

Diseño sismorresistente de paneles prefabricados de hormigón armado con conexiones dúctiles

Francisco J. Crisafulli¹
José I. Restrepo²
Robert Park²

RESUMEN

Los paneles prefabricados de hormigón armado se usan en diversos lugares del mundo como sistema estructural para resistir acciones sísmicas, debido a las indiscutibles ventajas que estos elementos presentan desde el punto de vista económico y de la reducción de los plazos de construcción. Sin embargo, existe en la literatura escasa información sobre criterios de diseño. Los códigos sismorresistentes, en general, no incluyen especificaciones particulares para este tipo de construcciones.

Se presentan en este trabajo recomendaciones prácticas y un procedimiento propuesto para el diseño de paneles prefabricados, los que se vinculan entre sí mediante un nuevo tipo de conexiones dúctiles de acero. Dicho procedimiento se basa en los principios de diseño por capacidad y permite asegurar una adecuada disipación de energía, mediante deformaciones plásticas que se concentran en zonas especialmente diseñadas, evitando la ocurrencia de otros modos de falla asociados con una respuesta frágil. Los paneles se conectan entre sí con platinas de acero rectangulares, las cuales presentan una perforación en el centro que asegura un comportamiento muy dúctil de la unión. Se incluyen ecuaciones simples para calcular la rigidez y resistencia de dichas conexiones, permitiendo al diseñador plantear un modelo analítico simple de la estructura.

PALABRAS CLAVE: hormigón premoldeado - conexiones de acero - diseño sísmico - paneles prefabricados de hormigón armado.

SUMMARY

This paper summarizes a new procedure proposed for the seismic designing of precast reinforced concrete panels connected by ductile steel plates. This procedure is based on the principles of capacity design, which allows the designer to specify the regions where plastic deformation will occur, avoiding fragile modes of failure. The proposed connection is formed by welded steel plates with a circular hole in the centre in order to create a weak, ductile link between the panels. Experimental results indicated that very large plastic deformation can develop around the circular hole without strength or stiffness degradation. Simple equations are included here to evaluate the stiffness and strength of the steel connections, which can be used by designers in order to formulate a rational analytical model of the structure.

KEY WORDS: Precast concrete - steel connections - seismic design - precast reinforced concrete panels.

1 Ph. D. Univ. Canterbury - Miembro Com. 7, Gr. de Trab. 3, Fed. Intern. de Horm. Estruct. (F1B) - Premio Ing. Butty Ac. Nal. de Ingeniería - Outstanding the Ph. D. award, The Masory Society, USA. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina. jcrisa@raiz.uncu.edu.ar

2 Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PANELES PREFABRICADOS DE HORMIGÓN ARMADO CON CONEXIONES DUCTILES

INTRODUCCION

El uso de paneles prefabricados de hormigón armado presenta significativas ventajas desde el punto de vista económico y de la reducción de los plazos de ejecución de obra. Es por ello que este tipo de estructuras se utiliza en todo el mundo para la construcción de edificios de baja y mediana altura. Cuando estos edificios se emplazan en zonas sísmicas, tales como las zonas centro y oeste de la Argentina, se debe dar especial atención al diseño de las uniones entre los distintos elementos que componen la estructura (fundación, paneles, losas de piso y techo) con el objeto de evitar fallas de tipo frágil. La experiencia recogida en terremotos pasados demuestra claramente que cuando este aspecto no es tenido en cuenta en forma adecuada, las consecuencias pueden ser muy graves, ocasionando daño severo, o aún colapso, en las estructuras con elementos prefabricados. Por ejemplo durante el terremoto de Northridge, California, 17/1/1994 [1] se observaron numerosos edificios construidos con paneles prefabricados con colapso parcial de la cubierta y colapso de los muros exteriores, daño que en la mayoría de los casos se debió a problemas en las conexiones.

Se presentan en este trabajo resultados experimentales y recomendaciones para el diseño sismorresistente de conexiones soldadas entre paneles adyacentes a lo largo de las juntas verticales. Este estudio forma parte de un programa de investigación general [2, 3] destinado a analizar el comportamiento sísmico de edificios construidos con paneles prefabricados de hormigón armado.

UNIONES ENTRE PANELES PREFABRICADOS EN LAS JUNTAS VERTICALES

Generalidades

Se emplean en la actualidad numerosos detalles diferentes para materializar las uniones entre paneles prefabricados a lo largo de las juntas verticales. Desde el punto de vista constructivo, estas uniones pueden clasificarse en tres grupos: uniones atornilladas, uniones monolíticas con columnas adyacentes y uniones soldadas.

Desde el punto de vista estructural, las uniones pueden dividirse en dos grupos. El primer grupo incluye aquellas conexiones que son capaces de transmitir las fuerzas resultantes de la interacción entre los paneles adyacentes, como es usual en uniones monolíticas o soldadas. Por el contrario, el segundo grupo incluye las conexiones diseñadas de modo que no se transmitan fuerzas entre los paneles adyacentes, siendo su objetivo fundamental asegurar la estabilidad de los paneles prefabricados bajo acciones perpendiculares a su plano. Como ejemplo puede mencionarse el caso de uniones atornilladas en las cuales las platinas presentan agujeros sobredimensionados de forma tal que permiten el movimiento relativo de los paneles.

La selección de la unión más adecuada para cada caso en particular depende no sólo de consideraciones estructurales, sino también de las técnicas constructivas empleadas y de las tolerancias admisibles en obra.

Desde el punto de vista constructivo, debe mencionarse que la práctica usual es dejar un separación de aproximadamente 10 a 15 mm entre los paneles adyacentes. Luego que los paneles han sido montados y conectados entre sí, dicha junta debe sellarse a los efectos de asegurar la estanqueidad de la junta. Para lograr este objetivo se emplean normalmente distintos materiales disponibles comercialmente, los cuales deben reunir las características de ser elásticos (para absorber las deformaciones relativas) e incombustibles.

Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas usuales están formadas por platinas o perfiles de acero convenientemente anclados en los paneles de hormigón, dispuestos de forma tal que puede soldarse a ellos una platina

que actúa de elemento de unión entre ambos paneles. Los elementos críticos a considerar en una conexión de este tipo son: (i) la platina de conexión, (ii) las platinas o perfiles embebidos en el hormigón y sus anclajes, y (iii) los cordones de soldadura.

