

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**Método de resistencia para placas de base expuesta con pernos de
anclaje extendidos**

Liseth Antonella Campos Lombeida

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de Ingeniera Civil

Quito, 8 de diciembre de 2020

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

**Método de resistencia para placas de base expuesta con pernos de anclaje
extendidos**

Liseth Antonella Campos Lombeida

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Andrés Torres Rodas, PhD.

Quito, 8 de diciembre de 2020

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: Liseth Antonella Campos Lombeida

Código: 00136851

Cédula de identidad: 1727126805

Lugar y fecha: Quito, 8 de diciembre de 2020

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

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

UNPUBLISHED DOCUMENT

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

RESUMEN

El eslabón más débil de una estructura de acero son sus conexiones. Una de las conexiones más críticas dentro de los Pórticos Especiales Resistentes a Momento (PRM) es la de columna-base ya que transfiere la demanda de la estructura hacia la cimentación de hormigón y constituye la interfaz columna-cimentación. Varios estudios han determinado sus modos principales de respuesta, estados límites, y métodos de estimación de resistencia y rigidez, lo cual ha permitido obtener guías de diseño como la Guía de Diseño 1 de AISC.

Actualmente, el método de diseño de conexiones de base de columna de AISC no considera requisitos en lo que a ductilidad se refiere. Consecuentemente, esta investigación, elaborada juntamente con P. Torres, M. Medalla, D. Lopez-Garcia y F. Zareian, presenta una metodología para el diseño y estimación de resistencia en una conexión dúctil de placa expuesta con pernos de anclaje extendidos. La configuración propuesta ha demostrado tener un desempeño sísmico adecuado en instalaciones industriales chilenas y se basa en la concentración de plasticidad en la extensión de los pernos de anclaje, mientras que el resto de los componentes son detallados de acuerdo con el criterio de diseño por capacidad para mantener el esfuerzo soportado por los pernos de anclaje.

Para evaluar la conexión, se analizaron las curvas de histéresis obtenidas en modelos computacionales y se comparó su capacidad de rotación respecto a la restricción de AISC para conexiones viga-columna. Para este proceso se realizaron simulaciones de elementos finitos no lineales con el objetivo de proporcionar información general sobre el comportamiento de la conexión que permita desarrollar una metodología para la estimación de su resistencia. Finalmente, se sugieren guías generales para el diseño, se detallan las limitaciones del método y se generan propuestas para futuras investigaciones.

Palabras clave: Placas de base expuesta, conexiones columna base, placas base dúctiles.

ABSTRACT

The weakest link in a steel structure are its connections. One of the most critical connections in Special Moment Frames is the column-base connection since it transfers the demand from the structure to the concrete foundation and is the interface between the column and the foundation. Several studies have determined their principal response modes, limit states, resistance and stiffness estimation methods, concluding in the creation of design guides such as the Steel Design 1 by AISC.

Currently, the column base connection design method described by AISC does not consider a ductility requisite. Consequently, this research, conducted alongside P. Torres, M. Medalla, D. Lopez-Garcia and F. Zareian, presents a design and resistance estimation methodology for ductile exposed plate connections with extended anchor bolts. The proposed configuration has evidenced an adequate seismic performance in industrial Chilean facilities and is based in the concentration of plasticity in the extended region of the anchor bolts, while other components are detailed based on a Capacity Design Criteria to sustain the anchor bolts strength.

To evaluate the connection, the hysteresis curves obtained by FE modelling are analyzed and their rotation capacity is compared against the AISC beam-column connection restriction. For this process, non- linear finite element simulations were made with the objective of providing general information of the connection's behavior that would allow the development of a resistance resistance estimation methodology.

Finally, general guides for design are suggested, method limitations are detailed, and future investigations proposals are made.

Palabras clave: Exposed base plates, column-base connections, ductile base plates.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a:

Filemón Campos, mi guía de vida y el eterno motor de mis sueños.

Adolfo Campos y Susana Lombeida, el apoyo incondicional y la base de la persona que soy.

Milena Campos, mi compañera de vida y la inspiración en todas mis acciones.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer profundamente a mi familia y amigos, ya que su apoyo fue un elemento fundamental en mi desarrollo profesional. Gracias por el amor y la paciencia; por confiar en mí, en mis sueños y en mis metas.

Mi sincero agradecimiento a la Universidad San Francisco de Quito, por todas las enseñanzas y oportunidades que me han formado como una persona íntegra y una excelente profesional. Agradezco a mis profesores quienes supieron impartir en mí la excelencia y pasión por mi profesión.

Finalmente, agradezco infinitamente a mi tutor de tesis Pablo Torres por introducirme al mundo de la ciencia y guiar mis pasos hacia grandes logros.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| Introducción | 11 |
| Desarrollo del Tema..... | 14 |
| 1. Criterios para la modelación en elementos finitos de la conexión: | 14 |
| 1.1. Contacto entre cimentación de hormigón y placa base: | 14 |
| 1.2. Contacto acero-acero para placa silla, arreglo de arandelas, pernos de anclaje y cimentación: | 15 |
| 1.3. Otros componentes de la conexión:..... | 15 |
| 1.4. Modelos constitutivos de materiales: | 15 |
| 1.4.1. Von Mises: | 16 |
| 1.4.2. Drucker-Prager:..... | 17 |
| 1.5. Patrón de carga y propiedades de materiales: | 17 |
| 1.6. Efectos P-Delta:..... | 17 |
| 2. Desarrollo del modelo de elementos finitos: | 18 |
| 2.1. Contacto entre cimentación de hormigón y placa base: | 18 |
| 2.2. Contacto acero-acero para placa silla, arreglo de arandelas, pernos de anclaje y cimentación: | 19 |
| 2.3. Otros componentes de la conexión:..... | 19 |
| 2.4. Modelos constitutivos de materiales: | 19 |
| 2.4.1. Von Mises: | 20 |
| 2.4.2. Drucker-Prager:..... | 20 |
| 2.5. Patrón de caga y propiedades de materiales: | 20 |
| 2.6. Efectos P-Delta:..... | 21 |
| 3. Descripción de metodología:..... | 21 |
| 4. Propuesta de método de resistencia: | 24 |
| 5. Resultados y Análisis:..... | 28 |
| Resultados | 29 |
| Resultados generales:..... | 29 |
| Análisis 1:..... | 30 |
| Análisis 2:..... | 30 |
| Análisis de resultados:..... | 31 |
| Resultados generales:..... | 31 |
| Análisis 1:..... | 31 |
| Análisis 2:..... | 33 |
| Conclusiones..... | 34 |
| Referencias bibliográficas..... | 37 |
| Anexo A: PUBLICACIÓN DEL ESTUDIO..... | 40 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Parámetros de diseño para los modelos simulados | 22 |
| Tabla 2. Combinación de variables de análisis: Rotación objetivo y porcentaje de fuerza axial | 23 |
| Tabla 3. Configuración geométrica en base al método de diseño propuesto..... | 28 |
| Tabla 4. Resultados de las simulaciones realizadas | 29 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Detallamiento típico de conexión columna-base..... | 11 |
| Figura 2. Conexión propuesta..... | 13 |
| Figura 3. Definición de Interfase cimentación de hormigón y placa base- Comportamiento Normal..... | 18 |
| Figura 4. Definición de Interfase cimentación de hormigón y placa base- Comportamiento Tangencial..... | 19 |
| Figura 5. Definición de contacto acero- acero y acero- hormigón- Comportamiento Tangencial..... | 19 |
| Figura 6. Definición de comportamiento de componentes de conexión modelados como "tie constraints"..... | 19 |
| Figura 7. Definición de Modelo constitutivo: Von Mises para elementos de acero..... | 20 |
| Figura 8. Definición de modelo Constitutivo: Drucker Prager para elementos de Hormigón..... | 20 |
| Figura 9-Patrón de carga ATC-SAC..... | 20 |
| Figura 10. Ubicación Estratégica de carga estandarizada..... | 21 |
| Figura 11. Modelo de líneas de influencia adoptado - Izquierda: Placa silla, Derecha: Placa base..... | 26 |
| Figura 12. Comparación de curvas de histéresis: a) Método propuesto y b) método tradicional..... | 30 |
| Figura 13. Comparación de curvas de histéresis: Modelos simulados..... | 31 |

