

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES TRABE-COLUMNA DE CONCRETO PREFABRICADO CON SOLDADURA EN LAS BARRAS DE REFUERZO- CAMBIOS NECESARIOS EN LA NORMATIVA MEXICANA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO

Mario Rodríguez⁽¹⁾ y Miguel A Torres⁽¹⁾

RESUMEN

En este trabajo se evalúa el posible comportamiento durante terremotos, de edificios a base de marcos de concreto reforzado prefabricado, donde las conexiones trabe-columna se logran en sitio soldando las varillas de refuerzo de la trabe. Para este fin se estudia la respuesta observada en ensayos en México de conexiones típicas trabe-columna de concreto prefabricado, sometidas a cargas laterales, donde la continuidad del refuerzo del lecho inferior de la trabe se intentó lograr soldando en sitio varillas de refuerzo. En estos ensayos este refuerzo se fracturó antes de que la conexión llegara a su capacidad resistente a flexión. Los resultados del modelo analítico para la conexión, así como los resultados experimentales, indican que el comportamiento sísmico de estas conexiones no es adecuado, y que estructuras con este tipo de conexiones no se deben emplear en el país.

Palabras clave: diseño sismorresistente, estructuras prefabricadas, conexiones viga-columna, ensayos en laboratorio, soldadura de barras

ABSTRACT

This paper assess the expected seismic behavior of RC frames built with precast members, in which the continuity of the beam flexural reinforcement in the beam-column connection is obtained by in-situ welding of this reinforcement. This paper studies the observed response in Mexico of precast reinforced concrete beam-column connections subjected in laboratory to simulated seismic actions. In these connections, the bottom beam reinforcement in the beam-column connection was in-situ welded to provide continuity and flexural resistance in the precast beam. During testing the specimen units failed due to fracture of the welded reinforcement. Results using an analytical simple model of the beam-column connection, as well as the experimental results showed that this type of connection is not satisfactory, and precast structures using this type of connections should be prohibited.

Keywords: earthquake resistant design, precast structures, beam-column connections, laboratory testing, rebar welding

Artículo recibido el 1 de enero de 2012 y aprobado para su publicación el 3 de octubre de 2012

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería-Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México D.F., email: mrod@servidor.unam.mx , MTorresM@iingen.unam.mx

INTRODUCCIÓN

Como respuesta a necesidades de la industria de la construcción en México, la prefabricación de estructuras de concreto es una alternativa cada vez más empleada a la que se ha recurrido en los últimos años, tanto para edificios como para la construcción de puentes. Esto se debe a las ventajas que presenta la solución de estructuras prefabricadas de concreto, comparadas con las de otros tipos de estructuras. Entre estas ventajas se pueden mencionar su rapidez, mejor control de calidad por que la mayor parte del colado de concreto se hace en talleres, así como por ser ambientalmente amigable ya que las cimbras generalmente son de acero y evitan el uso de la madera. Sin embargo, hay aspectos de la construcción y diseño sísmico de este tipo de estructuras que son diferentes a los de estructuras convencionales coladas en sitio y que deben ser resueltos de manera racional. Estos son, principalmente, el tipo de solución que se da en sitio para la conexión entre elementos prefabricados, así como el diseño de diafragmas de edificios para resistir fuerzas sísmicas en su plano. En este trabajo se hace énfasis en el primer aspecto, evaluando la práctica en México para conectar en sitio traveses y columnas prefabricadas para edificios en zonas sísmicas.

PRÁCTICA EN MÉXICO PARA LAS CONEXIONES TRAVESE-COLUMNA EN EDIFICIOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

En la construcción de estructuras prefabricadas de concreto para edificios en México, la cual se hace en su mayor parte con marcos, generalmente se emplean dos tipos de soluciones para la conexión entre las traveses y columnas prefabricadas. La primera es la tipo “ventana”, que consiste en prefabricar columnas de concreto de varios niveles, dejando “ventanas” a la altura de los niveles de traveses, con el objeto de que en sitio éstas se conecten con las columnas. En este caso el refuerzo del lecho superior pasa de manera continua por el nudo, porque este refuerzo se cuela en sitio de manera simultánea con el firme. El refuerzo de lecho inferior se introduce dentro del nudo terminando en forma de gancho, y el nudo se cuela generalmente al mismo tiempo que el firme. El inconveniente de esta solución es que en general para que el mencionado gancho tenga la longitud de desarrollo adecuada, se requiere detalles especiales. Por ejemplo, que la dimensión de columna sea al menos igual a la longitud de desarrollo del gancho, lo cual por restricciones de arquitectura o espacio no se cumple en la mayoría de los casos. Estudios de Blandón y Rodríguez (2005) han mostrado que esta solución lleva al aplastamiento del concreto cuando el gancho trabaja en tracción, es decir con momento positivo, por la longitud de desarrollo insuficiente, provocando no sólo el deslizamiento de la barras, sino también que esto ocurra antes de la fluencia del refuerzo. Esto significa que la conexión no es capaz de alcanzar su capacidad resistente a flexión positiva.

El segundo tipo de solución de conexión de traveses a columna que se emplea en México se basa en el empleo de conexiones soldadas en sitio. Este tipo de conexión es el que se estudia en este trabajo. La Fig 1 muestra ejemplos de solución de este tipo, la cual es bastante empleada en México. Como se puede apreciar en la Fig 1, en este caso, tanto la continuidad del refuerzo de la traveses del lecho superior, como la del refuerzo del lecho inferior, se logra soldando con tramos de varillas de refuerzo, placas de acero embebidas en una ménsula de la columna y en el extremo de la traveses. En otros casos, el refuerzo del lecho superior es continuo, ya que de manera análoga al caso anterior de “ventana”, este refuerzo se coloca en sitio de manera continua a través del nudo y el colado se realiza simultáneamente con el firme. En ambos casos se logra la continuidad del refuerzo del lecho inferior con la soldadura mencionada. De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004), así como con otras normas de construcción en el país, es posible esta práctica porque estas normativas permiten que cuando se diseñe con Q igual a 2, se puede soldar o conectar varillas de refuerzo en las zonas de posible ubicación de articulaciones plásticas, lo que no permiten otras normas como el ACI-318-11 (ACI-318, 2011). El ACI-

318-11 especifica que en zonas de alta sismicidad se deben emplear estructuras dúctiles, que equivaldría a valores para Q mayores que 2, y por tanto no se permitirían conexiones de varillas de refuerzo en zonas de posible ubicación de articulaciones plásticas. Los autores consideran necesario incluir requisitos de diseño sísmico en el RCDF como éstos que se mencionan del ACI-318-11, porque evitaría el uso de estructuras de poca ductilidad (por ejemplo $Q=2$) en zonas de alta sismicidad.



Figura 1. Ejemplos típicos de conexiones trabe-columna de concreto prefabricado en un edificio de 15 niveles en el Distrito Federal.

ALTERNATIVA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EN MÉXICO

Existen soluciones alternativas a la práctica constructiva de soldar en sitio varillas en estructuras prefabricadas. Este es el caso de estructuras prefabricadas de concreto reforzado que emplean el concepto de emulación, el cual no utiliza soldadura, y ha sido empleado en países sísmicos como Japón, Chile y Nueva Zelanda. En los terremotos recientes del 23 de febrero de 2010 en Chile (Avila *et al.*, 2010), y 22 de febrero de 2011 en Christchurch, Nueva Zelanda, el comportamiento observado de este tipo de estructuras ha sido satisfactorio. Este tipo de estructura prefabricada ha sido estudiado en mesa vibradora en México por el autor y colaboradores (Rodríguez *et al.* 2012), con resultados favorables. Sin embargo,

la industria de la prefabricación en nuestro país aún no lleva a cabo cambios como los que aquí se sugieren, y se continúa con prácticas constructivas obsoletas, las que como se muestra en este trabajo, están del lado de la inseguridad.

