



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EXPLORACIÓN DE SOLUCIONES PARA BASES DE COLUMNA DISIPATIVA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

BENJAMÍN IGNACIO BARRERA VENEGAS

PROFESOR GUÍA:
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAMÓN MONTECINOS CONCHA
JOSÉ LUIS ALMAZÁN CAMPILLAY

SANTIAGO DE CHILE
2023

EXPLORACIÓN DE SOLUCIONES PARA BASES DE COLUMNA DISIPATIVA

El contexto sísmológico de Chile origina un área de estudio donde es necesario asegurar un adecuado comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas. En general, la investigación en el ámbito estructural es bastante avanzada y ha presentado muy buenos resultados de acuerdo a los objetivos propuestos. La actual norma Chilena para estructuras industriales referida a esto es la *NCh 2369* en donde se pueden encontrar una serie de disposiciones generales y requisitos para el diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales de acero.

Se tiene un limitado número de estudios analíticos y experimentales referidos a la conexión de la base de la columna a la fundación, a pesar de ser una parte fundamental en la estructura. Consecuencia de eso, es que se posee un diseño sísmico muy precario en ese ámbito. En la actualidad se diseña el anclaje por norma y la configuración más utilizada es la silla de anclaje. En relación a lo anterior, es necesario innovar y mejorar el escenario actual, con la finalidad de comprender de manera más detallada el comportamiento de dicha fracción de la estructura bajo cargas sísmicas y desarrollar procedimientos de diseño perfeccionados. Por esto la norma recomienda tener prudencia y buen juicio en el diseño y detallamiento de la conexión de la base de columnas y así poder conseguir la resistencia, rigidez y ductilidad deseada en esta importante clase de conexiones.

El presente trabajo de título busca focalizar el estudio en la disipación de energía sísmica mediante amortiguadores, los cuales operen como disipadores y fusibles asegurando la concentración del daño en un dispositivo de fácil reemplazo y la rápida funcionalidad de la edificación luego de un gran sismo que comprometa la integridad de la estructura. De manera más precisa, se busca implementar el concepto de disipación de energía en una zona específica, correspondiente a las bases de columnas de acero. Se comienza con una recopilación bibliográfica de dispositivos disipadores, amortiguadores o configuraciones que permitan limitar la propagación del daño. Se estudian diferentes soluciones que han presentado un buen desempeño en estudios anteriores, los cuales han sido analizados y puestos a prueba en diferentes partes de una estructura. Se analiza la posibilidad y factibilidad de utilización de estos dispositivos, esto se lleva a cabo con estudios de análisis numéricos mediante la utilización del software SAP2000, dedicado al análisis estructural y diseño de los prototipos, además de estudiar el trabajo conjunto con la columna. De las propuestas presentadas se procede finalmente con la elección de la que propone un mejor desempeño, analizando mediante su capacidad de disipación de energía y factibilidad de uso en la práctica.

El uso de elementos disipativos en la base de la columna permite disipar la mayor parte de la energía proveniente de la fundación de manera localizada quitándole dicha responsabilidad a los demás elementos estructurales. Además, sirve como fusible, concentrando el daño y disminuyendo las posibilidades de riesgo a la estructura completa. Algunas ventajas del prototipo utilizado como su fácil reemplazo, confección, implementación, observación y su destacable comportamiento disipativo, lo posicionan como una gran alternativa al enfrentar un diseño estructural sísmico.

*Con mucho cariño para mi familia,
sin su apoyo este paso no habría sido posible.*

Agradecimientos

Partir agradeciendo a mis padres, Roberto y Celinda, por siempre apoyarnos y estar comprometidos en nuestro bienestar junto a mis hermanos, Francisco y Paula. Fueron quienes nos dieron los primeros empujones para convertirnos en las personas que somos hoy en día, los admiro y nunca he dejado de aprender de ustedes. A mi polola, Tamara, por todo el cariño, buenos momentos y apoyo incondicional en tiempos difíciles durante el transcurso de esta etapa universitaria.

Quiero agradecer a mi profesor guía, Ricardo Herrera, por guiarme con las dudas, tiempo dedicado, consejos y apoyo para llevar adelante esta investigación. A los profesores Ramón Montecinos y José Luis Almazán, por ser parte de la comisión de este trabajo.

Agradezco a mis amigos cercanos que siempre estuvieron para darme una palabra de aliento. A mis amigos de la universidad por el apoyo y buenas anécdotas. En general, a todo mi círculo cercano, sin ustedes no hubiera sido lo mismo.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Introducción General	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Organización del Trabajo	2
2. Antecedentes	3
2.1. Antecedentes Generales	3
2.2. Normativa Existente	5
2.2.1. NCh 2369 Of.2003	5
2.2.2. Specification for Steel Buildings, AISC 360-16 [3]	8
2.2.3. AISC Steel Design Guide 1: Base plate and anchor rod design, 2nd edition [4]	10
2.2.3.1. Materiales	10
2.2.3.2. Diseño de pernos para cuando predominan cargas axiales:	11
2.2.3.3. Diseño de pernos cuando predominan momentos pequeños	11
2.2.3.4. Diseño de pernos para cuando predominan momentos grandes	11
2.3. Estudios Anteriores	14
2.3.1. Disipadores de energía	14
2.3.2. Propuesta de Diseño 1	14
2.3.2.1. Descripción de la propuesta	14
2.3.2.2. Estudios experimentales	16
2.3.2.3. Resultados	17
2.3.2.4. Principales conclusiones	19
2.3.3. Propuesta de Diseño 2	20
2.3.3.1. Descripción de la propuesta	20
2.3.3.2. Estudios experimentales	21
2.3.3.3. Resultados	24
2.3.3.4. Principales conclusiones	26
2.3.4. Propuesta de Diseño 3	27
2.3.4.1. Descripción de la propuesta	27
2.3.4.2. Estudios experimentales	28
2.3.4.3. Resultados	29
2.3.4.4. Principales conclusiones	31
3. Desarrollo	33

3.1.	Descripción de la configuración seleccionada	33
3.2.	Detalles del modelo numérico utilizado y su validación	36
3.2.1.	Descripción del modelo	36
3.2.2.	Análisis No Lineal Estático: Pushover	40
3.2.3.	Resultados	40
3.2.4.	Validación del modelo	41
3.3.	Aplicación a la base de una columna	43
3.3.1.	Modelo base de columna convencional	43
3.3.2.	Resultados	45
3.3.3.	Modelo amortiguador integrado en la base de columna	46
3.4.	Resultados	48
3.5.	Análisis comparativo y discusión	50
4.	Conclusiones	55
4.1.	Diseño de Anclajes	55
4.2.	Recomendaciones y posibles futuras investigaciones	57
5.	Bibliografía	58

Índice de Tablas

2.1.	Resumen disposiciones de la norma NCh2369, referente a materiales.	6
2.2.	Resumen disposiciones de la norma NCh2369, referente al anclaje.	7
2.3.	Materiales para pernos de anclaje [4]	10
3.1.	Dimensiones de viga y columna utilizada.	35
3.2.	Propiedades mecánicas de los elementos.	35
3.3.	Desplazamiento para cada load case.	39
3.4.	Energía disipada para cada ciclo en comparativa para el anclaje convencional y con amortiguador integrado.	53

Índice de Ilustraciones

2.1.	Conexión típica placa base expuesta [1].	3
2.2.	Fuerzas resistidas según rigidez de la placa base [1]	4
2.3.	Configuración silla de anclaje [2].	6
2.4.	Configuración anclaje de columna para momentos grandes predominantes [4].	12
2.5.	Vista general de la conexión viga-columna [5].	15
2.6.	Detalle del amortiguador [5].	16
2.7.	Configuración del marco de ensayo [5].	17
2.8.	Relación entre carga y rotación relativa de la viga [5].	18
2.9.	Relación entre la fuerza axial y deformación del amortiguador [5].	18
2.10.	Conexión base columna autocentrante [6].	21
2.11.	Fuerzas de interacción entre los componentes durante el balanceo [6].	22
2.12.	Curva histerética momento-rotación teórica. [6].	23
2.13.	Modelo base de columna bidimensional en OpenSees [6].	24
2.14.	Comparación de la distribución de las derivas máximas de los pisos de los marcos del estudio de caso. [6].	25
2.15.	Comparación de la distribución de las derivas residuales del piso en términos de valores medianos (50 % fractil) entre todos los movimientos del terreno de los marcos del caso de estudio. [6].	25
2.16.	Configuración base de columna [7].	27
2.17.	Detalle de los componentes del disipador de energía (unidad: mm) [7].	28
2.18.	Modelo mecánico propuesta [7].	29
2.19.	Historia de desplazamiento propuesta 3 [7].	29
2.20.	La energía disipada en diferentes bucles de histéresis. [7].	30
2.21.	Curvas de deformación residual. [7].	30
2.22.	Curvas histeréticas para las 6 pruebas [7].	31
3.1.	Detalle del amortiguador [5].	33
3.2.	Historia de desplazamiento.	34
3.3.	Modelo mecánico de la conexión.	36
3.4.	Modelo amortiguador conexión viga-columna.	37
3.5.	Definición ciclo de histeresis [9].	37
3.6.	Curva Multi-Linear Force-Deformation Definition en unidades de [kN, mm].	38
3.7.	Historia de desplazamiento.	38
3.8.	Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la viga y su rotación relativa.	40
3.9.	Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.	41
3.10.	Gráfico P [kN] vs Theta [rad]	41
3.11.	Gráfico N [kN] vs u [mm]	42

3.12.	Esquema del anclaje y Modelo del anclaje en SAP2000 [10].	43
3.13.	Curva envolvente fuerza vs deformación para pernos de anclaje [10].	44
3.14.	Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.	45
3.15.	Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la columna y su rotación relativa.	46
3.16.	Modelo de análisis utilizado.	47
3.17.	Vista en planta de la placa base y disposición de los amortiguadores. (Imagen de fondo tomada como referencia de Guia de diseño, AISC [3])	48
3.18.	Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la columna y su rotación relativa.	49
3.19.	Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.	49
3.20.	Respuesta histerética comparativa	50
3.21.	Gráfico trabajo mecánico realizado por cada ciclo para anclaje convencional.	51
3.22.	Gráfico trabajo mecánico realizado por cada ciclo para anclaje con amortiguador.	52
3.23.	Gráfico trabajo mecánico realizado por ambas configuraciones.	52

Capítulo 1

Introducción

1.1. Introducción General

La actividad sísmica en Chile representa un peligro latente y en constante estudio, es por esto que un correcto diseño estructural es fundamental para asegurar un adecuado comportamiento ante solicitaciones como las esperadas en un terremoto. Un buen comportamiento corresponde a garantizar la funcionalidad dependiendo del tipo de edificación y factor de importancia, ya sea industrial, habitacional, por nombrar algunos. En el contexto nacional, la estructuración en acero se focaliza en la construcción de estructuras dedicadas mayormente a la industria, las cuales siguen los criterios de diseño dados por la norma *NCh2369*. En vista de la flexibilidad arquitectónica que ofrece el acero, se hace necesario transferir la experiencia industrial a la edificación urbana con la finalidad de reducir la brecha de costos existente actualmente con lo que son las estructuras de hormigón.

Actualmente, los criterios de diseño sísmico se basan en la norma *NCh 433 of 1996*, "*Diseño sísmico de edificios*" (INN, 2012) la cual ha sido modificada según lo observado por experiencias de los terremotos ocurridos en el último tiempo y la norma *NCh 2369*, "*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*" (INN, 2003) la cual refleja el estado del arte del diseño sísmico en Chile. Se cuenta con estas dos normas para el diseño de estructuras, presentando una incompleta definición para los anclajes. La norma *NCh 2369* propone criterios de diseño para estos, la cual encarga a los anclajes ser los primeros elementos en disipar energía al fluir los pernos. Por otro lado, generalmente se estudia el comportamiento dúctil de las estructuras de acero sin considerar la disipación de energía en el anclaje de las columnas, asumiendo que la no linealidad se verifica en los elementos estructurales.

Es por lo anterior la necesidad de innovación dedicada a la resiliencia sísmica de las estructuras, donde se busque hacer frente a sismos de gran magnitud no comprometiendo funcionalidad y esperando el menor daño posible. Para esto, se examina la posibilidad de estudiar la focalización de un probable daño en la base y así forzar una disipación temprana de energía para la estructura. La finalidad de este trabajo es estudiar distintas alternativas para un dispositivo de amortiguación específicamente ubicado en la base de columnas. Se procede estudiando por medio de análisis numérico el disipador de energía escogido con el fin de analizar su factibilidad y comparar su comportamiento con los métodos de anclaje utilizados comúnmente, además de desarrollar una propuesta de metodología de diseño para la solución que presente mejor desempeño y factibilidad en su uso.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Este trabajo de título tiene por objetivo general el estudio de propuestas para solución de bases de columna disipativa, las cuales actúen en función de limitar y concentrar el daño en la estructura ante un sismo.

1.2.2. Objetivos Específicos

Se cuenta con una serie de objetivos específicos, los cuales se detallan a continuación:

1. Estudiar diferentes métodos de amortiguación existentes, como los desarrollados para conexiones viga-columna. Proceder con la elección de uno y modificarlo para su uso en base de columnas.
2. Identificar parámetros para la configuración del amortiguador, tales como longitud, diámetro, posición y anclaje. Determinar método de diseño.
3. Distinguir alcances del estudio y entregar sugerencias para el desarrollo de nuevos sistemas de amortiguación.

1.3. Organización del Trabajo

La organización general del presente trabajo consta de 4 capítulos, descritos concisamente a continuación:

- El Capítulo 2 presenta los antecedentes generales utilizados en el desarrollo de este estudio, en el se puede encontrar contexto nacional en la estructuración de acero, normativa vigente, guía de diseño para anclajes y estudios anteriores utilizados como base para el avance del actual.
- El Capítulo 3 expone el desarrollo del trabajo realizado, es posible encontrar con mayor detalle la definición de disipador de energía, diseño, modelamiento numérico y resultados obtenidos del análisis. Además, la aplicación del amortiguador a la base de la columna, sus consideraciones para la modelación numérica, resultados obtenidos y análisis comparativo entre la configuración convencional y el modelo propuesto.
- El Capítulo 4 contiene los principales análisis, conclusiones y recomendaciones para futuras investigaciones.

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Antecedentes Generales

En el contexto nacional las estructuras de acero son utilizadas principalmente en el sector industrial, reguladas en su diseño según la norma chilena *NCh2369. Of2003*, la cual establece requisitos para su diseño sísmico. Cabe mencionar que la norma de diseño sísmico actual, la norma *NCh433*, basa sus disposiciones en el comportamiento de edificios de hormigón armado estructurados en base a muros de corte. Mientras tanto el diseño sísmico de estructuras de acero no ha tenido un gran desarrollo en el último tiempo, debido al exitoso comportamiento del hormigón y su menor costo respecto al acero estructural.

La conexión tradicional entre la columna y fundación de la estructura es realizada mediante la utilización de pernos de anclaje. Su proceso constructivo consta de la inserción de los pernos en la fundación de hormigón armado donde luego se aperna la placa base de acero de la columna sobre un mortero de nivelación denominado grout. Este tipo de conexión se diseña para trabajar ante esfuerzos de flexión, corte y cargas axiales, entregadas y desarrolladas desde la columna hacia la fundación debido a cargas laterales y gravitacionales.

La Figura 2.1 ilustra una configuración típica del sistema de anclaje de una placa base.

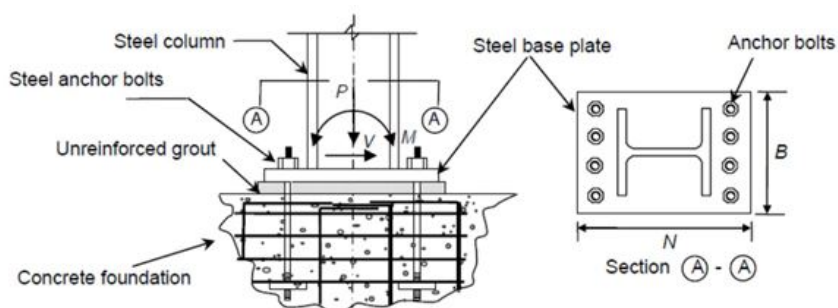


Figura 2.1: Conexión típica placa base expuesta [1].

La conexión de la base de la columna debe ser capaz de resistir las solicitaciones y cargas transmitidas desde la estructura al suelo de fundación. Las cargas de tipo axial se transmiten desde la columna a la placa base mediante su área neta efectiva, es decir, la sección transversal que comprende el ala y almas del perfil de acero. Las tensiones desarrolladas bajo la

placa base dependen de la rigidez de esta y puede variar desde uniformes para placas bases de gran grosor a irregulares con concentraciones de tensiones bajo el alma y las alas de la columna para placas bases delgadas, donde sólo parte del área de la placa base transmite efectivamente compresión al hormigón de la fundación. A continuación, en la Figura 2.2 se puede ver dicho equilibrio de fuerzas sobre la placa.

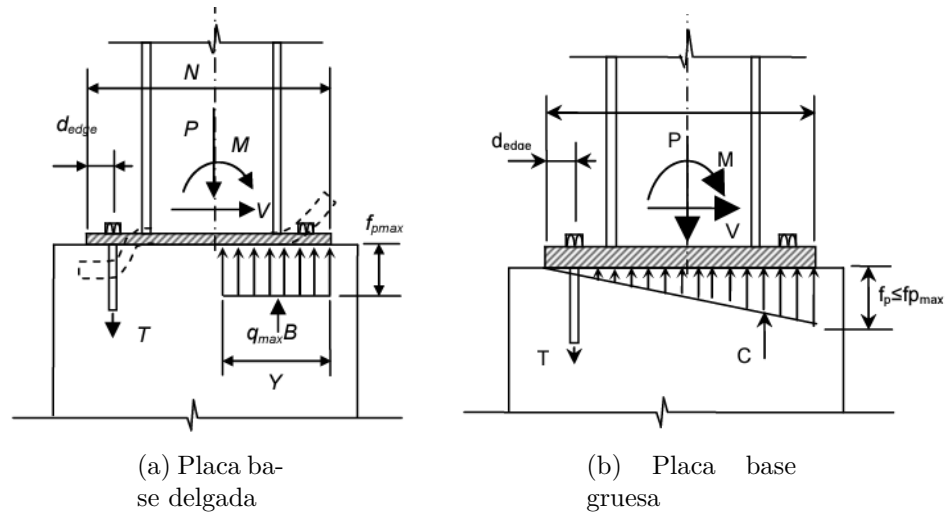


Figura 2.2: Fuerzas resistentes según rigidez de la placa base [1]

Si se trata de cargas laterales, ya sean debidas a viento o sísmicas, a medida que estas aumentan, la zona sujeta a compresión en el hormigón del pedestal cambia, desplazándose desde el centro de la columna al borde de la placa base, según dirección de la carga aplicada. Al trabajar con placas base gruesas o rígidas, la placa se mueve y gira como un cuerpo rígido, desarrollando deformaciones y esfuerzos máximos en los bordes de la placa base. Por otro lado, si la placa base es delgada, debido a su deformación, la concentración de esfuerzo se posiciona debajo de la ala de la columna que se encuentra bajo compresión. Al otro lado de la columna, la tracción en el ala induce fuerzas de tracción en los pernos de anclaje, fuerza necesaria para mantener el equilibrio de fuerzas verticales y de momento en el caso de que se tengan excentricidades considerables.

Por otro lado, las fuerzas de momento son resistentes por tracción de los pernos, donde el brazo palanca corresponde a la distancia entre la resultante del esfuerzo a compresión en el hormigón y el eje medio de los pernos de anclaje solicitados. Solicitación que interesa para el presente estudio.

Finalmente, de la resistencia al corte y el equilibrio de las fuerzas horizontales en la base de la columna se encargan tres mecanismos:

1. Fricción a lo largo del área de contacto entre el hormigón y la placa base, cabe mencionar que esta fuerza no es considerada para el diseño sísmoresistente.
2. Flexión y corte en los pernos de anclaje.
3. Aplastamiento de llaves de corte contra el hormigón, instaladas debajo de la placa base.

El último mecanismo es el más ocupado en la práctica chilena cuando los esfuerzos de corte son considerables.

