

# **“FUNDAMENTOS ESTRUCTURALES EN LA RESTAURACION Y COMPLETAMIENTO DE LA CATEDRAL DE LA PLATA”**

*Ing. Roberto F. Igołnikow*

## **Resumen**

El presente artículo trata sobre algunos de los aspectos estructurales más significativos que se debieron considerar en oportunidad de la restauración del edificio de la Iglesia Catedral de La Plata incluyendo el completamiento de ciertos sectores de la misma que habían quedado inconclusos en relación a su proyecto original.

Se plantea un muy escueto resumen de la historia del edificio y de los distintos estudios técnicos llevados a cabo en los últimos años con vistas a dicha restauración. Se detallan en particular los estudios realizados sobre las torres principales como elementos más significativos del completamiento desde un punto de vista técnico-económico, y finalmente sobre otros sectores del edificio que si bien de menores dimensiones hacían definitivamente a la completa restauración.

## **1.- Breve historia del edificio de la Catedral**

La idea de su ejecución, quizá preexistente en los pioneros de la fundación de nuestra ciudad, comenzó a cristalizar hacia fines de la gobernación de Dardo Rocha, con el llamado a Concurso de Proyectos en 1881. Desechados los presentados al mismo por no ajustarse a sus Bases el proyecto fue finalmente encomendado a la Dirección de Ingenieros de la Pcia. de Buenos Aires dirigida por el ingeniero Pedro Benoit, resultando aprobados en febrero de 1885 los planos básicos del proyecto basados en las catedrales de Colonia y de Amiens, a cargo de aquel y del arquitecto Ernesto Meyer, aunque singularmente la piedra fundamental de la obra había sido colocada en abril del año anterior.

La obra física comenzó con el replanteo del eje longitudinal a fines del mismo año 1885, aunque de hecho la construcción en sí no dio comienzo hasta 1898 con el comienzo de las excavaciones y ejecución de fundaciones de muros y torres principales. Así, a través de una larga y accidentada secuencia de períodos de trabajos y de interrupciones motivadas por falta de presupuesto se llegó finalmente a la inauguración oficial del templo el 19 de noviembre de 1932 en ocasión del cincuentenario de la Fundación. No obstante faltaban aún varios e importantes trabajos (pisos de granito, vitreaux, techados de cobre, revoque de la linterna, cornisas, etc.) los que se fueron completando esporádicamente hasta la terminación de hecho hacia los primeros años de la década de los '40.

No obstante y aún habilitado, en relación al proyecto original de Benoit-Meyer el edificio había quedado inconcluso: faltaba completar las torres principales sobre el frente, interrumpidas en un tercio de su altura total, construir las torres secundarias laterales, el revoque general exterior del tipo “simil piedra”, todos los pináculos, estatuaria y ornamentos, etc.

Cabe terminar esta apretada síntesis desechando una vieja y difundida idea que a todos nos llegó alguna vez : la causa de la no ejecución de los revoques de los muros no estaba relacionada con la falta de resistencia de los suelos sino del

dinero de los sucesivos presupuestos del gobierno de la Provincia (recordando al respecto que el edificio no pertenece a la Iglesia sino a la Pcia. de Buenos Aires, a cuyo cargo figura todo lo relativo a los trabajos de ejecución y mantenimiento).

## **2.- Síntesis de los estudios realizados recientemente para el completamiento**

La idea general de la restauración y del completamiento del edificio en el marco del proyecto original sin duda se mantuvo latente durante los tiempos posteriores a la inauguración oficial de 1932. Así cabe citar algunos esquemas de cálculos pertenecientes a un estudio del Ministerio de Obras Públicas de 1938 que pudieron ser encontrados en el Museo de la Catedral, el que evidentemente no llegó a fructificar.

Tal idea finalmente comenzó a tener concreción en 1992 con la creación de la Fundación Catedral, la que entre otras cosas pudo lograr la realización en 1993 de un estudio general de prefactibilidad técnico-económica que incluía en los aspectos técnicos por un lado el estudio de suelos (a cargo de los ingenieros Silvano Trevisán y Eduardo Núñez) y por otro el estudio de verificación y proyecto estructural (encomendado a la Universidad Tecnológica Nacional Regional La Plata, y a través de dicha Institución a cargo de los ingenieros Ernesto R. Villar y del autor de esta nota).

En 1996 el gobierno de la Provincia designó una Unidad Ejecutora encargada de la concreción de las tareas; sobre la base de los estudios previos citados aquella incorporó a un conjunto de profesionales los que en 1997 produjeron el proyecto final del completamiento; los aspectos atinentes a las fundaciones a cargo de los ingenieros Trevisán y Núñez, y los estructurales a cargo de los ingenieros Enrique M. Sánchez y del autor de la presente.

