

## **RECUPERACIÓN EDILICIA INTEGRAL, RESTAURACIÓN Y PUESTA EN VALOR ARQUITECTÓNICO DE LA BASÍLICA DE GUADALUPE DE LA CIUDAD DE SANTA FE. RECALCE DE CIMIENTOS Y REFUERZOS DE MUROS**

**Tosti, A.D.** <sup>[1]</sup>; **Ulibarrie, N.** <sup>[2]</sup>; **Puga, R.** <sup>[2]</sup>; **Saus, H.** <sup>[2]</sup>; **Marinero, J** <sup>[3]</sup>

Basílica de Guadalupe – Santa Fe, Argentina - [adtosti@ciudad.com.ar](mailto:adtosti@ciudad.com.ar) /  
Centro de Investigación y Desarrollo para la Construcción y la Vivienda (CECOVI)  
Univ. Tecnológica Nacional, Facultad Regional Santa Fe (3000) Santa Fe, Argentina.  
[cecovi@frsf.utn.edu.ar](mailto:cecovi@frsf.utn.edu.ar)

<sup>[1]</sup> Director de Obra Basílica / <sup>[2]</sup> Investigador del CECovi / <sup>[3]</sup> Becario del CECovi

### **RESUMEN**

El presente trabajo refleja la combinación de una experiencia de obra, cimentada en investigaciones de campo, y corresponde a la intervención en un edificio con patología estructural severa.-

La Basílica de Guadalupe ubicada en Santa Fe (ciudad), posee estilo neogótico bajo, construida en 1905, en mampostería de ladrillos desde las cimentaciones. Con una planimetría en forma de cruz de aproximadamente 2.200 m<sup>2</sup> (nave central y dos laterales). Posee cubiertas combinadas de chapas sobre estructura de hierro y losas de bovedilla apoyadas en muros. La carga muerta estimada para transferir a las bases es aproximadamente de 8.600 toneladas.-

Ante un cuadro de afectación severo, evidenciado en la manifestación de patologías típicas de fallas en la cadena de transferencia de cargas por asentamientos diferenciados, punzonamientos y pérdida de verticalidad en muros, mostrando deformaciones en pisos y fisuraciones en muros y cielorrasos al nivel de producirse el colapso parcial de un sector de cielorraso abovedado (en diciembre de 2004), fue necesario diseñar acciones correctivas para la recuperación de la condición de seguridad. Se elaboró como primera medida un diagnóstico de situación, evaluación estructural mediante. Para ello se llevaron a cabo una serie de instancias apuntando a determinar las causas del problema (etiología) y la magnitud de afectación. La evaluación contempló en general observación ocular, estudios de suelos y control de deformaciones diferido en el tiempo. Se pudo diagnosticar como causal básico del cuadro de afectación a la pérdida de capacidad portante por saturación del suelo de fundación con erosión de finos (limos, arcillas y coloides) por ingreso directo no contemplado de aguas filtrantes de los sistemas de desagües pluviales perimetrales del edificio en combinación fuertemente desfavorable con un emisario de la red pública pluvial que presentó fallas de estanqueidad. El control de deformaciones de mediciones sucesivas y periódicas en el tiempo permitió verificar la presencia de un proceso activo en la estructura con un patrón creciente con incremento de espesores de fisuras.-

Con los resultados obtenidos, se diseñaron acciones correctivas: reconstrucción de la red pluvial interna, recalce de cimientos mediante la transferencia de cargas del plano de fundación hasta un estrato de mayor resistencia; y anclajes de muros afectados por fisuras. El recalce se realizó mediante la construcción de MP IRS (micropilotes con Inyección

Repetitiva y Selectiva) y el refuerzo de muros incorporando tensores pasivos horizontales dentro del espesor de los mismos en tres niveles diferentes.-

La ejecución de MP se realizó entre diciembre 2005 y julio 2007 (cambio de tecnología de ejecución mediante sobre la marcha); mientras que los tensores horizontales, se ejecutaron entre setiembre 2007 y abril 2008.-

Paralelamente para monitorear la evolución y analizar la eficiencia de los refuerzos en forma global en la estructura, se diseñó e implementó un sistema referencial de control de asentamientos colocando escalas perimetrales exteriores, y de fisuras, con comparadores interiores (con mediciones efectuadas trimestralmente durante el primer año y semestralmente en el segundo).-

Esta contribución se centró en aspectos relativos a las etapas de ejecución del micropilotaje por entender que allí es donde se puede brindar el aporte más interesante para este Congreso, dado que habitualmente se basa en técnicas que aplican pautas teóricas que requieren ajustes según las particularidades de cada caso. -

Del monitoreo realizado se infiere un comportamiento que marca una clara tendencia general en los movimientos relativos decreciente asintóticamente, reflejo de la toma de carga de los micropilotes y la transferencia paulatina, con adecuamiento de la estructura edilicia a nuevas condiciones de cimentación y refuerzos. Alcanzada ésta y recompuesta la cadena de transferencia de cargas queda habilitada la factibilidad de iniciar la siguiente etapa de restauración y puesta en valor arquitectónico de la Basílica.-

## I.- ASPECTOS GENERALES

### I.1.- Introducción



**Fotografías 1 y 2. Vistas principal y lateral de la Basílica.**

La construcción del edificio actual del santuario data de 1905. Si bien éste posee una gran solidez por la tecnología de ejecución que se utilizó y la calidad de construcción en sí misma, se vio afectado por patologías estructurales severas originadas en causas ajenas al edificio, que se analizan en el presente trabajo, y por las cuales se vio seriamente comprometida la capacidad de servicio y la seguridad estructural. La Basílica de Guadalupe representa para la región un punto importante de encuentro, ya que anualmente, en la tradicional Peregrinación que se realiza oficialmente desde 1900, concurren unos 100.000 peregrinos, siendo visitada el resto del año por fieles en el denominado "turismo religioso".-

### I.2.- Marco urbano y edilicio.-

La **Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe** está ubicada en la ciudad de Santa Fe de la

Veracruz, capital provincial que se inserta en la Región Centro de la República Argentina. Dentro de la ciudad, la Basílica está situada en el tradicional Barrio Guadalupe, a pocas cuadras de la Laguna Setúbal, y posee gran belleza arquitectónica, de inmenso valor histórico y patrimonial, cuyo estilo se corresponde con el neogótico bajo.-

Por sus características y dimensiones accede a la categoría de Basílica: 32,70 m de ancho, 66,70 m de largo y un promedio de altura de 20,50 m, con 45,20 m de altura de campanario. El cielorraso interior alcanza 16,40 m. La superficie aproximada es de 2.200 metros cuadrados cubiertos y la carga muerta estimada es de 8.600 toneladas. Se construyó en mampostería de ladrillos comunes desde las zapatas de cimientos, con muros de 90 cm de espesor promedio. Posee cubierta de chapas galvanizadas onduladas sobre cabriadas de hierro en Nave Central y crucero, y sobre los laterales losas planas de bovedillas de ladrillos e hierro. Se funda en zapatas de mampostería de ladrillos comunes, a unos 2,80 m del nivel de piso interior.-

### **I.3.- Reseña Histórico Religiosa.-**

La historia religiosa de la Basílica de Guadalupe, toca más de tres Siglos. Su comienzo data de 1779 (primer Santuario), aunque el actual edificio se erige, como Basílica desde 1905.-

#### **I.3.a.- Oratorio.-**

La construcción del primer edificio del Santuario de Nuestra Señora de Guadalupe, comenzó el día 4 de Octubre de 1779 por el franciscano Javier de la Rosa. Juan González de Setúbal, pariente del mismo, mandó a construir, en un campo de su propiedad, un oratorio dedicado a la Virgen de las Mercedes. En este oratorio, cuyos vestigios han desaparecido, se veneró, por primera vez en Santa Fe, a la Virgen de Guadalupe. El padre Miguel Sánchez, en la biblioteca, encontró una estampa representando la aparición de la Virgen de Guadalupe al indio San Juan Diego, en México, y la llevó al oratorio.-

#### **I.3.b.- Primer Santuario.-**

Al morir González de Setúbal, y por pedido de la viuda, Javier de la Rosa se hizo cargo del oratorio, que ya corría peligro de derrumbe, por su estado excesivamente ruinoso. No siendo posible ningún intento de refacciones, se dedicó por entero a la tarea de construir un nuevo santuario a la Virgen de Guadalupe. Solicitó de su tía una fracción de tierra, que ésta le donó y con el producto del aporte público inició la construcción del Santuario. Al finalizar el año 1780, la imagen de la Virgen de su culto, fue colocada en el altar. Al año siguiente, comenzó la colación del piso, para lo cual fabricó y colocó, él mismo las grandes baldosas, adornadas con figuras alegóricas, y con inscripciones de fechas relacionadas con la historia de la fundación del santuario.-

En 1794 Javier de la Rosa se fue a Curuzú Cuatía, para fundir las campanas destinadas a aquella iglesia, pero murió sin ver terminada la obra. En el año 1800 se terminó la construcción del Santuario, reformándose completamente la cubierta en 1822. El techo de los corredores fue cambiado en 1855, construyéndose en 1872 la bóveda del presbiterio, una nueva sacristía, y dos piezas. La nueva torre fue construida en 1873, y al año siguiente fueron prolongadas las galerías, verificándose más adelante, pequeñas reparaciones, y algunos ensanches.-

En 1897 fue creada la diócesis de Santa Fe, y el 1º de Mayo de 1898, se hace cargo de la pastoral de la misma su primer obispo Monseñor Dr. Juan Agustín Boneo; quien propone al Papa León XIII, que La Santísima Virgen de Guadalupe fuera instituida patrona de Santa Fe.

