

DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS Y DISEÑO DE FACHADA PORTANTE INCLINADA

Ing. Agustín Fragueiro¹
Ing. Narciso Novillo²
Ing. Jorge Carrer

RESUMEN

La fachada portante corresponde a un edificio de 10 niveles del centro cívico de la ciudad de Córdoba, Argentina. La misma está conformada a su vez por una retícula de figuras rómbicas que como tales son deformables (en comparación con figuras triangulares) al momento de resistir cargas en su plano. Estos rombos son materializados con elementos de hormigón armado de sección rectangular. La complejidad de la geometría de dicha fachada requiere de un minucioso análisis para obtener los esfuerzos generados tanto por cargas gravitatorias como sísmicas. El proceso constructivo influye en la determinación de esfuerzos ya que resultan diferentes si se considera la estructura cargada en un instante único. En general la fachada está separada 10 centímetros de las losas vinculándose a la misma en los puntos singulares de coincidencia entre ellos. El diseño de la fachada requirió de un análisis especial realizado mediante el método de elementos finitos. Además el requerimiento de ser hormigón visto, que se trata de secciones inclinadas y la considerable densidad de armadura de la retícula de fachada condujo al uso de hormigón autocompactante.

1 INTRODUCCIÓN

Durante los años 2010/2011 se construyó en la ciudad de Córdoba, Argentina, parte del nuevo Centro Cívico de la provincia. La obra está constituida por tres sectores principales: la torre de Ministerios (A), el edificio de la Gobernación (B) y los puentes Del Bicentenario (C) (Figura 1).

La estructura de fachada de la Torre de Ministerios es el elemento estructural que interesa en esta presentación. El edificio cuenta con un subsuelo y 10 niveles, con la particularidad de que las fachadas son portantes de hormigón armado constituidas por varios planos inclinados formados a su vez por una retícula de figuras rómbicas que



como tales son “deformables” al momento de resistir cargas en su plano a diferencia de las retículas con figuras triangulares. En esas condiciones dimensionar la fachada supuso un trabajo fuera de lo habitual requiriendo modelos de elementos finitos de barras y placas atípicos a fin de lograr una buena aproximación del modelo a la estructura real. La fachada está vinculada a las losas mediante uniones puntuales metálicas a lo largo de sus bordes y uniones de hormigón armado en las esquinas quedando en general la fachada separada 10 centímetros de las losas. La gran cantidad de

nudos en la misma, la resistencia necesaria y el requerimiento de ser superficie terminada tipo hormigón visto condujo el uso de hormigón autocompactante. A todo lo anterior se sumó la necesidad de construir en plazos muy cortos.

En la volumetría de la torre es de gran importancia la fachada, que en el proyecto cumplía una función estética principal, agrupando rombos en diversas posiciones y planos logrando la visualización de grupos de cubos fugados (Figura 2).

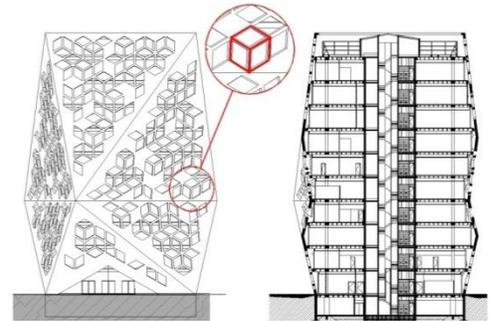


Figura 2: Fachada cara ingreso y corte

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA FACHADA

La torre de Ministerios es un edificio de planta cuadrada de 26 x 26 metros en su base y que en altura se compone del nivel de Subsuelo, Planta Baja y 9 pisos totalizando una altura de 44.70 metros sobre el nivel del terreno. Tiene una distorsión en altura con un plano de quiebre en la cota +16.23 metros correspondiente al piso del 4° nivel y que define una planta cuadrada “girada” 20° respecto a la posición de arranque en planta baja (Figura 3). El perímetro del coronamiento recupera la misma posición que el perímetro de planta en la cota ±0,00. Cabe aclarar que no se trata propiamente de un giro de la geometría de planta puesto que el núcleo central y columnas metálicas interiores permanecen en la misma posición. Se trata de particionar los planos de las fachadas, inclinarlos y girarlos respecto a puntos y rectas específicos dando como resultado la imagen de un volumen distorsionado.