En construcciones sismorresistentes, las uniones soldadas deben diseñarse de modo que exhiban una respuesta dúctil, evitando los mecanismos de rotura frágil tales como los resultantes del inadecuado anclaje de las platinas de acero embebidas en el hormigón o de la fractura de los cordones de soldadura. Es conveniente que la fluencia (deformaciones plásticas) se concentre en una zona predeterminada de la conexión, la cual es especialmente diseñada para tal fin. En la Fig. 1 se representan dos tipos de platinas de acero propuestas para lograr este objetivo en los cuales se debilita una zona de la platina para crear un "fusible estructural". La Fig. 1 (a) muestra el detalle propuesto en el programa de investigación desarrollado por Restrepo et al. [2, 3], mientras que la Fig. 1 (b) describe el tipo de platina ensayado por Schultz et al. [4]. Ambos detalles son similares conceptualmente, sin embargo la primera platina descrita, Fig. 1 (a), presenta ventajas desde el punto de vista constructivo dado que es más fácil y económica de fabricar.

Es importante destacar que en caso de que estas platinas fueran severamente dañadas por la ocurrencia de un terremoto pueden reemplazarse fácilmente, disminuyendo los costos de la reparación y reduciendo el tiempo durante el cual la construcción no puede ocuparse.

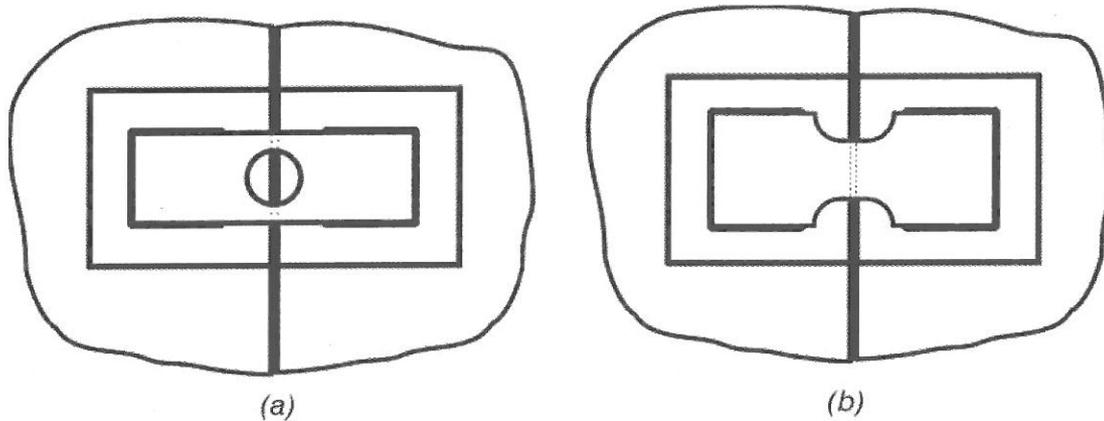


Figura 1. Platinas de acero usadas para conexiones soldadas dúctiles.

De acuerdo con los principios del diseño por capacidad [5], los elementos que pueden exhibir modos de falla frágil deben diseñarse en función de la resistencia de fluencia de los elementos dúctiles, considerando un factor de sobrerresistencia que tiene en cuenta un probable aumento de la resistencia real con respecto al valor nominal. En el caso particular de conexiones soldadas, la aplicación de estos principios implica que los anclajes de las platinas o perfiles y los cordones de soldadura (elementos que pueden ocasionar una falla frágil) deben diseñarse para resistir las acciones resultantes de la fluencia de la platina de conexión (elemento dúctil). El factor de sobrerresistencia, λ , depende fundamentalmente de las características del acero empleado para las platinas. A menos que se disponga de información más precisa se recomienda adoptar un valor de $\lambda=1.25$ para considerar un posible aumento de la tensión de fluencia real en relación al valor nominal considerado en el diseño, o bien determinar la resistencia última de la platina por métodos más precisos.

El anclaje de las platinas o perfiles de acero en el hormigón puede diseñarse de modo que la fuerza de corte vertical, V_s , resultante de la interacción de los paneles sea resistida por dos barras de refuerzo colocadas en forma diagonal y soldadas a la platina o perfil, como se indica en la Fig. 2. Es conveniente, además, disponer de dos barras horizontales para resistir cualquier momento adicional resultante de una posible excentricidad accidental. En base a estas hipótesis, el área A_b de las barras diagonales debe ser como mínimo:

$$A_b = \lambda \frac{V_s}{2f_y \sin \alpha} \quad (1)$$

donde f_y es la tensión de fluencia del acero de refuerzo y α es el ángulo de inclinación de las barras diagonales. Además debe verificarse que los cordones de soldadura de cada barra sean capaces de resistir la fuerza $\lambda A_b f_y$, y que la longitud de las barras sea la necesaria para que se no produzca el deslizamiento por anclaje insuficiente.

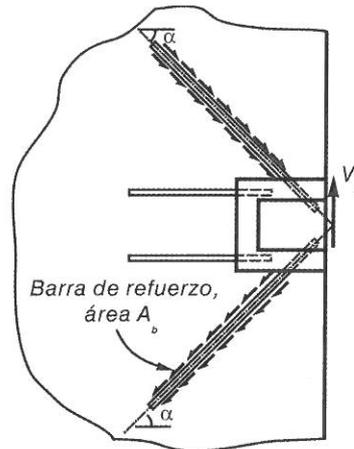


Figura 2. Detalle del anclaje de las platinas de acero embebidas en los paneles.

Los cordones de soldadura deben diseñarse adecuadamente a los efectos de que tengan una longitud y espesor tal que aseguren que las platinas de conexión fluyan antes de que se produzca una fractura de los cordones, considerando los efectos de sobrerresistencia.

RESPUESTA EXPERIMENTAL CICLICA DE PLATINAS DE ACERO PERFORADAS

Introducción

El objetivo principal de este ensayo fue obtener información experimental sobre el comportamiento de platinas de acero con una perforación circular en la parte central sometidas a esfuerzos de corte con variación cíclica. Dicha información es de gran utilidad para verificar la respuesta del tipo de conexión propuesto (ver Fig. 1 (a)) y para evaluar la rigidez y resistencia de la platina, dado que estos parámetros son requeridos en el diseño de la unión.

Se presenta a continuación una breve descripción del ensayo realizado y de los resultados obtenidos. Información más detallada puede obtenerse del reporte final preparado al completar el programa de investigación [2].