ÍNDICE DE ECUACIONES

| | |
|---|----|
| Ecuación 1. Energía de deformación debido a esfuerzos en ejes principales-Von Mises..... | 16 |
| Ecuación 2. Energía de deformación de fluencia por esfuerzo uniaxial- Von Mises..... | 16 |
| Ecuación 3. Representación de falla teórica en el espacio del esfuerzo principal-Von Mises..... | 17 |
| Ecuación 4. Esfuerzo de Compresión- Modelo Constitutivo de Drucker Prager..... | 17 |
| Ecuación 5. Magnitud de esfuerzos presentados en una conexión según AISC..... | 24 |
| Ecuación 6. Longitud del bloque rectangular de esfuerzos en la conexión propuesta [28]..... | 24 |
| Ecuación 7. Fuerza de pernos de anclaje en tensión para la conexión propuesta [28]..... | 25 |
| Ecuación 8. Criterio LRFD AISC para diseño de pernos..... | 25 |
| Ecuación 9. Definición de espesor de placa silla para conexión propuesta [28]..... | 27 |
| Ecuación 10: Definición de espesor de placa base para conexión propuesta [28]..... | 27 |

INTRODUCCIÓN

La conexión columna-base es un componente fundamental en los pórticos resistentes a momento debido a que transfiere las cargas de toda la superestructura hacia la cimentación de hormigón. Existen dos tipos de conexiones dependiendo de su placa base: conexiones de placa expuesta y placa embebida. Su uso depende de la altura del edificio diseñado y sus demandas basales: los edificios de corta y mediana altura usan placas expuestas mientras que los edificios altos suelen usar placas embebidas.

El detalle de la conexión de placa expuesta convencional consiste en una columna de acero soldada a la placa base y esta a su vez es empernada en la cimentación con una almohadilla de lechada en la interfaz entre la placa base y la cimentación. Por otro lado, las conexiones de placa embebida consisten en una columna de acero soldada a una placa base y embebida en la cimentación de hormigón. Usualmente se suelen añadir conectores de corte en las alas de la columna para esta configuración.

La conexión convencional detallada en AISC es la siguiente:

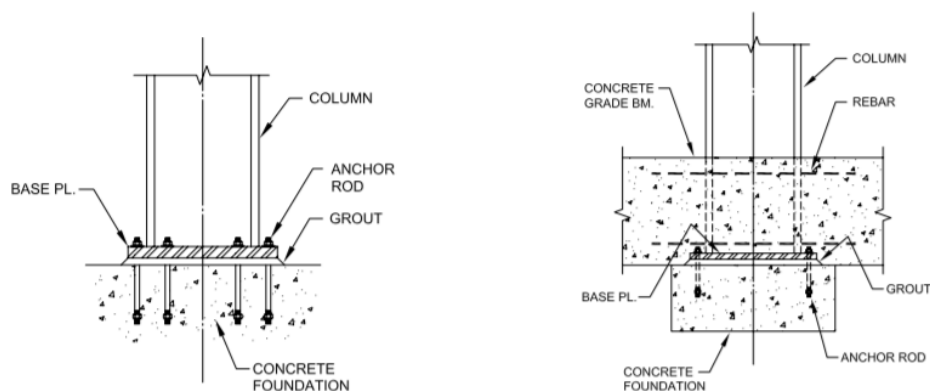


Figura 1. Detallamiento típico de conexión columna-base.

Izquierda: Placa base expuesta, Derecha: Placa de base embebida

Fuente: AISC. Typical moment base detail and Embedded moment base detail. 2016.

En base a exhaustivas investigaciones, AISC propone un método de resistencia para las bases de placa expuesta ([1],[2],[3],[4],[5],[6],[7],[8],[9]), mas no presenta metodologías para la estimación de su rigidez rotacional ni recomendaciones para alcanzar un comportamiento dúctil ([7],[10],[11]). Por lo que varias investigaciones han abordado las temáticas referentes a ductilidad en conexiones base-columna: cómputo de rigidez rotacional [12], predicción de comportamiento histerético [13], simulaciones de elementos finitos para mejorar los métodos de resistencia actuales ([14], [15], [7]), impacto de la flexibilidad columna-base en el desempeño de los PRM ([16], [17]), y correlación entre la resistencia, rigidez y capacidad de rotación con la probabilidad de colapso de PRM [18]. A través de este último estudio se evidencia la posibilidad de reducción de demanda sísmica en la conexión base-columna para el aprovechamiento de su ductilidad en la filosofía de diseño por capacidad.

En línea con el objetivo de dotar ductilidad a las conexiones base-columna, se ha demostrado experimentalmente que estas conexiones poseen una capacidad de rotación significativa. Sin embargo, es importante considerar que la ductilidad en columnas puede estar comprometida debido a problemas de pandeo local [19]. Investigaciones realizadas por Trautner et al proponen que un incremento en la longitud de los pernos de anclaje implicaría un incremento en la capacidad de rotación de la conexión ([20],[21]).

Tomando en cuenta las conclusiones de todos los estudios mencionados, se sugiere que la ductilidad de las conexiones de base podría potencialmente aprovecharse en diseños sísmicos y esta investigación presenta un método para caracterizar la resistencia de una conexión de placa base expuesta dúctil.

El método propuesto está basado en los resultados obtenidos por métodos de elementos finitos no lineales realizados en modelos computacionales en el programa ABAQUS [22].

Las modelaciones cumplen dos propósitos principales:

- Proveer información del comportamiento de la conexión como patrones de deformación y distribución de esfuerzos.
- Ser una base de datos para validar el método de resistencia propuesto.

La conexión propuesta en el estudio consiste en una columna de acero soldada a una placa base, pernos de anclaje extendidos sobre la placa base para concentrar la plasticidad en estas regiones, y una placa silla acompañada de atiesadores verticales y horizontales. Es importante recalcar que la conexión propuesta presentó un excelente comportamiento en el sismo de 2010 en Maule, Chile según Soules et al [23]. Debido a ello se argumenta la necesidad de explorar diferentes configuraciones que puedan mejorar la respuesta sísmica.

La conexión propuesta es la siguiente:

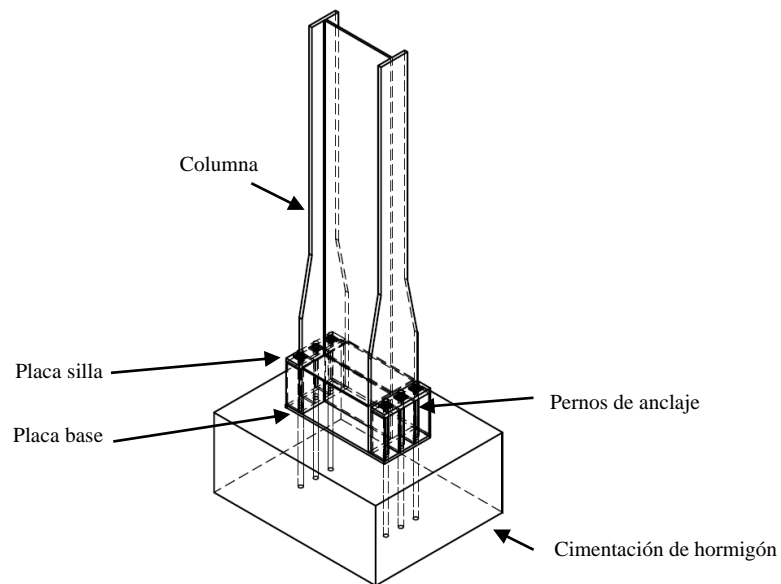


Figura 2. Conexión propuesta

DESARROLLO DEL TEMA

El estudio se dividió en 5 partes:

1. Criterios para la modelación en elementos finitos de la conexión.
2. Desarrollo del modelo de elementos finitos.
3. Descripción de metodología.
4. Propuesta de método de resistencia
5. Resultados y Análisis

1. Criterios para la modelación en elementos finitos de la conexión:

Debido a que la modelación busca replicar el comportamiento real de la conexión, es importante definir parámetros que simulen la naturaleza de sus elementos. Todos los modelos fueron construidos en ABAQUS [22] y buscan capturar los aspectos importantes que influyen la respuesta de la conexión. Estudios más tempranos demuestran que la interacción entre los componentes gobierna la respuesta. Por lo tanto, todos los modelos consideran algoritmos apropiados para simular la interacción y contacto entre componentes, al igual que la respuesta del modelo constitutivo no lineal del material.