DESCRIPCIÓN DE UN ESTUDIO EXPERIMENTAL PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE UNA CONEXIÓN TRABE-COLUMNA DE CONCRETO PREFABRICADO

Los autores no conocen que exista en la literatura, además de los resultados que se revisan en este trabajo, información de ensayos ante cargas laterales de conexiones trabe-columna con soldadura en las barras. En lo referente a estudios de ensayos en barras de refuerzo soldadas, los autores sólo conocen el trabajo en México de Rodríguez y Rodríguez Asabay (2006), del cual algunos resultados se emplean en este estudio para la interpretación de los resultados experimentales que aquí se evalúan.

Hace alrededor de dos décadas, en el Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM se llevaron a cabo ensayos en laboratorio de tres especímenes semejantes que representaban una conexión de borde entre trabe y columnas de concreto prefabricado, los que fueron sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles (Zermeño *et al.*, 1992). En su momento no se realizó una interpretación detallada del comportamiento observado de los especímenes ni la interpretación analítica de los resultados experimentales, aspectos que son objeto del presente estudio.

Los detalles típicos de la conexión trabe-columna de los especímenes ensayados se muestran en la Fig 2, y la Fig 3 muestra una vista de esta conexión. Como se puede apreciar en estas figuras, el refuerzo del lecho superior era continuo, y atravesaba el nudo de la columna, y se colaba en el proceso de colado en sitio de la conexión. El refuerzo del lecho inferior, por el contrario, se interrumpía en los elementos prefabricados, y se intentaba lograr continuidad en sitio, soldando placas de acero embebidas en la ménsula de la columna y en el extremo de la trabe con tramos de varillas de refuerzo de diámetro, ϕ , igual a 2.54 cm, como se aprecia en las Figs 2 y 3.

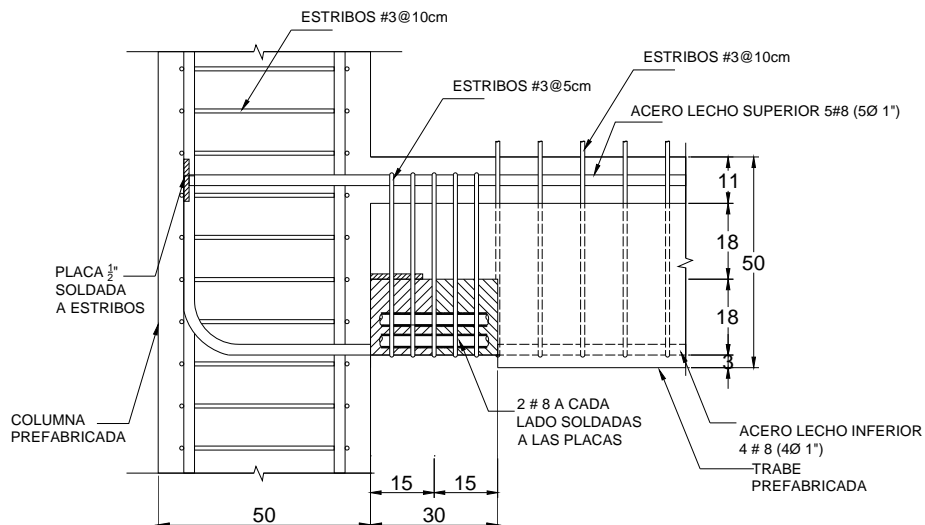


Figura 2. Detalles en espécimen típico que representa a una conexión trabe-columna con varillas soldadas a placas (Zermeño *et al.*, 1992)



Figura 3. Conexión típica de especímenes (Zermeño et al., 1992)

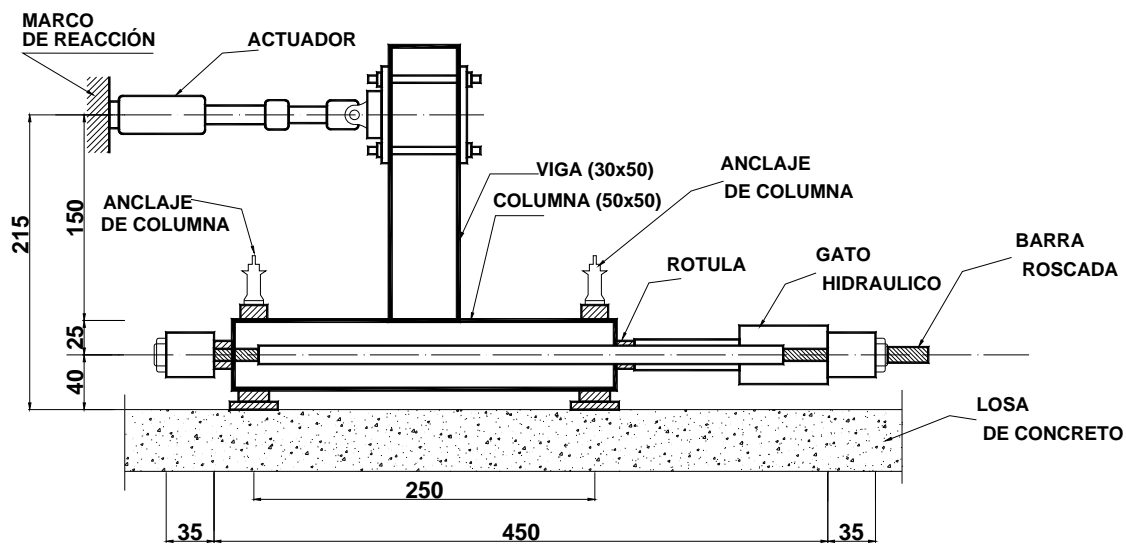


Figura 4. Vista de espécimen y marco de carga (Zermeño et al., 1992)

Las dimensiones de traveses y columnas de los especímenes fueron 30x50 cm, y 50x50 cm, respectivamente, y fueron construidas empleando concreto con resistencia a la compresión, f'_c , igual a 380 kg/cm², así como acero de refuerzo del grado 42 para los refuerzos longitudinal y transversal de la trabe y columna. Las placas soldadas mencionadas embebidas en el concreto fueron de acero estructural A-36, de 13 mm de espesor.

La Fig 4 muestra detalles de la forma de carga y marco de carga empleados en los ensayos experimentales. Como se aprecia en esta figura, se empleó la losa de reacción del laboratorio del II-UNAM, y se aplicaron cargas laterales, V , con un actuador hidráulico apoyado en un extremo en el marco

de carga y en su otro extremo en la trabe. La columna estaba en posición horizontal y se aplicó una carga axial constante de 50 t. Las condiciones de apoyo de esta columna permitían el giro de sus extremos y el desplazamiento axial. La Fig 5 muestra una vista del marco de carga y del espécimen típico en los ensayos.



Figura 5. Vista de espécimen y marco de carga

Las Figs 6 y 7 muestran resultados medidos para la relación carga lateral, V , versus desplazamiento lateral de la trabe en el punto de aplicación de la carga, Δ , para dos de los tres especímenes ensayados. El tercer espécimen sólo tuvo incursiones inelásticas para momento negativo, dado que se conocían las limitaciones de capacidad resistente a momento positivo. El modo de falla típico observado en los dos primeros especímenes fue el de la rotura del tramo soldado de barra de refuerzo, como se aprecia en la Fig 8. Se observa la rotura de esta barra en la zona crítica a 15 cm de la cara de columna, donde el tramo de barra soldado une la placa de la ménsula de la columna y la placa de la trabe, Fig 2.

Para el espécimen 1 se aplicaron cargas laterales menores que las correspondientes a las capacidades a flexión positiva y negativa de la conexión, por lo que no tuvo incursiones inelásticas de consideración, como se aprecia en la Fig 6. En el caso del espécimen 2, las cargas laterales se aplicaron de manera de alcanzar la capacidad resistente a flexión negativa, pero no la positiva, como se aprecia en la Fig 7.