Descripción del ensayo

Las características geométricas de las platinas perforadas de acero (ver Fig. 3) fueron adoptadas en base a un estudio analítico preliminar. Diferentes configuraciones fueron analizadas con un programa de elementos finitos en los que se aplicaron fuerzas de corte monótonicamente crecientes hasta producir la fluencia generalizada del acero. Los resultados del modelo numérico mostraron que se puede obtener una adecuada distribución de deformaciones plásticas alrededor de la perforación circular si se adopta una relación entre el ancho de la platina de acero y el diámetro del agujero de 1.6.

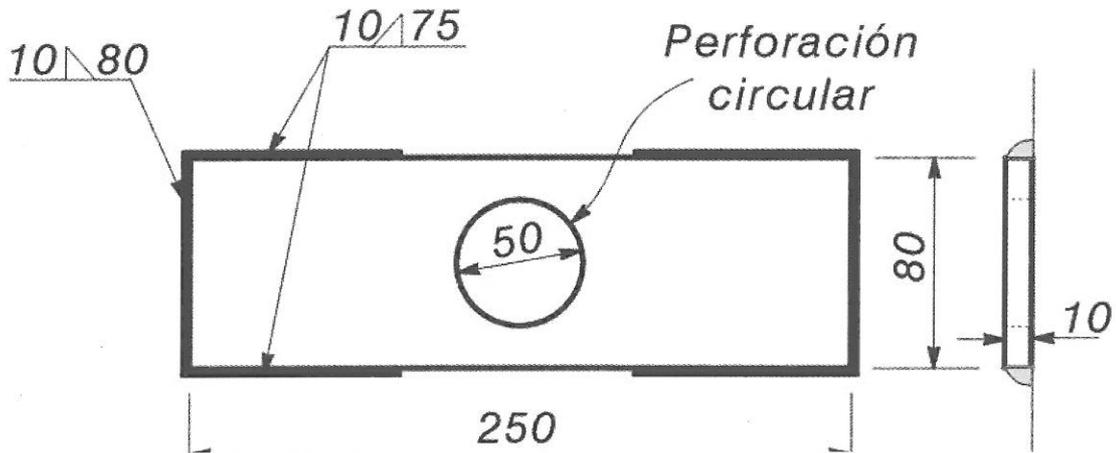


Figura 3. Características geométricas de las platinas de acero perforadas.

La unidad de ensayo se construyó usando dos placas de acero con rigidizadores las cuales podían conectarse por medio de articulaciones a una máquina universal de ensayo con control de deformaciones. Las platinas de acero a ensayar, dos en este caso, se soldaron sobre cada una de las caras de las placas de acero con rigidizadores. Esta disposición se adoptó para lograr una configuración simétrica y evitar movimientos fuera del plano. Las cargas axiales aplicadas en los extremos de la unidad de ensayo se transferían a través de las platinas perforadas induciendo esfuerzos de corte en las mismas. De esta forma se emuló el mecanismo de transferencia de corte entre paneles prefabricados sometidos a acciones sísmicas. Una vista general de la unidad lista para ser ensayada se muestra en la Fig. 4.

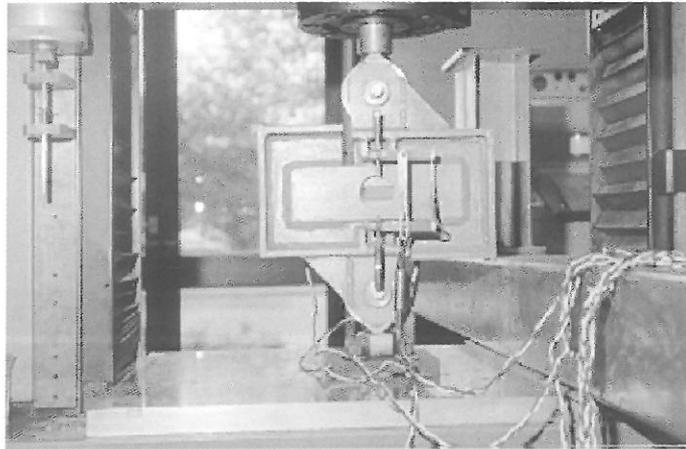


Figura 4. Vista general de la unidad lista para ser ensayada.

El acero de las platinas perforadas se ensayó a tracción para determinar sus propiedades mecánicas. La tensión de fluencia medida fue de 290 MPa y la tensión última fue de 460 MPa, la cual se produjo con un deformación de 23%.

El ensayo se realizó aplicando las fuerzas en forma cuasi-estática siguiendo una historia de desplazamientos cíclicos con amplitud creciente. Cada ciclo de desplazamiento se repitió dos veces hasta alcanzar una ductilidad de desplazamiento $\mu=12$. A partir de este estado se aplicó un desplazamiento creciente hasta $\mu=39$ y se detuvo el ensayo, a pesar de que las platinas no mostraban degradación de resistencia, dado que se excedió la capacidad de aplicar desplazamientos.

Debe mencionarse que las condiciones del ensayo no son totalmente iguales a las que experimentan las platinas de conexión en uniones reales. En primer lugar, las fuerzas fueron aplicadas en forma centrada, dado que se usó una configuración simétrica con dos platinas perforadas, mientras que en construcciones con paneles prefabricados las platinas se colocan usualmente en un solo lado de los paneles. En segundo término, las placas de acero sobre las que se soldaron las platinas a ensayar podían girar libremente alrededor de dos articulaciones, a diferencia de lo que ocurre en conexiones reales donde las platinas de acero embebidas en los paneles prefabricados sufren rotaciones que dependen del momento flector actuante en los paneles y de sus características.

Resultados experimentales

El comportamiento experimental de las platinas perforadas sometidas a corte demostró, sin lugar a dudas, que pueden proporcionar una respuesta altamente dúctil cuando se las usa como elemento de conexión en uniones soldadas. La respuesta medida durante el ensayo, en términos de fuerza de corte vs. desplazamiento vertical relativo, se presenta en la Fig. 5. Puede observarse que los ciclos de histéresis son estables y presentan un área considerable, lo cual indica una buena capacidad para disipar energía. Además, las platinas fueron capaces de soportar desplazamientos relativos considerables (ductilidad de desplazamiento máxima $\mu=39$) sin mostrar degradación de rigidez o resistencia.