2.2. Normativa Existente

En la práctica no existe una norma o guía de diseño nacional que indique la metodología para el diseño y construcción de anclajes en columnas de acero. Se utilizan normas o guías extranjeras, que junto con recomendaciones de prácticas constructivas aportadas por grandes empresas nacionales y la norma chilena *NCh 2369*, permiten su realización.

2.2.1. NCh 2369 Of.2003

La norma chilena *NCh 2369* referida al diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, establece requisitos y disposiciones relativas al diseño de anclajes de columnas y materiales a emplear. Esta se encuentra orientada al cumplimiento de dos objetivos principales: los referidos a la protección de la vida en la industria y su continuidad de operación. En tales puntos se busca evitar el colapso de la estructura, asegurando la operatividad de las vías de escape durante una emergencia sísmica, además de mantener los procesos y servicios esenciales reduciendo al mínimo el tiempo de paralización de la operatividad de la industria.

En lo referido a anclajes, la norma en su octavo capítulo promueve el uso de un refuerzo adicional en la base de la columna, la denominada silla de anclaje, cuya finalidad es actuar como un fusible sísmico restringiendo la energía que entra a la estructura. Junto con la silla, también se puede encontrar otro elemento denominado llave de corte, situado en la parte inferior del anclaje. Tal como su nombre lo indica, su función es resistir el esfuerzo cortante de la estructura. De acuerdo a las normativas actuales esta configuración permite suponer un correcto desempeño ante grandes sollicitaciones sísmicas, considerando una transmisión del corte basal de forma lineal y elástica a la fundación. Con esto se tendrían consideradas en totalidad las sollicitaciones asumidas para el diseño, siendo los pernos quienes responden a la fuerza de tracción del anclaje y la llave de corte que resiste el corte basal.

La norma indica en el punto 8.6.2 que los pernos que se encuentren sujetos a tracción deben tener silla de anclaje y su vástago debe ser suficientemente visible para permitir su inspección y reparación. El diseño de los pernos consiste en estudiar el máximo esfuerzo de tracción proveniente de la estructura, parámetro resultante de un correcto análisis estructural considerando la carga sísmica reducida dada por la norma *NCh 433*. Dicho parámetro se utiliza para calcular la cantidad de pernos según el diámetro solicitado. Dadas las propiedades geométricas y mecánicas del material es posible realizar el diseño para la silla de anclaje, diseñada considerando la capacidad de los pernos a fin de mantener un comportamiento elástico durante el análisis.

A continuación, en la Figura 2.3 se presenta una imagen con el procedimiento utilizado actualmente en la práctica nacional para la estructuración de bases de columnas y en las Tablas 2.1 y 2.2, se encuentra un resumen de la norma referido a materiales y a consideraciones para anclajes, respectivamente.

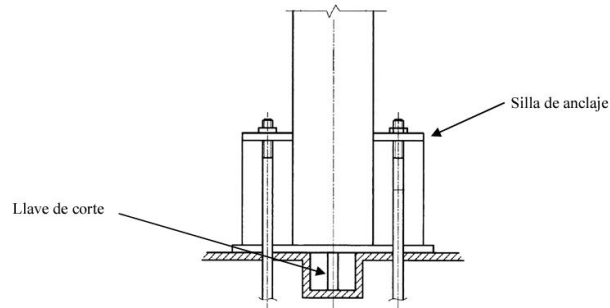


Figura 2.3: Configuración silla de anclaje [2].

Tabla 2.1: Resumen disposiciones de la norma NCh2369, referente a materiales.

Artículo	Disposición
8.2.1	<p>El acero estructural debe cumplir con los siguientes requisitos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tener en el ensayo de tracción una meseta pronunciada de ductilidad natural con un valor del límite de fluencia inferior a 0,85 de la resistencia a la rotura y alargamientos de rotura mínimos de 20 % en la probeta de 50 [mm]. • Soldabilidad garantizada según normas AWS. • Tenacidad mínima de 27 Joules a 21 °C en ensayo de Charpy según ASTM A6. • Límite de fluencia no superior a 450 [MPa].
8.2.2	<p>Además de las condiciones especificadas en 8.2.1, los materiales deben cumplir alguna de las especificaciones siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • ASTM A 36, A 242, A 572 Gr. 42 y 50, A 588 Gr. 50, A 913 y A 992 para perfiles, planchas, barras, pernos corrientes y de anclaje. • DIN 17 100, calidades St. 44.2, St. 44.3 y St. 52.3 para los mismos elementos. • NCh203 A 42-27ES, A 37-24ES y NCh1159 A 52-34ES para los mismos elementos. • ASTM A 500 Gr. B y C, A 501 y A 502 para tubos estructurales. • AWS 5 para soldaduras. <p>Se pueden usar materiales que cumplan otras especificaciones equivalentes a las anteriores y que sean aprobadas por los profesionales especialistas de cada proyecto.</p>

Tabla 2.2: Resumen disposiciones de la norma NCh2369, referente al anclaje.

Artículo	Disposición
8.6.1	Los apoyos de estructuras y equipos que transmiten esfuerzos sísmicos a las fundaciones u otro elemento de hormigón se deben anclar por medio de pernos de anclaje, placas de corte, barras de refuerzo u otros medios adecuados.
8.6.2	Los pernos de anclaje que quedan sometidos a tracción deben tener silla y vástago visible para permitir su inspección y reparación, y el hilo debe tener suficiente longitud para reapretar las tuercas. La longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 [mm] ni a ocho veces su diámetro, ni el largo del hilo bajo la tuerca inferior a 75 [mm]. Se pueden exceptuar de esta exigencia aquellos pernos de anclaje con capacidad suficiente para resistir combinaciones de cargas en las que las fuerzas sísmicas se amplifican en 0,5 R veces, pero no menos que 1,5 veces, con respecto al valor obtenido en el análisis sísmico.
8.6.3	<p>Las placas bases de columnas y equipos en general deben estar provistas de placas de corte o topes sísmicos diseñados para transmitir el 100 % del esfuerzo de corte basal.</p> <p>Se exceptúan de estas exigencias los siguientes casos:</p> <p>a) Apoyos con esfuerzo de corte inferior a 50 [KN]. En este caso se aceptará tomar el corte con los pernos, considerando que sólo dos de ellos son activos para ese fin y las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción.</p> <p>b) Bases de estanques y equipos provistos de nueve o más pernos. En este caso se aceptará tomar el 100 % del corte con los pernos, considerando activos un tercio del número total de pernos, y aplicando las correspondientes fórmulas de interacción corte-tracción con la tracción máxima y el corte así calculado.</p> <p>En el caso de a) y b) los pernos deben estar embebidos en la fundación</p>
8.6.4	En el diseño de la placa de corte no se debe considerar la resistencia del mortero de nivelación.
8.6.5	El diseño de los elementos de anclaje al corte no debe contemplar el roce entre la placa base y la fundación.
8.6.6	No se debe considerar la superposición de resistencia entre placas de corte y pernos de anclaje.
8.6.7	Cuando se dejen casillas en la fundación para la posterior instalación de pernos de anclaje, las paredes laterales de las casillas deben tener una inclinación mínima del 5 % con respecto a la vertical, de modo que el área inferior sea mayor que la superior. Las casillas se deben rellenar con un mortero no susceptible a retracción.
8.6.8	El hormigón de las fundaciones se debe diseñar para resistir los esfuerzos verticales y horizontales transmitidos por los elementos metálicos de anclaje. La resistencia del hormigón y sus refuerzos debe ser tal que la eventual falla se produzca en los dispositivos metálicos de anclaje y no en el hormigón.

2.2.2. Specification for Steel Buildings, AISC 360-16 [3]

En cuanto a materiales, la especificación indica para las barras de anclaje y barras con hilo fabricado el uso de las siguientes especificaciones ASTM:

- ASTM A36/A36M
- ASTM A193/A193M
- ASTM A354
- ASTM A449
- ASTM A572/A572M
- ASTM A588/A588M
- ASTM F1554

Siendo el acero ASTM F1554, de acuerdo esta especificación, el material de preferencia para pernos de anclaje.

Los hilos en pernos de anclaje y pernos con hilo deberán satisfacer las Series ASME B18.2.6 de Estándares Unificados y tendrá las tolerancias de la Clase 2A.

Los pernos de anclaje deben ser capaces de resistir las cargas de la estructura completa en la base de las columnas incluyendo componentes de tracción neta debidos a cualquier momento de flexión que puedan resultar por las combinaciones de carga.

El diseño de los pernos de anclaje se realiza según la sección J3 y su resistencia de diseño es determinada de acuerdo a los estados límites de ruptura en tracción y en corte, tal como se muestra a continuación:

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad (2.1)$$

$$F_n = 0,75 \cdot F_u \quad (2.2)$$

$$\phi = 0,75(LRFD) \quad \Omega = 2,00(ASD) \quad (2.3)$$

Donde:

R_n = Tracción de diseño del perno [N]

F_n = Tracción nominal del perno [MPa]

A_b = Área nominal de perno sin hilo [mm^2]

F_u = Tracción última del perno [MPa]

La resistencia requerida de tracción debe incluir cualquier tracción resultante por la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas.

Las bases de columnas deben ser diseñadas considerando el aplastamiento sobre los elementos de concreto, incluyendo cuando las columnas deben resistir fuerzas horizontales en la placa base.

Se permiten grandes perforaciones sobremedidas y perforaciones ranuradas en placas base cuando se provee de un adecuado aplastamiento para la tuerca por medio del uso de arandelas o golillas estructurales según ASTM F884 o mediante planchas de ajuste para enlazar la perforación. Los tamaños de perforaciones permitidos y las dimensiones de golillas correspondientes se presentan en el Manual de Construcción en Acero AISC y en ASTM F1554. Los pernos de anclaje según ASTM F1554 pueden ser suministrados de acuerdo con las especificaciones del producto, con un diámetro en el cuerpo menor al diámetro nominal. Efectos de carga tales como flexión y elongamiento deben ser calculados basados en el diámetro mínimo permitido por la especificación del producto.

Los esfuerzos de corte en la base de la columna difícilmente son resistidos por el aplastamiento de la placa base hacia los pernos de anclaje. Aun si se considera el menor coeficiente de roce posible, la fricción generada debido a las cargas verticales en la columna es generalmente más que suficiente para transferir y resistir el corte desde la columna a la fundación. Un caso excepcional es cuando se tienen bases de marcos arriostrados y marcos momento resistentes, donde por lo común se producen esfuerzos de corte mayores, los cuales se deben transmitir a la fundación mediante llaves de corte.

Si se usan arandelas para resolver los esfuerzos de corte, la flexión de los pernos de anclaje se deberá considerar en el diseño, así como su distribución en la placa base con el objetivo de permitir que exista suficiente espacio entre las arandelas. Además, se deberá prestar atención al efecto de la tolerancia entre los pernos de anclaje y el borde de las perforaciones. Es importante que la ubicación de los pernos de anclaje se coordine con la ubicación y el diseño de los refuerzos de las fundaciones, así como el diseño y tamaño de la placa base.

Es recomendable que el sistema que le otorga anclaje a los pernos en su punta sea lo más pequeño posible para evitar interferencias con los refuerzos de la fundación. Una tuerca hexagonal de serie pesada o una cabeza forjada es adecuada para desarrollar el cono de corte en el hormigón.

2.2.3. AISC Steel Design Guide 1: Base plate and anchor rod design, 2nd edition [4]

La guía de diseño de la AISC de diseño de placa base y barras de anclaje, esta orientada a proporcionar tanto a ingenieros, fabricantes y montadores los aspectos relativos necesarios para el diseño, detallamiento y especificaciones de las conexiones de la placa base a la columna y sus anclajes con la finalidad de incurrir en la menor cantidad de errores en los procesos antes mencionados. Esta guía se basa en las especificación AISC para estructuras de acero, e incorpora una pauta para diseños realizados según método de estados limites (LRFD) o según método de tensiones admisibles (ASD).

Esta guía de diseño se utiliza además en Chile, a pesar de ser proveniente de Estados Unidos. A continuación, en los próximos puntos se precisa un resumen de los aspectos mas importantes y que tienen relevancia con el estudio que se realiza en el presente.

2.2.3.1. Materiales

La Tabla 2.3 es extraída del documento de la guía de diseño, en ella se especifica como material mayormente utilizado para los pernos de anclaje el acero ASTM F1554 Gr 36. Si se trata de pernos de anclaje hechos de acero ASTM F1554 Gr 55, estos se usan cuando se tienen grandes tracciones debido a conexiones de momento o levantamiento asociado a volcamiento. Por otro lado, el acero ASTM F1554 Gr 105 es un acero de alta resistencia, y debe ser usado sólo cuando no es posible desarrollar la resistencia requerida usando pernos más largos con acero Gr 36 o Gr 55.

Tabla 2.3: Materiales para pernos de anclaje [4]

Material ASTM		Tensión Última, F_u [Mpa]	Tensión Nominal, $F_{nt}=0,75 \cdot F_u$ [Mpa]	Diámetro Máximo [mm]
F1554	Gr 36	400	300	102
	Gr 55	517	388	102
	Gr 105	862	647	76
A 449		827	621	25
		724	543	38
		621	465	76
A 36		400	300	102
A 307		400	300	102
A354 Gr BD		1034	772	64
		965	724	102

Caso especial es cuando las bases de columnas están expuestas al ambiente, tal como es en práctica chilena, en ese caso se deben usar pernos de anclaje galvanizados debido a que están propensos a corrosión.

En los siguientes puntos se resumen los pasos a seguir de la guía de diseño según el caso de cargas que tiene la columna.

2.2.3.2. Diseño de pernos para cuando predominan cargas axiales:

Procedimiento valido para apoyo rotulado donde se tiene solo cargas axiales, es decir los pernos se encuentran trabajando en tracción.

1. Determinar la carga axial que provoca el estiramiento de los pernos. Para el caso LRFD esta carga es T_u , y para el caso ASD es T_a .
2. Asumir una cantidad de pernos n (cuatro como mínimo) y calcular la tracción por perno T_n .
3. Mediante las fórmulas de tracción de diseño y nominal del perno, presentadas en punto de la especificación AISC 360-16, verificar que ϕR_n o R_n/Ω sea mayor a T_u/n o T_a/n , respectivamente. Si no es el caso, modificar cantidad de pernos.

2.2.3.3. Diseño de pernos cuando predominan momentos pequeños

Procedimiento válido para apoyos empotrados, en donde se tienen cargas axiales y momento. El hecho de que haya o no momentos pequeños en la base de la columna va a depender exclusivamente de la excentricidad de las cargas y su efecto. Si se tienen excentricidades pequeñas, la carga axial es resistida por la compresión en el hormigón, por lo que el procedimiento de diseño que entrega esta guía no se explicará ya que se aleja de los alcances de este estudio.

2.2.3.4. Diseño de pernos para cuando predominan momentos grandes

Consecuencia de presentar momentos grandes en la base, es la generación de cargas axiales en ambos lados de la columna, estando opuestas en sentido, es decir un lado se encuentra traccionado y el otro comprimido. El procedimiento se presenta a continuación:

1. Determinar la carga axial y el momento en la columna, según las combinaciones de carga.
2. Determinar dimensiones de placa base, con N como largo y B como ancho.
3. Verificar el cumplimiento de la condición dada por la siguiente ecuación:

$$e > e_{crit} \quad (2.4)$$

$$e = \frac{M}{P} \quad e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P}{2q_{max}} \quad (2.5)$$

$$q_{max} = f_{p(max)} \cdot B \quad (2.6)$$

$$f_{p(max)} = \phi_c(0,85f'_c)\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.7)$$

$$f_{p(max)} = \frac{(0,85f'_c)}{\Omega_c}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (2.8)$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$$

$$\phi = 0,65(LRFD) \quad \Omega = 2,5(ASD) \quad (2.9)$$

Donde:

e = Excentricidad

e_{crit} = Excentricidad crítica

M = Momento en la base de la columna [$N \cdot m$]

P = Carga axial en base de la columna [N]

N = Largo de placa base [m] (ver Figura 2.4)

q_{max} = Compresión distribuida máxima en hormigón [N/m]

$f_{p(max)}$ = Tensión de compresión máxima en hormigón [N/m^2]

B = Ancho de placa base [m]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón [MPa]

A_1 = Área de la placa base [m^2]

A_2 = Máxima área de la proyección del área cargada [m^2]

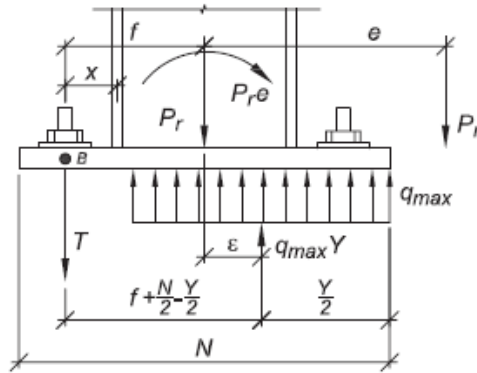


Figura 2.4: Configuración anclaje de columna para momentos grandes predominantes [4].

4. Verificar la condición dada por la siguiente formula. De no cumplirse, redimensionar la placa base.

$$\left(f + \frac{N}{2}\right) \geq \frac{2P(e + f)}{q_{max}} \quad (2.10)$$

Donde:

f = Distancia del centro de la columna al eje de los pernos [m]
 P = Carga axial en base de la columna [N]
 N = Ancho de placa base [m]
 e = Excentricidad
 q_{max} = Compresión distribuida máxima en hormigón [N/m]

5. Determinar largo de compresión:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P(e + f)}{q_{max}}} \quad (2.11)$$

6. Determinar fuerza de tracción:

$$T = q_{max} \cdot Y - P \quad (2.12)$$

7. Por ultimo, continuar con los pasos 2 y 3 descritos para el caso en donde predominan las cargas axiales.

2.3. Estudios Anteriores

2.3.1. Disipadores de energía

Los disipadores de energía son elementos diseñados para la desviación y concentración de energía en un punto, con esto se pretende liberar el resto de la estructura de posibles daños y brindar así mayor seguridad a los ocupantes. Una forma de conseguir la disipación de energía en el caso de ondas sísmicas provenientes del suelo de fundación hacia la estructura, es mediante amortiguadores estratégicamente dispuestos encargados de atenuar la respuesta sísmica. En la sección de revisión bibliográfica se puede encontrar una gran cantidad de disipadores para distintos tipos de estructuras, los hay para puentes, edificios de hormigón, ya sea en el ámbito residencial, civil e industrial. En la condición de disipadores de energía, es posible identificar de varios tipos, existen dispositivos metálicos, viscosos o de fricción. Esta técnica permite reducir las deformaciones y fuerzas que el sismo o algún agente externo impone a la estructura por medio del aumento de la capacidad de amortiguamiento de la misma. Se ubican en lugares estratégicos de la estructura y además son fusibles, es decir, dispositivos diseñados para que se dañen antes que la estructura, liberándola de algún tipo de deterioro.

Se han realizado estudios de diferentes configuraciones para estos amortiguadores, algunos de ellos, los más comunes y prácticos de implementar en una estructura se componen de una barra de acero restringida al pandeo. Sin embargo, estas investigaciones experimentales se encuentran pensadas para otras partes de la estructura, tal y como la conexión entre viga y columna, no específicamente en la zona de anclaje, área de estudio para este trabajo.

2.3.2. Propuesta de Diseño 1

Nombre del estudio: *Bolted beam-to-column connection with buckling-restrained round steel bar dampers.*

Su traducción al español corresponde a: Conexión atornillada de viga a columna con amortiguadores de barra de acero redondos restringidos por pandeo.

2.3.2.1. Descripción de la propuesta

La determinación de las conexiones viga-columna requieren de una consideración integral en el diseño de marcos de acero para edificios pues sus características influyen en gran medida en el desempeño del marco completo. Se ha investigado exhaustivamente el refuerzo de dichas conexiones con el fin de mejorar su rendimiento. Estudios recientes han investigado la aplicación de amortiguadores a conexiones atornilladas de viga a columna para disipar la energía sísmica y por lo tanto, reducir la vibración de las estructuras bajo la sollicitación de un terremoto.

Este estudio investiga la aplicación de amortiguadores de barras de acero redondas con restricción de pandeo en conexiones viga-columna, ya que en estudios previos se ha com-

probado un alto rendimiento para su aplicación. Este artículo propone una configuración de conexión junto con la descripción de su método de diseño. Luego, se presentan pruebas de carga cíclica de seis especímenes para demostrar su desempeño estructural. Finalmente, se analiza mediante análisis de elementos finitos los modelos de amortiguadores y conexiones para distinguir de manera detallada sus características de comportamiento plástico.