Dicho proyecto fue la base de la respectiva Licitación de la obra, en realidad dividida en 3 llamados independientes: el primero dirigido a la puesta en valor de los paramentos de mampostería de ladrillo “a la vista” y de los arbotantes (fuertemente deteriorados por su exposición descubierta al agresivo ambiente local a lo largo de tantos años), el segundo dirigido a la ejecución del refuerzo proyectado de las fundaciones de las torres principales, y el tercero relativo a la restauración y completamiento de las obras principales: torres, torretas, pináculos, estatuaria, ornamentos, obras complementarias no incluidas en el proyecto original (ascensor, cisterna, pasarelas interiores, campanario con carillón, etc.). Dado el carácter de esta nota nos referiremos básicamente a la tercera de estas intervenciones, y tangencialmente a la segunda.

Finalizaremos esta reseña recordando que la ejecución de la mayor parte de las distintas obras tuvo lugar a lo largo de 1998 y 1999 hasta la inauguración oficial del grueso de los trabajos (incluido el frente del edificio) el 19 de noviembre de 1999, completándose algunos trabajos faltantes durante 2000.



Foto N° 1



Foto N° 2

### 3.- Torres principales

Desde el punto de vista técnico, constructivo y económico, estas torres constituyeron por lejos el aspecto de mayor significación del completamiento. Las mismas estaban construidas desde una profundidad de aproximadamente 4,50 a 5,00 m bajo el nivel de la vereda de calle 14 hasta la cota de 42,00 m sobre dicho nivel, y debían llevarse desde dicha cota hasta el extremo superior del proyecto a cota +111, 00.

Se describen a continuación los principales aspectos estructurales del completamiento de cada una de las torres principales.

#### a) Constitución general de las torres

Se puede dividir a cada una de las torres, según la adecuación al proyecto original, en dos partes (ver Foto 1 y esquema de Fig. 1):

a.1) El cuerpo inferior era el existente desde aproximadamente principios de los '20, constituido por un bloque hueco más ó menos rectangular de aproximadamente 10,50 a 11,00 m por lado con un hueco interior de unos 5,00 m por lado, definiendo paredes con espesores de entre 1,70 y 3,30 m según los sectores (en uno de los sectores más gruesos el espesor permitía la existencia del hueco de una escalera helicoidal en toda la altura del cuerpo). A título de comparación, las paredes del Templo tienen un espesor de entre 1,50 y 2,00 m. El material empleado era mampostería de ladrillos cerámicos macizos comunes, la casi totalidad proveniente de los hornos del barrio homónimo, y en algunos lugares singulares (cornisas, bordes de ventanales, etc.) ladrillos macizos de "media máquina" de la Fábrica Ctibor de Gonnet.

El mortero de asiento en general estaba constituida por una mezcla de cal aérea, arena de mediana granulometría, algo de conchilla y polvo de ladrillo triturado. Según lo antedicho estos cuerpos se extendían en relación a la vereda de calle 14 desde cota inferior -4,50 a -5,00 hasta la cota superior +42,00.

a.2) El cuerpo superior a construir desde cota + 42,00 hasta el coronamiento a cota +111,00 estaba dividido en 3 partes:

- La inferior de aproximadamente unos 21,00 m de altura entre cotas +42,00 y +63,00 prevista en el proyecto realizado mediante un cuerpo de mampostería similar al existente, aunque posteriormente modificado durante la etapa constructiva según se describirá más adelante. Sus paramentos continuaban siendo en ladrillos “a la vista”; ver sector I en Foto 2.
- La intermedia de aproximadamente 16,00 m de altura entre cotas +63,00 y +79,00 , con estructura reticulada de perfilería metálica y revestimiento en bloques y terminación con revoque claro (similar al de la torre central ya existente sobre el cimborrio ubicado en el crucero del Templo); ver sector II en Foto 2.
- La superior de aproximadamente 32,00 m de altura entre cotas +79,00 y +111,00, con igual estructura que el cuerpo intermedio y revestimiento con chapas de cobre; ver sector III en Foto 2.

## **b) Verificación estructural del cuerpo de mampostería existente de cada torre**

El estudio general de prefactibilidad realizado en 1993, perfeccionado durante el proyecto de 1997 debido a la adquisición de más y mejores elementos de documentación (relevamientos en obra más rigurosos, proyecto arquitectónico más definido, etc.), incluyó los siguientes estudios estructurales:

### **b.1) Cargas permanentes**

La carga permanente que soporta el cuerpo inferior existente incluye su peso propio más el correspondiente a los cuerpos superiores a construirse descriptos. El peso propio del cuerpo inferior requirió de un riguroso relevamiento de la obra existente, tarea nada simple debido a la gran irregularidad de todos los sectores constituyentes y a la cantidad de huecos y perforaciones habidas. Las torres que apreciamos en una visión global desde el centro de la Plaza Moreno como cuerpos idealmente regulares e iguales entre sí (ver Foto 1), en una medición en el propio lugar centímetro en mano deviene en cuerpos totalmente irregulares, de medidas variables en espesores y formas entre distancias y cotas próximas, e incluso con medidas desiguales para los mismos sectores y cotas de ambas torres.

