

ESTUDIO DE LAS PATOLOGIAS EN MAMPOSTERIAS DEL TANQUE DE AGUA DE AYSA EN CABALLITO

Pieroni, Horacio – Ingeniero Civil
Eizayaga, María – Ingeniera Civil
METRA Ingenieros
info@metra.com.ar

RESUMEN

En la manzana delimitada por la Av. Goyena, Av. José María Moreno, Beauchef y Valle en el Barrio de Caballito en la Ciudad de Buenos Aires, se encuentra uno de los 3 tanques de reserva de agua de Aysa. La construcción data de 1914 y en su interior se encuentran 3 niveles de tanques con una capacidad de almacenamiento de 72000m³. La estructura del tanque es metálica, y toda la fachada que sirve de soporte perimetral y cierre es de muros de mampostería.

El objetivo del proyecto fue analizar el origen de las patologías de la estructura de mampostería, realizando mediciones in situ del movimiento de las fisuras y estudiando el comportamiento del edificio mediante el uso de un modelo de elementos finitos.

A su vez, Aysa quería rehabilitar el primer nivel de tanques, con lo cual se debía asegurar el buen funcionamiento de la estructura proponiendo las intervenciones necesarias.

ABSTRACT

One of the three Aysa water reservoir tanks is placed in Buenos Aires, Caballito's neighbourhood, bounded by the streets Av Goyena, Av José María Moreno, Valle and Beauchef, The building dates from 1914 and inside there are 3 levels of tanks with a storage capacity of 72000m³. The tank structure is metallic, with a perimetral masonry wall that supports the water tank border beams.

The project objective was to analyze the origin of the structural masonry wall pathologies, making measurements in situ in order to study cracks movements and studying the building behavior using finite element model.

However, as Aysa wanted to activate first level of tanks, the proper functioning of the structure must be insured by making the least interventions.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN	1
ABSTRACT	1
INTRODUCCION	3
Objetivo del trabajo	3
Descripción de la estructura	3
ETAPA 1 - RELEVAMIENTO	5
Trabajos realizados	5
Conclusiones primera etapa	6
ETAPA 2 - ANÁLISIS ESTRUCTURAL	7
Trabajos realizados	7
Colocación de dispositivos de medición y toma de datos	7
Estudio de suelos	8
Modelos de cálculo	8
Análisis teórico.....	10
Modelo completo no fisurado	10
Modelo completo fisurado	13
Conclusión	14
ETAPA 3	15
Tareas realizadas	15
Conclusiones	17

INTRODUCCION

En la Ciudad de Buenos Aires se construyó entre los años 1912 y 1914 el depósito de gravitación de Caballito. El mismo fue habilitado al servicio el 25 de Octubre de 1915. Éste se encuentra en la manzana delimitada por las actuales avenidas José María Moreno, Pedro Goyena y las calles Beauchef y Valle. Se eligió este sitio para su construcción por ser uno de los puntos más altos de la ciudad, siendo su cota de altura media de 37,00m. El edificio tiene un gemelo en el barrio de Villa Devoto que fue construido entre 1915 y 1917.



Figura 1. Fotografía del edificio. *Archivo general de La Nación.*

Objetivo del trabajo

Debido a la antigüedad del edificio, el mismo se encuentra actualmente en estado de refacción. El proyecto completo consistió en analizar el comportamiento de la estructura existente para poder elaborar las hipótesis causantes de las patologías de estructura en los muros perimetrales del edificio. Por otro lado la empresa AYSA requiere habilitar el primer piso de los tanques de agua, con lo cual, una vez determinado el origen de los problemas se elaboraron propuestas de soluciones que condujeran a una mejor respuesta de los muros ante las presentes y futuras solicitudes.

Descripción de la estructura

El edificio tiene una superficie total aproximada de 9.025m² desarrollados en planta baja, primero, segundo, tercer piso y cubierta. En su interior contiene doce tanques de acero dispuestos en tres pisos, a razón de cuatro por piso, con una capacidad de almacenamiento de 72.000 m³ totales.

La estructura interior de tanques del edificio es de acero. Cada nivel está formado por una cuadrícula perfecta de vigas principales y vigas secundarias de sección armada doble T ubicadas en un mismo nivel. Sobre estas últimas apoyan las vigas terciarias que soportan directamente el fondo de chapa de los tanques.

Las vigas principales apoyan sobre columnas de sección compuesta cilíndrica ubicados cada 6.10m en dos direcciones ortogonales. El último tramo perimetral de vigas principales y secundarias apoya directamente sobre los muros de

mampostería que encierran el conjunto edilicio.

El espesor de los muros perimetrales es variable y es en función de la altura, de la ubicación de las vigas que apoyan sobre éste y las cargas que soportan. El valor varía entre los 190cm y los 47cm aproximadamente. Estos muros son de ladrillos macizos con juntas de mortero calcáreo. En el plano siguiente se puede observar una vista y un corte de la fachada sobre la avenida Goyena donde se muestra la variación de espesor de los muros.

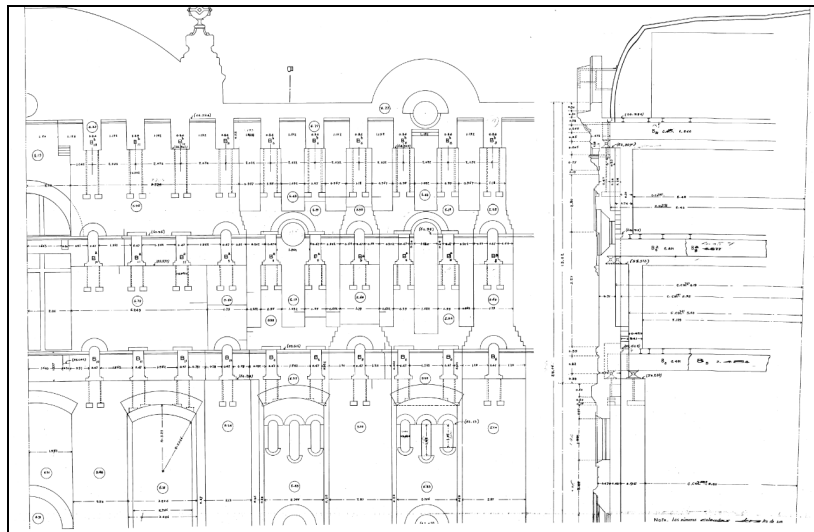


Figura 2. Plano de Vista de fachada sobre P. Goyena

De acuerdo a la documentación de estructura del año 1915, la cimentación del edificio es una platea de espesor variable de hormigón con un emparrillado de perfiles desarrollada en toda la superficie del edificio. Por debajo de los muros perimetrales y las columnas, existen engrosamientos de la platea que van aproximadamente desde el nivel del piso terminado del edificio hasta el nivel superior de la platea. La altura de los mismos alcanza los 3.80m.