A continuación, se presenta una vista general de la conexión propuesta, en donde se diferencian elementos como viga, columna, ángulo de acero y sistema de amortiguador:

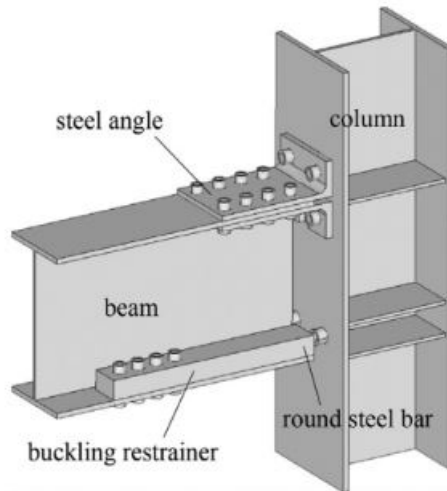


Figura 2.5: Vista general de la conexión viga-columna [5].

En la figura 2.5 la conexión propuesta consta de dos amortiguadores en el ala inferior de la viga. Los amortiguadores no están ubicados en el ala superior pues a menudo la losa del piso se fija allí en los marcos de edificios. El ala superior de la viga está conectada a la columna mediante tres ángulos de acero, a través de los cuales se transmite la fuerza cortante a la columna.

Se tiene un tubo de sección cuadrada de acero que se utiliza como elemento de restricción de pandeo, este posee cuatro orificios para pernos que permiten la conexión con el ala de la viga y un agujero largo para insertar la barra de acero. La barra redonda consta de hilos donde se atornilla en ambos extremos. Un extremo de la barra se atornilla al fondo del agujero y el otro se conecta al ala de la columna mediante un tornillo con dos tuercas. En la Figura 2.6 se detallan de manera más clara los componentes del amortiguador. Se determina la longitud de inserción del tornillo de modo que los amortiguadores funcionan satisfactoriamente cuando el ángulo de rotación del piso alcanza aproximadamente 0.02 rad bajo grandes cargas sísmicas. Se espera que la energía sísmica se disipe a través de la deformación por fluencia axial de la barra redonda de acero. Una ventaja del amortiguador propuesto es su forma simple.

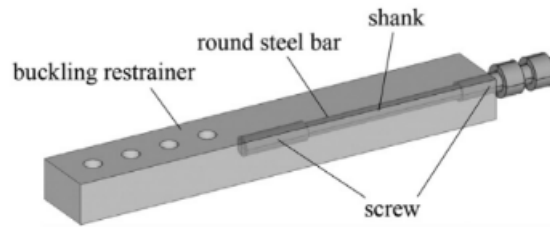


Figura 2.6: Detalle del amortiguador [5].

Para el diseño de la conexión se busca que la resistencia total de la barra de acero redonda sea menor que la resistencia del ala de la viga, así mantener el ala siempre en el rango elástico. La longitud de la barra se determina considerando la rigidez axial requerida del amortiguador, que está directamente relacionada con la rigidez rotacional de la conexión y esta se obtiene considerando el comportamiento general del marco. En cuanto al ángulo de acero, sus dimensiones se determinan de manera que la conexión permanezca elástica bajo la fuerza axial del ala superior de la viga y la fuerza cortante de la viga.

2.3.2.2. Estudios experimentales

Luego, se tienen las pruebas de carga cíclica, en donde para todos los especímenes se utiliza igual sección de viga y columna. Se aplica una carga en el extremo de la viga mediante un gato hidráulico de manera repetida. A continuación, en la Figura 2.7 se representa la configuración del marco de ensayo. Es posible observar los elementos como viga, columna, amortiguador, apoyos, sensores de desplazamiento y el punto de aplicación con dirección de la carga.

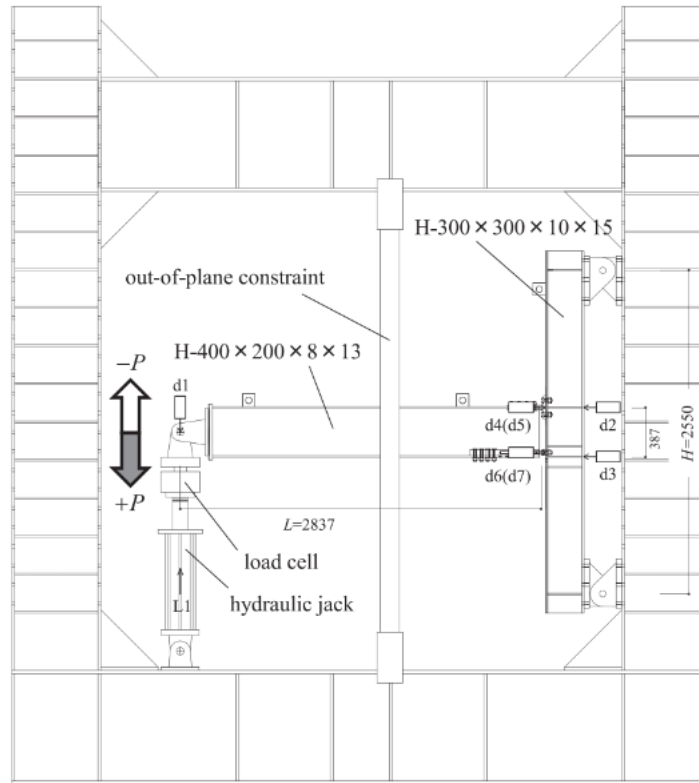


Figura 2.7: Configuración del marco de ensayo [5].

Se disponen sensores de desplazamiento que miden: rotación de la columna en la conexión, deformación de los ángulos de acero y deformación de la barra redonda de acero para el amortiguador. La carga es controlada por el ángulo de rotación de la viga en donde la amplitud aumenta gradualmente en 0.01, 0.02, 0.03 y 0.04 rad. Se realizan dos ciclos de carga completos para cada nivel de amplitud. Los dos primeros ciclos se cargan dentro del rango elástico para verificar la configuración de las muestras de ensayo y los sistemas de medición.

2.3.2.3. Resultados

En cuanto a los resultados obtenidos, se tiene que tanto la rigidez como el límite elástico de la prueba se encuentra similar al predicho. Los resultados que importan son los que hacen referencia al gráfico entregado por la carga $P[KN]$ aplicada en el extremo de la viga versus el ángulo de rotación de esta con respecto a la conexión con la columna, $\theta[rad]$. Además del gráfico entregado por la carga $N[KN]$ y la deformación $u[mm]$ que afecta al amortiguador, ambos expuestos a continuación en las Figuras 2.8 y 2.9, respectivamente.

En las figuras siguientes la línea roja representa una predicción de la relación basada en la evaluación de la rigidez y resistencia, calculadas de forma teórica. Se tiene que, tanto la rigidez como el límite elástico de los resultados de la prueba están en concordancia con los predichos.

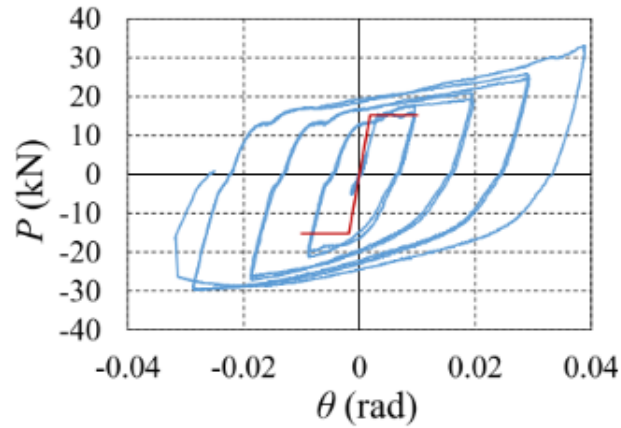


Figura 2.8: Relación entre carga y rotación relativa de la viga [5].

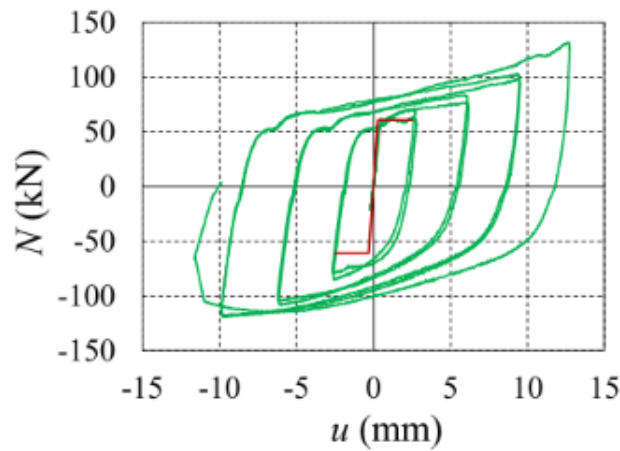


Figura 2.9: Relación entre la fuerza axial y deformación del amortiguador [5].

Para algunas pruebas se observa un gran deslizamiento alrededor de $P=0$, este representa una discontinuidad en la curva de relaciones de fuerza axial y deformación del amortiguador. El deslizamiento es causado por la deformación axial plástica en la parte del extremo con hilo que indujo la separación de la tuerca del ala de la columna. La comparación de prototipos revela que la rigidez se relaciona directamente con el valor de largo de la barra. Al tener un largo menor, el comportamiento de deslizamiento causado por el endurecimiento por deformación del material de acero apareció antes y de forma más drástica que otros especímenes.

Estos resultados revelan que se debe proporcionar la longitud suficiente para un correcto desempeño de la barra de acero. El deslizamiento podría reducirse utilizando una barra de acero con un vástago más delgado, esto se debe a que el diámetro del vástago siendo suficientemente más pequeño que el diámetro del extremo con hilo, permite que las partes de este último mantengan la elasticidad durante las pruebas. Además, se tiene que el comportamiento histerético del amortiguador es dominante en el desempeño de la conexión.

2.3.2.4. Principales conclusiones

Para finalizar a modo de síntesis se tienen las principales conclusiones obtenidas del estudio, las cuales se presentan a continuación:

- La gran ventaja del amortiguador es su forma simple. El amortiguador se puede fijar fácilmente en el ala de la viga inferior y de fácil reemplazo después un posible daño.
- Para los casos de vástagos gruesos, en los que ambos extremos de la barra tenían hilo, se observaron grandes deslizamientos en los bucles histeréticos debido a deformación plástica que presentaban algunas partes del extremo roscado. Además, el espécimen de prueba con vástagos de barra de acero más cortos mostró un comportamiento de deterioro temprano. Por el contrario, los especímenes de prueba con vástagos delgados y largos exhibieron un buen desempeño histerético.
- La comparación de los resultados del análisis de elementos finitos con los resultados de las pruebas mostró buenos resultados, especialmente para los modelos de vástago delgado, lo que demuestra la validez del modelo. Se examinó el comportamiento detallado de las barras de acero, como la deformación por pandeo en espiral.
- Se analizaron los modelos de conexión para examinar el comportamiento general del sistema amortiguador propuesto. El modelo de barra de acero más largo, en el que una parte del fuste no está cubierta por el limitador de pandeo, presenta concentración de tensión en su región expuesta.
- La relación de fuerza cortante en el amortiguador es bastante grande. Se concluye que la inserción de la porción de tornillo de la barra de acero en el limitador de pandeo es efectiva para reducir la acción de la fuerza cortante de la viga sobre el fuste de la barra de acero. Eso es preferible en vista de la característica de disipación de energía del amortiguador de barra de acero.

2.3.3. Propuesta de Diseño 2

Nombre del estudio: *Performance-based assessment of seismic-resilient steel moment resisting frames equipped with innovative column base connections.*

Su traducción al español corresponde a: Evaluación basada en rendimiento de resiliencia sísmica de marcos de acero resistentes a momentos equipados con conexiones de base de columna innovadoras.

2.3.3.1. Descripción de la propuesta

Los métodos de diseño convencionales sugeridos por la mayoría de los códigos y lineamientos actuales y aplicados habitualmente en todo el mundo, se basan en la explotación de la ductilidad local de los miembros estructurales o conexiones, proporcionando una conexión estable y la garantía del cumplimiento de los requisitos de seguridad ante eventos sísmicos. Tal enfoque implica daños extensos, a menudo distribuidos a lo largo de muchos elementos estructurales no reemplazables, lo que se traduce en grandes pérdidas directas como costos de reparación e indirectas como tiempo de inactividad.

Para abordar este tema durante el último tiempo se han desarrollado diversos estudios de investigación analíticos, numéricos y experimentales que se han enfocado en el desarrollo de sistemas estructurales innovadores, buscando mejorar el desempeño y resiliencia sísmica. Estos sistemas a menudo se basan en la inclusión de dispositivos de amortiguación suplementarios, con ello se concentra la capacidad de disipación de energía en unos pocos dispositivos fáciles de reemplazar. Estas estrategias ofrecen la oportunidad de preservar los componentes estructurales y no estructurales del daño, lo que conduce a una reducción significativa del costo y el tiempo de reparación después de un terremoto.

Estos sistemas representan soluciones eficientes en la protección de los marcos de acero contra daños, sin embargo, no aseguran control de las derivas residuales, que podría comprometer la reparabilidad del edificio después de eventos sísmicos severos. Ante este problema, se desarrollan los sistemas autocentrantes, estos se basan convencionalmente en mecanismos de apertura de huecos y uso de fuerzas elásticas de restauración proporcionadas por barras o torones postensados de alta resistencia.

Se han presentado una serie de prototipos autocentrantes equipados con elementos disipativos de diferentes tipos. En este documento se presenta un sistema de disipación proporcionado por almohadillas de fricción para el empalme de la columna en su parte inferior con pernos de alta resistencia colocados en la junta de las placas de cubierta y la columna. Además, un sistema de resortes de disco, dispuestos en paralelo y en serie que actúan como un sistema macro-resorte, asegurando suficiente deformabilidad a la conexión y una combinación rigidez-resistencia adaptable. Todo lo anterior se presenta en la Figura 2.10 además, en la parte b) de la figura muestra los detalles de los orificios ranurados y sobredimensionados del alma y las alas de la columna, que están diseñados para adaptarse a la abertura necesaria para alcanzar la rotación deseada.

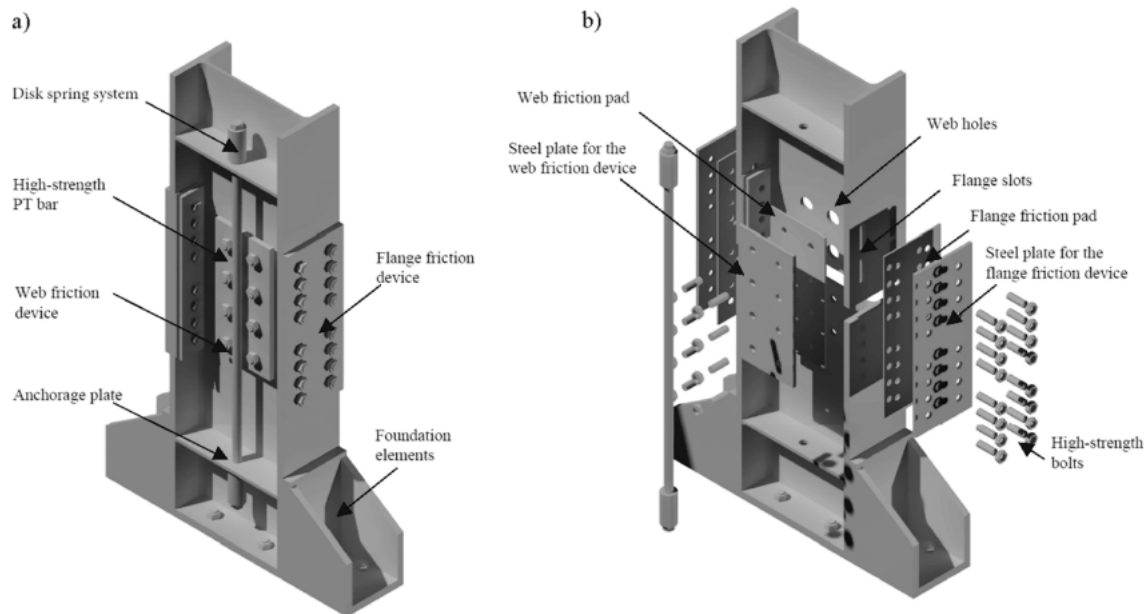


Figura 2.10: Conexión base columna autocentrante [6].

Se estudia a través de simulaciones numéricas, las respuestas sísmicas de una estructura de cuatro pisos. Los resultados muestran que la introducción de amortiguadores y barras postensadas es una estrategia efectiva para reducir las derivas residuales de todo el marco y proteger las columnas del primer piso contra la fluencia, con el beneficio adicional de limitar el número de dispositivos de autocentrado.

El presente artículo realiza un análisis paramétrico para investigar la influencia del diseño del marco en la capacidad de autocentrado de los marcos resistentes a momento perimetrales con las conexiones propuestas. Se han diseñado nueve edificios de estudio de caso con un número diferente de plantas (es decir, 4, 6 y 8) y bahías (es decir, 5, 7 y 9) de acuerdo con el Eurocódigo 8 y se han investigado numéricamente.

2.3.3.2. Estudios experimentales

Se han desarrollado modelos numéricos de los marcos en las conexiones investigadas en OpenSees. Se han llevado a cabo Análisis Dinámicos Incrementales (IDA) considerando un conjunto de 30 registros de movimiento del suelo que representan la influencia de la incertidumbre relacionada con la entrada del terremoto, es decir, la variabilidad de registro a registro.

La Figura 2.11 ilustra las fuerzas esperadas de cada componente durante el comportamiento de balanceo: F_c representa la fuerza de compresión en el centro de rotación (COR); F_w y F_f representan las fuerzas de deslizamiento en las almohadillas de fricción en el alma y las alas de la columna, respectivamente; F_{PT} es la suma de las fuerzas proporcionadas por las barras postensadas con resortes de disco. Esta fuerza se puede calcular considerando la suma de las fuerzas iniciales de postensado $F_{PT,0}$ y la fuerza adicional resultante de la apertura del espacio mientras se balancea ΔF_{PT} . Además, N_{Ed} , M_{Ed} y V_{Ed} son las acciones de diseño (es

decir, fuerza axial, momento flector y fuerza cortante) aplicadas a la sección del nudo, h_c es la altura de la sección de la columna y t_{fc} es el espesor del ala de la columna.

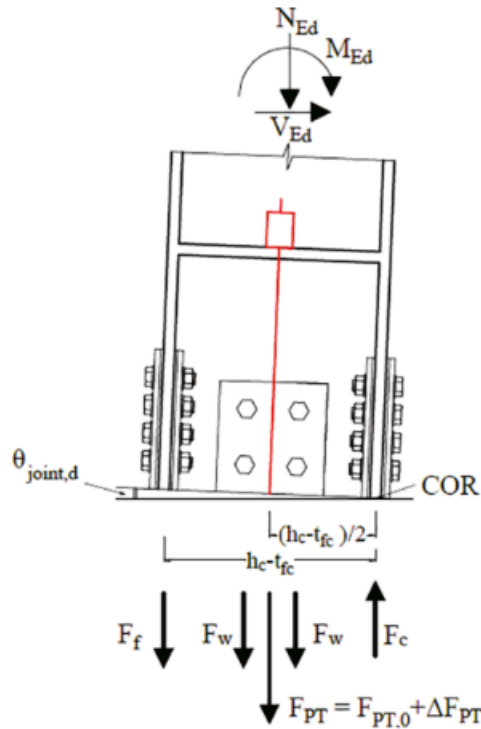


Figura 2.11: Fuerzas de interacción entre los componentes durante el balanceo [6].

El comportamiento momento-rotación de la base de columna autocentrante es una función de las fuerzas desarrolladas por cada componente y pueden derivarse en base al equilibrio estático en el centro de rotación durante el comportamiento de balanceo. El bucle histerético momento-rotación en forma de bandera se ilustra en la Figura 2.12, donde: M_D es el momento de descompresión, es decir, la suma de las contribuciones de momento de la fuerza axial M_N y el momento proporcionado por las barras de postensado con rotación cero $M_{PT,0}$; M_{FD} es el momento proporcionado por los dispositivos de fricción. M_1 es el momento que inicia la apertura del espacio, mientras que M_2 es el momento máximo alcanzado en la rotación de diseño $\theta_{joint,d}$ (por ejemplo, 0,04 [rad] como sugiere AISC 341-16 para pórticos de momentos especiales).

