0.45 m, ancho aferente de 1.35 m, con loseta de 6 cm, como se observa en la figura 8 y 9, verificando que el espesor de la placa cumpla con lo establecido en la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10 para evitar agrietamientos y posibles deflexiones.

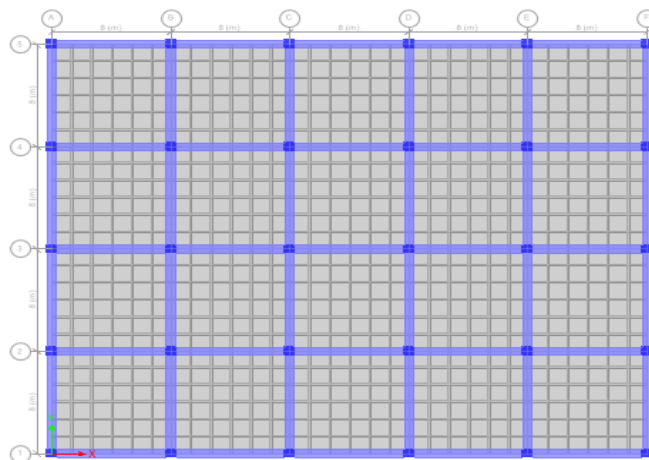


Figura 8. Configuración en planta del pórtico

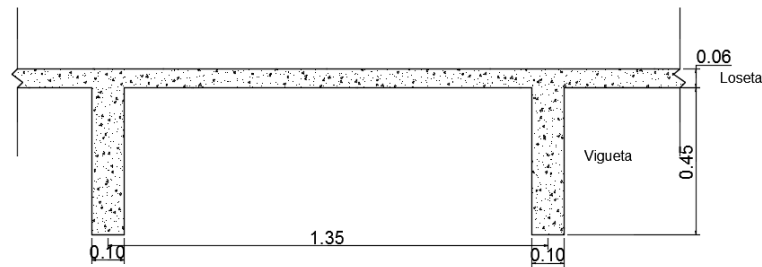


Figura 9. Perfil de la losa.

El ancho y la altura de las nervaduras cumple con lo permitido en la NSR-10 en el C.8.13.2: no debe ser menor que 100 mm ni mayor a 5 veces su ancho promedio respectivamente. En cuanto al ancho aferente, el C.8.13.3: para losas nervadas en dos direcciones, la separación máxima entre nervios, medida de centro a centro, no puede ser mayor que 3.5 veces el espesor total de la losa, sin exceder 1.50 m. (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, sf)

La altura de la loseta superior cumple con lo establecido en el literal C.8.13.5.2: “... *debe tener al menos 45mm de espesor, pero esta no debe ser menor a 1/20 de la distancia libre entre los nervios...*” [NSR-C].

Al modelo realizado en el Software ETABS se le asigna uniones rígidas viga-columna con un factor de 0.5, las columnas se idealizan empotradas en la base.

### 3.1.2. Asignación de cargas

**3.1.2.1 Propiedades de los materiales:** Se utilizó un concreto con propiedades mecánicas de  $f'c= 28\text{MPa}$ , módulo de elasticidad de 24870 MPa, peso normal con densidad de 24 kN/m<sup>3</sup>, el acero utilizado es el A615G-60 con un  $F_y$  de 420MPa.

**3.1.2.2. Carga muerta:** Además de la carga dada por el propio peso de los elementos estructurales, se le adiciona carga a la losa del modelo basándose en los valores de referencia que se encuentran en el Título B de la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10.

Tabla 1.

*Carga muerta asignada a la placa*

Descripción	Carga (ton/m <sup>2</sup> )
Loseta	0.144
Viguetas	0.194
Fachada y particiones (internados con atención a los residentes)	0.20
Cielo raso ( lamina de yeso de 12 mm)	0.010
Afinado de piso	0.12
Total	0.668

**3.1.2.2. Carga Viva:** La carga viva corresponde a las cargas esperadas por uso hospitalario.

Tabla 2.

*Cargas vivas presentes en un hospital*

Descripción	Carga (ton/m <sup>2</sup> )
Cuarto de cirugía y laboratorios	0.4
Cuartos privados	0.20
Corredores y escaleras	0.5

Según los valores expuestos en la tabla 2, se decidió colocar un valor promedio de carga viva de 4 KN/m<sup>2</sup>, debido a que no se tiene especificaciones arquitectónicas.

### 3.1.3. Caracterización sísmica

**3.1.3.1. Parámetros sísmicos para el nivel de resistencia:** El periodo fundamental de diseño obtenido mediante el análisis modal en el Software ETABS es de T=0.61 s. Este valor del periodo T, no puede exceder a lo dicho en A.4.2.1 de la NSR-10:

$$C_u T_a \quad (10)$$

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \quad (11)$$

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (12)$$

Para la ecuación 11, se debe definir los parámetros sísmicos de diseño según la localización. La ciudad de Bucaramanga caracterizada como zona de amenaza sísmica alta, los parámetros sísmicos según la NSR-10 en el título A.2 se observan en la siguiente tabla:

Tabla 3.

*Parámetros para determinar el espectro elástico de diseño en Bucaramanga*

Aa	Av	Fa	Fv	I	To	Tc	TL
0.25	0.25	1.15	1.55	1.0	0.13	0.64	3.72

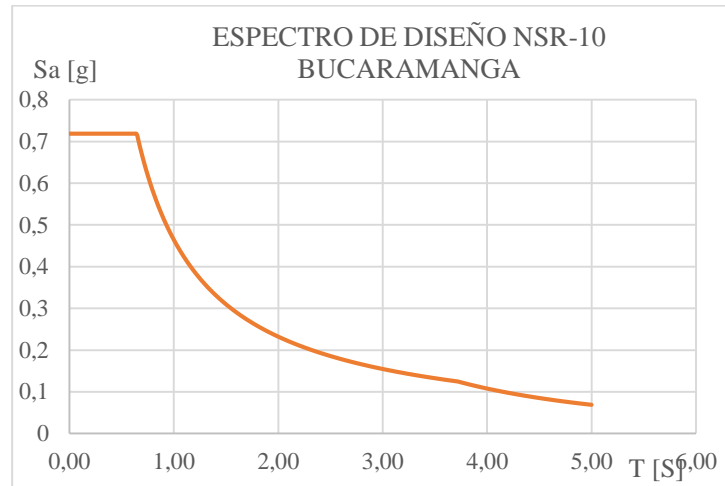


Figura 10. Espectro elástico de diseño de la ciudad de Bucaramanga

Tabla 4.

*Parámetros para determinar el valor máximo de periodo permitido*

Cu	Ct	h	$\alpha$	Ta	CuTa
1.285	0.047	14.1	0.9	0.52	0.67

El valor de CuTa obtenido por la ecuación 10 corresponde a 0.67 s, siendo este el valor del periodo máximo permitido para la estructura de concreto reforzado analizada. Como el valor del periodo calculado por el análisis modal es menor, se continúa con este valor para los cálculos manuales.

Cabe destacar que en la tabla 3 siendo una edificación de grupo IV se usó un coeficiente de importancia igual a la unidad, esto permitido en A.6.2.1.2 solo para la verificación de derivas.

**3.1.3.2. Parámetros sísmicos para el estado límite de servicio:** Al ser clasificada como una edificación indispensable debe ser sometida a unas solicitaciones sísmicas correspondientes al inicio de daño, o umbral de daño. Este procedimiento se debe realizar según lo establecido en el título A.12 de la NSR-10.

Tabla 5.

*Parámetros para determinar el umbral de daño en Bucaramanga*

Ad	Fv	S <sub>prom</sub>	To	T <sub>cd</sub>	T <sub>ld</sub>
0.09	1.55	1.9375	0.25	0.96	4.67

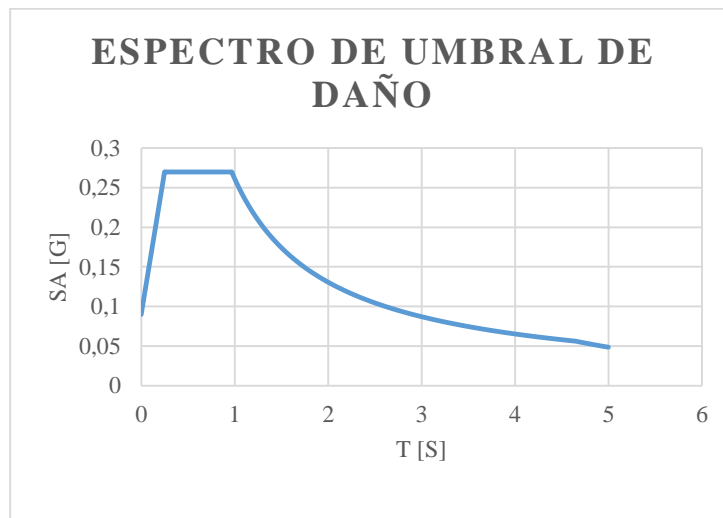


Figura 11. Espectro de umbral de daño para la ciudad de Bucaramanga

**3.1.4. Método de análisis sísmico.** El método de análisis sísmico utilizado es el de la fuerza horizontal equivalente (FHE) expuesto en la Norma sismorresistente Colombiana NSR-10 en el capítulo A.4.

Una vez definido los parámetros sísmicos, se obtiene un cortante sísmico en la base  $V_s$ , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (13)$$

El valor del  $S_a$  en la ecuación 13 corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad leída en los espectros elásticos de diseño para el periodo  $T$  determinado.

La masa de la estructura es determinada para las cargas muertas por peso propio de los elementos y las cargas adicionales sobre impuestas asignadas en el literal 3.1.2 del presente trabajo.

**3.1.4.1 Fuerza horizontal equivalente para nivel de resistencia:** Para el estado límite de resistencia los parámetros para el análisis de la fuerza horizontal equivalente están dados en la tabla 6, obtenido así un cortante este se distribuye en cada uno de los pisos. Ver tabla 7.

Tabla 6.

*Parámetros para el análisis con FHE*

T (s)	S <sub>a</sub> (g)	K	W <sub>total</sub> (kN)	V <sub>s</sub> (KN)
0.61	0.71875	1.055	5142142.78	36768.515

Tabla 7.

*Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente*

Entrepiso	hi (m)	mi (Kg)	hi <sup>k</sup>	mi*hi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (kN)	Vi (kN)
1	3.6	1131889.96	3.813	4316585.236	0.0820	3016.93	36768.5
2	7.2	1336750.94	7.868	10518721.51	0.1999	7351.70	21599.2
3	10.8	1336750.94	12.020	16068610.46	0.3054	11230.61	10368.6
4	14.4	1336750.94	16.236	21703976.09	0.4125	15169.26	3016.93
$\Sigma$		5142142.78		52607893.3	1	36768.51	71753.3

**3.1.4.1 Fuerza horizontal equivalente para estado límite de servicio:** Para el estado límite de servicio los parámetros para el análisis de la fuerza horizontal equivalente están dados en la tabla 8, obtenido así un cortante este se distribuye en cada uno de los pisos. Ver tabla 9.

Tabla 8.

*Parámetros para el análisis con FHE*

T (s)	Sad (g)	K	Wtotal (kN)	Vs (KN)
0,61	0,27	1,055	51156,19	13812,172

Tabla 9.

*Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente*

Entrepiso	hi (m)	mi (Kg)	hi <sup>k</sup>	mi*hi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (kN)	Vi (kN)
1	3.6	1131889.96	3.813	4316585.236	0.0820	1133.31	13812.1
2	7.2	1336750.94	7.868	10518721.51	0.1999	2761.68	8113.80
3	10.8	1336750.94	12.020	16068610.46	0.3054	4218.80	3895.00
4	14.4	1336750.94	16.236	21703976.09	0.4125	5698.36	1133.31
$\Sigma$		51156,19		52607893.3	1	13812.17	

**3.1.5. Verificación de derivas.** Una vez distribuido el cortante en la base en cada uno de los pisos de la estructura por el método de fuerza horizontal equivalente, en ETABS se corrieron las combinaciones de carga para la deriva. Al terminar el proceso iterativo de comprobación de derivas se llega a una dimensión de vigas de 0,6 m x 0,6 m y de columna de 0,75 m x 0,75 m.

**3.1.5.1 Derivas en el nivel de resistencia:** Para las derivas en el nivel de resistencia no deben superar de 1% de la altura de piso, según lo establecido en la NSR-10. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 10.

*Deriva de piso en el nivel de resistencia*

	Deriva max en el nivel de resistencia (%)	
	X	Y
Piso 4	0,567	0,587
Piso 3	0,855	0,880
Piso 2	0,976	1,000
Piso 1	0,606	0,617

**3.1.5.2 Derivas en el estado límite de servicio:** Para las derivas en el estado límite de servicio (umbral de daño) no se debe exceder de 0,4% según lo dicho en la Norma Sismorresistente Colombiana en el capítulo A.12.5.3.1 para una estructura de concreto reforzado. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 11.

Tabla 11.

*Deriva de piso en el estado límite de servicio*

	Deriva max en el Umbral de daño (%)	
	X	Y
Piso 4	0,213	0,221
Piso 3	0,321	0,331
Piso 2	0,367	0,376
Piso 1	0,227	0,232

**3.1.6. Diseño de elementos estructurales.** Para el diseño de los elementos principales de resistencia sísmica, vigas y columnas, se realizó las respectivas combinaciones de carga contempladas en el título B.2.4 de la Norma Sismorresistente Colombiana, como se muestra en la tabla 12. Mediante el análisis en ETABS (Oviedo A., Mitsumasa, & Tetsuhiro, 2008) se obtiene las fuerzas internas de estos elementos y se dispone a diseñarlos de acuerdo con lo establecido en el título C. Ver Apéndice A para planos estructurales.

Tabla 12.

*Combinaciones de carga, Título B NSR-10*

Combo 1	1.4D	Ecuación B.2.4-1 NSR-10
Combo 2	1.2D + 1.6L	Ecuación B.2.4-2 NSR-10
Combo 5A	1.2D + 1.0E + 1.0L	Ecuación B.2.4-5 NSR-10
Combo 5B	1.2D - 1.0E + 1.0L	Ecuación B.2.4-5 NSR-10
Combo 6	0.9D	Ecuación B.2.4-6 NSR-10
Combo 7A	0.9D + 1.0E	Ecuación B.2.4-7 NSR-10

Combo 7B

0.9D - 1.0E

Ecuación B.2.4-7 NSR-10

Donde:

D: Cargas muertas (peso propio y cargas permanentes adicionales)

L: Cargas Vivas debidas al uso y ocupación de la edificación

E: Representa las fuerzas sísmicas,  $F_s$  reducidas por el coeficiente de capacidad de disipación  $R$ , correspondiente a la capacidad de disipación de energía que se requiere en cada caso de estudio.

$$E = F_s / R$$

En cuanto al coeficiente de disipación de energía sísmica necesario para las combinaciones de carga, la Norma Sismorresistente Colombiana en el título A indica que para pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES) de concreto es  $R_0=7$ , este coeficiente es multiplicado por unos factores dependiendo de la distribución geométrica de planta, altura y redundancia estructural como se expone en la ecuación 12. Según lo expuesto al principio del capítulo, al ser una estructura regular tanto en planta como en altura el valor del coeficiente de disipación de energía es  $R=7$ .

$$R = \phi_a \times \phi_p \times \phi_r \times R_0 \quad (12)$$

En este trabajo no se realiza el diseño de viguetas ni losa, ya que los dos pórticos analizados al contar con las mismas dimensiones y con la misma carga adicional distribuida en la losa, da una misma cantidad de volumen de concreto y refuerzo de acero, pudiendo de esta manera evitar una comparación económica.

**3.1.7. Cantidades y costo de materiales.** Después de realizar el análisis y diseño se determinó las cantidades de materiales correspondientes al acero de refuerzo y el concreto requerido. Se analizó los resultados de acero de refuerzo en kilogramos (kg), y del concreto en unidades de volumen (m<sup>3</sup>), para así poder sacar los costos. En cuanto a los costos se tiene como referencia los valores que ofrece CYPE ingenieros S.A en la página virtual generador de precios Colombia (Cype Ingenieros, S.A., sf) con precios vigentes para los materiales de construcción. Ver Apéndice B para más detalle en el cálculo de cantidades de materiales y el costo por unidad.

**3.1.7.1 Acero de refuerzo:** En la tabla 13 y 14 se muestra el acero de refuerzo longitudinal y transversal de las vigas y columnas respectivamente

Tabla 13.

*Cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal en vigas*

Refuerzo longitudinal y transversal en vigas	
Piso	Cantidad (kg)
1	10.753,32
2	11.299,60
3	10.165,80
4	7.761,24
Total	39.979,97

Tabla 14.

*Cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal en columnas*

<b>Refuerzo longitudinal y transversal en columnas (kg)</b>	
Columnas 0,75 m x 0,75 m.	48.056,57

**3.1.7.2 Cantidad de Concreto:** En la tabla 16 y 17 se muestra el acero de refuerzo longitudinal y transversal y el concreto en columnas respectivamente.

Tabla 15.

*Cantidad de concreto requerido en vigas*

<b>Concreto en vigas</b>	
<b>Piso</b>	<b>Cantidad (<math>m^3</math>)</b>
1	126,52
2	126,45
3	126,60
4	126,90
Total	506,47

Tabla 16.

*Cantidad de concreto requerido en columnas*

<b>Concreto en columnas (<math>m^3</math>)</b>	
Columnas 0,75 m x 0,75 m	236,88

**3.1.7.3 Costo total de acero de refuerzo y concreto requerido:** Una vez calculado la cantidad de acero y concreto requerido, en la tabla 18 se puede contemplar el precio total de la estructura sin riostra:

Tabla 17.

*Costo total de materiales en el pórtico*

Estructura sin riostra	
Elementos	Precio
Acero en barras corrugadas A615 G-60	\$159,560,950.00
Concreto de 4.000 psi estructural	\$232,326,581.00
Costo total:	\$391,887,531.00

### **3.2. Modelamiento y análisis del pórtico de concreto con riostras con pandeo restringido**

Para el modelamiento y análisis del pórtico de concreto con riostras con pandeo restringido se sigue la siguiente metodología planteada en el diagrama de flujo:

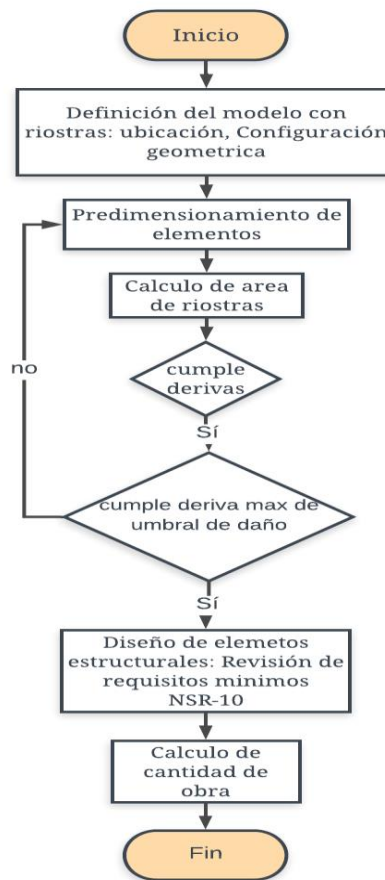


Figura 12. Metodología planteada para el desarrollo del análisis lineal en el pórtico con riosstras con pandeo restringido

**3.2.1 Definición de parámetros de las riosstras con pandeo restringido.** En los siguientes literales se determinaron los diferentes parámetros de la riostra (ubicación, configuración geométrica, propiedades y modelamiento).

**3.2.1.1 Ubicación de la riostra con pandeo restringido:** La figura 13 muestra la ubicación en planta de los pórticos arriostrado, teniendo la misma distribución en cada uno de sus pisos.

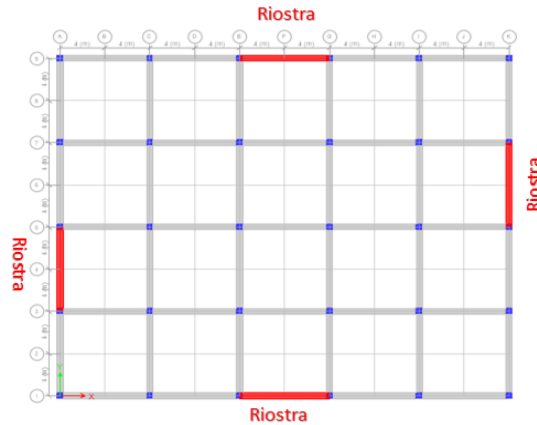


Figura 13. Ubicación de las riostras en el pórtico

Esta ubicación de las riostras se debe a que se buscó simetría en los dispositivos en ambas direcciones permitiendo que se minimicen los efectos de torsión en la estructura al implementar las riostras.