1.1. Contacto entre cimentación de hormigón y placa base:

Se define este contacto como superficie-superficie de manera que se pueda simular un deslizamiento finito. Hay dos tipos de contactos entre superficies: Normal y tangencial. En el eje normal, se define al hormigón como un elemento de alta rigidez, de manera que no se deforme significativamente debido al aplastamiento de la placa. Por esta razón se establece un “hard contact” [22]. Por otro lado, el eje tangencial se define mediante una formulación isotrópica (independiente de la dirección del movimiento) de fricción con un coeficiente de 0.45 en base a investigaciones de Gómez et al [8]. Estos criterios son consistentes con

simulaciones de elementos finitos no lineales conducidas con Placas de Base Expuesta y validadas con información experimental obtenida por Kanvinde et al [15].

1.2. Contacto acero-acero para placa silla, arreglo de arandelas, pernos de anclaje y cimentación:

Se usó el mismo criterio de contacto superficial tangencial con un coeficiente de fricción de 0.8 basado en recomendaciones de Grigoriev et al [24].

1.3. Otros componentes de la conexión:

El resto de los componentes se modelaron como monolíticos a través del uso de tie constraints. Es decir, se asignó la misma deformación a todos los puntos de la misma posición respecto al Eje gravitacional debido a la naturaleza de su comportamiento real. Al estar soldados juntos, se espera una fractura de las sueldas en rotaciones mayores a 0.06 rad en base a evidencia de Gómez et al [8].

1.4. Modelos constitutivos de materiales:

Los modelos constitutivos definen el historial de la relación entre los esfuerzos y deformaciones de un material. Es importante considerar distintos modelos constitutivos de acuerdo con el material y a la naturaleza del fenómeno analizado. Los modelos consideran la respuesta material debido a la presencia de esfuerzos en sus ejes principales. Los esfuerzos principales son dependientes de los esfuerzos hidrostáticos y desviatorios. Es importante notar que los esfuerzos desviatorios son los únicos capaces de causar un esfuerzo cortante que genere una falla en el material. Por lo general, se considera que la contribución de los esfuerzos hidrostáticos cambia el volumen del material y es capaz de generar una importante energía de deformación, pero su contribución al esfuerzo cortante es nula y por lo tanto no son capaces de causar fluencia o falla en el material. Por lo tanto, los causantes de la falla son los esfuerzos de distorsión debido a su capacidad de generar esfuerzo cortante. De esta manera, los materiales dúctiles responden a modelos constitutivos como Von Mises o Tresca mientras que los

materiales frágiles responden a modelos como Coulomb-Mohr y Drucker Prager debido a que consideran una influencia de la presión hidrostática y la diferencia de comportamiento del material frente a esfuerzos de tensión y compresión [25].

En el caso de las simulaciones realizadas se consideran dos modelos: Endurecimiento Isotrópico de Von Mises superficial y Druker-Prager.

1.4.1. Von Mises:

Se usa el modelo de endurecimiento isotrópico de Von Mises ya que se espera que las componentes de acero conserven su forma, pero se expandan con incrementos de esfuerzos. Adicionalmente, Von Mises demuestra gran similitud respecto a datos experimentales.

En este modelo se describe que la falla se produce cuando la energía de deformación debido a los esfuerzos principales es mayor al esfuerzo de fluencia. Esta comparación se realiza a través del esfuerzo efectivo de Mises, mismo que se obtiene a través de la energía de deformación de un elemento infinitesimal debido a los esfuerzos presentados en sus ejes principales:

Ecuación 1. Energía de deformación debido a esfuerzos en ejes principales-Von Mises

$$U_d = \left(\frac{1 + \nu}{6E} \right) \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right)$$

Donde E es la energía de deformación y $\sigma_{1,2,3}$ corresponden a los esfuerzos en los ejes principales. Al definir al esfuerzo de fluencia como σ_y en el eje de σ_1 y declarar los esfuerzos en $\sigma_{2,3}$ como cero se obtiene:

Ecuación 2. Energía de deformación de fluencia por esfuerzo uniaxial- Von Mises

$$U_{dy} = \left(\frac{1 + \nu}{6E} \right) (\sigma_y^2)$$

Finalmente, al igualar el esfuerzo de un elemento infinitesimal y el esfuerzo de fluencia se obtiene la curva elíptica de fluencia superficial, es decir, la representación de falla teórica en el espacio del esfuerzo principal:

Ecuación 3. Representación de falla teórica en el espacio del esfuerzo principal-Von Mises

$$\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 = \sigma_y^2$$

1.4.2. Drucker-Prager:

Se usó el modelo de Drucker Prager debido a que considera la influencia de la presión y la variación de resistencia del material ante cargas de tensión y compresión. Por lo tanto, es un modelo consistente con el comportamiento del hormigón. Se puede definir con la siguiente ecuación:

Ecuación 4. Esfuerzo de Compresión- Modelo Constitutivo de Drucker Prager

$$\frac{\sigma_c}{\sqrt{3}} = A - B\sigma_c$$

Donde:

σ_c : Límite de fluencia a compresión.

A y B: Constantes del material

1.5. Patrón de carga y propiedades de materiales:

Se usaron las propiedades esperadas de materiales de AISC debido a que no hubo componente experimental [10].

Es importante recalcar que la calidad de los materiales de empernado podría afectar potencialmente la respuesta histerética en la conexión, lo cual se puede observar en investigaciones realizadas por [20] y [21]. Por lo tanto, se usaron pernos de tipo ASTM F1554 GR 36. Se considera que esta temática es relevante y deberá ser estudiada con mayor profundidad en el futuro.

Todos los modelos fueron sujetos a un protocolo de carga ATC-SAC en la presencia de una compresión de carga axial [26].

1.6. Efectos P-Delta:

Para evitar la influencia de momentos P-delta en la base, la carga axial fue aplicada estratégicamente, concentrándola en la base de la columna de acero.

Adicionalmente, los nodos de las superficies superiores, inferiores y en las placas se consideraron como “rigid body constraints” debido a que se considera un desplazamiento lateral igual en sus planos.

2. Desarrollo del modelo de elementos finitos:

A continuación, se muestran las configuraciones de los modelos en ABAQUS que corresponden a las suposiciones teóricas de comportamiento presentadas en la sección 1:

2.1. Contacto entre cimentación de hormigón y placa base:

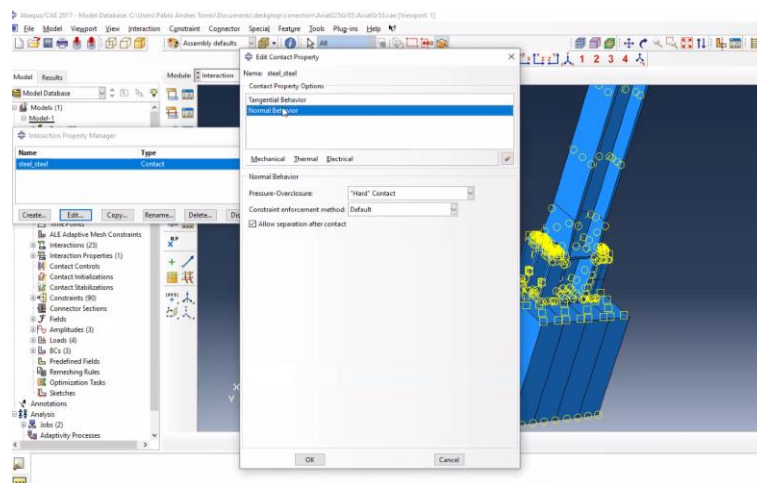


Figura 3. Definición de Interfase cimentación de hormigón y placa base- Comportamiento Normal