Al respecto cabe recordar que esta obra fué construída colocando rigurosamente a mano millones de ladrillos (muchos millones) por parte de algunos miles de operarios a lo largo de algunas décadas, con la variación en los ladrillos inherente a las condiciones de fabricación a lo largo de dichas décadas. Encontrar rigurosa uniformidad en las medidas y calidades en tales condiciones sería realmente un milagro (esperable en esta obra pero para otros objetivos más espirituales).

El peso total promedio del cuerpo existente de cada torre resultó del orden de 7.000 toneladas.

El peso propio de las partes del cuerpo del completamiento proyectado y a construir estaba por supuesto perfectamente definido y resultaba del orden de 2.100 toneladas, la casi totalidad correspondiente a la porción inferior de mampostería de ladrillos (sector I de Foto 2); las partes intermedia y superior (sectores II y III de dicha Foto), dado su estructura metálica solo revestida, aportaban muy poco al peso propio del total.

#### b.2) Acciones del viento

Estas acciones son las sobrecargas más importantes, en realidad prácticamente las únicas actuantes dado el tipo de la obra y de la zona del emplazamiento. El estudio a nivel del proyecto se realizó en base al Reglamento CIRSOC 102/82 vigente, con las inevitables aproximaciones dado el carácter tan singular de la geometría de las torres y del espacio próximo a las mismas.

Se consideró la acción de ráfagas actuando en las direcciones normales a las caras de las torres: en las direcciones de la calle 14 y de las avenidas 51 y 53, y para cada dirección ambos sentidos de acción. A título ilustrativo cabe mencionar que en este cálculo resultaron ráfagas de diseño actuando en zonas descampadas de los alrededores de la ciudad (en particular en la zona del Aeropuerto, donde está instalado el anemómetro de medición) con velocidades a 10,00 m de altura y para recurrencias de 50 años del orden de 210 km/hora. Por supuesto este valor era notoriamente disminuído en el lugar del emplazamiento debido a la friccionalidad urbana y también variable en altura, aumentando notablemente hacia el coronamiento de las torres. No obstante cabe imaginar que ocurriría en la ciudad de La Plata si ocurriese una tormenta con vientos que en el Aeropuerto registrasen velocidades de 210 km/hora ..... Tal vez quedasen en pié pocos edificios, además por supuesto de la Iglesia Catedral.

Posteriormente, ya en la etapa de la construcción, la Empresa Constructora ISHTAR S.A a cargo de la obra encomendó al Laboratorio de Aerodinámica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste, con sede en la ciudad de Resistencia, la realización de un estudio sobre modelo en su túnel de viento, el más moderno y apto a tal fin del país. Los resultados del estudio respectivo, realizados no solo para las torres principales sino también sobre torres secundarias ó torretas y sobre pináculos, arrojaron en general valores algo inferiores pero dentro de un orden comparable que los del estudio del proyecto antedicho. Cabe mencionar que las principales diferencias se encontraron en las cercanías de las torretas laterales debido a la existencia de los muy próximos faldones inclinados de los techos del transepto y del cuerpo principal del edificio, que producían alteraciones notables en los coeficientes aerodinámicos.

El momento volcante máximo al nivel de la fundación para cada torre completada resultó de 8.600 a 9.000 tm según la torres y direcciones consideradas. Al respecto es bastante notable que en comparación con dicho valor el estudio realizado por el Ministerio de Obras Públicas en 1938, con cálculos basados en otro Reglamento (la Norma DIN de 1934, a la sazón ya traducida y discutida por el ingeniero Eduardo Arnaboldi) arrojó un valor bastante similar, de 8.400 tm.

#### b.3) Resistencia de los materiales

Al efecto de determinar la resistencia de los materiales se extrajeron algunos testigos de la mampostería de distintos sectores (fundaciones, sectores bajo el terreno natural y otros cercanos a los techos de cota +42,00); tales muestras fueron ensayadas en el Laboratorio de Ensayo de Materiales (LEMAC) de la UTN Regional La Plata, determinándose la resistencia de los ladrillos individuales y de las mamposterías, la composición del mortero de asiento, el peso unitario, etc. Para los ensayos de ladrillos individuales se siguió la Norma IRAM 12518 y para las muestras de mamposterías la IRAM 12586.

A título orientativo se consignan los resultados obtenidos para los distintos conjuntos de testigos rescatados y ensayados.

- Un primer conjunto fue extraído durante el estudio de prefactibilidad en 1993 del sector de las torres bajo el terreno natural próximo a los bordes exteriores; se apreciaba visualmente que la calidad tanto de los ladrillos como de la mano de obra de colocación era mediocre.