El siguiente esquema muestra la configuración estructural del edificio:

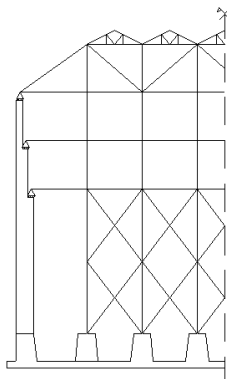


Figura 3. Esquema configuración estructural del edificio

En el esquema se puede observar que ambos sistemas, muros de mampostería y estructura metálica, se encuentran desvinculados bajo acciones laterales ya que los apoyos de los tanques sobre la mampostería fueron diseñados para permitir el deslizamiento horizontal.

ETAPA 1 - Relevamiento

Trabajos realizados

La primer etapa consistió en realizar el relevamiento de la estructura y de las patologías. El objetivo de la misma fue poder comprender con precisión la geometría de los muros en cuanto a sus cambios de espesores y los cambios de forma. De esta manera, con los planos originales y la información relevada se realizó un plano que posteriormente fue utilizado para el análisis estructural.

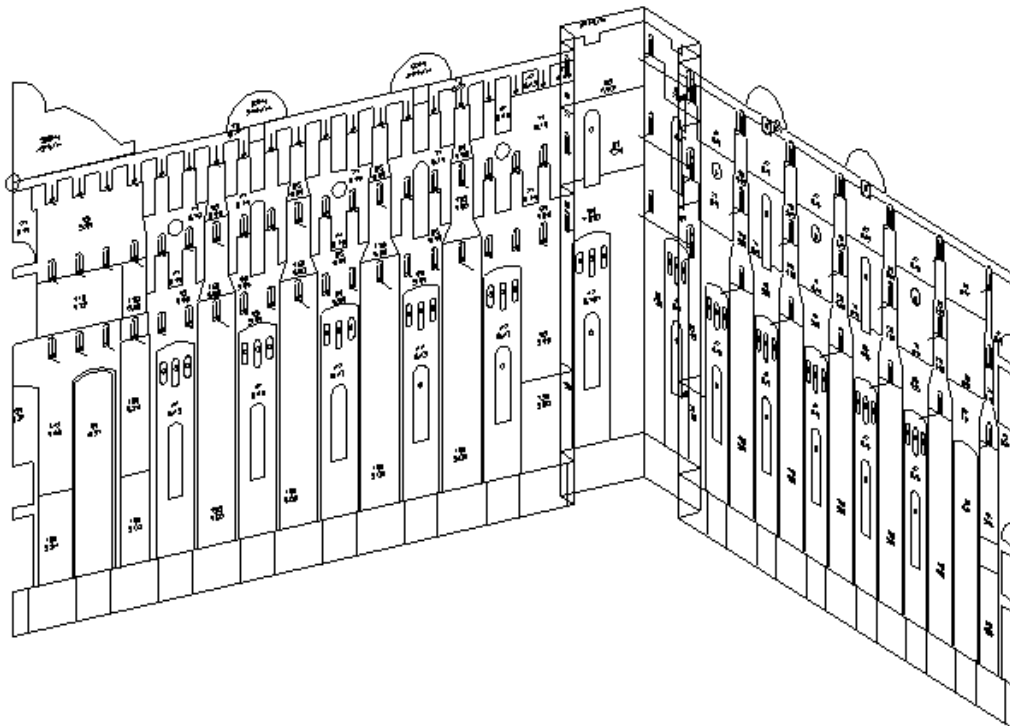


Figura 4. Plano en tres dimensiones de un cuarto del edificio, dada la condición de doble simetría, indicando las variaciones de espesores de los muros y los lugares de apoyo de las vigas

Por otro lado, se relevaron patologías en la mampostería. Se encontraron fisuras horizontales, verticales, desplazamientos relativos entre muros en sentido perpendicular al plano de éstos, desplazamientos o descalces del granito de los

apoyos, granitos quebrados y ejes de apoyo de vigas no centrados con el eje de la placa base.

Para poder identificar las patologías y así trabajar más concretamente sobre ellas, se agruparon los apoyos o zonas de apoyos en tres grupos de acuerdo a la gravedad del asunto, siendo el grupo III el de patologías más severas.

Por otro lado, se las plasmó sobre las vistas de las fachadas de manera de poder tener una visión global de la ubicación, en todo el desarrollo del edificio.