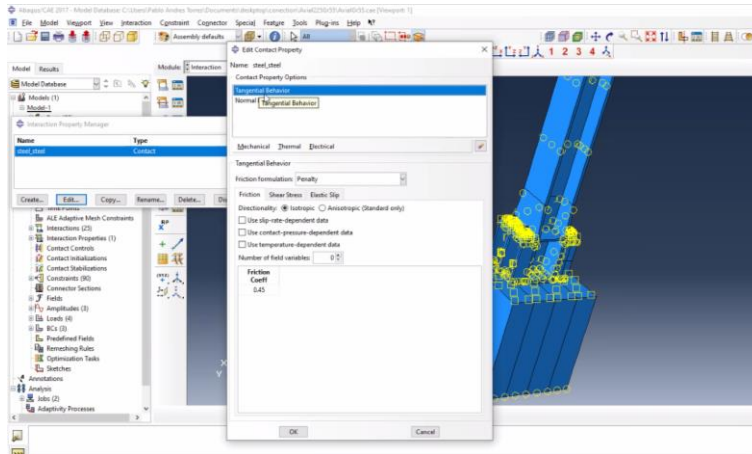


Figura 4. Definición de Interfase cimentación de hormigón y placa base- Comportamiento Tangencial

2.2. Contacto acero-acero para placa silla, arreglo de arandelas, pernos de anclaje y cimentación:

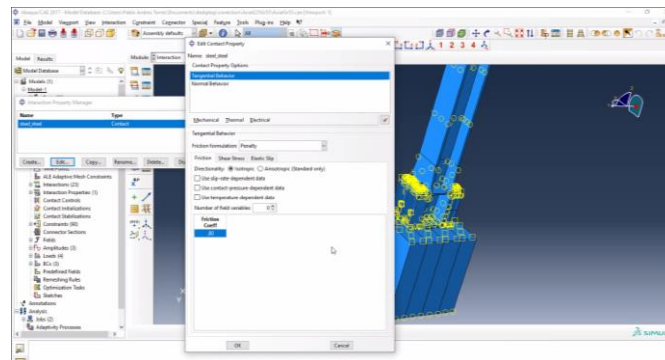


Figura 5. Definición de contacto acero- acero y acero- hormigón- Comportamiento Tangencial

2.3. Otros componentes de la conexión:

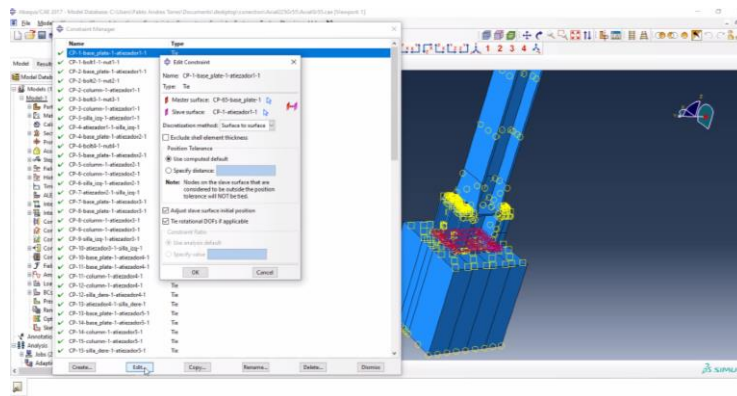


Figura 6. Definición de comportamiento de componentes de conexión modelados como "tie constraints"

2.4. Modelos constitutivos de materiales:

2.4.1. Von Mises:

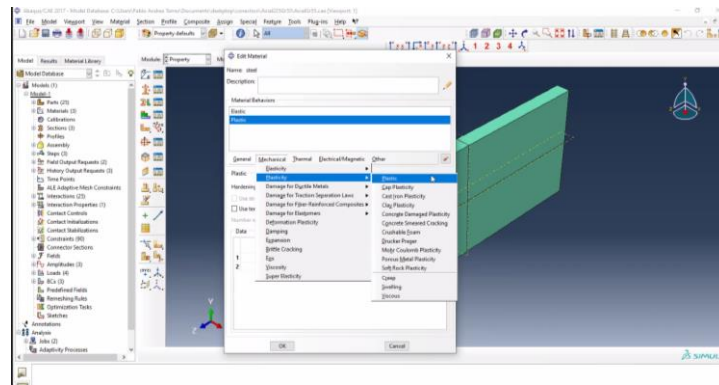


Figura 7. Definición de Modelo constitutivo: Von Mises para elementos de acero

2.4.2. Drucker-Prager:

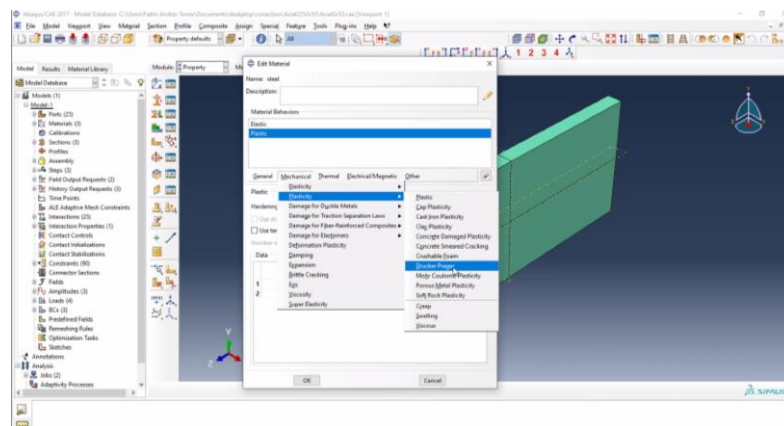


Figura 8. Definición de modelo Constitutivo: Drucker Prager para elementos de Hormigón

2.5. Patrón de carga y propiedades de materiales:

El patrón de carga estandarizado ATC-SAC se define como:

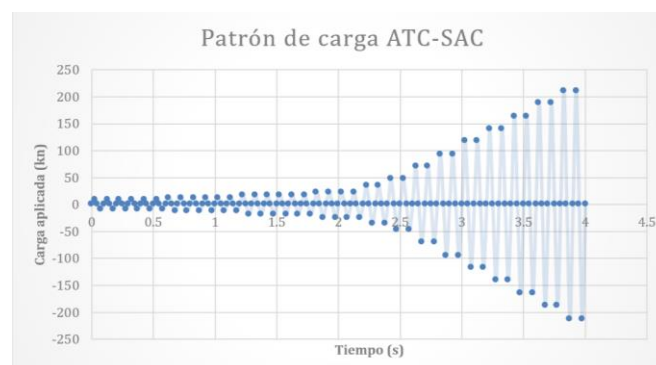


Figura 9-Patrón de carga ATC-SAC

2.6. Efectos P-Delta:

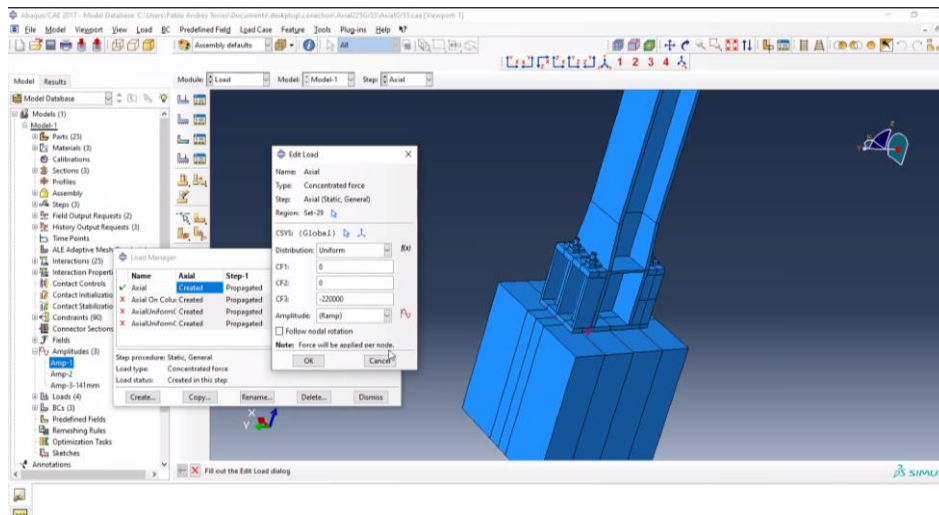


Figura 10. Ubicación Estratégica de carga estandarizada

3. Descripción de metodología:

Las variables de estudio se detallan a continuación:

Rotación objetivo:

En base a este parámetro se restringe la longitud total del perno sobre la placa base dada una capacidad máxima de rotación (se consideró un 10% de deformación para alcanzar la rotación objetivo).