La observación de las Figs 6 y 7 indica que en el caso del espécimen 1, la conexión llegó al colapso, con fractura de las barras soldadas del lecho inferior, prácticamente en el intervalo elástico de su respuesta. En el caso del espécimen 2, éste llegó al colapso con fractura de las barras soldadas del lecho inferior, después de algunas incursiones inelásticas para el momento negativo (con acero de refuerzo convencional sin soldadura), sin que la conexión tenga la capacidad de lograr su capacidad resistente de momento positivo. Estos resultados se analizan en la sección siguiente.

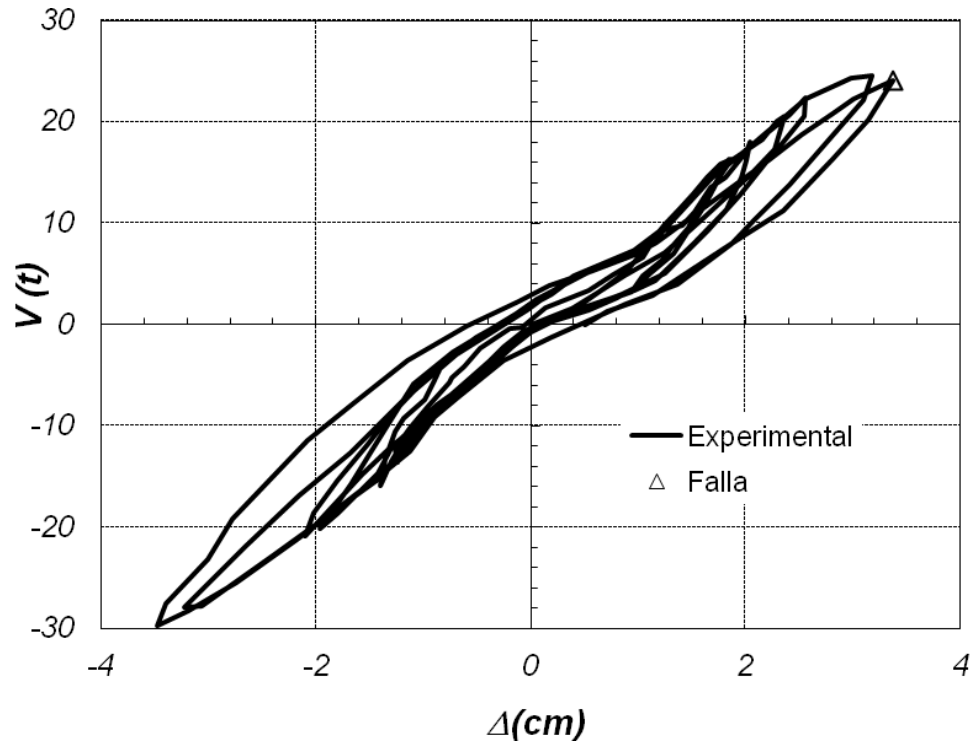


Figura 6. Ciclos experimentales carga lateral-desplazamiento Δ en el espécimen 1

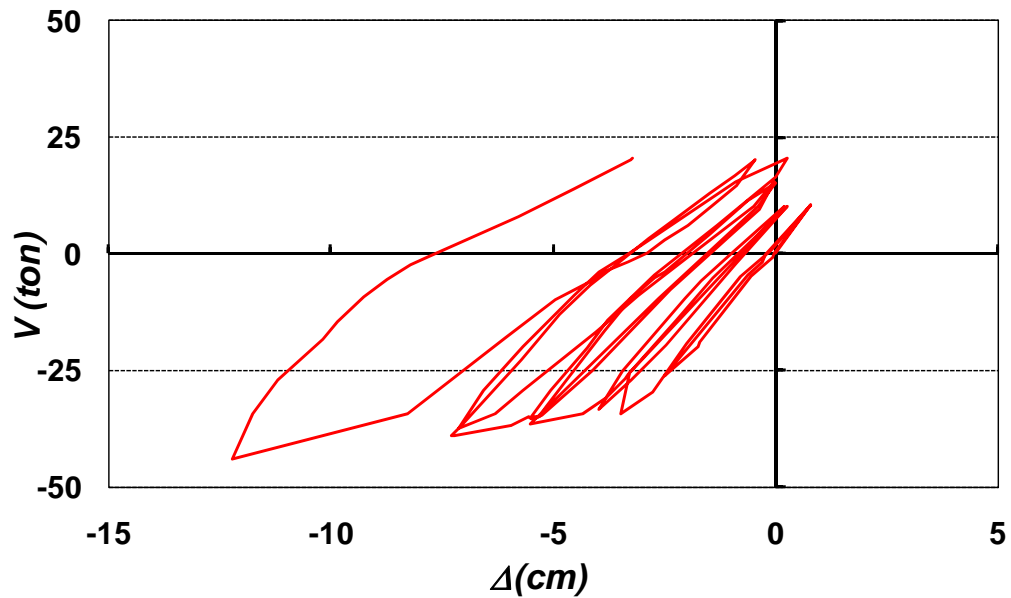


Figura 7. Ciclos experimentales carga lateral-desplazamiento Δ en el espécimen 2



Figura 8. Falla típica observada en especímenes

ESTUDIOS ANALÍTICOS Y COMPARACIÓN DE SUS RESULTADOS CON LOS DEL ESTUDIO EXPERIMENTAL

Para evaluar el comportamiento de las conexiones trabe-columna ensayadas, se llevó a cabo el análisis no lineal de esta conexión empleando el programa SAP2000 (CSI, 2008). Para este análisis se empleó un modelo sencillo, considerando comportamiento inelástico sólo en la sección crítica de la trabe, a 15 cm de la cara de la columna, ver Fig 9. Para ello se emplearon elementos elásticos tipo área (*shell*) para la mayor parte de la trabe y columna, Fig 9, los cuales se definen con cuatro nudos. Se tomaron en cuenta los requisitos de diseño del RCDF de que las rigideces de vigas se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta, por lo que en la definición de la rigidez de los elementos *shell* en la trabe se empleó un factor de reducción de 0.5 a la inercia bruta de estos elementos.

Para la sección crítica de la trabe se emplearon doce elementos no lineales (*NLink*) con sólo deformación uniaxial, definidos por dos nudos con una distancia entre ellos de 15 cm, correspondiente a la distancia de la sección crítica a cara de columna, como se aprecia en la Fig 9, la que como se ha mostrado fue la sección donde se observó la fractura del acero de refuerzo soldado, ver Fig 8. Los elementos no lineales (*NLink*) fueron definidos con relaciones constitutivas que siguen la regla de histéresis de Takeda *et al.* (1970). Para definir las relaciones constitutivas de estos elementos no lineales se transformaron las curvas esfuerzo versus deformación, del concreto confinado y del acero de refuerzo, a curvas fuerza versus desplazamiento para estos materiales. Por ejemplo, para el caso del acero de refuerzo, dados el par de valores esfuerzo, f_s , y deformación, ε_s , los valores de la fuerza en el elemento, $F(\varepsilon_s)$, y de su desplazamiento, $u(\varepsilon_s)$, se calcularon con base en las siguientes expresiones:

$$F(\varepsilon_s) = f_s A_e \quad (1)$$

$$u(\varepsilon_s) = \varepsilon_s L_e \quad (2)$$

donde A_e y L_e son el área transversal y longitud del elemento, respectivamente.