Para este conjunto se obtuvo una resistencia media de los ladrillos individuales de 9,7 MPa con valores extremos de 5,4 y 15,0 MPa. Para la mampostería la resistencia media resultó de 4,0 MPa con valores extremos de 3,2 y 4,6 MPa.

- Un segundo conjunto fue extraído ya iniciados los trabajos de refuerzo de las fundaciones del sector central de las mismas. Tal sector se descubrió que tenía la conformación de una cúpula esférica invertida, cuya mampostería se apreciaba de mejor calidad tanto en los ladrillos utilizados como en la prolijidad de la mano de obra de colocación.

Para este conjunto se obtuvo una resistencia media de los ladrillos individuales de 23,6 MPa. Para la mampostería la resistencia media general de ambas torres resultó de 6,4 MPa (con valores medios de 7,2 MPa para la torre de Av. 51 y de 5,6 MPa para la de Av. 53), con valores extremos de 5,2 y 8,1 MPa.

- Un tercer conjunto de testigos se rescató de los sectores de coronamiento de los cuerpos existentes de ambas torres a cota +42,00 , ya iniciadas las tareas de su completamiento.

Para este conjunto se obtuvo una resistencia media para las muestras de la mampostería de ambas torres de 6,3 MPa (7,4 MPa en la torre de Av. 51 y 5,2 MPa en la de Av. 53).

Aceptando las obvias dispersiones propias de la complejidad de una obra de las características de la presente, cabría considerar a grandes rasgos como órdenes probables de la resistencia de la mampostería valores de entre 4,0 y 8,0 MPa como límites extremos, con una media de entre 5,0 y 6,0 MPa.

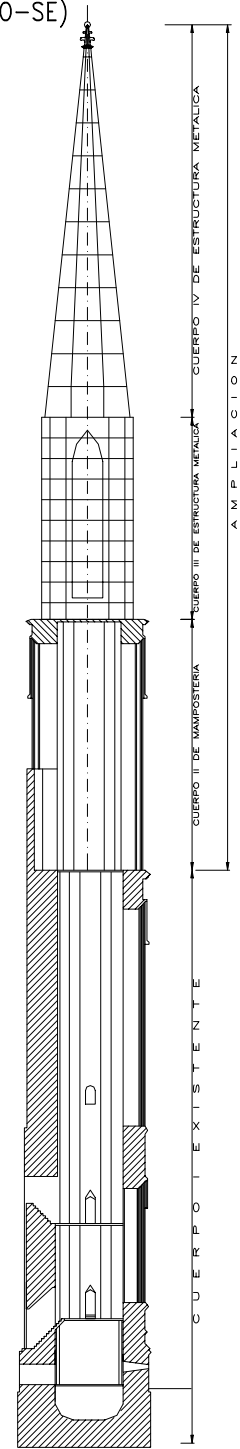
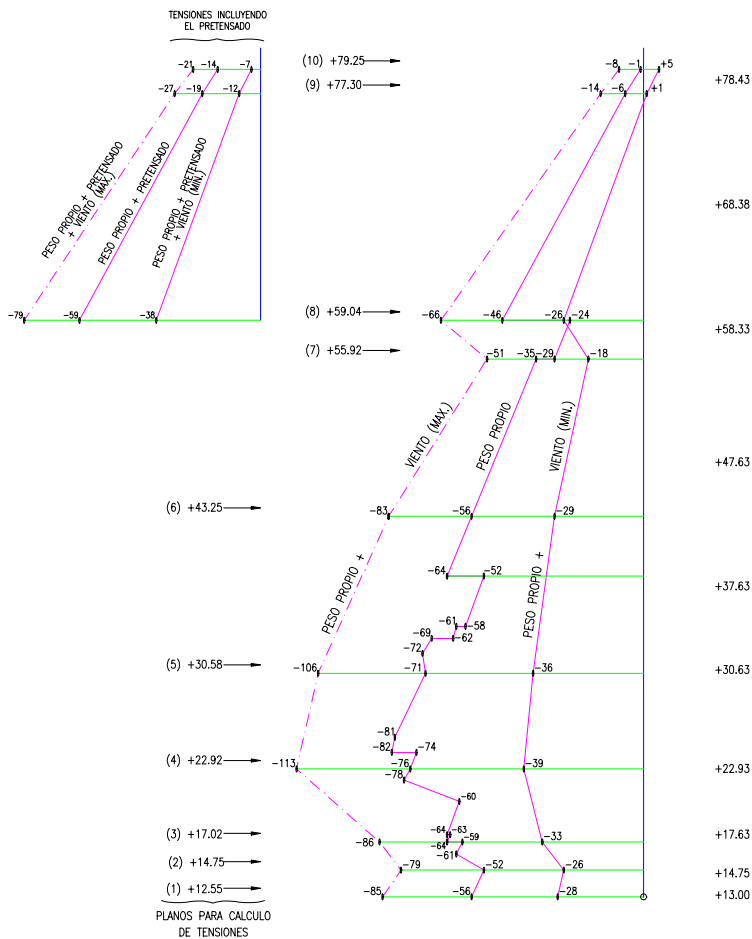
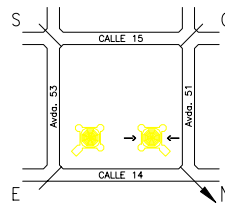
Para la mezcla de asiento se encontró una composición de aproximadamente 1 parte de cal aérea y 5 a 6 partes de agregados (compuesto de arena, polvo de ladrillo y algo de conchilla).