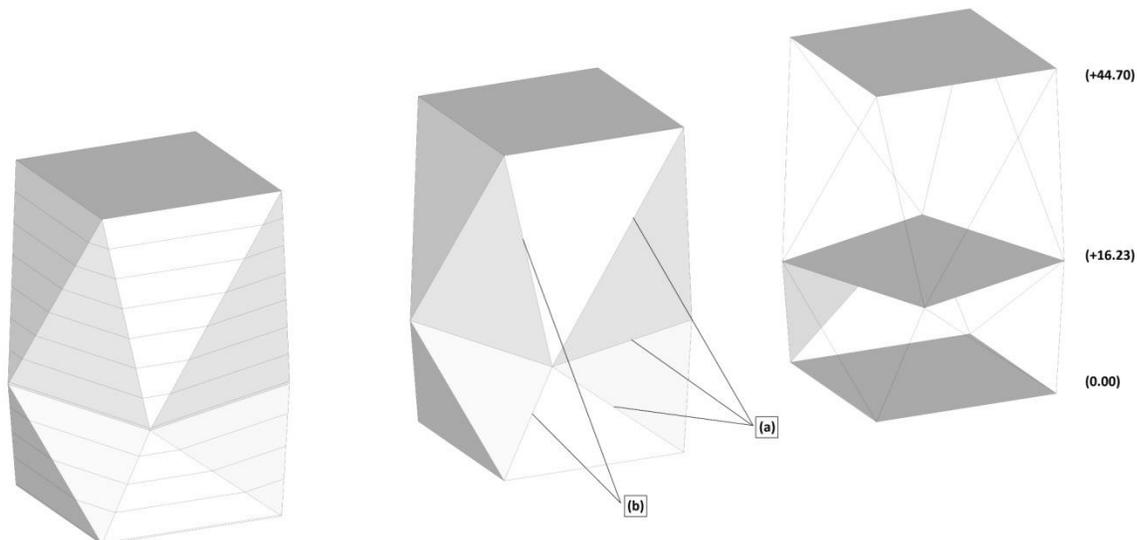
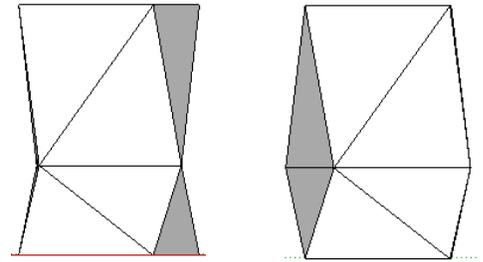


Figura 3: Descripción Volumétrica y vistas descriptivas

Como resultado de esta distorsión se generan en cada una de las cuatro caras laterales del prisma cuatro planos inclinados triangulares. La forma de los paños definidos son triángulos vinculados por las 12 aristas (a) generadas por el quiebre de los planos y las 8 aristas esquineras (b) propias del prisma regular virtual que también sufren el quiebre e inclinación. Todos los paños son inclinados: los inferiores 13° y los superiores 7° con la vertical.



También resulta de esta distorsión que solamente las plantas de cota ± 0.00 , $+16.23$ y el coronamiento del parapeto de borde superior a $+44.70$ son cuadradas mientras que el resto son el resultado de la intersección de los planos inclinados antes mencionados con cada nivel (Figura 4).