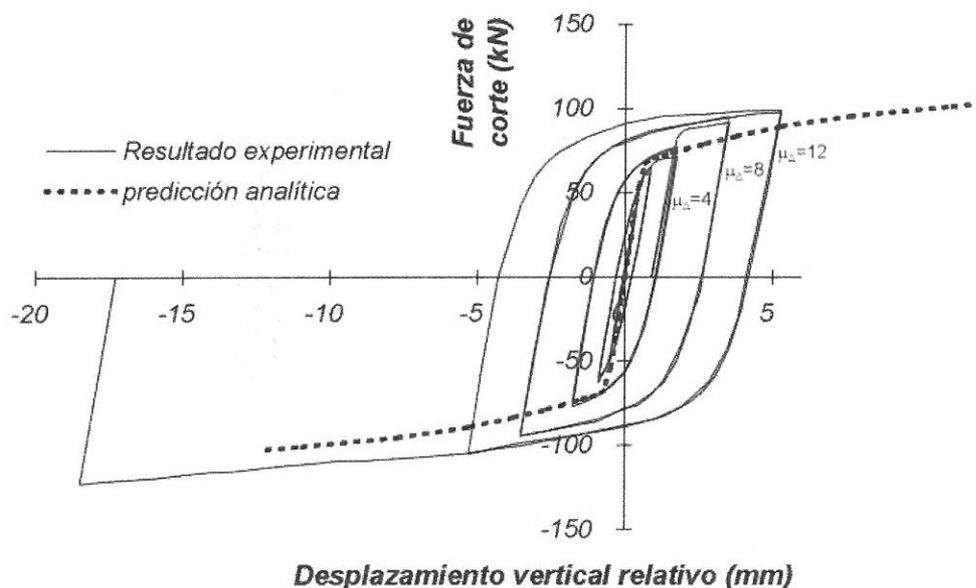


Figura 5. Respuesta experimental medida en el ensayo de carga cíclica.

La fluencia del acero de las platinas pudo observarse a simple vista durante el ensayo. Las deformaciones plásticas se concentraron en la zona circundante al agujero central y se manifestaron en forma visible como líneas de Lüders. La fluencia del acero comenzó en las zonas más estrechas de las platinas debido a las deformaciones de flexión. A medida que se aumentaron los desplazamientos aplicados, la fluencia se propagó hacia la zona central. En la Fig. 6 se presenta una fotografía de la unidad de ensayo al finalizar el mismo, pudiendo observarse que el orificio inicialmente circular se deformó significativamente, formando aproximadamente una elipse. En el estado final, la relación entre el eje mayor y menor de dicha elipse fue de 1.8, lo cual indica la magnitud de las deformaciones plásticas en esa zona.

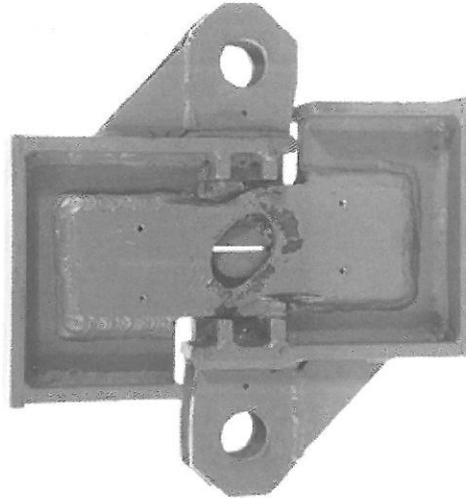


Figura 6. Vista de las platinas de acero perforadas al finalizar el ensayo.

El análisis de los cordones de soldadura realizado luego de la finalización del ensayo mostró que los mismos no presentaban daño aparente.

Recomendaciones para el diseño de platinas de conexión dúctiles.

Los resultados experimentales indican que las platinas con perforaciones ensayadas en este programa de investigación exhiben una respuesta dúctil. La Fig. 7 presenta las dimensiones geométricas de la platina, longitud L , y ancho B , y de los cordones de soldadura en función del diámetro de la perforación. Se requiere realizar ensayos adicionales para verificar el comportamiento de platinas con diferentes dimensiones relativas, pero hasta que esa información esté disponible se recomienda utilizar el diseño propuesto en la Fig. 7, cuyo comportamiento ya ha sido verificado experimentalmente.

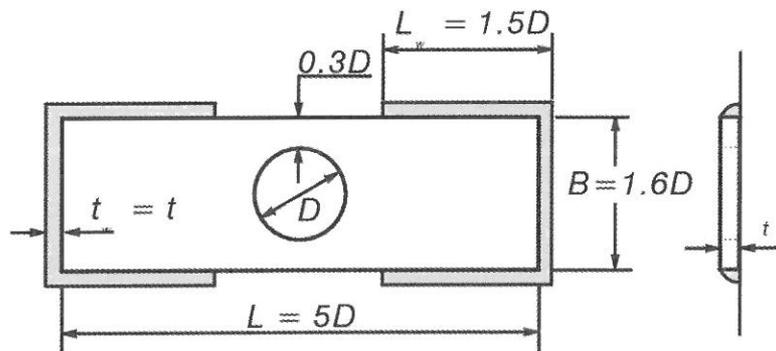


Figura 7. Dimensiones relativas de la platina perforada de acero propuesta para las conexiones soldadas.

Consideraciones analíticas indican que el espesor de la platina, t , no afecta la distribución de tensiones en la platina, en aquellos casos en los que la hipótesis de tensión plana es válida. Por esta razón, y también para limitar el espesor de los cordones de soldadura, se recomienda que la relación ancho-espesor, B/t , se mantenga mayor que 5.

El diseño de conexiones entre paneles de hormigón prefabricado requiere la evaluación de la rigidez y resistencia de la unión. Por ello se proponen ecuaciones desarrolladas en base a consideraciones analíticas y calibradas con los resultados experimentales, las cuales son de sencilla aplicación y dependen de las características mecánicas del acero y de la geometría de la platina (los detalles de la deducción de dichas ecuaciones pueden encontrarse en la referencia [2]).

La rigidez a corte de la platina perforada, K_s , puede estimarse en base a un modelo simplificado que considera el efecto del agujero circular como una perforación rectangular, mientras que la disminución de rigidez debido a la flexibilidad de los cordones de soldadura se representa con una longitud equivalente de la platina mayor que la real. De esta forma puede demostrarse que:

$$K_s = 0.035 E t \quad (2)$$

donde E es el módulo de elasticidad del acero.

