



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**Modelos de cálculo de resistencia a
momento flexionante y fuerza
cortante de columnas
rehabilitadas con encamisado de
concreto reforzado**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Víctor David Cruz Eligio

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2022

A mi familia:

Gracias por todos los sacrificios, el apoyo que me dieron y la paciencia que tuvieron durante todos estos años, sin su compañía y sin su respaldo, esto no hubiera sido posible.

A David Leos:

Desde que emprendimos este camino juntos, eres quien me ha ayudado a mantenerme de pie y quien me ha alentado a no rendirme, gracias por todo.

Al Dr. Sergio Alcocer:

Agradezco todas las enseñanzas y la guía para poder realizar este trabajo. También, agradezco todo el apoyo, tiempo, paciencia y comprensión.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	6
Antecedentes	6
Objetivo	6
Organización del documento	7
1. LOS SISMOS DE 2017 Y SUS EFECTOS EN EDIFICIOS	9
1.1. Sismicidad en México	9
1.2. Sismo de Chiapas de 2017	12
1.3. Sismo de Puebla-Morelos de 2017.....	13
1.3.1. Daños en la Ciudad de México	14
1.4 Conclusiones.....	15
2. REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO A RAÍZ DE LOS SISMOS DE 2017	17
2.1 Base de datos de edificios con proyectos de rehabilitación	17
2.2 Análisis de la base de datos de edificios con proyectos de rehabilitación	18
2.2.1. Generalidades.....	18
2.2.2. Uso de los encamisados de concreto en columnas.....	22
2.3. Conclusiones	25
3. ENCAMISADOS DE CONCRETO COMO TÉCNICA DE REHABILITACIÓN.....	26
3.1. Encamisado de columnas con concreto reforzado	28
3.2. Procedimiento constructivo del encamisado de concreto en columnas	30
3.2.1. Reparación de las columnas	31
3.2.2. Apuntalamiento.....	32
3.2.3 Preparación de la superficie de concreto y mecanismos de adherencia.....	32
3.2.4. Colocación del acero de refuerzo de la camisa	34
3.2.5. Colocación del concreto de la camisa	37
3.3. Desventajas del encamisado de concreto	39

3.4. Conclusiones	39
4. BASE DE DATOS DE EXPERIMENTOS DE COLUMNAS ENCAMISADAS.....	41
4.1. Descripción de la base de datos	41
4.2. Información de los especímenes	43
4.2.1. Geometría y materiales de las columnas originales	43
4.2.2. Geometría y materiales de las columnas encamisadas.....	46
4.2.3. Ensaye de las columnas originales.....	49
4.2.4. Pretratamiento del concreto y mecanismos de adherencia y confinamiento de las camisas	51
4.2.5. Ensaye de las columnas encamisadas	54
4.3. Análisis estadístico de la base de datos.....	55
4.3.1. Información de origen y clasificación.....	55
4.3.2. Geometría y materiales de las columnas originales	56
4.3.3. Geometría y materiales de las columnas encamisadas.....	59
4.3.4. Ensaye de las columnas originales.....	66
4.3.5. Pretratamiento del concreto y mecanismos de adherencia y confinamiento de las camisas	68
4.3.6. Ensaye de las columnas encamisadas	70
4.4. Análisis individuales de los resultados experimentales	75
4.4.1. B. John Bett, Richard E. Klingner y James O. Jirsa, Estados Unidos, 1988.....	75
4.4.2. Toshihiro Yamamoto, Japón, 1993	77
4.4.3. Ugur Ersoy, A. Tugrul Tankut y Ramadan Suleiman, Estados Unidos, 1993	78
4.4.4. Mario Rodríguez y Robert Park, Nueva Zelanda, 1994.....	80
4.4.5. Kunio Fukuyama, Yasuo Higashibata y Yasuyoshi Miyauchi, Japón, 2000	82
4.4.6. Charles H. Hamilton, Gerard C. Pardoen, Sudharshan Navalpakkam y Robert P. Kanzasjy, Estados Unidos, 2004.....	84
4.4.7. Stathis Bousias, Alexis-Loukas Spathis y Michael N. Fardis, Grecia, 2004	86
4.4.8. Eduardo N. B. S. Júlio, Fernando A. B. Branco y Vitor D. Silva, Portugal, 2005.....	89
4.4.9 Konstantinos G. Vadoros y Stephanos E. Dritsos, Grecia, 2006	90

4.4.10 Stathis N. Boussias, Dionysis Biskinis, Michael N. Fardis y Alexis-Loukas Spathis, Grecia, 2007.....	93
4.5 Conclusiones.....	95
5. MODELOS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO FLEXIONANTE.....	96
5.1. Cálculo de la resistencia a flexión de las columnas encamisadas y modelos de comportamiento del concreto.....	96
5.1.1. Consideraciones generales.....	96
5.2. Modelo 1: Modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos, considerando una Sección Transversal Equivalente (BEE-STE).....	100
5.3. Modelo 2: Modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos (BEE).....	105
5.4. Modelo 3: Modelo de Todeschini et al. (TOD).....	112
5.5. Modelo 4: Modelo de Hognestad et al. (HOG).....	122
5.6. Modelo 5: Modelo combinado de Todeschini y el Bloque Equivalente de Esfuerzos (TOD-BEE).....	131
5.7. Modelo 6: Modelo Japonés de Columnas Encamisadas (JAP).....	136
5.8. Comparación de los modelos.....	140
5.9. Cálculo de los parámetros de modelado para procedimientos no lineales del ASCE 41-17 y ACI 369.....	145
5.9.1. Curva de desempeño del ASCE 41-17.....	145
5.9.2. Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales del ACI 369.1 (2022).....	152
5.10. Conclusiones.....	160
5.10.1 Modelos de resistencia a flexión.....	160
5.10.2 Curvas de comportamiento.....	161
6. MODELOS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE.....	162
6.1. Modelos 1 y 2: ACI 318-19.....	162
6.2. Modelo 3 y 4: ACI 369-17.....	166
6.3. Modelo 5: Modelo Japonés de Columnas Encamisadas.....	169

6.4. Comparación de los resultados obtenidos con los distintos modelos.....	170
6.5. Conclusiones	173
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	174
7.1 Resumen.....	174
7.1.1 Base de datos.....	174
7.1.2 Comportamiento controlado por flexión.....	175
7.1.3 Comportamiento controlado por cortante	175
7.2 Conclusiones y recomendaciones	176
7.2.1 Sobre la sismicidad en México y el actual reglamento	176
7.2.2 Sobre los modelos de cálculo de los encamisados de concreto en columnas.....	177
7.2.3 Sobre el de diseño y construcción de los encamisados	178
7.2.4 Sobre acciones a futuro	179
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.....	180
APÉNDICE 1: BASE DE DATOS DE COLUMNAS ENCAMISADAS	183
APÉNDICE 2: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO FLEXIONANTE DE LAS COLUMNAS CON FALLA DOMINADA POR FLEXIÓN	202
APÉNDICE 3: DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN CALCULADOS CON LOS MODELO M1, M2, M3, M4 Y M5 DE LAS 33 COLUMNAS CON FALLA DOMINADA POR FLEXIÓN	207

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

A lo largo de su historia, México ha sido testigo del impacto causado por sismos de gran magnitud en múltiples ocasiones. Durante el siglo XX, grandes sismos fueron registrados en los años 1932, 1957, 1985, 1995 y 2003. La ocurrencia de estos eventos ha contribuido al desarrollo de la ingeniería sísmica del país, que se ha visto reflejado en una mejora sustancial de la capacidad sísmica de las estructuras a través del tiempo. Sin embargo, los sismos ocurridos el 7 y 19 de septiembre de 2017 nos enseñaron que aún existen algunas deficiencias y oportunidades de mejora, tanto en lo referente al diseño de estructuras, como en el tratamiento social y económico de este tipo de desastres naturales.

La Ciudad de México se vio afectada principalmente por el sismo del 19 de septiembre, el cual ocurrió unas cuantas horas después de la conmemoración del sismo de 1985. Aunque el diseño sismorresistente de las estructuras en México ha mejorado visiblemente, estos sismos evidenciaron varios problemas aún existentes: el poco o nulo mantenimiento de los edificios, la prevalencia de la autoconstrucción en ciertos estratos socioeconómicos y en algunas zonas de la ciudad, la falta de cuidado e interés en el detallado de las estructuras, y la falta de estándares nacionales que regulen las técnicas y procedimientos de rehabilitación estructural.

Como consecuencia de este sismo, se intervinieron cientos de edificios dañados y/o vulnerables, con objeto de ser rehabilitados. Ante esta problemática, los distintos ingenieros a cargo de los proyectos de rehabilitación procedieron utilizando numerosas técnicas, entre las que destacaron por frecuencia de uso: los encamisados de muros de mampostería, la adición de muros de concreto y los encamisados de concreto en columnas.

Objetivo

El siguiente trabajo tiene como objetivo estudiar y proponer distintos modelos de cálculo de la resistencia a momento flexionante y fuerza cortante de columnas de concreto rehabilitadas con encamisados de concreto a partir de los datos existentes de investigaciones experimentales de esta técnica de rehabilitación y de los modelos de cálculo de resistencia de columnas normales existentes, así como las curvas y parámetros para diseño por desempeño. Adicionalmente, se analiza la frecuencia de utilización de esta técnica en los proyectos de rehabilitación documentados en la Ciudad de México, sus características de diseño y construcción, y se comparan los distintos procedimientos utilizados para su aplicación, para poder sugerir aquellos métodos más eficaces y adecuados.

En particular, se tiene como objetivos:

- Analizar la presencia y variantes de reparación y/o reforzamiento de columnas por medio de encamisados de concreto de los proyectos de rehabilitación sísmica de edificios en la Ciudad de México a causa del sismo del 19 de septiembre de 2017;
- Crear una base de datos con los especímenes ensayados de esta técnica de rehabilitación, provenientes de distintas campañas experimentales disponibles. Analizar sus resultados y compararlos en función de sus distintas variables;
- Proponer modelos de cálculo de resistencia a momento flexionante y fuerza cortante, y compararlos contra los resultados experimentales de la base de datos;
- Desarrollar curvas esqueleto de comportamiento y criterios de aceptación para diseño por desempeño;
- Identificar las características de diseño y construcción que conducen a resultados más eficientes.

Organización del documento

Este trabajo consta de siete capítulos; a lo largo de éstos se estudian distintas opciones para poder calcular la resistencia de columnas rehabilitadas con encamisados de concreto reforzado, así como las curvas de capacidad y los criterios de aceptación para diseño por desempeño.

En el capítulo 1 se comentan las características de los sismos de 2017, así como los impactos que tuvieron en la infraestructura de las zonas afectadas.

En el capítulo 2 se mencionan las técnicas registradas en proyectos de rehabilitación sísmica de múltiples edificios en la Ciudad de México, con especial atención en los encamisados de concreto.

En el capítulo 3 se explica en qué consisten los encamisados de concreto, sus características y sus variantes.

En el capítulo 4 se muestra la estructura de la base de datos de columnas encamisadas ensayadas experimentalmente. Se presenta un análisis de ésta y se comentan las principales características y resultados de los experimentos de cada autor.

En el capítulo 5 se muestra el desarrollo de las expresiones que se proponen para calcular la resistencia a momento flexionante de las columnas de la base de datos con falla dominada por flexión. Se comparan los resultados obtenidos con los distintos modelos contra los resultados experimentales. Adicionalmente, se presentan los parámetros de modelación no lineal y los criterios numéricos de aceptación calculados con expresiones del ASCE 41 y el ACI 369.

En el capítulo 6 se realiza un trabajo similar al descrito en el capítulo 5, pero considerando la resistencia a fuerza cortante y las columnas de la base de datos con falla dominada por corte.

En el capítulo 7 se reúnen las conclusiones de lo revisado en los capítulos anteriores. Además, se describen sugerencias para el diseño y construcción de los encamisados de concreto.

1. LOS SISMOS DE 2017 Y SUS EFECTOS EN EDIFICIOS

El año 2017 fue escenario de sucesos que podrían haber parecido una probabilidad casi nula: dos sismos de gran magnitud sin relación directa aparente en un periodo de dos semanas que afectaron al país y, uno de éstos coincidiendo en la fecha con otro evento sísmico que dejó una marca profunda en México, el sismo del 19 de septiembre de 1985. También se registraron huracanes y depresiones tropicales que afectaron las costas del país en ese mes. En este capítulo se presentan los principales aspectos de la sismicidad en México y del sismo del 19 de septiembre de 2017.

1.1. Sismicidad en México

Debido a su localización geográfica, una gran parte del territorio mexicano es susceptible a sismos de gran magnitud. El origen de éstos, en su mayoría, se debe a la interacción de las placas del Caribe, de Cocos, de Norteamérica, del Pacífico y de Rivera (figura 1.1.1). En menor medida, los sismos también son resultado de fallas locales que corren a lo largo de varias entidades federativas, aunque éstos suelen ser menos peligrosos.

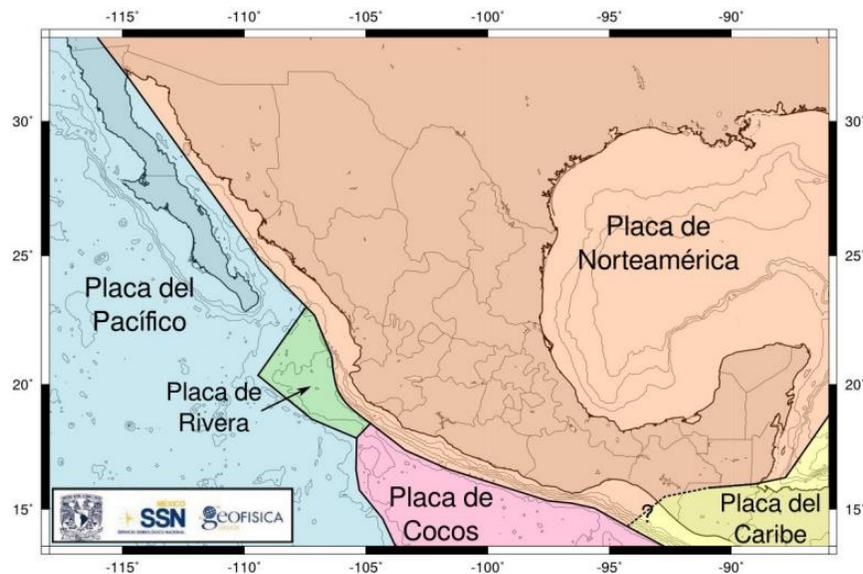


Figura 1.1.1 Placas tectónicas que interactúan en el territorio mexicano (SSN, 2017)

En la figura 1.1.2 se muestran, en escala de colores, las entidades federativas en función del nivel de riesgo sísmico en cada una, calculado por el Centro Nacional para la Prevención de Desastres (Cenapred, 2017). Los estados con mayor riesgo sísmico son, en orden alfabético: Baja California, Chiapas, Colima, Guerrero, Jalisco, Michoacán y Oaxaca. En estas entidades el riesgo sísmico alto se debe la interacción de las placas oceánicas que subducen con las de Norteamérica y del Caribe, justo en la franja delimitada por la costa con el Océano Pacífico correspondiente a estos territorios. Esta misma interacción afecta en menor medida a

las entidades identificadas con color amarillo como: Baja California Sur, Ciudad de México, México, Morelos, Nayarit, Puebla, Tabasco, Tlaxcala y Veracruz.



Figura 1.1.2 Mapa de riesgo sísmico de la República Mexicana (Atlas Nacional de Riesgos, Cenapred 2017)

Si bien la Ciudad de México está ubicada a una distancia considerable de la costa del Pacífico, lo cual le da la clasificación de riesgo medio, es un lugar receptor de los sismos que se producen en esa interfase y, debido a que un área considerable de su territorio se encuentra situada en lo que antes fuera un lago, la hace destacar de entre otras entidades cercanas por la cantidad de daños que ahí los sismos producen.

Según datos del Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2022), en los últimos 100 años, en México han ocurrido 1,749 sismos de magnitud 5 o mayor (a partir de esta magnitud suelen ser fácilmente perceptibles). De éstos, 91% (1,593) se produjo en las entidades en color rojo de la figura 1.1.2. La figura 1.1.3 muestra la distribución, en función de la magnitud, de los sismos con magnitud mayor que 5 en México. Se aprecia claramente que la frecuencia de los sismos de gran magnitud es mínima en comparación con aquellos de menor magnitud. Al ser poco comunes, los sismos de magnitud 7 o mayor suelen ser eventos que dejan marca, tanto en la consciencia colectiva, como en los daños estructurales, no estructurales, la experiencia y los conocimientos que de éstos surgen.

Durante el siglo XX, múltiples sismos de gran magnitud (como los de 1932, 1957, 1985, 1995 y 2003), impactaron la vida de los mexicanos. Éstos generaron daños en infraestructura y causaron pérdidas humanas, pero también han sido parte esencial del desarrollo de las ingenierías sísmica y estructural en México. Estos eventos han aportado al mejoramiento del estudio y entendimiento de los sismos, que a su vez han hecho que el diseño y construcción de infraestructura resulte en estructuras con mayor capacidad

de resistencia sísmica, menores daños materiales y menos heridos y muertos. En la figura 1.2.4 se muestran, de forma cronológica, los sismos de magnitud 7 o mayor acontecidos entre 1900 y 2021. Los sismos de mayor magnitud más relevantes se indican con distintos colores.

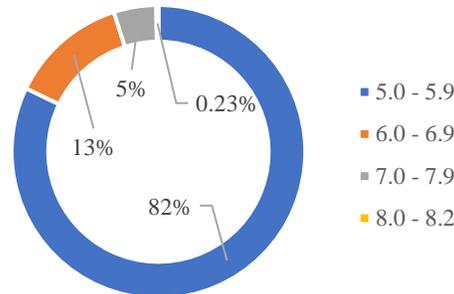


Figura 1.1.3 Gráfica de sismos por magnitud en México entre 1900 y 2021 (SSN, 2022)

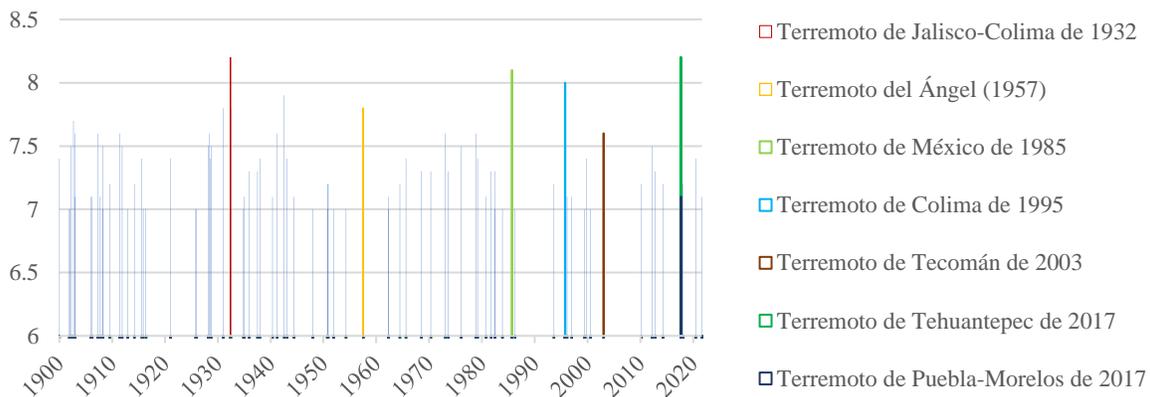


Figura 1.1.4 Sismos de magnitud 7 o mayor en México entre 1900 y 2021 (SSN, 2022)

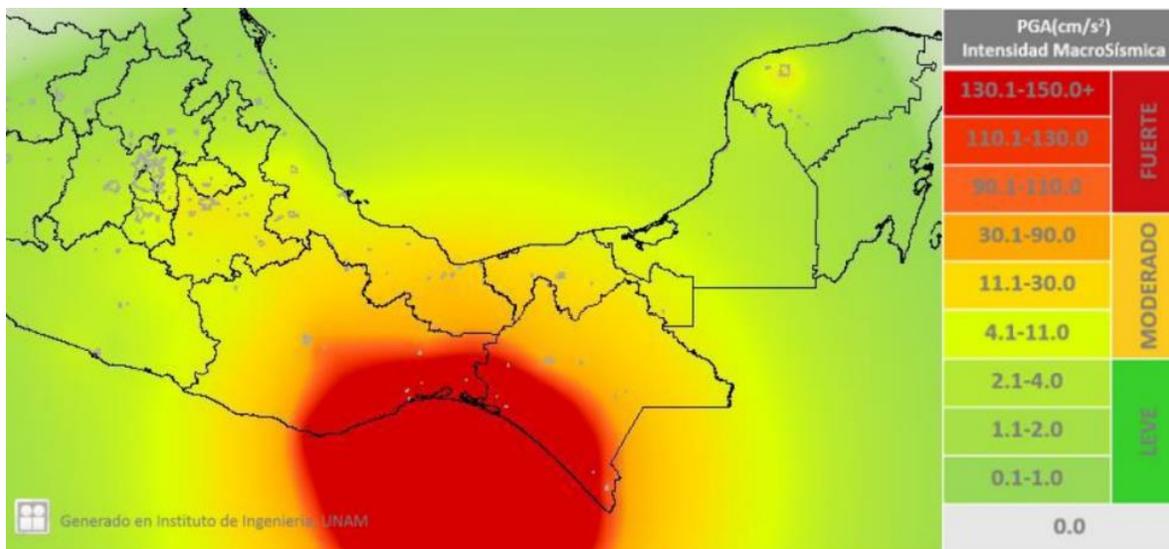
Sismos como los de 1957 y 1985 fueron puntos de inflexión en la evolución del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus normas técnicas complementarias. A partir de eventos como éstos, el apartado de diseño sísmico ha sido modificado, incrementando la rigidez de los criterios de diseño y aceptación de la infraestructura, considerando la capacidad de resistir sismos tan fuertes como los vividos en el siglo XX. Para ejemplificar, a raíz del sismo del 28 de julio de 1957, Berrón (2015) describe que se incrementaron los coeficientes sísmicos según el tipo de terreno y de estructura, los cuales fueron incluidos en las normas de emergencia publicadas en ese mismo año. En 1985, debido al sismo del 19 de septiembre, se concluyó que los edificios colapsaron porque, además de que las normas no estaban diseñadas para afrontar un sismo de tal magnitud, los constructores violaban la normatividad (Berrón, 2015). Esto dio a pie a una nueva modificación en el reglamento que consistió en establecer requisitos más estrictos que tenderían al diseño de edificaciones con la capacidad de resistir sismos mayores que el acontecido. Como continuación, en el reglamento publicado en 1987 se reformaron los mecanismos de

control, incluyendo las figuras del Corresponsable de Seguridad Estructural (CSE), Corresponsable en Instalaciones (CI) y Corresponsable en Desarrollo Urbano Arquitectónico (CDUA).

1.2. Sismo de Chiapas de 2017

El 7 de septiembre de 2017 a las 23:49:17, hora local, ocurrió un sismo con magnitud 8.2. El epicentro fue localizado en el Golfo de Tehuantepec, a 133 km al suroeste de Pijijiapan, Chiapas, y a una profundidad de 45.9 km. Este ha sido el sismo más intenso registrado en México desde 1932.

Los estados más afectados fueron Chiapas, Oaxaca, Tabasco y Veracruz. En la figura 1.2.1 se muestra el mapa de intensidades del sismo (II-UNAM, 2017). Se observa que la intensidad fue mayor desde las costas del Istmo de Tehuantepec hasta el límite entre Chiapas, Oaxaca y Veracruz. El sismo también fue perceptible en entidades como Campeche, Ciudad de México, México, Guerrero, Morelos, Puebla y Tlaxcala. Aunque el epicentro se localizó a más de 740 km de la Ciudad de México, este temblor se percibió con gran intensidad en la ciudad, resultando incluso en daños estructurales, como el mencionado por López (2018), en un edificio de la colonia Doctores, alcaldía Cuauhtémoc.



2017-09-07, 23:49:20, Mag = 8, 137 km al SUROESTE de TONALA, CHIS

Figura 1.2.1 Mapa de intensidades del sismo del 7 de septiembre de 2017 (II-UNAM, 2017)

La entidad con mayor afectación fue Oaxaca, en donde se contabilizaron más de 20 mil viviendas destruidas y 40 mil más con daños. Además, se reportaron daños en alrededor de 3,000 escuelas, 600 edificios históricos, 60 centros de salud y hospitales, y 12 mercados. Las ciudades más afectadas fueron Juchitán (figura 1.2.2), Ixtaltepec, Ciudad Ixtepec, Tehuantepec y Salina Cruz.

En Chiapas, el número de viviendas con pérdida total fue de 14 mil; 32 mil más fueron dañadas con distintos niveles. El mayor número de afectaciones fue en los municipios de Villaflores, Cintalapa, Arriaga, Juquipilas y Tonalá (Rangel, 2021).

El número total de muertes a causa de este sismo ascendió a 102: 82 en Oaxaca, 16 en Chiapas y cuatro en Tabasco.



Figura 1.2.2 Escombros de un colapso debido al sismo en Juchitán, Oaxaca (SkyAlertMX, 2017)

1.3. Sismo de Puebla-Morelos de 2017

El 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40, hora local, ocurrió un sismo con magnitud 7.1. El epicentro fue localizado en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos, y a una profundidad de 57 km. Este sismo se suscitó tan sólo 12 días después del sismo de Tehuantepec y unas horas después del simulacro y conmemoración del 32 aniversario del sismo del 19 de septiembre de 1985 (fig. 1.3.1).



Figura 1.3.1 Nube de escombros resultado de colapsos en la Ciudad de México debido al sismo (Arquine, 2017)

Este sismo causó un gran impacto en la región central del país, ya que, aunque fue de magnitud mucho menor en comparación con el sismo de Tehuantepec, el daño que provocó en la Ciudad de México, Morelos y Puebla fue muy superior. El movimiento se produjo a una distancia de la ciudad seis veces menor que el

del 7 de septiembre, lo que provocó que las aceleraciones de los suelos en las entidades centrales fueran altas y por consecuencia, las estructuras fueron sometidas a fuerzas laterales mayores, causando daños e incluso colapsos.

Como describió Bautista (2017), históricamente se han registrado sismos con epicentro en la zona central del país, causados por la subducción de la placa de Cocos bajo la de Norteamérica y la mayoría localizados en Puebla, con magnitudes iguales o mayores que 6.5. El periodo de retorno medio de este tipo de sismos es entre 20 y 30 años. Este tipo de temblores son comunes en la zona, que en contraste con los que se generan en la costa, suelen ser de menor magnitud.

En la figura 1.3.2 se muestra el mapa de intensidad macro sísmica del temblor del 19 de septiembre. En ésta se observa que los estados sometidos a las mayores aceleraciones fueron Guerrero, México, Morelos (casi en su totalidad) y Puebla. Si bien este mapa indica que la intensidad en la Ciudad de México fue moderada, las características propias del suelo, como se explicó anteriormente, hicieron que en esta entidad se registrara una importante cantidad de daños materiales, heridos y muertos.

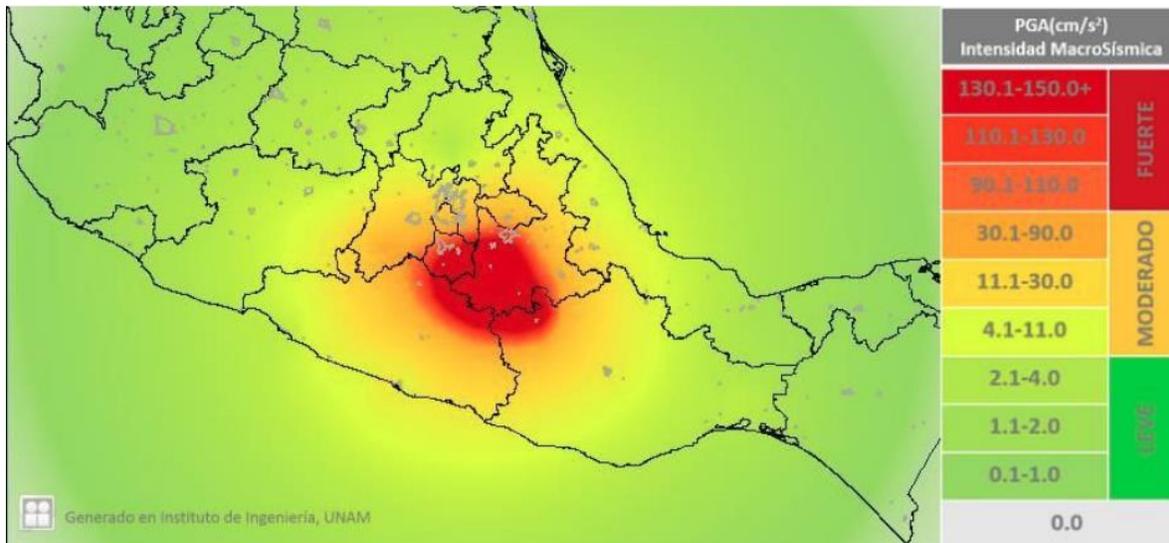


Figura 1.3.2 Mapa de intensidades del sismo del 19 de septiembre de 2017 (II-UNAM, 2017)

Según lo reportado por Licea (2019), cientos de estructuras colapsaron y miles más sufrieron daños a causa de este sismo, y la cifra total de pérdidas humanas ascendió a 369: 228 en la Ciudad de México, 74 en Morelos, 45 en Puebla, 15 en el Estado de México y uno en Oaxaca.

1.3.1. Daños en la Ciudad de México

Los daños más significativos de este sismo se concentraron en la Ciudad de México, en donde se registró el colapso de 38 edificios, 23 de éstos de entre cuatro y siete niveles. La distribución de los colapsos en las alcaldías de la ciudad (fig. 1.3.1.1) es la siguiente: 12 en Benito Juárez; 10 en Cuauhtémoc; cinco en

Coyoacán; cuatro en Tlalpan; dos en Gustavo A. Madero y Xochimilco; y uno en Álvaro Obregón, Iztacalco e Iztapalapa.

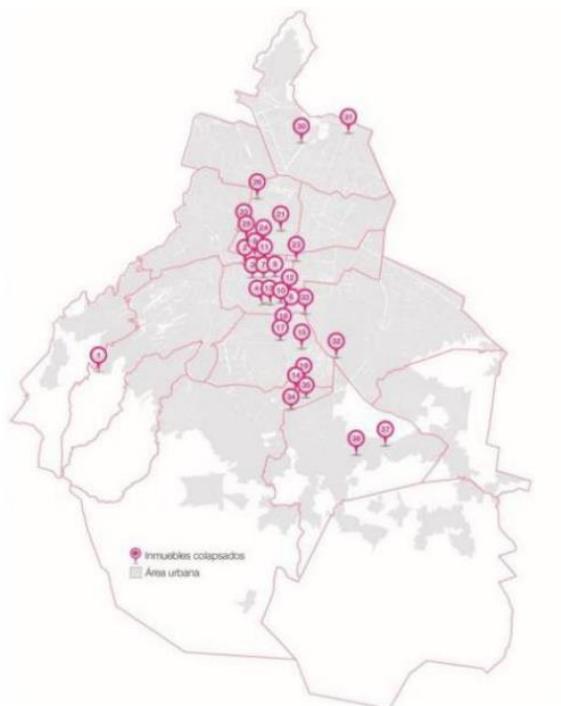


Figura 1.3.1.1 Mapa de distribución de colapsos en CDMX debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 (Plataforma CDMX, 2018)

Entre las características más destacables de los edificios colapsados se encuentra el hecho de que 37 de éstos fueron diseñados y construidos antes de 1985 (Bautista, 2019). Además, se identificaron algunas deficiencias y/o vulnerabilidades en estas estructuras tales como: localización en esquina, piso suave en planta baja, sistema de piso a base de losas planas, poca o nula separación con estructuras adyacentes, poca resistencia lateral, detallado dúctil deficiente y falta de mantenimiento evidente.

Estimaciones indican que más de 5,765 viviendas en la ciudad resultaron dañadas a raíz del temblor (Ureste, 2017). En numerosos casos, los daños impidieron a cientos de familias regresar a sus hogares debido al riesgo que representaba habitar las estructuras afectadas. También se registraron 2,300 fugas en la red de abastecimiento de agua, con afectaciones principalmente en las alcaldías de Iztapalapa y Tlalpan. Finalmente, alrededor de dos millones de usuarios no tuvieron acceso al servicio de energía eléctrica en hogares y negocios varios días tras el sismo.

1.4 Conclusiones

La Ciudad de México es un lugar que, por sus características físicas y geográficas, experimenta y experimentará sismos de gran magnitud de forma medianamente frecuente. Los sismos vividos por la Ciudad han generado impactos negativos: pérdidas de vidas, inmuebles, daños a personas y daños en

infraestructura; así como impactos positivos: evolución y mejora de la ingeniería sísmica y estructural, y de los códigos de diseño.

En 2017 los sismos de Chiapas y de Puebla-Morelos evidenciaron dos cosas: los códigos actuales han mejorado notablemente la respuesta de las estructuras ante sismos de gran magnitud; y que aún existen problemas que deben solucionarse, con objeto de ser más resilientes en los futuros acontecimientos sísmicos que nos aguardan.

Aunque el daño sufrido por la Ciudad de México fue visiblemente menor que en el sismo de 1985, decenas de edificios colapsaron y cientos más sufrieron algún nivel de daño. Es imperativo estudiar las causas y proponer soluciones, tanto para futuros proyectos de construcción de la ciudad, como para edificios ya existentes, sobre todo aquellos de mayor edad.

2. REHABILITACIÓN DE EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO A RAÍZ DE LOS SISMOS DE 2017

Una de las acciones para hacer frente ante los daños causados por los sismos de 2017, fue la publicación de las Normas de Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de Septiembre de 2017 (N-Rehabilitación), desarrolladas por el Comité Asesor en Seguridad Estructural de la Ciudad de México (CASE-CDMX), y que tiene por objeto evaluar y rehabilitar los edificios de concreto dañados. Las N-rehabilitación establecen los siguientes puntos principales:

- Para evaluar la seguridad estructural: la determinación de la resistencia a compresión del concreto, el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo por medio de pruebas realizadas a muestras obtenidas del edificio;
- Como alternativa al punto anterior, se establecieron valores conservadores en función de la edad del edificio;
- Niveles de daño de la estructura: Ligero, Intermedio y Grave;
- Reparación ó rehabilitación en función del daño y de la distorsión lateral inelástica;
- Efectos a la rigidez debidas al nivel de daño e inclinación del edificio;
- Requisitos de diseño y construcción de distintas técnicas de rehabilitación;
- Medidas para control de calidad y supervisión de la construcción.

La N-Rehabilitación en conjunto con las NTC-2017 (las cuales estaban en revisión para ser publicadas cuando ocurrieron los sismos), fueron parte de la regulación de los proyectos de rehabilitación estructural de los edificios dañados y/o vulnerables de la Ciudad de México.

Como parte de un trabajo conjunto del Instituto de Ingeniería en colaboración con la Universidad de Texas en Austin, y con el apoyo de ConTex y el Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México (ISC-CDMX), se realizó un inventario de proyectos de edificios a rehabilitar después de los sismos de 2017. Los objetivos de esta tarea fueron: caracterizar las estructuras que se dañaron; identificar las propuestas de rehabilitación, sus variantes de diseño y construcción; y tener un registro de estructuras rehabilitadas para poder evaluar su comportamiento y efectividad ante la presencia de futuros eventos sísmicos de gran magnitud.

2.1 Base de datos de edificios con proyectos de rehabilitación

La información de un total de 208 edificios, (brindada por el ISC-CDMX; complementada con datos compartidos por directores responsables de obra y proyectistas; y obtenida a través visitas de campo y recorridos de banqueta) fue capturada en una base de datos. En forma general, la base de datos está compuesta con las siguientes secciones:

- Identificación: número identificación interna, nombre del edificio y claves identificación del ISC-CDMX y de la base de referencia hecha en 2017 por el grupo de trabajo CICM-SMIE;
- Ubicación: dirección y coordenadas geográficas;
- Información del proyecto original: Año de construcción, diseñador e información disponible de planos y memorias originales;
- Uso de inmueble: uso, detalles y observaciones del edificio;
- Clasificación de la estructura: grupo de importancia según las NTC-Sismo;
- Propiedades del suelo y consideraciones sísmicas: zona geotécnica, periodo del suelo, aceleración máxima del suelo, coeficientes sísmicos original y del nuevo proyecto, y factores de comportamiento original y del nuevo proyecto;
- Clasificación del sistema estructural: clasificación basada en las NTC-Sismo y observaciones;
- Peligro de resonancia: periodo de estructura estimado y su relación con el periodo del suelo;
- Vulnerabilidades: Evaluación de las condiciones de regularidad según las NTC-Sismo y otras vulnerabilidades como su ubicación en manzana, losa plana, conexiones excéntricas viga-columna, planta baja suave, etc.;
- Características del edificio: geometría, dimensiones y configuración de los edificios;
- Características de los elementos del edificio: geometría, dimensiones y características de los materiales de los distintos elementos estructurales y no estructurales de los edificios.
- Evaluación del daño: problemas geotécnicos, colapsos, daños estructurales, daños no estructurales y clasificación del daño;
- Rehabilitación previa al sismo de 2017: si fuera el caso, año de rehabilitación, técnicas empleadas y observaciones;
- Rehabilitación posterior al sismo de 2017: tipo de rehabilitación, documentación disponible y características de las técnicas de rehabilitación empleadas.

Múltiples resultados fueron extraídos a partir del análisis de esta base de datos. La información completa puede encontrarse en el apéndice C1 del informe final del proyecto “Evaluación de edificios de concreto rehabilitados sísmicamente tras el sismo de 2017 en la Ciudad de México”. En el siguiente inciso se muestran aquellos que son de mayor importancia para el presente trabajo.

2.2 Análisis de la base de datos de edificios con proyectos de rehabilitación

2.2.1. Generalidades

La cantidad de datos fue notable, aunque en ningún caso se llenaron todos los campos. Es importante mencionar que la información recopilada de numerosos edificios fue de mala calidad. De las 208

edificaciones registradas, 97% no contaban con memoria de cálculo del proyecto original y sólo 20% tenían planos en los que se definían la geometría, dimensiones, materiales y detalles, con algunos datos incompletos. Del total, 30% tenían información suficiente para conocer el tipo de cimentación del edificio y sus dimensiones. En cuanto a los daños, 7% de los casos se registró información detallada, considerando tipos de daños, localización, anchos de grietas, cantidad, descripción y/o fotografías ilustrativas. Entre otros apartados de información, 35% de los casos no tenían estudios geotécnicos, 49% no presentaban estudios de laboratorio de los materiales existentes, 36% de los proyectos de rehabilitación fueron de mala calidad (datos omitidos e información no mostrada), y en 41% de los trabajos, los planos carecían de información y detalles.

Lo anterior descrito, muestra que existe mucho trabajo que hacer en lo que se refiere a supervisión y aceptación de trabajos de rehabilitación, así como en la capacitación de las personas a cargo, para que sean capaces de realizar proyectos que den a conocer con completo detalle las condiciones originales de las estructuras y de las intervenciones a las que serán sometidas. Tomando esto como punto de partida, se pudieron extraer datos de las distintas técnicas de rehabilitación, aunque en muchos casos la información es muy general. A continuación, se muestran algunos datos estadísticos relevantes del estudio de la base de datos.

La mayoría de los edificios capturados se concentró en las alcaldías Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc y Tlalpan. En la figura 2.2.1 se muestra la distribución de los edificios por alcaldía.

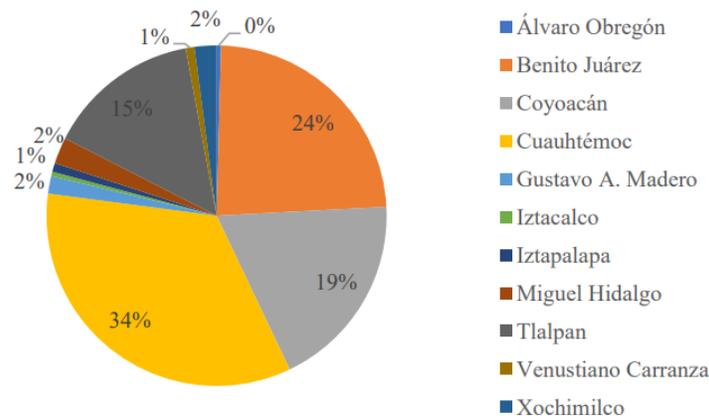


Figura 2.2.1.1 Distribución de edificios a rehabilitar por alcaldía

Como se mencionó en el capítulo 1, el reglamento de construcciones se ha modificado con el pasar de los años (un promedio de cada 13 años) y de los distintos sismos de gran magnitud que han afectado al país. Por esta razón, el año de construcción de un edificio es un parámetro que puede indicar vulnerabilidades, como detalles de refuerzo deficientes o resistencias, características de materiales no adecuadas o sistemas estructurales con poca o nula capacidad sísmica. En la figura 1.2.1.2a se muestra el porcentaje de edificios

que pertenecen a distintos periodos. Es claro que una menor porción fue de edificios construidos después de 1985, año en que el reglamento presentó un gran avance en materia de diseño sísmico. También se puede observar que 40%, identificado con S/I, carece del dato, pero es muy probable que la mayoría sean anteriores a 1985. Otro parámetro relevante es la altura de la edificación. Se observó que los edificios afectados fueron mayoritariamente de entre cuatro y nueve niveles, por lo que también fue este grupo el más común en los proyectos de rehabilitación (fig. 2.2.1.2b).

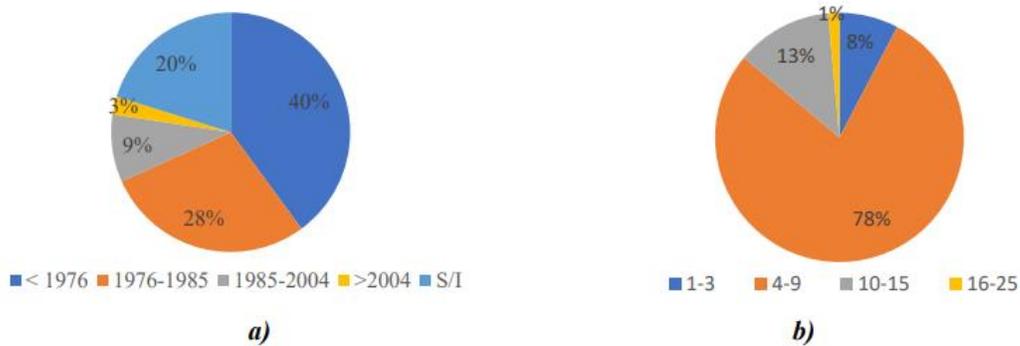


Figura 2.2.1.2 Estadísticas de edificios a) año de construcción b) número de niveles

La localización de los edificios es otro indicador importante. El 30% de los edificios se localiza en la zona geotécnica II (transición) y 62% en la zona III (lago). Las zonas cercanas a la interfase de zonas de lago y transición fueron donde se concentraron los edificios.

En cuanto a los sistemas estructurales, los edificios a base de losas planas y de marcos de concreto fueron los más comunes, con presencia de 39% y 38%, respectivamente. El resto de los sistemas registrados son a base de muros de carga de concreto, mampostería, marcos de acero y marcos de elementos prefabricados.

De forma general, la magnitud del daño en los edificios es como se muestra en figura 2.2.1.3a. En la figura 2.2.1.3b el número de edificios en función de la magnitud del daño, el año de construcción y el número de niveles

En total, se identificaron 20 distintas técnicas de rehabilitación. Éstas se pueden clasificar en tres grupos: técnicas de reparación, de reforzamiento y de reestructuración.

- Las técnicas de reparación tienen por objeto recuperar el estado previo al daño del elemento, estructural o no estructural, en cuestión. Ejemplos de estas técnicas son la renivelación y la reparación de grietas por medio de inyección o rajueleo;
- Las técnicas de reforzamiento tienen por objeto incrementar o mejorar atributos como la capacidad de resistencia, la ductilidad, la rigidez, la capacidad de desplazamiento, la disipación de energía o

el modo de falla local o globalmente. Ejemplos de estas técnicas son los encamisados de concreto, la adición de muros o la adición de contraventeos;

- Las técnicas de reestructuración tienen por objeto cambiar el sistema estructural a través de la adición o eliminación de elementos, generalmente estructurales. Estos cambios pueden generar una modificación en el comportamiento y/o modo de falla de la estructura, así como en la capacidad de resistencia. Ejemplos de estas técnicas son la demolición de pisos, la sustitución de tanques por cisternas, la adición de vigas, la adición de muros de concreto en marcos sin muros y la adición de marcos de concreto.

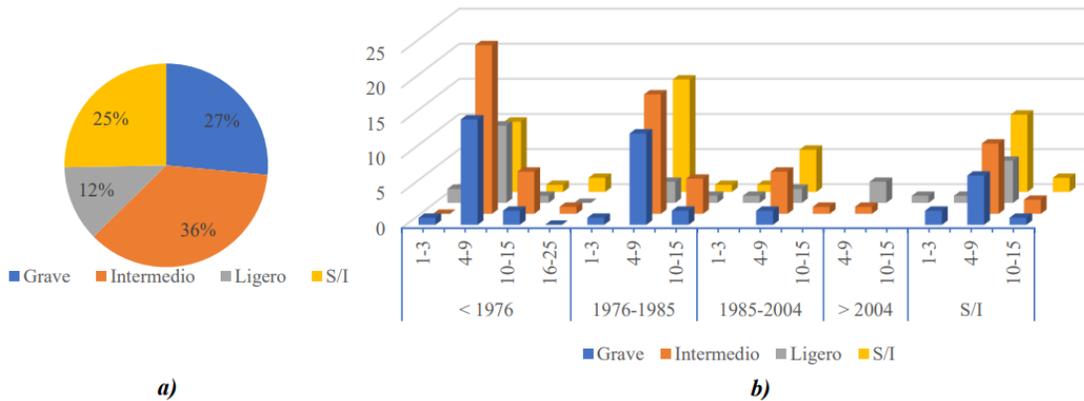


Figura 2.2.1.3 Magnitud del daño a) magnitud del daño general b) relación entre año de construcción-número de niveles-magnitud del daño

En la figura 2.2.1.4 se muestra la frecuencia de uso de las distintas técnicas de rehabilitación.

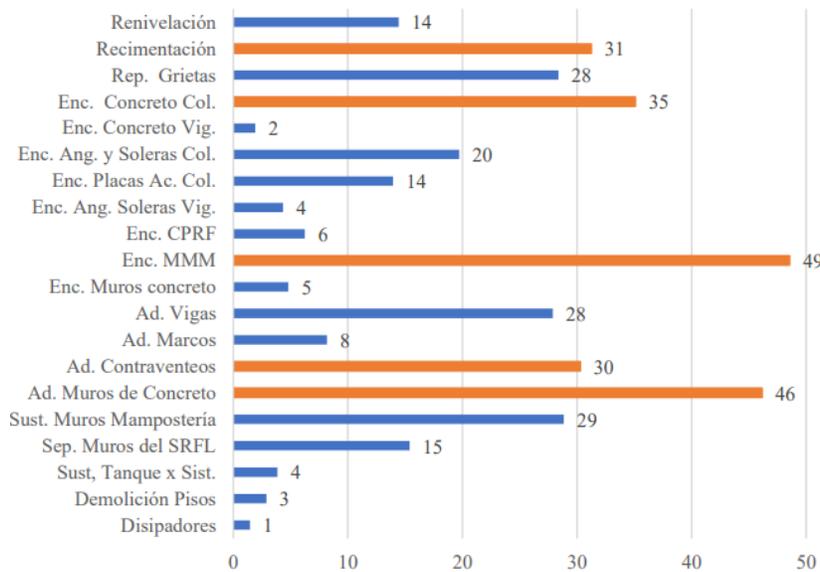


Figura 2.2.1.4 Uso de las técnicas de rehabilitación en CDMX después del sismo de 2017, en porcentaje

Se debe destacar que en esta gráfica sólo se consideran 206 edificios porque el informe menciona que, al momento de realizar este conteo, dos de los proyectos se habían cancelado y los edificios se demolieron. También se tomar en cuenta que el 99% de los proyectos contemplaron el uso de más de una técnica.

2.2.2. Uso de los encamisados de concreto en columnas

En la figura 2.2.1.4 se muestra que las técnicas de rehabilitación más utilizadas, de forma descendente, fueron: encamisado de muros de mampostería con malla (49%), adición de muros de concreto (46%), columnas con encamisado de concreto (35%), recimentación (31%) y adición de contraventeos (30%). En varios de estos edificios, se contempló emplear más de una de estas técnicas en conjunto.

El encamisado de concreto para rehabilitar columnas fue la tercera técnica con mayor presencia en estos proyectos. De forma general, esta técnica consiste en el incremento de la sección transversal de una columna existente a partir de la adición de una nueva capa de concreto y acero de refuerzo que se construye, preferentemente, cubriendo todas las caras de la columna. Los principales objetivos de este procedimiento son: incrementar la capacidad de resistencia a fuerzas laterales de la columna, incrementar su rigidez, aumentar su capacidad de deformación, cambiar el modo de falla o incrementar la capacidad de disipación de energía. Entre otros beneficios, los encamisados pueden servir para incrementar la capacidad de carga axial gracias al confinamiento y servir como reparación de columnas con daños severos.

Más de un tercio de estos proyectos incluyeron el uso de esta técnica, lo cual hace relevante su estudio, para poder diseñar y construir estructuras más seguras.

A continuación, se mencionan algunos datos de interés sobre el uso de esta técnica en los distintos proyectos de rehabilitación en que se encontraron presentes:

- El 60% de los edificios rehabilitados con esta técnica fue construido en años anteriores a 1985. Sólo 15% corresponde a edificios que datan de años posteriores a 1985. Como se mencionó anteriormente, la mayor parte de los edificios que no se conoce el dato de fecha de construcción, es presumiblemente pre-1985. En edificios con mayor antigüedad es casi probable que el diseño de columnas fuera deficiente para resistir sismos de gran magnitud, por lo que el encamisado de concreto, en estos casos, es para incrementar la capacidad y resistencia ante demandas sísmicas mayores.
- El 65% de estos edificios presentaba vulnerabilidad debida a planta baja flexible. Esta vulnerabilidad consiste en una notable resistencia y/o rigidez menor de la planta baja en comparación con el resto de los niveles superiores. Esta suele ser debida a la falta de elementos que restringen el desplazamiento lateral de las columnas, que sí se encuentran en el resto de los niveles, principalmente debido a que en edificios habitacionales la planta baja es utilizada como

estacionamiento y para ello es necesario tener espacios libres, sin muros o contraventeos. En estos casos, esta técnica puede servir para incrementar la rigidez de la planta débil sin sacrificar los espacios de estacionamiento, siempre y cuando los encamisados no reduzcan notablemente los espacios.

- Aunque lo ideal al realizar un encamisado es cubrir todas las caras de la columna, en ciertas situaciones la configuración de los elementos en el edificio, los límites del terreno y las colindancias pueden restringir el incremento de la sección en una o más direcciones. En la figura 2.2.2.1 se muestra la frecuencia de uso de encamisados en función del número de caras cubiertas; encamisados totales (cuatro caras en columnas rectangulares o en todo el perímetro en columnas circulares), encamisados de tres caras y de dos caras. Si bien los encamisados totales fueron predominantes en la mayoría de los proyectos, existe gran presencia de los encamisados de tres caras. Es importante enfatizar esta situación porque en la literatura no existen experimentos en los cuales se haya evaluado la resistencia ni el comportamiento de columnas encamisadas de forma parcial (véase capítulo 3 de esta tesis).

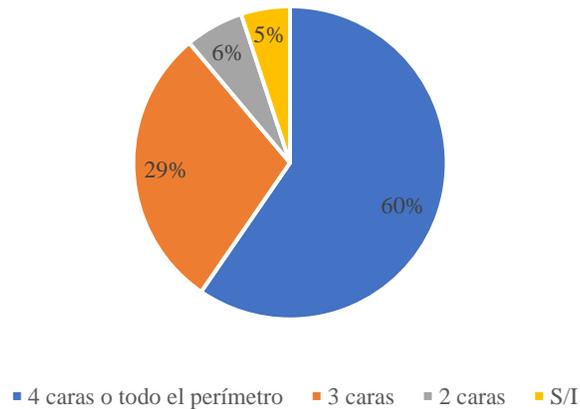


Figura 2.2.2.1 Número de caras encamisadas

- La resistencia a compresión del concreto de la camisa fue igual o superior que 250 kg/cm² (25 MPa) en todos los proyectos que contenían esta información (fig. 2.2.2.2). Aunque se reportó el uso de concretos de mayor resistencia, sólo en un proyecto se utilizó concreto que puede ser denominado de alta resistencia, con $f_c' = 45$ MPa (450 kg/cm²).

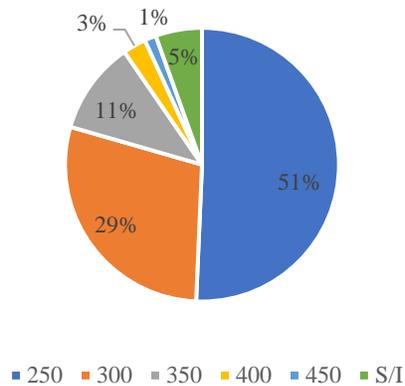


Figura 2.2.2.2 Resistencia a compresión de los concretos usados para encamisar (kg/cm²)

- En la mayoría de los proyectos se contempló el uso de más de una técnica para llevar a cabo la rehabilitación de los edificios. Se observó que las técnicas más utilizadas en conjunto con el encamisado de concreto en columnas fueron la adición de muros de concreto y el encamisado de muros de mampostería (fig. 2.2.2.3). En menor medida, pero con un porcentaje importante, se encuentran la adición de contraventeos y la reparación de grietas. En los casos de la adición de muros de concreto y la adición de contraventeos, el encamisado de columnas funciona en conjunto para transferir los esfuerzos generados por el trabajo de los elementos mencionados a columnas y eventualmente a la cimentación.

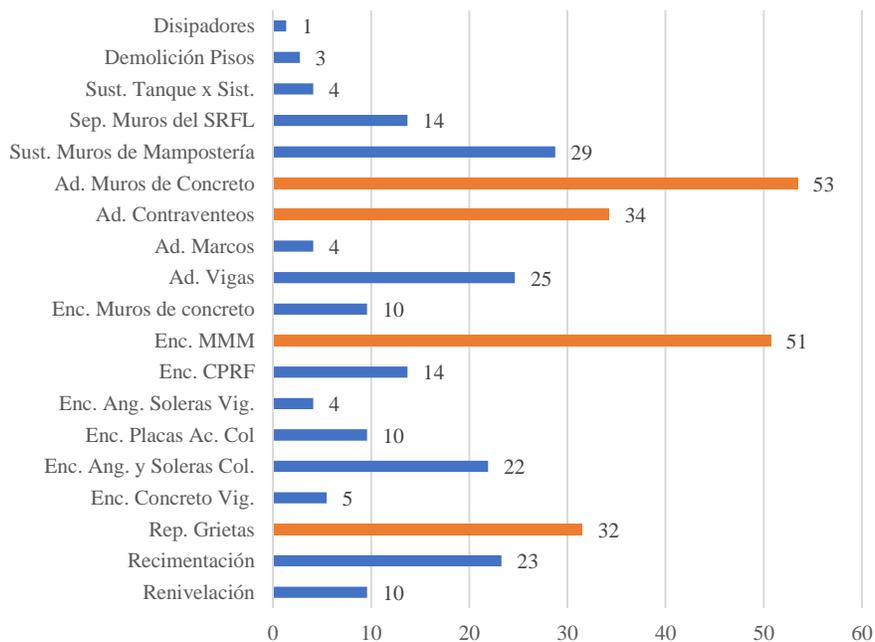


Figura 2.2.2.3 Uso de otras técnicas en conjunto con encamisados de concreto en columnas

2.3. Conclusiones

Se recolectó la información de 208 proyectos de rehabilitación sísmica de edificios de la Ciudad de México. Estos proyectos surgieron a partir de la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2019. Para regular estas actividades, el gobierno de la Ciudad publicó las N-Rehabilitación 2017.

92% de los proyectos corresponde a edificios de las alcaldías Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc y Tlalpan.

De los edificios con proyectos de rehabilitación, al menos 68% corresponde a edificios construidos antes de 1985, y 78% fue el porcentaje de edificios de entre cuatro y nueve niveles. La información recabada indicó que 36% de los edificios tenía daño general intermedio y 27% grave.

Las técnicas más utilizadas para rehabilitar los edificios fueron, de mayor a menor uso: encamisado de muros de mampostería con malla, adición de muros de concreto, columnas con encamisado de concreto, adición de contraventeos y recimentación.

La rehabilitación de columnas con encamisados de concreto estuvo presente en 72 proyectos, siendo la tercera técnica más utilizada. Al menos 60% de estos proyectos corresponde a edificios pre-1985. En 65% de los casos, el encamisado se utilizó para corregir problemas de baja planta flexible. Si bien es más conveniente realizar encamisados totales, en ocasiones esto no se puede realizar así, en 29% de los proyectos, se contemplaron encamisados de tres caras y 6% registraron encamisados de dos caras. Adicionalmente, las técnicas más utilizadas en conjunto con los encamisados de concreto para rehabilitar columnas fueron, de mayor a menor uso: adición de muros de concreto, encamisado de muros de mampostería con malla, adición de contraventeos y reparación de grietas.

Debido al amplio uso de los encamisados de concreto para rehabilitar columnas de concreto, es imperativo estudiarlos, para poder diseñarlos y construirlos de forma apropiada.

3. ENCAMISADOS DE CONCRETO COMO TÉCNICA DE REHABILITACIÓN

El encamisado de concreto es una técnica que puede funcionar como reparación y/o reforzamiento de elementos estructurales, generalmente de concreto, tales como columnas (fig. 3.1), vigas (fig. 3.2), nudos (fig. 3.3) y muros (fig.3.4). De forma general, esta técnica consiste en el incremento de la sección transversal del elemento estructural existente por medio de la adición de una capa de concreto nuevo en más de una cara, conocida como camisa. Esta camisa es reforzada frecuentemente con acero en forma de barras corrugadas o mallas de alambre soldado (también llamadas en el medio mexicano como mallas electrosoldadas). Adicionalmente, se puede hacer el uso de distintos tipos de conectores para garantizar la unión entre los concretos existente y nuevo, permitiendo, así, transferir los esfuerzos entre los materiales y lograr un funcionamiento monolítico.

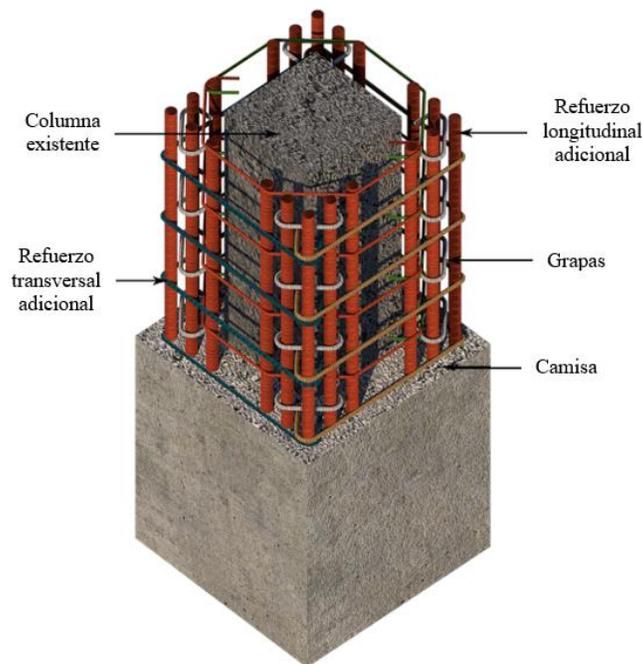


Figura 3.1 Ejemplo de columna con encamisado de concreto reforzado (INIFED, 2021)

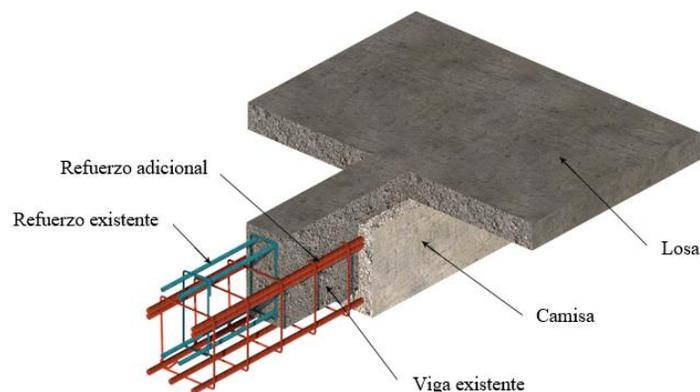


Figura 3.2 Ejemplo de viga con encamisado de concreto reforzado (INIFED, 2021)

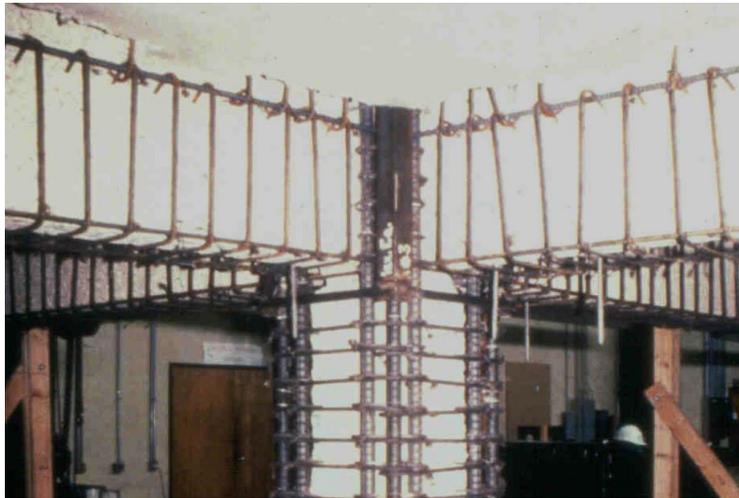


Figura 3.3 Refuerzo de encamisado de vigas, columnas y nudo (Alcocer, 1991)



a)



b)

Figura 3.4 Acero de refuerzo de camisa de concreto: a) muro existente de concreto (seismosoft.com), b) muro existente de mampostería (cerem.ufp.pt)

Esta técnica de rehabilitación se utiliza frecuentemente para incrementar la capacidad resistente de elementos estructurales ante cargas verticales y/o laterales. Esta necesidad puede ser debida a modificaciones en la estructura, incremento de peso en pisos superiores, daños en los elementos estructurales debidos a distintas causas (falta de mantenimiento, exposición, daños sísmicos, etc.) o diseños deficientes ante sismos de gran magnitud.

El procedimiento general de construcción de este tipo de encamisados es el siguiente:

- Reparación: inyección y sellado de grietas y fisuras. Restitución del concreto en el caso de daños moderados a graves, en los cuales el elemento tenga huecos o pérdidas considerables del concreto original;
- Preparación de la superficie de concreto: incremento de la rugosidad de la superficie del concreto existente. En algunos casos, colocación de conectores de acero en barrenos hechos en el elemento y fijados con epóxico;
- Colocación del refuerzo de la camisa: En función del diseño del encamisado, colocación de barras que longitudinales que pueden o no, atravesar múltiples niveles verticales o nudos en forma horizontal;
- Colocación del concreto nuevo: colocación de concreto en cimbras o uso de concreto lanzado.

En las secciones 3.1 a 3.3 se detallan las características de los encamisados de concreto en columnas, siendo este elemento estructural en el que está centrada la atención en esta tesis. Es importante destacar la relevancia del encamisado de columnas porque cuando se requiere encamisar un marco, siempre es necesario encamisar la columna, pero no siempre las vigas.

3.1. Encamisado de columnas con concreto reforzado

El encamisado de columnas es una técnica que puede ser utilizada para rehabilitar edificios en los siguientes casos:

- a) Edificios con columnas cuyo modo de comportamiento está controlado por fuerza cortante y cuya falla puede afectar el desempeño sísmico de todo el edificio.
- b) Edificios a base de marcos resistentes a momento que posean una resistencia y/o rigidez lateral insuficiente ante las demandas sísmicas de diseño.
- c) Edificios con vigas y/o columnas cuyos traslapes del refuerzo existente son escasos.
- d) Edificios con pisos suaves/débiles, usualmente en la planta baja.

El encamisado de columnas puede incrementar una o la combinación de la resistencia a flexión, flexocompresión y fuerza cortante. Específicamente, se puede lograr a) o b); dependiendo de las dimensiones del encamisado en b), se puede lograr c):

- a) Incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante.
- b) Incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante, la capacidad de deformación inelástica y el confinamiento en zonas de traslapes con longitudes deficientes.
- c) Aumentar la rigidez de elementos y del sistema estructural.

Cuando el objetivo del encamisado es incrementar la capacidad de deformación y la resistencia a fuerza cortante, el refuerzo longitudinal no debe ser continuo en la altura del edificio (fig. 3.1.1). En estos casos, se deberá suministrar una separación entre la camisa y el piso/techo. Este es un encamisado adecuado para rehabilitaciones locales, en donde no se requiere mejorar la capacidad de todo el edificio, pero sí de algunos elementos estructurales. En edificios con piso suave en planta baja, este tipo de encamisado puede ser una solución.

Si el objetivo es incrementar la resistencia a flexocompresión, cortante y la capacidad de deformación inelástica, el refuerzo longitudinal de la camisa debe colocarse de forma continua, desde la cimentación hasta el piso que requiera la rehabilitación, atravesando losas y/o vigas de los niveles intermedios (fig. 3.1.2). Esta configuración de rehabilitación global, que puede ser aplicada en edificios con resistencia lateral y rigidez deficientes.



Figura 3.1.1 Columna con encamisado no continuo

Aunque es preferible que los encamisados se construyan alrededor de todo el perímetro de la columna, existen situaciones que no lo permiten. Esto puede suceder cuando las columnas que se deben encamisar se encuentran en los ejes perimetrales de la estructura y la colindancia no es lo suficientemente grande para permitir el incremento de la sección sin afectar a las edificaciones vecinas. Esto puede solucionarse encamisando tres caras (fig. 3.1.3). En el caso de columnas de esquina, al estar en dos colindancias, la camisa puede ser construida en solo dos caras. Existen otras situaciones donde el incremento de la sección sólo se da en una cara; algunas personas lo denominan encamisado también, pero para fines de este trabajo, sólo se considerará como encamisado si se rodean al menos dos caras contiguas de la columna.



Figura 3.1.2 Columna con encamisado continua a través de losas planas



Figura 3.1.3 Columna con refuerzo de camisa de tres caras

3.2. Procedimiento constructivo del encamisado de concreto en columnas

El encamisado con concreto es un procedimiento invasivo. En la mayoría de los casos requiere del desalojo total de la edificación para poder realizar los distintos trabajos que lo componen. Sin embargo, con una debida programación, se pueden ejecutar, en un plazo más largo de tiempo, sin desalojar. A continuación, se enlistan las acciones para encamisar columnas con concreto.

3.2.1. Reparación de las columnas

Esta acción debe realizarse en el caso de la rehabilitación de columnas con agrietamiento o desprendimientos de concreto.

Cuando el daño está caracterizado por agrietamiento, se debe medir el ancho de las grietas y determinar el material idóneo para reparar por medio de inyección (fig. 3.2.1).



Figura 3.2.1. Columna reparada con inyección (archivo personal de Jorge Abarca, 2019)

En la tabla 3.2.1 se muestra el material correspondiente a los distintos anchos de grieta. Esta técnica de reparación sirve para restituir el material faltante y, en adición, restituye de forma parcial la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación inelástica de la columna (tabla 3.2.1).

Tabla 3.2.1. Niveles de recuperación de la capacidad estructural de un elemento reparado con resina epóxica, lechada, mortero epóxico o mortero de cemento (Abarca, 2022)

Material	Anchura de grieta (mm)	Niveles de recuperación (%)		
		Resistencia	Rigidez	Ductilidad
a. Resinas epoxi	0.05 - 1.00	70 - 90	30 - 80	75 - 90
b. Lechada	1.0 - 5.0	70 - 90	50 - 80	70 - 80
c. Mortero epóxico	> 0.50	70 - 90	30 - 80	75 - 90
d. Mortero de cemento		80 - 120	50 - 100	80 - 90

Cuando los desprendimientos son visiblemente superiores en tamaño, se puede restituir el material de los huecos con concreto nuevo o con grout (con o sin grava), con resistencia igual o superior que la del concreto original. En casos en los que el daño también está presente en el refuerzo de la columna en forma de pandeo o aplastamiento de las barras longitudinales, debe considerarse la restitución completa de la columna.

3.2.2. Apuntalamiento

El apuntalamiento debe realizarse en un perímetro razonable alrededor de la columna para evitar entorpecer las siguientes actividades. Este procedimiento es necesario en el caso de las columnas que van a ser encamisadas de forma continua a través de varios niveles, debido a que se le debe dar continuidad a las barras de refuerzo verticales, que se logra demoliendo el concreto de la unión losa-columna o losa-viga-columna (fig. 3.2.2).



Figura 3.2.2. Apuntalamiento debido a la columna en proceso de encamisado

En el trabajo de Ersoy et al. (1993), se rehabilitaron cuatro columnas iguales (dos dañadas y dos sin daño) con el mismo diseño de camisa y se ensayaron a carga axial hasta la falla. Un par de columnas (con daño y sin daño) se encamisó mientras la carga axial constante era aplicada y el otro par se encamisó sin aplicación alguna de carga durante el procedimiento. Al ser ensayadas, las columnas que fueron encamisadas sin carga axial alcanzaron valores de resistencia mayores que sus similares con carga axial. En el caso de las columnas con daño, la diferencia fue de más de 80% respecto del resultado de la menor. Esto sugiere que es conveniente realizar un apuntalamiento que genere una descarga en las columnas a encamisar, aunque en la práctica es algo difícil de lograr.

3.2.3 Preparación de la superficie de concreto y mecanismos de adherencia

Para lograr que el concreto de la columna existente y el de la camisa trabajen en conjunto es importante garantizar la transmisión de los esfuerzos en la interfase. Una de las formas de lograrlo es incrementando la rugosidad de la superficie a través de técnicas tales como: escarificación, picado, cepillado o chorro de arena (fig.3.2.3.1). Experimentos como el de He et al. (2017) indican que mientras mayor sea la rugosidad,

mayores son las resistencias a flexión, las resistencias a tensión y las resistencias de unión de la interfase. En conjunto, con este procedimiento se sugiere saturar la superficie de la columna existente para evitar pérdidas de agua en el concreto de la camisa que puedan afectar la resistencia de la unión, tal como lo sugieren los resultados del experimento de Choi et al. (1999), en el que observaron que la falta de curado de capas de concreto viejo y nuevo unidas conducía a menores valores de resistencia a corte.



Figura 3.2.3.1 Ejemplo de incremento de rugosidad de la superficie de una columna existente

Otra técnica para incrementar la resistencia de la unión es el uso de adhesivos químicos en la interfase, tal como se explica en el trabajo de Rodríguez (2016), o el empleo de aditivos de adherencia como los descritos en el trabajo de He et al. (2017). Si bien los resultados en ambos experimentos indican que el uso de los adhesivos incrementa la resistencia de la interfase, en el experimento de Rodríguez la diferencia entre usarlos y no usarlos es alrededor de 20% de la resistencia a tensión medida, mientras que el costo de los adhesivos es cinco veces mayor que el de lechada de concreto, que también fue utilizada como agente de unión. En el trabajo de He et al. se menciona que los aditivos de adherencia ayudan en el incremento de la resistencia de la interfase, pero el incremento de la rugosidad es el principal responsable. Otros autores como Pultorak y Rutz (2018), encontraron que el uso de adhesivos en la interfase es incluso menos efectivo que simplemente saturar el concreto existente y dejarlo superficialmente seco.

Colocar anclas hechas de barras de acero en agujeros barrenados en la columna es otra técnica utilizada para conectar la camisa con el concreto existente y, así, promover un comportamiento monolítico. Las barras se fijan en los agujeros con resina epoxi. El conector generalmente es una pieza en forma de L, y el

segmento que queda fuera del concreto existente en ocasiones se deja ahogado en el concreto de la camisa, mientras que en otros casos se fijan al acero de refuerzo de la camisa, ya sea con alambre o con soldadura. Vandoros y Dritsos (2006) compararon distintas técnicas para mejorar la efectividad de los encamisados y encontraron que el uso de este tipo de conectores resulta en mayores valores de resistencia a flexión. Por su parte, Bousias et al. (2007) observaron que el uso de conectores de acero da resultados menos efectivos comparado contra el incremento de rugosidad de la superficie, y el uso en conjunto de las dos técnicas mencionadas no genera un cambio significativo. Esto coincide con lo descrito en el trabajo experimental realizado por Júlio et al. (2005).

Si bien los trabajos descritos anteriormente coinciden en que el uso de conectores es benéfico, pero con menor efectividad que el incremento de rugosidad, Wyllie (2002) menciona que es conveniente utilizarlos cuando se encamisan columnas con peralte igual o mayor que 450 mm. También indica que la longitud mínima de los conectores debe ser 300 mm, hechos con barras de al menos 18 mm de diámetro (no. 6). En la práctica se ha observado que los conectores se utilizan cuando se construyen encamisados de dos y tres caras (fig. 3.2.2.).

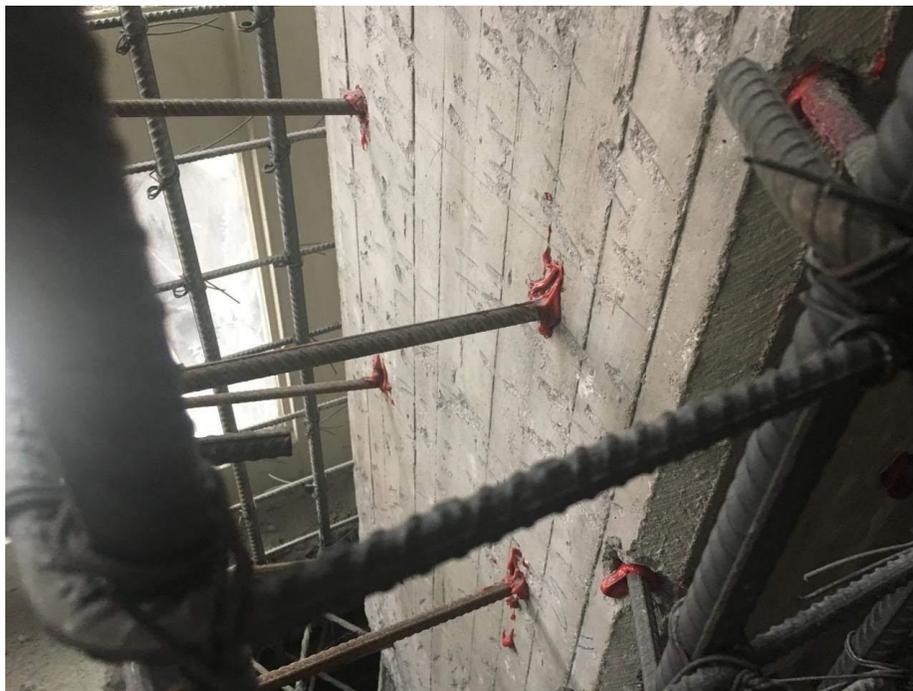


Figura 3.2.3.2 Conectores de acero en una columna con encamisado de tres caras

3.2.4. Colocación del acero de refuerzo de la camisa

En función del objetivo del encamisado, el acero de refuerzo longitudinal puede ser colocado de forma continua o discontinua. En el primer caso, este debe ser anclado desde la cimentación de la estructura y colocarse ininterrumpidamente a través de los niveles que desean rehabilitar. El trabajo realizado por

Bousias et al. (2004) sugiere que los traslapes del refuerzo en el extremo inferior de la columna deben ser de al menos 45 diámetros de la barra para obtener una buena transferencia de fuerzas a la base, así como capacidad de deformación cíclica y disipación de energía aceptables. En la figura 3.2.4.1 se muestra un ejemplo del refuerzo longitudinal a través de una losa. Como se puede ver, es necesario que se realicen demoliciones locales para permitir el paso del acero.



Figura 3.2.4.1 Refuerzo longitudinal continuo a través de la losa de entrepiso

Cuando el refuerzo no deba ser continuo, debe existir una separación entre la camisa y las losas de piso y techo de entre 30 y 50 mm, según el Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA, 2001). En este caso, el refuerzo puede estar compuesto por barras longitudinales y estribos, o por mallas de acero soldado (fig. 3.2.4.2). Estudios experimentales demuestran que el encamisado con malla presenta excelentes resultados en el intervalo inelástico (Ohkubo, 1991).

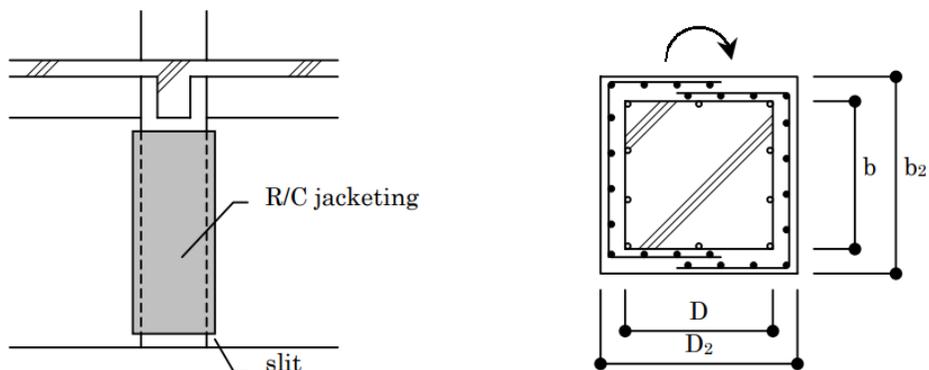


Figura 3.2.4.2 Esquema general de encamisado de concreto no continuo (JBDPA, 2001)

Si la camisa se refuerza con barras, la recomendación de la United Nacional Industrial Development Programme, Austria (UNDP/UNIDO, 1983), es utilizar barras con diámetro igual o mayor que 15.9 mm

(no. 5) en cada esquina del encamisado, y limitado a una cuantía respecto del área de la camisa entre 0.015 y 0.04.

El refuerzo transversal, siguiendo lo establecido en las NTC-Concreto, consiste en estribos hechos con barras de diámetro igual o mayor que 9.5 mm (no. 3). Dada la dificultad de colocar estribos hechos de una sola pieza debido a la columna existente, es aceptable utilizar estribos hechos de dos piezas como los que se proponen en la Guía Técnica de Rehabilitación Sísmica de la Infraestructura Física Educativa de México (INIFED, 2021) y que se muestran en las figuras 3.2.4.3, 3.2.4.4.a y 3.2.4.4.b. En esta imagen, también se observa que los extremos de las barras deben rematarse con ganchos a 135 grados. No se considera aceptable que los remates se hagan en ángulos de 90 grados (fig. 3.2.4.5).

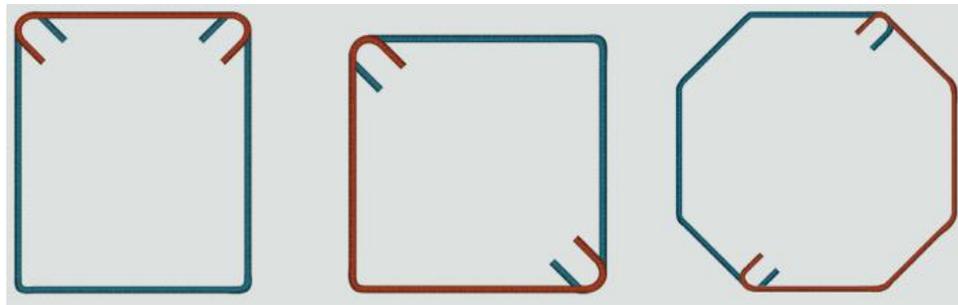


Figura 3.2.4.3 Estribos de dos piezas aceptables para encamisados (INIFED, 2021)

Como alternativa, se puede hacer uso de una configuración de estribos sobrepuestos. Cada estribo simple debe estar hecho con una sola pieza como se muestra en la figura 3.2.4.4 b.

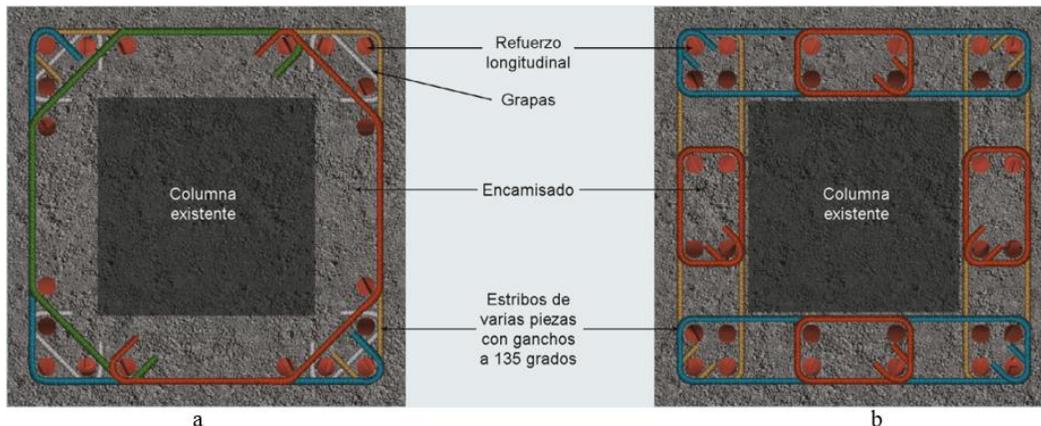


Figura 3.2.4.4 Posibles configuraciones de acero transversal en columnas encamisadas: a) Estribos de varias piezas; b) estribos sobrepuestos (INIFED, 2021)



Figura 3.2.4.5 Refuerzo de encamisados de columnas: a) práctica incorrecta: estribos con dobleces a 90 grados; b) práctica correcta: estribos con dobleces a 135 grados

3.2.5. Colocación del concreto de la camisa

Son dos las maneras de colocar el concreto: vaciado de concreto premezclado en cimbras y colocación por medio de concreto lanzado. La primera forma es la más común en la práctica (fig. 3.2.5.1).



Figura 3.2.5.1 Cimbra de la camisa de una columna rehabilitada

Hamilton et al. (2004), experimentaron encamisando columnas de sección transversal circular con camisas reforzadas de forma idéntica, unas con concreto premezclado colocado en sitio y otras con concreto lanzado. Los resultados mostraron que las columnas encamisadas con concreto lanzado incrementaron satisfactoriamente su resistencia a fuerza cortante y el confinamiento de las zonas de articulación plástica. El desempeño de la resistencia a flexión y la ductilidad fueron equiparables con las obtenidas en las columnas encamisadas con concreto premezclado colocado en sitio. Bett et al. (1988), Bousias et al. (2004,

2007) y Vadoros y Dritsos (2006) también experimentaron encamisando columnas con concreto lanzado y los resultados muestran que la colocación del concreto en esta forma es aceptable y efectiva. Adicionalmente, hay que mencionar que su uso agiliza la actividad debido a que no se tiene que armar y desarmar una cimbra, por lo cual su uso es conveniente cuando el número de columnas y la superficie por cubrir es grande. No obstante, el lanzado de concreto es un procedimiento que deja muchos residuos alrededor de la zona de trabajo y no se puede realizar con el edificio ocupado parcialmente.