Luego su Santidad, concede el cambio el 27 de Junio de 1899, y el 14 de Octubre de 1900 se realiza la primer Peregrinación oficial.-



**Fotografía 3. Santuario original construido en 1779.**

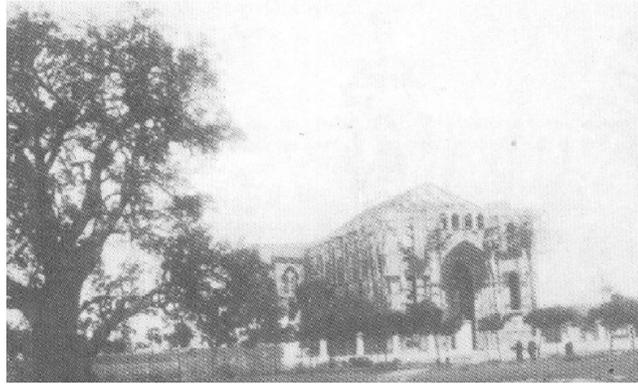
### **I.3.c.- Demolición y construcción de la nueva Basílica.-**

Como la capilla resultaba chica, se propuso la construcción del actual edificio de la Basílica y el 8 de Mayo de 1904 se colocó la piedra fundamental. El proyecto fue del arquitecto Arnaldo, y la dirección de obra de Juan Mai e hijos. Después de la colocación de la piedra fundamental de la Basílica, comenzó a construirse la Sacristía.-



**Fotografías 4 y 5. Demolición de la primer Basílica en 1904.**

Luego de la demolición, en marzo de 1905 comenzó la construcción del actual edificio. En la peregrinación del 8 de mayo de 1910, se inaugura el Santuario Diocesano de Nuestra Señora de Guadalupe, a nombre de su Santidad, el Papa Pío X. La coronación de la Virgen, que se verificó el 22 de Abril de 1928, fue decretada el 10 de Agosto de 1924. En 1932, se reformó y amplió el camarín, mientras que en 1968 se reformó el actual presbiterio para adecuarlo a la nueva liturgia, y por último en 1980 se amplió a las tres naves programadas.-



**Fotografía 6. Comienzo de la construcción actual en 1905.**

Estos datos de un pasado histórico religioso permanecen vivos en la actualidad, no solo por la vigencia de una tradición, sino por el sentido trascendente de la vida guardado en las paredes de ladrillos de la Basílica de la Virgen de Guadalupe.-

## **II.- CUADRO DE PATOLOGÍAS EN EL EDIFICIO.-**

### **II.1.- Sintomatología.-**

Desde hace varios años se ha venido constatando la aparición de fisuras de diversa índole en piso, paredes y cielorrasos de la Basílica, con un patrón creciente en el tiempo en dimensiones (espesor y longitud). También se registraron asentamientos de muros, principalmente en el sector Sur del edificio, donde están ubicados el Camarín de la Virgen, la Sacristía, las Alas Este y Oeste, y el Presbiterio; y con menor registro en las Naves Central y Laterales. Se trató de un cuadro generalizado causado en primera apreciación por problemas estructurales de falla en la cadena de transferencia de cargas, que se refleja en forma generalizada en fisuras a priori desordenadas.-



**Fotografías 7 y 8. Macrofisura de pared y fractura de mármol en escalinata.**

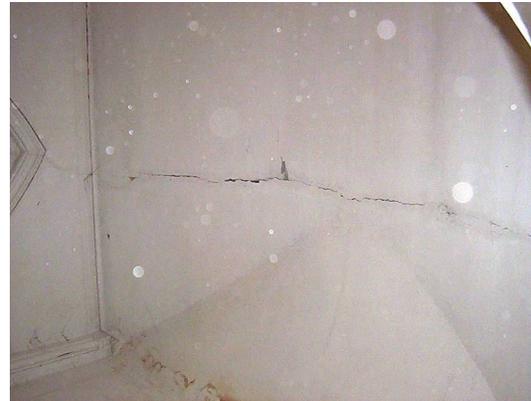
Para el monitoreo del proceso se implementó un sistema de control de deformaciones diferido en el tiempo. Desde octubre de 2004 se materializó el sistema por medio de puntos de control con registros periódicos a través del tiempo (elevada sensibilidad apreciando a 0,001 mm). Así se pudo constatar la variación de longitud en cada punto entre una distancia predeterminada que es atravesada por una fisura de espesor variable en el tiempo. Esta

tarea estuvo a cargo del CECОВI (Centro de Investigación y Desarrollo para la Construcción y la Vivienda) de la Fac. Reg. Sta. Fe de la Universidad Tecnológica Nacional. En principio se eligieron muros y contrahuellas de escalinatas laterales del Prebisterio como sectores representativos para el control. (mármol fracturado).-

## II.2.- Situación de emergencia.-

El proceso tuvo un episodio crítico el 18 de diciembre de 2004, cuando se produjo el desprendimiento de un importante sector del cielorraso pesado tipo bóveda, situado en el Oeste del crucero, sobre el lugar destinado al coro. La casualidad quiso que se produjera una hora después del ensayo de Navidad del Coro de Niños y por ende ocasionó roturas en baldosas de pisos y arrancó las ménsulas de los bancos, empotradas a la pared, pero no causó lesiones a personas (Fotografía 9).-

Para magnificar el riesgo se puede estimar que la porción de cielorraso caída desde 16 m de altura tenía un peso de 2.500 kg. Ante esto se tomaron algunas medidas inmediatas, que incluyeron, además de inhabilitar el paso en las zonas de riesgo, demoler un sector de cielorraso (esta vez del sector Este del prebisterio) que presentaba patologías similares. Sobre el particular puede decirse que la estructura del cielorraso está resuelta con perfilaría metálica en forma de "T" invertidos, vinculados a las cabriadas principales, también metálicas, de la cubierta (separadas cada 3,50 m). Los perfiles "T" se disponen a manera de correas separadas cada 60 cm, simplemente apoyadas en las alas de los perfiles de los cordones inferiores de las cabriadas. La forma curva de este cordón inferior define la respectiva del cielorraso abovedado. A su vez sobre estas correas se dispone de paños de metal desplegado sobre el cual se fija la capa de mortero de cemento de 5 cm de espesor que conforma el cielorraso pesado. El detalle particular de apoyo simple (sin arriostres) de las correas a las cabriadas con una longitud de empalme exigua de 2,5 cm constituyó un punto vulnerable en la configuración ante la presencia de movimientos relativos por deformaciones en muros. El proceso determinó la reducción de las longitudes de apoyo hasta llegar varias zonas (incluyendo la que terminó colapsando), a quedar totalmente suelta, sostenida en equilibrio inestable por la propia rigidez de los paños de cielorraso.-



**Fotografías 9 y 10. Sector Oeste, colapso de cielorraso bóveda de 3,60m x 7,50m y Sector Este, fisura de cielorraso en bóveda del crucero**

Se evaluó la situación general, interviniendo para mejorar la sustentación afectada en el cielorraso. Se materializaron arriostres (tensores de alambre de acero galvanizado) de las correas a las cabriadas en los apoyos y en el centro de luz. La operación se completó en los sectores Este, Sur, y en el Presbiterio, habilitando posteriormente los sectores clausurados.-