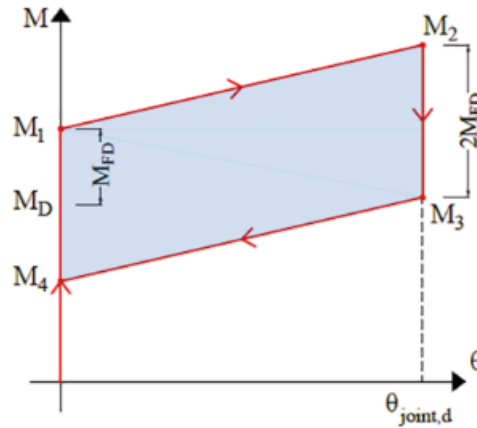


Figura 2.12: Curva histérica momento-rotación teórica. [6].

El diseño de los componentes para la configuración estudiada se encuentra detallado en el documento del estudio. En el documento, es posible hallar las cargas de diseño, tales como carga axial, momento y esfuerzo cortante. También es posible encontrar el diseño de los pernos, fuerza de postensado para las barras, rigidez de los discos de amortiguación en serie y paralelo, diámetro y posiciones de los agujeros para los pernos.

Los nueve edificios de estudio de caso tienen 4, 6 y 8 plantas; 5, 7 y 10 bahías en dirección x y 3 bahías en dirección y . El sistema resistente horizontal está compuesto por marcos resistentes a momento perimetrales, mientras que la parte interior está compuesta por pórticos de gravedad (es decir, con conexiones viga-columna y bases de columnas ancladas). La planta tiene alturas entre plantas de 3,20 [m] excepto el primer nivel, cuya altura es igual a 3,50 [m], mientras que todos los vanos, en ambos sentidos, tienen luces de 6 [m]. El estudio investiga la respuesta sísmica de los marcos en la dirección x que tienen 3, 5 y 8 bahías.

Luego del diseño de los marcos se diseñan en consecuencia, los dispositivos de fricción, las barras postensadas y el sistema de resorte de disco. Las almohadillas de fricción se eligen en función de los resultados de ensayos previos y consisten en 8 [mm] de cuñas de acero de metal de fricción rociadas térmicamente con un coeficiente de fricción igual a $\mu = 0,53$. Los pernos para los dispositivos de fricción del alma y las alas son de clase HV M30 10.9, que son uno de los tipos de pernos precargables más utilizados y son componentes clave que influyen en la resistencia, la rigidez y la ductilidad de las conexiones. Sin embargo, la influencia del tipo de pernos en el comportamiento estructural de las conexiones no se considera en este estudio. Las barras de postensado son M36 de alta resistencia con una capacidad máxima de postensado de 514 [KN], mientras que la resistencia y la rigidez de cada muelle de disco son de 200 [KN] y 100 [KN/mm], respectivamente.

En la siguiente figura se muestra el modelo bidimensional con el cual se trabaja las bases de columna para su modelación en el software estructural OpenSees.

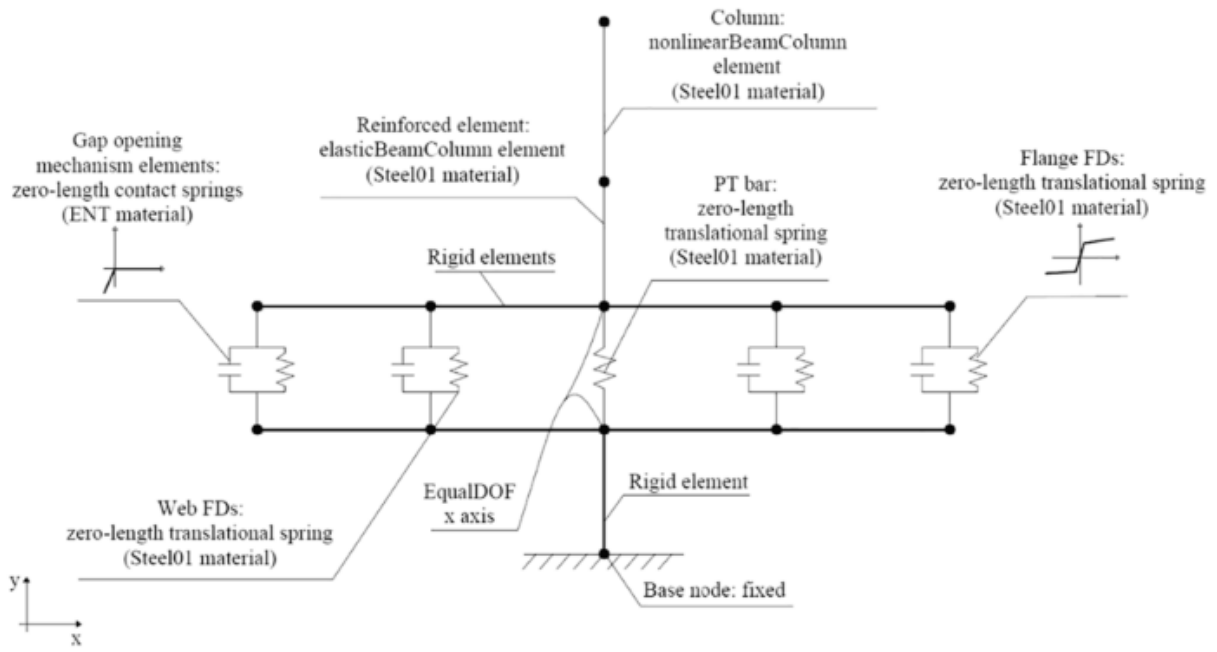


Figura 2.13: Modelo base de columna bidimensional en OpenSees [6].

2.3.3.3. Resultados

Los resultados destacan que la eficiencia de la base de columna autocentrante en la reducción de las derivas residuales entre pisos se ve significativamente afectada por el número de pisos de los marcos. En particular, la conexión contribuye a maximizar la capacidad de autocentrado en los pisos inferiores para todas las estructuras, mientras que su eficiencia disminuye con la altura. Además, la introducción de la conexión adoptada no proporciona efectos perjudiciales en términos de derivas máximas de piso. Lo anterior se presenta en las siguientes figuras (Figuras 2.14 y 2.15), resultados del análisis dinámico incremental que muestran de forma comparativa el comportamiento de las derivas máximas de cada piso para los marcos de estudio.

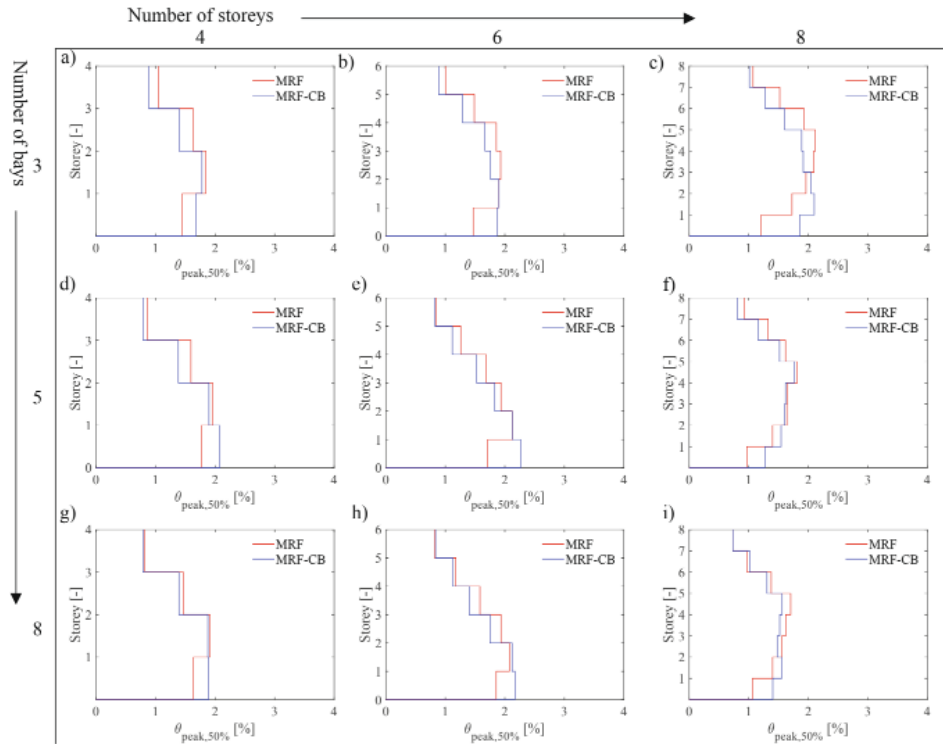


Figura 2.14: Comparación de la distribución de las derivas máximas de los pisos de los marcos del estudio de caso. [6].

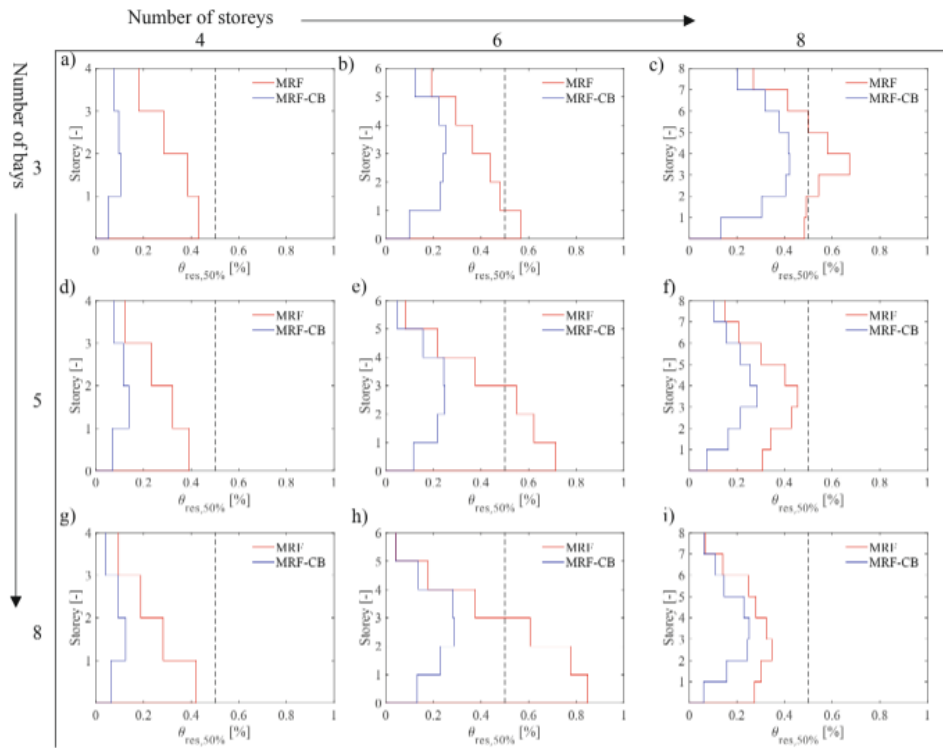


Figura 2.15: Comparación de la distribución de las derivas residuales del piso en términos de valores medianos (50 % fractil) entre todos los movimientos del terreno de los marcos del caso de estudio. [6].

2.3.3.4. Principales conclusiones

Este estudio realiza un análisis paramétrico con el objetivo de investigar la influencia del diseño del marco en la capacidad de autocentrado de los marcos resistentes a momento de acero perimetral equipados con conexiones de base de columna autocentrantes libres de daños, propuestas previamente por los autores. Se han diseñado e investigado numéricamente en OpenSees nueve marcos de estudio de caso con un número diferente de pisos (es decir, 4, 6 y 8) y bahías (es decir, 3, 5 y 8). Cada estudio de caso se examina en dos configuraciones, es decir, con y sin las bases de las columnas autocentrantes libres de daños. Los análisis dinámicos incrementales se realizan con un conjunto de 30 registros de movimiento del suelo, evaluando los parámetros de demanda de ingeniería tanto globales como a nivel de piso, al tiempo que se tiene en cuenta la variabilidad de un registro a otro. Se derivan curvas de fragilidad para evaluar la capacidad de autocentrado de las estructuras. Se pueden sacar las siguientes conclusiones:

1. Las prestaciones sísmicas de las estructuras equipadas con conexiones de base de columnas autocentrantes libres de daños mejoran significativamente, como lo demuestran las reducciones significativas de la deriva residual, tanto en el terremoto basado en el diseño como en el máximo creíble.
2. La capacidad de autocentrado de las conexiones adoptadas para reducir las derivas residuales entre plantas está particularmente influenciada por el número de plantas de las estructuras. Los resultados muestran que la eficiencia es relevante para los pórticos de 4 y 6 pisos, mientras que decrece para los pórticos de 8 pisos. Por el contrario, no se aprecia sensibilidad a la variación del número de vanos de las estructuras.
3. Las respuestas máximas de los marcos no se ven alteradas por la adopción de las bases de las columnas autocentrantes. De hecho, las dos configuraciones examinadas experimentan una distribución similar en altura de las derivas máximas entre pisos.
4. La eficacia de la conexión adoptada en la reducción de los desplazamientos entre plantas residuales es relevante en las plantas inferiores, mientras que se reduce en las plantas superiores, lo que se traduce en una reducción de la capacidad de autocentrado, como lo demuestran los pórticos de 8 plantas.

2.3.4. Propuesta de Diseño 3

Nombre del estudio: *Experimental study on seismic behavior of SCRC column base joints with replaceable dampers.*

Su traducción al español corresponde a: Estudio experimental de marco de momento de hormigón armado autocentrante con amortiguadores reemplazables.

2.3.4.1. Descripción de la propuesta

Se estudia el comportamiento sísmico para un marco a momento autocentrante cuya base es diseñada con una configuración para evitar fallas por compresión local, además de poseer elementos amortiguadores como los estudiados en las propuestas anteriores.

La condición de autoncentrante es proporcionada por un cable de postensado no adherido ubicado en el centro de la columna, conectando la base de fundación con la columna. La barra de postensado cuenta con un largo, diámetro y tensión predefinidos y su función principal es controlar la rotación de la columna con respecto a la base mediante fuerzas de restauración que devuelven la columna a la posición vertical.

Un aspecto importante en el diseño de esta solución, es el encamisado colocado en la parte inferior de la columna, tal como se puede ver en la Figura 2.16, cuya función principal es evitar fallas por compresión local protegiéndola del aplastamiento del hormigón, daños típicos de las bases de columnas autocentrantes. El tubo de acero y la columna de hormigón se encuentran adheridos para asegurar una conexión confiable. Una placa de acero está incrustada en la base de hormigón con accesorios para el apertado del amortiguador y los topes de corte. Una vez que el hormigón se ha curado lo suficiente, la columna y la fundación se unen mediante los cables de postensado.

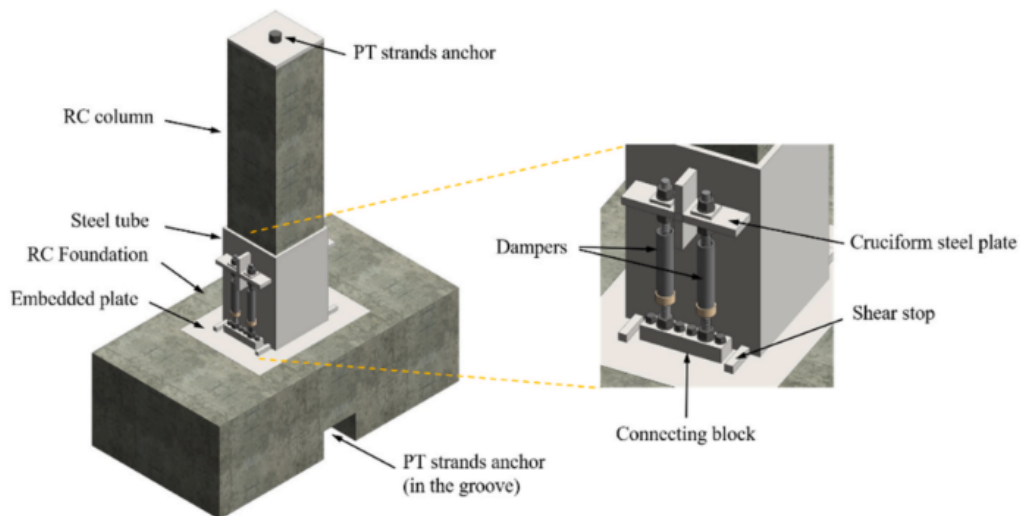


Figura 2.16: Configuración base de columna [7].

De la disipación de energía se encargan dos pares de amortiguadores ubicados en la base de la columna, los que se detallan en la Figura 2.17. Cuentan con la ventajosa característica de ser reemplazables, por lo que sirven de fusibles para la estructura, su fácil acceso y rápido reemplazo lo hacen una muy buena alternativa para asegurar funcionalidad en la estructura. Los amortiguadores se diseñan de una forma similar a los vistos en los puntos anteriores. Se componen principalmente de una vara cilíndrica de acero de sección reducida en el centro, envuelta en un tubo antipandeo relleno de epoxi, preparado para trabajar en compresión. En el documento estudiado se analizan dos tipos de amortiguadores del mismo tamaño excepto por los diámetros en la sección media.

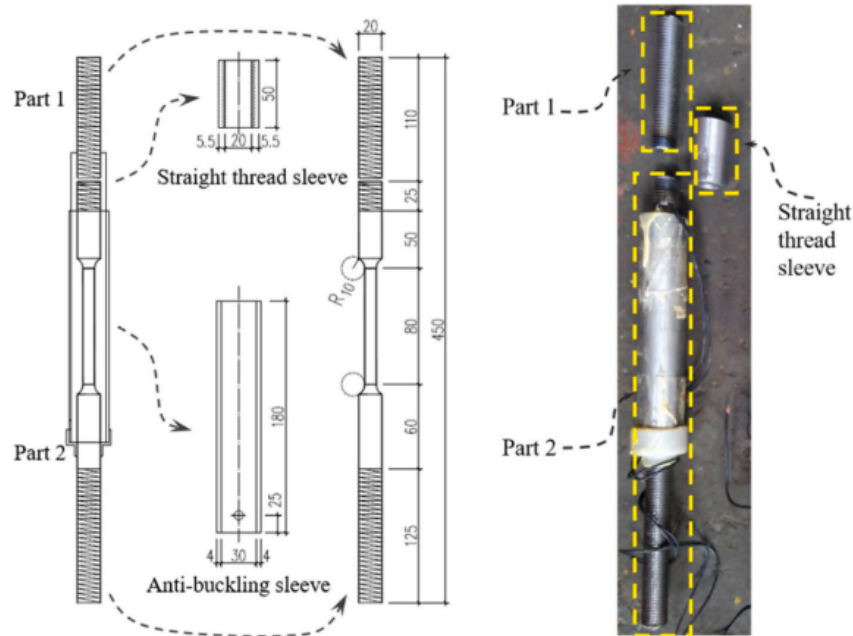


Figura 2.17: Detalle de los componentes del disipador de energía (unidad: mm) [7].

2.3.4.2. Estudios experimentales

Se realizan pruebas de carga cíclica, en donde el empuje horizontal es proporcionado por una actuador hidráulico a una altura de 1,3 [m] por encima de la superficie superior de la fundación. Se aplicó también una carga axial vertical constante en la parte superior de la columna utilizando otro actuador hidráulico. Las fuerzas en el actuador vertical y horizontal son medidas por celdas de carga.

A continuación en la Figura 2.18, se presenta el modelo mecánico del actuar de las cargas sobre la base de la columna, con la respuesta de los amortiguadores y el cable postensado, según la carga P aplicada en la parte superior de la columna.