Conclusiones primera etapa

A partir del relevamiento y mapa de las patologías, se pudo observar que éstas se daban siempre en zonas comunes en las cuatro fachadas. Las fisuras o descalces (salvo algún caso particular) se concentran en un área triangular con vértice en el extremo inferior de las esquinas y base en el tercio superior de la fachada, como se muestra a continuación:

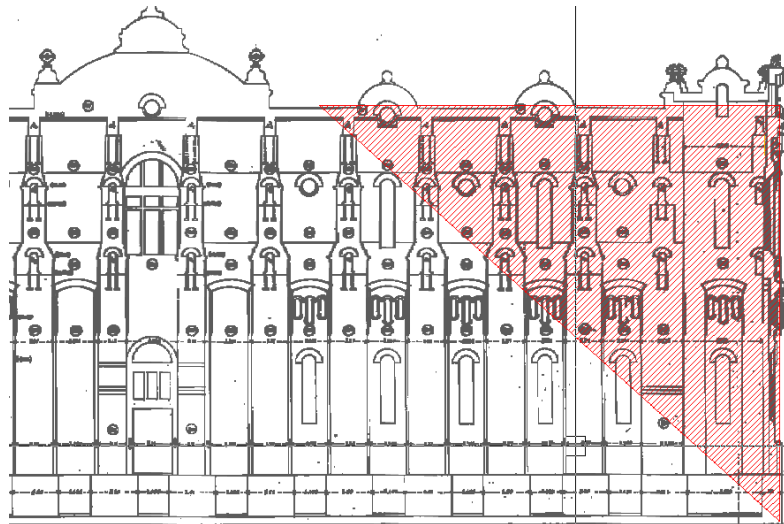


Figura 4. Mapa general de ubicación de patologías

Por otro lado, la mayor cantidad de fisuras se daban en concordancia con las aberturas, puntos débiles y singulares de las mamposterías.

Pudimos descartar que las fisuras hayan sido causadas por superación de la resistencia de rotura de la mampostería. De haber sido así, dichas fisuras tendrían que haber aparecido por ejemplo bajo apoyos ubicados en el centro de las fachadas que se encuentran bajo las mismas condiciones de carga y geometría que los apoyos extramos y no había indicios de éstas. A su vez, las fisuras producidas por falla de resistencia del material son del tipo verticales, una a continuación de la otra exactamente debajo de los apoyos. Éstas tampoco fueron encontradas.

De los 352 apoyos relevados, el 84% pertenecían al grupo I, el 9% al grupo II y el 7% al grupo (III). Los apoyos tipo I se descartaron debido a la levedad del asunto

Los apoyos tipo II y III se registraron mediante fotografías y esquemas realizados a mano alzada.

Por otro lado, uno de los problemas relevados fue que algunos apoyos no se encontraban colocados sobre su eje de diseño. Se concluyó que al construir los muros, éstos sufrieron cierto grado de desplome, debido a su geometría, quedando emplazados unos centímetros por fuera de lo replanteado. Esto provocó que al colocar las vigas, éstas quedaron cortas provocando que el eje de apoyo se encuentre desplazado hacia adentro del edificio.

ETAPA 2 - Análisis estructural

Trabajos realizados

Colocación de dispositivos de medición y toma de datos

Para poder evaluar el comportamiento de la estructura bajo los distintos estados de carga del edificio, se colocaron 32 dispositivos de medición llamados comparadores centesimales, en las principales fisuras ubicadas en las cuatro fachadas con el fin de medir el desplazamiento relativo entre muros. Estos aparatos son capaces de medir con una precisión de una centésima de milímetro el movimiento de apertura o cerrado de la fisura.

Las mediciones fueron tomadas con el fin de analizar el efecto producido por la carga y descarga de agua de los tanques y el efecto producido por deformaciones impuestas (principalmente las debidas a temperatura).

Existía un comentario generalizado que los tanques, en ciertas fases del llenado producían vibraciones importantes. Por lo tanto se decidió investigar el tema de posibles efectos dinámicos. Para ello se programó realizar llenados, partiendo de tanques completamente vacíos, a máxima velocidad, utilizando toda la capacidad de bombas que eventualmente pudiese utilizar la estación elevadora. Este proceso se llevó a cabo en 3 ocasiones, siempre en horario nocturno, que es el momento en el que se podía provocar esta situación.

Para el estudio de las mediciones a distintas temperaturas, se tomaron registros en los horarios con las temperaturas más extremas que sucedieron entre los meses de Mayo y Junio.

Además de las mediciones programadas citadas anteriormente, se efectuaron mediciones aisladas cada vez que se tuvo oportunidad.

En cada medición se registró la temperatura y humedad interior y exterior y se obtuvo un registro del nivel de los tanques por hora, para poder correlacionarlos con las lecturas.

De los resultados tomados en las mediciones, se pudieron obtener algunas conclusiones:

- No existía ningún efecto dinámico sobre los muros de mampostería durante el proceso de llenado y/o vaciado en las condiciones más desfavorables en las que puede operar la estación elevadora.
- Las fisuras no seguían una tendencia de apertura continua, si no que se visualiza un movimiento de “respiración” de los muros ante las diferentes sollicitaciones. Esto descartó cualquier preocupación desde el punto de vista de la seguridad estructural.
- En el mismo sentido, los movimientos captados eran del orden de las décimas de milímetros. Dada la magnitud de la estructura, esto parecía perfectamente lógico.

Estudio de suelos

Se realizó un nuevo estudio de suelos cuyo objetivo fue el de determinar los parámetros relativos de asentamiento de la estructura, así como la susceptibilidad del suelo a posibles cambios de condiciones a lo largo del tiempo.

De los resultados del mismo se extrajo que el terreno en la zona de apoyo de la platea, está compuesto por un estrato de Arcilla Limosa con diferentes compacidades, tensiones admisibles y coeficientes de balasto en los distintos sondeos:

- S. Fachada Goyena: Suelo muy compacto - $q_{adm} 3\text{kg/cm}^2$ - $K = 8 \text{ kg/cm}^3$
- S. esquina Moreno y Valle: Suelo medianamente a poco compacto - $q_{adm} 1\text{kg/cm}^2$ - $K = 2 \text{ kg/cm}^3$
- S. esquina Beauchef y Valle: Suelo blando - $q_{adm} 0.45$ a 0.6 kg/cm^2 - $K = 0.6$ a 0.8 kg/cm^3

No se detectó nivel de agua en la profundidad estudiada, y además los suelos encontrados no tenían un comportamiento que sea especialmente sensible a los cambios de humedad por lo que se descartaron cambios en su respuesta debido a este efecto.

Modelos de cálculo

Se modeló un sector del tanque ya que el mismo cuenta con una doble simetría en el programa de barras Statik. Se colocaron las secciones de cada elemento metálico de acuerdo a los datos de relevamiento de la primer etapa del proyecto.

