

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

“Comparación del comportamiento y el costo entre una estructura de hormigón con pórticos resistentes a momento y la misma estructura de hormigón con disipadores de energía”

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Paúl Fernando Campaña Haro

Pablo Torres, Msc

Director de Trabajo de Titulación

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de Magister en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 22 marzo del 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

“Comparación del comportamiento y el costo entre una estructura de hormigón con pórticos resistentes a momento y la misma estructura de hormigón con disipadores de energía”

Paúl Fernando Campaña Haro

Nombre del Director del Programa: Fernando Romo
Título académico: Master of Science
Director del programa de: Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico: Eduardo Alba
Título académico: Doctor of Philosophy
Decano del Colegio: Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados: Hugo Burgos
Título académico: Doctor os Philosophy

Quito, Marzo 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Paúl Fernando Campaña Haro

Código de estudiante: 215389

C.I.: 1713447496

Lugar y fecha: Quito, 22 de marzo de 2021.

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres y a mi hermano por ser mi apoyo incondicional a lo largo de esta maestría, son mi soporte y aliento para seguir adelante.

RESUMEN

En esta disertación se presenta una alternativa de diseño de elementos que ayudan a la estructura a disipar energía en eventos sísmicos. Estos elementos son riostras restringidas al pandeo que tienen un comportamiento histérico igual en compresión y tensión y brindan rigidez a la estructura. El documento se presenta a modo de guía de diseño, además de riostras restringidas al pandeo, también de columnas y vigas del sistema resistente a fuerzas laterales. Un aspecto importante aparte del diseño de las riostras restringidas al pandeo, es el costo que implica la implementación de estos elementos en las estructuras, en el documento se presenta un análisis del costo de acuerdo a la cantidad de acero y mortero que se utiliza para su fabricación.

ABSTRACT

This dissertation presents an alternative design of elements that help the structure to dissipate energy in seismic events. These elements are buckling restrained braces that have equal hysterical behavior in compression and tension and provide rigidity to the structure. The document is presented as a design guide, in addition to buckling restrained braces, also columns and beams of the system resistant to lateral forces. An important aspect apart from the design of the buckling restrained braces, is the cost involved in the implementation of these elements in the structures, the document presents a cost analysis according to the amount of steel and mortar used for their manufacturing.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	13
1.1. Antecedentes	13
1.2. Evolución de los BRB.....	13
1.3. Descripción de riostras restringidas al pandeo.....	15
1.4. Ventajas de las riostras restringidas al pandeo	18
1.5. Modos de falla de las riostras restringidas al pandeo	19
2. OBJETIVOS DEL TEMA.....	21
3. ALCANCE DEL TEMA.....	22
4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	22
4.1. Diseño de columnas	22
4.1.1. Principio de equilibrio.	22
4.1.2. Puntos importantes en el diagrama de interacciones.	26
4.2. Diseño de Vigas	27
4.3. Diseño unión viga – columna de hormigón armado	30
4.3.1. Controles en la unión viga-columna.....	31
4.4. Diseño de la riostra restringida al pandeo.....	36
4.4.1. Factor de modificación de rigidez.	39
4.5. Mortero de relleno.....	41
4.6. Placa Gusset.....	43
4.6.1. Dimensionamiento de placa Gusset.....	43
4.6.2. Fuerzas de interfaz.....	46
5. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE DISEÑO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO	50
5.1. Descripción de la estructura.....	50
5.2. Parámetros del diseño sísmico	52
5.3. Distribución de fuerzas sísmicas laterales	53
5.4. Dimensionamiento de elementos	54

5.4.1.	Riostras restringidas al pandeo.....	54
5.4.2.	Diseño de columnas.....	58
5.4.3.	Diseño de vigas.....	59
5.4.4.	Comprobación unión viga-columna.	63
5.4.5.	Diseño de placa Gusset.....	69
5.6.	Derivas de piso.....	75
5.7.	Periodos de vibración.....	78
5.8.	Costo de riostras.....	78
6.	CONCLUSIONES	80
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Riostras restringidas al pandeo. (Chia-Ming Uang, Masayushi Nakashima and Keh-Chyuan Tsai, 2004).....	15
Figura 2. Principales componentes de una riostra restringida al pandeo. (Chia-Ming Uang, Masayushi Nakashima and Keh-Chyuan Tsai, 2004).....	15
Figura 3. Configuraciones del núcleo de riostras restringidas al pandeo (Cancelado, 2012).....	16
Figura 4. Riostra CoreBrace. No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames	17
Figura 5. Riostra Nippon Steel, No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames	18
Figura 6. Riostra Star Seismic, No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames	18
Figura 7. Comparación de comportamiento fuerza-desplazamiento de una riostra restringida al pandeo y una riostra típica. (Crisafulli, 2018).....	19
Figura 8. Tipos de falla de pandeo por flexión del núcleo. (Crisafulli, 2018)	20
<i>Figura 9. Principio de equilibrio en columnas.</i>	<i>23</i>
<i>Figura 10. Momento flector resistente.</i>	<i>24</i>
Figura 11. Diagrama de compatibilidad de deformaciones.	25
Figura 12. Sección en compresión de la sección.	26
Figura 13. Diagrama de interacción de columnas. (Malgin, 2018)	26
Figura 14. Representación de fuerza cortante actuante.	29
Figura 15. Tipos de unión viga-columna. (Roberto Aguiar, Mary Revelo, Willy Tapia)	30
Figura 16. Esquema de fuerzas producidas en un nudo interno	31

Figura 17. Dimensiones en una unión viga-columna	33
Figura 18. Esquema del refuerzo dentro del nudo.....	35
Figura 19. Esquema de refuerzo longitudinal en el nudo	36
Figura 20. Esquema de fuerza actuante en la riostra.	37
Figura 21. Gráfico de estimación de factor de modificación de rigidez. (COREBRACE, s.f.).....	41
<i>Figura 22. Esquema de un nudo que incluye una riostra restringida al pandeo.</i>	<i>43</i>
Figura 23. Método de la fuerza uniforme. (Larry Muir, William Thornton, 2014)	46
Figura 24. Fuerzas de interface. (Larry Muir, William Thornton, 2014)	48
Figura 25. Vista en planta de estructura.	51
Figura 26. Vista en altura de estructura.....	51
Figura 27. Espectro de respuesta de aceleraciones.....	52
Figura 28. Esquema de columna utilizada (obtenida de ETABS).	58
Figura 29. Diagrama de interacción de columna de 60cmx60cm.	59
Figura 30. Área cooperante de carga en vigas.....	61
Figura 31. Carga axial en la columna de base.	67
Figura 32. Diagrama de interacción que ilustra las cargas axiales en la columna de base.	67
Figura 33. Momentos nominales en el nudo.....	68
Figura 34. Esquema de placa Gusset.	69
Figura 35. Esquema de pernos de conexión.	71
Figura 36. Estructura con pórticos especiales resistentes a momento.	74
Figura 37. Estructura con riostras resistentes al pandeo.....	75
Figura 38. Derivas elásticas por carga sísmica de estructura de pórticos resistentes a momento, grafico tomado de ETABS.	76

Figura 39. Derivas elásticas por carga sísmica de estructura con riostras restringidas al pandeo, gráfico tomado de ETABS. 77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Evolución de los BRB en Europa. Tomada de (Cancelado, 2012).	13
Tabla 2. Evolución de los BRB en Asia. Tomada de (Cancelado, 2012).....	14
Tabla 3. Evolución de los BRB en América. Tomada de (Cancelado, 2012).	14
Tabla 4. Parámetros del diseño sísmico.....	52
Tabla 5. Distribución de fuerzas laterales.	53
Tabla 6. Selección de perfil del núcleo.....	54
Tabla 7. Cargas sísmicas actuantes en riostras.	56
Tabla 8. Selección del encamisado de acero.	57
Tabla 9. Fuerza resistente del mortero.....	57
Tabla 10. Geometría y refuerzo de vigas.....	60
Tabla 11. Carga distribuida en las vigas.....	62
Tabla 12. Geometría de placa Gusset.	70
Tabla 13. Chequeo de rotura por cizallamiento del bloque de pernos.	71
Tabla 14. Chequeo de fluencia de placa Gusset en la sección de Whitmore.	72
Tabla 15. Chequeo de pandeo por compresión de la placa Gusset.....	72
Tabla 16. Fuerzas de interface en la conexión.....	73
Tabla 17. Respuesta de estructura con riostras restringidas al pandeo.....	78
Tabla 18. Respuesta de estructura con pórticos especiales resistentes a momento.	78
Tabla 19. Tabla de secciones utilizadas en la estructura.	79

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El sistema de riostras restringidas al pandeo, por sus siglas en inglés BRB (buckling restrained braces), tuvo su primer inicio en Japón en los años 1970. El sistema inicialmente fue diseñado por Wakabayashi y consistía en una placa plana de acero dentro de un elemento de hormigón pre fabricado. Por el año 1980, el profesor Wada y la empresa Japonesa Nippon Steel Construction, realizaron una investigación para eliminar la falla por pandeo de este sistema y descubrieron el sistema que hoy en día conocemos de BRB donde se incluyó un material anti adherente entre el mortero y el núcleo de acero. En esta investigación se demostró la ductilidad y la capacidad de disipación de energía que tenía el sistema. La riostras restringidas al pandeo fueron muy utilizadas en Japón después del terremoto de Kobe en 1995 y en Estados Unidos fueron utilizadas después del terremoto de Northridge en 1994. En el año 2002 el sistema de riostras restringidas al pandeo fue incluido en el código ANSI/AISC 341-05.

1.2. Evolución de los BRB

En la siguiente tabla se presenta un resumen de la evolución del sistema BRB en diferentes países del mundo a lo largo del tiempo.

País	Investigadores	Descripción
Italia	Della Corte et al. (2005)	Reforzamiento estructural de edificaciones de concreto reforzado usando disipadores tipo BRB
	D'Aniello et al. (2006)	
Rumania	Tanase (2009)	Estudio de los arriostramientos de pandeo restringido

Tabla 1. Evolución de los BRB en Europa. Tomada de (Cancelado, 2012).

País	Investigadores	Descripción
Japón	Wakabayashi et al. (1973)	Núcleo de acero dentro de paneles de concreto.
	Kimura et al. (1976)	Primer ensayo de arriostramiento de pandeo restringido
	Watanabe et al. (1988)	Núcleo de acero embebido en un perfil estructural relleno de concreto.
	Nakashima et al. (1994)	Comportamiento de los disipadores hystereticos y de un BRB con acero de baja fluencia.
	Iwata et al. (2000)	Comportamiento cíclico de 4 BRB comerciales.

Tabla 2. Evolución de los BRB en Asia. Tomada de (Cancelado, 2012).

País	Investigadores	Descripción
Canadá	Tremblay et al. (1999)	Rehabilitación de un edificio de 4 pisos con riostras restringidas al pandeo.
Estados Unidos	Clark et al. (1999) Brown et al. (2001)	Ensayos a escala real de 3 BRB para su implementación por primera vez en una edificación.
	Black et al. (2002)	Caracterización, análisis de estabilidad y montaje BRB
	Ko et al. (2002)	Implementación por primera vez de riostras restringidas al pandeo en el reforzamiento de un hospital.
México	Terán & Virto (2006)	Comportamiento de edificaciones de variada altura rigidizadas con riostras de pandeo restringido.
Argentina	Palazzo & Crisafulli (2004)	Análisis numérico experimental de riostras de pandeo restringido.

Tabla 3. Evolución de los BRB en América. Tomada de (Cancelado, 2012).

1.3. Descripción de riostras restringidas al pandeo

Las riostras restringidas al pandeo son elementos que ayudan a disipar la energía causada por un sismo y tienen la capacidad de fluir tanto en tensión como en compresión. Están formadas por un núcleo de acero que se encuentra dentro de una camisa de acero que a su vez esta rellena de un mortero para confinar al núcleo.

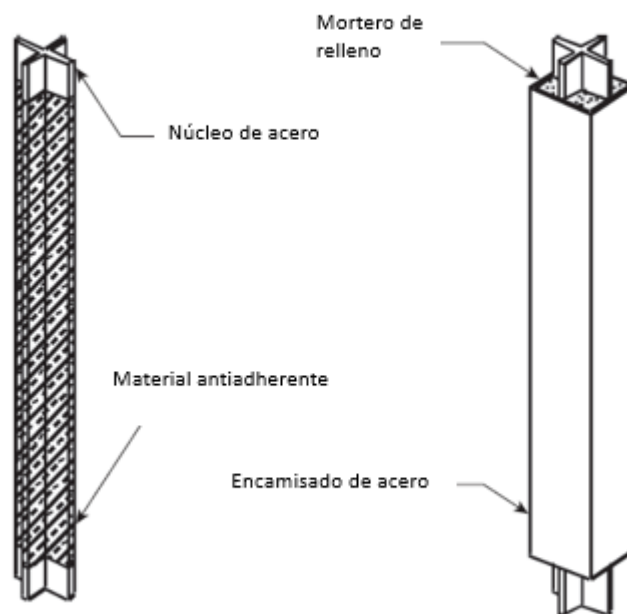


Figura 1. Riostras restringidas al pandeo. (Chia-Ming Uang, Masayushi Nakashima and Keh-Chyuan Tsai, 2004)

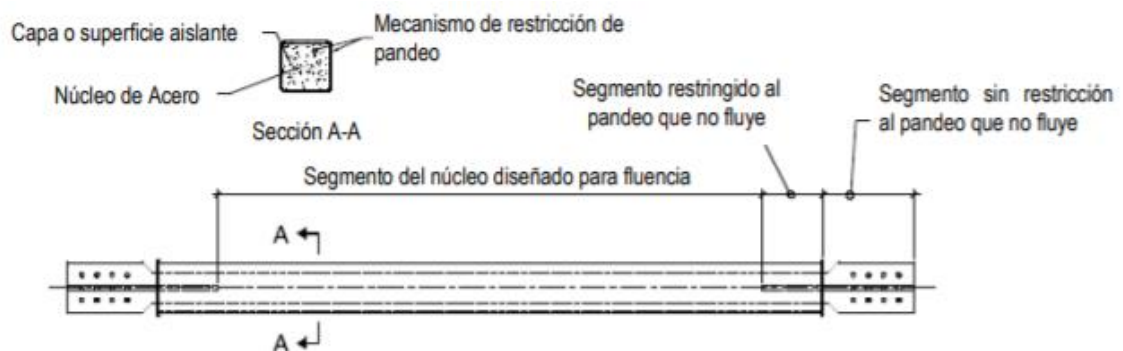


Figura 2. Principales componentes de una riostra restringida al pandeo. (Chia-Ming Uang, Masayushi Nakashima and Keh-Chyuan Tsai, 2004)

1. Segmento del núcleo diseñado para fluencia

En esta sección el núcleo se diseña para fluencia cuando actúen las cargas sísmicas, por lo que es necesario utilizar un acero de alta ductilidad que su esfuerzo de fluencia tenga pocas variaciones. El núcleo puede tener varias configuraciones.

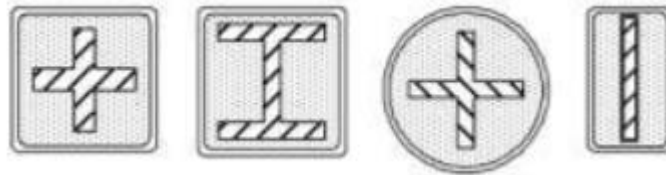


Figura 3. Configuraciones del núcleo de riostras restringidas al pandeo (Cancelado, 2012)

2. Segmento restringido al pandeo que no fluye

Esta sección tiene mayor área que el núcleo y no está diseñada para fluencia, se debe evitar concentraciones de esfuerzos debido a cambios bruscos de la geometría del elemento para que su comportamiento este dentro del rango elástico.

3. Capa anti adherente

Entre el núcleo de acero y el mortero, debe existir una capa anti adherente que recubre al núcleo. Esta capa debe permitir que el núcleo se deforme axialmente sin tener restricciones del mortero, además debe tener un cierto espesor y flexibilidad que permita la dilatación lateral del núcleo cuando es comprimido debido a las acciones sísmicas. La capa anti adherente no puede ser demasiado flexible debido a que se podría producir pandeo local o global en el elemento.

Esta capa sirve para minimizar la transferencia de esfuerzos cortantes que se producen en el núcleo al mortero de confinamiento y a la camisa de acero. Los materiales de los que puede estar formada esta capa anti adherente son caucho, polietileno o grasa de silicona (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

4. Segmento sin restricción al pandeo que no fluye

Esta sección se encuentra fuera de la camisa de acero y es aquella que conecta la riostra con el marco viga-columna, se debe tener en cuenta que esta sección no debe pandear, debe tener facilidad de montaje y debe ser de fácil de inspeccionar y reemplazo de la riostra en caso que sea necesario.

5. Mecanismo de restricción al pandeo

Está conformado por un mortero como material de relleno y un encamisado de acero. Este mecanismo sirve para evitar el pandeo local o global del núcleo de acero bajo cargas de compresión.

En Estados Unidos existen empresas que han desarrollado riostras restringidas al pandeo para comercializarlas, entre las marcas más conocidas están CoreBrace, Nippon Steel y Star Seismic. Estas 3 empresas han realizado ensayos con sus sistemas y en todos los casos la relación fuerza-deformación es muy similar.



Figura 4. Riostra CoreBrace. No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames



Figura 5. Riostra Nippon Steel, No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames



Figura 6. Riostra Star Seismic, No.11, N. S. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames

1.4. Ventajas de las riostras restringidas al pandeo

- Comparándolas con pórticos resistentes a momento, las riostras restringidas al pandeo tienen gran rigidez elástica lateral a sismos con bajos inputs de movimiento, facilitando el cumplimiento de derivas de los códigos.
- Eliminan el efecto de pandeo local y global debido a que tienen la capacidad de fluir en compresión y tensión, presentan un comportamiento prácticamente igual en compresión y tensión.