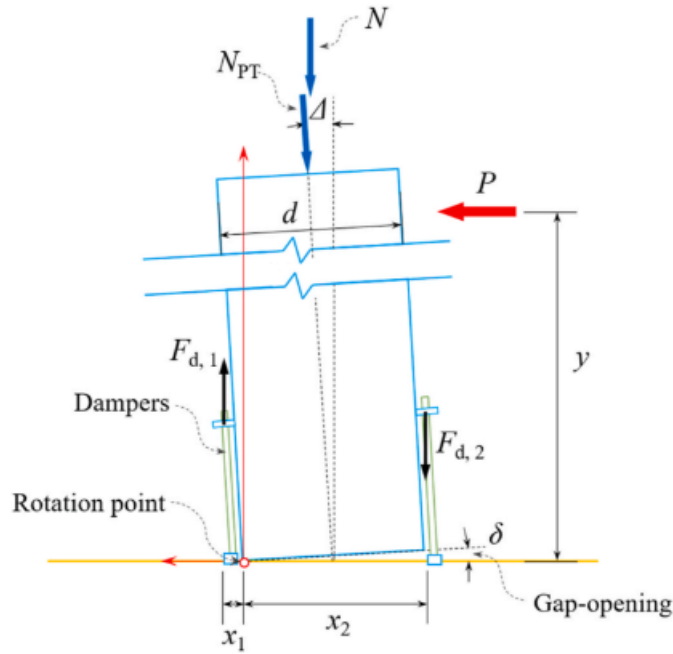


Figura 2.18: Modelo mecánico propuesta [7].

Se aplica un protocolo de desplazamiento cíclico en la parte superior de la columna (Figura 2.19), con un desplazamiento lateral máximo de 55 [mm] para todos los especímenes, correspondiente a un ángulo máximo de deriva de piso de 0.0423 [radianes], que es la relación entre el desplazamiento lateral y la altura del piso.

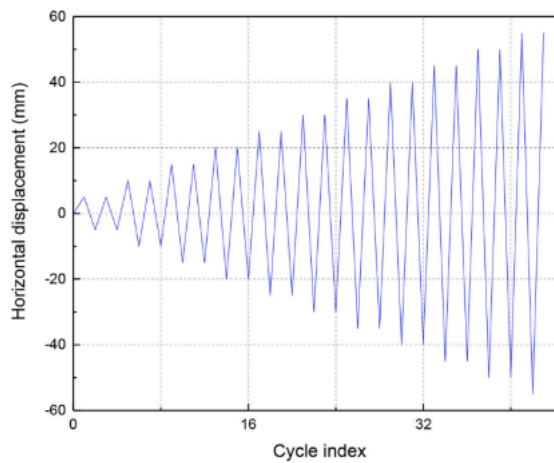


Figura 2.19: Historia de desplazamiento propuesta 3 [7].

2.3.4.3. Resultados

De las pruebas de carga se observa el estiramiento de los amortiguadores, como respuesta a la tracción y compresión repetida durante el ciclo de carga. No hubo deformación visible en el encamisado de acero y el hormigón en la parte inferior de la columna que se encontraba protegido no presentó daños, lo que demuestra que el revestimiento con el tubo de acero

puede resolver el problema del daño severo del hormigón en la parte inferior de las columnas de hormigón autocentrantes.

Como resultados se tienen curvas típicas en forma de bandera con una deriva residual insignificante, lo que manifiesta una satisfactoria capacidad de autocentrado. En cuanto a los amortiguadores se puede percibir una degradación de la resistencia por deformación. Los ángulos de deriva residual mayores resultan de las pruebas con fuerzas axiales más altas en las configuraciones que generan mayor fuerza de fricción, lo que impide que las columnas regresen a sus posiciones iniciales.

En general los resultados obtenidos se asemejan bastante a los esperados, lo que indica la existencia de un muy buen comportamiento de la base ante solicitaciones sísmicas. Incluso se realizan pruebas para el reemplazo de los amortiguadores, presentando un buen desempeño pero no restaurando por completo la rigidez lateral inicial, especialmente para una columna con una alta relación de compresión axial. Sin embargo, la instalación de un amortiguador de reemplazo más fuerte fue aún más eficaz que la instalación de un mismo amortiguador.

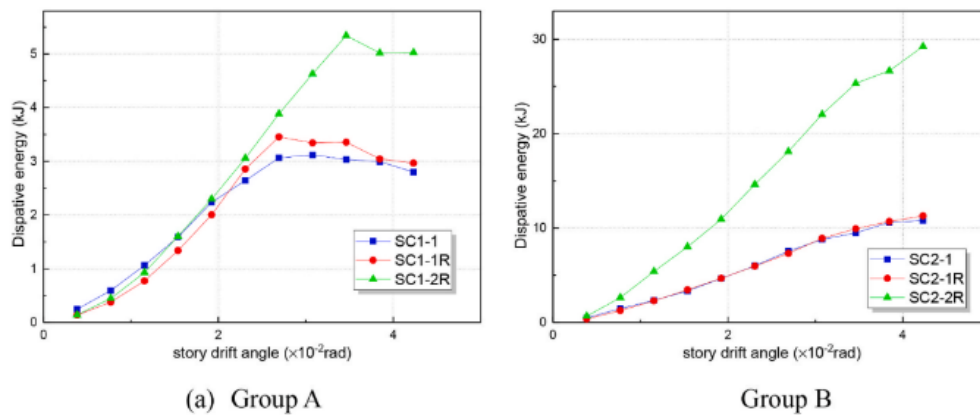


Figura 2.20: La energía disipada en diferentes bucles de histéresis. [7].

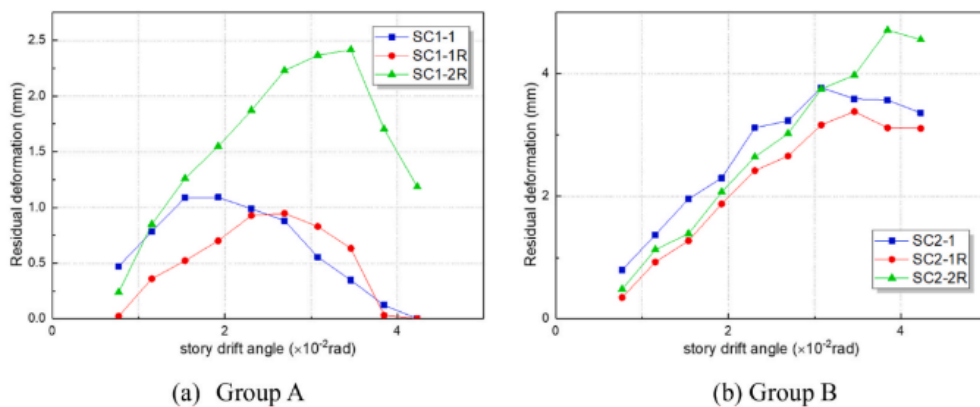


Figura 2.21: Curvas de deformación residual. [7].

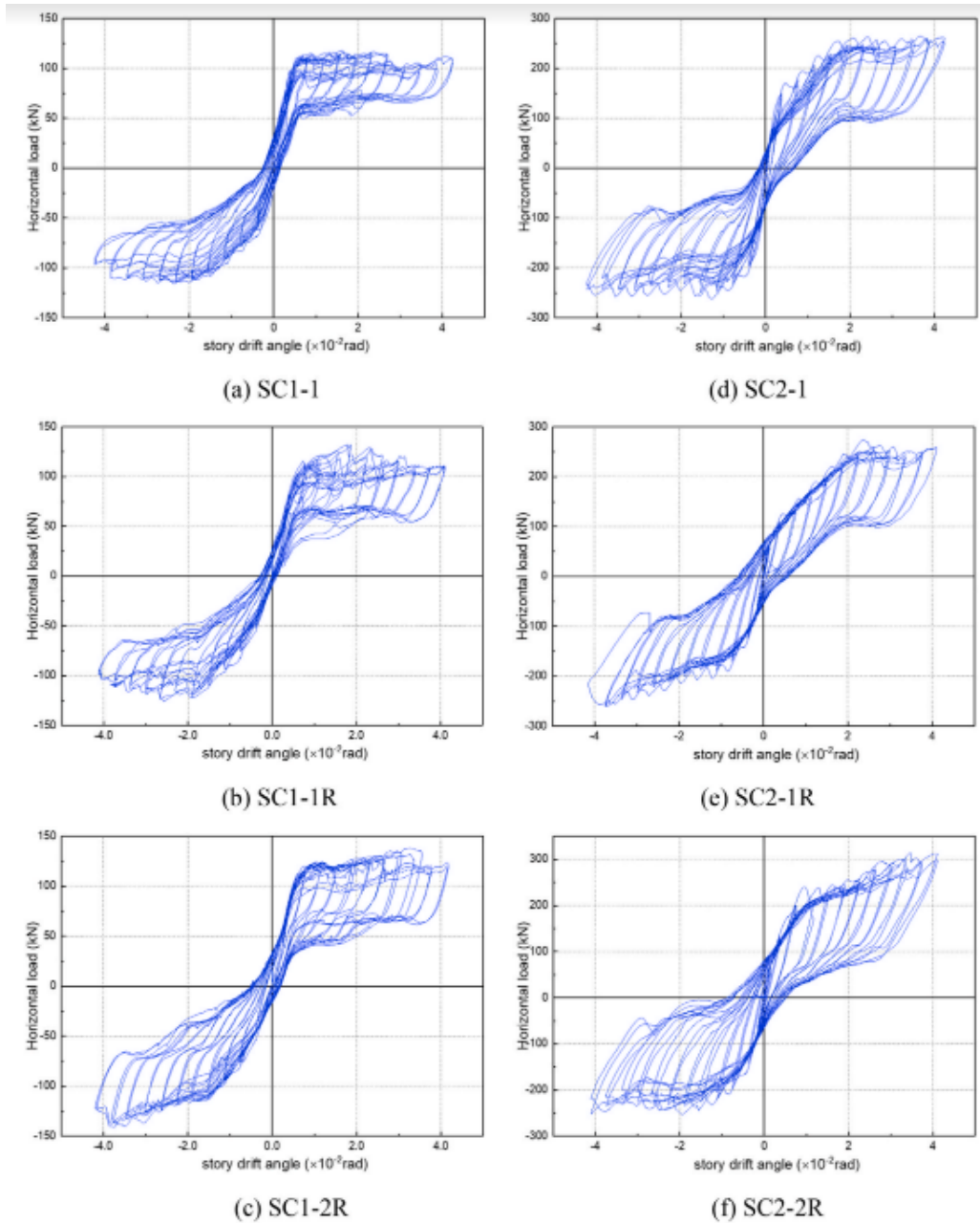


Figura 2.22: Curvas histeréticas para las 6 pruebas [7].

2.3.4.4. Principales conclusiones

La rigidez lateral de las juntas de la base de la columna disminuye drásticamente y, a partir de entonces, disminuye más y más gradualmente. Esto se debe a que después de que se produce la apertura del espacio, la rigidez lateral la proporcionan únicamente los cordones de postensado y los amortiguadores. Se visualiza que las grietas se ubicaron en la sección de unión del tubo de acero y el hormigón donde se presenta la deformación máxima del refuerzo longitudinal.

Aunque la fuerza axial alta conduce a grandes deformaciones, la deformación máxima a la compresión sigue siendo menor que la deformación por fluencia del refuerzo y la mitad de

la deformación última por compresión del hormigón, lo que indica que la columna no sufrió daños. En resumen, las juntas de la base de la columna protegidas con el tubo de acero no sufrieron daños durante todo el proceso de carga.

La pérdida de tensado de los cables de postensado se debe a dos factores. Uno es la deformación elástica de las columnas debido a la gran fuerza de compresión axial, que se invertiría cuando se descarga la fuerza axial, y la otra es la deformación irrecuperable de los anclajes de los cables postensado. Los cables de postensado se mantuvieron elásticos durante todo el ensayo y, por lo tanto, proporcionan una fuerza de autocentrado estable para restaurar la unión de la base de la columna.

El pandeo por flexión de los amortiguadores, que ocurre cuando estos fueron comprimidos, es el precursor de su fractura. Sin embargo, debido al corto brazo de palanca que tienen los amortiguadores cuando están en compresión, este fenómeno casi no tiene efecto sobre el comportamiento sísmico de todo el conjunto. Los amortiguadores en ambos lados de la columna estuvieron repetidamente en tracción y compresión durante el experimento, lo que demuestra que pueden disipar continuamente la energía sísmica, la cual disminuía a medida que los amortiguadores se rompían uno a uno.

La deriva residual se debe principalmente a la deformación plástica de los amortiguadores y la columna. En este experimento, la columna está casi intacta. Por tanto, el valor de la deriva residual depende principalmente de la deformación plástica de los amortiguadores.

Capítulo 3

Desarrollo

En las siguientes secciones, se estudia con mayor detalle la configuración del disipador que se utiliza para este informe, su manera de operar y desempeño ante solicitaciones sísmicas, mediante un software de análisis estructural creando un modelo numérico lo más similar al del estudio posible.

3.1. Descripción de la configuración seleccionada

Se inicia el trabajo de memoria con la recopilación de diversos estudios donde se analiza el uso de amortiguadores en estructuras para la disipación de energía. Dichos estudios evidencian un amplio espectro de configuraciones, ubicados en diferentes partes de la estructura. Luego de examinar la gran cantidad de elementos disipativos, se procede a aislar un grupo de tres tipos de disipadores que se encuentran en el punto de estudios anteriores de la sección de antecedentes. Luego de analizar ventajas que proveen dichos estudios, se llega a la conclusión de profundizar en un tipo específico de amortiguador correspondiente a la *Propuesta de Diseño 1*, punto 2.3.1. Este funciona mediante una barra de acero que trabaja en tracción y compresión, utilizando sus propiedades que permiten amortiguar el movimiento de la estructura. La barra se encuentra al interior de un perfil rectangular con una sección circular hueca por donde pasa la barra con limitado espacio, cuya función es evitar el pandeo cuando el amortiguador se encuentra comprimido. Tal como muestra la Figura 3.1.

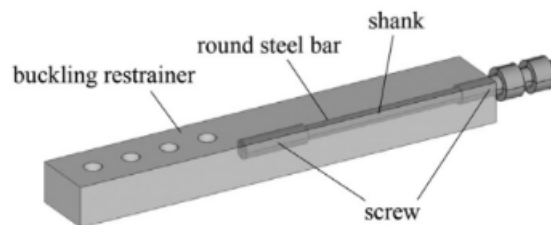


Figura 3.1: Detalle del amortiguador [5].

La configuración seleccionada es la presentada anteriormente en la sección de propuestas de diseño, en este punto se analiza en mayor detalle con la finalidad de tener claridad de la totalidad de características y propiedades necesarias para la creación de una replica lo más

idéntica posible. Su elección se debe a varios factores que lo posicionan con mayor preponderancia respecto a los otros, entre las características favorables se tiene su fácil reemplazo en caso de ser dañado, su notable comportamiento disipativo, su ubicación en la base de la columna presentando un fácil acceso, su confección simple, entre algunas ventajas que se pueden encontrar para esa propuesta. Dichas ventajas se corresponden con los criterios y consideraciones que garantizan la factibilidad de estudio y operación de este tipo de configuración en la práctica real. La configuración de anclaje a la columna es bastante simple, a grandes rasgos se trata de una conexión mediante un ángulo de acero en su parte posterior y un par de amortiguadores de barra restringidos a pandeo en la fracción inferior de la viga.

Para la realización del ensayo experimental se introdujo la estructura metálica de la viga conectada a la columna en un marco de ensayo. La aplicación de carga a la viga se realiza en el extremo opuesto de la conexión con la columna, para ello se utiliza un gato hidráulico. La carga es aplicada siguiendo una historia de desplazamiento controlado que se muestra en la Figura 3.2 en donde, la amplitud de R aumenta gradualmente en 0.01, 0.02, 0.03 y 0.04 [rad]. Además, se dieron dos ciclos completos de carga para cada nivel de amplitud.

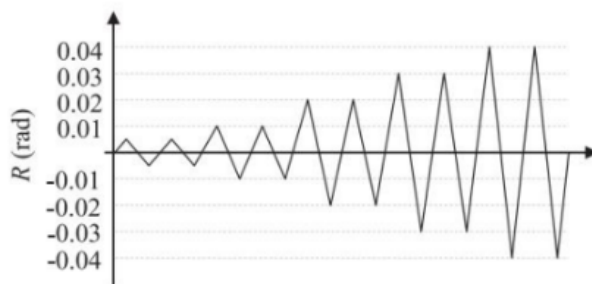


Figura 3.2: Historia de desplazamiento.

La columna se encuentra anclada al marco de ensayo en sus extremos, al igual que la viga, que en sus extremos tiene la conexión con la columna y el punto de aplicación de la carga. La parte central de la viga se encuentra arriostrada por dos barras en sus costados para restringir el movimiento fuera del plano, función destinada a las vigas secundarias en los marcos de una estructura.

Como elementos principales del prototipo se tiene: viga, columna, ángulo de acero y amortiguadores. Cada uno de ellos caracterizado mediante especificaciones entregadas en el documento estudiado. A continuación, en la Tabla 3.1 se presentan las dimensiones empleadas para la viga y columna utilizadas:

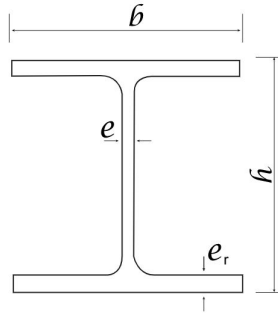


Tabla 3.1: Dimensiones de viga y columna utilizada.

Dimensiones	$h[mm]$	$b[mm]$	$e[mm]$	$e_r[mm]$
Viga	400	200	8	13
Columna	300	300	10	15

Además, otro aspecto importante a considerar son las propiedades del acero, dichas propiedades corresponden a la tensión de límite elástico o límite de fluencia, $f_y[N/mm^2]$, tensión de rotura, $f_u[N/mm^2]$ y elongación o alargamiento del material [%]. Se presentan en el estudio y se replican posteriormente en el modelo propio de la propuesta para su validación. Las propiedades mecánicas utilizadas para la viga y columna se presentan a continuación en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Propiedades mecánicas de los elementos.

Componente	Grado	$F_y[N/mm^2]$	$F_u[N/mm^2]$	Elongación [%]
Viga	SS400	298	463	29
Columna	SS400	342	464	31
Barra Amortiguadora	SNR400B	302	448	31

Finalmente, se detalla el material utilizado tanto para la viga, columna y barra amortiguadora, todos diseñados en acero designados según su grado. En lo referente a viga y columna, tal como se detalla en la Tabla 3.2, corresponde a un acero **grado SS400**, cuyos análogo de ASTM son ASTM A36 y ASTM A283 Grado D. Por otro lado, para la barra amortiguadora se utiliza acero **grado SNR400B**.

3.2. Detalles del modelo numérico utilizado y su validación

3.2.1. Descripción del modelo

Para realizar de manera correcta el propósito de este trabajo, es necesario replicar todas las condiciones o su gran mayoría y así asegurar el comportamiento deseado para el amortiguador. El modelo de prueba es implementado en el software de diseño y análisis estructural SAP2000, de la compañía Computers and Structures, Inc. Herramienta que permite realizar los análisis necesarios para estudiar desempeño de una estructura en donde se crea un modelo bidimensional sobre el cual se hacen análisis que permiten caracterizar su comportamiento. Por ello, del prototipo en estudio se extraen todas aquellas propiedades necesarias que caracterizan a los elementos, tales como propiedades mecánicas de los materiales y dimensiones, los mismos expuestos en el punto anterior.

Para la confección del prototipo es necesario además del diseño el amortiguador, el diseño de la estructura que lo soporta, la cual es cargada para la realización del análisis estático. La estructura soportante se compone de una viga y una columna de acero con dimensiones especificadas en la Tabla 3.1. Además, para simular una correcta ubicación del amortiguador en ala inferior de la viga se utiliza una barra rígida del largo del alma de la viga, correspondiente a la altura h de la Figura 3.3, la cual, mediante una rotula se une a una segunda barra rígida que permite conectar el ala superior de la viga con la columna.

En la Figura 3.3 se esquematiza el modelo mecánico de la conexión y su desplazamiento al aplicar una carga en el extremo de la viga.

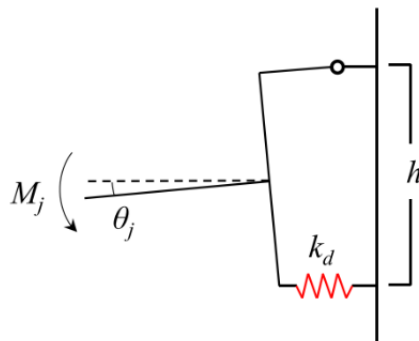


Figura 3.3: Modelo mecánico de la conexión.