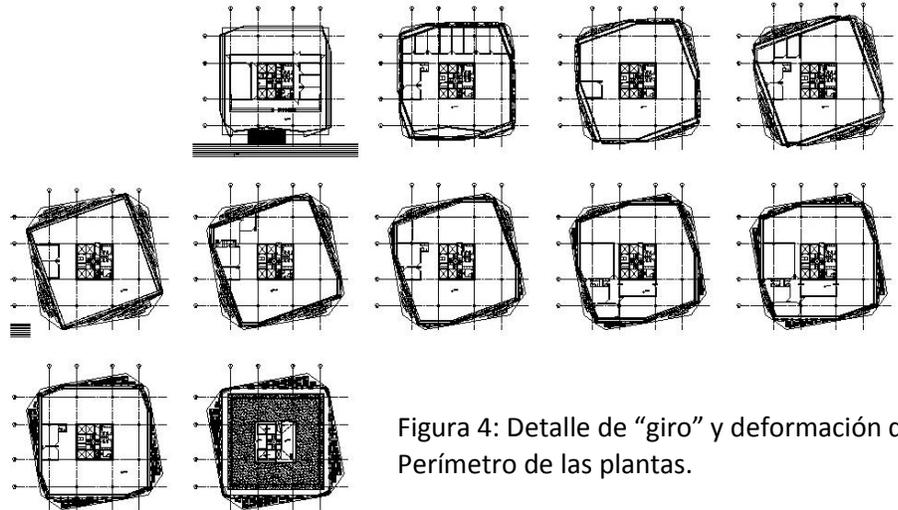


Figura 4: Detalle de “giro” y deformación del Perímetro de las plantas.

En la Figura 5 se muestra con más detalle la disposición de la Planta Baja y la Planta cota $+16.23$ m a fin de observar el máximo “giro” y la disposición de las estructura portante central y perimetral (fachada portante).

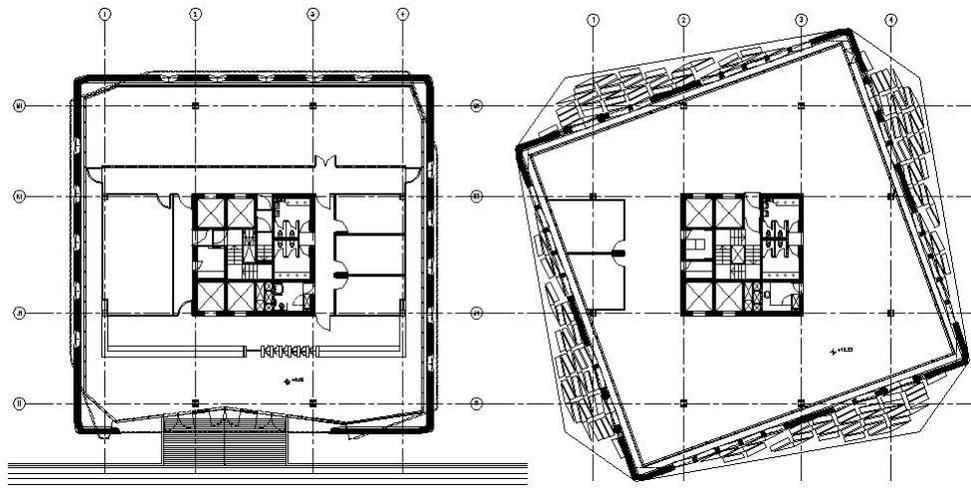


Figura 5: Máximo giro y disposición de estructura principal

2 DESARROLLO

Debido a la particular geometría comentada anteriormente, fue necesario realizar un trabajo atípico para la correcta representación del modelo estructural. La principal dificultad fue la configuración de la fachada, para lo cual se debió recurrir a representaciones 3D realizadas en formato .dwg por el estudio de arquitectura que luego fueron adaptadas para poder ser utilizadas en el programa de cálculo obteniéndose un entramado 3D de barras y placas en las aristas.

2.1 MODELO

Una vez definida la geometría general del edificio se realiza una consideración especial en el modelo de las losas de cada planta. El espesor de las mismas es 45 cm y se moldearon con casetones recuperables de 70x70x38 cm. En la interacción de las losas con la fachada se generan esfuerzos de tracción localizados muy importantes que obligaron al modelado de todos los nervios de las losas para representar lo mejor posible la distribución de tales solicitaciones. La tabiquería central y las columnas metálicas no representaron mayores inconvenientes. Se modelaron mediante placas y barras respectivamente. Ver Figura 6.