Para la evaluación de la fuerza de corte, V_{sy} , que produce la fluencia de la platina se considera que la fluencia se inicia en las zonas cercanas a la perforación debido a las deformaciones de flexión, de modo que dichas zonas pueden considerarse como vigas en voladizo con sección variable. En base a esta hipótesis se demuestra que:

$$V_{sy} = 0.22 t D f_y \quad (3)$$

La resistencia a corte última depende del aumento de tensiones en el material debido a los efectos de endurecimiento de post-fluencia y a la propagación de las deformaciones plástica hacia la zona central de la platina. Asumiendo una distribución simplificada de las tensiones de corte en la sección central de la platina, se encuentra que:

$$V_{su} = 0.28 t D f_u \quad (4)$$

donde f_u es la tensión última o de rotura del acero.

Es muy importante aclarar que si se emplea la Ec. 4 para calcular la resistencia de la platina, el factor de sobrerresistencia I debe tomarse como 1.0., dado que dicha ecuación representa la resistencia última de la platina.

RESPUESTA EXPERIMENTAL DE DOS PANELES PREFABRICADOS CONECTADOS CON PLATINAS PERFORADAS

Introducción

Actualmente se utilizan una gran variedad de uniones diferentes para conectar paneles de hormigón armado en construcciones prefabricadas. Sin embargo existe escasa información experimental sobre el comportamiento de esas uniones bajo la acción de cargas sísmicas. Debido al uso extendido de conexiones soldadas, se realizó un ensayo de una estructura completa formada por dos paneles prefabricados, los cuales se vincularon entre sí con las platinas perforadas descritas en la sección previa. Además debe destacarse que este tipo de conexión exhibe un comportamiento relativamente complejo (comparado, por ejemplo con uniones atornilladas), dado que deben transmitir la fuerza de corte resultante de la interacción de los paneles.

Descripción del ensayo

La unidad de ensayo se diseñó para representar parte de la estructura típica de un edificio de dos pisos, con una altura total de 7.0 m, con una losa prefabricada en el primer nivel y una cubierta metálica liviana. Para facilitar la construcción de la estructura y la aplicación de cargas, la unidad de ensayo se realizó a escala reducida 1-:2. La Fig. 8 ilustra las características principales de la unidad de ensayo y sus dimensiones. Como puede observarse en dicha figura, la estructura está formada por dos paneles prefabricados montados sobre un base, la cual se fijó a la losa del laboratorio mediante pernos de acero de alta resistencia para simular la condición de empotramiento. La losa del primer nivel y la cubierta metálica no fueron modeladas en el ensayo. Los paneles, de 75 mm de

espesor, 2.0 m de longitud y 3.5 m de altura, se construyeron con hormigón, cuya resistencia a compresión al momento del ensayo fue de 28.8 MPa. En el centro de los paneles se colocó una malla de acero electrosoldada, formada por barras de 4 mm de diámetro con una separación de 75 mm. El acero de dichas barras fue ensayado a tracción arrojando una resistencia de fluencia de 415 MPa. Además se dispusieron armaduras especiales de refuerzo en las esquinas inferiores de los paneles, donde se materializa la conexión con la base.

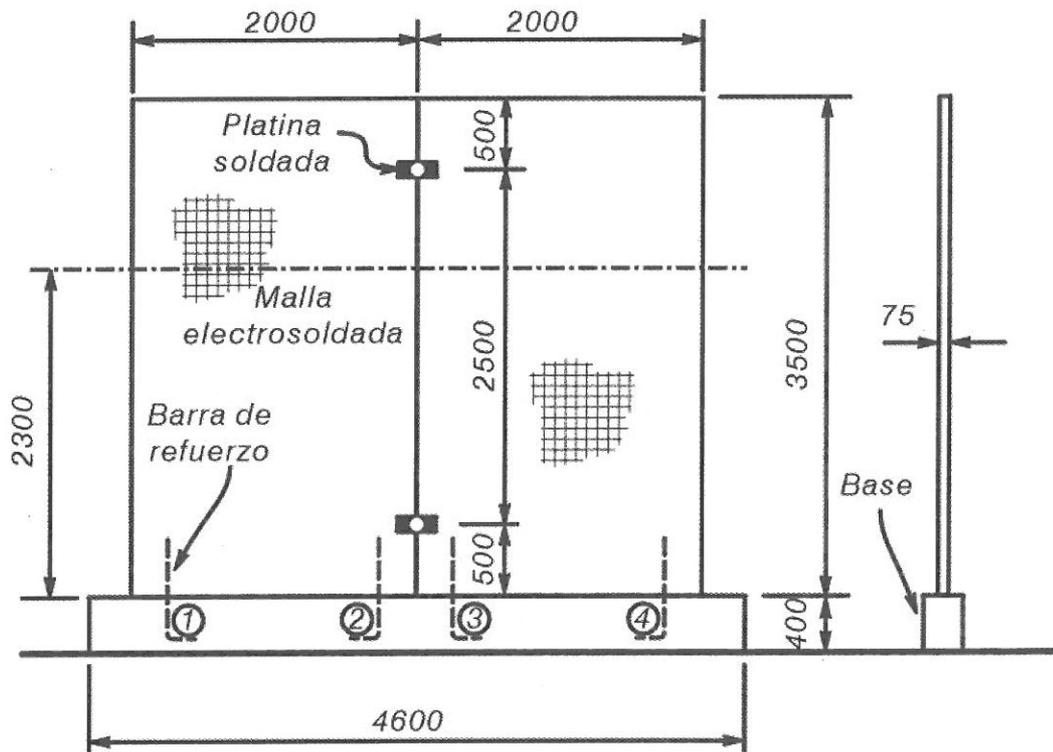


Figura 8. Características principales y dimensiones de la unidad de ensayo.

Los paneles se conectaron entre sí con dos uniones soldadas con platinas perforadas (125 x 40 x 5 mm), cuyas dimensiones relativas se adoptaron según el criterio indicado en la Fig. 7. Las platinas de acero embebidas en el hormigón durante la construcción de los paneles se construyeron siguiendo el criterio ilustrado en la Fig. 2. Las uniones se dispusieron en una cara de los paneles.