La estructura se encuentra simplemente apoyada en los extremos de la columna, en su parte superior e inferior. Esta se conecta a la viga mediante la barra rígida en su parte superior y en la parte inferior por un par de amortiguadores caracterizados mediante elementos *Link*, los cuales son útiles para definir un comportamiento no lineal mediante la asignación de sus propiedades. Primero se debe escoger el tipo de link, de una lista de opciones se escoge *multilinear plastic*, siendo el comportamiento esperado de nuestro amortiguador según los gráficos observados del estudio.

Luego, se escoge la dirección en la que este trabaja, determinando para este caso la dirección $U1$ correspondiente al eje x del modelo, tal como se muestra en la siguiente figura.

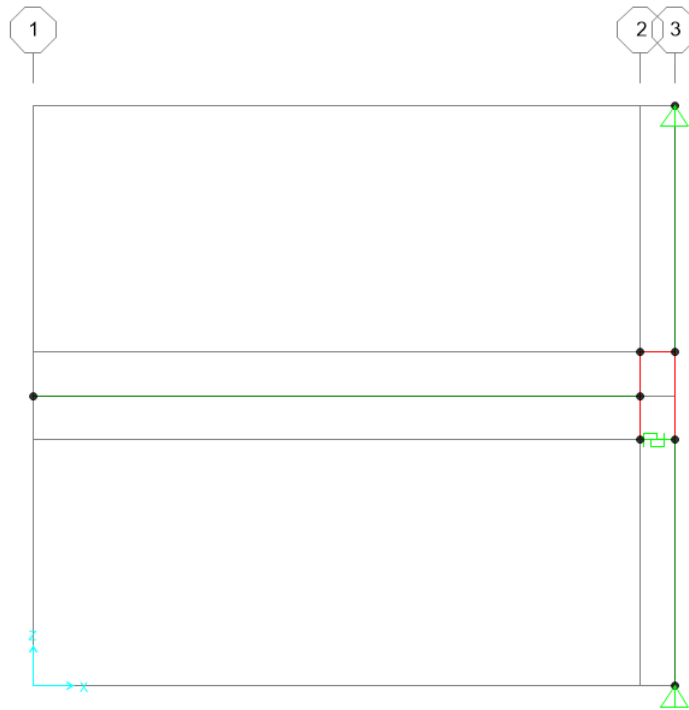


Figura 3.4: Modelo amortiguador conexión viga-columna.

Junto con lo anterior, se establece la no linealidad del elemento y con ello, las propiedades de rigidez, amortiguamiento y tipo de histéresis. Se utiliza un tipo de histéresis llamado *BRB Hardening* (Figura 3.5), este modelo es similar al modelo cinemático, pero tiene en cuenta el aumento de la resistencia con la deformación plástica que es típica de los arriostramientos restringidos por pandeo, lo que hace que la curva backbone y, por lo tanto, el ciclo de histéresis crezcan progresivamente en tamaño.

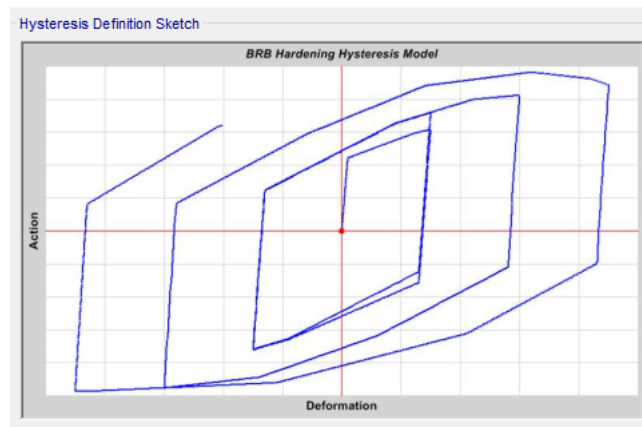


Figura 3.5: Definición ciclo de histéresis [9].

Está diseñado principalmente para uso con comportamiento axial, pero se puede aplicar a cualquier grado de libertad. La curva de rigidez, representada en el programa mediante la tabla *Multi-Linear Force-Deformation Definition*, es trazada según los datos de rigidez provistos por el estudio, determinados mediante los datos de la curva envolvente para el amortiguador de barra. La curva propuesta se presenta en la Figura 3.6.

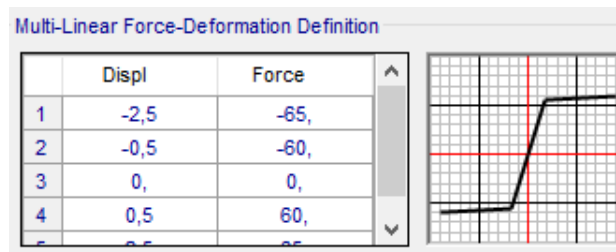


Figura 3.6: Curva Multi-Linear Force-Deformation Definition en unidades de [KN, mm].

Con la definición lista de los materiales y propiedades de las secciones, es momento de adentrarse en definir el tipo de análisis a realizar. El análisis *Pushover* o de empuje es un método de análisis estático no lineal de estructuras que presentan comportamiento elástico-plástico. En él se estudian los efectos de las acciones sísmicas, incrementando las cargas hasta producir la falla global de la estructura.

Se empieza por definir los patrones de carga, en este caso, al necesitar una respuesta cíclica es que se generan dos patrones de carga, uno que empuje en la dirección positiva y otro en dirección negativa. Dichos patrones de carga se aplican en el nodo extremo de la viga, en sentidos opuestos. Luego, se definen los casos de carga, en donde, nuevamente para considerar una respuesta cíclica se define una historia de desplazamiento equivalente a la que se muestra en el estudio (Figura 3.7).



Figura 3.7: Historia de desplazamiento.

El procedimiento para replicar la historia de desplazamiento anterior es mediante la combinación de una lista de casos de carga en donde se aplican desplazamientos cuya magnitud es calculada mediante la ecuación: $\delta = R \cdot L$. Donde, R corresponde al ángulo de rotación de la viga y L al largo de la viga. Los desplazamientos se van intercalando en sentido positivo y negativo utilizando los patrones de carga mencionados anteriormente y cuya condición inicial es el caso de carga anterior. La Tabla 3.3, muestra los desplazamientos empleados. Como consideraciones principales de los casos de carga se tiene que son de tipo estático no lineal y de desplazamiento controlado.

Tabla 3.3: Desplazamiento para cada load case.

Load Case	Desplazamiento [mm]
1.1	-14,185
1.2	28,37
1.3	-28,37
1.4	28,37
2.1	-42,55
2.2	56,74
2.3	-56,74
2.4	56,74
3.1	-85,11
3.2	113,48
3.3	-113,48
3.4	113,48
4.1	-141,85
4.2	170,22
4.3	-170,22
4.4	170,22
5.1	-198,59
5.2	226,96
5.3	-226,96
5.4	226,96
5.5	-113,48

3.2.2. Análisis No Lineal Estático: Pushover

El análisis Pushover es un método de análisis estático no lineal utilizado para estudiar los efectos de solicitaciones sísmicas de sistemas disipativos que presentan un comportamiento elástico-plástico. Su procedimiento consiste en simular paso a paso las deformaciones inelásticas progresivas en una estructura hasta su falla total, calculando el estado de equilibrio para cada paso, al igual que los respectivos esfuerzos internos y los desplazamientos en los nodos.

Con las especificaciones listas para la realización del análisis pushover, se procede a correr el modelo. De esto se obtiene la estructura cargada por la historia de desplazamiento con su correspondiente respuesta. De las tablas se puede obtener la información necesaria de cada nodo para caracterizar el comportamiento de la estructura, en este caso se utiliza la información referente a fuerza-deformación del elemento link y fuerza-desplazamiento de los nodos, información suficiente para graficar su respuesta.

3.2.3. Resultados

A continuación, se presentan los gráficos obtenidos para el análisis estático no lineal, Pushover. Se sigue la metodología correspondiente para este análisis, las consideraciones exclusivas de este modelo y se utiliza la historia de desplazamiento que se indica en la Figura 3.7.

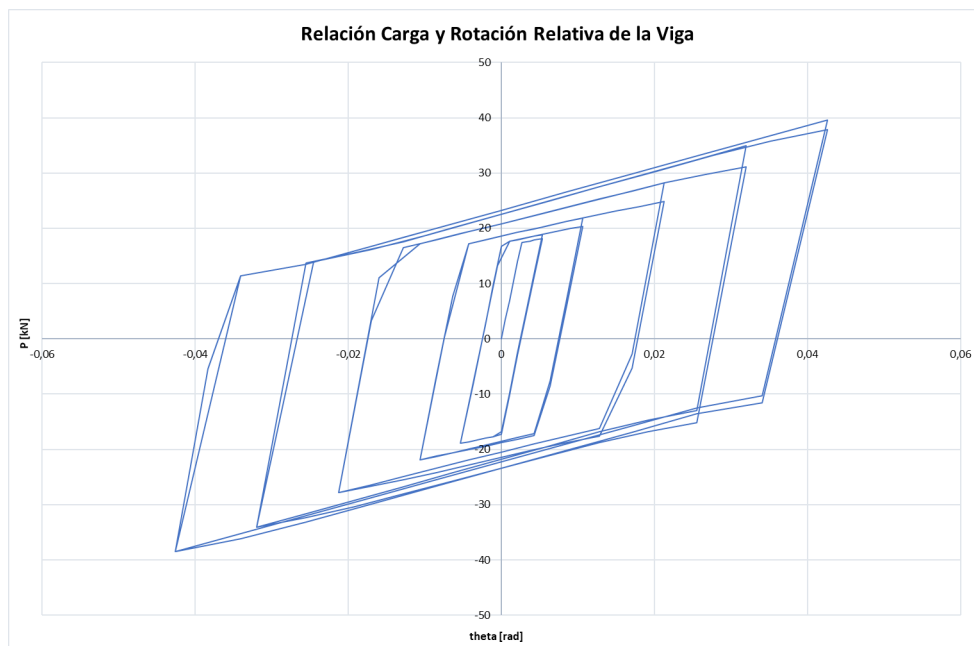


Figura 3.8: Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la viga y su rotación relativa.

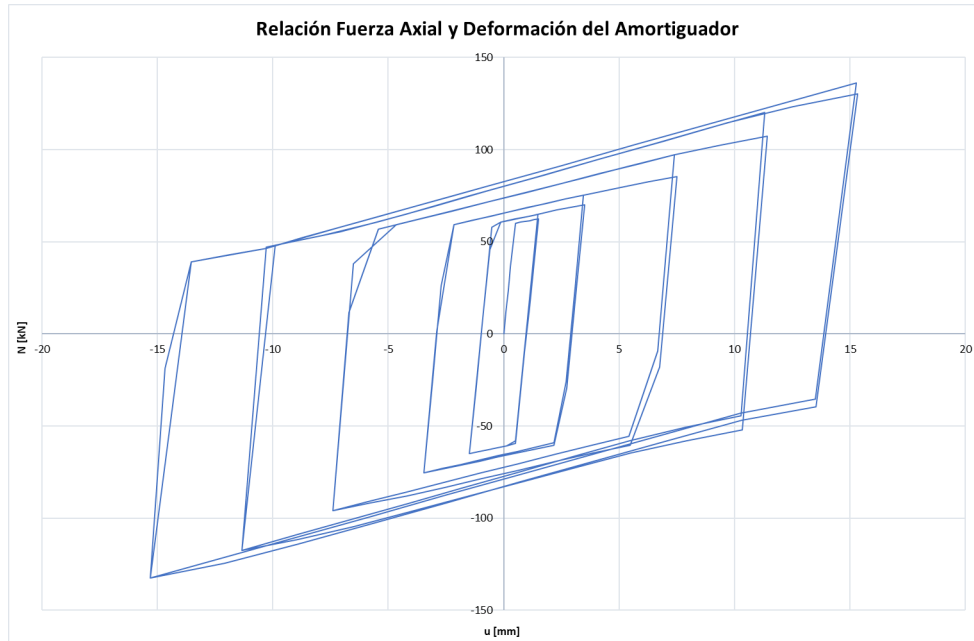
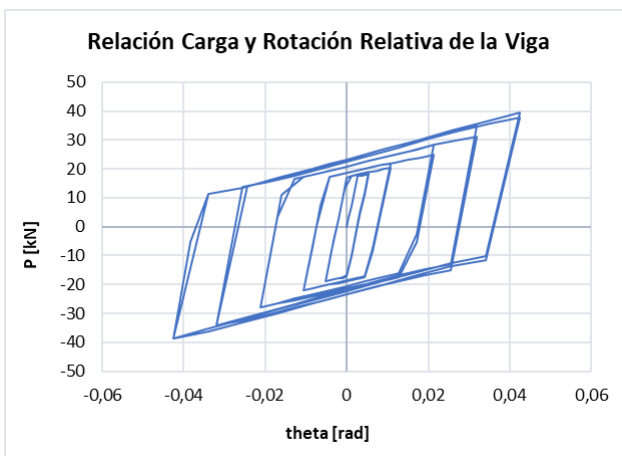


Figura 3.9: Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.

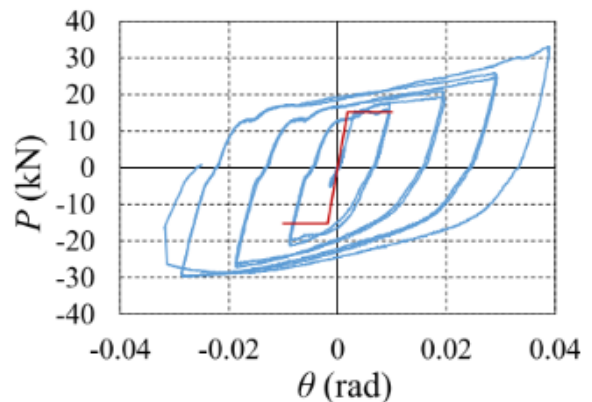
3.2.4. Validación del modelo

Esta sección es dedicada a comparar de manera sencilla mediante la observación de los gráficos obtenidos del análisis pushover y así validar las suposiciones y parámetros utilizados para llegar a la actual propuesta. Lo que se busca con la creación del prototipo en *SAP2000* es la obtención de los datos necesarios para la replicación del elemento disipador obtenido de la revisión bibliográfica.

A continuación, en las Figuras 3.10 y 3.11 se presentan los resultados obtenidos para cada estudio:

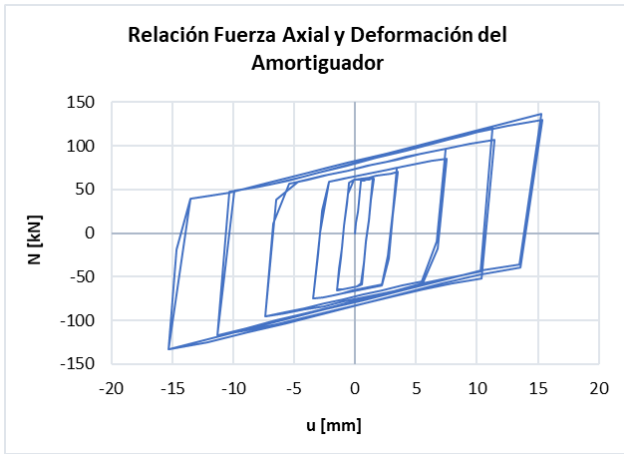


(a) Estudio actual

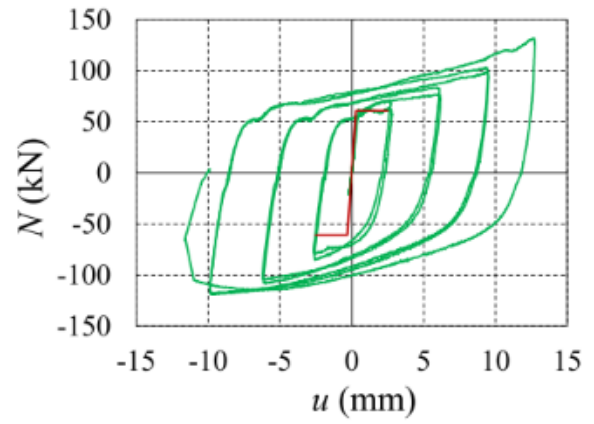


(b) Estudio bibliografía

Figura 3.10: Gráfico P [kN] vs Theta [rad]



(a) Estudio actual



(b) Estudio bibliografía

Figura 3.11: Gráfico N [kN] vs u [mm]

De las imágenes anteriores es posible verificar la concordancia en comportamiento de ambos modelos, por lo tanto se valida el modelo creado y es posible continuar con los datos designados para el amortiguador. Con el amortiguador listo, se procede llevándolo a la zona del anclaje para estudiar su comportamiento disipativo.

3.3. Aplicación a la base de una columna

3.3.1. Modelo base de columna convencional

Es necesaria la confección de un modelo de columna convencional, del cual estudiar comportamiento y así, servir de base para la comparación de resultados. Se parte por diferenciar dos componentes principales en un anclaje de la estructura a la fundación, estos son la llave de corte y los pernos de anclaje. En cuanto a la primera, la recomendaciones de la norma (*NCh 2369, C.8.6*) para su diseño han presentado un exitoso desempeño para sismos posteriores al terremoto de 1960, por lo cual, se considera de manera lineal y elástica la transmisión de la fuerza cortante a la fundación. Por otro lado, se tienen los pernos de anclaje, los cuales han presentado plastificación luego de grandes sismos, evidencia de que actúan como un fusible sísmico, por lo tanto los esfuerzos de modelación se concentran en estos elementos.

Lo habitual en el diseño de pernos y de acuerdo a su conexión con la silla de anclaje, es que estos trabajen solamente a tracción. La práctica chilena diseña los pernos de manera que la falla se produzca en los pernos, evitando la falla en el hormigón. La configuración típica de anclajes se presenta en la Figura 2.3. Conforme lo anterior y considerando las recomendaciones de la norma, se procede con la realización del modelo en el software *SAP2000*, tal como se ha hecho en los otros puntos. Primero, es necesario identificar el tipo de comportamiento de los elementos, ambos modelados como elementos tipo *Link* dispuestos en paralelo en la base de la columna. El primer elemento link es de tipo *Multilinear Plastic* trabajando solo a tracción y el segundo elemento link es de tipo *Gap* trabajando solo a compresión, representando los pernos de anclaje y el pedestal, respectivamente.

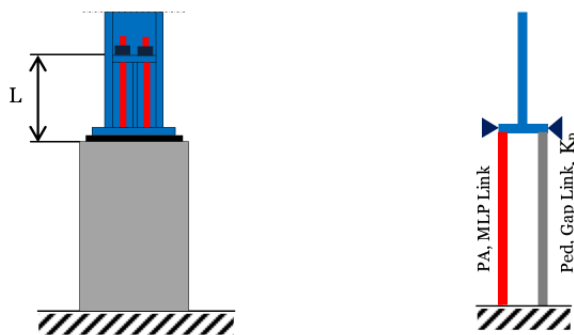


Figura 3.12: Esquema del anclaje y Modelo del anclaje en SAP2000 [10].

Para el diseño de los pernos como se toma en cuenta que trabajan solo en tracción, debido a que jamás se comprimen, se ocupa como deformación de rotura la elongación especificada para el acero A36, es decir, igual al 20% del largo libre de los pernos. También, la curva envolvente se modela con una rigidez muy baja en compresión, en consecuencia la carga se transmitirá rápidamente desde los pernos al pedestal, el que es modelado con un comportamiento lineal-elástico. En cuanto a la rigidez de pedestal, se utiliza un valor muy alto, mayor a la rigidez de la columna con el fin de evitar inestabilidades.

A continuación, se presenta la curva envolvente que caracteriza la relación de fuerza y deformación para los pernos de anclaje.

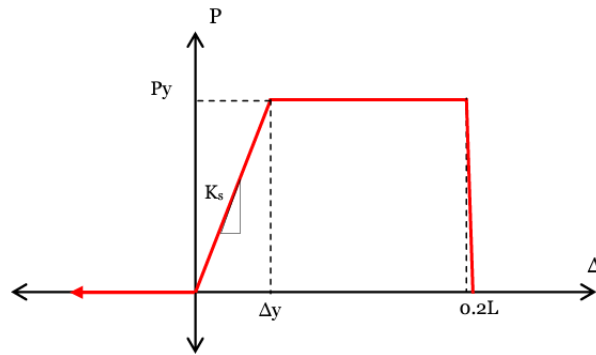


Figura 3.13: Curva envolvente fuerza vs deformación para pernos de anclaje [10].