Cuando se coloca concreto con cimbra, se debe diseñar con espacios para facilitar la salida del aire en el concreto (o mortero) del encamisado, con objeto de evitar la formación de panales o huecos en la camisa (fig. 3.2.5.2). También se asignan espacios para verter el concreto sin complicaciones.

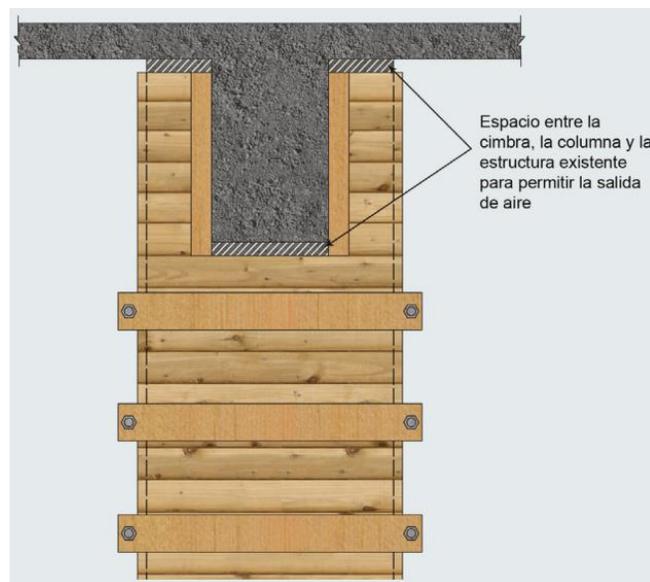


Figura 3.2.5.2 Ejemplo de cimbra de columna encamisada diseñada para facilitar la salida de aire del concreto (INIFED, 2021)

Según las recomendaciones del UNDP/UNIDO (1983), el espesor mínimo de la camisa debe ser de 100 mm para concreto premezclado y 40 mm para concreto lanzado. Por esta razón, es recomendable utilizar el concreto lanzado en camisas reforzadas con malla electrosoldada; también el uso de mortero puede ser conveniente en estos casos.

En cuanto a la resistencia a compresión del concreto nuevo, f'_c , la UNDP/UNIDO recomienda que debe ser 5 MPa (50 kg/cm²) mayor que la del concreto de la columna existente. La NTC-Concreto considera como concretos Clase 1 si f'_c es igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²) y el peso volumétrico mayor que 22 kN/m³ (2200 kg/m³). Tomando en cuenta estas dos consideraciones, en la Guía de Rehabilitación (INIFED, 2021) se recomienda utilizar la que resulte mayor en la construcción de la camisa.

En distintos trabajos experimentales, se ha investigado la repercusión del uso de concretos de alta resistencia, con f'_c igual o mayor que 40 MPa (400 kg/cm²). En los experimentos de Bousias et al. (2004 y 2007) se comparó la resistencia de columnas con camisas de concreto de resistencia regular y de concreto de “alta resistencia”. Los resultados mostraron que la diferencia de la resistencia a flexión entre ambos casos fue mínima, y la rigidez de las columnas con encamisados de concretos de alta resistencia fue ligeramente superior. Esto sugiere que el uso de concretos de alta resistencia en esta técnica de rehabilitación no es muy acertado cuando el modo de falla está dominado por flexión, considerando que el costo de estos concretos puede ser mucho mayor que el de concretos de resistencias convencionales.

3.3. Desventajas del encamisado de concreto

Como cualquier intervención en una estructura existente, el encamisado de columnas con concreto reforzado tiene algunas desventajas. A continuación, se mencionan algunas relevantes:

- a) El encamisado de concreto es una técnica generalmente invasiva, por lo que durante este procedimiento es necesario desalojar, total o parcialmente, la edificación.
- b) Debido al incremento en el tamaño de las columnas, el área útil de la planta se ve reducida. Mientras mayor sea el espesor de las camisas y el número de las columnas encamisadas, mayor es la pérdida.
- c) En el caso de encamisados continuos, es necesario realizar demoliciones locales de losa y vigas, además de que el nudo también debe encamisarse.
- d) El aumento de masa debido a los encamisados puede incrementar el peso de la estructura, lo cual podría conducir a una intervención de la cimentación para poder soportar las nuevas cargas, además de la necesidad de anclar el refuerzo de las camisas a la cimentación.
- e) El aumento de la masa conlleva un incremento de las fuerzas laterales debidas a sismos, por lo cual se podría requerir la adición de alguna otra técnica para mitigar el efecto de éstas.

3.4. Conclusiones

El encamisado de concreto es una técnica de rehabilitación que consiste en recubrir un elemento existente con una capa de material nueva. Cuando se aplica esta técnica con concreto reforzado en columnas, se pueden mejorar características de ésta como su resistencia a momento flexionante, fuerza cortante, la capacidad de deformación no lineal, la rigidez, deficiencias por la longitud de traslape, así como mejorar la respuesta sísmica de todo un edificio.

El proceso constructivo de esta técnica es invasivo y requiere de una correcta supervisión para ser aplicada de forma correcta y que logre sus objetivos. Es de suma importancia tomar en cuenta todas las

consideraciones descritas en cuanto a materiales, dimensiones y mecanismos de unión del concreto existente y del concreto nuevo.

Cuando se debe realizar un proyecto de rehabilitación, se requiere conocer todas las características de las técnicas propuestas para este fin, ya que, aunque nos pueda generar un beneficio, al ser modificaciones no consideradas en el concepto original de las estructuras, también presentan desventajas que deben ser consideradas para mitigar su impacto.

4. BASE DE DATOS DE EXPERIMENTOS DE COLUMNAS ENCAMISADAS

En este capítulo se describe la base de datos elaborada para recolectar datos cualitativos y cuantitativos de experimentos realizados con el fin de evaluar y comparar el comportamiento de columnas de concreto encamisadas con concreto reforzado. También se detalla el significado de los datos contenidos en ésta y se hace un conteo estadístico de las distintas características de interés registradas.

4.1. Descripción de la base de datos

Se elaboró una base de datos de ensayos de 60 columnas (52 rectangulares y ocho circulares) de concreto reforzado rehabilitadas con camisas de concreto reforzado y sometidas a cargas cíclicas laterales. Estas columnas son pertenecientes a 10 campañas experimentales, realizadas en Estados Unidos, Grecia, Japón, Nueva Zelanda y Portugal, en las que se evaluaron y compararon distintas formas de encamisado, así como su comportamiento ante distintos tipos de carga. Por esta razón, en esta base se tienen tres tipos de columnas (fig. 4.1): ocho columnas originales “O” (fig. 4.1.a), que corresponden con el modelo de columna existente en que están basados los experimentos; 44 columnas encamisadas “E” (fig. 4.1.b), que corresponden con las columnas con reforzamiento o reparación y reforzamiento por medio de encamisado; y ocho columnas de encamisado monolítico “EM” (fig. 4.1.c), que se caracterizaron por tener el mismo refuerzo de la columna original y el refuerzo de la columna encamisada, construidas simultáneamente, de forma monolítica con el mismo concreto.

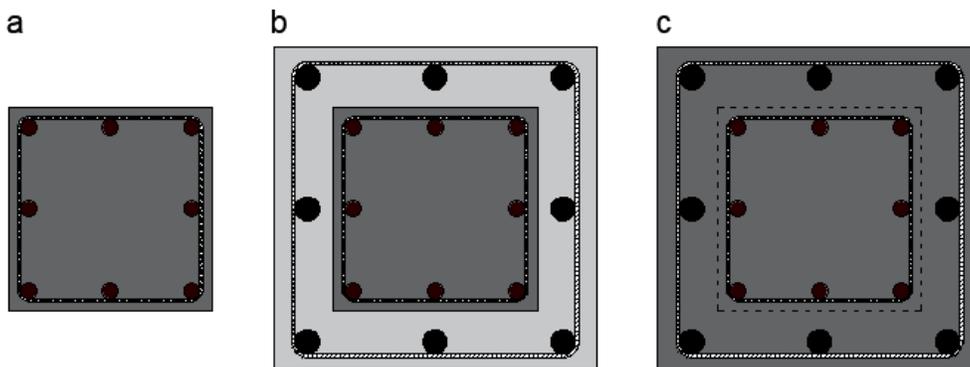


Figura 4.1 Tipos de columnas en la base de datos: a) original (O), b) encamisada (E), c) encamisado monolítico (EM)

Esta base de datos se divide en siete apartados:

- **Información de origen y clasificación:** En la primera columna se encuentra el nombre de los autores y el año de la publicación de donde se obtuvo la información. En las siguientes columnas se incluyen el número de identificación del espécimen dado dentro de la base (1 a 60), el tipo de columna (O, E, EM), el nombre del espécimen dado en la publicación original y el detalle de

aplicación de carga realizada en un estado previo al encamisado, que es afirmativo en el caso de todas las columnas O y en algunos de la columna E.

- **Geometría y materiales de la sección original:** En este apartado se especifican todas las dimensiones geométricas de la columna existente en que se basa cada experimento, entre los que se incluyen el tipo de sección (circular o rectangular), la escala, las dimensiones de la sección transversal, la longitud total y claro de cortante, diámetros, número, áreas, posición y cuantía de barras de acero de refuerzo longitudinal y transversal, dobleces de los estribos y valores de resistencia del concreto y de las barras de acero. Todos los valores se especifican en unidades del Sistema Internacional.
- **Geometría y materiales de la sección encamisada:** Se especifican todos los datos mencionados en el apartado anterior, correspondientes a la camisa de concreto. Además, se especifican los espesores de la camisa, las características de la malla de acero en los casos en que el refuerzo de la camisa no fue compuesto por barras y las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal. Se consideran tres casos para las cuantías: el área del acero de refuerzo de la camisa con respecto al área del concreto de la camisa, el área del acero de refuerzo de la camisa con respecto al área total de concreto de la sección encamisada y la suma de las áreas de acero de refuerzo la columna original y de la camisa con respecto al área total de concreto de la sección encamisada.
- **Ensaye de la columna original:** Este apartado es exclusivo de las columnas denominadas O y de las columnas E que fueron sometidas a carga y se les causó daño previo a la colocación de la camisa. Inicialmente se define el tipo de prueba de carga al que el espécimen fue sometido, que puede ser simple (carga axial o lateral), o combinado (axial y lateral), dinámico o estático. A continuación, se especifican los valores de carga axial (constante o máxima) y lateral (máxima) a los que la columna fue sometida, así como los desplazamientos experimentados y detalle del tipo de falla y daño del elemento, según los autores de las referencias revisadas.
- **Pretratamiento del concreto existente y mecanismos de adherencia y confinamiento de la camisa.** Este apartado es exclusivo de las columnas E. En este se especifican las técnicas utilizadas para mejorar el comportamiento de la interfase concreto viejo-concreto nuevo de la sección encamisada. Se detallan los distintos procedimientos usados, como son el incremento de la rugosidad y la saturación de la superficie de concreto de la columna original, el uso de adhesivo químico, el uso de estribos cerrados con soldadura, el uso de anclas y el uso de conectores del acero de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa. Adicionalmente, hay una columna denominada “Detalle extra”, en la cual se describen otros recursos utilizados en el experimento que no entran dentro de ninguna de las técnicas anteriormente descritas, por ejemplo, variaciones de la longitud de traslape del refuerzo longitudinal de la camisa en la base de la columna.

- **Modelo de cálculo teórico:** En este apartado se capturaron los valores de fuerza y desplazamiento esperados a la fluencia y resistencia calculados por los autores para los distintos especímenes. Se especifican las ecuaciones utilizadas, el modo de falla esperado, los valores de carga lateral y desplazamientos calculados. En los casos donde se utilizó más de una ecuación, se identifica cada caso y cada resultado.
- **Ensayo de la columna encamisada:** Esta parte sólo es válida para las columnas E y EM. En ésta, se especifican el tipo de prueba y cargas aplicadas al espécimen, el valor de carga axial constante o los valores de carga axial variables (en función del caso), así como los esfuerzos y desplazamientos correspondientes, los valores de carga lateral, momento, fuerza cortante y desplazamiento del espécimen a la carga de fluencia, carga máxima y carga última, el modo de falla y detalles del modo de falla o daño del elemento. Se define como resistencia última la que se obtiene tras una caída del 20% de la resistencia (a la carga máxima).

Es importante mencionar que todas las dimensiones se expresan en múltiplos y submúltiplos del Sistema Internacional. En la tabla 4.1 se muestran las distintas unidades utilizadas.

Tabla 4.1 Unidades utilizadas en las dimensiones especificadas en la base de datos

Dimensiones	Unidades
Longitud, diámetro, separación	mm
Área	mm ²
Fuerza	kN (kg)
Momento	kN•m (kg•m)
Esfuerzo	MPa (kg/cm ²)

Existen casos en los que determinados campos no se pudieron llenar debido a la ausencia de información o la invalidez del campo. Cuando la información de un campo no se encontró en los informes y artículos experimentales consultados y/o no fue posible calcularlo, el campo se llenó como “SD”, que significa “sin detalle”. En el caso de campos no válidos para determinado espécimen, éstos se llenaron como “NA”, que significa “no aplica”.

4.2. Información de los especímenes

A continuación, se definen los datos contenidos en la base de datos. Existen datos calculados y datos capturados. En el caso de los datos calculados, la definición incluye las expresiones matemáticas con que se obtuvieron.

4.2.1. Geometría y materiales de las columnas originales

Las variables que corresponden a la configuración geométrica de la columna original llevan un subíndice “c” (fig. 4.2.1.2).

- a) Peralte h_c , diámetro D_c , ancho de columna b_c y longitud de la columna l_c : Son las dimensiones de la sección transversal de la columna original y su longitud. La dimensión h_c es paralela al eje de aplicación de la carga lateral. Con excepción de los especímenes 58, 59 y 60 (con sección transversal rectangular), todas las columnas tienen sección transversal cuadrada, $h_c = b_c$. En las columnas de sección circular, D_c es el valor del diámetro y se capturó en la misma columna que h_c ;
- b) Área de la sección transversal de la columna A_{gc} , calculada como

$$A_{gc} = h_c b_c, (\text{rectangulares}); A_{gc} = 0.25\pi D_c^2 (\text{circulares})$$

- c) Claro de cortante G : Es la distancia que existe entre el punto de aplicación de la carga o el punto de inflexión del diagrama de momentos y la base de la columna. Las columnas 5 a 9 no tienen este dato debido a que sólo fueron ensayadas a carga axial;
- d) Diámetro de barra d_{bcn} : Diámetro de las barras contenidas en la hilera “n”, perpendicular a la dirección de la dimensión h_c , de refuerzo longitudinal;
- e) no_{bcn} : Número de barras contenidas en la hilera “n” de refuerzo longitudinal;
- f) d_{cn} : Distancia entre el centroide de la hilera “n” de refuerzo longitudinal y la fibra extrema de compresión de la sección transversal;
- g) Área transversal de refuerzo longitudinal A_{scn} : Es la suma de las áreas transversales de las barras pertenecientes a la hilera “n” del refuerzo longitudinal:

$$A_{scn} = 0.25\pi n_{bcn} d_{bcn}^2;$$

- h) Área transversal total del refuerzo longitudinal A_{sc} : Suma de las áreas transversales de todas las barras del refuerzo longitudinal;
- i) Cuantía del refuerzo longitudinal ρ_{lc} : Es la relación del área del refuerzo longitudinal al área de la sección transversal de la columna,

$$\rho_{lc} = \frac{A_{sc}}{A_{gc}};$$

- j) Diámetro de barra de estribo d_{bsc} ;
- k) Número de ramas de estribos no_{sc} : Se identificaron dos configuraciones de estribos; estribo perimetral simple (columnas rectangulares y circulares) y estribo perimetral y en forma de diamante, mostrados en la figura 4.2.1.1. En el primer caso, $no_{sc} = 1$, mientras que, en el segundo, $no_{sc} = 1.71$, considerando la inclinación.

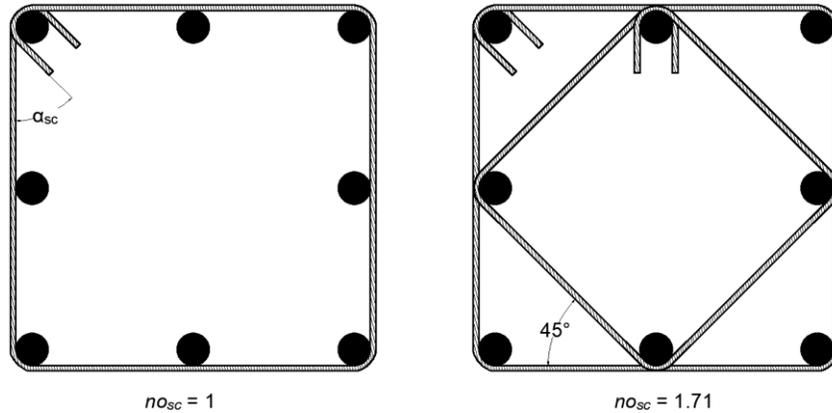


Figura 4.2.1.1. Tipos de estribos de las columnas originales

- l) Separación entre estribos s_{sc} ;
- m) Ángulo de los ganchos de estribos α_{sc} : Es el ángulo de doblé de los remates de los estribos en grados (fig. 4.2.1.1);
- n) Cuantía de refuerzo transversal ρ_{tc} : Es la relación del área de refuerzo transversal al área de concreto dentro del acero de refuerzo transversal de la columna, calculada como:

$$\rho_{tc} = \frac{0.5\pi n_{osc} d_{b_{sc}}^2}{b_c s_{sc}};$$

- o) Resistencia a la compresión del concreto f_{cc} : Este valor puede ser medido o nominal (especificado), dependiendo de lo registrado en cada artículo o informe experimental;
- p) Esfuerzos de fluencia del acero f_{ycn} y f_{ysc} : Los valores f_{ycn} corresponden a cada hilera de refuerzo longitudinal y f_{ysc} al refuerzo transversal. Estos valores pueden ser medidos o nominales (especificados).

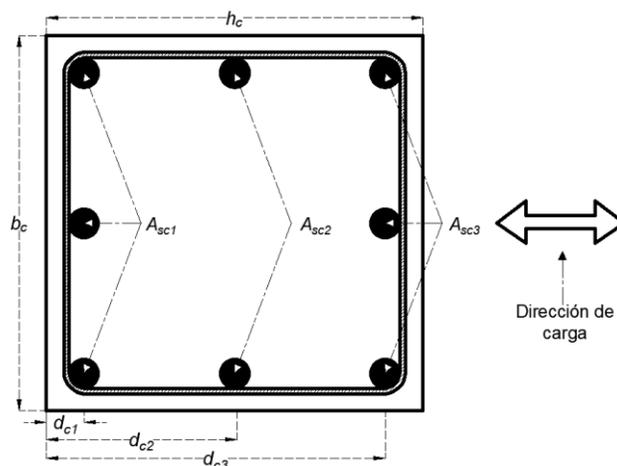


Figura 4.2.1.2. Configuración de la sección transversal de la columna original. Los remates de los estribos no se muestran por sencillez

4.2.2. Geometría y materiales de las columnas encamisadas

Las variables que corresponden a la configuración geométrica de la columna encamisada llevan un subíndice “j”, de “jacketed” como traducción de “encamisado” en inglés (figuras 4.2.2.1 y 4.2.2.2).

- a) Espesores t_{hj} y t_{bj} : Son los espesores de la camisa de concreto en las direcciones b_c y h_c de la sección transversal, respectivamente. En la práctica, el espesor de la camisa de cada cara puede ser distinto, debido a restricciones espaciales o constructivas, pero en el caso de los datos recabados en esta base, el espesor fue el mismo en las caras paralelas;
- b) Peralte h_j , diámetro D_j , ancho de columna b_j : Son las dimensiones de la sección transversal de la columna encamisada. Dichas dimensiones son el resultado de la suma de la dimensión de columna original más los espesores de la camisa correspondientes. Si el espesor de la camisa fue uniforme:

$$h_j = h_c + 2t_{hj} \text{ (rectangulares)}; D_j = D_c + 2t_{hj} \text{ (circulares)}$$

- c) Área de la sección transversal de la columna encamisada A_{Gj} :

$$A_{Gj} = h_j b_j \text{ (rectangulares)}; A_{Gj} = 0.25\pi d_j^2 \text{ (circulares)}$$

- d) Longitud de la camisa l_j : Es la dimensión longitudinal de la camisa de concreto, que es igual o menor que la longitud de la columna original;
- e) Diámetro de barra d_{bjn} : Diámetro de las barras contenidas en la hilera “n”, perpendicular a la dirección de la dimensión h_j , de refuerzo longitudinal de la camisa. En función de la configuración de la camisa, puede tener entre dos y cuatro hileras de refuerzo;
- f) no_{bjn} : Número de barras contenidas en la hilera “n” del refuerzo longitudinal de la camisa;
- g) Distancia d_{jn} : Distancia entre el centroide de la hilera “n” de refuerzo longitudinal de la camisa y la fibra extrema de compresión de la sección transversal;
- h) Área transversal de refuerzo longitudinal A_{sjn} : Es la suma de las áreas transversales de las barras pertenecientes a la hilera “n” del refuerzo longitudinal de la camisa:

$$A_{sjn} = 0.25\pi no_{bjn} d_{bjn}^2;$$

- i) Área transversal total del refuerzo longitudinal A_{sj} : Suma de las áreas transversales de todas las barras del refuerzo longitudinal de la camisa;
- j) No. de barras por paquete: En este campo se indica el número de barras que componen un paquete de esquina en los casos que sea aplicable. En los especímenes sin paquetes de barras el campo se llenó con NA.

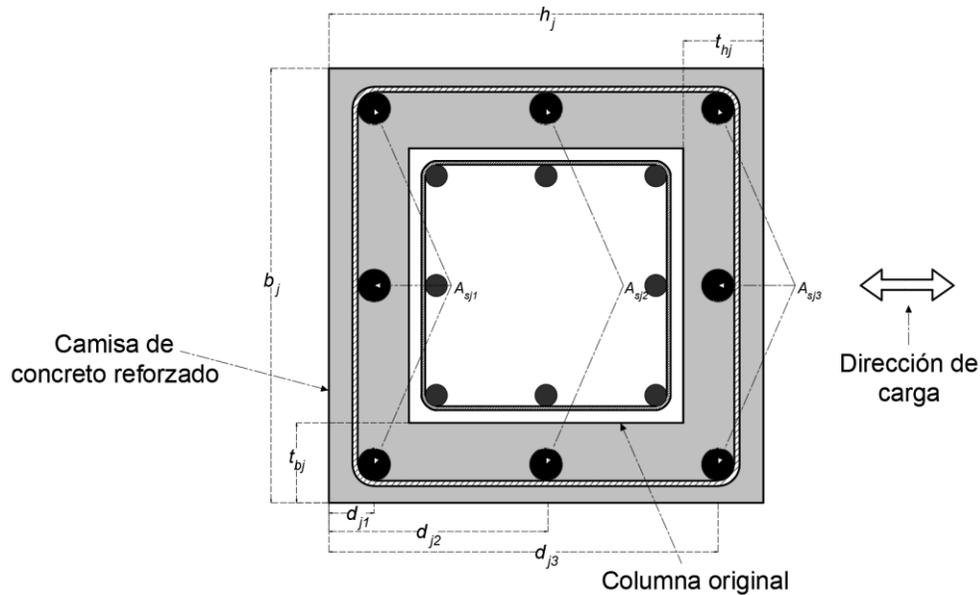


Figura 4.2.2.1. Configuración de la sección transversal de columna encamisada con concreto reforzado con barras de acero

- k) Diámetro de refuerzo d_{mj} : Es el diámetro de los alambres de la malla de acero utilizada como refuerzo longitudinal y transversal de los especímenes 22 y 45;
- l) Separación s_{mj} : Es la separación entre alambres de una malla de refuerzo;
- m) Recubrimiento de la malla r_{mj} : espesor del recubrimiento de concreto o mortero sobre la malla de refuerzo;
- n) Área transversal de refuerzo longitudinal A_{smj} : Es el área transversal del refuerzo longitudinal de la camisa reforzada con malla, calculada como:

$$A_{smj} = \left(\frac{b_j - 2r_{mj}}{s_{mj}} \right) \pi d_{mj}^2;$$

- o) Cuantía de refuerzo longitudinal de la camisa ρ_{lji} : Es la relación del área de refuerzo longitudinal de la camisa al área de concreto transversal de la camisa, donde $i = 1$ si se refiere a barras e $i = 1'$ si se refiere a malla. Se calcula como:

$$\rho_{lj1} = \frac{A_{sj}}{A_{Gj} - A_{Gc}} \text{ (barras); } \rho_{lj1'} = \frac{A_{smj}}{A_{Gj} - A_{Gc}} \text{ (malla);}$$

- p) Cuantía de refuerzo longitudinal de la sección encamisada ρ_{lji} : Es la relación del área de refuerzo longitudinal de la camisa de concreto al área transversal de concreto de la sección encamisada, donde $i = 2$ se refiere a barras e $i = 2'$ se refiere a malla. Se calcula como:

$$\rho_{lj2} = \frac{A_{sj}}{A_{Gj}} \text{ (barras); } \rho_{lj2'} = \frac{A_{smj}}{A_{Gj}} \text{ (malla);}$$

- q) Cuantía de refuerzo longitudinal de la sección encamisada ρ_{lji} : Es la relación de las áreas de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa al área transversal de concreto de la sección encamisada, donde $i = 3$ si se refiere a barras e $i = 3'$ si se refiere a malla. Se calcula como:

$$\rho_{lj3} = \frac{A_{sj} + A_{sc}}{A_{Gj}} \text{ (barras)}; \rho_{lj3'} = \frac{A_{smj} + A_{sc}}{A_{Gj}} \text{ (malla)};$$

- r) Diámetro de barra de estribo d_{bsj} : En el caso de las camisas sin barras de refuerzo, este valor es igual al diámetro de los alambres de la malla:

$$d_{bsj} = d_{mj}$$

- s) Número de barras por estribo no_{sj} : Si la columna tiene estribos simples, este valor es 1, si el estribo no es simple, el valor es mayor;
- t) Separación entre estribos s_{sj} : En el caso de los encamisados con malla, este valor es igual a la separación de los alambres:

$$s_{sj} = s_{mj}$$

- u) Cuantía de refuerzo transversal de la camisa ρ_{tji} : Es la relación del área de refuerzo transversal de la camisa al área de concreto dentro del acero de refuerzo transversal de la columna encamisada, donde $i = 1$ si se refiere a barras e $i = 1'$ si se refiere a malla. Se calcula como:

$$\rho_{tj1} = \frac{0.25 * 2 * \pi * no_{sj} * d_{bsj}^2}{b_j * s_{sj}} \text{ (barras)}; \rho_{tj1'} = \frac{0.25 * 2 * \pi * no_{sj} * d_{mj}^2}{b_j * s_{sj}} \text{ (malla)};$$

- v) Resistencia a la compresión del concreto f_{cj} : Este valor puede ser medido o nominal (especificado), dependiendo de lo registrado en cada artículo o informe experimental;

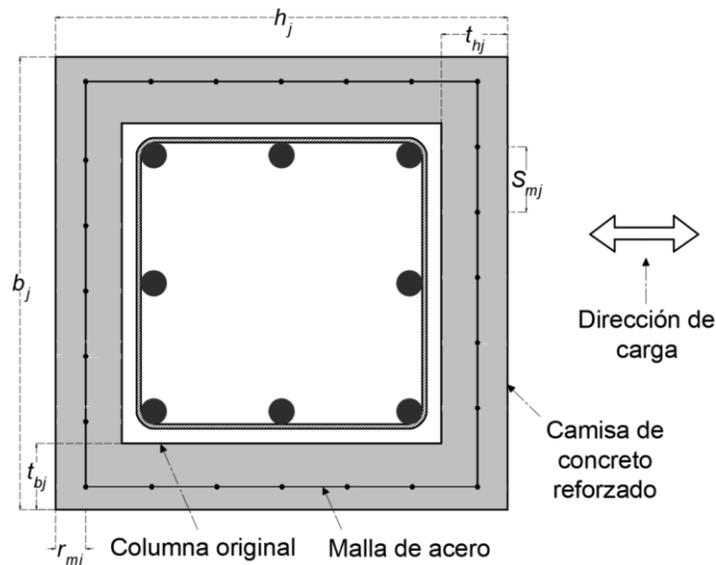


Figura 4.2.2.2. Configuración de la sección transversal de la columna encamisada con concreto reforzado con malla de acero

- w) Esfuerzos de fluencia del acero f_{yjn} y f_{ysj} : Los valores f_{yjn} corresponden a la hilera “n” de refuerzo longitudinal, en el caso de malla $n=1$, y f_{ysj} a el refuerzo transversal. Estos valores pueden ser medidos o nominales (especificados).

4.2.3. Ensaye de las columnas originales

En este inciso se incluye la información experimental de las columnas originales ensayadas. Por ello, se seguirá utilizando el subíndice “c” en algunas literales, para distinguir los valores correspondientes a la columna original de los de la columna encamisada (véase 4.2.4 y 4.2.5)

- a) *Tipo de ensaye*: Se identificaron seis combinaciones de carga distintas para ensayar los especímenes, todas de tipo estático. Cada combinación se identifica con un número que se asigna al espécimen. Las combinaciones se enlistan a continuación:

- 1: Carga axial monótona creciente;
- 2: Carga lateral cíclica;
- 3: Carga axial constante y lateral monótona creciente;
- 4: Carga axial constante y lateral cíclica;
- 5: Carga axial monótona creciente y lateral cíclica;
- 6: Carga axial no constante y lateral cíclica;
- 7: Carga axial monótona creciente y lateral monótona creciente

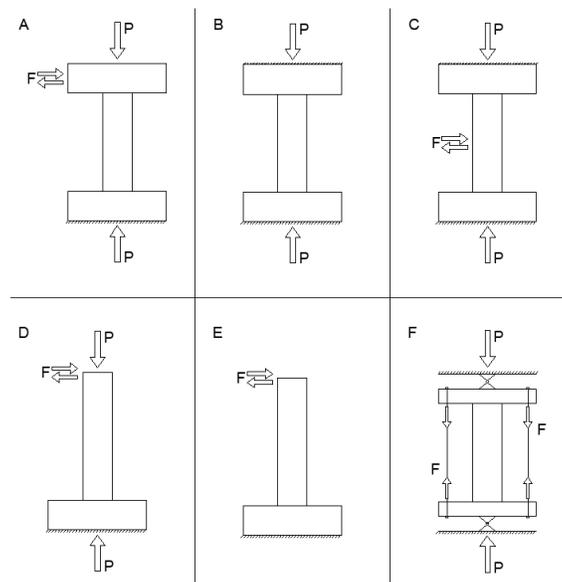


Figura 4.2.3. Configuraciones de ensayos incluidas en la base de datos

b) *Configuración de la prueba de carga*: En total, se identificaron seis configuraciones distintas de apoyos y de aplicación de carga. Estas se identifican como A, B, C, D, E y F. En este campo de la base, se asignó una de estas seis letras según el caso. Se muestran esquemáticamente en la figura 4.2.3:

c) *Carga axial*: en este bloque se agrupan cuatro datos:

- P_c : Valor de carga axial constante o máxima aplicada en el espécimen original. En algunos casos, la información disponible sólo incluía el esfuerzo axial σ_c ; en dichos casos la carga axial se calculó como:

$$P_c = \sigma_c * A_{Gc}$$

- σ_c : Esfuerzo axial correspondiente a la carga axial máxima aplicada en el espécimen original. Se calculó como:

$$A_{Gc} = \frac{P_c}{\sigma_c} ;$$

- $\%Cap_c$: Es el porcentaje de la capacidad a carga axial de la columna que representa la carga P_c . Se calcula como:

$$\%Cap_c = \frac{P_c}{(A_{Gc} * F_{cc} + A_{sc} * F_{ys1})} * 100 ;$$

- ε_{Pc} : Es la deformación unitaria debida a la carga axial P_c . Este valor sólo fue señalado en cuatro de las 13 columnas ensayadas antes de encamisar;

d) *Carga lateral máxima*: en este bloque se agrupan cuatro datos:

- $F_{c,max}$: Valor de fuerza lateral máxima a la que fue sometida la columna original;
- $V_{c,max}$: Fuerza cortante correspondiente a la carga lateral máxima aplicada;
- $M_{c,max}$: Momento flexionante correspondiente a la carga lateral máxima aplicada;
- $\theta_{F_{c,max}}$: Valor de distorsión debido a la carga lateral máxima aplicada;

e) *Daño*. En este último bloque se especifican el tipo de falla y una descripción de ésta de forma escrita, mientras que como dato se especifica el tamaño de grieta. De la revisión de los informes, no se han encontrado datos sobre tamaños de grieta en ningún experimento consultado.

4.2.4. Pretratamiento del concreto y mecanismos de adherencia y confinamiento de las camisas

En este inciso, se especifican las técnicas que se aplicaron en las columnas originales con el objetivo de lograr un comportamiento conjunto de la camisa de concreto y la columna original. Estas técnicas se clasifican en dos grupos:

1. Pretratamiento del concreto existente. Estas técnicas se refieren a la modificación o alteración de la superficie del concreto de la columna original con el fin de mejorar la transferencia de esfuerzos a la camisa. Las características del pretratamiento (*Incremento de la rugosidad*) son:
 - *¿Realizado?*: Sí o no, “1” o “0”, respectivamente;
 - *% Superficie*: Es el porcentaje del área de la superficie de la columna en que se realizó la técnica. En todos los especímenes en que se realizó esta técnica, se aplicó en el 100 por ciento de la superficie;
 - p_{ir} : Profundidad de la rugosidad, que es la diferencia de profundidad de los valles y crestas de la superficie rugosa (fig. 4.2.4.1). Este valor se especifica en mm;
 - *Descripción*: En algunos especímenes no especifica la profundidad de la rugosidad. En esos casos, se capturó una descripción somera y cualitativa de la rugosidad generada. Todos los estos casos describieron “Agregado grueso expuesto”;
 - *Herramienta o método*: Se especifica la herramienta o método con el que se incrementó la rugosidad.

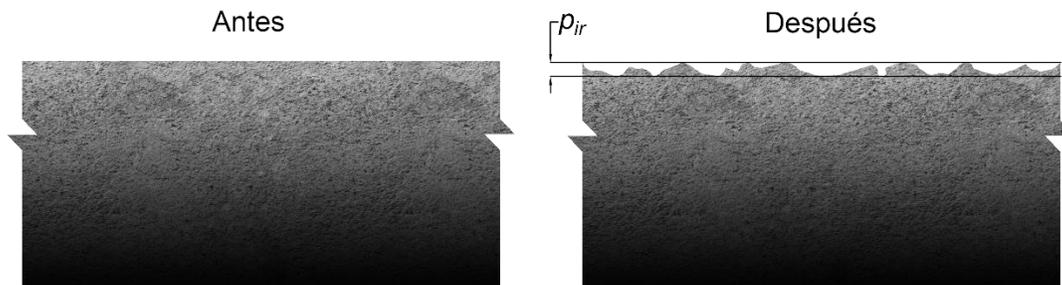


Figura 4.2.4.1. Comparación de la superficie de concreto de la columna original antes y después del incremento de rugosidad

2. Mecanismos de adherencia y confinamiento: Son métodos que consisten en agregar elementos durante la construcción de la camisa con el objetivo de incrementar la adherencia de la interfase de concreto de la columna original y de la camisa de concreto, así como el confinamiento de la camisa sobre la columna original. En los experimentos estudiados se identificaron tres mecanismos: a) Estribos cerrados con soldadura; b) Anclas y; c) Refuerzo longitudinal conectado. A continuación, se detalla la información capturada para cada uno de ellos:

- a) *Estribos cerrados con soldadura*. Sí o no, “1” o “0”, respectivamente. Consiste en cerrar los estribos de la camisa en un ángulo de 90 grados y soldar los extremos mediante soldadura de filete (fig. 4.2.4.2);

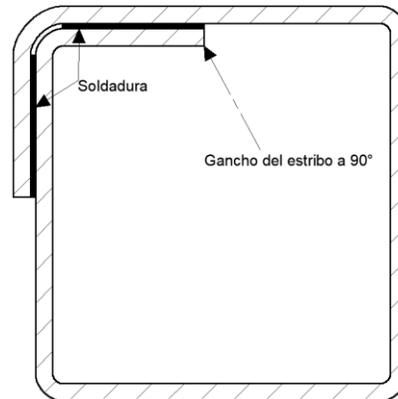


Figura 4.2.4.2. Detalle de estribo cerrado con soldadura

- b) *Anclas*. Elementos de acero (usualmente barras corrugadas o roscadas) que se colocan en perforaciones hechas en la columna original, dejando un segmento de barra al exterior de la columna, rematado con un dobléz y ahogado en el concreto de la camisa (fig. 4.2.4.3). Se especifican siete datos o características:

- ¿Realizado?: Sí o no, “1” o “0”, respectivamente;
- d_a : Diámetro de la barra de acero con la que está hecha el ancla;
- l_{ai} : Longitud interior del ancla, o empotramiento. Segmento dentro de la columna original;

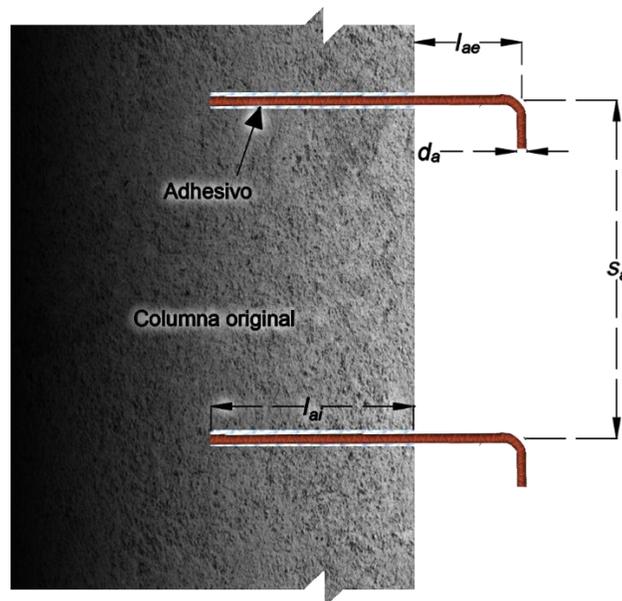


Figura 4.2.4.3. Configuración característica de las anclas

- l_{ae} : Longitud exterior del ancla. Segmento ahogado en el concreto de la camisa y rematado con un dobléz, usualmente de 90 grados;
 - s_a : Separación de las anclas en la dirección longitudinal de la columna;
 - ρ_a : Densidad de anclas, que se refiere al número de anclas colocadas en cada cara de la columna;
 - Material para adherir el ancla: Se especifica la sustancia con la que se recubrió el barreno para evitar el desprendimiento del ancla. Generalmente fue resina epoxy.
- c) *Refuerzo longitudinal conectado*. Consiste en conectar las barras de refuerzo longitudinal de esquina de la columna original a las correspondientes de la camisa por medio de conectores hechos con barras de acero dobladas y soldadas a ambos refuerzos (fig. 4.2.4.4). Se especifican seis datos:

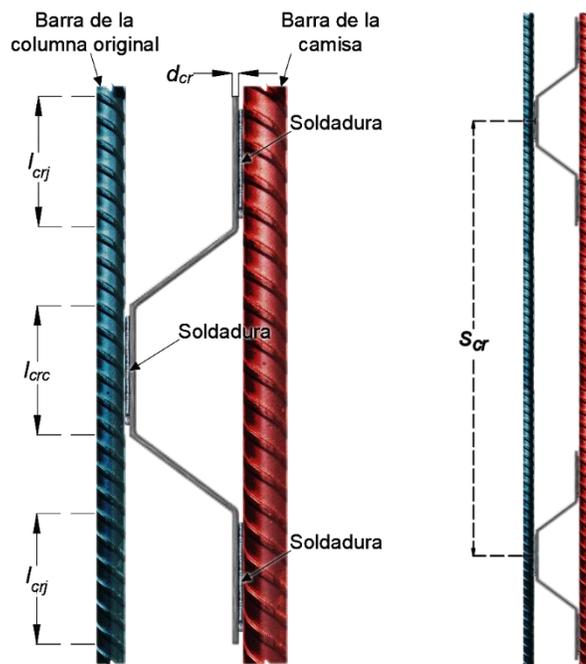


Figura 4.2.4.4. Configuración característica de conectores de refuerzo longitudinal

- ¿Realizado?: Sí o no, “1” o “0”, respectivamente;
- d_{cr} : Diámetro de la barra con que está hecho el conector;
- l_{crc} : Longitud del conector soldado a la barra de refuerzo de la columna original;
- l_{cry} : Longitud del conector soldado a la barra de refuerzo de la camisa. En la configuración característica de este mecanismo, hay dos segmentos de barra de esta longitud soldadas al refuerzo de la camisa;
- s_{cr} : Separación de los conectores en la dirección longitudinal de la columna;

- ρ_{cr} : Densidad de conectores. Es la cantidad de conectores en cada esquina de la columna.

En la última columna de esta sección de la base de datos, *Detalle final o comentario*, se incluyen otros métodos aplicados, pero sin información detallada o que no requiere de más campos de llenado, o algún detalle extra no contenido en los campos anteriores. Se ejemplifica con los especímenes 5 y 6, casos que comparan la efectividad del encamisado por medio de la construcción de la camisa en presencia y ausencia de carga axial en la columna original.

4.2.5. Ensaye de las columnas encamisadas

Este inciso tiene una estructura muy similar a la de 4.2.3. La principal diferencia es la presencia de un mayor número de valores de carga, ya que, en la mayoría de los experimentos consultados, el comportamiento de las columnas encamisadas se estudió con mayor detalle que el de las columnas originales.

- Tipo de prueba de ensaye*: véase inciso a) de 4.2.3;
- Configuración del ensaye*: véase inciso b) de 4.2.3;
- Carga axial constante*. Este bloque se compone de dos datos:
 - P_{cte_j} : Es el valor de carga axial utilizado en ensayos del tipo 3 y 4;
 - σ_{cte_j} : Es el esfuerzo axial constante aplicado en la columna. Este esfuerzo se calculó como el valor de la carga axial constante P_{cte_j} entre el área de la sección transversal de la columna original A_{Gc} , o entre el área de la sección transversal de la columna encamisada A_{Gj} ;
- Carga axial 1*. En este bloque se tienen tres datos:
 - P_{1j} : Es el valor de carga axial inferior del intervalo en pruebas del tipo 6;
 - σ_{1j} : Es el esfuerzo axial de la columna debido a la carga axial P_{1j} . Véase inciso c);
 - ε_{P1j} : Es la deformación unitaria debida a la carga axial P_{1j} ;
- Carga axial 2 o máxima*: En este bloque se tienen tres datos:
 - P_{2j} : Es el valor de carga axial superior del intervalo en pruebas del tipo 6, o el valor de carga axial máxima en pruebas del tipo 1 y 5;
 - σ_{2j} : Es el esfuerzo axial de la columna debido a la carga axial P_{1j} . Véase inciso c);
 - ε_{P1j} : Es la deformación unitaria debida a la carga axial P_{1j} ;
- Carga lateral a la fluencia, máxima y última*. Son tres bloques con cuatro datos cada uno. El subíndice “1” corresponde a los valores a la fluencia, el “2” a los valores máximos (resistencia a cargas laterales) y el subíndice “3” a los valores últimos (80% del valor de resistencia). Además, se incluye el subíndice “j” en todos, indicando pertenencia a la columna encamisada;

- F_{1j}, F_{2j} y F_{3j} : Valores de fuerza lateral de fluencia, máxima y última a los que fue sometida la columna encamisada;
 - V_{1j}, V_{2j} y V_{3j} : Fuerzas cortantes correspondiente a la carga laterales aplicadas;
 - M_{1j}, M_{2j} y M_{3j} : Momentos flexionantes correspondientes a las cargas laterales aplicadas;
 - $\theta_{F1j}, \theta_{F2j}$ y θ_{F3j} : Valor de distorsión debido a la carga lateral máxima aplicada;
- g) *Daño*. Consultar inciso e) de 4.2.3.

4.3. Análisis estadístico de la base de datos

A partir de los datos recabados en la base, se hizo un análisis estadístico. Este análisis es útil para tener un mejor entendimiento del universo de muestras que se estudiaron.

4.3.1. Información de origen y clasificación

Se recabó la información de un total de 60 especímenes, provenientes de 10 campañas experimentales, divididos en columnas tipo O, E y EM, distribuidas como se muestra en la figura 4.3.1.1.

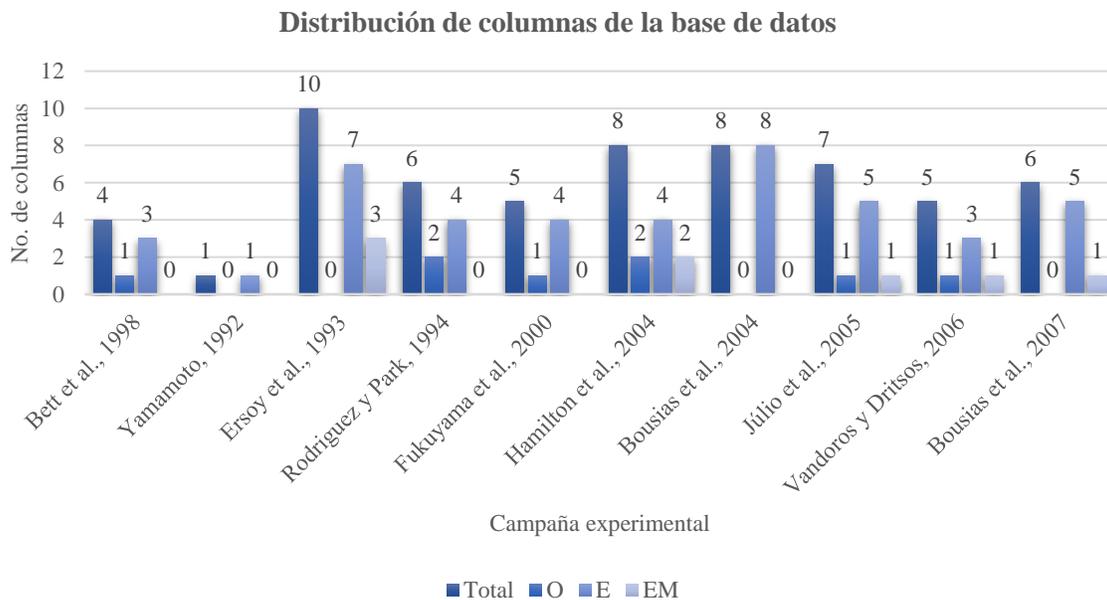


Figura 4.3.1.1. Número total de especímenes y tipo de espécimen de los experimentos consultados

La presencia o ausencia de columnas tipo O y/o EM se debe al objetivo propio de cada experimento. Aquellos que sólo tienen columnas tipo E, compararon la efectividad y comportamiento de distintos métodos de encamisar las columnas. Uno de los objetivos de los experimentos con columnas tipo O fue comparar el incremento de la capacidad estructural de columnas por medio del encamisado, mientras que la presencia de columnas tipo EM fue para comparar la capacidad de las columnas encamisadas contra una columna de sección transversal equivalente, sin la discontinuidad de la interfase de concretos. En resumen, las columnas O y EM son especímenes de control para evaluar la eficiencia del encamisado.

En este apartado también se identificaron las columnas que fueron ensayadas antes y/o después de realizar el encamisado. Es evidente que las columnas O fueron ensayadas en un estado previo al encamisado y que las columnas EM sólo pudieron ensayarse en un estado posterior. Sin embargo, las columnas E pudieron haber sido ensayadas antes, para generar daño, y después del encamisado (reparación y reforzamiento), o únicamente después del encamisado (reforzamiento). En la figura 4.3.1.2 se muestran por experimento las columnas tipo E divididas entre reparación y reforzamiento, y sólo reforzamiento.

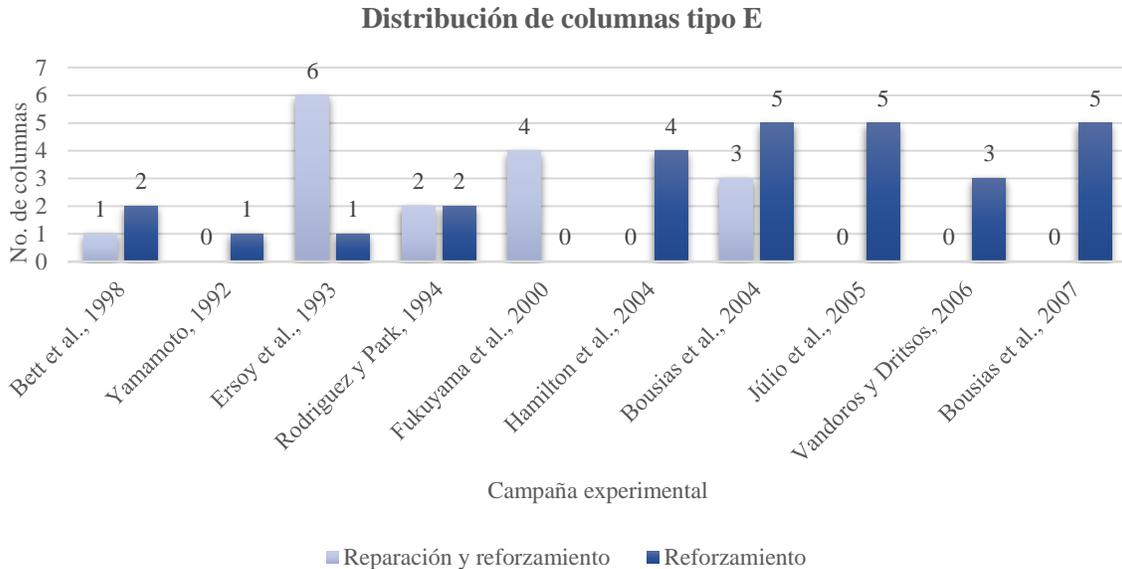


Figura 4.3.1.2. Distribución de las columnas E reparadas y reforzadas o solo reforzadas

4.3.2. Geometría y materiales de las columnas originales

De las 60 columnas contenidas en lo base, ocho fueron de sección circular, con diámetro de 610 mm y claro de 3.66 m, en escala 1:2.5. Estas columnas pertenecen al experimento de Hamilton et al. y están basadas en columnas existentes de un puente.

Tres columnas fueron de sección rectangular, de sección transversal 500 mm x 250 mm y claro de 1.6 m, en escala 1:2. Estas columnas pertenecen al experimento de Bousias et al. (2004).

Las 49 columnas restantes fueron de sección cuadrada, con dimensión transversal h_c que va desde 130 mm a 350 mm, claro de 0.65 m a 3.6 m, en escalas 1:4 a 1:1. En la tabla 4.3.2 se muestran el número de columnas de sección transversal cuadrada, la escala, la dimensión h_c y el claro l_c para cada campaña experimental.

El refuerzo longitudinal de las columnas originales consistió en barras del no. 3, 4, 5 y 6. En cada columna se usaron barras de un mismo diámetro. El espécimen 44 es una excepción respecto al refuerzo, ya que se trata de una columna tipo EM, en la cual se omitió el acero de refuerzo correspondiente a la columna original

y sólo se colocó el refuerzo equivalente al de la camisa de concreto. Es importante mencionar que las cinco columnas cuadradas de Bousias et al., 2004, fueron reforzadas con barras longitudinales lisas. En el resto de las columnas se colocaron barras corrugadas.

Tabla 4.3.2. Distribución, escala y dimensiones de las columnas originales de sección transversal cuadrada

Campaña experimental	No. de columnas	Escala	h_c (mm)	l_c (m)
Bett et al., 1988	4	1:0.67	305	0.92
Yamamoto, 1992	1	1:4	250	1.00
Ersoy et al., 1993 (1)	5	SD	130	0.65
Ersoy et al., 1993 (2)	5	SD	160	1.00
Rodríguez y Park, 1994	6	1:0.9	350	3.60
Fukuyama et al., 2000	5	1:2	350	0.90
Bousias et al., 2004	5	1:2	250	1.60
Júlio et al., 2005	7	1:1	200	1.00
Vandoros y Dritsos, 2006	5	1:1	250	1.80
Bousias et al., 2007	6	1:1	250	1.60

SD: Sin detalle

Más de dos tercios de las columnas originales fueron reforzadas con barras del no. 5 y 6 (fig. 4.3.2.1). Aunque las barras de mayor diámetro fueron las más utilizadas, casi la mitad de las columnas tuvo una cuantía de refuerzo longitudinal menor o igual a 1% (fig. 4.3.2.2). Esto es reflejo de la configuración más repetida del refuerzo, con cuatro barras en esquina. La cantidad de columnas con cuantía mayor que 1% y hasta 2% es también considerable (38%), mientras que las columnas con cuantías mayores que 2% fueron las menos comunes (17%).

Para reforzar las columnas transversalmente se emplearon alambres o barras de 4, 6 y 8 mm de diámetro, siendo la de 6 mm las más utilizada, en más de 50% de los especímenes (fig.4.3.2.3). Por el contrario, el alambre de 4 mm de diámetro fue el menos utilizado. En cuanto a la cuantía de refuerzo longitudinal (fig. 4.3.2.4), los valores entre 0.1 % y 0.2% tuvieron mucho mayor frecuencia que el resto de los valores fuera de este intervalo.

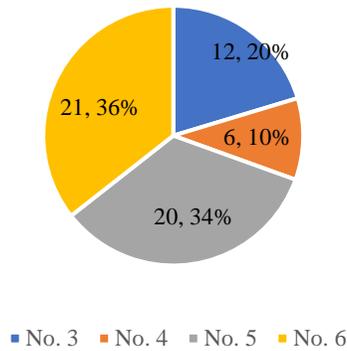


Figura 4.3.2.1 Diámetros de barras de refuerzo longitudinal de las columnas originales (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

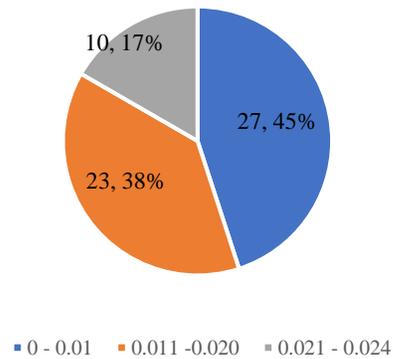


Figura 4.3.2.2. Cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas originales (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

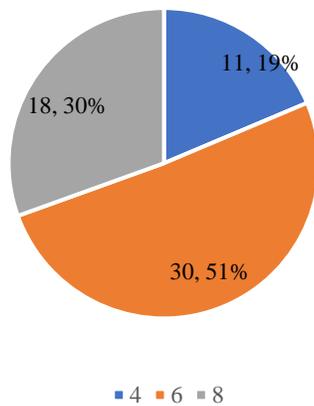


Figura 4.3.2.3. Diámetros de barras de refuerzo transversal de las columnas originales, mm (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

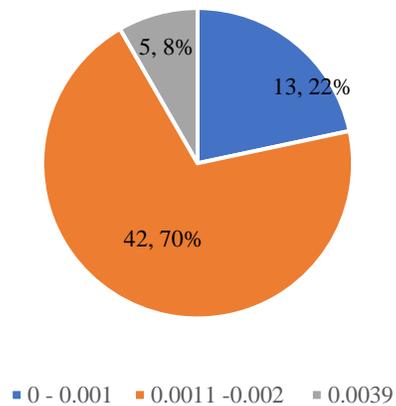


Figura 4.3.2.4. Cuantía de refuerzo transversal de las columnas originales (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

Los concretos utilizados para construir las columnas originales tuvieron valores medidos de resistencia a la compresión muy variados, siendo el menor registrado de 21.1 MPa (215 kg/cm²) y el mayor de 40.3 MPa (411 kg/cm²) (fig. 4.3.2.5). Sin embargo, más de la mitad de las columnas fue construida con concretos de resistencias entre 25.1 MPa (256 kg/cm²) y 30 MPa (306 kg/cm²).

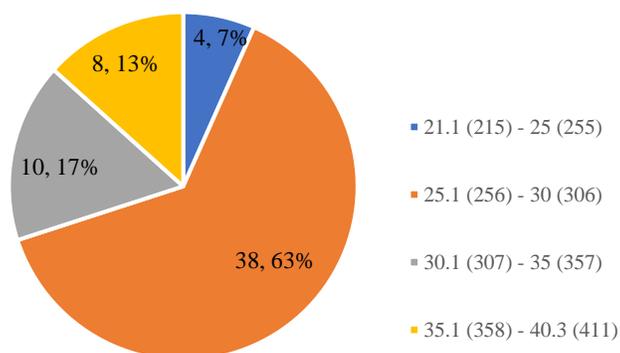


Figura 4.3.2.5. Valor de resistencia a la compresión de los concretos empleados en la construcción de las columnas originales, MPa(kg/cm²) (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

En las figuras 4.3.2.6 y 4.3.2.7 se muestran los valores nominales de esfuerzo de fluencia de los aceros de refuerzo longitudinal y transversal de las columnas originales.

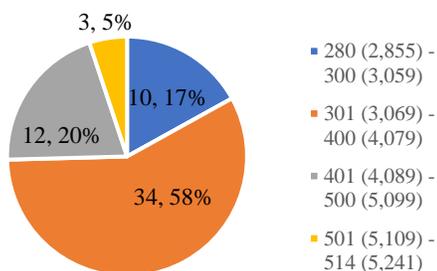


Figura 4.3.2.6. Esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de las columnas originales, MPa (kg/cm²). Número de columnas, porcentaje con respecto al total.

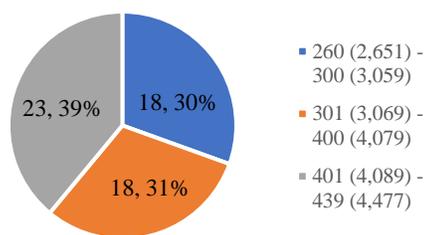


Figura 4.3.2.7. Esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo transversal de las columnas originales, MPa (kg/cm²). Número de columnas, porcentaje con respecto al total.

4.3.3. Geometría y materiales de las columnas encamisadas

En este inciso se capturó la información de 52 columnas, 44 tipo E y ocho EM. En todos los experimentos, las cuatro caras de la columna fueron encamisadas con el mismo espesor. Los espesores de camisa utilizados van de 25 a 152 mm, siendo el menor utilizado en las columnas con menor área transversal y el mayor en las de mayor área. Sin embargo, esto no significa que los espesores tengan una equivalencia específica con respecto de las dimensiones de la sección transversal original.

En la figura 4.3.3.1 se muestran los porcentajes de incremento del área de la sección transversal debidos al encamisado. Más de 50% de los casos arrojaron incrementos entre 75% y 125% del área original. Se documentaron dos columnas con incremento de 0%, debido a que en éstas se evaluó el incremento de la

capacidad de las columnas dañadas a partir del reemplazo del recubrimiento de 40 mm de la columna por mortero de alta resistencia. Dichos especímenes son pertenecientes al experimento llevado a cabo por Fukuyama et al. (2000).

En la figura 4.3.3.2 se muestran los espesores de camisa de los especímenes en forma de porcentaje de las dimensiones de la sección transversal de las columnas originales (h_c en las columnas rectangulares y cuadradas, D_c en las columnas circulares). 62% de las columnas se rehabilitó con camisas con espesores entre 21% y 30% de b_c o D_c .

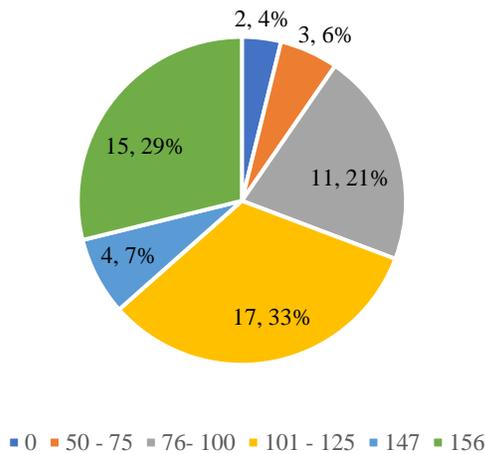


Figura 4.3.3.1. Porcentaje de incremento del área transversal de las columnas encamisadas (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

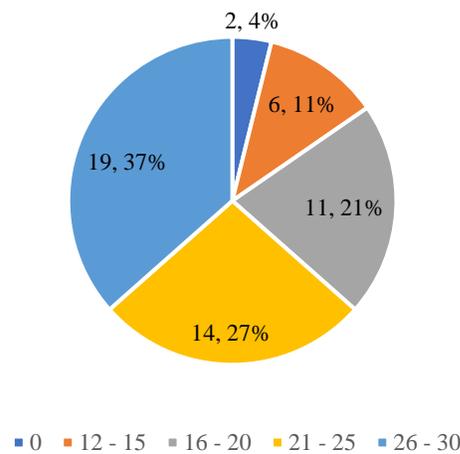


Figura 4.3.3.2. Porcentaje de espesor de la camisa de las columnas encamisadas (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

En la tabla 4.3.3.1 se muestran el número de columnas encamisadas, el espesor de la camisa y la dimensión h_j o D_j por campaña experimental. En el caso de Ersoy et al., hay dos filas debido a que se ensayaron dos series de especímenes, con secciones transversales cuadradas de diferentes dimensiones. En el caso de Bousias et al., las dos filas se deben a la presencia de columnas cuadradas y rectangulares en el experimento.

De las 52 columnas encamisadas, dos columnas fueron encamisadas sin agregar refuerzo en la camisa (los dos especímenes en que el recubrimiento fue reemplazado por mortero de alta resistencia), dos encamisados con malla de alambre soldado (uno de Fukuyama et al. y otro de Yamamoto), y los 48 restantes con barras de acero.

De las 48 columnas con encamisado reforzado con barras, 46 fueron reforzadas con barras del mismo diámetro, mientras las dos restantes, pertenecientes a la campaña experimental de Bett et al., fueron reforzadas con barras del no. 3 y no. 6. El refuerzo transversal se hizo con alambres o barras de entre 4 mm

y 19 mm (no. 6) de diámetro. Las seis columnas con estribos del no. 6 son las mismas que fueron reforzadas longitudinalmente con barras del no. 8. En las figuras 4.3.3.3 y 4.3.3.4 se muestra el número de columnas en que fueron utilizados los distintos diámetros de barra para reforzar la camisa.

Tabla 4.3.3.1. Distribución de columnas encamisadas, espesor de camisa y dimensiones de la sección transversal por experimento

Campaña experimental	No. de columnas E y EM	Espesor de la camisa (mm)	h_j, D_j (mm)
Bett et al., 1988	3	64	433
Yamamoto, 1992	1	30	310
Ersoy et al., 1993 (1)	5	25	180
Ersoy et al., 1993 (2)	5	35	230
Rodríguez y Park, 1994	4	100	550
Fukuyama et al., 2000	4	50	450
Hamilton et al., 2004 (circulares)	6	152	915
Bousias et al., 2004 (cuadradas)	5	75	400
Bousias et al., 2004 (rectangulares)	3	75	650
Júlio et al., 2005	6	35	270
Vandoros y Dritsos, 2006	4	75	400
Bousias et al., 2007	6	75	400

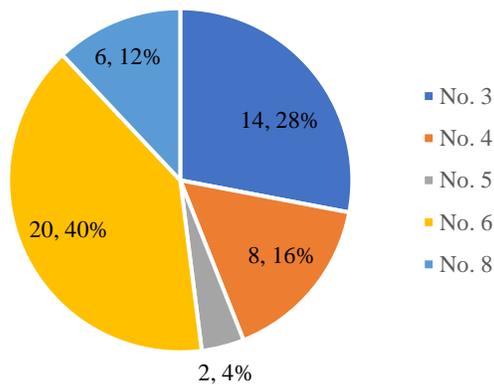


Figura 4.3.3.3. Barras de refuerzo longitudinal de la camisa (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

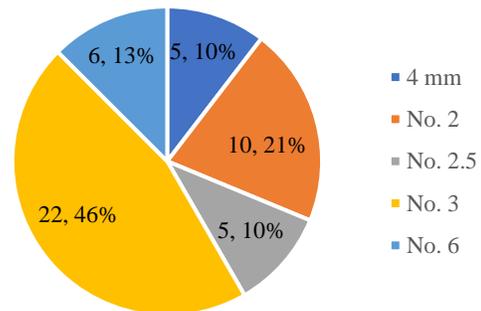


Figura 4.3.3.4. Diámetro de alambres o barras de refuerzo transversal de la camisa (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

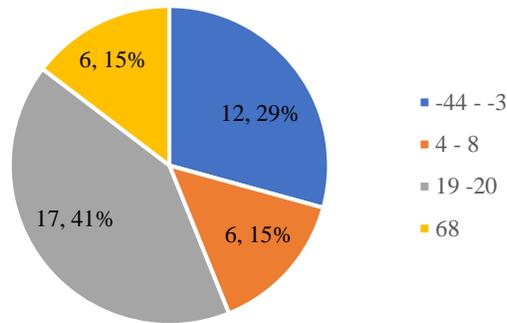


Figura 4.3.3.5. Variación de la cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas antes y después del encamisado, % (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

En la figura 4.3.3.5 se muestran los valores porcentuales de incremento o decremento de la cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas encamisadas. Considerando la cuantía de refuerzo longitudinal de la columna encamisada ρ_{lj3} (suma de áreas de refuerzo original y de la camisa entre la sección transversal de la columna encamisada) respecto de la cuantía de refuerzo longitudinal de la columna original ρ_{lc} , se observa que 12 de las 48 columnas con encamisado tuvieron una disminución de la cuantía de refuerzo longitudinal. Las 35 columnas restantes muestran un aumento. En las columnas con disminución, el porcentaje va desde -3% hasta -44%. Las columnas con aumento lo hacen en un intervalo de 4% a 68%. El espécimen 44 corresponde a una columna EM sin acero de refuerzo longitudinal en la columna original; por esa razón ésta es la columna encamisada con menor cuantía (igual a 0.0079). Las columnas encamisadas con mayor cuantía fueron las 3 y 4, con 0.0198; sin embargo, dicho valor es menor, en comparación, que la cuantía de la columna original. Las columnas con mayor aumento pasaron de una cuantía de 0.01 a 0.0163. En la tabla 4.3.3.2 se muestra la variación de la cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas de cada campaña experimental.

La columna 23 (ensayada por Fukuyama et al. 2000) fue la única de las columnas en que la separación de los estribos de la camisa fue mayor que en la columna original. En 12 (23%) columnas, la separación del refuerzo transversal de la camisa fue la misma que en la columna original, mientras que, en el resto de las columnas, 39 (75%), la separación fue menor en la camisa que en la columna original. También, en 33 (63%) de los especímenes, las camisas fueron reforzadas transversalmente con barras de mayor diámetro, en 15 (29%) con barras del mismo diámetro, la columna 22 con un diámetro menor porque la camisa fue reforzada con malla. En dos columnas no se colocó acero de refuerzo adicional. En conjunto, estas características del refuerzo transversal de la camisa resultaron en que, con excepción de las dos columnas sin refuerzo adicional, todas incrementaron su cuantía de refuerzo transversal, considerando el refuerzo original y el de la camisa. Estos incrementos fueron desde 12% hasta 750%.

En la tabla 4.3.3.3 se muestra la variación de la cuantía de refuerzo transversal de las columnas en cada campaña experimental.

Tabla 4.3.3.2. Variación de la cuantía de refuerzo longitudinal de las columnas

Campaña experimental	Cuantía de refuerzo longitudinal de la columna original ρ_{lc}	Cuantía de refuerzo longitudinal de la columna encamisada ρ_{lj3}
Bett et al., 1988	0.024	0.0138, 0.0198*
Yamamoto, 1992	0.013	0.0112
Ersoy et al., 1993 (1)	0.019	0.0194
Ersoy et al., 1993 (2)	0.018	0.0171
Rodríguez y Park, 1994	0.021	0.0136, 0.0128*
Fukuyama et al., 2000	0.016	0.011, 0.0178, 0.0164*
Hamilton et al., 2004	0.01	0.0163
Bousias et al., 2004 (cuadradas)	0.01	0.0117
Bousias et al., 2004 (rectangulares)	0.008	0.0098
Júlio et al., 2005	0.012	0.0129
Vandoros y Dritsos, 2006	0.01	0.0117
Bousias et al., 2007	0.010, 0	0.0117, 0.0079*

* En estos experimentos se evaluaron dos o tres configuraciones distintas del refuerzo longitudinal de la camisa

Tabla 4.3.3.3. Variación de la cuantía de refuerzo transversal de las columnas

Campaña experimental	Cuantía de refuerzo transversal de la columna original ρ_{tc}	Cuantía de refuerzo transversal de la columna encamisada ρ_{tj2}
Bett et al., 1988	0.0016	0.0031, 0.0042*
Yamamoto, 1992	0.0008	0.0023
Ersoy et al., 1993 (1)	0.0039	0.0056
Ersoy et al., 1993 (2)	0.0016	0.0055
Rodríguez y Park, 1994	0.0012	0.0034, 0.0066*
Fukuyama et al., 2000	0.0016	0.0016, 0.0018, 0.0019*
Hamilton et al., 2004	0.0005	0.0044
Bousias et al., 2004 (cuadradas)	0.002	0.0052
Bousias et al., 2004 (rectangulares)	0.001	0.0032
Júlio et al., 2005	0.0019	0.0042
Vandoros y Dritsos, 2006	0.002	0.0052
Bousias et al., 2007	0.0020, 0	0.0052, 0.0039*

* En estos experimentos se evaluaron dos o tres configuraciones distintas del refuerzo transversal de la camisa

Se identificaron cinco distintos tipos de materiales de la camisa: 1) concreto normal, colocado en sitio y con resistencia medida a la compresión menor que 35 MPa (357 kg/cm²), 2) concreto de alta resistencia,

con resistencia medida mayor que 50 MPa (510 kg/cm²), 3) concreto lanzado, 4) concreto autocompactante y 5) mortero de contracción compensada (grout).

En la figura 4.3.3.6 se muestra el número de columnas encamisado con cada tipo de material. En una de las columnas en que el recubrimiento original fue sustituido, se utilizó concreto autocompactante, y en la otra se utilizó mortero de contracción compensada. En algunos experimentos se utilizó concreto normal colocado en sitio en algunas columnas. En otras se empleó concreto lanzado, para comparar su comportamiento en condiciones similares.

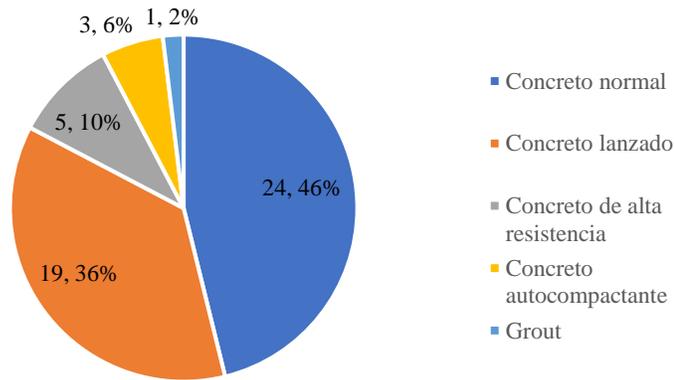


Figura 4.3.3.6. Material utilizado para construir la camisa (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

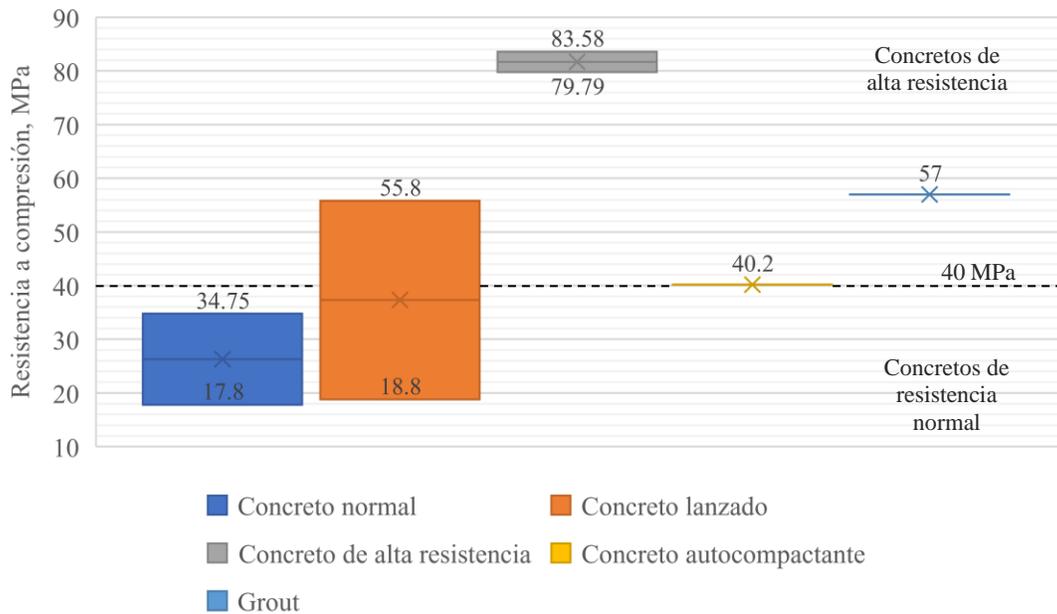


Figura 4.3.3.7. Intervalos de resistencia de los materiales utilizados para construir las camisas

Al ser los concretos normal y lanzado los más utilizados, se presenta una mayor variedad de valores de resistencia a la compresión (fig. 4.3.3.7). El intervalo de variación del concreto lanzado fue el más grande, con resistencias desde 18.8 MPa (192 kg/cm²) hasta 55.8 (569 kg/cm²), siendo estos últimos considerados como concretos de alta resistencia (mayores que 40 MPa, 400 kg/cm²). Por el contrario, los especímenes con camisa de concreto de alta fluidez y de mortero de contracción compensada sólo tuvieron un valor de resistencia, mientras que las columnas encamisadas con concreto de alta resistencia (no lanzado) tuvieron valores entre 79.8 MPa (814 kg/cm²) y 83.6 MPa (852 kg/cm²).

Como se observa en la figura 4.3.3.7, hay valores de resistencia del concreto de la camisa menores que 21.1 MPa (215 kg/cm²); el menor valor correspondiente a columnas originales de Vadoros y Dritsos (2006).

En 14 columnas encamisadas se emplearon concretos de menor resistencia que el de la columna original, contrario a lo que se espera de un encamisado. En 12 columnas se emplearon concretos de la misma resistencia a compresión en la columna original y en la camisa, de las cuales ocho corresponden a las columnas tipo EM y cuatro a columnas E. Finalmente, 26 columnas fueron encamisadas con concretos de mayor resistencia a compresión que el de la columna original (fig. 4.3.3.8). La columna 35 es aquella con el mayor decremento de la resistencia del concreto de la camisa respecto de la columna original con $f_{cc} = 36.8$ MPa (375 kg/cm²) y $f_{cj} = 24$ MPa (245 kg/cm²). En el caso contrario, la columna 50 fue la de mayor incremento, con $f_{cc} = 34.8$ MPa (355 kg/cm²) y $f_{cj} = 83.8$ MPa (855 kg/cm²).

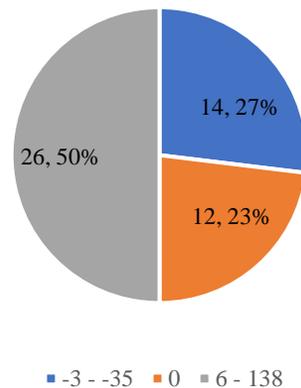
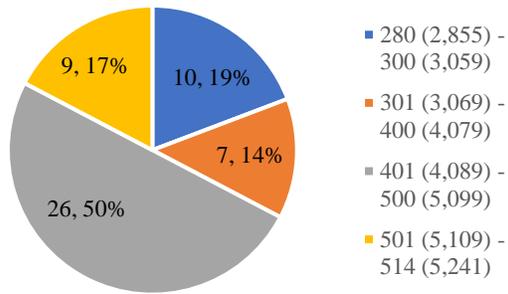
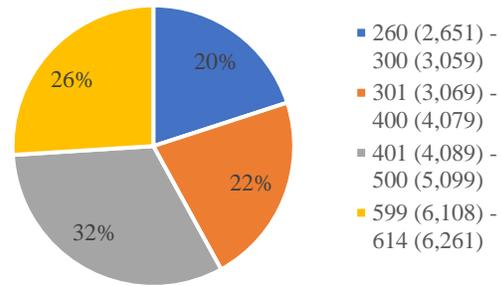


Figura 4.3.3.8. Variación de la resistencia del concreto de la columna original y de la camisa, % (número de columnas, porcentaje con respecto al total)



4.3.3.9. Esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo longitudinal de la camisa, MPa (kg/cm²). (Número de columnas, porcentaje con respecto al total).



4.3.3.10. Esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo transversal de la camisa, MPa (kg/cm²). (Número de columnas, porcentaje con respecto al total).

En las figuras 4.3.3.9 y 4.3.3.10 se muestra el esfuerzo de fluencia nominal de las barras utilizadas como refuerzo longitudinal y transversal de la camisa. En 50% de las columnas se utilizó acero con f_y entre 401 MPa (4,089 kg/cm²) y 500 MPa (5,099 kg/cm²) como refuerzo longitudinal, que, en comparación con las columnas originales, el acero más utilizado fue con f_y entre 301 MPa (3,069 kg/cm²) y 400 MPa (4,079 kg/cm²). De igual manera, el refuerzo transversal utilizado en la camisa en mayor porcentaje fue de f_y mayor que 401 MPa (4,089), en comparación con la columna original, donde el mayor porcentaje fue de f_y menor que 401 MPa.

4.3.4. Ensayo de las columnas originales

En este inciso se presentará el número de columnas originales ensayadas y las características de la configuración experimental. Los resultados de resistencia se describirán en 4.3.6, para comparar la resistencia antes y después del encamisado.

Se contabilizaron 25 columnas, de las cuales ocho fueron tipo O y 17 tipo E. En las figuras 4.3.4.1 y 4.3.4.2 se muestra el número de columnas ensayadas con cada configuración, así como el tipo de ensayo.

Como se observa en las figuras 4.3.4.1 y 4.3.4.2, en la mayoría de los experimentos se estudió el comportamiento de las columnas ante combinaciones de distintos tipos de carga axial y carga lateral cíclica. Estas mismas combinaciones fueron utilizadas en el ensayo de la columna original en la encamisada.

Las configuraciones de los ensayos fueron bastante variadas. Destaca que la mayoría de las columnas cargadas lateralmente lo hicieron con la fuerza aplicada en uno de los extremos de la columna. Al igual que con la combinación de carga, la configuración de apoyos y cargas fue la misma en el ensayo de la columna original en el de la encamisada.

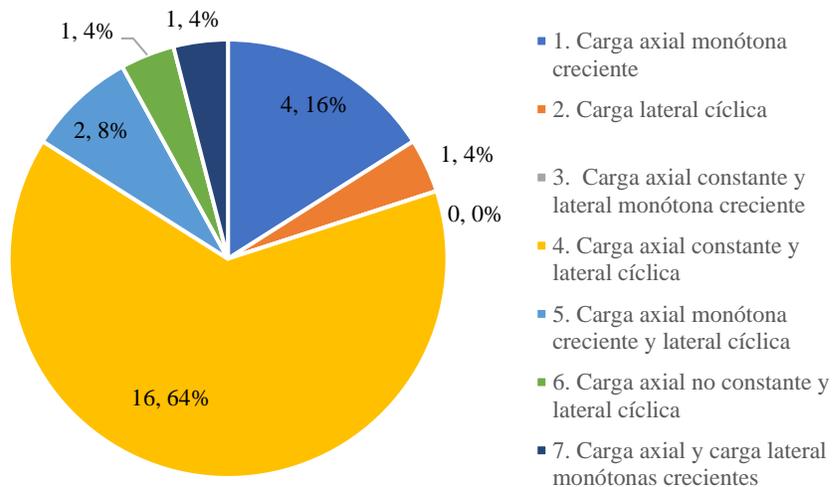


Figura 4.3.4.1. Columnas originales probadas según cada tipo de ensaye (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

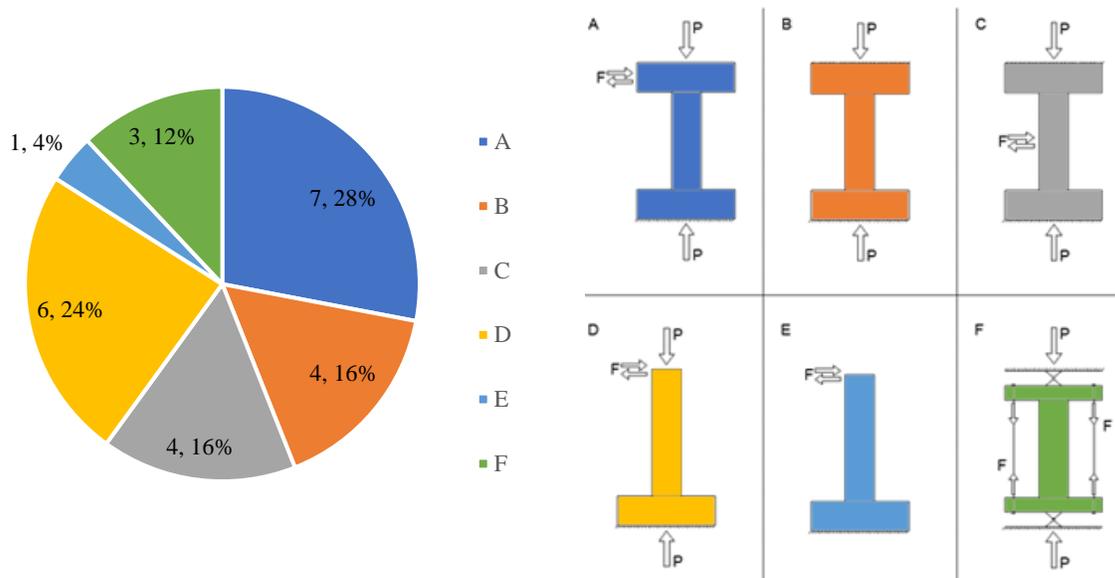


Figura 4.3.4.2. Columnas originales probadas según cada configuración de ensaye (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

Aunque se contabilizaron 25 columnas originales ensayadas, sólo 15 cuentan con la información de los valores de carga axial y/o lateral aplicada. Las nueve columnas sin estos datos fueron tomadas en cuenta debido a que en sus respectivas fuentes se menciona que fueron ensayadas y se complementa esta afirmación con la descripción de la falla y el daño que tuvieron. En el caso de las columnas 53, 56 y 57 (Bousias et al., 2004) se menciona que fueron ensayadas previo al encamisado, pero no se aporta ningún otro detalle.

Se identificaron cinco modos de falla de las columnas originales (fig. 4.3.4.3): por cortante (36%), por flexocortante (16%), por compresión (8%), por flexión (4%) y por traslapes (4%). Adicionalmente, se identificó el modo de falla de dos columnas como NA, ya que sólo fueron ensayadas para generar fatiga, pero no daño. El resto se identificaron como SD, que corresponden a 20% y se clasificaron de esta forma debido a que en la información consultada no se menciona el tipo de falla ni se puede inferir por la falta de fotos, diagramas y curvas del ensaye.