La conexión entre los paneles y la base se realizó por medio de barras de refuerzo de 8 mm de diámetro, convenientemente ancladas en la base y que sobresalen en forma vertical, las cuales se insertan en ductos metálicos dispuestos en los paneles de hormigón armado. Una vez que los paneles son montados sobre la base, los ductos se rellenan con "grout". Este tipo de unión también fue estudiada experimentalmente en un ensayo preliminar (los resultados, criterios de diseño y conclusiones de dicho ensayo pueden encontrarse en las referencias [2, 3]).

La Fig. 9 ilustra el pórtico de carga utilizado para aplicar las acciones laterales que simularon la acción sísmica. Puede observarse, además, que se emplearon dos vigas de acero, ubicadas a los costados de los paneles, para evitar movimientos fuera del plano de los mismos. Desplazamientos y deformaciones en puntos característicos de la estructura fueron medidos con potenciómetros lineales y bandas extensométricas, mientras que las acciones aplicadas por los actuadores hidráulicos fueron registradas con celdas de carga. Todos los instrumentos de medición se conectaron a un sistema de adquisición de datos que permitió almacenar y analizar la información en forma digital en una computadora personal.

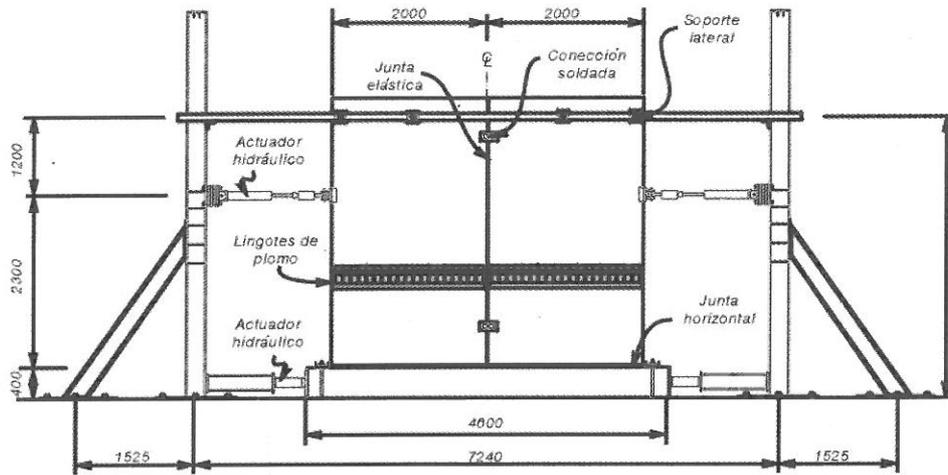


Figura 9. Pórtico de carga usado para el ensayo de los paneles acoplados.

Las fuerzas laterales se aplicaron en forma cuasi-estática siguiendo una historia cíclica de desplazamientos. Cada ciclo, con amplitud creciente, se repitió tres veces para imponer condiciones de carga severa que mostraran claramente la presencia de efectos tales como degradación de rigidez y resistencia. El nivel de aplicación de las fuerzas laterales se determinó considerando la resultante de las fuerzas inerciales originadas sobre los paneles, losa del primer nivel y cubierta.

Para compensar los efectos de la reducción de escala en la construcción del modelo (que altera la relación entre área transversal y volumen del panel) se agregaron 92 lingotes de plomo, los cuales se montaron sobre perfiles ángulo colocados sobre cada cara de los paneles.

Evaluación de la respuesta

Resulta de gran interés determinar la respuesta esperada de la estructura a ensayar, para lo cual se desarrolló un modelo analítico basado en consideraciones simple de diseño (ver Fig. 10). Al aplicar una fuerza lateral V , a una altura h , cada panel prefabricado queda sometido a un momento flector en la base igual a:

$$M = Vh - V_s L \tag{5}$$

donde V_s es la fuerza resistida por cada una de las platinas de conexión y L es la longitud de cada panel.

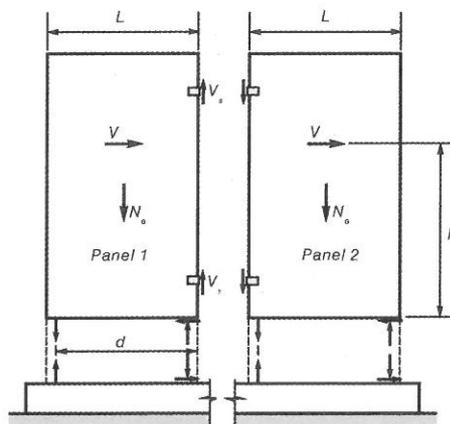


Figura 10. Acciones sobre los paneles prefabricados.

La carga axial actuante en cada tabique se ve afectada por la interacción de los paneles entre sí, la cual origina que las platinas transfieran la fuerza de corte V_s (desde el punto de vista conceptual, la

estructura es similar a dos tabiques de hormigón armado acoplados por vigas). Por lo tanto la fuerza axial N en los paneles 1 y 2 es:

$$N_1 = N_g - 2V_s$$

$$N_2 = N_g - 2V_s \quad (6)$$

siendo N_g la carga axial originada por las acciones gravitatorias en cada panel.

La resistencia a flexión de las conexiones panel-fundación puede determinarse mediante análisis seccional, teniendo en cuenta las características de los materiales, las posición y tipo de barras de refuerzo y el esfuerzo axial en cada panel. En el caso considerado, cada panel tiene una resistencia diferente, M'_1 y M'_2 , debido a que las cargas axiales netas son diferentes (ver Ecuación 6). Una vez que se han determinado los momentos resistentes se puede evaluar la resistencia lateral de la estructura, V , asumiendo que es igual a la suma de las resistencias individuales de cada panel, de modo que:

$$V = \frac{M'_1 + M'_2 + 2V_s L}{h} \quad (7)$$

Para el caso de la estructura ensayada, $V=71.1\text{kN}$.

El procedimiento descrito previamente representa un solución simple para evaluar la resistencia de la estructura basado en consideraciones de equilibrio. El desplazamiento de fluencia y último, también puede evaluarse mediante un procedimiento simplificado, considerando los desplazamientos originados por la deformación elástica de los paneles más los efectos de la rotación resultante de la deformación en las barras de refuerzo que atraviesan la conexión entre el panel y su base de fundación [2].

Además, se realizó un estudio más detallado de la respuesta de los paneles utilizando un modelo de elementos finitos. Cada panel se representó con elementos de cuatro nodos, en tensión plana, asumiendo comportamiento lineal y elástico del material. La junta vertical entre los paneles y las juntas horizontales entre cada panel y la base de fundación se modeló con elementos tipo interfaces de cuatro nodos. Para representar el comportamiento axial y de corte (acción de dovola) de las armaduras de acero que cruzan la conexión panel-fundación se emplearon resortes no lineales. Este mismo tipo de elementos se usaron para modelar las platinas de conexión entre paneles.