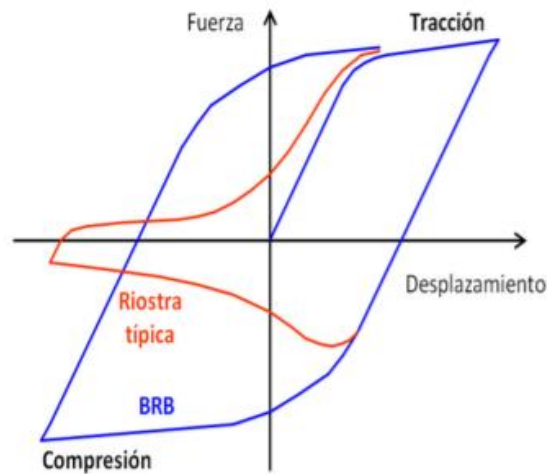


Figura 7. Comparación de comportamiento fuerza-desplazamiento de una riostra restringida al pandeo y una riostra típica. (Crisafulli, 2018)

- Puede tener conexiones con pernos o conexiones articuladas, lo que económicamente es mejor que usar soldadura.
- Actúan como fusibles estructurales, minimizan el daño del resto de elementos estructurales y es posible reemplazar las riostras después de eventos sísmicos en caso que exista daño.
- Pueden ser utilizadas en reforzamientos de estructuras existentes y son prácticamente sencillas de instalarlas en comparación a otros sistemas que requieren de costosos procesos como la rigidización de cimentaciones o diafragmas.

1.5. Modos de falla de las riostras restringidas al pandeo

- Pandeo global del núcleo por flexión.
- Pandeo global del núcleo por flexión en modos altos.
- Pandeo por torsión del núcleo en extremos libres o zona de transición.
- Pandeo local en extremos libres o zona de transición del núcleo.

- Falla en la conexión.

Cuando se diseña este tipo de riostras, el encamisado de acero no debe resistir fuerzas axiales. El encamisado debe tener suficiente rigidez a la flexión para evitar que se produzca una falla por pandeo global de la riostra. La carga crítica de pandeo en las riostras restringidas al pandeo se da por la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad \text{Ec. (1)}$$

P_e = Carga crítica de pandeo

E = modulo de elasticidad de encamisado

I = momento de inercia del encamisado

K = Factor de pandeo, depende del tipo de apoyo

L = Longitud efectiva

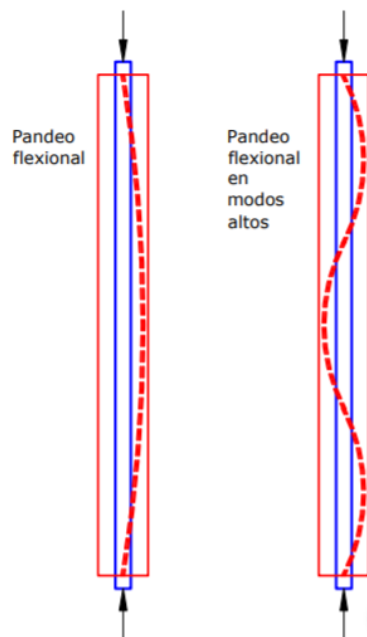


Figura 8. Tipos de falla de pandeo por flexión del núcleo. (Crisafulli, 2018)

Para garantizar la estabilidad global de la riostra restringida al pandeo se debe cumplir que la carga crítica de pandeo sea mayor que la carga de fluencia del núcleo (P_y).

$$P_y = F_y * A_{nucleo} \quad Ec. (2)$$

2. OBJETIVOS DEL TEMA

- Al momento de ejercer la práctica del diseño de estructuras, dar a conocer al mercado ecuatoriano de la construcción una alternativa para mejorar el comportamiento de las estructuras y brindarles mayor seguridad a los ocupantes de las mismas ante un evento sísmico.
- Tener una idea de un costo referencial de la inclusión de este tipo de sistemas de disipación de energía en estructuras de hormigón.
- Realizar la comparación entre los dos sistemas y verificar que la incorporación de un sistema resistente lateral cuyo mecanismo de transferencia de cargas sea más eficiente, produzca estructuras con mejor desempeño por el mismo o menor costo.
- Contrastar el aspecto normativo local e internacional de diseño de estructuras con la inclusión de sistemas de disipación de energía.

3. ALCANCE DEL TEMA

- Comparar parámetros de diseño (derivadas, desplazamientos, periodos de vibración, etc) que implícitamente correlacione el desempeño para los dos sistemas estructurales y al mismo tiempo comparar su costo.

4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Diseño de columnas

El diseño de columnas de hormigón armado se lo realiza mediante el diagrama de interacción. El diagrama de interacción define el área de combinaciones de valores de carga axial y momento flector donde se analiza una sección determinada que puede estar sometida a distintas combinaciones de carga. En pocas palabras es la representación gráfica de la capacidad que resististe una columna.

En ingeniería sismo resistente, dentro del diagrama de interacción de una columna, es importante conocer el punto balanceado. Este punto representa la frontera entre el comportamiento frágil y dúctil, siendo el comportamiento dúctil el deseado en los elementos estructurales ante acciones sísmicas.

4.1.1. Principio de equilibrio.

Mediante el equilibrio de fuerzas actuantes en la sección de hormigón armado, podemos encontrar la carga axial nominal de la sección.

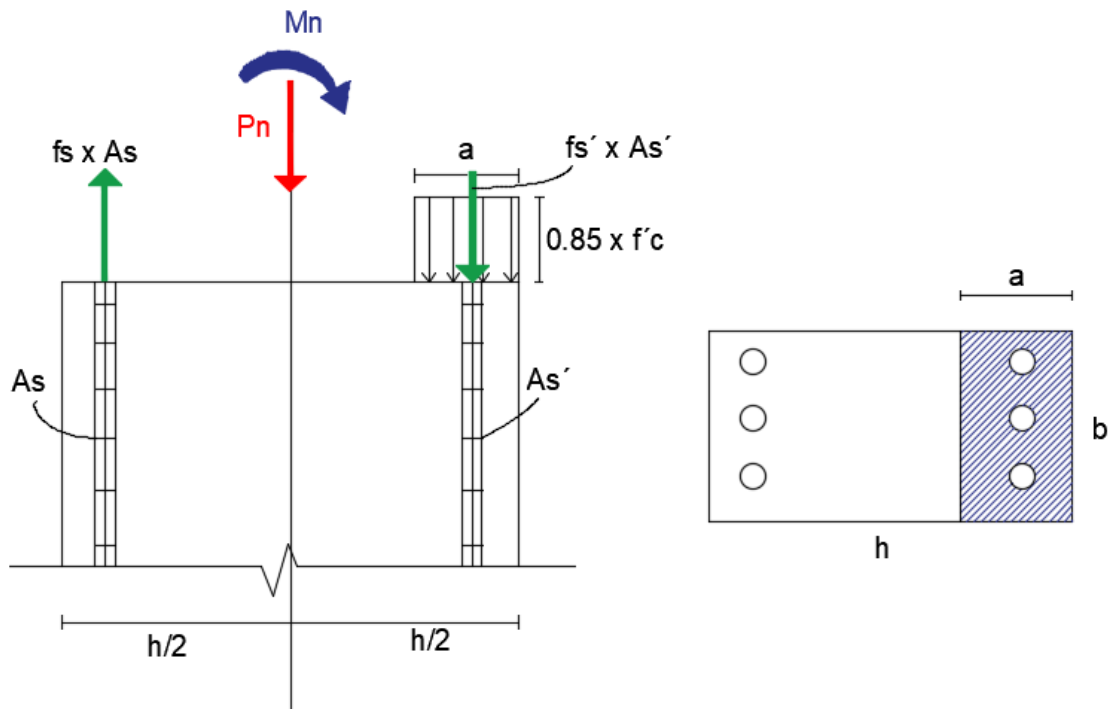


Figura 9. Principio de equilibrio en columnas.

La parte derecha de la sección (sombreada) se encuentra a compresión y la parte izquierda a tracción, realizando equilibrio de fuerzas vamos a encontrar la carga axial que resiste la sección de la columna.

$$P_n = 0.85 * f'_c * a * b + f_s' * A_s' - f_s * A_s \quad \text{Ec. (3)}$$

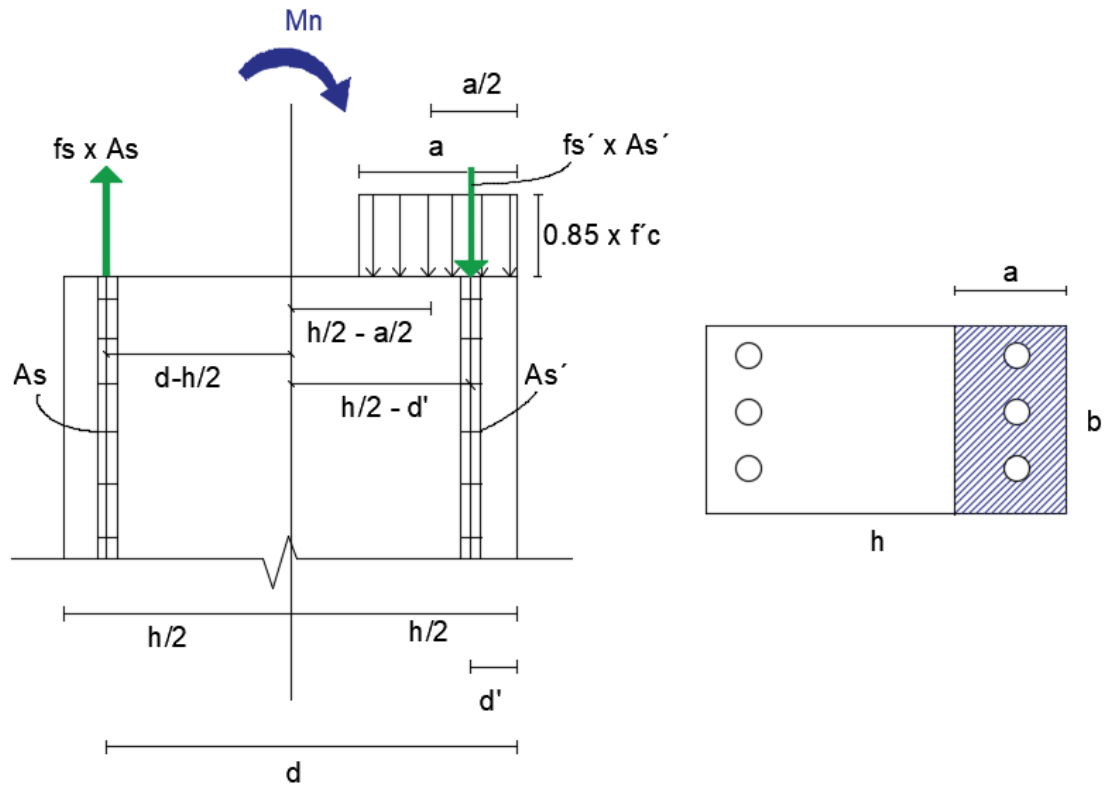


Figura 10. Momento flector resistente.

El momento flector resistente se puede obtener mediante la igualdad de fuerzas del hormigón y acero producto de los esfuerzos internos generados.

$$Mn = As * fs \left(d - \frac{h}{2} \right) + As' * fs' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + 0.85 * f'c * a * b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \text{ Ec. (4)}$$

Podemos observar que la resistencia de la columna depende de la geometría de la sección y de las propiedades de los materiales que la componen.

En las ecuaciones de P_n y M_n tenemos variables como “a”, “ f_s ” y “ f_s' ” que para conocerlas es necesario realizar el diagrama de compatibilidad de deformaciones. Por geometría se puede deducir la deformación del acero a tracción y a compresión dependiendo de la posición del eje neutro “c” y

asumiendo que el hormigón entra en fluencia a una deformación unitaria de 0.003.

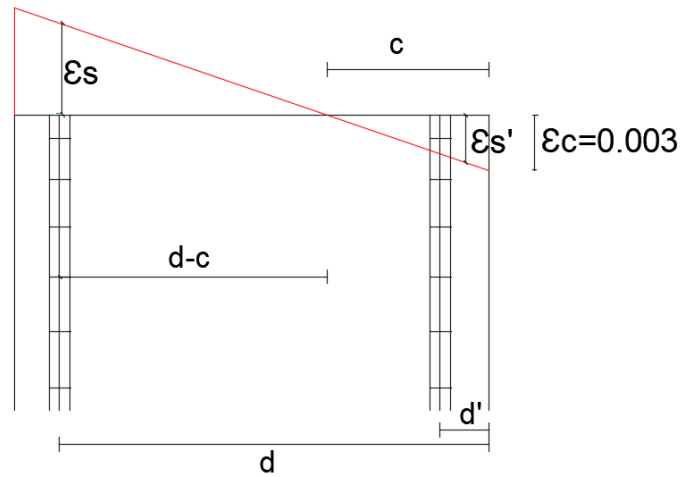


Figura 11. Diagrama de compatibilidad de deformaciones.

$$\frac{\epsilon s'}{c - d'} = \frac{\epsilon u}{c}$$

$$\epsilon s' = \epsilon u \frac{c - d'}{c}$$

$$\frac{\epsilon s}{d - c} = \frac{\epsilon u}{c}$$

$$\epsilon s = \epsilon u \frac{d - c}{c}$$

El esfuerzo conocemos que es igual al Módulo elástico por la deformación unitaria.

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad Ec. (5)$$

$$f_{s'} = E_s * \epsilon_{s'} \quad Ec. (6)$$

La variable “a” la podemos encontrar con la siguiente ecuación:

$$a = \beta_1 * c \quad Ec. (7)$$

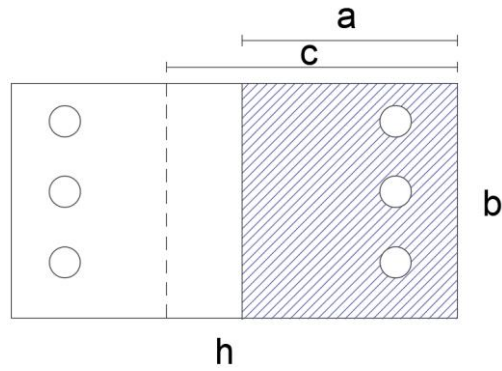


Figura 12. Sección en compresión de la sección.

B1 depende de la resistencia a compresión del hormigón.

Con todo lo anteriormente descrito, podemos ir variando los valores de “C” y encontrar los valores de Mn y Pn y graficar el diagrama de interacciones de la sección.

4.1.2. Puntos importantes en el diagrama de interacciones.

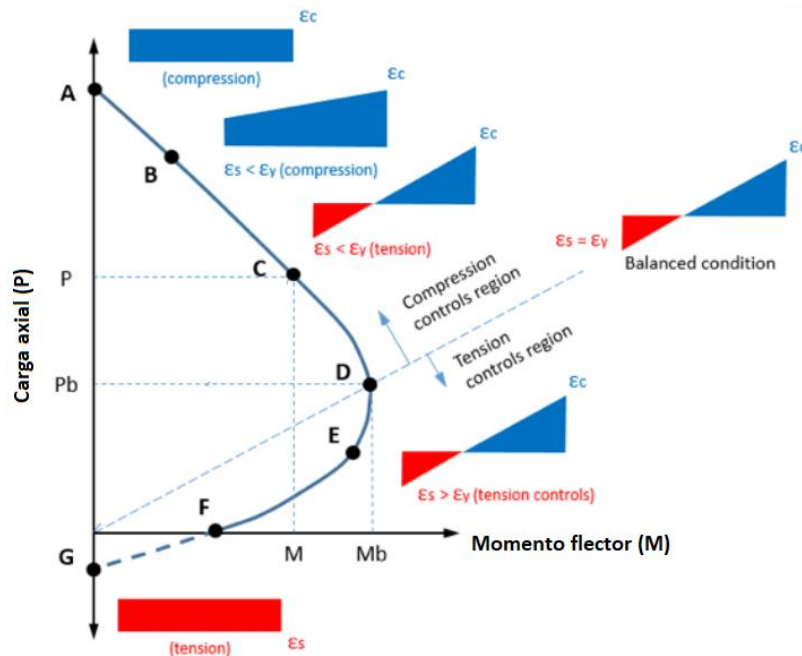


Figura 13. Diagrama de interacción de columnas. (Malgin, 2018)

Punto A (Falla a compresión): Este punto describe el estado donde la columna falla únicamente por carga de compresión, esto quiere decir que se representa la carga máxima a compresión que puede soportar la sección siendo el valor del momento igual a cero.

Punto D (Falla balanceada): En este estado el hormigón alcanza su deformación última en el mismo instante que el acero alcanza su deformación de cedencia. Este punto representa el límite que define mecanismos de falla frágil (zona de compresión) y falla dúctil (zona de tensión).

Punto F (Falla a flexión pura): Este estado representa cuando únicamente está actuando el momento flector en la sección y la carga axial de compresión es cero.

Punto G (Falla a tracción): En este estado se desprecia el aporte de la resistencia a tracción del hormigón y se representa la carga máxima a tracción axial que puede soportar la columna.

4.2. Diseño de Vigas

Para verificar la resistencia al corte de las vigas se realizara un diseño a corte según lo que indica la ACI 318-19.

En vigas que tienen acero de refuerzo, una porción del corte lo resiste el hormigón y otra porción lo resiste el acero interno.

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \quad Ec. (8)$$

Donde:

V_n= resistencia nominal a corte.

V_c= resistencia nominal a corte por parte del concreto.

V_s= resistencia nominal a corte por parte del acero de refuerzo.

ϕ= 0.75

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad Ec. (9)$$

Donde:

f'c= resistencia a compresión del hormigón.

b= ancho de viga.

d= distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad Ec. (10)$$

Donde:

A_v= Area de estribo

s= separación entre estribos.