**3.2.1.2. Configuración geométrica de las riostras con pandeo restringido:** Diferentes disposiciones del arriostramiento se pueden considerar al momento de utilizar las riostras con pandeo restringido como sistema de control de desplazamiento como se puede visualizar en la Figura 14.

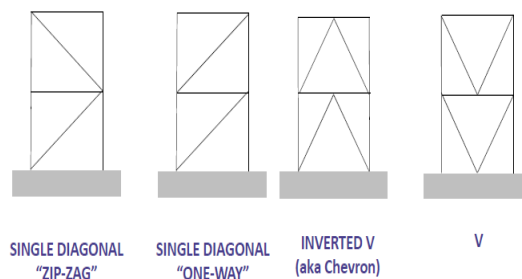


Figura 14. Configuraciones geométricas del arriostramiento. Tomada de (Kimberley, 2016)

Con cada una de las configuraciones se comparó la reducción de la deriva entrepisos, como se observa en la figura 15.

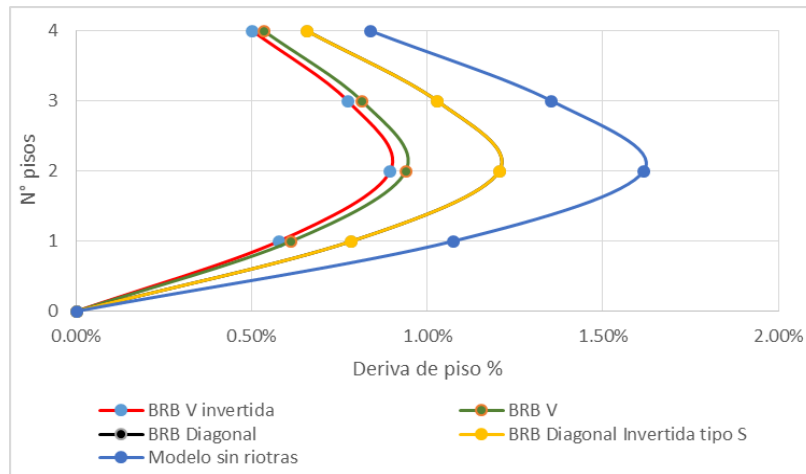


Figura 15. Comportamiento de las diferentes configuraciones de las riostras con pandeo restringido

Con base en los resultados expuestos se decidió usar la configuración de tipo V invertida (Tipo Chevron), ya que es la que proporciona una mayor rigidez lateral comparada con las otras disposiciones de las riostras con pandeo restringido, ya que al tener longitudes muy largas la riostra no trabaja de forma óptima, como se pudo observar en la figura 15, con la configuración de tipo diagonal y diagonal invertida.

**3.2.1.3 Modelamiento y propiedades en el software ETABS de las riostras con pandeo restringido:** Para el modelado de las riostras con pandeo restringido se importaron a ETABS el catálogo proporcionado por Star Seismic, donde las secciones de Star seismic se nombran de acuerdo al área de núcleo de acero. (Star Seismic, sf)

Debido a que presenta uno de los mejores comportamientos en la estabilidad de sus propiedades mecánicas y principalmente en su punto de fluencia el material utilizado para el modelamiento de las riostras con pandeo restringido fue ASTM- A36 con las propiedades de la tabla 19:

Tabla 18.

*Propiedades del acero*

<b>Propiedades</b>		<b>Unidad</b>
<b>Peso específico</b>	76.8	KN/m <sup>3</sup>
<b>Fy</b>	248.1	Mpa
<b>Fu</b>	400,11	Mpa
<b>E</b>	204	Mpa

En ETABS el valor de E se ingresó multiplicado por un factor de 1,4 propuesto por Sabelli y Lopez, esto debido a que la longitud de fluencia del núcleo de acero de la riostra es menor que la empleada en el modelo matemático, por lo tanto, la rigidez real de la riostra es mayor que la que considera el programa usando solamente el núcleo de acero. (López & Sabelli, 2004). Como se visualiza en la figura 16.

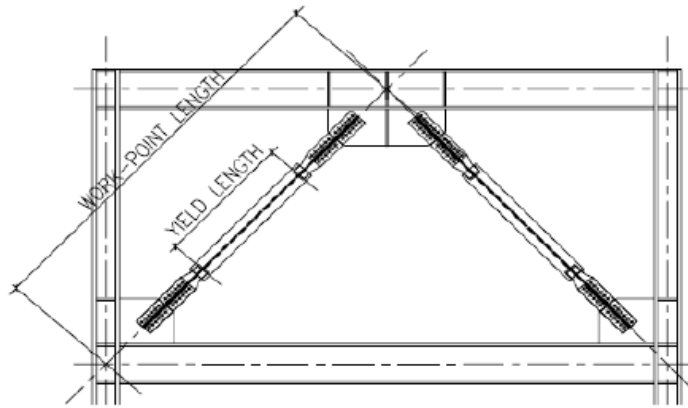


Figura 16. Visualización de la longitud de fluencia. Imagen tomada de (W. A. López and R. Sabelli, 2004)

Al haber definido la metodología para el dimensionamiento de las riostras en el marco teórico y las propiedades de la riostra se procedió a modelar el pórtico sin riostras para hallar un área preliminar necesaria de riostra haciendo un análisis sísmico estático-lineal en ETABS, usando los casos de carga convencionales (carga muerta, carga viva y carga de sismo con un factor de importancia igual a 1.0) se obtuvo la deriva de fluencia. Los análisis se hicieron para ambas direcciones X y Y.

Se definió el valor de  $v$  y  $\beta'$  igual a 0.4, este valor se escogió con base en los resultados obtenidos por Oviedo A. Midorikawa, & Asari. (Oviedo A., J. A.; Midorikawa, M.; Asari, T., 2011)

Luego se calculó el cortante de fluencia del conjunto de disipadores para cada uno de los pórticos arriostrados que conforman el piso ( $Q_{Dy\ potico}^i$ ), esto se obtuvo dividiendo  $Q_{Dy}^i$  por el número de pórticos arriostrados en la dirección de estudio. Como se observa en la figura 13 en cada una de las direcciones hay 2 pórticos arriostrados. Por ende cada piso en dirección X y Y,  $Q_{Dy\ potico}^i$  será igual a un medio de  $Q_{Dy}^i$ .

Se calculó el área transversal requerida de riostras por cada pórtico arriostrado mediante la ecuación 9, teniendo cuidado de reemplazar en la ecuación  $Q_{Dy}^i$  por  $Q_{Dy\ potico}^i$ .

**3.2.1.4. Calculo del área requerida de riostras:** Como la relación  $\beta'/v = 1,0$ , para cada piso de la estructura principal su rigidez va ser igual a la rigidez del conjunto de disipadores ( $K_{eq}^i = K_D^i$ ). Lo anterior produce que, al poner las riostras al pórtico sin disipadores, la rigidez resultante del sistema pórtico-disipador debe ser dos veces la rigidez inicial.

Como se sabe que  $K = \frac{F}{\Delta}$ , entonces si se tiene el doble de la rigidez se espera que el doble de la deriva inicial balancee la ecuación anterior, lo cual solo se cumple si las fuerzas de diseño se mantienen constante, lo que no es cierto ya que la masa total y el cortante basal cambian. Sin embargo, este razonamiento sirvió para obtener las dimensiones finales de los elementos, ya que se buscó que la estructura sin riostras tuviese una deriva máxima de aproximadamente del 2,0% con el fin de que al implementar las riostras con pandeo restringido la deriva cayera al 1% (Giraldo J., 2012), pero al ser una estructura mixta las derivas obtenidas pueden multiplicarse por un factor de 0,7 usando el párrafo A.6.4.1.1. y A.6.4.1.2 de la NSR-10 [1] obteniendo así una deriva máxima del 1,41%. Si lo anterior se cumplía se podía decir que ambas estructuras con y sin riostras deberían tener una rigidez y periodo de vibración similar.

Como se sabía que las fuerzas de diseño iban a cambiar, lo que se hizo fue un proceso iterativo hasta alcanzar unas secciones de riostras, viga y de columnas que cumpliera con las condiciones de derivas mencionadas anteriormente.

Tabla 19.

*Calculo del área de las riostras con pandeo restringido por piso*

Piso	V [N]	Deltha [m]	Keq [N/m]	Kd [N/m]	Deltha dy [m]	Qdy [N]	Qdy portico [N]	Aby [In2]	Sección Comercial In 2
<b>SISMO Ex</b>									
4	12154895	0.03	388936720	388936720	0.01	4861958	2430979	7.20	3.50
3	22597956	0.05	433030491	433030491	0.02	9039182	4519591	8.01	4.00
2	29392669	0.06	461695893	461695893	0.03	11757067	5878534	8.54	4.50
1	32651631	0.04	738050076	738050076	0.02	13060652	6530326	13.66	7.00
<b>SISMO Ey</b>									
4	12154895	0.03	374319254	374319254	0.01	4861958	2430979	6.93	3.50
3	22597956	0.05	419319305	419319305	0.02	9039182	4519591	7.76	4.00
2	29392669	0.07	448606053	448606053	0.03	11757067	5878534	8.30	4.00
1	32651631	0.05	722700987	722700987	0.02	13060652	6530326	13.37	7.00

**3.2.1.5. Metodología en el modelamiento al incluir las riostras:** Se inició variando las secciones de vigas y columnas del pórtico sin riostras, determinado los nuevos cortantes de piso y derivas causados únicamente por el sismo en cada dirección

El procedimiento anterior se repetía y se hallaban las nuevas áreas de riostras que requería el pórtico. Se puede observar en el Apéndice C.

Se varió el área del dispositivo 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.

Se itero hasta optimizar las secciones de los elementos repitiendo el proceso hasta que se estuviera cerca de la deriva permitida o hasta que la deriva máxima del umbral de daño permitiera, finalizando el proceso iterativo. En la tabla 20 se muestra las secciones finales de las riostras por piso en las 2 direcciones.

Una vez cumplidos estos criterios se dio por finalizado el modelo del pórtico ETABS y se podía empezar la comparación económica entre ambos pórticos con riostras y sin riostras de pandeo restringido.

**3.2.2 Caracterización sísmica.** Luego del análisis anterior se obtuvo unas dimensiones de vigas y columnas implementando al pórtico las riostras con pandeo restringido, mediante el análisis modal realizado en el software ETABS, se obtuvo un valor de periodo de  $T = 0,59$  s. Este valor del periodo  $T$ , no puede exceder a lo dicho en A.4.2.1 de la NSR-10.

