

PÓRTICOS PREMOLDEADOS DE H°A° EN ZONA DE ELEVADA SISMICIDAD

INGENIERO CIVIL SEBASTIÁN FELIPE VAQUERO ⁽¹⁾
INGENIERO CIVIL DAMIÁN RAÚL CORREA
INGENIERO CIVIL SERGIO FABIÁN WOLKOMIRSKI

Resumen: La construcción de un parral para apoyo de cañerías en una refinería en operación ubicada en Mendoza, Argentina, presenta problemáticas muy singulares en lo que respecta a su construcción y tipología estructural. En este caso en particular se requería que la estructura fuese de H°A° premoldeado, pedido por el cliente para acelerar y facilitar su construcción, que minimice el trabajo in situ, que cumpla con el CIRSOC 2005 vigente, y que la misma no tenga arriostramientos en la sección transversal para permitir el mantenimiento de las cañerías.

Para cumplir con las condiciones de borde se propuso utilizar pórticos premoldeados de H°A°, con una sola unión húmeda, como sistema de rigidez transversal, vigas longitudinales premoldeadas que funcionarían a su vez como llaves de corte y arriostramientos metálicos como sistema de rigidez longitudinal. Se estudiaron las uniones para cumplir con las exigencias del reglamento para zona sísmica teniendo en cuenta las tolerancias de montaje de los distintos elementos y minimizando el hormigón in situ así como los trabajos en altura.

En el presente trabajo se explica la metodología de cálculo adoptada y se muestran los resultados del montaje de los pórticos premoldeados.

Abstract: *The construction of a pipe rack within an operating refinery located in Mendoza, Argentina, presents singular issues related to its construction and structural typology. In this particular case the structure was required to be made of precast reinforced concrete, as requested by the client in order to accelerate and facilitate its construction, minimize on site work, comply with CIRSOC 2005 applicable regulatory requirements and the lack of bracing in the cross-section was required in order to allow the maintenance of the pipes.*

To comply with the boundary conditions, it was proposed to use precast reinforced concrete moment frames, with just one wet connection, as the transverse load resisting system, longitudinal precast reinforced concrete beams working as shear keys and steel bracing as the longitudinal load resisting system. The connections were studied in order to comply with the requirements of the seismic code taking into account the erection tolerances and minimizing on site concrete work as well as working at heights.

In the present work the adopted calculation methodology is explained and the results of the erection of the precast concrete frames are shown.

(1) Laboratorio de Dinámica de Estructuras, Facultad de Ingeniería, UBA
Email: sebivaq@gmail.com

1. INTRODUCCIÓN

La construcción de un pórtico premoldeado que tenga por objetivo darle apoyo a cañerías de proceso tiene varias condiciones de borde que deben ser atendidas a la hora de diseñar y construir al mismo. Las refinerías cuentan con estrictas medidas de seguridad que dificultan la utilización de los métodos tradicionales de construcción y a su vez tienen la necesidad de minimizar los tiempos de obra ya que cualquier retraso implica grandes pérdidas de dinero.

En esta obra en particular se requería que la estructura fuera de hormigón premoldeado, por un lado para minimizar el hormigonado dentro de la refinería y por el otro para acelerar su construcción. A su vez esta circunstancia, estando la planta ubicada en una zona de alta sismicidad, condiciona al proyectista a emplear detalles de conexión entre las distintas piezas que tengan un buen desempeño en zona sísmica (cumpliendo con la normativa vigente en Mendoza, CIRSOC 2005) y que minimicen/simplifiquen los trabajos de montaje. Adicionalmente no se puede perder de vista que es imprescindible brindarle al cliente una estructura que facilite el mantenimiento de las cañerías y sus accesorios, los cuales son esenciales para los procesos que se dan dentro de la planta.