Compresión axial:

Se observa la influencia de la compresión axial en la respuesta histerética de la conexión.

Para poder evaluar dichos parámetros se definieron las siguientes variables de monitoreo en el sistema ABAQUS: Fuerza de reacciones en la base de la conexión, desplazamientos en la parte superior de columnas, esfuerzos de flexión soportados entre la placa base y la cimentación de hormigón y las fuerzas de los pernos de anclaje. En base a ellas se pudo llegar a las dos variables principales de análisis: rotación objetivo y compresión axial.

Las conexiones presentadas se desarrollan para una carga y momento propuestos. La tabla presentada a continuación resume los parámetros de cada uno de los modelos desarrollados:

Tabla 1. Parámetros de diseño para los modelos simulados

| Caso | Perfil AISC columna | Parámetro de diseño | | Fracción de carga axial respecto a la resistencia de columna | Rotación objetivo (rad) |
|------|------------------------|---------------------|-----------|--|-------------------------------|
| | | Pu (kN) | Mu (kN-m) | | |
| 1 | W 8X48 | 411 | 98 | 0.18 | 0.04 |
| 2 | 24X103 | 670 | 1730 | 0.1 | 0.02 |
| 3 | 24X103 | 3340 | 1730 | 0.5 | 0.02 |
| 4 | 24X103 | 670 | 1730 | 0.1 | 0.04 |
| 5 | 24X103 | 3340 | 1730 | 0.5 | 0.04 |
| 6 | 24X103 | 670 | 520 | 0.1 | 0.02 |
| 7 | 24X103 | 670 | 520 | 0.1 | 0.04 |
| 8 | 24X103 | 1338 | 520 | 0.2 | 0.02 |
| 9 | 24X103 | 1338 | 520 | 0.2 | 0.04 |

Posteriormente, se agruparon los modelos simulados de la siguiente manera:

Resultados generales:

Esta sección se refiere a la comparación del esfuerzo de fluencia obtenido a través de las simulaciones y el esfuerzo calculado mediante el método propuesto en la sección 3. Se define el error del método mediante la relación entre el valor calculado y el obtenido. Una relación de 1 implica que no existe variación entre los esfuerzos obtenidos y es una garantía de exactitud en el método de cálculo. La variabilidad de exactitud del método entre los modelos se define mediante el coeficiente de variación de las relaciones obtenidas.

Análisis 1:

Se compara una de las conexiones con una conexión equivalente diseñada por el método tradicional descrito en AISC. Se toma como referencia las curvas de histéresis presentadas por las conexiones tradicionales ensayadas por Gómez et al [8]. De esta manera, se considera la misma demanda para un diseño por el método tradicional y el método propuesto de manera que se pueda comparar el comportamiento de ambos detallamientos.

Análisis 2:

Se comparan cuatro modelos con la siguiente combinación de variables:

Tabla 2. Combinación de variables de análisis: Rotación objetivo y porcentaje de fuerza axial

| Variables: | Rotación objetivo: 0.02 | Rotación objetivo: 0.04 |
|--|-------------------------|-------------------------|
| Porcentaje de fuerza axial resistente: 10% | R 0.02_P10 | R 0.04_P10 |
| Porcentaje de fuerza axial resistente: 20% | R 0.02_P20 | R 0.04_P20 |

La respuesta por analizar es la curva de histéresis de los modelos en conformidad con el concepto de ductilidad expuesto por AISC para PRM: Una conexión viga-columna garantiza

su comportamiento dúctil a través de la obtención de una rotación de 0.04 rad sin tener una pérdida de resistencia mayor al 20%. De igual manera, se establece que este concepto puede considerarse en el análisis de conexiones de base debido a la falta de restricciones e investigaciones actuales en este tema [7].

4. Propuesta de método de resistencia:

Se describe el método de cálculo de resistencia dúctil para conexiones de placa base expuesta con pernos de anclaje extendidos. Este método usó los principales aspectos de la Guía de Diseño en Acero 1 [7].

En primer lugar, el método asume una forma predeterminada de la distribución de esfuerzos en la interfase placa-cimentación. Específicamente, un bloque rectangular de esfuerzos es considerado. A pesar de existir demostraciones sobre las deficiencias de esta consideración [15], es aceptada mundialmente para el diseño de conexiones de placa expuesta. En base a esta suposición las demandas sísmicas son tomadas por un par de fuerzas desarrollado por la fuerza resultante de los esfuerzos en el lado de compresiones y las fuerzas de tensión en los pernos de anclaje.

La magnitud de los esfuerzos está dada por la ecuación J8-2 de AISC Design Guide 1:

Ecuación 5. Magnitud de esfuerzos presentados en una conexión según AISC

$$f_{max} = 0.85 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'c$$

A continuación, las fuerzas de los pernos de anclaje en tensión y la longitud del bloque rectangular de esfuerzos, Y, son obtenidos por el equilibrio de fuerzas en la conexión.

Ecuación 6. Longitud del bloque rectangular de esfuerzos en la conexión propuesta [28]

$$Y = (N-g) - \left\{ (N-g) - \sqrt{(N-g)^2 - \frac{2 \left[M_u + P_u \left(\frac{N}{2} - g \right) \right]}{f_{max} B}} \right\}$$

Ecuación 7. Fuerza de pernos de anclaje en tensión para la conexión propuesta [28]

$$T = f_{max} B \left\{ (N-g) - \sqrt{(N-g)^2 - \frac{2 \left[Mu + Pu \left(\frac{N}{2} - g \right) \right]}{f_{max} B}} \right\} - Pu$$

Nomenclatura para ambas ecuaciones:

A1: Área de la placa base

A2: Área máxima de la porción en la superficie de soporte que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

N: Longitud de la placa base.

Mu y Pu: Cargas de demanda.

B: Ancho de placa base.

g: Distancia entre los agujeros y las esquinas de la placa base.

Fmax: Esfuerzo rectangular proveniente de la ecuación 1.

La fuerza de diseño de la conexión corresponde al punto en que los pernos de anclaje ceden el estado límite y el momento correspondiente se define como el momento de primera fluencia.

El método propuesto busca concentrar toda la plasticidad esperada en la región extendida de los pernos de anclaje. Por este criterio, el resto de los componentes de la conexión son detallados por el criterio de Diseño por Capacidad para resistir los pernos de anclaje totalmente plastificados y su capacidad endurecida forzada. Debido ello, la conexión se debe diseñar para cargas sísmicas reducidas en conformidad con AISC. Tradicionalmente las conexiones de base se diseñan para una carga $Mu=1.1 R_y M_p$ siguiendo el principio de columna fuerte viga débil. Sin embargo, al presentar la conexión una dominancia debido a un estado límite dúctil se puede diseñar para carga sísmica reducida [10]. En un estudio

realizado por Falborskiet al se demuestra que las fuerzas sísmicas pueden ser reducidas si se posee una capacidad de rotación mayor a 0.05 Rad [18]. Las simulaciones de elementos finitos en esta investigación indican que la conexión presentada posee una capacidad de rotación de al menos 0.06 rad. Estos resultados no son sorprendidos considerando otras investigaciones con conclusiones similares ([1],[2],[3],[4],[8]). Estos argumentos refuerzan la motivación de explorar detallamientos encaminados hacia la ductilidad del conexiones de base como parte del mecanismo de disipación sísmica en los pórticos especiales resistentes a momento de acero.