Por último cabe destacar la influencia que tuvo el suelo de fundación. Se consideró la diferencia de comportamiento de la estructura ante dos situaciones posibles, en primer lugar tomando el suelo como un elemento elástico (mediante resortes) y en segundo lugar, considerándolo como un elemento infinitamente rígido (mediante apoyos fijos).



Figura 6: Modelo Edificio completo

2.2 DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

Los rombos no son figuras “*indeformables*” como los triángulos y por lo tanto al recibir carga por uno de sus vértices cargado en su plano tiende a cerrarse generando en los elementos solicitaciones de flexión, corte y axial. Mientras que en la retícula que conforman las aristas trabajan a compresión ó tracción, corte y flexión oblicua como elemento prismático de sección variable y al mismo tiempo corte y flexión localizados en direcciones perpendiculares a los planos que contienen cada una de las partes de la sección

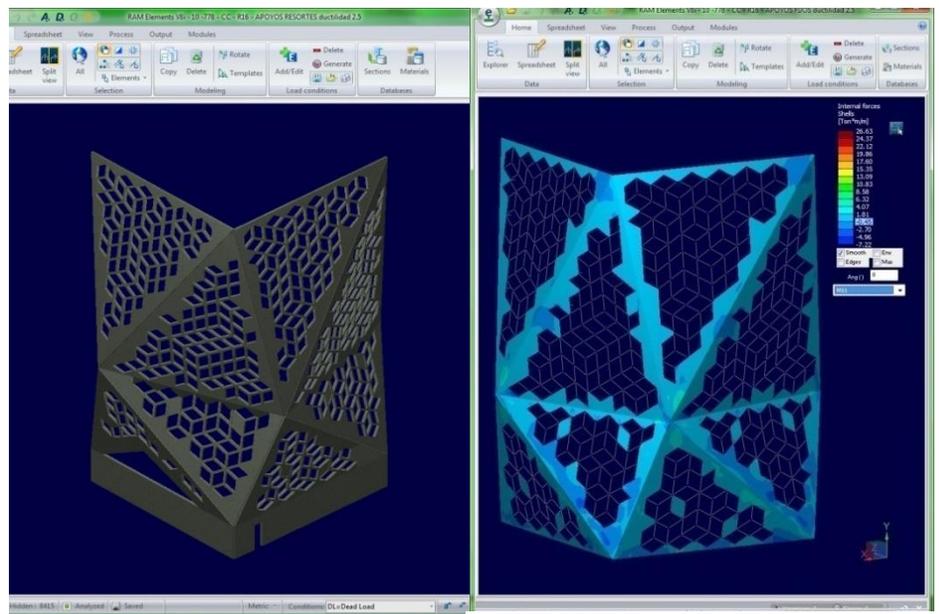


Figura 5: Modelo de Fachada

Figura 6: Imágenes parciales del modelo. Tensiones en aristas.

Es en la determinación de los esfuerzos para el caso de peso propio y cargas durante la construcción donde se da una particularidad muy especial. En este caso el proceso constructivo influye en la magnitud de los esfuerzos.

En caso de no tenerse en cuenta el proceso constructivo (modelo convencional de un edificio) se considera que las cargas externas actúan en forma simultánea en todo el edificio y los esfuerzos se canalizan mayormente por las aristas como se muestra en la figura 7. Las cargas que actúan en el interior de los planos se transmiten mediante esfuerzos de tracción o compresión a las aristas más próximas.

Ahora si consideramos el proceso constructivo los triángulos conformados por las aristas no están materializados aun. En la figura 8 se muestra ilustrativamente como se transmiten los esfuerzos para el caso que estuviese sólo hormigonado hasta el nivel que se muestra con una línea roja. La diferencia en la magnitud de esfuerzos en las secciones que conforman los rombos es del orden del 10 al 15%. Cabe recordar que esta particularidad sólo es válida para aquellas cargas que actúan durante la construcción.