Para satisfacer todos estos requerimientos se propuso utilizar en sentido transversal pórticos premoldeados de H°A° con una sola unión húmeda por nivel y en sentido longitudinal una estructura mixta compuesta por vigas de H°A° simplemente apoyadas funcionando como llaves de corte y arriostramientos metálicos longitudinales cada varios vanos. Al prescindir de arriostramientos en el sentido transversal, se logra generar un espacio suficiente para un correcto mantenimiento de las líneas.

En los parrales más largos se colocaron juntas cada 5 ó 6 campos en sentido longitudinal, de manera que cada módulo de pórticos tuviese un solo arriostramiento metálico en el centro. Esta situación permite disminuir los esfuerzos en dichos elementos de acero producidos por los efectos de retracción y temperatura.

2. SISTEMA DE FUNDACIONES

Cabe destacar que al tratarse de una obra dentro de una refinería en pleno funcionamiento, existe un alto grado de interferencias a nivel de fundación las cuales no siempre pueden ser detectadas en la fase de diseño. Con esto en mente se tomaron como premisas que el sistema de fundaciones elegido debería:

- Minimizar el tamaño de las fundaciones
- Permitir un alto grado de flexibilidad a la hora de introducir modificaciones

Considerando los requisitos reglamentarios con respecto al arriostramiento de las fundaciones ^[1] y no perdiendo de vista que la estructura premoldeada no debería ser susceptible a cedimientos diferenciales, se optó por un sistema de bases y vigas de fundación in situ.

Dadas las excelentes condiciones geotécnicas del emplazamiento se diseñaron las bases para que tomen solamente carga vertical y se dimensionaron a las vigas para tomar la totalidad del momento de empotramiento de la columna. El esquema estático resultante es el que se muestra en la Figura 1.

Adicionalmente las bases fueron diseñadas para absorber el efecto de levantamiento producto de las acciones sísmicas horizontales, cuya descomposición

genera un par de fuerzas verticales en las columnas. Este efecto se debe principalmente a las combinaciones de cargas indicadas en el CIRSOC 2005, donde se aplican coeficientes de minoración de las cargas permanentes sin disminuir las cargas accidentales (viento y/o sismo). Cabe mencionar que la viga de fundación transversal forma parte del pórtico en esa dirección, colaborando en la rigidez del conjunto a los efectos de obtener menores dimensiones en los elementos de la superestructura.