Una vez que las fuerzas en los componentes son calculadas, el siguiente paso es determinar el número y diámetro de los pernos de anclaje. De acuerdo con el criterio LRFD:

Ecuación 8. Criterio LRFD AISC para diseño de pernos

$$T_{u_perno} = F_y R_y A_g \geq 0.75 F_u A_g$$

La placa base y silla fueron diseñadas de acuerdo con la teoría de líneas de fluencia considerando las condiciones de borde recomendadas:

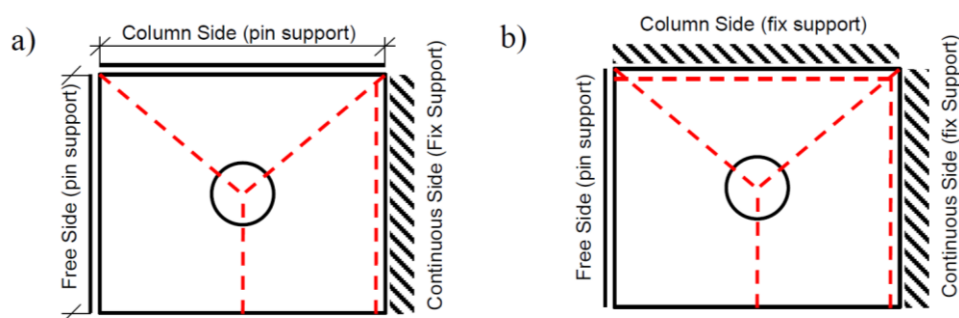


Figura 11. Modelo de líneas de influencia adoptado - Izquierda: Placa silla, Derecha: Placa base

Fuente: Torres-Rodas, et al. Plate yielding line model adopted: a) Left: Steel Chair; b) Right: Base or bottom base plate. 2020 [28]

Es recomendable usar esta teoría solo en placas continuas y no en las soldaduras. De esta manera, el espesor de la placa base y silla se diseñan como:

Placa silla:

Ecuación 9. Definición de espesor de placa silla para conexión propuesta [28]

$$\phi Pn \leq Pu = T$$

$$\phi Pn = \phi Mn k_{pc}$$

$$\phi Mn = 0.9 \frac{ec^2}{4} Fy$$

Placa base:

Ecuación 10: Definición de espesor de placa base para conexión propuesta [28]

$$\phi Pn \leq Pu = q_u a b$$

$$\phi Pn = \phi Mn k_{pb}$$

$$\phi Mn = 0.9 \frac{ep^2}{4} Fy$$

Donde:

k_{pb} y k_{ps} : Factores de línea de fluencia para la placa base y placa silla, respectivamente.

Dependen de la configuración geométrica de las placas.

e_p y e_c : Espesor de placa base y placa silla, respectivamente.

q_u : Esfuerzo soportado por el hormigón.

a y b : Dimensión longitudinal y transversal del panel analizado de la placa base.

Los atiesadores deben ser diseñados para soportar una fuerza de compresión que se define como el mayor entre la capacidad máxima del perno y la reacción máxima de la interfase placa base – cimentación.

Finalmente, la longitud extendida del perno es uno de los detalles esenciales del diseño y se debe definir en base a la capacidad de rotación objetivo.

En base a las ecuaciones mostradas se llegó a la configuración geométrica mostrada a continuación:

Tabla 3. Configuración geométrica en base al método de diseño propuesto

| Caso | Parámetro de diseño | | Largo | Ancho | Longitud. extendida | Espesor de placa | Diámetro de perno | No. de pernos |
|------|---------------------|-----------|-------|-------|------------------------|---------------------|----------------------|------------------|
| | Pu (kN) | Mu (kN-m) | (m) | (m) | (m) | (mm) | (mm) | |
| 1 | 411 | 98 | 0.25 | 0.4 | 0.27 | 20 | 25 | 4 |
| 2 | 670 | 1730 | 0.75 | 1.1 | 0.3 | 35 | 64 | 6 |
| 3 | 3340 | 1730 | 0.7 | 1.05 | 0.3 | 30 | 57 | 6 |
| 4 | 670 | 1730 | 0.75 | 1.1 | 0.5 | 35 | 64 | 6 |
| 5 | 3340 | 1730 | 0.7 | 1.05 | 0.5 | 30 | 57 | 6 |
| 6 | 670 | 520 | 0.4 | 0.85 | 0.2 | 20 | 32 | 6 |
| 7 | 670 | 520 | 0.4 | 0.85 | 0.37 | 20 | 32 | 6 |
| 8 | 1338 | 520 | 0.4 | 0.85 | 0.2 | 20 | 25 | 6 |
| 9 | 1338 | 520 | 0.4 | 0.85 | 0.37 | 20 | 25 | 6 |

5. Resultados y Análisis:

Es importante considerar que el set de simulaciones y resultados debe ser interpretado como:

1. Un primer acercamiento para el entendimiento de la respuesta general de la conexión. Puede ser usado para identificar: los modos de deformación de los componentes de la conexión, distribución de esfuerzos entre la placa base y la cimentación, fuerza de pernos de anclaje y comportamiento histerético.

2. Una base de datos para validar el método de resistencia propuesto. Sin embargo, se debe recalcar la necesidad de un programa de escala real experimental para su uso práctico.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

Resultados

Los resultados encontrados son los siguientes:

Resultados generales:

Tabla 4. Resultados de las simulaciones realizadas

| Caso | My de simulación (kN m) | My de método (kN m) | <u>My de simulación</u> My de método |
|------|----------------------------|------------------------|---|
| 1 | 159 | 151 | 1.05 |
| 2 | 2200 | 2222 | 0.99 |
| 3 | 2408 | 2574 | 0.94 |
| 4 | 2470 | 2222 | 1.11 |
| 5 | 2750 | 2574 | 1.07 |
| 6 | 710 | 630 | 1.12 |
| 7 | 720 | 630 | 1.14 |
| 8 | 760 | 670 | 1.13 |
| 9 | 760 | 670 | 1.13 |

En la Tabla 4 se muestra:

Columna 1: Momento de fluencia de la conexión obtenido mediante la simulación.

Columna 2: Momento de fluencia de la conexión obtenido mediante el método propuesto.

Columna 3: Relación entre el momento obtenido por la simulación y el momento obtenido por el método. Es un indicador del error del caso, un valor de 1 indica que no existe variación entre el método propuesto y el valor obtenido a través de la simulación.

Análisis 1:

Comparación entre la conexión propuesta y la conexión tradicional

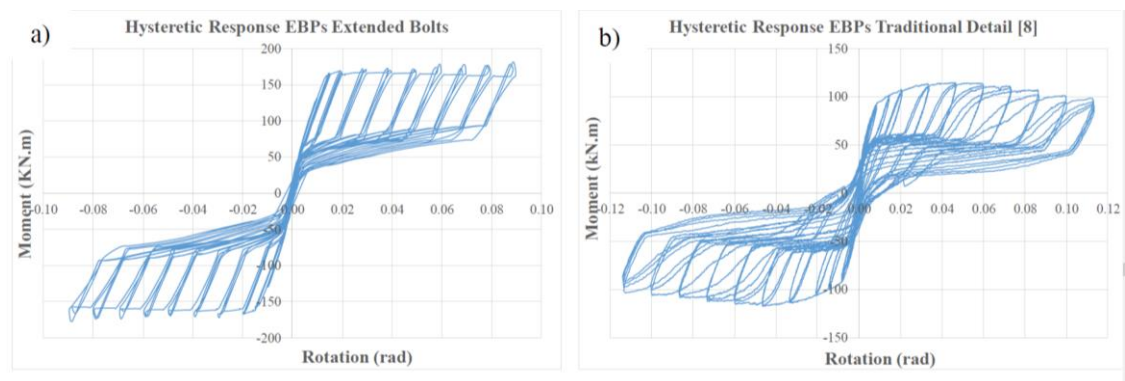


Figura 12. Comparación de curvas de histéresis: a) Método propuesto y b) método tradicional

Fuente: Torres-Rodas et al. Hysteretic Response: a) EBPs with extended bolts; b) Exposed Base Plate [8]. 2020. [28]

Análisis 2:

Comparación entre los modelos simulados de acuerdo con la combinación de variables presentada en la Tabla 2:

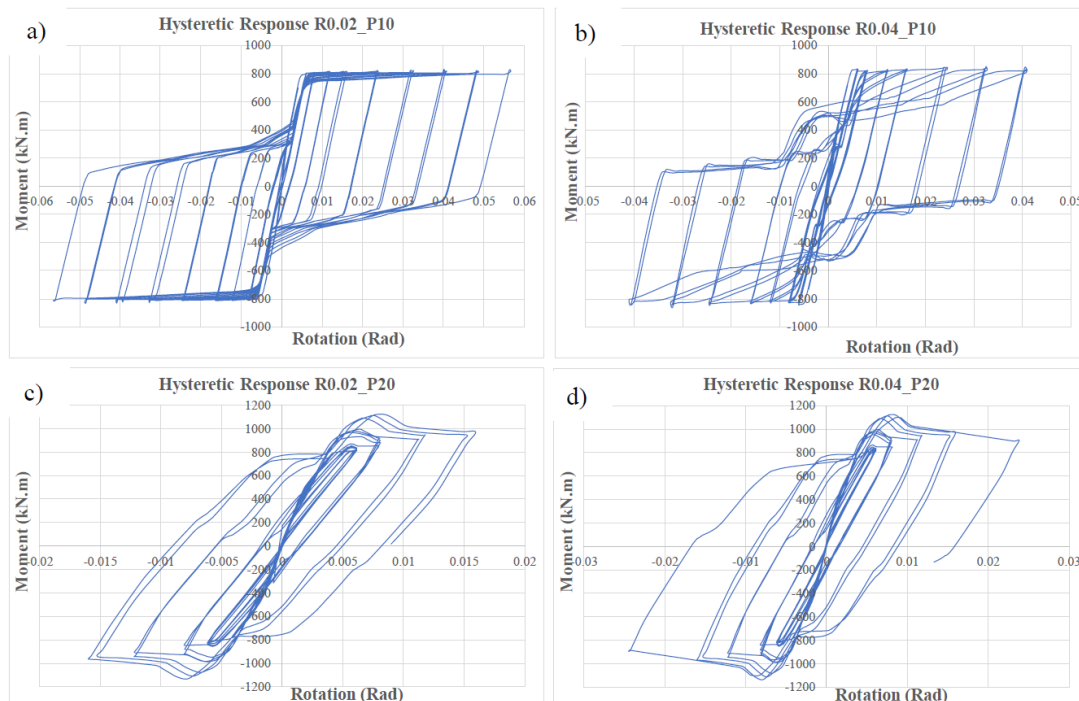


Figura 13. Comparación de curvas de histéresis: Modelos simulados

Fuente: Torres-Rodas et al. Hysteretic Response: a) Case 6: Rot0.02_P10; b) Case 7: Rot0.04_P10; c) Case 8: Rot0.02_P20; d) Case 9: Rot0.04_P20.2020 [28]

Análisis de resultados:

Resultados generales:

Los resultados obtenidos en la Tabla 4 indican que existe gran exactitud en el método propuesto debido a que todos los casos presentan valores cercanos a 1 y la relación promedio es de 1.07. El coeficiente de variación, es decir la relación entre la desviación estándar y la media, es de 0.06, lo cual es un buen indicador de la replicabilidad del método para distintas demandas y rotaciones objetivo.

Análisis 1:

Al observar las curvas de histéresis del método propuesto y el método tradicional se concluye que ambos cumplen con el criterio de ductilidad propuesto por AISC: Conseguir una deformación mayor a 0.04 rad con una pérdida de capacidad menor al 20%.

Como se puede observar en las curvas de histéresis, el comportamiento de la conexión propuesta está descrito por dos características:

1. Comportamiento de pellizco (Pinching behaviour): Las curvas presentan una reducción de amplitud en su cercanía a la rotación nula. Esto se puede atribuir al contacto y espaciamiento en la interfase placa-cimentación debido a que produce un cambio significativo en la rigidez y, consecuentemente, el historial de deformaciones.
2. Forma de bandera en la curva de histéresis: La presencia de carga axial conduce a un efecto de recentrado en la columna que mantiene la forma de bandera en la curva histerética.

Se puede observar que el comportamiento de pellizco es común tanto en las conexiones del método tradicional como las del método propuesto debido a que esta característica es propia de las conexiones de base. Sin embargo, es más pronunciado en el caso de la conexión propuesta.

Por otro lado, la forma de bandera es también común en ambos casos debido a que el efecto de recentrado se debe a la carga axial presente en ambas conexiones. Sin embargo, es importante notar que el deterioro cíclico es mucho menor en el método propuesto, llegando a ser prácticamente nulo en la deformación de 0.08 rad. Este hecho implica una conexión más dúctil y segura frente a cargas sísmicas. Este comportamiento revela un mantenimiento del esfuerzo máximo y mayor estabilidad en la conexión.

En línea con esta observación, se puede identificar una reducción de resistencia en el intermedium plateau considerablemente menor. El comportamiento general de la baja reducción de resistencia en la curva de histéresis se puede atribuir al concepto de concentración de plasticidad en la longitud extendida de los pernos de anclaje. Por otro lado, el detallamiento tradicional puede provocar fluencia en: placa base debido a tensión o compresión, o en los pernos de anclaje.

Análisis 2:

En general, todos los modelos analizados según la Tabla 2 presentan un cumplimiento con las restricciones de ductilidad para conexiones viga-columna propuestas por AISC: obtener una capacidad de rotación de 0.04 para Pórticos Especiales Resistentes a Momento sin una pérdida de resistencia de momento mayor al 20%.

En la Figura 11 se puede observar que el comportamiento histerético es similar si la rotación objetivo es variable y la carga axial se mantiene. Por otro lado, se observa que la curva cambia de comportamiento si se mantiene la rotación objetivo y se varía el nivel de carga axial aplicada.

La característica más afectada frente al cambio de nivel de carga axial es el comportamiento de pellizco: a mayor carga axial, se reduce en mayor escala el comportamiento de pellizco. Este efecto es atribuido a la separación placa base-hormigón. Debido a que una mayor carga axial retrasa el levantamiento de la placa base, se reduce la separación placa base-cimentación y consecuentemente se reduce el efecto pellizco.

CONCLUSIONES

Los productos principales de esta investigación son: la descripción de la respuesta histerética de un diseño de conexión columna-cimentación con placa de base expuesta y pernos de anclaje extendidos en base a simulaciones de elementos finitos, y la presentación del método para el diseño de esta configuración. El detallamiento consiste en una columna de acero soldada a la placa base anclada a la cimentación de hormigón. Usualmente, un recubrimiento de grouting es colocado entre la cimentación y la placa base. Los pernos de anclaje son extendidos sobre la placa base. La placa silla y sus atiesadores son ensamblados en la conexión. La intención de este criterio de diseño es concentrar toda la plasticidad en la región extendida de los pernos de anclaje. Por lo tanto, el resto de las componentes debe ser diseñado para resistir la capacidad completa de los pernos. El material seleccionado para los pernos debe ser apropiado de manera que desarrolle un comportamiento dúctil.

Se condujeron simulaciones de elementos finitos para entender el comportamiento de las conexiones y se encontró una capacidad de rotación significativa en base al detallamiento investigado. Las curvas de histéresis obtenidas muestran poco deterioro de esfuerzo con una excelente capacidad de rotación. Esto no es sorprendente debido a que numerosos programas experimentales muestran que las placas de base expuesta poseen una capacidad de rotación en el rango de 0.05 – 0.10 rad. Sin embargo, una inspección más cercana al comparar las curvas de histéresis obtenidas en este estudio y las reportadas en los estudios de detallamientos tradicionales de conexión [3],[4],[8] revelan una respuesta histerética mejorada para el detallamiento propuesto. Por ejemplo, el deterioro de esfuerzo máximo es virtualmente nulo hasta rotaciones del orden de 0.08 rad. Adicionalmente, la rigidez de descarga es más baja comparada con la del detallamiento tradicional. En el análisis de los autores, la respuesta de histéresis obtenida es más estable.

El método de resistencia propuesto se basa en suposiciones fundamentales sugeridas por la Guía de Diseño de Acero 1. Específicamente, un bloque rectangular de esfuerzos es asumido, para simular el esfuerzo resistido en el lado de compresión de la conexión. Las ecuaciones de equilibrio son definidas para calcular las fuerzas en los pernos de anclaje y, consecuentemente, el tipo y diámetro de los pernos. El resto de los componentes se definen usando un criterio de diseño por capacidad. Esta configuración ha sido usada extensamente en instalaciones industriales en Chile y se ha probado un comportamiento adecuado en el sismo de Maule [23].