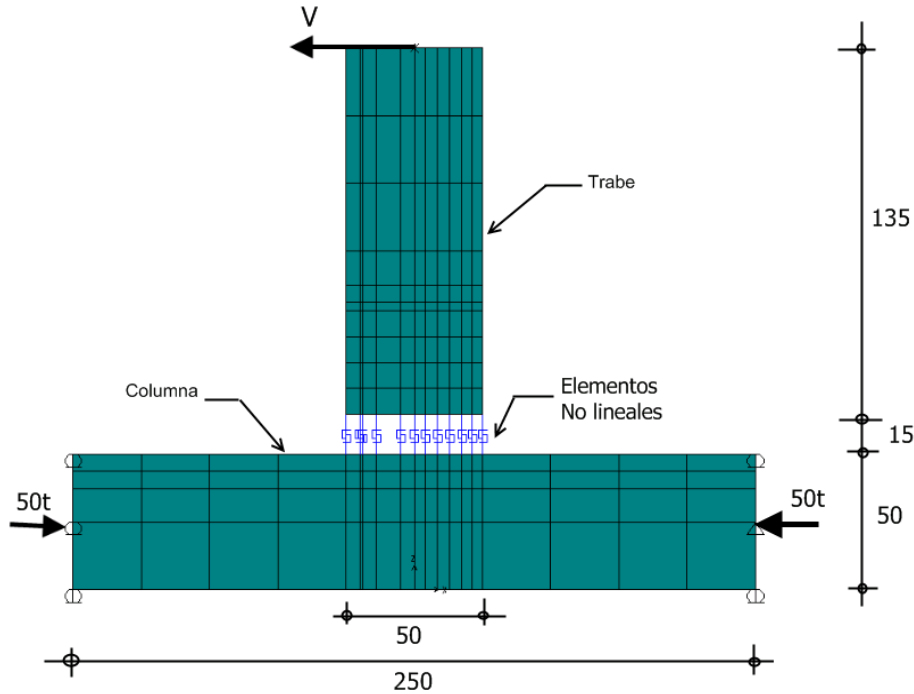


Figura 9. Modelo analítico (dimensiones en cm)

Los doce elementos no lineales en la sección crítica de la trabe fueron de dos tipos, para representar al concreto y al el acero de refuerzo. Para el elemento que representaba al acero de refuerzo del lecho superior, no soldado, se consideró que el área A_e era igual al área de este refuerzo, con las propiedades mecánicas de este refuerzo que se comentan posteriormente. La longitud L_e de este elemento se consideró igual al valor de longitud plástica, L_p . Este valor de L_p se valuó considerando la expresión propuesta por Priestley *et al.* (1996):

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_b \geq 0.044 f_{ye} d_b \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad (3)$$

donde L es la distancia de la sección crítica de la rótula plástica al punto de inflexión, d_b es el diámetro de la barra longitudinal, y f_{ye} es el valor característico de esfuerzo de fluencia y se valúa con (Priestley *et al.*, 1996):

$$f_{ye} = 1.1 f_y \quad (4)$$

Para el análisis de la conexión estudiada se emplearon los siguientes valores, $L = 150$ cm, $d_b = 2.54$ cm, y $f_y = 412$ MPa, con los que empleando las Ecs (3) y (4) se obtuvo $L_p = 50$ cm.

Para el tramo de barra soldado, se consideró para el elemento *NLink* una rigidez axial de la barra soldada correspondiente a una longitud del elemento, L_e , igual a 13.0 cm. Esta longitud representa la longitud soldada de la barra igual a 12.5 cm a cada lado de la sección crítica (a 15 cm a cara de columna). Como se muestra en el apéndice A, esta longitud de 13 cm resulta de la suma de la distancia igual a la separación considerada entre placas, 0.5 cm, y una distancia igual a 2×6.25 cm. Esta distancia de 6.25

cm corresponde a la longitud del elemento *NLink* que se considera en el modelo analítico equivalente a la longitud soldada a un lado de la sección crítica, y resulta de considerar la variación de deformaciones en la barra desde un máximo en su extremo en la sección crítica hasta cero en el otro extremo donde ésta termina, Apéndice A. Este modelo simple emplea la hipótesis de que en la longitud L_e del elemento, el momento flexionante es constante e igual al actuante en la sección crítica, lo cual por las dimensiones de la trabe puede tomarse como una aproximación aceptable.

Los elementos no lineales para el concreto tenían un ancho igual al de la trabe, y una longitud, como en el caso de los elementos a tracción, igual a L_p . Debido a la incertidumbre sobre el tipo de agregado empleado, debido a la falta de información sobre los ensayos experimentales que aquí se estudian, se consideraron dos modelos para el análisis. El primero identificado como modelo E_{c1} , corresponde al empleo de un módulo de elasticidad igual a $E_c = 8000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 . El segundo modelo, E_{c2} , corresponde al empleo de un módulo de elasticidad igual a $E_c = 11000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2 .

Para las propiedades de la curva esfuerzo-deformación de la varilla de refuerzo del lecho superior con diámetro ϕ 2.54 cm, se emplearon las propiedades medias de los parámetros que caracterizan la curva monotónica propuesta para este tipo de refuerzo por Rodríguez y Botero (1995), la que se muestra en la Fig 10.

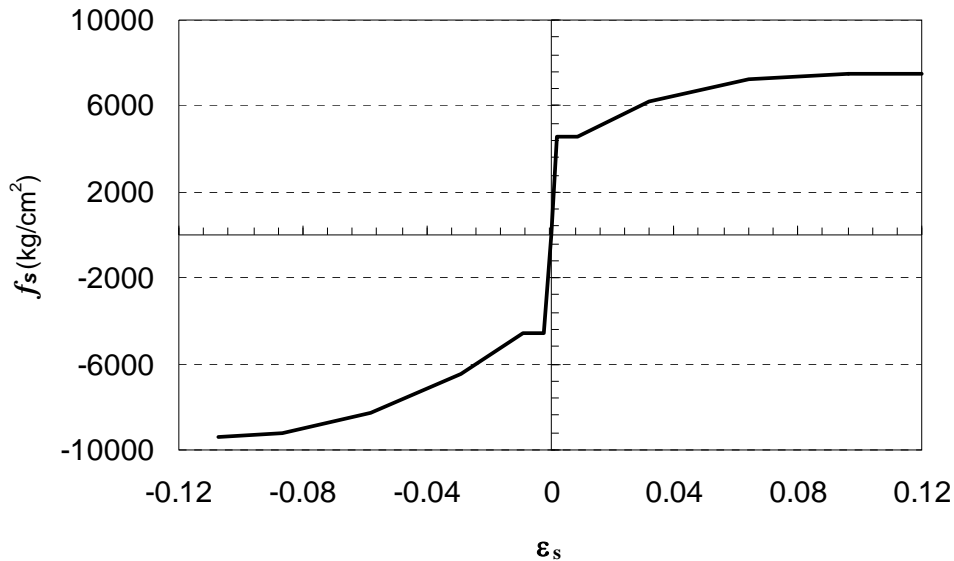


Figura 10. Curva esfuerzo-deformación típica del acero de refuerzo (Rodríguez y Botero, 1995)

Para la curva esfuerzo deformación de la barra soldada del lecho inferior se empleó la misma curva arriba comentada, pero con la diferencia de que se consideraron los resultados experimentales para la capacidad de deformación en tracción de barras soldadas obtenidos por Rodríguez y Rodríguez Asabay (2006). Las Figs 11 y 12 muestran resultados experimentales obtenidos por estos autores para las curvas esfuerzo-deformación de barras soldadas de ϕ 2.54 cm. La Fig 11 corresponde al caso de dos varillas soldadas con el mismo tipo de bisel para la soldadura (B1), sin el precalentamiento recomendado por la AWS (AWS, 1998), y cada una con diferentes electrodos, E70 y E90. Los resultados de la Fig 12 corresponden a las varillas soldadas con el precalentamiento recomendado por la AWS (AWS, 1998), con electrodo E90 y cada una con distinto tipos de bisel para la soldadura, B1 y B2. Estos resultados dan una

idea razonablemente aproximada de los casos extremos de posibles capacidades de deformación a tracción de barras soldadas ϕ 2.54 cm. Como se aprecia en las Figs 11 y 12, esta capacidad está en un intervalo entre aproximadamente 0.01 y 0.06. Con el fin de llevar a cabo el análisis de la estructura con el programa SAP2000, este intervalo de valores y los datos asociados a la curva esfuerzo-deformación mostrada en la Fig 10 son los que se emplearon para representar las propiedades mecánicas del acero de refuerzo del lecho inferior en la sección crítica de la trabe.