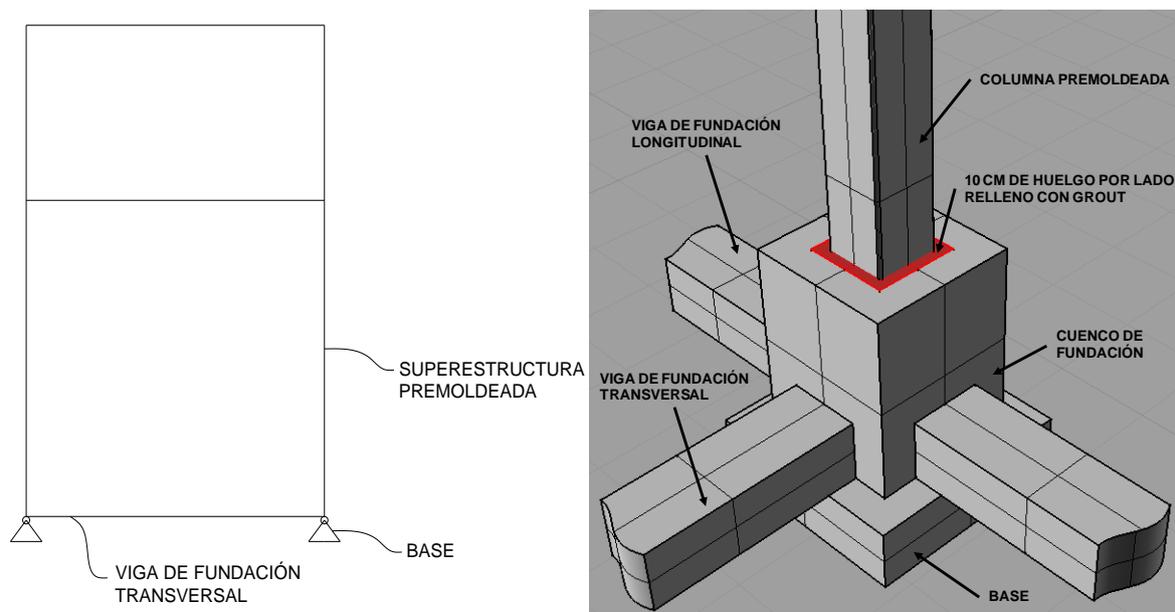


Figura 1 - Esquema estático transversal y esquema en 3D

Al contar con un probado buen desempeño ante cargas sísmicas ^[2-4], y teniendo en cuenta la necesidad de poder absorber posibles errores de la obra civil de fundaciones, maximizar las tolerancias de montaje y adoptar una solución ampliamente utilizada por los contratistas locales, se optó por diseñar la base con un cuenco de fundación para la posterior colocación de la estructura premoldeada.

Las reacciones que ejerce la columna sobre las paredes del cuenco fueron obtenidas mediante las ya conocidas relaciones difundidas por Leonhardt y Mönning ^[5]. Las mismas fueron amplificadas por un factor de sobrerresistencia (Ω_0) de 2,0 con el objetivo de forzar a la rótula plástica a formarse en la columna donde la disipación de energía puede ser bien controlada mediante un esquema de armado satisfactorio.

3. SISTEMA DE RIGIDEZ TRANSVERSAL

La metodología de diseño basada en la capacidad que utilizamos para la superestructura se rige por los siguientes axiomas ^[6]:

- Se define un mecanismo cinemático de colapso de manera de maximizar la ductilidad global, minimizando la rotación plástica en las rótulas plásticas.
- Se distinguen claramente las zonas de formación de rótulas plásticas.

- Las partes de la estructura que deben permanecer en rango elástico se deben diseñar para las máximas sollicitaciones considerando la sobrerresistencia en las zonas de formación de rótulas plásticas.
- El armado en las zonas de formación de rótulas plásticas se debe detallar debidamente para poder disipar energía sin que falle la pieza.

Naturalmente se decidió utilizar un mecanismo cinemático de colapso del tipo columna fuerte – viga débil, como el que se muestra en la Figura 2:

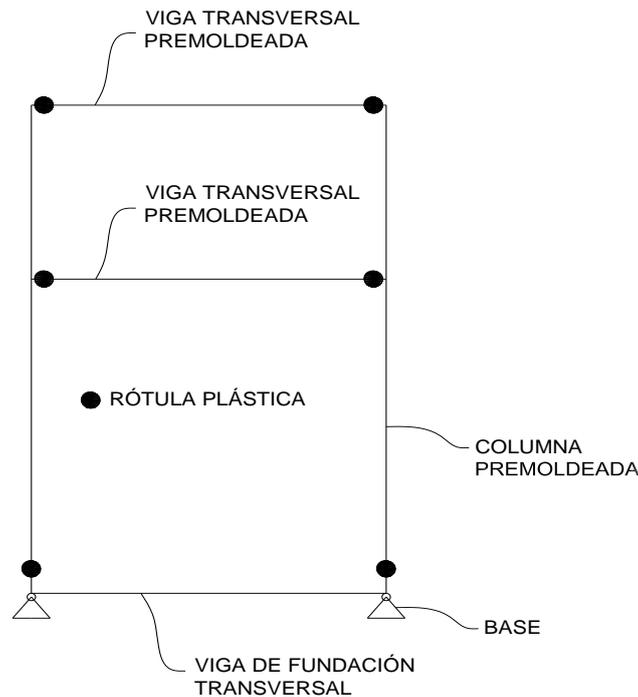


Figura 2 - Mecanismo cinemático de colapso

En la zona de formación de rótulas plásticas se espera que tanto la armadura superior, como la armadura inferior, entren en fluencia (y hasta posiblemente en la zona de endurecimiento) lo cual hace inviable utilizar una conexión entre premoldeados estándar donde la continuidad de armadura se logra haciendo una unión húmeda en la zona del nudo del pórtico. De hecho el CIRSOC 103-05 – Parte II en su sección 2.2.10.1 dice: “En la zona de formación de rótulas plásticas, cuando pudieran ocurrir reversiones de tensiones, no se podrán empalmar barras por yuxtaposición dentro de una longitud igual a la altura de la viga, medida desde la sección crítica”. Con esto en mente se decidió ubicar la zona de empalme de armaduras en el centro del tramo, lejos de la zona de formación de rótulas plásticas, donde además los momentos resultan más pequeños ante las cargas horizontales. Este tipo de unión es ampliamente utilizada en varias partes del mundo con altas demandas sísmicas sobre las estructuras, como Hawaii y Nueva Zelanda ^[7,8]. Incluso se han realizado varios ensayos donde se comprobó su buen desempeño sísmico ^[9].

Para poder materializar este empalme entre las piezas premoldeadas se decidió hormigonar cada columna con un tramo de viga transversal. Para evitar interferencias a la hora del montaje, y minimizar los costos de molde, se resolvió

generar un único tipo de molde en el cual la armadura en espera de la viga estuviera descentrada con respecto al eje de la misma. Cabe resaltar que de esta forma se logró evitar sobrecostos en el transporte de las piezas premoldeadas al no superar el ancho máximo impuesto por Vialidad Nacional. De esta manera dos piezas exactamente iguales pero enfrentadas entre sí, pueden materializar el empalme como se muestra en la Figura 3:

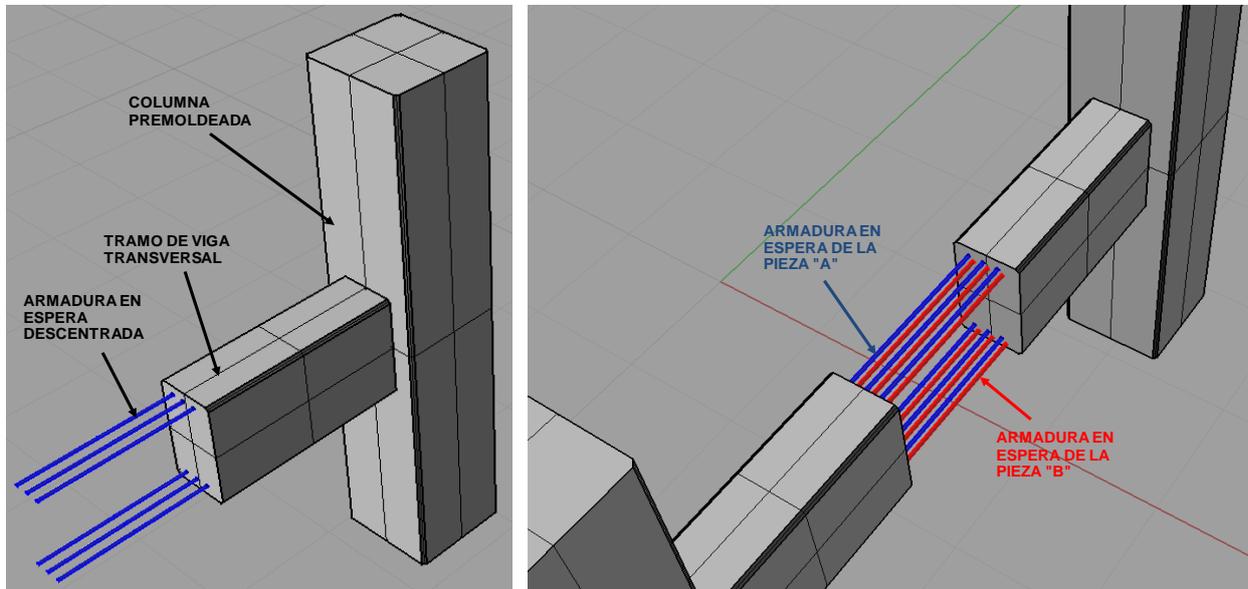


Figura 3 – Esquema de conexión entre piezas premoldeadas

Una vez montadas ambas piezas, se colocan los estribos, y luego se procede a encofrar y hormigonar el tramo central con un hormigón in situ de iguales o mejores características que el de la pieza premoldeada.

4. SISTEMA DE RIGIDEZ LONGITUDINAL

En el sentido longitudinal se descartó generar pórticos con el mismo sistema de conexión para evitar piezas cuya fabricación, transporte y montaje se hicieran excesivamente complicados. Adicionalmente se descartó utilizar un arriostramiento longitudinal de H°A° por la dificultad que ello traería a sus respectivas conexiones.

Habiendo desechado una amplia gama de alternativas, se optó por generar un arriostramiento longitudinal metálico con uniones abulonadas. Es destacable resaltar que el desempeño sísmico de la estructura mixta resultante ha sido estudiado por varios autores^[10-12], siempre con resultados positivos.

La conexión entre las vigas longitudinales (llaves de corte) y las columnas premoldeadas se diseñó de manera tal que la unión pudiese transmitir los fuertes esfuerzos de compresión y tracción presentes en la viga, siempre trabajando en el rango elástico. Con el fin de lograr esta premisa se dimensionó la conexión para tomar los esfuerzos resultantes amplificados con un factor de sobrerresistencia (Ω_0) de 2,0 de forma análoga a como se especifica en los reglamentos internacionales para elementos que llevan la carga al sistema de rigidez principal (collectors)^[13].

Este concepto de detalle se materializó colocando un noyo en la media madera de la viga y otro en la ménsula corta de la columna. La vinculación de los elementos se realizó por medio de un perfil metálico capaz de absorber el esfuerzo de corte en el

plano de la unión. Finalmente se rellenó la unión con grout para garantizar la transmisión de los esfuerzos por contacto y proteger al perfil de la corrosión. En la Figura 4 se muestra un esquema de la conexión adoptada:

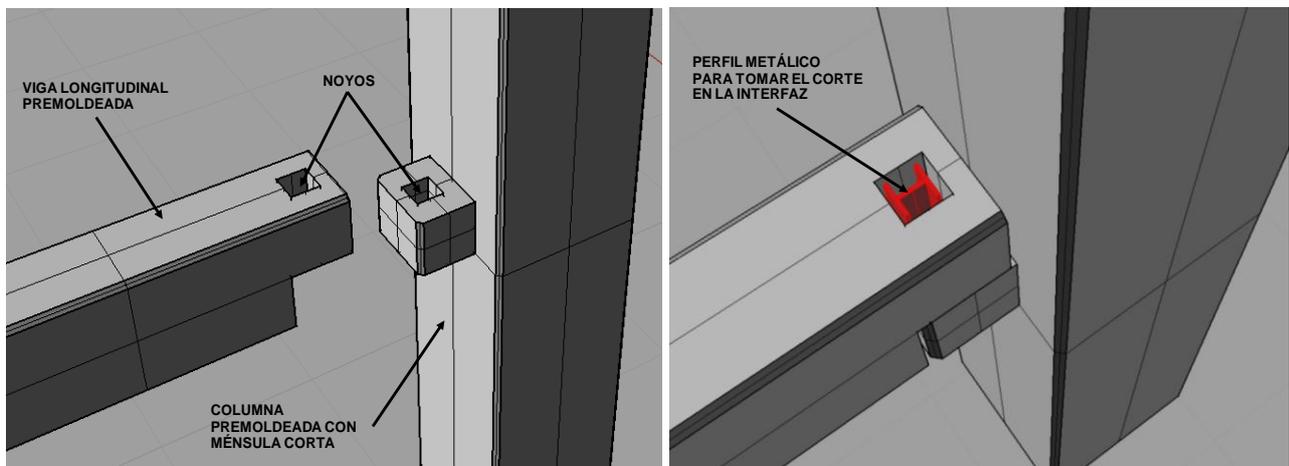


Figura 4 – Esquema de conexión entre la viga longitudinal y la columna

Todas las verificaciones de la conexión se realizaron de acuerdo a las recomendaciones internacionales sobre diseño de elementos premoldeados ^[14] y sus uniones ^[15].

El mayor desafío de las conexiones entre el arriostramiento metálico y el resto de la estructura fue compatibilizar las tolerancias de cada sistema (metálico, hormigón premoldeado e in situ) para lo cual se plantearon uniones con bulones de alta resistencia trabajando enteramente a la fricción (amplificando su sollicitación por Ω) con agujeros ovalados perpendiculares entre sí para mejorar considerablemente las tolerancias. El tamaño de los agujeros ovalados surgió de plantear para el montaje del premoldeado los casos más desfavorables de acuerdo a las tolerancias especificadas en recomendaciones internacionales ^[16] y de verificar que la conexión abulonada siguiera siendo materializable. Al prever insertos debajo de las ménsulas cortas, se puede soldar la cartela donde se materializa la unión anteriormente explicada, como se muestra en la Figura 5:

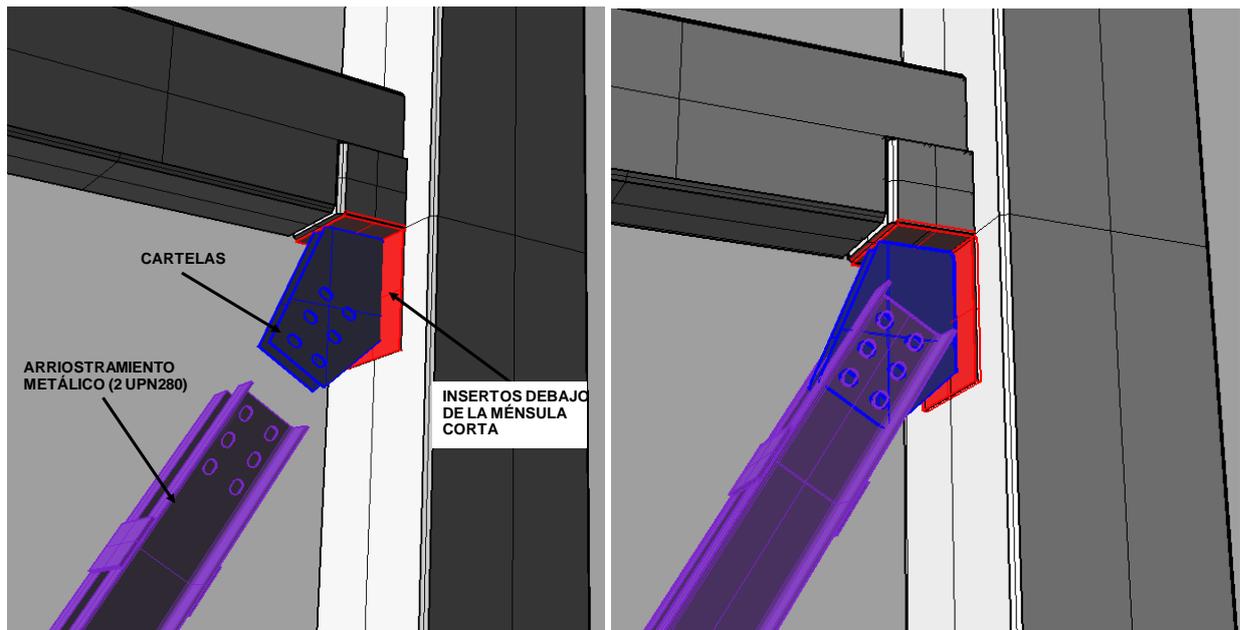


Figura 5 – Esquema de conexión entre el arriostramiento y la columna

Distintas son las condiciones que existen en la conexión entre el arriostramiento metálico y las fundaciones, donde las tolerancias deben ser mayores debido a que las fundaciones se construirían con hormigón in situ. Esta particularidad se resolvió diseñando un pedestal en las vigas de fundación longitudinales con noyos de dimensiones generosas para colocar los anclajes del arriostramiento, compuesto por bulones de anclaje y una llave de corte. En la Figura 6 se muestra el esquema de la conexión adoptada:

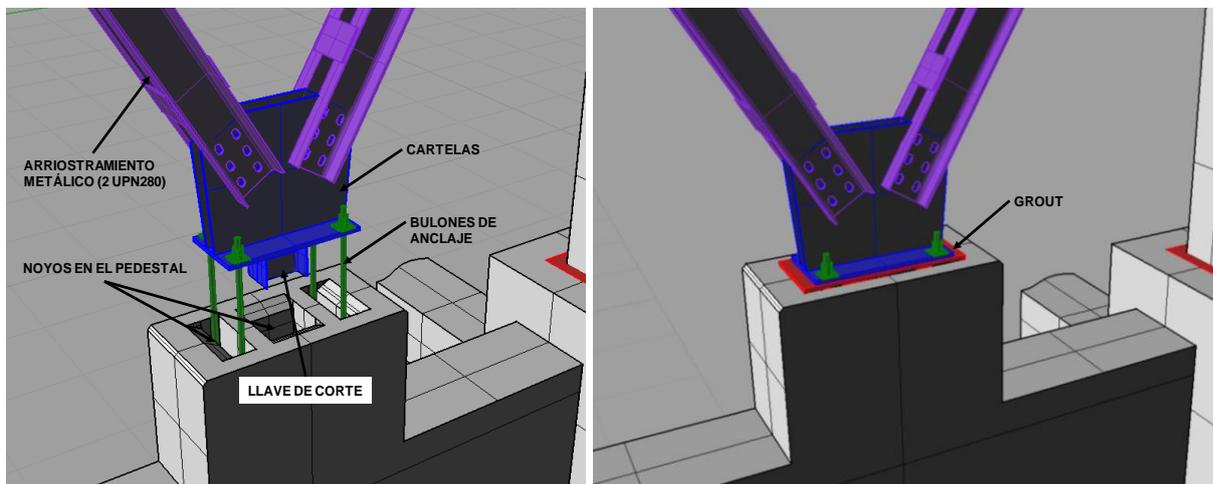


Figura 6 – Esquema de conexión entre el arriostramiento y las fundaciones

De igual forma que en los niveles superiores, una vez finalizada la presentación de los elementos y garantizada la absorción de las imperfecciones de fabricación y montaje, se rellenó el noyo con grout.

Las vigas longitudinales, las ménsulas cortas y los pedestales se verificaron incrementando su sollicitación por el coeficiente de amplificación (Ω_0) y considerado la hipótesis de que ante la falla de una de las dos diagonales metálicas se produce

una fuerza desequilibrada sobre la estructura. Esta es una de las condiciones requeridas por los reglamentos sismorresistentes internacionales ^[17] para permitir el uso de arriostramientos tipo “K”.

5. EXPERIENCIA DESPRENDIDA DE SU FABRICACIÓN Y MONTAJE

Tanto el armado, encofrado, hormigonado, como la materialización de las conexiones se realizó de forma exitosa. Solamente fueron necesarios algunos cambios menores en el armado de las columnas para permitir la colocación de los elementos de izaje. En las Figuras 7-12 se muestran algunas fotos del desarrollo de las obras.