#### b.4) Tensiones y seguridad resultantes en la mampostería

FIGURA 1  
 TENSIONES EN MAMPOSTERIA DE TORRE Avda. 51  
 PARA CARGAS PERMANENTES MAS VIENTO  
 VIENTO PARALELO A CALLE 14 (DIRECCION NO-SE)

NOTAS:

- LAS TENSIONES ESTAN EXPRESADAS EN 1/m<sup>2</sup>
  - LOS PLANOS (1),(2),....(10) SON LOS SELECCIONADOS PARA EL CALCULO DE TENSIONES
- ESCALAS { DE LONGITUD 1:250  
 { DE TENSIONES 1:10
- - - - PESO PROPIO + VIENTO (Máxima)
  - - - - PESO PROPIO
  - - - - PESO PROPIO + VIENTO (Mínima)



A partir de los análisis de cargas (básicamente permanentes y acciones de viento según sus distintas direcciones y sentidos) y de la geometría general replanteada para las torres en sus cuerpos existentes en los distintos niveles, se realizó el cálculo de las solicitaciones en todos los niveles característicos, y para cada uno de estos últimos las tensiones extremas sobre la mampostería .

En la Fig. 1 se ve la distribución de tales valores para la torre de Av. 51, tanto en el cuerpo existente inferior como para la parte inferior del cuerpo de completamiento originalmente proyectado en mampostería.

Se observan valores máximos de las tensiones del orden de 0,8 MPa para cargas permanentes y de hasta 1,13 MPa en la torre de Av. 51 (1,28 MPa en la torre de Av. 53) para cargas permanentes más acción de viento crítica. Estos valores máximos ocurrieron en la sección a cota aproximada +23,00 , ó sea cerca de la mitad de la altura del cuerpo existente.

En relación a las resistencias medias ya citadas para la mampostería (de un orden aproximado de entre 5,0 a 6,0 MPa) y dado lo conservador de los criterios de cálculo de cargas (especialmente de las acciones de viento) se concluyó que los coeficientes de seguridad de la mampostería resultaban aceptables.

### **c) Proyecto estructural del cuerpo de ampliación de cada torre**

El proyecto licitado de las ampliaciones de las torres contemplaba las siguientes soluciones estructurales (ver esquema de Fig. 1, aunque sus cotas corresponden a un cero distinto).

c.1) Estructura resistente del tramo inferior, entre cotas aproximadas +42, 00 y +63,00

- Solución proyectada

En el proyecto realizado este tramo estaba previsto totalmente en mampostería de ladrillos llenos, con forma general, medidas exteriores, hueco interior y espesores de paredes más ó menos similares a las del cuerpo existente inferior.

Una situación particular se producía en el nivel superior de este tramo a cota +63,00 en su vinculación con el nivel inferior del tramo intermedio: dado el pequeño valor de las cargas permanentes de los tramos superiores a tal sección (tramos intermedio y superior de estructura metálica revestida en bloques y chapas de cobre respectivamente) las tensiones de tracción producidas por la acción de viento no eran debidamente compensadas por las tensiones de compresión por dichas cargas permanentes, ocurriendo en consecuencia sobre la mampostería tensiones resultantes de tracción que aunque de baja magnitud eran indeseables (ver Fig. 1)

A tal fin se previó la precompresión del cuerpo de mampostería del tramo inferior del completamiento mediante el tesado de 8 cables verticales de 100 toneladas de potencia nominal cada uno, anclados inferiormente (anclajes pasivos) en perfiles laminados tipo Grey embutidos en la parte superior de las paredes de los cuerpos existentes, y anclados superiormente (anclajes activos) en la base de la estructura metálica reticulada del cuerpo intermedio.

De tal manera se conseguía mediante esta precompresión de la mampostería anular las tensiones de tracción antedichas.

- Solución construída

En oportunidad de la iniciación de los trabajos en obra, la Empresa Constructora propuso una variante al proyecto arquitectónico previsto que implicaba correspondientemente una modificación de la solución estructural, la cual fue aceptada. La misma consistía en el reemplazo de los macizos de mampostería por una estructura interior de grandes tabiques de hormigón armado (uno en cada esquina en dirección diagonal, ver su armadura en Foto 3) en los que se embutía una estructura reticulada metálica consistente en 4 columnas aporticadas en los 4 planos, que actuaba como continuación de las estructuras reticuladas metálicas de los tramos intermedio y superior (ver Fotos 2 y 4).