### II.3.- Etiología.-

El hecho crítico aceleró la planificación y ejecución de las tareas propias de la evaluación estructural, pensada desde un principio dentro de la recuperación y restauración del edificio. El cuadro de patologías y sus consecuencias derivaron como primera medida a un estudio de fundaciones, principalmente dirigido a la condición del suelo como eslabón importante en la cadena de transferencia de cargas. El tipo de construcción y el esquema estructural habla de un predominio de cargas muertas o permanentes. La edad de la construcción y la presencia de mampostería de ladrillos comunes sin encadenados horizontales (tipología constructiva habitual de la época) hace que la configuración estructural sea particularmente vulnerable a los asentamientos diferenciados de suelo (fallas puntuales no uniformes de la capacidad portante del suelo). Cabe pensar que este tipo de construcción se comporta como un "castillo de naipes"; ante un asentamiento diferenciado se transforma en un mecano (nudos articulados no empotrados). Por ello se encargó un estudio geotécnico en mayo y junio de 2005 a la empresa ECON.-



**Fotografía 11 y 12. Vistas de calle Padre Genesio, con hundimiento de calzada.**

Con los resultados obtenidos en el estudio (trabajos de campo, perforaciones con SPT y calicatas e informe correspondiente) se pudo determinar la hipótesis de falla o causa básica de inicio del problema en la combinación desfavorable de un sistema de desagües pluviales perimetrales deficitario en el edificio filtrando aguas al suelo con fallas importantes de estanqueidad del conducto emisario de la red pública pluvial, ubicado sobre la calzada al sur de la Basílica. En las conclusiones del informe geotécnico se indicaba que en aquel momento "... en el nivel de fundación de los cimientos se encuentran suelos saturados y de consistencia blanda, con una mayor humectación hacia el lado sur del edificio ...", resaltando que "... en la actualidad la capacidad portante es baja ..." y que "... es llamativo o al menos sospechoso que las perforaciones realizadas en la parte sur del edificio sean la de mayor contenido de humedad y de menor compacidad, sabiendo que en el eje de la calle Padre Genesio se encuentra un conducto maestro de desagüe pluvial ...". En el mismo punto, pero para las condiciones a mediano y largo plazo se expresa que: "... la mayor causa de pérdida de capacidad de carga de estos suelos se debe a los siguientes factores: filtraciones desde y hacia el conducto pluvial ubicado en el lado sur del edificio, lo que ocasiona que las partículas finas emigren hacia esa zona.". El informe pone el acento en el carácter altamente erosivo del suelo existente y las consecuencias de la circulación no programada (cañerías rotas) de aguas filtrantes a través del suelo hacia las napas u otro destino (saturación de estratos superficiales de suelo, arrastre de partículas finas, oquedades y bajas en la densificación del suelo y por ende pérdida de su capacidad portante). Finalmente recomienda previo al tratamiento de las cimentaciones ya afectadas, operar sobre el

conducto maestro ubicado en calle Padre Genesio, de modo de recomponer su estanqueidad. Apoyando este diagnóstico, la calzada de dicha calle se presentaba fracturada con un pronunciado hundimiento en el centro (Fotografías 11 y 12). Dado que el conducto en cuestión tiene una antigüedad de más de 30 años, puede suponerse que el deterioro estuvo marcado por un proceso progresivo y acumulativo de larga duración. –

Con esta confirmación, se hicieron los reclamos pertinentes, nota mediante, a la empresa prestataria del servicio sanitario Aguas Provinciales de Santa Fe S.A., quien manifestó haber efectuado las verificaciones del sistema cloacal y pluvial en esa zona urbana sin encontrar inconvenientes. Pese a que los resultados del Estudio Geotécnico, demostraron lo contrario.

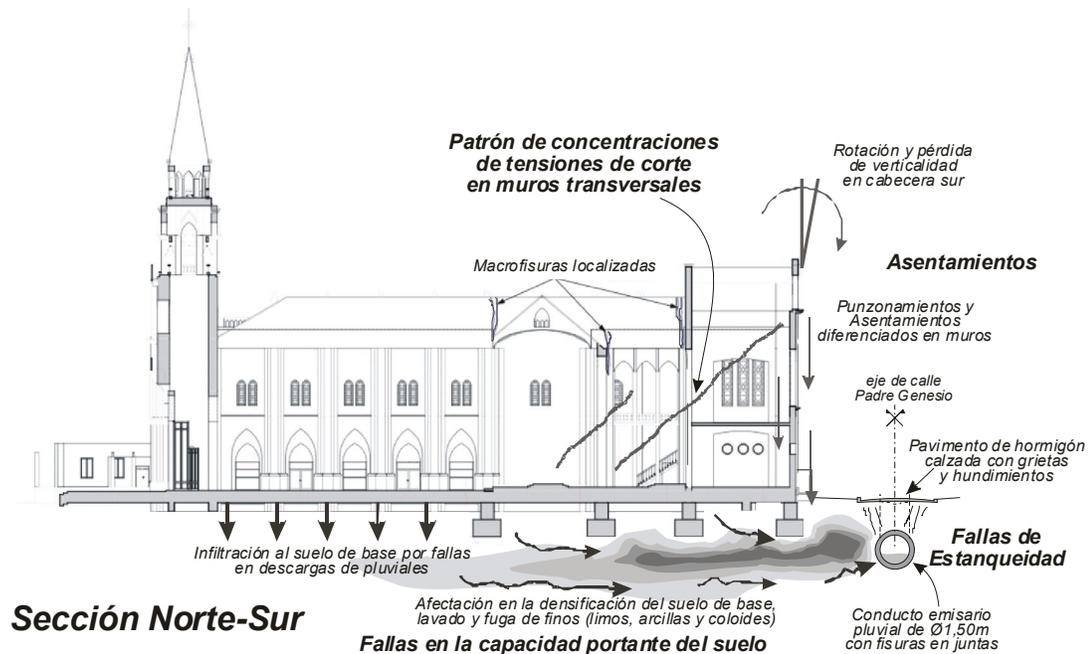


Figura 1. Mecanismo de falla. Hipótesis de las causas

## II.4.- Terapéutica a aplicar.-

### II.4.a.- Reparación del Conducto Pluvial

Un reclamo similar a la Municipalidad de Santa Fe, también responsable desde su rol, de este y los demás servicios urbanos, resultó en la intervención directa sobre el conducto, las capas de suelo de tapada y la calzada en el tramo de calle en cuestión. Durante los trabajos se constató la presencia de fallas de estanqueidad en las juntas entre caños. Completadas las tareas (realizadas en 2006 por la Municipalidad) la eficiencia de las mismas se ha puesto en dudas al constatar al poco tiempo (unos meses) que el pavimento comienza a evidenciar un cuadro de patologías parecido al anterior (fisuras y hundimientos centrales).-

### II.4.b.- Recalce de las Cimentaciones y refuerzos de muros

El tratamiento adoptado para reestablecer la condición de servicio adecuada en la estructura consistió en recuperar la capacidad portante en los cimientos exteriores e interiores del edificio mediante la ejecución de micropilotes, de manera de transferir cargas hasta un

estrato ubicado a una profundidad de entre doce y quince metros aproximadamente, donde se encuentran arenas relativamente densas, independizando a futuro el aporte de la capa superficial de suelo, que se sabía afectada y que se pone en duda pueda recuperar una condición portante original. A su vez para reestablecer, dentro de las posibilidades, la transferencia de tensiones dentro de la mampostería (afectada por fisuras), se proyectó la colocación de tensores de anclaje pasivos horizontales, en diferentes niveles. Para ello se parte del principio de materializar **anclajes originalmente pasivos** para "coser" (vincular) las partes cortadas de mampostería. El concepto de integración a la configuración estructural se enmarca en lo que representa un aporte pasivo, vale decir el mismo concepto por el cual se diseñan encadenados horizontales en muros de viviendas (para el caso esta estructura no los cuenta en su concepción original). La condición de anclaje pasivo hace que estos elementos no estén diseñados para recibir una carga determinada (cargas de primer orden), sino que tomarán cargas (eventuales y variables) pasando a ser activos, según la distribución que se presente cuando la estructura no funcione en forma monolítica (cargas de segundo orden) cuando experimente algunas variaciones diferenciadas en la sustentación ante el reajuste tensional por la presencia del refuerzo de recalce. Dado que la cadena de transferencia de cargas fue restituida en el eslabón de cimientos (recalce), se puede estimar que las tensiones de segundo orden que puedan generarse en ese reajuste serán sensiblemente menores a las que originaron las fisuras, por lo que subyace el concepto primario de anclajes mayoritariamente pasivos. La vinculación con tensores de sectores de mampostería separados, favorece al conjunto, actuando los micropilotes individuales como grupo de micropilotes. -