Como la estructura analizada es la misma en cuanto altura y pórtico resistente a momentos en el literal 3.1.3 se realizó el proceso para determinar el periodo máximo permitido. Este periodo máximo es de  $T_{max} = 0.67$  s.

**3.2.3 Método de análisis sísmico.** El método de análisis sísmico utilizado es el de la fuerza horizontal equivalente (FHE) expuesto en la Norma sismorresistente Colombiana NSR-10 en el capítulo A.4.

**3.2.3.1 Fuerza horizontal equivalente para nivel de resistencia:** Para el estado límite de resistencia los parámetros para el análisis de la fuerza horizontal equivalente están dados en la tabla 21, obtenido así un cortante este se distribuye en cada uno de los pisos. Ver tabla 22.

Tabla 20.

*Parámetros para el análisis con FHE*

T (s)	Sa (g)	K	Wtotal (kN)	Vs (KN)
0.59	0.71875	1.045	46.053,57	32.796,896

Tabla 21.

*Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente*

Entrepiso	hi (m)	mi (Kg)	hi <sup>k</sup>	mi*hi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (kN)	Vi (kN)
1	3.6	1206541.84	3.813	3939926.712	0.0881	2890.011	32796.8
2	7.2	1206541.84	7.868	9494122.819	0.2123	6964.120	20492.72
3	10.8	1206549.31	12.020	14503502.7	0.3243	10638.59	9854.131
4	14.4	1033123	16.236	16774162.05	0.3751	12304.18	2890.011
$\Sigma$		32796.896		3939926.712	0.0881	36768.51	71753.33

**3.2.3.3 Fuerza horizontal equivalente para estado límite de servicio:** Para el estado límite de servicio los parámetros para el análisis de la fuerza horizontal equivalente están dados en la tabla 23, obtenido así un cortante este se distribuye en cada uno de los pisos. Ver tabla 24.

Tabla 22.

*Parámetros para el análisis con FHE*

T (s)	Sad (g)	K	Wtotal (kN)	Vs (KN)
0,69	0,27	1,055	46.053,57	12.320,225

Tabla 23.

*Fuerza sísmica en cada piso: método de la fuerza horizontal equivalente*

Entrepiso	hi (m)	mi (Kg)	hi <sup>k</sup>	mi*hi <sup>k</sup>	Cvx	Fx (kN)	Vi (kN)
1	3.6	1206541.84	3.813	4660596.719	0.1003	1248.31	12434.46
2	7.2	1206541.84	7.868	9683406.657	0.2085	2593.63	7820.16
3	10.8	1206549.31	12.020	14852759.12	0.3199	3978.21	3841.94
4	14.4	1033123	16.236	17227587.3	0.3710	4614.29	1248.31
$\Sigma$		4652755.99		46424349.79	1	12434.4	

**3.2.4 Verificación de derivas con riostras.** Una vez distribuido el cortante en la base en cada uno de los pisos de la estructura por el método de fuerza horizontal equivalente, en ETABS se corrieron las combinaciones de carga para la deriva. Con las dimensiones de vigas de 0,55 m x 0,50 m y de columna de 0,55 m x 0,55 m.

**3.2.4.1 Derivas en el nivel de resistencia:** Para las derivas en el nivel de resistencia no deben superar de 1% de la altura de piso, según lo establecido en la NSR-10 pero debido a ser una estructura mixta (Estructura de hormigón armado y elementos riostras) permite llevar la deriva de resistencia al 1,41% la altura de piso como lo dice la NSR-10 en el capítulo A.6.4.1.1. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 24.

*Deriva de piso en el nivel de resistencia*

N° Piso	Deriva max en el nivel de resistencia (%)	
	X	Y
<b>Piso 4</b>	0,54	0,55
<b>Piso 3</b>	0,86	0,89
<b>Piso 2</b>	1,01	1,06
<b>Piso 1</b>	0,68	0,69

**3.2.4.2 Derivas en el estado límite de servicio:** Para las derivas en el estado límite de servicio (umbral de daño) no se debe exceder de 0,4% según lo dicho en la Norma Sismorresistente Colombiana en el capítulo A.12.5.3.1 para una estructura de concreto reforzado. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 26.

Tabla 25.

*Deriva de piso de estado límite de servicio*

N° Piso	Deriva max en el Umbral de daño (%)	
	X	Y
<b>Piso 4</b>	0,20	0,20
<b>Piso 3</b>	0,32	0,33
<b>Piso 2</b>	0,38	0,40
<b>Piso 1</b>	0,25	0,26

**3.2.5 Diseño de elementos.** En este trabajo de grado se diseñó nuevamente el pórtico con el mismo factor de reducción de resistencia de  $R=7$ , el diseño de los elementos estructurales se realizó con las respectivas combinaciones de carga contempladas en el título B.2.4 de la Norma Sismorresistente Colombiana, mediante el análisis en ETABS se obtiene las fuerzas internas de estos elementos y se diseñan de acuerdo con lo establecido en el título C. de esta misma norma con el método de resistencia última. Ver Apéndice A para planos estructurales

**3.2.6 Cantidades de obra y costos.** Después de realizar el análisis y diseño se determinó las cantidades de materiales correspondientes al acero de refuerzo y el concreto requerido. Se analizó los resultados de acero de refuerzo en kilogramos (kg), y del concreto en unidades de volumen (m<sup>3</sup>), para así poder sacar los costos. Ver Apéndice B.

**3.2.6.1 Acero de refuerzo:** En la tabla 27 y 28 se muestra el acero de refuerzo longitudinal y transversal de las vigas y columnas respectivamente

Tabla 26.

*Cantidad de acero de refuerzo en vigas*

Refuerzo longitudinal y transversal en vigas	
Piso	Cantidad (kg)
1	9.489,46
2	10.536,52
3	9.315,37
4	6.712,63
Total	36.053,98

Tabla 27.

*Cantidad de acero de refuerzo en columnas*

Refuerzo longitudinal y transversal en columnas (kg)	
Columnas	
0,55 m x 0,55 m	30.857,55

**3.2.6.2 Cantidad de Concreto:** En la tabla 29 y 30 se muestra el acero de refuerzo longitudinal y transversal y el concreto en columnas respectivamente.

Tabla 28.

*Cantidad de concreto en vigas*

Concreto en vigas	
Piso	Cantidad ( $m^3$ )
1	96,48
2	96,31
3	96,50
4	96,83
Total	386,18

Tabla 29.

*Cantidad de concreto en columnas*

Concreto en columnas ( $m^3$ )	
Columnas	
0,55 m x 0,55 m	124,50

### 3.3. Análisis estático no lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido

Para el análisis estático no lineal se sigue la siguiente metodología planteada en el diagrama de flujo.

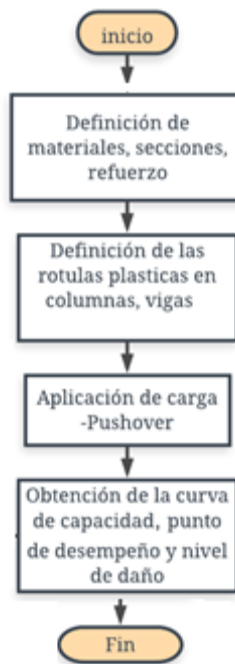


Figura 17. Diagrama de flujo para el desarrollo del análisis no lineal del pórtico sin riostras con pandeo restringido

**3.3.1. Definición de materiales, secciones, refuerzo.** Una vez realizado el diseño obteniendo el refuerzo necesario, en el programa ETABS además de la sección se debe especificar los materiales, el recubrimiento y el refuerzo tanto superior como inferior en sus extremos para las vigas.

Para las columnas se especificó tanto la sección transversal, materiales, recubrimiento, tipo de barra de confinamiento, el refuerzo transversal se especifica con el diámetro, la separación y la cantidad ramas en cada dirección.

Las propiedades y dimensiones de las barras de refuerzo son las estipuladas en la Norma Sismorresistente Colombiana en el capítulo C.

Para el análisis no lineal, se definen las secciones fisuradas de los elementos, adoptando en los modelos las rigideces efectivas según lo indica en el capítulo C.10.10.4.1, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 30.

*Inercias fisuradas elementos de concreto*

Elemento	Momentos de Inercia
Viga	$0.35 I_g$
Columna	$0.70 I_g$

**3.3.2. Definición de rotulas plásticas.** En cuanto a rotulas plásticas, se adoptaron las que el Software ETABS define por defecto y cuya base está fundamentada en el ASCE41-13. Se asumió un modelo de rotulas plásticas tanto para columnas como vigas al inicio y al final de la longitud del elemento, se asignó a las vigas para M3 (flexión) y en columnas para P-M2-M3 (flexo-compresión).

**3.3.3. Modelamiento de Pushover en el Software.** Para el modelo matemático en el Software ETABS, se siguió los siguientes pasos y recomendaciones, para cada una de las direcciones:

- Se generó un caso de carga no lineal que tiene en cuenta las cargas verticales que se esperan en la estructura: peso propio, carga muerta y el 25% de la carga viva.
- Con el periodo de diseño calculado en la sección anterior, se definió el patrón de carga que se aplica de manera monotónica en el análisis Pushover.
- Se asignó las rótulas plásticas a los elementos estructurales.
- Se creó un caso de carga para el Pushover, según la dirección de análisis. Esta carga se incrementa progresivamente e inicia a partir del caso de carga gravitacional.
- Se escogió un punto de control en el último piso de la estructura, el cual según lo define la ASCE41-13 y la NSR-10, debe tener un desplazamiento por lo menos 150% del desplazamiento objetivo.

Se incluyó los efectos P-Delta para la obtención de las curvas de capacidad.

