

6.6 TEMPLO DE SAN FERNANDO

6.6.1 Introducción

Este templo se encuentra en lo que fue la antigua calzada de Tlacopan, actual Puento de Alvarado, en el extremo poniente de la manzana delimitada por las calles de: Guerrero, Mina, Héroes y la Plaza de San Fernando en la colonia Guerrero; su fachada principal y atrio dan a la Plaza (Fig. 6.6.1). La colindancia norte es una construcción muy esbelta, catalogada por el INBA. La colindancia poniente es parte del antiguo convento transformada en viviendas. La colindancia oriente es un pasillo de acceso a viviendas privadas.

En el año de 1730 los franciscanos compraron el terreno a Don Agustín de Oliva donde construyeron una pequeña capilla provisional, a pesar de que “hasta hacia poco tiempo había estado cubierto por las aguas de la laguna salada” (de Jesús Chauvet, 1980). El Convento y su templo lo levantaron los franciscanos para ser el Colegio de Propagación Fide dedicado a Fernando III, su construcción se inició en 1735 y se completó hasta 1755. Su diseño se atribuye a Jerónimo de Balbás, “quien fue muy criticado por Pedro de Arrieta y Miguel José de Rivera porque siendo un simple ensamblador, se había metido -a maestro de arquitectura- sin tener experiencia” (Ruiz Castellanos, 2004). Su terminación se encomendó a los arquitectos Antonio Álvarez y Miguel José de Rivera.

El convento de San Fernando comenzó con cuatro sacerdotes, para 1772 contaba con ciento catorce religiosos, de este importante centro religioso salieron los misioneros evangelizadores entre 1744 y 1770 a la Sierra Gorda, entre 1769 y 1853 a la California Alta y entre 1768 y 1773 a la Baja California. Este templo fue durante la Colonia el escenario de los Autos de Fe y de los castigos públicos impuestos a los "herejes" por el Tribunal de la Inquisición.

El 18 de julio de 1858 ocurrió un terremoto que causó grandes averías y según el testimonio de un periódico de la época “Abrió de alto a bajo, desde la bóveda hasta el piso de la iglesia, casi a la mitad de ella, hundiendo cosa de siete pulgadas el pavimento de la parte inferior, prolongándose las enormes cuarteaduras a las habitaciones de los religiosos; abriendo y desencajando todos los arcos y dinteles, sin perdonar los lienzos del panteón viejo”.

La investigadora Martha Fernández escribió los siguientes comentarios: “A partir del siglo pasado, el templo y su convento han sufrido una serie de catástrofes que inevitablemente lo han alterado. El 19 de junio de 1858, por ejemplo, un temblor lo dejó muy averiado, pues, dice Rivera Cambas, -...ya sea por la naturaleza poco sólida del terreno, o ya porque el sacudimiento fue muy fuerte por aquel rumbo, el hecho es que abrió las paredes desde las bóvedas hasta el piso de la iglesia, prolongándose la enorme cuarteadora hasta las habitaciones de los religiosos, abrió y desencajó todos los arcos y dinteles, sin perdonar los lienzos del panteón viejo que tanto sufrieron considerablemente y hasta cambiaron algo de posición. Habiendo quedado el edificio inhabitable...- En aquella época el conjunto conventual fue reconstruido....”. (Fernández Martha, 1990).



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

En 1863 vino la exclaustación y por unos años se establece el Colegio Militar en el claustro, pero ya antes, en 1860, se había derribado buena parte del convento para dar paso a la primera calle de Guerrero, la cual corre de sur a norte y dividió al convento en varios lotes; quedando en la parte oriente, el panteón, la iglesia, sacristía, parte del claustro alto y bajo y una fracción de la huerta; al poniente la mayor parte del convento y gran parte de la huerta, terreno que pocos años después fue vendido a particulares. En la Fig. 6.6.2 se muestra de manera esquemática la evolución del convento de San Fernando, que en diciembre de 1860 fue desamortizado, la iglesia y convento saqueados y el terreno dividido en tres lotes (Tovar de Teresa, 1991).

En 1935, el Panteón de San Fernando fue declarado monumento histórico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia. En ese mismo año se demuele lo que quedó del claustro y fue convertido en vecindad, el sismo de 1985 la dañó gravemente y posteriormente fue reconstruida.

Reparación estructural por los Arquitectos Calderón. Se desconoce la fecha precisa en que los Arquitectos Fernando y José Luis Calderón realizaron los trabajos de restauración estructural de este monumento (Calderón, 1962). En su escrito empiezan por la observación de “los graves daños” que presentaba el templo y describen brevemente lo que llamaron el “Estado del Edificio. Antes de la Reparación”, entre sus varios comentarios, los más significativos son:

“El nivel del piso del templo se encuentra bajo la calle, aunque la diferencia no es grande. La cimentación está en buenas condiciones, aunque presenta algunas fracturas, que coinciden con las de la superestructura”.

“Debido a los empujes de las bóvedas, la destrucción de las gualdras y desaparición de algunos contrafuertes, los muros presentaban importantes fracturas desde la cimentación hasta las cubiertas. En todos los casos las cuarteadoras eran verticales”.

A continuación, describen su “Proyecto de Refuerzo. Procedimiento de construcción” y lo ilustran con las Figs. 6.6.3 a 6.6.5; entre sus comentarios mencionan:

“Después de analizar el estado general del templo, se consideró esencial la reparación de bóvedas y muros, pues la cimentación se encontraba en buenas condiciones. No obstante, se juzgó conveniente colocar, en el desplante, cadenas de liga longitudinales”.

“Para reparar las cuarteaduras verticales en los muros se proyectaron castillos en forma de poste de telégrafo. Al nivel de cornisas se encontraba la gualdra exterior completamente podrida; se procedió a quitarla, sustituyéndola por una cadena longitudinal de concreto provista de ventilas. Se respetó la gualdra interior por estar en buen estado”.

“Para reforzar y absorber los empujes laterales de las bóvedas se proyectó un zuncho en forma de ocho, compuesto por 30 vueltas de alambre brillante duro, perfectamente fijas, torcidas de dos en dos a fin de lograr una tensión previa al colado. En vista de que las gualdras tensoras sobre los arcos estaban podridas, y en muchos casos habían desaparecido, se diseñaron trabes longitudinales y transversales de refuerzo. Estas ayudan a cargar y sirven de liga entre bóvedas y muros. Los zunchos tensores de las bóvedas atraviesan las trabes y se integran con ellas en las zonas de contacto, permitiendo la descarga de esfuerzos verticales”.

Reparaciones posteriores. El piso interior del templo ha recibido varias capas para nivelarlo y el último se hizo en 1967. En ocasión de los Juegos Olímpicos de 1968, celebrados en México, se practicaron trabajos de restauración del cementerio. En ese mismo año también se inicia la construcción de un túnel del Drenaje Profundo a lo largo de la calle de Guerrero, el cual puede estar influyendo en el comportamiento que ha tenido este monumento en los últimos años; sin embargo, no se cuenta con mediciones instrumentales para verificar si existe algún efecto.

Al paso de los años, a pesar de los refuerzos mencionados, el templo siguió acusando daños; ya que el hundimiento regional ha obligado a reconocer que se debe investigar la influencia nociva de los suelos en el comportamiento de estos monumentos.

6.6.2 Investigaciones geotécnicas

Primer estudio geotécnico. En 1988 se realizó el primer estudio geotécnico del templo, se realizaron tres sondeos con cono eléctrico y se instaló una estación piezométrica con tres puntas a diferentes profundidades. Con los parámetros que caracterizan a los suelos se evaluaron los hundimientos que podrán afectar al templo. En las conclusiones y recomendaciones para proteger a la estructura de los asentamientos futuros, se propusieron dos alternativas de solución: a) una temporal, que consistiría en la colocación de 13 pilotes que servirían para revivir la utilidad de los contrafuertes y dar a la torre el apoyo lateral que requiere, inicialmente trabajarían como pilotes de fricción negativa y en caso de que fuera necesario se ligarían a la estructura como pilotes de control; b) la definitiva consistiría en la recimentación del templo, para lo cual se requería de la instalación de 152 pilotes de control que soportarían el peso de la estructura, (TGC, 1989. No. 667).

Segundo estudio geotécnico. En 1993 se realizaron cuatro sondeos con cono eléctrico, tres de muestreo selectivo inalterado, se excavaron cuatro calas para conocer la geometría de la cimentación y su profundidad de desplante que varía entre 6.5 y 8.5 m de profundidad; también se realizaron ensayos de laboratorio en las muestras recuperadas. En este estudio se propusieron como alternativas de solución para proteger el monumento de los asentamientos diferenciales futuros: a) la corrección geométrica del templo con el método de subexcavación y que consistiría en hacer descender las partes altas como consecuencia de la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación; b) la recimentación del templo con la instalación de pilotes de punta con funda metálica que permite aislar el fuste del pilote de los desplazamientos descendentes del suelo; su instalación permitiría primero detener el avance de los asentamientos diferenciales que presenta el templo y posteriormente corregir parcialmente los desplomos de los elementos estructurales. Lo anterior implica que el conjunto de pilotes debería ser capaz de soportar el peso de la estructura, incluyendo las cargas accidentales, (TGC, 1993. No. 1574)

Mediciones topográficas. En 1998 se instaló una serie de referencias y controles topográficos para precisar la velocidad de asentamiento que presenta el templo, la información obtenida ha sido de gran utilidad para complementar el presente informe y se amplió con las mediciones recientes lo que ha permitido conocer su comportamiento en diez años (TGC, 1998. No. 2108).

Tercer estudio geotécnico. En octubre de 2008 se hizo una nueva evaluación del comportamiento futuro del subsuelo aprovechando la experiencia geotécnica ganada en la Catedral con los trabajos de subexcavación y endurecimiento del subsuelo (TGC, 2008. No. 3505). La información del subsuelo que se utilizó fue la obtenida en los dos trabajos anteriores, tan sólo se hizo un sondeo para la medición de las presiones del agua intersticial con un piezocono, para actualizar esa información.

Otro aspecto fundamental es que se tienen datos topográficos confiables desde 1998 y se pueden comparar con los del 2008.

6.6.3 Mediciones topográficas y estructurales

Nivelación topográfica. La elevación de los puntos está referida al banco de nivel profundo BNP-100 instalado en la Catedral Metropolitana, la Fig. 6.6.6 indica las curvas de igual asentamiento total para el período de marzo de 1998 a agosto de 2008 y de la cual se determina que la zona que menos se hundió corresponde a las pilastras B-3 y C-3 con 232 y 236 mm respectivamente, mientras que el extremo norte del altar se hundió 275 mm al igual que la esquina oriente de la fachada principal sur.

Mientras que en la Fig. 6.6.7 se muestran las curvas anualizadas de igual hundimiento para el mismo período, de las que se define que el templo se hundió más hacia la fachada sur y al norte con una velocidad de 26.4 mm/año y la zona que menos se asentó corresponde a las pilastra B-3 y C-3 con 22.1 mm/año.

En términos generales la tendencia de hundimiento del templo es hacia el sur y norte, con una zona de menor velocidad en el eje 3.

Inclinación de las pilastras. En la Fig. 6.6.8 los vectores representan los desplomos medidos en cada una de las pilastras en agosto de 2008; todas presentan una inclinación hacia el este, con valores que varían entre 2.43 y 2.63% en el eje B y entre 0.34 y 1.92% en el eje C; esto indica que las pilastras del eje B presentan una mayor inclinación que las ubicadas en el eje C.

Además, las pilastras que sirven de apoyo a la cúpula y que corresponden a las ubicadas en los ejes 2 y 3, tienen inclinaciones opuestas, es decir hacia el norte y al sur, respectivamente. Todas las pilastras de la nave están inclinadas hacia el sur con valores que varían entre 1.61 y 4.42%, que se incrementan hacia la fachada principal.

La componente principal de inclinación que presentan las pilastras de la nave es en dirección suroriente; mientras que las dos columnas del eje 2 están inclinadas hacia el nororiente; lo anterior coincide con la tendencia que muestran las curvas de igual asentamiento.

Sección de convergencias. En 1993 se instalaron los puntos de control en los que se realizó la medición de convergencia para determinar si aumenta o disminuye la distancia entre las pilastras y su variación con el tiempo, en los arcos seleccionados.

En las Figs. 6.6.9 y 6.6.10 se indican las variaciones que ha presentado la distancia entre las pilastras para el periodo de medición. El arco que se encuentra en el eje 2 presenta una reducción de la distancia entre las pilastras, mientras que los demás arcos sufrieron un incremento en su luz.

6.6.4 Características del subsuelo

Hundimiento regional. Debido a la ubicación y condiciones estratigráficas del sitio, el hundimiento regional registrado en la zona en el período de 1985 a 1995 fue de 8 cm por año, provocado por el intenso bombeo profundo para abastecer de agua a la ciudad; a este hundimiento contribuyen tanto los depósitos arcillosos superiores como los suelos conocidos como Depósitos Profundos.

Trabajos de exploración. Como se mencionó antes, se realizaron dos campañas de exploración geotécnica en el templo de San Fernando en los años de 1988 y 1993 con objeto de conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo en el templo y en su zona aledaña, (TGC, 1989 y 1993).

Los sondeos efectuados en 1988 permitieron obtener un corte estratigráfico en dirección N-S; mientras en el año de 1993 los sondeos se ubicaron en la periferia del templo; en ambas campañas, los sondeos realizados fueron de cono eléctrico que permite conocer las variaciones de la resistencia del suelo a la penetración de una punta cónica hincada a velocidad constante; adicionalmente, se realizaron sondeos de muestreo en los que se obtuvieron muestras inalteradas de los estratos más representativos; la ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 6.6.11.

Para definir las condiciones de la presión de agua del subsuelo en 1988 se instaló una estación piezométrica con tres piezómetros a diferentes profundidades. Mientras que en el año 2008 se realizó un sondeo de cono eléctrico con objeto de determinar si existe alguna variación importante en la resistencia y espesores de estratos; además se realizó un sondeo con piezocono, tomando lecturas de presión del agua a diferentes profundidades y se instaló un tubo de observación del nivel freático a 6.0 m de profundidad. En general los espesores se mantienen prácticamente iguales a los definidos en los sondeos anteriores.

Interpretación estratigráfica. A partir de la resistencia a la penetración del cono medida en los sondeos realizados se describen los estratos característicos y en las Figs. 6.6.12 a 14 se muestran los cortes estratigráficos.

Rellenos artificiales. Su espesor depende de la zona; en el interior del templo varía desde 3.5 a 7.0 m de profundidad; están constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y restos de pisos; alrededor del templo hasta 4.5 m de espesor y en el panteón del orden de 1.5 m.

Costra superficial. Formada principalmente por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad, con resistencia q_c entre 10 y 50 kg/cm^2 , con algunos valores máximos de 80 kg/cm^2 . Su espesor varía entre 1.0 y 2.0 m y su frontera inferior se ubica a 7.0 m de profundidad en el interior del templo, en sus alrededores entre 5.0 y 6.0 m y en el panteón a 2.5 m.

Serie Arcillosa Superior (de 13.0 a 34.0 m). Corresponde a la secuencia de arcillas de la zona de lago formada por siete estratos que identifican diferentes eventos geológicos separados por lentes duros; el espesor de los estratos arcillosos varía de 1.0 a 3.6 m y el espesor de los lentes duros, entre 0.2 y 0.5 m. Los lentes duros o marcadores están formados por ceniza volcánica, materiales arenosos y delgadas costras de secado solar. Se observa que la q_c aumenta con la profundidad, con valores mínimos de 3 kg/cm^2 hasta alcanzar máximos de 15 kg/cm^2 .

Capa Dura (de 30.0 a 34.0 m). Constituida por una secuencia de lentes duros y blandos, los primeros formados por arenas finas limosas y los segundos principalmente por limos; el espesor de este estrato es de 4.5 m y en él se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) entre 20 y más de 50.

Serie Arcillosa Inferior (de 34.0 a 44.0 m). Está constituida por arcilla preconsolidada por el bombeo profundo; tiene intercalaciones de dos lentes de vidrio volcánico. El espesor medio de este

estrato es de 11.0 m y q_c varía de un valor mínimo de 15 kg/cm² a un máximo de 32 kg/cm² en la arcilla, con máximos de 75 kg/cm² en las intercalaciones duras.

Depósitos profundos. Son mezclas de limos, arenas y gravas que se identifican a partir de los 44.0 m de profundidad, aunque su parte superior está intercalada con lentes arcillosos.

Condiciones de la cimentación. Durante los trabajos de exploración geotécnica realizados en 1993 se excavaron cuatro calas para determinar las características de la cimentación y su nivel de desplante. En la Fig. 6.6.15 se muestra la ubicación de las calas y esquemas de su geometría, que a continuación se describe para cada una de ellas.

Cala No. 1. Superficialmente se observa un piso de mármol que descansa sobre un firme de concreto reforzado con malla electrosoldada; todo ello tiene un espesor de 13 cm. El nivel de desplante de la cimentación se localizó a una profundidad de 6.4 m, apoyada sobre un tablón con espesor de 10 cm; la cimentación consiste en una trabe de mampostería con un peralte de 3.5 m y ancho de 3.0 m; sobre ella se desplanta la base de la columna revestida de tezontle en una altura de 80 cm y a partir de ese nivel se tiene cantera pulida; es probable que este cambio de material marque el nivel de piso original.