En elementos estructurales se debe cumplir que las solicitaciones a las cuales están sometidos deben ser menores a su capacidad de resistencia de las mismas:

$$V_u \leq \phi V_n \quad Ec. (11)$$

Donde:

V_u= fuerza de corte actuante

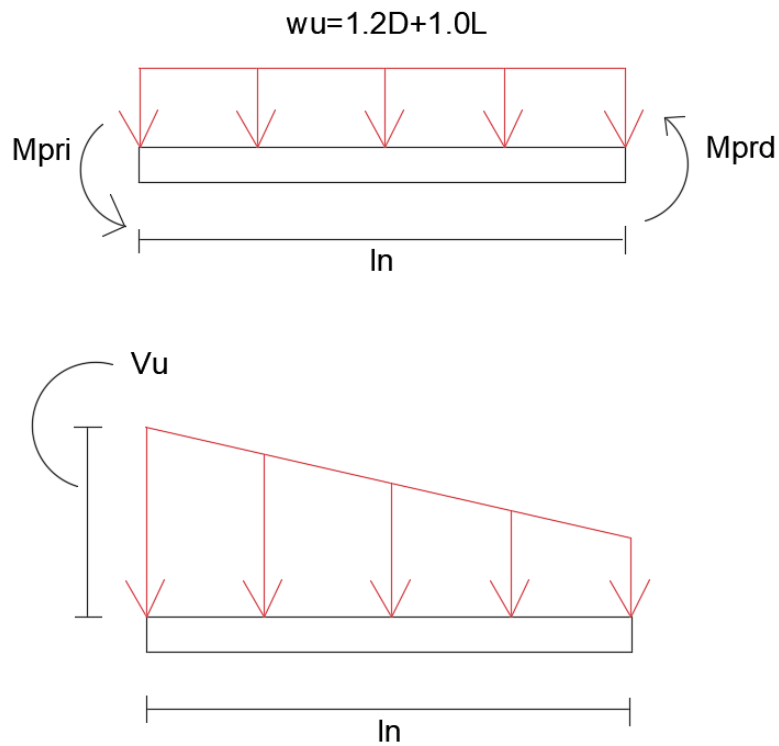


Figura 14. Representación de fuerza cortante actuante.

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prd}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2} \quad Ec. (12)$$

Los momentos probables representan la probable resistencia a la flexión de la viga, en el M_{prd} se toma en cuenta el acero superior y en M_{pri} se toma en cuenta el acero inferior.

$$M_{prd} = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_{s1} * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad Ec. (13)$$

$$M_{pri} = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_{s2} * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad Ec. (14)$$

Donde:

A_{s1} = Área de acero superior.

A_s2 = Área de acero inferior.

α = Factor de sobre resistencia (se suele tomar 1.4).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

4.3. Diseño unión viga – columna de hormigón armado

El diseño de la unión viga – columna es muy importante en un edificio de hormigón que este situado en zonas de alto riesgo sísmico, se debe garantizar su correcto desempeño ante las sollicitaciones de carga que sea sometido. El comportamiento de la estructura durante un evento sísmico depende de un correcto diseño de la unión viga – columna, ya que aquí es donde se concentran grandes esfuerzos. Esta unión debe resistir todas las fuerzas que los miembros adyacentes transmiten, incluyendo cargas axiales, momentos flectores, torsión y cortantes.

Tipos de uniones viga – columna

Los tipos de uniones más utilizados son los siguientes:

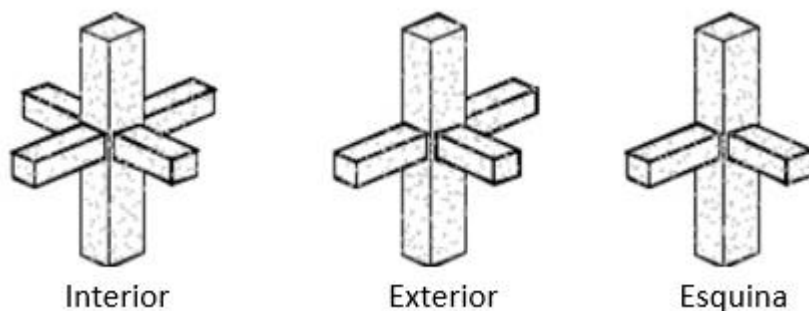


Figura 15. Tipos de unión viga-columna. (Roberto Aguiar, Mary Revelo, Willy Tapia)

Para realizar el diseño de las uniones viga – columna se siguen las recomendaciones sugeridas en el ACI 32RS y en ACI 318-19.

Un esquema de las fuerzas que se producen en un nudo interno, se ve de la siguiente manera:

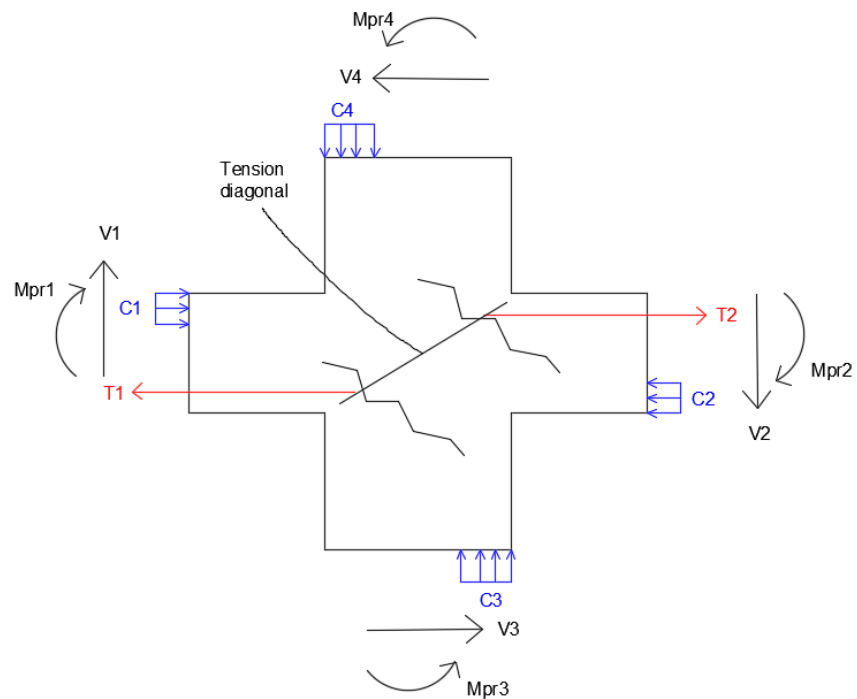


Figura 16. Esquema de fuerzas producidas en un nudo interno

4.3.1. Controles en la unión viga-columna.

4.3.1.1. Control de resistencia al corte.

La ecuación que siempre se debe cumplir para resistir el corte es:

$$\phi V_n \geq V_j \quad \text{Ec. (15)}$$

V_n = cortante resistido por el nudo

V_j = cortante aplicado en el nudo

ϕ = factor de reducción de capacidad

Los momentos que se generan en el nudo se los calcula de la siguiente manera:

$$M_{pr1} = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_{s1} * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad Ec. (16)$$

$$M_{pr2} = (A_{s2} + A_{s\ losa}) * \alpha * f_y * \left(d - \frac{(A_{s2} + A_{s\ losa}) * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad Ec. (17)$$

M_{pr1} y M_{pr2}= capacidad a flexión positiva y negativa de la viga

F_y= resistencia a fluencia del acero

F'_c= resistencia a compresión del hormigón

b= ancho de viga que va al nudo

d= altura efectiva de la viga que va al nudo

A_{s1}= acero de refuerzo inferior

A_{s2}= acero de refuerzo superior

α= factor de esfuerzo de fluencia (1.4)

El valor del cortante en el nudo en el sentido de análisis es igual a:

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H_c} \quad Ec. (18)$$

V_{col}= cortante en el nudo en el sentido de análisis

H_c= altura entre puntos de inflexión de las columnas.

Se puede encontrar el valor de la fuerza cortante aplicada en el nudo.

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} \quad Ec. (19)$$

V_j = cortante en el nudo

$T_1 = T_2$ =fuerzas internas en el nudo que son transmitidas a través de adherencia del acero

$$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y \quad \text{Ec. (20)}$$

$$T_2 = (A_{s2} + A_{s \text{ losa}}) * \alpha * f_y \quad \text{Ec. (21)}$$

La resistencia al cortante horizontal resistido por el nudo lo podemos calcular de la siguiente manera:

$$V_c = \phi * \gamma * \sqrt{f'_c} * b_j * h_c \quad \text{Ec. (22)}$$

$$\gamma = 5.3 \quad \text{INTERIORES} \quad b_v \geq 0.70 b_{col}$$

$$\gamma = 4 \quad \text{INTERIORES} \quad b_v \geq 0.75 b_{col}$$

$$\gamma = 3.2 \quad \text{ESQUINERAS}$$

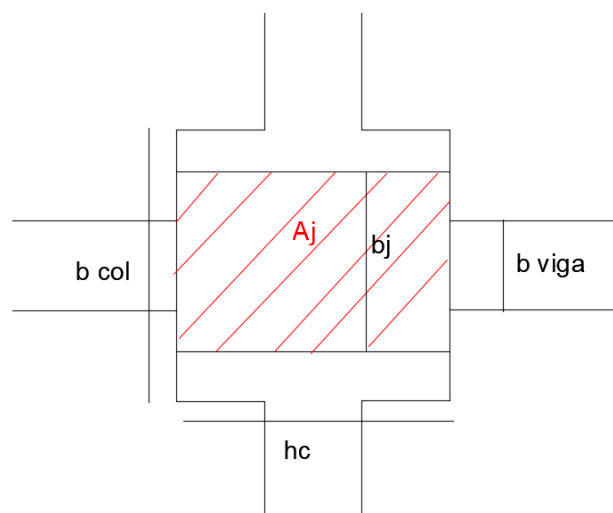


Figura 17. Dimensiones en una unión viga-columna

4.3.1.2. Revisión por confinamiento.

Un elemento proporciona confinamiento al nudo cuando al menos tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento.

El nudo debe contener estribos cerrados como refuerzo transversal para que proporcionen confinamiento.

El área total de refuerzo de estribos necesario en la sección transversal se lo calcula independientemente en cada dirección.

El valor de A_{sh} debe ser el máximo entre:

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{S * h' * f'c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad Ec. (23)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{S * h' * f'c}{f_y} \quad Ec. (24)$$

$$A_{sh3} = 0.2 k_f . k_n \frac{P_u}{f_y * A_s} * s * h' \quad Ec. (25)$$

Donde:

s= separación del refuerzo transversal dentro del nudo

h= dimensión transversal del núcleo

A_c= área del núcleo de la columna

A_g= área bruta de la sección de la columna

k_f= factor de resistencia del hormigón

k_n= factor de confinamiento efectivo

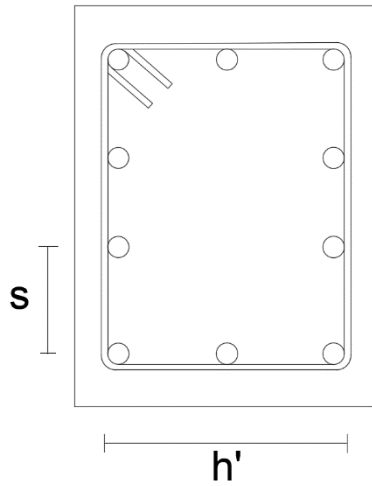


Figura 18. Esquema del refuerzo dentro del nudo

4.3.1.3. Control de deterioro por adherencia.

Durante un sismo, cuando la estructura entra en el rango no lineal, es posible que la adherencia se deteriore.

“Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nudo viga-columna, para concretos de peso normal la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro” (ACI, 2019)

$$h_c \geq 20 \varnothing \text{ viga}$$

$$h \text{ viga} \geq 20 \varnothing \text{ columna}$$

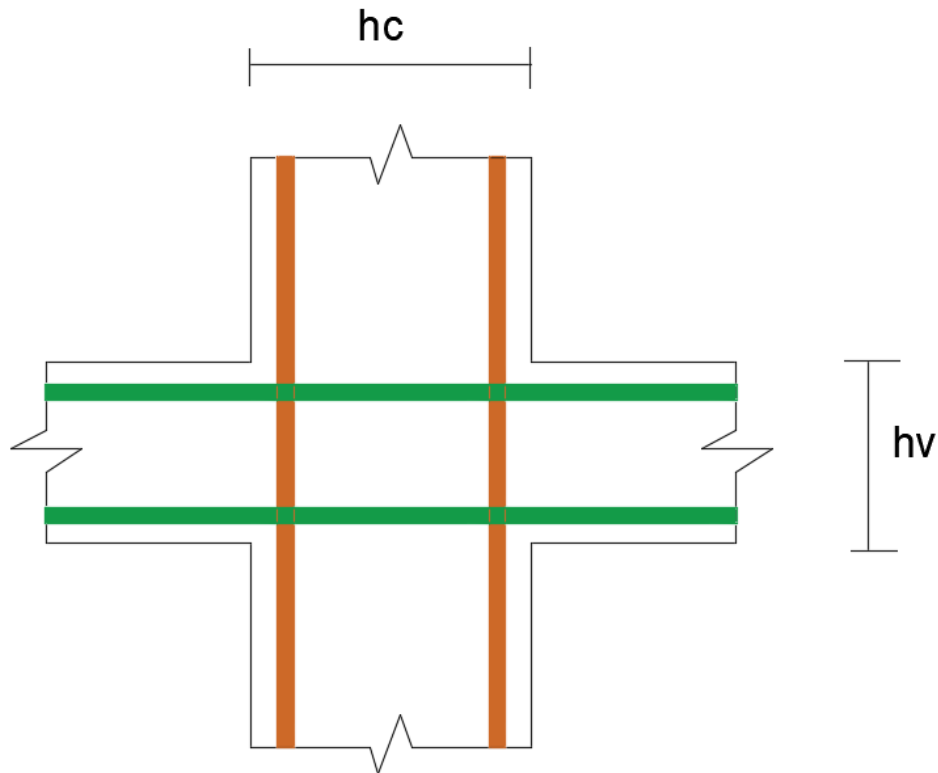


Figura 19. Esquema de refuerzo longitudinal en el nudo

4.4. Diseño de la riostra restringida al pandeo

En mi primer lugar se va a calcular el área transversal requerida para el núcleo de la riostra con la siguiente expresión:

$$A_{sc} = \frac{P_{ur} i}{\phi F_{ysc}} \quad Ec. (26)$$

Donde:

A_{sc}= área de sección trasversal del núcleo requerida.

P_{ur}i= fuerza axial en la riostra del piso i.

F_{ysc}= Esfuerzo mínimo de fluencia del núcleo de la riostra.

Ø= Factor de seguridad (0.9 para falla dúctil a compresión o tracción).

Con el valor del cortante basal distribuido en cada piso, podemos encontrar la fuerza axial en la riostra.

$$P_{ur\ i} = \frac{V_i}{\cos \theta_i} \quad Ec. (27)$$

V_i = cortante basal distribuido en el piso i.

θ_i = Angulo de inclinación de la riostra con respecto a la horizontal del piso i.

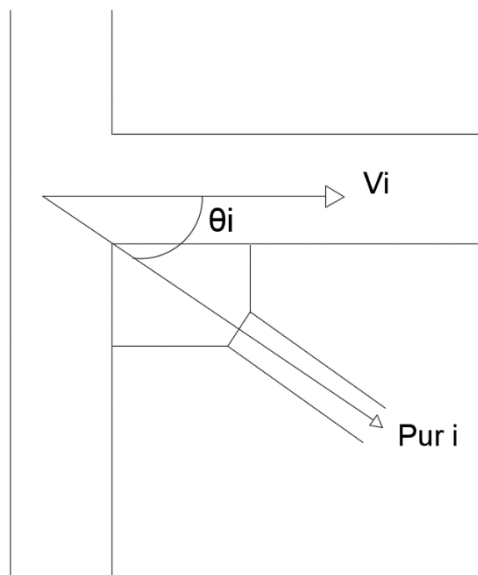


Figura 20. Esquema de fuerza actuante en la riostra.

Una vez obtenida la el área de la sección transversal del núcleo podemos escoger un perfil de acero.

Para encontrar la resistencia a tracción y compresión de la sección transversal del núcleo de acero, se debe utilizar las siguientes ecuaciones:

$$C\ max = \beta * \omega * R_y * P_{psc} \quad Ec. (28)$$

$$T\ max = \omega * R_y * P_{psc} \quad Ec. (29)$$

Donde:

C max= Resistencia a compresión ajustada del núcleo.

T max= Resistencia a tracción ajustada del núcleo.

P_y= Resistencia a la fluencia del núcleo ($P_y = F_y * A_g$)

R_y= Factor de sobre resistencia (1.1 para acero grado 50).

β= Factor de ajuste de resistencia a la compresión.

ϕ= Factor de ajuste de endurecimiento por deformación.

Para realizar el diseño del encamisado de acero es importante tomar en cuenta que el pandeo es un modo de falla que se quiere evitar. En este caso debemos comprobar que no se produzca pandeo mediante la teoría de pandeo de Euler.

$$P_e = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * L)^2} \quad Ec. (30)$$

Donde:

P_e= Carga crítica de pandeo elástico de Euler

E= Modulo de elasticidad del acero

I= Momento de inercia del encamisado

K= Factor de longitud efectiva

L= Longitud de encamisado

Se considera que el endurecimiento por deformación cíclica aumentaría la resistencia a la compresión de la riostra en un 30%, por lo tanto se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\frac{Pe}{P_{yisc}} \geq 1.5 \quad Ec. (31)$$

Donde:

Pe= Resistencia al pandeo elástico del encamisado

Con esta relación se puede verificar si el perfil escogido como encamisado es el correcto, en el caso de no cumplirse la relación se debe cambiar de perfil.