En el esquema siguiente se puede ver el modelo de barras completo, luego discriminado en planta baja y primero piso, luego segundo y finalmente tercer piso y cubierta.

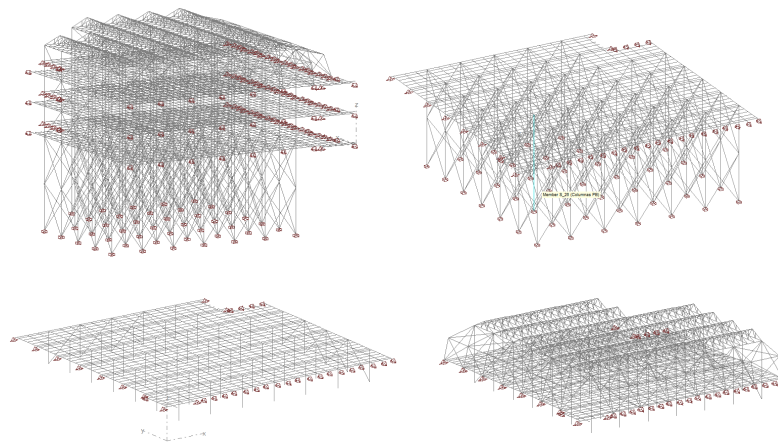


Figura 5. Modelo de la estructura metálica

Del modelo se extrajeron principalmente las reacciones de los apoyos que se encuentran sobre la mampostería y se evaluó conceptualmente el comportamiento de la estructura metálica bajo las distintas solicitaciones. Estos datos son los que se colocaron en el modelo de elementos finitos de la mampostería.

El modelo del muro de mampostería perimetral fue realizado con el programa Sofistik, un software que permite el análisis de estructuras tridimensionales. La ventaja del programa es que los modelos pueden estar formados por elementos finitos tipo placa, o elementos de barra.

Para el análisis de la estructura, se realizaron tres modelos:

- *Simplificado*: se modeló la mitad del edificio, cortando al mismo con un eje vertical pasante por el centro de la estructura. Con lo cual quedó una fachada completa (Moreno o Beauchef) y dos modeladas con la mitad de su longitud (Goyena y Valle) generando vínculos de simetría de manera que el programa considere que la misma es simétrica. En este modelo se omitieron los distintos espesores del muro, los agujeros, ventanas, etc., es decir, cuestiones singulares. Se priorizó aquí la realización de un modelo genérico que represente las características generales de la estructura como lo son sus grandes dimensiones, condiciones de vínculo, platea superficial, etc. Este modelo se usó principalmente para hacer pruebas de calibración.

- *Completo con y sin fisuras*: se modeló un cuarto de la estructura, cortando a la misma con un eje vertical y horizontal pasante por el centro de la estructura. Con lo cual quedaron dos fachadas con la mitad de su longitud. En los extremos de las mismas, se colocaron las condiciones de vínculo que representen la simetría de la estructura. En este modelo se respetaron todas las variaciones de espesores que tiene el muro, agujeros, ventanas, etc. Se trató de representar lo más fiel posible a la realidad.

Con estos tres modelos, se evaluaron los distintos efectos por separado. El

estudio comenzaba analizando siempre el modelo simplificado. Una vez comprendidos los resultados, se proseguía con el estudio del modelo completo. Satisfactoriamente, los mismos arrojaron resultados similares, con diferencias en los puntos singulares, valores que eran de esperarse.

En el modelo, se colocaron todas las acciones que son propias del muro y las acciones provenientes de la estructura metálica.

Para las deformaciones impuestas del edificio debido a cambios de temperatura uniforme y a cambios de gradiente de temperatura entre exterior e interior, se consideró una temperatura media, temperatura con la que se construyó el edificio de 20°C y los siguientes valores máximos y mínimos:

	MÍN. INV	MAX. VER.
exterior	0°C	35°C
interior	5°C	25°C

Las temperaturas medias exteriores se sacaron de los máximos y mínimos estadísticas para la ciudad de Buenos Aires. Se supuso que las temperaturas interiores se encuentran moderadas por la propia aislación que provocan los muros.

De acuerdo a la normativa española, específicamente del Código Técnico de Edificación, se adoptaron las siguientes características mecánicas de la mampostería:

- Resistencia característica (fck): 4 MPa
- Resistencia a tracción por flexión de mampostería con morteros con resistencia <math><5\text{N/mm}^2</math>: 0,2MPa
- Módulo de elasticidad en servicio (E): 4000 MPa (1000 fck)
- Coeficiente de dilatación de la mampostería: $6 \times 10^{-6} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

Una de las pruebas que se hicieron para calibrar el modelo fue colocar apoyos elásticos en coincidencia con los apoyos del tanque que se encuentran sobre el muro, con una rigidez similar a la que le aporta la estructura metálica. De esta manera, se tiene en cuenta la influencia de la metálica sobre las deformaciones impuestas del muro. Como resultado se pudo observar que las diferencias entre restringir los vínculos o no, son mínimas. Esto nos llevó a concluir que no sería necesario estudiar estos efectos en el modelo completo.

Análisis teórico

Modelo completo no fisurado

Se estudió la respuesta de la estructura ante las diferentes cargas gravitatorias y cambios de temperatura. Los casos de carga verticales eran debido al peso propio de la mampostería, peso propio de la estructura metálica de los tanques y peso del

agua en los tanques, mientras que los casos de carga por temperatura eran los debidos a la variación uniforme de temperatura y gradiente térmico por diferencia de temperatura entre interior y exterior.