Cala No. 2. Al igual que en la cala No. 1 se tiene el piso de mármol con un espesor de 13 cm. En esta cala se encontró que el muro de contrarresto de la zona del crucero está apoyado sobre una zapata de mampostería con un ancho de 3.0 m y peralte de 3.5 m, además de otra trabe de mampostería perpendicular a la anterior. Sobre la zapata de mampostería se encontró el arranque de la pilastra con un revestimiento de tezontle hasta una altura de 80 cm, que probablemente define el nivel de piso original de feligresía.

Cala No. 3. Se encontró el nivel de desplante de la cimentación a una profundidad de 6.5 m con respecto al nivel de feligresía. La cimentación está constituida por trabes de mampostería con un peralte de 3.5 m. Se localizó una trabe de mampostería que une las dos pilastras opuestas con un ancho de 2.3 m. El muro está cimentado sobre una zapata de mampostería que tiene un peralte de 3.5 m y ancho de 3.0 m. Al igual que en las otras dos calas se encontró que el arranque de la pilastra esta constituido por sillares de tezontle en una altura de 80 cm.

Cala No. 4. Esta cala se realizó en el lado poniente de la fachada principal y permitió encontrar el arranque de las columnas que sirven de apoyo al arco de la puerta de acceso, localizándose a 1.9 m por debajo del nivel de piso actual. El nivel de desplante de la cimentación se ubicó a una profundidad de 8.3 m con respecto al nivel de piso actual del atrio; la transición entre mampostería y cantera dada por el tezontle se localizó a 3.0 m por lo que se infiere que el peralte efectivo de la cimentación es de 5.3 m.

Interpretación de las calas. En las calas interiores se detectaron dos niveles de piso, el que probablemente haya sido el nivel original a 2.2 m de profundidad en relación al actual nivel de piso de feligresía, donde se encuentra la transición entre tezontle y cantera pulida y otro a 1.2 m que estaba constituido principalmente por una capa de carbón, tezontle y un firme. Con respecto a la cala exterior, los niveles de piso se encontraron a 0.9 y 1.5 m de profundidad, ubicándose el arranque de las columnas del arco de la puerta a 1.9 m.

Con base en las dimensiones detectadas en las calas, en la Fig. 6.6.16 se muestra la distribución de la posible retícula de traveses de mampostería que constituyen la cimentación del templo.

Condiciones piezométricas actuales y previsibles. En la Fig. 6.6.17 se presenta la distribución actual de la presión en el agua, con una línea continua, medida con el sondeo de piezocono (SPC-1). La línea discontinua representa la distribución hidrostática referida al nivel freático a 2.4 m bajo la superficie; desde esta profundidad y hasta 13.5 m, la distribución de presión actual es casi hidrostática, debajo de la cual disminuye hasta alcanzar una pérdida de presión de 21.0 t/m^2 en la Capa Dura a 30.0 m de profundidad. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión registrada es de 33.5 t/m^2 .

La variación futura de los niveles piezométricos en la Serie Arcillosa Superior podría alcanzar la condición representada por la línea ABCD discontinua (raya y puntos) de la Fig. 19, que implicaría el abatimiento en la serie arcillosa sin el descenso del nivel freático NAF y la formación de un manto colgado.

En la misma Fig. 6.6.17 se han marcado los puntos de presión de poro medidos en la estación piezométrica en el año de 1993; de comparar la distribución registrada en estos quince años se determina que en la Serie Arcillosa Inferior se presentó un abatimiento de 2.5 t/m^2 .

6.6.5 Análisis geotécnico

Factores que afectan el comportamiento geotécnico. El hundimiento que experimentan las edificaciones en la zona de Lago de la ciudad de México, está asociado a dos causas:

1) Las diferencias en la compresibilidad de las arcillas lacustres que subyacen al conjunto de edificios, causadas por las cargas superficiales que han soportado desde el inicio de la construcción hasta el presente. Estas diferencias en la compresibilidad se detectan claramente con los sondeos de cono, en los que se registra la resistencia a la penetración de la punta del cono en las arcillas de la Serie Arcillosa Superior, las diferencias entre la resistencia media de los sondeos implica diferencia en la compresibilidad. En la Fig. 6.6.18 se muestran las curvas de igual resistencia media al cono (q_c) de la Serie Arcillosa Superior; las zonas blandas ($q_c < 10 \text{ kg/cm}^2$) se localizan hacia la periferia del templo; y la más blanda corresponde al área del panteón.

2) El abatimiento regional de la presión hidrostática del suelo, causado por el bombeo para la extracción de agua desde los acuíferos profundos, iniciado a finales del siglo XIX. Estas pérdidas de presión en el agua son equivalentes, en su efecto sobre el suelo, al aumento de la presión efectiva que actúa sobre las partículas del suelo y causan una disminución de volumen, que se traduce en un hundimiento de la superficie. Si la compresibilidad de la arcilla es diferente de un punto a otro, al someterla al mismo incremento de presión efectiva, el asentamiento superficial será también diferente, tal como se observa en Palacio Nacional y la Catedral.

De acuerdo con la medición de los niveles piezométricos realizados en estaciones piezométricas instaladas en el Centro Histórico, la reducción de la presión hidrostática se ha venido desarrollando de los estratos más profundos hacia la superficie.

Metodología de análisis. Para estudiar el comportamiento de este monumento se planteó como hipótesis de trabajo que los hundimientos que ha sufrido el Templo de San Fernando por su propio

peso y por las modificaciones realizadas a lo largo de su historia ya han terminado y que los asentamientos que sufrirá serán producidos únicamente por el hundimiento regional de la zona. Por ello, el análisis se centró en la determinación del efecto de la modificación de las presiones de poro de la masa del suelo en los asentamientos, mediante la inferencia de los niveles piezométricos futuros y su impacto en el comportamiento esfuerzo-deformación correspondiente.

6.6.6 Predicción de asentamientos futuros

Procedimiento de cálculo. Los registros de los sondeos de cono eléctrico muestran pequeñas diferencias en la resistencia de punta q_c medida; para tomarlas en cuenta en el cálculo de asentamientos futuros, se usó la correlación entre la resistencia q_c con el módulo de compresibilidad m_v , la cual se validó previamente con los resultados de los ensayos de laboratorio de consolidación con las muestras obtenidas en el sitio.

Incremento de esfuerzos efectivos. De acuerdo con lo expuesto en el inciso anterior el incremento en los esfuerzos efectivos en la serie arcillosa superior se estimó a partir del diagrama de presión de agua del suelo, considerando que la condición actual medida con el piezocono se desplazará hacia la condición de abatimiento con un manto colgado representado por la línea ABCD de la Fig. 6.6.17.

Cálculo de asentamientos futuros. Los asentamientos de la superficie en cada uno de los puntos en que se realizaron los sondeos de cono eléctrico, se estimaron tomando en cuenta el incremento del esfuerzo efectivo como consecuencia de la disminución de la presión de poro (Δu , Fig. 6.6.17), el espesor compresible (H), con el valor particular de q_c de cada estrato representativo y por correlación con las mediciones de cono eléctrico se obtuvo el módulo de compresibilidad m_v correspondiente.

La Fig. 6.6.19 muestra las curvas teóricas de igual asentamiento que se espera ocurran en unos 20 años; en términos generales, el hundimiento regional inducirá en la estructura que ésta continúe presentando un mayor asentamiento hacia el norte y sur, con una tendencia al oriente.

Efecto de los asentamientos. Aunque los asentamientos totales calculados son significativos, entre 110 y 140 cm, su importancia depende de los daños que puedan ocasionar en la estructura; estos daños están en función de la magnitud de los asentamientos diferenciales, cuya configuración será semejante a la Fig. 6.6.19 y en la cual se ha marcado la deformación diferencial total del orden de 30 cm.

Estos asentamientos diferenciales provocarán incremento en los desplomos que tienen actualmente los muros de fachada y los interiores, con el consecuente incremento en fisuras de la estructura y reducción de su seguridad estructural. Para un lapso de unos 20 años se estima que el muro oriente de la nave incrementará su desplomo hacia el sureste en un 1.5% adicional al actual.

Experiencia en la Catedral Metropolitana. Considerando que en la ciudad de México es imposible reducir la extracción de agua del subsuelo y que después de la subexcavación la Catedral y en particular su Torre Poniente continuarían deformándose diferencialmente; se decidió endurecer selectivamente las arcillas del subsuelo para tratar de uniformar los hundimientos futuros de la Catedral, por medio de la inyección de mortero.

Los resultados obtenidos después de los trabajos de inyección permiten indicar que la Catedral continúa hundiéndose, pero ahora lo hace casi uniformemente; experiencia que permite emitir dos afirmaciones a) que la inyección de morteros en el subsuelo modificó positivamente el patrón de velocidades de hundimiento y b) que esa modificación fue benéfica para las estructuras ya que logró que la velocidad de hundimientos diferenciales máximos disminuyera considerablemente.

6.6.7 Recomendaciones geotécnicas

Acciones inmediatas. Se propone que se realicen los siguientes trabajos estructurales y mediciones.

- a) Fijar aquellos elementos estructurales que puedan desprenderse y ocasionar daño a los usuarios.
- b) Elaboración de un dictamen estructural en el cual se lleve a cabo un análisis de la estabilidad estructural que considere la inclinación que presentan sus muros y pilastras; en el que se determine cuál será la inclinación tolerable de los elementos estructurales.
- c) Implementación de un programa de monitoreo de las deformaciones que está sufriendo el templo para lo cual se deberán realizar nivelaciones topográficas trimestrales empleando los puntos fijos instalados tomando como base un banco de nivel profundo de la Catedral; medición semestral de los desplomos de las pilastras y colocación de testigos en grietas para conocer su abertura y cómo se modifica con el tiempo. Los resultados que arrojen las mediciones topográficas permitirán verificar y ajustar los resultados de la predicción analítica expuesta en el inciso 6.6.6.

Acciones a mediano plazo. Para reducir los asentamientos diferenciales futuros se propone:

- a) En caso de que el desplomo de las pilastras de la nave crezca y se demuestre que podría llegar al límite establecido en el dictamen estructural se deberá proceder a realizar el tratamiento del subsuelo.
- b) Elaboración del Proyecto Ejecutivo del tratamiento del subsuelo. Se requiere la instalación de inclusiones rígidas y la inyección de mortero, en los sitios y profundidades acordes al comportamiento y a la estratigrafía, características de la mezcla y volumen, técnica de instalación y tratamiento, así como secuencia de ejecución; la Fig. 6.6.20 es una sugerencia de las zonas que conviene tratar y los puntos donde ubicar las inclusiones.
- c) Continuar con las nivelaciones topográficas y evolución del agrietamiento.
- d) Los resultados de las nivelaciones topográficas permitirán conocer el efecto del endurecimiento del subsuelo y detectar e implementar etapas adicionales de inyección si es que se requieren.



Fig. 6.6.1 Templo de San Fernando

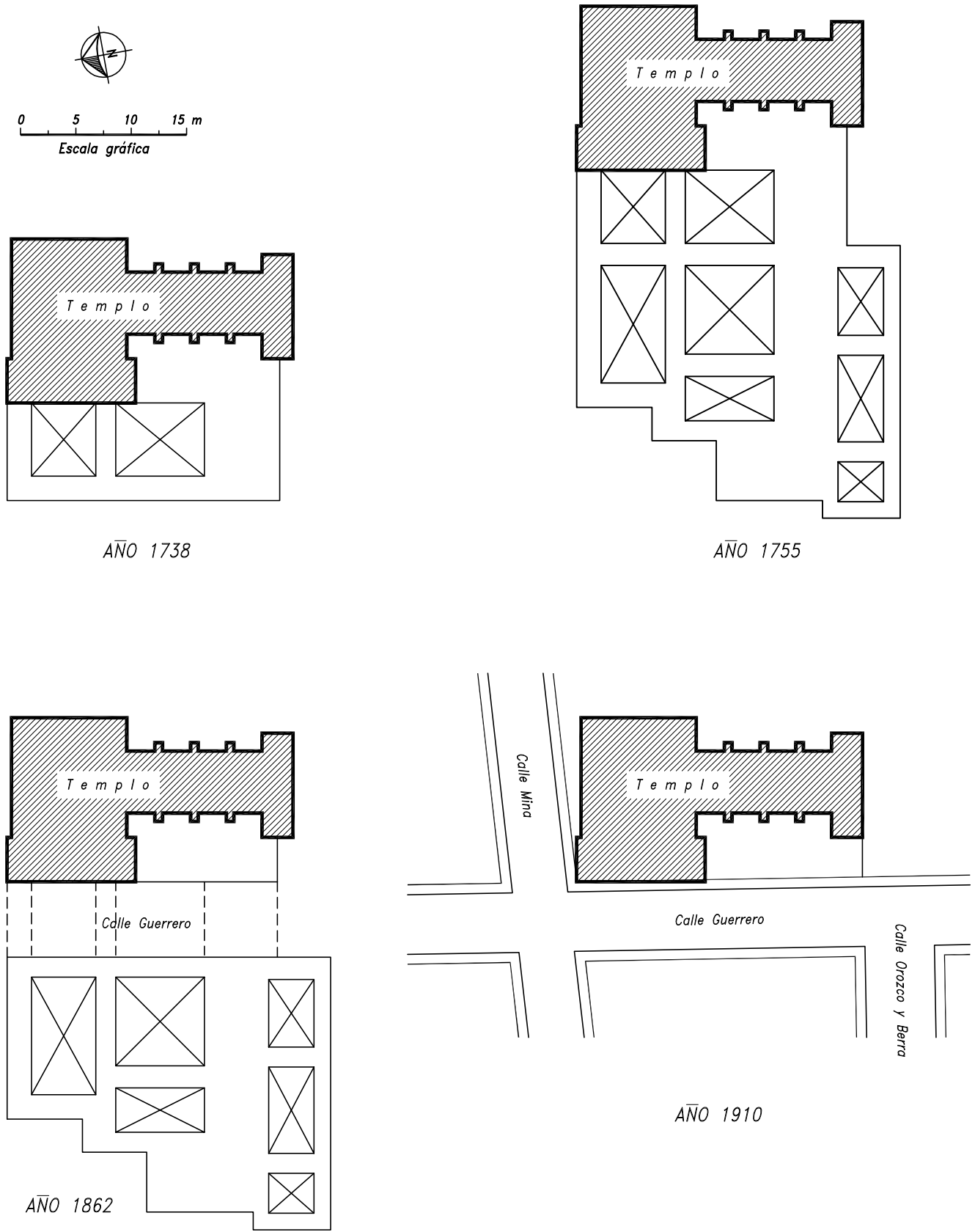
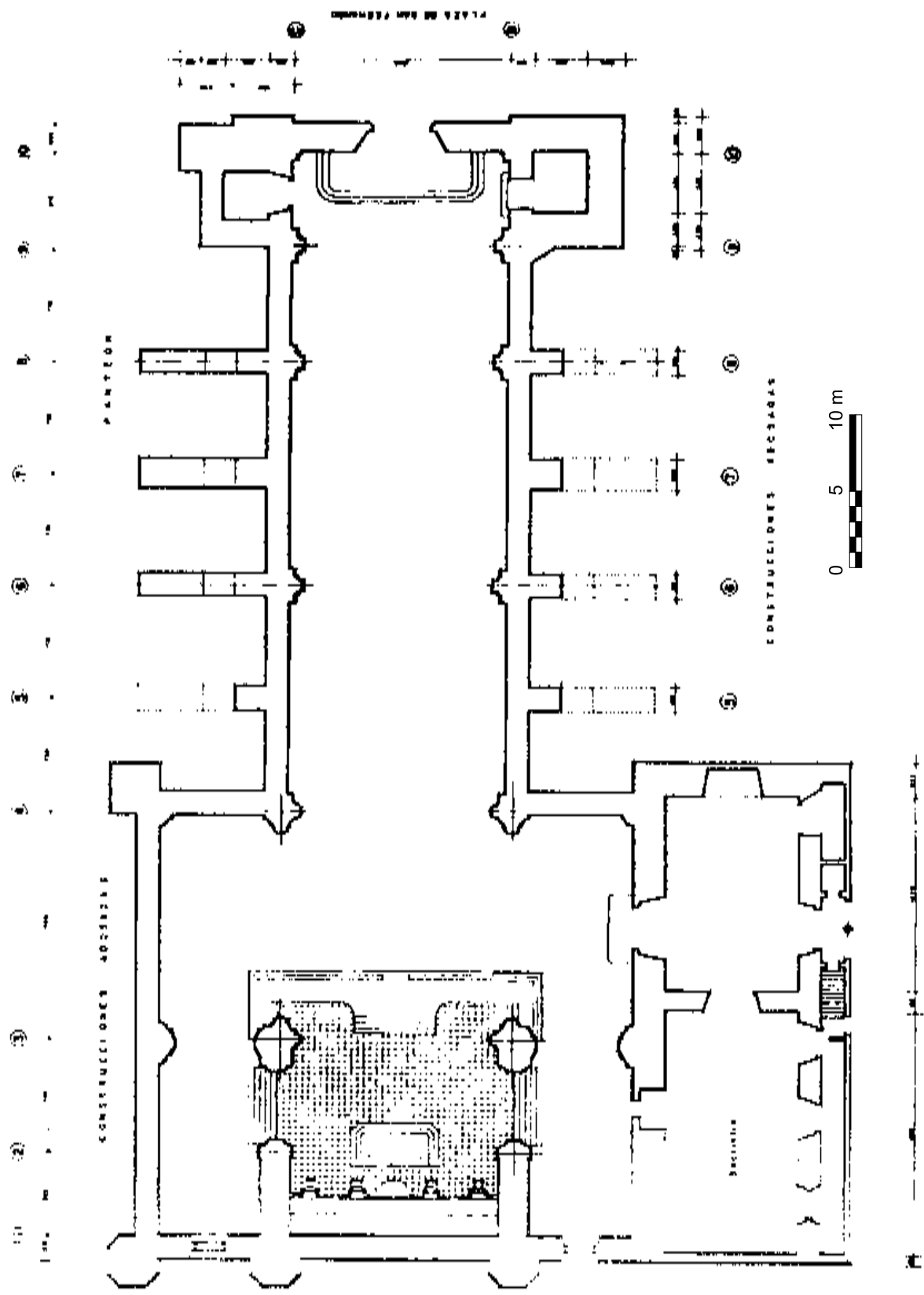