Donde los parámetros necesarios para caracterizar la curva son:

- P_y Fuerza esperada de fluencia en pernos de anclaje, $P_y = F_{ye} A_s$
- F_{ye} Tensión de fluencia esperada para el acero, $F_{ye} = F_y R_y$.
- F_y Tensión de fluencia especificada para el acero, $F_y = 248$ MPa.
- R_y Razón entre la fluencia esperada y la fluencia especificada, $R_y = 1,5$. Para barras de acero A36.
- A_s Área bruta de la sección total de pernos de anclaje.
- E_s Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 200000$ MPa
- K_c Rigidez axial de columnas de la estructura.
- K_s Rigidez axial de los pernos de anclaje, $K = E_s \cdot A_s / L$
- K_p Rigidez axial del pedestal, $K_p = 10K_c$
- Δ_y Deformación de fluencia, $\Delta_y = P_y / K$
- L Largo libre de pernos de anclaje.

El largo libre se toma entre el tope del pedestal y el tope de la placa de apoyo de la silla. No se considera la contribución de parte de la longitud embebida en la longitud libre de los pernos.

A diferencia del modelo presentado en la Figura 3.12, donde se tiene que a un lado se encuentra el elemento link correspondiente a los pernos de anclaje y al otro correspondiente al pedestal, en el presente trabajo se reúne un elemento de cada uno a cada lado de la columna. Es decir, se genera un par perno de anclaje-pedestal, conectado a la fundación en cada apoyo. Esto se realiza modificando la curva envolvente, donde la fuerza esperada de fluencia de los pernos de anclaje, P_y , es reducida a la mitad, único valor dependiente del área bruta de la sección transversal de los pernos. La finalidad de la modificación anterior es generar una configuración similar a la del modelo del anclaje con el amortiguador integrado, así realizar una comparación confiable de resultados.

3.3.2. Resultados

A continuación, se presentan los gráficos obtenidos para el análisis estático no lineal, Pushover. Se sigue la metodología correspondiente para este análisis, las consideraciones exclusivas de este modelo y se utiliza la historia de desplazamiento que se indica en la Figura 3.7.

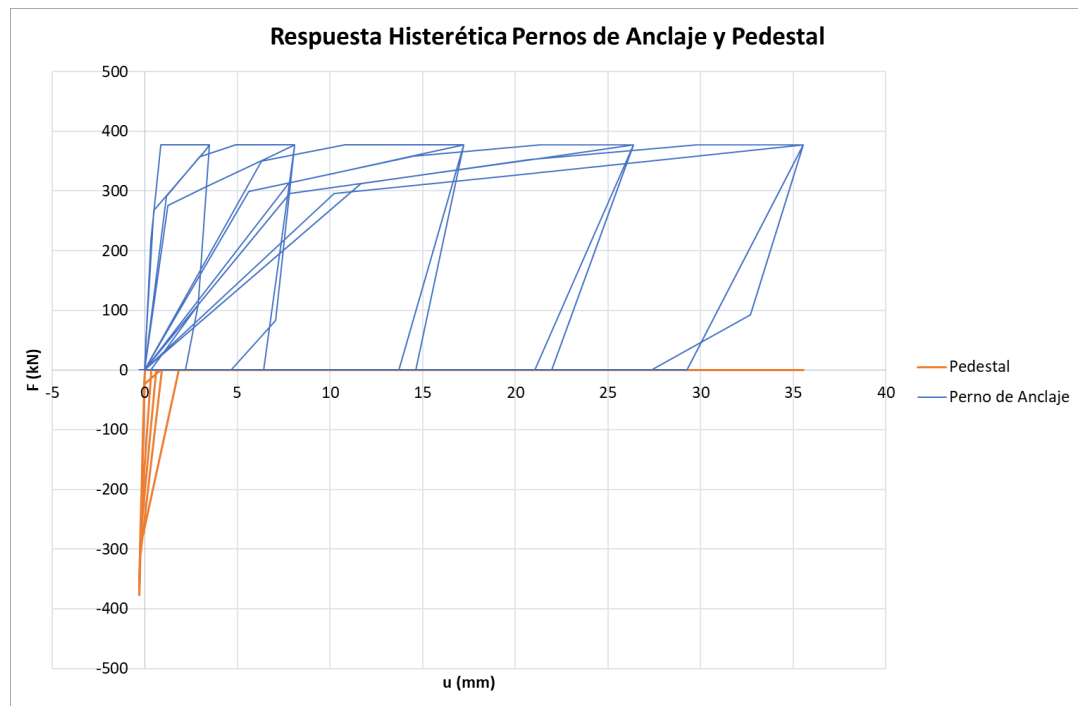


Figura 3.14: Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.

En la Figura 3.14, en azul se puede ver la respuesta de los pernos de anclaje, esquema esperado según gráfico de comportamiento habitual para este tipo de elementos que trabaja solo en tracción. Por otro lado, en color anaranjado se encuentra la respuesta histerética del pedestal, obteniendo también un comportamiento esperado. Cabe mencionar que al ser

elástica la respuesta del pedestal, no hay disipación de energía en este.

Por otro lado, la Figura 3.15 representa la respuesta histerética al aplicar los ciclos de carga al modelo con base de columna convencional.

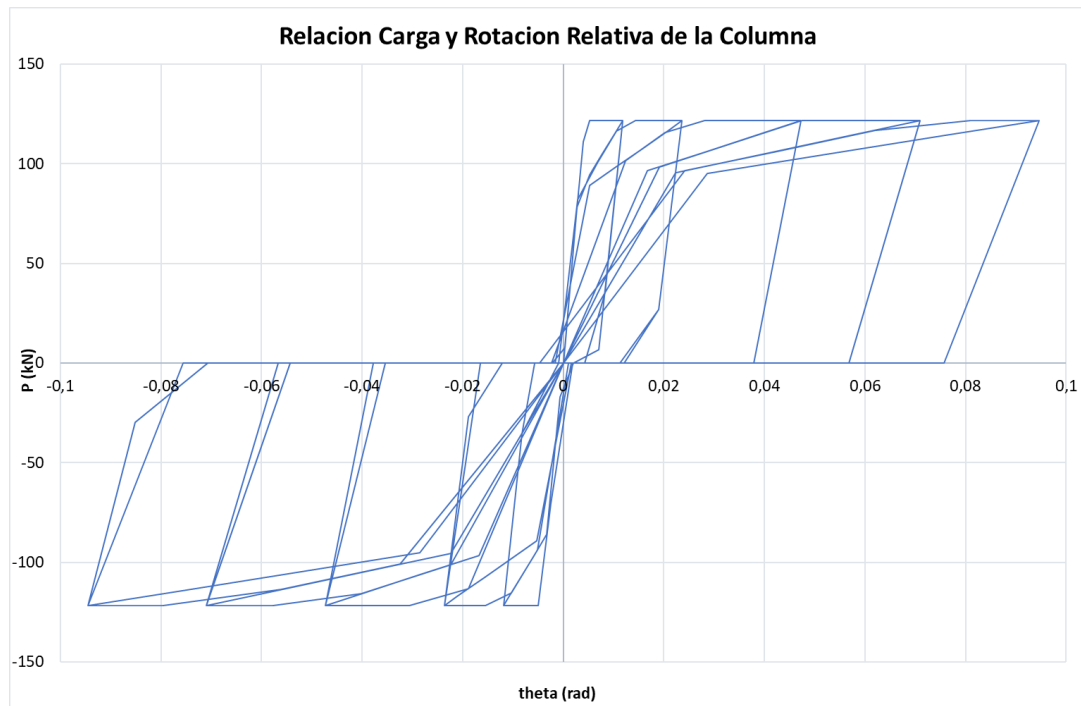


Figura 3.15: Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la columna y su rotación relativa.

3.3.3. Modelo amortiguador integrado en la base de columna

Con el modelo del prototipo de amortiguador de conexión viga-columna hecho y además validado por los resultados obtenidos, se procede a implementar la sección de amortiguador y anclaje a la base de la columna. Para conseguir esto, se utiliza la estructura de anclaje convencional utilizada previamente en el punto anterior, a la que se le añade la porción correspondiente al amortiguador. Las dimensiones y especificaciones generales de la columna convencional se mantienen, como también las del amortiguador, es decir, se sigue con el mismo material, dimensiones y especificaciones generales del modelo de amortiguador ensayado con anterioridad. Con esto es posible una correcta comparación de resultados para la nueva base de columna con el amortiguador incorporado.

El proceso de integración del amortiguador se lleva a cabo mediante el acortamiento de la columna anteriormente existente, agregando la porción de columna con el amortiguador. Dicha porción de columna con amortiguador es una réplica de lo ocupado en la conexión de la viga con la columna, con la salvedad que ahora se cuenta con dos elementos Link a cada lado de la columna, los cuales representan cada par de amortiguadores ubicados en el ala de la misma.

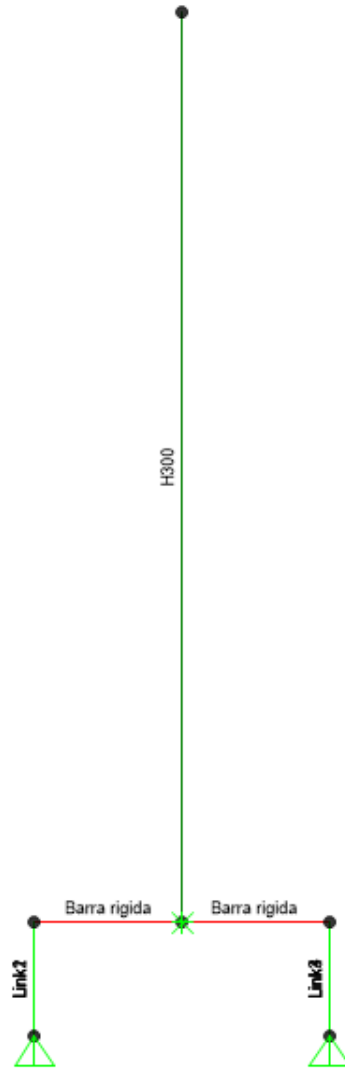


Figura 3.16: Modelo de análisis utilizado.

El modelo de análisis utilizado es el de la Figura 3.16, en el se puede distinguir algunas partes principales como lo son: columna, barra rígida, link y apoyos. La columna se denomina según su nombre de sección, H300. Tiene un largo de 1,2 [m] y en su extremo superior es cargada de manera perpendicular mediante el análisis pushover. Luego, se tiene la barra rígida cuya función es unir los elementos link con la columna, los cuales encuentran separados a una distancia según como se dispondrían en las alas de la columna. Finalmente, se tienen los elementos Link, situados un par a cada lado, que conectan la estructura al suelo por medio de los apoyos simples ubicados en la parte inferior de estos. Además de las restricciones otorgadas por los apoyos, la unión de la columna con la barra rígida se encuentra simplemente apoyada, restringida al movimiento fuera del plano.

En cuanto al análisis para estudiar la aplicación en la columna, se realiza un análisis estático no lineal pushover. El análisis se realiza empujando la estructura de forma horizontal en el nodo 1, correspondiente al nodo ubicado en el extremo superior de la columna, siguiendo la misma historia de desplazamiento presentada en la Figura 3.7. De esta historia de despla-

zamiento donde la estructura es empujada en ambos sentido con un incremento es su valor, se consigue una respuesta cíclica, precisamente la deseada para el estudio.

Se utiliza media altura de columna, es decir una altura de 1,20 [m] en el presente caso y se coloca un apoyo simple en el nodo que une la columna con la barra rígida, esto simula la acción que tendría la llave de corte en el anclaje.

La siguiente Figura, muestra una vista en planta de como van dispuestos los amortiguadores en la base de la columna, los que son representados mediante cuadrados de color rojo. Se disponen en la parte exterior de ambas alas de la columna, conectando esta con la placa base a la fundación.

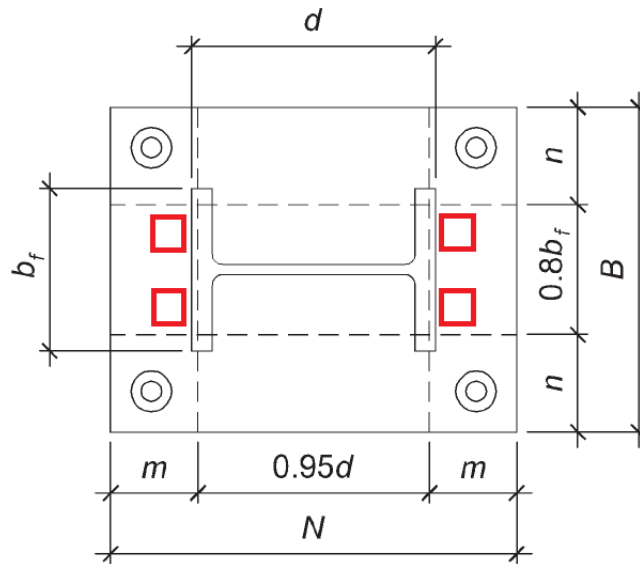


Figura 3.17: Vista en planta de la placa base y disposición de los amortiguadores. (Imagen de fondo tomada como referencia de Guia de diseño, AISC [3])

3.4. Resultados

Se realiza un análisis para verificar comportamiento disipativo del amortiguador. Del análisis pushover se obtienen gráficos de esfuerzo-desplazamiento los cuales presentan una conducta esperada.

A continuación, se presentan los gráficos obtenidos para el análisis estático no lineal, Pushover. Se sigue la metodología correspondiente para este análisis, las consideraciones exclusivas de este modelo y se utiliza la historia de desplazamiento que se indica en la Figura 3.7.

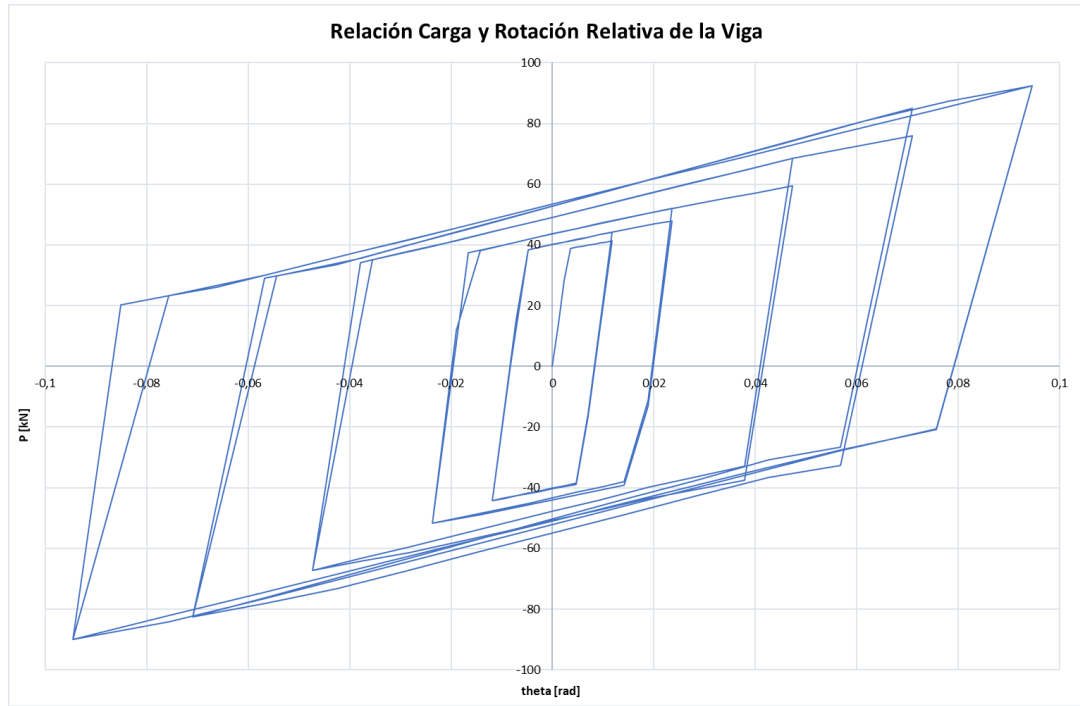


Figura 3.18: Gráfico de la relación entre la carga aplicada en la punta de la columna y su rotación relativa.

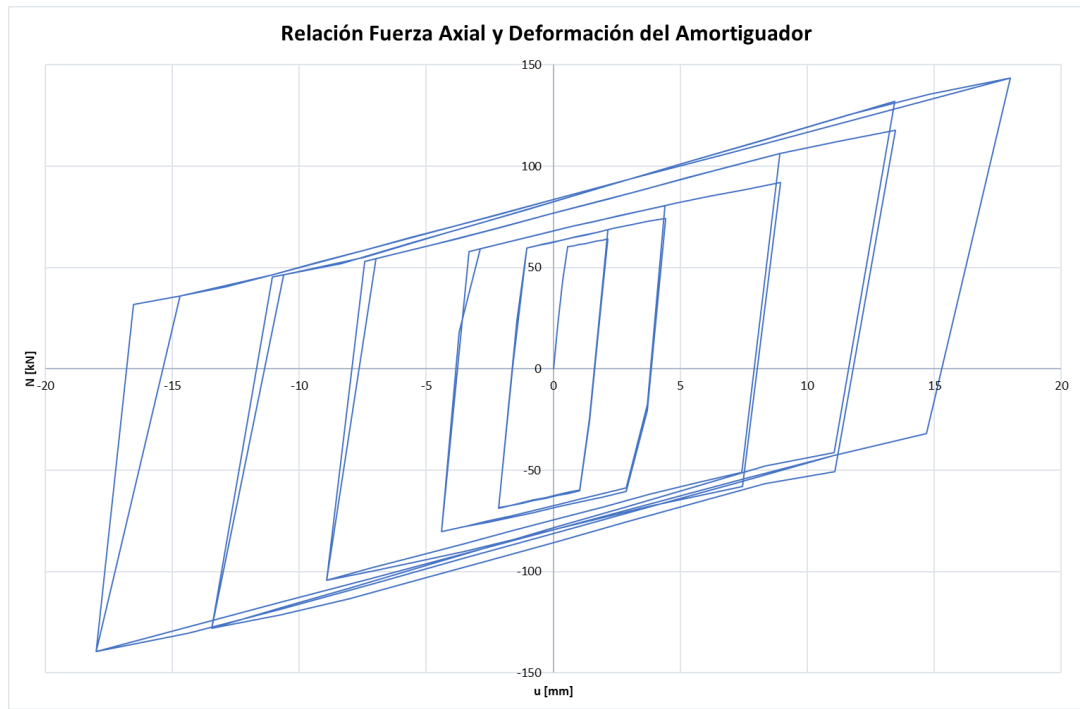


Figura 3.19: Gráfico de la relación entre la fuerza axial resistida por el elemento link y su deformación.

3.5. Análisis comparativo y discusión

Generalmente para estudiar la fuerza de diseño de los pernos de anclajes se trabaja con la tensión de fluencia y diámetro de los pernos. Esto provoca un escenario donde se utilizan pernos con menor resistencia, favoreciendo una fluencia temprana, en donde se disminuye los esfuerzos en los elementos estructurales del marco, en cambio se produce mayor daño en el anclaje. Esto se debe a que la disipación de energía se concentra en los anclajes, los cuales actúan como fusibles de la estructura. Sin embargo, la disipación de energía de los anclajes no es eficiente, ya que los pernos trabajan sólo cuando son traccionados.

Por otro lado, para lidiar con este problema se estudia la propuesta de amortiguador para la disipación temprana y localizada de energía en la estructura, entregando rigidez y resistencia al anclaje y además disipando energía del sistema para la protección de la estructura. En comparación con lo planteado para los pernos de anclaje, el amortiguador trabaja en tracción y compresión, disipando energía durante todo el ciclo de carga.

A continuación, en la Figura 3.20 se muestra a modo de comparación visual directa las dos respuestas histeréticas tanto para el anclaje convencional como para el disipativo, en ellas se puede apreciar expresamente los dos tipos de comportamientos, siendo el anclaje disipativo el que obtiene una mayor disipación de energía, lo cual se comprueba más adelante.