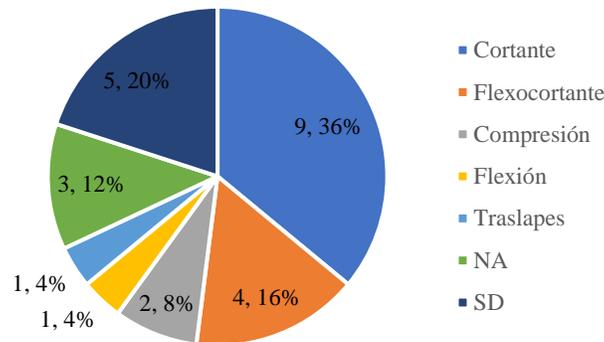


Figura 4.3.4.3. Tipo de falla de las columnas originales (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

4.3.5. Pretratamiento del concreto y mecanismos de adherencia y confinamiento de las camisas

Como se ha mencionado con anterioridad, esta sección es exclusiva de las 44 columnas encamisadas E.

Se identificaron cuatro técnicas para mejorar la interfase de concretos y el confinamiento:

- a) Incremento de la rugosidad de la superficie de concreto;
- b) Uso de estribos cerrados con soldadura como refuerzo transversal de la camisa;
- c) Uso de anclas y;
- d) Uso de conectores del refuerzo longitudinal de la camisa y de la columna original.

También se identificaron 24 especímenes (55%) en los que no se utilizó ningún tipo de técnica para mejorar la conexión entre la camisa y la columna original. En ocasiones esto se debió al objetivo de comparar el comportamiento y resistencia de las columnas encamisadas en presencia de algunas de estas técnicas contra su ausencia.

En la figura 4.3.5.1 se muestra la frecuencia de uso de cada técnica, considerando únicamente a las 20 columnas en que fueron aplicadas estas técnicas. La suma total es 28, ya que en algunas columnas se utilizó

más de una técnica. En la figura 4.3.5.2 se muestran las columnas divididas en técnicas aplicadas de forma combinada y no combinada.

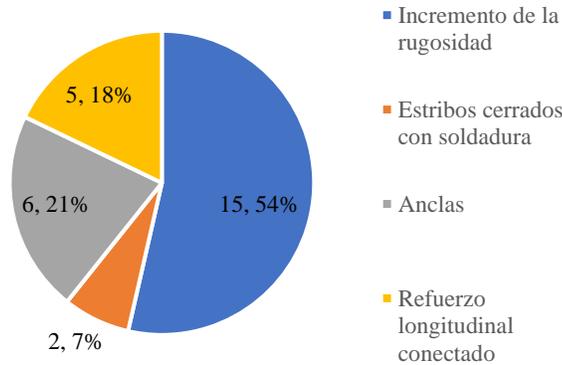


Figura 4.3.5.1. Técnicas utilizadas para mejorar la unión de la columna original y la camisa (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

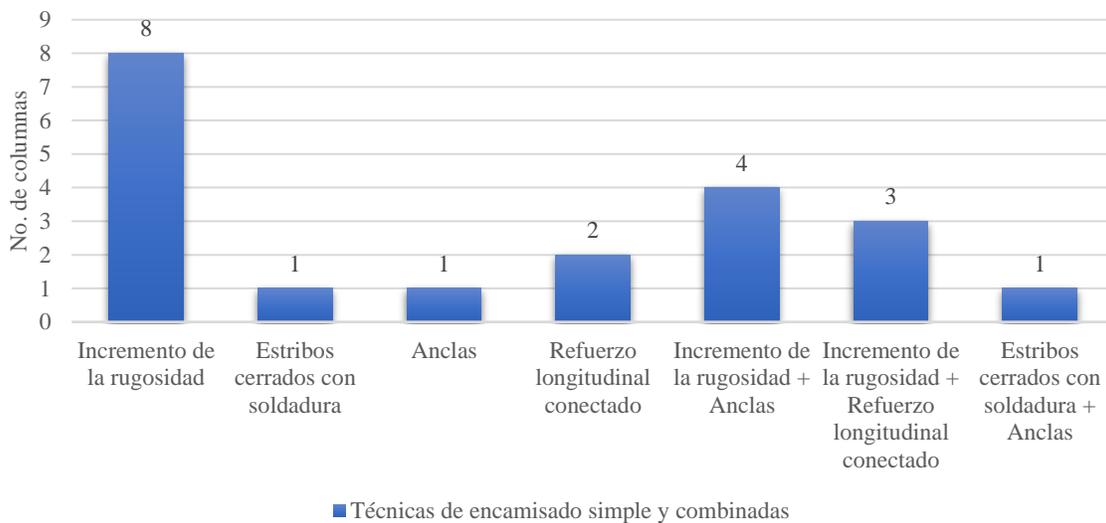


Figura 4.3.5.2. Técnicas (solas y combinadas) utilizadas para mejorar la unión de la columna original y la camisa

Como se observa, el incremento de la rugosidad es la técnica que más se ha usado en estos experimentos. En las 15 columnas en que se aplicó, se realizó en el total de la superficie de la columna. En cuatro columnas se mencionó que la profundidad de la rugosidad fue de 3 mm, en otras cinco se describió que la superficie se dejó con el agregado grueso expuesto, mientras que en las seis restantes no se especificó la profundidad de la rugosidad ni se describió el acabado. Finalmente, en nueve columnas, el incremento se realizó por medio de picado (en dos se especifica el uso de cincel neumático) y las seis restantes por medio de chorro de arena.

De las seis columnas en que se usaron anclas (solas o en combinación con otra técnica), en una se desconocen todos los detalles, en el resto se utilizaron barras del no. 3, 5 y 6. La longitud del ancla dentro de la columna original fue de 100 mm en tres especímenes y 433 mm en los dos pertenecientes a Jirsa et al., donde esta longitud es igual a la dimensión transversal de la columna original (es decir, atravesó la sección transversal en forma de grapa). En estas dos columnas se colocaron cuatro anclas por cara, mientras que en las otras tres se colocaron tres anclas por cara. El material usado para adherir las anclas fue resina epóxica en los cinco especímenes con información.

Los conectores de refuerzo longitudinal fueron utilizados en cinco columnas. En tres se usaron barras de 6 mm de diámetro como conectores y del no. 5 en los dos restantes. En las primeras tres columnas, pertenecientes a la campaña experimental de Ersoy et al., no se especifican otros detalles más que su separación de 250 mm de centro a centro y un total de cuatro conectores por cada par de barras de esquina del refuerzo longitudinal. En las dos restantes, aunque son de distintos experimentos, comparten la geometría. Las longitudes l_{crc} y l_{crj} (fig. 4.2.4.4) fueron 70 mm. En una de estas columnas la separación entre conectores fue 425 mm y se colocaron tres conectores en cada esquina. En la otra la separación fue 700 mm y se colocaron dos conectores por cada esquina.

Adicionalmente se identificaron otros detalles que se capturaron en la columna “Detalle adicional o comentario” de esta sección de la base de datos. El primero fue en dos columnas de Ersoy et al. y una de Júlio et al., en las que las camisas fueron construidas con carga axial constante aplicada, para compararse contra columnas con las mismas características geométricas y de materiales. El otro detalle fue la variación de longitudes de traslapes utilizados para anclar las camisas a la base de las columnas en siete especímenes de Bousias et al., (2004). Las longitudes evaluadas fueron 0, 15, 25, 30 y 40 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal usada en la camisa.

4.3.6. Ensaye de las columnas encamisadas

En este apartado se recabaron los resultados obtenidos de los ensayos de las columnas E (después del encamisado) y EM.

En las figuras 4.3.6.1 y 4.3.6.2 se muestra el número de columnas que fueron evaluadas en cada tipo y configuración de ensaye. Así como se observó en los ensayos de las columnas originales, la mayoría de las columnas (74%) se ensayó con una combinación de algún tipo de carga axial y carga lateral cíclica. De forma parecida, 75% de las columnas se probó con configuraciones de carga axial y carga lateral aplicada en uno de los extremos de la columna. Ante estos resultados se tomó la decisión de que los modelos a utilizar y desarrollar en los capítulos 5 y 6 para cuantificar, evaluar y comparar el comportamiento de las columnas encamisadas, tuvieran los elementos aquí identificados.

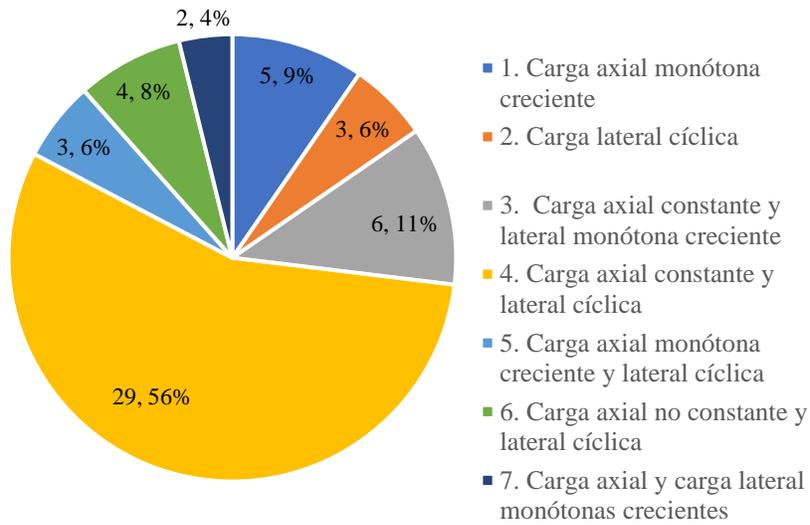


Figura 4.3.6.1. Columnas encamisadas probadas según cada tipo de ensaye (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

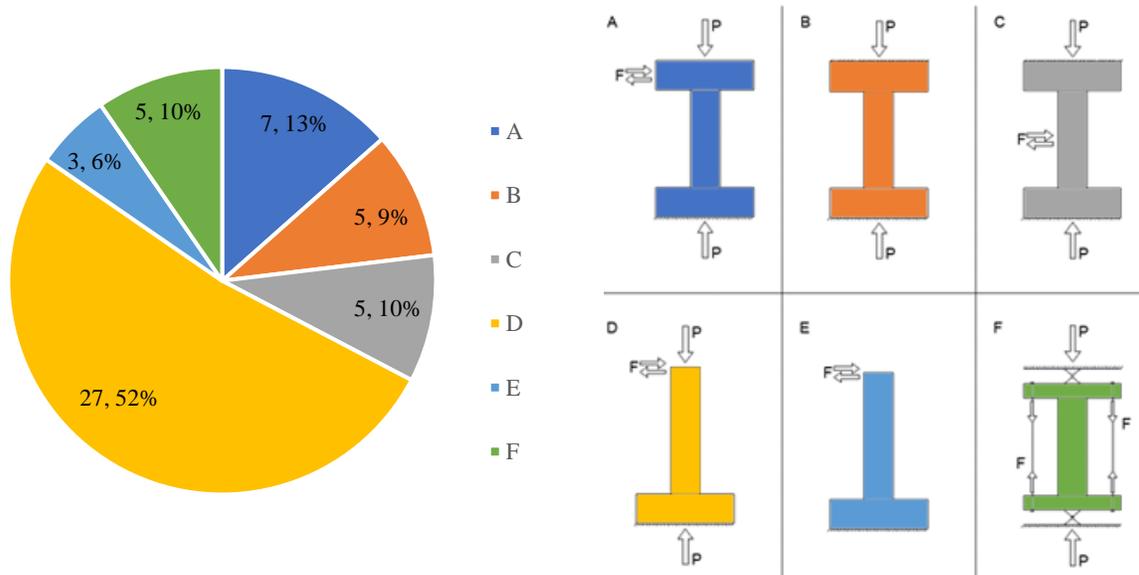


Figura 4.3.6.2. Columnas encamisadas probadas según cada configuración de ensaye (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

La mitad de las columnas encamisadas fallaron por flexión (fig. 4.3.6.3), lo cual representa una mejora en comparación con las columnas originales, en las que el tipo de falla más común fue por cortante. Sin embargo, en segunda posición se colocó la falla por cortante con un 27%. La falla a compresión se observó en las cinco columnas que fueron cargadas exclusivamente con carga axial, pertenecientes a la campaña experimental de Ersoy et al. La columna 30, perteneciente a los experimentos de Hamilton et al., es la que se identifica como NA en la figura 4.3.6.3; esto se debe a que durante el ensaye se presentó una falla en el

sistema de aplicación de cargas y tuvo que ser finalizado sin que el espécimen llegara a la falla. Esta columna estaba siendo evaluada con un tipo de ensaye 2 y configuración E.

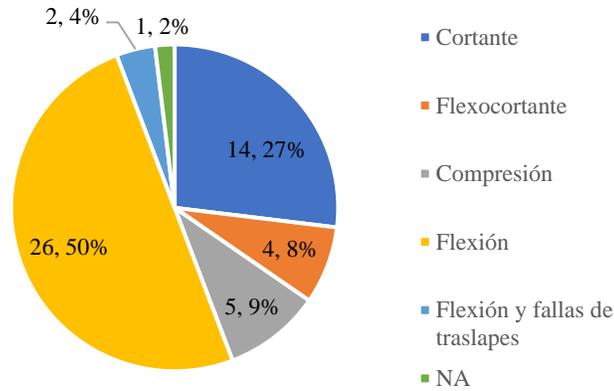


Figura 4.3.6.3. Tipo de falla de las columnas encamisadas (número de columnas, porcentaje con respecto al total)

En la tabla 4.3.6.1 se muestran los modos de falla de las columnas ensayadas antes y después del encamisado. En esta tabla se excluyeron las columnas que fallaron por compresión, ya que sólo fueron ensayadas a carga axial; también se excluyeron las columnas que originalmente se reportaron con una falla NA o SD. De las siete columnas que se presentan, dos columnas originales que fallaron por flexocortante cambiaron a una falla por flexión después del encamisado y una cambió de cortante a flexocortante. El resto falló por cortante antes y después del encamisado. También se observa que el modo de falla esperado de las columnas rehabilitadas por quienes realizaron cada experimento se cumplió satisfactoriamente en seis de las siete columnas.

Tabla 4.3.6.1. Tipos de falla de las columnas reparadas y reforzadas, antes y después del encamisado

Campaña experimental	ID	Tipo de falla de la columna original	Tipo de falla esperado de la columna encamisada	Tipo de falla de la columna encamisada
Bett et al., 1988	4	Cortante	Cortante	Cortante
Rodriguez y Park, 1994	17	Flexocortante	Flexión	Flexión
	20	Flexocortante	Flexión	Flexión
Fukuyama et al., 2000	22	Cortante	Cortante	Cortante
	23	Cortante	Cortante	Cortante
	24	Cortante	Cortante	Flexocortante
	25	Cortante	Cortante	Cortante

Para comparar los estados previo y posterior al encamisado, en la tabla 4.3.6.2 se colocaron datos característicos de la geometría y resistencia del concreto de estas columnas. Las dos columnas que fallaron por flexión después del encamisado (especímenes 17 y 20) son las que tuvieron el mayor incremento de

área de la sección transversal al pasar de 122,500 a 302,500 mm². Además, en ellas se incrementó la cuantía de refuerzo transversal. Las columnas 24 y 25 son aquellas en las que el recubrimiento fue reemplazado por concreto y mortero nuevo, respectivamente, de resistencia superior que el original y sin refuerzo nuevo. Como se observa, la columna 24 cambió su modo de falla, pero la columna 25 no lo hizo. Las columnas 4, 22 y 23 son las que tuvieron un incremento menor de área de la sección transversal y, aunque las columnas 22 y 23 también mostraron un incremento considerable en la resistencia del concreto de la camisa respecto del de la columna original, no cambiaron su modo de falla. Esto podría deberse al poco incremento de la resistencia del concreto en la columna 4 y al poco incremento de la cuantía de refuerzo transversal de las columnas 22 y 23.

Tabla 4.3.6.2. Características de las columnas reparadas y reforzadas, antes y después del encamisado

Campaña experimental	ID	A_{Gc} (mm ²)	ρ_{lc}	ρ_{tc}	f_{cc}	A_{Gj} (mm ²)	ρ_{lj3}	ρ_{tj2}	f_{ej}	MF
Bett et al., 1988	4	93,025	0.024	0.0016	29.8	187,489	0.0198	0.0042	32	C
Rodriguez y Park, 1994	17	122,500	0.021	0.0012	29.5	302,500	0.0136	0.0034	32.9	F
	20	122,500	0.021	0.0012	25.9	302,500	0.0128	0.0066	25.2	F
Fukuyama et al., 2000	22	122,500	0.016	0.0016	28.8	202,500	0.0110	0.0019	40.2	C
	23	122,500	0.016	0.0016	28.8	202,500	0.0178	0.0018	40.2	C
	24	122,500	0.016	0.0016	25.1	122,500	0.0164	0.0016	40.2	FC
	25	122,500	0.016	0.0016	28.8	122,500	0.0164	0.0016	57	C

MF: modo de falla; C: cortante; F: flexión; FC: flexocortante

Debido a que solamente las columnas 4, 17 y 20 cuentan con la información completa de los estados previo y posterior al encamisado, además de las cargas aplicadas en ambos ensayos, en la figura 4.3.6.4 se muestra el incremento de la resistencia de la columna encamisada respecto de la columna original en función de la carga lateral aplicada. La columna 4 mostró un incremento de resistencia del 83%, las columnas 17 y 20 mostraron un incremento del 214% y 213%, respectivamente. La columna 4 aunque mostró una mejora en la resistencia, no fue suficiente para cambiar de un modo de falla frágil a dúctil. En las columnas 17 y 20 el incremento fue bastante mayor en comparación con la columna 4 y también se logró obtener un modo de falla dúctil, distinto del modo de falla de la columna original. Todo lo anterior sugiere que, para mejorar el comportamiento de una columna ante cargas laterales, el incremento del área de la sección transversal debe ser más del doble, la cuantía de refuerzo longitudinal debe mantenerse por encima de 0.012, la cuantía de refuerzo transversal debe aumentar tres veces o más, y consecuentemente la resistencia incrementa por encima del 200%.

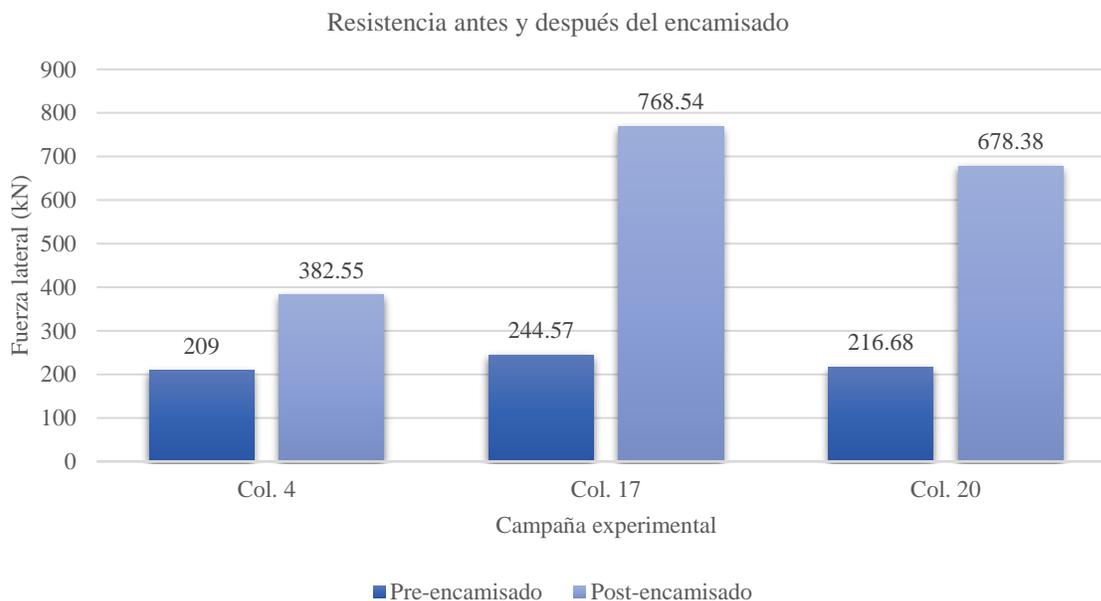


Figura 4.3.6.4. Comparación de la resistencia en función de la carga lateral de las columnas 4, 17 y 20

Tabla 4.3.6.3. Variación de las características geométricas y de resistencia de las columnas encamisadas en comparación de las columnas originales

Campaña experimental, tipo y configuración de ensaye	ΔA_G (%)	Δf_c (%)	$\Delta \rho_l$ (%)	$\Delta \rho_t$ (%)	ΔF_{lat} (%)	Tipo de falla de la columna original	Tipo de falla de la columna encamisada
Bett et al., 1988, 4A	102%	7%	-26%	94%	87%	Cortante	Cortante
Rodríguez y Park, 1994, 4C (1)	147%	29%	-35%	183%	230%	Flexocortante	Flexión
Rodríguez y Park, 1994, 4C (2)	147%	-14%	-39%	450%	200%	Flexocortante	Flexión
Fukuyama et al., 2000, 4A	65%	49%	-13%	13%	17%	Cortante	Cortante y flexocortante
Hamilton et al., 2004, 2E	125%	0%	63%	780%	340%	Traslapes	Traslapes
Hamilton et al., 2004, 4D	125%	0%	63%	780%	152%	Cortante	Cortante
Júlio et al., 2005, 3D	82%	134%	8%	121%	142%	Flexión	Flexión
Vandoros y Dritsos, 2006, 6D	156%	-23%	17%	160%	266%	Cortante	Flexión

Para revisar la tendencia del comportamiento de las columnas encamisadas, se compararon los resultados de las columnas originales con los de las columnas encamisadas (reparadas y reforzadas o reforzadas únicamente), considerando los cambios geométricos, de resistencia de los materiales y de las técnicas de mejoramiento del encamisado aplicadas. En la tabla 4.3.6.3 se comparan los resultados de columnas O contra columnas E y EM de seis campañas experimentales. De forma similar a lo observado en el análisis

de las columnas 4, 17 y 20, las columnas con mayor incremento de la sección transversal, alrededor del 150%, en conjunto con un considerable incremento de la cuantía de refuerzo transversal (menor que el 500%), generaron un incremento de la resistencia mayor que el 200% y el cambio de un modo de falla frágil a uno dúctil. Cabe destacar que en dos experimentos donde se observan estas mejoras, el valor de la resistencia del concreto a la compresión fue menor en la camisa que en la columna original. Esto sugiere que el comportamiento de la columna encamisada es más sensible al incremento del área de concreto que a la resistencia de éste. De igual forma, se observa que el incremento del refuerzo transversal tiene un efecto más notorio que la variación del refuerzo longitudinal.

4.4. Análisis individuales de los resultados experimentales

Con objeto de encontrar otros indicadores y entender la repercusión de las distintas variables consideradas en cada experimento, a continuación, se muestran de forma individual los análisis de los resultados de cada experimento.

4.4.1. B. John Bett, Richard E. Klingner y James O. Jirsa, Estados Unidos, 1988

En esta investigación que lleva por nombre *Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns*, el objetivo principal fue, como parte de un estudio mayor del comportamiento sistemas compuestos por marcos de concreto reforzado sujetos a deformaciones laterales cíclicas, evaluar distintas técnicas de rehabilitación de los elementos de un marco de concreto (Bett et al., 1998).

Los especímenes fueron columnas cortas sujetas a carga axial constante y carga lateral cíclica reversible, con tipo de falla esperado a cortante. Dos de esta fueron encamisadas y ensayadas, mientras que hubo un tercera que fue ensayada con la configuración de columna original hasta alcanzar un daño considerable, después reparada y reforzada por medio del encamisado y ensayada nuevamente.

En la figura 4.4.1 se muestran las secciones transversales de las columnas ensayadas. La columna 1-1 es la columna original, ensayada y dañada antes de encamisarse e identificarse como la columna 1-1R. Las columnas 1-2 y 1-3 fueron encamisadas sin daño previo. Se realizaron dos encamisados característicos:

- El primero corresponde a la columna 1-2, que consistió en la adición de una camisa de concreto reforzado de 128 mm de espesor, hecha de concreto lanzado, reforzada longitudinalmente con cuatro barras del no. 3 y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2 separadas 64 mm.
- El segundo corresponde a la columna 1-3 y 1-1R, que, en comparación con la 1-2, tuvo cuatro barras del no. 6 adicionales al refuerzo longitudinal y grapas hechos con barras del no. 3, que cruzan la sección transversal de la columna original en forma de cruz, separados

longitudinalmente 230 mm, ancladas a las barras de refuerzo longitudinal de la camisa y sujetas en el concreto con resina epoxi.

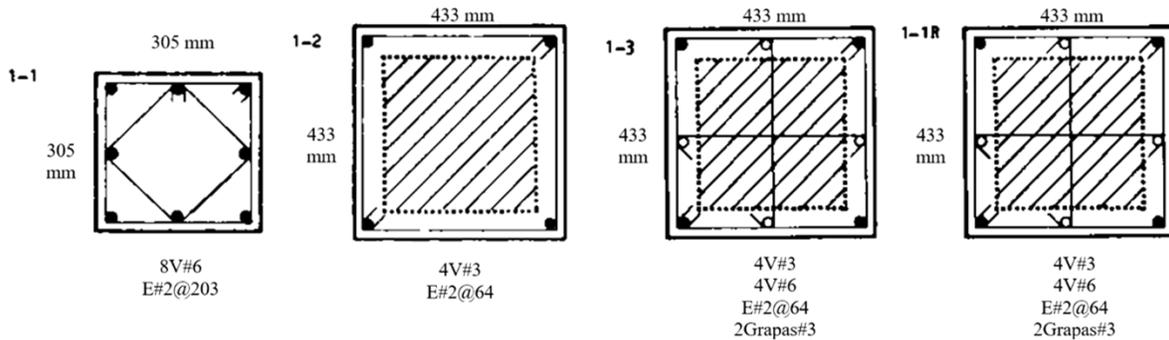


Figura 4.4.1. Secciones transversales de la columna original y las columnas encamisadas de Bett et al., 1998

La superficie de todas las columnas fue preparada con chorro de arena. En el caso de la columna dañada, los fragmentos fracturados del concreto fueron removidos.

El concreto de las columnas originales fue el mismo para los tres especímenes, así como el de la camisa, siendo el primero de resistencia a la compresión de 30 MPa (306 kg/cm²) y el segundo de 32 MPa (326 kg/cm²).

Considerando estos detalles, los parámetros a comparar fueron el incremento de la cuantía de refuerzo longitudinal y el uso de las grapas (que se capturaron en la base de datos como anclas). En la tabla 4.4.1 se comparan los parámetros de interés contra los resultados obtenidos en los ensayos.

Tabla 4.4.1. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Bett et al., 1998

Columna	Especimen	ρ_l	Anclas	Carga lateral máx. (kN)	Distorsión
1	1-1	0.024	-	209	0.01
2	1-2	0.0138	No	400	0.025
3	1-3	0.0198	Si	391	0.022
4	1-1R	0.0198	Si	383	0.025

La capacidad resistente de las columnas encamisadas aumento casi al doble, así como la capacidad de deformación. La columna que fue reparada tuvo un comportamiento muy similar a las columnas sin daño. Las columnas, debido a sus dimensiones, estaban diseñadas para fallar por cortante, y como se puede observar, tanto las cargas aplicadas como los desplazamientos registrados fueron casi iguales para las tres columnas encamisadas. Esto sugiere que, en estas columnas cortas propensas a una falla frágil, ni un mayor incremento de la cuantía de refuerzo longitudinal ni el uso de las anclas generaron ninguna aportación significativa. El incremento del área de la sección transversal fue de 102% y el incremento del refuerzo transversal fue alrededor del 98%. Estos dos factores en conjunto con el tratamiento de la superficie parecen ser los responsables del mejor desempeño de las columnas estudiadas.

4.4.2. Toshihiro Yamamoto, Japón, 1993

FRP strengthening of RC columns for seismic retrofit es el nombre del artículo, en el cual el objetivo principal fue desarrollar métodos de rehabilitación para columnas de concreto reforzado existentes a través del uso de polímeros reforzados con fibras (Yamamoto, 1993)

Se realizaron dos series, una donde se ensayaron los especímenes a carga axial y la segunda donde se evaluaron los comportamientos a flexión y cortante de las columnas rehabilitadas. En la segunda serie se evaluaron cinco columnas, la primera considerada como la columna de referencia, existente u original, tres columnas encamisadas con fibras de vidrio o carbono, y la quinta columna con encamisado de concreto reforzado con malla de acero, con el fin de comparar la efectividad del uso de FRP contra otras técnicas.

En esta tesis, sólo son de interés las columnas 1 y 5 de la serie 2 de este experimento. La columna original se diseñó con una sección transversal cuadrada de 250 mm x 250 mm, hecha de concreto con resistencia a la compresión de 21.1 MPa, reforzada longitudinalmente con seis barras del no. 4 y transversalmente con estribos hechos de barras de 4 mm de diámetro y separados 125 mm. La sección transversal de la columna encamisada fue cuadrada de 310 mm x 310 mm, el concreto de la camisa fue de 27.6 MPa de resistencia a la compresión, reforzada longitudinal y transversalmente con una malla de alambres de 4 mm y separaciones de 50 mm. No se aplicó ningún tipo de pretratamiento de la columna existente o mejoramiento de la interfase para realizar el encamisado.

En la tabla 4.4.2 se muestran las características geométricas y del concreto, de las columnas original y encamisada, así como los valores de resistencia y deformación.

Tabla 4.4.2. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Yamamoto (1993)

ID	Especimen	A_G (mm ²)	ρ_l	ρ_t	f_c (MPa)	Carga lateral máx. (kN)	Distorsión
NA	No. 1	62,500	0.013	0.0008	21.1	112	0.02
45	No. 5	96,100	0.0112	0.0023	27.6*	118	0.08

*Concreto de la camisa

El incremento de la sección transversal fue del 54%, el refuerzo longitudinal sufrió una pequeña disminución, pero el transversal incrementó en un 188%. El concreto de la camisa fue 31% más resistente que el de la columna original. A partir de estos cambios en las características geométricas y de resistencia, la columna encamisada mostró un incremento del 5% en la resistencia, esto durante el ciclo 16, a diferencia de la columna original que lo alcanzó su valor máximo en el ciclo 11. La distorsión de la columna encamisada fue tres veces mayor que la de la columna original. Además, el modo de falla de la columna original fue frágil, por cortante, mientras que la columna encamisada falló por flexión. Estos resultados sugieren que, si bien la resistencia no se ve incrementada de forma importante mediante el encamisado de

concreto reforzado con malla soldada, la ductilidad incrementa sustancialmente y, en consecuencia, cambia el modo de falla, además de resistir un mayor número de ciclos.

4.4.3. Ugur Ersoy, A. Tugrul Tankut y Ramadan Suleiman, Estados Unidos, 1993

La investigación que lleva por título *Behavior of jacketed columns* tuvo como objetivos comparar el comportamiento y la resistencia a compresión de columnas sometidas a carga axial antes y/o después del encamisado, así como el comportamiento de columnas, reparadas y/o reforzadas por medio de encamisado, ante la combinación de carga axial y carga lateral (Ersoy et al., 1993).

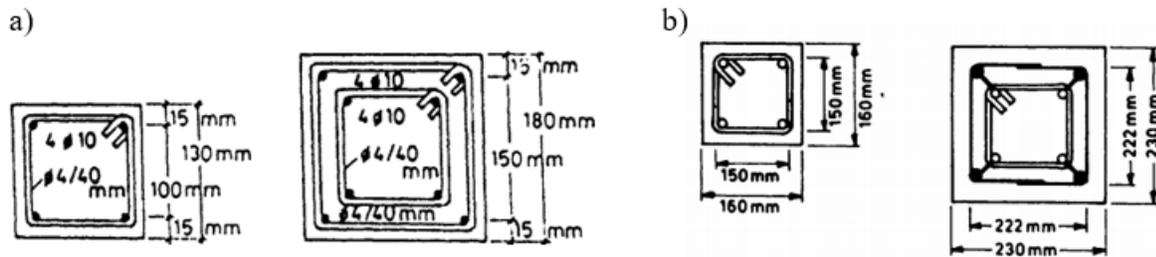


Figura 4.4.3. Secciones transversales de las columnas originales y encamisadas de Ersoy et al. (1993); a) serie 1; b) serie 2

Se realizaron dos series. En la serie 1 (fig. 4.4.3.a) se evaluó el comportamiento de cinco columnas de sección transversal original de 130 mm x 130 mm y sección encamisada 180 mm x 180 mm, sometidas a carga axial, en la cual se compararon el encamisado como reparación y reforzamiento o solo reforzamiento, la presencia de carga axial constante durante el procedimiento del encamisado y el comportamiento de una columna encamisada monolíticamente. Los especímenes fueron: M, encamisado monolítico; LS, reforzado con carga axial durante el encamisado; US, reforzado sin carga axial durante el encamisado; LR, reparado con carga axial durante el encamisado; y UR, reparada sin carga axial. No se realizó ningún pretratamiento a las columnas originales ni se utilizó ningún método para mejorar la interfase de concretos ni el confinamiento. Las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal de la columna original fueron 0.019 y 0.0039 respectivamente. En la columna encamisada las cuantías fueron 0.0194 y 0.0056, longitudinal y transversal respectivamente. En cuanto a los concretos, el concreto original fue de resistencia a la compresión de 28 MPa (286 kg/cm²) y 23 MPa (235 kg/cm²) el de la camisa, a excepción de la columna M, en la cual todo el concreto es de 28 MPa.

En la serie 2 (fig. 4.4.3.b) se evaluó el comportamiento de cinco columnas cargadas axial y lateralmente, con sección transversal 160 mm x 160 mm de la columna original y de 230 mm x 230 mm en la sección encamisada. En estas columnas las variables fueron el encamisado como reparación y reforzamiento o sólo reforzamiento, el tipo de carga lateral (monótona creciente o cíclica reversible) y el comportamiento de columnas encamisadas monolíticamente. Los especímenes fueron: MBM, RBM, MBR, RBR y SBR, donde la primera letra significa monolítica (M), reparada (R) o reforzada (S), la segunda significa ensayada a

flexión (B) y la tercera significa carga lateral monótona creciente (M) o carga lateral cíclica reversible (R). Se incrementó la rugosidad de la superficie de las columnas encamisadas por medio de picado, hasta dejar expuesto el agregado grueso. Además, se adicionaron conectores del refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa. Las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal de la columna original fueron 0.018 y 0.0016 respectivamente. En la columna encamisada las cuantías longitudinal y transversal fueron 0.0171 y 0.0055, respectivamente. Los especímenes monolíticos de esta serie, MBM y MBR, fueron construidos con concreto de resistencia a la compresión 27 MPa (275 kg/cm²) y 31.5 MPa (321 kg/cm²) respectivamente. En los especímenes RBM, RBR y SBR los valores de la resistencia del concreto a compresión de la columna original y de la camisa fueron: 33.1 MPa (338 kg/cm²) y 30.6 MPa (312 kg/cm²); 34.5MPa (352 kg/cm²) y 30.7 MPa (313 kg/cm²) y; 40.3 MPa (411 kg/cm²) y 33 MPa (337 kg/cm²), respectivamente.

En las tablas 4.4.3.1 y 4.4.3.2 se comparan las variables de interés contra los resultados de los ensayos.

Tabla 4.4.3.1. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de la serie 1 de Ersoy et al. (1993): (Variación del área de la sección transversal ΔA_G , variación del refuerzo longitudinal $\Delta \rho_l$, variación del refuerzo transversal $\Delta \rho_t$ y, variación de la resistencia a compresión del concreto Δf_c . Columna original y columna encamisada)

Columna	Especimen	ΔA_G (%)	$\Delta \rho_l$ (%)	$\Delta \rho_t$ (%)	Δf_c (%)	Daño previo	Descripción del daño	Carga máxima (kN)	Deformación unitaria
5	LS	92%	4%	44%	-18%	No	NA	34.79	0.0034
6	US	92%	4%	44%	-18%	No	NA	32.85	0.0047
7	UR	92%	4%	44%	-18%	Sí	Aplastamiento del concreto y pandeo	29.23	0.0041
8	LR	92%	4%	44%	-18%	Sí	Aplastamiento del concreto y pandeo	18.84	0.0020
9	M	NA	NA	NA	NA	No	NA	36.51	0.0041

Tabla 4.4.3.2. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de la serie 2 de Ersoy et al. (1993): (Variación del área de la sección transversal ΔA_G , variación del refuerzo longitudinal $\Delta \rho_l$, variación del refuerzo transversal $\Delta \rho_t$ y, variación de la resistencia a compresión del concreto Δf_c . Columna original y columna encamisada)

Columna	Especimen	ΔA_G (%)	$\Delta \rho_l$ (%)	$\Delta \rho_t$ (%)	Δf_c (%)	Daño previo	Descripción del daño	Momento flexionante máximo (kN*m)	Distorsión
10	MBM	NA	NA	NA	NA	No	NA	71.50	0.015
11	RBM	107%	-3%	248%	-8%	Sí	Aplastamiento y desconchamiento del concreto	63.40	0.015
12	MBR	NA	NA	NA	NA	NO	NA	71.10	0.016
13	RBR	107%	-3%	248%	-11%	Sí	Aplastamiento y desconchamiento del concreto	65.90	0.017
14	SBR	107%	-3%	248%	-18%	Sí	Agrietamiento inicial del recubrimiento	73.20	0.018

De la serie 1 se destacan tres puntos importantes: las columnas reforzadas mostraron un mayor incremento de la resistencia en contraste con sus contrapartes, las columnas reparadas; las columnas reforzadas y la columna reparada UR alcanzaron una resistencia de entre el 80% y 95% de la resistencia del espécimen

monolítico y; el impacto de quitar la carga axial de la columna durante la construcción de la camisa es despreciable cuando la columna original no tiene daño. De forma contraria, ante la presencia de daño severo, la columna encamisada con carga axial aplicada LR alcanzó una resistencia 46% menor que la columna sin carga axial aplicada UR. Además, su capacidad de deformación fue muy inferior en comparación con el resto de las columnas. De esta serie se concluye que es recomendable disminuir o eliminar las cargas gravitacionales de una columna dañada severamente que será rehabilitada por medio de encamisado de concreto.

En la serie 2 se estudian dos casos, las columnas con terminación M y las que tienen terminación R. La columna reparada RBM alcanzó una resistencia 63.40 kN, 89% de la resistencia de la columna de referencia MBM, mientras que el valor de distorsión fue igual en ambos casos. En el caso de las columnas con terminación R, la columna reforzada alcanzó un valor de resistencia mayor que la columna reparada, e incluso fue mayor que el de la columna de referencia MBR. En el caso de las columnas rehabilitadas de esta serie se observa que los desplazamientos son mayores que en las columnas monolíticas. Esto se debe al daño de las columnas originales y al hecho de que el encamisado no es monolítico. Aún con esta disminución de rigidez, que no es muy grande, los resultados sugieren que el uso de las técnicas aplicadas en el encamisado, incremento de rugosidad y conectores del refuerzo longitudinal, ayudan a obtener un mejor comportamiento de las columnas rehabilitadas con esta técnica.

Las columnas ensayadas con carga lateral fallaron por cortante, antes y después del encamisado. La aplicación de carga lateral monótona creciente y cíclica reversible no representó diferencia importante en el comportamiento. Finalmente, como se ha sugerido anteriormente, el incremento del área de la sección transversal y de la cuantía de refuerzo transversal, características que en este experimento fueron de 107% y 248% respectivamente, parecen ser dos de los factores más significativos en la eficacia de los encamisados de concreto.

4.4.4. Mario Rodríguez y Robert Park, Nueva Zelanda, 1994

En este trabajo, que lleva por título *Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing*, el objetivo fue revisar el comportamiento de cuatro columnas, reparadas y reforzadas, sometidas a cargas sísmicas simuladas, (Rodríguez y Park, 1994).

El diseño de las columnas originales se basó en estructuras de concreto típicas, construidas antes de 1970 en Nueva Zelanda, caracterizadas por ser de sección transversal cuadrada y una cantidad muy baja de acero de refuerzo transversal.

Se construyeron cuatro columnas originales identificadas como S1, S2, S3 y S4. La sección transversal fue de 350 mm x 350 mm, reforzadas longitudinalmente con ocho barras del no. 6 y transversalmente con

estribos cuadrados y en diamante hechos con barras del no. 2, separados 265 mm (fig. 4.4.4.a). La resistencia del concreto de éstas varió ente 25 MPa (255 kg/cm²) y 30 MPa (306 kg/cm²). Estos especímenes simularon el segmento longitudinal que corresponde a la mitad de la altura del entrepiso uno hasta la mitad de la altura del entrepiso dos, por lo que en el centro se construyó la conexión de la columna con la viga del nivel uno.

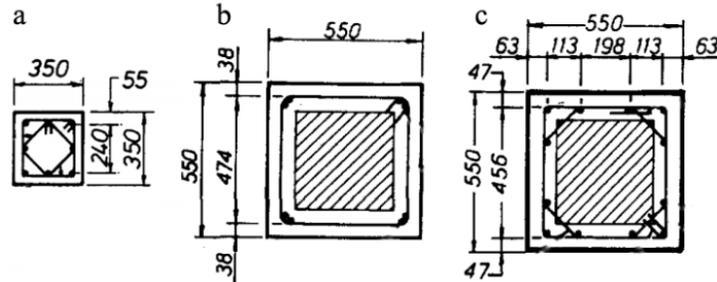


Figura 4.4.4. Detalle de la sección transversal de las columnas de Rodríguez y Park (1994): a) columna original, b) encamisado SS1 y SS2, c) encamisado SS3 y SS4

Se realizaron dos tipos de encamisados. El encamisado de los especímenes SS1 y SS2 (identificados inicialmente como S1 y S2). La sección transversal encamisada fue de 550 mm x 550 mm, reforzada longitudinalmente con ocho barras del no. 5, colocadas en pares en las esquinas, reforzada transversalmente con estribos cuadrados hechos de barras del no. 3, separados 110 mm (fig. 4.4.4.b). El segundo tipo de encamisado fue el de las columnas SS3 y SS4 (S3 y S4). La sección transversal encamisada fue de 550 mm x 550 mm, reforzada longitudinalmente con 12 barras del no. 4, colocadas perimetralmente, reforzada transversalmente con estribos cuadrados y octagonales, hechos con barras del no. 3, separados 100 mm (fig. 4.4.4.c)

Las columnas S1 y S4 se dañaron con aplicación de carga sísmica simulada. Después se encamisaron y se identificaron como SS1 y SS4. Las columnas SS2 y SS3 se encamisaron sin haber sido ensayadas. La resistencia de los concretos del encamisado fueron 32.9 MPa (335 kg/cm²), 34 MPa (347 kg/cm²), 19.4 MPa (198 kg/cm²) y 25.2 MPa (257 kg/cm²) para las columnas SS1, SS2, SS3 y SS4, respectivamente. Previo al encamisado, todas las columnas fueron picadas en la totalidad de la superficie con una profundidad de 3 mm. En la tabla 4.4.4 se comparan las características geométricas de la sección transversal y valores de carga lateral máxima y distorsión correspondiente.

El incremento de la sección transversal fue de 147%. El refuerzo longitudinal varió casi de la misma forma en los dos tipos encamisados, mientras que el refuerzo transversal fue tres veces mayor en las columnas SS1 y SS2, y seis veces en las columnas SS3 y SS4. Aunque las columnas SS3 y SS4 tuvieron un mayor incremento del refuerzo transversal, tuvieron resultados de resistencia menores que los de las columnas SS1 y SS2, así como valores de distorsión mayores. Esto puede deberse a dos situaciones conjuntas: la

resistencia del concreto de las camisas en SS3 y SS4 fue considerablemente menor que la resistencia de la columna original y; debido a que el refuerzo transversal utilizado en SS1 y SS2 fue suficiente para permitir que el refuerzo longitudinal de la columna encamisada fluyera sin que se presentara una falla por cortante.

Tabla 4.4.4. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Rodríguez y Park (1994).

ID	Espécimen	A_G (mm ²)	ρ_l	ρ_t	f_c (MPa)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
15	S1	122,500	0.021	0.001	29.5	244.57	0.019	Flexocortante
16	S4	122,500	0.021	0.001	25.9	216.68	0.013	Flexocortante
17	SS1	302,500	0.014	0.003	32.9	768.54	0.012	Flexión
18	SS2	302,500	0.014	0.003	34.0	844.95	0.021	Flexión
19	SS3	302,500	0.013	0.006	19.4	623.72	0.014	Flexión
20	SS4	302,500	0.013	0.006	25.2	678.38	0.018	Flexión

Comparando las columnas reparadas contra las columnas reforzadas, se observó que en el caso de las columnas SS1 y SS2, la columna reforzada tuvo un valor de resistencia 10% mayor que la columna reparada y 245% mayor en comparación con la columna original S1. En el caso de las columnas SS3 y SS4, la columna reparada mostró un mayor valor de resistencia que la columna reforzada. Esto puede deberse al hecho de que el concreto de la camisa tuvo una resistencia muy por debajo del concreto de la columna original. Los resultados de este experimento muestran que la forma en que se rehabilitaron las columnas SS1 y SS2 es, por mucho, la mejor opción. Las diferencias más importantes fueron la configuración del refuerzo longitudinal, la cantidad de refuerzo transversal de la camisa y la resistencia del concreto de la camisa, que en los casos de las columnas SS1 y SS2 fueron mayores que en las columnas originales, mientras que en las columnas SS3 y SS4 fueron menores.

Este análisis sugiere que el incremento del refuerzo transversal en porcentaje mayores que el 300% pueden reducir la efectividad del encamisado o, simplemente, ser innecesarios. También sugiere que la resistencia del concreto de la camisa no debe ser menor que la resistencia del concreto de la columna original.

4.4.5. Kunio Fukuyama, Yasuo Higashibata y Yasuyoshi Miyauchi, Japón, 2000

En este artículo, que lleva por título *Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns*, el objetivo fue comparar distintas formas de rehabilitar columnas, entre las cuales se encontraron los encamisados con concreto (con concreto normal y de alta fluidez), con mortero, con placas de acero y con fibras de carbón (Fukuyama et al., 2000).

Para fines de esta tesis, se extrajo la información de cinco especímenes del experimento, C1, C2, C3, C4 y C5 (fig. 4.4.5).

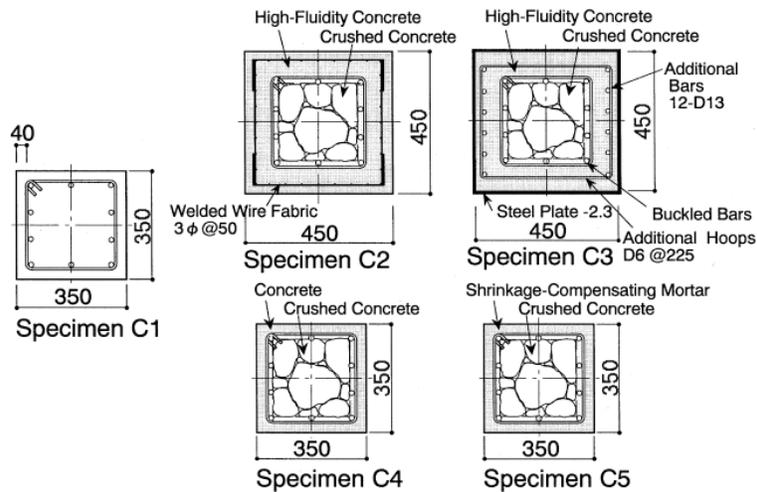


Figura 4.4.5.1. Secciones transversales de las columnas ensayadas de Fukuyama et al. (2000)

El espécimen C1 correspondió a la columna original, con sección transversal cuadrada de 350 mm x 350 mm, reforzada longitudinalmente con 10 barras del no. 5 y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2, separados 100 mm. El resto de las columnas fue ensayado y dañado antes de encamisarse, con falla por cortante. El daño consistió en el aplastamiento del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal. El recubrimiento se retiró de estas columnas y se encamisaron de formas diferentes.

La columna C2 se rehabilitó con una camisa de concreto de alta fluidez de 50 mm de espesor, reforzada longitudinal y transversalmente con una malla de acero soldado de 3 mm de espesor y separaciones de 50 mm.

La columna C3 se rehabilitó con una camisa de concreto de alta fluidez de 50 mm de espesor, reforzada longitudinalmente con barras del no. 4, transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2, separados 225 mm. Adicionalmente, sobre la camisa de concreto se colocó una camisa de acero, hecha con placas de 2.3 mm de espesor.

En las columnas C4 y C5 el recubrimiento fue reemplazado y las grietas del núcleo se rellenaron, en la columna C4 con concreto normal y en la columna C5 con mortero de contracción compensada. Además del reemplazo del concreto, no se realizó ninguna modificación. Las cuatro columnas fueron rehabilitadas sin ningún mecanismo adicional de mejoramiento de la interfase. En la tabla 4.4.5 se muestran los parámetros de interés de los cinco especímenes.

Los especímenes C2 y C3 mostraron un incremento del área de la sección transversal de 63%, además de un incremento en la resistencia del concreto de 40%. El espécimen C3 fue el que tuvo un mejor comportamiento, ya que alcanzó una resistencia 135% mayor que la columna original C1, además de una

capacidad de deformación tres veces mayor. Es importante recordar que esta columna, C3, fue rehabilitada con un doble encamisado, concreto reforzado y placa de acero.

Tabla 4.4.5. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Fukuyama et al. (2000)

ID	Especimen	A_G (mm ²)	ρ_l	ρ_t	f_c (MPa)	f_{cc} (MPa)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión
21	C1	122,500	0.016	0.0016	25.1	NA	330	0.005
22	C2	202,500	0.011	0.0019	28.8	40.2	535	0.009
23	C3	202,500	0.018	0.0018	28.8	40.2	776	0.016
24	C4	122,500	0.016	0.0016	25.1	40.2	308	0.009
25	C5	122,500	0.016	0.0016	28.8	57*	417	0.006

*Resistencia a compresión del mortero

El espécimen C2, aunque con las mismas variaciones de sección transversal y resistencia del concreto, y variación similar de la cuantía de refuerzo transversal, sólo alcanzó un incremento de la resistencia 62% mayor que la columna original C1. La distorsión fue mayor en un 80%. En comparación con el espécimen C3, la columna C2 tuvo una menor cuantía de refuerzo longitudinal, así como la ausencia de la camisa de acero, siendo esta última la característica que podría explicar el menor incremento de capacidad que obtuvo.

Las columnas C4 y C5 mantuvieron las características originales de refuerzo longitudinal y transversal, así como la geometría original. En estos dos especímenes, el “encamisado” (sustitución del recubrimiento) se compara por el material utilizado. El espécimen C4 mostró una resistencia menor que la columna original, además de una distorsión mayor, debida a la pérdida de rigidez, generada por el daño en el núcleo de la columna original debido a que el concreto regular no pudo rellenar uniformemente los huecos.

El espécimen C5 mostró una resistencia 26% mayor que la columna original, además de que la distorsión fue de 0.06, 20% mayor que la de la columna original. Este resultado se obtuvo con un recubrimiento de mortero con resistencia de 57 MPa (581 kg/cm²). Estos dos especímenes nos hacen concluir que una columna con daño puede recuperar e incrementar su capacidad a partir de un “encamisado” menor, sin necesidad de agregar nuevo refuerzo, pero con la condición de rellenar los espacios y recubrir con un material de alta resistencia. Esta técnica es una buena alternativa en elementos que no necesiten un gran incremento de la capacidad y que por cuestiones de área útil de la planta no puedan incrementar su sección transversal.

4.4.6. Charles H. Hamilton, Gerard C. Pardoen, Sudharshan Navalpakkam y Robert P. Kanzasjy, Estados Unidos, 2004

En el artículo que lleva por título *Reinforced concrete bridge column performance enhancement through shotcrete jacketing*, tuvo como objetivo estudiar el rendimiento y la conveniencia de utilizar concreto

lanzado para rehabilitar columnas de puentes, buscando incrementar la ductilidad a flexión y su resistencia a cortante (Hamilton et al., 2004).

Se ensayaron cuatro tipos de columnas, la columna 1 (fig. Figura 4.4.6a), que fue la columna original, de sección circular con diámetro de 610 mm, reforzada longitudinalmente con diez barras del no. 6, transversalmente con zunchos hechos de barras del no. 6, con paso de 300 mm, y con concreto de resistencia a la compresión 27.6 MPa (281 kg/cm²).

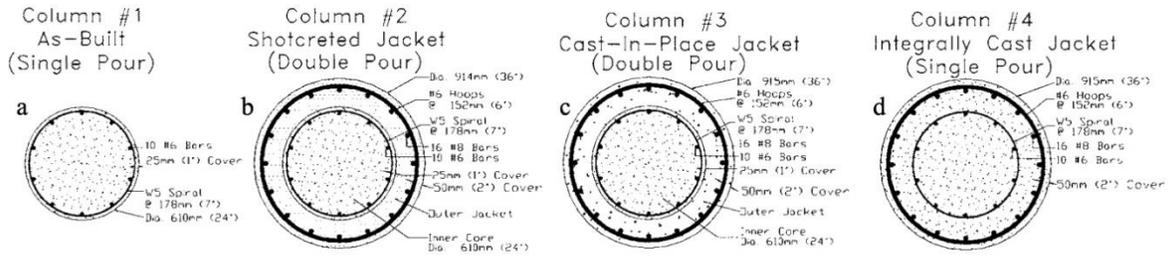


Figura 4.4.6. Secciones transversales de las columnas ensayadas de Hamilton et al. (2004)

Las columnas 2 y 3 (fig. 4.4.6.b y 4.4.6.c) son las columnas rehabilitadas con encamisado. La columna 2 se encamisó de concreto lanzado y la columna 3 con concreto normal, colocado en sitio. La camisa fue de 152 mm de espesor, por lo que el diámetro de la sección transversal de la columna encamisada fue de 914 mm, reforzada longitudinalmente con 16 barras del no. 8, transversalmente con estribos hechos de barras del no. 6, separados 152 mm. El concreto tuvo la misma resistencia que la de la columna original, 29.6 MPa. La columna 4 (fig. 4.4.6.1.d) fue la columna encamisada monolíticamente, con todos los detalles del refuerzo las columnas 1, 2 y 3. Las columnas fueron rehabilitadas sin ningún mecanismo adicional de mejoramiento de la interfase.

Se realizaron dos distintas series de ensayos, una en la que las columnas se ensayaron ante carga lateral cíclica y otra donde se ensayaron ante carga axial y carga lateral cíclica. El primer tipo de ensayo tenía como objetivo evaluar el comportamiento a flexión de las columnas, mientras que el segundo el comportamiento a cortante. En cada serie se ensayó una columna de cada tipo, y se les identificó con letra B a las columnas ensayadas a flexión, y con la letra S a las columnas ensayadas a cortante. En las tablas Tabla 4.4.6.1 y Tabla 4.4.6.2 se muestran los parámetros de interés de las columnas ensayadas.

Tabla 4.4.6.1. Columnas ensayadas a flexión de Hamilton et al. (2004)

ID	Espécimen	A_G (mm ²)	ρ_l	ρ_t	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Falla
26	BCol1	292,247	0.010	0.0015	120.00	0.016	Traslapes
28	BCol2	656,118	0.016	0.0050	146.80	0.019	Flexión y falla de traslapes
30	BCol3	657,555	0.016	0.0050	139.22	0.019	NA
32	BCol4	657,555	0.016	0.0050	146.80	0.021	Flexión y falla de traslapes

Tabla 4.4.6.2. Columnas ensayadas a cortante de Hamilton et al. (2004)

ID	Espécimen	A_G (mm ²)	ρ_l	ρ_t	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Falla
27	SCol1	292,247	0.010	0.0015	326.1	0.049	Cortante
29	SCol2	656,118	0.016	0.0050	445.0	0.013	Cortante
31	SCol3	657,555	0.016	0.0050	451.0	0.019	Cortante
33	SCol4	657,555	0.016	0.0050	450.0	0.019	Cortante

En comparación, las columnas encamisadas tuvieron área transversal, cuantía de refuerzo longitudinal y cuantía de refuerzo transversal 125%, 68% y 248%, respectivamente, mayores que las columnas originales.

Las columnas encamisadas ensayadas sólo a flexión mostraron un incremento de resistencia del 23%, además de que cambiaron el modo de falla. Las columnas BCol2 y Bcol3 (tipo E) en comparación con la columna BCol4 (EM), tuvieron un comportamiento muy similar, alcanzando valores de carga lateral y desplazamientos casi iguales. La columna BCol3 no se llevó a la falla debido a que el equipo de aplicación de carga dejó de funcionar durante el ensaye y no se finalizó.

Las columnas ensayadas a cortante mostraron incrementos de resistencia entre 36% y 38%. Al igual que con las columnas a flexión, las columnas tipo E mostraron un comportamiento muy similar a la columna tipo EM. En comparación con la columna original, los desplazamientos de las columnas encamisadas fueron mucho menores, entre el 62% y 73% menores, lo cual indica un aumento importante de rigidez de las columnas encamisadas. La columna encamisada con concreto lazado fue la que mostró la mayor reducción de los desplazamientos, lo que sugiere un mayor incremento del confinamiento en esta columna.

Aunque la columna BCol3 no se pudo llevar a la falla, el valor de su desplazamiento fue igual que el de la columna BCol2 ante un mayor valor de carga lateral, que al igual que en las columnas ensayadas a cortante, sugiere un mayor incremento del confinamiento de la columna encamisada con concreto lanzado.

Este experimento nos muestra que el comportamiento de columnas encamisadas con concreto lanzado y concreto normal es casi igual, con la diferencia de que el confinamiento de las columnas encamisadas con concreto lanzado es ligeramente mayor.

4.4.7. Stathis Bousias, Alexis-Loukas Spathis y Michael N. Fardis, Grecia, 2004

En este artículo, que lleva por título *Seismic retrofitting of columns with lap-splices via RC jackets*, los autores estudiaron la efectividad de los encamisados de concreto como método de rehabilitación de columnas con cuantías de refuerzo deficientes, considerando distintas longitudes de traslapes de las barras longitudinales de la camisa ancladas al apoyo inferior de la columna (Bousias et al., 2004).

Se realizaron dos series de ensayos, la primera con columnas de sección cuadrada (fig. 4.4.7.a) y la segunda con columnas de sección rectangular (fig. 4.4.7.b).

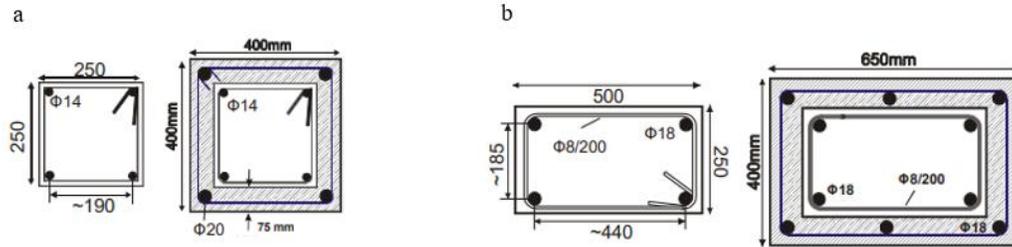


Figura 4.4.7. Sección transversal de las columnas ensayadas de Bousias et al. (2004): a) serie 1, b) serie 2

En la serie 1 las cinco columnas originales fueron de sección transversal 250 mm x 250 mm, reforzadas longitudinalmente con cuatro barras lisas de 14 mm de diámetro, transversalmente con estribos hechos con barras del no. 2.5, separados 200 mm. Los valores de resistencia a la compresión del concreto de las columnas de esta serie fueron entre 25.6 MPa (261 kg/cm²) y 28.6 MPa (292 kg/cm²).

Las columnas de la serie 1 se rehabilitaron con una camisa de 75 mm de espesor, por lo que la sección transversal fue de 400 mm x 400 mm, reforzada longitudinalmente con cuatro barras del no. 6, transversalmente con estribos hechos de barras del no. 3, separados 100 mm. Tres de las cinco columnas se encamisaron con concreto lanzado de alta resistencia, 55.8 MPa (569 kg/cm²), y dos con concreto lanzado de resistencia normal, 20.7 MPa (211 kg/cm²). El incremento del área de la sección transversal fue 156%, mientras que las variaciones del refuerzo longitudinal y transversal fueron 19% y 158%, respectivamente.

En la serie 2 se ensayaron tres columnas. La columna original fue de sección transversal 500 mm x 250 mm, reforzada longitudinalmente con barras de 18 mm, transversalmente con estribos hechos con barras del no. 2.5, separados 200 mm. Los valores de resistencia a compresión del concreto de los especímenes de esta serie fueron poco mayores que 36 MPa (367 kg/cm²).

Las columnas encamisadas de la serie 2 fueron de sección transversal 650 mm x 400 mm, reforzadas longitudinalmente con seis barras de 18 mm de diámetro, transversalmente con estribos hecho de barras del no. 3, separados 100 mm. Las tres columnas se encamisaron con concreto lanzado de alta resistencia, 55.8 MPa (569 kg/cm²). El incremento del área de la sección transversal fue de 108%, mientras que las variaciones del refuerzo longitudinal y transversal fueron iguales a 20% y 217% respectivamente.

En las tablas 4.4.7.1 y 4.4.7.2 se muestran los resultados experimentales de las columnas ensayadas. En éstas, se especifican los valores de longitud de los traslapes de las barras de refuerzo longitudinal de la camisa.

Las columnas con ID 53, 56 y 57 de la tabla 4.4.7.1 fueron ensayadas antes de encamisarse. Aunque no se detalló el valor de las cargas aplicada ni el nivel de daño que tuvieron, sí tuvieron daño. Se tiene como referencia el resultado de tres columnas originales, no incluidas en la base de datos, ensayadas ante carga

axial y carga lateral cíclica con valores de resistencia lateral entre 43 kN (4,385 kg) y 49 kN (4,997 kg), con distorsiones correspondientes de 0.015. Estas columnas fallaron por cortante.

Tabla 4.4.7.1. Columnas ensayadas de la serie 1 de Bousias et al., (2004)

ID	Espécimen	f_{cc} (MPa)	f_{cj} (MPa)	Δf_c (%)	Ensayo previo encamisado	Long. traslape (diámetros de barra longitudinal)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
53	Q-RCL0	26.3	55.8	112%	Sí	-	150	0.019	Flexión
54	Q-RCL1	27.5	55.8	103%	No	15	140	0.019	Flexión
55	Q-RCL2	25.6	55.8	118%	No	25	135	0.019	Flexión
56	Q-RCL1pd	28.1	20.7	-26%	Sí	15	135	0.022	Flexión
57	Q-RCL2pd	28.6	20.7	-28%	Sí	25	160	0.025	Flexión

Tabla 4.4.7.2 Columnas ensayadas de la serie 2 de Bousias et al. (2004)

ID	Espécimen	f_{cc} (MPa)	f_{cj} (MPa)	Δf_c (%)	Long. traslape (diámetros de barra longitudinal)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
58	R-RCL1	36.7	55.8	52%	15	355	0.016	Flexión
59	R-RCL3	36.8	55.8	52%	30	385	0.022	Flexocortante
60	R-RCL4	36.3	55.8	54%	45	370	0.025	Flexocortante

Todas las columnas de la serie 1 mostraron un comportamiento muy similar; la diferencia principal entre las columnas con camisa de concreto de alta resistencia y concreto normal fue el valor de distorsión, siendo menor en las de concreto de alta resistencia. En comparación con las columnas originales ensayadas, el valor de la resistencia aumentó entre tres y cuatro veces, además de que el modo de falla cambió, de cortante a flexión. La variación de la longitud de traslapes no es significativa en las columnas encamisadas con concreto de alta resistencia, pero sí en las que se empleó concreto normal, donde una mayor longitud de traslape resultó en una mayor resistencia y capacidad de deformación. Por último, las mayores distorsiones medidas en los ensayos de las columnas 53, 54 y 55 fueron de hasta 0.068, mientras que en las columnas 56 y 57 las distorsiones fueron de hasta 0.059.

Para la serie 2 se tuvieron como referencia cuatro columnas originales, en los que los valores de resistencia a carga lateral fueron entre 150 kN (15,296 kg) y 200 kN (20,394 kg), con valores de distorsión correspondiente entre 0.008 y 0.019. Esta variación corresponde a la variación de la longitud de traslape de las barras longitudinales ancladas al apoyo de la columna, donde las columnas con traslapes de 15 y 30 diámetros de la barra longitudinal alcanzaron resistencias de 150 kN (15,296 kg) y 170 kN (17,335 kg), respectivamente, con distorsiones de 0.008, mientras que, la columna con traslapes de 45 diámetros de la barra y la columna con refuerzo longitudinal continuo desde la base alcanzaron resistencias de 200 kN (20,394 kg), con distorsiones 0.016 y 0.019, respectivamente. Las primeras dos columnas fallaron por flexión y las otras dos por flexocortante.

Las columnas encamisadas de la tabla 4.4.7.2 mostraron valores de resistencia 78% a 157% mayores que las columnas originales. Se puede apreciar que cuando la longitud de los traslapes es mayor, el valor de la resistencia también lo es, así como el valor de distorsión correspondiente. La diferencia principal entre el espécimen R-RCL1 y los especímenes R-RCL3 y R-RCL4 es el modo de falla, ya que, en el primer espécimen, después de alcanzar la resistencia, la capacidad de carga comenzó a disminuir en forma gradual, mientras que en los otros dos disminuyó de forma abrupta.

Esta campaña experimental mostró que el uso de encamisados de concreto con mayores longitudes de traslape de las barras longitudinales anclados a los apoyos contribuye a incrementar el valor de resistencia, así como su capacidad de deformación. También se observó que el uso de concretos de alta resistencia ayuda controlar los desplazamientos correspondientes a la resistencia, además de aportar una mayor capacidad de deformación después de alcanzado este valor. Finalmente, se sugiere nuevamente que, el incremento de área de la sección transversal mayor que 100% y el incremento de la cuantía de refuerzo transversal mayor que 150% ayudan a obtener un valor de resistencia del doble o más.

4.4.8. Eduardo N. B. S. Júlio, Fernando A. B. Branco y Vitor D. Silva, Portugal, 2005

En esta investigación que lleva por nombre *Reinforced concrete jacketing-interfase influence on monotonic loading response*, se estudió la influencia que el tratamiento de la interfase de concretos viejo y nuevo tiene sobre el comportamiento estructural de columnas rehabilitadas con concreto reforzado (Júlio et al., 2005).

Se construyeron y ensayaron siete especímenes. Un espécimen tipo O, un espécimen tipo EM y cinco especímenes tipo E. La columna original fue de sección transversal cuadrada 200 mm x 200 mm, reforzada longitudinalmente con seis barras del no. 3 y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2, separados 150 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.012 y la transversal fue 0.0019.

Las columnas encamisadas fueron de sección transversal 270 mm x 270 mm, reforzadas longitudinalmente con seis barras del no. 3 y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2, separados 75 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.0129 y la transversal fue 0.0042. Las camisas fueron construidas con concretos de alta resistencia, con valores alrededor de 80 MPa. El incremento del área de la sección transversal fue de 82%, mientras que las variaciones del refuerzo longitudinal y transversal fueron iguales a 7.5% y 121% respectivamente.

Las columnas encamisadas tuvieron distintos tratamientos de la interfase. En la tabla 4.4.8.1 se describe el tratamiento de cada una, además se muestran los valores de resistencia a la compresión del concreto de las columnas originales y de las camisas.

Tabla 4.4.8.1. Detalles de tratamiento de la interfase y valores de resistencia de los concretos de las columnas ensayadas de Júlio et al. (2005)

ID	Tipo	Espécimen	Descripción del tratamiento de la interfase	f_{cc} (MPa)	f_{ej} (MPa)
46	O	M1	Columna O	34.6	NA
47	E	M2	Columna con camisa con antiadherente	35.48	83.58
48	EM	M3	Columna EM	34.75	34.75
49	E	M4	Columna sin tratamiento de la superficie original	34.64	79.79
50	E	M5	Columna original con rugosidad incrementada con chorro de arena	34.79	82.76
51	E	M6	Columna original con rugosidad incrementada con chorro de arena y uso de conectores de acero (anclas)	35.13	81.68
52	E	M7	Columna original con rugosidad incrementada con chorro de arena y después de haber sido ensayada a carga axial	35.36	80.51

La columna 52 fue ensayada a carga axial antes del encamisado, sin embargo, no se detalló la carga ni la presencia de daño. Las columnas fueron ensayadas con carga axial constante y carga lateral monótona creciente, los resultados se muestran en la tabla 4.4.8.2.

Tabla 4.4.8.2. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Júlio et al. (2005)

ID	Espécimen	Δf_c (%)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
46	M1	NA	33.3	0.022	Flexión
47	M2	136%	71.5	0.05	Flexión
48	M3	NA	73.5	SD	Flexión
49	M4	130%	77.5	SD	Flexión
50	M5	138%	96.9	SD	Flexión
51	M6	133%	83.8	0.035	Flexión
52	M7	128%	80.7	SD	Flexión

4.4.9 Konstantinos G. Vandoros y Stephanos E. Dritsos, Grecia, 2006

En la investigación que lleva por título *Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns*, los autores compararon la efectividad de la rehabilitación de columnas por medio de tres métodos distintos, además compararon el comportamiento de las columnas encamisadas respecto del comportamiento de una columna encamisada monolíticamente. Las columnas originales se construyeron basándose en diseños de columnas de planta baja de edificios construidos con los códigos de construcción griegos de los años 1950 (Vandoros y Dritsos, 2006)

Se construyeron y ensayaron cuatro columnas. Adicionalmente se tomó la información de una quinta columna como espécimen de referencia. Las columnas de referencia se identificaron como O y M (original y monolítica) y las columnas encamisadas se identificaron como N, E y W.

La columna original fue de sección transversal 250 mm x 250 mm, reforzada longitudinalmente con barras de 14 mm de diámetro, transversalmente con estribos hechos de barras de 8 mm, separados 200 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.01 y la transversal 0.002.

Las columnas encamisadas fueron de sección transversal 400 x 400 mm, reforzadas longitudinalmente con barras de 20 mm de diámetro, transversalmente con estribos hechos de barras de 10 mm, separados 100 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.0117 y la transversal 0.0052.

El incremento del área de la sección transversal fue 156%, mientras que las variaciones del refuerzo longitudinal y transversal fueron 17% y 160% respectivamente. La camisa tuvo una longitud menor que la columna original. En la figura 4.4.9.1 se muestran la sección transversal (fig. 4.4.9.1.a) y un esquema vertical (fig. 4.4.9.1.b) de la columna encamisada.

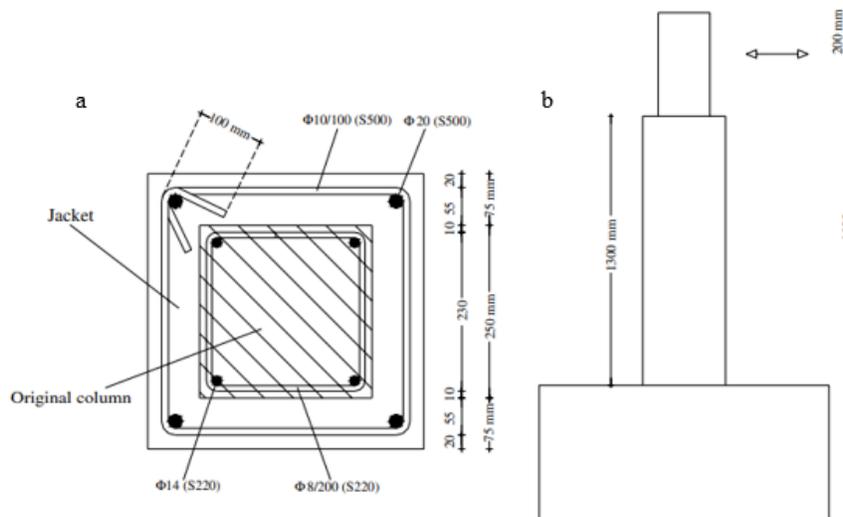


Figura 4.4.9.1. Geometría característica de las columnas encamisadas de Vандoros y Dritsos (2006)

Las columnas fueron encamisadas con distintas técnicas. En la tabla 4.4.9.1 se detallan estas técnicas, así como como la resistencia de los concretos de las columnas originales y de las camisas.

Tabla 4.4.9.1. Técnicas utilizadas en las columnas encamisadas y valores de resistencia de los concretos de las columnas ensayadas de Vандoros y Dritsos (2006)

ID	Tipo	Espécimen	Descripción de la técnica de encamisado	f_{cc} (MPa)	f_{cj} (MPa)
34	E	N	Los estribos de la camisa se cerraron soldando los extremos (fig. 4.4.9.2.a)	27	17.8
35	E	E	Los estribos se cerraron soldando los extremos y se colocaron anclas en la columna original	36.8	24
36	E	W	Se colocaron conectores de las barras de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa (fig. 4.4.9.2.b)	22.9	18.8
37	EM	M	NA	24.7	24.7
38	O	O	NA	27	NA

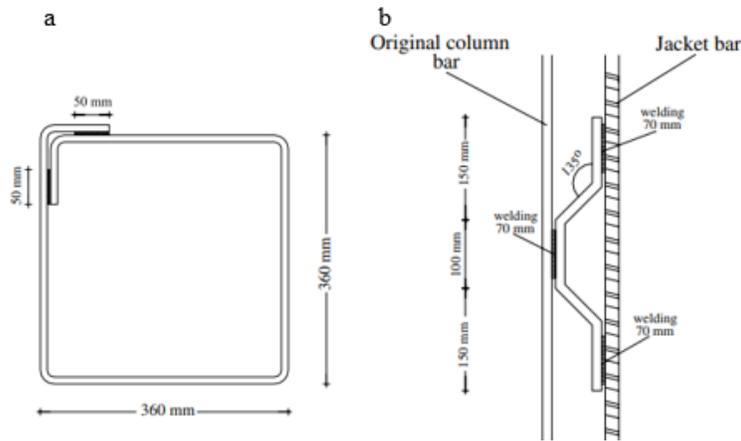


Figura 4.4.9.2. Técnicas utilizadas para encamisar las columnas de Vandoros y Dritsos (2006)

En la tabla 4.4.9.2 se muestran los resultados de resistencia y distorsión de las columnas ensayadas a carga axial y carga lateral cíclica.

Tabla 4.4.9.2. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Vandoros y Dritsos (2006)

ID	Especímen	Δf_c (%)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
34	N	-34%	149.8	0.01	Flexión
35	E	-35%	162.7	0.03	Flexión
36	W	-18%	145.1	0.03	Flexión
37	M	NA	179	0.02	Flexión
38	O	NA	43.5	0.011	Cortante

Las columnas N, E y W fueron encamisadas con concretos de menor resistencia que los de las columnas originales. Además, se observa que el modo de falla de las columnas encamisadas es diferente que el modo de falla de la columna original.

El espécimen E fue el que alcanzó el mayor valor de resistencia entre las columnas encamisadas, siendo 274% mayor que el de la columna de referencia original y el 91% de la resistencia de la columna de referencia con encamisado monolítico. La resistencia de esta columna es mayor que la de la columna N, la cual sólo fue encamisada utilizando estribos, lo cual sugiere que la adición de anclas puede ayudar a incrementar la resistencia. Es importante destacar que esta columna también tuvo los valores más altos de resistencia del concreto, tanto en la columna original como en la camisa, factores que probablemente influyeron en el resultado.

Aunque los especímenes N y W alcanzaron valores similares de resistencia, la distorsión de la columna W es tres veces mayor que la de la columna N. Esto sugiere que los estribos soldados ayudan a incrementar la rigidez de la columna mejor que los conectores del refuerzo longitudinal.

El espécimen W fue el que tuvo el peor desempeño entre las tres columnas encamisadas, aunque se debe destacar que fue la columna original con menor valor de resistencia, lo cual pudo influir en el resultado.

Los resultados de esta prueba no son certeros debido a las notables diferencias entre los concretos. Aun así, estas técnicas de encamisado mostraron una mejora considerable en el comportamiento de las columnas, en conjunto con incrementos importantes del área de la sección transversal y de la cuantía de refuerzo transversal.

4.4.10 Stathis N. Boussias, Dionysis Biskinis, Michael N. Fardis y Alexis-Loukas Spathis, Grecia, 2007

En el artículo que lleva por título *Strength, stiffness, and cyclic deformation capacity of concrete jacketed members*, se compararon distintas técnicas de mejoramiento de la interfase para encamisar columnas no diseñadas para resistir cargas sísmicas y comparar su efectividad (Bousias et al., 2007).

Se construyeron seis columnas, cinco del tipo E y una del tipo EM como columna de referencia. La columna original fue de sección transversal 250 mm x 250 mm, reforzada longitudinalmente barras lisas de 14 mm de diámetro, y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 2.5, separados 200 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.01 y la transversal 0.002. La columna tipo EM se construyó sin el refuerzo que corresponde a la columna original.

La columna encamisada fue de sección 400 mm x 400 mm, reforzada longitudinalmente con barras de 20 mm de diámetro, y transversalmente con estribos hechos de barras del no. 3, separados 100 mm. La cuantía de refuerzo longitudinal fue 0.0117 y la transversal 0.0052, en el caso de la columna de referencia las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal fueron iguales a 0.0079 y 0.0039, respectivamente. El incremento del área de la sección transversal fue de 156%, mientras que las variaciones del refuerzo longitudinal y transversal fueron iguales a 17% y 160%, respectivamente. El material utilizado para construir la camisa fue concreto lanzado de alta resistencia, alrededor de 55 MPa, en cuatro de las cinco columnas encamisadas.

En la tabla 4.4.10.1 se detallan las técnicas de mejoramiento de la interfase utilizadas para encamisar las columnas. Además, se detallan los valores de resistencia de los concretos de las columnas originales y de la camisa.

Las columnas fueron ensayadas a carga axial constante y carga lateral cíclica. En la tabla 4.4.10.2 se muestran los resultados.

Tabla 4.4.10.1. Detalles del tratamiento de la interfase y valores de resistencia de los concretos de las columnas ensayadas de Boussias et al. (2007)

ID	Tipo	Espécimen	Descripción del tratamiento de la interfase	f_{cc} (MPa)	f_{cj} (MPa)
39	E	Q-RCW	Se colocaron conectores de las barras de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa (fig. 4.4.10.a)	22.9	28.7
40	E	Q-RCD	Se colocaron anclas en la columna original (fig. 4.4.10.b)	27.4	55.3
41	E	Q-RCR	Se incrementó la rugosidad de la superficie de la columna original (fig. 4.4.10.c)	27.7	55.3
42	E	Q-RCRD	Se incrementó la rugosidad de la superficie de la columna original y se colocaron anclas en la columna original	26.3	53.2
43	E	Q-RC	No se realizó ningún tratamiento	26.3	55.3
44	EM	Q-RCM	NA	30.6	30.6

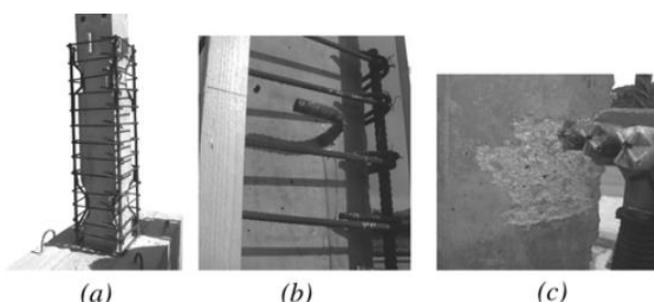


Figura 4.4.10. Pretratamientos de la interfase de las columnas ensayadas de Boussias et al. (2007)

Tabla 4.4.10.2. Parámetros de interés de las columnas ensayadas de Boussias et al. (2007)

ID	Espécimen	Δf_c (%)	Fuerza lateral máxima (kN)	Distorsión	Modo de falla
39	Q-RCW	25%	146.03	0.027	Flexión
40	Q-RCD	102%	153.29	0.021	Flexión
41	Q-RCR	100%	170.89	0.020	Flexión
42	Q-RCRD	102%	165.58	0.030	Flexión
43	Q-RC	110%	149.44	0.020	Flexión
44	Q-RCM	NA	167.00	0.028	Flexión

Las columnas encamisadas alcanzaron entre 87% y 102% de la resistencia de la columna de referencia Q-RCM, siendo la columna encamisada con conectores del refuerzo longitudinal la de menor resistencia y la columna con incremento de la rugosidad la del mayor valor.

Si bien la columna Q-RCW fue la de menor desempeño, se destaca que la resistencia del concreto de la camisa fue el menor con respecto del resto de las columnas. Esto puede explicar el hecho de haber alcanzado una resistencia menor en combinación con un valor de distorsión importante.

La columna RC, sin tratamiento alguna previo al encamisado, alcanzo 89% de la resistencia de la columna de referencia, lo que indica que el concreto lanzado de alta resistencia por sí solo es una alternativa muy efectiva para realizar los encamisados de concreto, en combinación con los incrementos de área de la sección transversal y de la cuantía de refuerzo transversal.

Las columnas tratadas exclusivamente con incremento de la rugosidad, Q-RCR, alcanzó un valor de resistencia más alto que el de la columna con este tratamiento en combinación con la adición de anclas, Q-RCRD, así como el de la columna con adición de anclas exclusivamente, Q-RCD. Si bien la columna Q-RCD alcanzó el 92% de la resistencia, se mantuvo por debajo de la resistencia de las dos columnas con incremento de rugosidad. De la misma forma, la columna Q-RCRD parece perder capacidad de resistencia y rigidez debido al empleo de ambas técnicas, ya que tiene el mayor valor de distorsión registrado en el experimento.

En este experimento se observó que el uso de concreto lanzado de alta resistencia es una buena alternativa para encamisar columnas sin necesidad de aplicar otro tipo de técnicas para mejorar la interfase de concretos. De igual forma, se pudo comprobar que la técnica de tratamiento de la interfase con mejores resultados es el incremento de la rugosidad de la superficie de la columna original, alcanzando valores de resistencia mayores que la columna monolítica de referencia. Adicionalmente, los resultados sugieren que la adición de anclas disminuye la mejora debida al incremento de la rugosidad.

4.5 Conclusiones

Se realizó una recopilación de campañas experimentales realizadas por distintos investigadores que estudiaron columnas encamisadas con concreto reforzado. De 10 trabajos experimentales, se recabó la información de 60 especímenes, la cual fue vaciada en una base de datos, con objeto de comparar las características geométricas, de materiales de las columnas y sus camisas, así como la forma de ser construidas y su resistencia a cargas axiales, laterales o combinadas en distintas configuraciones de ensaye.

A partir del análisis de la base de datos se observaron algunas características que parecen tener mayor impacto en el aumento de la resistencia de las columnas encamisadas, tales como el espesor de la camisa, el refuerzo transversal de la camisa y la forma de conectar los concretos existente y nuevo.

A partir de estos experimentos también se pudo observar que una columna encamisada correctamente, puede alcanzar una resistencia y capacidad de deformación muy similares que la de una columna monolítica equivalente, lo cual indica que el cálculo de la resistencia de estas se puede realizar a través de modelos usados para columnas normales.

5. MODELOS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO FLEXIONANTE

A partir de la base de datos, se encontraron 34 columnas encamisadas (E y EM) cuyo comportamiento y falla estuvieron controlados por flexión. Entre éstas, el espécimen correspondiente al trabajo de Yamamoto (1992) se descartó, debido a que los resultados del ensaye no se especifican en el artículo y la curva de ciclos histeréticos presente el artículo es un tanto confusa debido a la precariedad de su formato.

En este capítulo se explica cómo se calculó la resistencia a flexión de los 33 especímenes, con el fin de encontrar algún modelo, o modificarlo, tal que la resistencia calculada fuera cercana a la medida. Para alcanzar este objetivo, se utilizaron seis modelos distintos que se describen en este capítulo.

5.1. Cálculo de la resistencia a flexión de las columnas encamisadas y modelos de comportamiento del concreto

El diseño de la rehabilitación de columnas de concreto, mediante encamisados de concreto, demanda el cálculo de la resistencia a flexocompresión. Si bien pareciera que este es un proceso de rutina, es necesario verificar que los métodos de diseño usuales puedan ser aplicados al diseño de columnas encamisadas. En esta verificación se usaron las 33 columnas encamisadas descritas en 4.3.6 cuyo comportamiento estuvo controlado por flexión.