Fig. 6.6.2 Evolución del convento de San Fernando



PLANTA DE LA NAVE

Fig. 6.6.3 Planta del Templo de San Fernando (Calderón, 1962)

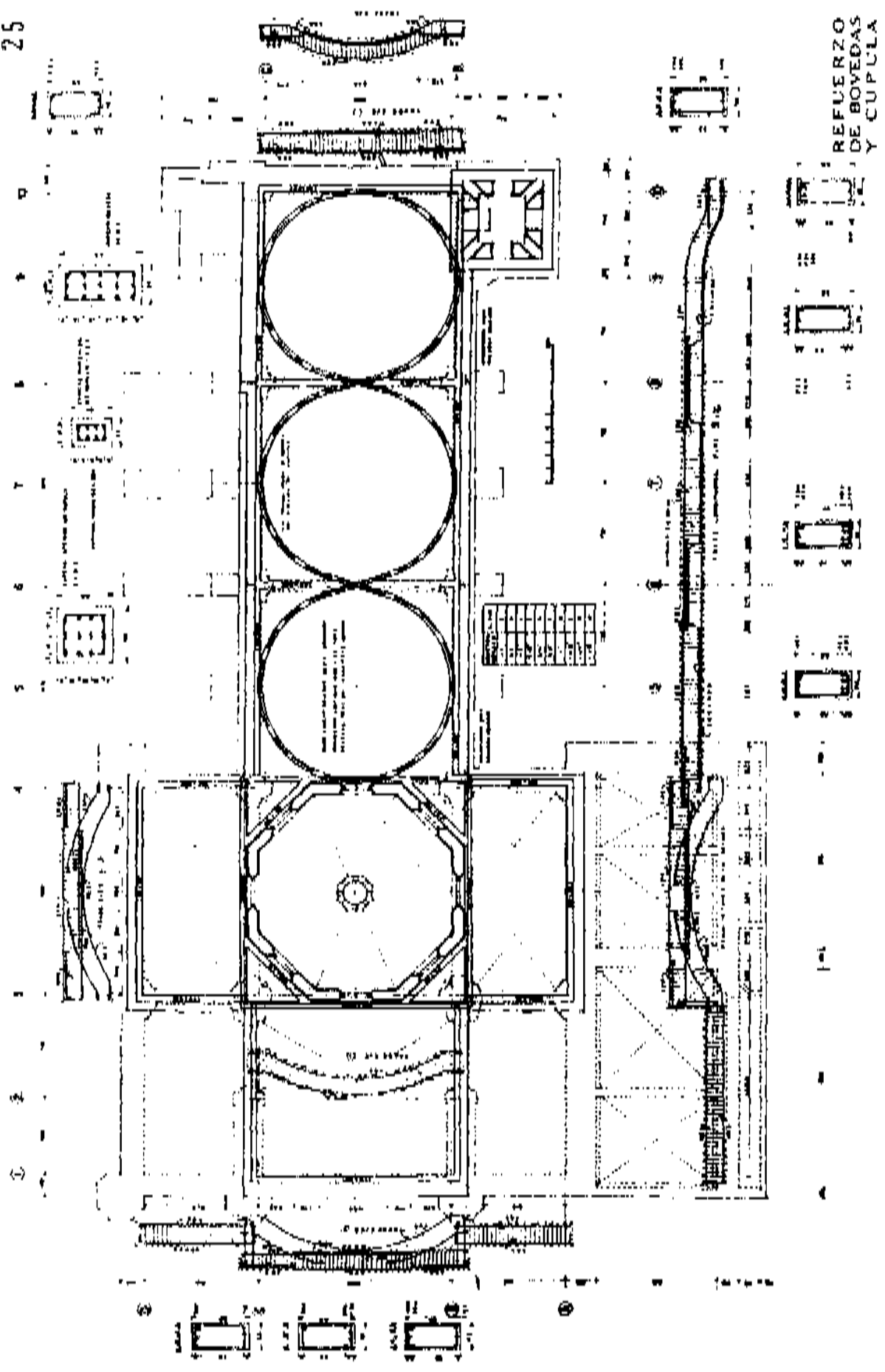
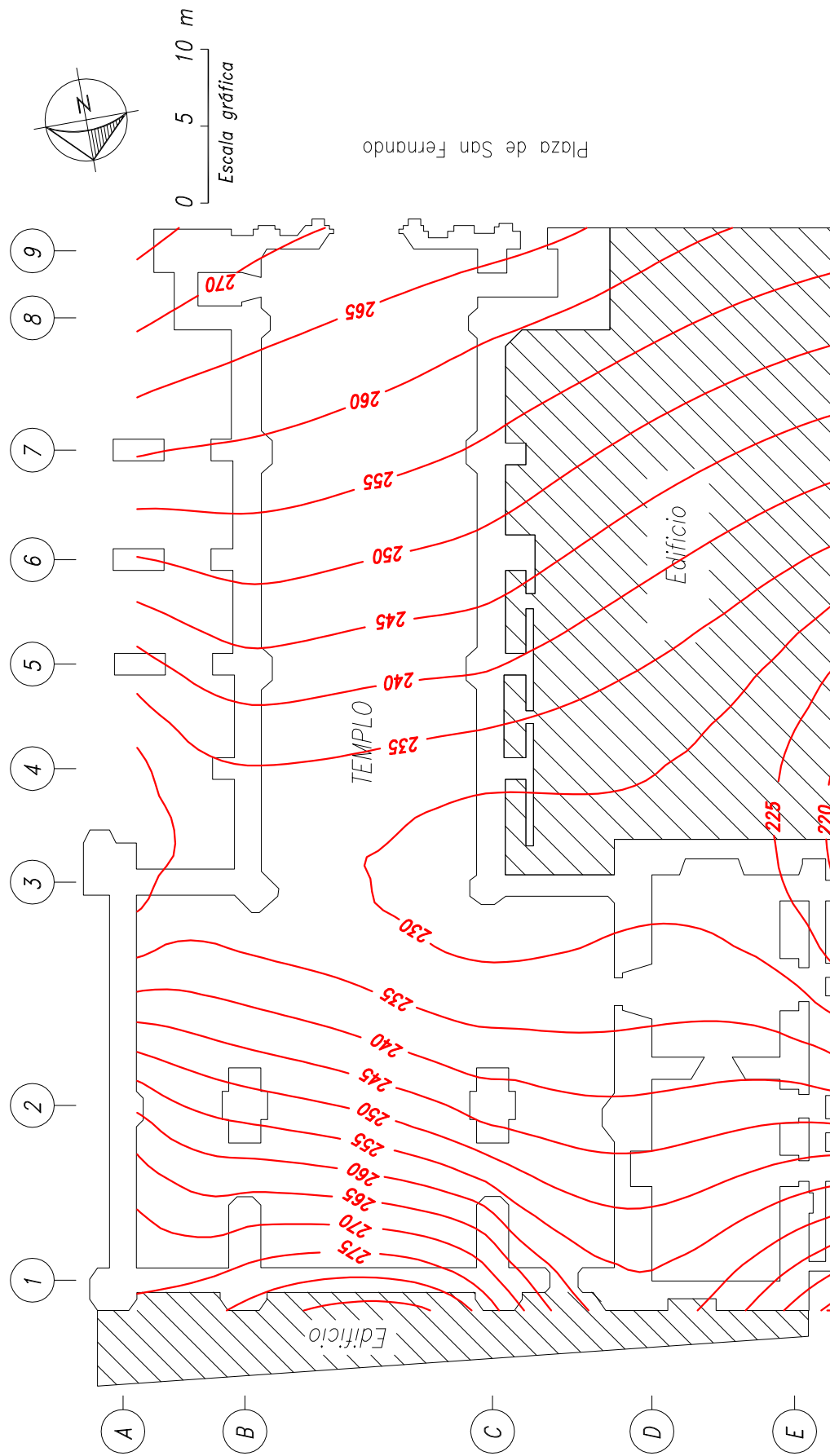


Fig. 6.6.5 Refuerzo de Bóvedas y Cúpula (Calderón, 1962)



Av. Guerrero

Fig. 6.6.6 Curvas de igual asentamiento total en mm, del periodo marzo/98 a agosto/08, respecto al BNP-100 de la Catedral Metropolitana
Templo de San Fernando

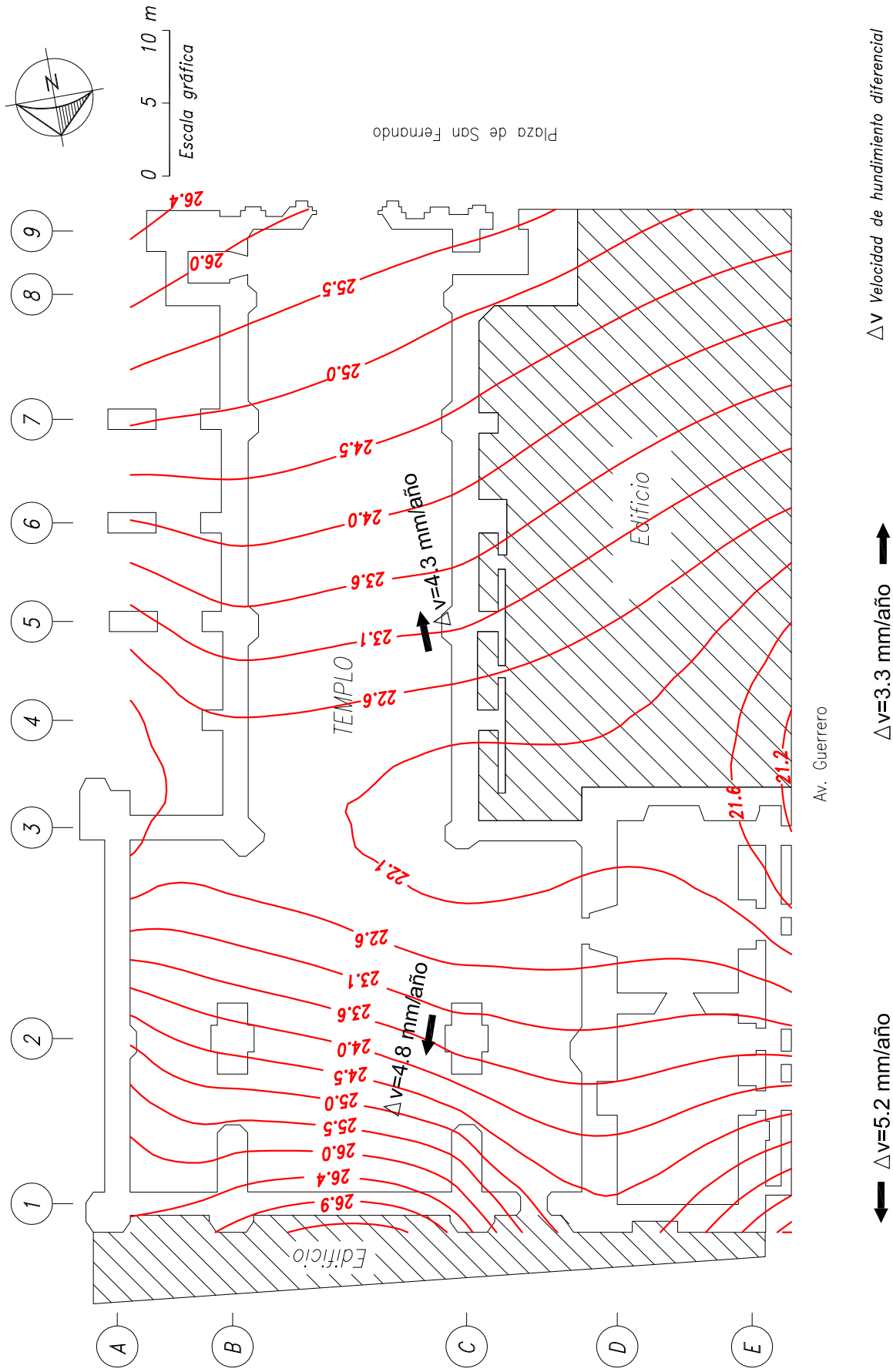


Fig. 6.6.7 Curvas anulizadas de igual velocidad de hundimiento en mm/año, del periodo marzo/98 a agosto/08, respecto al BNP-100 de la Catedral Metropolitana Templo de San Fernando

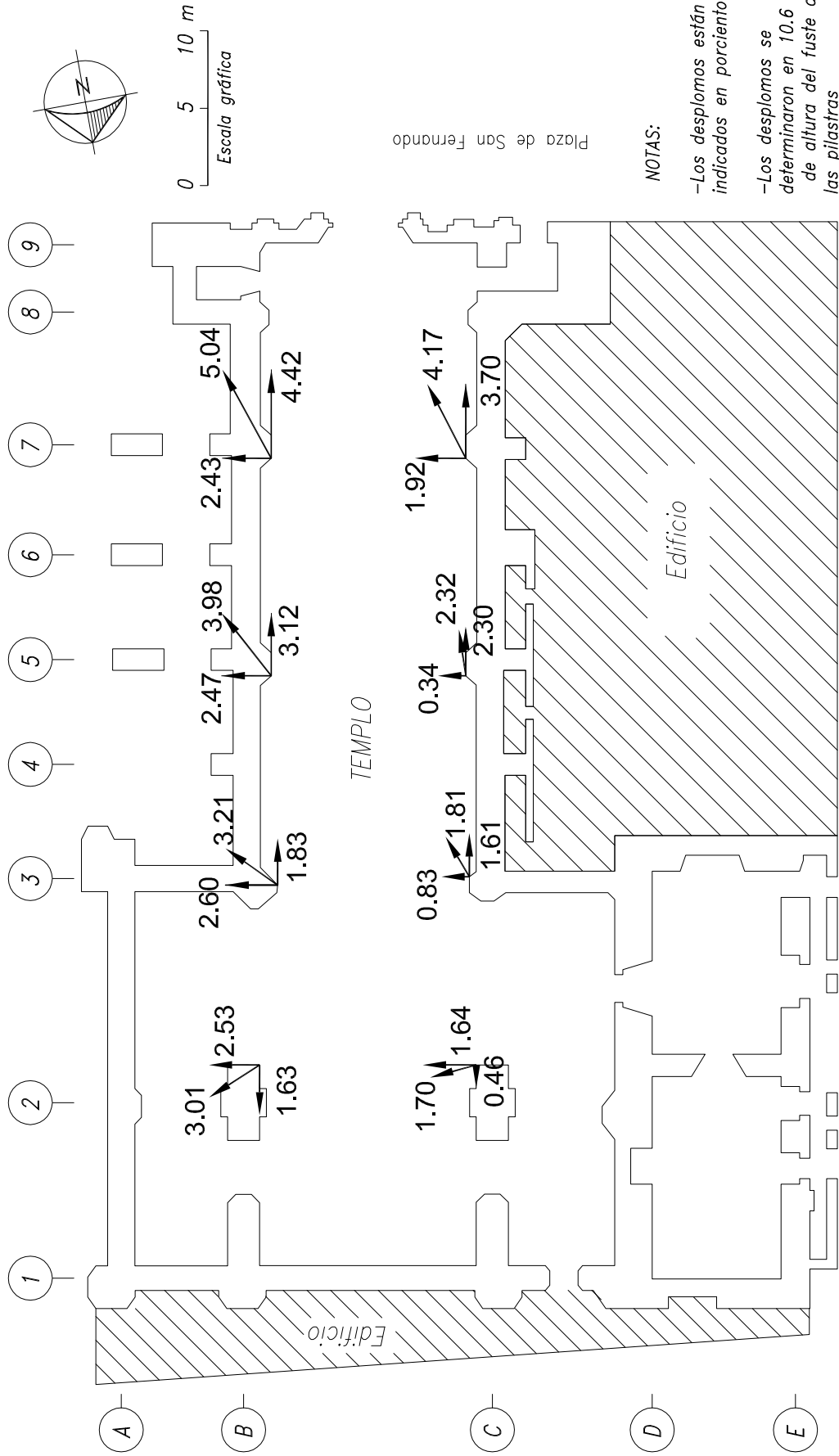


Fig. 6.6.8 Dirección del desplomo de las pilastras, agosto/08,
Templo de San Fernando