Figura 8 Transmisión de esfuerzos en considerando el proceso constructivo

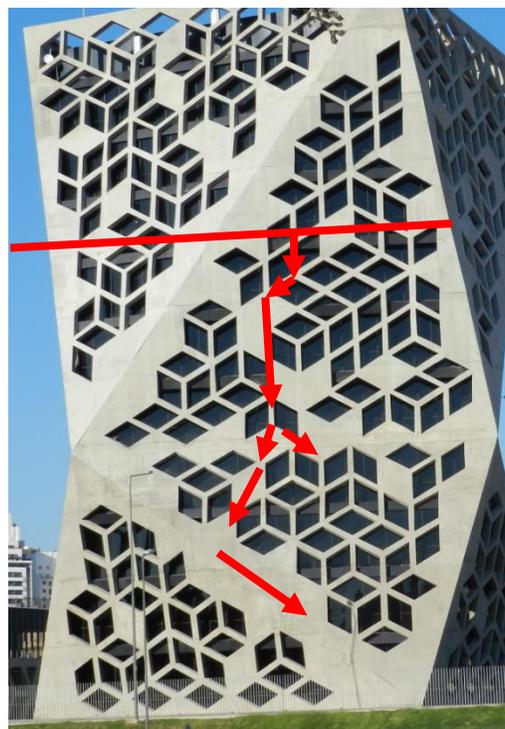


Figura 7 Transmisión de esfuerzos en modelo completo

modelo

3 RESULTADOS

La determinación de los esfuerzos se realiza en forma similar a la de cualquier otro modelo obteniendo los siguientes diagramas típicos tal como se muestra en la figura 9.