Como salvedad cabe mencionar que debido a que al día de la presentación del presente trabajo todavía no se habían llegado a montar los arriostramientos metálicos, aún no se cuenta con fotos de los mismos.



Figura 7 – Armado de las fundaciones



Figura 8 – Encofrado del pedestal



Figura 9 – Encofrado de la columna premoldeada



Figura 10 – Acopio de las columnas premoldeadas en el emplazamiento



Figura 11 – Montaje del pórtico premoldeado



Figura 12 – Montaje del pórtico premoldeado

6. CONCLUSIONES

Este trabajo presenta una metodología innovadora para resolver pórticos premoldeados en zonas de alta sismicidad. Del diseño y construcción de los mismos se pueden resaltar las siguientes conclusiones:

1. La utilización del diseño basado en la capacidad es fundamental para un buen comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas. El uso de coeficientes de sobrerresistencia en las zonas donde se pretende mantener un comportamiento elástico es clave para mantener siempre disponible un camino para las cargas.
2. En elementos premoldeados las conexiones son ítems críticos a estudiar. Se debe tener en cuenta que las uniones elegidas deben contar con un buen desempeño sísmico.
3. Generando la continuidad de armadura en el centro de tramo se logran uniones capaces de resistir la reversión de tensiones fuera de la zona de rótulas plásticas.
4. El uso de una estructura mixta permitió cumplir con las exigencias del proyecto y a su vez acelerar los tiempos de construcción.
5. En este trabajo se presentan argumentos suficientes para afirmar que el sistema diseñado es viable constructivamente.

7. REFERENCIAS

1. Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Normas Argentinas Para Construcciones Sismorresistentes.
2. Sezen, H. y Whittaker, A. (2006). "Seismic Performance of Industrial Facilities Affected by the 1999 Turkey Earthquake". Journal of Performance of Constructed Facilities. ASCE. Febrero 2006.
3. Blandón, J. y Rodríguez, M. (2005). "Behavior of Connections and Floor Diaphragms in Seismic-Resisting Precast Concrete Buildings". PCI Journal. Marzo-Abril 2005.
4. Belotti, D., Bolognini, D. y Nascimbene, R. (2008). "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Precast Traditional Italian Frames and Subassemblies". The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Octubre 12-17, 2008, Beijing, China.
5. Leonhardt, F. y Mönning, E. (1977). "Estructuras de Hormigón Armado, Tomo III, Bases para el armado de estructuras de Hormigón Armado". El Ateneo.
6. Paulay, T. y Priestley M. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". John Wiley & Sons, INC.
7. Yee, A. (1973). "New Precast Prestressed System Saves Money in Hawaii Hotel". PCI Journal. Mayo - Junio 1973.
8. Park, R. (2002). "Seismic Design and Construction of Precast Concrete Buildings in New Zealand". PCI Journal. Septiembre - Octubre 2002.
9. Park, R., Restrepo, J. y Buchanan, A. (1995). "Test on Connections of Earthquake Resisting Precast RC Frames". PCI Journal. Julio - Agosto 2005.
10. Maheri, M. y Akbari, R. (2003). "Seismic Behaviour factor, R, for Steel X-braced and Knee-braced RC Buildings". Engineering Structures 25 (2003), 1505-1513.
11. Youssef, M., Ghaffarzadeh, H. y Nehdi, M. (2006). "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing". Engineering Structures 29 (2007), 1561-1568.
12. Viswanath, K., Prakash, K. y Desai, A. (2010). "Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames". International Journal of Civil and Structural Engineering. Volume 1, No. 1, 2010.
13. ASCE Standard - ASCE/SEI 7-05. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
14. Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI Design Handbook, Precast and Prestressed Concrete, 7th Edition.
15. Precast/Prestressed Concrete Institute. PCI Connection Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction, 1th Edition.
16. Precast/Prestressed Concrete Institute. Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction. MNL 135-00, 1th Edition.
17. ANSI/AISC 341-05. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.