**3.3.4. Curva de capacidad, punto de desempeño y nivel de daño.** Al realizar el procedimiento mencionado en el anterior literal se obtuvo la curva de capacidad en cada una de las direcciones:

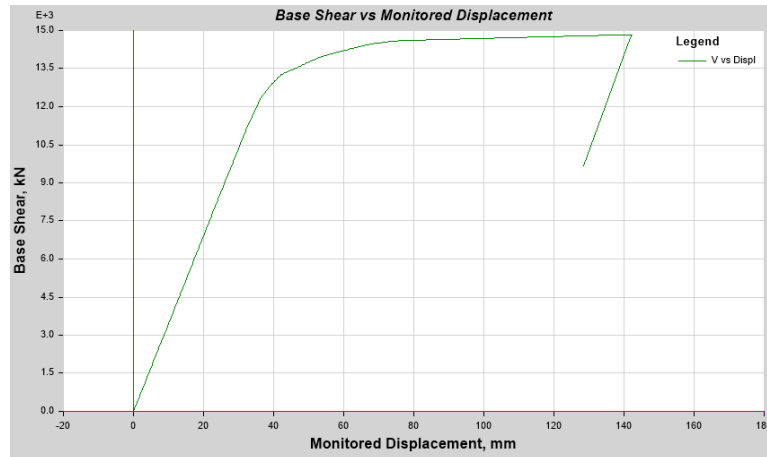


Figura 18. Curva de capacidad en dirección X

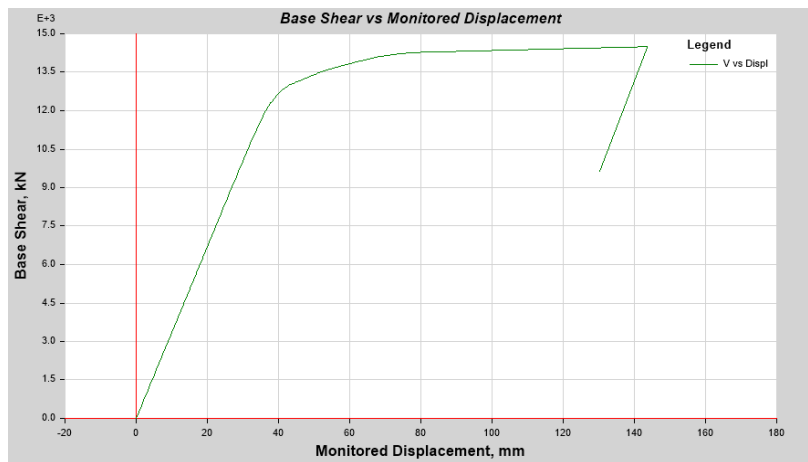


Figura 19. Curva de capacidad en dirección Y

Según la demanda sísmica, se consiguió tener el punto de desempeño. El software ETABS lo calcula mediante el método de coeficientes cumpliendo con lo indicado en el ASCE 41-13.

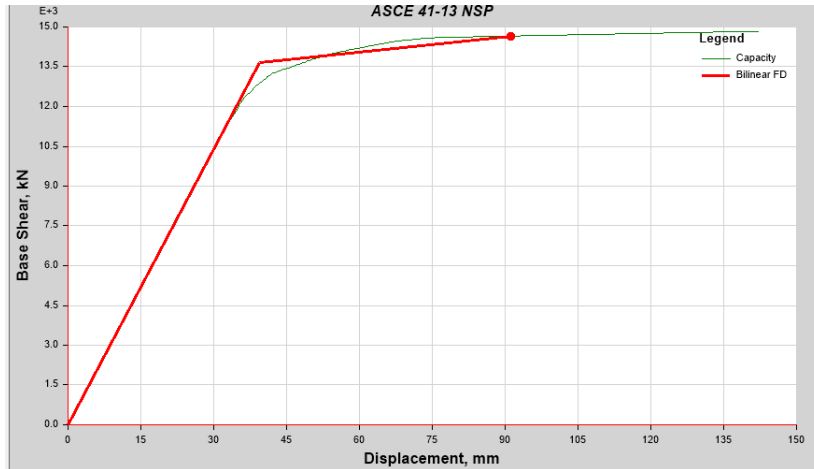


Figura 20. Curva de capacidad y punto de desempeño en el eje X

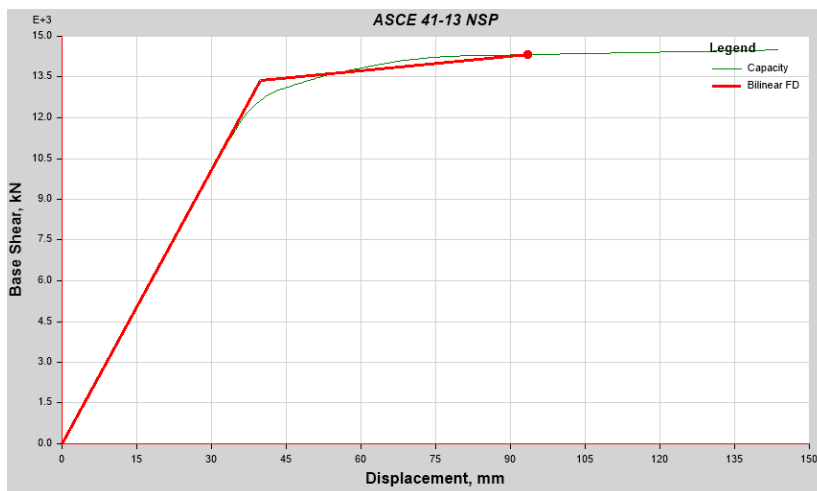


Figura 21. Curva de capacidad y punto de desempeño en el eje Y

El desplazamiento en el nodo de control y el cortante en la base en el punto de desempeño para las dos direcciones está registrado en la tabla 32.

Tabla 31.

*Cortante y desplazamiento en el punto de desempeño*

Dirección	Punto de desempeño (mm)	Cortante (KN)
X	91,177	14.657,996
Y	93,424	14.324,686

### 3.4. Análisis estático no lineal del pórtico con riostras con pandeo restringido

Se realizó el mismo proceso mencionado anteriormente para obtener la curva de capacidad en cada una de las direcciones, pero con el uso de riostras en el sistema aporticado. Adicional a las rotulas de las vigas y las columnas, se le asigna una rotula plástica a cada riostra con pandeo restringido, estas se modelan en la mitad del elemento y como “Buckling restrained braced” que el programa trae por defecto.

#### 3.4.1. Curva de capacidad, punto de desempeño y nivel de daño

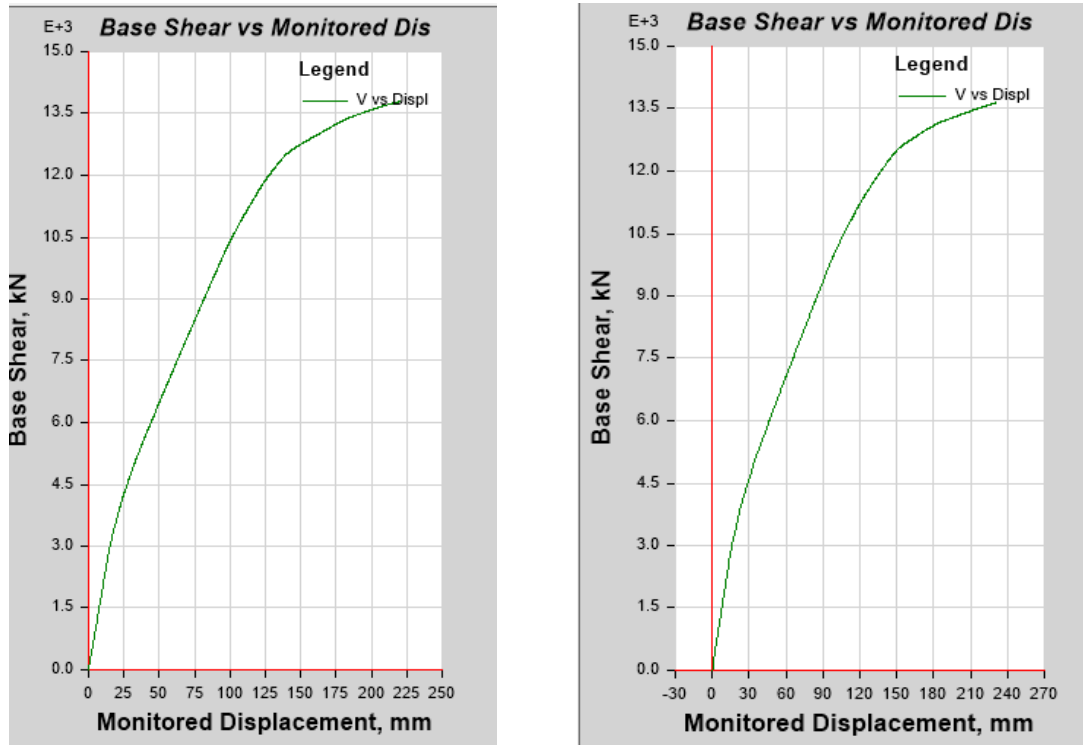


Figura 22. Curva de capacidad en dirección X y dirección Y

Según la demanda sísmica, se consiguió tener el punto de desempeño, el cual es el desplazamiento máximo posible que sufrirá la estructura durante el sismo de diseño. El software ETABS lo calcula mediante el método de coeficientes cumpliendo con lo indicado en el ASCE 41-13.

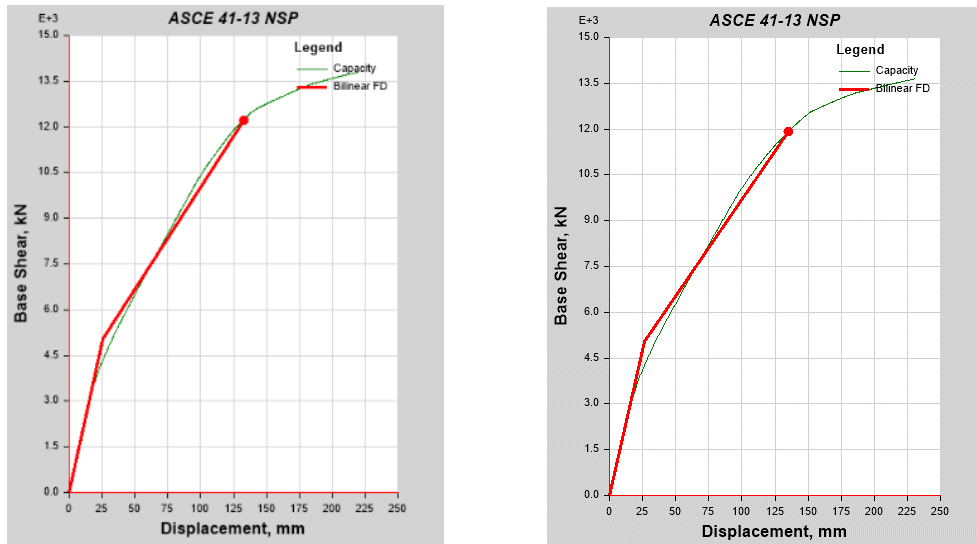


Figura 23. Curva de capacidad y punto de desempeño en la dirección X y Y

El desplazamiento en el nodo de control y el cortante en la base en el punto de desempeño para las dos direcciones está registrado en la tabla 33.