La construcción de la estructura portante del cuerpo de completamiento entre cotas +42,00 y +111,00 presentaba así dos etapas: durante la primera la estructura metálica completa en toda la altura soportaba las cargas de viento como una superficie reticulada calada; posteriormente y una vez hormigonados los tabiques de hormigón armado del tramo inferior los mismos se incorporaban al esquema resistente y las cargas de viento actuaban sobre la construcción ya cerrada (con mayor superficie oponible al viento) con la estructura compuesta de tabiques y estructura reticulada.

La mampostería de ladrillo a la vista en el tramo inferior resultaba así solo de revestimiento y no estructural, por lo que no era necesario el pretensado previsto en la etapa del proyecto.



Foto N° 3



Foto N° 4

c.2) Estructura resistente en los tramos intermedio y superior, entre cotas aproximadas +63,00 y +111,00

La estructura resistente está conformada por un reticulado metálica espacial constituido por perfiles laminados de sección L con uniones abulonadas sobre chapas nodales; la forma general es prismática octaédrica en el tramo intermedio y tronco-piramidal de base octaédrica en el tramo superior. En la parte inferior (entre cotas +42,00 y +63,00) esta estructura metálica reticulada se continúa con los 4 pórticos metálicos posteriormente embutidos en los tabiques de hormigón armado de dicho tramo ver Fotos 2 a 5).

El tipo de acero previsto para los perfiles y chapas era F-24, pero los ensayos de control indicaron resistencias ampliamente superiores.

En la Foto 5 se aprecian detalles de tales estructuras metálicas del cuerpo del completamiento.

Los pórticos metálicos del tramo inferior se anclaron en una losa de hormigón armado colada "in situ" a la cota +42,00 , con un espesor de 1,20 m (ver su armadura en Foto 6).

El hormigón tanto de esta losa como de los tabiques antedichos era de calidad H-21, y colocado por bombeo. Según los resultados de los ensayos de control tal calidad fué superada.



Foto N° 5



Foto N° 6

#### **d) Verificación de las fundaciones y proyecto de su refuerzo**

##### **d.1) Estratigrafía**

El plano de apoyo de las torres principales, ubicado a aproximadamente 4,50 a 5,00 m de profundidad, pertenece a un estrato que se extiende desde la superficie hasta una profundidad de aproximadamente entre 8,00 y 9,00 m de limos plásti-

cos, arcillas y arcillas limosas compactas a muy compactas, con valor de la compacidad determinado en el ensayo standard del orden de 10 a 15 golpes. Por debajo del límite antedicho se ubica un estrato de gran potencia de limos duros a muy duros (“toscas”) con compacidad superior a 50 golpes.

#### d.2) Estado tensional en las fundaciones

Ya desde el estudio de prefactibilidad realizado en 1993 se había determinado la siguiente situación tensional sobre el suelo de fundación, dentro del primero de los estratos descritos:

##### - Bajo cargas permanentes del cuerpo existente

Las tensiones ocurridas, del orden de 0,42 MPa, alcanzaban ya de por sí el orden de las tensiones admisibles (asociadas éstas a un coeficiente de seguridad del orden de 2,5 a 3,0).

##### - Bajo cargas permanentes incluyendo las obras de completamiento

Las aproximadamente 2.100 toneladas de peso de las obras de completamiento en cada torre producirían tensiones adicionales sobre el suelo del orden de 0,14 MPa, aumentando así las tensiones totales hasta un orden de 0,56MPa; en tal situación el coeficiente de seguridad se reduciría a valores de 1,9 a 2,3 , valores considerados relativamente insuficientes.

Adicionalmente se estimó en base a los ensayos de laboratorio que la carga permanente adicional de 2 .100 t produciría asentamientos del orden de 20 mm +/- 30%, para los que se temía la producción de fisuras en la estructura de mampostería existente. Cabe comentar que ya terminada la obra controles posteriores acusaron un descenso del orden de 3 a 4 mm.

##### - Bajo las acciones de viento

Tales acciones, sumadas a las cargas permanentes, llevarían las tensiones máximas en los bordes de la fundación a un orden de 0,85 MPa. De todos modos, dado la velocidad de ocurrencia de tales acciones y la inercia propia de la construcción, tales tensiones no resultaban de particular riesgo.