4.4.1. Factor de modificación de rigidez.

En el diseño la riostra restringida al pandeo se debe tomar en cuenta, como se mencionó anteriormente, el segmento del núcleo que fluye y el segmento del núcleo que no fluye. Para modelar esta situación y tomar en cuenta estos dos segmentos del núcleo de la riostra, se debe encontrar el factor de modificación de rigidez KF para después obtener la rigidez efectiva Keff del sistema.

(Bruneau et al.2011) menciona que KF se lo puede encontrar de la siguiente forma:

$$KF = \frac{E}{\left(\frac{Ly_{sc}}{Ay_{sc}} + \frac{Ln_{y_{sc}}}{An_{y_{sc}}} + \frac{Lconn}{Aconn}\right)} \quad Ec. (32)$$

Donde:

KF= Factor de modificación de rigidez.

E= módulo de elasticidad del acero

Ly_{sc}= Longitud del segmento restringido al pandeo que puede fluir.

Ln_{y_{sc}}= Longitud del segmento restringido al pandeo que no puede fluir.

Lconn= Longitud de segmento de no fluencia no restringido al pandeo.

Aysc= Área de la sección transversal del segmento restringido al pandeo que puede fluir.

Anysc= Área de la sección transversal del segmento restringido al pandeo que no puede fluir.

Aconn= Área de la sección transversal de la conexión.

Una vez encontrado el valor KF, se puede obtener el valor de la rigidez efectiva del sistema:

$$K_{eff} = \frac{A_{sc}(KF * E)}{L} \quad Ec. (33)$$

Donde:

Keff= Rigidez efectiva del sistema.

L= Longitud total de la riostra.

El valor del factor KF lo suelen tener los fabricantes de las riostras restringidas al pandeo debido a que este valor se lo puede determinar de manera exacta en ensayos de laboratorio que las empresas las realizan. La empresa CoreBrace de Estados Unidos tiene informes de ensayos que han realizado a sus productos donde se evidencian gráficos para encontrar el valor KF. Aquí un ejemplo:

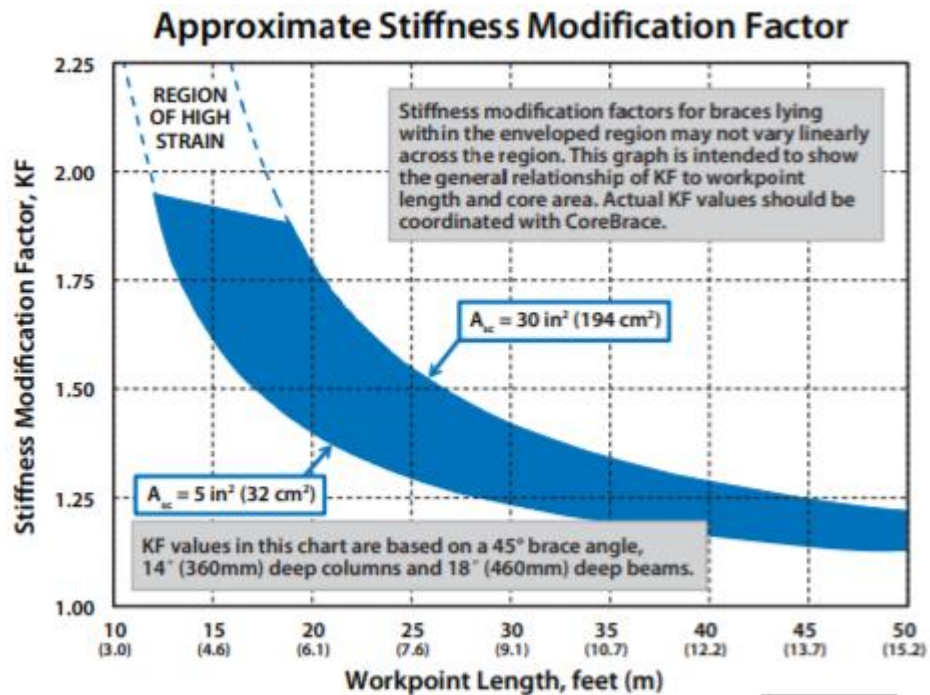


Figura 21. Gráfico de estimación de factor de modificación de rigidez. (COREBRACE, s.f.)

Esta grafica está realizada en base a ensayos en laboratorio para riostras restringidas al pandeo que tengan un ángulo de inclinación de 45 grados con respecto a la vertical y se encuentren en un pórtico que tenga vigas de 46 cm de ancho y columnas de 36cm de ancho.

4.5. Mortero de relleno

La principal función del mortero junto al encamisado de acero es evitar el pandeo del núcleo de la riostra. Para desarrollar la capacidad a compresión de la riostra y evitar el pandeo, se ha propuesto la siguiente ecuación del libro de (Cameron Black, Nicos Makris, Ian Aiken, 2002), que nos ayuda a encontrar la carga crítica de capacidad del mortero y garantizar que no exista pandeo en el núcleo.

$$P_c = 2\sqrt{k * E_n * I_n} \geq F_{y_{sc}} * A_{sc} \quad Ec. (34)$$

Donde:

P_c= Carga crítica de capacidad del mortero

k= Constante distribuida del resorte

E_n= Modulo de elasticidad del núcleo

I_n= Momento de inercia del núcleo con respecto a su eje débil

Una vez que el núcleo ha fluido, el módulo de elasticidad E_n se convierte en el módulo de elasticidad tangente E_t, que mediante varios estudios se pudo concluir que tiene un valor aproximado de 38668 kg/cm².

El valor de β se lo encuentra mediante la siguiente ecuación:

$$k = E_c \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad Ec. (35)$$

Donde:

E_c=Modulo de elasticidad del mortero

ν= Modulo de Poisson del mortero (0.2)

Otra forma de encontrar k:

$$k = \frac{E_c * w}{h} \quad Ec. (36)$$

w= ancho de núcleo.

En algunas investigaciones se hace un símil entre el mortero y de relleno y una serie de resortes ubicados entre el núcleo y el encamisado.

4.6.Placa Gusset

4.6.1. Dimensionamiento de placa Gusset.

La placa Gusset es la placa que permite conectar las riostras restringidas al pandeo, con las vigas y las columnas pertenecientes a los pórticos. Es muy importante que el dimensionamiento de la placa sea la correcta para que pueda resistir las fuerzas de tensión y compresión que le transmitirán las riostras.

A continuación se muestra un esquema de las dimensiones necesarias de la conexión viga-columna-riostra:

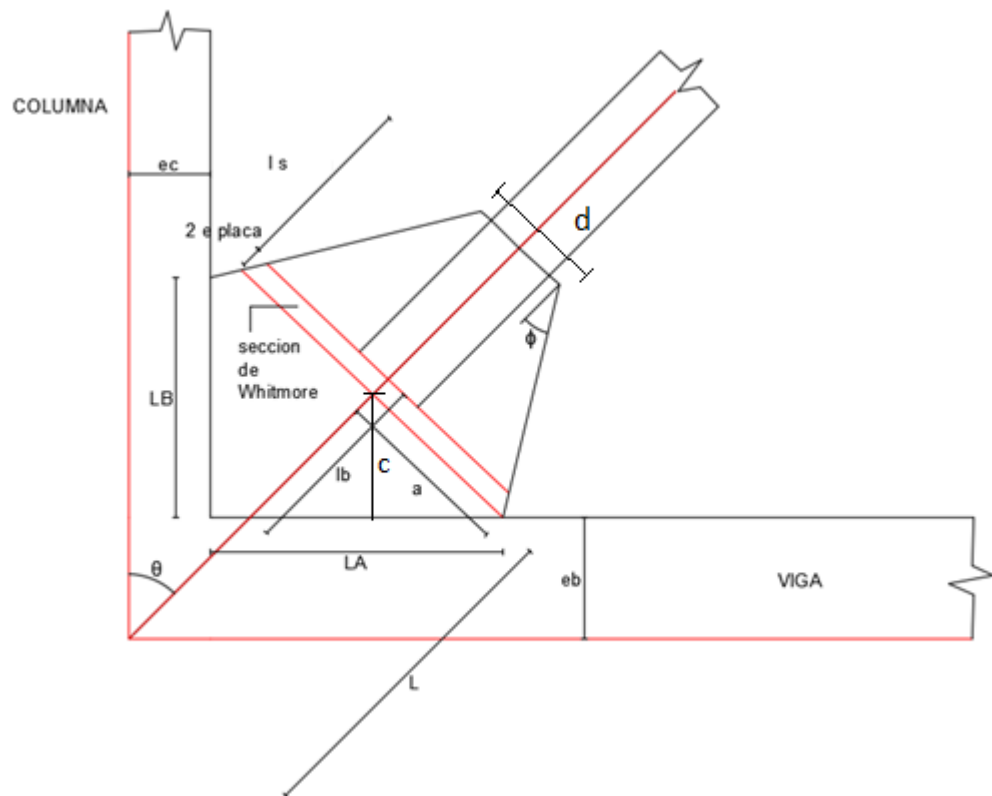


Figura 22. Esquema de un nudo que incluye una riostra restringida al pandeo.

Donde:

$$- d = b \text{ riostra} + 50\text{mm} \quad \text{Ec. (37)}$$

$$- eb = \frac{d \text{ viga}}{2} \quad \text{Ec. (38)}$$

$$- ec = \frac{d \text{ col}}{2} \quad \text{Ec. (39)}$$

$$- a = \frac{d}{2} + (L s + 2 * e \text{ placa}) * \tan\theta \quad \text{Ec. (40)}$$

$$- L = \sqrt{[eb * \tan\theta + a * \text{sen}\theta * \tan\theta]^2 + [eb + a * \text{sen}\theta]^2} \quad \text{Ec. (41)}$$

$$- LA = \frac{a}{\cos\theta} + eb * \tan\theta - ec \quad \text{Ec. (42)}$$

$$- LB = (L + L s + 2 * e \text{ placa}) * \cos\theta + \frac{d}{2} * \sin\theta - eb - \left[(L + L s + 2 * e \text{ placa}) * \text{sen}\theta - \frac{d}{2} * \cos\theta - ec \right] * \tan(90 - \theta - \theta) \quad \text{Ec. (43)}$$

$$- lb = a * \tan\theta + 2 * e \text{ placa} \quad \text{Ec. (44)}$$

En la gráfica se puede observar la sección de Whitmore, esta sección es utilizada para determinar la máxima tensión y compresión que se puede producir debido a una inesperada distribución de esfuerzos al final de la conexión. Para esto se establece una longitud efectiva de Whitmore que se puede determinar mediante la implementación de líneas en ángulo de 30 grados a cada lado del borde de conexión de la placa con la riostra.

$$W \text{ whitmore} = \min(h: b) \text{ riostra} + 2 * L s * \tan(30) \quad \text{Ec. (45)}$$

Una vez que tenemos definida la sección de Whitmore se debe realizar el siguiente chequeo:

4.6.1.1. Chequeo de fluencia por tensión en la sección de Whitmore.

$$\phi R_n = 0.9 * F_y * t_g * w_{whitmore} \quad Ec. (46)$$

t_g= espesor de placa Gusset

w whitmore= longitud de la sección de Whitmore

4.6.1.2. Chequeo de pandeo por compresión de placa Gusset.

En el diseño de la placa Gusset es preferible escoger dimensiones donde la placa sea compacta para no tener problemas de pandeo, para comprobar que la placa es compacta o no, se utiliza la siguiente ecuación:

$$t\beta < t_g \quad Ec. (47)$$

$$t\beta = 1.5 \sqrt{\frac{F_y * c^3}{E * I_b}} \quad Ec. (48)$$

Donde:

c= distancia vertical desde la cara de la viga hasta la sección de Whitmore.

tβ= espesor mínimo para verificar sección compacta.

El esfuerzo permitido a fluencia por compresión en la sección de Whitmore se lo encuentra de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.9 * F_y * t_g * w_{whitmore} \quad Ec. (49)$$

4.6.1.3. Chequeo de rotura por cizallamiento del bloque.

Una opción para realizar la conexión entre la riostra restringida al pandeo y la placa Gusset es mediante perno. En este caso se debe verificar que el bloque de pernos no falle debido a la fuerza de tracción que actual en la riostra.

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \quad Ec. (50)$$

Donde:

Fu= Esfuerzo ultimo del acero.

Anv= área neta sujeta a cortante.

Ant= área neta sujeta a tensión.

Agv= área total sujeta a cortante.

Ubs= Factor de reducción por distribución de esfuerzos (1.0).

4.6.2. Fuerzas de interfaz.

Para encontrar las fuerzas internas que se producen en la conexión placa Gusset – Viga y Placa Gusset – columna, es necesario aplicar el Método de la fuerza uniforme (UFM, por su significado en inglés Uniform Force Method). La idea de este método es aplicar un geometría de la placa Gusset que no produzca momentos en la interfaz de las conexiones mencionadas anteriormente. Con la ausencia de momentos, las conexiones serian diseñadas únicamente para corte y fuerzas normales.

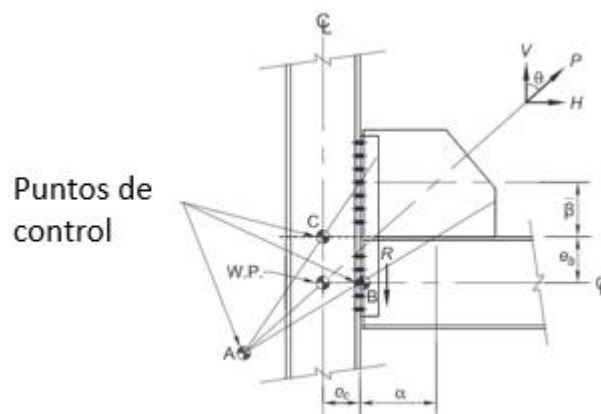


Figura 23. Método de la fuerza uniforme. (Larry Muir, William Thornton, 2014)

En esta imagen podemos apreciar que α y β son las dimensiones que describen la ubicación ideal del centroide de la placa para que no se produzcan momentos. Estas dimensiones deben cumplir con la siguiente ecuación:

$$\alpha - \beta \tan\theta = eb \tan\theta - ec \quad \text{Ec. (51)}$$

Donde:

α = Distancia desde la cara de la columna hasta la ubicación ideal del centroide.

β = Distancia desde la cara de la viga hasta la ubicación ideal del centroide.

eb = Mitad de la altura de la viga.

ec = Mitad del ancho de la columna.

θ = Angulo entre la riostra y el eje vertical.

Los términos α' y β' se utilizarán para describir las dimensiones actuales al centroide.

En ciertos casos no es posible diseñar una geometría ideal para que no se produzcan momentos, en estos casos se debe escoger cual conexión (viga o columna) es la más rígida y asignarle el momento que se produzca a este elemento.

Existen dos posibilidades:

1. Cuando la conexión placa-columna es la más flexible, se establece que $\beta = \beta'$ y se obtiene α con la ecuación $\alpha - \beta \tan\theta = eb \tan\theta - ec$ y el momento producido en la viga es igual a $Mb = Vb(\alpha - \alpha')$.
2. Cuando la conexión placa-viga es la más flexible, se establece que $\alpha = \alpha'$ y se obtiene β con la ecuación $\alpha - \beta \tan\theta = eb \tan\theta - ec$ y el momento producido en la columna es igual a $Mc = Hc(\beta - \beta')$.

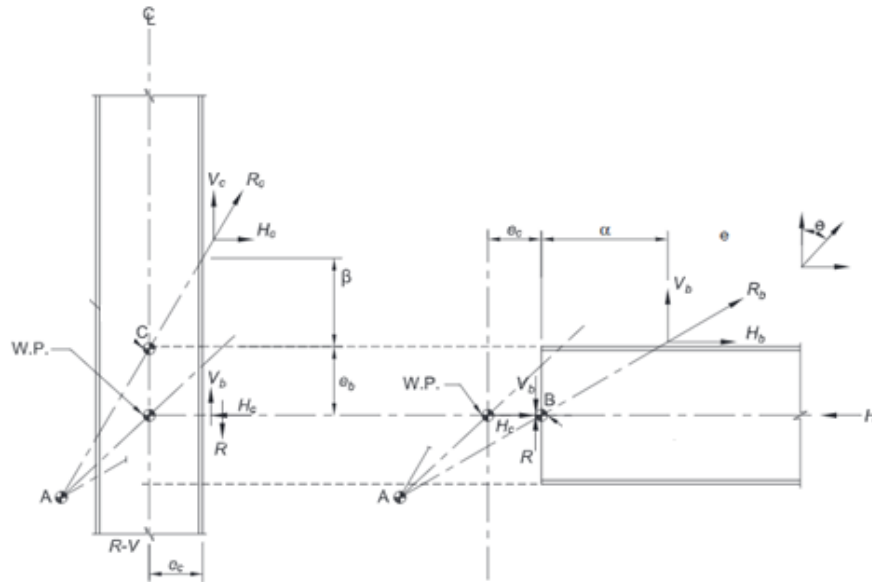


Figura 24. Fuerzas de interface. (Larry Muir, William Thornton, 2014)

Las fuerzas de interface se las encuentra con las siguientes ecuaciones:

$$H_c = \frac{ec}{r} * P \quad Ec. (52)$$

$$V_c = \frac{\beta}{r} * P \quad Ec. (53)$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} * P \quad Ec. (54)$$

$$V_b = \frac{eb}{r} * P \quad Ec. (55)$$

$$r = \sqrt{(\alpha + ec)^2 + (\beta + eb)^2} \quad Ec. (56)$$

Donde:

Hc= Fuerza horizontal en la interfaz placa Gusset – columna.

Vc= Fuerza vertical en la interfaz placa Gusset – columna.

Hb= Fuerza horizontal en la interfaz placa Gusset – viga.

Vb= Fuerza vertical en la interfaz placa Gusset – viga.

P= Fuerza axial a tensión en la riostra.

r= Distancia diagonal al centroide de la placa.