5.1.1. Consideraciones generales

La forma de calcular la aportación a la resistencia debida al refuerzo fue la misma en cinco de los seis modelos. El sexto modelo tiene su propia metodología. Por su parte, el cálculo de la contribución a la resistencia debida a los concretos (original y camisa), fue distinta en función de diferentes consideraciones realizadas a partir de la configuración geométrica de la sección transversal y de múltiples ecuaciones que describen el comportamiento del concreto.

El cálculo se realizó con base en las hipótesis de análisis de flexión según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 2017 (NTC-Concreto), considerando columnas robustas, sin problemas de esbeltez, sometidas a flexión y carga axial. Se utilizaron hojas de cálculo de Excel, en las cuales se construyeron los diagramas de interacción completos de cada espécimen correspondientes a cada modelo de comportamiento del concreto.

En la figura 5.1.1 se muestra la configuración geométrica característica de la sección transversal de una columna encamisada, destacando la posición de las filas de acero de refuerzo longitudinal. Dentro de los especímenes estudiados, el mayor número de filas de refuerzo longitudinal correspondiente a la columna original fue de tres, mientras que en la camisa fue de cinco. Por sencillez en el desarrollo de la hoja de cálculo, las filas de refuerzo de la columna original se identificaron con un número entre uno y tres, mientras

que, las filas de refuerzo de la camisa se identificaron con un número entre cuatro y ocho, siendo la menor la más cercana a la fibra extrema de compresión y la mayor la más lejana. Las distancias entre la fibra extrema de compresión y el eje centroidal de la fila i de refuerzo longitudinal se identifica como d_i .

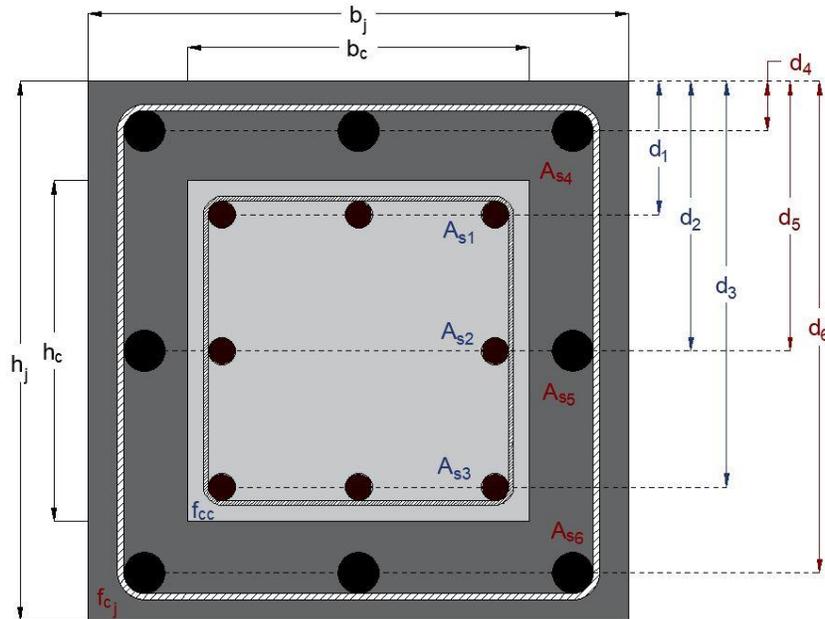


Figura 5.1.1. Identificación de las filas de refuerzo longitudinal en la sección transversal de la columna encamisada, para el cálculo de la resistencia a flexión

Para calcular la resistencia se realizó un proceso iterativo a base de prueba y error. Para ello se varió la profundidad del eje neutro c hasta lograr satisfacer el equilibrio de las fuerzas internas de la sección (carga axial y momento) con las fuerzas apreciadas en el experimento. El cálculo se hizo con la sección crítica de flexión correspondiente a la de mayor momento flexionante.

Las ecuaciones de equilibrio fueron:

a) para carga axial:

$$P_{exp} \approx P_n = F_c + F_s \quad (5.1.1)$$

donde:

P_{exp} : carga axial aplicada sobre la sección transversal de la columna encamisada durante el ensaye (kN);

P_n : suma de las aportaciones calculadas de los concretos y refuerzos longitudinales de la columna original y de la camisa para resistir carga axial (kN);

F_c : aportación de los concretos de la columna original y de la camisa para resistir carga axial (kN);

F_s : aportación de los refuerzos longitudinales de la columna original y de la camisa para resistir carga axial (kN).

b) para momento flexionante:

$$M_{calc} = M_c + M_s \quad (5.1.2)$$

donde:

M_{calc} : resistencia a momento flexionante calculada de la columna encamisada (kN-m);

M_c : contribución de los concretos de la columna original y de la camisa a la resistencia a momento flexionante (kN-m);

M_s : contribución de los refuerzos longitudinales de la columna original y de la camisa a la resistencia a momento flexionante (kN-m).

La ecuación 5.1.1 es la ecuación de equilibrio a carga axial. Los concretos y refuerzos longitudinales originales y de la camisa resisten la carga axial en diferente medida, pero la suma debe ser igual o muy aproximada al valor de carga axial P_{exp} , el cual es el valor de carga real aplicado durante el experimento y un dato conocido que sirve para calcular la resistencia a momento flexionante.

La ecuación 5.1.2 es la ecuación de equilibrio a momento flexionante. Ésta indica que la resistencia a flexión de la columna encamisada es la suma de las contribuciones a la resistencia a momento flexionante de los concretos y refuerzos longitudinales de la columna original y de la camisa. M_{calc} es el valor desconocido que se requiere calcular para comparar contra la resistencia a momento flexionante experimental.

Para calcular la resistencia a carga axial y momento flexionante del refuerzo longitudinal, inicialmente se asignó un valor c , que corresponde a la profundidad del eje neutro debido a una configuración específica de carga axial y momento flexionante a los que se somete a una columna. Considerando que la sección transversal se deforma linealmente y que la deformación unitaria máxima del concreto debida a compresión es igual a 0.003, se calculó la deformación unitaria de cada fila de refuerzo longitudinal con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{si} = 0.003 \frac{c - d_i}{c} \quad (5.1.3)$$

donde:

ε_{si} : deformación unitaria de la fila i de refuerzo longitudinal de la columna encamisada;

c : profundidad del eje neutro (mm);

d_i : distancia de la fibra extrema de compresión al eje centroidal de la fila i de refuerzo longitudinal (mm).

En función de la deformación unitaria calculada con la expresión anterior, se procedió a calcular el esfuerzo al que el acero está sometido con las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} \varepsilon_{si} \geq \frac{f_y}{E_s}, & f_{si} = f_y \dots (a) \\ \frac{f_y}{E_s} > \varepsilon_{si} > -\frac{f_y}{E_s}, & f_{si} = \varepsilon_{si} E_s \dots (b) \\ \varepsilon_{si} \leq -\frac{f_y}{E_s}, & f_{si} = -f_y \dots (c) \end{cases} \quad (5.1.4)$$

Donde:

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal correspondiente a la fila i (MPa);

E_s : módulo de elasticidad del acero igual a 193,133 MPa (2,000,000 kg/cm²);

f_{si} : esfuerzo al que se encuentra sometido el acero de la fila i del refuerzo longitudinal (MPa).

A partir del cálculo anterior se obtuvo la aportación del refuerzo longitudinal para resistir la carga axial (ec. 5.1.5).

$$F_s = \sum_1^n F_{si} = \sum_1^n f_{si} A_{si} \quad (5.1.5)$$

donde:

F_{si} : aportación de la fila i del refuerzo longitudinal para resistir carga axial (kN);

A_{si} : área transversal de la fila i de refuerzo longitudinal (mm²).

La contribución del refuerzo longitudinal para resistir el momento flexionante, respecto del centroide de la sección transversal, se obtuvo a partir de la expresión 5.1.6.

$$M_s = \sum_1^n M_{si} = \sum_1^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h_j}{2} - d_i \right) \quad (5.1.6)$$

donde:

M_s : contribución total del refuerzo longitudinal para resistir el momento flexionante (N-m);

M_{si} : contribución de la fila i del refuerzo longitudinal para resistir el momento flexionante (N-m);

h_j : peralte de la columna encamisada (mm).

El cálculo de la contribución a la resistencia a carga axial y a momento flexionante de los concretos de la columna original y de la camisa se muestran en 5.2 a 5.6.

Para el cálculo del diagrama de interacción carga axial-momento (diagrama P-M) completo, se realizó el cálculo de 100 puntos, considerando c igual que 1% de la longitud de la dimensión h_j , y hasta 100%. Además, se agregó un punto extra, correspondiente a la resistencia a compresión pura de la columna. Los diagramas P-M correspondientes a cada modelo se muestran en las secciones 5.2 a 5.6.

5.2. Modelo 1: Modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos, considerando una Sección Transversal Equivalente (BEE-STE)

En este modelo, se calculó la contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de las columnas, considerando a la sección transversal constituida por un mismo concreto con una resistencia a la compresión equivalente (figura 5.2.1), calculada según la ecuación 5.2.1.

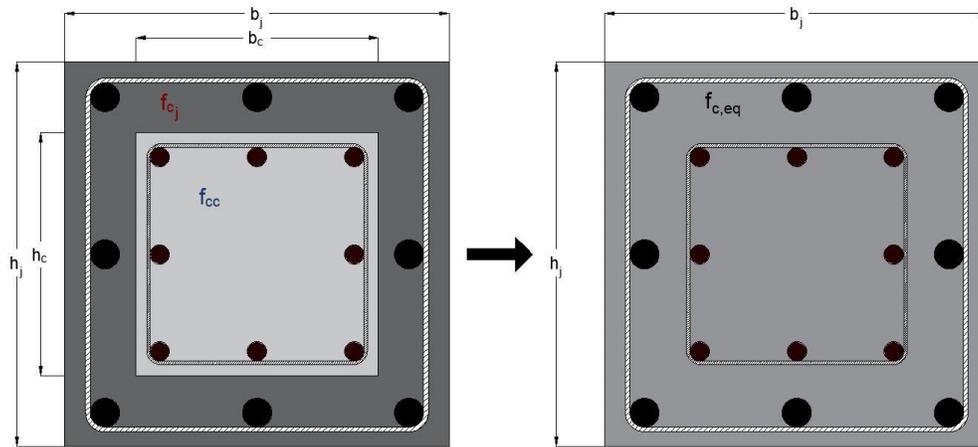


Figura 5.2.1. Nomenclatura usada para el modelo BEE-STE

$$f_{c,eq} = \frac{f_{cc}A_{gc} + f_{cj}(A_{gj} - A_{gc})}{A_{gj}} \quad (5.2.1)$$

donde:

$f_{c,eq}$: resistencia a la compresión del concreto de la sección transversal equivalente (MPa);

f_{cc} : resistencia a la compresión del concreto de la columna original (MPa);

f_{cj} : resistencia a la compresión del concreto de la camisa (MPa);

A_{gc} : área bruta de la sección transversal de la columna original (mm²);

A_{gj} : área bruta de la sección transversal de la columna encamisada (mm^2).

A partir de esta consideración, el procedimiento de cálculo fue el mismo descrito para una columna cuya resistencia es calculada con el modelo del bloque equivalente de esfuerzos.

Para calcular la contribución del concreto para resistir la carga axial y el momento flexionante, se debe obtener el área de concreto sometida a compresión, delimitada por el eje neutro. Como se mencionó en 5.1.1, la profundidad del eje neutro se definió de forma iterativa, variando la distancia c entre el 1% y 100% de la dimensión h_j .

La aportación del concreto ante la carga axial se calculó con la ecuación 5.2.2:

$$F_c = 0.85f_{c,eq}\beta_{eq}c \quad (5.2.2)$$

donde:

β_{eq} : factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro (ACI 318-19, fig. 5.1.1.2).

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Figura 5.2.2. Tabla para el cálculo de β tomada del ACI 318-19

El cálculo de la contribución del concreto a compresión para resistir el momento flexionante (fig. 5.2.3) se realizó utilizando la ecuación 5.2.3:

$$M_c = F_c d_{c,eq} = F_c \left(\frac{1}{2} h_j - \frac{1}{2} \beta_{eq} c \right) \quad (5.2.3)$$

donde:

$d_{c,eq}$: distancia entre el eje de aplicación de la fuerza F_c y el centroide de la sección transversal de la columna.

Con los resultados de las ecuaciones 5.2.2 y 5.2.3, sumados a la contribución del acero de refuerzo longitudinal, calculada en las ecuaciones 5.1.5 y 5.1.6, se construyeron los diagramas de interacción P-M de las 33 columnas. En la figura 5.2.4 se muestra el diagrama correspondiente a la columna 16 con falla por flexión.

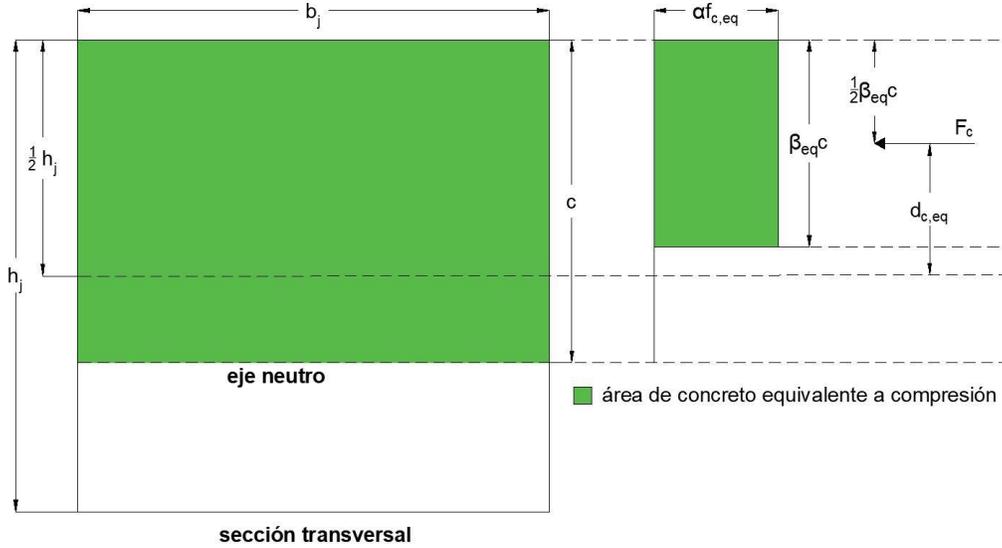


Figura 5.2.3. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Modelo 1 (BEE-STE)

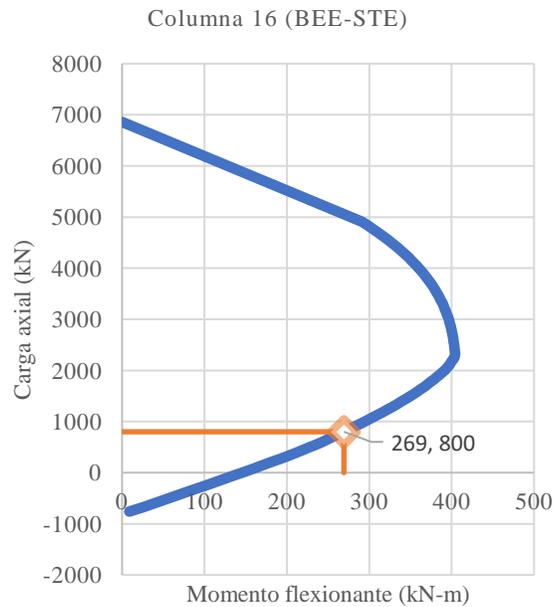


Figura 5.2.4. Diagrama de interacción P-M calculado con el Modelo 1 (BEE-STE) para un espécimen con falla por flexión

Para evaluar la idoneidad del Modelo 1 para calcular la resistencia a flexocompresión de columnas encamisadas con concreto, se compararon el momento resistente a la flexión calculado (M_{calc}) para la carga axial a la cual el espécimen fue sometido durante el ensaye y el momento experimental (M_{exp}). Así, por ejemplo, para la columna 16 de la base de datos sometida a carga axial de 800 kN, su resistencia a flexocompresión calculada fue de 269 kN-m y el momento experimental fue de 273.42 kN-m. Esta comparación puede observarse en la tabla 5.2.1, en donde también se pueden ver el resultado de la

resistencia calculada en producto con un factor de resistencia F_R igual que 0.9. Adicionalmente, se observan los cocientes M_{exp}/M_{calc} , $M_{exp}/F_R M_{calc}$, el promedio y el coeficiente de variación correspondiente a cada cociente en función de los 33 especímenes.

Tabla 5.2.1. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 1

BEE-STE					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,MI}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,MI}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,MI}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,MI}$
1	71.50	55.10	49.59	1.30	1.44
2	63.40	61.20	55.08	1.04	1.15
3	71.10	60.79	54.71	1.17	1.30
4	65.90	62.06	55.86	1.06	1.18
5	73.20	66.10	59.49	1.11	1.23
6	634.00	547.33	492.59	1.16	1.29
7	697.00	549.75	494.78	1.27	1.41
8	515.00	401.10	360.99	1.28	1.43
9	560.00	440.31	396.28	1.27	1.41
10	269.64	226.82	204.13	1.19	1.32
11	292.86	258.09	232.28	1.13	1.26
12	261.18	229.88	206.89	1.14	1.26
13	322.20	257.89	232.10	1.25	1.39
14	233.65	248.85	223.97	0.94	1.04
15	245.26	269.11	242.20	0.91	1.01
16	273.42	269.20	242.28	1.02	1.13
17	264.93	267.72	240.94	0.99	1.10
18	239.10	268.76	241.89	0.89	0.99
19	267.20	230.84	207.75	1.16	1.29
20	71.50	63.98	57.58	1.12	1.24
21	73.50	60.77	54.69	1.21	1.34
22	77.50	64.10	57.69	1.21	1.34
23	96.90	64.09	57.68	1.51	1.68
24	83.80	63.96	57.57	1.31	1.46
25	80.70	64.00	57.60	1.26	1.40
26	240.00	227.56	204.80	1.05	1.17
27	224.00	232.88	209.59	0.96	1.07
28	216.00	233.22	209.90	0.93	1.03
29	216.00	219.03	197.13	0.99	1.10
30	256.00	224.21	201.79	1.14	1.27
31	568.00	611.93	550.74	0.93	1.03
32	616.00	615.55	554.00	1.00	1.11
33	592.00	555.94	500.34	1.06	1.18
Promedio				1.12	1.24
CV				0.13	0.13

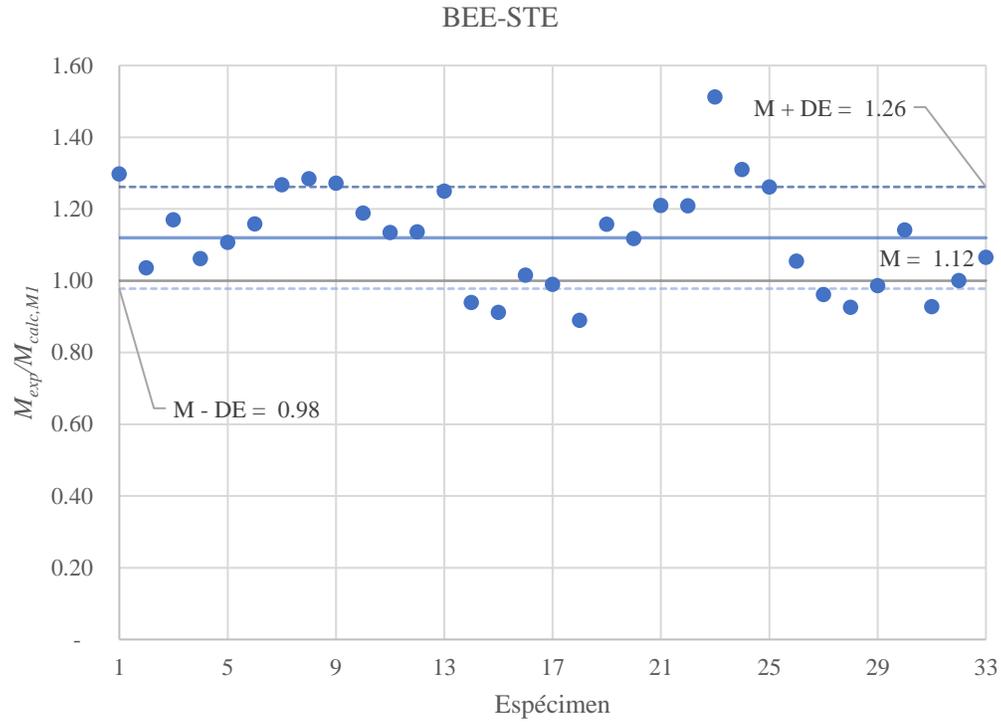


Figura 5.2.5. $M_{exp}/M_{calc,M1}$ correspondiente al Modelo 1 (BEE-STE)

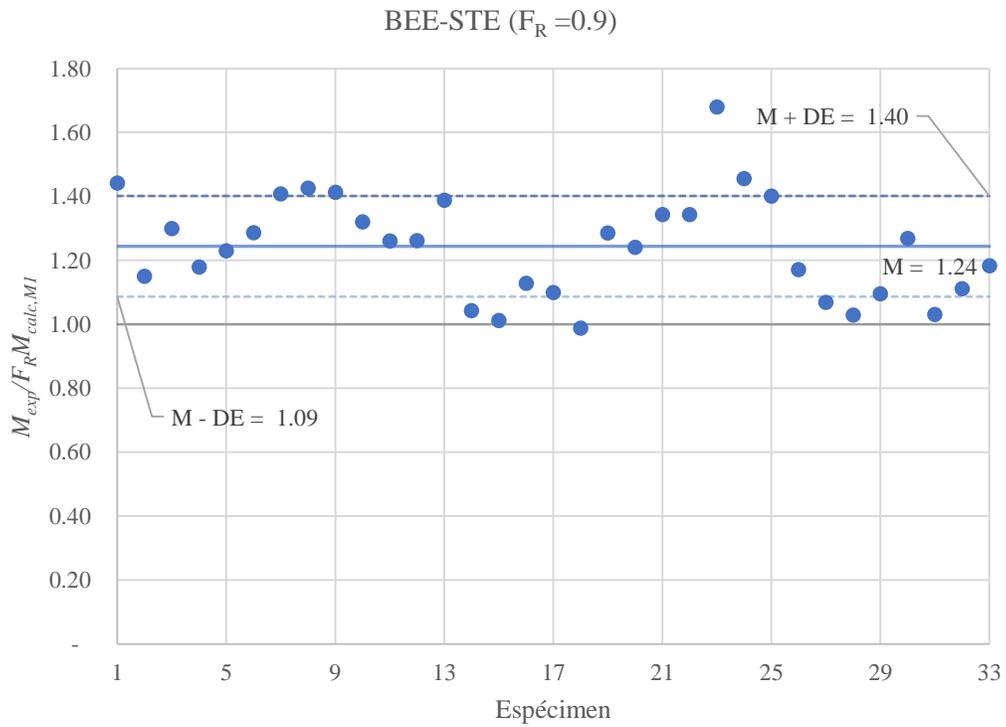


Figura 5.2.6. $M_{exp}/F_R M_{calc,M1}$ correspondiente al Modelo 1 (BEE-STE)

En la figura 5.2.5 se presentan los cocientes M_{exp}/M_{calc} , correspondiente a los 33 especímenes en forma de gráfica. También se indican el valor medio con línea continua, el valor medio más y menos una desviación estándar con línea discontinua (M+DE y M-DE respectivamente). En la figura 5.2.6 se expone gráficamente el cociente antes mencionado, pero afectado por el factor de resistencia $F_R = 0.9$.

5.3. Modelo 2: Modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos (BEE)

El segundo modelo estudiado para determinar la contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión fue el modelo de bloque equivalente de esfuerzos. En el Modelo 2 se consideró una sección transversal de concreto heterogénea. Ello implicó que la distribución de los esfuerzos de compresión fue distinta para cada concreto. En correspondencia con esta diferencia, las ecuaciones para calcular la aportación del concreto para resistir carga axial y a momento flexionante, son más extensas y variadas en función de la profundidad del eje neutro. Se distinguen tres casos según los siguientes intervalos:

$$\begin{cases} \text{Caso 1:} & c \leq t_{hj} \\ \text{Caso 2:} & t_{hj} < c \leq t_{hj} + h_c \\ \text{Caso 3:} & c > t_{hj} + h_c \end{cases}$$

Las figuras 5.1.2.1, 5.1.2.2 y 5.1.2.3 muestran los bloques equivalentes de esfuerzo de cada caso. En estas, se observa que sólo se consideran los segmentos efectivos de los bloques equivalentes correspondientes a cada área de concreto especificada. El área de concreto de la camisa se identifica en tres subáreas: la primera en color amarillo, la segunda en color naranja y la tercera en color rosa. El área correspondiente a la columna original se identifica en color azul.

- Caso 1: $c \leq t_{hj}$

En este caso, sólo hay un segmento del concreto de la camisa a compresión (cuya área máxima es $b_j t_{hj}$). Sin embargo, por facilidad para realizar los cálculos en la hoja de cálculo, el área $b_j t_{hj}$ se dividió en dos áreas como se muestra en la figura 5.3.1. La aportación a la resistencia ante carga axial se calculó con la ecuación 5.3.1:

$$F_c = F_{cj1} + F_{cj2} = 0.85 f_{cj} \beta_j c b_c + 0.85 f_{cj} \beta_j c (b_j - b_c) \quad (5.3.1)$$

Donde:

F_{cj1} : contribución del área 1 del concreto de la camisa ante carga axial (N);

F_{cj2} : contribución del área 2 del concreto de la camisa ante carga axial (N);

β_j : factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro correspondiente al concreto de la camisa.

La contribución para resistir el momento flexionante se calculó según la ecuación 5.3.2:

$$M_c = F_{cj1}d_{cj1} + F_{cj2}d_{cj2} = F_{cj1} \left(\frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}\beta_j c \right) + F_{cj2} \left(\frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}\beta_j c \right) \quad (5.3.2)$$

donde:

d_{cj1} : distancia entre el eje de aplicación de la fuerza F_{cj1} y el centroide de la sección transversal de la columna (m);

d_{cj2} : distancia entre el eje de aplicación de la fuerza F_{cj2} y el centroide de la sección transversal de la columna (m).

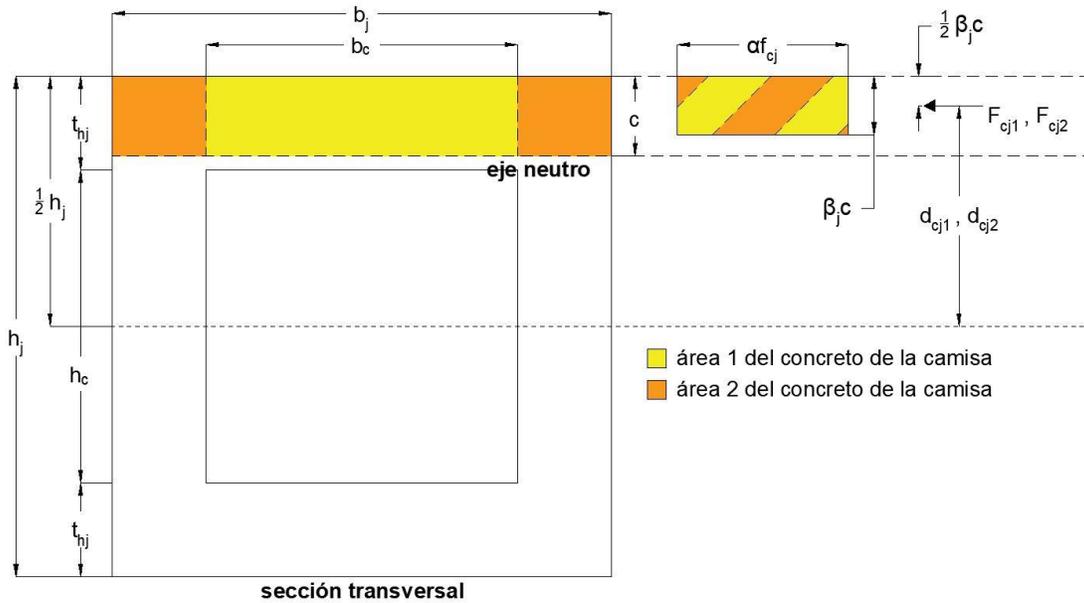


Figura 5.3.1. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 1 del Modelo 2 (BEE)

- Caso 2: $t_{hj} < c \leq t_{hj}$

En el Caso 2 (fig. 5.3.2), la profundidad del eje neutro es mayor que el espesor de la camisa, por lo que atraviesa a la sección transversal a través del concreto original (área en color azul) y del concreto de la camisa (áreas en colores amarillo y naranja). Dada esta condición, las contribuciones de los concretos a la resistencia a flexocompresión se calculan utilizando los factores β_c (concreto de la columna original) y β_j (concreto de la camisa). El cálculo se realizó con las ecuaciones 5.3.3 a 5.3.6.

$$F_c = F_{cj1} + F_{cj2} + F_{cc} \quad (5.3.3)$$

Se debe cumplir que:

$$\begin{cases} \text{Si } \beta_j c < t_{hj}, & F_{cj} = 0.85 f_{cj} \beta_j c b_c \\ \text{Si } \beta_c c \geq t_{hj}, & F_{cj} = 0.85 f_{cj} t_{hj} b_c \end{cases} \quad (5.3.4)$$

$$\begin{cases} Si \beta_c c \leq t_{hj}, F_{cc} = 0 \\ Si \beta_c c > t_{hj}, F_{cc} = 0.85 f_{cc} (\beta_c c - t_{hj}) b_c \end{cases} \quad (5.3.5)$$

Y:

$$F_{cj2} = 0.85 f_{cj} \beta_j c (b_j - b_c) \quad (5.3.6)$$

Donde:

F_{cc} : aportación del concreto actuante de la columna original ante carga axial (N);

β_j : factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro correspondiente al concreto de la camisa.

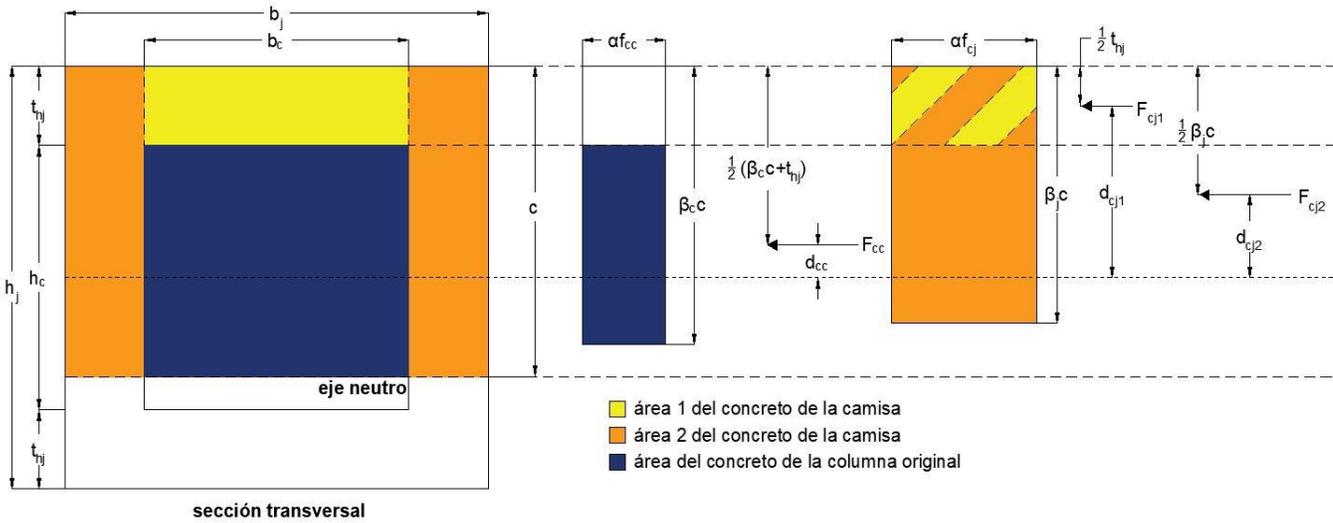


Figura 5.3.2. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 2 del Modelo 2 (BEE)

Para el cálculo de la contribución a la resistencia a momento flexionante, se utilizaron las expresiones 5.3.7 a 5.3.9:

$$M_c = F_{cj1} d_{cj1} + F_{cj2} d_{cj2} + F_{cc} d_{cc} \quad (5.3.7)$$

se debe cumplir que:

$$\begin{cases} Si \beta_j c < t_{hj}, d_{cj1} = \frac{1}{2} h_j - \frac{1}{2} \beta_j c \\ Si \beta_j c \geq t_{hj}, d_{cj1} = \frac{1}{2} h_j - \frac{1}{2} t_{hj} \end{cases} \quad (5.3.8)$$

y:

$$d_{cj2} = \frac{1}{2} h_j - \frac{1}{2} \beta_j c, \quad d_{cc} = \frac{1}{2} h_j - \frac{1}{2} (\beta_c c + t_{hj}) \quad (5.3.9)$$

donde:

d_{cc} : distancia entre el eje de aplicación de la fuerza F_{cc} y el centroide de la sección transversal de la columna (m)

- Caso 3: $c > t_{hj} + h_c$

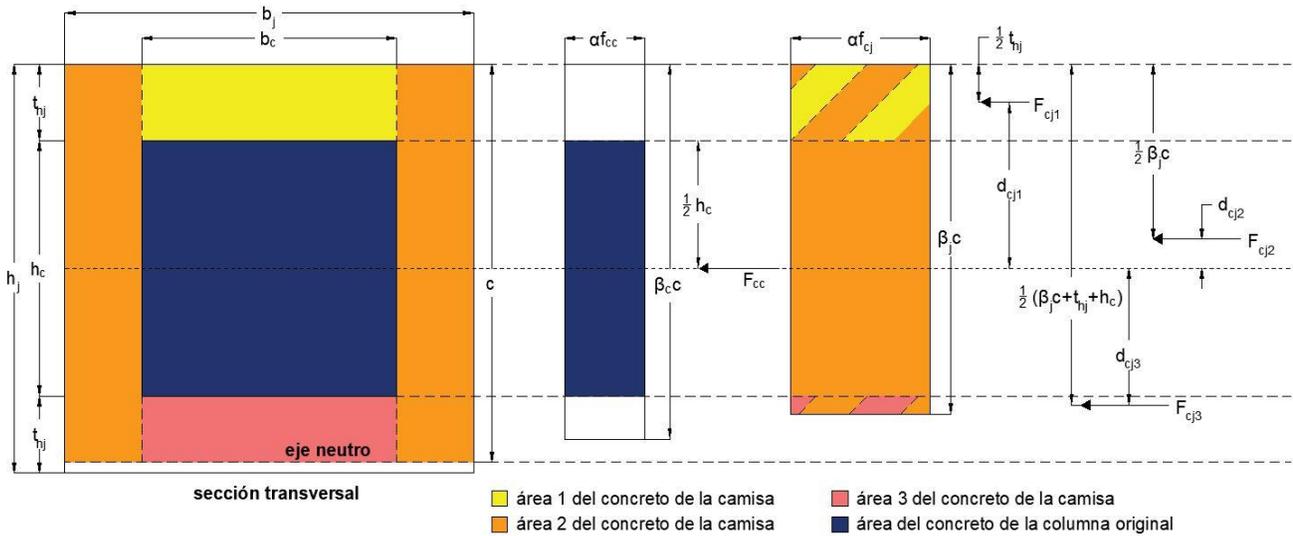


Figura 5.3.3. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 3 del Modelo 2 (BEE)

Al igual que en el Caso 2, se utilizan los factores β_c y β_j para calcular las aportaciones correspondientes a los concretos de la columna original y de la camisa, respectivamente. Además, se calcula la aportación de una tercera área de concreto de la camisa, en color rojo, como se muestra en la figura 5.3.3.

Para calcular la aportación de los concretos a la resistencia a carga axial se utilizó la ecuación 5.3.10.

$$F_c = F_{cj1} + F_{cj2} + F_{cj3} + F_{cc} \quad (5.3.10)$$

se debe cumplir que:

$$\begin{cases} \text{Si } \beta_j c \leq t_{hj} + h_c, & F_{cj3} = 0 \\ \text{Si } \beta_j c > t_{hj} + h_c, & F_{cj3} = 0.85 f_{cj} (\beta_c c - (t_{hj} + h_c)) b_c \end{cases} \quad (5.3.11)$$

$$\begin{cases} \text{Si } \beta_c c \leq t_{hj} + h_c, & F_{cc} = 0.85 f_{cc} (\beta_c c - t_{hj}) b_c \\ \text{Si } \beta_c c > t_{hj} + h_c, & F_{cc} = 0.85 f_{cc} h_c b_c \end{cases} \quad (5.3.12)$$

entonces:

$$F_{cj1} = 0.85 f_{cj} t_{hj} b_c \quad (5.3.13) \quad , \quad F_{cj2} = 0.85 f_{cj} \beta_j c (b_j - b_c) \quad (5.3.14)$$

donde:

F_{cj3} : aportación del área 3 del concreto de la camisa ante carga axial (N).

La contribución a la resistencia a momento flexionante se calculó con las expresiones 5.3.15 a 5.3.18.

$$M_c = F_{cj1}d_{cj1} + F_{cj2}d_{cj2} + F_{cj3}d_{cj3} + F_{cc}d_{cc} \quad (5.3.15)$$

se debe cumplir que:

$$\begin{cases} \text{Si } \beta_c c \leq t_{hj} + h_c, & d_{cc} = \frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}(\beta_c c + t_{hj}) \\ \text{Si } \beta_c c > t_{hj} + h_c, & d_{cc} = 0 \end{cases} \quad (5.3.16)$$

y:

$$d_{cj1} = \frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}t_{hj} \quad (5.1.2.17) , \quad d_{cj2} = \frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}\beta_j c \quad (5.3.18)$$

$$d_{cj3} = \frac{1}{2}h_j - \frac{1}{2}(\beta_j c + t_{hj} + h_c) \quad (5.3.19)$$

donde:

d_{cj3} : distancia entre el eje de aplicación de la fuerza F_{cj3} y el centroide de la sección transversal de la columna (m).

En la tabla 5.3.1 se muestran los valores de resistencia a momento flexionante, experimentales y calculados con el Modelo 2, de los 33 especímenes estudiados.

En el modelo anterior se explicó cómo se armaron los diagramas de interacción P-M del modelo y la gráfica de comparación entre lo calculado y lo observado en el laboratorio. A continuación, las figuras 5.3.4, 5.3.5 y 5.3.6 muestran los elementos antes mencionados, correspondientes a este modelo.

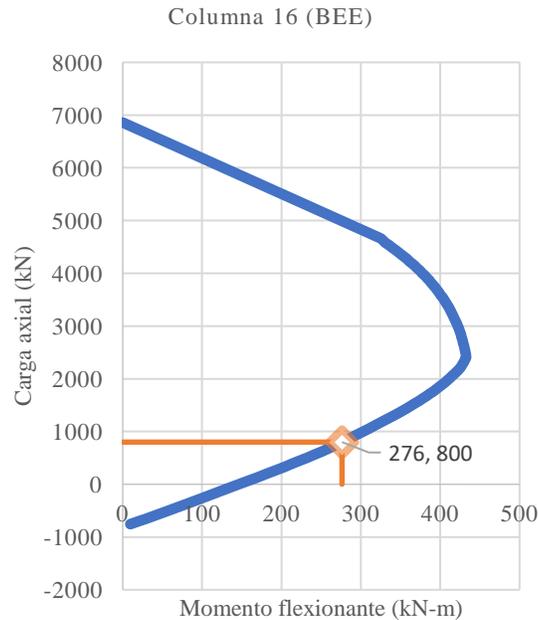


Figura 5.3.4. Diagrama de interacción P-M calculado con el Modelo 2 (BEE) para un espécimen con falla por flexión

Tabla 5.3.1. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 2

BEE					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,M2}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,M2}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,M2}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,M2}$
1	71.50	55.10	49.59	1.30	1.44
2	63.40	60.34	54.31	1.05	1.17
3	71.10	60.79	54.71	1.17	1.30
4	65.90	60.75	54.68	1.08	1.21
5	73.20	63.83	57.45	1.15	1.27
6	634.00	551.97	496.77	1.15	1.28
7	697.00	560.69	504.62	1.24	1.38
8	515.00	390.89	351.80	1.32	1.46
9	560.00	439.23	395.31	1.27	1.42
10	269.64	220.49	198.44	1.22	1.36
11	292.86	249.00	224.10	1.18	1.31
12	261.18	226.82	204.14	1.15	1.28
13	322.20	257.89	232.10	1.25	1.39
14	233.65	252.14	226.93	0.93	1.03
15	245.26	276.28	248.65	0.89	0.99
16	273.42	276.28	248.65	0.99	1.10
17	264.93	275.14	247.62	0.96	1.07
18	239.10	276.28	248.65	0.87	0.96
19	267.20	230.84	207.75	1.16	1.29
20	71.50	66.96	60.26	1.07	1.19
21	73.50	60.77	54.69	1.21	1.34
22	77.50	67.04	60.33	1.16	1.28
23	96.90	67.10	60.39	1.44	1.60
24	83.80	66.91	60.22	1.25	1.39
25	80.70	66.89	60.20	1.21	1.34
26	240.00	233.88	210.50	1.03	1.14
27	224.00	239.04	215.14	0.94	1.04
28	216.00	239.98	215.98	0.90	1.00
29	216.00	214.67	193.20	1.01	1.12
30	256.00	219.31	197.38	1.17	1.30
31	568.00	624.75	562.28	0.91	1.01
32	616.00	628.15	565.34	0.98	1.09
33	592.00	566.03	509.42	1.05	1.16
Promedio				1.11	1.23
CV				0.13	0.13

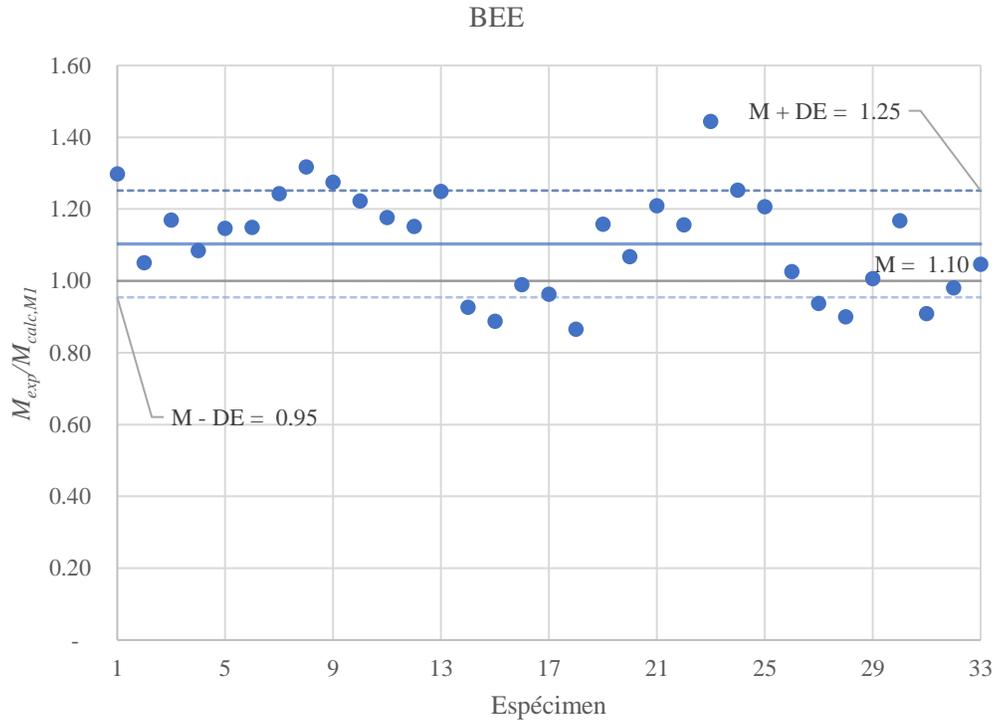


Figura 5.3.5. $M_{exp}/M_{calc,M2}$ correspondiente al Modelo 2 (BEE)

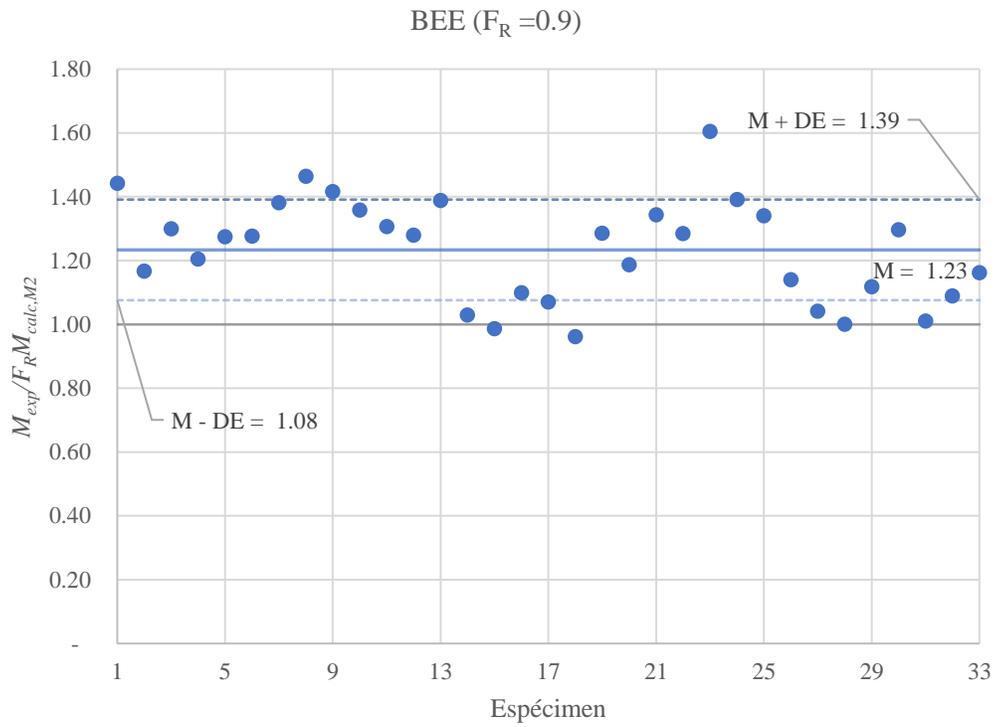


Figura 5.3.6. $M_{exp}/F_R M_{calc,M2}$ correspondiente al Modelo 2 (BEE)

5.4. Modelo 3: Modelo de Todeschini et al. (TOD)

La determinación de los esfuerzos en el concreto a compresión se calculó utilizando la expresión de Todeschini et al. (1964), debido a que este modelo se expresa en una sola función continua del concreto a compresión. Este modelo parte de las siguientes suposiciones:

1. La deformación unitaria del concreto sometido a compresión tiene una variación lineal con la profundidad del eje neutro, con una deformación unitaria a la falla de 0.003 en la fibra extrema de compresión y 0.002 cuando la resistencia es la máxima;
2. La resistencia del concreto a tensión es despreciable;
3. El esfuerzo se calcula a partir del modelo representado en la ecuación (5.4.1).

$$f_c = \frac{2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} f'_c \quad (5.4.1)$$

donde:

f_c : esfuerzo de compresión del concreto (MPa);

ε : deformación unitaria del concreto;

ε_0 : deformación unitaria del concreto cuando $f_c = f'_c$, igual que 0.002;

f'_c : resistencia del concreto (MPa).

Se identificaron tres casos para realizar el cálculo de la aportación de los concretos original y de la camisa a la resistencia ante carga axial y momento flexionante, correspondientes a los mismos tres intervalos definidos en el Modelo 2 (véase 5.3).

- Caso 1: $c \leq t_{hj}$

En este caso, al igual que en el Modelo 2, se distinguieron dos áreas de concreto de la camisa, como se muestra en la figura 5.4.1, con colores amarillo y naranja en la sección transversal.

Debido a que la distribución de deformaciones a través de la sección transversal es lineal, la función de esfuerzos se modificó, considerando ε_0 igual que dos tercios de la profundidad del eje neutro y $\varepsilon = x$, de acuerdo con la ecuación 5.4.2.

$$f_c = \frac{2 \frac{x}{\frac{2}{3}c}}{1 + \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c}\right)^2} (f_{cc} \text{ ó } f_{cj}) \quad (5.4.2)$$

Donde:

x : distancia al eje neutro para calcular un esfuerzo determinado, con valor entre 0 y c (mm).

Con la ecuación 5.4.2 se calcularon las aportaciones del concreto a la resistencia ante carga axial y momento flexionante. Para calcular la fuerza total del concreto a compresión, se integró la función antes descrita como se muestra en la ecuación 5.4.3, dando como resultado la ecuación 5.4.4.

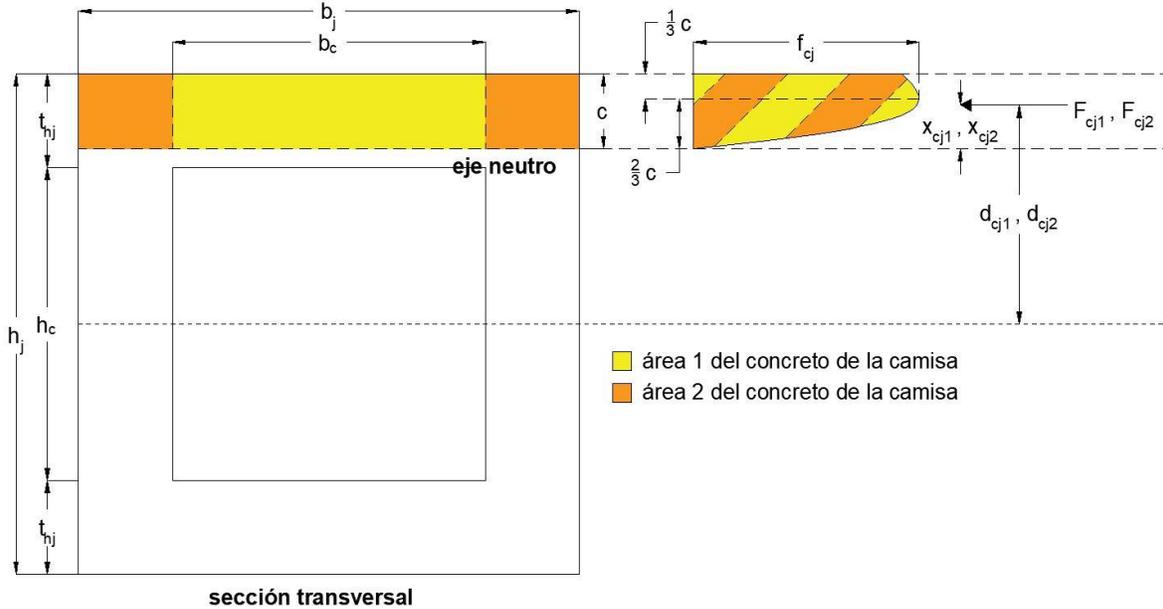


Figura 5.4.1. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 1 del Modelo 3 (TOD)

$$A_{cj1} = A_{cj2} = \int_0^c f_c dx = \int_0^c \frac{2 \frac{x}{\frac{2}{3}c}}{1 + \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c}\right)^2} f_{cj} dx \quad (5.4.3)$$

$$A_{cj1} = \frac{2}{3} f_{cj} c \ln \left[\left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right]_0^c$$

$$A_{cj1} = \frac{2}{3} f_{cj} c \ln \frac{13}{4}$$

$$A_{cj1} \approx 0.79 f_{cj} c \quad (5.4.4)$$

Donde:

$A_{c j 1, c j 2}$: área de la parábola de esfuerzos correspondiente a las áreas 1 y 2 de concreto a compresión de la camisa (kN/mm).

Para obtener la aportación de las dos áreas de concreto a compresión, se multiplicó el valor anteriormente obtenido por el ancho correspondiente. La ecuación 5.4.5 corresponde al área uno de la camisa y la ecuación 5.4.6 al área dos.

$$F_{c j 1} = A_{c j 1} b_c \quad (5.4.5)$$

$$F_{c j 2} = A_{c j 2} (b_j - b_c) \quad (5.4.6)$$

Y la aportación ante carga axial se calculó según la ecuación 5.4.7

$$F_c = F_{c j 1} + F_{c j 2} \quad (5.4.7)$$

Para obtener la contribución ante momento flexionante, fue necesario identificar el brazo de palanca respecto del centro. Para encontrarlo, primero se halló el centroide de la curva de esfuerzos, a partir de las ecuaciones 5.4.8 y 5.4.9:

$$x_{c j 1} = x_{c j 2} = \frac{1}{A_{c j 1}} \int_0^c x f_c dx = \frac{1}{A_{c j 1}} \int_0^c x \left[\frac{2 \frac{x}{\frac{2}{3} c}}{1 + \left(\frac{x}{\frac{2}{3} c} \right)^2} f_{c j} \right] dx \quad (5.4.8)$$

$$x_{c j 1} = \frac{4 f_{c j} c}{3 A_{c j 1}} \left[x - \left(\frac{2}{3} c \right) \arctan \left(\frac{x}{\frac{2}{3} c} \right) \right]_0^c$$

$$x_{c j 1} = \frac{4 f_{c j} c^2}{3 A_{c j 1}} \left[1 - \frac{2}{3} \arctan \left(\frac{3}{2} \right) \right]$$

$$x_{c j 1} \approx 0.46 \frac{f_{c j} c^2}{A_{c j 1}} \quad (5.4.9)$$

Donde:

$x_{c j 1, c j 2}$: distancia entre el centroide de la parábola de esfuerzos correspondiente a las áreas 1 y 2 del concreto a compresión de la camisa y la profundidad del eje neutro (mm).

El brazo de palanca se obtuvo a partir de la ecuación 5.4.10.

$$d_{cj1} = d_{cj2} = \frac{h_j}{2} - (c - x_{cj1}) \quad (5.4.10)$$

En conjunto, la contribución a momento flexionante fue la suma correspondiente a la ecuación 5.4.11.

$$M_c = F_{cj1}d_{cj1} + F_{cj2}d_{cj2} \quad (5.4.11)$$

- Caso 2: $t_{hj} < c \leq t_{hj}$

Las áreas resistentes de concreto son tres: dos de la camisa y una de la columna original. En este caso, el cálculo se realizó con las ecuaciones 5.4.3 y 5.4.8 utilizadas en el Caso 1 del Modelo 3, pero modificando los límites de integración, definidos en función de lo que se muestra en el diagrama de la figura 5.4.2.

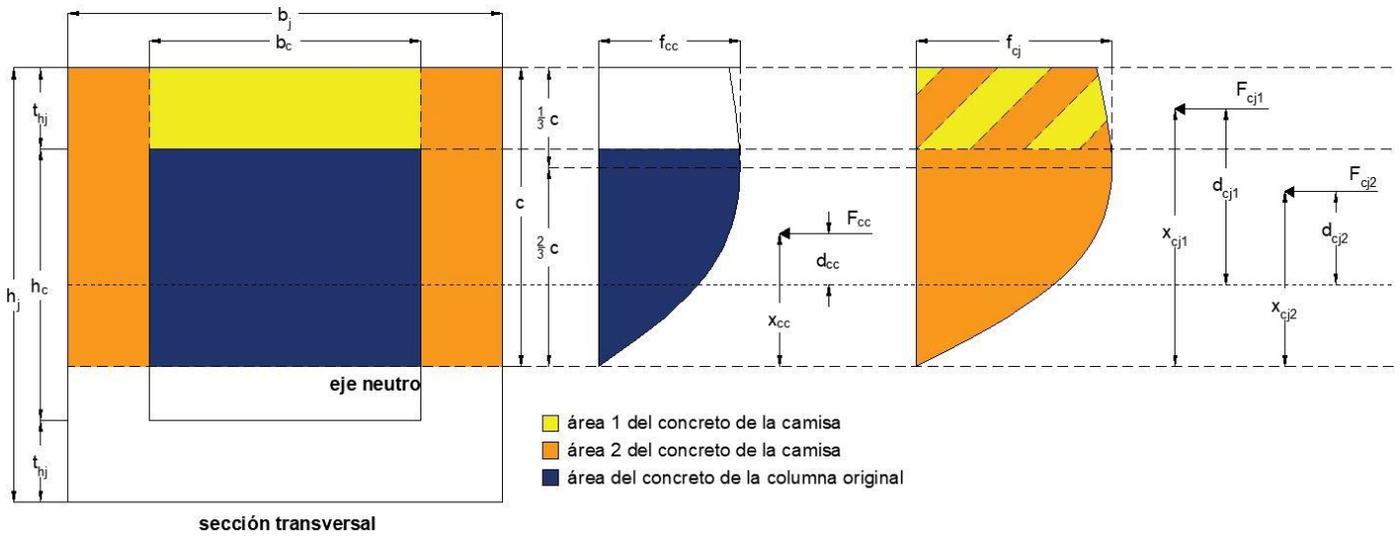


Figura 5.4.2. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 2 del Modelo 3 (TOD)

Para el caso del área 2 del concreto de la camisa, se siguió el mismo cálculo mostrado en el Caso 1. Para el área 1 del concreto de la camisa, el límite inferior de la integral fue $(c - t_{hj})$ y el límite superior fue c , como se muestra en las ecuaciones 5.4.12 y 5.4.13. El cálculo de su aportación a la resistencia ante carga axial se realizó sustituyendo el resultado de 5.4.13 en 5.4.5.

$$A_{cj1} = \frac{2}{3} f_{cj} c \ln \left[\left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right] \Bigg|_{c-t_{hj}}^c \quad (5.4.12)$$

$$A_{cj1} = \frac{2}{3} f_{cj} c \left[\ln \frac{13}{4 \left(\frac{c - t_{hj}}{\frac{2}{3} c} \right)^2 + 4} \right] \quad (5.4.13)$$

A_{cj1} : área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área 1 de concreto a compresión de la camisa (kN/mm).

El brazo de palanca para la aportación a momento flexionante se calculó con la ecuación 5.4.10, utilizando el valor de x_{cj1} calculado con las ecuaciones 5.4.14, 5.4.15.

$$x_{cj1} = \frac{4f_{cj}c}{3A_{cj1}} \left[x - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right) \right]_{c-t_{hj}}^c \quad (5.4.14)$$

$$x_{cj1} = \frac{4f_{cj}c}{3A_{cj1}} \left[t_{hj} + \frac{2}{3}c \left(\arctan \frac{c - t_{hj}}{\frac{2}{3}c} - \arctan \frac{3}{2} \right) \right] \quad (5.4.15)$$

donde:

x_{cj1} : distancia entre el centroide del área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área 1 de concreto a compresión de la camisa y la profundidad del eje neutro (mm).

Para el área resistente del concreto de la columna original, el límite inferior de las integrales fue cero, mientras que el límite superior fue $(c - t_{hj})$, como se muestra en la ecuación 5.4.16. La ecuación 5.4.17 es la solución de la integral. Se utilizó la ecuación 5.4.18 para determinar su aportación a la resistencia ante carga axial.

$$A_{cc} = \frac{2}{3} f_{cc} c \ln \left[\left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right]_0^{c-t_{hj}} \quad (5.4.16)$$

$$A_{cc} = \frac{2}{3} f_{cc} c \ln \left[\left(\frac{c - t_{hj}}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right] \quad (5.4.17)$$

$$F_{cc} = A_{cc}b_c \quad (5.4.18)$$

donde:

A_{cc} : área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área de concreto a compresión de la columna original (kN/mm).

Las expresiones 5.4.19 y 5.4.20 se utilizaron para calcular el centroide del segmento de curva parábola de esfuerzos correspondiente al concreto de la columna original.

$$x_{cc} = \frac{4f_{cc}c}{3A_{cc}} \left[x - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right) \right]_0^{c-t_{hj}} \quad (5.4.19)$$

$$x_{cc} = \frac{4f_{cc}c}{3A_{cc}} \left[c - t_{hj} - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{c - t_{hj}}{\frac{2}{3}c} \right) \right] \quad (5.4.20)$$

donde:

x_{cc} : distancia entre el centroide del área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área de concreto a compresión de la columna original y la profundidad del eje neutro (mm).

El cálculo del brazo de palanca respecto del centro se realizó con la ecuación 5.4.21

$$d_{cc} = \frac{h_j}{2} - (c - x_{cc}) \quad (5.4.21)$$

Finalmente, de la misma forma que en lo mostrado en el Caso 2 del Modelo 2, las aportaciones del concreto ante carga axial y momento flexionante se calcularon a partir de las ecuaciones 5.3.3 y 5.3.7.

- Caso 3: $c > t_{hj} + h_c$

Siguiendo el procedimiento del caso anterior, se muestran las expresiones para obtener las aportaciones del área de concreto 3 de la camisa y el área de concreto de la columna. La aportación del área 1 del concreto de la camisa a la resistencia, a carga axial y momento flexionante, se calculó de la misma forma que se describe en el Caso 2 de este modelo. La aportación del área 2 se calculó como se indica en los Casos 1 y 2 de este modelo. En la figura 5.4.3 se muestran los diagramas de distribución de esfuerzos correspondientes al Caso 3.

Para calcular el área bajo la curva de distribución de esfuerzos correspondiente al área 3 de concreto de la camisa se utilizaron las ecuaciones 5.4.22 y 5.4.23. La contribución a la resistencia ante carga axial del área 3 se calculó con el resultado de 5.4.24 sustituido en la ecuación 5.4.25.

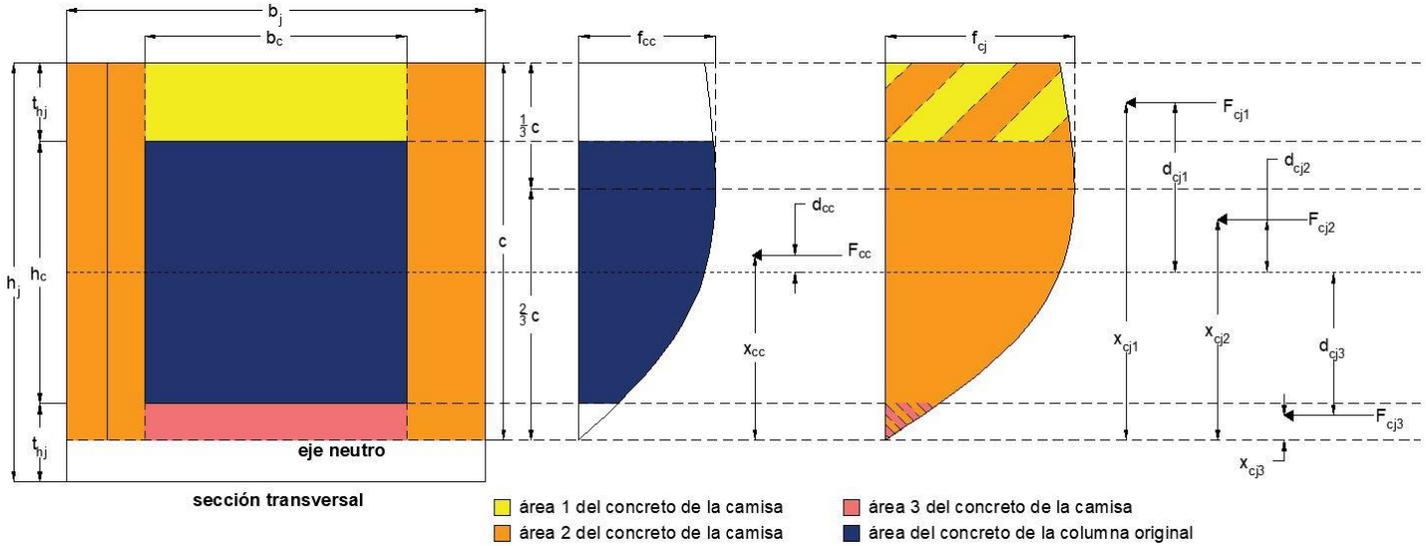


Figura 5.4.3. Contribución del concreto a la resistencia a flexocompresión de una columna encamisada según el Caso 3 del Modelo 3 (TOD)

$$A_{cj3} = \frac{2}{3} f_{cj} c \ln \left[\left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right]^{c-(t_{hj}+h_c)} \quad (5.4.22)$$

$$A_{cj3} = \frac{2}{3} f_{cj} c \ln \left[\left(\frac{c - (t_{hj} + h_c)}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right] \quad (5.4.23)$$

$$F_{cj3} = A_{cj3} b_c \quad (5.4.24)$$

Las ecuaciones 5.4.25 y 5.4.26 fueron utilizadas para obtener la distancia al centroide del área 3 de concreto a compresión, y la ecuación 5.4.27 para calcular el brazo de palanca respecto del centro de la sección transversal.

$$x_{cj3} = \frac{4f_{cj}c}{3A_{cj3}} \left[x - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right) \right]^{c-(t_{hj}+h_c)} \quad (5.4.25)$$

$$x_{cj3} = \frac{4f_{cj}c}{3A_{cj3}} \left[c - t_{hj} - h_c - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{c - (t_{hj} + h_c)}{\frac{2}{3}c} \right) \right] \quad (5.4.26)$$

$$d_{cj3} = \frac{h}{2} - (c - x_{cj3}) \quad (5.4.27)$$

A_{cj3} : área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área 3 de concreto a compresión de la camisa (N/m);

x_{cj3} : distancia entre el centroide del área del segmento de la parábola de esfuerzos correspondiente al área 3 de concreto a compresión de la camisa y la profundidad del eje neutro (m). Para el área del concreto de la columna original se tiene:

El área bajo la curva de la distribución de esfuerzos en el concreto original se calculó utilizando las expresiones 5.4.28 y 5.4.29. En la primera, se definen los límites inferior y superior con los valores $c - (t_{hj} + h_c)$ y $c - t_{hj}$ respectivamente. El resultado de A_{cc} se sustituyó en la ecuación 5.4.18 para calcular la aportación a la resistencia ante carga axial del concreto de la columna original.

$$A_{cc} = \frac{2}{3} f_{cc} c \ln \left[\left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1 \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{c-t_{hj}} \quad (5.4.28)$$

$$A_{cc} = \frac{2}{3} f_{cc} c \ln \left[\frac{\left(\frac{c-t_{hj}}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1}{\left(\frac{c-(t_{hj}+h_c)}{\frac{2}{3}c} \right)^2 + 1} \right] \quad (5.4.29)$$

Las ecuaciones 5.4.30 y 5.4.31 se utilizaron para calcular el centroide del segmento de la parábola de esfuerzo del concreto original, utilizando en la primera los mismos límites indicados en la ecuación 5.4.28. El resultado de la ecuación 5.4.31 se sustituyó en la ecuación 5.4.21 para calcular el brazo de palanca respecto del centro de la sección transversal.

$$x_{cc} = \frac{4f_{cc}c}{3A_{cc}} \left[x - \left(\frac{2}{3}c \right) \arctan \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right) \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{c-t_{hj}} \quad (5.4.30)$$

$$x_{cc} = \frac{4f_{cc}c}{3A_{cc}} \left[h_c + \frac{2}{3}c \left(\arctan \frac{c-(t_{hj}+h_c)}{\frac{2}{3}c} - \arctan \frac{c-t_{hj}}{\frac{2}{3}c} \right) \right] \quad (5.4.31)$$

Las aportaciones ante carga axial calculadas según lo indicado en este caso, sustituidas en la ecuación 5.3.10, dieron como resultado la aportación total del concreto a la resistencia ante carga axial de la columna encamisada.

Las aportaciones ante carga axial en producto con sus respectivos brazos de palanca calculados según lo indicado en este caso resultaron en la contribución total del concreto a la resistencia a momento flexionante de la columna encamisada al ser sustituidas en la ecuación 5.3.15.

La tabla 5.4.1 muestra la comparación entre la resistencia a momento flexionante calculada y medida para los 33 especímenes.

Tabla 5.4.1. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 3

TOD					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,M3}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,M3}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,M3}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,M3}$
1	71.50	57.38	51.65	1.25	1.38
2	63.40	64.21	57.78	0.99	1.10
3	71.10	64.80	58.32	1.10	1.22
4	65.90	64.60	58.14	1.02	1.13
5	73.20	67.36	60.62	1.09	1.21
6	634.00	563.58	507.22	1.12	1.25
7	697.00	572.55	515.29	1.22	1.35
8	515.00	399.94	359.95	1.29	1.43
9	560.00	450.32	405.29	1.24	1.38
10	269.64	224.73	202.26	1.20	1.33
11	292.86	254.91	229.42	1.15	1.28
12	261.18	231.90	208.71	1.13	1.25
13	322.20	264.71	238.24	1.22	1.35
14	233.65	256.72	231.05	0.91	1.01
15	245.26	280.00	252.00	0.88	0.97
16	273.42	280.00	252.00	0.98	1.09
17	264.93	279.07	251.17	0.95	1.05
18	239.10	280.00	252.00	0.85	0.95
19	267.20	233.90	210.51	1.14	1.27
20	71.50	67.46	60.71	1.06	1.18
21	73.50	61.58	55.42	1.19	1.33
22	77.50	67.71	60.94	1.14	1.27
23	96.90	67.65	60.89	1.43	1.59
24	83.80	67.49	60.74	1.24	1.38
25	80.70	67.52	60.77	1.20	1.33
26	240.00	236.26	212.64	1.02	1.13
27	224.00	241.39	217.25	0.93	1.03
28	216.00	242.38	218.14	0.89	0.99
29	216.00	218.49	196.64	0.99	1.10
30	256.00	223.43	201.08	1.15	1.27
31	568.00	632.53	569.27	0.90	1.00
32	616.00	635.94	572.35	0.97	1.08
33	592.00	574.16	516.75	1.03	1.15
Promedio				1.09	1.21
CV				0.13	0.13

Un ejemplo de diagrama de interacción P-M de este modelo y las gráficas de comparación (explicadas en el modelo 1) se muestran en las figuras 5.4.4, 5.4.5 y 5.4.6.

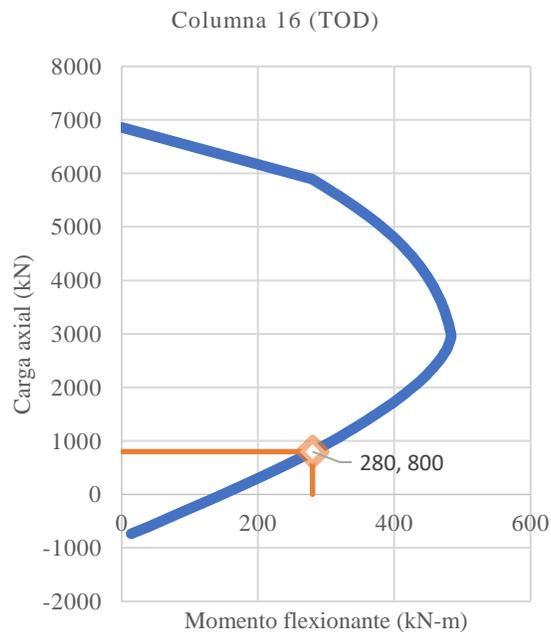


Figura 5.4.4. Diagrama de interacción P-M calculado con el Modelo 3 (TOD) para un espécimen con falla por flexión

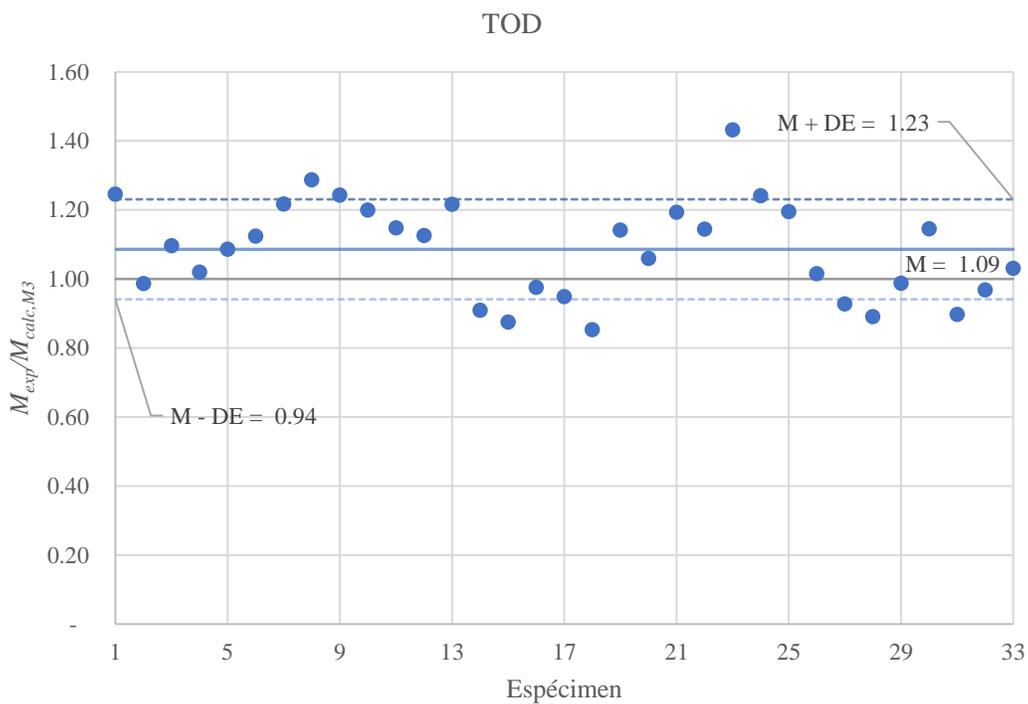


Figura 5.4.5. $M_{exp}/M_{calc,M3}$ correspondiente al Modelo 3

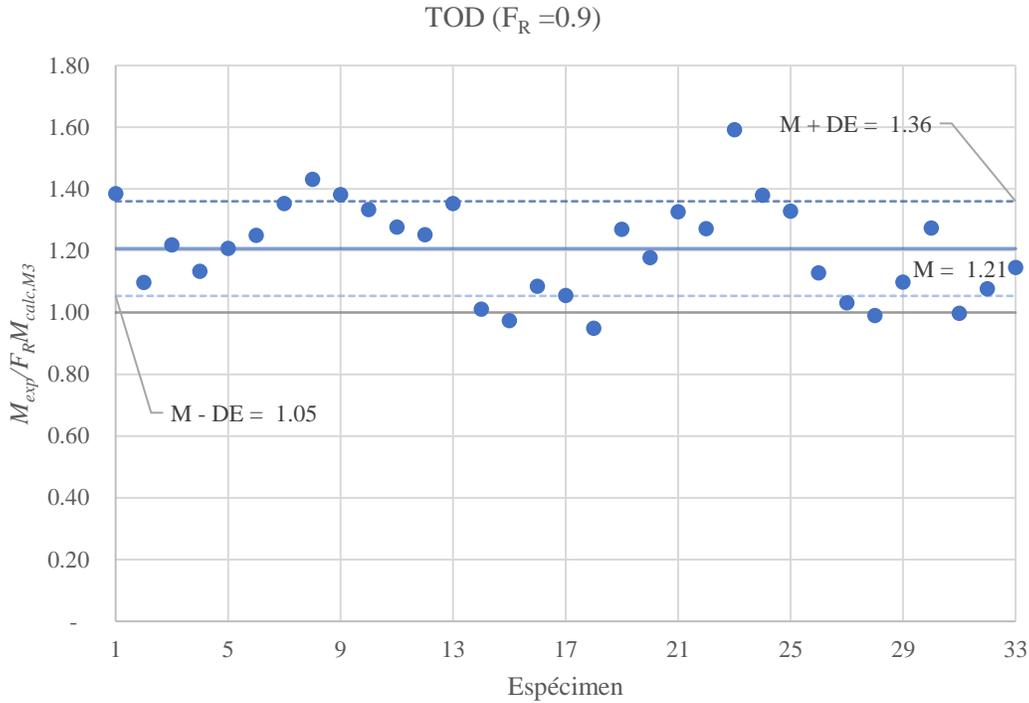


Figura 5.4.6. $M_{exp}/F_R M_{calc, M3}$ correspondiente al Modelo 3

5.5. Modelo 4: Modelo de Hognestad et al. (HOG)

La determinación de los esfuerzos en el concreto a compresión se realizó utilizando el modelo de Hognestad et al. (1955). Se utilizó este modelo debido a que describe de forma más cercana a la realidad el comportamiento del concreto a compresión, con una ecuación compuesta por dos segmentos: el primero es una función de segundo grado y; el segundo es una función lineal. Este modelo toma en cuenta las siguientes suposiciones:

1. La deformación unitaria del concreto sometido a compresión tiene una variación lineal con la profundidad del eje neutro, con una deformación unitaria a la falla de 0.003 en la fibra extrema de compresión y 0.002 cuando la resistencia es la máxima;
2. La resistencia del concreto a tensión es despreciable;
3. El esfuerzo se calcula a partir de la función en dos intervalos definidos en la ecuación 5.5.1.

$$f_c = \begin{cases} \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] f_c', & \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ [1 - 100(\varepsilon - \varepsilon_0)] f_c', & \varepsilon > \varepsilon_0 \end{cases} \quad (5.5.1)$$

donde:

f_c : esfuerzo de compresión del concreto (MPa);

ε : deformación unitaria del concreto;

ε_0 : deformación unitaria del concreto cuando $f_c = f_c'$, igual que 0.002;

f_c' : resistencia del concreto (MPa).

Al igual que en el modelo anterior, la ecuación se modificó considerando la distribución lineal de la deformación unitaria, adaptándola a la profundidad del eje neutro como se muestra a continuación:

Si $c \propto 0.003$, x se puede definir con la ecuación 5.5.2:

$$x = \frac{c}{0.003} \varepsilon \quad (5.5.2)$$

$$\therefore x \propto \varepsilon$$

Con esta consideración, también se puede afirmar que:

$$\frac{2}{3}c = \frac{c}{0.003} \varepsilon_0 \quad (5.5.3)$$

Tomando en cuenta la relación de proporcionalidad anterior, el segundo intervalo de la ecuación de Hognestad se puede modificar de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} & [1 - 100(\varepsilon - \varepsilon_0)]f_c' \\ & \left[1 - 100 \left(\left(\frac{0.003x}{c} \right) - \left(\frac{0.003 \left(\frac{2}{3} \right) c}{c} \right) \right) \right] f_c' \end{aligned}$$

Simplificando:

$$\left[1 - 0.3 \left(\frac{x}{c} - \frac{2}{3} \right) \right] f_c'$$

Ajustando el modelo completo, nos queda la ecuación 5.5.4:

$$f_c = \begin{cases} \left[2 \frac{x}{\frac{2}{3}c} - \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 \right] (f_{cc} \text{ ó } f_{cj}), & x \leq \frac{2}{3}c \\ \left[1 - 0.3 \left(\frac{x}{c} - \frac{2}{3} \right) \right] (f_{cc} \text{ ó } f_{cj}), & x > \frac{2}{3}c \end{cases} \quad (5.5.4)$$

En el Modelo 4, la división de las áreas de concreto y la determinación de casos se realizó de la misma forma que en los Modelos 2 y 3. En las figuras 5.5.1, 5.5.2 y 5.5.3 se muestra la división de las áreas para los Casos 1, 2 y 3, respectivamente.

En el Modelo 3 se explicó cómo obtener los valores: A_{cji} y A_{cc} , áreas bajo la curva de esfuerzos de los concretos resistentes; x_{cji} , d_{cji} , x_{cc} , d_{cc} , centroides de las curvas de esfuerzos del concreto y su distancia respecto del centro; F_{cji} , F_{cc} , aportaciones a la resistencia a carga axial de los concretos y; F_c y M_c , las contribuciones totales de los concretos a la resistencia carga axial y a momento flexionante. En el Modelo cuatro, el procedimiento es el mismo, la diferencia es que se usa la ecuación de Hognestad en lugar de la de Todeschini. Por esta razón, únicamente en el Caso 1 de este modelo se muestra el procedimiento para obtener los valores citados al principio de este párrafo. Para los Casos 2 y 3 solo se muestran las ecuaciones obtenidas.

- Caso 1: $c \leq t_{hj}$

Para calcular el área de la parábola correspondiente a las áreas de concretos resistentes, que en este caso son iguales para las áreas 1 y 2 de la camisa, se integra la ecuación 5.5.4 respecto de x , con los límites de integración que se muestran en la ecuación 5.5.5. El área es la expresada en la ecuación 5.5.6.

$$A_{cj1} = A_{cj2} = \int_0^c f_c dx = \int_0^{\frac{2}{3}c} \left[2 \frac{x}{\frac{2}{3}c} - \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 \right] f_{cj} dx + \int_{\frac{2}{3}c}^c \left[1 - 0.3 \left(\frac{x}{c} - \frac{2}{3} \right) \right] f_{cj} dx \quad (5.5.5)$$

$$A_{cj1} = \left[\frac{f_{cj} 3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_0^{\frac{2}{3}c} + \left[\frac{3f_{cj}x(8c-x)}{20c} \right]_{\frac{2}{3}c}^c$$

$$A_{cj1} = \frac{4}{9} f_{cj} c + \frac{19}{60} f_{cj} c = \frac{137}{180} f_{cj} c$$

$$A_{cj1} \approx 0.76 f_{cj} c \quad (5.5.6)$$

La resistencia ante carga axial se calculó con la ecuación 5.4.7, sustituyendo el resultado de las ecuaciones 5.4.5 y 5.4.6, que a su vez fueron resueltas con el valor obtenido a partir de la ecuación 5.5.6.

El cálculo del centroide de la parábola de esfuerzos del concreto se realizó con la ecuación 5.5.9, dicha expresión se obtuvo a partir de las ecuaciones 5.5.7 y 5.5.8.

$$x_{cj1} = x_{cj2} = \frac{1}{A_{cj1}} \int_0^c x f_c dx \quad (5.5.7)$$

$$x_{cj1} = \frac{1}{A_{cj1}} \left\{ \int_0^{\frac{2}{3}c} x \left[2 \frac{x}{\frac{2}{3}c} - \left(\frac{x}{\frac{2}{3}c} \right)^2 \right] f_{cj} dx + \int_{\frac{2}{3}c}^c x \left[1 - 0.3 \left(\frac{x}{c} - \frac{2}{3} \right) \right] f_{cj} dx \right\} \quad (5.5.8)$$

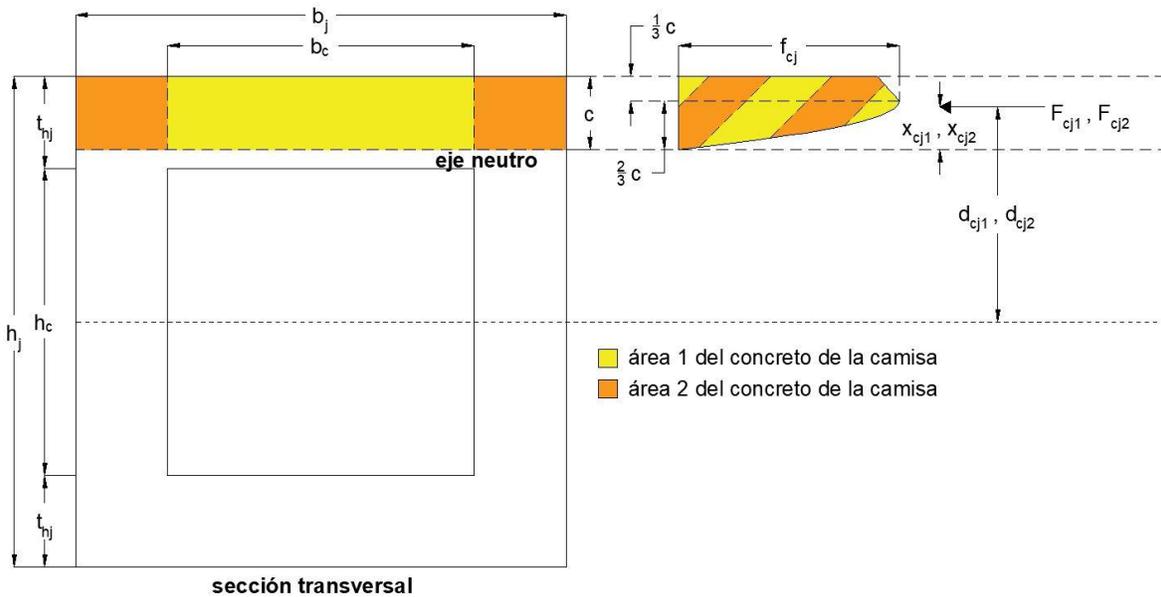
$$x_{cj1} = \frac{f_{cj}}{A_{cj1}} \left\{ \left[\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right]_0^{\frac{2}{3}c} + \left[\frac{x^2(6c-x)}{10c} \right]_{\frac{2}{3}c}^c \right\}$$

$$x_{cj1} = \frac{f_{cj}}{A_{cj1}} \left(\frac{5}{27} c^2 + \frac{71}{271} c^2 \right) = \frac{f_{cj}}{A_{cj1}} \left(\frac{121}{270} c^2 \right)$$

$$x_{cj1} \approx 0.45 \frac{f_{cj} c^2}{A_{cj1}} \quad (5.5.9)$$

El brazo de palanca respecto del centroide de la sección transversal se calculó sustituyendo el resultado de la ecuación 5.5.9 en la ecuación 5.4.10.