#### **II.4.c.- Red de desagües pluviales e impermeabilización general:**

Como acción correctiva secundaria, se diseñaron tareas tendientes a recomponer adecuadamente los escurrimientos de agua de lluvia de las cubiertas de la construcción, materializando un sistema de desagües pluviales con descargas verticales laterales al edificio y colectoras enterradas para descargar a la calle. Completado esto, se prevé sellar las veredas perimetrales para terminar de asegurar la restricción de acceso de aguas a los cimientos (etapa incluida en la restauración y puesta en valor arquitectónico).-

### **III.- RECALCE DE CIMIENTOS – EXPERIENCIA DE OBRA**

#### **III.1.- Cálculos previos**

Para establecer en número de micropilotes MP, se realizó el análisis de las cargas que se transfieren a la fundación, tanto en muros corridos como en las columnas de mampostería. De ello se obtuvo la densidad de MP a ejecutar asumiendo la hipótesis de carga de servicio de 35 toneladas sugerida por las empresas del rubro, resultando necesarios 264 MP.-

#### **III.2.- Micropilotes hincados**

Luego de una compulsa de ofertas entre empresas especializadas se contrató una que, al menor monto ofertado, propuso una técnica basada micropilotes hincados, con una punta cónica de hierro fundido y fuste de caño de hierro Ø71,3 mm y espesor de 5,6 mm, denominados mononúcleos con inyección única. La empresa aseguró una capacidad de servicio superior a las 35 toneladas. El proceso constructivo propuesto se resume en:

- Corte del piso y perforación en muros y mampostería de cimientos con brocas Ø150 mm desde el lateral de la pared, respetando una inclinación de 15° respecto a la vertical, hasta atravesar por completo el cimiento.

- Descenso del caño con la punta, hincado del micropilote con energía hasta llegar a la carga de "rechazo".
- Colocación de armadura zunchada soldada al caño en el sector del cemento para adherencia y llenado de la porción de cemento entre la perforación y el caño
- Inyección de lechada de cemento única, mediante la obturación superior, saliendo desde una válvula ubicada en el inferior del caño

La capacidad de carga se obtuvo en forma teórica mediante la fórmula de hincado holandesa, (de uso en nuestro país pero para pilotes de mayor sección). No obstante se incluyó contractualmente la realización de dos ensayos de control según norma IRAM N° 10.527.-



**Fotografía 13, 14 y 15. Corte de piso y perforación de cemento. Hincado e inyección única del MP.**

### III.2.a.- Inicio de trabajos. Ensayos de control

Los trabajos se comenzaron el 5 de diciembre de 2005. Pese a la imposición de ejecución previa de ensayos, la empresa dispuso la realización del primero, con equipo propio, recién el día 18 de febrero de 2006. Para ello se materializaron especialmente 3 MP (por cada ensayo) adicionales a los proyectados en obra (3 alineados, dos extremos para usarse a tracción como parte del marco reactivo, viga de vinculación mediante).



**Fotografía 16 y 17. Preparación ensayo MP. Equipo de la empresa y del CECIVI**

Ante fallas en el equipamiento, los ensayos fueron finalmente ejecutados con equipamiento específico de medición del CECIVI en marzo de 2006. El ensayo consistió en cargar el MP (valiéndose del marco reactivo dispuesto especialmente) con escalones crecientes, registrando valores de cargas y deformaciones (hundimiento relativo al nivel de suelo de la cabeza del MP), hasta alcanzar límites de fluencia y/o rotura. Se llevaron adelante en total 7 ensayos (con ajustes de ejecución intermedios) detectándose que los MP hincados no tenían el comportamiento estructural adecuado o previsto. La carga de rotura alcanzada fue inferior a la teórica (entre 18 y 23 ton, variando según el MP) con deformaciones elevadas

(incompatibles para la elasticidad asumible en la estructura) y sin comportamiento elástico. Esto determinó la inmediata reformulación del trabajo, interrupción y análisis mediante, puesto que la empresa había avanzado hincando 188 MP de los 264 previstos, aunque sin inyectar con cemento a 45 de ellos.

### III.2.b.- Resultados de ensayos y verificación de la fórmula de hincadora holandesa

Sobre los 4 últimos ensayos (abril 2006), se listan resultados en planilla y se hace el análisis mediante las gráficas de ensayo (carga- asentamiento), que permiten visualizar tramos de comportamiento pseudo elástico, fluencia y deformaciones plásticas.

Resumen de resultados de ensayos a MP hincados (2da tanda)							
Ensayo N°	Nº Golpes finales	Longitud Micropilote (m)	Volumen de inyección (litros)	Presión de inyección (kg/cm <sup>2</sup> )	Carga de Rotura según ensayo (toneladas)	Carga Límite elástica (toneladas)	Deformación para Carga límite (mm)
A	B	C	D	E	F	G	H
1	32	18,70	460	7 a 8 kg/cm <sup>2</sup>	46	11	2,2
2	32	9,70	200	7 a 8 kg/cm <sup>2</sup>	30,2	5	0,4
3	144	12,30	600	8 a 10 kg/cm <sup>2</sup>	23,2	14,5	1,9
4	43	18,00	60	5 a 6 kg/cm <sup>2</sup>	29	6,5	0,4

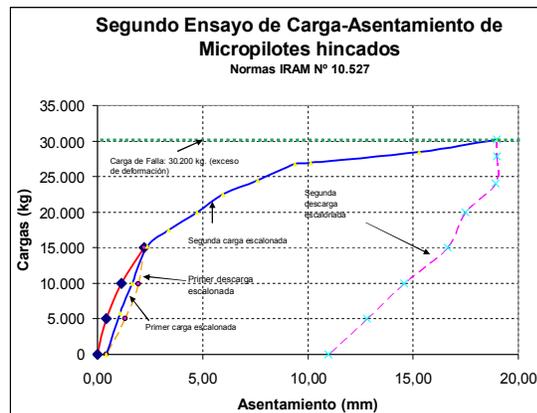
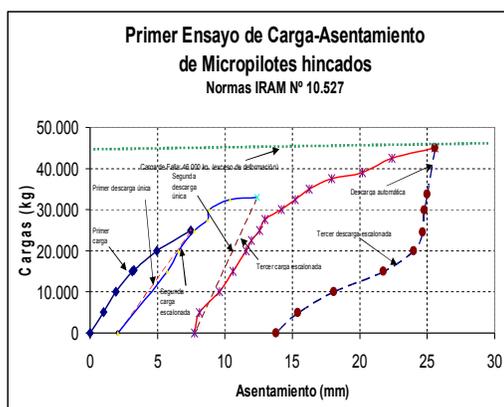
La formula de hincadora holandesa propuesta para obtener la capacidad de carga del MP es:

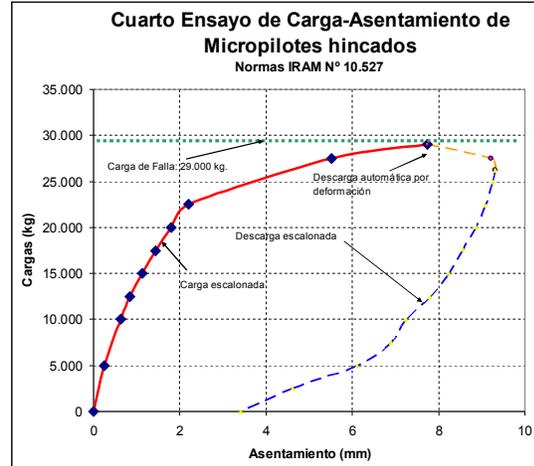
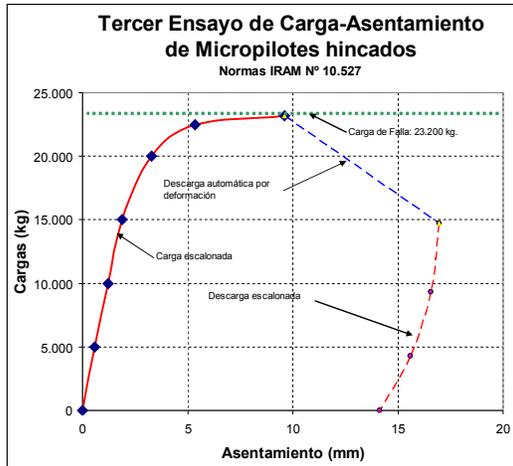
$$C_p = \frac{N \times b \times Q_2}{e \times (Q + q)}$$

donde

- N: número de golpes
- b: altura de caída del martillo (adoptada 80 cm)
- Q: carga del martillo (adoptado 117 kg.)
- q: carga del caño del MP
- e: longitud hincado para N (adoptado 10 cm)