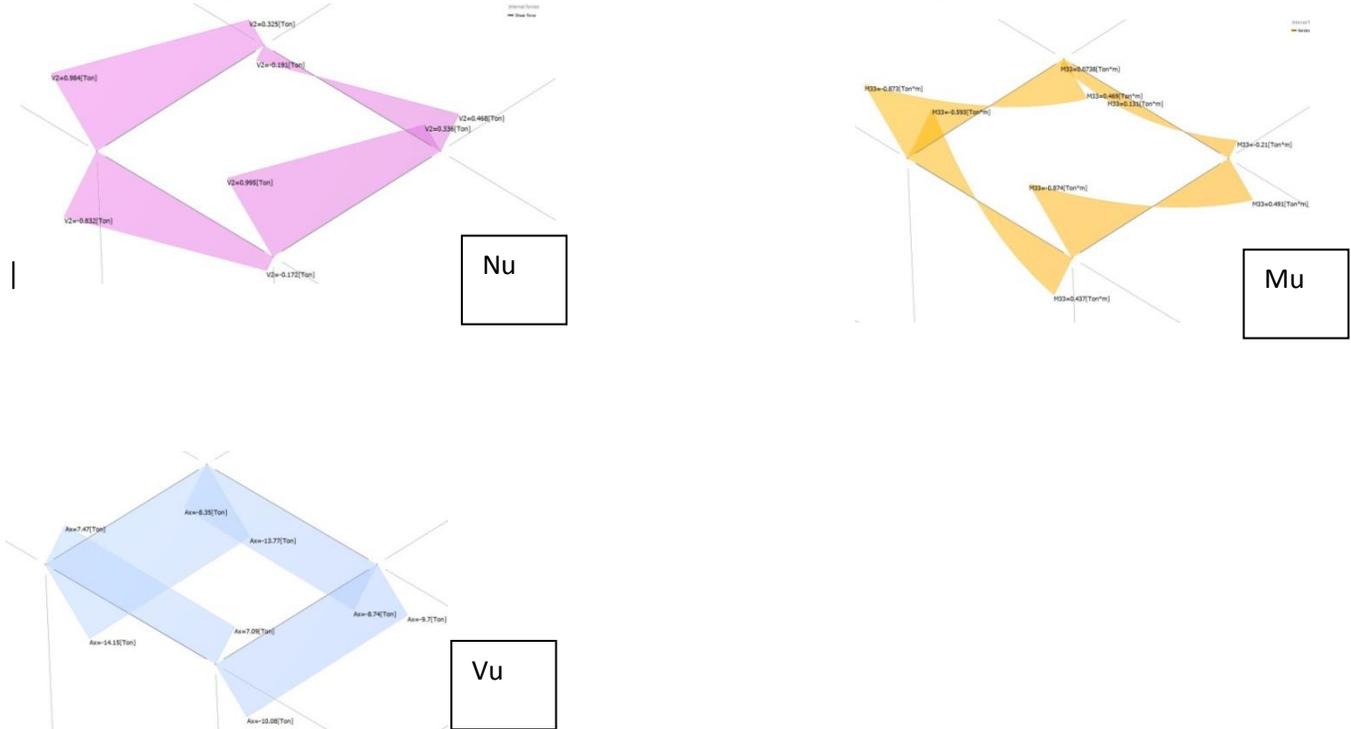


Figura 9: Diagrama de esfuerzos en romboides

Los insertos, que unen la fachada con la losa de hormigón dejando un espacio libre de 10cm entre ellos, deben resistir momento, corte y tracción. El corte por la reacción vertical y horizontal de apoyo, la tracción se origina por los esfuerzos desviadores generados por planos y aristas inclinadas tomadas por la losa y el momento se genera por la distancia al apoyo.

En las esquinas se generan grandes esfuerzos de tracción lo que hace imposible la separación de la losa. Es por ello que en los sectores próximos a las aristas las losas se solidarizan con la fachada colocando elementos tipo viga-tensor para tomar los esfuerzos de tracción tal como se muestra en la figura 10.