#### d.3) Refuerzo de las fundaciones

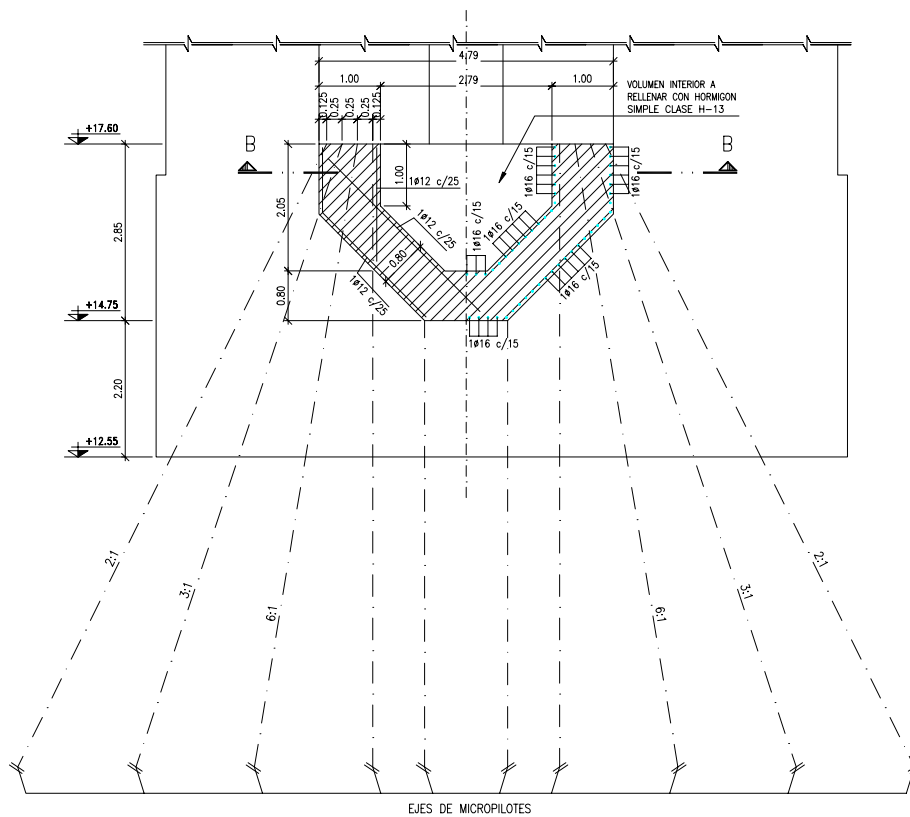
Por los motivos antedichos se decidió llevar la carga permanente adicional de aproximadamente 2.100 toneladas hasta el estrato inferior de “toscas”, ubicado a aproximadamente 4,00 a 5,00 m por debajo del nivel de las fundaciones existentes.

La solución adoptada consistió en la colocación, desde el interior de las torres y atravesando el fondo en cúpula invertida y sus paredes perimetrales, de un conjunto de 113 micropilotes ejecutados “in situ”, los que en distintas líneas cuadrangulares concéntricas y con distintas inclinaciones llevaran la carga adicional de los completamientos hasta el estrato antedicho en el que penetran aproximadamente 7,00 a 8,00m resistiendo mediante tensiones de fuste del orden de 0,04 Mpa. (ver esquema en Fig. 2)



Foto N° 7

FIGURA 2  
CABEZAL DE MICROPILOTES EN TORRE Avda. 51



NOTAS

- LAS MEDIDAS DEFINITIVAS DEL HUECO INTERIOR DE LA FUNDACION, Y CONSECUENTEMENTE DEL CABEZAL DE HA, RESULTARAN LUEGO DE LA REMOCION DEL MATERIAL DE RELLENO ACTUALMENTE EXISTENTE POR DEBAJO DEL PISO DE COTA +17.60
- AL DEMOLER LOS EXTREMOS SUPERIORES SOBRESALIENTES DE LOS MICROPILOTES SU TUBO CENTRAL EXPUESTO SE ANCLARA ADECUADAMENTE EN EL CABEZAL DE HA
- LA GEOMETRIA DEFINITIVA DEL CABEZAL DE HA DEBERA CONTEMPLAR LOS REQUERIMIENTOS DE FUNCIONAMIENTO: NIVEL DEFINITIVO DEL PISO, GALIBO VERTICAL Y HORIZONTAL PARA EL NIVEL SOBREPASADO DEL ASCENSOR, Etc.; LA EVENTUAL PICADA DE SECTORES DE MAMPOSTERIA EN EL FONDO DEL HUECO CENTRAL DEBERA CONTEMPLAR TANTO SU GEOMETRIA ACTUAL COMO LOS REQUERIMIENTOS ANTECHOS.

RESISTENCIA DE MATERIALES

HORMIGONES:

DEL CABEZAL CLASE H-21 :  $\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$

DE RELLENO CLASE H-13 :  $\sigma'_{bk} = 130 \text{ kg/cm}^2$

ACERO TIPO A3 (ADN-420) :  $\sigma_{ek} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Cada micropilote tiene un diámetro de 15 cm, con un tubo central de aproximadamente 5 cm de diámetro y pared de 10 mm de espesor con perforaciones equidistanciadas que permiten la colocación de una mezcla de mortero inyectada a muy alta presión. Tal mezcla atraviesa al hormigón de la pared del micropilote (a una edad temprana de éste último) penetrando en el suelo que rodea al micropilote en forma de “raíces” más ó menos horizontales. De ahí la denominación del sistema, originado en Italia, de “pali radichi”.