Verificación de capacidad portante con la fórmula de hincadora holandesa						
Ensayo N°	Nº Golpes finales	Longitud MP (m)	Peso del MP (kg)	Capacidad de carga teórica (toneladas)	Carga de Rotura según ensayo (toneladas)	Carga admisible (si se toma Coeficiente de Seguridad = 2)
A	B	C	D	E	F	G
1	32	18,70	168,30	12,3	46	23
2	32	9,70	87,30	17,2	30	15,1
3	144	12,30	110,70	69,3	23,2	11,6
4	43	18,00	162	16,9	29	14,5





### Ensayos de MP hincados. Gráficas Carga-Asentamiento

#### III.2.c.- Conclusiones respecto a la técnica de micropilotes hincados

**1.- No se puede verificar la carga de servicio de los MP hincados con la fórmula de hincadora holandesa.** Se observa por comparación (en la planilla en las columnas E y G), que existe distorsión entre la carga calculada teórica y el resultado ensayado. El número de golpes no guarda relación con la resistencia alcanzada por el MP.-

**2.- Los MP hincados no manifiestan comportamiento estructural.** En los gráficos carga-asentamiento se verifica un primer período elástico breve con una aparente linealidad y alcanzada una determinada carga, comienza un período de menor pendiente de la tangente, hasta transformarse en asintótica (deformación indefinida sin aumento de carga), es decir el segundo es un período plástico y el tercero corresponde a fluencia.-

**3.- La aplicación de cargas más lenta se traduce en menor valor de carga de rotura.** Los ensayos 1 y 2 que se realizaron en forma rápida (70 minutos), alcanzaron mayor carga de rotura que en los ensayos 3 y 4, en forma más lenta (más de 2 horas). Debe asumirse que dado la preponderancia de cargas permanentes y estáticas en la edificación, la configuración se aproxima más al proceso lento. En todo caso la transferencia al MP será lenta, a medida que se produzcan asentamientos de las zapatas.-

**4.- Existe incertidumbre en saber donde se aloja la lechada de cemento inyectada.** Mayor volumen de inyección en un MP individual no se traduce en mayor resistencia, como pudo constatarse en el MP del ensayo 3, con 600 litros de lechada inyectada. La lechada única saliendo por la válvula de la punta se dispersa y no necesariamente recubre el fuste mejorando el suelo alterado, como se postulaba en el método. En algunos casos se registró afloramiento de lechada de cemento a nivel de terreno natural en forma aleatoria, toda vez que ya no toleraba inyección el pilote.-

**5.- No se garantiza el recubrimiento del caño de acero que sirve de armadura.** Aceptada la conclusión anterior debe asumirse que la hipótesis de la empresa por la cual se afirma que la lechada filtra desde abajo hacia arriba con alta presión por el suelo perimetral alterado por el proceso de hincadora transformándose en el recubrimiento del acero no es certera. Por lo tanto el caño queda expuesto a la corrosión metálica en contacto con suelo.-

**6.- Los micropilotes hincados no alcanzan la carga de servicio propuesta por la empresa de 35 toneladas, tanto por capacidad de carga como por deformación.** A efectos de no desechar los micropilotes hincados se adoptó una capacidad de carga de los mismos basada en permanecer en el intervalo del período elástico. La carga de servicio adoptada para los 181 micropilotes hincados es de 7,3 toneladas (75% del promedio de carga elástica de los ensayos). El coeficiente de seguridad queda así entre 3,15 y 6,3.-

**7.- Existe mucha dispersión en el valor de la carga de rotura:** respecto al promedio de los cuatro ensayos, el rango de valores oscila entre + 44 % y – 28 %, entre extremos.-

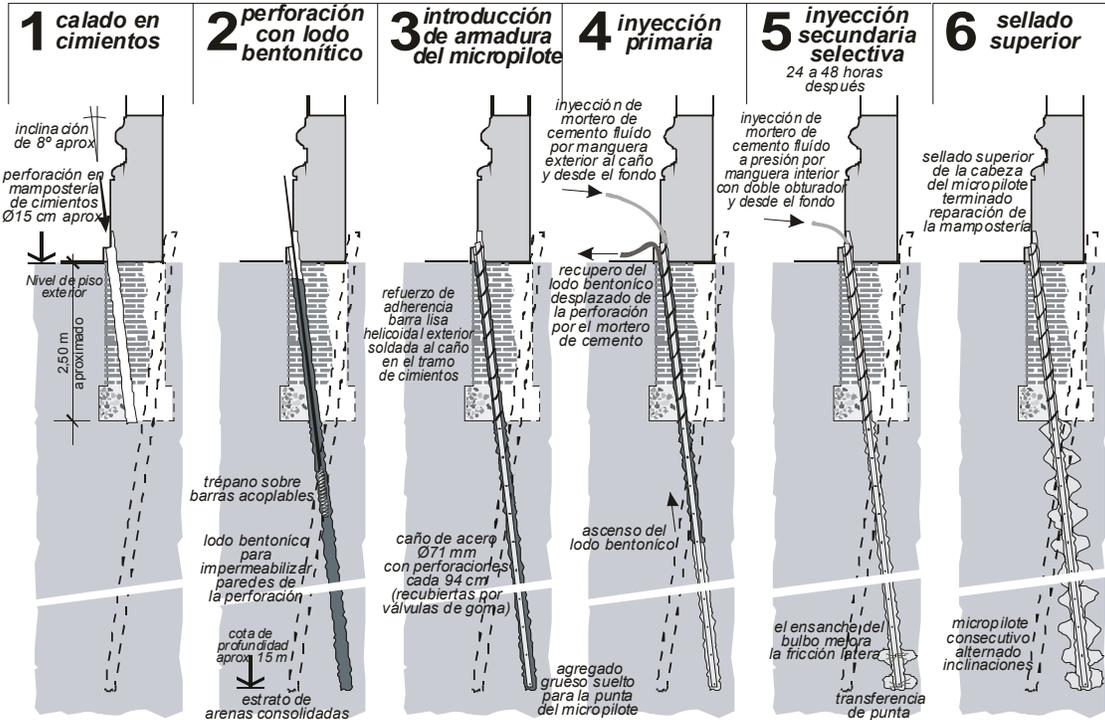
**8.- Otros aspectos:** en el caso de los ensayos 1 y 2, los micropilotes se encuentran hincados en un cuadrado de 3 metros de lado, es decir en 9 m<sup>2</sup> se colocaron siete micropilotes (incluidos los de tracción), con un gran volumen de inyección en todo el conjunto; por lo que observando el valor de carga de rotura obtenido, ***tal vez un grupo de micropilotes podría incrementar solamente la resistencia final individual.*** Por otra parte, si se comparan las profundidades de los micropilotes de ensayos, ***una mayor profundidad de hinca podría implicar mayor valor de carga de rotura.-***

### **III.3.- Micropilotes IRS (Inyección repetitiva y selectiva)**

Del análisis realizado se resolvió modificar el sistema de recalce propuesto originalmente por la empresa, pasando a ejecutar Micropilotes IRS. La Dirección de Obra aportó las pautas técnicas a la empresa contratista quien, renegociación de contrato mediante, se encargó de la ejecución. Para el rediseño se calculó la cantidad de MP IRS a ejecutar, asumiendo que parte de la capacidad portante de refuerzo total necesaria a ejecutar es aportada por los MP hincados ya ejecutados (7,3 ton según lo visto antes). Se asumió que el remanente de cargas fuera tomado por los MP IRS. El aporte unitario de capacidad de carga de éstos se determinó mediante ensayos similares a los de los otros micropilotes. Con este dato se pudo calcular la cantidad necesaria a ejecutar, procurando sortear el inconveniente suscitado al ejecutar presurosamente los otros reduciendo consecuentemente espacio físico para la intervención en el cimiento.