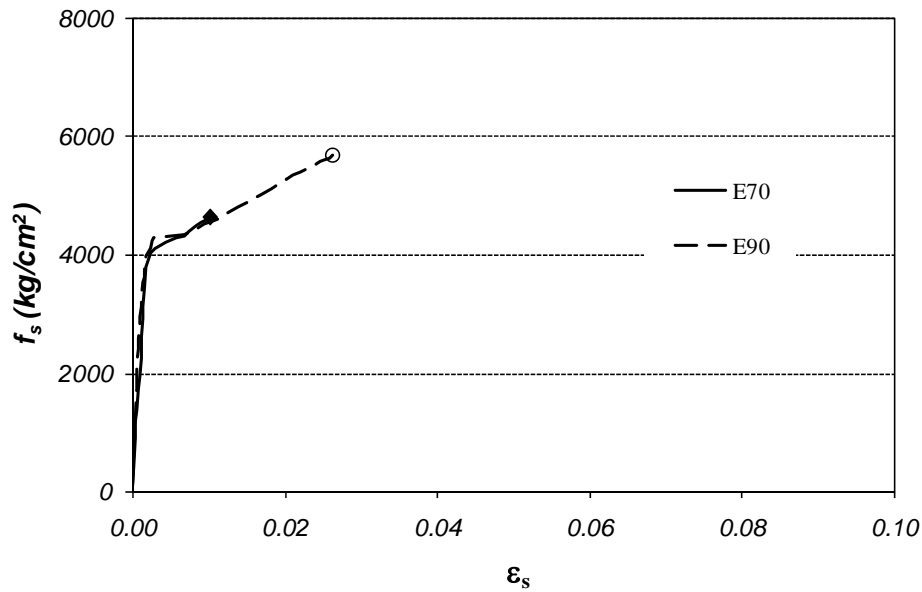


Figura 11. Curvas esfuerzo-deformación de barras soldadas ϕ 2.54 cm, bisel B1, sin precalentamiento, electrodos E70 y E90 (Rodríguez y Rodríguez Asabay, 2006)

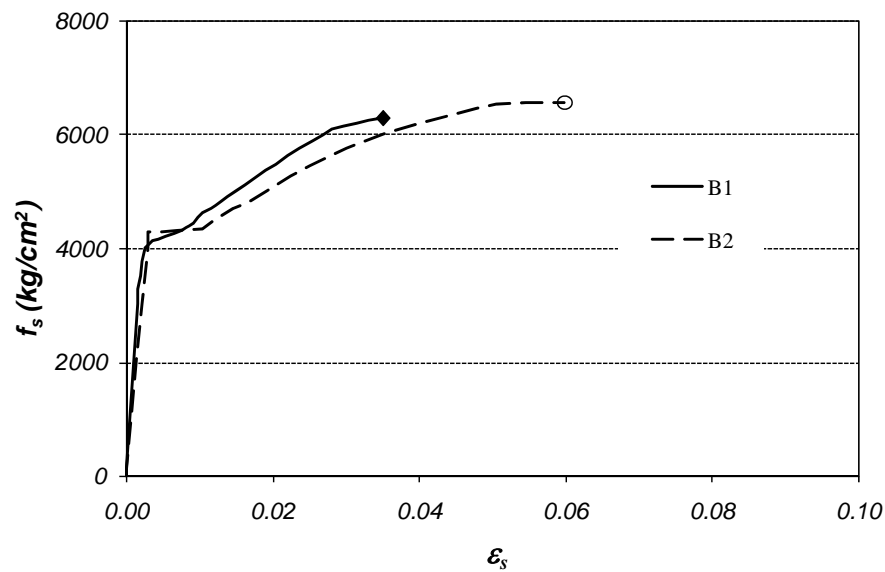


Figura 12. Curvas esfuerzo-deformación de barras soldadas ϕ 2.54 cm, con precalentamiento, electrodo E90, bisel B1 y B2 (Rodríguez y Rodríguez Asabay, 2006)

Resultados obtenidos

En la Fig 13 se aprecia con línea continua la curva correspondiente a los resultados experimentales momento flexionante en la sección crítica, M_c , (momento a 15 cm de la cara de columna) versus el desplazamiento lateral, Δ , para el caso del espécimen 2. La misma Figura muestra con línea punteada la curva correspondientes a resultados para estos parámetros pero empleando el modelo de análisis E_{c1} . Como se puede apreciar, los resultados medidos y los calculados se acercan de manera aceptable, lo que sugiere la bondad del modelo analítico empleado. En la curva obtenida con el modelo de análisis E_{c1} , el símbolo Δ en la Fig 13 indica el valor de M_c que correspondería al valor de Δ para el cual se observó en el ensaye la fractura de la barra soldada en el lecho inferior. Para este valor de Δ , la deformación a tracción calculada en esta barra fue igual a 0.02. Los ciclos esfuerzo-deformación calculados con el modelo E_{c1} para esta barra en la sección crítica se muestran con línea continua en la Fig 14, la que indica que el valor mencionado de deformación máxima de 0.02 en tracción resultó de la acumulación de deformaciones permanentes, lo que es típico de la respuesta de una barra de refuerzo sometida a acciones cíclicas reversibles. Como se puede apreciar de la inspección de las curvas esfuerzo-deformación de barras soldadas (ϕ 2.54 cm) mostradas en las Figs 11 y 12, el valor mencionado de capacidad de deformación a tracción de 0.02 cae dentro del intervalo de capacidades observadas en barras soldadas (ϕ 2.54 cm).

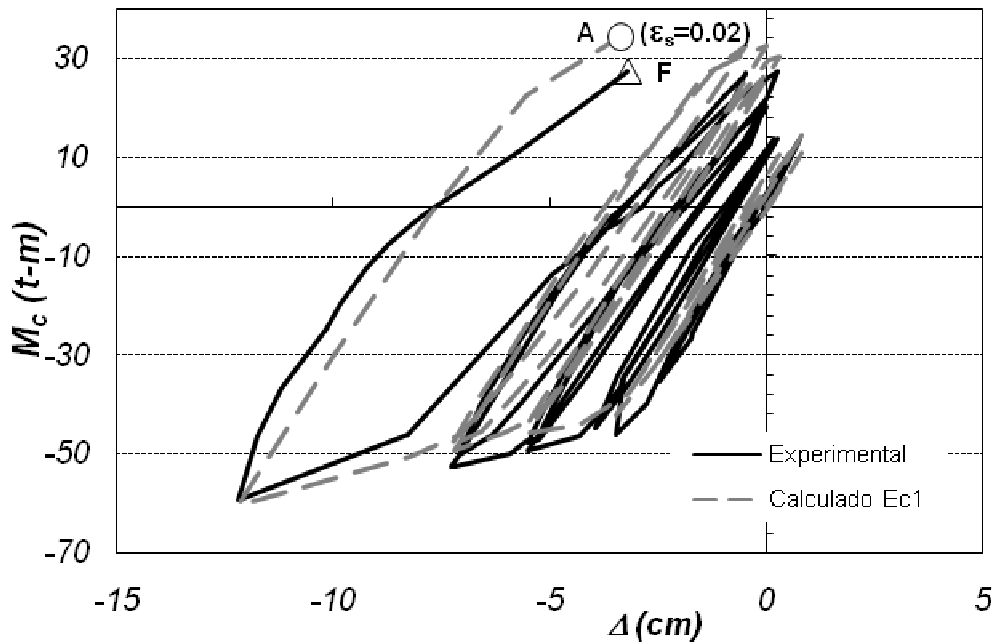


Figura 13. Ciclos de histéresis momento flexionante M_c - desplazamiento Δ , obtenidos para el espécimen 2 con el modelo E_{c1} .