Del análisis de cargas gravitatorias se concluyó principalmente que el propio peso de la mampostería produce picos de tracciones en las inmediaciones de las esquinas que coinciden en buena medida con la fisuración real observada. Esto se debe a que la resultante del peso del muro de mampostería se encuentra desplazada hacia el exterior del edificio respecto del baricentro de la sección de apoyo. Se produce un desplome gradual del muro hacia afuera que no es libre, sino que se encuentra coaccionado por la fachada que viene en forma perpendicular, sumado a la propia configuración de la estructura en las esquinas, que aporta puntos de mayor rigidez. Esto hace que el conjunto tienda a trabajar como una especie de enorme viga horizontal doblemente empotrada en los extremos. Es por ello que se produce un esquema de tracciones horizontales en las zonas interiores de esquinas y, en menor medida, tracciones en la cara exterior de la zona central. Las tensiones de tracción, superaban en forma generalizada los 2 kg/cm^2 en las zonas interiores de las esquinas. Estas tensiones coincidían precisamente con las zonas donde existen abundantes fisuras de diferentes entidades.

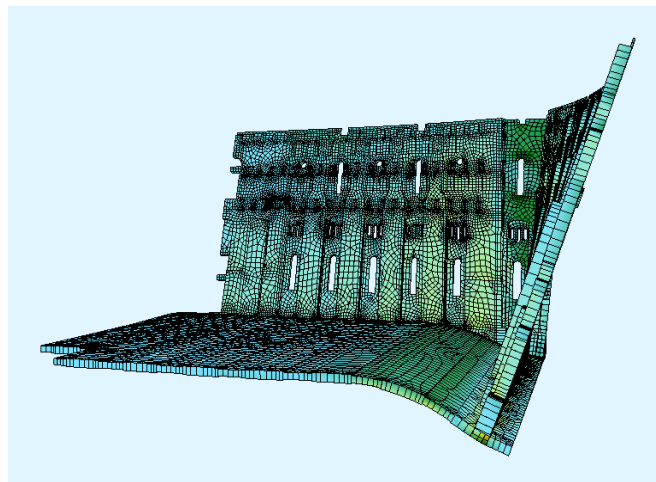


Figura 6. Deformaciones producidas por el peso propio de la mampostería

Se concluyó también que el peso de la estructura metálica es despreciable frente a las demás cargas, aunque sumado pueda contribuir al incremento de alguna tensión. En cambio, la carga de agua produce otros picos de tracciones, también bastante aproximados a las zonas de fisuración.

Se encontró una importante sensibilidad a la respuesta del suelo (coeficiente de balasto), donde variaciones no muy exageradas de este parámetro dan tensiones y deformaciones del orden del doble o la mitad. La causa principal radica en que la platea es de poco espesor y por lo tanto bastante flexible, tiene poca capacidad de

distribución, y las cargas generan una concentración de tensiones proclives a producir rotaciones en la base que se traducen en desplomes en cabeza.

Las tensiones verticales provocadas en el muro debido a la totalidad de las cargas gravitatorias, son en general de compresión de acuerdo a lo esperado y están dentro de un rango admisible para la mampostería.

Las tracciones horizontales producidas se deben a la propia coacción por la hiperestaticidad estructural de la mampostería. En cualquier caso no está comprometida la seguridad, ya que si tuviéramos juntas verticales que independizaran el comportamiento horizontal de cada tajada de mampostería, esta funcionaría libremente y sus deformaciones no producirían tensiones.

De todas formas cabe aclarar que no todos los excesos de tensiones de tracción calculados con el modelo se han traducido en fisuras en la realidad. Esto puede deberse a factores asociados a la no linealidad geométrica de la estructura, que pasamos a comentar.

En el modelo se analizaron las tensiones por peso propio de la mampostería con el 100% del peso de la estructura en forma instantánea, como si durante el proceso constructivo se hubiesen ejecutado todos los muros en una única etapa, y recién allí se hubiera activado el peso de la gravedad.

Para ejemplificar imaginemos lo siguiente: supongamos que el muro se haya construido primero hasta mitad de altura, y que a partir de allí se producen las deformaciones (y por lo tanto las tensiones) tanto de la estructura como del terreno de apoyo de esa parte de la estructura. Al construir la siguiente etapa, o sea la segunda mitad del muro, se producirá otro estado de deformaciones y tensiones ocasionado por este nuevo peso. Mientras la mitad inferior va a “sufrir” los efectos de la coacción producida por el peso total del muro, la mitad superior solo va a tener que soportar los efectos de su propio peso, que por su configuración es menos de la mitad del peso total. Esto indica que las tensiones horizontales que resultan de esta hiperestaticidad se verán atenuadas en los tramos superiores, ya que cuando fueron construidos, la parte inferior de la estructura ya se “acomodó” y no le provocará esfuerzos a la parte superior. Este efecto denota la no linealidad del comportamiento estructural y es directamente dependiente de la forma en la que se construyó el muro, que es un dato que desconocemos

Además de lo anterior, la respuesta del suelo tampoco es lineal. Por lo que es muy posible que en las primeras deformaciones el terreno de apoyo sea más flexible y a medida que se agrega carga, sobre todo si pasa un tiempo considerable entre carga y carga, el suelo y su respuesta (medido a través del coeficiente de balasto) se vaya rigidizando o asentando cada vez menos. Por lo tanto las últimas cargas tendrán menor influencia en este tipo de tensiones que las primeras.

Por último tenemos el proceso de aparición de fisuras. Al producirse las primeras fisuras, la estructura y su respuesta a las acciones se modifican para siempre. En una primera instancia pueden aparecer fisuras solo internas o solo externas. Pero es aquí donde tenemos un primer cambio ya que éstas pasan a ser secciones débiles,

que ante una nueva deformación ya sea por una nueva carga gravitatoria o por una deformación impuesta como veremos más adelante, funcionan como fusibles en los que se termina concentrando mayores tensiones y expandiendo la fisura hasta hacerla pasante en algunos casos. A partir de la formación de estas fisuras pasantes la estructura comienza a “relajarse” y a funcionar en un nivel de tensiones menor, que irá modificándose durante la aparición de cada nueva fisura.