Tabla 32.

*Cortante y desplazamiento en el punto de desempeño del pórtico con riostras*

Dirección	Punto de desempeño (mm)	Cortante (KN)
X	132,56	12.223,06
Y	135,007	11.912,39

## 4. Análisis de resultados

### 4.1. Comparación del análisis lineal

En la tabla 34 se presenta una comparación del periodo, peso de la estructura y el cortante en la base.

Tabla 33.

*Parámetros de modelo con riostra y sin riostra*

Parámetros	Modelo sin riostra	Modelo con riostra
PeriodoT (s)	0,61	0,59
Wtotal (kN)	51.156,19	46.053,57
Vs (kN)	36.768,515	32.796,896

En la tabla anterior se muestra que el periodo en las dos estructuras es similar, cumpliendo así con el criterio asumido en el cálculo del área presentado en la sección 3.2.1. Debido a que las riostras con pandeo restringido aportan rigidez al sistema las dimensiones de los elementos estructurales (vigas y columnas) disminuyeron como se puede observar en la tabla 35, por lo tanto, el peso de la estructura es menor. La reducción de peso y cortante en la base es de 11% aproximadamente.

Tabla 34.

*Dimensiones de los elementos de los dos modelos*

	Sin Riostras	Con Riostras
Columnas (m)	0,75 x 0,75	0,55 x 0,55
Vigas (m)	0,6 X 0,6	0,55 x 0,50

En lo relativo a derivas se pudo observar en la figura 24 que la deriva máxima se encuentra en el segundo piso en los dos pórticos modelados. La deriva del nivel de resistencia en el modelo con riostra sobrepasa al 1%, valor permitido por lo mencionado en el literal 3.2.3.1.

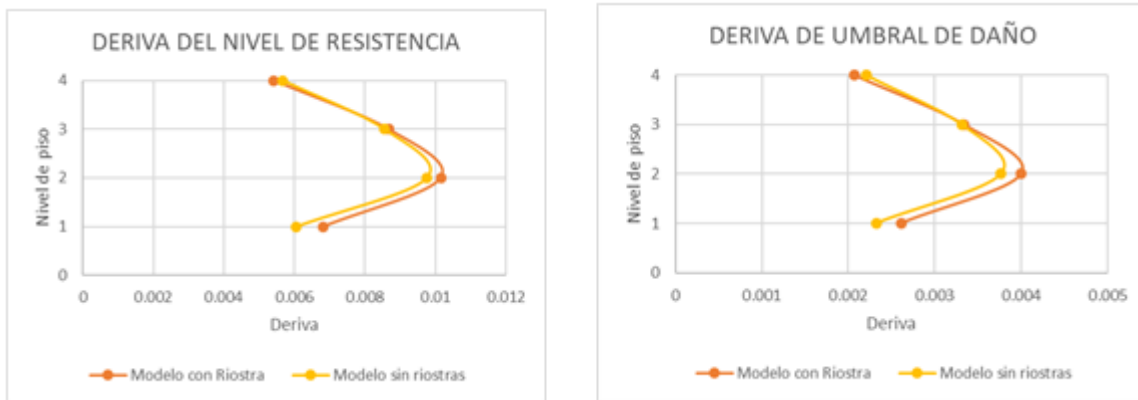


Figura 24. Comparación de derivas en los pórticos modelados

Se observa también que las derivas para el umbral de daño con riostras con pandeo restringido se encuentran en el máximo permitido, controlando así las dimensiones finales de los elementos estructurales.

#### 4.2. Comparación del análisis estático no lineal Pushover

Al definir los puntos de desempeño de cada uno de los pórticos analizados, en los desplazamientos igual a este, con ayuda del Software ETABS se verifica cuáles y cuantos son los elementos se encuentran en rango inelástico, de igual forma se comprueba de que esté cumpliendo con el objeto de desempeño para este tipo de estructuras.

Para el pórtico sin riostras con pandeo restringido con el desplazamiento dado en la tabla 32, 30 elementos se encuentran en el rango inelástico, entre los límites de ocupación inmediata y seguridad de la vida. Figura 25.



Figura 25. Numero de rotulas plásticas y nivel de daño correspondiente

Tanto en dirección X como en dirección Y se presentaron las rotulaciones plásticas en las columnas de la base, como se puede visualizar en la figura 25.

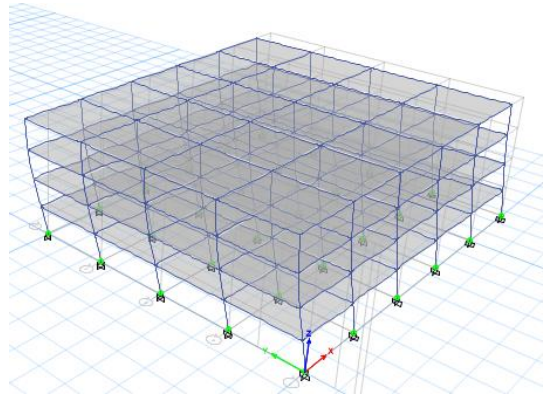


Figura 26. Ubicaciones de las rotulas plasticas en el portico

Del análisis local, se escogió la columna C22 del primer piso, generando un comportamiento aceptable desde el punto de vista de giro del elemento, como se puede contemplar en la figura 26, sobrepasando el límite de ocupación inmediata pero aún posee un buen margen de deformación para llegar al límite de seguridad de la vida.

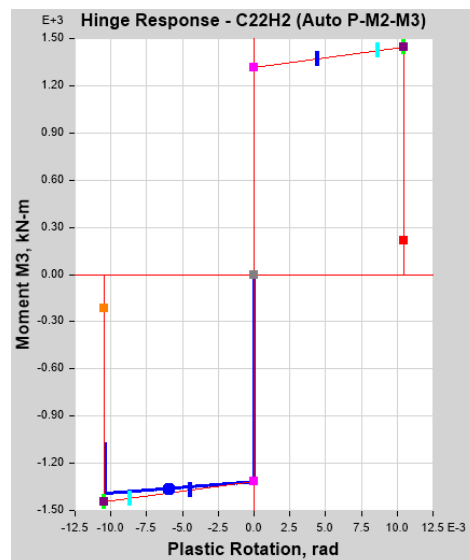


Figura 27. Punto de desempeño en la rotura de la columna

La figura 26 representa el diagrama de momento vs curvatura de una columna típica. El modelo de rotula plástica es el implementado de la ASCE41-13 definido con la herramienta de ETABS, para una condición de falla controlada por flexion/cortante. En el punto de desempeño el momento generado es en  $-1360.16 \text{ kN.m}$  con una rotacion de  $-0.0059 \text{ rad}$ .

En el portico con riostra con pandeo restringido, para un desplazamiento igual al punto de desempeño se obtuvo de 696 rotulas, 6 elementos en el rango inelastico entre los limites de ocupacion inmediata y seguridad de la vida como se contempla en la figura 26.



Figura 28. Numero de rotulas plásticas y nivel de daño correspondiente

Tanto en dirección X como en dirección Y se presentaron las rotulaciones plásticas en las riostras con pandeo restringido, como se puede visualizar en la figura 28.

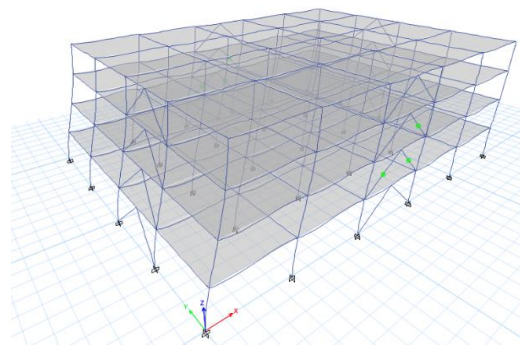


Figura 29. Ubicación de las rotulas plásticas en el modelo en dirección X.

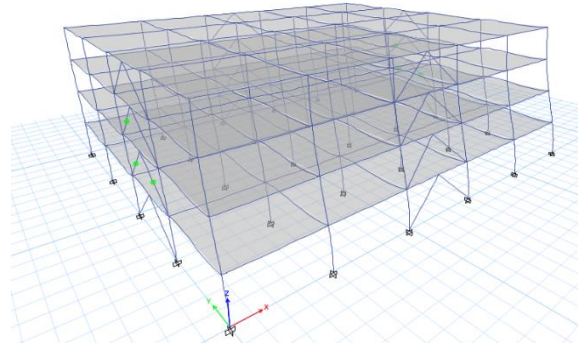


Figura 30. Ubicación de las rotulas plásticas en el modelo en dirección Y.

Se puede observar con mayor detalle en la figura 30 y 31, cuando se somete al sismo en dirección Y las riostras que se encuentran en este eje se activan, de igual forma en el eje X cuando actúa el sismo en esta dirección. Las riostras con pandeo restringido que alcanzaron a sobrepasar el límite de ocupación inmediata se encuentran en el segundo y tercer piso, esto se debe a que en estos pisos presentan los mayores desplazamientos en la estructura.

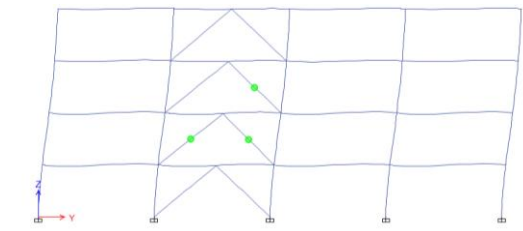


Figura 31. Visualización en 2D de las rotulas plásticas en el modelo en dirección Y.

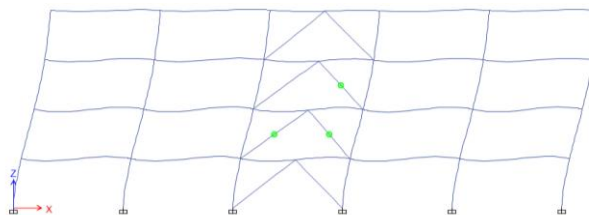


Figura 32. Visualización en 2D de las rotulas plásticas en el modelo en dirección X.

Del análisis global, se escogió para el análisis las riostras del segundo piso en dirección X con un área de 4.5 in<sup>2</sup>. Como era de esperarse una riostra trabaja a tensión mientras la otra a compresión. El comportamiento que se generó en la riostra fue aceptable ya que sobrepaso el punto de fluencia, pero se localiza muy por debajo del límite de seguridad de la vida como se contempla en la figura 32. En el catálogo de Star seismic (Star Seismic, sf) propone el punto de fluencia de 641 kN en tensión y 633 kN en compresión.