En los casos donde no coincide el centroide ideal con el centroide actual, e produce un momento en la viga. Este momento lo podemos calcular con la siguiente ecuación:

$$Mub = Vb * (\alpha - \alpha') \quad Ec. (57)$$

En el libro de (Larry Muir, William Thornton, 2014) se sugiere chequear la interacción de las fuerzas con el siguiente criterio:

$$\frac{Mub}{\emptyset Mn} + \left(\frac{Vb}{\emptyset Nn}\right)^2 + \left(\frac{Hb}{\emptyset Vn}\right)^4 \leq 1 \quad Ec. (58)$$

Donde:

$\emptyset Nn$ = Fluencia por tensión en la cara superior de la columna.

$\emptyset Vn$ = Fluencia por cortante en la cara superior de la columna.

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN DE DISEÑO DE RIOSTRAS RESTRINGIDAS AL PANDEO

En este capítulo se desarrolla un ejemplo de diseño del sistema de disipación de energía de una estructura de pórticos, este sistema consiste en la implementación de riostras restringidas al pandeo en los dos sentidos de la estructura. En primer lugar se modelará una estructura con pórticos especiales resistente a momento y después la misma estructura incluyendo las riostras restringidas al pandeo.

5.1. Descripción de la estructura

La estructura que se va a desarrollar es un edificio residencial de hormigón armado de 8 plantas y 3 vanos en cada sentido en la ciudad de Quito. La altura de entrepiso es de 3m y la longitud de cada vano es 5m. La primera estructura tiene un sistema lateral resistente de pórticos resistentes a momento en ambos sentidos y la segunda estructura tiene un sistema de disipación de energía con riostras. Las riostras restringidas al pandeo se colocarán en el vano central y estarán conectadas a la unión viga-columna mediante una placa Gusset.

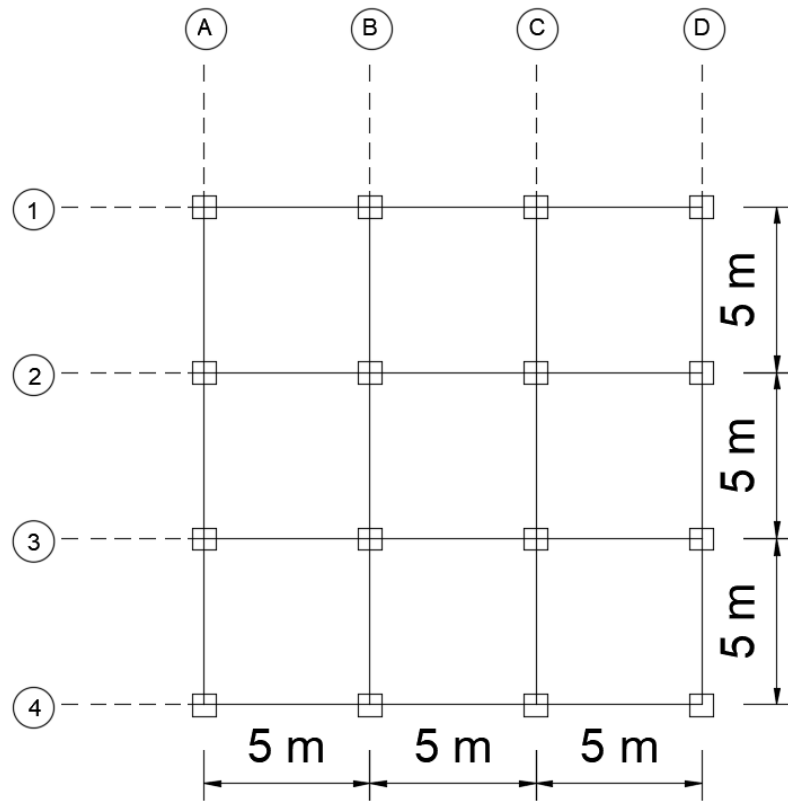


Figura 25. Vista en planta de estructura.

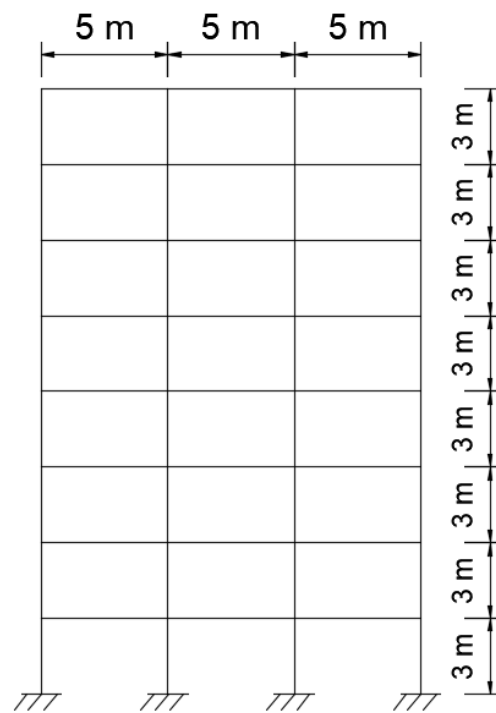


Figura 26. Vista en altura de estructura.

5.2. Parámetros del diseño sísmico

El modelamiento de la estructura se lo va a realizar en el programa ETABS 18 y como apoyo se utilizarán programas que desarrollé en Excel para diseño de elementos estructurales. Los parámetros del sismo se obtendrán de acuerdo al capítulo de Peligro sísmico de la NEC 2015 y el diseño de las riostras restringidas al pandeo se realizará en base a la teoría vista anteriormente. Los datos necesarios para el diseño sísmico son los siguientes:

Parámetro	Valor
$z=$	0.4
$F_a=$	1.2
$F_d=$	1.11
$F_s=$	1.11
$I=$	1
$S_a(T_a)=$	0.72
$R=$	8
$\phi_p=$	1
$\phi_{pe}=$	1

Tabla 4. Parámetros del diseño sísmico.

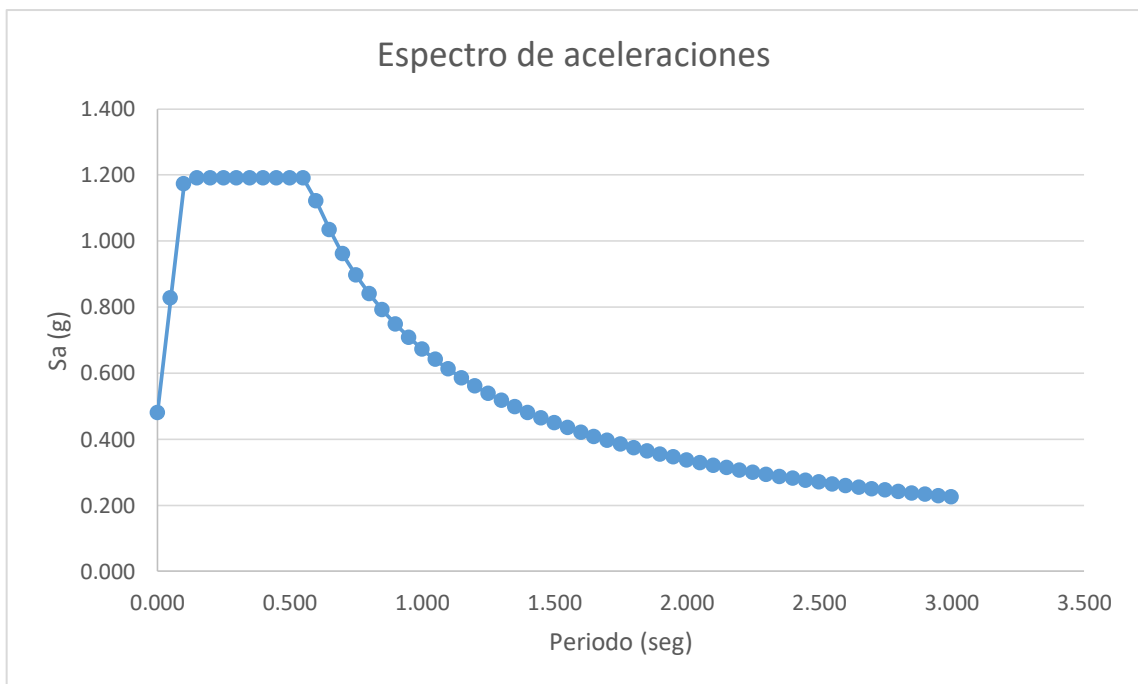


Figura 27. Espectro de respuesta de aceleraciones.

La estructura está conformada por vigas y columnas de hormigón armado con una resistencia a la compresión $f^c=240 \text{ kg/cm}^2$ y riostras restringidas al pandeo donde el núcleo y el encamisado son de acero ASTM A36.

Con los parámetros para el diseño sísmico se encuentra el valor del cortante basal, se utilizó un peso total de la estructura de 2110 ton.

$$\text{Peso por piso (carga muerta)} = 263.75 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso total de estructura (W)} = 2110 \text{ Ton}$$

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \emptyset p * \emptyset e} * W \quad \text{Ec. (59)}$$

$$V = 191.08 \text{ Ton}$$

5.3. Distribución de fuerzas sísmicas laterales

$$F_x = \frac{W_x * (h_x)^k}{\sum_{i=1}^n W_i * (h_i)^k} * V \quad \text{Ec. (60)}$$

N	hi [m]	hx [m]	wi [ton]	whx ^k	whx ^k /Total	Fx [ton]	Vx (ton)
8	3	24	263.75	12493.56	0.24	46.36	46.36
7	3	21	263.75	10623.98	0.21	39.42	85.78
6	3	18	263.75	8810.85	0.17	32.69	118.47
5	3	15	263.75	7061.50	0.14	26.20	144.68
4	3	12	263.75	5385.84	0.10	19.98	164.66
3	3	9	263.75	3798.27	0.07	14.09	178.75
2	3	6	263.75	2321.78	0.05	8.62	187.37
1	3	3	263.75	1000.90	0.02	3.71	191.08
Total				51496.68	1.00	191.08	

Tabla 5. Distribución de fuerzas laterales.

5.4. Dimensionamiento de elementos

5.4.1. Riostras restringidas al pandeo.

En este ejemplo se realizará el diseño de las riostras para conocer su desarrollo, simulando que se construirán manualmente. Usualmente las riostras restringidas al pandeo se las adquiere a empresas que las venden armadas y que ya fueron probadas en laboratorios.

En este caso se utilizará una configuración en forma de “V” invertida de las riostras que serán colocadas en el vano central de los pórticos exteriores del edificio.

5.4.1.1. Área requerida del núcleo.

El área de acero requerida para el núcleo de la riostra se lo calcula de la siguiente forma:

$$Pur\ i = \frac{Vi}{\cos\ \theta i}$$
$$Asc = \frac{Pur\ i}{\phi\ Fy\ sc}$$

N	hi [m]	hx [m]	Fx [ton]	Vx (ton)	Pur(ton)	Axu (cm ²)
8	3	24	46.36	46.36	18.10	5.75
7	3	21	39.42	85.78	33.50	10.63
6	3	18	32.69	118.47	46.27	14.69
5	3	15	26.20	144.68	56.50	17.94
4	3	12	19.98	164.66	64.30	20.41
3	3	9	14.09	178.75	69.81	22.16
2	3	6	8.62	187.37	73.17	23.23
1	3	3	3.71	191.08	74.62	23.69

Tabla 6. Selección de perfil del núcleo.

Perfil seleccionado	h(cm)	b(cm)	tw(cm)	tf(cm)	Iy(cm ⁴)
IPE 80	8	4.6	0.38	0.52	8.49
IPE 120	12	6.4	0.44	0.63	27.7
IPE 160	16	8.2	0.5	0.74	68.3
IPE 160	16	8.2	0.5	0.74	68.3
IPE 200	20	10	0.56	0.85	142
IPE 200	20	10	0.56	0.85	142
IPE 200	20	10	0.56	0.85	142
IPE 200	20	10	0.56	0.85	142

Continuación de tabla 6.

El valor de P_{ur} que se obtiene para cada piso se lo divide para el número total de riostras restringidas al pandeo que van a resistir la fuerza sísmica en cada sentido, en este caso se lo divide para cuatro.

Se seleccionaron perfiles I como núcleo de las riostras de acuerdo al área requerida en cada piso.

5.4.1.2. Cargas sísmicas que actúan en las riostras.

En el libro (IBC, SEAOC, 2020) se comenta que según varios ensayos de riostras restringidas al pandeo, se pudo concluir que los valores de los factores de ajuste son los siguientes:

$$\beta = 1.04$$

$$\omega = 1.54$$

$$C_{max} = \beta * \omega * R_y * P_{psc}$$

$$T_{max} = \omega * R_y * P_{psc}$$

N	C max (ton)	Compresión (ton)		T max (ton)	Tensión (ton)	
		Ehx	Ehy		Ehx	Ehy
8	42.40	27.14	32.57	40.77	26.10	31.32
7	73.25	46.90	56.28	70.44	45.09	54.11
6	111.55	71.41	85.69	107.26	68.66	82.40
5	111.55	71.41	85.69	107.26	68.66	82.40
4	158.16	101.25	121.50	152.08	97.36	116.83
3	158.16	101.25	121.50	152.08	97.36	116.83
2	158.16	101.25	121.50	152.08	97.36	116.83
1	158.16	101.25	121.50	152.08	97.36	116.83

Tabla 7. Cargas sísmicas actuantes en riostras.

5.4.1.3. Encamisado de acero.

Se seleccionaron perfiles HSS que cumplan la relación $\frac{P_e}{P_y} \geq 1.5$.

A lo largo del desarrollo de este trabajo, el valor de la rigidez efectiva será igual a 1 debido a que únicamente mediante ensayos específicos de riostras restringidas al pandeo se puede determinar el factor de modificación de rigidez KF.

La sección de encamisado que se selecciona debe ser más grande que la sección del núcleo para poder colocar el mortero de hormigón en el medio de estos dos elementos.

N	Perfil encamisado	h (cm)	b(cm)	t(cm)	I(cm ⁴)	L(cm)	Pe(ton)	Py(ton)	Pe/Py
8	HSS 127*127*4.8	12.7	12.7	0.44	524	390.51	69.18	26.74	2.59
7	HSS 177.8*177.8*4.8	17.8	17.8	0.44	1500	390.51	198.04	46.2	4.29
6	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	70.35	8.45
5	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	70.35	8.45
4	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	99.75	5.96
3	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	99.75	5.96
2	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	99.75	5.96
1	HSS 254*254*4.8	25.4	25.4	0.44	4500	390.51	594.12	99.75	5.96

Tabla 8. Selección del encamisado de acero.

5.4.1.4. Mortero de hormigón.

Como se mencionó anteriormente, para que no exista pandeo del núcleo es indispensable que se cumpla la siguiente ecuación:

$$P_c = 2\sqrt{k * E_n * I_n} \geq F_{y_{sc}} * A_{sc}$$

Se seleccionó un mortero de hormigón con $f'_c = 180 \text{ kg/cm}^2$.

N	w perf(cm)	h(cm)	k1(Ton/cm ²)	k2(Ton/cm ²)	k usada	Pc (ton)	Asc*Fy
8	8	5.72	283.36	225.11	225.111	543.70	26.74
7	12	8.24	295.05	225.11	225.111	982.07	46.20
6	16	12.01	269.91	225.11	225.111	1542.11	70.35
5	16	12.01	269.91	225.11	225.111	1542.11	70.35
4	20	11.98	338.23	225.11	225.111	2223.56	99.75
3	20	11.98	338.23	225.11	225.111	2223.56	99.75
2	20	11.98	338.23	225.11	225.111	2223.56	99.75
1	20	11.98	338.23	225.11	225.111	2223.56	99.75

Tabla 9. Fuerza resistente del mortero.

5.4.2. Diseño de columnas.

Para este ejemplo se utilizaron las siguientes propiedades de columna:

- $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Columnas de 60 cm x 60 cm.
- Refuerzo longitudinal: 16 varillas $\varnothing 25$.
- Refuerzo transversal: estribos $\varnothing 10$.

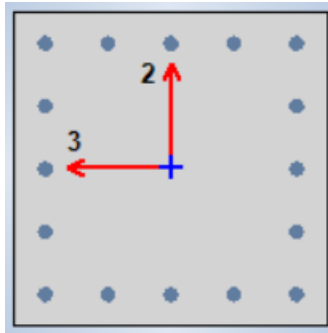


Figura 28. Esquema de columna utilizada (obtenida de ETABS).