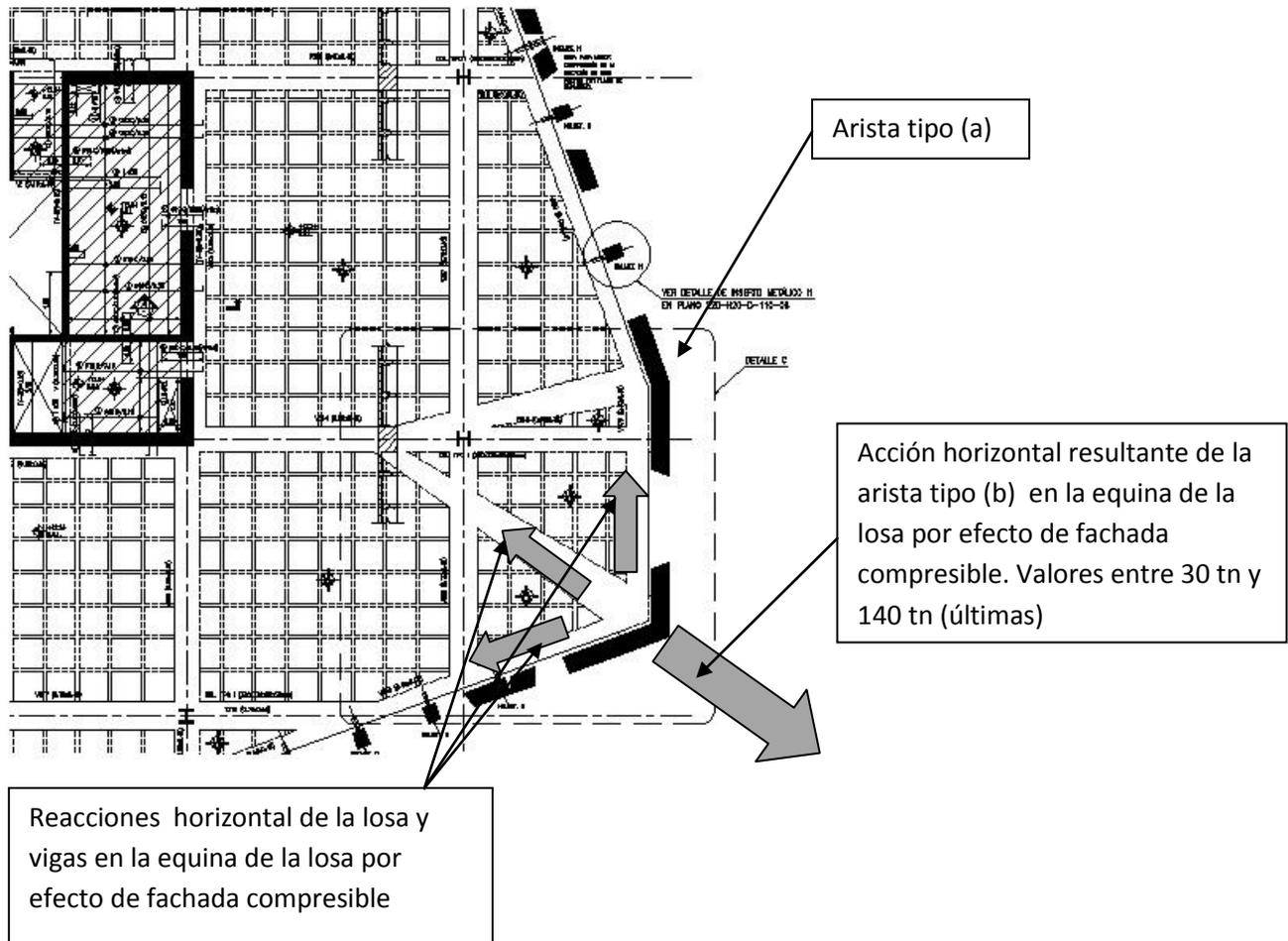


Figura 10: Detalle de vinculación Losa-Fachada en esquinas y con arista tipo (a)

3.1 DISEÑO UNIÓN FACHADA LOSA

Un análisis y diseño especial requiere la unión de la losa con la fachada. En las esquinas donde los esfuerzos son grandes se decide que la losa apoye en la fachada y mediante tensores tomar los esfuerzos de tracción necesarios. Mientras en el resto de la fachada y para lograr el efecto arquitectónico deseado, se separa la losa de la misma. Se diseñan elementos metálicos cilíndricos y macizos que permiten mantener una distancia de 10cm entre losa y fachada tal como se muestra en la figura 11.

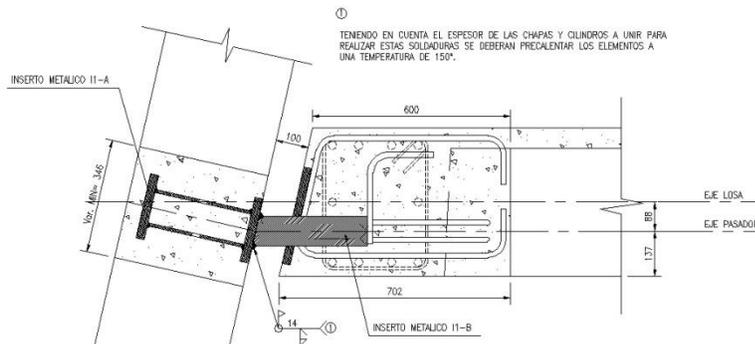


Figura 11: Detalle de inserto vinculación Losa-Fachada

3.2 NUDOS

Al observar la fachada se puede apreciar que el conjunto de nudos de la retícula rómbica se resume en 5 casos típicos (Figura 12), por lo cual se desarrollaran esquemas de armado para cada uno, se prevee fabricarlos seriados en taller y se prevee la vinculación con los nudos vecinos mediante la soldadura de barras que lo componen a fin de no congestionar las secciones con longitudes de empalme por yuxtaposición (Figura 13). Al definir esto se condiciona el uso de acero ADN-420S soldable con los debidos electrodos y condiciones ambientes. Siendo que este ensamblado se realizara en obra se deben especificar y controlar las condiciones para una buena soldadura en ambiente abierto (viento, humedad, etc.). (Figura 14)