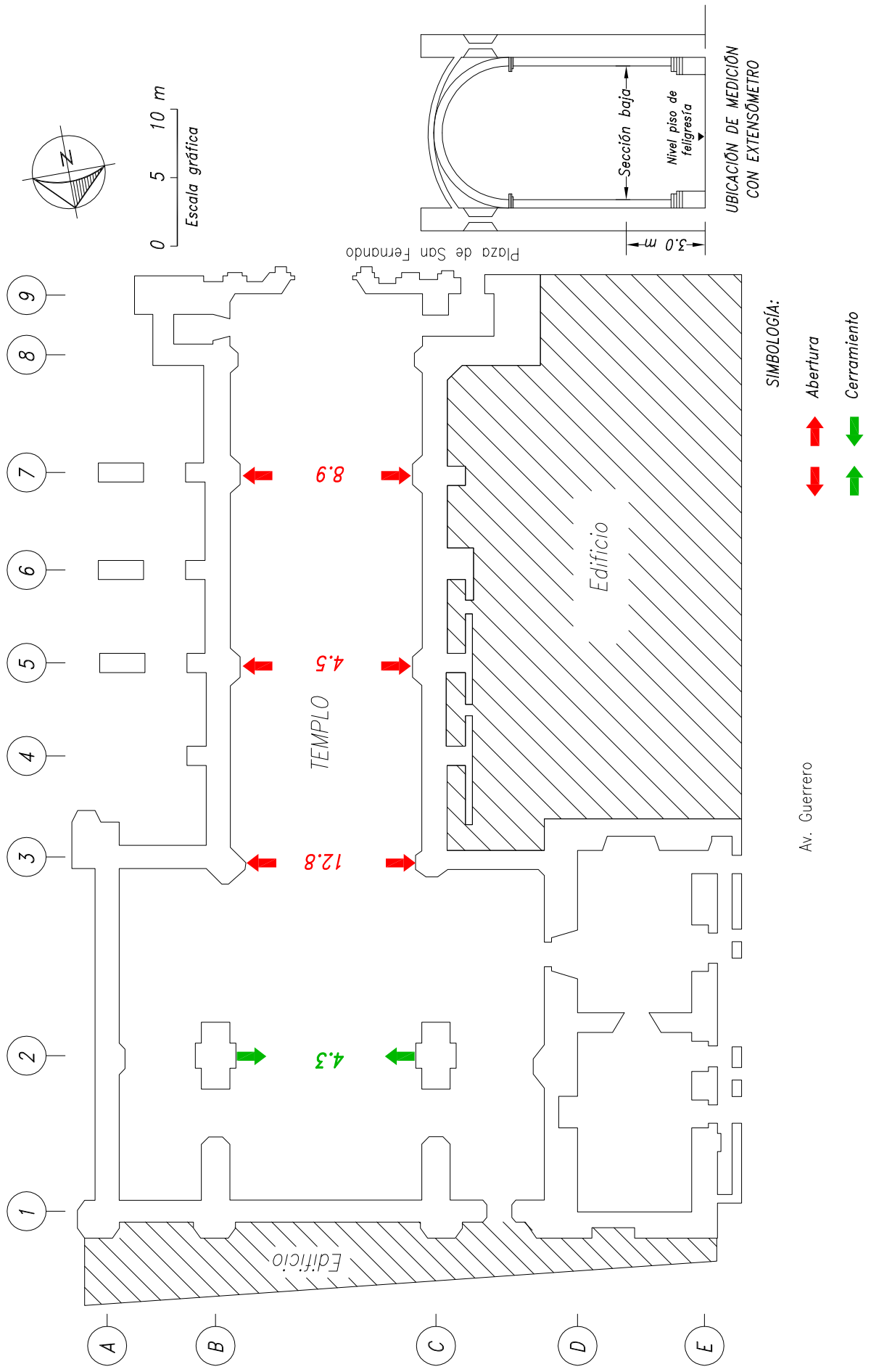


Fig. 6.6.9 Convergencias medidas en mm, sección baja, periodo agosto/98 a agosto/08, Templo de San Fernando

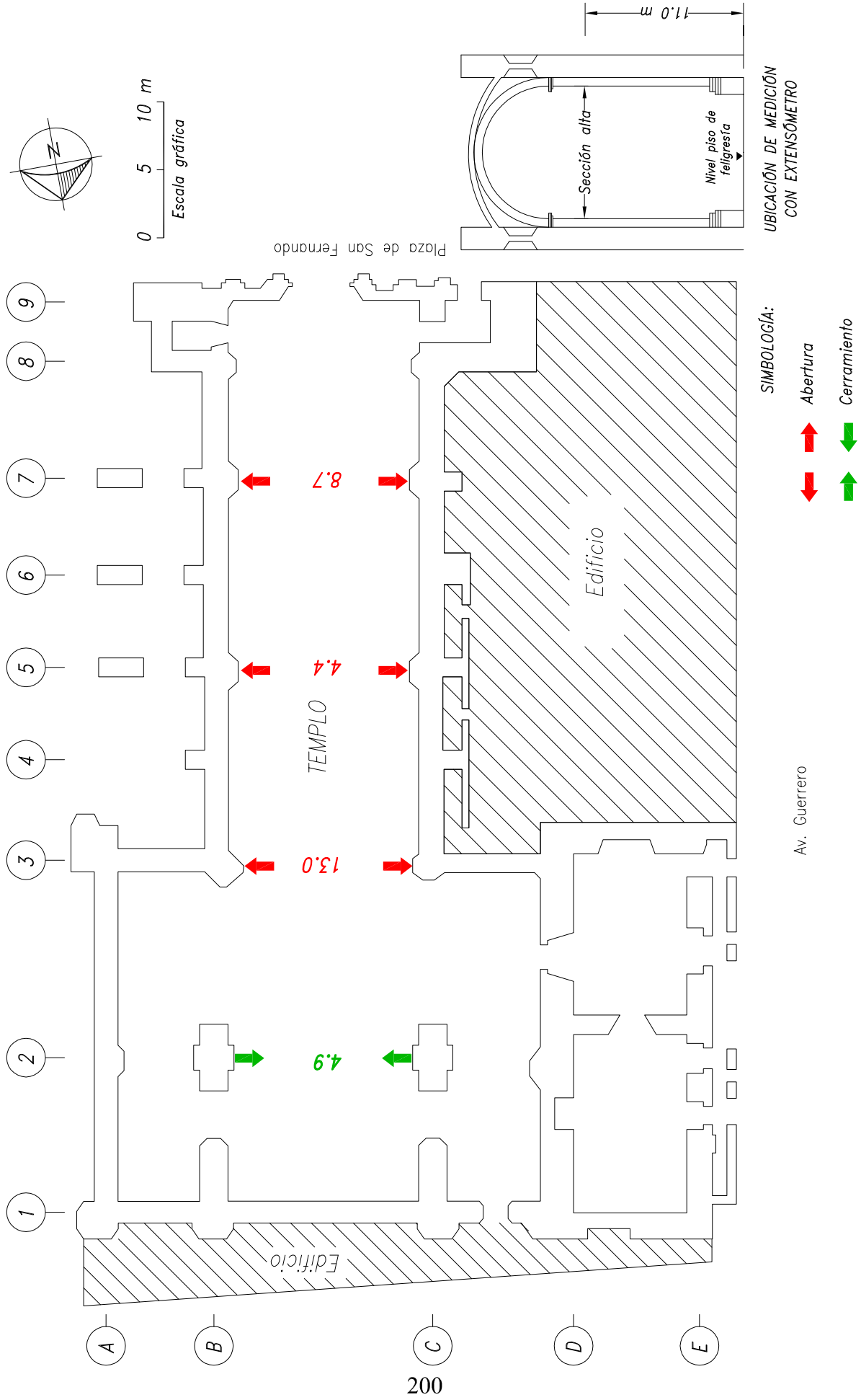
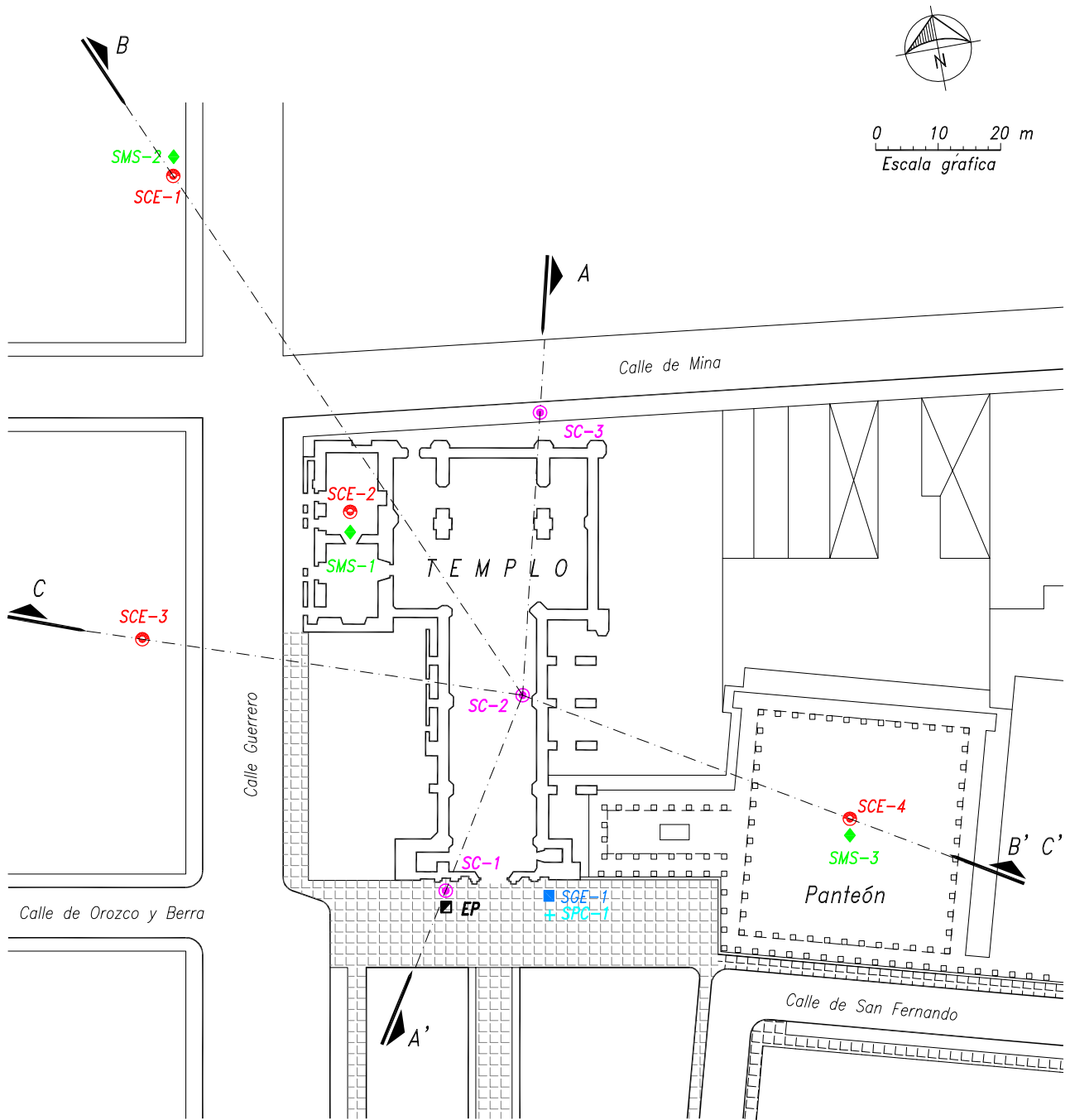


Fig. 6.6.10 Convergencias medidas en mm, sección alta, periodo agosto/98 a agosto/08, Templo de San Fernando



NOTA:

- Ver los cortes estratigráficos A-A',
B-B' y C-C' en la figuras 10, 11 y 12

SIMBOLOGÍA:

- SC ● Sondos de cono eléctricos realizados en 1988
- SCE ● Sondos de cono eléctricos realizados en 1993
- SGE ■ Sondos geotécnicos exploratorios realizados en 2008
- SMS ◆ Sondos de muestreo selectivo realizados en 1993
- EP ■ Estación piezométrica instalada en 1988
- SPC + Sondos de piezocono (2008)

Fig. 6.6.11 Ubicación de sondeos
Templo de San Fernando

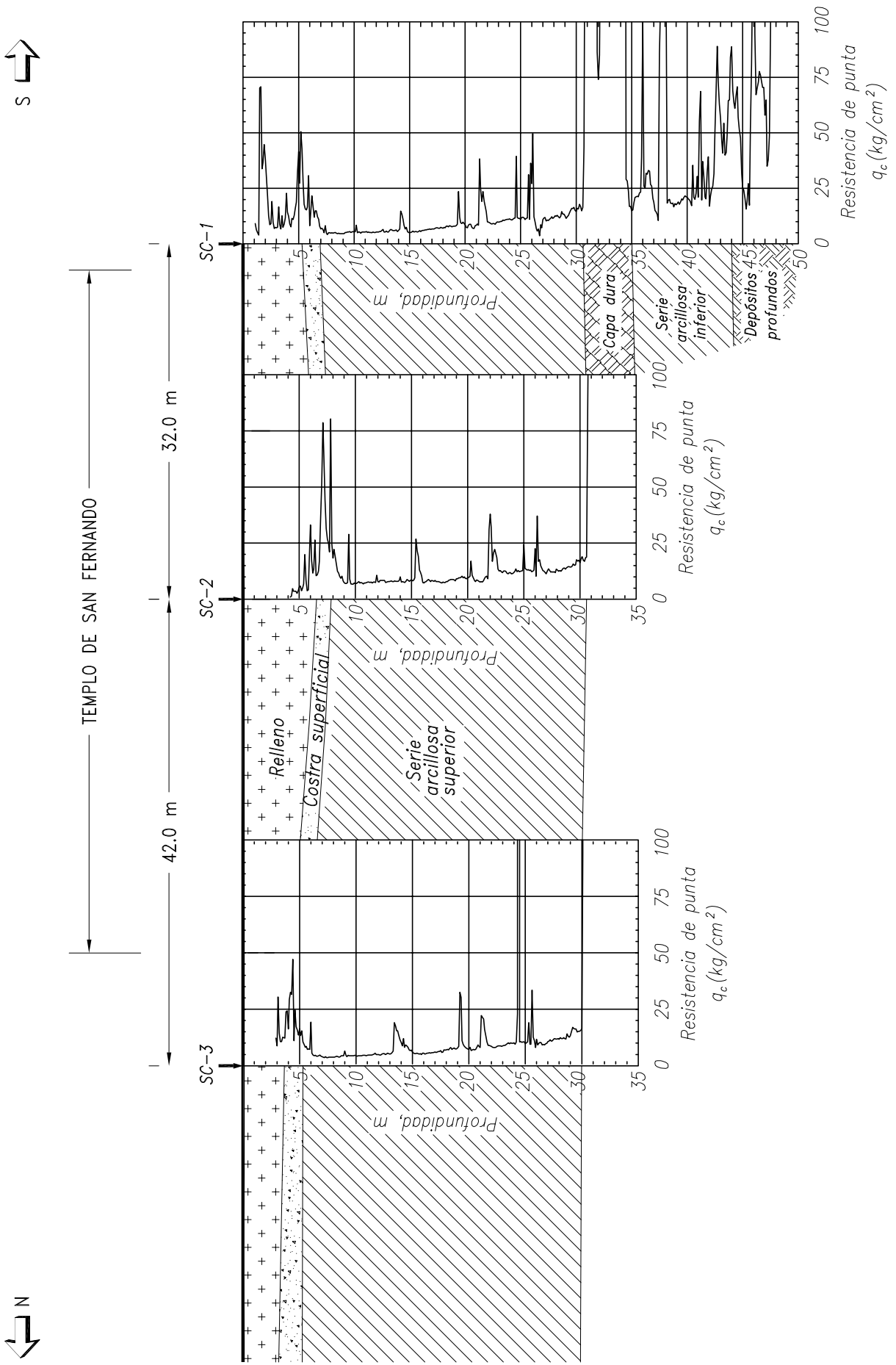


Fig. 6.6.12 Corte estratigráfico A-A'

E

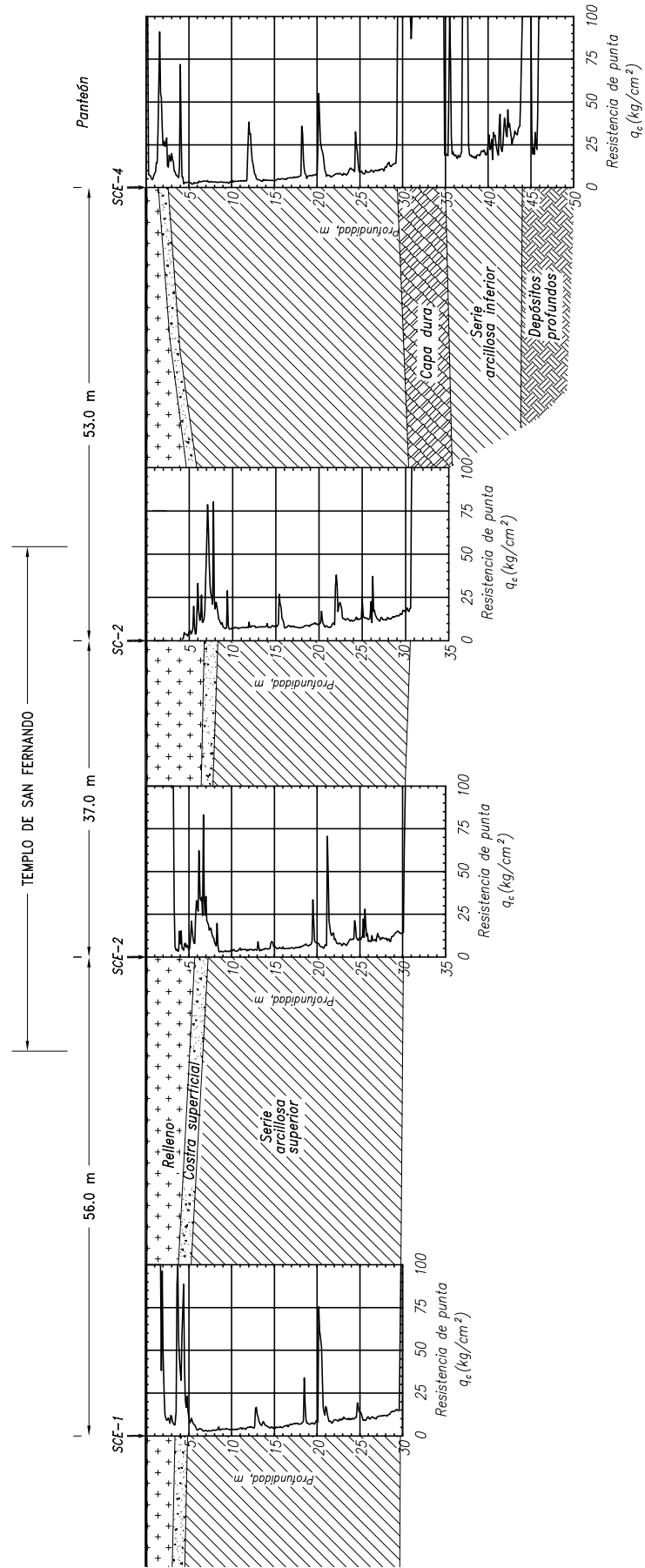


Fig. 6.6.13 Corte estratigráfico B-B'