Para realizar el diseño por capacidad de la columna, ya obtuvimos anteriormente la carga axial total que transmiten las riostras hacia las columnas. Se comprobará que las columnas del primer piso del pórtico arriostrado soportan la carga axial total transmitida.

$$\sum Ehy (\text{compresion}) = 746.24 \text{ Ton}$$

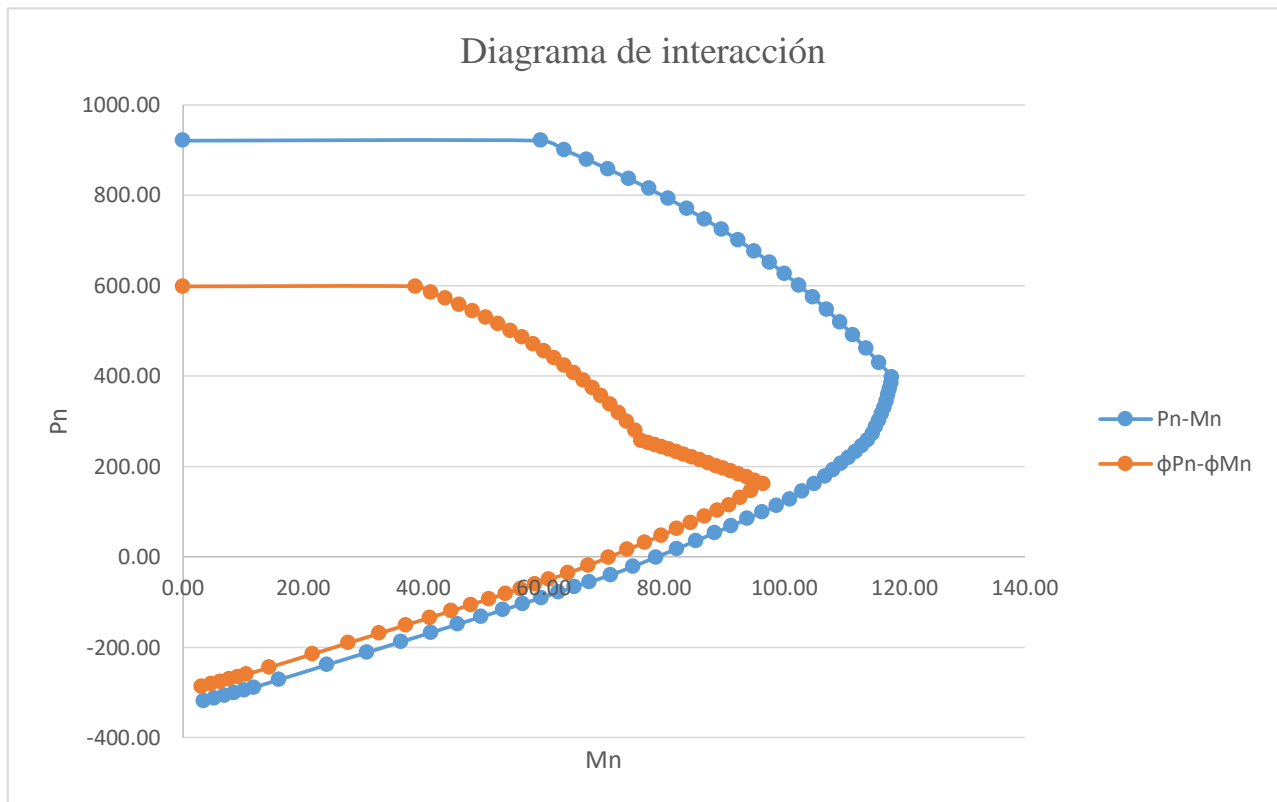


Figura 29. Diagrama de interacción de columna de 60cmx60cm.

Se puede apreciar que la carga axial máxima que resiste la columna es de 920.39 Ton, por lo que se puede decir que si resiste las 746.24 Ton transmitidas por las riostras.

5.4.3. Diseño de vigas.

Se realizará el diseño a corte de la viga que forma parte del pórtico arriostrado para verificar la resistencia a corte. Para esto, se utilizará los procedimientos descritos en la ACI 318-19. Es importante que la resistencia de la viga a corte sea mayor a las sollicitaciones que se podrían producir de fuerzas cortantes.

Propiedades de las columnas que se seleccionaron:

- 50 cm x 60 cm en plantas 1 y 2.
- 40 cm x 50 cm en plantas 3, 4, 5, 6,7 y 8.

- $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

En este ejemplo se desarrolla el diseño por corte de las vigas de 50 cm x 60 cm.

	b (cm)	h (cm)	d (cm)		# Varillas	φ (mm)	As (cm²)
Viga longitudinal	50	60	54.1	As superior	4	22	15.21
				As inferior	4	18	10.18
Viga transversal	50	60	54.1	As superior	4	22	15.21
				As inferior	4	18	10.18
Columna	60	60			16	25	78.54
Losa					4	16	8.04

Tabla 10. Geometría y refuerzo de vigas.

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

V_n= Capacidad resistente a corte.

V_u= Fuerza de corte actuante.

Fuerza de corte actuante

El armado de las vigas es el siguiente:

As superior – 4 Ø 22

As inferior -- 4 Ø 18

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prd}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

$$M_{prd} = (As_1 + As_{losa}) * \alpha * f_y * \left(d - \frac{(As_1 + As_{losa}) * \alpha * f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$$

$$M_{prd} = (15.21 + 8.04) * 1.4 * 4200 * \left(53 - \frac{(15.21+8.04)*1.4*4200}{1.7*240*50} \right)$$

$$M_{prd} = 64.79 \text{ Ton} * m$$

$$M_{pri} = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_s * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$M_{pri} = 10.18 * 1.4 * 4200 * \left(53 - \frac{10.18 * 1.4 * 4200}{1.7 * 240 * 50} \right)$$

$$M_{pri} = 30.62 \text{ Ton} * m$$

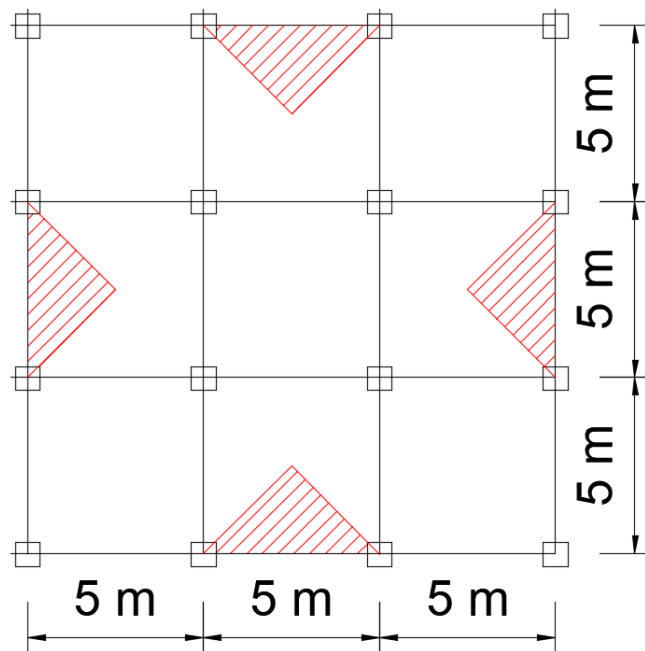


Figura 30. Área cooperante de carga en vigas.

Para obtener la carga distribuida sobre la viga, se debe obtener el área cooperante que en este caso es un triángulo que se forma de la longitud de la viga hasta el centro de la losa.

En la sección 18.6.5.2, ACI indica que se debe encontrar el valor del cortante actuante con una carga distribuida producida con la combinación de carga 1.2D+1.0L.

Área cooperante=	6.25	m ²
Carga muerta=	0.3	Ton/m ²
Carga viva=	0.2	Ton/m ²
Longitud de viga =	5	m
Separación entre estribos (s)=	13.2	cm
WD=	0.375	Ton/m
WL=	0.25	Ton/m
Wu=	0.7	Ton/m

Tabla 11. Carga distribuida en las vigas.

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prd}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

$$V_u = 20.83 \text{ Ton}$$

Capacidad resistente a corte

$$\phi V_n = V_c + V_s$$

Cuando el valor de $V_e = (M_{pri} + M_{prd})/l_n$ es mayor a $0.5 * V_u$, entonces se dice que el aporte del hormigón es cero. En este caso se cumple esta relación por lo que $V_c = 0$.

Una vez obtenido el valor de V_u ya se puede encontrar V_s con la siguiente relación:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

El valor de ϕ para corte es 0.75.

$$V_s = 27.78 \text{ Ton}$$

Con estos valores se cumple la condición inicial:

$$\phi V_n \geq V_u$$

5.4.4. Comprobación unión viga-columna.

Es importante verificar que los problemas como deterioro por adherencia, refuerzo de confinamiento y esfuerzos de corte que se pueden producir en la unión viga-columna, no se desarrollen en la vida útil de la estructura. Verificar estos problemas puede garantizar el correcto comportamiento del nudo durante un evento sísmico.

Revisión por corte en el nudo

En primer lugar se debe encontrar el valor de los momentos probables que se producen en la viga:

$$M_{prd} = (As1 + As_{losa}) * \alpha * fy * \left(d - \frac{(As1 + As_{losa}) * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$$

Mprd=	64.79	Ton.m
--------------	-------	-------

$$M_{pri} = (As2) * \alpha * fy * \left(d - \frac{(As2) * \alpha * fy}{1,7 * f'c * b} \right)$$

Mpri=	30.62	Ton.m
--------------	-------	-------

El valor de la fuerza cortante producida por los momentos probables es:

$$V_{col} = \frac{M_{pri} + M_{prd}}{H_c}$$

Vcol=	19.08	Ton
--------------	-------	-----

Para conocer el cortante de diseño en el nudo se debe tomar en cuenta los cortantes horizontales originados por el refuerzo superior e inferior de la viga:

$$T_1 = (As1 + As_{losa}) * \alpha * fy$$

T1=	136.70	Ton
------------	--------	-----

$$T_2 = As2 * \alpha * fy$$

T2=	59.85	Ton
------------	-------	-----

$$V_j = T1 + T2 - V_{col}$$

Vj=	177.46	Ton
------------	--------	-----

El corte resistente del nudo debe ser mayor al corte de diseño actuante:

$$b_j = \text{mín}(b_{viga} + h_{viga}; b_{viga} + 2 * x)$$

bj=	60	cm
------------	----	----

$$\phi V_n = \phi * \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * hc$$

ϕV_n=	189.62	Ton
-------------------------------	--------	-----

$V_j \leq V_n$	CUMPLE
----------------------------------	---------------

Control del refuerzo de confinamiento

Un elemento proporciona confinamiento al nudo cuando al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. En el interior del nudo se deben colocar estribos cerrados como refuerzo transversal que proporcionan confinamiento.

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos debe ser el mayor entre:

$$Ash1 = 0.3 \frac{s * h' * fc}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

Ash1=	4.43	cm2
--------------	------	-----

$$Ash2 = 0.09 \frac{s * h' * fc}{fy}$$

Ash2=	4.01142857	cm2
--------------	------------	-----

$$Ash3 = 0.2 kf.kn \frac{Pu}{fy * As} * s * h'$$

Ash3=	5.01	cm2
--------------	------	-----

Deterioro por adherencia

Los esfuerzos de adherencia que se producen en las varillas que atraviesan la unión viga-columna pueden llegar a ser altos. La adherencia puede disminuir notablemente cuando la estructura ingresa en el rango no lineal, para evitar que esto suceda la ACI recomienda lo siguiente:

$$hc \geq 20 \emptyset \text{ viga}$$

$$h \text{ viga} \geq 20 \emptyset \text{ columna}$$

$Hc \geq 20\phi_v$	OK
--------------------	-----------

$Hv \geq 20\phi_c$	OK
--------------------	-----------

Control columna fuerte – viga débil

El objetivo de cumplir con este propósito es reducir la posibilidad de que lleguen a fluir las columnas que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales. En el caso que las columnas son menos resistentes que las vigas que llegan al nudo, existe la posibilidad de un comportamiento inelástico en las columnas. En el diseño de una estructura se busca que las columnas tengan una mayor capacidad de resistencia y de disipación de energía que las vigas y durante un evento sísmico orientar a la formación de rótulas plásticas en las vigas.

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

Los momentos nominales producidos en las vigas se encuentran de la siguiente forma:

$$M_{n1} = A_{s1} * f_y * \left(d - \frac{A_{s1} * f_y}{1.7 * f_c * b} \right)$$

M_{n1}=	48.15	Ton*m
------------------------	-------	-------

$$M_{n2} = A_{s2} * f_y * \left(d - \frac{A_{s2} * f_y}{1.7 * f_c * b} \right)$$

M_{n2}=	22.23	Ton*m
------------------------	-------	-------

ΣM_{nb}=	70.38	Ton*m
-------------------------	-------	-------

Para encontrar el momento nominal en las columnas se debe encontrar la fuerza axial de compresión y tensión que se generan en la columna del

primer piso en el pórtico resistente a fuerzas laterales, en este caso estos valores los podemos obtener del modelo en ETABS.

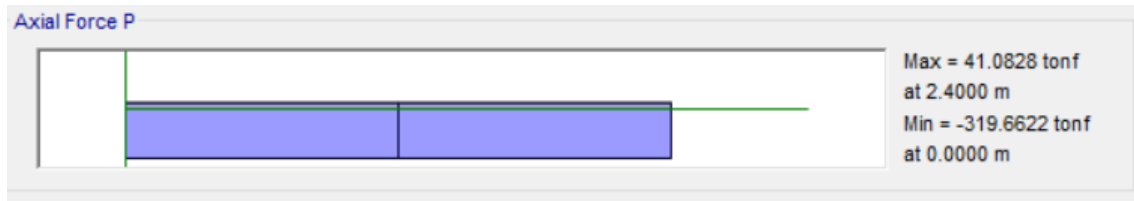


Figura 31. Carga axial en la columna de base.

La carga de 319.66 ton a compresión y la de 41.08 ton de tensión las introducimos en el diagrama de interacciones de la columna y se obtiene el valor del momento nominal para cada fuerza axial y se escoge el menor valor.

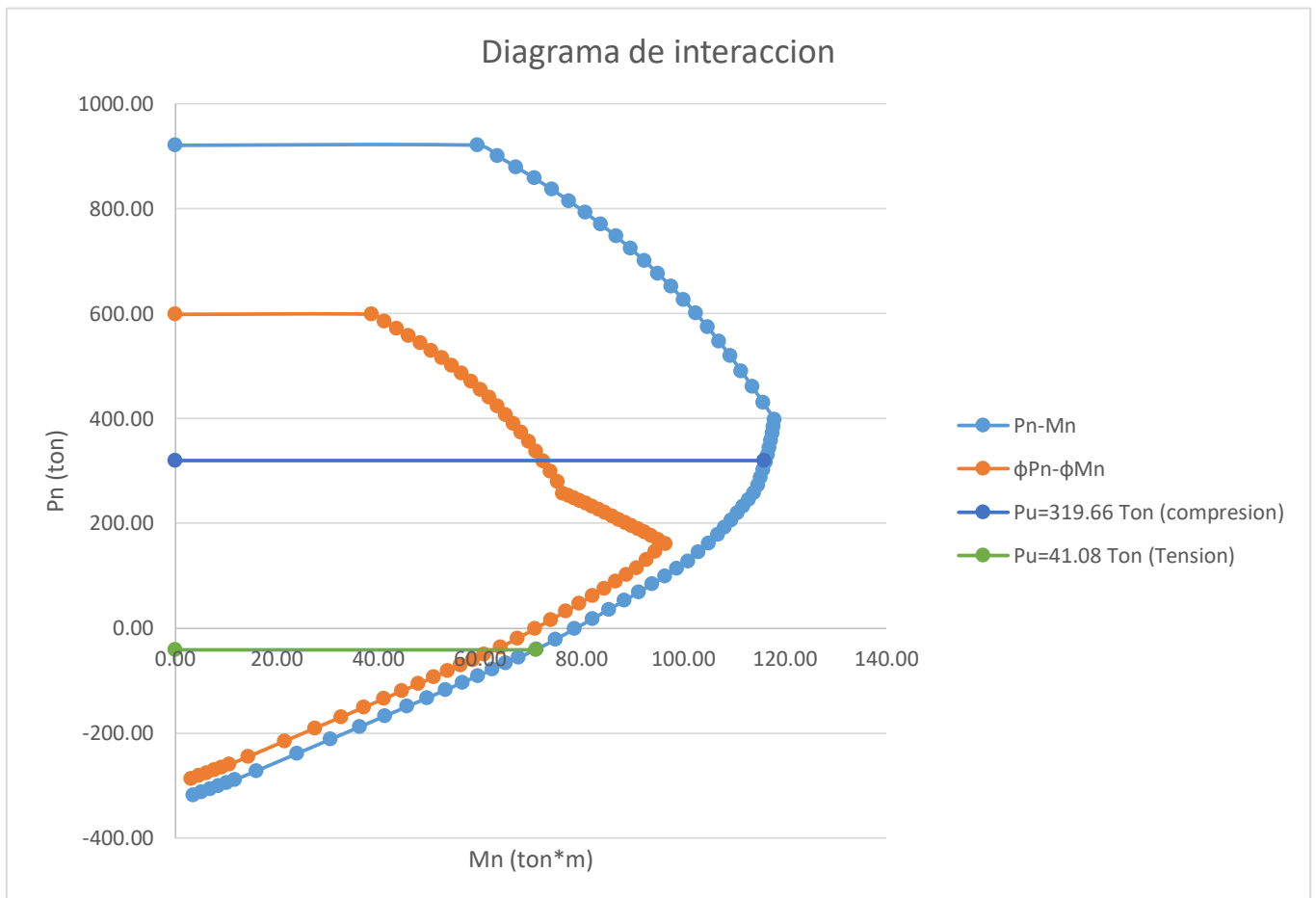


Figura 32. Diagrama de interacción que ilustra las cargas axiales en la columna de base.

$$P_n=319.66 \text{ ton} \quad \text{-----} \quad M_n=115.9 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$P_n=41.08 \text{ ton} \quad \text{-----} \quad M_n=71 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Se debe tomar el menor valor de M_n debido a que es la menor capacidad que podría desarrollar la columna y se la quiere relacionar con la mayor capacidad que podría desarrollar la viga. Este valor de M_n se lo multiplica por dos debido a que se produce en la parte superior e inferior del nudo.

$$M_{nc} = 142 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

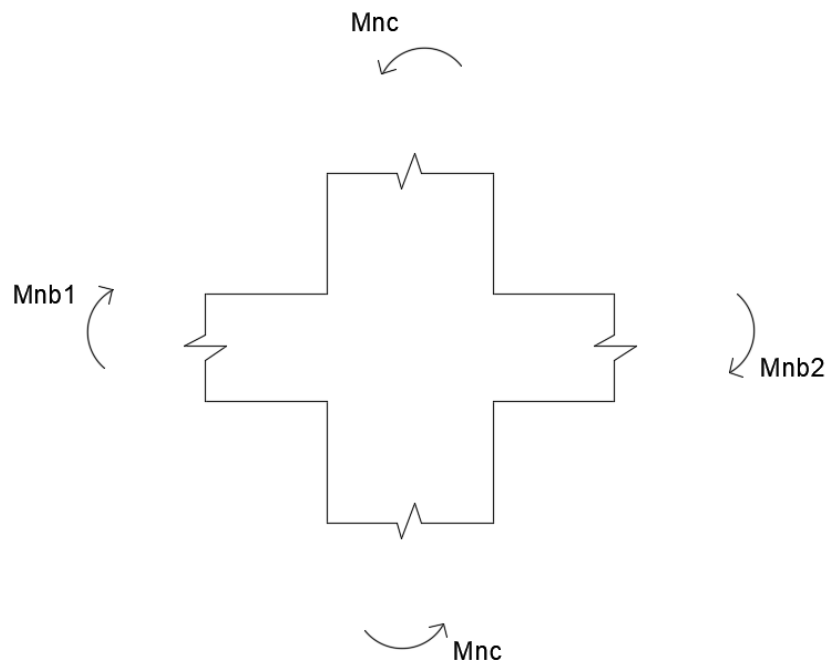


Figura 33. Momentos nominales en el nudo.