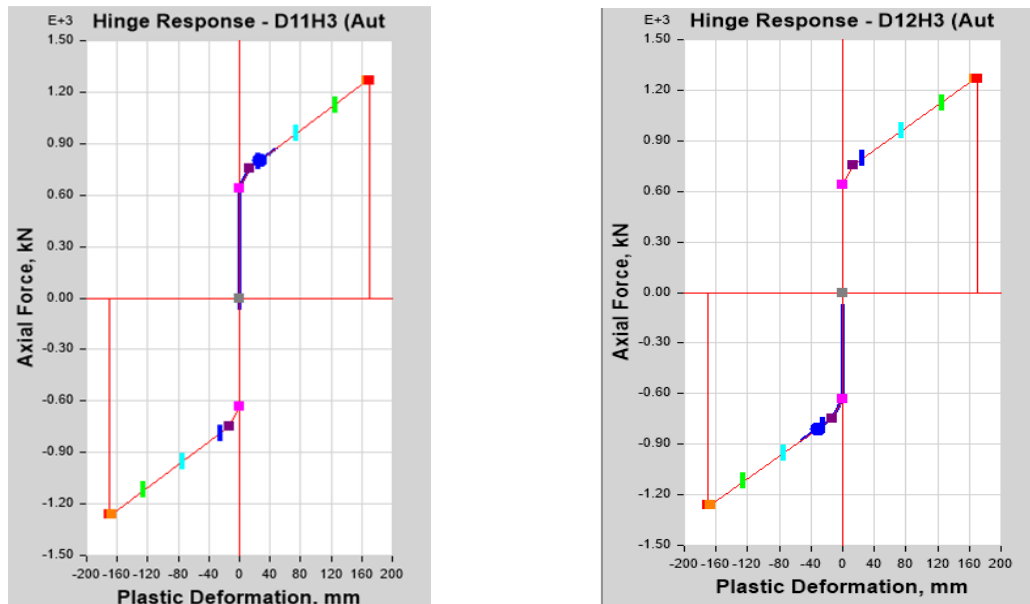


Figura 33. Grafica de fuerza axial y deformación plástica de la riostra en el punto de desempeño (Tensión y Compresión)

En la figura 34 en el punto de desempeño representado con un punto azul, la riostra se deforma un 26,9 mm con una carga axial de 801.08 kN a tensión, y un comportamiento a compresión de 809.80 kN con una deformación de 31,76 mm.

En los dos modelos el punto de desempeño obtenido por el Software ETABS cumple con el objetivo de desempeño para este tipo de estructuras, ya que se localiza muy por debajo de los límites de seguridad de la vida manteniendo una buena margen de deformaciones.

#### 4.3. Comparación de cantidad y costo de los elementos estructurales

Para la comparación de cantidades y costo se le recuerda al lector que no se tiene en cuenta las dimensiones de la placa ni de las viguetas. Debido a que en los dos modelos tienen las mismas dimensiones, esto no afectaría en el costo de ellas.

De los literales 3.1.7 y 3.2.5 se calculó la cantidad total de acero y concreto de vigas y columnas.

Tabla 35.

*Cantidad de material requerido del pórtico sin riostras*

<b>Modelo sin Riostras</b>		
<b>Elementos</b>	<b>Und</b>	<b>Cantidad</b>
Acero en barras corrugadas A615 G-60	Kg	88036.54
Concreto de 4.000 psi estructural	m3	743.35

Tabla 36.

*Cantidad de material requerido del pórtico con riostras*

<b>Modelo con riostras</b>		
<b>Elementos</b>	<b>Und</b>	<b>Cantidad</b>
Acero AST A-36	Kg	6132.23
Acero en barras corrugadas A615 G-60	Kg	66911.54
Concreto de 4.000 psi estructural	m3	510.68

En la tabla 37 el acero A-36 correspondiente a las riostras con pandeo restringido. Este valor se incrementó por un factor de 1.5 (Giraldo J., 2012) para considerar el peso de acero proveniente de las conexiones de las riostras con los elementos estructurales Viga-Columna.

Una vez estimado la cantidad de material, se determinó el % ahorro de material en elemento estructural con la ecuación 13:

$$\% \text{ AHORRO}_{de\ concre\ o\ acero} = \frac{\text{Cantidad}_{PSR} - \text{Cantidad}_{PCR}}{\text{Cantidad}_{PSR}} \quad (13)$$

Donde para mayor comodidad se expresa:

- PSR=Pórtico sin riostras
- PCR=pórtico con riostras

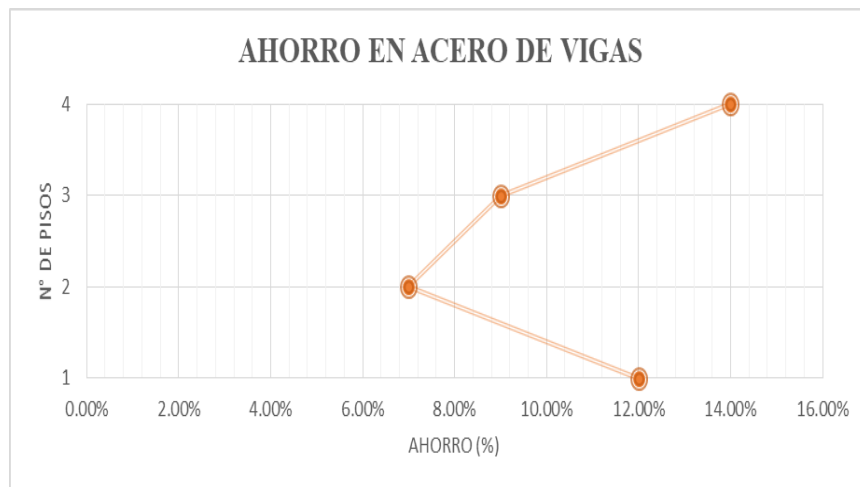
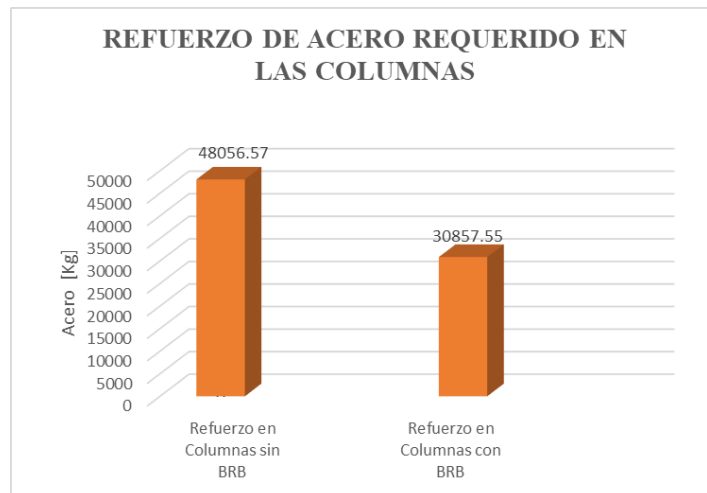


Figura 34. % Ahorro en acero de refuerzo en todos los pisos

En la figura 33 se determinó el ahorro total por piso de acero requerido en las vigas, se observa que a mayor número de pisos se va a ver más el ahorro en refuerzo para vigas implementando las riostras. Se obtuvo un ahorro total del refuerzo longitudinal y transversal del 11% en vigas con el uso de riostras.



*Figura 35.* Acero requerido en columnas

De la figura 34 se puede concluir que el acero de refuerzo en columnas al implementar las riostras con pandeo restringido se redujo a un 36%.

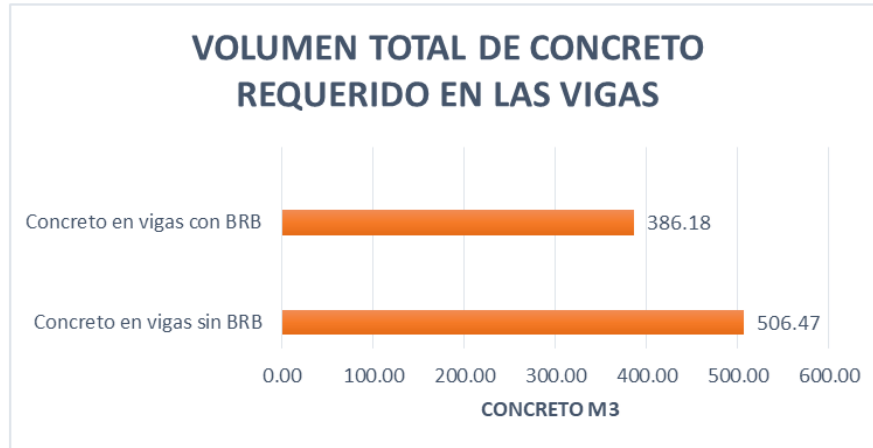


Figura 36. % Ahorro total en concreto de todos los pisos

En la figura 35 se observa el ahorro total en concreto requerido en las vigas. Se obtuvo un ahorro total en el volumen de concreto requerido en las vigas del 23.75% implementando las riostras esto se debió a que inicialmente se tenían vigas de 0,6m x 0,6m y con el uso de las riostras se pudieron reducir a 0,55m x 0,50 m.

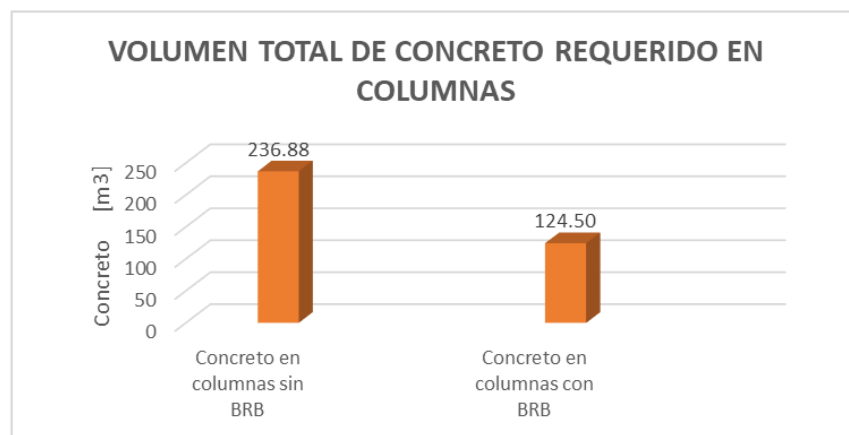


Figura 37. Comparación de volumen total requerido en las columnas

En la comparación de volumen total de concreto requerido en columnas se obtuvo un ahorro del 47.4% al usar riostras con pandeo restringido, a causa de que las secciones de las columnas se pudieron reducir considerablemente con la implementación de las riostras ya que estas ayudan a rigidizar la estructura analizada.