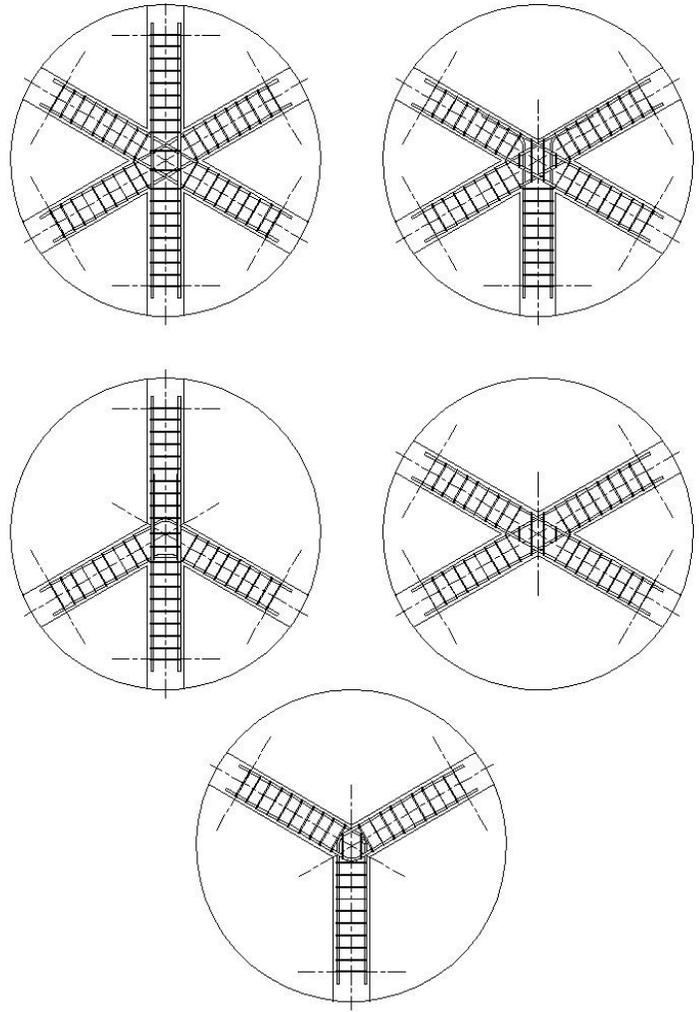


Figura 12: Detalle de armado de los 5 nudos típicos de la retícula.



Figura 13: Nudos típicos pre ensamblados con Empalme de barras ADN-420S por medio de soldadura.



Figura 14: Proceso de soldado de barras.

3.3 ENCOFRADOS

El encofrado fue otro tema de mucha importancia en la obra por la forma y por las inclinaciones de los planos. Las formas rómbicas se lograron mediante grandes molones de poliestireno de alta densidad, recuperables y debidamente reforzados en sus bordes (Figura 17). El resto de los elementos del encofrado y sus soportes son diseñados por la empresa PERI quien de acuerdo con la contratista opta por realizar torres para sostener plataforma de trabajo y apuntalamiento para el encofrado hasta cota +20.30 (Figura 15). A partir de allí los encofrados se sostienen de la propia fachada quedando condicionado el tiempo de espera para avanzar en cada nivel por la resistencia alcanzada por el hormigón ya que los encofrados de 4.30 metros de alto ofrecen una gran resistencia al viento que debe ser resistido por el nivel inferior de la fachada trabajando en voladizo (Figura 16).



Figura 15: Encofrado soportado por torres hasta +20.30m.



Figura 16: Encofrado auto soportado desde cota +20.30 a +44.70



Figura 17: Detalle de los molones.

4 CONCLUSIONES

Las conclusiones se pueden resumir en los siguientes puntos:

- La determinación de los esfuerzos para el estado de carga de peso propio requiere de un análisis considerando el avance del proceso constructivo.
- Es necesario preamar los nudos y realizar las uniones y/o empalmes soldados en obra.
- El uso de hormigón autocompactado es fundamental para lograr un buen llenado y una calidad de terminación de hormigón visto.
- La elección del sistema y tipo de encofrados es condicionante para cumplir con los plazos constructivos.

1 Profesor Titular, Cálculo Estructural III, UCC.

2 Profesor Adjunto, Análisis Estructural, UNC.