Resultados

En el ciclo de carga inicial, los paneles conectados con platinas dúctiles se comportaron en rango lineal, sin mostrar fisuras o daño alguno. En el segundo ciclo, con una fuerza lateral máxima de 60 kN, se desarrollaron fisuras a lo largo de la junta horizontal entre los paneles y la base. Mediciones realizadas durante el ensayo muestran que las barras de acero en la conexión panel-fundación fluyeron en el segundo ciclo de carga, al igual que las platinas perforadas de acero que conectaban los dos paneles. A medida que se continuó el ensayo aumentando los desplazamientos laterales se observó que los paneles sufrían deslizamiento por corte en la junta horizontal, sin embargo dicho deslizamiento fue controlado por las barras de refuerzo que cruzaban la conexión panel-fundación. El ensayo se finalizó por la fractura de una de las barras de acero que conectaban uno de los paneles a la base de fundación. La inspección visual realizada demostró que no había fisuras en el panel prefabricado ni daño alguno en la zona de las uniones entre paneles a lo largo de la junta vertical.

Los resultados del ensayo indican que la estructura exhibió un respuesta estable bajo la acción de cargas laterales con variación cíclica. En el rango inelástico, los ciclos de histéresis mostraron un estrechamiento significativo ("pinching") como resultado del deslizamiento por corte de los paneles prefabricados. A pesar de este comportamiento, la estructura fue capaz de soportar las acciones laterales sin degradación de resistencia, aún cuando se aplicaron desplazamientos laterales de importancia (la ductilidad máxima impuesta fue $\mu=22.7$). La Fig. 11 presenta la curva fuerza lateral-desplazamiento medida durante el ensayo.

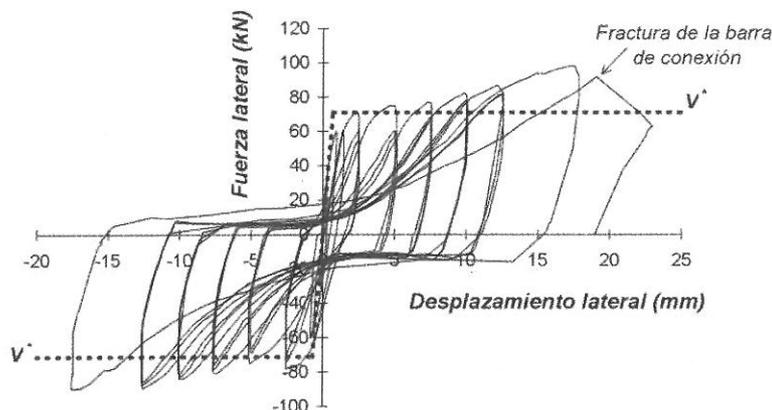


Figura 11. Respuesta fuerza lateral-desplazamiento medida durante el ensayo de dos paneles con uniones soldadas dúctiles.

En la Fig. 11 se presenta una comparación entre los resultados experimentales con la predicción simplificada pudiéndose observar, en general, una buena concordancia. La curva de resultados numéricos calculada con el modelo refinado (la cual no se incluye en la Fig, 11) fue capaz de representar en forma mucho más precisa la respuesta experimental. Sin embargo, debe aclararse que una modelación analítica con elementos finitos en campo no lineal no se utiliza usualmente en diseño debido a su complejidad.

El desplazamiento lateral que experimentaron los paneles prefabricados puede desglosarse en tres componentes: (i) desplazamiento debido a deformaciones de flexión y corte, (ii) desplazamiento debido a deslizamiento por corte en la junta horizontal, y (iii) desplazamiento resultante de la rotación rígida del panel originada por la elongación de las armaduras de refuerzo vertical en la conexión panel-fundación. El análisis de la información recogida durante el ensayo permitió estimar las distintas componentes, llegándose a la conclusión de que en los ciclos iniciales la mayor parte del desplazamiento lateral fue resultado de la rotación del panel, mientras que en los ciclos finales el deslizamiento por corte fue el mecanismo más importante.

Los instrumentos de medición que registraron el desplazamiento relativo entre los dos paneles permitió evaluar la curva fuerza-desplazamiento para cada platina perforada de acero. Estos resultados fueron totalmente similares a los obtenidos en el ensayo de las platinas aisladas (ver Fig. 5), lo cual confirma la gran capacidad de este tipo de conexiones para deformarse en forma dúctil y estable.

DISEÑO DE MUROS PREFABRICADOS CON CONEXIONES DUCTILES

Los paneles de hormigón prefabricado con conexiones dúctiles soldadas se comportan, desde un punto de vista estructural, en forma similar a tabiques de hormigón armado acoplados. El acoplamiento se logra a través de las platinas de conexión, lo cual origina una disminución del momento flector en los paneles y modifica la fuerza axial actuante en los mismos. La magnitud de estos cambios depende del grado de acoplamiento, esto es, de la fuerza de corte V_s que las platinas pueden transferir. A pesar de que ciertos componentes del sistema estructural pueden exhibir un comportamiento frágil, la aplicación de los principios fundamentales del diseño por capacidad asegura que pueda obtenerse una respuesta global de la estructura adecuada para resistir acciones sísmicas.

A los efectos de determinar las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura, y de acuerdo a los criterios presentes en la mayoría de los códigos sismorresistentes en vigencia, el diseñador debe adoptar un valor de ductilidad global de la construcción. Teniendo en cuenta los resultados experimentales obtenidos en este trabajo, en los que se observó una respuesta aceptablemente dúctil, pero con un mecanismo controlado por deslizamiento por corte, se recomienda diseñar este

tipo de construcciones como estructuras de ductilidad moderada, esto es, con un factor de ductilidad global no mayor de 3.0.