Sintéticamente la ejecución se resume en:

- Corte del piso y perforación en muros y mampostería de cimientos con brocas Ø150mm desde el lateral de la pared, respetando una inclinación de 7° respecto a la vertical, hasta atravesar por completo el cimiento (1 en Figura 2).
- Perforación del suelo hasta 15 metros, con trépanos rotativos de avance e inyección de lodo bentonítico (lubricación y enfriamiento de las herramientas, mantenimiento de las paredes de la perforación y extracción del suelo) (2 en Figura 2).-
- Descenso de 20 litros de piedra partida 30-50 para el asiento de la punta.-
- Colocación del caño de acero (Ø71 mm, esp. 5,17 mm) con tapa en la punta, con válvulas cada 90 cm, con una barra Ø8 mm zunchada exterior al caño en el tramo de cimiento (adherencia). El caño reemplazó como armadura la original prevista de 3Ø25 mm, a solicitud de la empresa (3 en Figura 2).-
- Llenado con mortero cementicio fluido (inyección primaria) de la porción del MP entre la perforación y el caño hasta el nivel de piso, inyectando desde el fondo hacia arriba, desplazando el lodo bentonítico.
- Llenado del remanente provocado por la contracción de fragüe del mortero, 24 horas después con mortero aditivado (acelerante de endurecimiento). (4 en Figura 2).-
- Inyección (secundaria selectiva) de mortero fluido de cemento mediante la doble obturación de todas las válvulas en forma repetitiva y selectiva, desde la válvula ubicada en el inferior del caño hasta la válvula próxima al cimiento, con repetición del proceso, de resultar necesario, con igual dosificación anterior (5 y 6 en Figura 2).-



**Figura 2. Esquemas del proceso constructivo.**

**Aclaraciones:**

- a) La aceptación de las modificaciones de armadura propuestas por la empresa quedaron sujetas a los ensayos de carga de control.-
- b) Dado que la inclinación de los MP es de unos 8° respecto a la vertical, se asume que la componente horizontal de la fuerza axial que se genera (alrededor del 14% del valor a transferir), es absorbida mediante la disposición geométrica de dos MP, que en lo posible se enfrentan entre sí neutralizando dicha componente (6 en Figura 2).-



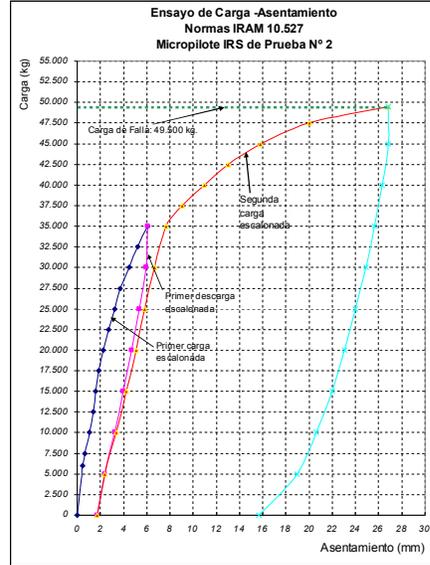
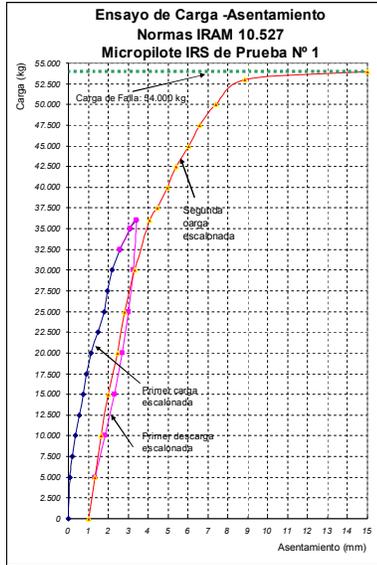
**Fotografía 18 y 19. Micropilotes IRS. Perforaciones con lodo bentonítico. Inyección.-**

**III.3.a.- Ensayos previos de MP IRS**

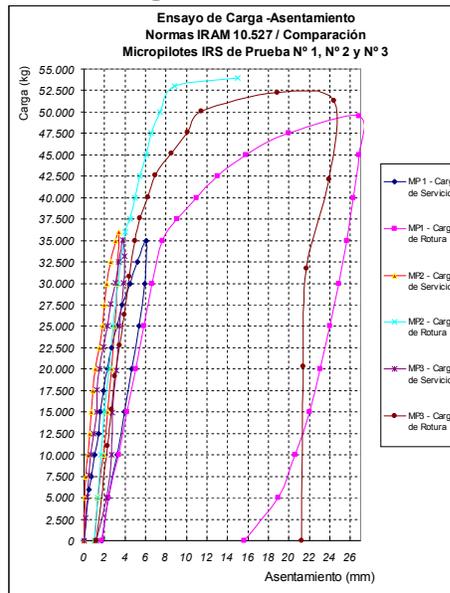
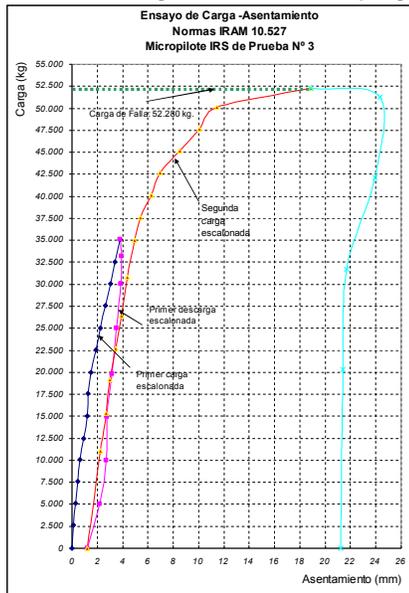
En esta nueva instancia se ejecutaron los ensayos sobre MP, antes de intervenir sobre el edificio. Se realizaron tres ensayos de carga. Se muestran resultados (gráficas y planilla) .-

Resumen de resultados de ensayos a MP IRS							
Ensayo N°	Longitud MP IRS	Volumen de inyección	Duración ensayo	Presión de inyección	Asentamiento en carga de servicio	Asentamiento en descarga	Carga límite de rotura (ton)

	(m)	(litros)	(minutos)	(kg/cm <sup>2</sup> )	35 ton. (mm)	(mm)	H
A	B	C	D	E	F	G	H
1	14,90	256	462	8 a 10 kg/cm <sup>2</sup>	3,11	1,01	54
2	15,00	257	478	8 a 12 kg/cm <sup>2</sup>	6,07	1,74	49,5
3	15,35	479	551	4 kg/cm <sup>2</sup>	3,82	1,22	52,28



**Ensayos de MP IRS (1° y 2°). Gráficas Carga- Asentamiento**



**Ensayos de MP IRS (3° y comparativo). Gráficas Carga- Asentamiento**

### III.3.b.- Conclusiones respecto a la técnica de MP IRS

1.- Los MP IRS verifican un mejor comportamiento estructural. Los ensayos manifiestan un período elástico relativamente lineal hasta 25 toneladas, luego elasto-plástico hasta 35 toneladas. Con la descarga escalonada se manifiesta una deformación remanente del 30 % del valor elasto-plástico alcanzado en la carga de servicio. En la segunda escala de cargas, retoma la curva, colapsando en forma previsible.-

- 2.- **La carga de servicio a adoptar coincide con la carga de hipótesis de cálculo.** Se puede adoptar 35 toneladas, puesto que corresponde a una deformación mínima, y respecto a la carga de rotura, el coeficiente de seguridad presenta un valor promedio de 1,5.-
- 3.- **Las cargas de rotura son más predecibles.** Se produce menor dispersión en el valor de la carga de rotura respecto al promedio de los cuatro ensayos (entre + 4 % y – 5 %).-
- 4.- **La inyección debe ser lenta y a baja presión.** Esta situación no produce la ruptura de la estructura hidráulica del suelo y permite un incremento en el volumen inyectado.-
- 5.- **Se garantiza el recubrimiento de la armadura.** La inyección primaria permite que el caño se recubra con un anillo de 4 cm de espesor (protección frente a la corrosión).-
- 6.- **La inyección selectiva garantiza el correcto alojamiento de la lechada.** A diferencia de los MP hincados durante la ejecución de obra no se registró fluencia de lechada, por lo que, inyectando a baja presión, se puede suponer una efectiva disposición perimetral.-

### III.3.c.- Otros ensayos efectuados

Ante la presencia de variables no comprobadas que intervienen en la tecnología constructiva del recalce de cimientos con MP, se realizaron otras verificaciones adicionales a los ensayos de carga. Una de ellas corresponde al comportamiento mecánico de **vinculación del MP y el cimiento** (eslabón de transferencia de cargas del cimiento al MP). Para ello se moldearon especímenes especialmente diseñados para verificar la adherencia y principalmente la disposición y longitud del zuncho exterior al caño. Los ensayos posibilitaron estimar valores de coeficiente de adherencia en forma empírica, pero con bases ciertas.-

Otra variable analizada y ensayada correspondió al **acero de los caños**, armadura portante en los MP. A diferencia de las armaduras de uso comercial habitual en estructuras civiles, se sabe que estos los caños empleados y propuestos por la empresa proceden originalmente del rezago de la explotación de los pozos petroleros. Ante la falta de conocimiento sobre la calidad de los mismos y la falta de respuesta de la empresa, se realizaron ensayos de tracción típicos sobre muestreos normalizados de este material en el LIM de la UTN FRSF, según la Norma IRAM-IAS U 500-102, obteniéndose parámetros referenciales de cálculo.-

### III.3.d.- Experiencias de obra

Durante la ejecución de los MP IRS se presentaron algunas particularidades propias de la tecnología y de las condiciones del lugar, que se exponen seguidamente.