Una vez analizado cada material requerido respecto a columnas y vigas en cada uno de los pórticos de concreto reforzado, se dispuso a determinar la influencia de las riostras en el pórtico como se visualiza en la figura 37.

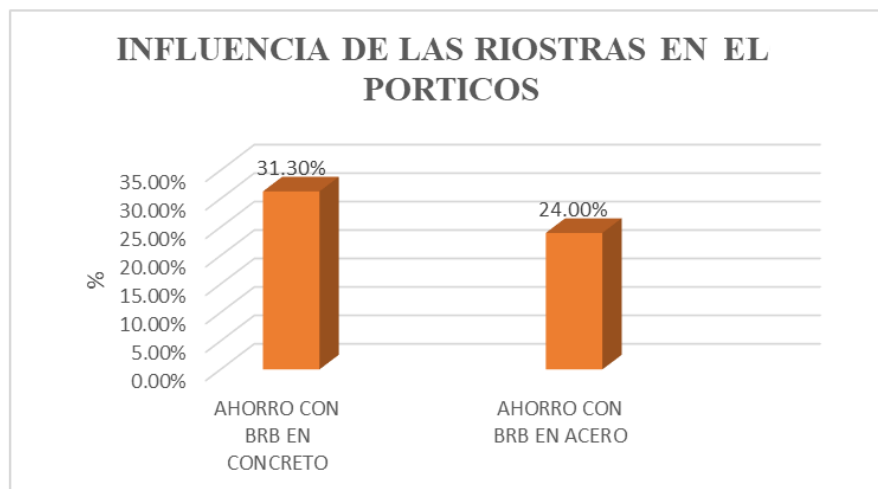


Figura 38. Influencia de las riostras en la cantidad de material en el pórtico

El porcentaje de ahorro se vio más fuerte en el volumen de concreto, esto se debió a que el mayor ahorro de material se tuvo en las columnas con una reducción de sus dimensiones en un 27% de su tamaño original al implementar las riostras.

Por último, se compara el costo total en cuanto a material requerido de los dos pórticos analizados, teniendo en cuenta los valores dados en las tablas 36 y 37 para pórtico sin riostras con

pandeo restringido y con este respectivamente. El estimado de costo total del pórtico tradicional se fijó en la tabla 18.

Tabla 37.

*Costo total de materiales del pórtico con riostras con pandeo*

<b>Estructura con riostras</b>	
<b>Elementos</b>	<b>Precio parcial</b>
Acero A-60 de la riostra con pandeo restringido*	\$27,711,525.00
Acero en barras corrugadas A615 G-60	\$121,273,149.00
Concreto de 4.000 psi estructural	\$159,609,753.00
Costo total:	\$308,594,427.00

\* Este corresponde al costo de cantidad de acero requerido en las riostras con pandeo restringido, sin embargo, en el trabajo (Cancelado, 2012), el costo total ajustado a la fecha de las riostras es aproximadamente de \$ 36.046.979, teniendo en cuenta solo el material de fabricación. Este costo no incluye el diseño ni el montaje de estas.

Con lo anterior, se obtuvo un valor de costos correspondiente a las cantidades de materiales sin riostras de \$391.887.531 y con el uso de las riostras escogiendo el valor de riostras de \$ 36,046,979 se llegó a un valor total de la estructura de \$316,929,880.87. El ahorro en el costo de las cantidades de materiales estructurales es de 19,13% implementando las riostras.

## 5. Conclusiones

En edificaciones de gran importancia como un hospital al implementar las riostras con pandeo restringido en el pórtico se pudo disminuir el área de las secciones transversales de los elementos estructurales en las columnas y vigas, cumpliendo de igual manera con los requisitos de derivas y diseño establecidos en la NSR-10. La reducción del peso del edificio y cortante con riostras con pandeo restringido fue de 11,07%.

Se determinó que la deriva de umbral de daño fue el factor limitante para el dimensionamiento de estructura de importancia de grupo IV, a pesar de que el pórtico con riostras de pandeo restringido siendo una estructura que permite un mayor desplazamiento a diferencia de una estructura convencional de concreto reforzado.

En los dos modelos analizados se pudo observar que el nivel de daño en el punto de desempeño no sobrepasa el límite de seguridad de la vida. En el modelo sin riostras se presentaron rotulaciones en todas las columnas de la base, en cambio en el modelo con riostras con pandeo restringido se presentaron solo rotulaciones plásticas en ellas, permitiendo que estos elementos trabajen a fluencia tanto a tracción como compresión ,funcionando como un fusible estructural ya que absorben una parte importante de la energía que entra a la estructura, mientras que los elementos principales como vigas y columnas permanecen sin daño en el rango elástico.

Al comparar los dos pórticos analizados PCR y PSR, se obtuvo una reducción en cantidad de material (concreto y acero) principalmente en el volumen de concreto de columnas en un 47.4%, haciendo que el pórtico con riostras de pandeo restringido sea económicamente más viable con un ahorro del 19,13% aproximadamente de \$74.957.650.00 en el costo de la cantidad de material

requerido en elementos principales de resistencia sísmica, haciendo de las riostras una solución eficiente para estructuras indispensables como un hospital.

Se comprobó que las riostras con pandeo restringido son una solución viable para el reforzamiento estructural de un pórtico en una ciudad como Bucaramanga debido a que es una zona de alta sismicidad, tratando de cambiar el pensamiento tradicional de que las únicas soluciones para enfrentar esta problemática son los muros estructurales o el aumento de secciones en los elementos estructurales tales como vigas y columnas.

## 6. Recomendaciones

Estudios posteriores pueden tomar en cuenta estructuras reales, con distribuciones arquitectónicas, para poder hacer una distribución más adecuada de cargas en el modelo. Además de lo anterior se deberían hacer un estudio para calcular el R adecuado para el modelo con la implementación de las riostras con pandeo restringido.

En este estudio se tuvo en cuenta que una de las manera para rigidizar la estructura era el aumento de las secciones en los elementos estructurales como vigas y columnas para compararlo con una estructura con rigidizadores como las riostras con pandeo restringido, pero sería adecuado hacer una comparación del sistemas con riostras y con estructuras que implementen muros estructurales ya que este sistema estructural se ha venido utilizando en los últimos años con mayor auge debido a su viabilidad constructiva.

Debido a que en este trabajo no se analizó la cimentación de la estructura, sería conveniente hacer un análisis de la iteración suelo-estructura ya que la ríostra al poder disminuir las secciones de los elementos estructurales va reducir las dimensiones de los cimientos que sostiene la estructura y su posible reducción en el costo.

### Referencias Bibliográficas

- ASCE 41-13 American Society Of Civil Engineers. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (ASCE/SEI 41-13). Reston, Virginia.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010); NSR10: Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Bogotá.
- Cancelado, R. A. (2012). Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Universidad Nacional de Colombia.
- CEPAL. (1999). El terremoto de enero de 1999 en Colombia: Impacto socioeconómico del desastre en la zona del eje cafetero. . Publicación CEPAL.
- Computer & Structure inc., ETABS (Version 2.1) [Software]. Recuperado de: <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Crisafulli, F. J. (2014). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Argentina: Asociación latinoamericana de aceros- Aloceros - Cuarta edición. ISBN: 978-956-8181-16-1.
- Cype Ingenieros, S.A, generador de precios. Colombia. Recuperado de: <http://www.colombia.generadordeprecios.info/>
- EFE Prima-Ce. (sf). Control y diseño de estructuras, Riostras F'C-BRB (Buckling Restrained Brace. Obtenido de <http://www.efeprimace.co/proteccion-sismica/riostras-brb/#aplicaciones>
- Evaluation an E. Building, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, 2017.

- Expansion. (2017). Atención universal en todo el sector salud por causa del sismo. Obtenido de Expansión en alianza con CNN: <http://expansion.mx/nacional/2017/09/20/atencion-universal-en-todo-el-sector-salud-por-causa-del-sismo>
- Giraldo J., P. A. (2012). Pórticos de concreto reforzado equipados con riostras metálicas restringidas contra pandeo. Medellín: Escuela de Ingeniería de Antioquia.
- Jaramillo, A. (17 de abril de 2016). Hospital del IEES de Manta quedó inservible tras el terremoto en Ecuador. . Obtenido de En: El comercio: <http://www.elcomercio.com/actualidad/hospital-iees-manta-danos-terremoto.html>
- López Tagle, E., & Santana Nazarit, P. (2011). El terremoto de 2010 en Chile: respuesta del sistema de salud y de la cooperación internacional. *Rev. Panam Salud Pública*, 30(2)160–6.
- López, W. A., & Sabelli, R. (2004). *Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames*. . Structural Steel Education Council.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (sf). Reglamento Colombiano de construcción sismo resistentes NSR10 Título C - Concreto estructural.
- Ministerio De Salud, . (Marzo 1996). Dirección general de Salud de las Personas Normas Técnicas para Proyectos de Arquitectura Hospitalaria, . Dirección general de Salud de las Personas.
- Muertas, E. Fijo, C. Vivas, G. las, C U distribuidas, C V. requeridas, “capitulo 2 cargas de gravedad 2,1” pp 1-13.
- Munir Ahmed, S. T., & Muhammad Waseem, A. (2016). Effect of Buckling Restrained Braces Locations on Seismic Responses of High-Rise RC Core Wall Buildings. Hindawi Publishing Corporation Vol 2016.
- 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., Midorikawa, M., & Asari, T. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de concreto reforzado de baja y mediana altura con disipadores histéricos controlados por deriva.
- 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.
- Oviedo A., J. A., Mitumasa, M., & Tetsuhiro, A. (2008). Optimum strength ratio of bucklingrestrained braces as hysteretic energy dissipation devices installed in R/C frames. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China: Paper No. 05-03-0235.
- Oviedo J. & Duque M. (2009); Situación de las técnicas de control de respuesta sísmica en Colombia; Rev. EIA, vol. 11, pp 51-63.
- Star Seismic. (sf). Star Seismic™ Buckling Restrained Braces in ETABS Integrated Building Design Software.
- Symans, Charney, Whittaker, Constantinou, Kircher, Johnson, & McNamara, R. J. (2008). Journal of structural Engineering. Vol 134