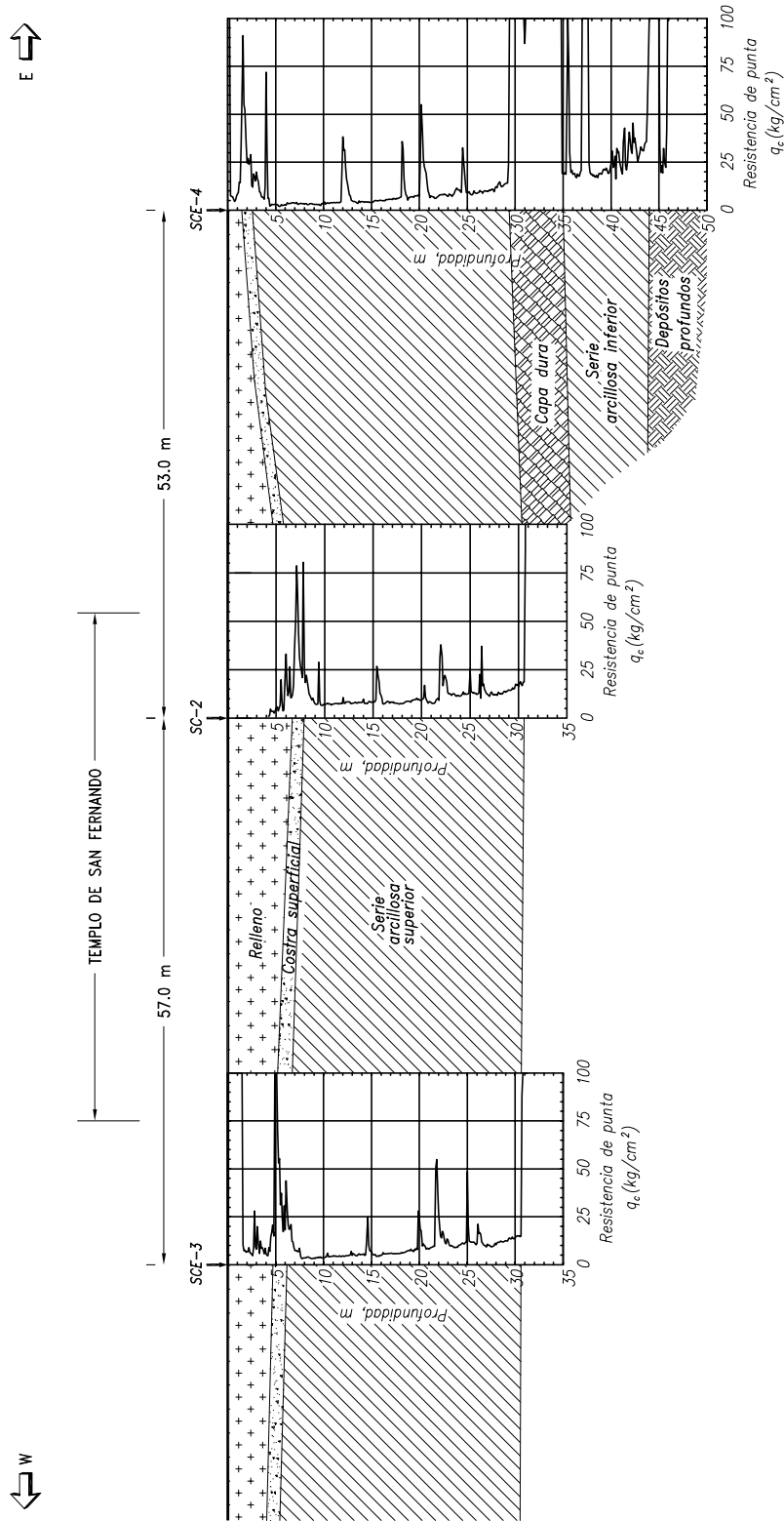
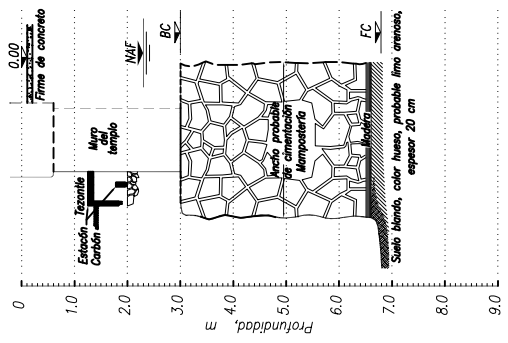
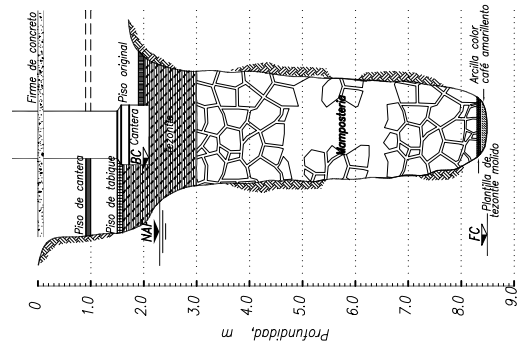


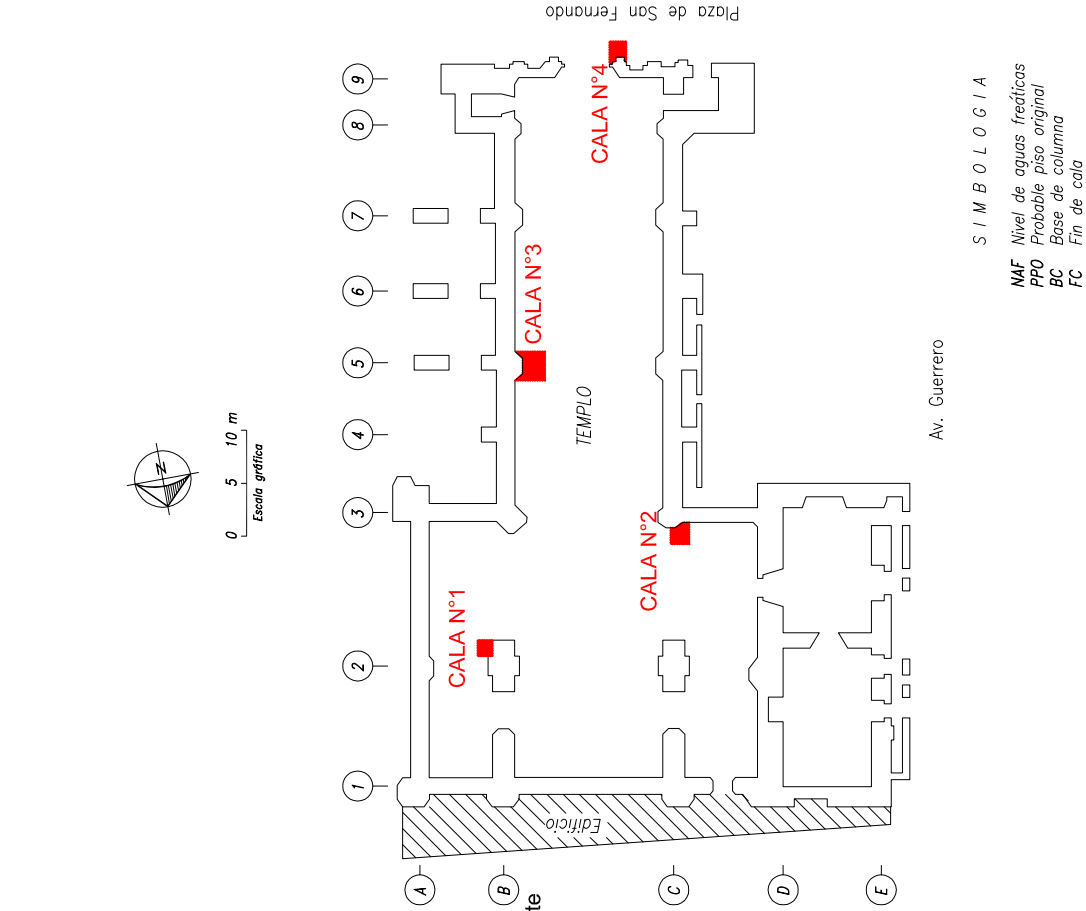
Fig. 6.6.14 Corte estratigráfico C-C'