A pesar de que este estudio indica que las conexiones de placa base expuesta con pernos de anclaje de longitud extendida tienen un excelente capacidad de deformación y una respuesta histerética estable, también tiene muchas limitaciones que deben ser consideradas: En primer lugar, no existe una prueba experimental de su comportamiento y las simulaciones de elementos finitos son únicamente una base de datos que valida el método descrito. Un programa experimental de escala real es recomendable para validar aún más los conocimientos detallados en esta investigación. En segundo lugar, el método pretende calcular la resistencia de la conexión solamente ante flexión uniaxial descartando efectos P delta debido a la posición estratégica de la carga axial; en un escenario de aplicación práctica es probable que se presenten esfuerzos biaxiales y los efectos P-delta influyan en el comportamiento de la conexión. En tercer lugar, un número limitado de modelos fue desarrollado. Más aún, solo un tipo de perno fue usado en los modelos. Más simulaciones con diferentes tipos de pernos son recomendables para investigación futura considerando el impacto de este parámetro en el desempeño de las conexiones (especialmente su capacidad de rotación). Finalmente, el método asume un bloque rectangular de esfuerzos en el lado de las compresiones, cuando varios estudios [14] y [15] han resaltado los inconvenientes de este supuesto a pesar de que esta sea la metodología usada hasta la fecha para el diseño moderno.

Se recomiendan investigaciones que den continuidad este tema mediante los modelos computacionales adecuados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] DeWolf JT, Sarisley EF (1980): Column base plates with axial loads and moments. ASCE Journal of the Structural Division, 106 (11), 2167-2184.
- [2] Astaneh-Asl A, Bergsma G, Shen JH (1992): Behavior and design of base plates for gravity, wind and seismic loads. North American Steel Construction Conference, Las Vegas, USA.
- [3] Burda JJ, Itani AM (1999): Studies of seismic behavior of steel base plates. Technical Report CCEER 99-7, Center for Civil Engineering Earthquake Research, Reno, USA.
- [4] Fahmy M, Stojadinovic B, Goel SC (1999): Analytical and experimental studies on the seismic response of steel column bases. 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- [5] Drake RM, Elkin SJ (1999): Beam-column base plate design - LRFD method. Engineering Journal, 36 (1), 29-38.
- [6] Grauvilardell JE, Lee D, Hajjar JF, Dexter RJ (2005): Synthesis of design, testing and analysis research on steel column base plate connections in high seismic zones. Structural Engineering Report ST-04-02, Department of Civil Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, USA.
- [7] Fisher JM, Kloiber LA (2006): Base plate and anchor rod design. Steel Design Guide 1, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, 2nd edition.
- [8] Gomez I, Kanvinde A, Deierlein G (2010): Exposed Column Base Connections subjected to Axial Compression and Flexure. Report Submitted to the American Institute of Steel Construction.
- [9] Kanvinde AM, Higgins P, Cooke RJ, Perez J, Higgins J (2015): Column base connections for hollow steel sections: seismic performance and strength models. Journal of Structural Engineering, 141 (7), 04014171.
- [10] AISC (2016): Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, USA.
- [11] Kanvinde AM, Grilli DA (2013): Special moment frame base connection: Design Example 8. 2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual, Volume 4: Examples for Steel-Frame Buildings, 255-280.
- [12] Kanvinde AM, Grilli DA, Zareian F (2012): Rotational stiffness of exposed column base connections: experiments and analytical models. Journal of Structural Engineering, 138 (5), 549-560.
- [13] Torres-Rodas P, Zareian F, Kanvinde A (2016): Hysteretic model for exposed column–base connections. Journal of Structural Engineering, 142 (12), 04016137.

- [14] Stamatopoulos GN, Ermopoulos JC (2011): Experimental and analytical investigation of steel column bases. *Journal of Constructional Steel Research*, 67 (9), 1341-1357.
- [15] Kanvinde AM, Jordan SJ, Cooke RJ (2013): Exposed column base plate connections in moment frames – simulations and behavioral insights. *Journal of Constructional Steel Research*, 84, 82-93.
- [16] Zareian F, Kanvinde A (2013): Effect of column base flexibility on the seismic response and safety of steel moment resisting frames. *Earthquake Spectra*, 29 (4), 1537-1559.
- [17] Aviram A, Stojadinovic B, Der Kiureghian A (2010): Performance and reliability of exposed column base plate connections for steel moment-resisting frames. Technical Report PEER 2010/107, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, USA.
- [18] Falborski T, Torres-Rodas P, Zareian F, Kanvinde A (2020): Effect of base-connection strength and ductility on the seismic performance of steel moment frames. Accepted for publication in the *Journal of Structural Engineering*.
- [19] Lignos DG, Krawinkler H (2007): A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel srame structures. Structures Congress 2007, Long Beach, USA.
- [20] Trautner CA, Hutchinson T, Grosser PR, Silva JF (2016): Effects of detailing on the cyclic behavior of steel base plate connections designed to promote anchor yielding. *Journal of Structural Engineering*, 142 (2), 04015117.
- [21] Trautner CA, Hutchinson T, Grosser PR, Silva JF (2017): Investigation of steel column–baseplate connection details incorporating ductile anchors. *Journal of Structural Engineering*, 143 (8), 04017074.
- [22] ABAQUS (2004). ABAQUS User's Manual, Version 5.8. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen.
- [23] Soules JG, Bachman RE, Silva JF (2012): Report of ASCE/SEI industrial assessment team on earthquake damage to industrial facilities in the conception area resulting from the Chile earthquake of February 27, 2011. American Society of Civil Engineers.
- [24] Grigoriev IS, Meilikhov EZ (1996): Handbook of physical quantities. CRC Press.
- [25] Drucker DC, Prager W (1952): Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, 10 (2), 157–165.
- [26] Gupta A, Krawinkler H (1999): Prediction of seismic demands for SMRFs with ductile connections and elements. Report SAC/BD-99/06, SAC Joint Venture, Redwood City, USA.
- [27] Torres-Rodas P, Zareian F, Kanvinde A (2018): Seismic demands in column base connections of steel moment frames. *Earthquake Spectra*, 34 (3), 1383-1403.

- [28] Torres-Rodas P, et al (2020): Strength method for exposed base plates with extended anchor bolts. 17WCEE.

ANEXO A: PUBLICACIÓN DEL ESTUDIO

La investigación realizada en este Proyecto de Titulación fue publicada como paper durante la 17 va. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica 17 WCEE en la ciudad de Sendai, Japón en el mes de septiembre, 2020.

Se anexa la portada del paper a continuación:

2c-0086



The 17th World Conference on Earthquake Engineering

17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE

Sendai, Japan - September 13th to 18th 2020

STRENGTH METHOD FOR EXPOSED BASE PLATES WITH EXTENDED ANCHOR BOLTS

P. Torres⁽¹⁾, M. Medalla⁽²⁾, D. Lopez-Garcia⁽³⁾⁽⁴⁾, L. Campos⁽⁵⁾, F. Zareian⁽⁶⁾

⁽¹⁾ Assistant Professor, College of Science and Engineering, Universidad San Francisco de Quito, patorresr@usfq.edu.ec

⁽²⁾ Ph.D. Candidate, Department of Structural and Geotechnical Engineering, Pontificia Universidad Católica de Chile, mmedalla@ing.puc.cl

⁽³⁾ Associate Professor, Department of Structural and Geotechnical Engineering, Pontificia Universidad Católica de Chile, dlg@ing.puc.cl

⁽⁴⁾ Researcher, Research Center for Integrated Disaster Risk Management (CIGIDEN) ANID FONDAP 15110017 (Chile), dlg@ing.puc.cl

⁽⁵⁾ Research Assistant, College of Science and Engineering, Universidad San Francisco de Quito, lcampos@estud.usfq.edu.ec

⁽⁶⁾ Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Irvine, zareian@uci.edu