Bajo los efectos de la temperatura, se sometió al edificio a un incremento uniforme de temperatura de 5°C y una disminución uniforme de -15°C. El incremento de temperatura prácticamente no provocó tensiones horizontales de tracción en la mampostería, sin embargo un enfriamiento de la mampostería provocó tensiones de tracción importantes, tanto internas como externas, en toda la parte inferior de los muros. No obstante, en el edificio no se observan fisuras debida a estos efectos y esto hizo pensar en dos motivos: la sollicitación considerada no es del todo correcta y/o la respuesta de la estructura no es lineal. La inercia térmica que tienen estos muros de mampostería debido a sus grandes espesores podría atenuar las diferencias térmicas establecidas, por otro lado, la aparición de fisuras provoca que las tensiones por deformaciones impuestas se relajen.

Al someter la estructura a una diferencia de temperatura entre la cara interna y la externa, las tensiones que se originaron eran nuevamente de baja magnitud. Las tensiones de tracción más elevadas se daban en la situación de verano donde la cara exterior tendría 10°C más que la cara interior. Un factor no menor que influye en el valor del gradiente de temperatura es la radiación. Dependiendo de la orientación de la fachada, éstas pueden sufrir en mayor o menor medida el efecto de la radiación del sol. Es un condicionante a tener en cuenta ya que esto puede ser otra de las causas que justifique que haya esquinas mas averiadas que otras.

En conclusión, bajo los efectos térmicos no se encontró una total coherencia entre las tensiones máximas de tracción y las fisuras observadas. Esto se atribuye en gran medida a que se debe analizar este efecto con una configuración estructural con fisuras, ya que muchas de éstas se encuentran desde el primer momento de vida del edificio y tienen mucha influencia en el estudio de este factor.

Modelo completo fisurado

Se estableció en el modelo de elementos finitos una serie de grietas (huecos a los efectos del modelo) en los lugares donde existen en el edificio actual, y se le aplicaron exactamente las mismas cargas que en el modelo no fisurado. Para llegar a este modelo se utilizó un proceso iterativo, propio de los modelos no lineales.

Una vez realizadas todas las fisuras en el modelo, se llegó a un estado de “relajación” de las tensiones que representa de modo aproximado el comportamiento estructural que tiene hoy la mampostería.

Conclusión

De todo lo expuesto se extrajeron valiosas conclusiones que nos ayudan a comprender, el comportamiento pasado, presente y futuro de los muros del edificio.

- La forma y magnitud de los muros de mampostería determina una estructura hiperestática que en su concepción no podía deformarse libremente sin que ello provoque estados tensionales secundarios. Dichos estados, y particularmente los que provocan tensiones de tracción para los cuales la mampostería no está preparadas, han determinado que la estructura deba fisurarse para funcionar de un modo relajado. Es decir que la propia estructura debió formar "juntas" de movimiento ya que no era capaz de resistir los esfuerzos que el movimiento le imponía.
- Esta formación inicial de fisuras se originó en el momento mismo de la construcción, ya que el propio peso de la mampostería necesitaba ser acompañado con una deformación que el muro no podía soportar. En este estado de compatibilidad de deformaciones, no tiene influencia significativa la interacción con la estructura del tanque metálico, aún con sus apoyos deslizantes engranados.
- Se ha constatado con mediciones precisas que los movimientos de las fisuras siguen un comportamiento absolutamente razonable para la magnitud de la estructura en estudio. Las causas de los movimientos están dados por la conjunción de dos solicitaciones básicas: el proceso de llenado/vaciado de tanque y los efectos de la temperatura. Los movimientos de las fisuras no siguen una tendencia de apertura, sino que tienen un comportamiento de apertura/cerrado acorde a las solicitaciones a las que está sometida
- Se ha descartado cualquier tipo de solicitación dinámica durante los procesos de llenado a máxima potencia. Los movimientos de fisuras ante esa situación se comportaron de manera cuasi estática.
- Se ha comprobado una fuerte influencia del terreno a nivel del comportamiento en servicio en base a la variación del coeficiente de balasto. Es posible que las zonas donde el suelo es más blando habrán contribuido en buena medida en las fisuras existentes. En cuanto a la capacidad portante, se supera la estipulada por el estudio de suelos en todos estos sectores, sin embargo hay que decir que el terreno ya ha sido sometido a una prueba de carga de cien años de duración.

Como corolario, se puede decir que la seguridad global de la estructura se encuentra asegurada y el funcionamiento actual y futuro de los muros de mampostería, incluso con el llenado del tanque del primer nivel, no representa ningún problema (exceptuando un par de lugares locales que serán detallados mas adelante). Las fisuras existentes fueron generadas debido a efectos secundarios no previstos durante la construcción que ocasionan un inconveniente de servicio pero no de seguridad. Es importante recalcar aquí que el edificio construido en Villa Devoto 3 años después, presenta hoy juntas de dilatación perfectamente demarcadas durante su construcción y se encuentran ubicadas en coincidencia con

los lugares de las fisuras del tanque de agua de Caballito.

ETAPA 3

Tareas realizadas

En esta última etapa de trabajo, se estudiaron las patologías de apoyos o zonas de apoyo que no fueron descartadas en el relevamiento de la etapa anterior. Se realizó un segundo relevamiento ya que filtrar los apoyos que merecen un estudio pormenorizado en un único recorrido, puede llevar a equivocaciones y hasta a la no detección de algunos debido a la cantidad existente y la operación repetitiva.

De los resultados obtenidos, se estudiaron en profundidad 17 apoyos que fueron fotografiados y sus patologías fueron representadas gráficamente. Estos apoyos, en general, tenían la particularidad de que su patología se debía principalmente a la misma fisura que iba desde el nivel superior hasta el nivel inferior coincidiendo con la misma columna de apoyos en los tres niveles.