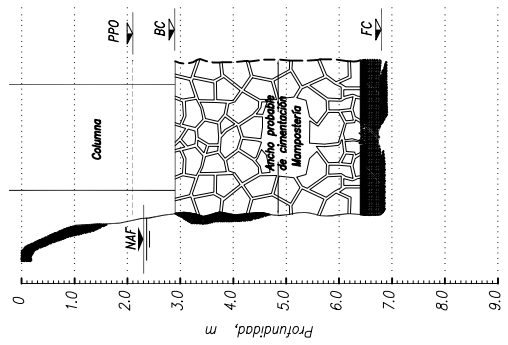
Corte esquemático. Cala No 3



Corte esquemático. Cala No 4, Exterior Portal



Corte esquemático. Cala No 1, Altar vista poniente



Corte esquemático. Cala No 2, Vista oriente

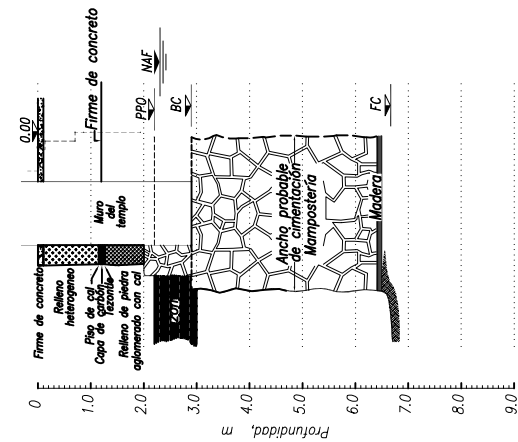


Fig. 6.6.15 Calas en la cimentación del Templo de San Fernando

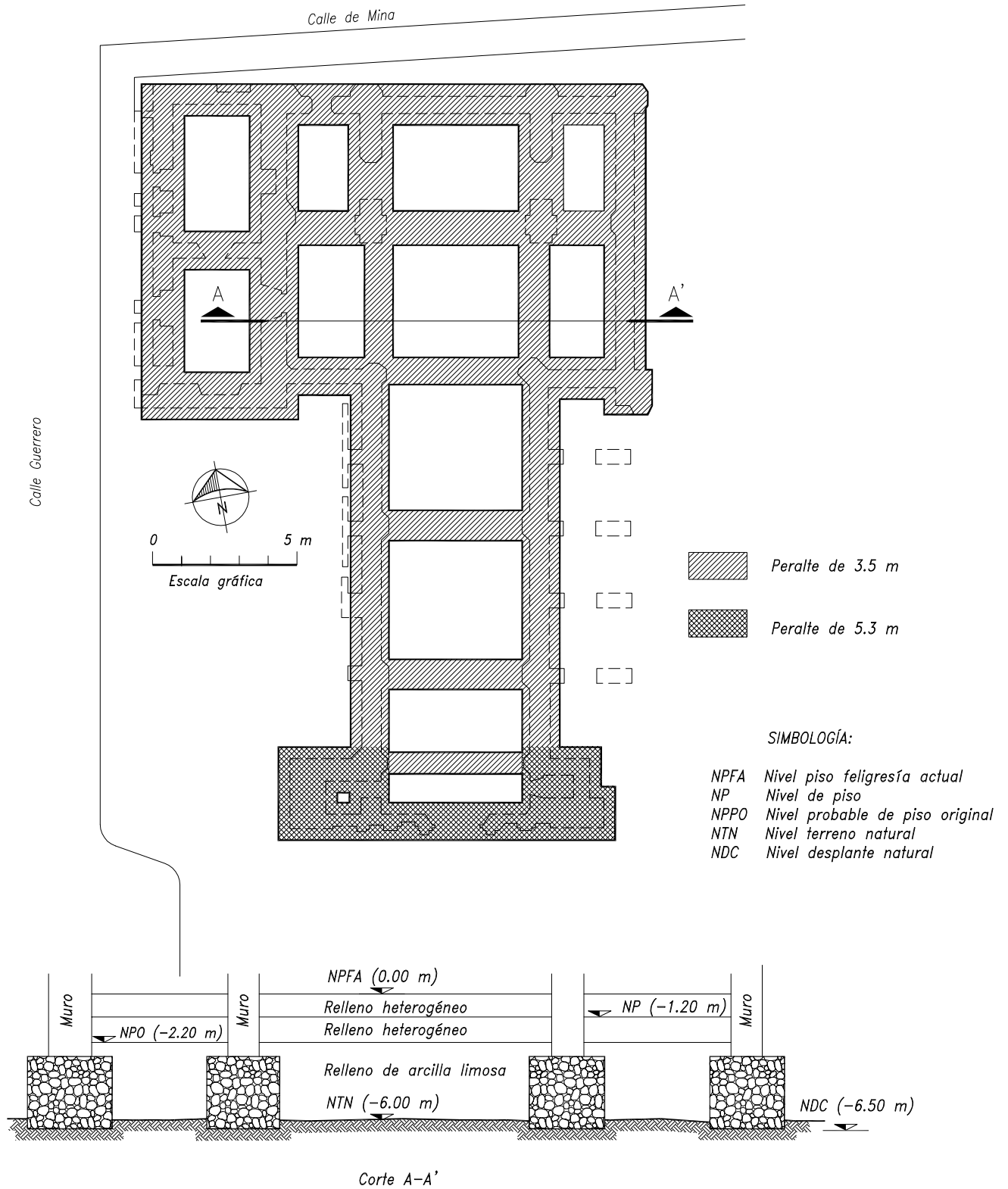


Fig. 6.6.16 Probable planta de cimentación del templo

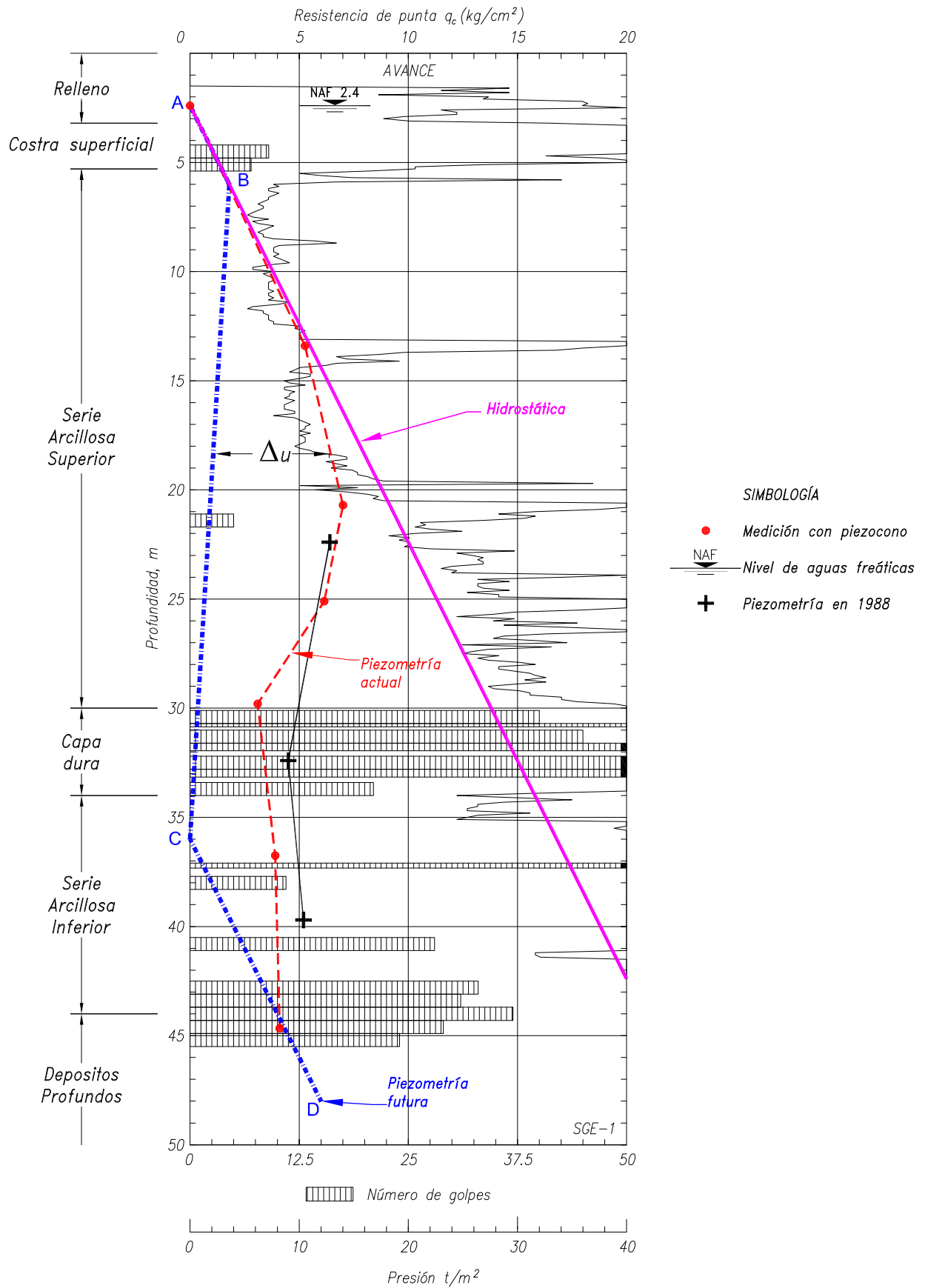


Fig. 6.6.17 Condiciones piezométricas en el sitio Templo de San Fernando

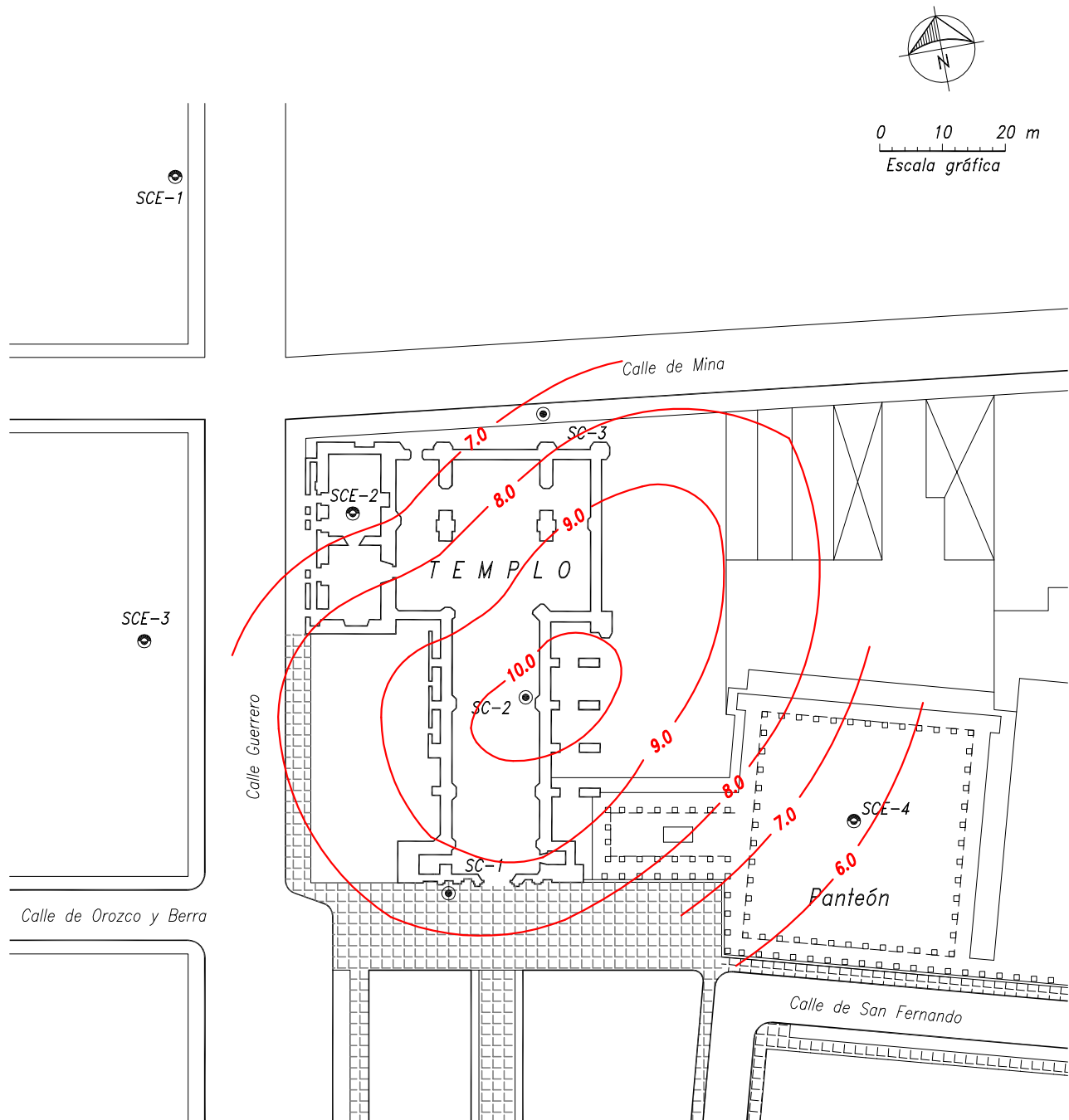


Fig. 6.6.18 Configuración de la resistencia medida q_c al cono de la serie arcillosa superior

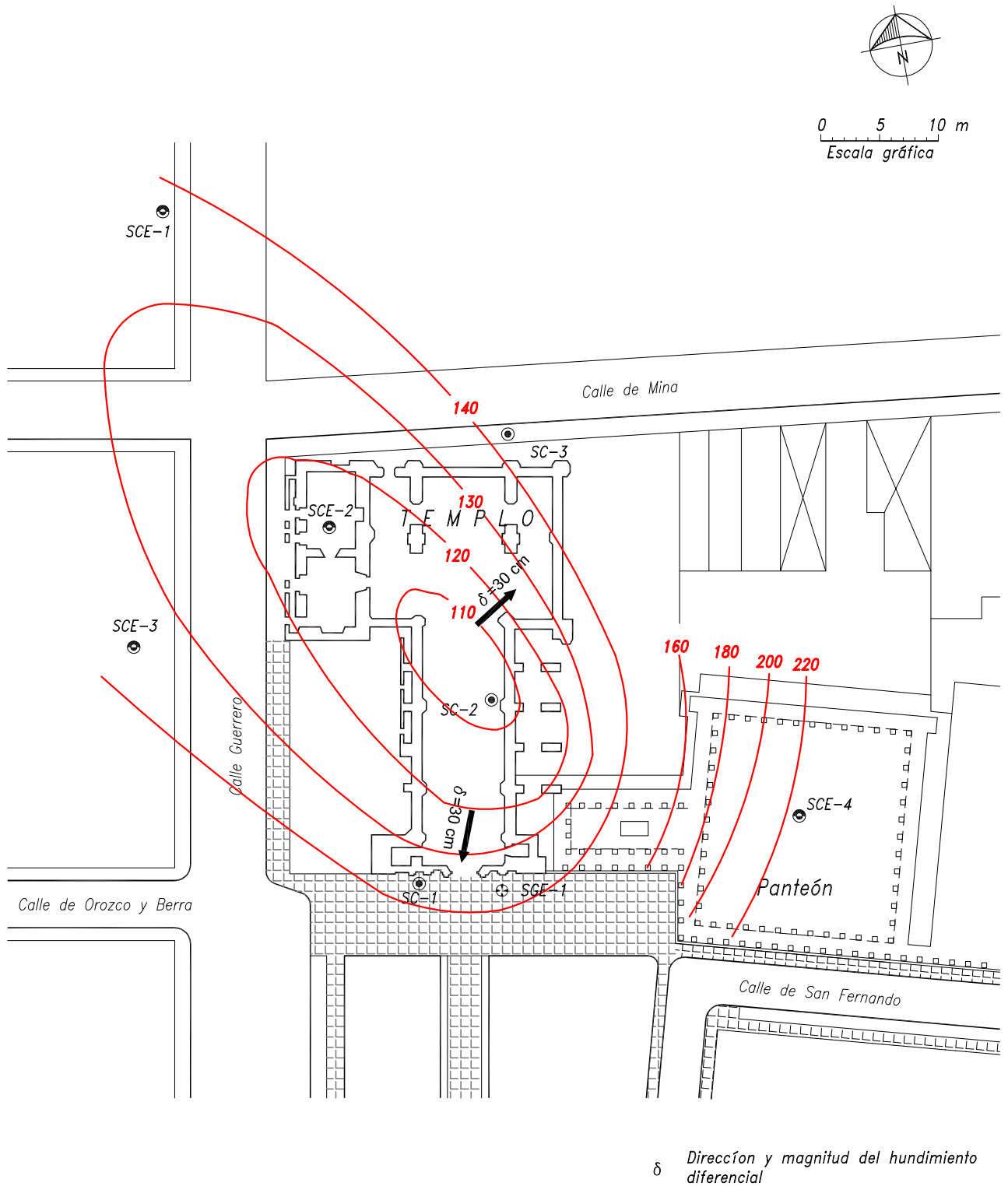


Fig. 6.6.19 Curvas teóricas de la predicción de igual hundimiento en cm, para el período 2007-2027

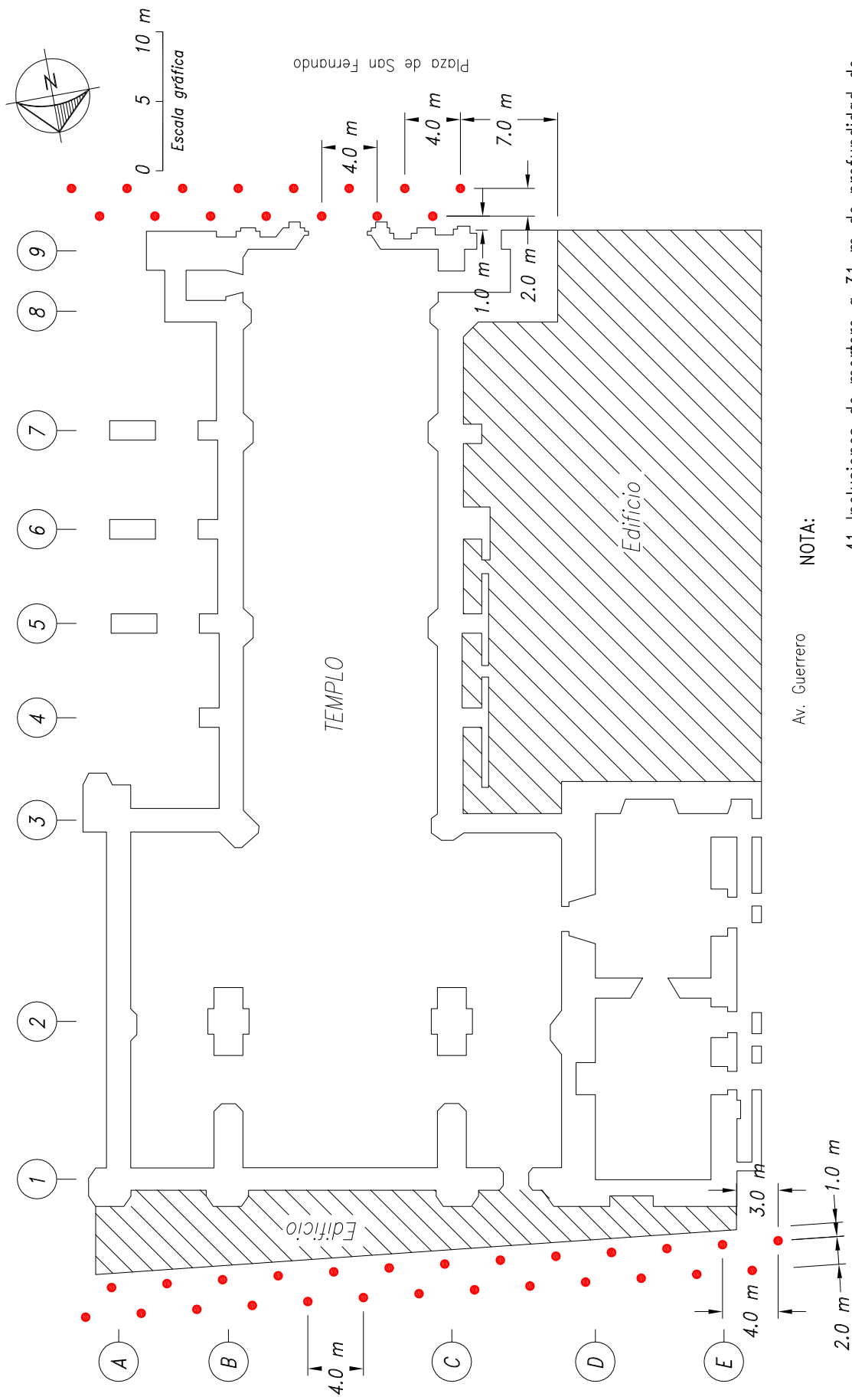


Fig. 6.6.20 Ubicación sugerida de las inclusiones rígidas y puntos de inyección
Templo de San Fernando

6.7 EX-TEMPLO DE CORPUS CHRISTI

6.7.1 Antecedentes

La construcción del Convento y del templo de Corpus Christi encargada al arquitecto Pedro de Arrieta se inició en 1719 y concluyó 5 años después, se sabe que ocupó una extensa área frente a la Alameda y que en ese terreno nunca hubo construcción mexicana importante. El edificio anexo y el templo fueron dedicados a la propagación de la fe y la formación cultural y religiosa de las hijas de los caciques mexicanos. El convento fue suprimido en 1861 por las Leyes de Reforma y a partir de la desamortización de los bienes religiosos el edificio conventual y la huerta fueron vendidos en partes en las que se construyeron elegantes mansiones porfirianas, la del lado oriente fue para el Sr. José Ives Limantour; sólo se salvó uno de los claustros pero finalmente fue demolido en 1946 (Tovar de Teresa, 1991). El templo fue utilizado como Templo de la Iglesia Cismática, después como bodega, posteriormente fue el Museo y Tienda de Artesanías, hasta terminar por ser abandonado.

Las construcciones porfirianas fueron también gradualmente demolidas y sustituidas por edificios, así a mediados de los años 50 se inició la construcción del Conjunto Alameda que por desdicha justificó la demolición de lo que quedaba del claustro, dejando sólo la nave; la cimentación de los edificios en la década de los años 60 se hizo con pilotes de concreto apoyados en la Capa Dura, en alguno de ellos los pilotes tuvieron mecanismo de control, consistentes en barras de acero trabajando a tensión. Después, la estructura más importante fue el Hotel Alameda en el lado poniente del Ex templo, también cimentado con pilotes de concreto apoyados en la Capa Dura. Por esos años, se decidió aprovechar la nave como Museo de las Culturas Populares así como tienda y museo de artesanías y se encomendó al Arq. José Villagrán García construir las oficinas anexas en los lados oriente y sur del templo.

Los sismos de 1985 indujeron otro gran cambio al sitio porque los edificios de su entorno quedaron gravemente dañados, fueron desalojados y parcialmente demolidos; al centro de toda esa destrucción perduró la nave de Corpus Christi olvidada y dañada.

En 1992 un grupo de inversionistas adquirió el predio con los edificios destruidos y proyectó realizar un ambicioso desarrollo habitacional y comercial con enormes sótanos para estacionamiento; para ello se hizo un estudio de factibilidad que incluyó un anteproyecto de protección de la nave mediante un profundo muro milán perimetral; pero a finales de 1994 todo fue abandonado. Pasaron otros 9 años, hasta que en 2003 el Fideicomiso Centro Histórico se empeñó en rehabilitar esa importante zona del centro de la ciudad de México, empezó por demoler el remanente de los edificios dañados por el sismo de 1985 y elaborar un proyecto basado en una inversión sustentable con dos torres, una para la Secretaría de Relaciones Exteriores y la otra para el Tribunal Superior de Justicia del Distrito Federal, dejando intacto al Ex templo de Corpus Christi para dedicarlo a Sede del Acervo Histórico del Archivo General de Notarías, Fig. 6.7.1. El Fideicomiso del Centro Histórico del Gobierno del Distrito Federal editó el libro conmemorativo Corpus Christi, que recopila su historia y la restauración, incluyendo los aspectos estructurales y geotécnicos (Fideicomiso Centro Histórico, 2006).

A este nuevo desarrollo arquitectónico se le denominó como el Conjunto Juárez, por ello se contó con los recursos económicos para restaurar y reforzar la cimentación de Corpus Christi, lo que implicó un reto para la Ingeniería de Cimentaciones de la ciudad de México; para enfrentarlo se empezó por reproducir la historia de cargas que ha soportado el subsuelo del sitio; esto implicó evaluar las dimensiones y pesos o cargas de las estructuras del convento y de las edificaciones en su entorno. El análisis de la información anterior, aunada a las condiciones que impondrán al subsuelo los nuevos edificios del Conjunto, permitió establecer el pronóstico del comportamiento futuro de la cimentación y con ello de la nave, esto justificó, como se explica en este trabajo, reforzar y aislar su cimentación.

Estudio geotécnico. La finalidad del estudio fue determinar las condiciones iniciales de estabilidad de la cimentación y definir con todo detalle: las características estratigráficas del sitio, la resistencia y la deformabilidad de los suelos para estimar los efectos que el hundimiento regional tendrá sobre la estructura, así como las acciones que podrían implementarse para reducir los efectos sobre el monumento (TGC, 2003. No. 2647).