Finalmente, la contribución de las áreas 1 y 2 de concreto de la camisa a la resistencia a momento flexionante se calculó sustituyendo los resultados de las ecuaciones 5.4.5, 5.4.6 y 5.4.10 en la ecuación 5.4.11.



- Caso 2: $t_{hj} < c \leq t_{hj} + h_c$

Las expresiones de las aportaciones ante la carga axial y momento flexionante del área 2 de concreto de la camisa, son las mismas que las especificadas en el Caso 1. La ecuación 5.5.10 se utilizó para calcular el área bajo la curva de esfuerzos del concreto correspondiente al área 1 de concreto de la camisa. Con la ecuación 5.5.11 se calculó el centroide de dicha área.

$$A_{cj1} = \begin{cases} \left\{ \left[\frac{3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_{c-t_{hj}}^{\frac{2}{3}c} + \frac{19}{60}c \right\} f_{cj}, & \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \left[\frac{3f_{cj}x(8c-x)}{20c} \right]_{c-t_{hj}}^c, & \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.10)$$

$$x_{cj1} = \begin{cases} \frac{f_{cj}}{A_{cj1}} \left[\left(\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right)_{t_{hj}}^{\frac{2}{3}c} + \frac{71}{271}c^2 \right], & \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \frac{f_{cj}}{A_{cj1}} \left[\frac{x^2(6c-x)}{10c} \right]_{c-t_{hj}}^c, & \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.11)$$

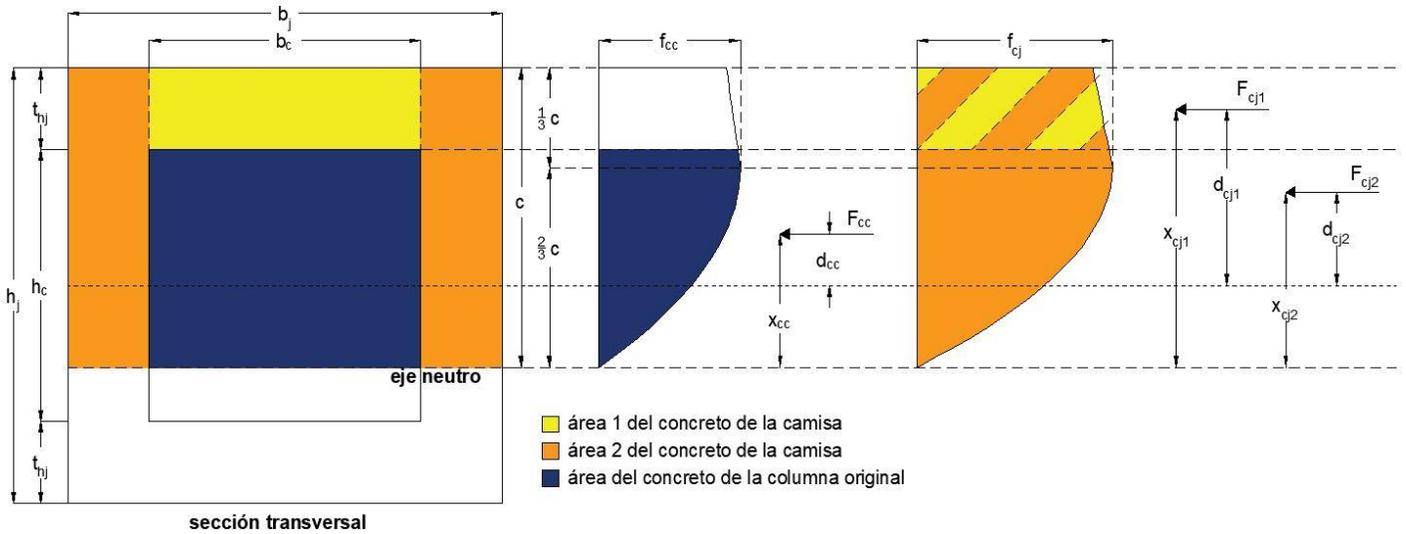


Figura 5.5.2. Diagrama del modelo de Hognestad del Caso 2

Ambas expresiones se componen de dos alternativas, consecuencia de los intervalos de la ecuación de Hognestad. El resultado de 5.5.10 se sustituyó en 5.4.5 para calcular la aportación a la resistencia a carga axial del área 1 de concreto de la camisa. En 5.4.7 se sustituyó el resultado de 5.5.11 para obtener el brazo de palanca respecto del centro del área 1.

Para el área de concreto de la columna original, con la ecuación 5.5.12 se calculó el área bajo la curva de esfuerzos del concreto, y con la 5.5.13 su centroide.

$$A_{cc} = \begin{cases} \left[\frac{f_{cc}3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_0^{c-t_{hj}}, & \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \frac{4}{9}f_{cc}c + \left[\frac{3f_{cc}x(8c-x)}{20c} \right]_{\frac{2}{3}c}^{c-t_{hj}}, & \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.12)$$

$$x_{cc} = \begin{cases} \frac{f_{cc}}{A_{cc}} \left[\left(\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right)_0^{c-t_{hj}} \right] & , \quad \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \frac{f_{cc}}{A_{cc}} \left\{ \frac{5}{27}c^2 + \left[\frac{x^2(6c-x)}{10c} \right]_{\frac{2}{3}c}^{c-t_{hj}} \right\} & , \quad \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.13)$$

Lo calculado con la ecuación 5.5.13 se sustituyó en 5.4.21 para tener el brazo palanca respecto del centro.

En conjunto, las aportaciones a la resistencia ante carga axial de las áreas 1 y 2 de la camisa, así como la del concreto de la columna original, dieron como resultado la aportación total del concreto ante carga axial, según lo indicado en la ecuación 5.3.3. Para calcular la contribución total del concreto a la resistencia a momento flexionante, los valores calculados d_{cji} , d_{cc} , F_{cji} , F_{cc} , de las tres áreas de concreto explicadas en este caso, se sustituyeron en la ecuación 5.3.7.

- Caso 3: $c > t_{hj} + h_c$

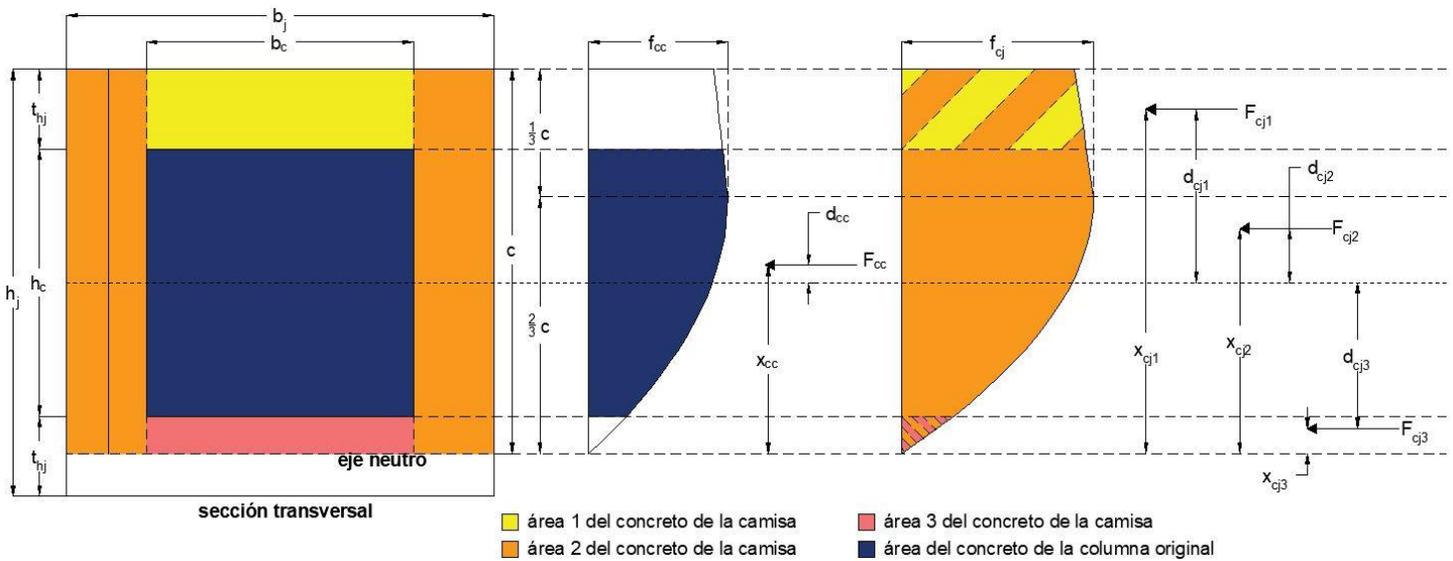


Figura 5.5.3. Diagrama del modelo de Hognestad del Caso 3

Las expresiones de las aportaciones ante carga axial y momento flexionante de las áreas 1 y 2 de concreto de la camisa son las mismas que las especificada en los casos 2 y 1, respectivamente. Para el área tres del concreto de la camisa se utilizaron la ecuación 5.5.14, para obtener el área de la bajo la curva de esfuerzos del área de concreto 3 de la camisa, y la ecuación 5.5.15 para calcular el centroide de dicha área.

$$A_{cj3} = \left[\frac{f_{cj} 3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_0^{c-(t_{hj}+h_c)} \quad (5.5.14)$$

$$x_{cj3} = \frac{f_{cj}}{A_{cj3}} \left[\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{c-(t_{hj}+h_c)} \quad (5.5.15)$$

En la ecuación 5.4.27 se colocó el resultado de la ecuación 5.5.15 para calcular el brazo de palanca del área 3 de concreto de la camisa, respecto del centro de la sección transversal.

Para el área de concreto de la columna original se utilizaron las ecuaciones 5.5.16, área bajo la curva de esfuerzos, y 5.5.17, centroide de dicha área.

$$A_{cc} = \begin{cases} \left[\frac{f_{cc} 3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{c-t_{hj}}, & \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \left[\frac{f_{cc} 3x^2(2c-x)}{4c^2} \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{\frac{2}{3}c} + \left[\frac{3f_{cc}x(8c-x)}{20c} \right]_{\frac{2}{3}c}^{c-t_{hj}}, & \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.16)$$

El resultado de la ecuación 5.5.16 se utilizó para calcular la contribución del concreto de la columna original a la resistencia a compresión sustituyéndolo en la ecuación 5.4.18

La ecuación 5.5.17 se utilizó para calcular el centroide del área bajo la curva de esfuerzos correspondiente al concreto de la columna original. El resultado se sustituyó en la ecuación 5.4.21 para obtener el brazo de palanca de dicha área, respecto del centroide de la sección transversal encamisada.

$$x_{cc} = \begin{cases} \frac{f_{cc}}{A_{cc}} \left[\left(\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right)_{c-(t_{hj}+h_c)}^{c-t_{hj}} \right], & \frac{1}{3}c < t_{hj} \\ \frac{f_{cc}}{A_{cc}} \left\{ \left[\frac{x^3}{c} - \frac{9x^4}{16c^2} \right]_{c-(t_{hj}+h_c)}^{\frac{2}{3}c} + \left[\frac{x^2(6c-x)}{10c} \right]_{\frac{2}{3}c}^{c-t_{hj}} \right\}, & \frac{1}{3}c \geq t_{hj} \end{cases} \quad (5.5.17)$$

Las aportaciones ante carga axial calculadas según lo indicado en este caso, sustituidas en la ecuación 5.3.10, dieron como resultado la aportación total del concreto a la resistencia ante carga axial de la columna encamisada. Las aportaciones ante carga axial en producto con sus respectivos brazos de palanca calculados según lo indicado en este caso resultaron en la contribución total del concreto a la resistencia a momento flexionante de la columna encamisada al ser sustituidas en la ecuación 5.3.15.

La tabla 5.5.1 muestra la resistencia calculada para los especímenes a partir del Modelo 4.

Tabla 5.5.1. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 4

HOG					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,M4}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,M4}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,M4}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,M4}$
1	71.50	57.52	51.77	1.24	1.38
2	63.40	64.40	57.96	0.98	1.09
3	71.10	65.00	58.50	1.09	1.22
4	65.90	64.79	58.31	1.02	1.13
5	73.20	67.47	60.72	1.08	1.21
6	634.00	563.76	507.38	1.12	1.25
7	697.00	572.73	515.45	1.22	1.35
8	515.00	399.87	359.88	1.29	1.43
9	560.00	450.35	405.31	1.24	1.38
10	269.64	224.80	202.32	1.20	1.33
11	292.86	255.02	229.52	1.15	1.28
12	261.18	231.96	208.77	1.13	1.25
13	322.20	264.81	238.33	1.22	1.35
14	233.65	256.92	231.23	0.91	1.01
15	245.26	280.27	252.24	0.88	0.97
16	273.42	280.27	252.24	0.98	1.08
17	264.93	279.33	251.40	0.95	1.05
18	239.10	280.27	252.24	0.85	0.95
19	267.20	234.13	210.71	1.14	1.27
20	71.50	67.51	60.76	1.06	1.18
21	73.50	61.63	55.47	1.19	1.33
22	77.50	67.76	60.99	1.14	1.27
23	96.90	67.70	60.93	1.43	1.59
24	83.80	67.54	60.79	1.24	1.38
25	80.70	67.58	60.82	1.19	1.33
26	240.00	236.47	212.82	1.01	1.13
27	224.00	241.60	217.44	0.93	1.03
28	216.00	242.60	218.34	0.89	0.99
29	216.00	218.63	196.77	0.99	1.10
30	256.00	223.55	201.20	1.15	1.27
31	568.00	632.87	569.58	0.90	1.00
32	616.00	636.28	572.65	0.97	1.08
33	592.00	574.43	516.99	1.03	1.15
Promedio				1.09	1.21
CV				0.13	0.13

En las figuras 5.5.4, 5.5.5 y 5.5.6 se muestran la gráfica de interacción y de la relación de momentos flexionantes, experimental y teórico, correspondientes a este modelo.

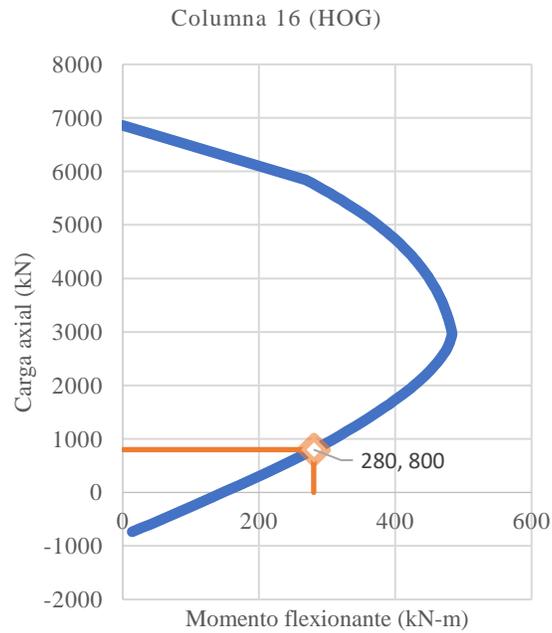


Figura 5.5.4. Diagrama de interacción P-M calculado con el Modelo 4 (HOG) para un espécimen con falla por flexión

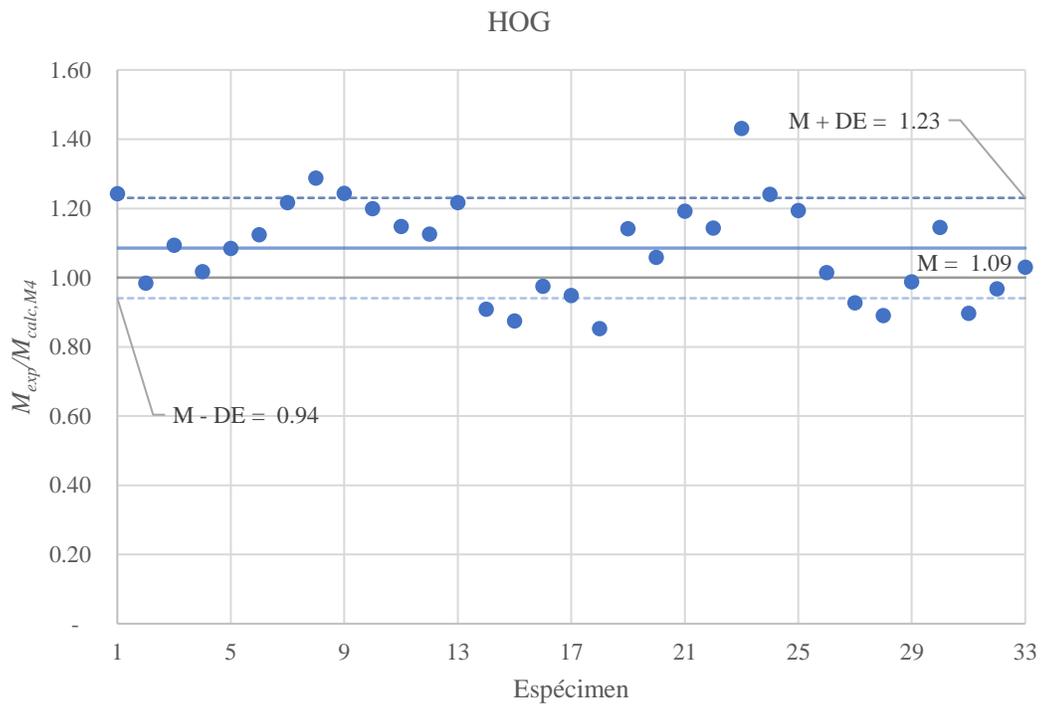


Figura 5.5.5. $M_{exp}/M_{calc,M4}$ correspondiente al Modelo 4

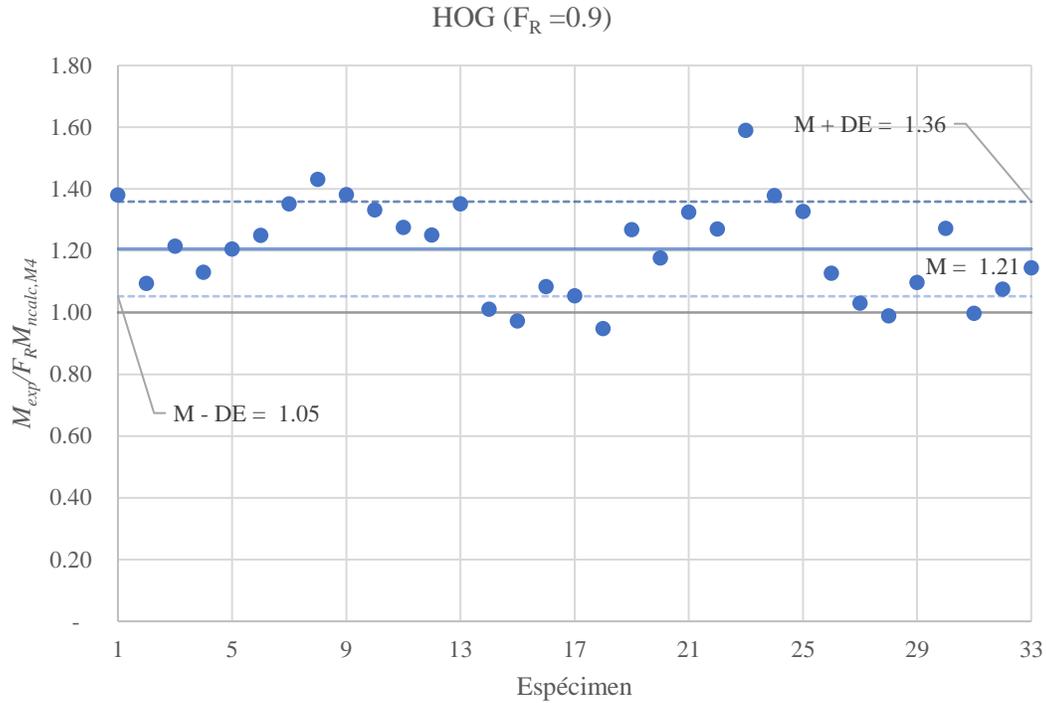


Figura 5.5.6. $M_{exp}/F_R M_{calc, M4}$ correspondiente al Modelo 4

5.6. Modelo 5: Modelo combinado de Todeschini y el Bloque Equivalente de Esfuerzos (TOD-BEE)

Las expresiones obtenidas por Hognestad et al. (1955) y Todeschini et al. (1964), describen la distribución de esfuerzos en el concreto de forma muy aproximada. Sin embargo, al haber sido desarrolladas en 1955 y 1964, respectivamente, estas expresiones no toman en cuenta los desarrollos recientes de concretos de alta resistencia ($f'_c > 40 \text{ MPa}$) y de ultra alto desempeño ($f'_c > 100 \text{ MPa}$); con comportamientos que difieren del de los concretos convencionales. La diferencia de interés para este trabajo es que los concretos de alta resistencia muestran una tasa de reducción de la resistencia mayor que la de los concretos normales, después de haber alcanzado el esfuerzo máximo.

El modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos fue desarrollado en los años 50 por Charles Whitney para facilitar los cálculos de la resistencia a flexocompresión de elementos de concreto. El bloque equivalente de esfuerzos parte de las curvas esfuerzo-deformación unitaria derivadas de experimentos de Hognestad. Este modelo se ha modificado para su uso en elementos hechos con concreto de resistencias de hasta 70 MPa.

Con el fin de comparar los posibles cambios de resistencia a flexión con los otros modelos, y tomando en cuenta que varios de los especímenes estudiados fueron encamisados con concretos de alta resistencia, con el Modelo 5 se revisó la combinación del Modelo de Todeschini et al. (por simplicidad de la ecuación) y el

Modelo del Bloque Equivalente de Esfuerzos. El uso del primero es para concretos con resistencias menores que 40 MPa y el segundo para concretos de mayor resistencia. En todos los especímenes E, las columnas originales fueron construidas con concretos de resistencias normales.

De la misma forma que se realizó en los Modelos 2, 3 y 4, las ecuaciones de cálculo se determinaron para tres casos, en función de la profundidad del eje neutro. En las figuras 5.6.1, 5.6.2 y 5.6.3 se muestran los diagramas correspondientes a cada caso.

- Caso 1: $c \leq t_{hj}$

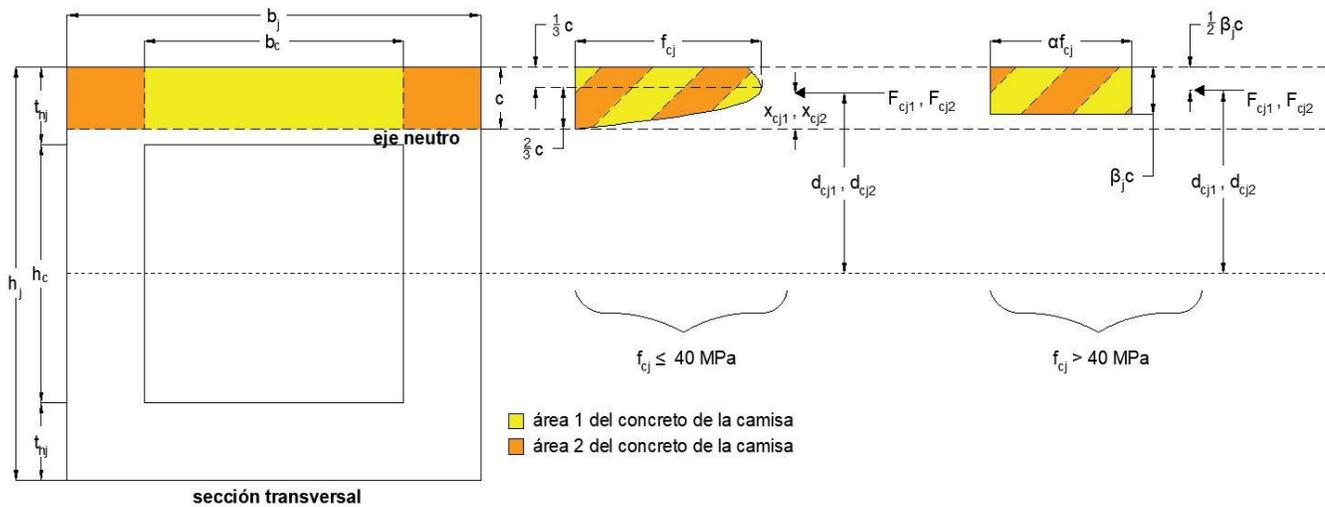


Figura 5.6.1. Diagrama del modelo combinado (TOD-BEE) del Caso 1

Para calcular las resistencias a compresión y a momento flexionante cuando la resistencia del concreto fue menor o igual que 40 MPa (figura 5.6.1), se siguió el método y se utilizaron las ecuaciones definidas en el Caso 1 del Modelo 3. Cuando la camisa fue hecha con concreto de resistencia mayor que 40 MPa, entonces se siguió el método y se utilizaron las ecuaciones descritas en el Caso 1 del Modelo 2.

- Caso 2: $t_{hj} < c \leq t_{hj} + h_c$

Dado que la resistencia del concreto de la columna original siempre fue menor que 40 MPa, por eso en la figura 5.6.2 sólo se muestra el caso de la curva de Todeschini para este concreto, el proceso y las ecuaciones para calcular la contribución a la resistencia a compresión y momento flexionante fueron las descritas en el Caso 2 del Modelo 3 para el concreto de la columna original.

En el caso del concreto de la camisa, si $f_{cj} \leq 40$ MPa, el procedimiento y ecuaciones para calcular la resistencia a compresión y momento flexionante fueron los descritos en el Caso 2 del Modelo 3. Cuando $f_{cj} > 40$ MPa, el procedimiento y ecuaciones fueron los descritos en el Caso 2 del Modelo 2.

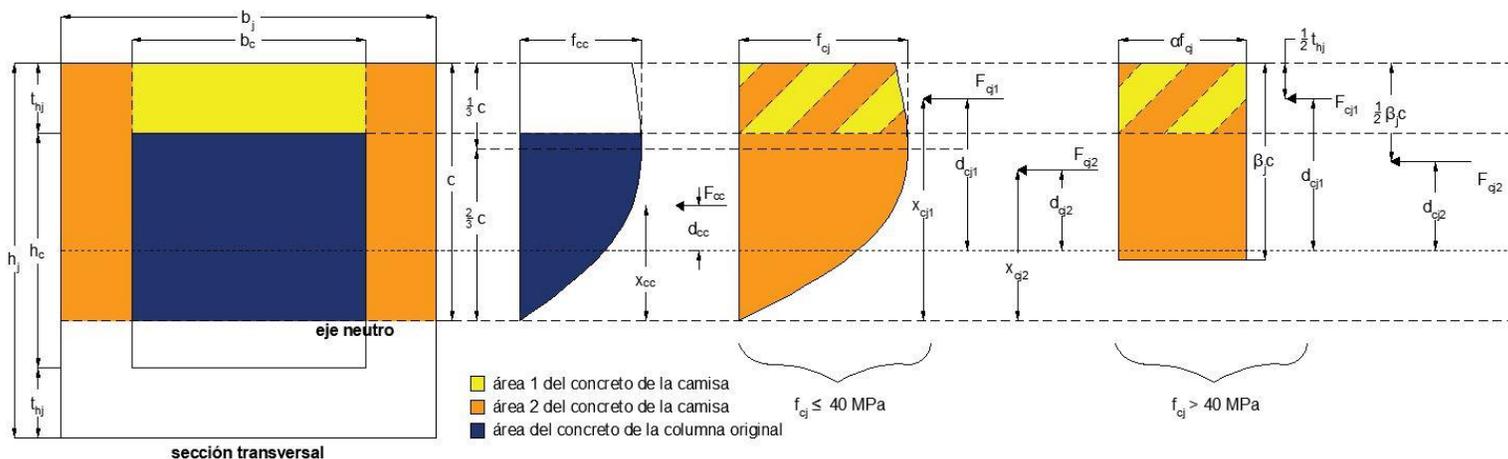


Figura 5.6.2. Diagrama del modelo combinado (TOD-BEE) del Caso 2

- Caso 3: $c > t_{hj} + h_c$

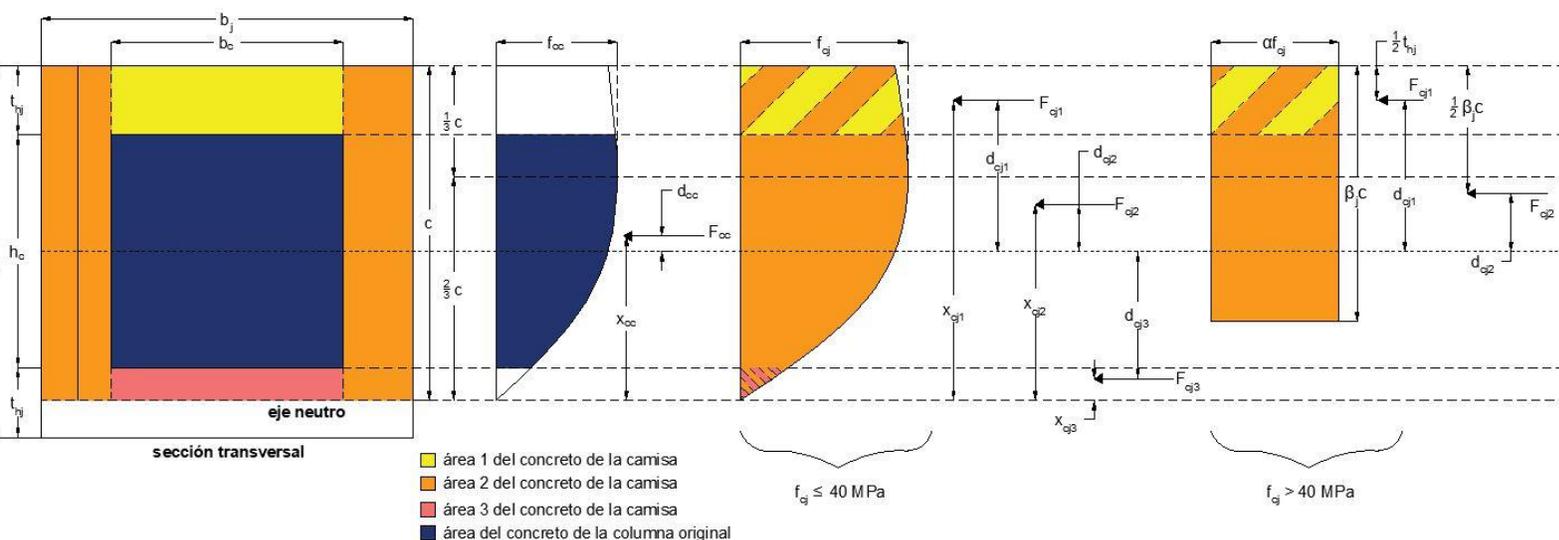


Figura 5.6.3. Diagrama del modelo combinado (TOD-BEE) del caso 3

Como se observa en la figura 5.6.3 y se explicó en el caso anterior, el concreto de la columna original fue menor que 40 MPa en todos los especímenes estudiados. De forma análoga, el procedimiento y ecuaciones usados para calcular las resistencias a compresión y a momento flexionante de este concreto fueron los descritos en el Caso 3 del Modelo 3.

Si siguiendo la misma analogía, las ecuaciones y el procedimiento usados para calcular la resistencia del concreto de la camisa fueron los descritos en el Caso 3 del Modelo 3 cuando $f_{c_j} \leq 40 \text{ MPa}$. Si $f_{c_j} > 40 \text{ MPa}$, las resistencias se obtuvieron a partir de las ecuaciones y del procedimiento del Caso 3 del Modelo 2.

La tabla 5.6 muestra la comparación numérica de la resistencia a momento flexionante calculada con el Modelo 5 para cada espécimen y la medida en el laboratorio. Adicionalmente se compara el cociente de estos valores, con y sin un factor de resistencia.

La figura 5.6.4 muestra la gráfica de interacción formada con este modelo para el espécimen 16. Las figuras 5.6.5 y 5.6.6 muestran la gráfica de comparación entre lo calculado y lo medido en los ensayos, la segunda considerando un factor de resistencia igual a 0.9. Utilizando $FR = 0.9$ se observa que 31 de los 33 puntos de la gráfica de la figura 5.6.6.

Tabla 5.6. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 5

TOD-BEE					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,M5}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,M5}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,M5}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,M5}$
1	71.50	57.38	51.65	1.25	1.38
2	63.40	64.21	57.78	0.99	1.10
3	71.10	64.80	58.32	1.10	1.22
4	65.90	64.60	58.14	1.02	1.13
5	73.20	68.04	61.23	1.08	1.20
6	634.00	563.58	507.22	1.12	1.25
7	697.00	572.55	515.29	1.22	1.35
8	515.00	399.94	359.95	1.29	1.43
9	560.00	450.32	405.29	1.24	1.38
10	269.64	224.73	202.26	1.20	1.33
11	292.86	254.91	229.42	1.15	1.28
12	261.18	231.90	208.71	1.13	1.25
13	322.20	264.71	238.24	1.22	1.35
14	233.65	256.72	231.05	0.91	1.01
15	245.26	281.85	253.67	0.87	0.97
16	273.42	281.85	253.67	0.97	1.08
17	264.93	280.82	252.74	0.94	1.05
18	239.10	281.85	253.67	0.85	0.94
19	267.20	233.90	210.51	1.14	1.27
20	71.50	67.66	60.89	1.06	1.17
21	73.50	61.58	55.42	1.19	1.33
22	77.50	67.95	61.15	1.14	1.27
23	96.90	67.86	61.08	1.43	1.59
24	83.80	67.71	60.94	1.24	1.38
25	80.70	67.75	60.98	1.19	1.32
26	240.00	237.50	213.75	1.01	1.12
27	224.00	242.75	218.48	0.92	1.03
28	216.00	243.77	219.39	0.89	0.98
29	216.00	218.49	196.64	0.99	1.10
30	256.00	223.43	201.08	1.15	1.27
31	568.00	633.50	570.15	0.90	1.00
32	616.00	636.85	573.17	0.97	1.07
33	592.00	574.13	516.72	1.03	1.15
Promedio				1.08	1.20
CV				0.13	0.13%

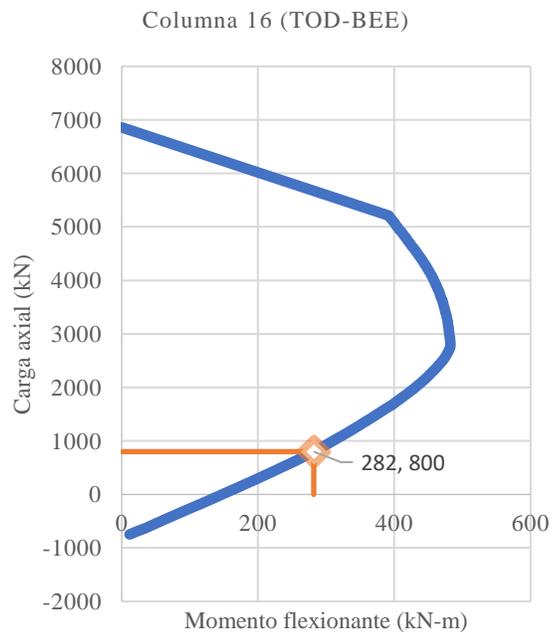


Figura 5.6.4. Diagrama de interacción P-M calculado con el Modelo 5 (TOD-BEE) para un espécimen con falla por flexión

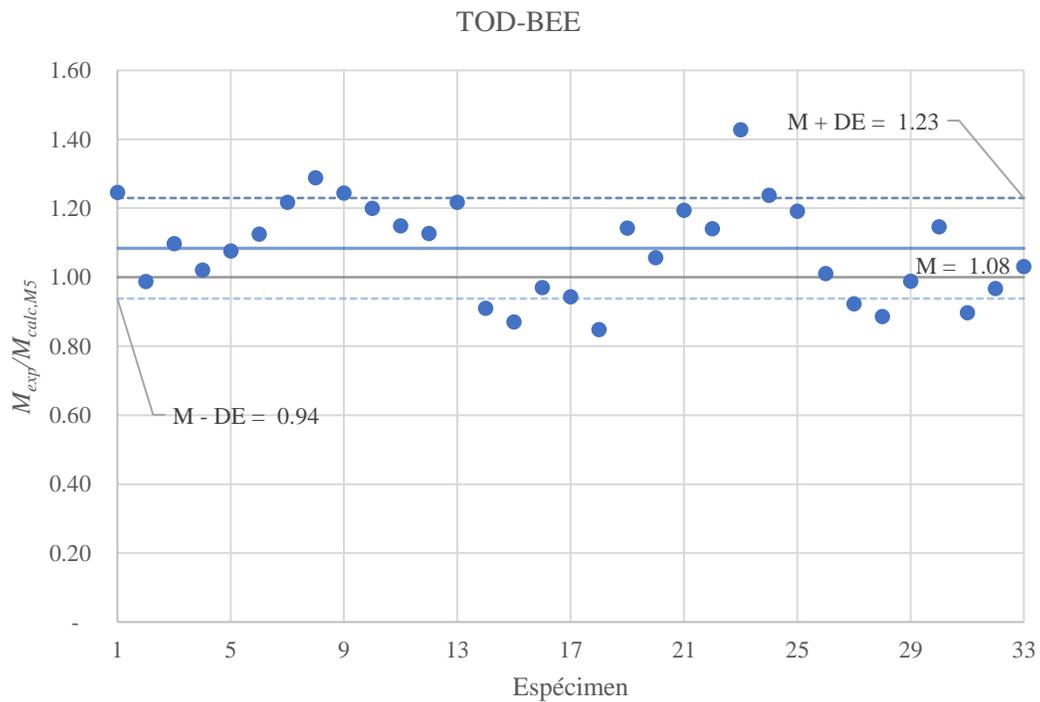


Figura 5.6.5. $M_{exp}/M_{calc,M5}$ correspondiente al Modelo 5

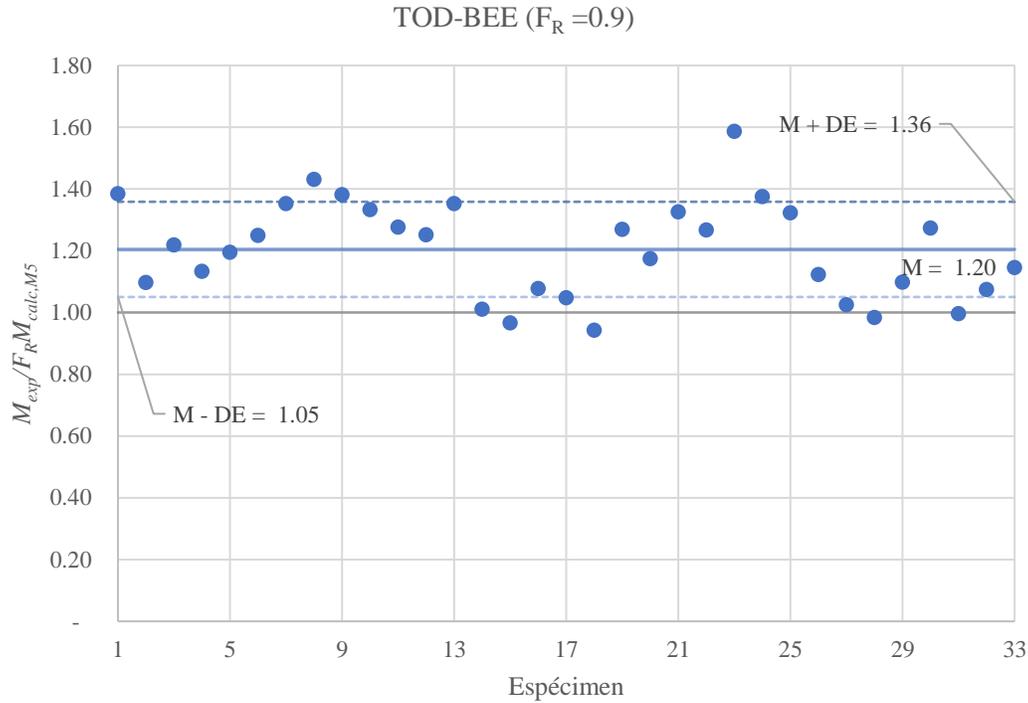


Figura 5.6.6. $M_{exp}/F_R M_{calc, M5}$ correspondiente al Modelo 5

5.7. Modelo 6: Modelo Japonés de Columnas Encamisadas (JAP)

Este modelo corresponde a la ecuación 3.3.4-2 del *Technical Manual for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001*, publicado por la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en Edificios (JBDPA, por sus siglas en inglés).

Esta ecuación es un modelo muy simplificado y desarrollado específicamente para poder calcular el momento flexionante resistente de columnas de concreto, rehabilitadas por medio de un encamisado de concreto reforzado. El modelo considera que la camisa está conectada a los nudos inferior y superior por medio del refuerzo longitudinal.

La ecuación 5.7.1 muestra la ecuación adaptada a las variables especificadas en el presente trabajo.

$$M = a_{sc} f_{yc} g_c + a_{sj} f_{yj} g_j + 0.5 P h_j \left(1 - \frac{P}{b_j h_j f_{cc}} \right) \quad (5.7.1)$$

donde (véase figura 5.7.1):

a_{sc} : área transversal del acero de refuerzo longitudinal a tensión de la columna original (mm^2);

f_{yc} : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la columna original (MPa);

g_c : distancia entre la fila extrema a tensión y la fila extrema a compresión del refuerzo longitudinal de la columna original (mm);

a_{sj} : área transversal del acero de refuerzo longitudinal a tensión de la camisa (mm²);

f_{yj} : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la camisa (MPa);

g_j : distancia entre las filas a tensión y compresión del refuerzo longitudinal de la camisa (mm);

P : Carga axial aplicada sobre la columna (N);

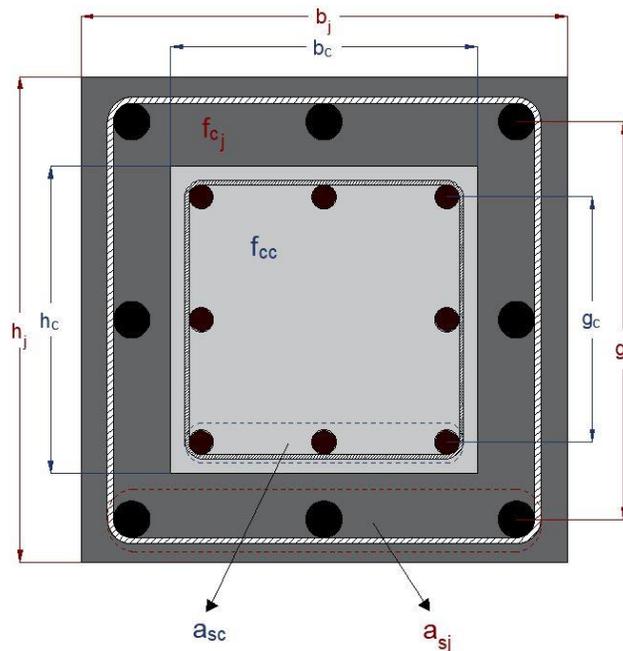


Figura 5.7.1 Elementos de sección transversal utilizados para el cálculo de la resistencia a flexión con el Modelo 6

Como se puede apreciar, esta ecuación está determinada por tres componentes: el primer término se refiere a la aportación debida al refuerzo longitudinal a tensión de la columna original, el segundo término es la contribución debida al refuerzo longitudinal a tensión de la camisa y el tercer término es la aportación debida a la carga axial aplicada sobre la columna encamisada, pero considerando sólo la resistencia a compresión de la columna original. Además, se hace la suposición de que la profundidad del eje neutro es igual que $h_j/2$, por lo tanto, la fila intermedia de refuerzo longitudinal no contribuye a la resistencia a flexión, en los casos aplicables.

En la tabla 5.7 se muestran numéricamente la resistencia a momento flexionante calculado para todos los especímenes con este modelo, así como su comparación con la resistencia medida experimentalmente.

Tabla 5.7. Valores de resistencia a momento flexionante de los 33 especímenes calculados con el Modelo 6

JAP					
Columna No.	M_{exp} (kN-m)	$M_{calc,M6}$ (kN-m)	$F_R M_{calc,M6}$ (kN-m)	$M_{exp}/M_{calc,M6}$	$M_{exp}/F_R M_{calc,M6}$
1	71.50	58.68	52.81	1.22	1.35
2	63.40	67.28	60.55	0.94	1.05
3	71.10	66.37	59.73	1.07	1.19
4	65.90	68.39	61.55	0.96	1.07
5	73.20	72.58	65.32	1.01	1.12
6	634.00	493.51	444.16	1.28	1.43
7	697.00	496.06	446.45	1.41	1.56
8	515.00	338.98	305.08	1.52	1.69
9	560.00	378.92	341.03	1.48	1.64
10	269.64	243.76	219.39	1.11	1.23
11	292.86	276.55	248.90	1.06	1.18
12	261.18	245.61	221.05	1.06	1.18
13	322.20	271.42	244.27	1.19	1.32
14	233.65	248.93	224.04	0.94	1.04
15	245.26	254.67	229.20	0.96	1.07
16	273.42	254.98	229.49	1.07	1.19
17	264.93	253.45	228.10	1.05	1.16
18	239.10	253.45	228.10	0.94	1.05
19	267.20	237.89	214.10	1.12	1.25
20	71.50	58.23	52.41	1.23	1.36
21	73.50	58.16	52.35	1.26	1.40
22	77.50	58.67	52.80	1.32	1.47
23	96.90	58.44	52.60	1.66	1.84
24	83.80	58.36	52.52	1.44	1.60
25	80.70	58.47	52.62	1.38	1.53
26	240.00	212.49	191.24	1.13	1.25
27	224.00	218.55	196.69	1.02	1.14
28	216.00	218.23	196.41	0.99	1.10
29	216.00	228.35	205.51	0.95	1.05
30	256.00	235.34	211.81	1.09	1.21
31	568.00	539.42	485.48	1.05	1.17
32	616.00	542.80	488.52	1.13	1.26
33	592.00	475.73	428.16	1.24	1.38
Promedio				1.16	1.29
CV				0.16	0.16

En las figuras 5.7.2 y 5.7.3 se muestran las gráficas de la relación de momento experimental al calculado con este modelo para cada uno de los especímenes evaluados. En la figura 5.7.3, se puede apreciar que todos los especímenes se encuentran por encima del valor 1. También, en comparación con los Modelos 1, 2, 3 4 y 5, el Modelo 6 tiene una mayor dispersión y mayores valores del cociente.

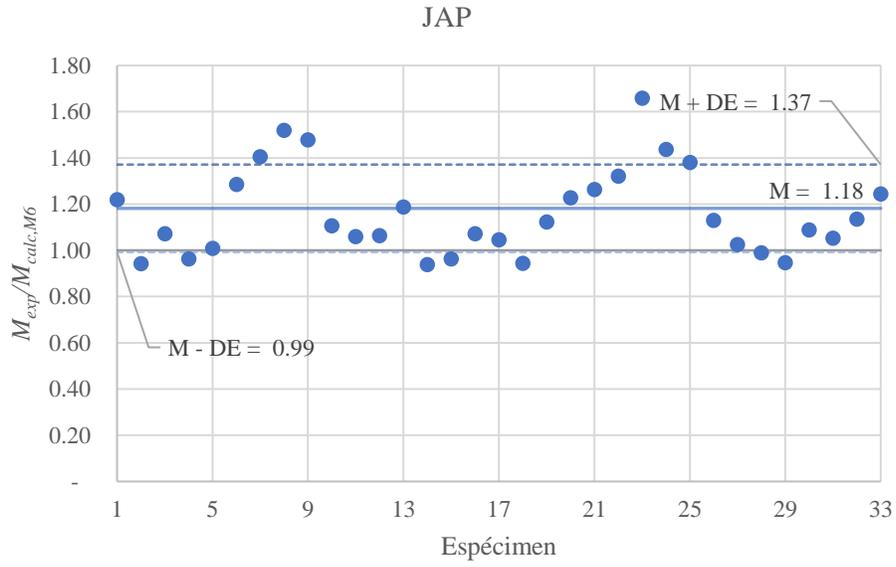


Figura 5.7.2 $M_{exp}/M_{calc,M6}$ correspondiente al Modelo 6

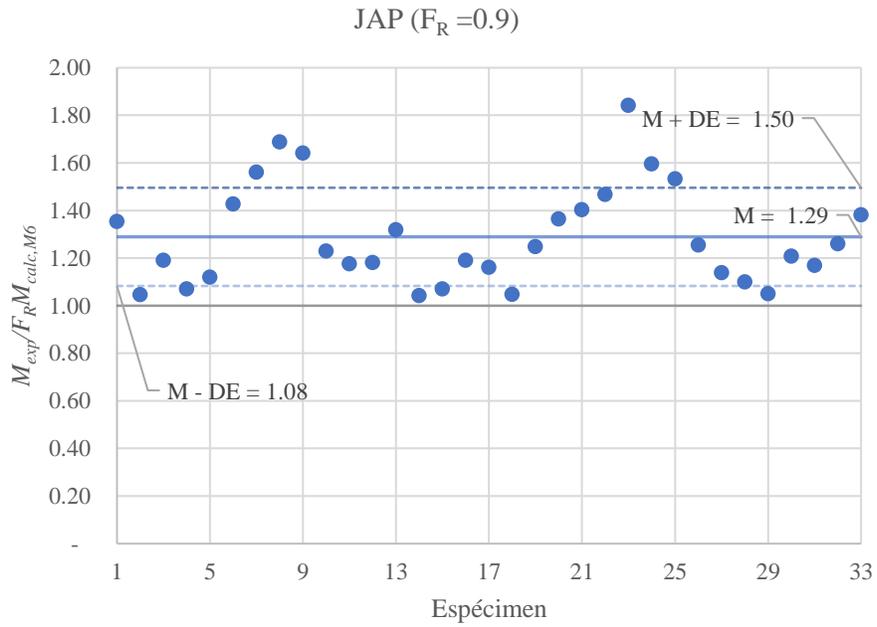


Figura 5.7.3 $M_{exp}/F_R M_{calc,M6}$ correspondiente al Modelo 6

5.8. Comparación de los modelos

En esta sección se comparan entre sí las resistencias a flexión calculadas con los 6 modelos. Los modelos por comparar son:

- Modelo 1: BEE-STE, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando el modelo del bloque equivalente de esfuerzos. Se consideró una sección transversal de concreto equivalente;
- Modelo 2: BEE, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando el modelo del bloque equivalente de esfuerzos. Se consideraron dos áreas de concreto de la sección transversal: columna original y camisa;
- Modelo 3: TOD, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando la ecuación de Todeschini et al. (1964). Se consideraron dos áreas de concreto de la sección transversal: columna original y camisa;
- Modelo 4: HOG, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando la ecuación de Hognestad et al. (1955). Se consideraron dos áreas de concreto de la sección transversal: columna original y camisa;
- Modelo 5: TOD-BEE, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando de forma combinada la ecuación de Todeschini et al. (1964), para concretos de resistencia igual o menores que 40 MPa (400 kg/cm²), y el modelo del bloque equivalente de esfuerzos, para concretos de mayor resistencia. Se consideraron dos áreas de concreto de la sección transversal: columna original y camisa.
- Modelo 6: JAP, cálculo de resistencia a flexión de una columna encamisada utilizando la ecuación de la JBDPA (2001).

En las figuras 5.8.1 y 5.8.2 se muestra la relación del momento flexionante experimental y el calculado de los seis modelos (en la figura 5.8.2 la resistencia calculada se multiplica por el factor de resistencia $F_R = 0.9$). En la tabla 5.8.1 se comparan numéricamente los resultados.

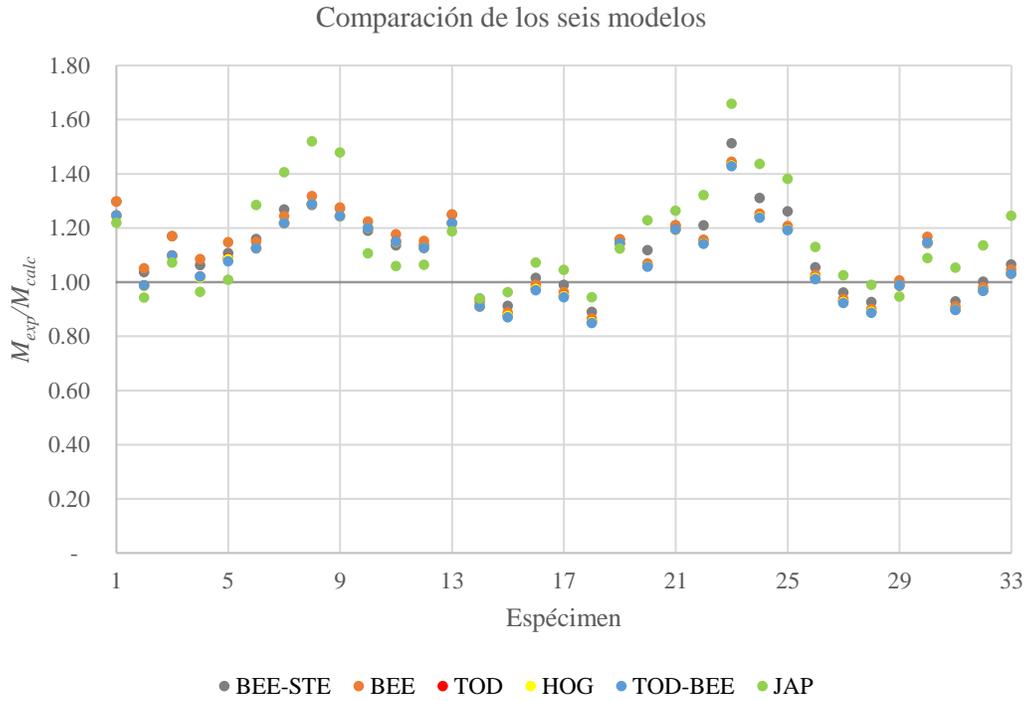


Figura 5.8.1. Comparación de los valores M_{exp}/M_{calc} calculados con los seis modelos

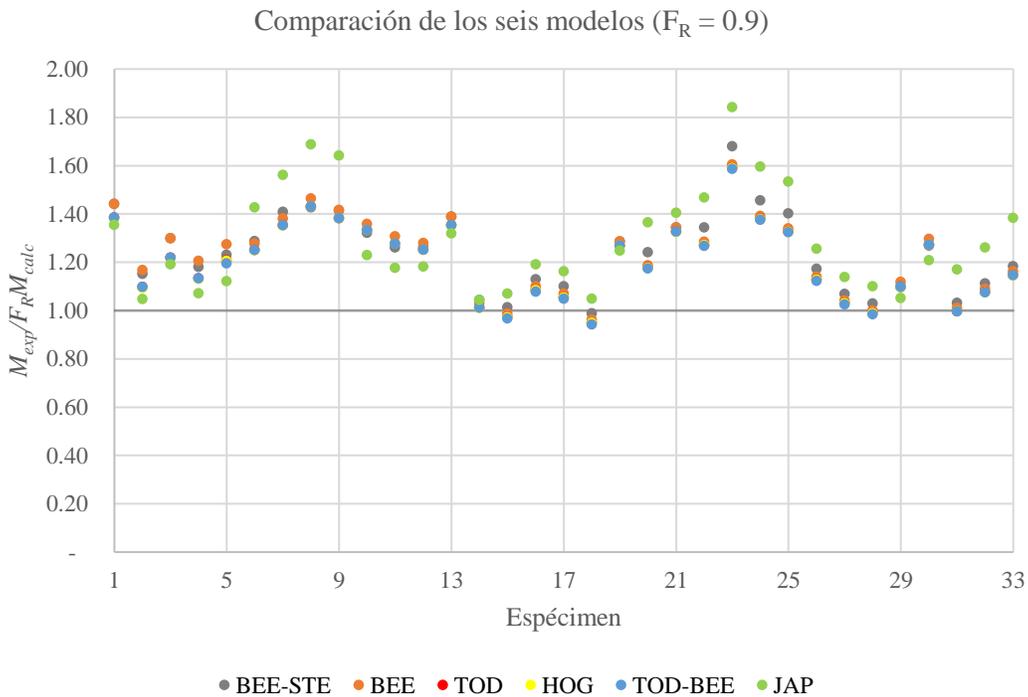


Figura 5.8.2. Comparación de los valores $M_{exp}/F_R M_{calc}$ calculados con los seis modelos

Tabla 5.8.1. Comparación numérica de la relación de resistencia a flexión experimental y calculada de los seis modelos de cálculo

Falla dominada por flexión (33 especímenes)								
Modelo	M_{exp}/M_{calc}				$M_{exp}/F_R M_{calc}, F_R=0.9$			
	Promedio	DE	CV	Prom-DE	Promedio	DE	CV	Prom-DE
BEE-STE	1.12	0.14	0.13	0.98	1.24	0.16	0.13	1.09
BEE	1.10	0.15	0.13	0.95	1.23	0.16	0.13	1.08
TOD	1.09	0.14	0.13	0.94	1.21	0.15	0.13	1.05
HOG	1.09	0.14	0.13	0.94	1.21	0.15	0.13	1.05
TOD-BEE	1.08	0.15	0.13	0.94	1.20	0.15	0.13	1.05
JAP	1.18	0.19	0.16	0.99	1.29	0.21	0.16	1.08

DE: desviación estándar; CV: coeficiente de variación; BEE: bloque equivalente de esfuerzo; SE: sección transversal equivalente; TOD: Todeschini; HOG: Hognestad; JAP; *Technical manual for seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings, 2001*

La figura 5.8.3 muestra los distintos diagramas de interacción generados con los primeros cinco modelos, correspondientes al espécimen 10. Como se puede ver, todas las curvas siguen una trayectoria muy similar. Para el resto de los especímenes, la separación entre las trayectorias puede ser menor o mayor, o las curvas pueden presentar un orden distinto en cuanto al valor máximo de momento flexionante. Aun así, en todos los especímenes se aprecian resultados muy parecidos entre lo calculado con estos cinco modelos.

Los resultados obtenidos con los seis modelos son muy similares entre sí, siendo el modelo 6 (JAP), el que presenta los resultados más conservadores, pero la expresión más sencilla, fácil y rápida de aplicar. Debido a su característica conservadora, todos los especímenes evaluados resultaron en una relación mayor que 1 en el caso de los valores teóricos afectados por el factor de resistencia F_R .

Entre los modelos 1, 2, 3, 4 y 5, el modelo 1 (BEE-STE) se destaca por ser el más sencillo de realizar, ya que después de obtener la sección transversal de concreto equivalente, el proceso de cálculo es el mismo que se utiliza típicamente para columnas normales de concreto, además de ser el más conservador. De esta forma, los modelos 2, 3, 4 y 5 sirven de referencia para considerar como aceptable el funcionamiento de los modelos más simples, los modelos 1 y 6.

La carga axial aplicada en estos especímenes fue menor que la necesaria para conducirlos a una falla balanceada (en los cinco especímenes de Ersoy et al. de 1993, los especímenes 1 a 5 de la tabla 5.7, el valor de carga axial fue el de la falla balanceada) por esta razón, los aceros de refuerzo longitudinal, de la columna original y de la camisa, son los responsables de controlar el comportamiento a flexión. A partir de estas ideas, se entiende que la resistencia del concreto de la camisa no es un factor clave en el aumento de la resistencia de los especímenes encamisados. Para reforzar esta idea, se puede observar que la expresión japonesa no considera la resistencia del concreto de la camisa, pero sí las dimensiones de la sección

encamisada. Con esto concluimos que otra de las características determinantes de la efectividad de la camisa es su espesor.

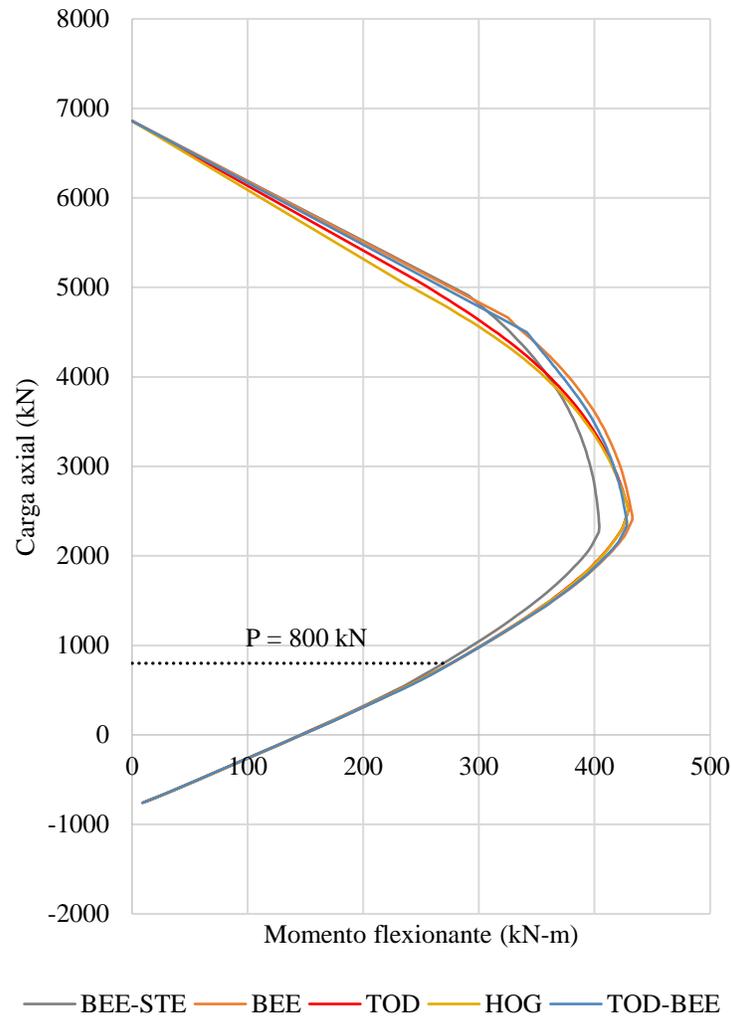


Figura 5.8.3. Comparación de los diagramas de interacción generados con cinco modelos para la columna con falla dominada por flexión no. 16

En la tabla 5.8.2 se compara la resistencia de las columnas encamisadas con falla controlada por flexión contra el resultado de resistencia de las columnas O de referencia, correspondiente a cada experimento. Esta tabla contiene solamente 22 de los 33 especímenes con falla por flexión, debido a que los 11 restantes pertenecen a campañas experimentales en los que no hubo columnas O de referencia.

Además de la comparación de resistencia, correspondiente a la columna de la relación R_f/R_c , se muestran la comparación entre los valores de la sección original y de la sección encamisada de resistencia del concreto, área de la sección transversal, y cuantías de refuerzo transversal y longitudinal. De forma complementaria, también se indica el porcentaje que la camisa representa respecto del peralte de la sección transversal

original, los valores de cuantía longitudinal y transversal de la columna encamisada y el número de mecanismos de adherencia y confinamiento utilizados para realizar el encamisado.

Tabla 5.8.2. Comparación entre la resistencia y otros parámetros de las columnas encamisadas con falla dominada por flexión contra sus columnas originales de referencia correspondientes

Espécimen (base de datos)	Tipo	R_j/R_c	f_{cj}/f_{cc}	A_{gj}/A_{gc}	t_{hj}/h_c	ρ_{lj}	ρ_{lj}/ρ_{lc}	ρ_{tj}	ρ_{tj}/ρ_{tc}	#M.A.C.
17	E	6.3	1.1	2.5	29%	0.014	0.7	0.003	3.1	1
18	E	6.9	1.3	2.5	29%	0.014	0.7	0.003	3.1	1
19	E	5.8	0.7	2.5	29%	0.013	0.6	0.006	6.2	1
20	E	6.3	1.0	2.5	29%	0.013	0.6	0.006	6.2	1
34	E	3.9	0.7	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	1
35	E	4.2	0.7	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	2
36	E	3.8	0.8	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	1
37	EM	4.6	1.0	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	NA
47	E	2.1	2.4	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	0
48	EM	2.2	1.0	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	NA
49	E	2.3	2.3	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	0
50	E	2.9	2.4	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	1
51	E	2.5	2.3	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	2
52	E	2.4	2.3	1.8	18%	0.013	1.1	0.006	3.0	1
53	E	3.4	1.6	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	0
54	E	3.0	1.6	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	0
55	E	2.8	1.7	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	0
56	E	2.9	0.8	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	0
57	E	3.3	0.8	2.6	30%	0.012	1.2	0.006	3.2	0
58	E	2.4	1.3	2.1	15%	0.010	1.2	0.004	3.9	0
59	E	2.2	1.3	2.1	15%	0.010	1.2	0.004	3.9	0
60	E	1.8	1.3	2.1	15%	0.010	1.2	0.004	3.9	0

El encamisado de concreto es una técnica de rehabilitación que genera cambios en múltiples características geométricas y de materiales. Este hecho, en conjunto con la variedad de procedimientos y variables analizadas por cada autor de los trabajos recopilados, incrementa la dificultad para identificar las variables que afectan en mayor medida el aumento de la resistencia de una columna encamisada. El estudio separado de cada variable no mostró una tendencia o indicio, pero en conjunto, como se muestra en la tabla 5.8.2, se pudo observar que la combinación de: un mayor incremento del área de la sección transversal (inherente a un espesor de camisa mayor), un aumento sustancial de la cuantía de refuerzo longitudinal y el uso de al menos una técnica para mejorar la interfase de concretos nuevo y viejo dan como resultados los valores más altos de incremento de la resistencia. Se destaca que los especímenes 17 a 20, con los mayores valores

de incremento de la resistencia, fueron tratados con incremento de la rugosidad del concreto de la columna original.

5.9. Cálculo de los parámetros de modelado para procedimientos no lineales del ASCE 41-17 y ACI 369

Cuando se decide llevar a cabo un análisis no lineal para la rehabilitación sísmica de un edificio, el ASCE 41 (sobre evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes) requiere utilizar un modelo matemático que incorpore las características de fuerza-deformación no lineales de los elementos estructurales del edificio en forma individual. A partir de este modelo, se aplican cargas laterales crecientes que representan las fuerzas de un sismo hasta alcanzar un desplazamiento objetivo, que coincide con un nivel de desempeño esperado.

El ACI 369 contiene ecuaciones para calcular los parámetros de capacidad de deformación en diagramas fuerza-desplazamiento de columnas normales, denominados a_{nl} , b_{nl} y c_{nl} . Los primeros dos valores son ángulos de rotación plástica o deformaciones y el tercero una razón de resistencia residual. Estos parámetros sirven para obtener los criterios numéricos de aceptación, asignados a distintos niveles de desempeño, para procedimientos no lineales (fig. 5.9.2.1).

El objetivo de esta sección es presentar los criterios de aceptación para procedimientos no lineales obtenidos a partir de los métodos descritos en el ASCE 41, así como utilizando y adaptando las ecuaciones del ACI 369.

5.9.1. Curva de desempeño del ASCE 41-17

En la sección 7.6 del ASCE 41-17 se establece una forma alternativa de obtener los parámetros de modelación y los criterios de aceptación a través de la construcción de una curva de desempeño. Esta alternativa consiste en utilizar la respuesta cíclica de ensayos reales que contengan información del comportamiento no lineal ante fuerzas sísmicas de los elementos estructurales a estudiar. A continuación, se detallan los pasos seguidos:

- 1) Se identificaron los especímenes con falla por flexión que contaban con las curvas de comportamiento fuerza-desplazamiento del ensaye en sus respectivos artículos. De las 33 columnas encamisadas estudiadas con este tipo de falla, 22 tenían contaban con curvas.
- 2) Después, se trazó la envolvente de las curvas cíclicas, presentadas en los distintos artículos, con ayuda del software Graph Grabber 2.0.2, ya que todas las gráficas en los artículos se encontraban en forma de imagen, y en la mayoría, no se podían definir fácilmente las coordenadas de los puntos máximos de cada ciclo. En este software se trazaron, de forma manual, los puntos deseados de la

gráfica, tomando como referencia los ejes de la figura. Con estos puntos, se obtuvieron gráficas de las envolventes y un archivo de Excel, extensión .csv, con las coordenadas de los puntos trazados. En la figura 5.9.1.1 se muestra el trazo de la envolvente de la columna 26 con falla por flexión ensayada por Bousias et al. (2007). En la figura 5.9.1.2 se puede apreciar la curva envolvente trazada con el software Graph Grabber.

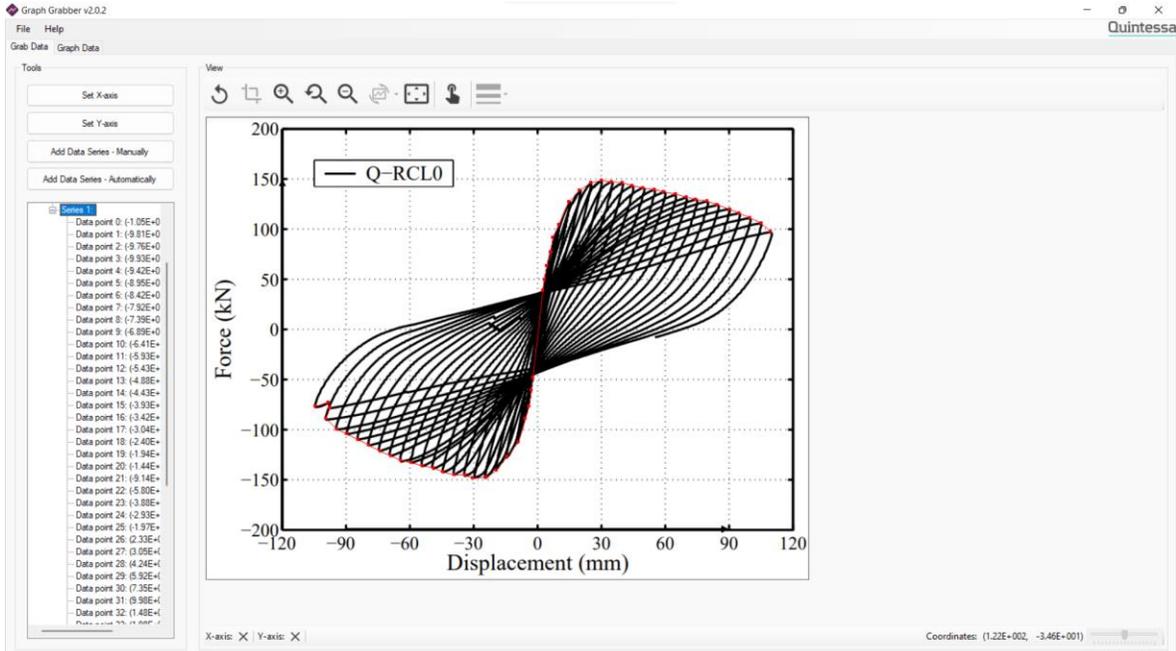


Figura 5.9.1.1. Trazo de la envolvente en Graph Grabber (los puntos rojos definen la envolvente trazada manualmente) de la columna 26 (Bousias et al., 2007)

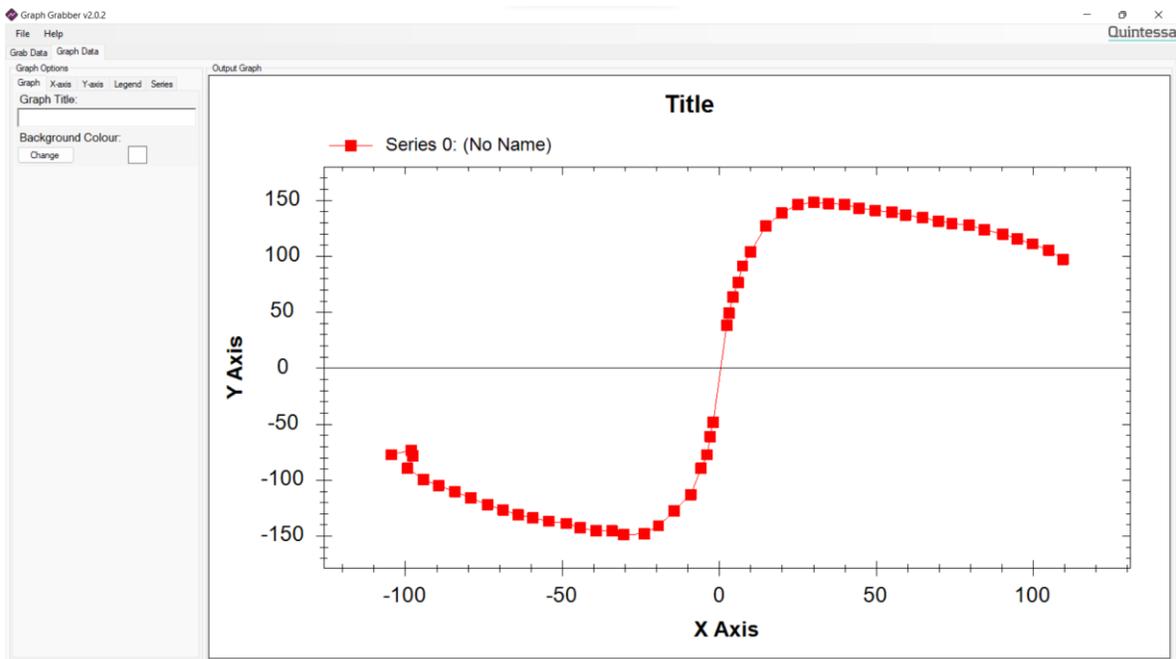


Figura 5.9.1.2. Curva envolvente generada con Graph Grabber de la columna 26 (Bousias et al., 2007)

Las curvas de los ensayos tenían ejes en distintas dimensiones y/o unidades. En el caso del eje horizontal, se tenían desplazamientos laterales medidos en mm, pulgadas o $\theta_{lateral}$ ($\theta_{lateral} = \Delta_{lateral}/l_c$). Para homogenizar, todas las curvas se dejaron en términos de distorsión lateral $\theta_{lateral}$. En el eje vertical se utilizaron fuerzas laterales (en kN) o momentos flexionantes (en kN•m). Para normalizar, en todas las curvas se consideró el cociente F (fuerza lateral aplicada en el ensaye, variable) entre $F_{fluencia}$ (fuerza lateral correspondiente a la fluencia en el ensaye de la columna encamisada), la cual se asumió como $0.86F_{m\acute{a}x}$. El coeficiente 0.86 corresponde al promedio del cociente $F_{m\acute{a}x}/F_{fluencia}$ de los 22 especímenes revisados y $F_{m\acute{a}x}$ es la fuerza lateral correspondiente a la resistencia de la columna encamisada que se obtuvo de las curvas digitalizadas con Graph Grabber. El coeficiente de variación de $F_{m\acute{a}x}/F_{fluencia}$ fue de 4%.

- 3) Las curvas envolventes de los 22 especímenes fueron ajustadas y trazadas en una misma gráfica, mostrada en la figura 5.9.1.3.

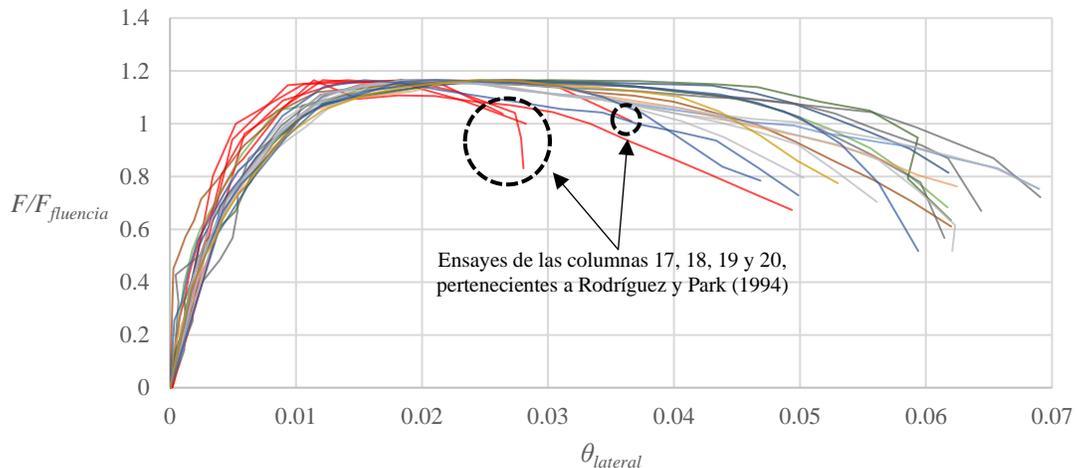


Figura 5.9.1.3. Curvas envolventes de las 22 columnas encamisadas ensayadas con falla dominada por flexión

En la gráfica 5.9.1.3 destacan las curvas de Rodríguez y Park (1994) por su baja distorsión lateral en comparación con el resto de las curvas. Esta capacidad de deformación menor se debió al pandeo de las barras que sirvieron como conectores colocados a la mitad de la longitud de la columna, punto donde se construyó un nudo que simulaba la unión viga-columna del espécimen como se muestra en la figura 5.9.1.4. Las barras se pandearon porque estaban ancladas de forma deficiente y al ocurrir esto, la capacidad ante carga lateral de los especímenes se degradó rápidamente. Debido a este hecho, se decidió eliminar a estos cuatro especímenes del proceso de obtención de la curva de desempeño.

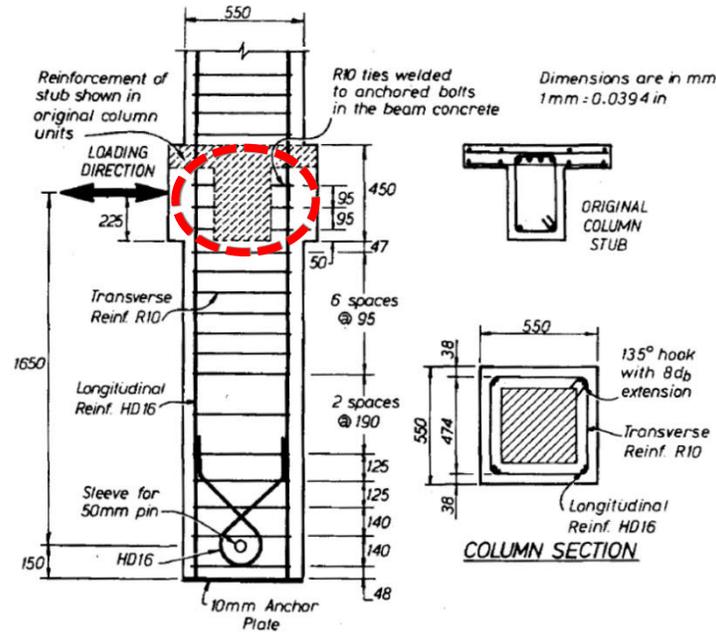


Figura 5.9.1.4. Detalle del encamisado de las columnas de Rodríguez y Park (1994), los conectores que fallaron se observan dentro del círculo rojo

Como consecuencia de lo descrito en el párrafo anterior, se decidió realizar una revisión detenida del resto de las curvas envolventes para eliminar aquellas que pudieran ser inconvenientes según características no deseadas en el diseño y construcción de los encamisados de concreto. De esta forma, fueron eliminadas las curvas correspondientes a los especímenes identificado como “N” y “W” de los ensayos de Vandoros y Dritsos (2006), ambos por tener camisas construidas con concretos de menor resistencia que el de la columna original, además de tener resistencia menor que 20 MPa. También se eliminaron los especímenes identificados como “Q-RCW” y “Q-RC” del trabajo de Bousisas et al. (2007), debido a que el primer espécimen fue rehabilitado empleando uniones de las barras de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa usando barras soldadas de unión, práctica que no se recomienda, y el segundo se encamisó sin haber tratado el concreto existente de ninguna forma ni hacer uso de conectores. Finalmente, se decidió quitar los especímenes “Q-RCL1”, “Q-RCL1pd” y “R-RCL1”, pertenecientes al trabajo de Bousias et al. (2004), debido a que, en éstos la longitud de traslape con las barras del refuerzo longitudinal de la camisa ancladas a la base de la columna fue igual que 15 diámetros de la barra, lo cual condujo a una menor capacidad de resistencia y deformación de estas columnas.

De esta forma, sólo se conservaron 11 curvas. Estas se ajustaron con un promedio de la relación $F_{m\acute{a}x}/F_{fluencia}$ igual a 0.87 con un coeficiente de variación de 3%. En la figura 5.9.1.5 se muestran las 11 curvas tomadas en cuenta y en la figura 5.9.1.6 la curva promedio trazada en color negro.