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$142 \geq \frac{6}{5} * 70.38$$

Relación	2.02	ok
----------	------	----

5.4.5. Diseño de placa Gusset.

La función de la placa Gusset es conectar la riostra restringida al pandeo con el nudo del pórtico resistente a fuerzas laterales. Además de ser un elemento de conexión, también transmite las cargas axiales generadas en la riostra a las columnas, por esta razón el diseño de la placa Gusset es indispensable.

A continuación se presenta el esquema de la placa Gusset:

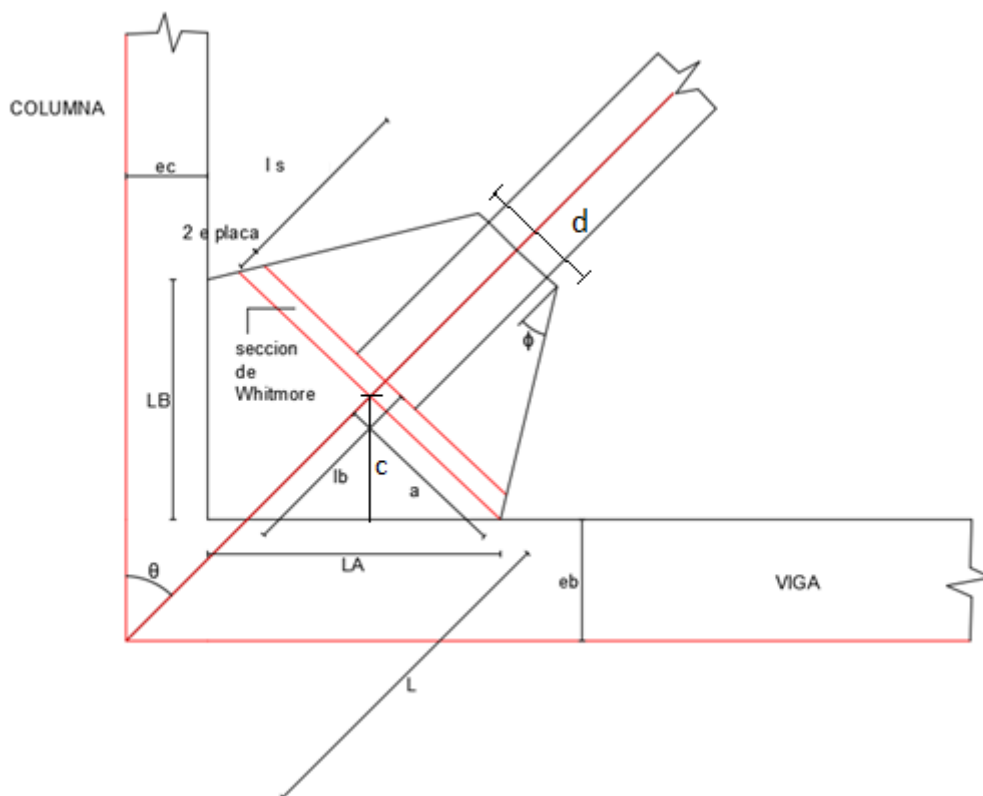


Figura 34. Esquema de placa Gusset.

Por geometría se puede obtener las dimensiones indicadas en el esquema, en primer lugar se debe asumir un espesor de placa, en este caso se asumió placa de 2cm.

N	Viga		Columna		ls (cm)	e placa asumido (cm)
	bb (cm)	hb (cm)	bc (cm)	hc (cm)		
8	40	50	60	60	40	2
7	40	50	60	60	40	2
6	40	50	60	60	40	2
5	40	50	60	60	40	2
4	40	50	60	60	40	2
3	40	50	60	60	40	2
2	50	60	60	60	40	2
1	50	60	60	60	40	2

Tabla 12. Geometría de placa Gusset.

d (cm)	eb (cm)	ec (cm)	a (cm)	L (cm)	LA (cm)	LB (cm)	lb (cm)	w Whitmore (cm)	Espesor mínimo de gusset
									tg (cm)
17.7	25	30	34.25	61.09	36.00	51.00	32.54	58.89	1.5
22.8	25	30	36.80	63.21	39.00	54.00	34.67	63.99	2.0
30.4	25	30	40.60	66.38	44.00	59.00	37.84	71.59	2.0
30.4	25	30	40.60	66.38	44.00	59.00	37.84	71.59	2.0
30.4	25	30	40.60	66.38	44.00	59.00	37.84	71.59	2.0
30.4	25	30	40.60	66.38	44.00	59.00	37.84	71.59	2.0
30.4	30	30	40.60	72.89	48.00	58.00	37.84	71.59	2.5
30.4	30	30	40.60	72.89	48.00	58.00	37.84	71.59	2.5

Continuación tabla 12.

La forma en la que se conecta la riostra con la placa Gusset es mediante el uso de pernos, en este caso se debe realizar un chequeo de rotura por cizallamiento del bloque de pernos. La cantidad de pernos que se colocan depende de la carga a tracción que actúa en cada riostra.

Se escogió un diámetro de pernos de 25 mm.

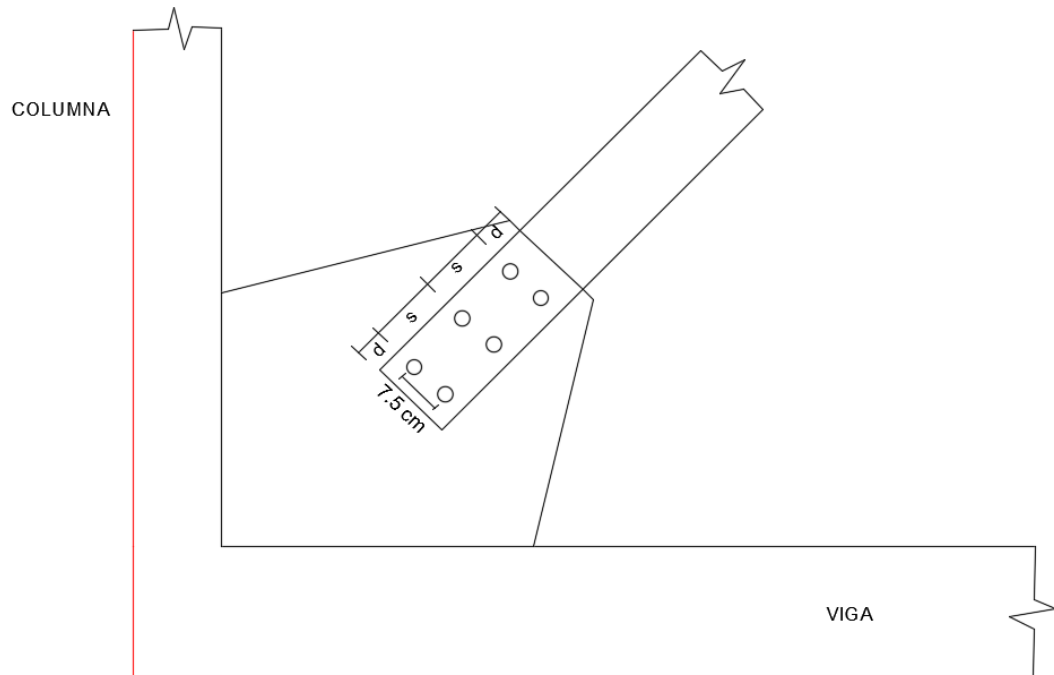


Figura 35. Esquema de pernos de conexión.

$$R_n = 0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt} \leq 0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}$$

N	# filas de pernos	# pernos en fila	d (cm)	s (cm)	A _{gv} (cm ²)	A _{nv} (cm ²)	A _{nt} (cm ²)	R _{n1} (ton)	R _{n2} (ton)	ØR _n (ton)	
8	2	2	2.5	32.46	132.00	126.29	1.85	349.27	285.50	214.13	OK
7	2	2	2.5	32.46	176.00	168.38	2.46	465.70	380.67	285.50	OK
6	2	2	2.5	32.46	176.00	168.38	2.46	465.70	380.67	285.50	OK
5	2	2	2.5	32.46	176.00	168.38	2.46	465.70	380.67	285.50	OK
4	2	3	2.5	16.23	176.00	163.30	2.46	451.98	380.67	285.50	OK
3	2	3	2.5	16.23	176.00	163.30	2.46	451.98	380.67	285.50	OK
2	2	3	2.5	16.23	220.00	204.13	3.08	564.98	475.84	356.88	OK
1	2	3	2.5	16.23	220.00	204.13	3.08	564.98	475.84	356.88	OK

Tabla 13. Chequeo de rotura por cizallamiento del bloque de pernos.

La resistencia del bloque de cortante debe ser mayor a la carga a tracción que actúa en cada riostra.

Una vez que ya se tiene la cantidad de pernos, se debe realizar el chequeo de fluencia de la sección de Whitmore.

$$Rn = Fy * Ag$$

N	ØRn (ton)	
8	278.25	OK
7	403.12	OK
6	451.00	OK
5	451.00	OK
4	451.00	OK
3	451.00	OK
2	563.76	OK
1	563.76	OK

Tabla 14. Chequeo de fluencia de placa Gusset en la sección de Whitmore.

La resistencia a fluencia de la sección de Whitmore debe ser mayor a la fuerza de tracción que se produce en cada riostra.

De la misma forma que se realiza el chequeo por tracción se debe realizar el chequeo de pandeo por compresión de la sección de Whitmore y compararlo con la fuerza de compresión que actúa en cada riostra.

N	ØRn (ton)	
8	278.25	OK
7	403.12	OK
6	451.00	OK
5	451.00	OK
4	451.00	OK
3	451.00	OK
2	563.76	OK
1	563.76	OK

Tabla 15. Chequeo de pandeo por compresión de la placa Gusset.

Finalmente se debe realizar una verificación de las fuerzas de interfaz y se debe cumplir que:

$$\frac{Mub}{\phi Mn} + \left(\frac{Vb}{\phi Nn}\right)^2 + \left(\frac{Hb}{\phi Vn}\right)^4 \leq 1$$

N	Viga		Columna		LA (cm)	LB (cm)
	bb (cm)	hb (cm)	bc (cm)	hc (cm)		
8	40	50	60	60	36.00	51.00
7	40	50	60	60	39.00	54.00
6	40	50	60	60	44.00	59.00
5	40	50	60	60	44.00	59.00
4	40	50	60	60	44.00	59.00
3	40	50	60	60	44.00	59.00
2	50	60	60	60	48.00	58.00
1	50	60	60	60	48.00	58.00

Tabla 16. Fuerzas de interface en la conexión.

α (cm)	β (cm)	eb (cm)	ec (cm)	α' (cm)	r (cm)	Vuc (ton)	Vub (ton)
12.08	25.5	25	30	18	65.74	15.81	15.50
13.33	27	25	30	19.5	67.69	28.10	26.01
15.42	29.5	25	30	22	70.94	44.60	37.80
15.42	29.5	25	30	22	70.94	44.60	37.80
15.42	29.5	25	30	22	70.94	63.24	53.59
15.42	29.5	25	30	22	70.94	63.24	53.59
19.17	29	30	30	24	76.80	57.43	59.41
19.17	29	30	30	24	76.80	57.43	59.41

Continuación tabla 16.

Huc (ton)	Hub (ton)	Mub (ton*cm)	ØMp (ton*cm)	ØNn (ton)	ØVn (ton)	Chequeo de interaccion	
18.61	7.49	-91.73	1530.90	170.10	113.40	0.07	OK
31.22	13.87	-160.42	2395.58	245.70	163.80	0.08	OK
45.36	23.31	-248.83	3049.20	277.20	184.80	0.10	OK
45.36	23.31	-248.83	3049.20	277.20	184.80	0.10	OK
64.31	33.05	-352.81	3049.20	277.20	184.80	0.15	OK
64.31	33.05	-352.81	3049.20	277.20	184.80	0.15	OK
59.41	37.95	-287.13	4536.00	378.00	252.00	0.09	OK
59.41	37.95	-287.13	4536.00	378.00	252.00	0.09	OK

Continuación tabla 16.

5.5. Estructura modelada en ETABS

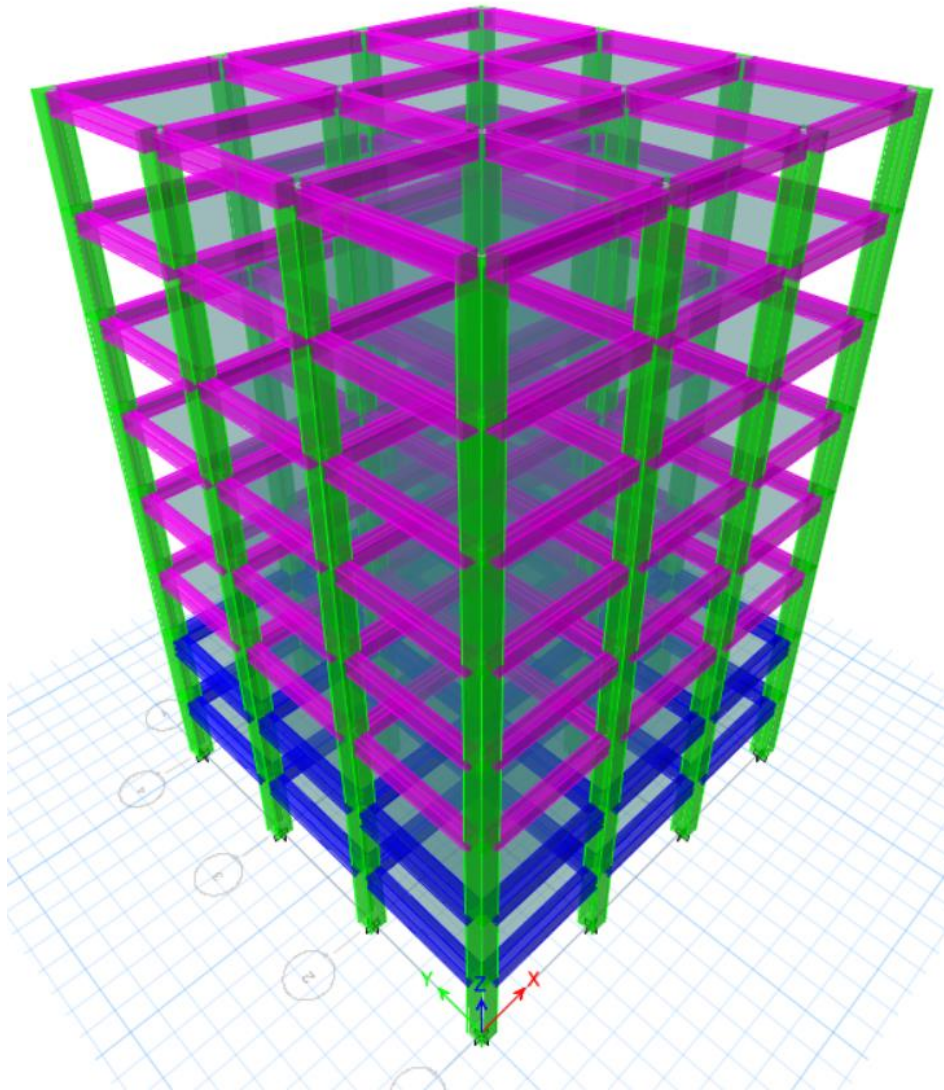


Figura 36. Estructura con pórticos especiales resistentes a momento.