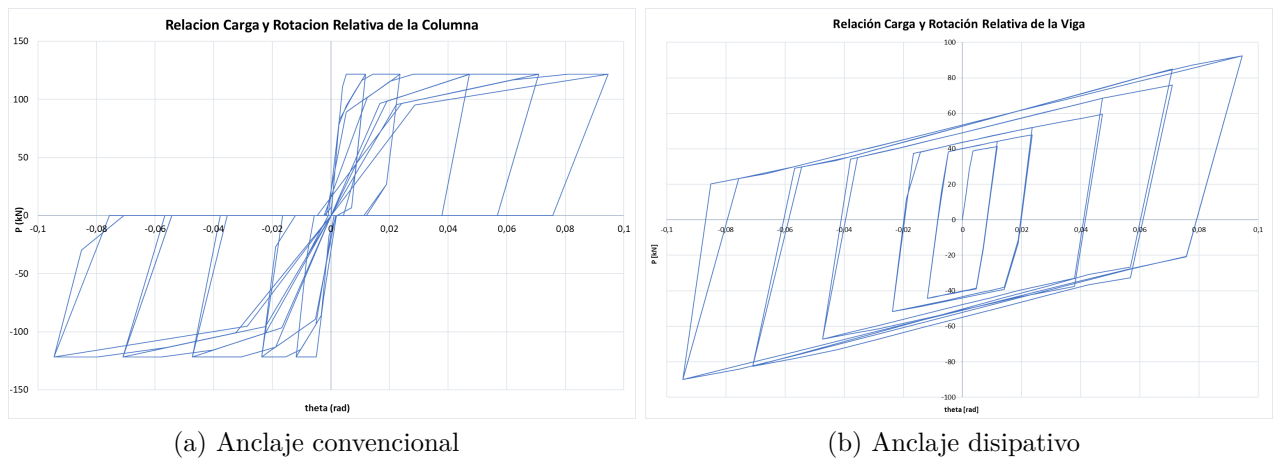


Figura 3.20: Respuesta histerética comparativa

A modo de generar un método que permita la comparación de las propuestas y así comprobar la favorable disipación de energía por parte de los amortiguadores, es que de las gráficas obtenidas de los análisis pushover se obtiene el área encerrada por la curva. Dicho valor nos permite cuantificar la energía disipada mediante el cálculo del trabajo mecánico realizado tanto por los pernos en el anclaje convencional como de los amortiguadores para la base de columna propuesta.

El procedimiento para el cálculo del trabajo mecánico consta de la integración del recorrido que entrega la respuesta cíclica por medio de los puntos dados por el software de análisis. La sumatoria global de estas áreas corresponde a la energía total disipada para cada sistema.

El trabajo mecánico para un tiempo dado corresponde a:

$$W(t) = \frac{1}{2}(p(t) + p(t - 1))(\delta(t) - \delta(t - 1)) \quad (3.1)$$

Si $p(t)$ y $\delta(t)$ corresponden a las cargas axial/momento y deformación/rotación en el instante t . Con esto, el trabajo acumulado hasta el tiempo t_0 está dado por:

$$\bar{W}(t_0) = \sum_t^{t_0} W(t) \quad (3.2)$$

Los gráficos de las figuras siguientes pretenden representar el comportamiento de la realización del trabajo mecánico para las dos configuraciones, siguiendo los ciclos de carga y descarga del análisis pushover. Se presentan de esta forma para visualizar de manera más sencilla el crecimiento de la cantidad de energía disipada.

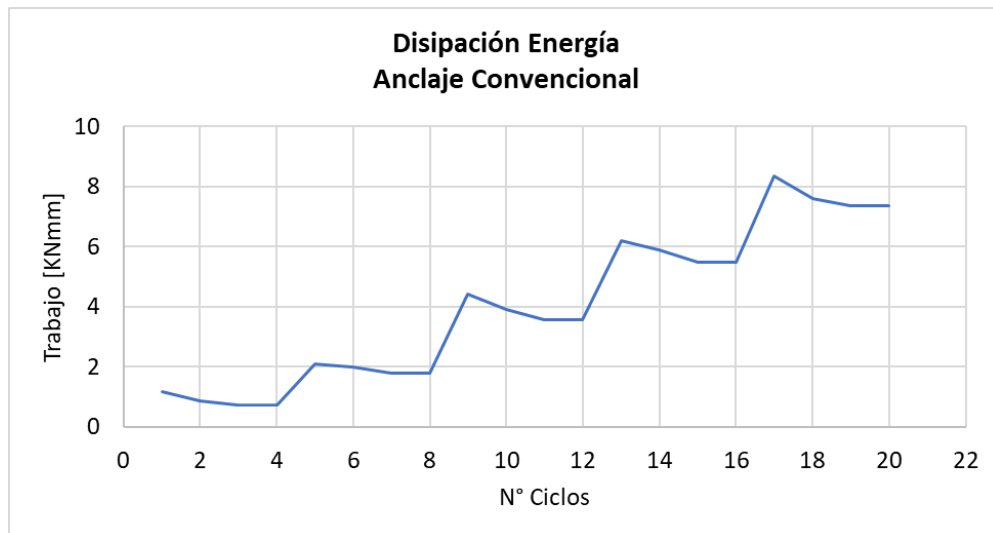


Figura 3.21: Gráfico trabajo mecánico realizado por cada ciclo para anclaje convencional.

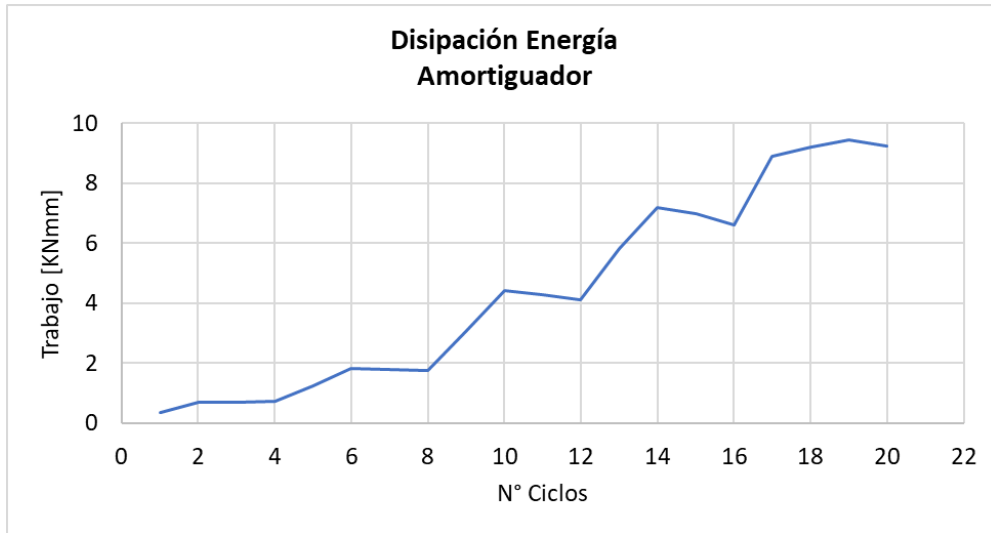


Figura 3.22: Gráfico trabajo mecánico realizado por cada ciclo para anclaje con amortiguador.

A continuación, se presenta un gráfico en donde se encuentran las dos respuestas en forma comparativa. En el gráfico se muestra el comportamiento de cada una de las configuraciones a medida que avanzan los ciclos de carga, acumulando energía hasta el final del análisis.

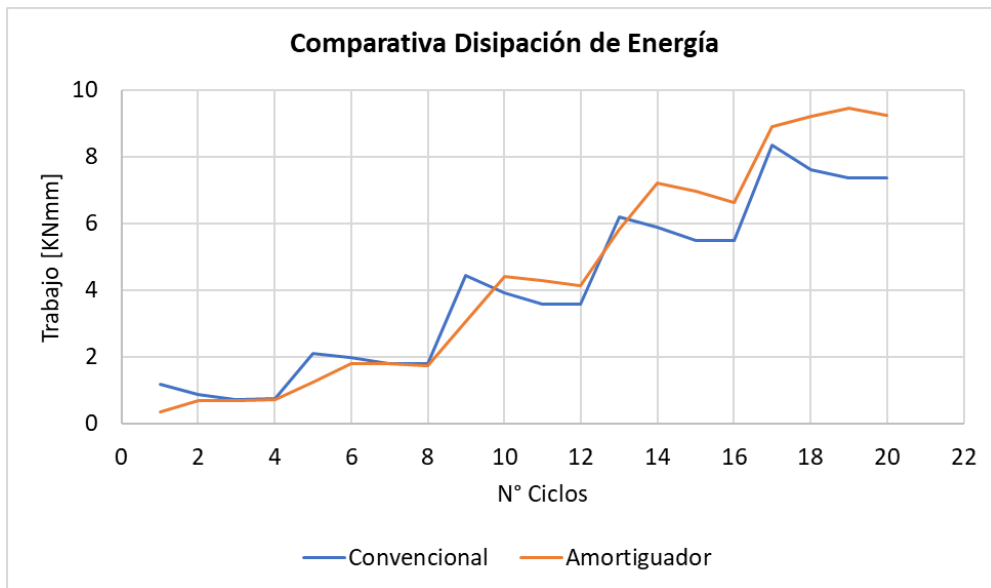


Figura 3.23: Gráfico trabajo mecánico realizado por ambas configuraciones.

En Tabla 3.4 que se puede ver a continuación, es posible identificar para cada ciclo la energía disipada en comparativa para el método de anclaje convencional y para el método de estudio con amortiguador integrado. Siendo finalmente la suma de cada uno de los ciclos la energía total disipada para los dos casos de estudio.

Tabla 3.4: Energía disipada para cada ciclo en comparativa para el anclaje convencional y con amortiguador integrado.

N° Ciclo	Energía Disipada [$kN \cdot mm$]	
	Convencional	Amortiguador
1	1,170	0,333
2	0,873	0,685
3	0,716	0,680
4	0,728	0,718
5	2,091	1,243
6	1,977	1,802
7	1,801	1,783
8	1,801	1,741
9	4,437	3,045
10	3,898	4,400
11	3,561	4,273
12	3,560	4,116
13	6,193	5,814
14	5,884	7,201
15	5,474	6,970
16	5,475	6,607
17	8,336	8,884
18	7,608	9,208
19	7,366	9,437
20	7,368	9,228
Total	80,317	88,168

Finalmente se tienen los valores de acumulación total de trabajo mecánico, los cuales se detallan a continuación:

- Anclaje convencional: 80,317 [$kN \cdot mm$]
- Anclaje con amortiguador integrado: 88,168 [$kN \cdot mm$]

Los valores anteriores entregan una idea de la energía disipada, comprobándose exitosamente el buen comportamiento que presenta el amortiguador y como se posiciona de manera favorable ante los pernos de anclaje convencionales en lo que el estudio respecta.

Cabe mencionar que el estudio realizado consta de un número, posición y configuración en general de amortiguadores en el anclaje que puede ser perfectamente modificado para buscar un trabajo más eficiente. Con este trabajo se pretende dar una aproximación del comportamiento disipativo del amortiguador ubicado en la base de una columna y como este puede proceder de manera más eficiente en la disipación de energía que los pernos de anclaje utilizados comúnmente en la práctica de construcción chilena.

Capítulo 4

Conclusiones

En esta sección se presentan las principales conclusiones obtenidas de este trabajo. Cabe considerar que el diseño no está todo optimizado y la prueba realizada para una columna no basta para abarcar las exigencias que una metodología en el tema debería tener. Es por ello, que el presente se debe comprender como punto de partida para la realización de estudios más acabados que permitan caracterizar de mejor manera y más metodológica el tema de disipación de energía en el anclaje.

4.1. Diseño de Anclajes

Luego de la revisión bibliográfica en lo que concierne a los amortiguadores o disipadores de energía en conexiones de una estructura, es posible encontrar una gran variedad de métodos que permiten el objetivo buscado, es decir, disipar la mayor parte de la energía proveniente de la fundación de manera localizada quitándole dicha responsabilidad a los demás elementos estructurales. Además, sirviendo como fusible, concentrando el daño y disminuyendo las posibilidades de riesgo a la estructura completa. De esta manera estudiar el anclaje de una estructura, siendo esta la fracción encargada de transmitir los esfuerzos desde y hacia la fundación, se presenta como un gran desafío y alternativa de soluciones innovadoras.

De manera específica, se decide trabajar con el amortiguador de barra restringido a pandeo presentado como *Propuesta 1*. Su elección se basa en que este se presenta como una muy buena alternativa al trabajar en tracción y compresión de la barra, ajustándose así al tipo de sollicitación que se busca resistir. Teniendo en cuenta su buen comportamiento disipativo y además de abarcar el tipo de esfuerzo que tendría un anclaje de columna, es que se ubica en la base de la columna de acero, conectando la estructura a la fundación.

La práctica chilena considera los pernos de anclajes como fusibles sísmicos, siendo capaces de resistir el movimiento y disipar energía. Su excesiva deformación plástica luego de un gran sismo se convierte en un problema si es que se habla de continuar con la operación de la industria. En esta línea el amortiguador se presenta como un dispositivo elaborado para la disipación temprana de energía y fácil reemplazo, es decir, permite concentrar la energía, no afectando de manera significativa al resto de la estructura y cumpliendo la función de fusible sísmico, respectivamente.

Mediante el software estructural es posible realizar los análisis para determinar la influencia del amortiguador en la disipación de energía. Los resultados obtenidos son favorables, en ellos se puede confirmar su capacidad disipativa al compararlo con el tipo de anclaje convencional. El uso de amortiguadores como el propuesto puede presentar grandes ventajas para la estructuras de acero, principalmente utilizadas en el sector industrial chileno, asegurando así serviciabilidad, protección de la vida y continuidad de operación en la industria.

La propuesta de amortiguador presenta una serie de ventajas que la hacen potencialmente llamativa como solución. Entre las ventajas más importantes se pueden encontrar:

1. Reemplazo: Al estar apernado a la placa base en un extremo y a la columna en el otro, por el tipo de conexión, el reemplazo de estos dispositivos no presenta gran complejidad.
2. Confección: Tal como se muestra en la creación del modelo para el software *SAP2000*, consta de partes simples de diseñar y elaborar, que luego al unir las generan el miembro completo que compone al amortiguador.
3. Implementación: Fácil de implementar en las bases de columnas. Teniendo lo necesario para la apernadura, se puede llevar a cabo sin mayor complejidad.
4. Observación: En caso de la ocurrencia de un gran sismo en donde los dispositivos actúen como fusible y presenten deformaciones plásticas, estos podrán ser observados de manera rápida para la evaluación de daños y así tener un pronto proceder dependiendo del caso.
5. Comportamiento disipativo: No está demás volver a mencionar el notable comportamiento disipativo, en donde el dispositivo amortiguador trabaja en tracción y compresión, diferente al trabajo dado por los pernos de anclaje, los cuales trabajan solo a tracción. Lo anterior, posiciona al amortiguador sobre los pernos de anclaje si es que disipación de energía se trata.

Por otro lado, se tienen algunas desventajas que puede presentar este tipo de solución, tales como:

1. No existe guía de diseño, ni manual de implementación que para este tipo de amortiguadores ya que no son utilizados comúnmente en las prácticas constructivas.
2. No se encuentran avalados por las normativas actuales.
3. Confía gran parte de la disipación de energía en un elemento, por lo que un correcto diseño es fundamental para asegurar la integridad de la estructura.

Finalmente, provenientes del estudio y para finalizar el informe es posible resumir las principales características de los disipadores, factores a tener en cuenta si se desea estudiar numéricamente el uso de estos como un tipo de anclaje. Primero, es necesario seleccionar una rigidez y límite de fluencia del acero. Los cuales corresponden a la capacidad de soportar los esfuerzos sin deformarse y al fin de la zona elástica del material, respectivamente. Dichas variables son propiedades del acero que permiten caracterizar al amortiguador. Por otro lado, se tienen las dimensiones de la barra, entre las cuales se tiene largo y diámetro.

También otro factor importante tiene que ver con el número de amortiguadores, la cantidad de dispositivos cambia por completo la obtención de los demás parámetros. Otro factor a considerar es la posición del amortiguador en la base, lo cual tendrá directa dependencia de cuantos dispositivos se utilizaran.

La implementación de los amortiguadores se muestra favorable en la disipación de energía, en donde mediante una buena y adecuada ruta de diseño es posible la obtención los resultados esperados.

4.2. Recomendaciones y posibles futuras investigaciones

En base a los resultados obtenidos y a las limitaciones de este trabajo, para futuros estudios se sugiere:

1. Realizar el estudio para otras configuraciones de anclaje. Es decir, utilizar diferentes tamaños para la barra: largo y diámetro. Probar distintas ubicaciones para el amortiguador en la base de la columna y encontrar la más óptima, además de analizar según el número de dispositivos y rigideces a utilizar.
2. Aplicar el modelo de base de columna con amortiguador propuesto a un modelo numérico de una estructura y comparar resultados. De esta forma es posible analizar el comportamiento en conjunto de la estructura y se puede estudiar un balance de la energía que se disipa mediante el amortiguador y los elementos estructurales. Así, se puede optimizar el modelo y ajustar los parámetros que permitan la mayor eficiencia en disipación de energía.
3. Proponer criterios de diseño detallado para su implementación en la práctica chilena. De acuerdo a las solicitaciones sísmicas presentes en el territorio nacional y apegado a la normativa actual.
4. Estudiar el comportamiento del amortiguador si este se dispone de manera inclinada, resistiendo el esfuerzo de la manera más axial posible. De esta manera se intenta aminorar las posibilidades de pandeo.
5. Agregar elementos adicionales, tal como se observan en las otras propuestas de la sección de antecedentes, elementos tales como cables postensados que empujen a la columna a regresar a su posición correcta, camisas en la base de la columna para evitar fallas por aplastamiento, fluidos viscosos, entre otros.
6. Realizar un estudio experimental en donde se ensaye este tipo de amortiguador y según los resultados, concluir su factibilidad en la disipación de energía. Ensayar un amortiguador y demostrar empíricamente su comportamiento.

Capítulo 5

Bibliografía

1. Aviram, A., Stojadinovic, B., y Der Kiureghian, A. (2010), Performance and Reliability of Exposed Column Base Plate Connections for Steel Moment – Resisting Frames, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Agosto Vol. 107, Berkeley, CA.
2. INN, 2003, “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, NCh2369.Of2003, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
3. AISC, 2016, "Specification for Structural Steel Buildings", AISC/ANSI 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
4. Base Plate and Anchor Rod Design. Second Edition, AISC.
5. Tagawa, H., Nagoya, Y., y Chen, X. (June, 2020). Bolted beam-to-column connection with buckling-restrained round steel bar dampers. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 169.
6. Elena Elettore a, Annarosa Lettieri, Fabio Freddi, Massimo Latour, Gianvittorio Rizzano. (August, 2021). Performance-based assessment of seismic-resilient steel moment resisting frames equipped with innovative column base connections. *Structures*, Vol. 32.
7. Yiming Yang, Pu Yang, Peiwen Shen, Sen Cai y Haojie Gao. (January,2022). Experimental study on seismic behavior of SCRC column base joints with replaceable dampers. *Journal of Building Engineering*, Vol. 45.
8. Segura, J., Tagawa, H., y Chen, h. (February, 2021). Buckling-restrained steel bar damper for spine frame system. *Engineering Structures*, Vol. 229.
9. CSI, 2011, “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge”, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
10. Urzua, C. 2015, “Comparación del desempeño de dos estructuras industriales de acero diseñadas según la práctica nacional y disposiciones AISC”, Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile.
11. Zhong, Y., Li, Guo-Qiang y Gao, Yi-Ze. (October, 2021). Experimental and analytical investigations on hysteretic behavior of assembled mild steel rod energy dissipaters. *Engineering Structures*, Vol. 245.

12. Mohammadia, M., Kafia, M., Kheyroddina, A., y Ronaghb, H. (December 2019). Experimental and numerical investigation of an innovative buckling-restrained fuse under cyclic loading. *Structures*, Vol. 22, Pages 186-199.
13. Pongiglione, M., Calderini, C., D’Aniello, M., y Landolfo, R. (March 2021). Novel reversible seismic-resistant joint for sustainable and deconstructable steel structures. *Journal of Building Engineering*, Vol. 35.
14. Elettore, E., Lettieri, A., Freddi, F., Latour, M., y Rizzano, G. (August 2021). Performance-based assessment of seismic-resilient steel moment resisting frames equipped with innovative column base connections. *Structures*, Vol. 32, Pages 1646-1664.
15. Chávez, N., 2011, “Revisión de los Criterios de Diseño de Pernos de Anclaje”, Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
16. ASTM 2019, ASTM A36 / A36M-19, Standard Specification for Carbon Structural Steel, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019