Hundimiento regional. Corpus Christi al igual que muchos otros monumentos del Centro Histórico, presenta el deterioro estructural provocado por el hundimiento regional, fenómeno asociado a la extracción del agua que le ha generado al Ex templo asentamientos diferenciales que han reducido su estabilidad. La simple inspección de la nave en 1994 y más aún en 2003 hizo evidente que era necesario restaurar su estructura, pero también protegerla del comportamiento futuro del subsuelo consecuente de los dos factores que lo afectarán: las deformaciones diferenciales del hundimiento regional, que inevitablemente ocurrirán y la influencia que transmitirán las cimentaciones de los nuevos edificios en su entorno.

6.7.2 Condiciones geotécnicas del sitio

Zona geotécnica. El predio se ubica en la zona Lago Centro II, que en general coincide con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; lo que ha provocado que los suelos tengan alguna de las siguientes condiciones: a) arcillas consolidadas por efecto de rellenos y sobrecargas de construcciones prehispánicas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares con plazas y jardines y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el efecto del intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad, que hunde y deforma a las arcillas y que incrementa en algo su resistencia.

Exploración del subsuelo. Para precisar la secuencia estratigráfica del sitio y la variación de la resistencia del suelo se aprovechó la información de los sondeos realizados en 1994 y se complementó con 2 sondeos de cono eléctrico y otro con un piezocono; el corte estratigráfico del subsuelo se ilustra en la Fig. 6.7.2.

Estudio de factibilidad. En 1994 se realizaron algunos sondeos de cono eléctrico y una serie de nivelaciones topográficas de la nave que se prolongaron durante los siguientes cuatro años, las mediciones fueron referidas al banco de nivel profundo instalado en la Alameda. La Fig. 6.7.3 muestra las curvas de igual velocidad de hundimiento de ese periodo, en las cuales se aprecia que el hundimiento diferencial de la nave es hacia el norte y que los muros oriente y poniente se han hundido menos que la parte central, lo cual justifica las grietas que se aprecian en la fachada principal, Fig. 6.7.4.

Condiciones piezométricas actuales y previsibles. La presión medida en el agua intersticial de la masa de suelo blando es casi hidrostática, desde el nivel freático a 3.0 m de profundidad y hasta 14.0 m, debajo de la cual disminuye hasta alcanzar una pérdida de presión de 20 m de altura de agua y en la Capa Dura se recupera la condición hidrostática. Esta pérdida de 20 m se puede equiparar con el peso que trasmite un edificio de 20 pisos de altura, con área enorme y cimentado en la superficie; este efecto es el que ha hundido hasta ahora a la ciudad, con casi 8.5 m medidos en la Alameda.

El descenso previsible de los niveles piezométricos en los próximos 30 años causará otra disminución en la presión del orden de 10 m de altura de agua y la formación de un manto colgado de agua somera. Esta pérdida adicional por ocurrir, se puede asimilar como agregar otros 10 pisos al edificio que ya tenía 20; la magnitud del hundimiento que esta condición futura inducirá es de por lo menos otros 6 m, para un total de 14.5 m como mínimo. Así de grave es el futuro de la ciudad.

Cimentación del ex-templo. Para conocer con toda certeza las características de la cimentación de la nave y del edificio anexo, incluyendo el nivel de desplante y la presencia de trabes horizontales, se excavaron seis calas de exploración que alcanzaron profundidades de 2.5 m por abajo del nivel de banqueta, Fig. 6.7.5.

Con base en lo descubierto en las calas, la cimentación del Ex templo se puede describir como de muros de mampostería desplantados a 2.5 m respecto al nivel de banqueta y con espesor de 1.0 m, casi igual al de los muros de la superestructura. En el edificio anexo de oficinas la cimentación consistió de un cajón de concreto desplantado a 2.5 m respecto al nivel de banqueta y simplemente adosado a los muros de cimentación de la nave.

Fuente Símbolo. En mayo de 2003 se construyó la Fuente Símbolo de la Plaza Juárez que ocupa una superficie aproximada de 1,660 m², se trata de una estructura sensible a los asentamientos diferenciales que rodea al oriente y al sur a Corpus Christi.

6.7.3 Análisis de la cimentación

Historia de cargas. Con objeto de definir la historia de cargas y tipos de cimentación probables que afectaron a la Plaza, se estudiaron fotografías aéreas de los años 1936, 1941, 1950, 1966, 1970, 1985 y 1987; comparando las construcciones de las diferentes épocas y sus alturas aparentes.

Comportamiento del entorno. El Banco Superficial No. 14 de la Comisión Nacional del Agua ubicado en la Alameda define un asentamiento total del orden de 3.4 m entre 1955 y 2003, lo que representa una velocidad de hundimiento de 7 cm por año. Por su parte, de acuerdo con los asentamientos medidos en los bancos profundos instalados en la Catedral Metropolitana y en la misma Alameda, la contribución de la Serie Arcillosa Superior a este hundimiento hasta el 2003 es del orden del 54%, lo que conlleva para la zona de la Alameda a estimar que este estrato se haya consolidado del orden de 1.85 m. Pero en los últimos 3 años se ha detectado un incremento importante de la velocidad de hundimiento, así en 2005 fue de 11.4 cm por año.

Asentamientos hasta 2003. La evaluación de los asentamientos que ha sufrido Corpus Christi previos al año 2003 incluye dos condiciones: a) los ocasionados por el hundimiento regional considerando aislado al Ex templo o en campo libre, y b) los ocurridos con la presencia de los pilotes del Hotel Alameda y del Conjunto América.

Asentamientos de campo libre. Son los ocurridos por la disminución de la presión del agua intersticial, aplicando las mediciones en la Alameda desde 1954 a la actualidad; sin considerar la presencia de los pilotes cercanos. Se dedujo un hundimiento total de 1.7 m, un valor del mismo orden por comparación con el Banco Superficial N° 14.

Asentamientos con los pilotes de los edificios cercanos. De acuerdo con la abundante experiencia en el Centro Histórico, los edificios cimentados con pilotes apoyados en la Capa Dura, al paso de los años reducen los asentamientos en su cercanía y provocan deformaciones diferenciales como lo manifiesta la banqueta de Corpus Christi.

El perfil de la banqueta calculado para el período 1954-2003 se muestra en la Fig. 6.7.4, considerando que en 1954 era cercano a la horizontal, también se indica que la portada de Corpus Christi se hundió más en su parte central que en sus orillas debido a la restricción que le han impuesto los edificios cercanos cimentados con pilotes, este comportamiento queda evidenciado con la inclinación que presentan las grietas de la fachada principal, señaladas en la misma figura.

Asentamientos futuros. Se analizaron las mismas dos condiciones anteriores: los asentamientos del Ex templo en el campo libre y los que se tendrán por efecto de las pilas de cimentación de los nuevos edificios.

Asentamientos de campo libre. Se estimó el asentamiento de la superficie en el sitio tomando en cuenta el decremento de la presión del agua intersticial que se presentará, lo cual provocaría un hundimiento de campo libre de 2.8 m en unos 20 años.

Efecto de los pilotes. Los nuevos edificios del Tribunal Superior y de Relaciones Exteriores son dos torres de oficinas de aproximadamente 26 y 23 pisos, otros edificios de la Plaza estarán destinados a oficinas, estacionamientos, viviendas y comercios de 2 a 8 niveles con 1 a 2 niveles de sótanos. Las torres están apoyadas con pilas de punta, mientras que los pilotes de las cimentaciones del Hotel Alameda y del esbelto edificio que estaba al oriente permanecen en su lugar.

Por todo lo anterior, Corpus Christi queda expuesto a sufrir asentamientos futuros, la tendencia que muestran los cálculos es hacia el Norte con un mayor asentamiento hacia el centro; el orden de magnitud teórico de los asentamientos para un lapso de 20 años se muestra como un esquema de curvas de igual asentamiento en la Fig. 6.7.6 con un máximo de 80 centímetros.

La nave quedaría expuesta a soportar una distorsión angular de 1.8 y 2.0% adicional a la presente en los extremos oriente y poniente respectivamente; por su reducida altura la estructura lo podrá tolerar con el inevitable desarrollo de grietas y de un programa frecuente de reparaciones.

6.7.4 Refuerzo de la cimentación

De acuerdo a lo anterior se realizaron dos acciones para proteger al Ex templo de los efectos del hundimiento regional y de la influencia de los edificios vecinos: a) Reforzar la cimentación de sus muros con micropilotes, para uniformizar en todo lo posible los asentamientos futuros que ocurrirán y b) Inducir una superficie vertical de baja resistencia al corte que envuelva a la nave, con excepción de su frente, para aislar las masas de suelo de la Formación Arcillosa Superior y facilitar que los hundimientos del ex templo y de los edificios sean independientes.

La ubicación más racional de esa superficie de baja resistencia o pantalla de precorte era alrededor del Ex templo, pero la construcción de la Fuente se adelantó a la conformación de la pantalla y por ello se tuvo que hacerla con mayores dimensiones e incluir a la fuente.

Micropilotes de refuerzo. En la cimentación se instalaron 65 micropilotes ligados a la estructura por medio de trabes de concreto adosadas a la cimentación original. Una ventaja del uso de este sistema de refuerzo es que se puede incrementar el número de elementos en función de la respuesta de la estructura; la Fig. 6.7.7 muestra la distribución de los micropilotes, que coincide con los muros y el frente de la nave.

En este caso los micropilotes tienen dos funciones, como pilotes y como reductores de deformabilidad, su nivel de desplante fue a 25.0 m respecto al nivel de banqueteta, con una capacidad de carga admisible por adherencia de 80 toneladas. Por debajo de su punta queda un espesor de suelo deformable para absorber los hundimientos futuros y simultáneamente reducir el hundimiento de la estructura.

Estos micropilotes son de 25 cm de diámetro y consisten en un tubo de acero de 6 pulgadas de diámetro relleno su interior con mortero estructural y confinado externamente con mortero de baja resistencia dentro de una funda de tela geotextil (Santoyo et al, 2006).

Pantalla de baja resistencia al corte. Este ingenio se desarrolló por primera vez para la Catedral Metropolitana, para independizarla del cajón del Metro, y posteriormente se aplicó para separar las masas de suelo de la Casa de los Azulejos y del Edificio Guardiola; en el caso de Corpus Christi será para aislarlo de la influencia de los pilotes de los edificios que conforman la Plaza Juárez; esta solución también dará cierta protección a la Fuente.

Para realizar el precorte se instalaron 96 tubos verticales de PVC de 5 cm de diámetro, con perforaciones laterales a cada metro protegidas por bandas de neopreno, en pozos a 30.0 m de profundidad y separados a cada 2.0 m, se ubicaron alrededor del Ex templo y de la Fuente, excepto al frente en la Av. Juárez; en la Fig. 6.7.8 se muestra la ubicación de los pozos. El precorte del suelo se indujo inyectando agua y un polímero a presión, el volumen de fluido que se inyectó fue de 300 m³; para mantenerlo activo es necesario que por lo menos cada cuatro meses se realice inyección de agua y semestralmente de agua con polímero.

La eficiencia de la superficie de baja resistencia se verificará por medio de nivelaciones topográficas de Corpus Christi en comparación con las estructuras, tomando como referencia un banco de nivel profundo; esta actividad permitirá tomar decisiones sobre la necesidad de modificar la frecuencia de mantenimiento.

6.7.5 Conclusiones y recomendaciones

a) Corpus Christi, al igual que muchos monumentos del Centro Histórico de la Ciudad de México, está sujeto a los efectos del comportamiento del subsuelo inducido por el hundimiento regional. Más aún, su entorno es peculiar por la cercanía a las torres de la Secretaría de Relaciones Exteriores y del Tribunal Superior de Justicia, ambas cimentadas sobre profundas pilas que al paso de los años los harán emerger.

b) Para proteger a Corpus Christi de estas influencias se adoptaron dos acciones de mitigación: a) se instalaron micropilotes como refuerzo de la cimentación, los cuales funcionarán también como

reductores de deformabilidad del subsuelo blando y b) se conformó en la masa de arcilla una delgada pantalla vertical de baja resistencia al corte que envuelve al Ex templo y a la Fuente. El análisis teórico permite estimar que el hundimiento diferencial máximo a unos 20 años será de unos 20 cm. En cuanto a la superficie de precorte, se puede decir que permite que las deformaciones entre las masas de arcilla bajo y fuera del templo sean independientes, pero se requiere de mantenimiento para conservar su funcionalidad.

c) Los análisis de asentamiento a largo plazo que sufrirán las estructuras de la Plaza Juárez demuestran que su efecto sobre Corpus Christi será mínimo, gracias a las acciones anteriores, aunque la Fuente presentará un mayor hundimiento hacia el norte por lo cual requerirá de rehabilitaciones.



Fig. 6.7.1 Corpus Christi como parte del Conjunto Juárez

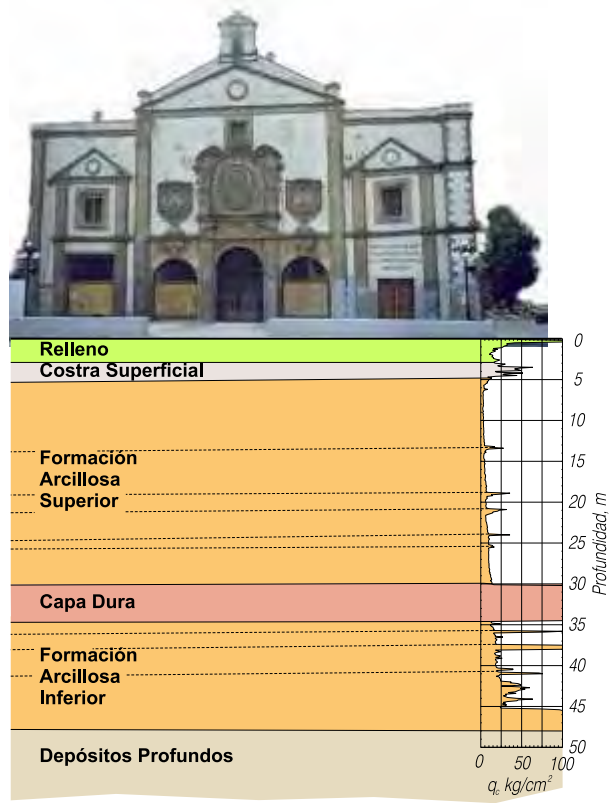


Fig. 6.7.2 Estratigrafía del sitio

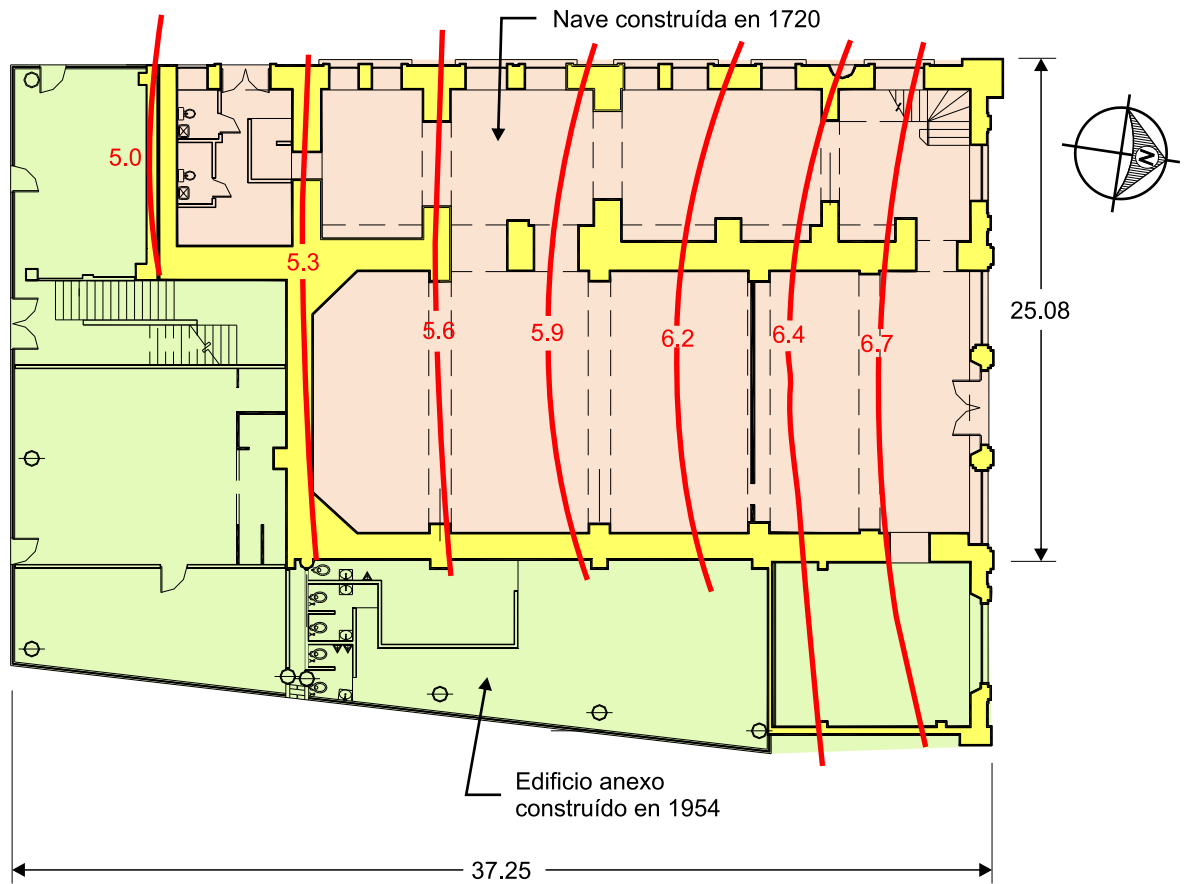


Fig. 6.7.3 Curvas de igual hundimiento en cm/año, de mayo de 1994 a enero de 1998