El agotamiento de la capacidad de la estructura se va produciendo en forma paulatina a medida que se forman fallas locales en los lugares donde existen las máximas solicitaciones. Con la formación de estas “fallas locales”, la estructura pierde vínculos en todos los puntos donde éstas de originaron. Esto continúa así hasta que toda, o parte de una estructura se transforme en un mecanismo y se provoque el colapso. Debido al alto grado de hiperestaticidad y a la complejidad de esta edificación, es prácticamente imposible determinar todos los posibles modos de falla de la estructura que se podrían generar antes del colapso. Los mismos dependen no solamente de las características geométricas de las fisuras en cada punto, sino de las condiciones de vínculo y causas externas como las fallas por la cimentación. Con este análisis, se concluyó que proponer una solución para prevenir un posible primer modo de falla, es decir, cuando se alcanza la tensión de rotura localmente, es una postura prudente para este tipo de edificación donde los materiales son totalmente anisótropos. Partir de esta hipótesis agrega un alto margen de seguridad frente al colapso parcial o total, ya que en el caso extraordinario en que éstas tensiones fuesen superadas, en una zona puntual, muy probablemente se provocaría, estáticamente hablando, una rótula plástica pero no el colapso total del edificio.

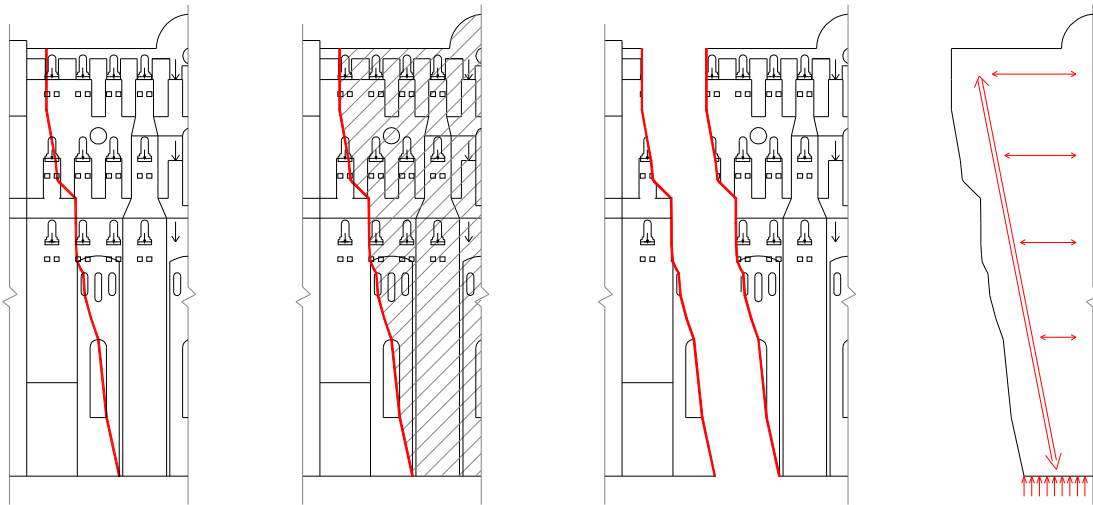
Para poder determinar si una sección se encuentra trabajando dentro de un estado de seguridad aceptable, se estableció un coeficiente de seguridad de 3 para la tensión de rotura. Adoptar un factor de seguridad razonable para este tipo de estructuras no es algo simple de realizar. Las normativas no arrojan datos precisos para construcciones existentes de mampostería. Un coeficiente de seguridad igual a 3 significa la cantidad de veces que se debe aumentar la carga total (Cargas Permanentes + Sobrecargas) para provocar el primer modo de falla de la estructura, lo cual, dado las condiciones de carga del edificio, es prácticamente imposible. Por

otro lado, a las consideraciones anteriores ha de añadirse una más, fundamental, y es que el cumplimiento de los “estados límite” está asociado a un plazo temporal en el que ha de asegurarse, con probabilidad de fallo acotada, la estabilidad, capacidad portante y funcionalidad de la estructura. Ese plazo es la “vida útil” de la estructura, calibrada a su vez a partir de aspectos económicos. Evidentemente, este edificio de mampostería se proyectó y construyó en momentos en los que el concepto de “estados límite” aún no se había inventado y la “vida útil” debería ser “toda la vida”, al menos frente al colapso parcial o total. Se consideró entonces, que habiendo cumplido la estructura unos 100 años aproximadamente, se cumplió este plazo temporal en el que la probabilidad de falla ha dejado de ser una probabilidad para pasar a ser un factor certero. Dicho en otras palabras, se puede afirmar que la estructura ya ha sido ensayada bajo las distintas acciones durante un tiempo considerable y ésta se ha comportado de forma exitosa desde el punto de vista de la funcionalidad estructural.

Partiendo de esta base teórica, el procedimiento para el estudio de los apoyos consistió en analizar las tensiones en estado límite último (ELU) a las que se encuentra trabajando el muro de mampostería en distintos puntos considerados como críticos. Para ello, partiendo de los datos volcados en la etapa anterior, se adoptó una tensión característica a compresión de la mampostería igual a $\sigma'_c=40\text{kg/cm}^2$ y una tensión característica de tracción igual a $\sigma'_t=2\text{kg/cm}^2$.

Como en cualquier estructura estable, las cargas deben viajar desde su punto de aplicación hacia el terreno. Para lograr este proceso, la estructura elige el camino de la carga que conduce a un menor gasto energético, o dicho en otras palabras, el menor esfuerzo posible. Nuestro objetivo en esta etapa fue determinar el camino que recorren las cargas de la estructura metálica y el peso propio de la mampostería hasta llegar a la cimentación. Para ello se supusieron una serie de hipótesis conservadoras de manera de uniformizar el criterio para todos los apoyos. Las hipótesis supuestas fueron las siguientes:

- Sobre la estructura de mampostería existen fisuras cuyo funcionamiento se asimila a una junta de dilatación en el muro. La primera hipótesis, consistió en no intervenir sobre las éstas. En la etapa anterior se explicó que la estructura se encuentra actuando en estado “relajado”, con lo cual se considera prudente esta postura que respeta su configuración estructural con funcionamiento satisfactorio.
- De acuerdo a la hipótesis anterior, se independizaron las zonas que se encuentran a un lado y al otro de la fisura. Por ejemplo, en la figura siguiente se muestra un caso genérico en el que se puede observar una fisura que divide al muro en dos partes. Si se aísla el lado izquierdo del lado derecho se podría estudiar cuál es el mecanismo de las cargas para llegar a la cimentación. Este mecanismo se puede asimilar al funcionamiento de una ménsula corta donde las cargas verticales viajan por compresión generando tensiones de tracción en sentido perpendiculares a éstas debido a su inclinación respecto a la vertical. En la figura siguiente se muestra un esquema explicativo de la presente hipótesis.