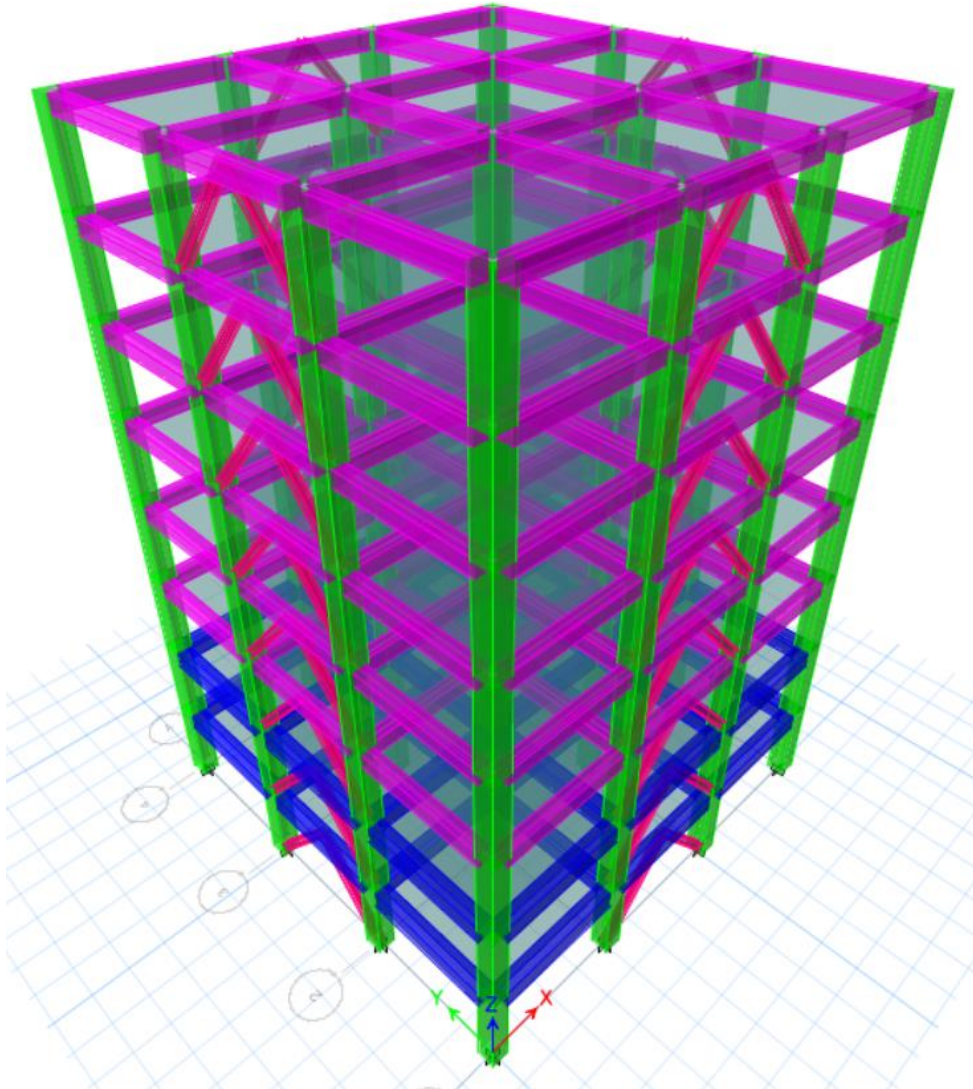


Figura 37. Estructura con riostras resistentes al pandeo

5.6. Derivas de piso

En el ejercicio se van a comparar las derivas de piso de la estructura de pórticos resistentes a momento y de la estructura con riostras restringidas al pandeo. Los valores de las derivas son las mismas en el eje “x” y “y” debido a que la estructura es regular y simétrica.

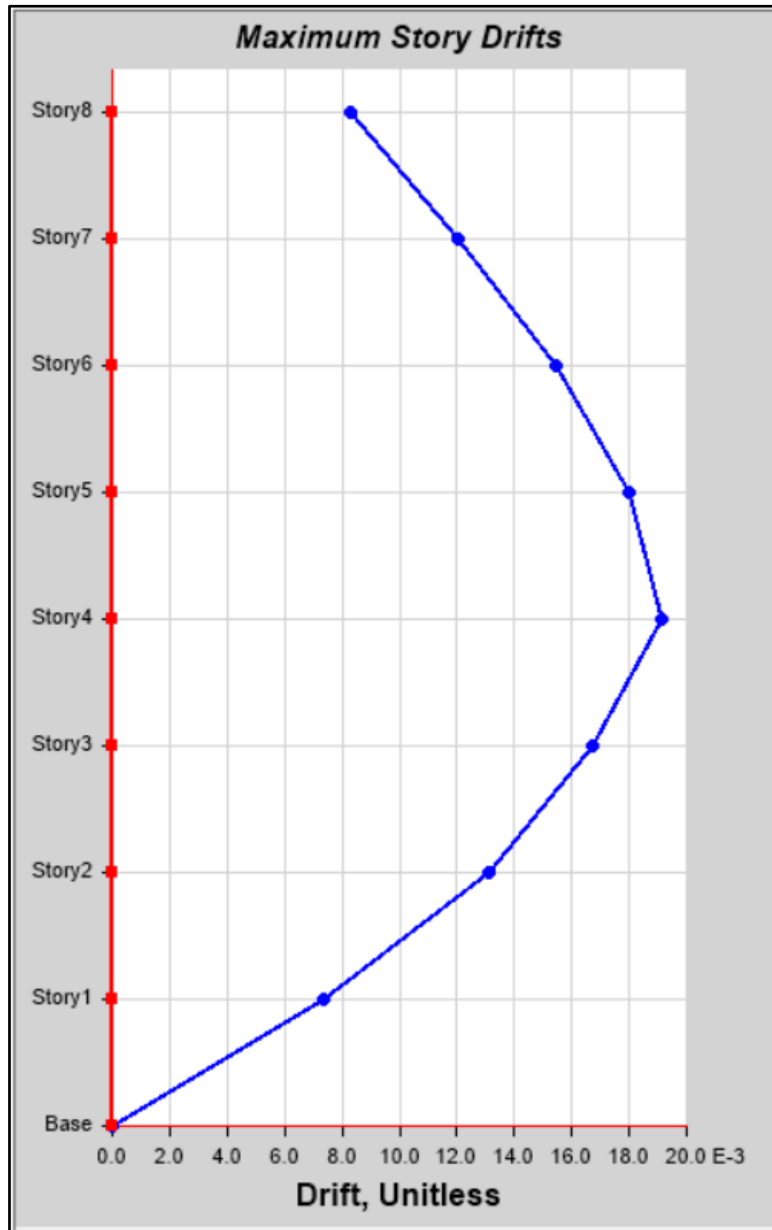


Figura 38. Derivas elásticas por carga sísmica de estructura de pórticos resistentes a momento, grafico tomado de ETABS.

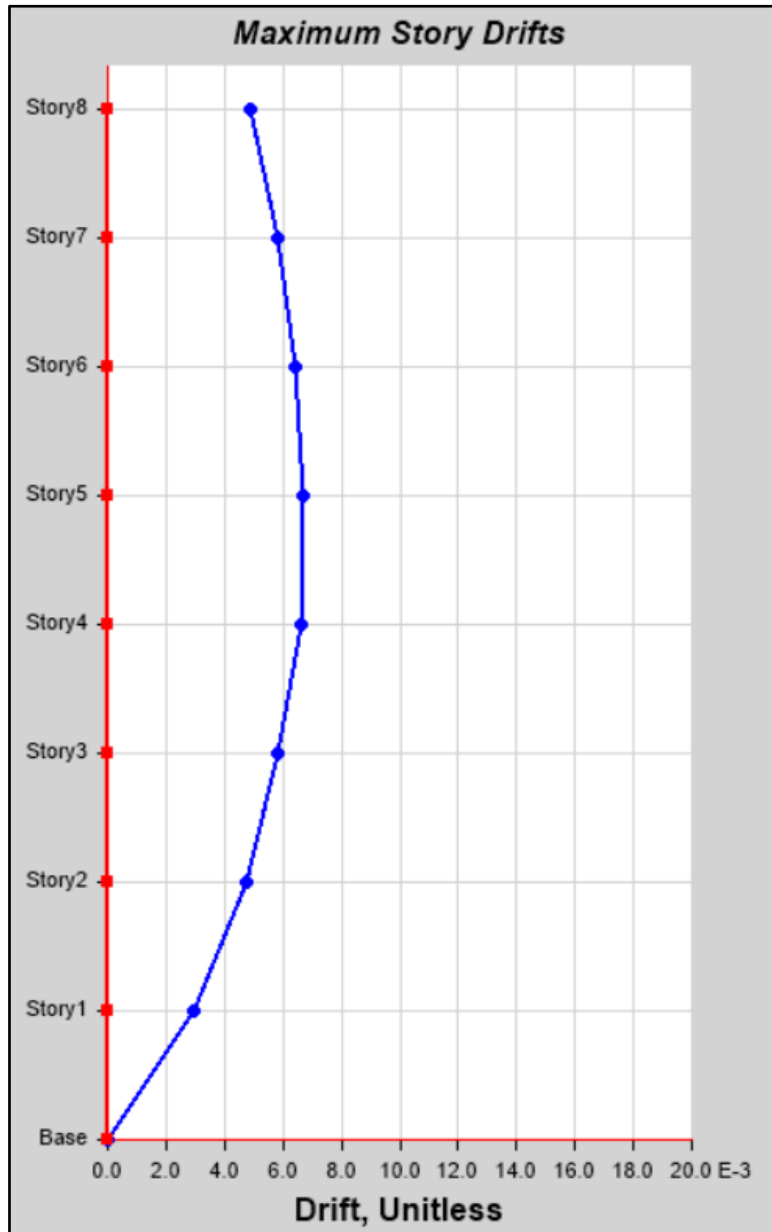


Figura 39. Derivas elásticas por carga sísmica de estructura con riostras restringidas al pandeo, grafico tomado de ETABS.

Se puede observar en el primer grafico que la deriva en el cuarto piso está en 1.91%, es decir, al límite de lo permitido en la NEC de 2%, esto debido a la gran ductilidad que tiene el sistema resistente a fuerzas laterales. En el segundo grafico el valor de la deriva máxima es de 0.66%, las riostras restringidas al pandeo rigidizaron la estructura.

5.7. Periodos de vibración

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ
Modal	1	0.643	0.7146	0.0124	0
Modal	4	0.199	0.1799	0.0018	0

Tabla 17. Respuesta de estructura con riostras restringidas al pandeo.

El periodo de vibración del modo predominante en el análisis dinámico en ETABS donde existe una participación modal de 71.46% es de 0.64 segundos. La respuesta del sistema es traslacional, se evidencia que no existe rotación en la estructura con riostras restringidas al pandeo.

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	UZ
Modal	1	1.149	0.7074	0.0333	0
Modal	2	1.149	0.0333	0.7074	0

Tabla 18. Respuesta de estructura con pórticos especiales resistentes a momento.

El periodo de vibración del modo predominante en el análisis dinámico en ETABS donde existe una participación modal de 70.74% es de 1.15 segundos. La respuesta del sistema es traslacional, se evidencia que no existe rotación en la estructura con pórticos especiales resistentes a momento.

5.8. Costo de riostras

En el mercado nacional se puede encontrar el precio por kg del acero grado 50 en 2.25 \$, esto incluye fabricación y montaje de las vigas de acero. El peso del acero A 592 grado 50 es de 7850 kg/m³. El ETABS nos entrega la cantidad total de metros lineales de riostras utilizadas en la estructura, este valor lo podemos multiplicar por el peso del acero y por el precio por kg y obtenemos el valor total del acero utilizado en las riostras.

Sección	Objeto	# Piezas	Longitud (m)
Viga 50x50 cm	Viga	48	240
Viga 40x50 cm	Viga	144	720
Col 60x60 cm	Columna	128	384
Riostra	Riostra	64	249.93

Tabla 19. Tabla de secciones utilizadas en la estructura.

Costo de acero

Área de núcleo de acero= 0.00285 m²

Área de encamisado de acero= 0.00436 m²

$$\text{Peso de riostra} = (0.00285m^2 + 0.00436m^2) * \frac{7850kg}{m^3}$$

Peso de las riostra= 56.60 kg/m.

Costo total de acero en riostras:

$$\text{costo de acero en riostras} = 56.60 \frac{kg}{m} * 249.928m * 2.25 \frac{\$}{kg}$$

$$\text{costo de acero en riostra} = 31828.33 \$$$

Costo de mortero

El precio del m³ de mortero en el mercado nacional está en 300 \$, incluye colocación. Para obtener el precio total de mortero es necesario saber los m³ que se colocan en todas las riostras de la estructura.

$$m^3 \text{ de mortero} = 0.254m * 0.254m * 249.928m = 16.12 m^3$$

$$\text{precio total de mortero} = 16.12m^3 * 300 \frac{\$}{m^3}$$

$$\text{precio total de mortero} = 4837.31 \$$$

Sumando el costo del acero y el mortero de hormigón que llevan las 64 riostras restringidas al pandeo, la inversión sería de 36665.63 \$.

Costo adicional por m²

$$m^2_{total\ de\ estructura} = 15m * 15m * 8pisos = 1800\ m^2$$

$$\$ adicional\ por\ m^2 = \frac{36665.63\ \$}{1800\ m^2} = 20.37\ \frac{\$}{m^2}$$

6. CONCLUSIONES

- En este trabajo de tesis se realizó una comparación entre una estructura de pórticos especiales resistentes a momento y una estructura con riostras restringidas al pandeo, se realizó el diseño de las riostras restringidas al pandeo para poder comparar aspectos importantes de su comportamiento como derivas de piso y periodos de vibración.
- En Estados Unidos existen empresas que realizan ensayos de laboratorio de las riostras restringidas al pandeo de distintas longitudes y distintas secciones de núcleo y las comercializan.
- El diseño de las riostras restringidas al pandeo es una alternativa para los diseñadores del país, este tipo de riostras deben ser probadas en laboratorios para poder ser utilizados en el mercado nacional.
- El acero del núcleo de las riostras restringidas al pandeo se lo modelo con la característica que su comportamiento histeretico sea igual en compresión y tensión.

- La disertación sirve como una guía de diseño de sistemas estructurales sismo resistente con riostras restringidas al pandeo que incluye aspectos importantes a tomar en cuenta.
- El costo total que representa la colocación de las riostras (aproximadamente 36 mil dólares) en esta estructura, es bajo en comparación a la alta capacidad sismo resistente que ofrece a la misma.
- En la estructura estudiada se utilizaron 64 riostras restringidas al pandeo, el costo total (36 mil dólares) distribuido en la cantidad de metros cuadrados de la estructura equivale a 20.37 \$ por m².
- Con la colocación de las riostras restringidas al pandeo, la deriva máxima de la estructura se redujo aproximadamente a la tercera parte por lo tanto se mejora el desempeño del sistema, el decremento en la deformación lateral puede incluso evitar la generación de qué mecanismos plásticos se formen en el sistema a porticado.
- Las riostras restringidas al pandeo pueden actuar como disipadores de energía visco elástico cuya respuesta histeritica está caracterizada por ciclos iguales tanto en tensión como en compresión, estables y con gran capacidad de disipación de energía.
- La estructura con pórticos especiales resistentes a momento se diseñó para llegar al límite de derivas del 2% que especifica la NEC, para llevar al límite de derivas la estructura con riostras restringidas al pandeo era necesario reducir las secciones de las columnas o de las riostras, en este caso no fue posible porque al reducir la sección de las riostras no se cumple el diseño basado en fuerzas y reduciendo las columnas no se cumple con la capacidad de carga axial.

- En el caso de estructuras con riostra restringidas al pandeo, la carga sísmica es mayoritariamente tomada por las riostras, por lo que en este caso no sería necesario que se cumpla con las disposiciones prescriptivas y el diseño por capacidad requerido en pórticos resistentes a momento.
- Se recomienda realizar un análisis amplio del sistema de riostras restringidas al pandeo para poder realizar una guía de diseño propia que se incluya como alternativa en las normas nacionales.

7. BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*.
- An Chien Wu, Pao Chun Lin, Keh Chyuan Tsai . (2012). *A type of buckling restrained brace for convenient inspection and replacement*. Lisboa.
- Cameron Black, Nicos Makris, Ian Aiken. (2002). *Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling Restrained Braces*. California.
- Cancelado, R. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte I*. Bogotá.
- Chia-Ming Uang, Masayoshi Nakashima, Keh Chyuan Tsai. (2004). *Research and application of buckling restrained braced frames*.
- Chia-Ming Uang, Masayoshi Nakashima and Keh-Chyuan Tsai. (2004). *Research and application of buckling-restrained braced frames*.
- Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Ryan Kersting, Larry Fahnestock, Walterio López. (2015). *Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames*.
- Construction, A. I. (2018). *Seismic Design Manual*.
- COREBRACE. (s.f.). *COREBRACE*. Obtenido de <https://corebrace.com/>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño Sismoresistente de construcciones de acero*. Mendoza.
- Garza, L. (2020). *Edificios de acero*.
- Guaje, J. (s.f.). *ACADEMIA*. Obtenido de https://www.academia.edu/36158242/Porticos_con_Riostras_de_Pandeo_Restringido
- IBC, SEAOC. (2020). *Examples for Steel-Framed Buildings*. California: International Code Council.
- Larry Muir, William Thornton. (2014). *Vertical Bracing Connections-Analysis and Design*. Georgia.
- Malgin, M. (11 de Octubre de 2018). *SkyCiv*. Obtenido de <https://skyciv.com/es/technical/what-is-an-interaction-curve/>
- Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, Rafael Sabelli. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. Mc Graw Hill.
- Morihisa Fujimoto, Akira Wada, Eiichiro Saeki, Toru Takeuchi, Atsushi Watanabe. (1990). *Development of Unbonded Brace*.
- Muir, L. (2003). *Designing Compact Gussets with the Uniform Force Method*.
- No.11, N. S. (2015). *Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames*.

- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Espectro elástico de respuesta. En N. E. Construcción, *Peligro Sísmico* (pág. 33). Quito: MIDUVI.
- Pardo, M. (s.f.). *Marcelo Pardo Ingeniería*. Obtenido de <https://marcelopardo.com/diagrama-interaccion-columnas-hormigon-armado/>
- Placencia, P. (2020). *Edificios de hormigón armado*. Quito.
- Roberto Aguiar, Mary Revelo, Willy Tapia. (s.f.). *Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI 318SR-05*. Quito.
- Ryota Matsui, Toru Takeuchi, Jerome Hajjar, Kohji Nishimoto, Ian Aiken. (2008). *Local Buckling Restraint Condition for Core Plates in Buckling Restrained Braces*. Beijin.
- Santana, E. (2018). *Steemit*. Obtenido de [https://steemit.com/stem-espanol/@eliaschess333/aprendiendo-a-construir-el-diagrama-de-interaccion-de-una-columna-de-concreto-armado-aplicaciones-en-la-ingenieria#:~:text=%2D%20El%20diagrama%20de%20interacci%C3%B3n%20define,de%20carga%20\(Cargas%20Permanen](https://steemit.com/stem-espanol/@eliaschess333/aprendiendo-a-construir-el-diagrama-de-interaccion-de-una-columna-de-concreto-armado-aplicaciones-en-la-ingenieria#:~:text=%2D%20El%20diagrama%20de%20interacci%C3%B3n%20define,de%20carga%20(Cargas%20Permanen)
- SEISMIC, S. (2010). *Cost advantages of Buckling Restrained Braced Frame buildings in accordance with Eurocode*.