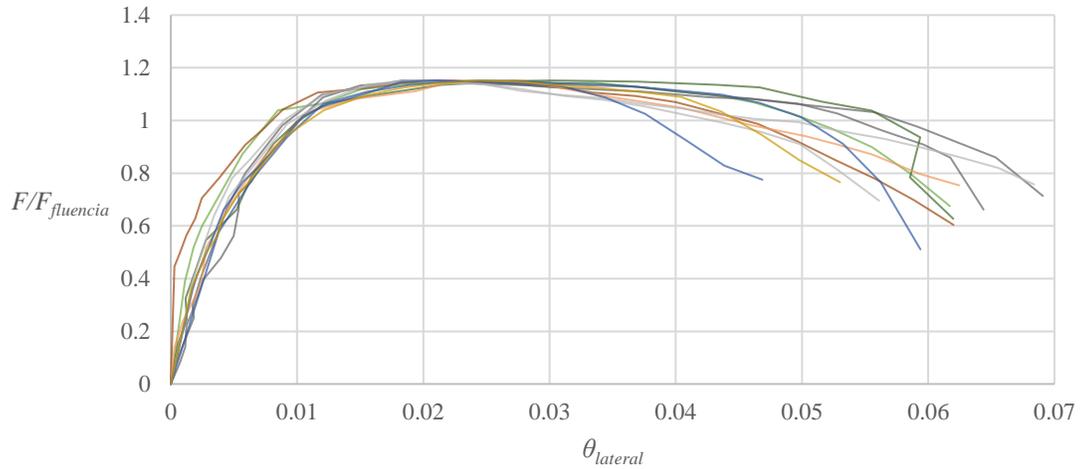


Figura 5.9.1.5. Curvas envolventes de las 11 columnas encamisadas ensayadas con falla dominada por flexión

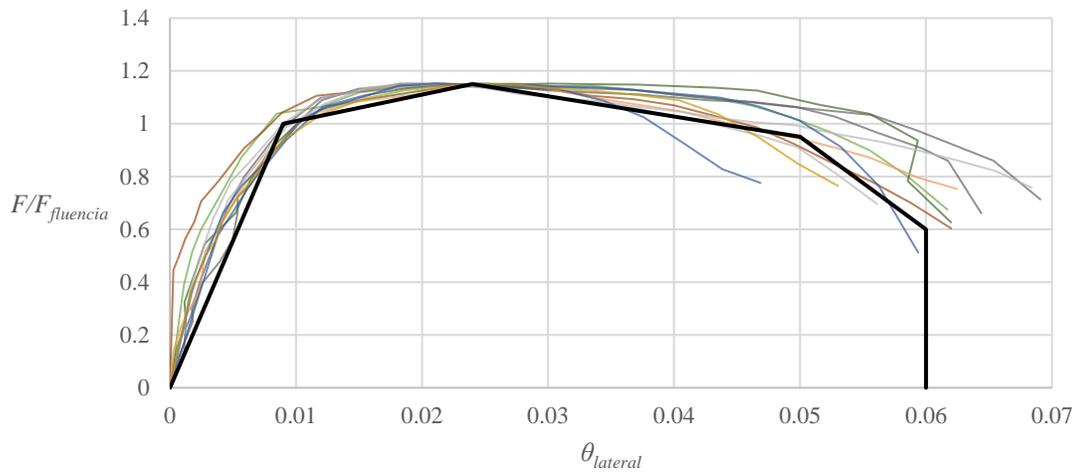


Figura 5.9.1.6. Curvas envolventes de las 11 columnas encamisadas ensayadas con falla dominada por flexión y la curva promedio propuesta

- 4) La curva esqueleto se trazó uniendo segmentos de línea rectos que siguen de forma aproximada el trazo dibujado por el conjunto de curvas envolventes. A partir de este trazo inicial, se ajustó una curva idealizada (fig. 5.9.1.8), siguiendo la referencia de ASCE 41-17 (fig. 5.9.1.7).

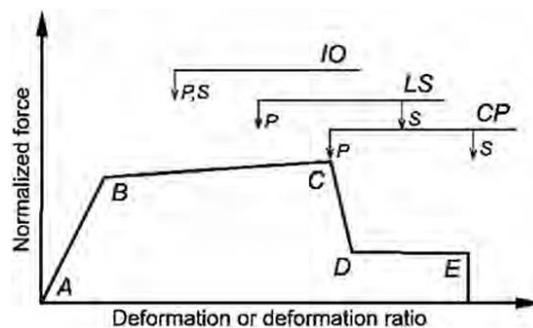


Figura 5.9.1.7. Ilustración de los criterios de aceptación (ASCE 41-17)

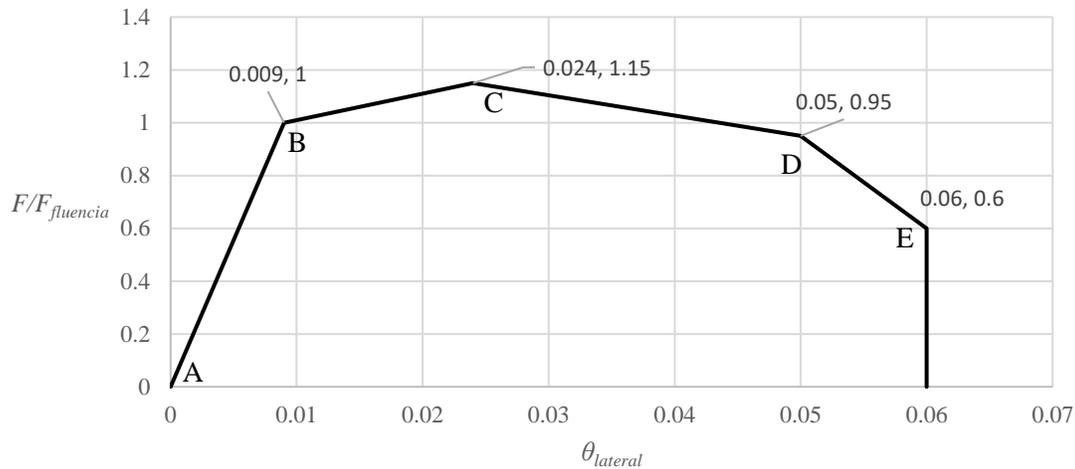


Figura 5.9.1.8. Curva de desempeño idealizada de las columnas encamisadas con falla dominada por flexión

En la figura 5.9.1.7, la curva se compone de cinco segmentos de rectas definidos entre los puntos A, B, C, D y E. El intervalo A-B corresponde al comportamiento elástico del elemento estructural, de B a C se entiende como una respuesta con rigidez reducida hasta alcanzar la resistencia, de C a D se muestra la caída repentina de la capacidad ante fuerzas laterales, finalmente de D a E, se muestra la respuesta de resistencia residual, que en el punto E termina con la pérdida total de la capacidad de carga del elemento.

La curva mostrada en la figura 5.9.1.8 tiene una forma distinta en el intervalo de D a E, en comparación con la mostrada en la figura 5.9.1.7. Esto se debe a dos razones. La primera es que el documento del ASCE recomienda que la capacidad de desplazamiento en la curva esqueleto debe ser menor que el mayor desplazamiento registrado en los ensayos. La segunda es que ninguno de los ensayos se realizó hasta una distorsión que permitiera cuantificar la resistencia residual de la columna ensayada.

- 5) A partir de los valores de deformación de los puntos obtenidos en la curva idealizada, se realizó el cálculo de los criterios de aceptación para los distintos niveles de desempeño, así como los factores m .

Los criterios numéricos de aceptación son las deformaciones correspondientes a puntos en la curva que establecen el nivel de desempeño del elemento estructural. Estos son válidos para acciones controladas por deformación, en procedimientos no lineales. Los factores m son valores numéricos de aceptación, válidos para procedimientos lineales.

Para procedimientos no lineales, los criterios de aceptación se definen y se calcularon para cada nivel como se muestra a continuación (ASCE 41, 2017):

- Ocupación inmediata (OI): Es la deformación a la cual se produjo daño permanente y visible en los experimentos. Esta deformación es igual que 0.50 veces la deformación correspondiente al punto C;
- Seguridad de la vida (SV): Es igual que 0.75 veces la deformación correspondiente al punto E;
- Prevención del colapso (PC): Es igual a la deformación del punto E.

Según lo anteriormente descrito, la curva con los criterios de aceptación para los tres niveles de desempeño se muestra en la figura 5.1.9.9.

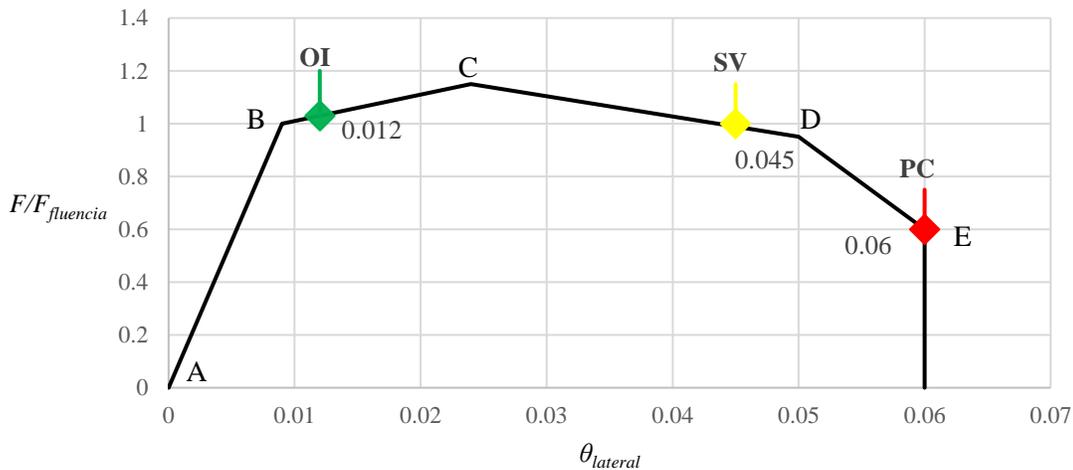


Figura 5.9.1.9. Criterios de aceptación para procedimientos no lineales de columnas encamisadas con concreto y falla dominada por flexión

Para procedimientos lineales, los factores m se calcularon como 0.75 veces el cociente de la deformación correspondiente al criterio de aceptación de cada nivel entre la deformación correspondiente al punto B, la deformación de fluencia. Los criterios de aceptación de este caso se definen a continuación:

- Ocupación inmediata (OI): Es la deformación a la cual se produjo daño permanente y visible en los experimentos. Esta deformación es igual que 0.67 veces la deformación límite para el nivel Seguridad de vida;
- Seguridad de la vida (SV): Es igual que 0.75 veces la deformación correspondiente al punto C;
- Prevención del colapso (PC): Es igual a la deformación del punto C, y no mayor que 0.75 veces la deformación del punto E.

En la tabla 5.9.1 se muestran los criterios de aceptación para procedimientos no lineales y los factores m para procedimientos lineales según cada nivel de desempeño.

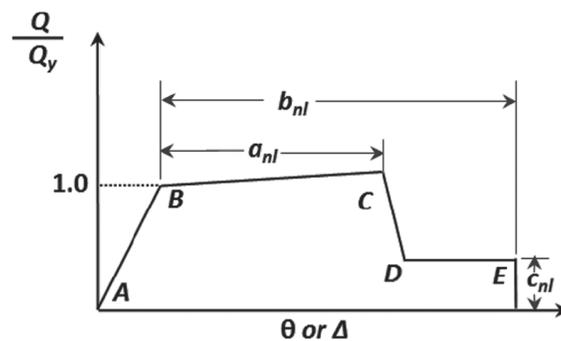
Tabla 5.9.1. Criterios numéricos de aceptación para columnas encamisadas con concreto y falla dominada por flexión

Nivel de desempeño	Criterios de aceptación (procedimientos no lineales)	Factores m (procedimientos lineales)
OI	0.012	1.0
SV	0.045	3.8
PC	0.060	5.0

5.9.2. Parámetros de modelación y criterios numéricos de aceptación para procedimientos no lineales del ACI 369.1 (2022)

El documento ACI 369.1 contiene distintas expresiones para los criterios de aceptación de elementos estructurales, ya sea que cumplan, o no, con los requisitos de diseño de estructuras nuevas. No existen ecuaciones para elementos rehabilitados, por lo que, para obtenerlas, en esta tesis se hizo el intento de ajustar las expresiones a las variables de las columnas encamisadas.

Los criterios numéricos de aceptación se calcularon a partir del producto de un coeficiente (contenidos en la tabla 4.2.2.2b del ACI 369.1) y una deformación calculada, siendo $0.15a_{nl}$ (en el caso de ocupación inmediata, OI), $0.5b_{nl}$ (en el caso de seguridad de la vida, SV) y 0.7 (en el caso de prevención de colapso). Las deformaciones a_{nl} y b_{nl} se encuentran representadas gráficamente en la figura 5.9.2.1. Las ecuaciones 5.9.2.1 y 5.9.2.2 son las expresiones para calcular a_{nl} y b_{nl} , respectivamente. Estas ecuaciones se encuentran en la tabla 4.2.2.2b del borrador del ACI 369.1 que se encuentra en discusión para su publicación después de la fecha de finalización de esta tesis, y son resultado de un trabajo de investigación de columnas de concreto reforzado con una base de datos que incluyen los resultados experimentales de 529 columnas, ensayadas por Ghannoum et al. (2015 y 2017).



(a) Deformation

Figura 5.9.2.1. Relación fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto

$$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{MCyDE}}{V_{colE}} \right) \geq 0.0 \quad (5.9.2.1)$$

$$\text{Para } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{ytE}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right. \quad (5.9.2.2)$$

donde:

N_{UD} : Fuerza axial de diseño del elemento (lb);

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento (in²);

f'_{cE} : Resistencia a compresión esperada del concreto (psi);

ρ_t : Cociente del área de refuerzo transversal distribuido y el área bruta de concreto perpendicular al refuerzo;

V_{MCyDE} : Demanda de cortante que resulta en la fluencia por flexión de las rótulas plásticas debida al momento M_{MCyDE} (lb);

V_{colE} : Resistencia a fuerza cortante de una columna de concreto con una demanda de desplazamiento dúctil no mayor que 2.0 (lb);

f_{ytE} : Esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo transversal (psi).

Para poder comparar lo calculado, con las ecuaciones antes descritas, y los resultados experimentales, primero se realizó el cálculo de a_{nl} y b_{nl} a partir de las curvas envolventes generadas en Graph Grabber (consúltese 5.9.1).

El punto B en la figura 5.9.2.1 indica la fluencia del elemento estructural. El punto C es aquel en el que se alcanza la resistencia del elemento. De esta forma, la deformación a_{nl} experimental fue la descrita según la ecuación 5.9.2.3.

$$a_{nl,exp} = \theta_{C,exp} - \theta_{B,exp} \quad (5.9.2.3)$$

donde:

$\theta_{C,exp}$: Deformación correspondiente a la resistencia de la columna encamisada;

$\theta_{B,exp}$: Deformación correspondiente a la fluencia de la columna encamisada.

La forma de obtener la deformación b_{nl} experimental fue distinta en función de la información que se tenía de los distintos ensayos. Según lo mostrado en la figura 5.9.2.1, b_{nl} es la diferencia entre la deformación correspondiente al punto E, cuando se da la pérdida total de capacidad del elemento, y la deformación del

punto B, ya mencionado anteriormente. Debido a que ninguno de los ensayos alcanzó el punto E, se revisó en cada caso si el ensayo se realizó hasta alcanzar una caída de la capacidad igual o por debajo de 70% de la resistencia, entonces, el último dato medido de deformación se consideró como la deformación del punto E. Todos los especímenes cumplieron con esta condición

En la tabla 5.9.2.1 se muestran los valores a_{nl} y b_{nl} experimentales de las 11 columnas encamisadas con falla dominada por flexión con curvas envolventes seleccionadas.

Tabla 5.9.2.1. Deformaciones a_{nl} y b_{nl} medidas de las columnas encamisadas ensayadas

Autores	Espécimen	θ_B	θ_C	θ_E	a_{nl}	b_{nl}
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.009	0.027	0.062	0.019	0.053
	37. M	0.009	0.021	0.062	0.012	0.053
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.010	0.021	0.069	0.011	0.059
	41. Q-RCR	0.009	0.018	0.064	0.010	0.056
	42. Q-RCRD	0.010	0.030	0.062	0.020	0.052
	44. Q-RCM	0.011	0.028	0.062	0.017	0.051
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.009	0.019	0.068	0.010	0.059
	55. Q-RCL2	0.009	0.022	0.056	0.013	0.047
	57. Q-RCL2pd	0.009	0.025	0.059	0.015	0.050
	59. R-RCL3	0.009	0.021	0.047	0.012	0.038
	60. R-RCL4	0.012	0.025	0.053	0.013	0.041

Los valores a_{nl} y b_{nl} calculados con las ecuaciones 5.9.2.1 y 5.9.2.2 corresponden a columnas normales, no encamisadas. Por lo tanto, para calcular a_{nl} y b_{nl} de las columnas encamisadas, las expresiones fueron ajustadas a las variables de los especímenes de este trabajo. También, se consideró multiplicar el valor calculado con estas expresiones modificadas por los factores α y β , para a_{nl} y b_{nl} respectivamente, con objeto de ajustar los resultados a distintas probabilidades de excedencia. Se entiende entonces:

$$(a_{nl})_{encamisado} = \alpha(a_{nl})_{no\ encamisado} \text{ y } (b_{nl})_{encamisado} = \beta(b_{nl})_{no\ encamisado}$$

La ecuación 5.9.2.4 fue la expresión ajustada con la que se calculó a_{nl} de las columnas encamisadas:

$$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \frac{P_{exp}}{A_{gj} f_{c,eq}} + 0.63 \rho_{tj1} - 0.023 \frac{V_{Mcalc,M1}}{V_{calc,M3}} \right) \geq 0.0 \quad (5.9.2.4)$$

donde:

ρ_{tj1} : Cuantía de refuerzo transversal de la columna encamisada, sólo considerando el refuerzo transversal de la camisa, ya que la contribución a la resistencia del refuerzo transversal de la columna original es baja (en promedio, 3% de la resistencia a fuerza cortante total) por lo que se despreció;

$V_{Mcalc,M1}$: Fuerza cortante correspondiente a la resistencia a momento flexionante de la columna encamisada calculada con el Modelo 1, BEE-STE (consúltese 5.2);

$V_{calc,M3}$: Resistencia a fuerza cortante de la columna encamisada calculada con el Modelo 3, ACI 369 (consúltese 6.2).

El ajuste de la expresión para calcular b_{nl} es el que se muestra en la ecuación 5.9.2.5

$$\text{Para } \frac{P_{exp}}{A_{gj}f_{c,eq}} \leq 0.5 \left\{ b_{nl} = \frac{0.5}{5 + \frac{P_{exp}}{0.8A_{gj}f_{c,eq}} \frac{1}{\rho_{tj1}} \frac{f_{c,eq}}{f_{ysj}}} - 0.01 \geq a_{nl} \right. \quad (5.9.2.5)$$

donde:

f_{ysj} : es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal de la camisa (MPa).

En la tabla 5.9.2.2 se muestran los valores de la deformación a_{nl} calculados con la ecuación 5.9.2.4 comparados contra los valores experimentales de la tabla 5.9.2.1. Se puede apreciar que el promedio de la relación $a_{nl,exp}/a_{nl,calc}$ es 0.53, con un coeficiente de variación de 28% y valores máximo y mínimo de 0.78 y 0.32, respectivamente. Esta dispersión se puede observar en la figura 5.9.2.2.

Tabla 5.9.2.2. Comparación de la deformación a_{nl} medida y calculada de las columnas encamisadas ensayadas

Autores	Espécimen	$a_{nl,exp}$	$a_{nl,calc}$	$a_{nl,exp}/a_{nl,calc}$
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.019	0.025	0.75
	37. M	0.012	0.022	0.56
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.011	0.026	0.43
	41. Q-RCR	0.010	0.026	0.37
	42. Q-RCRD	0.020	0.026	0.78
	44. Q-RCM	0.017	0.025	0.66
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.010	0.030	0.32
	55. Q-RCL2	0.013	0.030	0.43
	57. Q-RCL2pd	0.015	0.025	0.61
	59. R-RCL3	0.012	0.026	0.46
	60. R-RCL4	0.013	0.028	0.47
Promedio				0.53
CV				0.28

En los resultados de la tabla 5.9.2.2 y de la figura 5.9.2.2, no se ha considerado ningún valor de α . En la tabla 5.9.2.3 se muestran los valores de α correspondientes para las probabilidades de excedencia de 0.5 a 0.9. En la tabla 5.9.2.4 se muestran los cocientes $a_{nl,exp}/a_{nl,calc}$, considerando α para una probabilidad de

excedencia 0.9, la cual se obtiene cuando el 90% de los cocientes es mayor que o igual a 1. En la figura 5.9.2.3 se muestra la dispersión de los puntos ajustados a esta probabilidad.

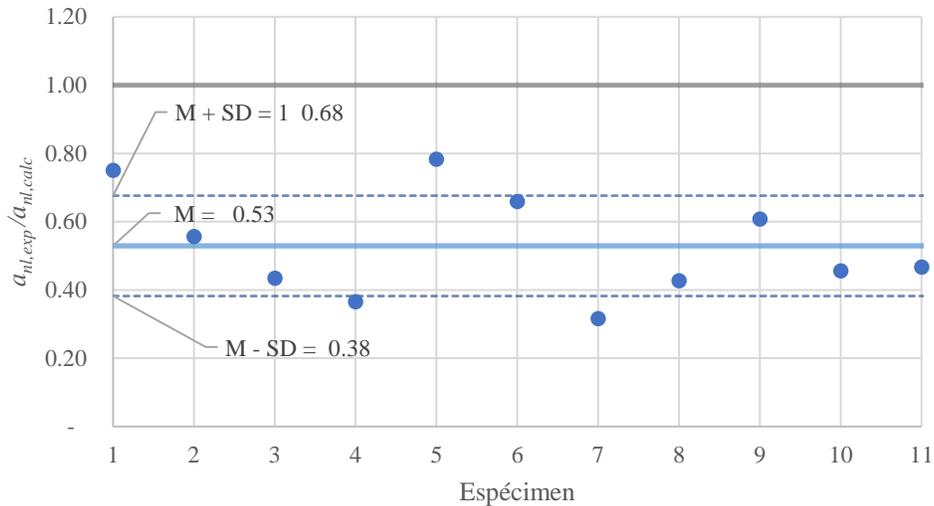


Figura 5.9.2.2. $a_{ni,exp}/a_{ni,calc}$ de las 11 columnas encamisadas

Tabla 5.9.2.3. Valores propuestos de α para a_{ni}

Probabilidad de excedencia	α
0.5	0.46
0.6	0.45
0.7	0.43
0.8	0.42
0.9	0.36

Tabla 5.9.2.4. Comparación de la deformación a_{ni} medida y calculada de las columnas encamisadas ensayadas considerando una probabilidad de excedencia igual a 0.9

Autores	Espécimen	$a_{ni,exp}$	$\alpha_{0.9}a_{ni,calc}$	$a_{ni,exp}/(\alpha_{0.9}a_{ni,calc})$
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.019	0.009	2.08
	37. M	0.012	0.008	1.55
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.011	0.009	1.21
	41. Q-RCR	0.010	0.009	1.01
	42. Q-RCRD	0.020	0.009	2.17
	44. Q-RCM	0.017	0.009	1.83
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.010	0.011	0.88
	55. Q-RCL2	0.013	0.011	1.19
	57. Q-RCL2pd	0.015	0.009	1.69
	59. R-RCL3	0.012	0.009	1.27
	60. R-RCL4	0.013	0.010	1.30
Promedio				1.47
CV				0.28

* $\alpha_{0.9} = 0.36$

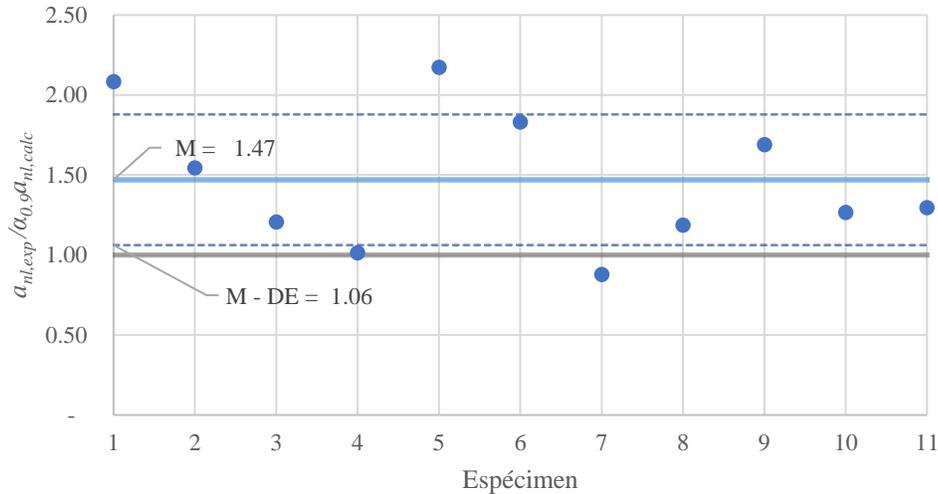


Figura 5.9.2.3. $a_{nl,exp}/\alpha_{0.9}a_{nl,calc}$ de las 11 columnas encamisadas ($\alpha_{0.9} = 0.36$)

El cálculo de la deformación aceptada para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, OI, se realizó según la ecuación 5.9.2.6. En la tabla 5.9.2.5, se muestra la deformación OI correspondiente a cada espécimen, en ésta se utilizó el factor α para una excedencia de 0.9, de tal forma que al menos el 90% de los valores fueran conservadores.

$$OI = \theta_B + 0.15(\alpha_{0.9}a_{nl,calc}) \quad (5.9.2.6)$$

Tabla 5.9.2.5. Criterio de aceptación numérica para nivel de desempeño IO de las 22 columnas encamisadas ensayadas

Autores	Especimen	θ_B	$0.15(\alpha_{0.9}a_{nl,calc})$	OI
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.009	0.001	0.010
	37. M	0.009	0.001	0.010
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.010	0.001	0.011
	41. Q-RCR	0.009	0.001	0.010
	42. Q-RCRD	0.010	0.001	0.011
	44. Q-RCM	0.011	0.001	0.012
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.009	0.002	0.011
	55. Q-RCL2	0.009	0.002	0.011
	57. Q-RCL2pd	0.009	0.001	0.011
	59. R-RCL3	0.009	0.001	0.011
	60. R-RCL4	0.012	0.002	0.014
Promedio				0.011
CV				0.09

El promedio de la deformación para el criterio de aceptación de ocupación inmediata calculado con la expresión del ACI 369.1, que se ajustó como se mostró anteriormente, es muy similar al valor que se calculó con la curva esqueleto que se hizo siguiendo el procedimiento del ASCE 41-17 (véase tabla 5.9.1).

Para calcular b_{nl} se utilizó la ecuación 5.9.2.5. Ésta es la deformación utilizada para calcular los criterios numéricos de aceptación de los niveles de desempeño SV y PC. En la tabla 5.9.2.6 se muestran los valores b_{nl} calculados y comparados contra los medidos. En contraste con lo que se observó en el caso de a_{nl} , el promedio de la relación $b_{nl,exp}/b_{nl,calc}$ fue muy cercana a 1, 0.98, y el coeficiente de variación fue 0.18, lo cual se puede apreciar como una menor dispersión de los puntos en la figura 5.9.2.4.

Tabla 5.9.2.6. Comparación de la deformación b_{nl} medida y calculada de las columnas encamisadas ensayadas

Autores	Espécimen	$b_{nl,exp}$	$b_{nl,calc}$	$b_{nl,exp}/b_{nl,calc}$
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.053	0.051	1.04
	37. M	0.053	0.049	1.09
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.059	0.047	1.25
	41. Q-RCR	0.056	0.047	1.18
	42. Q-RCRD	0.052	0.047	1.10
	44. Q-RCM	0.051	0.047	1.09
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.059	0.062	0.95
	55. Q-RCL2	0.047	0.061	0.77
	57. Q-RCL2pd	0.050	0.058	0.87
	59. R-RCL3	0.038	0.051	0.74
	60. R-RCL4	0.041	0.057	0.71
Promedio				0.98
CV				0.18

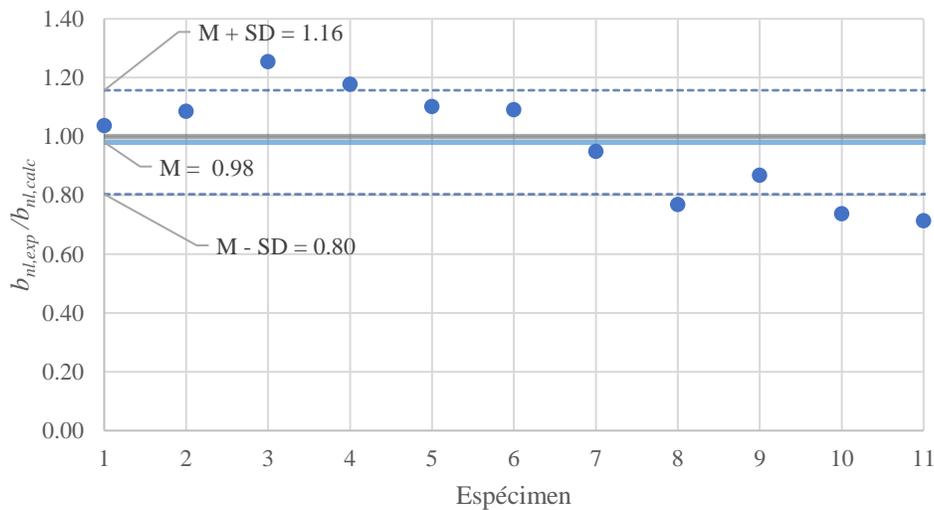


Figura 5.9.2.4. $b_{nl,exp}/b_{nl,calc}$ de las 11 columnas encamisadas

En los resultados de la tabla 5.9.2.6 y de la figura 5.9.2.4, no se ha considerado ningún valor de β . En la tabla 5.9.2.7 se muestran los valores de β correspondientes para las probabilidades de excedencia de 0.5 a 0.9. En la tabla 5.9.2.8 se muestran los cocientes $b_{nl,exp}/b_{nl,calc}$, considerando β para una probabilidad de

excedencia 0.9, la cual se obtiene cuando el 90% de los cocientes es mayor que o igual a 1. En la figura 5.9.2.5 se muestra la dispersión de los puntos ajustados a esta probabilidad.

Tabla 5.9.2.7. Valores propuestos de β para b_{nl}

Probabilidad de excedencia	β
0.5	1.03
0.6	0.94
0.7	0.86
0.8	0.76
0.9	0.72

Tabla 5.9.2.8. Comparación de la deformación b_{nl} medida y calculada de las columnas encamisadas ensayadas considerando una probabilidad de excedencia igual a 0.9

Autores	Espécimen	$b_{nl,exp}$	$\beta_{0.9}b_{nl,calc}$	$b_{nl,exp}/(\beta_{0.9}b_{nl,calc})$
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.053	0.037	1.44
	37. M	0.053	0.035	1.51
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.059	0.034	1.74
	41. Q-RCR	0.056	0.034	1.64
	42. Q-RCRD	0.052	0.034	1.53
	44. Q-RCM	0.051	0.034	1.51
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.059	0.045	1.32
	55. Q-RCL2	0.047	0.044	1.07
	57. Q-RCL2pd	0.050	0.042	1.21
	59. R-RCL3	0.038	0.037	1.02
	60. R-RCL4	0.041	0.041	0.99
Promedio				1.36
CV				0.18

* $\beta_{0.9} = 0.72$

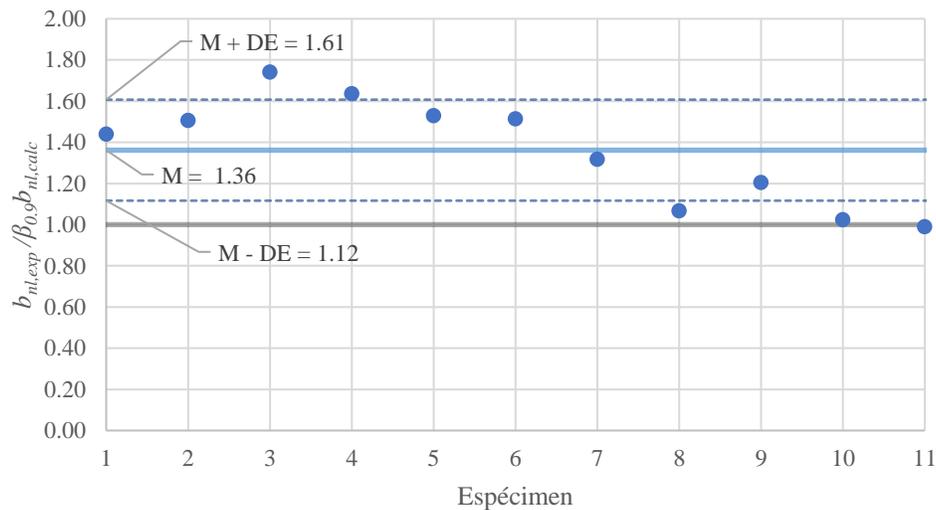


Figura 5.9.2.5 $b_{nl,exp} / \beta_{0.9} b_{nl,calc}$ de las 11 columnas encamisadas ($\beta_{0.9} = 0.72$)

Las deformaciones aceptadas para los niveles de desempeño de seguridad de la vida y prevención de colapso, SV y PC, se calcularon según las ecuaciones 5.9.2.7 y 5.9.2.8, respectivamente. En la tabla 5.9.2.9, se muestra las deformaciones SV y PC correspondientes a cada espécimen.

$$SV = \theta_B + 0.5(\beta_{0.9}b_{nl,calc}) \quad (5.9.2.7)$$

$$PC = \theta_B + 0.7(\beta_{0.9}b_{nl,calc}) \quad (5.9.2.8)$$

Tabla 5.9.2.9. Criterios de aceptación numérica para niveles de desempeño SV y PC de las 22 columnas encamisadas ensayadas

Autores	Espécimen	θ_B	$0.5(\beta_{0.9}b_{nl,calc})$	$0.7(\beta_{0.9}b_{nl,calc})$	SV	PC
Vandoros y Dritsos, 2006	35. E	0.009	0.018	0.026	0.027	0.034
	37. M	0.009	0.018	0.025	0.027	0.034
Bousias et al., 2007	40. Q-RCD	0.010	0.017	0.024	0.027	0.034
	41. Q-RCR	0.009	0.017	0.024	0.026	0.033
	42. Q-RCRD	0.010	0.017	0.024	0.027	0.034
	44. Q-RCM	0.011	0.017	0.024	0.028	0.035
Bousias et al., 2004	53. Q-RCL0	0.009	0.022	0.031	0.032	0.041
	55. Q-RCL2	0.009	0.022	0.031	0.031	0.040
	57. Q-RCL2pd	0.009	0.021	0.029	0.030	0.038
	59. R-RCL3	0.009	0.018	0.026	0.028	0.035
	60. R-RCL4	0.012	0.021	0.029	0.033	0.041
Promedio					0.029	0.036
CV					0.08	0.08

Los valores promedio de los criterios de aceptación SV y PC calculados con las expresiones ajustadas para columnas encamisadas fueron 0.029 y 0.036, respectivamente. En comparación con los valores obtenidos según el procedimiento del ASCE 41-17 (véase tabla 5.9.1), los valores aquí obtenidos resultan más conservadores.

5.10. Conclusiones

5.10.1 Modelos de resistencia a flexión

Se propusieron seis modelos para calcular la resistencia a momento flexionante de las 33 columnas encamisadas con falla dominada por flexión. Estos modelos fueron adaptados de modelos existentes para el cálculo de resistencia de columnas normales.

Todos los modelos ajustaron con buena aproximación a los resultados obtenidos en el laboratorio por los distintos autores de los artículos consultados. Se destacan dos de éstos: el Modelo 1, Bloque Equivalente de Esfuerzos con Sección Transversal de Concreto Equivalente (BEE-STE) y; el Modelo 6, Modelo Japonés de Columnas Encamisadas (JAP). Se recomienda el uso de estos dos modelos, ya que su aplicación resulta

más sencilla y práctica, reduciendo por mucho el tiempo de cálculo y el número de ecuaciones a utilizar en comparación con los otros cuatro modelos.

Destaca en sencillez el Modelo JAP, ya que sólo se requiere utilizar una ecuación compacta de tres sumandos, aunque a diferencia del resto de modelos, éste es el más conservador de los seis, notablemente. Es entonces el Modelo 1 la mejor opción, ya que se calcularon valores conservadores, pero en menor medida, y sólo se requiere realizar un cálculo extra en la forma en que regularmente se hace el diseño de columnas nuevas, siempre que se cumplan que las columnas tengan encamisados completos, se encuentren conectadas con los nudos de la estructura, se garantice continuidad entre niveles, se haya realizado un correcto tratamiento de la superficie de concreto existente y se respeten los valores mínimos de dimensiones y resistencia de los materiales con los que se construye la camisa.

5.10.2 Curvas de comportamiento

De los 33 especímenes con falla dominada por flexión, 22 contaban con gráficas fuerza-desplazamiento plasmadas en sus respectivos artículos, pero finalmente solo se seleccionaron las 11 que contenían las características de diseño y construcción deseables en un correcto encamisado. Estas curvas fueron digitalizadas y se obtuvieron las envolventes, las cuales fueron normalizadas y a partir de estas, se dibujó una curva esqueleto, siguiendo un método alternativo descrito en el ASCE 41-17, con objeto de definir los criterios numéricos de aceptación para modelación no lineal de columnas encamisadas, hallando así las deformaciones recomendadas para el diseño de los elementos en función de niveles de desempeño.

Se revisaron los resultados obtenidos con las ecuaciones del ACI 369 para obtener los criterios numéricos de aceptación para modelos no lineal de columnas nuevas. Estas expresiones fueron ajustadas a las variables de las columnas encamisadas y multiplicadas por coeficientes propuestos en función de distintos porcentajes de excedencia. Los resultados fueron comparados contra los valores experimentales de cada columna y contra los valores encontrados a partir de la curva esqueleto.

Las ecuaciones del ACI 369 dieron un resultado promedio casi igual al de la curva esqueleto del ASCE 41-17 para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, 1.1% y 1.2% respectivamente. En los casos de los niveles de desempeño de Seguridad de la Vida y Prevención del Colapso, las deformaciones promedio calculadas con las ecuaciones del ACI fueron menores que las de la curva del ASCE, 2.9% contra 4.5% en el caso de SV y 3.6% contra 6% en el caso de la PC. De forma conservadora, se recomienda realizar el diseño por desempeño de estos elementos encamisados utilizando las ecuaciones del ACI 369 como se ajustaron en este trabajo.

6. MODELOS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

A partir de la base de datos, se encontraron ocho columnas encamisadas (E y EM) que fallaron por fuerza cortante. En este trabajo, sólo se realizó la revisión de las columnas de sección transversal rectangular, cuatro en total, pertenecientes a los ensayos de Bett et al. (1988) y Fukuyama et al. (2000). Las cuatro columnas de sección transversal circular pertenecen al trabajo de Hamilton et al. (2004).

En este capítulo se muestra la forma en que se calculó la resistencia a cortante de las columnas encamisadas, con el fin de encontrar alguno que describa de forma más aproximada su comportamiento.

Para obtener los valores de resistencia a corte de los especímenes especificados, se recurrió a tres expresiones diferentes, contenidas en el ACI 318-19, ACI 369-17 y en el *Technical Manual for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001*, publicado por la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en Edificios.

6.1. Modelos 1 y 2: ACI 318-19

Para este modelo, se usó de la expresión 22.5.1.1, las contenidas en la tabla 22.5.5.1 y la expresión 22.5.8.5.3 del ACI 318-19. Adicionalmente, se reconocieron dos casos para realizar los cálculos. El primero, considera la suma de la resistencia a fuerza cortante de la columna original en adición a la resistencia correspondiente a la camisa. El segundo caso, considera la resistencia a fuerza cortante de una sección transversal de concreto equivalente.

- Caso 1. Suma de resistencias

Las ecuaciones 6.1.1 a 6.1.7 se usaron para calcular la resistencia a fuerza cortante en el Caso 1.

$$V_{calc} = V_c + V_s \quad (6.1.1)$$

donde:

V_{calc} : Resistencia total a fuerza cortante calculada de la columna encamisada (N);

V_c : Aportación del concreto a la resistencia a fuerza cortante (N);

V_s : Contribución del acero de refuerzo transversal a la resistencia a fuerza cortante (N).

$$V_c = V_{cc} + V_{cj} ; V_s = V_{sc} + V_{sj} \quad (6.1.2)$$

donde:

V_{cc} : contribución del concreto de la columna original a la resistencia a fuerza cortante (N);

V_{cj} : contribución del concreto de la camisa a la resistencia a fuerza cortante (N);

V_{sc} : contribución del refuerzo transversal de la columna original a la resistencia a fuerza cortante (N);

V_{sj} : contribución del refuerzo transversal de la camisa a la resistencia a fuerza cortante (N);

De la tabla 22.5.5.1 del ACI 318-19, se seleccionó la expresión (a), ya que todos los elementos cumplieron con el área de refuerzo transversal mínima establecida por las expresiones 10.6.2.2 del mismo reglamento.

Para la columna original se tiene que:

$$V_{cc} = \left(0.17\lambda\sqrt{f_{cc}} + \frac{P_{exp}}{6A_{gc}} \right) b_c d_c, \quad A_{vc} \geq A_{vc,min} \quad (6.1.3)$$

$$A_{v,min} = \begin{cases} 0.062\sqrt{f_{cc}} \frac{b_c s_{sc}}{f_{ysc}} \\ 0.35 \frac{b_c s_{sc}}{f_{ysc}} \end{cases} \quad (6.1.4)$$

donde:

λ : factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión. En todos los especímenes el valor fue 1, que corresponde a concretos de peso normal;

P_{exp} : carga axial aplicada sobre la sección transversal de la columna encamisada durante el ensaye (N);

A_{gc} : área bruta de la sección transversal de la columna original (mm²);

b_c : ancho de la sección transversal de la columna original (mm);

d_c : peralte efectivo de la sección transversal de la columna original, calculado como la distancia entre la fibra extrema de compresión del concreto y el centroide del refuerzo longitudinal a tensión (mm);

A_{vc} : área de refuerzo transversal de la columna original (mm²)

$A_{vc,min}$: área mínima de refuerzo transversal requerida de la columna original (mm²);

s_{sc} : separación de los estribos de la columna original (mm);

f_{yjc} : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal de la columna original, medido o especificado (MPa).

Para la camisa:

$$V_{cj} = 0.17\lambda \sqrt{f_{cj}(b_j d_j - A_{gc})}, A_{vj} \geq A_{vj,min} \quad (6.1.5)$$

$$A_{vj,min} = \begin{cases} 0.062 \sqrt{f_{cj}} \frac{b_j s_{sj}}{f_{ysj}} \\ 0.35 \frac{b_j s_{sj}}{f_{ysj}} \end{cases} \text{ el valor mayor} \quad (6.1.6)$$

donde:

b_j : ancho de la sección transversal de la columna encamisada (mm);

d_j : peralte efectivo de la sección transversal de la columna encamisada, calculado como distancia entre la fibra extrema de compresión del concreto y el centroide del refuerzo longitudinal a tensión (mm);

A_{vj} : área de refuerzo transversal de la camisa (mm²)

$A_{vj,min}$: área mínima de refuerzo transversal requerida de la camisa (mm²);

s_{sj} : separación de los estribos de la camisa (mm);

f_{ysj} : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal de la camisa, medido o especificado (MPa).

Para obtener la resistencia que aporta el acero de refuerzo transversal, se utilizó la expresión 22.5.8.5.3 del ACI 318-19. A continuación, se muestran la ecuación 6.1.7, que contiene dos componentes, la aportación del refuerzo transversal de la columna original y la de la camisa.

$$V_s = \frac{A_{vc} f_{yjc} d_c}{s_{sc}} + \frac{A_{vj} f_{ysj} d_j}{s_{sj}} \quad (6.1.7)$$

En las figuras 6.1.1 y 6.1.2 se muestran los valores obtenidos de comparar los resultados obtenidos por el modelo de cálculo contra los resultados obtenidos de forma experimental. En la segunda gráfica, el resultado calculado está afectado por un factor de resistencia $F_R = 0.75$, con objeto de evaluar de manera aproximada la confiabilidad del cálculo.

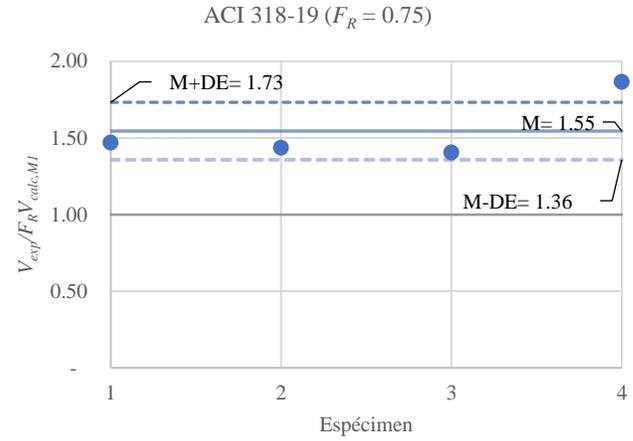
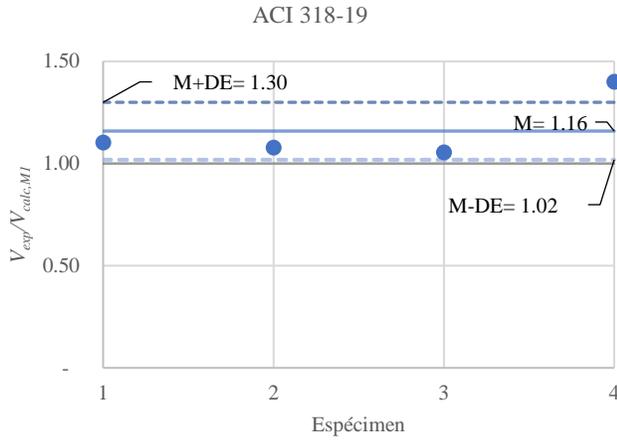


Figura 6.1.1 $V_{exp}/V_{calc,M1}$ correspondiente al modelo ACI 318-19

Figura 6.1.2 $V_{exp}/F_R V_{calc,M1}$ correspondiente al modelo ACI 318-19

- Caso 2. Sección transversal de concreto equivalente.

Para obtener la resistencia del concreto equivalente, se utilizó la ecuación 6.1.8. En ésta, se considera la raíz cuadrada de la resistencia de los concretos, debido a que la resistencia a fuerza cortante se calcula con este valor.

$$f_{c,eq} = \left(\frac{\sqrt{f_{cc}} A_{gc} + \sqrt{f_{cj}} (A_{gj} - A_{gc})}{A_{gj}} \right)^2 \quad (6.1.8)$$

donde:

$f_{c,eq}$: resistencia a la compresión del concreto de la sección transversal equivalente (MPa).

Considerando el área de la sección transversal equivalente igual a la de la sección transversal de la columna encamisada, las expresiones de cálculo de la resistencia a corte fueron adaptadas como se muestran en las ecuaciones 6.1.9 a 6.1.11.

$$V_{calc} = V_{c,eq} + V_s \quad (6.1.9)$$

$$V_{c,eq} = \left(0.17\lambda \sqrt{f_{c,eq}} + \frac{P_{exp}}{6A_{gj}} \right) b_j d_j, \quad A_{vc} + A_{vj} \geq A_{v,min} \quad (6.1.10)$$

$$A_{v,min} = \begin{cases} 0.062 \sqrt{f_{c,eq}} \frac{b_j s_{sj}}{f_{ysj}} \\ 0.35 \frac{b_j s_{sj}}{f_{ysj}} \end{cases} \text{ el valor mayor} \quad (6.1.10)$$

$$V_s = \frac{A_{vc} f_{ysc} d_c}{s_{sc}} + \frac{A_{vj} f_{ysj} d_j}{s_{sj}} \quad (6.1.11)$$

donde:

$V_{c,eq}$: es la aportación del concreto de la columna equivalente a la resistencia a fuerza cortante (N);

b_j : ancho de la sección transversal de la columna encamisada (mm).

Las figuras 6.1.3 y 6.2.4 muestran los cocientes de los resultados experimentales entre los calculados de resistencia a fuerza cortante obtenidos con el Caso 2 del modelo ACI 318-19.

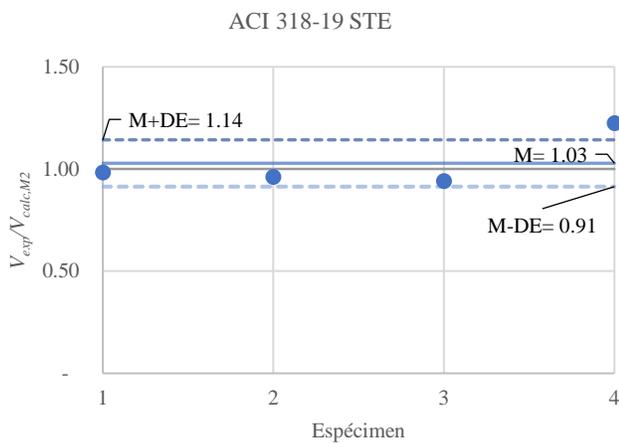


Figura 6.1.3 $V_{exp}/V_{calc,M2}$ correspondiente al modelo ACI 318-19 STE

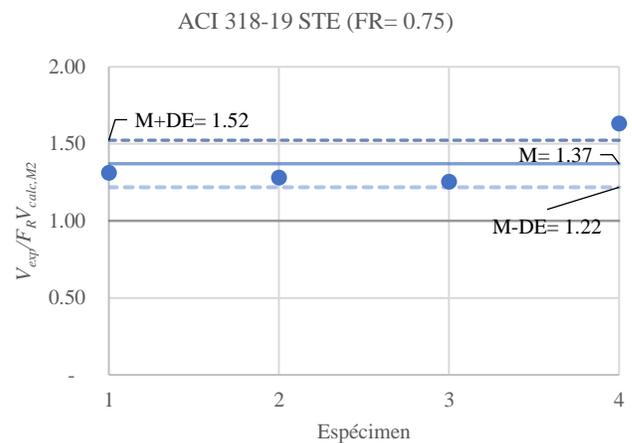


Figura 6.1.4 Gráfica de relación $V_{exp}/F_R V_{calc,M2}$ correspondiente al modelo ACI 318-19 STE

6.2. Modelo 3 y 4: ACI 369-17

Al igual que lo descrito en el modelo anterior, se evaluaron los resultados de este modelo con dos variaciones: considerando la resistencia a corte de la columna encamisada como la adición de las resistencias correspondientes a la columna original y la camisa; y como la resistencia de una columna con sección transversal de concreto equivalente. Se utilizó la ecuación 3 del ACI 369-17, que es la misma que la 4.2.3.1 de ACI 369.1 en proceso de revisión.

- Caso 1. Suma de resistencias

La ecuación 6.2.1 es la expresión adaptada para la suma de resistencias de la columna original y de la camisa. También se consideró que la carga axial sólo afecta a la columna original, como es más probable que suceda en la vida real, debido a que las camisas se construyen mientras la

columna sigue bajo las acciones gravitacionales permanentes. Las ecuaciones 6.2.2 y 6.2.3 son las expresiones necesarias para calcular algunos términos que contiene la ecuación 6.2.1.

$$V_{calc} = k_{nl} \left[\alpha_{nc} \left(\frac{A_{vc} f_{syc} d_c}{s_{sc}} \right) + \alpha_{nj} \left(\frac{A_{vj} f_{syj} d_j}{s_{sj}} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{cc}}}{\frac{G}{d_c}} \sqrt{1 + \frac{P_{exp}}{0.5 A_{gc} \sqrt{f_{cc}}}} \right) 0.8 A_{gc} + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{cj}}}{\frac{G}{d_j}} \right) 0.8 (A_{gj} - A_{gc}) \right] \quad (6.2.1)$$

$$k_{nl} = \begin{cases} 1 & \text{si} & \frac{d_{falla}}{d_{fluencia}} \leq 2 \\ 0.7 & \text{si} & \frac{d_{falla}}{d_{fluencia}} \geq 6 \\ (0.7, 1)_{\text{variación lineal}} & \text{si} & 2 < \frac{d_{falla}}{d_{fluencia}} < 6 \end{cases} \quad (6.2.2)$$

$$\alpha_{n(c,j)} = \begin{cases} 1 & \text{si} & \frac{s_{(c,j)}}{d_{(c,j)}} \leq 0.75 \\ 0 & \text{si} & \frac{s_{(c,j)}}{d_{(c,j)}} \geq 1 \\ (0, 1)_{\text{variación lineal}} & \text{si} & 0.75 < \frac{s_{(c,j)}}{d_{(c,j)}} < 1 \end{cases} \quad (6.2.3)$$

Donde:

k_{nl} : factor asociado a la demanda de desplazamiento dúctil;

$\frac{d_{falla}}{d_{fluencia}}$: relación de desplazamiento asociado a la fluencia y desplazamiento asociado a la falla;

$\alpha_{n(c,j)}$: factor asociado a la relación de la separación de estribos y el peralte, de la columna original y de la camisa respectivamente;

G : claro de cortante (mm).

En la ecuación 6.2.3, el factor k_{nl} es más cercano a 1 en los casos en que las columnas tienen una falla dominada por corte. En el otro extremo, columnas con falla dominada por flexión, k_{nl} es igual 0.7. Para especímenes aquí evaluados, la relación de desplazamientos de falla y fluencia se obtuvo a partir de los valores experimentales, con resultados que variaron entre 2.4 y 3.5, por lo que el factor k_{nl} utilizado varió entre 0.97 y 0.89, respectivamente.

Las figuras 6.2.1 y 6.2.2 muestran los cocientes de los resultados experimentales entre los calculados de resistencia a fuerza cortante obtenidos con el Caso 1 del modelo ACI 369-17.

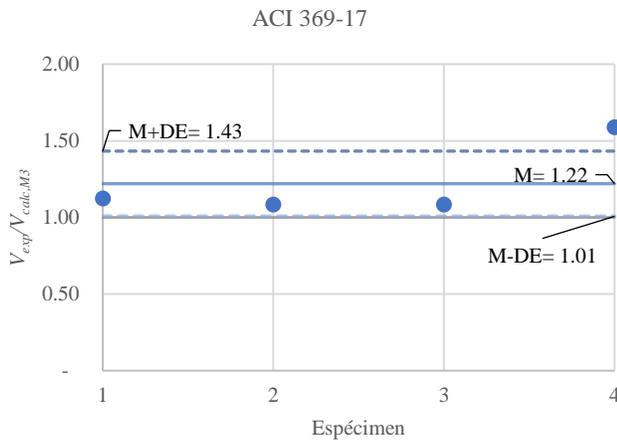


Figura 6.2.1 $V_{exp}/V_{calc,M3}$ correspondiente al modelo ACI 369-17

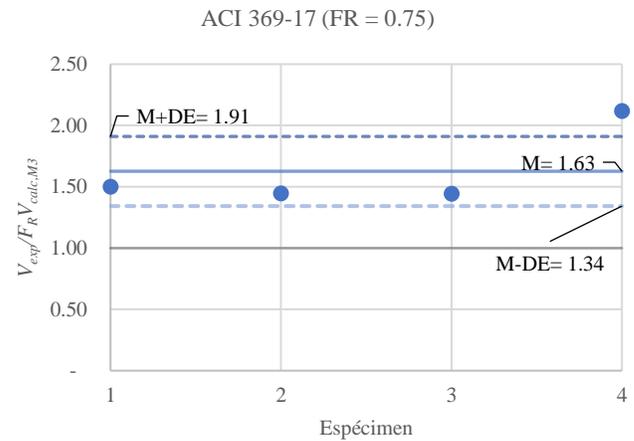


Figura 6.2.2 $V_{exp}/FR V_{calc,M3}$ correspondiente al modelo ACI 369-17

- Caso 2. Sección transversal equivalente

Al igual que en el caso 2 del modelo 1, en este se utilizó la ecuación 6.1.8 para obtener la sección transversal de concreto equivalente. En la ecuación 6.2.4 se muestra a la adaptación de la ecuación del ACI 369 correspondiente a este caso.

$$V_{calc} = k_{nl} \left[\alpha_{nc} \left(\frac{A_{vc} f_{syc} d_c}{s_c} \right) + \alpha_{nj} \left(\frac{A_{vj} f_{syj} d_j}{s_j} \right) + \lambda \left(\frac{0.5 \sqrt{f_{c,eq}}}{\frac{G}{d_j}} \sqrt{1 + \frac{P_{exp}}{0.5 A_{gj} \sqrt{f_{c,eq}}}} \right) 0.8 A_{gj} \right] \quad (6.2.4)$$

En la ecuación 6.2.4, el cálculo de la aportación del refuerzo transversal de la columna original y de la camisa se hacen de forma separada, igual que en el caso 1, pero la aportación del concreto se hace considerando las dimensiones de la sección transversal de la columna encamisada y la resistencia del concreto equivalente.

Las figuras 6.2.3 y 6.2.4 muestran los cocientes de los resultados experimentales entre los calculados de resistencia a fuerza cortante obtenidos con el Caso 2 del modelo ACI 369-17.

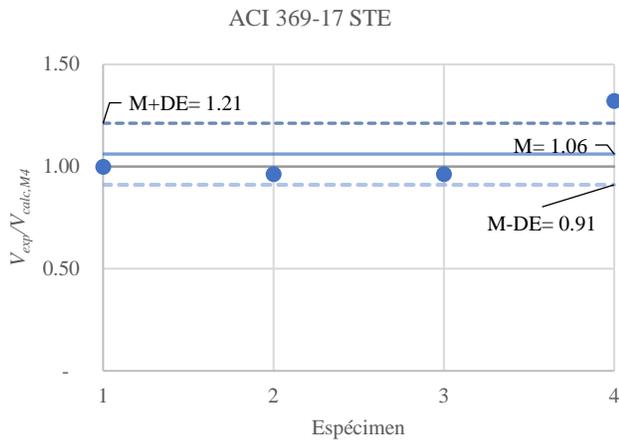


Figura 6.2.3 $V_{exp}/V_{calc,M4}$ correspondiente al modelo ACI 369-17 STE

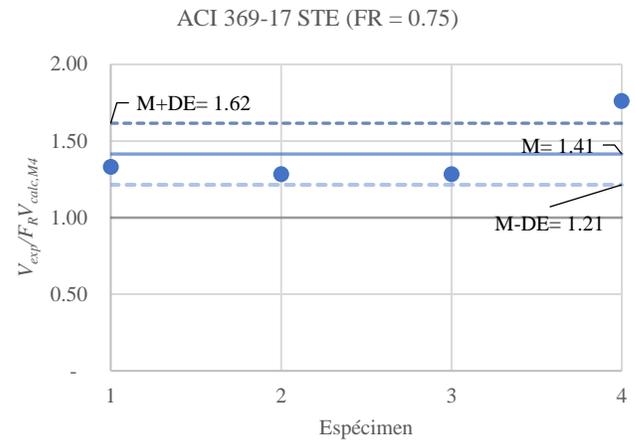


Figura 6.2.4 $V_{exp}/F_R V_{calc,M4}$ correspondiente al modelo ACI 369-17 STE

6.3. Modelo 5: Modelo Japonés de Columnas Encamisadas

Este modelo corresponde a la ecuación 3.3.4-3 del *Technical Manual for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001*, publicado por la Asociación Japonesa para la Prevención de Desastres en Edificios.

Esta ecuación es un modelo empírico, desarrollado específicamente para la evaluar la resistencia a fuerza cortante de columnas rehabilitadas mediante encamisado de concreto. A continuación, se muestra la ecuación 6.3.1, la expresión adaptada a las variables especificadas en el presente trabajo.

$$V_{calc} = \left[\frac{0.053 \left(\frac{\rho_{lj2}}{2} \right)^{0.23} (f_{cc} + 18)}{\frac{G}{d_j} + 0.12} + 0.85 \sqrt{(\rho_{tj3} - \rho_{tj2}) f_{ysc} + \rho_{tj2} f_{ysj}} + 0.1 \frac{P_{exp}}{b_j h_j} \right] 0.8 b_j h_j \quad (6.3.1)$$

donde:

ρ_{lj2} : cuantía de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa respecto a la sección transversal encamisada (%);

ρ_{tj2} : cuantía de refuerzo transversal de la camisa respecto de la columna encamisada;

ρ_{tj3} : cuantía de refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa respecto de la columna encamisada;

El primer término de la ecuación considera la aportación debida al acero de refuerzo longitudinal y los concretos de la columna encamisada. La ecuación, originalmente considera sólo al refuerzo longitudinal a tensión que, en el entendido de la Guía, es el área de refuerzo longitudinal contenido en la mitad de la sección transversal de la columna encamisada, sin considerar las filas de refuerzo colocada justo a la mitad. Por simplicidad y, tomando en cuenta que la ecuación es conservadora, se optó por considerar la mitad del refuerzo longitudinal de la columna original y de la camisa. En cuanto al concreto, se ignora la resistencia real del concreto de la camisa y se considera una sección transversal de concreto equivalente, con resistencia a la compresión 18 MPa mayor que la del concreto de la columna original. Es por esta misma consideración, que se entiende a la carga axial actuando sobre la totalidad del área de la sección transversal encamisada.

Las figuras 6.3.1 y 6.3.2 muestran los cocientes de la resistencia a cortante experimental entre la calculada con el modelo japonés.

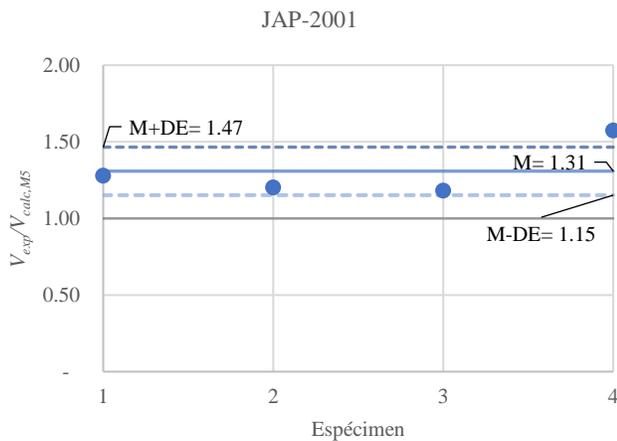


Figura 6.3.1 $V_{exp}/V_{calc,M5}$ correspondiente al modelo JAP-2001

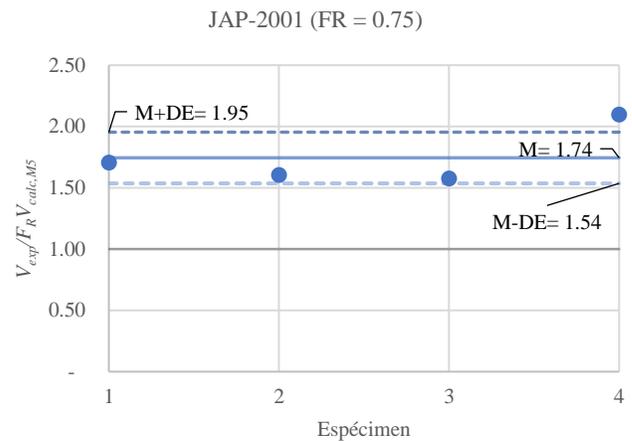


Figura 6.3.2 $V_{exp}/F_R V_{calc,M5}$ correspondiente al modelo JAP-2001

6.4. Comparación de los resultados obtenidos con los distintos modelos

En las figuras 6.4.1 y 6.4.2 se comparan los resultados obtenidos de todos los modelos para estimar la resistencia a fuerza cortante de columnas encamisadas que fallaron por corte. De forma numérica, está comparación se hace en la tabla 6.4.

Como se puede observar, los cinco modelos muestran resultados muy similares, con todos los valores de la relación mayores que uno cuando se utiliza el factor de resistencia $F_R = 0.75$.

En los modelos del ACI 318-19 y ACI 369-17 se puede apreciar que, el hecho de considerar la adición de las resistencias de la columna original y de la camisa, resulta en valores más conservadores que cuando se considera una sección transversal de concreto equivalente. En el modelo del ACI-318-19, la diferencia entre

los dos casos es alrededor de 11% en promedio, respecto del valor del caso de la sección compuesta. Por su parte, en el modelo ACI 369-17 la diferencia es de 13%, en promedio.

Anteriormente, se comentó que los modelos de sección transversal de concreto equivalente también consideran la aplicación de la carga axial en toda el área de la sección transversal, hecho que es poco probable debido a que, en campo es muy difícil lograr que las cargas gravitacionales de la estructura sean tomadas por la camisa. Si bien la diferencia promedio entre los resultados considerando la sección transversal de concreto equivalente y compuesta para los modelos 318 y 369 fueron 12% y 16% de la resistencia medida, respectivamente, con objeto de garantizar la seguridad, se recomienda utilizar los modelos ACI 318 y 369 que consideran la compuesta, con la carga axial aplicada sobre la columna original.

Tabla 6.4 Comparación de V_{exp}/V_{calc} de los cinco modelos de cálculo para estimar la resistencia a fuerza cortante de columnas ensayadas que fallaron por cortante

Columnas con falla dominada por corte (4 especímenes)								
Modelo	V_{exp}/V_{calc}				$V_{exp}/FRV_{calc}, FR=0.75$			
	Promedio	DE	CV	Prom. - DE	Promedio	DE	CV	Prom. - DE
ACI 318-19	1.16	0.14	0.12	1.02	1.55	0.19	0.12	1.36
ACI 318-19 STCE	1.03	0.11	0.11	0.91	1.37	0.15	0.11	1.22
ACI 369-17	1.22	0.21	0.18	1.01	1.63	0.28	0.17	1.34
ACI 369-17 STCE	1.06	0.15	0.14	0.91	1.41	0.20	0.14	1.21
JAP	1.31	0.16	0.12	1.15	1.74	0.21	0.12	1.54

DE: Desviación estándar; CV: Coeficiente de variación; STCE: Sección transversal de concreto equivalente; JAP-2001: Technical Manual For Seismic Evaluation and Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001.

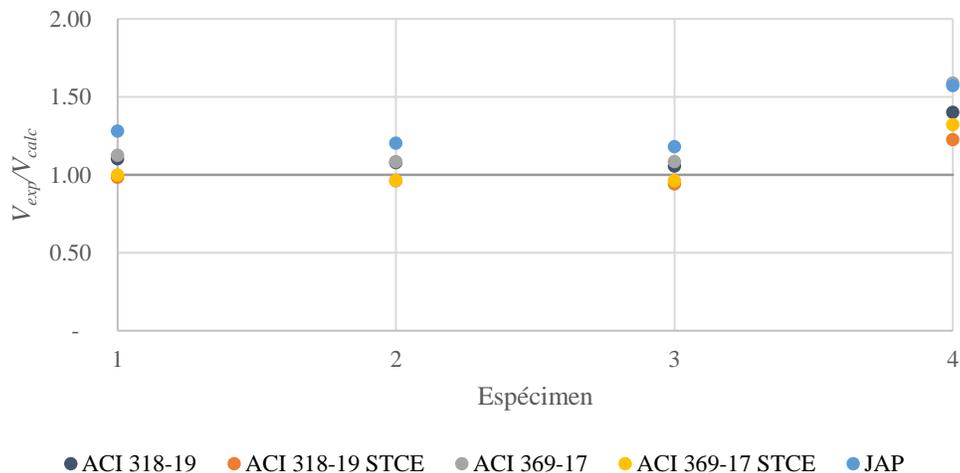


Figura 6.4.1 V_{exp}/V_{calc} calculados con los cinco modelos de cálculo para estimar la resistencia a fuerza cortante de columnas ensayadas que fallaron por cortante

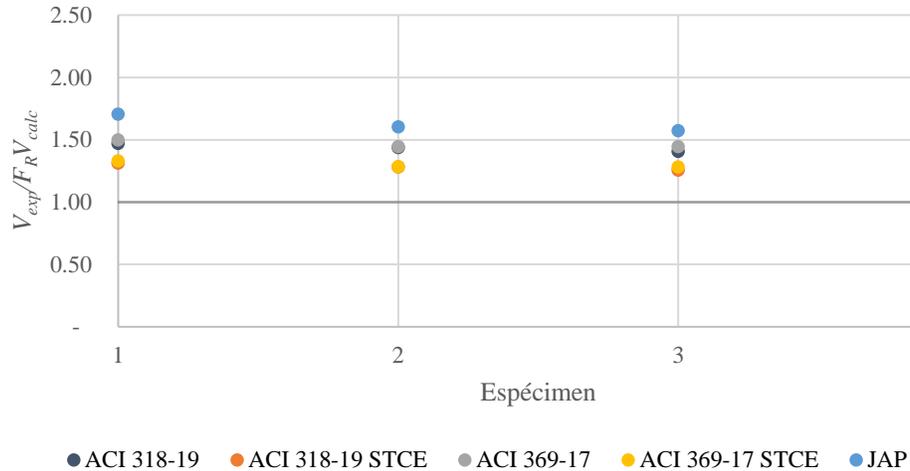


Figura 6.4.2 $V_{exp}/F_R V_{calc}$ calculados con los seis modelos de cálculo para estimar la resistencia a fuerza cortante de columnas ensayadas que fallaron por cortante

El modelo japonés, muestra los resultados más conservadores, con una diferencia promedio 15% mayor respecto del resto de los modelos. Como se puede ver en la ecuación 6.1.3.1, este modelo considera de forma invariable un incremento en 18 MPa a la resistencia del concreto de la columna original y una sección transversal de concreto equivalente con la resistencia resultante del incremento mencionado. Aunque este valor de resistencia de concreto es mayor en los cuatro especímenes que el obtenido para los modelos ACI 318 y 369 de sección transversal de concreto equivalente, los factores que afectan el cálculo de la aportación del concreto y el efecto de la carga axial en la ecuación japonesa resultan en valores inferiores. La aportación debida al acero de refuerzo transversal en esta ecuación resulta en valores ligeramente menores que en los otros modelos. Este modelo subestima la capacidad del concreto y con ello, incrementa el cociente V_{exp}/V_{calc} .

Los especímenes 1, 2 y 3 pertenecen a la misma campaña experimental (Bett et al., 1988) y comparten muchas características, razón por la cual los resultados que muestran en las gráficas son muy similares. El espécimen 4 (Fukuyama et al., 2000) muestra valores de resistencia mayores que los calculados en comparación con el resto de los especímenes. Esto puede deberse al hecho de que la columna original, que fue dañada antes de encamisar, se reparó rellenando grietas y espacios huecos con concreto de mayor resistencia.

El número de especímenes evaluados es muy bajo, y aunque estos resultados pueden ser tomados como referencia, no deben considerarse como un indicador altamente confiable. Como respuesta a esta condición, se sugiere revisar y diseñar a partir del uso del modelo más conservador, el modelo japonés, o por sencillez, el modelo del ACI 318-19 para sección compuesta.

6.5. Conclusiones

Se realizó el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de las cuatro columnas de sección transversal cuadrada tuvieron falla dominada por cortante. Se utilizaron cinco modelos basados en tres ecuaciones: la ecuación 22.5.5.1 del ACI 318-19, la ecuación 3 del ACI 369-17 y la ecuación 3.3.4-3 del *Technical Manual for Seismic Retrofit of Existing Reinforced Concrete Buildings, 2001*.

Los modelos ACI 318-19 y ACI 369-17 considerando la carga axial sobre la columna original y el cálculo separado de la resistencia de la columna y de la camisa, mostraron valores ligeramente más conservadores que los calculados con los modelos ACI 318-19 STCE y ACI 369-17 STCE, considerando una sección transversal de concreto equivalente (V_{exp}/V_{calc} promedio de 1.16 contra 1.03, en el caso de ACI 318, y 1.22 contra 1.06, en el caso de ACI 369). La resistencia del concreto equivalente fue calculada como un promedio ponderado según el área de concreto de la columna original y de la camisa. Los resultados con la ecuación del modelo JAP 2001 fueron los más conservadores, al igual que en el caso de los modelos de resistencia a momento flexionante.

Todos los modelos se ajustaron de forma aproximada a los resultados experimentales. Se recomienda utilizar los Modelos 1 y 3 (ACI 318-19 y ACI 369-17), por ser los que obtienen resultados intermedios en comparación contra los tres modelos restante. En todos los casos, las ecuaciones de cálculo tienen formas similares, lo cual hace que el tiempo y la complejidad para realizar el cálculo sea similar con todos los modelos.

El número de columnas estudiadas en esta sección fue muy reducido en comparación con aquéllas que fallaron por flexión. Idealmente, los encamisados ayudan a mejorar el comportamiento del elemento rehabilitado, esto incluye, cambiar el modo de falla de una columna original dominada por cortante a un modo de falla dominado por flexión. Es poco probable que en la práctica se utilice esta técnica sin cambiar de un modo de falla frágil a dúctil, si el elemento original se encuentra en ese caso. Por lo tanto, estas ecuaciones sirven para corroborar que las columnas encamisadas resistan fuerza cortante y se evite la falla debida a ésta.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Resumen

De la revisión de 208 proyectos de una base de datos de edificios rehabilitados en la Ciudad de México tras el sismo del 19 de septiembre de 2017, se observó que las tres técnicas de rehabilitación más utilizadas fueron: rehabilitación de muros de mampostería con malla (49%), adición de muros de concreto reforzado (46%) y encamisado de concreto reforzado en columnas (35%).

También se observó que la implantación de las técnicas (de reparación y/o reforzamiento), fue muy distinta entre edificios y proyectistas. Esto puede explicarse con la ausencia de una norma específica para el diseño de rehabilitaciones en el país, por lo que, los ingenieros encargados de estas rehabilitaciones recurrieron a distintas fuentes y a su propia experiencia para diseñar y llevar a cabo estos procesos constructivos. El resultado fue una gran variación entre buenas y malas prácticas que, al no estar reguladas, generan incertidumbre en el futuro comportamiento de estos edificios rehabilitados ante nuevos sismos de gran magnitud.

En este contexto, esta tesis tuvo como objetivos: a) revisar la información existente sobre el diseño, construcción y comportamiento de columnas rehabilitadas con concreto reforzado, la tercera técnica más utilizada en las rehabilitaciones de la ciudad; y b) establecer los modelos de cálculo de resistencia y parámetros de deformación para diseño por desempeño que puedan ser utilizados en la práctica de forma regulada.

El encamisado con concreto reforzado de columnas consiste en recubrir a una columna existente con una nueva capa de concreto y acero de refuerzo, longitudinal y transversal, que sirve para incrementar su resistencia a compresión, momento flexionante, fuerza cortante, así como para aumentar su rigidez, su capacidad de deformación inelástica, y de forma global, mejorar la resistencia del edificio ante fuerzas laterales debidas a sismo.

7.1.1 Base de datos

Se recopiló la información de 60 especímenes provenientes de 10 fuentes distintas en la cuales, se realizaron experimentos para evaluar la resistencia de columnas rehabilitadas con encamisados. Esta información fue vaciada en una base en la cual se especificaron datos de la geometría y materiales de la columna existente y de la columna encamisada, las distintas técnicas utilizadas en la construcción de la camisa, y los valores de fuerza axial y lateral a los cuales fueron sometidos los especímenes, así como el modo de falla y los daños.

7.1.2 Comportamiento controlado por flexión

Para evaluar la resistencia a momento flexionante, se seleccionaron 33 de los 60 especímenes, con sección transversal rectangular o cuadrada, que fallaron de forma dúctil. La geometría, resistencia de los materiales y la configuración de ensaye de estas columnas encamisadas se utilizó para calcular su resistencia por medio de seis modelos de cálculo distintos. Cinco de estos seis modelos eran originalmente ecuaciones existentes para el cálculo de la resistencia a momento flexionante de columnas no encamisadas, que fueron adaptadas a las variables de las columnas encamisadas. El sexto modelo corresponde a una ecuación empírica, desarrollada en Japón, que tiene por objeto específico calcular la resistencia a momento flexionante de columnas encamisadas con concreto reforzado. Todos los modelos resultaron en valores similares de resistencia para todos los especímenes, siendo satisfactorios en comparación contra la resistencia experimental. Se destacan, por sencillez, los modelos identificados como BEE-STE (Bloque Equivalente de Esfuerzos con Sección Transversal de concreto Equivalente) y JAP-2001, que también fueron los más conservadores, (con V_{exp}/V_{calc} promedio de 1.12 y 1.18, respectivamente), lo cual podría garantizar la seguridad del diseño de esta rehabilitación.

Para calcular los criterios de aceptación para el diseño por desempeño de columnas rehabilitadas con camisa de concreto reforzado, se revisaron dos metodologías: la construcción de una curva esqueleto construida a partir de las envolventes de los especímenes con falla dominada por la flexión como lo describe el ASCE 41-17; y el cálculo de estos criterios a partir de las ecuaciones para este fin, pero de columnas no encamisadas, presentadas en el ACI 369.1 (2022). En esta revisión, sólo se incluyeron las curvas experimentales de 22 columnas, debido a que este es el número de especímenes que contaban con dichas curvas en sus respectivos artículos. Las expresiones del ACI 369 fueron ajustadas a las variables de las columnas encamisadas y se multiplicaron por factores propuestos en función de distintas probabilidades de excedencia. De esta forma y con una probabilidad de excedencia de 0.9, ambas metodologías dieron como resultado promedio una deformación de 1% como criterio de aceptación para el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata. En el caso de los criterios de aceptación de Seguridad de la Vida y Prevención del Colapso, los valores calculados con las expresiones del ACI 369 fueron más conservadores que los obtenidos a partir de la curva esqueleto construida siguiendo la metodología del ASCE 41. En el caso del criterio SV, las deformaciones fueron 2.8% y 4.5%, y en el caso de del criterio PC, fueron 3.5% y 6%, calculados con ACI 369 y ASCE 41, respectivamente.

7.1.3 Comportamiento controlado por cortante

De forma adicional, para evaluar la resistencia a fuerza cortante de las columnas encamisadas se utilizaron cinco modelos: dos basados en las ecuaciones del ACI 318 para calcular la resistencia a fuerza cortante de columnas no encamisadas; otras dos basadas en las ecuaciones del ACI 369.1; y la última fue una ecuación

empírica japonesa desarrollada específicamente para calcular la resistencia a fuerza cortante de columnas encamisadas. En esta evaluación, se compararon los resultados de cuatro columnas de sección transversal cuadrada que tuvieron falla por fuerza cortante antes de la ocurrencia de la fluencia de la columna por flexión.

Los resultados calculados con los cinco modelos fueron satisfactorios en comparación contra los resultados experimentales y muy similares entre sí. De forma parecida a lo observado en el caso de columnas con falla dominada por flexión, el modelo japonés fue el más conservador, aunque en comparación con los resultados de las ecuaciones propuestas a partir de las expresiones del ACI 318 y 369, no fue muy diferente. Todas las ecuaciones son similares en forma y complejidad entre sí, por lo que cualquiera de estas podría ser utilizada para realizar este cálculo.

Es importante mencionar que, al realizar un encamisado, se busca que el elemento rehabilitado tenga una mayor resistencia y un mejor comportamiento general ante fuerzas sísmicas, por lo que también se debe considerar que, si la columna existente tiende a fallar de forma frágil, el encamisado debe corregir esta falla y llevarla a una falla dúctil, dominada por flexión. En el caso en que la columna original tienda a una falla dúctil, ésta se debe mantener con el encamisado. Entonces, estas expresiones de resistencia a fuerza cortante deben utilizarse para revisar que la columna encamisada falle por flexión.

7.2 Conclusiones y recomendaciones

A continuación, se enlistan las conclusiones y recomendaciones más importantes de cada uno de los temas tratado en esta tesis.

7.2.1 Sobre la sismicidad en México y el actual reglamento

- Los registros históricos y las características de localización de la Ciudad de México nos indican que los sismos de gran magnitud son y seguirán siendo fenómenos recurrentes, por lo que se debe seguir desarrollando el entendimiento de éstos y nuestra capacidad de acción frente a las consecuencias que generan;
- En comparación con el sismo de 1985, la ciudad fue menos afectada por el sismo de 2017, lo cual indica que su evolución va por buen camino, aunque ésta debe continuar para mejorar la resiliencia de las estructuras en el futuro;
- Es evidente la falta de una norma de rehabilitación sísmica en el país. Se requiere para poder guiar y acotar la forma de diseñar y construir las distintas técnicas de rehabilitación, así como para poder concebir proyectos de rehabilitación efectivos y funcionales.

7.2.2 Sobre los modelos de cálculo de los encamisados de concreto en columnas

- El encamisado de columnas con concreto reforzado fue la tercera técnica más utilizada en los proyectos de rehabilitación de la Ciudad de México. Es claro que se requiere diseñarlos y construirlos de forma efectiva y eficiente si se quiere garantizar una mejora real a los edificios rehabilitados con esta técnica;
- Se propusieron seis distintos modelos de cálculo de la resistencia a momento flexionante de las columnas encamisadas. De éstos, se recomienda usar el Modelo 1 (BEE-STE), con el promedio de la $Resistencia_{exp}/Resistencia_{calc}$ fue igual que 1.12, con un coeficiente de variación de 14%. Este modelo está basado en el modelo tradicional de cálculo de resistencia a flexocompresión de columnas no encamisadas, suponiendo un Bloque Equivalente de Esfuerzos. Debido a ello, para los diseñadores no sería muy diferente realizar el cálculo de la resistencia a flexocompresión de columnas encamisadas, ya que la única diferencia importante está en la obtención de la resistencia del concreto equivalente. Este cálculo sólo añade un paso extra al proceso que se resuelve fácilmente con la ecuación 5.2.1, que se repite a continuación:

$$f_{c,eq} = \frac{f_{cc}A_{gc} + f_{cj}(A_{gj} - A_{gc})}{A_{gj}} \quad (5.2.1);$$

- Para revisar de la resistencia de las columnas encamisadas ante fuerza cortante se propusieron cinco modelos, de los cuales se recomiendan los modelos del ACI 318 ($(Resistencia_{exp} / Resistencia_{calc})_{promedio} = 1.16$ y $CV = 0.12$), y ACI 369 ($(Resistencia_{exp}/Resistencia_{calc})_{promedio} = 1.22$ y $CV = 0.18$), considerando la contribución de la columna original y la camisa de forma separada. Estos dos modelos resultaron ser más conservadores que sus similares considerando una sección transversal de concreto equivalente (13% y 16% más respectivamente). Se debe recordar que estas ecuaciones debes ser usadas para revisar y no para diseñar, ya que al rehabilitar una columna se debe conseguir que el modo de falla esté dominado por la flexión y no por la fuerza cortante.
- Se utilizaron dos métodos distintos, el establecido en el ASCE 41 y en el ACI 369, para calcular las curvas de desempeño y los criterios de aceptación para diseño por desempeño de las columnas encamisadas. De la comparación de estos dos se recomienda utilizar las ecuaciones modificadas del ACI 369 en conjunto con los factores de ajuste propuestos (tabla 7.2.2), ya que se obtienen resultados conservadores dentro de los límites de los resultados experimentales.

Tabla 7.2.2. Factores de ajuste para los criterios de aceptación calculados según el ACI 369.1 (2022)

Probabilidad de excedencia	α (para a_{nl})	β (para b_{nl})
0.5	0.46	1.03
0.6	0.45	0.94
0.7	0.43	0.86
0.8	0.42	0.76
0.9	0.36	0.72

7.2.3 Sobre el de diseño y construcción de los encamisados

- De la revisión de los especímenes de columnas encamisadas y sus resultados en los ensayos, antes y después de ser encamisadas, se observó que existen ciertas características que ayudan a incrementar en mayor medida la resistencia del elemento encamisado. Entre éstas destacan el espesor de la camisa de concreto, la cantidad de acero de refuerzo transversal de la camisa y el uso de mecanismos de adherencia entre la columna original y la camisa;
- Si es factible, en función del espacio de la planta, se recomienda que el espesor de la camisa sea entre 18% y 30% del peralte de la columna. Con objeto de facilitar la colocación del acero de refuerzo nuevo y hacer posible el paso del concreto entre el refuerzo y la cimbra, se recomienda que el espesor mínimo de la camisa sea 100 mm;
- Considerando edificios con diseños previos a los años 80, los estribos de la camisa deben ser los necesarios para que la cuantía de refuerzo transversal de la columna encamisada sea la que se indica en el actual reglamento de construcción, como mínimo, para resistencia por fuerza cortante y confinamiento. Para facilitar su colocación en obra, se recomienda que los estribos estén hechos de dos piezas y cerrados con remates de al menos 135 grados.
- De los distintos experimentos, se observó que la técnica más efectiva para conseguir una buena conexión de la interfase de concreto viejo y nuevo es el incremento de la rugosidad en el concreto de la columna existente. Se recomienda realizar este procedimiento siempre en la totalidad de la superficie con una rugosidad de al menos 6 mm (distancia entre valles y crestas de la rugosidad). Adicionalmente, se recomienda saturar la superficie del concreto rugoso previo a la colocación del concreto nuevo, para evitar que el concreto de la columna original absorba agua de la mezcla.
- Otra técnica efectiva en la unión de los concreto fue la adición de conectores hechos con barras de acero, colocadas en la columna original y fijadas con resina epoxi. Tomando como base el trabajo de Wyllie (2002), se recomienda su uso en columnas con peralte igual o mayor que 450 mm, la longitud de la barra dentro de la columna original de ser de al menos 300 mm y los conectores deben estar hechos con barras de al menos 19 mm de

diámetro (no. 6). También se recomienda el uso de este tipo de conectores en encamisados parciales, con objeto de resistir la fuerza cortante rasante, como se recomienda en la Guía Técnica de Rehabilitación Sísmica de la Infraestructura Física Educativa del INIFED.