Se presentan a continuación, en forma resumida, los pasos sucesivos del procedimiento de diseño propuesto para edificios con paneles de hormigón prefabricado con conexiones soldadas dúctiles:

1. Los paneles prefabricados deben diseñarse para resistir los distintos estados de carga resultante de las fuerzas gravitatorias, de acciones laterales (en el plano del panel y en la dirección perpendicular) y de esfuerzos térmicos. Además, se debe prestar especial atención, a los estados de carga resultantes del transporte y montaje de los paneles prefabricados.
2. La resistencia a flexión de la conexión entre cada panel prefabricado y la base o fundación debe analizarse considerando el efecto de la fuerza de corte V_s transmitida por la unión soldada de acuerdo a la configuración particular de cada caso (las Ecuaciones 5 y 6 representan el caso de la estructura ensayada). Inicialmente, la fuerza V_s debe ser estimada por el diseñador con el criterio de evitar que la modificación de la fuerza axial en los paneles conduzca a situaciones inconvenientes, tales como aumento o reducción excesiva de la resistencia flexional. Se recomienda evitar la situación de que alguno de los paneles prefabricados quede sometido a esfuerzos de tracción.
3. El esfuerzo de corte resistido por cada panel, por los probables efectos de sobrerresistencia, tiene que ser transferido a la base o viga de fundación. Para ello debe verificarse que la conexión panel-fundación presente la resistencia a corte adecuada. El procedimiento de diseño del panel y su conexión con la base (pasos 1, 2 y 3) se describe con mayor detalle en las referencias [2, 3].
4. Las platinas perforadas de acero y los cordones de soldadura usadas en las conexiones deben seleccionarse siguiendo el criterio descrito en este trabajo (ver Fig. 7), utilizando las Ecuaciones 2, 3 y 4 para calcular la rigidez y resistencia a corte de las mismas. En esta etapa deben seleccionarse las platinas de conexión para que tengan una resistencia similar a la adoptada en el paso 2. Caso contrario será necesario repetir el proceso de diseño desde el paso 2.
5. Por último, se debe verificar que las platinas de acero embebidas en los paneles (sobre las que se sueldan las platinas perforadas) sean capaces de resistir las fuerzas de corte que se desarrollan en las platinas de conexión. Para ello se recomienda el uso del detalle de anclaje ilustrado en la Fig. 2, siendo necesario determinar el área de las barras diagonales mediante la Ecuación 1. Además deben verificarse los cordones de soldadura y la longitud de anclaje de las barras.

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones obtenidas en el estudio analítico-experimental que se presentan en este trabajo son:

- Es de fundamental importancia diseñar adecuadamente las uniones entre los distintos componentes de una construcción con paneles prefabricados de hormigón armado. Las conexiones representan los elementos más débiles de la cadena de resistencia y deben disponer de suficiente reserva de ductilidad para resistir acciones sísmicas sin ocasionar el colapso de la estructura o daños irreparables.
- Para el caso particular de conexiones soldadas entre paneles se propone en este trabajo el uso de platinas perforadas de acero. Estudios analíticos basados en modelos con elementos finitos y verificaciones experimentales indican que este tipo de elementos de conexión permiten obtener una respuesta sumamente dúctil y estable, con buena disipación de energía. Para ello es necesario evitar la ocurrencia de modos de falla frágil, tales como los ocasionados por fractura de los cordones de soldadura o falla de los anclajes de las platinas embebidas en el hormigón. Este objetivo puede lograrse mediante la aplicación de los principios básicos del diseño por capacidad.
- A los efectos de verificar el comportamiento de la conexión propuesta, se ensayó la platina perforada de acero en forma aislada sometida a esfuerzos de corte con variación cíclica. Además, se realizó el ensayo de una estructura completa formada por dos paneles prefabricados, montados sobre una base o viga de fundación, conectados entre sí con platinas perforadas de acero.

- Se presenta un procedimiento simple para el diseño sismorresistente de paneles prefabricados con conexiones dúctiles, basado en consideraciones analíticas y en los resultados obtenidos del programa experimental. La aplicación de los principios básicos del diseño por capacidad asegura que, a pesar de que algunos componentes del sistema estructural puede exhibir un comportamiento frágil, la respuesta global de la estructura es adecuadamente dúctil.
- Las platinas de conexión propuestas son fáciles de fabricar y pueden reemplazarse en forma rápida y económica en caso de que fueran dañadas con resultado de la ocurrencia de un sismo severo.
- Más investigación experimental es necesaria para verificar el comportamiento de otras uniones comúnmente usadas en la construcción de edificios con paneles prefabricados.

AGRADECIMIENTOS

Este programa de investigación se llevó a cabo gracias al apoyo de Foundation for Research, Science and Technology, Nueva Zelanda, a través de un subsidio del Public Good Science Fund (Contract UOC 306, 1993/1996). Se agradece también el soporte económico brindado al primer autor por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo durante su estadía en Nueva Zelanda.

NOTACION

B : ancho de la platina de conexión
 D : diámetro del agujero circular en la platina de conexión
 f_y : tensión de fluencia del acero
 f_u : tensión última del acero
 K_s : rigidez a corte de la platina perforada
 h : altura de aplicación de la fuerza lateral
 L : longitud de la platina de conexión
 L_w : longitud de los cordones de soldadura horizontales
 M : momento flector
 M' : momento resistente
 N : carga axial
 N_g : carga axial originada por las acciones gravitatorias
 t : espesor de la platina de conexión
 t_w : espesor de los cordones de soldadura
 V' : resistencia lateral
 V_s : fuerza de corte en la platina de conexión
 V_{sy} : resistencia de fluencia de la platina de conexión
 V_{su} : resistencia última de la platina de conexión
 α : ángulo de inclinación de las barras de anclaje diagonales
 λ : factor de sobrerresistencia
 μ : ductilidad de desplazamiento

REFERENCIAS

1. Earthquake Spectra, *Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report*, Supplement C to Vol. 11, Enero, 1996.
2. Restrepo, J. I, Crisafulli, F. J. y Park, R., *Earthquake Resistance of Structures: The Design and Construction of Tilt-Up Reinforced Concrete Buildings*, Research Report 96-11, University of Canterbury, septiembre 1996, 138 pág. y anexos.
3. Crisafulli, F. J., Restrepo, J. I. y Park, R. "Recomendaciones para el diseño de estructuras sismorresistentes con paneles prefabricados de hormigón armado", XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, septiembre, 1998.
4. Schultz, A. E., Tadros, M. K., Xiao Ming Huo and Magana, R. A., "Seismic Resistance of Vertical Joints in Precast Shear Walls", Proceedings of the FIP '94, XII Congress, Washington D.C., May 1994, Vol. 1, pp. E23-E27.
5. Paulay, T. y Priestley, M. J. N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., 1992, 744 p.