# Hubo dificultades para replantear los lugares de ejecución de los nuevos MP IRS, por la presencia de anteriores MP hincados en forma apresurada. En muchos casos debieron ajustarse posiciones por las nuevas perforaciones chocaban con las MP hincados.-

# En el caso particular del recalce del bloque Camarín-Sacristía (al sur del edificio), hubo que realizar un esquema especial, puesto que el mismo presenta otro sistema de fundación (una modificación y ampliación ejecutada alrededor del año 1928), con zapatas corridas de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup> y mampostería de cimientos, que por asentamiento diferencial se encuentra separado del edificio. Los intentos de perforación de esta estructura más rígida combinada con un suelo afectado (blando) generaban vibraciones peligrosas al resto del edificio, por lo que se adoptó un sistema de transferencia indirecta.-



**Fotografías 20 y 21. Recalce Camarín Sacristía con MP IRS verticales y cabezal H°.-**

Se construyeron MP IRS verticales desde el exterior con ménsulas de perfiles PNI por debajo de la zapata, unidos de a dos micropilotes con un cabezal de hormigón H21. La construcción de los MP verticales fue ejecutada en forma simultánea, pero los cabezales se realizaron en forma alternada para evitar el descalce de los cimientos. Durante la excavación para construir los cabezales, se corroboró la hipótesis planteada en el punto II.3.Etiología, por la cual se pensaba la existencia de venas producidas en el suelo por debajo del plano de fundación con lavado de finos. Esto es así, debido a que durante la inyección de los MP hincados, la lechada de cemento buscó llenar esos espacios, sin lograr el efecto deseado de engrosar el cuerpo del MP (Fotografías 20 y 21).-

# Tal como se expresó en las conclusiones, durante el proceso de inyección secundaria, se observó que cuando el mismo fue lento y a baja presión, el volumen selectivo inyectado fue mayor. Se asume que evitando altas presiones de inyección se reduce la posibilidad de romper la estructura hidráulica del suelo, asegurando la formación de un bulbo en torno a la válvula y minimizando las fugas de lechada en forma laminar entre los intersticios de las capas de suelo fracturadas o debilitadas. Esto último fue constatado en las excavaciones para el recalce del camarín-sacristía donde se extrajo suelo contaminado con lechada en forma de láminas originadas en la inyección de MP hincados.

# Inicialmente, se realizaron inyecciones a través de una cañería subsidiaria de PVC de Ø40 mm, pero a raíz de la gran cantidad de inconvenientes que se produjeron (rotura por aplastamiento del caño de acero durante el descenso en la perforación), se modificó el método inyectando por el mismo caño metálico, mejorando el resultado final. También el descenso del conjunto, en algunos casos se vio alterado, por la mala calidad de la perforación del cemento.-

# Se ejecutaron un total de **181** MP hincados y **222** MP IRS, ocupándose **5.300** metros de caños de acero y **3.500** bolsas de cemento Pórtland para las inyecciones de mortero fluido (233.000 litros).-

### **III.3.e.- Recomendaciones de obra**

- Se debe hacer un cálculo adecuado del esquema de distribución de cargas para permitir la optimización del replanteo y la densificación de los micropilotes.-
- Se requiere contar con una Dirección de Obra de presencia permanente, registrando datos y monitoreando para posibilitar realizar los ajustes correctos y necesarios.-
- Se debe controlar la prolijidad de las perforaciones de los cimientos, manteniendo el eje recto, para garantizar la calidad del MP.-

- Se debe controlar la totalidad de las inyecciones de cada válvula, tanto en el volumen como en la presión, verificando que la preparación del mortero cementicio fluido se efectúe en forma correcta (dosificación y viscosidad uniforme y adecuada).-
- En caso de detectarse problemas durante el proceso de inyección secundaria se debe efectuar el lavado de la cañería para permitir la repetición de la inyección.-
- Es conveniente colocar una celda de piedra partida, previo al descenso de la cañería, para garantizar el recubrimiento y apoyo estable del caño-armadura en la base. Cuando se inyecta la válvula inferior, se garantiza la ocupación plena de los vacíos entre el agregado pétreo.-

## **IV.- REFUERZOS DE MUROS – EXPERIENCIA DE OBRA**

### **IV.1.- Fundamentación técnica**

Las fisuras en los muros provocados por las tensiones de corte derivadas de los asentamientos diferenciados, dejaron al edificio literalmente seccionado en diferentes bloques, perdiéndose la continuidad de estos elementos que asumen por tipología un rol estructural. Si bien es cierto se trata de muros de espesores considerables (90 cm) se deformaron axialmente por los asentamientos y fueron sometidos a tensiones localizadas de tracción por corte que superaron el límite de rotura, figurándose. Como tal se trata de un proceso irreversible (la fisura no volverá a soldarse a no ser artificialmente). En líneas generales, el bloque Camarín-Sacristía asentó y se inclinó hacia el Sur con un punzonamiento entre 8 y 10 cm; en los bloques del crucero Este y Oeste se verifica una pérdida de la verticalidad de 5 mm/m, asentándose y deslizándose hacia el exterior; el campanario (más cargado) se desprendió de los laterales con mayor asentamiento; finalmente las Naves Laterales se asentaron y deslizaron hacia el exterior.-

Para ello se diseñó la ejecución de **tensores de anclaje pasivos horizontales**. En concreto se trata de materializar elementos de arriestre internos en los muros que atraviesen los planos de fractura vinculando las partes separadas. La condición pasiva posterior a la ejecución (cuando el tensor está en condiciones de tomar esfuerzos) pasará eventualmente a ser activa al producirse nuevos movimientos relativos entre las partes del muro, debidas a variaciones por temperatura, por cargas de servicio variables o eventualmente por reacomodamientos iniciales a la nueva configuración de sustentación (transferencia de cargas al nuevo sistema de cimientos recalzados). Se asume que las tensiones generadas por cualquiera de estas causas serán mucho menores que aquellas que produjeron las fisuras, toda vez que la estructura ha sido recalzada en sus cimientos. Es por ello que esta instancia debe entenderse bajo el concepto de vincular partes cortadas (muros afectados) prolongando su vida útil, más que pasar a conformar un sistema estructuralmente activo.-

### **IV.2.- Tecnología aplicada**

Los tensores se ejecutaron desde el exterior hacia el interior del edificio en diferentes muros, elegidos por su importancia en la configuración de cargas (exteriores transversales y longitudinales e interiores principales de nave central) y en diferentes niveles. a) Por debajo del nivel de piso interior, b) por sobre las aberturas del primer nivel a +8 metros y c) por sobre el segundo nivel de aberturas a + 12 metros de altura. Para el caso la conformación particular del sector impidió ejecutar tensores en altura en el bloque Sacristía-Camarín, quedando allí solo a nivel de piso interior.-



**Fotografías 22 y 23. Tensor a +8 m. Perforación. Barra y cañería de inyección.**

El proceso constructivo comprende los siguientes pasos:

- Perforación horizontal del muro desde el exterior, en 63 mm de diámetro con mechas rotativas. Se perfora con una leve pendiente hacia el interior para permitir el llenado.-
- Introducción de la armadura del tensor (barra de acero ADN Ø25 mm) dentro de la perforación con separadores solidarios (soldados). Simultáneamente adosada a la barra la cañería de inyección (caño de polietileno de  $\text{Ø}=\frac{1}{2}$ " ).-
- Llenado por bombeo del cilindro perforado, con mortero cementicio fluido aditivado (Sika Látex) para mejorar la adherencia de la interfase cemento-mampostería existente. Para contrarrestar la retracción de fragüe del mortero, puede emplearse algún aditivo expansivo o de posterga el llenado superior para aprovechar el retiro de la cañería y llenado final desfasado en el tiempo.-

### **IV.3. Experiencias de obra**

Se pueden mencionar algunas particularidades respecto a la experiencia de obra.