- Para diseñar la longitud de traslape de las barras de refuerzo longitudinal de la camisa ancladas a la base de la columna se recomienda seguir lo especificado en las NTC-Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (2017). En el trabajo de Bousias et al. (2004), se evidenció que longitud del traslape es de gran importancia para el comportamiento dúctil del elemento rehabilitado. Elementos con longitudes de traslape de entre 30 y 45 diámetros de la barra de refuerzo longitudinal alcanzaron hasta 11% más resistencia a fuerza lateral que aquel con 15 diámetros. También, las columnas con traslapes de 30 y 45 diámetros, alcanzaron valores de distorsión cercanas al doble, en comparación con la columna de 15 diámetros, al alcanzar la resistencia a fuerza lateral. De forma alternativa y conservadora, podría utilizarse el valor de 45 diámetros de la barra de refuerzo longitudinal.

7.2.4 Sobre acciones a futuro

- Es imperativo redactar y publicar una Norma Técnica Complementaria sobre Rehabilitación Sísmica, que muestre y acote las distintas técnicas de reparación y reforzamiento que podrían utilizarse en un proyecto de rehabilitación. De forma conjunta, estas técnicas deben ser enseñadas tanto a proyectistas como a constructores.
- Debe realizarse el trabajo de ajuste de las expresiones para calcular la resistencia de columnas de sección transversal circular. En este trabajo, se tiene un número muy reducido de columnas de esta característica. Se sugiere buscar más trabajos experimentales con este tipo de columnas, o en su defecto, realizar ensayos nuevos.
- De la base de datos de edificios rehabilitados en la Ciudad de México, se observó que 35% de los proyectos en los que se utilizaron encamisados de concreto en columnas, se realizaron encamisados parciales, de dos y tres caras. No existe actualmente ningún registro experimental de este tipo de encamisados y no se tiene seguridad sobre su comportamiento. Se sugiere realizar ensayos experimentales con este tipo encamisados.
- Según la experiencia personal y el punto de vista del autor de esta tesis, se sugiere que, dentro del plan de estudios de la licenciatura de Ingeniería Civil, se deben incluir, ya sea como tema o como asignatura, las técnicas de rehabilitación estructural.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

Abarca, J. (2022), *Rehabilitación de elementos estructurales de concreto mediante inyección de resinas epoxi*, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México. México.

Alcocer, S. M. y Murià, D. (2021), *Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía técnica* (124-136), México: INIFED, en liquidación.

American Concrete Institute, ACI 318-19 (2019), “Requisitos de reglamento para concreto estructural”.

American Concrete Institute, ACI 369-17 (2017), “Standard requirements for seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings”.

American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-17 (2017), “Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”.

Bautista R. (2019) *Análisis del comportamiento de escuelas de concreto en los sismos de septiembre de 2017*, Tesis de licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México. México.

Berrón R. (2015). “Evolución del mecanismo de control del RCDF”, *Ingeniería Civil*, No. 557, pp. 20-26.

Bett, B. J., Klingner, R. E. y Jirsa, J. O. (1988), “Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns”, *ACI structural journal*, Septiembre-Octubre 1988, pp. 499-508.

Bousias, S. N., Biskinis, D., Fardis, M. N. y Spathis, A. L. (2007), “Strength, stiffness, and cyclic deformation capacity of concrete jacketed members”, *ACI structural journal*, Septiembre-Octubre 2017, pp. 521-531.

Bousias, S., Spathis, A. L. y Fardis, M. N. (2004), “Seismic retrofitting of columns with lap-splices via RC jackets”, *13th World conference on earthquake engineering*, paper No. 1937.

Catalán V. (2020). *Dos sismos, 32 años de diferencia*, Arquine, disponible en: <https://www.arquine.com/dos-sismos-32-anos-de-diferencia/>

Choi, A., Fowler, D. y Jirsa, J. (1999). “Interface shear strength of concrete at early ages”, *ACI Structural Journal*, Mayo 1999, pp. 343-347.

Ersoy, U., Tankut, A. T. y Suleiman, R. (1993), “Behavior of jacketed columns”, *ACI structural journal*, Mayo-Junio 1993, pp. 288-293.

Fukuyama, K., Higashibata, Y. y Miyauchi, Y. (2000), “Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns”, *Cement & concrete composites*, Vol. 22, pp. 81-88.

Hamilton, C. H., Pardoen, G. C., Navalpakkam, S. y Kazanjy, R. P. (2004), “Reinforced concrete bridge columns performance enhancement through shotcrete jacketing”, *ACI structural journal*, Mayo-Junio 2004, pp. 332-340.

He, Y., Zhang, X., Hooton, R. y Zhang, X. (2017), “Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding”, *Construction and Building Materials*, Vol. 151, pp. 582-590.

Hognestad, E., Hanson, N. W. y McHenry, D. (1955), “Concrete stress distribution in ultimate strength design”, *ACI journal proceedings*, Vol. 52, No. 4, pp. 455-479.

Júlio, E. N. B. S., Branco, F. A. B. y Silva, V. D. (2005), “Reinforced concrete jacketing-interface influence on monotonic loading response”, *ACI structural journal*, Marzo-Abril 2005.

Licea M. (2019), *A dos años del sismo del 19 de septiembre de 2017 que dejó severos daños en México*, televisa.news, disponible en: <https://noticieros.televisa.com/ultimas-noticias/sismo-19-septiembre-2017-segundo-aniversario/>

López L. (2018), *Edificio ‘Osa Mayor’ de ‘Los Soldominios’ será demolido por fractura y daño en estructura*, televisa.news, disponible en: <https://noticieros.televisa.com/ultimas-noticias/edificio-osa-mayor-los-soldominios-sera-demolido-dano-estructura/>

Murcia, J., Alcocer S., Arnau, O., Martínez, Y. y Murià, D. (2020), “Seismic rehabilitation of concrete buildings after 1985 and 2017 earthquakes in Mexico City”, *Earthquake Spectra*, Vol. 36, pp. 175-198.

Park, R. y Paulay, T. (1988), *Estructuras de concreto reforzado* (123-198), México: Limusa.

Pultorak, A. y Rutz, F. (2018) “Effect of Common Surface Pretreatment on Shear Strength of Bonded Concrete Overlays”, *Concrete International*, Vol. 40, pp. 55-60.

Rodríguez, M. y Park, R. (1994), “Seismic load test son reinforced concrete columns strengthened by jacketing”, *ACI structural journal*, Marzo-Abril 1994, pp. 150-159.

Rangel I. (2021). *7 de septiembre de 2017: La huella del sismo que sacudió a México*. televisa.news, disponible en: <https://noticieros.televisa.com/historia/sismo-7-de-septiembre-de-2017-oaxaca-mexico-danos/>

Rodríguez, L. (2016). “Estudio de la adherencia en la unión de hormigón nuevo con hormigón viejo en vigas de hormigón sometidas a flexión”, *Ciencia Sur*, Vol. 2, No. 3, pp. 44-50.

SGM (2017). *Sismología de México*, Servicio Geológico Mexicano, disponible en: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>

Sivaramakrishnan, B. (2010), *Non-linear modeling parameters for reinforced concrete columns subjected to seismic loads*, Tesis de maestría, Universidad de Texas. Austin.

Soto, E. N. (2008), *Rehabilitación de estructuras de concreto*, Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México. México.

SSN (2022). Catálogo de sismos. Servicio Sismológico Nacional. Instituto de Geofísica de la UNAM. Extraído de <http://www2.ssn.unam.mx:8080/catalogo/>

SSN (2017) “Reporte especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)”. Servicio Sismológico Nacional. Instituto de Geofísica de la UNAM

SSN (2017). “Reporte especial: Sismo de Tehuantepec (2017-09-07 23:49 Mw 8.2)”, Servicio Sismológico Nacional. Instituto de Geofísica de la UNAM.

The Japan building disaster prevention association (2001), *“Technical manual for seismic evaluation and seismic retrofit of existing reinforced concrete buildings”*.

Todeschini, C. E., Bianchini, A. B. y Kesler, C. E. (1964), “Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels”, *ACI journal proceedings*, Vol. 61, pp. 701-716.

UNAM Global (2021). *7 de septiembre, lo que pasó un día como hoy*. unamglobal.com, disponible en: <https://unamglobal.unam.mx/7-de-septiembre-lo-que-paso-un-dia-como-hoy/>

Ureste M. (2017). *Lo que el #19S nos dejó. Las víctimas, daños y damnificados en México*, Animal Político, disponible en: <https://www.animalpolitico.com/2017/10/cifras-oficiales-sismo-19s/>

Vandoros, K. G. y Dritsos, S. E. (2006), “Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns”, *Construction and building materials*, Vol. 22, pp. 264-276.

Villagrán, E. I., Vera, C. y Posadas, A. E. (2013), “Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concretos reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004”, *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, Vol. 5, no. 1, pp. 32-39.

Wyllie, A. (2002). “Strengthening buildings for earthquake resistance with new concrete”, ACI Symposium Publication, Vol. 197, pp. 127-132.

Yamamoto, T. (1992), “FRP strengthening of RC columns for seismic retrofitting”, *Earthquake engineering, tenth world conference*, 1992 Balkema, Rotterdam, pp. 5205-5210.

APÉNDICE 1: BASE DE DATOS DE COLUMNAS ENCAMISADAS

Información de origen y clasificación								
Referencia	ID	Tipo de elemento (original, encamisado o encamisado monolíticamente)	Espécimen	Ensayo pre camisa	Sección	Escala	Din	
				Sí o no			Circular o rectangular	h_c, D_c (mm)
1. B. John Bett, Richard E. Klingner y James O. Jirsa, Estados Unidos. 1988	1	O	1-1	1	1	2/3	305	305
	2	E	1-2	0	1	2/3	305	305
	3	E	1-3	0	1	2/3	305	305
	4	E	1-1R	1	1	2/3	305	305
2. Ugur Ersoy, A. Tugrul Tankut y Ramadan Suleiman, Estados Unidos. 1993	5	E	LS	1	1	SD	130	130
	6	E	US	1	1	SD	130	130
	7	E	UR	1	1	SD	130	130
	8	E	LR	1	1	SD	130	130
	9	EM	M	0	1	SD	130	130
	10	EM	MBM	0	1	SD	160	160
	11	E	RBM	1	1	SD	160	160
	12	EM	MBR	0	1	SD	160	160
	13	E	RBR	1	1	SD	160	160
	14	E	SBR	0	1	SD	160	160
3. M. Rodriguez y R. Park, Nueva Zelanda. 1994	15	O	S1	1	1	7/8	350	350
	16	O	S4	1	1	7/8	350	350
	17	E	SS1	1	1	7/8	350	350
	18	E	SS2	0	1	7/8	350	350
	19	E	SS3	0	1	7/8	350	350
4. Kunio Fukuyama, Yasuo Higashibata, Yasuyoshi Miyauchi, Japón. 2000	20	E	SS4	1	1	7/8	350	350
	21	O	C1	1	1	1/2	350	350
	22	E	C2	1	1	1/2	350	350
	23	E	C3	1	1	1/2	350	350
	24	E	C4	1	1	1/2	350	350
	25	E	C5	1	1	1/2	350	350
5. Charles H. Hamilton, Gerard C. Pardoan, Sudharshan Navalpakkam y Robert P. Kanjanjy, Estados Unidos, 2004	26	O	BCol1	1	0	4/10	610	NA
	27	O	SCol1	1	0	4/10	610	NA
	28	E	BCol2	0	0	4/10	610	NA
	29	E	SCol2	0	0	4/10	610	NA
	30	E	BCol3	0	0	4/10	610	NA
	31	E	SCol3	0	0	4/10	610	NA
	32	EM	BCol3	0	0	4/10	610	NA
	33	EM	SCol4	0	0	4/10	610	NA
6. Konstantinos G. Vadoros y Stephanos E. Dritsos, Grecia. 2006	34	E	N	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	35	E	E	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	36	E	W	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	37	EM	M	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	38	O	O	1	1	1/1, (1/2 I)	250	250
7. Stathis N. Bousias, Dionysis Biskinis, Michael N. Fardis y Alexis-Loukas Spathis. Grecia. 2007	39	E	Q-RCW	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	40	E	Q-RCD	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	41	E	Q-RCR	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	42	E	Q-RCRD	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	43	E	Q-RC	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
	44	EM	Q-RCM	0	1	1/1, (1/2 I)	250	250
8. Yamamoto T., Japón. 1992	45	E	No. 5	0	1	1/4	250	250
9. Eduardo N. B. S. Júlio, Fernando A. B. Branco y Vítor D. Silva, Portugal. 2005	46	O	M1	1	1	1/1	200	200
	47	E	M2	0	1	1/1	200	200
	48	EM	M3	0	1	1/1	200	200
	49	E	M4	0	1	1/1	200	200
	50	E	M5	0	1	1/1	200	200
	51	E	M6	0	1	1/1	200	200
	52	E	M7	0	1	1/1	200	200
10. Stathis Bousias, Alexis-Loukas Spathis y Michael N. Fardis, Grecia. 2004	53	E	Q-RCL0	1	1	1/2	250	250
	54	E	Q-RCL1	0	1	1/2	250	250
	55	E	Q-RCL2	0	1	1/2	250	250
	56	E	Q-RCL1pd	1	1	1/2	250	250
	57	E	Q-RCL2pd	1	1	1/2	250	250
	58	E	R-RCL1	0	1	1/2	500	250
	59	E	R-RCL3	0	1	1/2	500	250
60	E	R-RCL4	0	1	1/2	500	250	

Dimensiones (mm)			Refuerzo longitudinal									
A_{gc} (mm ²)	l_c (mm)	G (mm)	d_{bc1} (mm)	$n_{o_{bc1}}$	d_{c1} (mm)	A_{sc1} (mm ²)	d_{bc2} (mm)	$n_{o_{bc2}}$	d_{c2} (mm)	A_{sc2} (mm ²)	d_{bc3} (mm)	$n_{o_{bc3}}$
93025	920	920	19	3	40.5	850.5862	19	2	152.5	567.057474	19	3
93025	920	920	19	3	40.5	850.5862	19	2	152.5	567.057474	19	3
93025	920	920	19	3	40.5	850.5862	19	2	152.5	567.057474	19	3
93025	920	920	19	3	40.5	850.5862	19	2	152.5	567.057474	19	3
16900	650	NA	10	2	24	157.0796	10	2	106	157.0796327	0	0
16900	650	NA	10	2	24	157.0796	10	2	106	157.0796327	0	0
16900	650	NA	10	2	24	157.0796	10	2	106	157.0796327	0	0
16900	650	NA	10	2	24	157.0796	10	2	106	157.0796327	0	0
16900	650	NA	10	2	24	157.0796	10	2	106	157.0796327	0	0
25600	1000	1000	12	2	20	226.1947	12	2	140	226.1946711	0	0
25600	1000	1000	12	2	20	226.1947	12	2	140	226.1946711	0	0
25600	1000	1000	12	2	20	226.1947	12	2	140	226.1946711	0	0
25600	1000	1000	12	2	20	226.1947	12	2	140	226.1946711	0	0
25600	1000	1000	12	2	20	226.1947	12	2	140	226.1946711	0	0
122500	3600	1800	20	3	55	942.4778	20	2	175	628.3185307	20	3
122500	3600	1800	20	3	55	942.4778	20	2	175	628.3185307	20	3
122500	3600	1800	20	3	55	942.4778	20	2	175	628.3185307	20	3
122500	3600	1800	20	3	55	942.4778	20	2	175	628.3185307	20	3
122500	3600	1800	20	3	55	942.4778	20	2	175	628.3185307	20	3
122500	900	1175	16	4	54	804.2477	16	2	175	402.1238597	16	4
122500	900	1175	16	4	54	804.2477	16	2	175	402.1238597	16	4
122500	900	1175	16	4	54	804.2477	16	2	175	402.1238597	16	4
122500	900	1175	16	4	54	804.2477	16	2	175	402.1238597	16	4
122500	900	1175	16	4	54	804.2477	16	2	175	402.1238597	16	4
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
292246.7	3658	3658	19	10	47.5	2835.287	0	0	0	0	0	0
62500	1800	1600	14	2	25	307.8761	14	2	225	307.8760801	0	0
62500	1800	1600	14	2	25	307.8761	14	2	225	307.8760801	0	0
62500	1800	1600	14	2	25	307.8761	14	2	225	307.8760801	0	0
62500	1800	1600	14	2	25	307.8761	14	2	225	307.8760801	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	307.8761	14	2	212	307.8760801	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	307.8761	14	2	212	307.8760801	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	307.8761	14	2	212	307.8760801	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	307.8761	14	2	212	307.8760801	0	0
62500	1600	1600	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
62500	1000	500	13	2	18	265	13	2	125	265.4645792	13	2
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
40000	1350	1000	10	3	21	236	10	3	179	236	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	308	14	2	212	308	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	308	14	2	212	308	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	308	14	2	212	308	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	308	14	2	212	308	0	0
62500	1600	1600	14	2	38	308	14	2	212	308	0	0
125000	1600	1600	18	2	38	509	18	2	462	509	0	0
125000	1600	1600	18	2	38	509	18	2	462	509	0	0
125000	1600	1600	18	2	38	509	18	2	462	509	0	0

mna original

				Estribos				Ganchos de estribos	Recubrimiento	Resistencia concreto	Fluencia ref	
d _{c3} (mm)	A _{sc3} (mm ²)	A _{sc} (mm ²)	ρ _{lc}	d _{bsc} (mm)	no.	S _{sc} (mm)	ρ _{lc}	a _{sc} (°)	C _c (mm)	f _{cc} (Mpa)	f _{yc1}	f _{yc2}
264.5	850.58621	2268.2299	0.024	6	1.71	203	0.0016	135	25	29.8543	461.95	461.95
264.5	850.58621	2268.2299	0.024	6	1.71	203	0.0016	135	25	30.33	461.95	461.95
264.5	850.58621	2268.2299	0.024	6	1.71	203	0.0016	135	25	30.33	461.95	461.95
264.5	850.58621	2268.2299	0.024	6	1.71	203	0.0016	135	25	29.8543	461.95	461.95
0	0	314.15927	0.019	4	1	50	0.0039	135	15	28	280	280
0	0	314.15927	0.019	4	1	50	0.0039	135	15	28	280	280
0	0	314.15927	0.019	4	1	50	0.0039	135	15	28	280	280
0	0	314.15927	0.019	4	1	50	0.0039	135	15	28	280	280
0	0	314.15927	0.019	4	1	50	0.0039	135	15	28	280	280
0	0	452.38934	0.018	4	1	100	0.0016	135	10	27	300	300
0	0	452.38934	0.018	4	1	100	0.0016	135	10	33.1	300	300
0	0	452.38934	0.018	4	1	100	0.0016	135	10	31.5	300	300
0	0	452.38934	0.018	4	1	100	0.0016	135	10	34.5	300	300
0	0	452.38934	0.018	4	1	100	0.0016	135	10	40.3	300	300
295	942.4778	2513.2741	0.021	6	1.71	265	0.0010	135	39	29.5	325	325
295	942.4778	2513.2741	0.021	6	1.71	265	0.0010	135	39	25.9	325	325
295	942.4778	2513.2741	0.021	6	1.71	265	0.0010	135	39	29.5	325	325
295	942.4778	2513.2741	0.021	6	1.71	265	0.0010	135	39	25.9	325	325
295	942.4778	2513.2741	0.021	6	1.71	265	0.0010	135	39	25.9	325	325
296	804.24772	2010.6193	0.016	6	1	100	0.0016	135	40	25.1	373	373
296	804.24772	2010.6193	0.016	6	1	100	0.0016	135	40	28.8	373	373
296	804.24772	2010.6193	0.016	6	1	100	0.0016	135	40	28.8	373	373
296	804.24772	2010.6193	0.016	6	1	100	0.0016	135	40	25.1	373	373
296	804.24772	2010.6193	0.016	6	1	100	0.0016	135	40	28.8	373	373
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	2835.2874	0.010	13	1	300	0.0015	NA	25	27.6	496	0
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	90	10	27	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	90	10	36.8	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	90	10	22.9	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	90	10	24.7	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	90	10	27	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135	23	22.9	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135	23	27.4	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135	23	27.7	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135	23	26.3	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135	23	26.3	313	313
0	0	0	0.000	0	0	0	0.0000	0	0	30.6	0	0
232	265	796	0.013	4	1	125	0.0008	90	7.5	21.1	358	358
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	34.6	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	35.48	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	34.75	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	34.64	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	34.79	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	35.13	400	400
0	0	471.2389	0.012	6	1	150	0.0019	SD	10	35.36	400	400
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135, 90	23	26.3	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135, 90	23	27.5	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135, 90	23	25.6	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135, 90	23	28.1	313	313
0	0	615.75216	0.010	8	1	200	0.0020	135, 90	23	28.6	313	313
0	0	1017.876	0.008	8	1	200	0.0010	135, 90	21	36.7	514	514
0	0	1017.876	0.008	8	1	200	0.0010	135, 90	21	36.8	514	514
0	0	1017.876	0.008	8	1	200	0.0010	135, 90	21	36.3	514	514

En rojo valores nominales

Esfuerzo (Mpa)		Caras	Dimensiones (mm)									
f_{yc3}	f_{ysc}	2, 3 ó 4	t_{bj} (mm)	t_{hj} (mm)	h_j (mm)	b_j (mm)	A_{Gj} (mm ²)	l_j (mm)	d_{bj1} (mm)	$n_{o_{bj1}}$	d_{j1} (mm)	
461.95	413.68	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
461.95	413.68	4	64	64	433	433	187489	920	10	2	36	
461.95	413.68	4	64	64	433	433	187489	920	10	2	36	
461.95	413.68	4	64	64	433	433	187489	920	10	2	36	
0	280	4	25	25	180	180	32400	650	10	2	24	
0	280	4	25	25	180	180	32400	650	10	2	24	
0	280	4	25	25	180	180	32400	650	10	2	24	
0	280	4	25	25	180	180	32400	650	10	2	24	
0	280	4	25	25	180	180	32400	650	10	2	24	
0	260	4	35	35	230	230	52900	1000	12	2	18	
0	260	4	35	35	230	230	52900	1000	12	2	18	
0	260	4	35	35	230	230	52900	1000	12	2	18	
0	260	4	35	35	230	230	52900	1000	12	2	18	
0	260	4	35	35	230	230	52900	1000	12	2	18	
325	350	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
325	350	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
325	350	4	100	100	550	550	302500	3600	16	4	56	
325	350	4	100	100	550	550	302500	3600	16	4	56	
325	350	4	100	100	550	550	302500	3600	12	4	63	
325	350	4	100	100	550	550	302500	3600	12	4	63	
373	302	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
373	302	4	50	50	450	450	202500	900	NA	NA	NA	
373	302	4	50	50	450	450	202500	900	13	6	52.5	
373	302	4	40	40	350	350	122500	900	0	0	0	
373	302	4	40	40	350	350	122500	900	0	0	0	
0	262	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
0	262	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
0	262	4	152	NA	914	NA	656118.48	3429	25	16	81.5	
0	262	4	152	NA	914	NA	656118.48	3429	25	16	81.5	
0	262	4	152	NA	915	NA	657554.98	3429	25	16	81.5	
0	262	4	152	NA	915	NA	657554.98	3429	25	16	81.5	
0	262	4	152	NA	915	NA	657554.98	3429	25	16	81.5	
0	262	4	152	NA	915	NA	657554.98	3429	25	16	81.5	
0	425.4	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425.4	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425.4	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425.4	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425.4	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	25	
0	0	4	75	75	400	400	160000	1600	20	2	30	
358	439	4	30	30	310	310	96100	1000	0	0	0	
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
0	400	4	35	35	270	270	72900	900	10	3	21	
0	400	4	35	35	270	270	72900	900	10	3	21	
0	400	4	35	35	270	270	72900	900	10	3	21	
0	400	4	35	35	270	270	72900	900	10	3	21	
0	400	4	35	35	270	270	72900	900	10	3	21	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	42.5	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425	4	75	75	400	400	160000	1300	20	2	40	
0	425	4	75	75	650	400	260000	1300	18	2	44	
0	425	4	75	75	650	400	260000	1300	18	2	39	
0	425	4	75	75	650	400	260000	1300	18	2	44	

En rojo valores nominales

Refuerzo longitudinal

A _{sj1} (mm ²)	d _{bj2} (mm)	no _{bj2}	d _{j2} (mm)	A _{sj2} (mm ²)	d _{bj3} (mm)	no _{bj3}	d _{j3} (mm)	A _{sj3} (mm ²)	d _{bj4} (mm)
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
157.0796327	10	2	397	157.0796327	0	0	0	0	0
157.0796327	19	1	36	283.528737	19	2	216.5	567.057474	10
157.0796327	19	1	36	283.528737	19	2	216.5	567.057474	10
157.0796327	10	2	156	157.0796327	0	0	0	0	0
157.0796327	10	2	156	157.0796327	0	0	0	0	0
157.0796327	10	2	156	157.0796327	0	0	0	0	0
157.0796327	10	2	156	157.0796327	0	0	0	0	0
157.0796327	10	2	156	157.0796327	0	0	0	0	0
226.1946711	12	2	212	226.1946711	0	0	0	0	0
226.1946711	12	2	212	226.1946711	0	0	0	0	0
226.1946711	12	2	212	226.1946711	0	0	0	0	0
226.1946711	12	2	212	226.1946711	0	0	0	0	0
226.1946711	12	2	212	226.1946711	0	0	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
804.2477193	16	4	494	804.2477193	0	0	0	0	0
804.2477193	16	4	494	804.2477193	0	0	0	0	0
452.3893421	12	2	176	226.1946711	12	2	374	226.1946711	12
452.3893421	12	2	176	226.1946711	12	2	374	226.1946711	12
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
796.3937377	13	6	397.5	796.3937377	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7853.981634	0	0	0	0	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
628.3185307	20	2	375	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	375	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	375	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	375	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	375	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	370	628.3185307	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
235.619449	10	3	249	235.619449	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	357.5	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
628.3185307	20	2	360	628.3185307	0	0	0	0	0
508.9380099	18	2	325	508.9380099	18	2	606	508.9380099	0
508.9380099	18	2	325	508.9380099	18	2	611	508.9380099	0
508.9380099	18	2	325	508.9380099	18	2	606	508.9380099	0

Malla			Refuerzo longitudinal lanclado a los apoyos	Cuantía longitudinal			Estribos			Cuantía transv	
S _{mij} (mm)	r _{mij} (mm)	A _{s,mij} (mm ²)	Si o No	ρ _{l1}	ρ _{l2}	ρ _{l3}	d _{bsj} (mm)	n _{o_{sj}}	s _{sj}	ρ _{t1}	ρ _{t2}
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	0	0.0033	0.0017	0.0138	6	1	64	0.0069	0.0020
NA	NA	NA	0	0.0153	0.0077	0.0198	6	1	64	0.0069	0.0020
NA	NA	NA	0	0.0153	0.0077	0.0198	6	1	64	0.0069	0.0020
NA	NA	NA	1	0.0203	0.0097	0.0194	4	1	50	0.0101	0.0028
NA	NA	NA	1	0.0203	0.0097	0.0194	4	1	50	0.0101	0.0028
NA	NA	NA	1	0.0203	0.0097	0.0194	4	1	50	0.0101	0.0028
NA	NA	NA	1	0.0203	0.0097	0.0194	4	1	50	0.0101	0.0028
NA	NA	NA	1	0.0166	0.0086	0.0171	8	1	100	0.0144	0.0044
NA	NA	NA	1	0.0166	0.0086	0.0171	8	1	100	0.0144	0.0044
NA	NA	NA	1	0.0166	0.0086	0.0171	8	1	100	0.0144	0.0044
NA	NA	NA	1	0.0166	0.0086	0.0171	8	1	100	0.0144	0.0044
NA	NA	NA	1	0.0166	0.0086	0.0171	8	1	100	0.0144	0.0044
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	1	0.0089	0.0053	0.0136	10	1	110	0.0071	0.0026
NA	NA	NA	1	0.0089	0.0053	0.0136	10	1	110	0.0071	0.0026
NA	NA	NA	1	0.0075	0.0045	0.0128	10	2	98	0.0160	0.0058
NA	NA	NA	1	0.0075	0.0045	0.0128	10	2	98	0.0160	0.0058
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
50	41.5	207.53	0	0.0026	0.0010	0.0110	3	1	50	0.0028	0.0006
NA	NA	NA	0	0.0199	0.0079	0.0178	6	1	225	0.0006	0.0018
NA	NA	NA	NA	NA	NA	0.0164	0	0	0	NA	0.0016
NA	NA	NA	NA	NA	NA	0.0164	0	0	0	NA	0.0016
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	0	0.0216	0.0120	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	0	0.0216	0.0120	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	0	0.0215	0.0119	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	0	0.0215	0.0119	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	0	0.0215	0.0119	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	0	0.0215	0.0119	0.0163	19	1	152	0.0041	0.0050
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
50	17	277.47	0	0.0083	0.0029	0.0112	4	1	50	0.0016	0.0023
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0143	0.0065	0.0129	6	1	75	0.0028	0.0042
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0129	0.0079	0.0117	10	1	100	0.0039	0.0052
NA	NA	NA	1	0.0113	0.0059	0.0098	10	1	100	0.0024	0.0032
NA	NA	NA	1	0.0113	0.0059	0.0098	10	1	100	0.0024	0.0032
NA	NA	NA	1	0.0113	0.0059	0.0098	10	1	100	0.0024	0.0032

Pulsar	Ganchos estribos	Recubrimiento	Tipo de concreto	A/C	Resistencia concreto	Fluencia refuerzo (Mpa)			
						ρ_{tj3}	a_{sj}	C_j	Colado en sitio, lanzado, etc
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0031	135	25	Concreto lanzado	38	32	517	517	0	0
0.0031	135	25	Concreto lanzado	38	32	517	461.95	461.95	517
0.0031	135	25	Concreto lanzado	38	32	517	461.95	461.95	517
0.0056	135	15	Regular	SD	23	280	280	0	0
0.0056	135	15	Regular	SD	23	280	280	0	0
0.0056	135	15	Regular	SD	23	280	280	0	0
0.0056	135	15	Regular	SD	23	280	280	0	0
0.0056	135	15	Regular	SD	28	280	280	0	0
0.0055	135	4	Regular	SD	27	300	300	0	0
0.0055	135	4	Regular	SD	30.6	300	300	0	0
0.0055	135	4	Regular	SD	31.5	300	300	0	0
0.0055	135	4	Regular	SD	30.7	300	300	0	0
0.0055	135	4	Regular	SD	33	300	300	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0033	135	38	Regular	SD	32.9	502	502	0	0
0.0033	135	38	Regular	SD	34	502	502	0	0
0.0065	180	47	Regular	SD	19.4	491	491	491	491
0.0065	180	47	Regular	SD	25.2	491	491	491	491
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0019	NA	40	De alta fluidez	SD	40.2	614	614	0	0
0.0031	SD	40	De alta fluidez	SD	40.2	373	373	0	0
0.0016	NA	40	De alta fluidez	SD	40.2	0	0	0	0
0.0016	NA	40	Mortero de contracción compensada	SD	57	0	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0060	SD	50	Concreto lanzado	0.54	27.6	496	0	0	0
0.0060	SD	50	Concreto lanzado	0.54	27.6	496	0	0	0
0.0060	SD	50	Regular	0.56	27.6	496	0	0	0
0.0060	SD	50	Regular	0.56	27.6	496	0	0	0
0.0060	SD	50	Regular	0.56	27.6	496	0	0	0
0.0060	SD	50	Regular	0.56	27.6	496	0	0	0
0.0064	90	20	Regular	SD	17.8	487.1	487.1	0	0
0.0064	90	20	Regular	SD	24	487.1	487.1	0	0
0.0064	135	20	Concreto lanzado	SD	18.8	487.1	487.1	0	0
0.0064	135	20	Regular	SD	24.7	487.1	487.1	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0064	135	5	Concreto lanzado	SD	28.7	487	487	0	0
0.0064	135	5	Concreto lanzado	SD	55.3	487	487	0	0
0.0064	135	5	Concreto lanzado	SD	55.3	487	487	0	0
0.0064	135	5	Concreto lanzado	SD	53.2	487	487	0	0
0.0064	135	5	Concreto lanzado	SD	55.3	487	487	0	0
0.0039	135	10	Regular	SD	30.6	487	487	0	0
0.0029	NA	15	Regular	SD	27.6	447	0	0	0
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0056	SD	10	Concreto de alta resistencia	SD	83.58	400	400	0	0
0.0056	SD	10	Regular	SD	34.75	400	400	0	0
0.0056	SD	10	Concreto de alta resistencia	SD	79.79	400	400	0	0
0.0056	SD	10	Concreto de alta resistencia	SD	82.76	400	400	0	0
0.0056	SD	10	Concreto de alta resistencia	SD	81.68	400	400	0	0
0.0056	SD	10	Concreto de alta resistencia	SD	80.51	400	400	0	0
0.0064	135	22.5	Concreto lanzado	SD	55.8	487	487	0	0
0.0064	135	20	Concreto lanzado	SD	55.8	487	487	0	0
0.0064	135	20	Concreto lanzado	SD	55.8	487	487	0	0
0.0064	135	20	Concreto lanzado	SD	20.7	487	487	0	0
0.0064	135	20	Concreto lanzado	SD	20.7	487	487	0	0
0.0040	135	25	Concreto lanzado	SD	55.8	514	514	514	0
0.0040	135	20	Concreto lanzado	SD	55.8	514	514	514	0
0.0040	135	25	Concreto lanzado	SD	55.8	514	514	514	0

En rojo valores nominales

Ensaye de la columna origen												
		Tipo de prueba de carga	Configuración de prueba de carga	Carga axial				Carga lateral máxima				
f_{vj5}	f_{vsj}	1 -- 7	A -- F	P_c (kN)	σ_c (Mpa)	%capacidad	ϵ_{pc}	$F_{c,max}$ (kN)	$V_{c,max}$ (kN)	$M_{c,max}$ (kN*m)	$\theta_{F_c,max}$	Tipo de falla
	NA	4	A	288.24	3.09852	7.535676	0.014	209.07	209.07	96.1722	0.01	il, por cort
0	413.68	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
461.95	413.68	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
461.95	413.68	4	A	288.24	3.09852	7.535676	0.014	209	209	24.035	0.01	Cortante
0	280	1	B	350	20.7101	62.37029	0.001	NA	NA	NA	NA	NA
0	280	1	B	350	20.7101	62.37029	0.001	NA	NA	NA	NA	NA
0	280	1	B	SD	SD	SD	SD	NA	NA	NA	NA	ompresión
0	280	1	B	SD	SD	SD	SD	NA	NA	NA	NA	ompresión
0	280	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	260	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	260	7	F	500	19.5313	50.86073	SD	SD	SD	SD	SD	SD
0	260	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	260	5	F	500	19.5313	49.07172	SD	SD	SD	SD	SD	SD
0	260	5	F	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	NA	4	C	722.75	5.9	16.31282	SD	244.57	122.285	110.0565	0.019	exocortan
	NA	4	C	634.55	5.18	15.90525	SD	216.68	108.34	97.506	0.013	exocortan
0	340	4	C	722.75	5.9	16.31282	SD	244.57	122.285	110.0565	0.019	exocortan
0	340	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	330	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	330	4	C	634.55	5.18	20	SD	216.68	108.34	97.506	0.013	exocortan
	NA	4	A	865	7.06	22.61609	SD	330	330	193.875	0.005	il, por cort
0	614	4	A	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	Cortante
0	302	4	A	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	Cortante
0	0	4	A	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	Cortante
0	0	4	A	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	Cortante
	NA	2	E	0	0	0	0	120	120	438.96	0.02	a de trasla
	NA	4	D	400	1.36871	4.222835	SD	326.1	326.1	596.4369	0.05	il, por cort
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	489	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599.2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599.2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599.2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599.2	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	NA	6	D	690	11.04	36.69763	SD	43.5	43.5	69.6	0.011	il, por cort
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	425	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	447	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
	NA	4	D	175.7	4.3925	11.17332	SD	33.3	33.3	33.3	0.022	til, por fle
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	400	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599	4	D	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD
0	599	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599	4	D	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD
0	599	4	D	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD	SD
0	599	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0	599	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Modelo de cálculo teórico									
Modo de falla esperado	Carga lateral de fluencia				Carga lateral máxima				F ₃
	F _{T1}	M _{T1}	V _{T1}	ε _{FT1}	F _{T2}	M _{T2}	V _{T2}	ε _{FT2}	
Cortante	SD	SD	SD	SD	178, ² 138, ³ 28	131, ² 82, ³ 6	¹ 178, ² 138, ³ 285	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	445, ² 320, ³ 46	05, ² 147, ³ 2	¹ 445, ² 320, ³ 462	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	445, ² 320, ³ 46	05, ² 147, ³ 2	¹ 445, ² 320, ³ 462	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	445, ² 320, ³ 46	05, ² 147, ³ 2	¹ 445, ² 320, ³ 462	SD	SD
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Flexión	SD	SD	SD	SD	780	351	390	SD	SD
Flexión	SD	SD	SD	SD	790	355.5	395	SD	SD
Flexión	SD	SD	SD	SD	590	265.5	295	SD	SD
Flexión	SD	SD	SD	SD	610	274.5	305	SD	SD
	SD	SD	SD	SD	286	168.025	286	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	466	209.7	466	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	665	299.25	665	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	293	131.85	293	SD	SD
Cortante	SD	SD	SD	SD	347	156.15	347	SD	SD
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	NA	NA	NA	NA	¹ 159.7, ² 372.5	255.5, ² 600.	¹ 159.7, ² 372.5	NA	NA
SD	NA	NA	NA	NA	¹ 177.5, ² 382.4	284, ² 611.8	¹ 177.5, ² 382.4	NA	NA
SD	NA	NA	NA	NA	¹ 162.5, ² 365.6	260, ² 584.9	¹ 162.5, ² 365.6	NA	NA
SD	NA	NA	NA	NA	¹ 188.1, ² 367.8	301, ² 588.4	¹ 188.1, ² 367.8	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	130.94	209.5	130.94	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	144.88	231.8	144.88	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	148.75	238	148.75	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	149.06	238.5	149.06	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	142.06	227.3	142.06	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	136.56	218.5	136.56	SD	SD	SD	SD	SD	SD
SD	88.52	11.06557377	44.26229508	SD	98.33333333	12.291667	49.16666667	SD	SD
SD	¹ -, ² 31.4	¹ -, ² 31.4	¹ -, ² 31.4	SD	¹ -, ² 33.0	¹ -, ² 33.0	¹ -, ² 33.0	SD	SD
SD	¹ 50.2, ² 67.6	¹ 50.2, ² 67.6	¹ 50.2, ² 67.6	SD	¹ 64.8, ² 82.0	¹ 64.8, ² 82.0	¹ 64.8, ² 82.0	SD	SD
SD	¹ 50.9, ² 63.5	¹ 50.9, ² 63.5	¹ 50.9, ² 63.5	SD	¹ 63.7, ² 74.9	¹ 63.7, ² 74.9	¹ 63.7, ² 74.9	SD	SD
SD	¹ 50.5, ² 67.9	¹ 50.5, ² 67.9	¹ 50.5, ² 67.9	SD	¹ 65.5, ² 83.1	¹ 65.5, ² 83.1	¹ 65.5, ² 83.1	SD	SD
SD	¹ 50.6, ² 68.1	¹ 50.6, ² 68.1	¹ 50.6, ² 68.1	SD	¹ 65.5, ² 83.0	¹ 65.5, ² 83.0	¹ 65.5, ² 83.0	SD	SD
SD	¹ 50.6, ² 68.1	¹ 50.6, ² 68.1	¹ 50.6, ² 68.1	SD	¹ 65.4, ² 82.9	¹ 65.4, ² 82.9	¹ 65.4, ² 82.9	SD	SD
SD	¹ 49.8, ² 65.5	¹ 49.8, ² 65.5	¹ 49.8, ² 65.5	SD	¹ 64.6, ² 82.0	¹ 64.6, ² 82.0	¹ 64.6, ² 82.0	SD	SD
Flexión	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Flexión	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Flexión	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Flexión	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Flexión	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Cortante	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Cortante	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Cortante	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

Carga lateral última			Tipo de prueba de carga	Configuración de prueba de carga	Carga axial constante		Carga axial 1			Carga axial 2 o más	
M ₃	V ₃	ε _{F3}	1, 2, 3, 4, 5, 6	A, B, C, D, E, F	P _{ctej}	σ _{ctej}	P _{1j}	σ _{1j}	ε _{F1j}	P _{2j}	σ _{2j}
SD	SD	SD	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	288	1.54	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	288	1.54	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	288	1.54	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	1	B	NA	NA	NA	NA	NA	1127	34.79
NA	NA	NA	1	B	NA	NA	NA	NA	NA	1064	32.85
NA	NA	NA	1	B	NA	NA	NA	NA	NA	947	29.23
NA	NA	NA	1	B	NA	NA	NA	NA	NA	610	18.84
NA	NA	NA	1	B	NA	NA	NA	NA	NA	1183	36.51
NA	NA	NA	7	F	NA	NA	500	9.45	SD	620	19
NA	NA	NA	7	F	NA	NA	500	9.45	SD	618	19
NA	NA	NA	5	F	NA	NA	500	9.45	SD	630	19
NA	NA	NA	5	F	NA	NA	500	9.45	SD	620	19
NA	NA	NA	5	F	NA	NA	500	9.45	SD	635	20
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	C	995.225	3.29	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	C	1028.5	3.4	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	C	586.85	1.94	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	C	762.3	2.52	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	865	4.27	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	865	4.27	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	865	7.06	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	A	865	7.06	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	2	E	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	400	1.37	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	2	E	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	400	1.37	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	2	E	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	400	1.37	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	6	D	NA	NA	720	11.52	SD	770	12.32
NA	NA	NA	6	D	NA	NA	860	13.76	SD	950	15.2
NA	NA	NA	6	D	NA	NA	640	10.24	SD	830	13.28
NA	NA	NA	6	D	NA	NA	800	12.8	SD	1050	16.8
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	D	800	12.8	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	4	C	376.71	3.92	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	172.5	4.3125	SD	173.5	4.3375
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	173.2	4.33	SD	173.2	4.33
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	170.8	4.27	SD	177.6	4.44
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	170.9	4.2725	SD	175.6	4.39
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	171.6	4.29	SD	174.7	4.3675
SD	SD	SD	3	D	NA	NA	170.5	4.2625	SD	175.6	4.39
NA	NA	NA	4	D	575.31	9.21	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	601.56	9.63	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	608.00	9.73	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	667.38	10.68	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	715.00	11.44	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	963.38	7.71	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	966.00	7.73	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	4	D	726.00	5.81	NA	NA	NA	NA	NA

xima	Carga lateral de fluencia				Carga lateral máxima				Carga lateral última			
	ϵ_{p2j}	F_{1j}	M_{1j}	v_{1j}	θ_{F1j}	F_{2j}	M_{2j}	v_{2j}	θ_{F2j}	F_{3j}	M_{3j}	v_{3j}
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	311.38	143.2348	311.38	0.008	400.34	184.1564	400.34	0.025	SD	SD	SD	SD
NA	324.51	149.2746	324.51	0.009	391.44	180.0624	391.44	0.022	SD	SD	SD	SD
NA	284.66	130.9436	284.66	0.01	382.55	175.973	382.55	0.025	SD	SD	SD	SD
0.0034	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0047	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0041	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.002	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
0.0041	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	SD	SD	SD	SD	NA	71.5	SD	0.0149	SD	SD	SD	SD
SD	SD	SD	SD	SD	NA	63.4	SD	0.015	SD	SD	SD	SD
SD	SD	SD	SD	SD	NA	71.1	SD	0.0164	SD	SD	SD	SD
SD	SD	SD	SD	SD	NA	65.9	SD	0.0173	SD	SD	SD	SD
SD	SD	SD	SD	SD	NA	73.2	SD	0.0175	SD	SD	SD	SD
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	634.09	285.3405	317.045	0.006	768.54	691.686	384.27	0.012	666.13	299.7585	333.065	333.065
NA	725.22	326.349	362.61	0.005	844.95	760.455	422.475	0.021	687.93	309.5685	343.965	343.965
NA	503.31	226.4895	251.655	0.005	623.72	561.348	311.86	0.014	535.5	240.975	267.75	267.75
NA	547.5	246.375	273.75	0.006	678.38	610.542	339.19	0.018	450	202.5	225	225
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	SD	SD	SD	SD	535	314.31	535	0.009	SD	SD	SD	SD
NA	SD	SD	SD	SD	776	455.90	776	0.016	SD	SD	SD	SD
NA	SD	SD	SD	SD	308	180.95	308	0.009	SD	SD	SD	SD
NA	SD	SD	SD	SD	417	244.99	417	0.006	SD	SD	SD	SD
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	112	409.696	112	0.0051	146.8	536.9944	146.8	0.0187	110	402.38	110	110
NA	441	806.589	441	0.0051	445	813.905	445	0.0132	375	685.875	375	375
NA	112	409.696	112	0.0054	139.22	509.26676	139.22	0.0194	NA	NA	NA	NA
NA	410	749.89	410	0.0064	451	824.879	451	0.0188	360	658.44	360	360
NA	118	431.644	118	0.0044	146.8	536.99	146.8	0.0205	105	384.09	105	105
NA	394	720.626	394	0.0051	450	823.05	450	0.0187	370	676.73	370	370
SD	95.2	152.32	95.2	0.004	149.8	269.64	149.8	0.01	119.8	191.68	119.8	119.8
SD	142	227.2	142	0.005	162.7	292.86	162.7	0.03	130.1	208.16	130.1	130.1
SD	120.4	192.64	120.4	0.005	145.1	261.18	145.1	0.03	116	185.6	116	116
SD	148.4	237.44	148.4	0.004	179	322.2	179	0.02	143.2	229.12	143.2	143.2
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
NA	131.25	210	131.25	0.0115	146.03	233.648	146.03	0.0269	110.29	176.464	110.29	110.29
NA	150.00	240	150.00	0.0115	153.29	245.264	153.29	0.0212	121.29	194.064	121.29	121.29
NA	162.50	260	162.50	0.012	170.89	273.424	170.89	0.0201	143.35	229.36	143.35	143.35
NA	153.13	245	153.13	0.01	165.58	264.928	165.58	0.0302	152.26	243.616	152.26	152.26
NA	146.88	235	146.88	0.011	149.44	239.104	149.44	0.02	122.74	196.384	122.74	122.74
NA	156.88	251	156.88	0.01	167	267.2	167	0.0277	132.06	211.296	132.06	132.06
NA	108	13.5	54	0.02	118	14.75	59	0.08	NA	NA	NA	NA
NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
SD	57.5	57.5	57.5	0.006	71.5	71.5	71.5	0.05	SD	SD	SD	SD
SD	66.8	66.8	66.8	SD	73.5	73.5	73.5	SD	SD	SD	SD	SD
SD	66.2	66.2	66.2	SD	77.5	77.5	77.5	SD	SD	SD	SD	SD
SD	64.5	64.5	64.5	SD	96.9	96.9	96.9	SD	SD	SD	SD	SD
SD	66.7	66.7	66.7	0.006	83.8	83.8	83.8	0.035	SD	SD	SD	SD
SD	61.1	61.1	61.1	SD	80.7	80.7	80.7	SD	SD	SD	SD	SD
NA	130	208	130	0.010	150	240	150	0.019	95	152	95	95
NA	130	208	130	0.013	140	224	140	0.019	70	112	70	70
NA	135	216	135	0.012	135	216	135	0.019	80	128	80	80
NA	132	211.2	132	0.013	135	216	135	0.022	95	152	95	95
NA	150	240	150	0.012	160	256	160	0.025	70	112	70	70
NA	349	558.4	349	0.013	355	568	355	0.016	230	368	230	230
NA	350	560	350	0.013	385	616	385	0.022	260	416	260	260
NA	340	544	340	0.013	370	592	370	0.025	250	400	250	250

<i>misada</i>		
	Modo de falla	Magnitud del daño
θ_{F3j}		Tamaño de grieta
NA	NA	NA
SD	Cortante	SD
SD	Cortante	SD
SD	Cortante	SD
NA	Compresión	SD
0.0509	Flexión	SD
0.04	Flexión	SD
0.036	Flexión	SD
0.0346	Flexión	SD
0.03	Flexión	SD
NA	NA	NA
NA	NA	NA
0.036	Flexión	SD
0.026	Flexión	SD
0.028	Flexión	SD
0.028	Flexión	SD
NA	NA	NA
SD	Cortante	SD
SD	Cortante	SD
SD	Flexocortante	SD
SD	Cortante	SD
NA	NA	NA
NA	NA	NA
0.0483	Flexión y falla de traslapes	SD
0.0201	Cortante	SD
NA	NA	SD
0.0201	Cortante	SD
0.0347	Flexión y falla de traslapes	SD
0.0257	Cortante	SD
0.04	Flexión	SD
0.05	Flexión	SD
0.06	Flexión	SD
0.05	Flexión	SD
NA	NA	NA
0.0565	Flexión	SD
0.0626	Flexión	SD
0.0565	Flexión	SD
0.053	Flexión	SD
0.053	Flexión	SD
0.053	Flexión	SD
NA	Flexión	SD
NA	NA	NA
SD	Flexión	SD
0.068	Flexión	SD
0.062	Flexión	SD
0.056	Flexión	SD
0.050	Flexión	SD
0.059	Flexión	SD
0.050	Flexión	SD
0.049	Flexión	SD
0.054	Flexión	SD

**APÉNDICE 2: PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA A MOMENTO
FLEXIONANTE DE LAS COLUMNAS CON FALLA DOMINADA POR FLEXIÓN**

En las siguientes capturas de pantalla se muestra la forma en que se llevó a cabo el cálculo de la resistencia a momento flexionante de las columnas con falla dominada por flexión. Se utilizaron hojas de cálculo de Excel.

En la primera hoja (figura A.2.1) se copiaron los datos necesarios de geometría y características de los materiales de las columnas encamisadas que se encontraban capturadas en la base de datos. Esta hoja sirvió como fuente para el resto de las hojas en las que se realizaron los cálculos. En esta misma hoja se ajustaron los distintos datos a las unidades correspondientes para llevar a cabo los cálculos con las ecuaciones de los distintos modelos.

Número de identificación de columna de datos

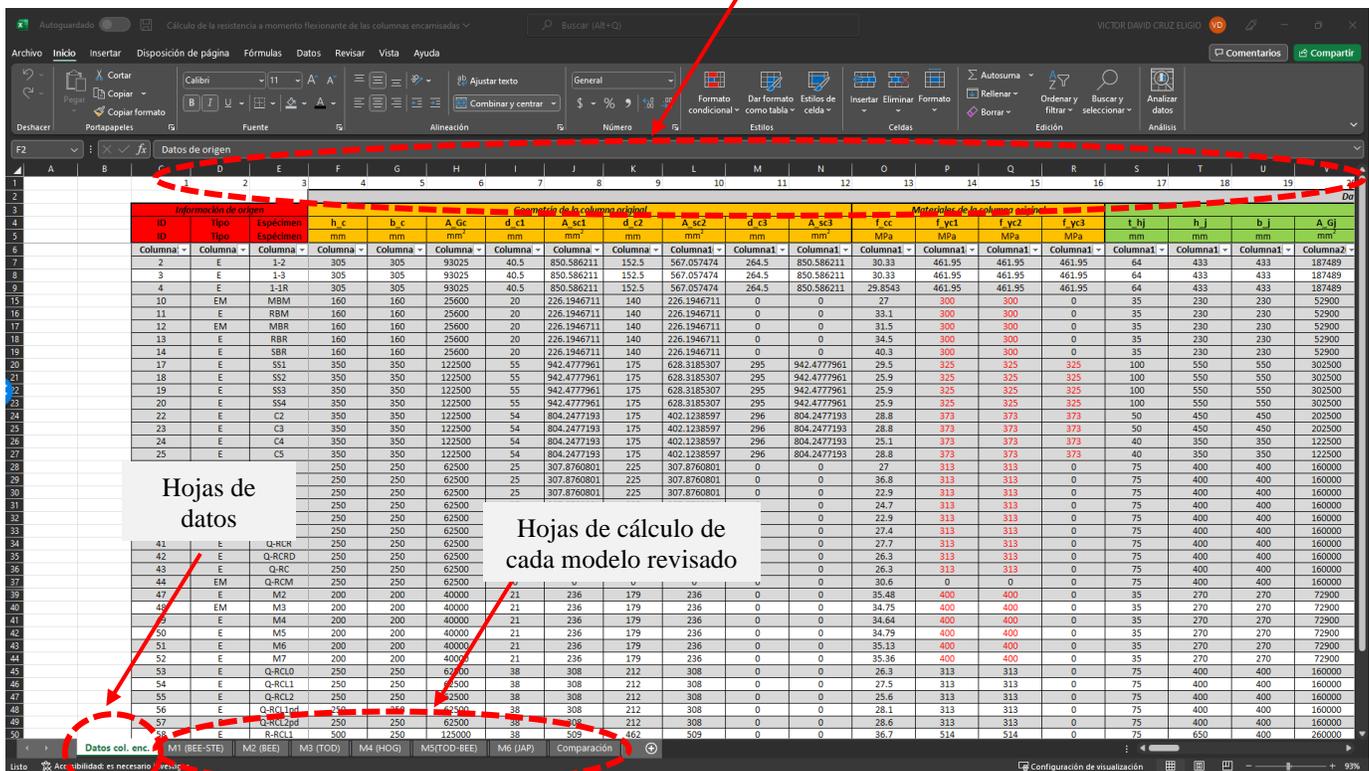


Figura A.2.1. Hoja de datos para calculo de la resistencia a momento flexionante

En este apéndice solo se muestra el proceso en la hoja de cálculo para el Modelo 1, BEE-STE.

En la figura A.2.2 se muestra primera tabla contenida en la hoja M1 (BEE-STE). La celda B6 es una lista plegable en la cual seleccionamos el número de identificación del espécimen que nos interesa calcular. Cuando se selecciona un espécimen, todas las celdas hacia la derecha se llenan automáticamente con los datos de este espécimen.

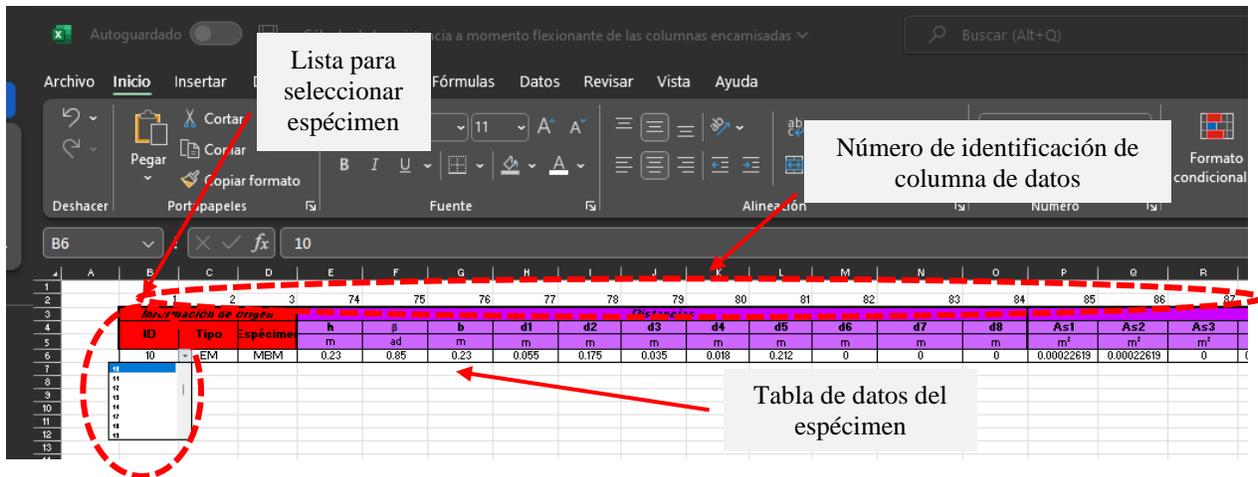


Figura A.2.2. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Selección de espécimen de interés y llamada de datos

En la figura A.2.2 no se aprecian todos los datos, pero esta tabla puede contener hasta 32 datos (específicamente para este modelo). Los datos que contiene son las dimensiones de la columna, de las barras de refuerzo, resistencia del concreto, resistencia del acero, distribución de las barras de refuerzo longitudinal y la fuerza axial con la que fue ensayada la columna de interés.

Con esta información se realizó primero el cálculo del procedimiento. Para cada fila del refuerzo longitudinal de la columna se calculó la deformación esperada de la barra en función de su distancia a un eje neutro supuesto. Este cálculo se hizo en un a tabla en la cual se obtuvieron las deformaciones correspondientes a 100 localizaciones distintas del eje neutro c , yendo desde el 1% hasta el 100% del peralte de la columna encamisada h_j . En la figura A.2.3 se muestra la tabla correspondiente a una fila del refuerzo y sus deformaciones calculadas para cada caso. Para apreciar mejor, solo se muestran algunos valores.

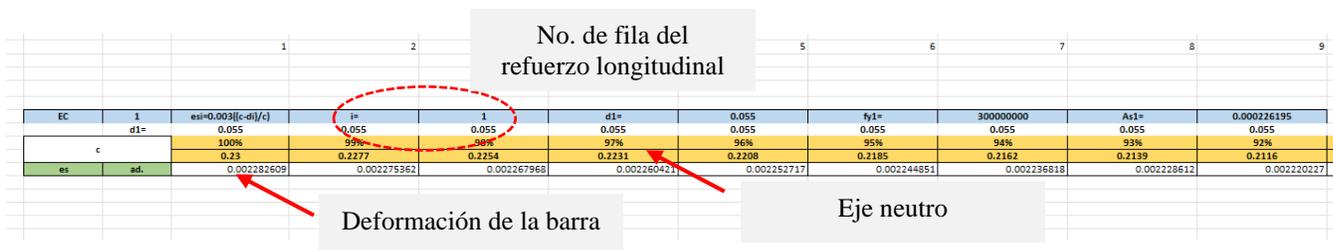


Figura A.2.3. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Cálculo de la deformación esperada de las barras de refuerzo longitudinal

Después se realizó el cálculo del esfuerzo de las filas de refuerzo longitudinal, para cada una de las 100 localizaciones del eje neutro. Con estos datos se calculó la contribución a la resistencia axial y a momento flexionante del acero de refuerzo. En la figura A.2.4 se muestra la tabla del cálculo de esfuerzo de la fila 1 de refuerzo longitudinal.

EC		2	esi vs fy/Es		No. de fila del refuerzo longitudinal		d1=		0.055	fy1=	300000000
fy1=		300000000	300000000		300000000		300000000		300000000	300000000	300000000
As1=		0.000226195	0.000226195		0.000226195		0.000226195		0.000226195	0.000226195	0.000226195
c		100%	99%	98%	97%	96%	95%	94%			
		0.23	0.2277	0.2254	0.2231	0.2208	0.2185	0.2162			
fs		300000000	300000000	300000000	300000000	300000000	300000000	300000000			
Pa		300000000	300000000	300000000	300000000	300000000	300000000	300000000			

Figura A.2.4. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Cálculo del esfuerzo de las barras de refuerzo longitudinal para la deformación esperada

En la siguiente tabla de la figura A.2.5 se realizó el cálculo de la resistencia a fuerza axial para cada una de las 100 localizaciones del eje neutro. De forma similar, en la figura A.2.6 se muestra la tabla con el cálculo de la resistencia a momento de cada caso.

EC		3	Ecuación de fuerza axial				
c		100%	99%	98%	97%	96%	95%
		0.23	0.2277	0.2254	0.2231	0.2208	0.2185
Pu	N	1209906.024	1197324.506	1184696.824	1172021.455	1159297.197	1146522.215
	kN	1485.488605	1197.324506	1184.696824	1172.02155	1159.297197	1146.522215

Figura A.2.5. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Cálculo de la resistencia a fuerza axial de la columna encamisada para cada localización del eje neutro

EC		4	Ecuación de momento flexionante				
c		100%	99%	98%	97%	96%	95%
		0.23	0.2277	0.2254	0.2231	0.2208	0.2185
Pu*e	N*m	25534.91194	26537.11369	27522.84644	28492.22478	29445.3681	30382.40079
	kN*m	0	26.53711369	27.52284644	28.49222478	29.4453681	30.38240079

Figura A.2.6. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Cálculo de la resistencia a fuerza axial de la columna encamisada para cada localización del eje neutro

Considerando las 100 localizaciones del eje neutro y sus respectivos valores de fuerza axial y momento flexionante calculados, se construyó la gráfica de interacción de los especímenes.

Para hallar el momento flexionante calculado que se comparó contra el medido en laboratorio, se localizó el valor de resistencia axial igual a la fuerza axial aplicada en el ensaye. Como era poco probable encontrar

el valor de forma exacta entre los puntos de la gráfica, se utilizaron los valores de resistencia axial inmediatos superior e inferior, e interpolando linealmente, se obtuvo el valor de momento flexionante teórico, calculado con el Modelo 1. En la figura A.2.7 se muestra el ultimo cálculo donde hace la interpolación para obtener el momento flexionante y la gráfica de interacción construida.

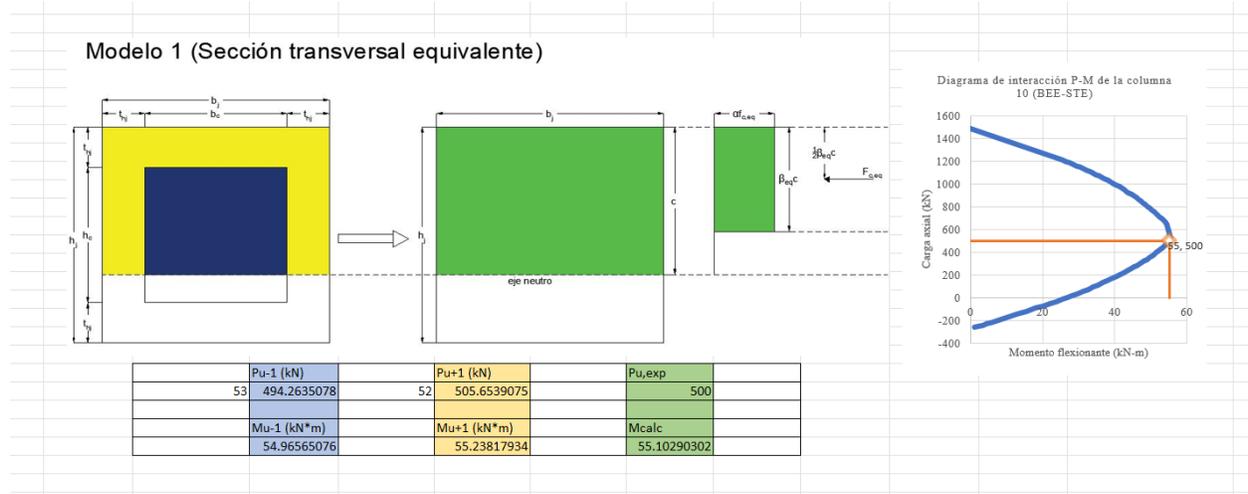


Figura A.2.7. Hoja de cálculo del M1, BEE-STE. Cálculo de la resistencia a momento flexionante correspondiente a la fuerza axial aplicada en el ensaye y diagrama de interacción construido

**APÉNDICE 3: DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN CALCULADOS CON LOS MODELO M1,
M2, M3, M4 Y M5 DE LAS 33 COLUMNAS CON FALLA DOMINADA POR FLEXIÓN**

Columna 1 con falla dominada por flexión

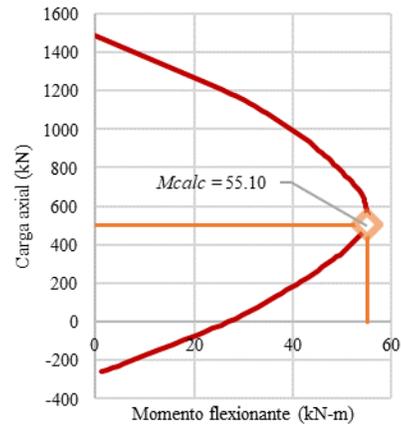
No. en base de datos: 10

Fuente: Ersoy et al. (1993)

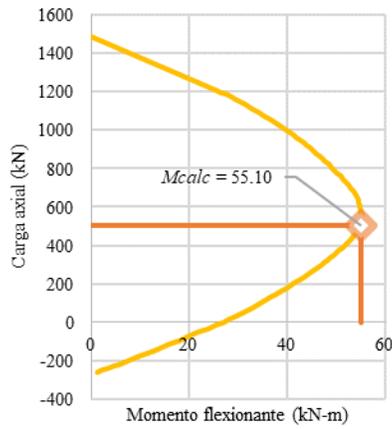
$$P_{exp} = 620 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 71.50 \text{ kN-m}$$

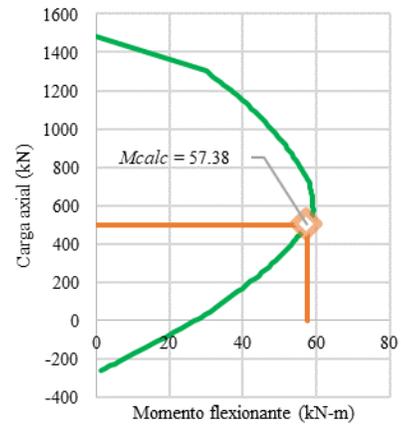
M1: BEE-STE



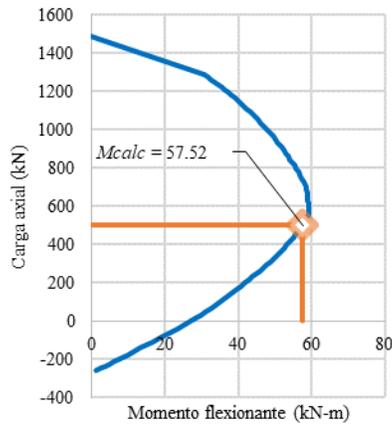
M2: BEE



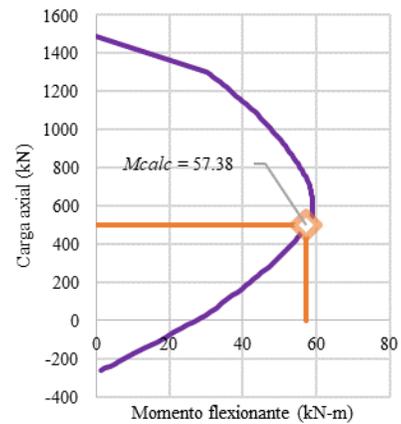
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 2 con falla dominada por flexión

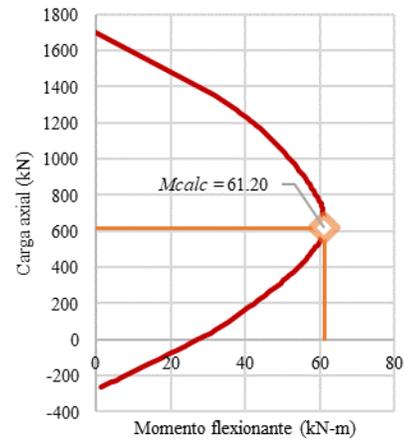
No. en base de datos: 11

Fuente: Ersoy et al. (1993)

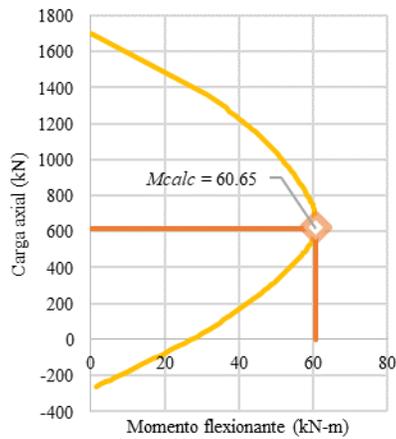
$$P_{exp} = 618 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 63.40 \text{ kN-m}$$

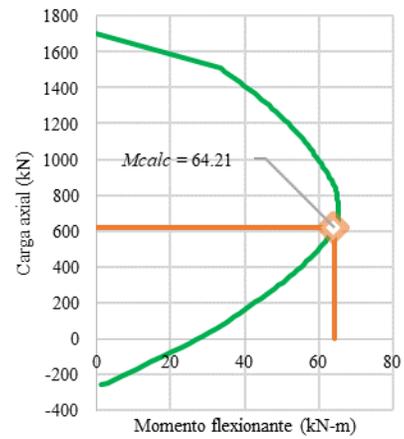
M1: BEE-STE



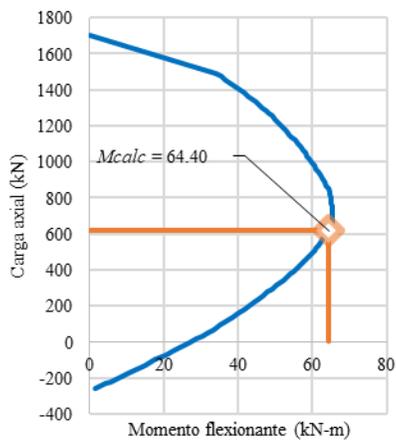
M2: BEE



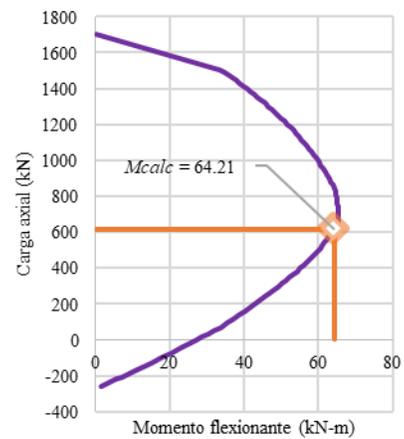
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 3 con falla dominada por flexión

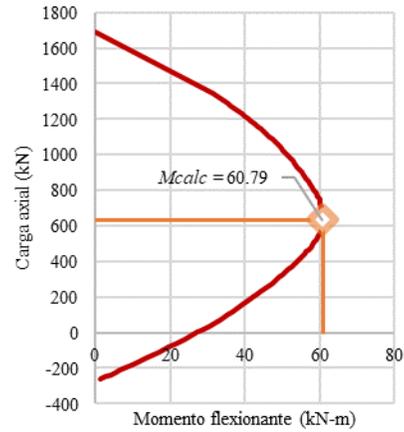
No. en base de datos: 12

Fuente: Ersoy et al. (1993)

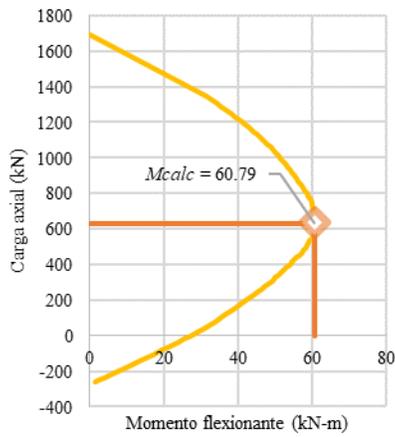
$$P_{exp} = 630 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 71.10 \text{ kN-m}$$

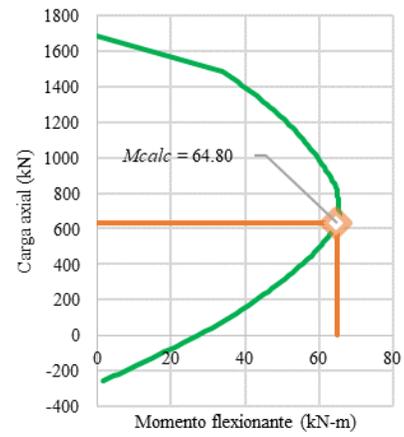
M1: BEE-STE



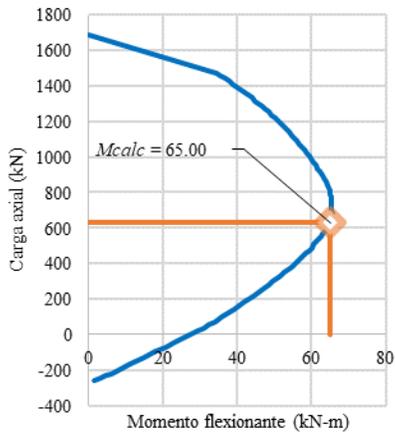
M2: BEE



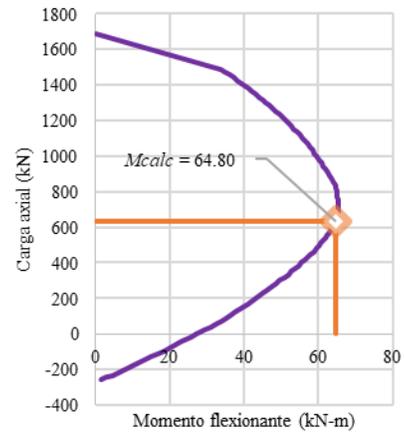
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 4 con falla dominada por flexión

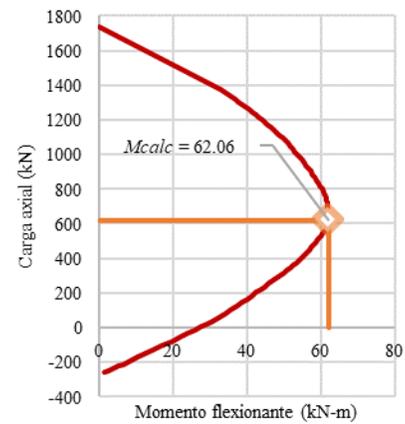
No. en base de datos: 13

Fuente: Ersoy et al. (1993)

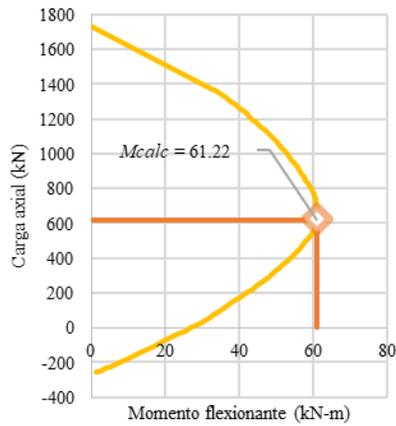
$$P_{exp} = 620 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 65.90 \text{ kN-m}$$

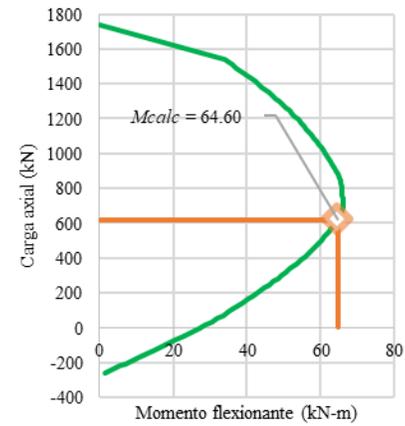
M1: BEE-STE



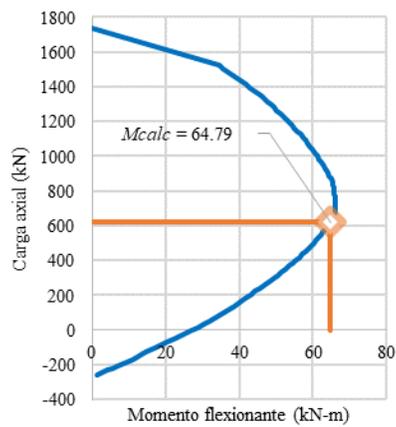
M2: BEE



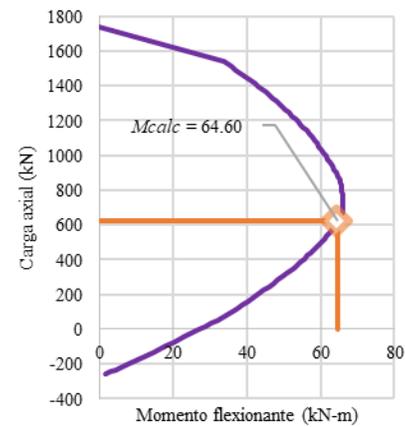
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 5 con falla dominada por flexión

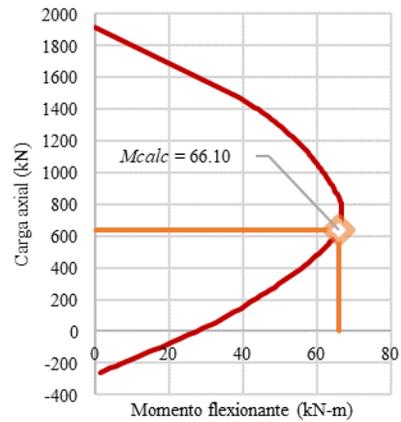
No. en base de datos: 14

Fuente: Ersoy et al. (1993)

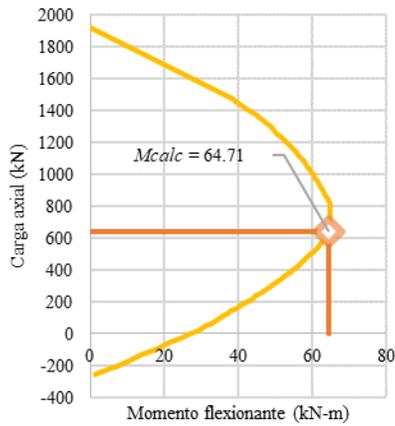
$$P_{exp} = 635 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 73.20 \text{ kN-m}$$

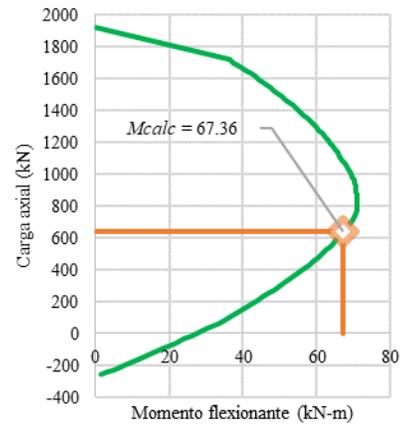
M1: BEE-STE



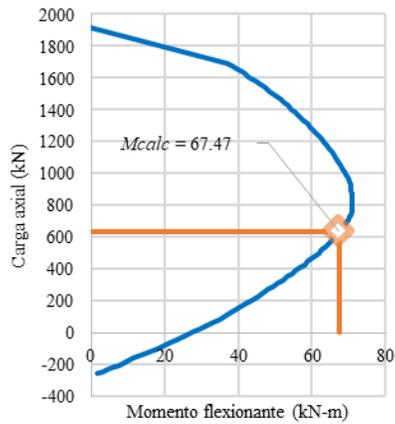
M2: BEE



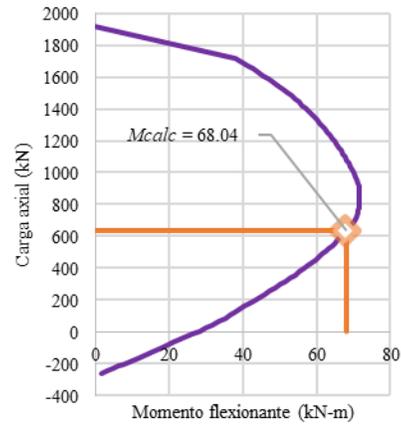
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 6 con falla dominada por flexión

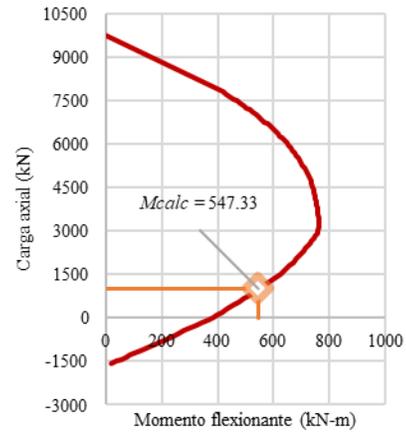
No. en base de datos: 17

Fuente: Rodríguez y Park (1994)

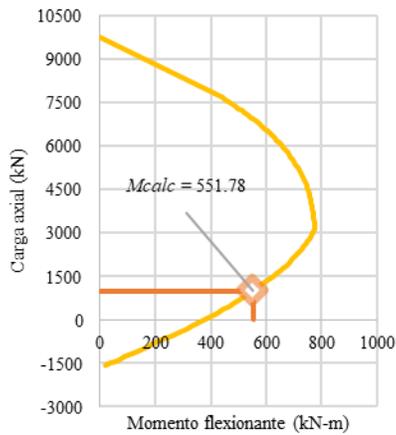
$$P_{exp} = 995 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 634.00 \text{ kN-m}$$

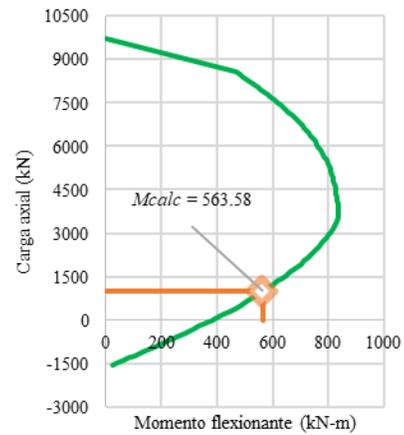
M1: BEE-STE



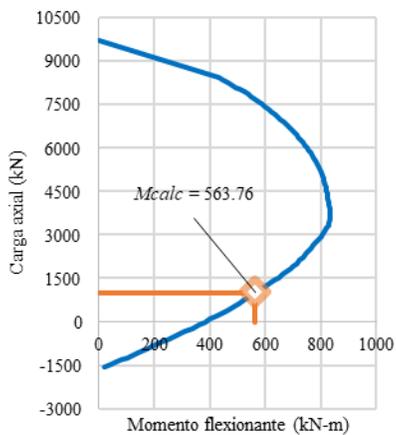
M2: BEE



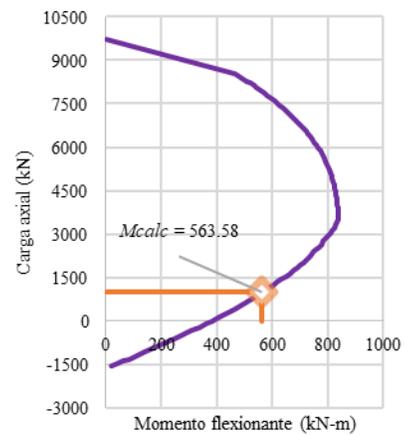
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 7 con falla dominada por flexión

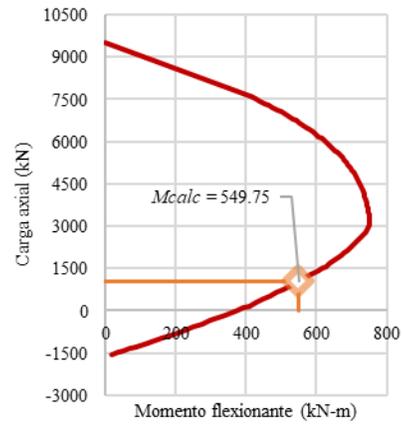
No. en base de datos: 18

Fuente: Rodríguez y Park (1994)