En promedio cada micropilote toma una carga vertical de aproximadamente 19 toneladas, aunque dado la disposición de aquellos, algunos verticales y los más con inclinaciones variables entre 6:1 hasta 2:1, hace que la descomposición estática de la carga antedicha produzca solicitaciones axiales sobre los micropilotes de entre 19 y 21 toneladas.

La vinculación de los micropilotes a la estructura de mampostería del fondo de las torres se logra mediante tensiones de adherencia en la interfase mampostería-hormigón en todo el espesor de las paredes atravesadas de hasta 0,2 MPa; la distancia de mampostería atravesada resultaba variable según los casos entre 0,60 y 3,00 a 4,00 m.

Las fuerzas horizontales que se producen en el coronamiento de los pilotes por descomposición estática de la carga vertical y el eje inclinado de aquellos han sido tomadas mediante anillos de hormigón armado de planta cuadrangular desarrollados en el interior de las torres, trabajando debido a su forma a la flexo-compresión (ver Fig. 2 y en Foto 7 los tubos de los micropilotes antes del hormigonado del anillo).

Se realizaron en obra pruebas de carga tanto de los pilotes trabajando axialmente como de la adherencia a través de las paredes atravesadas, las que arrojaron resultados aceptables.

#### **4.- Otros sectores del completamiento del edificio con intervención estructural**

Si bien de mucho menor significación en problemática, dimensiones y por supuesto implicancia económica que las torres principales, muchos de los restantes elementos intervinientes del completamiento presentan detalles estructurales de interés. No obstante, en aras de la obligada brevedad de esta nota solo describiremos someramente ciertos detalles de algunos de dichos elementos.

##### **a) Torretas ó torres secundarias**

En número de cuatro están ubicadas próximas a los ángulos que forma la intersección del cuerpo principal del Templo con el transepto. Estas torres tienen forma general troncopiramidal de base octaédrica, con las siguientes medidas

aproximadas: diámetro circunscripto inferior de 6,00 m y superior de 1,00 m, altura 24,00 m (entre cotas +32,50 y +56,50).

Su estructura resistente está constituida por un reticulado metálico espacial de perfiles laminados, empotrado en una losa inferior de hormigón armado de 0,30 m de espesor colada "in situ" sobre las torres de mampostería existentes (ver Foto 8 de tal torre).

### **b) Pináculos**

Existe en total más de 200 grupos de pináculos con más de 800 "agujas" individuales, divididos en 20 tipos distintos.

Las "agujas" típicas varían en general entre 3,00 y 14,00 m de altura (la mayoría son de entre 8,00 y 11,00 m), y están construidas mediante bloques huecos de cemento claro por cuyo interior de pasan armaduras verticales y donde luego se cuele el hormigón fluido para constituir la estructura resistente de hormigón armado.

Las armaduras se anclan en losas de hormigón armado, a su vez fijadas a las bases de mampostería mediante barras de acero de entre 12 y 16 mm de diámetro ancladas a aquellas mediante taladros de 30 mm de diámetro por 2,00 a 3,00 m de longitud ejecutados en la mampostería

Foto N° 8

y luego rellenos con mortero de cemento ó material de grouting.



### **c) Campanario**

Ubicado en la torre de Av. 51, está constituido por un total de 23 campanas de distintos tamaños y pesos (y por supuesto distinta nota en vibración para conformar el conocido carillón) con un peso total de aproximadamente 19t. Las campanas cuelgan de la estructura resistente que es metálica de perfiles laminados sección doble T fijados a la estructura reticulada principal.

### **d) Ascensor**

Está ubicado en la torre de Av. 53, desarrollándose desde el nivel del atrio hasta la cota +63,00 ; su estructura portante está constituida por perfiles laminados sujetos lateralmente a las paredes de mampostería ó a los tabiques de hormigón armado de las esquinas, según sean los niveles de fijación

### **e) Otras estructuras varias**

Solo se citará la existencia de otros elementos que han requerido de intervenciones en su estudio estructural, tales como la cisterna subterránea de los jardines próximos a la esquina de calle 14 y Av. 51, pasarelas en el interior del entretecho, la estatuaria y ornamentación general del exterior del edificio, los montacargas exteriores, etc.

Dado la envergadura de la obra en juego, hasta el análisis estructural de los andamios por sus alturas, luces y lugares acotados para sus apoyos y fijaciones resultó de un grado inusual para este tipo de elementos de la construcción (ver Foto 8).

Finalmente cabe comentar que detalles más explícitos de las distintas partes y estudios de esta singular obra constan en el artículo "Aspectos Estructurales de la Catedral de La Plata y de su Completamiento", del mismo autor de esta nota, obrante en la Revista "Hormigón" de la A.A.T.H. N° 35 de enero-junio/2000.