# Cuando se llenaron algunos tensores que "cosían" fisuras de mucho espesor, se producía la fuga de lechada cementicia, hacia el exterior por la fisura, lo que se corrigió sellando previamente desde afuera. También cuando se presentaron problemas por desvíos de mechas y salidas al exterior durante la perforación, se usaron suplementos rectificadores.-

# Se colocaron un total de **922** metros de tensores de anclaje pasivos horizontales, distribuidos en **431** metros bajo nivel de piso interior, **250** metros a +8 m y **241** metros a +12 m, utilizándose **77** barras de acero ADN Ø25 mm.-

## **IV.- CONTROL DE LA ESTABILIDAD DIFERIDO EN EL TIEMPO. MONITOREO DE FISURACIONES Y ASENTAMIENTOS**

### **IV.1.- Metodología empleada**

Para realizar el control de la estabilidad estructural y de deformaciones puntuales durante y posteriormente a las tareas de recalce de cimientos se materializó un sistema referencial de medición. La tarea fue diseñada y ejecutada por el ASyTT del CECOVI (UTN FRSF).-

En el caso de la estabilidad estructural se trató básicamente de materializar una poligonal exterior con puntos de control de nivel en cantidad suficiente y adecuada fijos a los muros susceptibles de experimentar asentamientos. Cada punto de control posee una escala metálica graduada que permite obtener una lectura de nivel con un equipo óptico de alta

precisión (con dispositivo acoplable que permite apreciar a 0,1 mm). La poligonal de puntos considerados variables es complementada por otros asumidos fijos, de modo de registrar instancias comparativas de medición entre cada punto de control y las referencias fijas determinando movimientos relativos en el tiempo (período entre comparaciones). El diseño primario fue ajustándose en la medida que pasaban las primeras instancias, y se fue detectando que los considerados puntos fijos en realidad también sufrían variaciones al menos para el orden de apreciación usado (la falta de referencias confiables fue un inconveniente planteado desde el principio por la particular ubicación del edificio rodeado de espacios verdes o de (pocas) construcciones frágiles. Las escalas debieron permanecer expuestas al exterior por lo para minimizar pérdidas por vandalismo o intemperismo se colocaron protecciones en forma de cobertura también metálica.-

Así a partir de la cuarta instancia (completada cronológicamente la tarea de ejecución de micropilotes) se optó por materializar un punto fijo confiable sobre un contrapiso de hormigón en la vereda norte y referenciar toda la medición de una poligonal cerrada a ese punto, con control de cierre doble. Se colocaron en un principio unas 15 escalas, aunque el número fue variando con el agregado de otras, en la medida que se hacían ajustes o se perdía alguna (pocas).-

Para el caso de las deformaciones en zonas de fisuras (movimiento relativo entre porciones de un muro fisurado) el sistema de control implantado consistió en materializar segmentos virtuales a partir de dos placas botón de aluminio pegadas a la pared a cada lado de una fisura, de manera de medir en instancias consecutivas separadas en el tiempo y obtener por comparación la variación de la longitud del segmento, lo que es decir la variación de espesor de fisura. Para la medición se empleó un equipo comparador de longitudes de alta sensibilidad con apreciación de 0,001 mm, preparado para operar sobre las placas de aluminio especialmente preparadas. Se materializaron unos 30 puntos de control, pero en sucesivas instancias fueron agregándose otros. Algunos se perdieron entre otras causas removidos por los permanentes trabajos de albañilería en el edificio en proceso de restauración (electricidad, zinguería, etc.).

El 20/07/06 se implantó el sistema (medición de comparación 0). Las sucesivas instancias se dieron trimestralmente primero y semestralmente después, en abril de 2007 (1ra), agosto de 2007 (2da), diciembre de 2007 (3ra), marzo de 2008 (4ta), noviembre de 2008 (5ta) y abril de 2009 (6ta).-

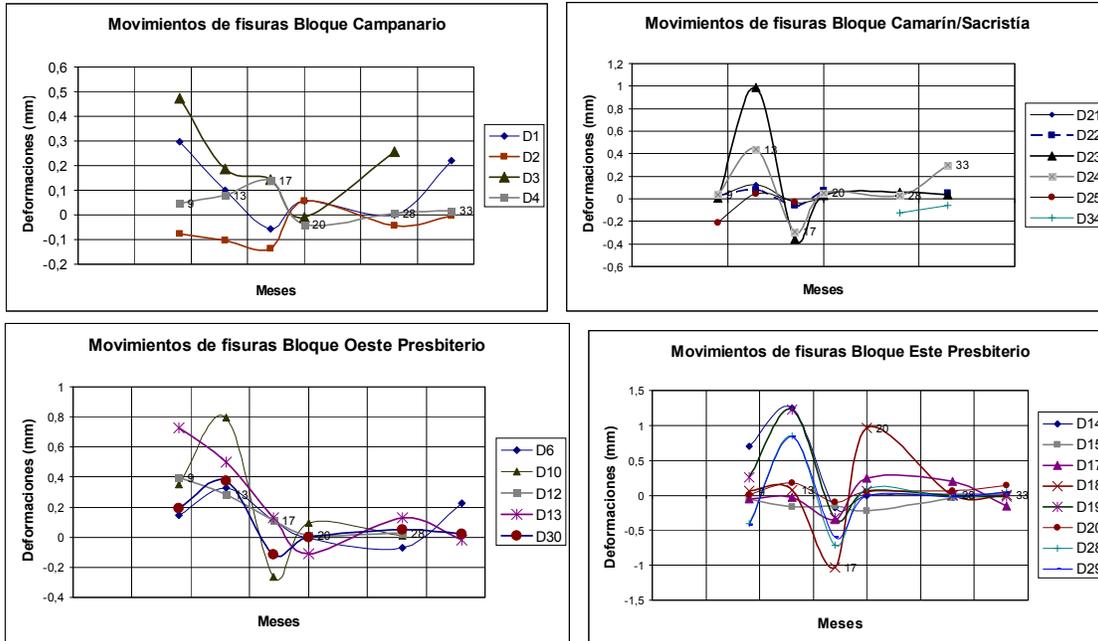
Del análisis de la evolución de resultados en ambos sistemas referenciales, se puede establecer cualitativa y cuantitativamente la forma en que fue produciéndose la transferencia de cargas desde los cimientos, luego del recalce efectuado, hacia los estratos resistentes.-

## **IV.2.- Análisis de resultados. Conclusiones**

Como primera medida debe mencionarse que la hipótesis de servicio del refuerzo en sí se basa en el concepto que expresa que necesariamente para la transferencia se requiere una instancia suplementaria de deformación. Es decir que la estructura debe prolongar su deformación para que empiece a actuar el refuerzo (toma de cargas) y alcanzar de esta manera una nueva y buscada condición de equilibrio estable. Se entiende que después de los análisis y verificaciones realizadas, ensayos mediante, se tratará de recomodar la estructura para colocarla en la nueva configuración con el sistema de refuerzo en el tramo elástico de la curva de carga- asentamiento (según los ensayos de carga en los MP).-

Así se entiende que las primeras instancias registraron variaciones, que hasta la tercera comparación pueden asimilarse a ese recomodamiento general (incluso con cambios de signos en fisuras que se mostraron con comportamiento errático). Mostrando desde allí una

disminución gradual. Las mediciones de nivel desde allí (ajustado el método a nivelación cerrada a un único punto fijo) entregan variaciones menores al 1 mm (en muchos casos atribuibles a la sensibilidad del método). Igualmente en el caso de las comparaciones de variación de espesor de fisuras.



Resulta evidenciable claramente, en las gráficas por ejemplo, el comportamiento errático en las primeras comparaciones y la tendencia asintóticamente decreciente de las variaciones hacia una configuración estable, reflejo de una estructura que con el paso de ese período inicial ha ido reacomodando la configuración de tensiones y el esquema de transferencia de cargas hasta tender al equilibrio, operando como ganaría de eficiencia del refuerzo ejecutado, que aún así requiere prolongar el seguimiento de control.-