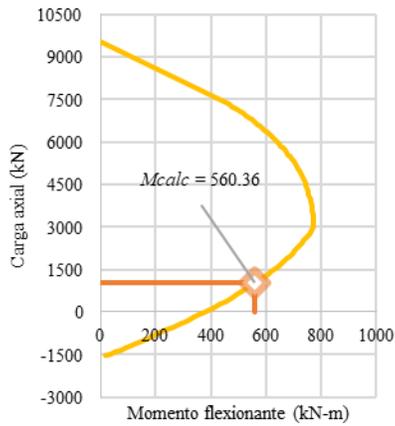
$$P_{exp} = 1029 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 697 \text{ kN-m}$$

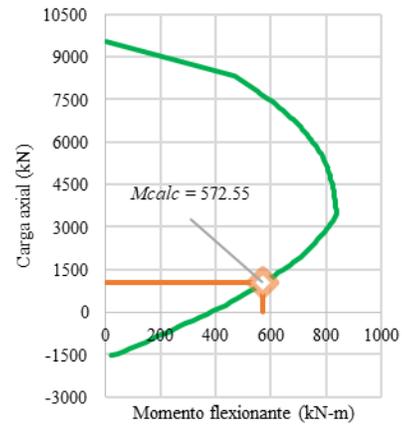
M1: BEE-STE



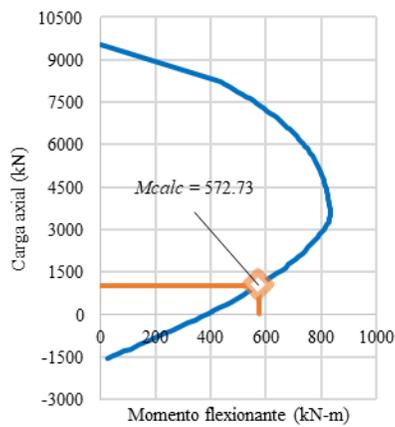
M2: BEE



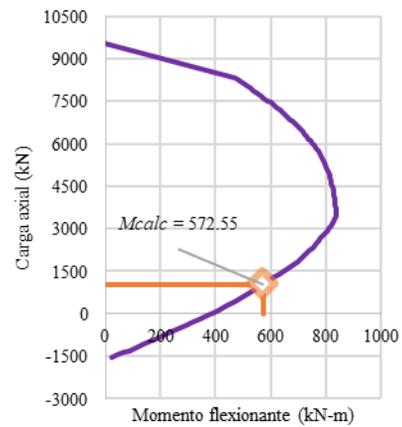
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 8 con falla dominada por flexión

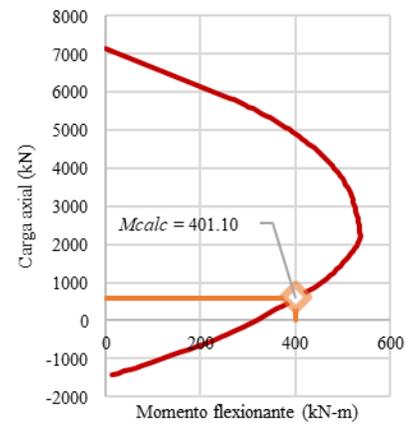
No. en base de datos: 19

Fuente: Rodríguez y Park (1994)

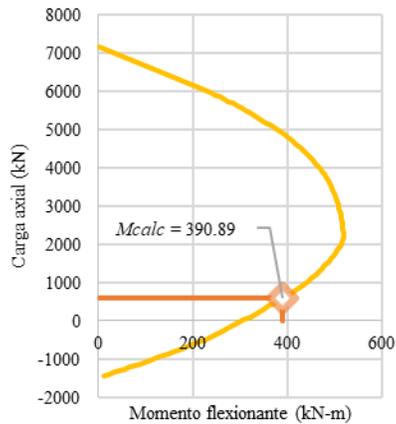
$$P_{exp} = 587 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 515 \text{ kN-m}$$

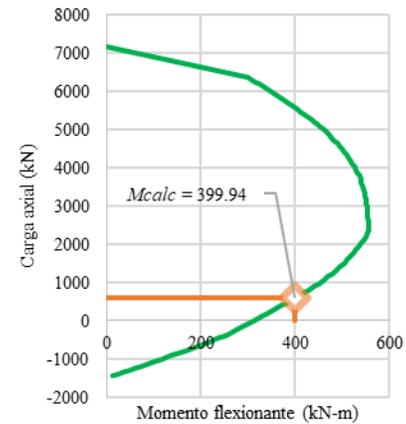
M1: BEE-STE



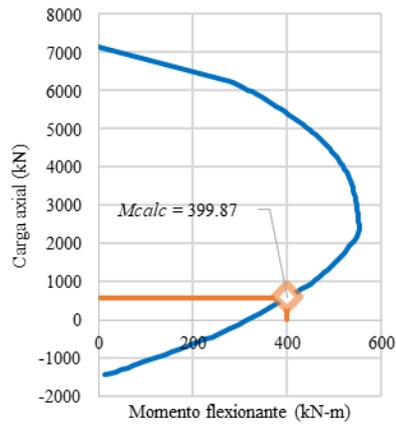
M2: BEE



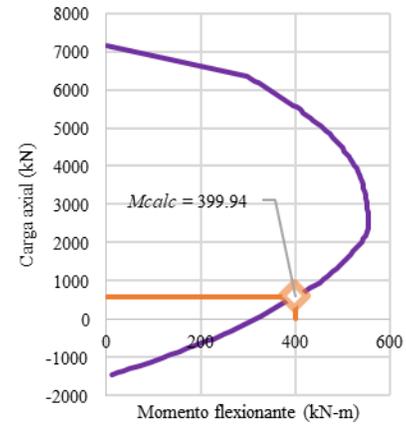
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 9 con falla dominada por flexión

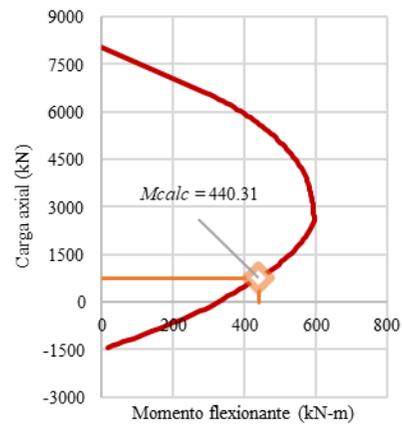
No. en base de datos: 20

Fuente: Rodríguez y Park (1994)

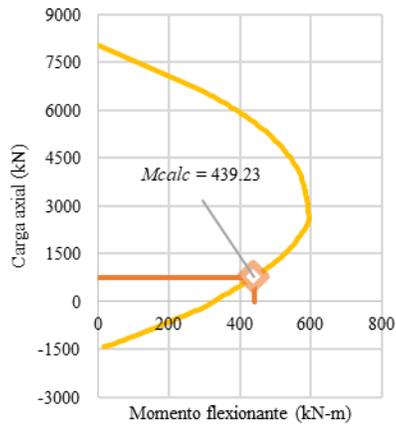
$$P_{exp} = 762 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 560 \text{ kN-m}$$

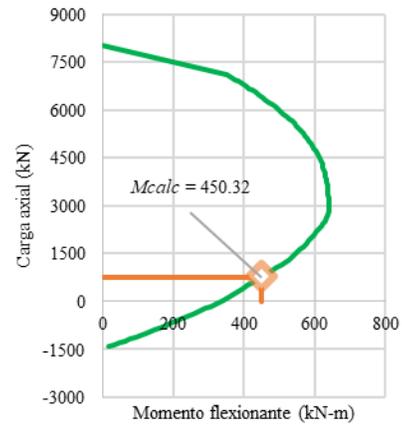
M1: BEE-STE



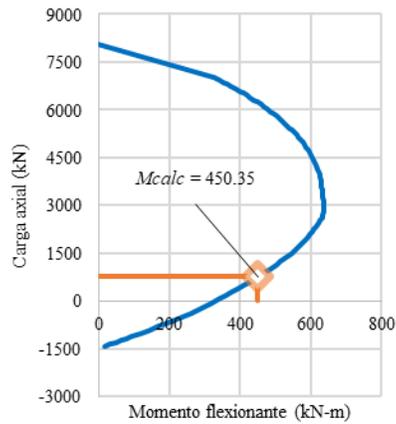
M2: BEE



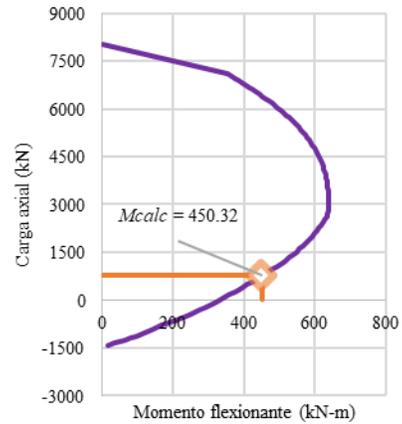
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 10 con falla dominada por flexión

No. en base de datos: 34

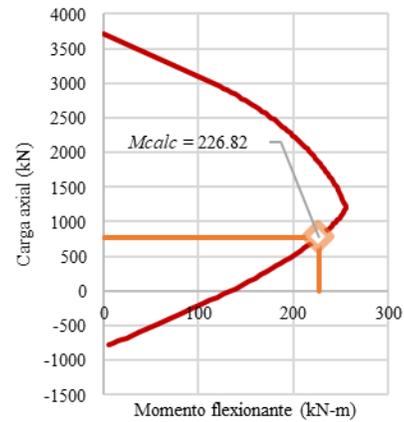
Espécimen: Vандoros y Dritsos (2006)

Fuente:

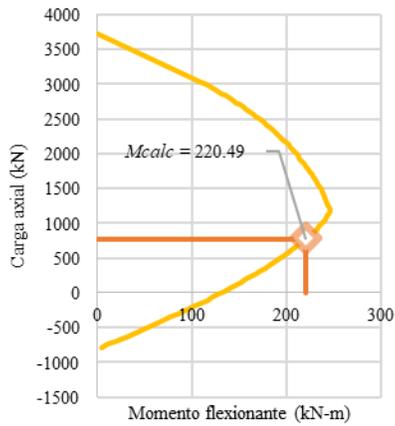
$$P_{exp} = 770 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 270 \text{ kN-m}$$

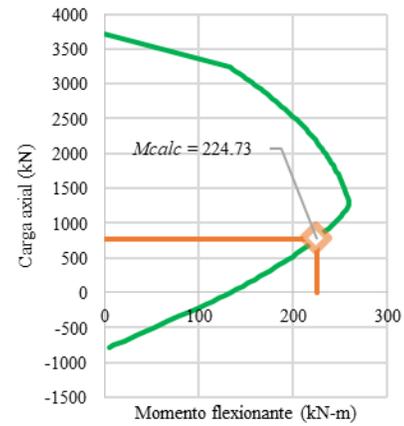
M1: BEE-STE



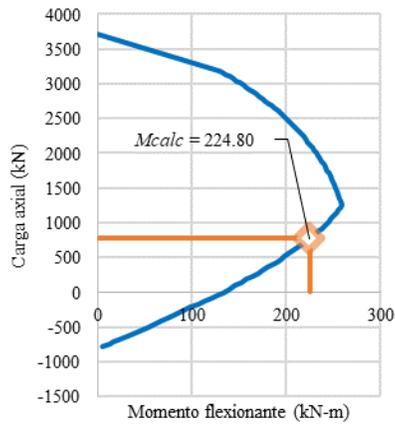
M2: BEE



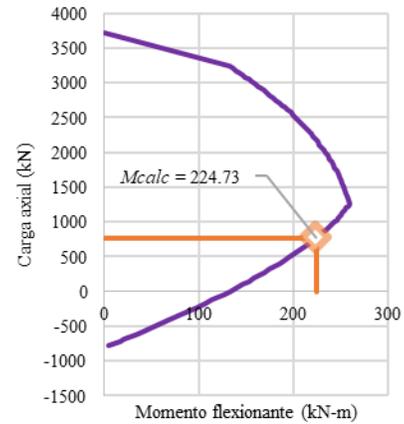
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 11 con falla dominada por flexión

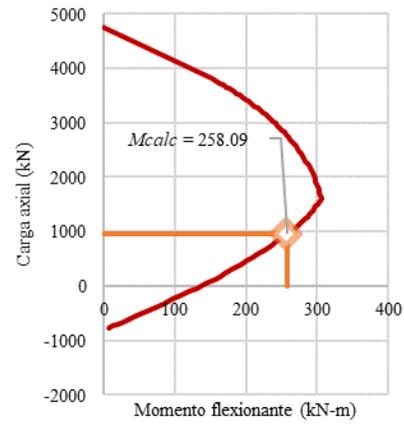
No. en base de datos: 35

Fuente: Vандoros y Dritsos (2006)

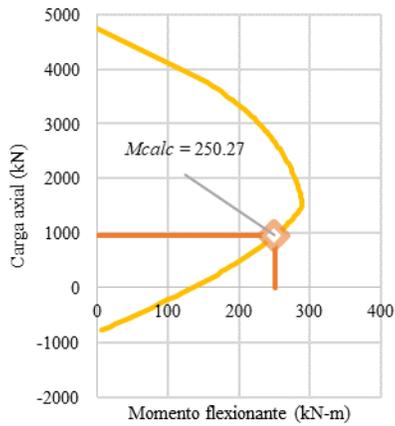
$$P_{exp} = 950 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 293 \text{ kN-m}$$

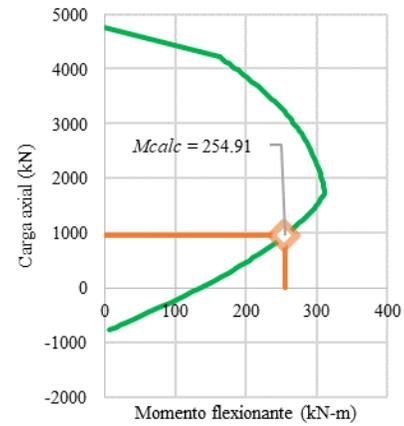
M1: BEE-STE



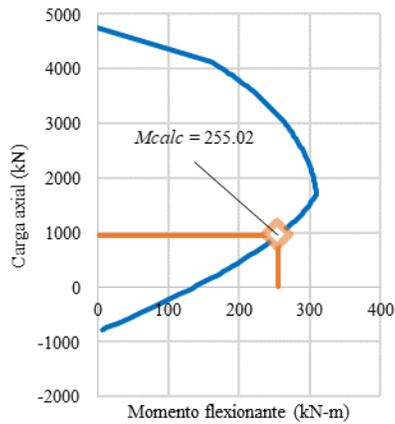
M2: BEE



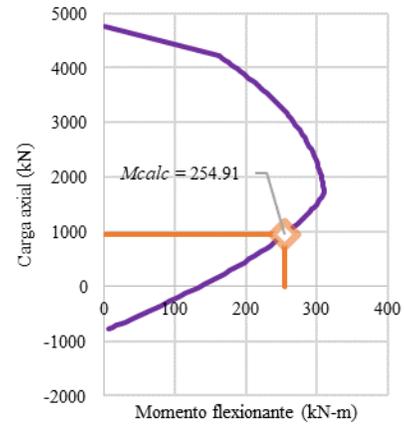
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 12 con falla dominada por flexión

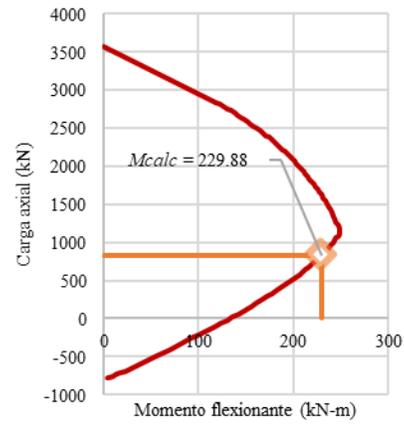
No. en base de datos: 36

Fuente: Vандoros y Dritsos (2006)

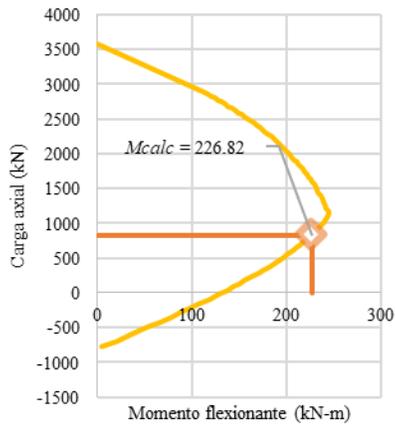
$$P_{exp} = 830 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 261 \text{ kN-m}$$

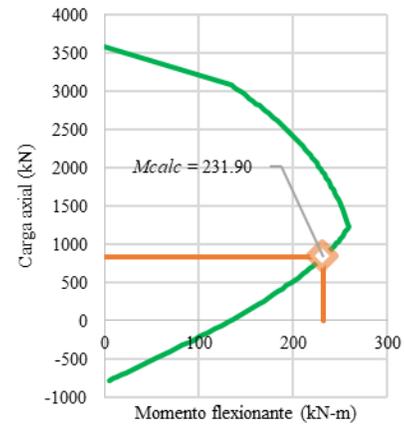
M1: BEE-STE



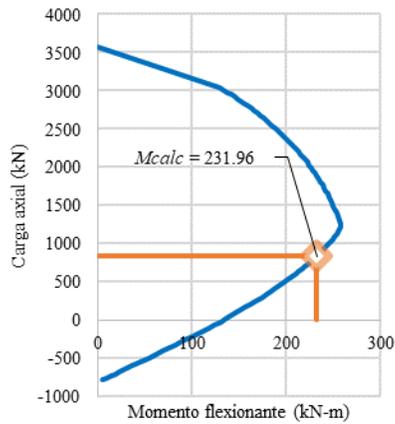
M2: BEE



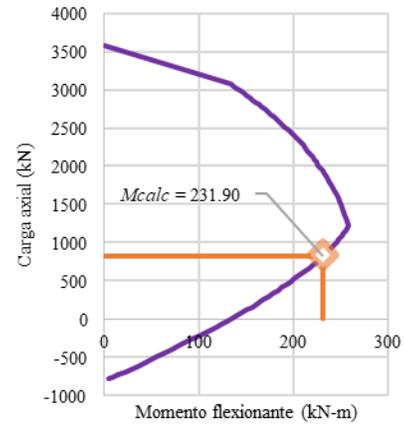
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 13 con falla dominada por flexión

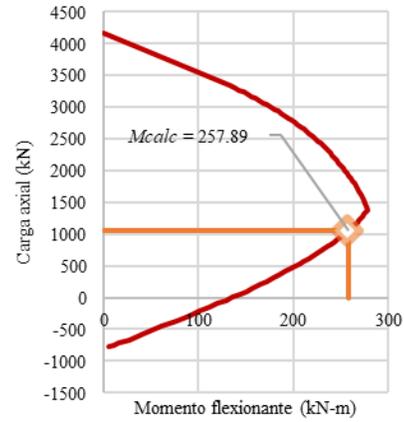
No. en base de datos: 37

Fuente: Vандoros y Dritsos (2006)

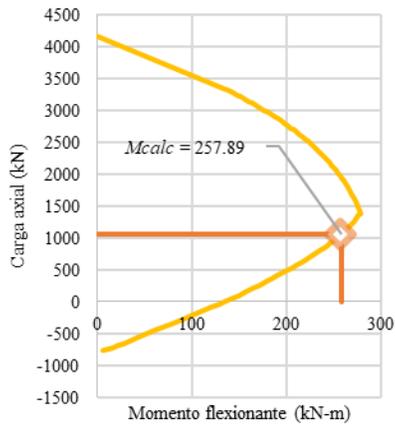
$$P_{exp} = 1,050 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 322 \text{ kN-m}$$

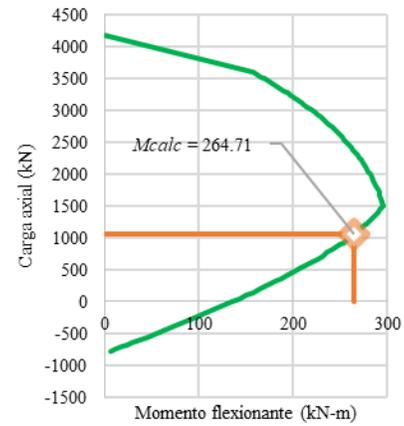
M1: BEE-STE



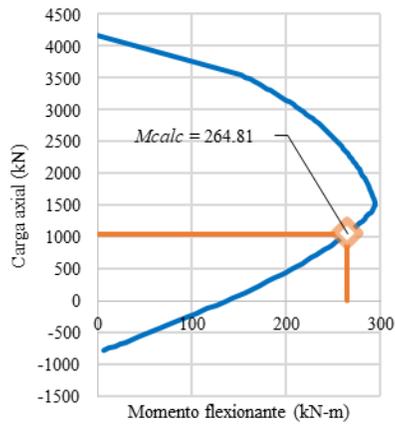
M2: BEE



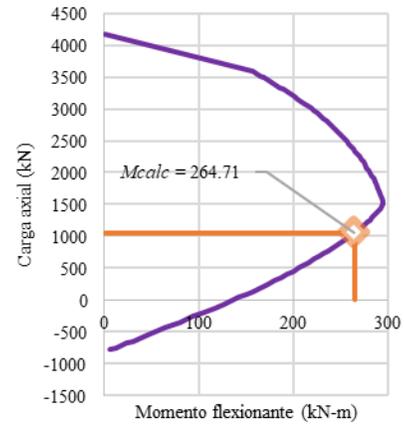
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 14 con falla dominada por flexión

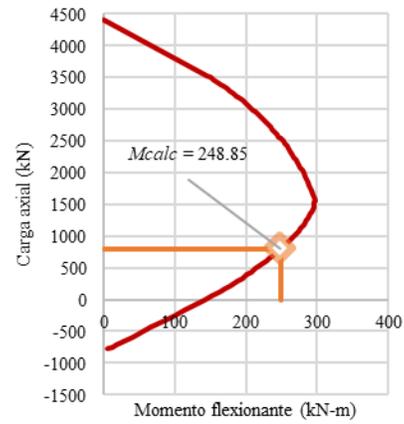
No. en base de datos: 39

Fuente: Bousias et al. (2007)

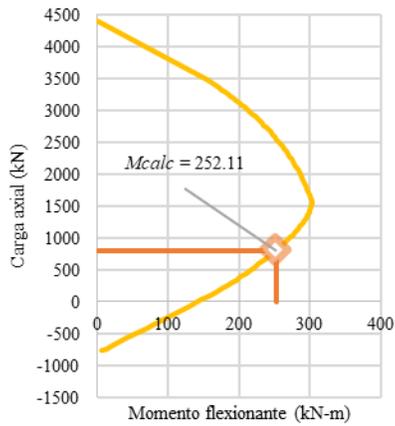
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 234 \text{ kN-m}$$

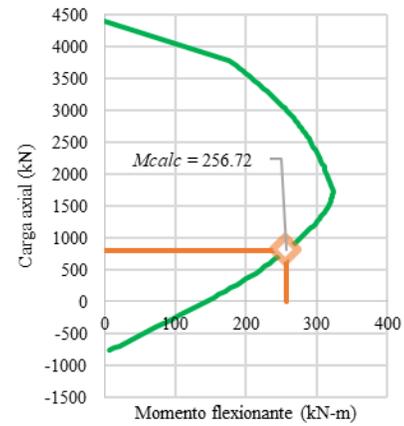
M1: BEE-STE



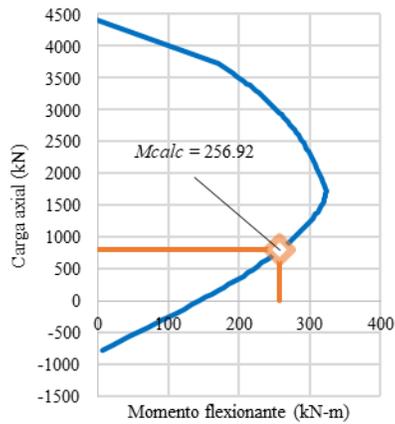
M2: BEE



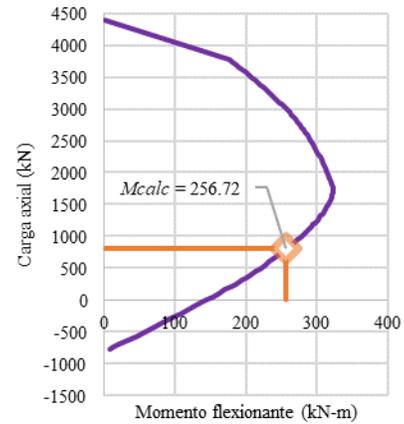
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 15 con falla dominada por flexión

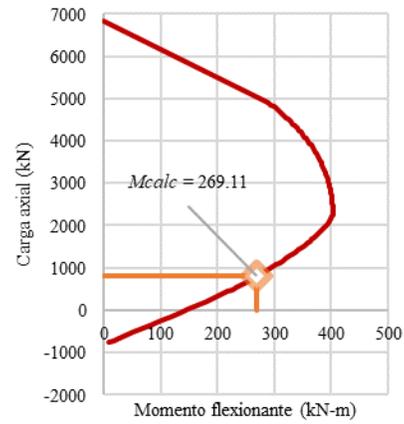
No. en base de datos: 40

Fuente: Bousias et al. (2007)

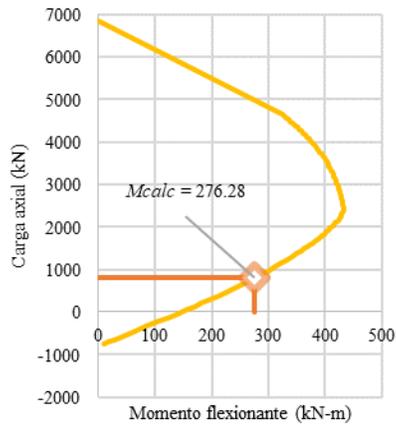
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 245 \text{ kN-m}$$

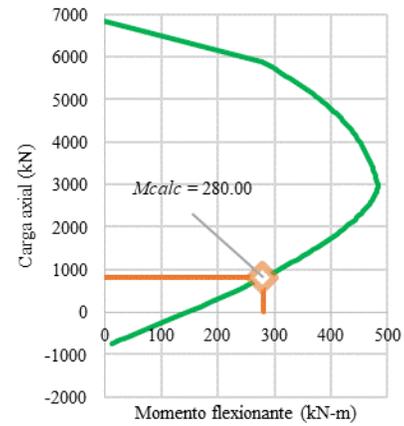
M1: BEE-STE



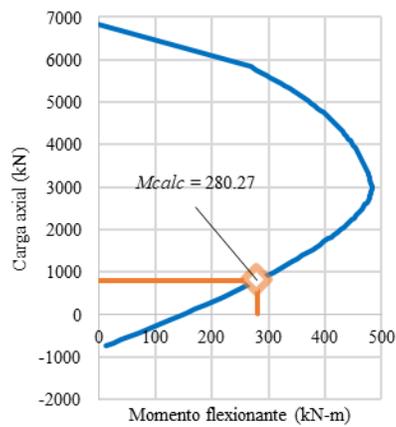
M2: BEE



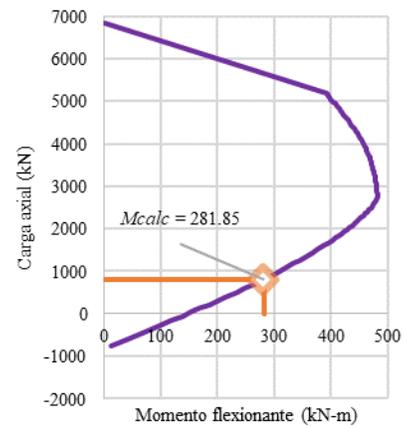
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 16 con falla dominada por flexión

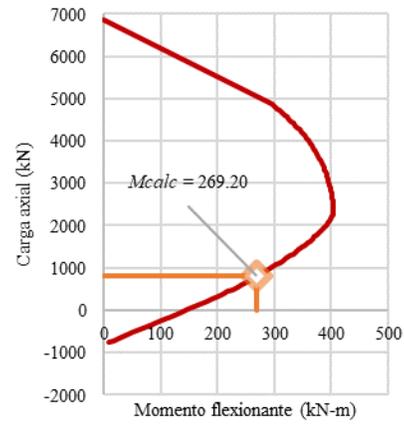
No. en base de datos: 41

Fuente: Bousias et al. (2007)

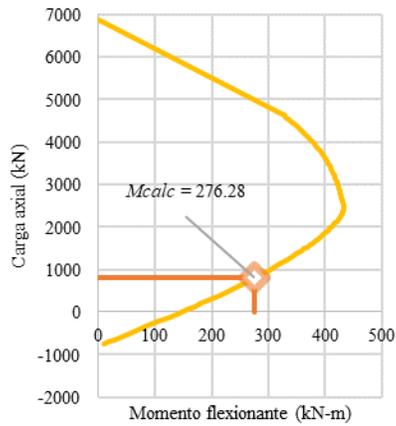
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 273 \text{ kN-m}$$

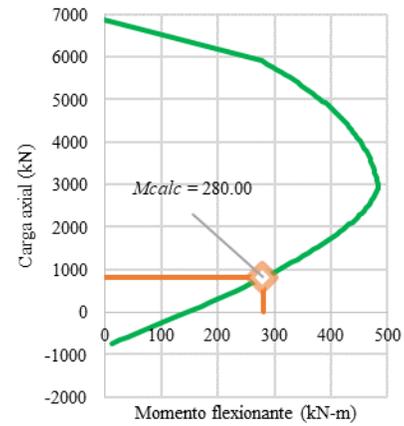
M1: BEE-STE



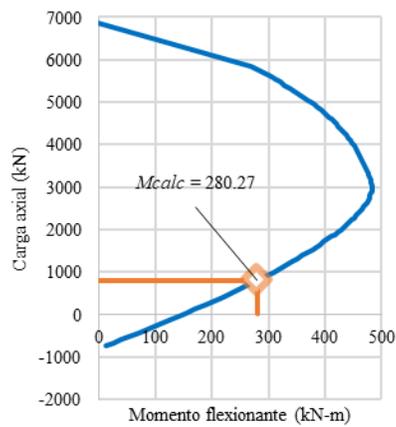
M2: BEE



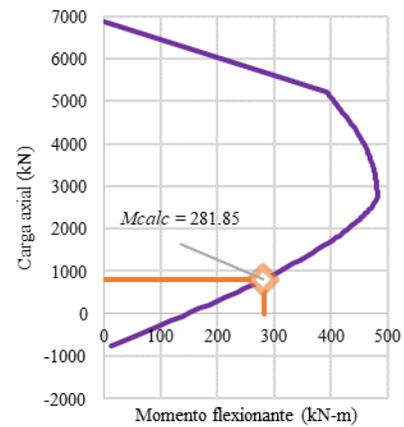
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 17 con falla dominada por flexión

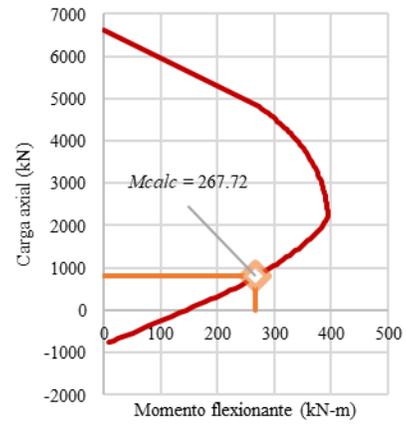
No. en base de datos: 42

Fuente: Bousias et al. (2007)

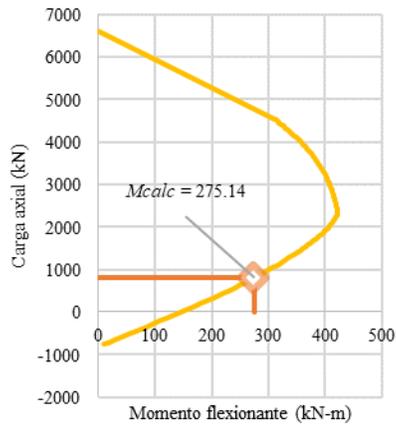
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 265 \text{ kN-m}$$

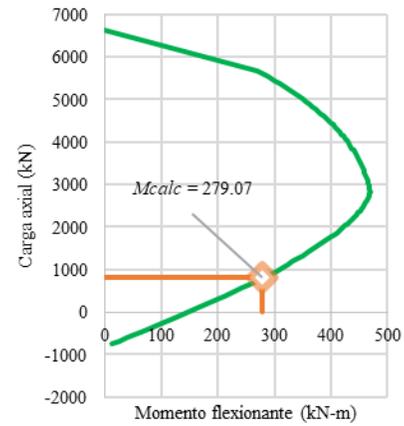
M1: BEE-STE



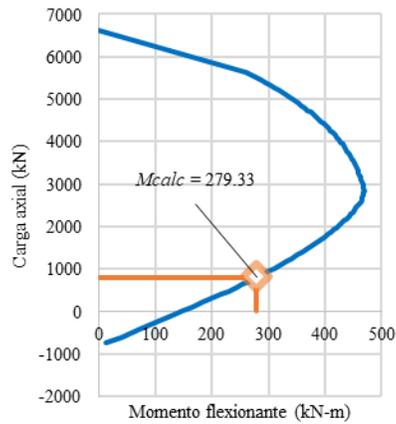
M2: BEE



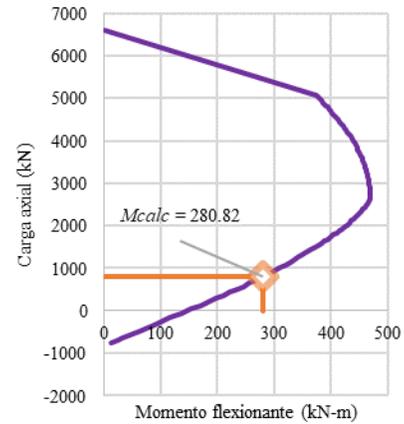
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 18 con falla dominada por flexión

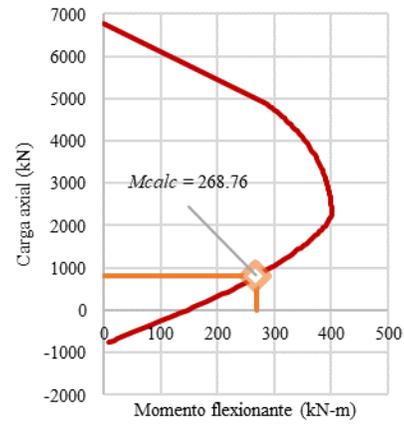
No. en base de datos: 43

Fuente: Bousias et al. (2007)

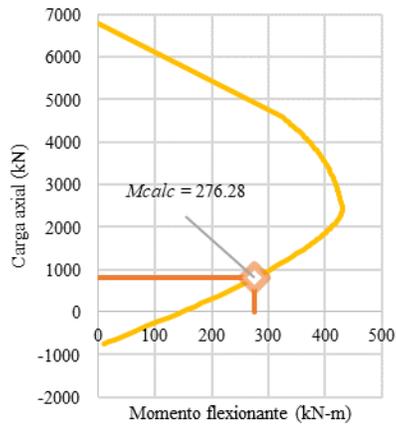
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 239 \text{ kN-m}$$

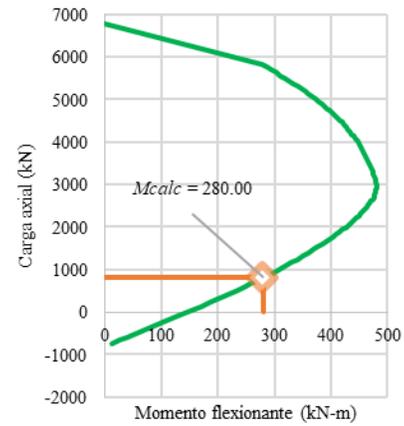
M1: BEE-STE



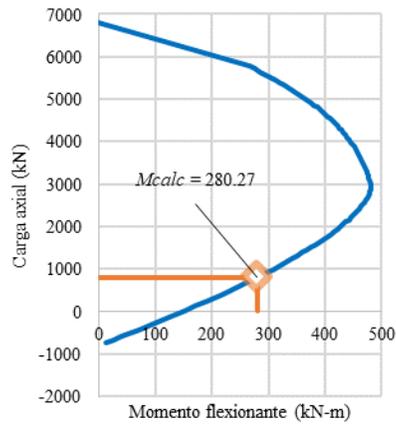
M2: BEE



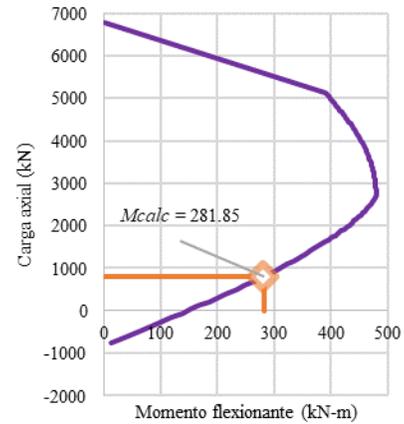
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 19 con falla dominada por flexión

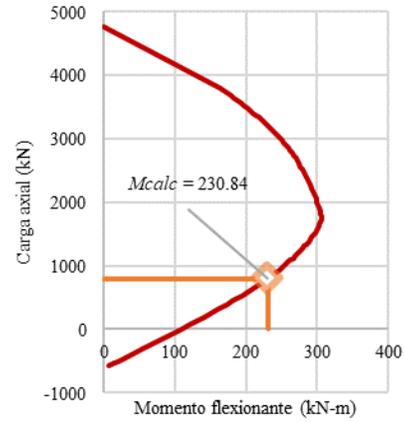
No. en base de datos: 44

Fuente: Bousias et al. (2007)

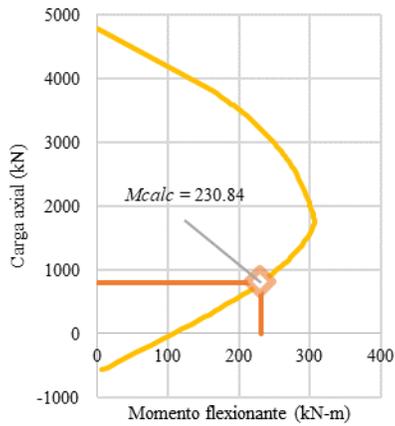
$$P_{exp} = 800 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 267 \text{ kN-m}$$

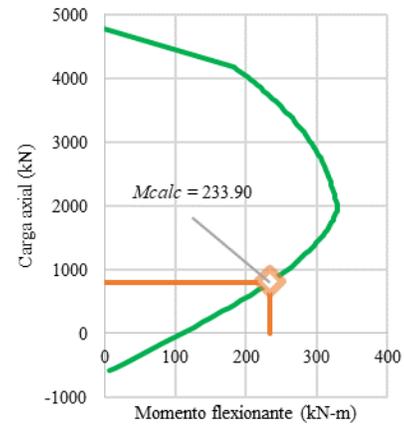
M1: BEE-STE



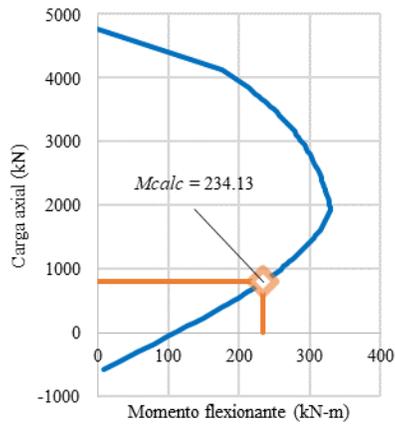
M2: BEE



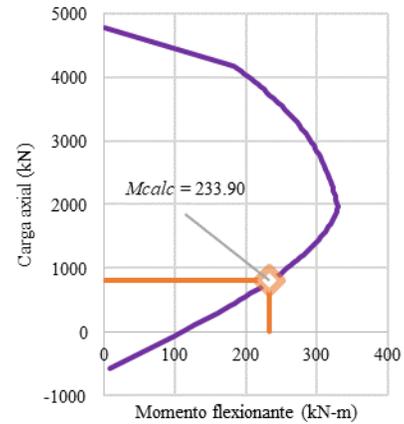
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 20 con falla dominada por flexión

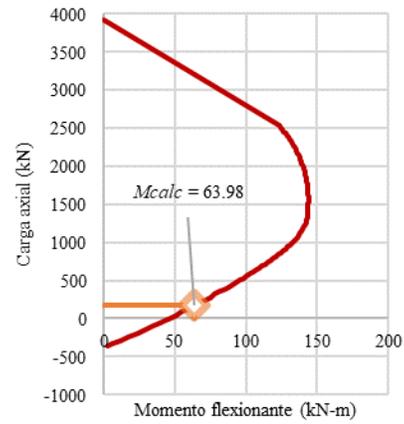
No. en base de datos: 47

Fuente: Júlio et al. (2005)

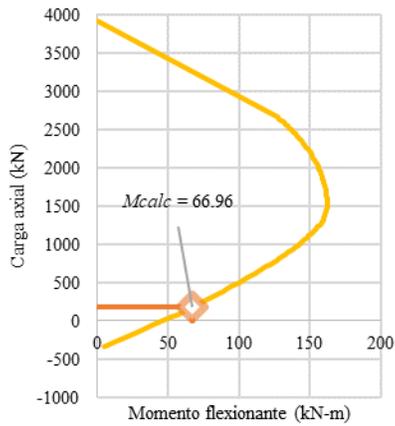
$$P_{exp} = 174 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 72 \text{ kN-m}$$

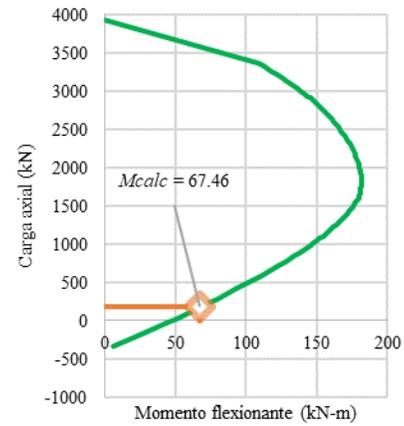
M1: BEE-STE



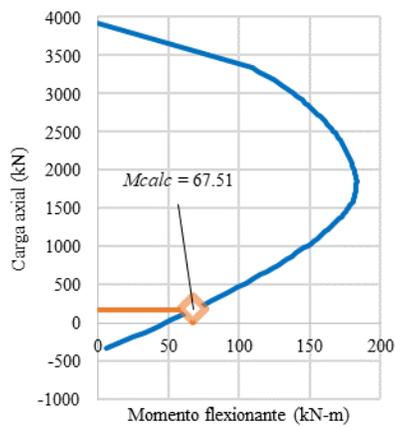
M2: BEE



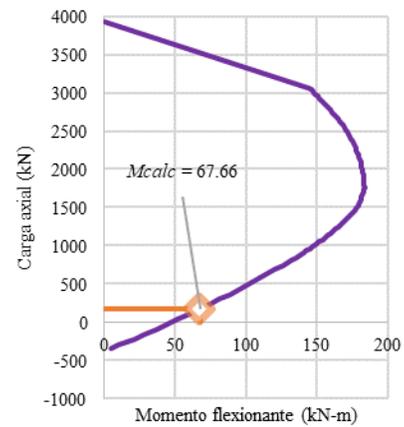
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 21 con falla dominada por flexión

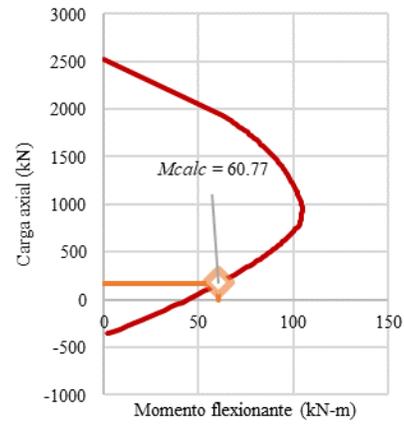
No. en base de datos: 48

Fuente: Júlio et al. (2005)

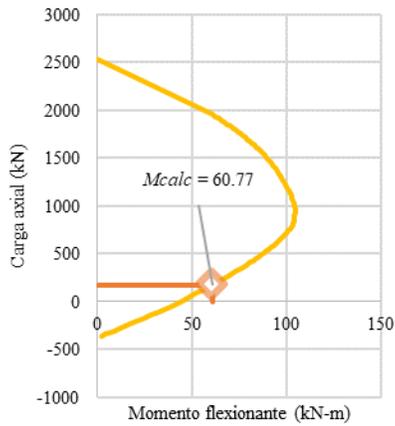
$$P_{exp} = 173 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 74 \text{ kN-m}$$

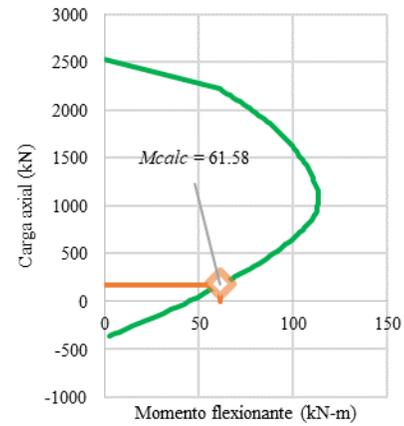
M1: BEE-STE



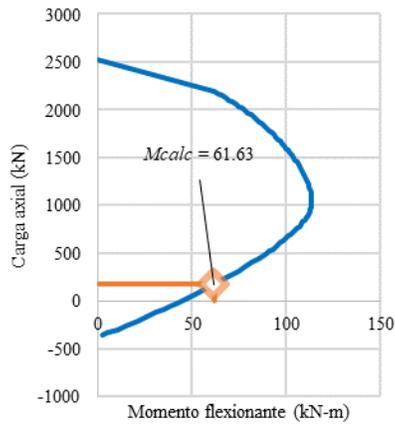
M2: BEE



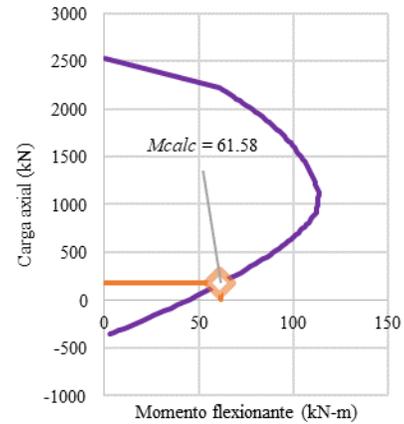
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 22 con falla dominada por flexión

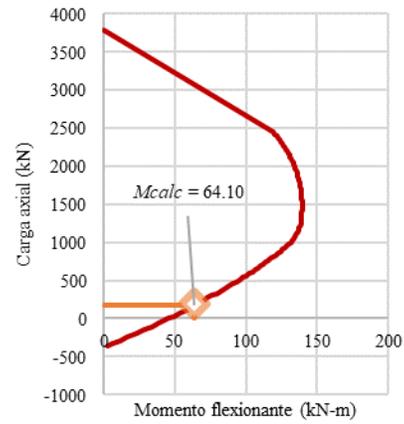
No. en base de datos: 49

Fuente: Júlio et al. (2005)

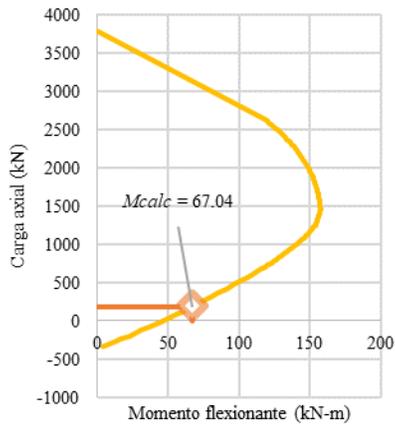
$$P_{exp} = 178 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 78 \text{ kN-m}$$

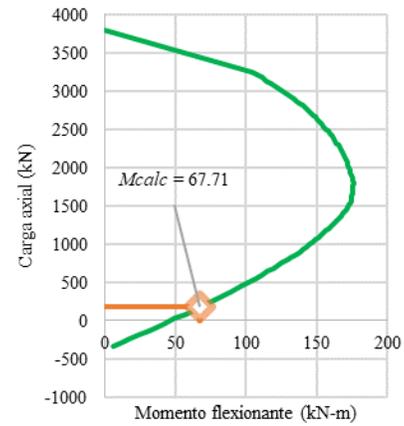
M1: BEE-STE



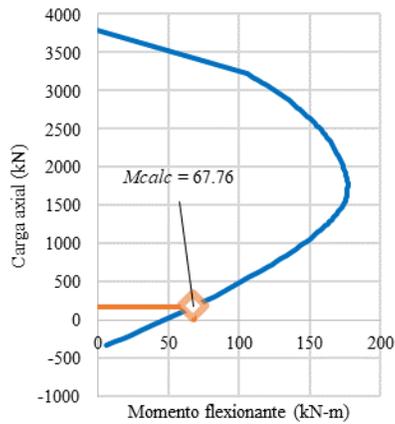
M2: BEE



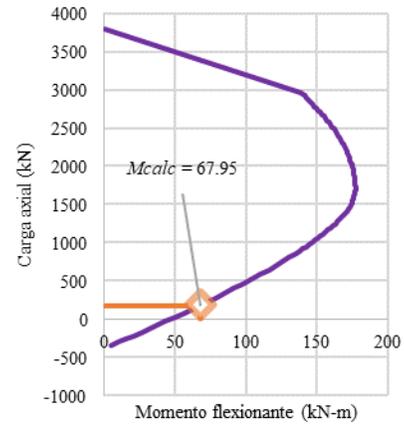
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 23 con falla dominada por flexión

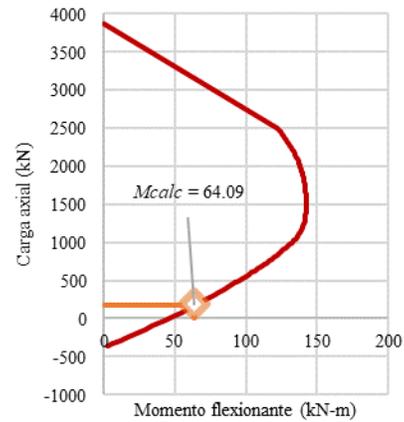
No. en base de datos: 50

Fuente: Júlio et al. (2005)

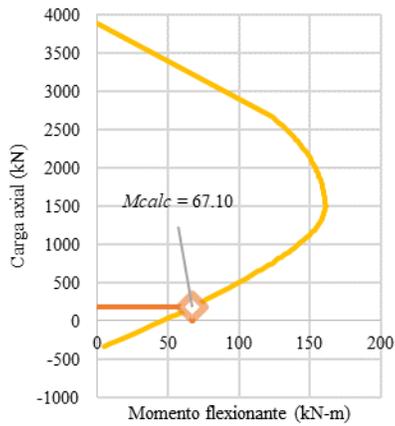
$$P_{exp} = 176 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 97 \text{ kN-m}$$

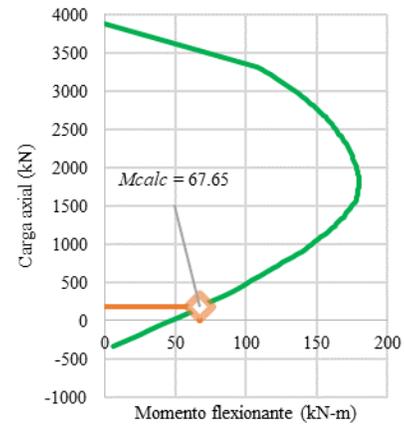
M1: BEE-STE



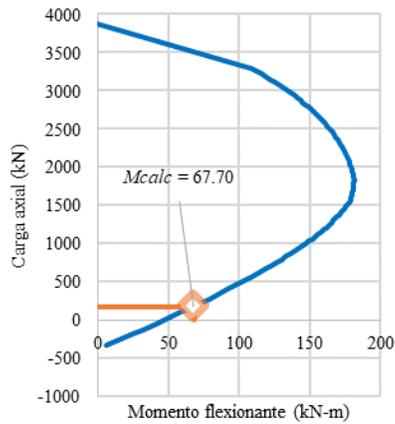
M2: BEE



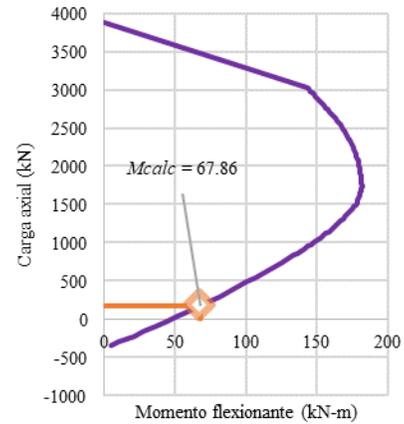
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 24 con falla dominada por flexión

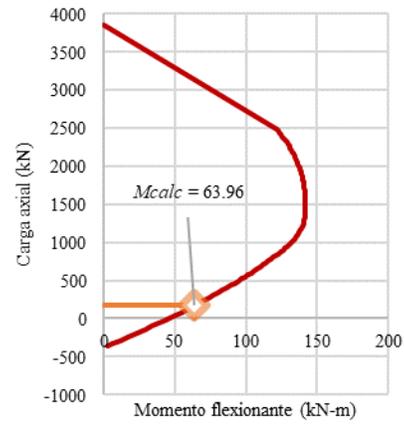
No. en base de datos: 51

Fuente: Júlio et al. (2005)

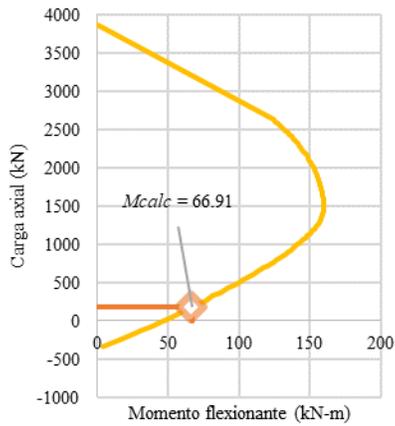
$$P_{exp} = 175 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 84 \text{ kN-m}$$

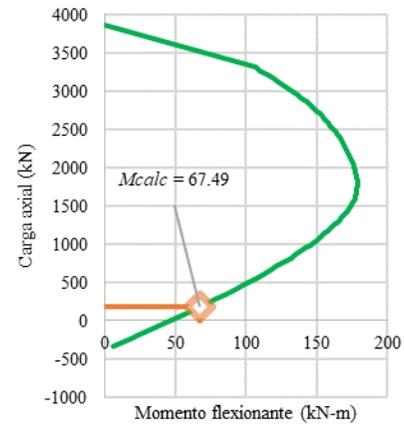
M1: BEE-STE



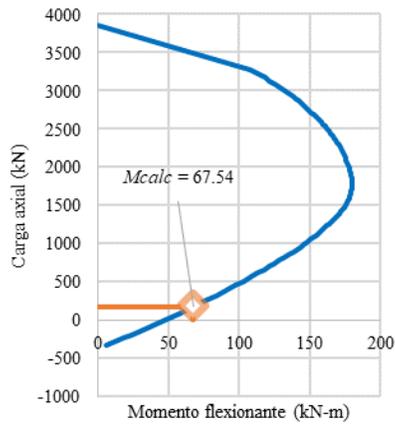
M2: BEE



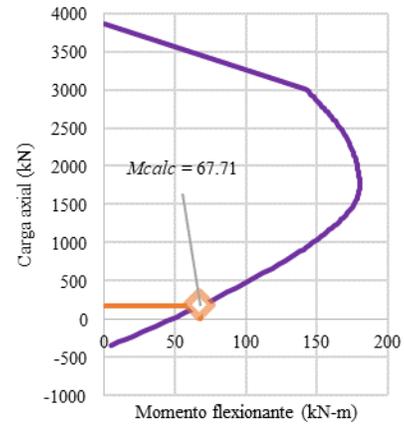
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 25 con falla dominada por flexión

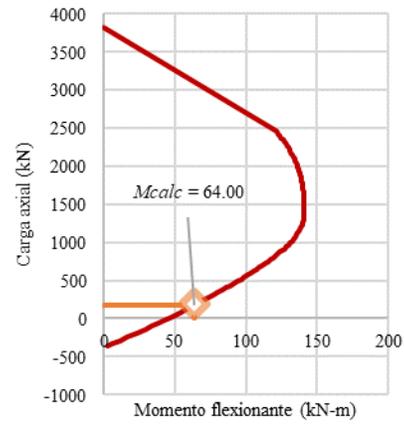
No. en base de datos: 52

Fuente: Júlio et al. (2005)

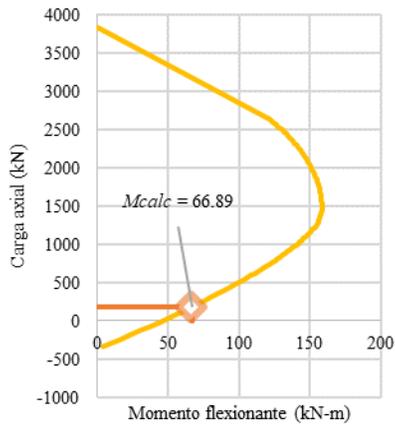
$$P_{exp} = 176 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 81 \text{ kN-m}$$

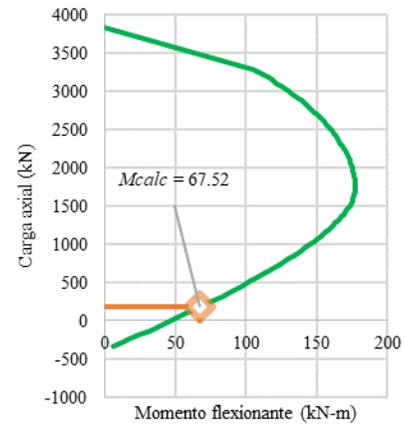
M1: BEE-STE



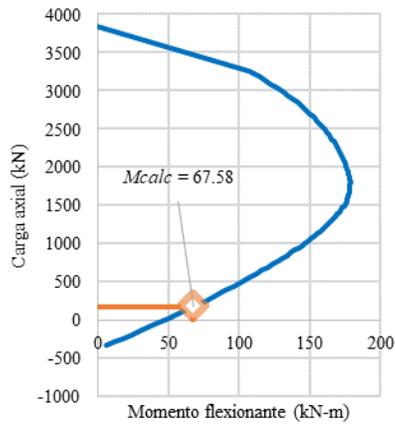
M2: BEE



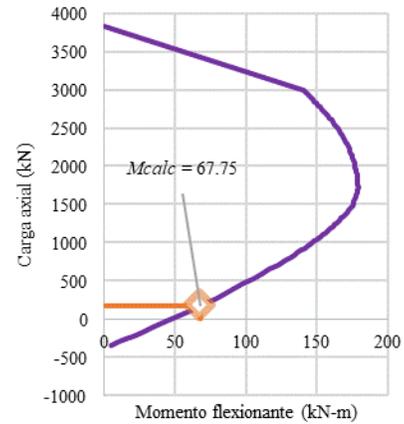
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 26 con falla dominada por flexión

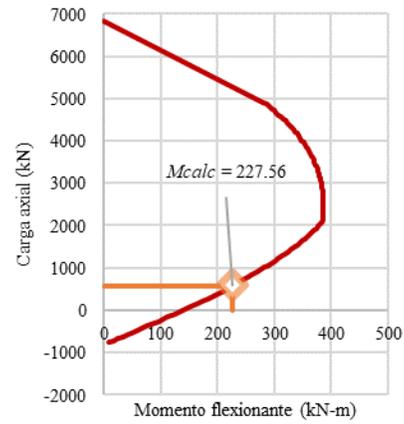
No. en base de datos: 53

Fuente: Bousias et al. (2004)

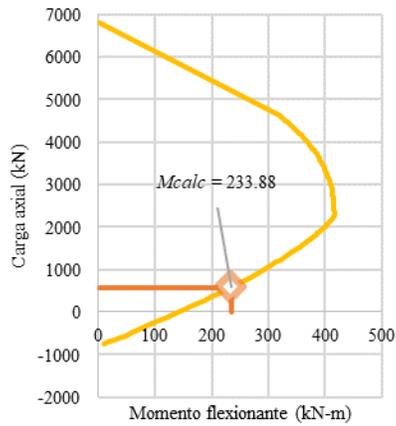
$$P_{exp} = 575 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 240 \text{ kN-m}$$

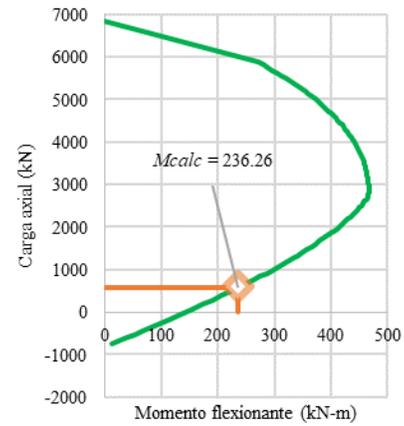
M1: BEE-STE



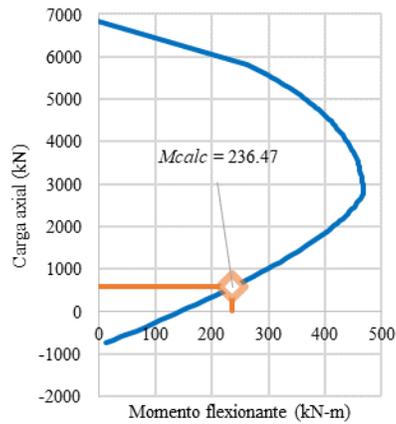
M2: BEE



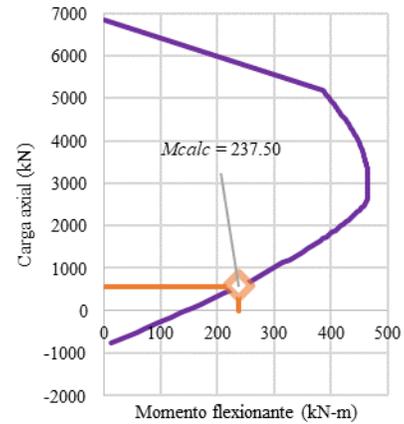
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 27 con falla dominada por flexión

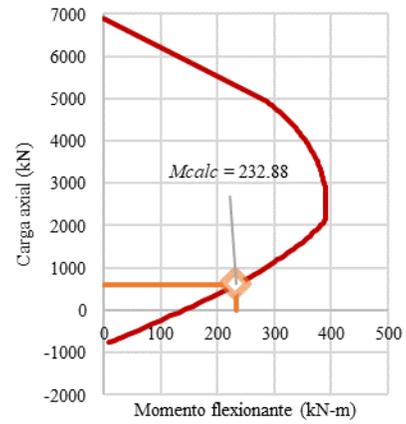
No. en base de datos: 54

Fuente: Bousias et al. (2004)

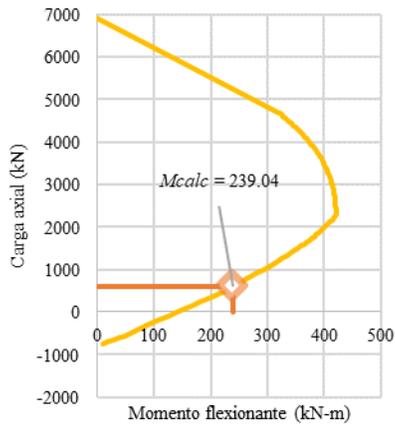
$$P_{exp} = 602 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 224 \text{ kN-m}$$

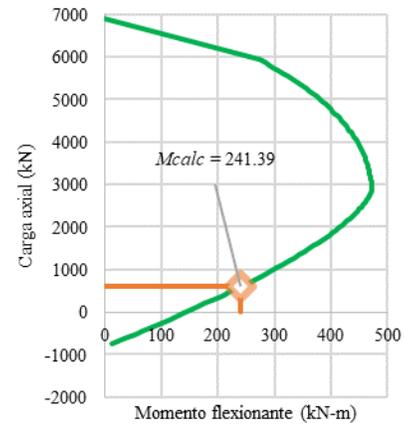
M1: BEE-STE



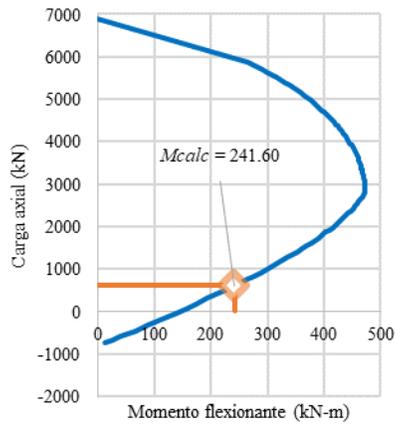
M2: BEE



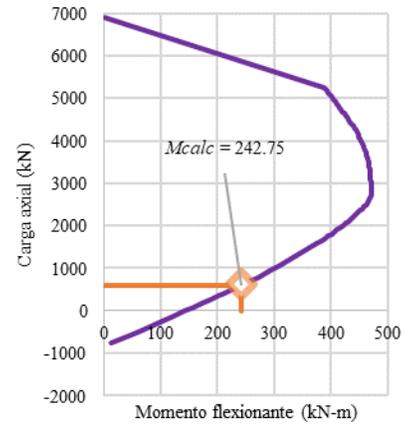
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 28 con falla dominada por flexión

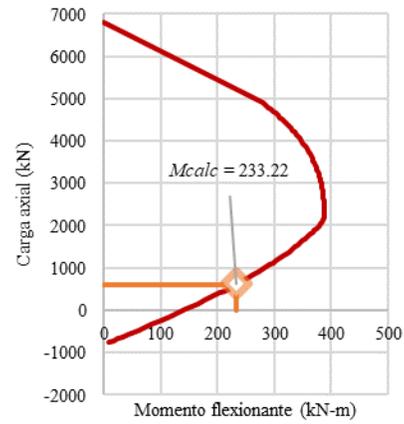
No. en base de datos: 55

Fuente: Bousias et al. (2004)

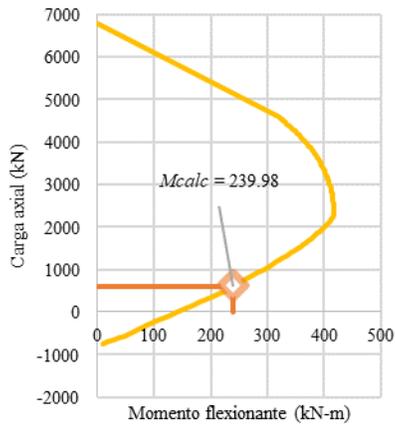
$$P_{exp} = 608 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 216 \text{ kN-m}$$

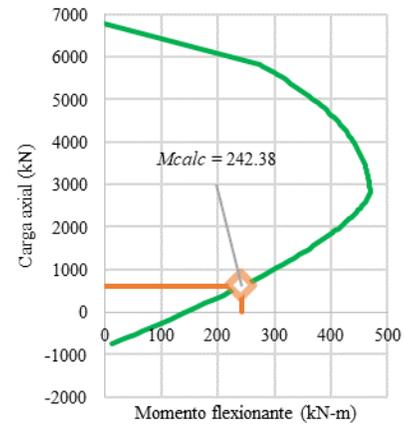
M1: BEE-STE



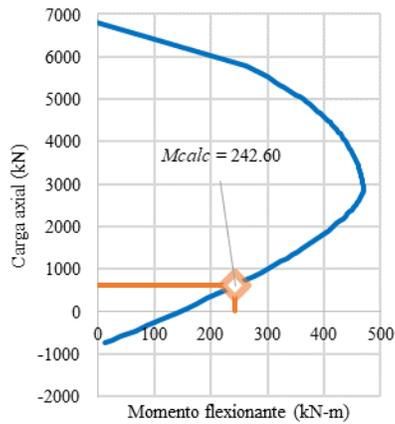
M2: BEE



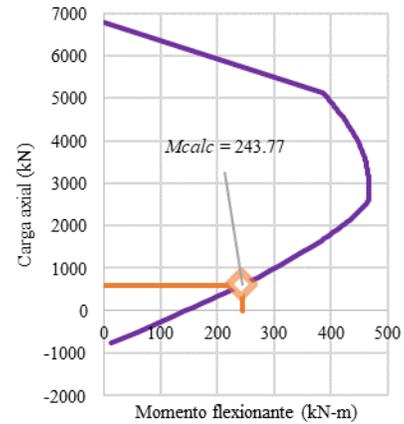
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 29 con falla dominada por flexión

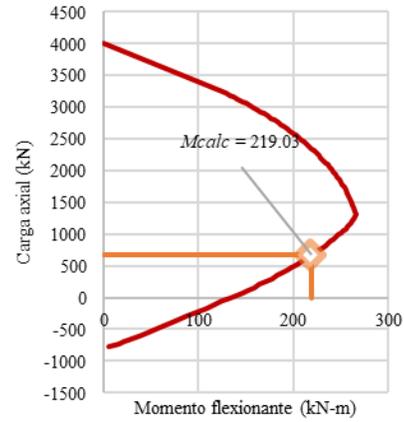
No. en base de datos: 56

Fuente: Bousias et al. (2004)

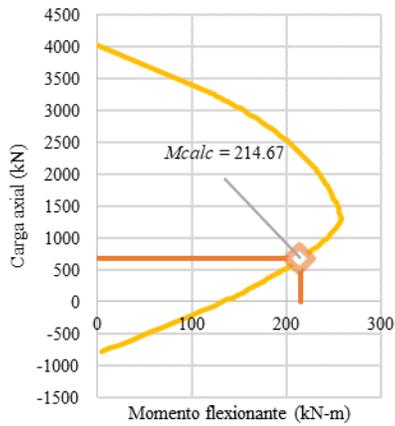
$$P_{exp} = 667 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 216 \text{ kN-m}$$

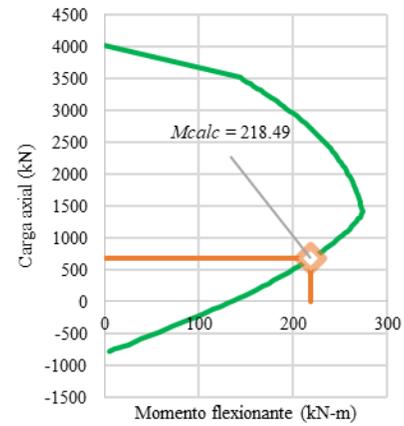
M1: BEE-STE



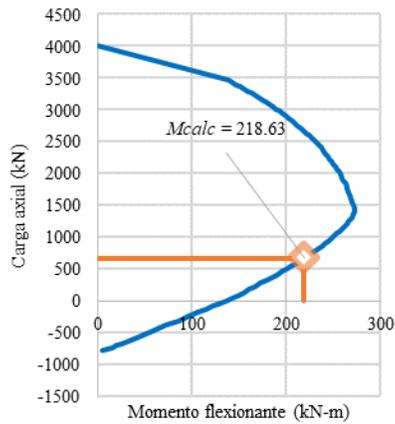
M2: BEE



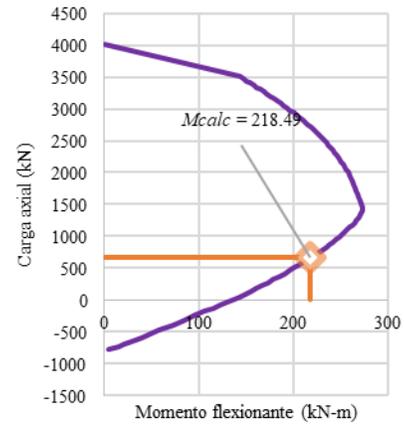
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 30 con falla dominada por flexión

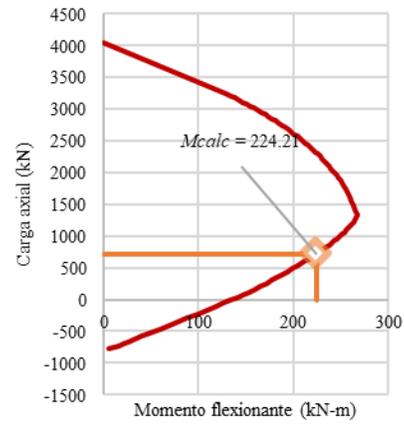
No. en base de datos: 57

Fuente: Bousias et al. (2004)

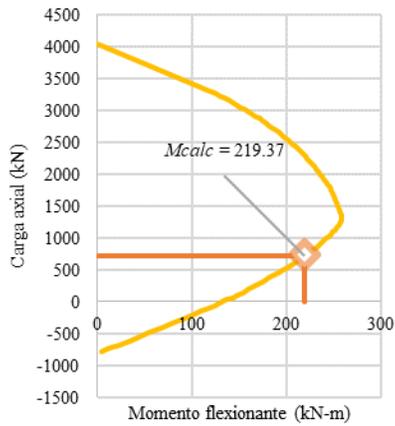
$$P_{exp} = 715 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 256 \text{ kN-m}$$

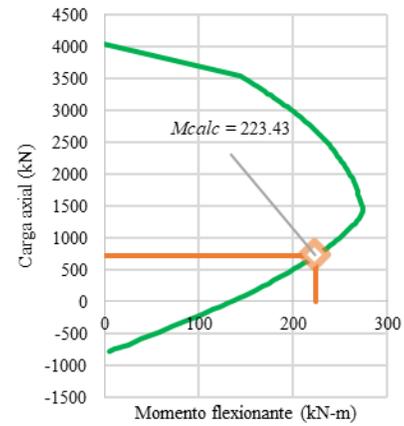
M1: BEE-STE



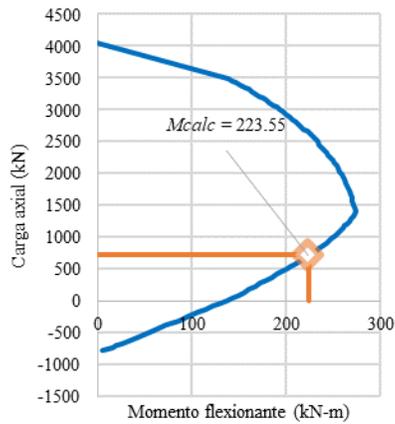
M2: BEE



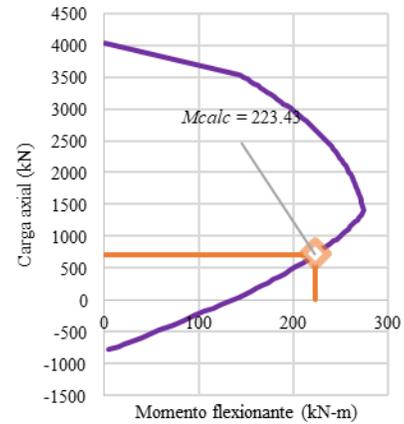
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 31 con falla dominada por flexión

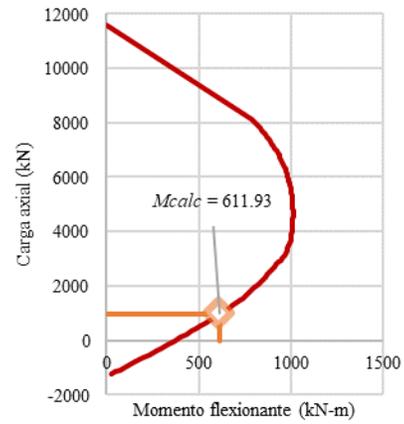
No. en base de datos: 58

Fuente: Bousias et al. (2004)

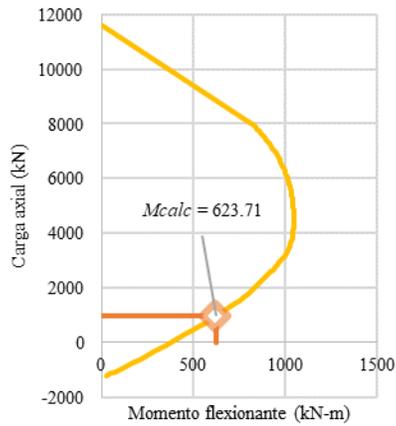
$$P_{exp} = 963 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 568 \text{ kN-m}$$

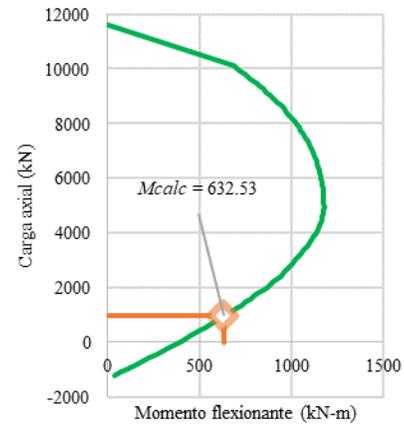
M1: BEE-STE



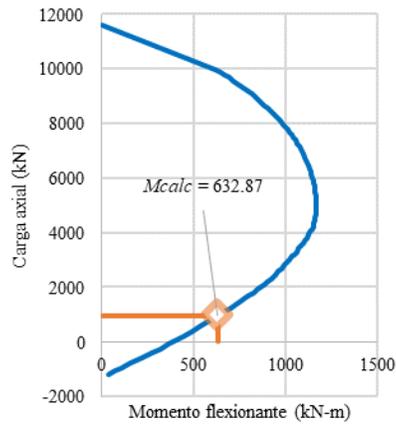
M2: BEE



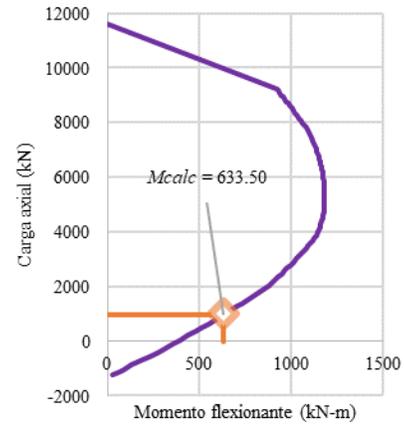
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 32 con falla dominada por flexión

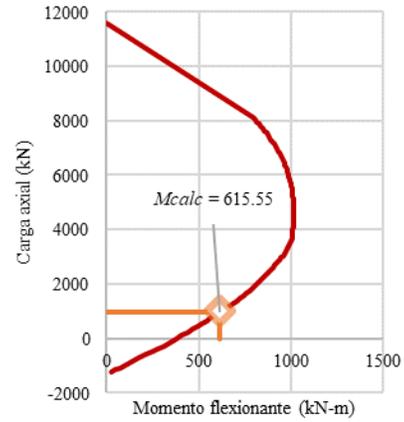
No. en base de datos: 59

Fuente: Bousias et al. (2004)

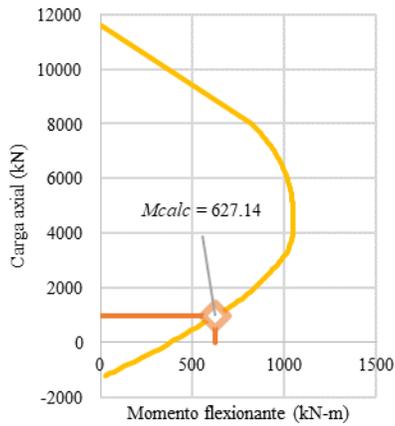
$$P_{exp} = 966 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 616 \text{ kN-m}$$

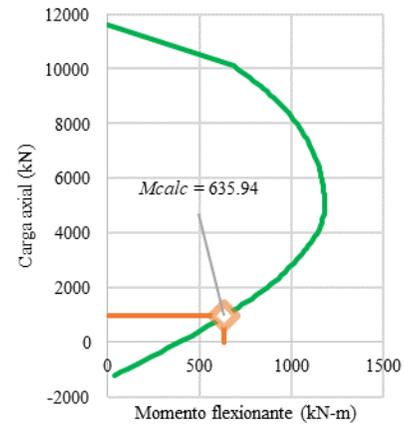
M1: BEE-STE



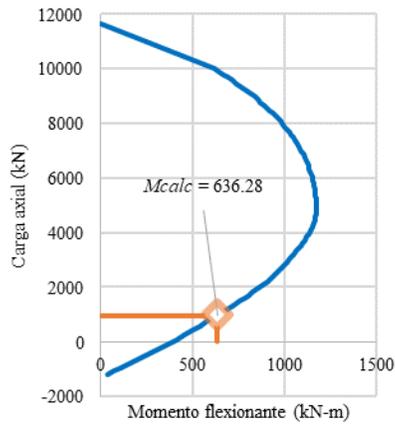
M2: BEE



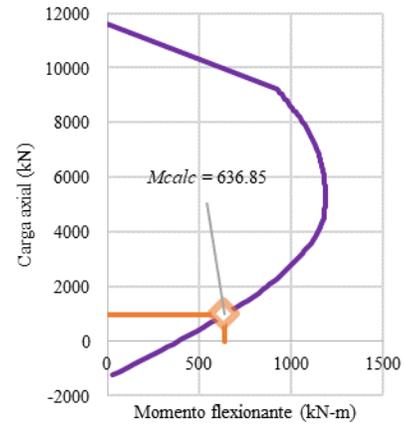
M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE



Columna 33 con falla dominada por flexión

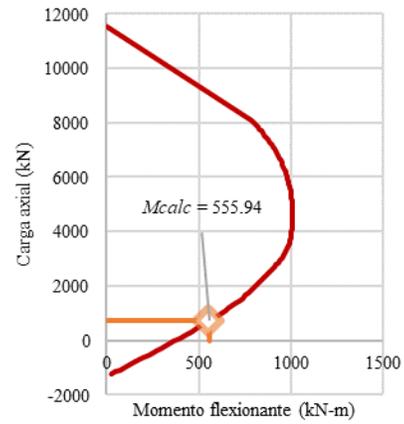
No. en base de datos: 60

Fuente: Bousias et al. (2004)

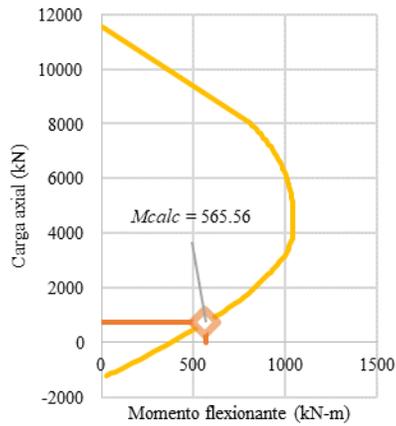
$$P_{exp} = 726 \text{ kN}$$

$$M_{exp} = 592 \text{ kN-m}$$

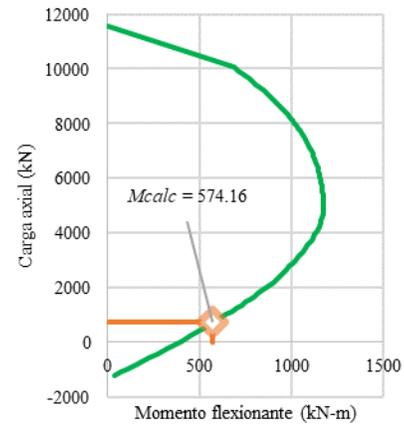
M1: BEE-STE



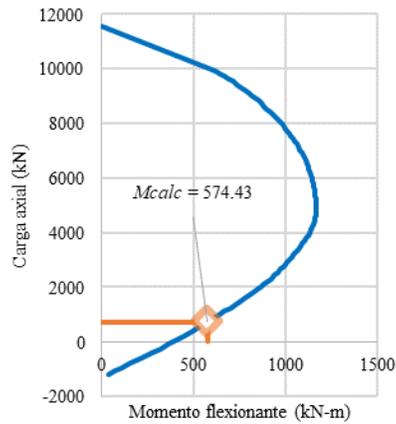
M2: BEE



M3: TOD



M4: HOG



M5: TOD-BEE