En la Fig 15 se observa resultados del tipo de los mostrados en la Fig 13, es decir una comparativa de ciclos M_c - Δ experimentales y calculados para el espécimen 2, pero empleando para estos últimos el modelo de análisis E_{c2} . La Fig 14 indica con línea punteada los ciclos esfuerzo-deformación, calculados para la sección crítica con el modelo de análisis E_{c2} para el acero de refuerzo soldado, lecho inferior. Como se puede apreciar en las Figs 14 y 15, la máxima deformación a tracción calculada en las barra

soldadas correspondiente a la fractura observada en el ensaye en estas barras fue igual a 0.046, valor que también cae en el intervalo de capacidad de deformación a tracción de barras soldadas mostradas en las Figs 11 y 12 ya comentado. Esto indica que el modelo analítico reproduce de manera satisfactoria los resultados observados en el ensaye del espécimen 2, aun considerando diferentes valores para el módulo de elasticidad del concreto.

En la Fig 16 se indica con línea continua resultados medidos para la relación M_c versus Δ para el espécimen 1, el cual tuvo detalles de diseño y construcción comparables a los del espécimen 2 (Zermeño *et al.*, 1992). La diferencia entre estos dos tipos de ensayos fue sólo la historia de desplazamientos laterales aplicados. Como se puede apreciar en la Fig 16, el espécimen 1 no tuvo incursiones inelásticas importantes. En la misma Fig 16 se puede apreciar con línea punteada los resultados del análisis con el modelo E_{c1} . Nuevamente, se puede observar una correlación aceptable entre los resultados experimentales y los obtenidos con el modelo analítico. La Fig 17 muestra resultados para la curva esfuerzo-deformación en la barra soldada en la sección crítica, con resultados del tipo comentados para los casos del análisis del espécimen 2. El valor máximo calculado para la deformación a tracción en la barra soldada para el desplazamiento lateral correspondiente a la observación experimental de la fractura de la barra fue 0.022, Fig 17, valor que nuevamente cae dentro del intervalo ya comentado de capacidad de deformación a tracción de barras soldadas mostrada en las Figs 11 y 12.

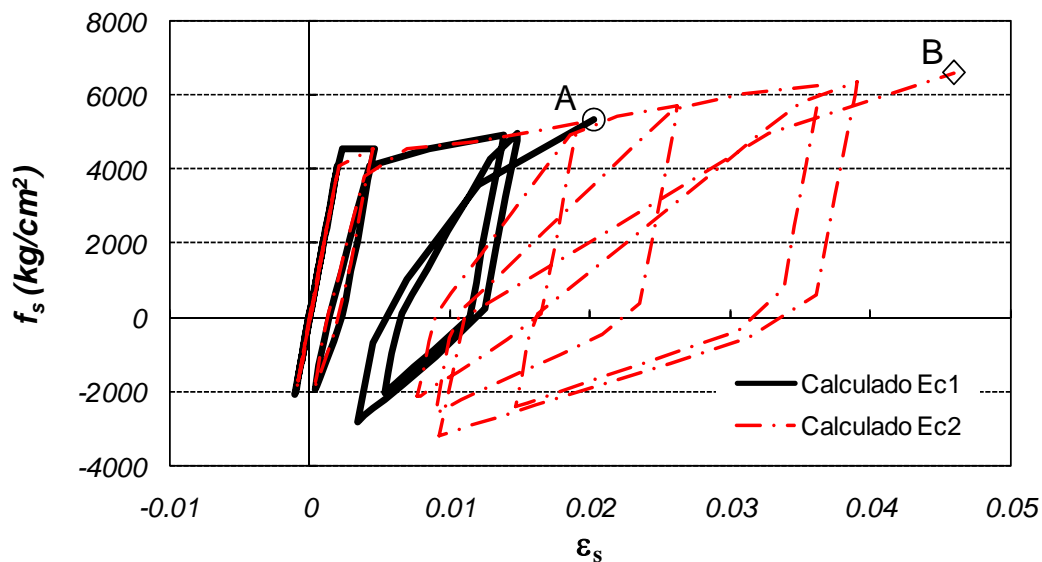


Figura 14. Curvas esfuerzo-deformación para la barra del lecho inferior (soldado) obtenidas para el espécimen 2 con los modelos E_{c1} y E_{c2} .

IMPLICACIONES DE LOS RESULTADOS DE ESTE ESTUDIO

En este estudio se demostró que en una conexión entre elementos prefabricados donde la continuidad del acero de refuerzo para flexión se logra soldando varillas de refuerzo, la capacidad a deformación lateral de la conexión corresponde a la capacidad a deformación a tracción de la barra soldada, la cual como ha sido demostrada en ensayos previos (Rodríguez y Rodríguez Asabay, 2006), es bastante menor que la correspondiente a barras de refuerzo sin soldar. Los ensayos que se revisan en este

estudio muestran que en éstos, en las conexiones se observó la fractura de la barra soldada, para valores calculados de la deformación a tracción de estas barras en el intervalo 0.02 a 0.05. Como se ha mostrado en este estudio, debido a la naturaleza de la respuesta cíclica reversible de una barra de refuerzo a flexión, en la que se acumulan deformaciones permanentes, este tipo de respuesta, así como la poca capacidad a deformación de una barra soldada, lleva a que esta barra se fracture sin que la conexión alcance su capacidad resistente a flexión positiva. Por ejemplo, como se aprecia en la Fig 7, cuando el espécimen 2 tuvo incursiones inelásticas en momento negativo, al descargar el acero de refuerzo de lecho superior (sin soldar) en la última incursión de este tipo, para ir a la zona de momento positivo (barras soldadas en tracción), se produjo la fractura de las barras en tracción sin que se alcance la capacidad resistente a momento positivo. Además, en este caso la fractura ocurrió sin que la conexión, en la descarga de momento negativo hacia positivo, cambie el signo de su desplazamiento lateral, ver Fig 7. En el caso del espécimen 1, aún para comportamiento prácticamente elástico de la conexión, Fig 6, se observó un tipo de falla semejante al comentado para el espécimen 2, es decir con fractura de las barras soldadas, para deformaciones calculadas a tracción comparables a las comentadas para el espécimen 2.

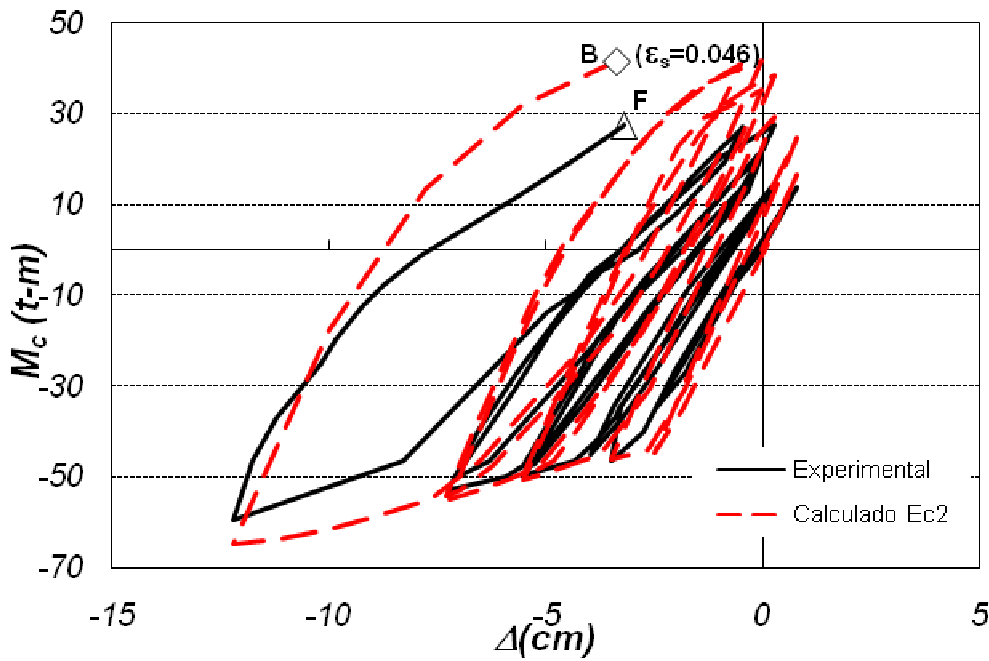


Figura 15. Ciclos de histéresis momento flexionante M_c -desplazamiento Δ , obtenidos para el espécimen 2 con el modelo E_{c2} .