- A partir de la hipótesis anterior, surgió esta nueva limitación y es la tensión máxima admisible de tracción que puede soportar la mampostería. Como se mencionó en la etapa anterior, la tensión característica de tracción es de 2kg/cm^2 que aplicándole un coeficiente de seguridad equivalente a 3, genera una tensión admisible igual a 0.7kg/cm^2 . Esta resistencia fue necesario conocerla para poder determinar el ángulo de inclinación máximo que podría tener la biela de compresión de las cargas. Dicho en otras palabras, el ángulo determina la apertura de las cargas verticales. Con este dato se puede calcular la sección donde está actuando la carga, y por ende las tensiones de trabajo. Por otro lado, con este ángulo y con la geometría del muro, se puede seguir el camino de la carga hasta la cimentación.

Existían casos en que la inclinación de la fisura era bastante pronunciada (aprox. 45°) pudiendo suponer que se produce un efecto de “acuñamiento” entre el lado derecho e izquierdo del muro respecto a la fisura. Este acuñamiento produce que un lado se esté apoyando sobre el otro, liberando o relajando las tensiones de trabajo. En la realidad es probable que esto suceda, pero para mantener un grado mayor de seguridad, debido a las razones que se explicaron con anterioridad, se prefirió no contar con este efecto. Por otro lado, considerar este efecto sería interponerse o interrumpir el comportamiento de la fisura como junta de dilatación. La misma para poder moverse con libertad debe encontrarse liberada de cualquier acción exterior que le impida comportarse como tal.

Conclusiones

De acuerdo a todo lo estudiado y analizado se llegó a la conclusión que dos tipos de intervenciones eran suficientes para barrer todas las situaciones que podrían generar un riesgo estructural.

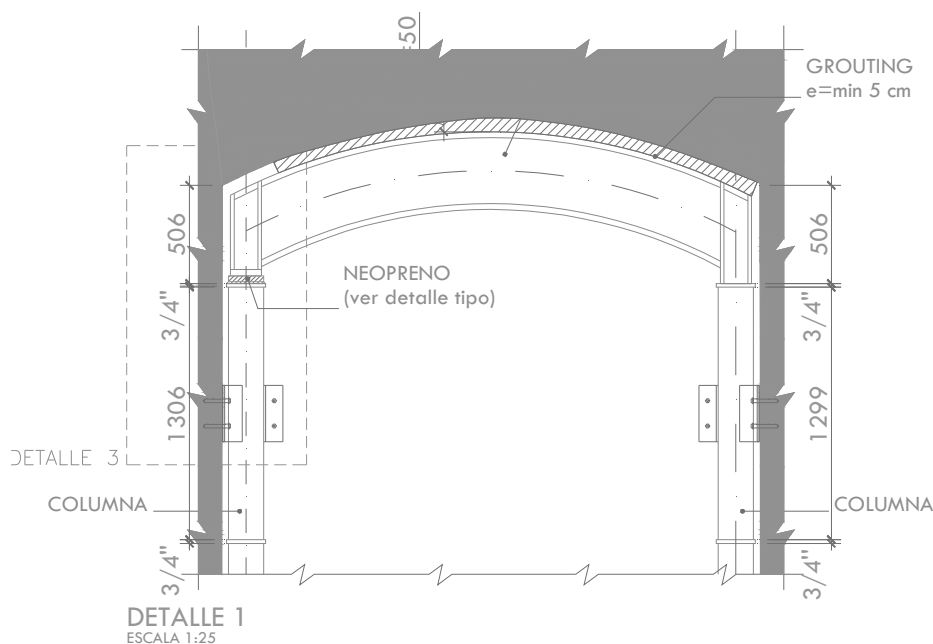
El criterio para la elaboración de las intervenciones fue siempre tratar de invadir lo

menos posible la estructura, respetando un criterio de reversibilidad del mismo.

Por otro lado se consideró que se debía intervenir cuando el coeficiente de seguridad sea menor a 3 y cuando la situación de riesgo estuviese por debajo del apoyo del tanque del primer piso. Se podría decir que la estructura por encima de este último se encuentra trabajando en perfectas condiciones mientras que justo por debajo, esto no se puede comprobar ya que hasta ese momento no se llenaba el tanque del primer piso. Es por eso que para asegurar el funcionamiento estructural del edificio una vez que se llenen los tres niveles de tanques, se propuso una intervención un poco mas invasiva que la primera pero con las mismas características de reversibilidad.

La primera intervención consistió en rellenar total o parcialmente los nichos donde se encuentran las tuercas y los bulones de anclaje de los apoyos. Lo que se obtiene con esta solución, es aumentar el área de trabajo sobre la cual pasan las cargas, disminuyendo de esta manera las tensiones sobre la mampostería.

La segunda intervención consistió en reactivar el funcionamiento del arco ubicado en la planta baja. Esta solución únicamente se aplicó en dos situaciones sobre fachadas y esquinas opuestas. En estas zonas, por encima del arco se ubican dos vigas secundarias que descargan directamente sobre él. En la actualidad, dichos arcos no se encuentran funcionando como tal, no distribuyen la carga a un costado y al otro, ya que se encuentra fisurado en un extremo. Debido a esto, se consideró que la solución más apropiada es la de restituir su comportamiento respetando siempre la fisura en esa zona. Para ello se coloca una viga metálica simplemente apoyada. Un extremo se materializó como un apoyo móvil que permite el libre movimiento de la estructura, y en el otro extremo se materializó un apoyo fijo. El siguiente esquema muestra la resolución:



23

Jornadas Argentinas
de Ingeniería
Estructural

17 18 19 SEPTIEMBRE 2014 | BUENOS AIRES



Asociación de Ingenieros
Estructurales
ARGENTINA