Estos resultados tienen implicaciones relevantes para la práctica mexicana de construcción de estructuras prefabricadas en zona sísmicas, ya que como se ha comentado, en general en México las conexiones entre traveses y columnas prefabricadas se hacen soldando varillas de refuerzo. Como han mostrado los resultados de estudios experimentales y analíticos de conexiones prefabricadas sometidas a cargas laterales que aquí se comentan, sus capacidades de deformación lateral ante acciones del tipo sísmico son prácticamente nulas, es decir no son congruentes con el empleo del factor de comportamiento sísmico Q igual a 2, que comúnmente se emplea para este tipo de estructuras prefabricadas.

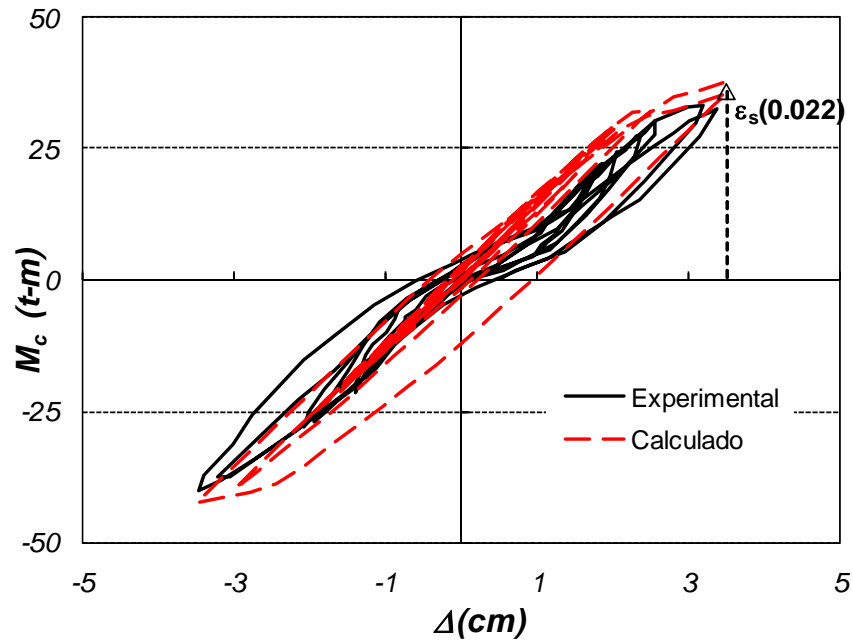


Figura 16. Ciclos de histéresis momento flexionante M_c - desplazamiento Δ , obtenidos para el espécimen 1 con el modelo E_{c1} .

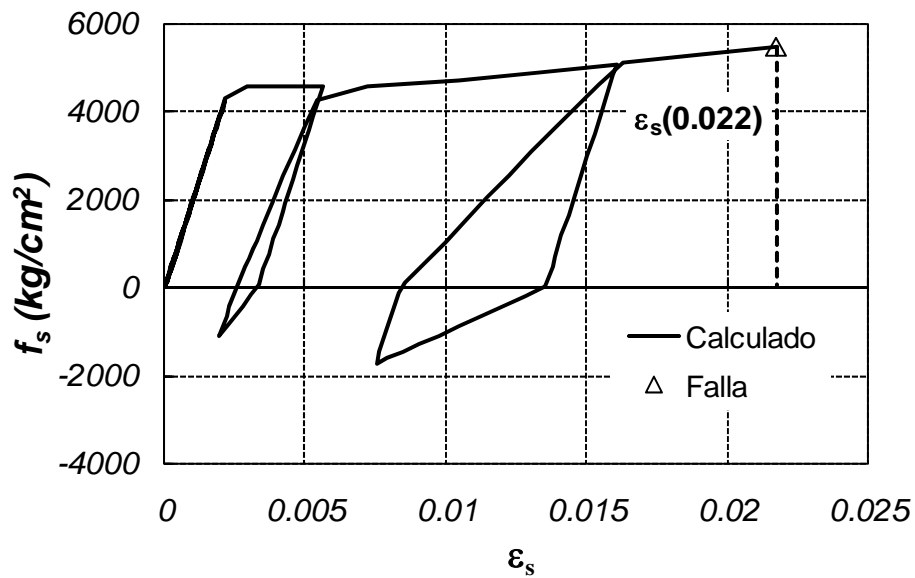


Figura 17. Curvas esfuerzo-deformación para la barra del lecho inferior (soldado) obtenidos para el espécimen 1 con el modelo E_{c1}

CONCLUSIONES

En la investigación que describe este trabajo se llevaron a cabo estudios analíticos para interpretar el comportamiento observado en ensayos ante cargas laterales cíclicas reversibles de conexiones prefabricadas trabe-columna de concreto reforzado. Estas conexiones se caracterizaban por que la continuidad del acero de refuerzo del lecho inferior se intentó lograr soldando tramos de varillas de refuerzo. Como resultado de esta investigación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Las conexiones trabe-columna de concreto prefabricadas estudiadas mostraron poca o nula capacidad de deformación ante cargas laterales cuando el refuerzo de lecho inferior, con varillas soldadas, trabajaba a tracción. Esto se debió a que como ha sido mostrado por otras investigaciones, al soldar varillas de refuerzo éstas pierden de manera importante su capacidad de deformación a tracción.
2. Los resultados encontrados tanto en los estudios analíticos, como experimentales, son relevantes para la industria de la prefabricación en el país, ya que en su mayor parte las conexiones trabe-columna de concreto prefabricado que se construyen en México son del tipo de las aquí estudiadas.
3. Los resultados de esta investigación indican que las estructuras prefabricadas construidas con este tipo de conexión trabe-columna, estarían del lado de la inseguridad para el sismo de diseño, y que el tipo de modo de falla de la estructura que se esperaría sería del tipo frágil, lo que es indeseable en el diseño sísmico.
4. Los resultados encontrados indican que es urgente reforzar las estructuras prefabricadas ya construidas que emplean el tipo de conexión estudiada.
5. Se debe dejar de construir de manera inmediata en el país estructuras de este tipo. Como alternativa para la construcción de estructuras prefabricadas se recomienda que éstas empleen el conocido concepto de emulación, donde no se emplea soldadura. Este tipo de construcción se emplea en varios países en zonas sísmicas y se ha comportado de manera satisfactoria en terremotos importantes recientes.
6. A pesar de que este estudio se basa en la observación del comportamiento sísmico de estructuras prefabricadas de concreto con conexiones trabe-columna que emplean barras soldadas, sus resultados e implicaciones que aquí se comentan, se pueden extrapolar a los casos de estructuras de concreto reforzado coladas en sitio, en las que se suelden varillas de refuerzo en las secciones críticas de elementos estructurales.
7. Es necesario realizar cambios en la normatividad existente en México para el diseño sísmico de estructuras, que tomen en cuenta los resultados de esta investigación, y que lleven a diseño racionales y del lado de la seguridad en edificios de concreto prefabricado o convencionales.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318 (ACI 318, 2011), “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-11)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- American Welding Society (AWS, 1998), “Structural Welding Code-Reinforcing Steel” (ANSI/AWS D1.4-98)
- Ávila R, J. Escobar, J. M. Mendoza, D. Muriá, E. Ovando, M. Rodríguez, M. E. Rodríguez y A. Sánchez (2010), “El terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010. Mw 8.8”, <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/ConsultasSPII/Buscarnpublicacion.aspx>. Publicación Instituto de Ingeniería SID 673, Agosto 2010, 344 pp.

- Blandon J.J., M. Rodriguez (2005), "Behavior and Design Recommendations of Connections and Floor Diaphragms in Earthquake Resisting Precast Concrete Building", *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, Vol 50, No 2 (March-April 2005), pp 56-75
- CSI. (2008). "SAP2000 Computers and Structures, Inc. User manuals". A Computer Program Library. University Avenue Berkeley, California 94704 USA.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México DF.
- Priestley M.J.N., F. Seible y G. M. Calvi. (1996), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley & Sons,
- Rodríguez M., G. León y H. Cabrera (2012), "Estudio en mesa vibradora del comportamiento sísmico de un edificio prefabricado de concreto de tres niveles", entregado para ser publicado en las Series del Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Rodríguez, M. y J. C. Botero (1995), "Comportamiento sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de aceros de refuerzo mexicanos". *Revista Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. 1995, No 49, pp 39-50.
- Rodríguez M. E. y J. Rodríguez Asabay (2006), "Se debe evitar la soldadura de barras de refuerzo en estructuras de concreto reforzado en zonas sísmicas de México". *Revista de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, Vol 75, pp 69-95.
- Takeda T., M. A. Sozen y N.N. Nielsen (1970). "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," *J. Struct. Engrg. Div., ASCE*, Vol. 96, No. 12, pp. 2257–2273.
- Zermeño M., A. Fuentes y C. Aire, (1992), "Comportamiento de conexiones entre elementos prefabricados de concreto ante cargas alternadas", Informe Interno No 1704, Instituto de Ingeniería.

APÉNDICE A. LONGITUD EFECTIVA, L_e , DE LAS BARRAS SOLDADAS EN LA CONEXIÓN

En este Apéndice se valúa la longitud efectiva, L_e , de una barra ϕ 2.54 cm soldada a una placa de $\frac{1}{2}$ " de espesor, Fig A1. La longitud total de cada barra es 25.5cm, en la que 12.5 cm corresponde a la longitud soldada en cada placa, y la separación entre placas es de 0.5cm, Fig A1.

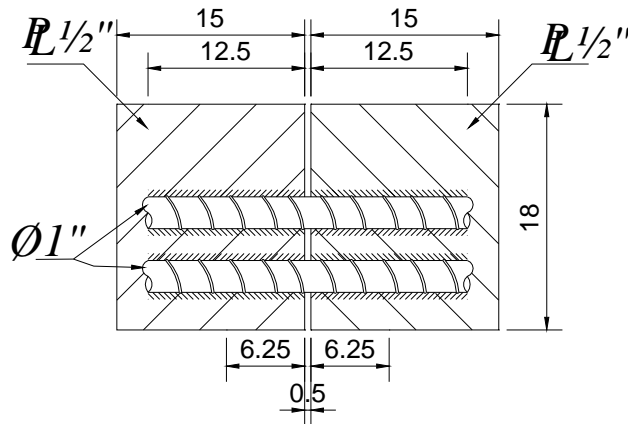


Figura A1. Detalles de barras ϕ 2.54 cm soldadas a placas (dimensiones en cm)

La Fig A2 muestra el diagrama de cuerpo libre de una de las barras, soldada en una longitud L a una placa, en la que se aplica una fuerza de tracción T , y donde actúa la fuerza distribuida de cortante q constante. Del equilibrio se obtiene:

$$T = qL \tag{A.1}$$

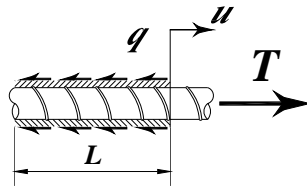


Figura A2. Diagrama de cuerpo libre de una de barra soldada a la placa

La Fig A3(a) muestra las fuerzas actuantes en la barra soldada, y en un elemento diferencial de barra, Fig A3(b). Del equilibrio de este elemento diferencial se obtiene:

$$\frac{dT(x)}{dx} = q \tag{A.2}$$

De A.2, el valor de $T(x)$ considerando q constante es:

$$T(x) = qx \tag{A.3}$$

La deformación unitaria del elemento diferencial de la barra es:

$$\varepsilon(x) = \frac{du(x)}{dx} \quad (\text{A.4})$$

donde $du(x)$ es la elongación, y dx es la longitud inicial del elemento diferencial.

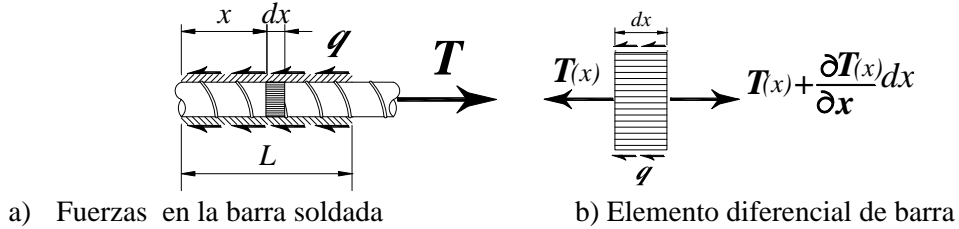


Figura A3. Fuerzas en la barra y diagrama de cuerpo libre para un elemento diferencial

La deformación unitaria de la barra se expresa también en términos del esfuerzo $\sigma(x)$ y el módulo elástico E_s con:

$$\varepsilon(x) = \frac{\sigma(x)}{E_s} \quad (\text{A.5})$$

Igualando las Ecs. A.4 y A.5, y empleando la Ec A.3 se obtiene:

$$\frac{du(x)}{dx} = \frac{qx}{EA} \quad (\text{A.6})$$

En la Ec A.6 integrando en toda la longitud L se obtiene:

$$u(L) = \frac{1}{2} \frac{qL^2}{EA} \quad (\text{A.7})$$

La Ec. A.7 permite valuar la elongación en el extremo de la barra soldada. Si reemplazamos la Ec. A.1 en A.7 se obtiene la Ec A.8, la que muestra que la elongación $u(L)$ se valúa en términos de la fuerza actuante T y de la longitud $L/2$. Esto permite definir para la barra soldada de longitud L una longitud equivalente en una barra sin soldar con un extremo fijo igual a $L/2$. La Figura A4 muestra de manera gráfica la equivalencia entre una barra soldada, con carga distribuida q en un longitud L , con otra sin soldar de longitud $L/2$ con extremo fijo, en la que actúa T , y sin carga q .

$$u(L) = \frac{T \left(\frac{L}{2} \right)}{EA} \quad (\text{A.8})$$

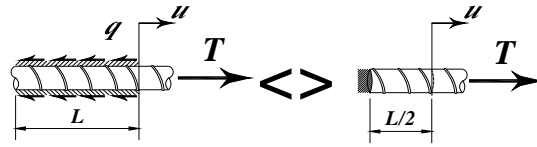


Figura A4. Longitud equivalente de la barra soldada a una barra con el extremo fijo

De lo anterior se obtiene que considerando la barra se suelda a cada placa en una longitud $L=12.5$ cm, la longitud equivalente para representar a la longitud total de barra de 25.5 cm, Fig A.1, es $L_e= 13.0$ cm, la que resulta de:

$$L_e = 2 \frac{L}{2} + L_0 = 2 \frac{12.5}{2} + 0.5 = 13.0 \text{ cm} \quad (\text{A.9})$$