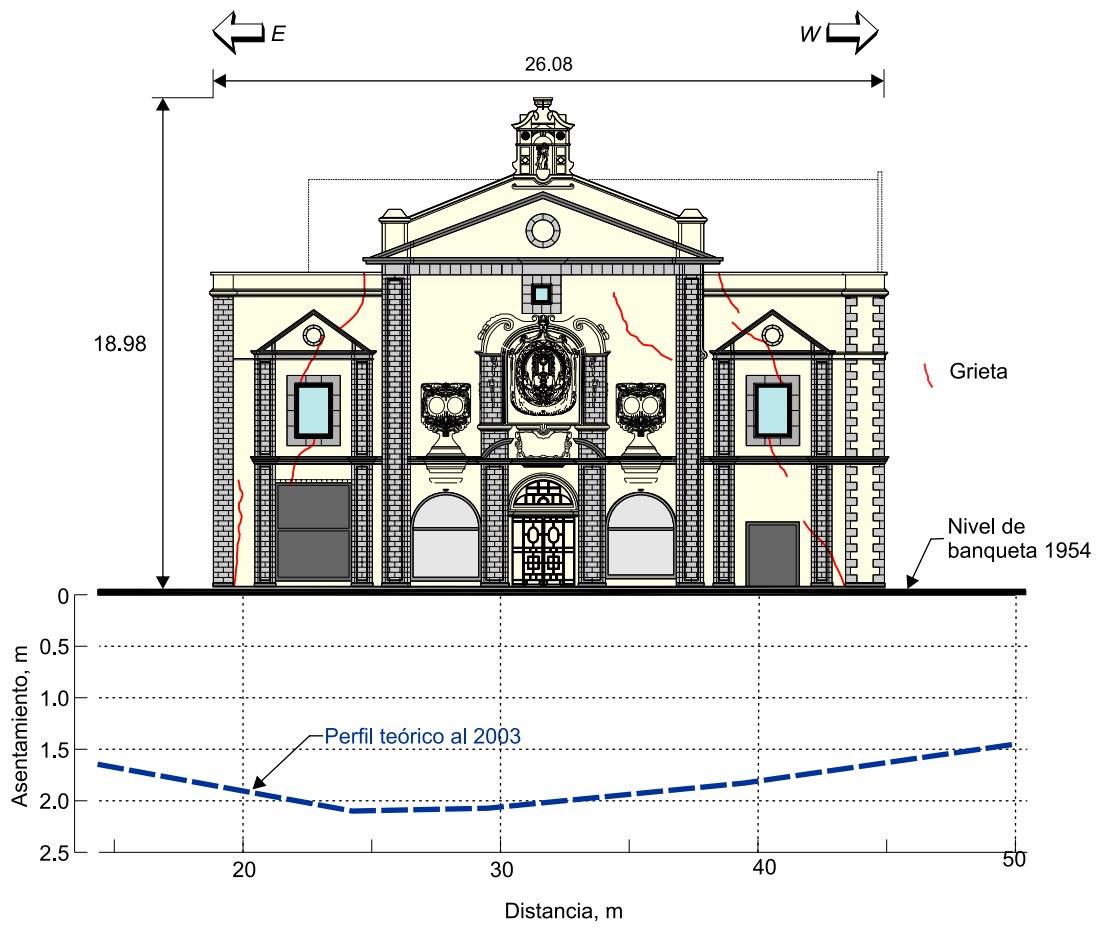


Fig. 6.7.4 Análisis del asentamiento ocurrido para el periodo 1954-2003



Fig. 6.7.5 Vista de la cimentación en la esquina nor-oeste de la nave

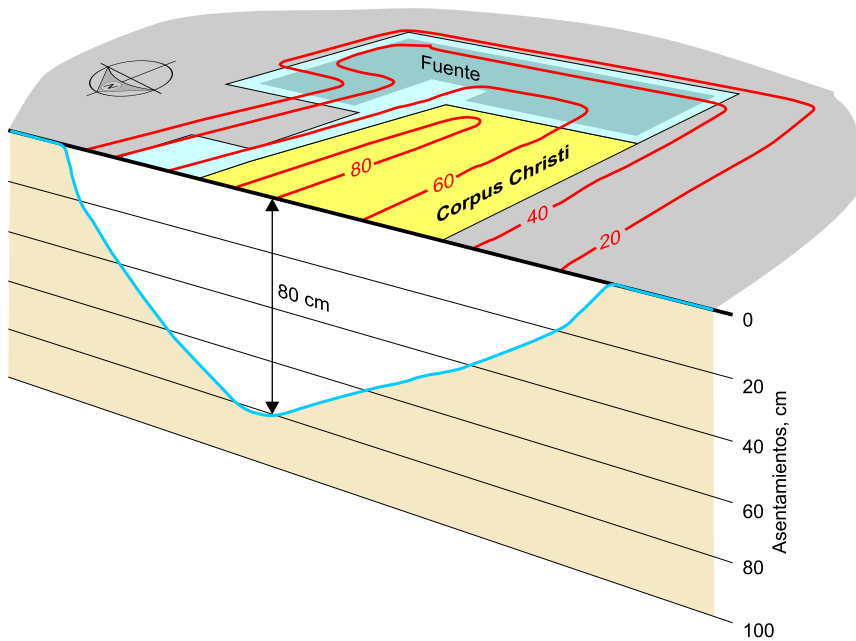


Fig. 6.7.6 Curvas teóricas de hundimiento probable, sin refuerzo de cimentación, para el periodo 2003-2023

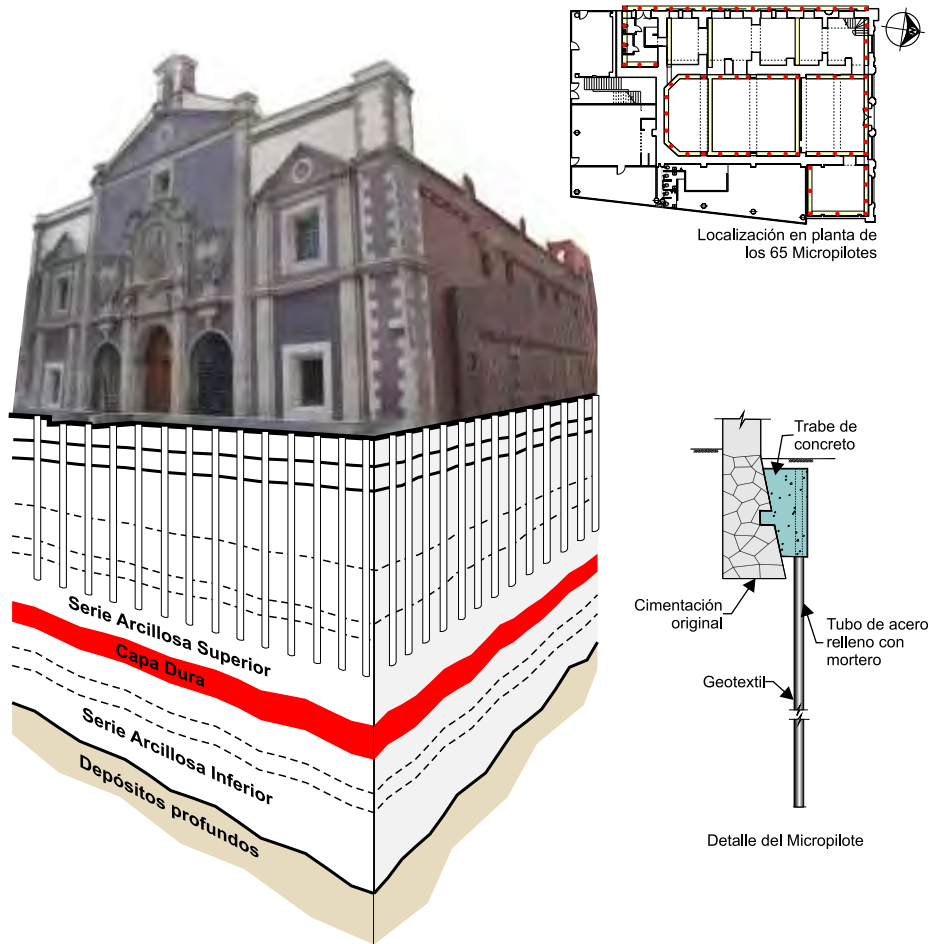


Fig. 6.7.7 Micropilotes que refuerzan la cimentación para reducir el asentamiento diferencial a 20 cm al centro del monumento

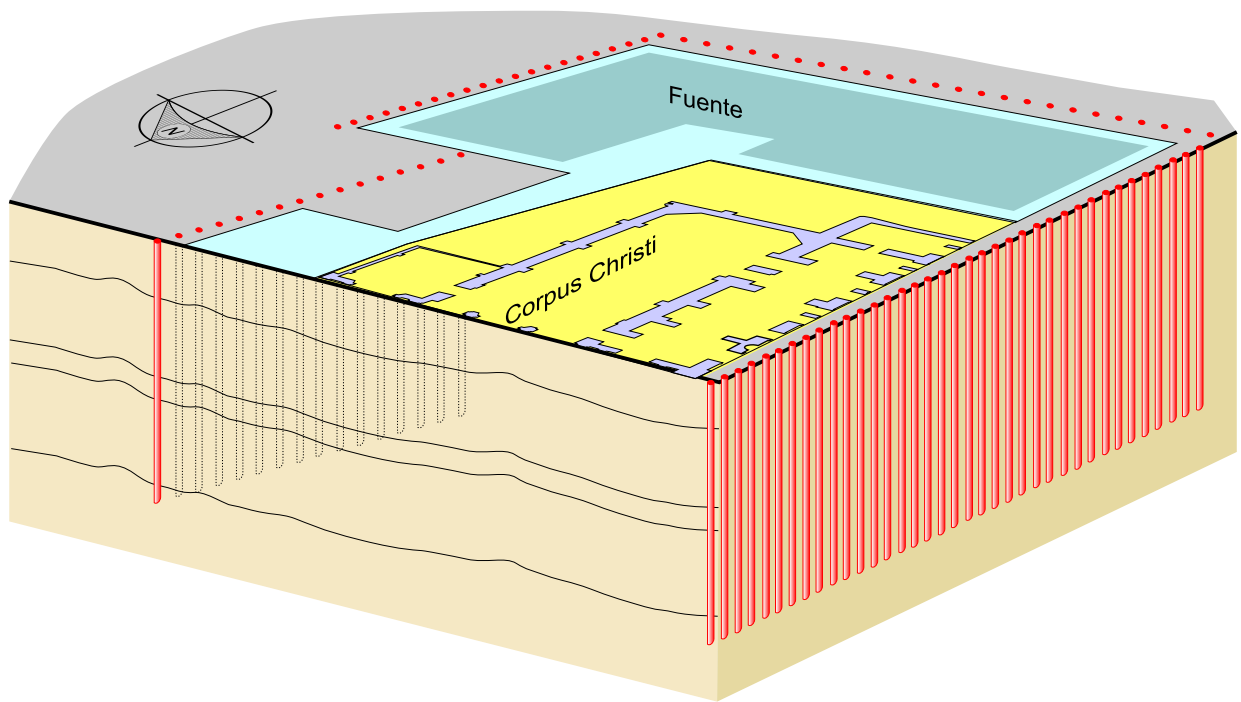


Fig. 6.7.8 Pantalla de precorte para aislar la masa de suelo bajo Corpus Christi

6.8 NUESTRA SEÑORA DE LORETO

6.8.1 Introducción

El Conde Don Antonio de Bassoco decidió construir el templo de Nuestra Señora de Loreto en la esquina que forman las calles de San Ildefonso y Rodríguez Puebla, sus colindancias poniente y norte actualmente son propiedades privadas. El Conde solicitó dos proyectos, el primero lo encargó al escultor Manuel Tolsá, que lo propuso de estilo neoclásico con una enorme cúpula de más de 30 m de diámetro, Fig. 6.8.1 (Cortés, 2007); el segundo lo proyectaron los arquitectos Ignacio Castera y Agustín Paz. El segundo seguía la idea de Tolsá, pero la cúpula con un diámetro de casi 16.8 m y altura desde el piso de feligresía de 37.6 m, Fig. 6.8.2a y b (Hernández Franyuti, 1997). El Dr. Xavier Cortés Rocha en su libro *El Clasicismo en la Arquitectura Mexicana* aclara que el proyecto fue del Arq. A. Paez y que el Arq. Castera colaboró en la construcción (Cortés, 2007). Por su parte la historiadora Regina Hernández Franyuti en su libro cita las siguientes palabras del Arq. Manuel Toussaint: “es un templo tan diferente de las construcciones barrocas, tan audaz en su ámbito, que no se puede menos que considerarlo como excepcional, único en esta época, porque sujetándose a los principios académicos en esencia, expresa decidido una gran personalidad”.

La construcción se realizó entre los años 1809 a 1816. El Arq. Castera “realizó esta obra en momentos en que sus actividades como maestro mayor de la ciudad, del desagüe y del real palacio habían decaído y sus obras habían sido criticadas y cuestionadas”; en cuanto a la construcción del templo, sólo pudo participar al inicio, porque murió en 1811” (Hernández Franyuti, 1997).

Se puede inferir que este pesado templo pronto debió empezar a sufrir asentamientos a consecuencia de los suelos blandos en que se apoya, por ello la historiadora Hernández Franyuti dice que “los arquitectos no supieron calcular la resistencia del suelo pues a partir de 1832 comenzó a presentar hundimientos en el lado oriente”; lamentablemente no consigna en su libro cual pudo ser la inclinación que tenía en ese año. Esto implica que cuando empezó el hundimiento regional a partir de 1895 lo afectó e incrementó notablemente su desplomo.

6.8.2 Mediciones topográficas y estructurales

En diciembre de 1998 se instalaron referencias topográficas y en marzo de 1998 se colocaron puntos de control estructural, que sirvieran de origen para precisar la velocidad de los asentamientos y deformaciones estructurales, al compararlas con mediciones posteriores. Las mediciones que se presentan aquí se llevaron a cabo en octubre 2003. Estas mediciones han permitido conocer el comportamiento de este templo en un lapso de cinco años (TGC, 2003. No. 2727).

Configuración de referencias arquitectónicas. Los planos arquitectónicos más confiables son: el definido por los plintos y el correspondiente al piso de feligresía. Las configuraciones de puntos de ambos planos fueron determinadas en 1998 y referidas al banco de nivel profundo BNP-100 instalado en la Catedral Metropolitana.

La Fig. 6.8.3 muestra las curvas de igual elevación de la superficie definida por los plintos de las pilastras y la Fig. 6.8.4 muestra las curvas de igual elevación del piso de feligresía en las cuales se percibe que existe un asentamiento diferencial entre los ejes B y F en la zona de la cúpula de 80 cm hacia el oriente; en la nave el diferencial es de 40 cm también hacia el oriente. En el caso de la capilla anexa el diferencial entre los ejes A y B es de 40 cm se manifiesta también hacia el oriente.

Medición de los asentamientos. En la Fig. 6.8.5 se muestran las curvas anualizadas de igual hundimiento de este templo entre diciembre de 1998 y octubre de 2003, demuestran que el templo se hundió en dirección nororiente y sur con 80 mm/año y la zona que menos se asentó corresponde a la pilastra C-4 con 78 mm/año. En términos generales el hundimiento del templo es sensiblemente uniforme, su fachada se hunde al sur con un diferencial de 2 mm con respecto al centro del templo y su área nororiente se asienta también con 2mm.

Medición de convergencias. En la Figs. 6.8.6 se indica la posición de los puntos en los que se hicieron mediciones de convergencia para detectar los cambios en las distancias horizontales (oriente-poniente) entre pares de puntos instalados a dos niveles (alto y bajo, 11 y 3 m). Así los puntos seleccionados en los ejes 2, 3 y 4 permiten visualizar el comportamiento de la cúpula en el lapso de casi 67 meses (5.58 años).

Tabla 6.8.1 Medición del cambio de distancia entre pilastras

Eje	Convergencia medida en niveles	Distancia entre pilastras, m		Diferencia mm	Deformación anual, mm
		Marzo-98	Octubre-03		
2	Alto	7.0333	7.0437	10.4	1.9
	Bajo	7.0528	7.0586	5.8	1.0
3	Alto	18.3543	18.3676	13.3	2.3
	Bajo	18.3632	18.3721	8.9	1.6
4	Alto	7.0154	7.0286	13.2	2.4
	Bajo	7.0333	7.0418	8.5	1.5

Las mediciones en los niveles alto y bajo de las tres secciones de medición indican incremento de la distancia entre las pilastras, lo que implica abertura de la estructura e inducción de grietas de la cúpula.

Desplomo de las pilastras. En la Fig. 6.8.6 se han representado los vectores resultantes de los desplomos y sus valores se resumen en la Tabla 6.8.2.

Tabla 6.8.2 Resumen de medición de desplomos de pilastras, Oct-2003

Pilastra	Desplomos en %		Resultante en %	Notas
C-2	4.26 E	0.40 N	4.27	Medición en la esquina NE
C-4	4.28 NE	1.96 SE		Medición en la esquina NW
C-5	*	5.24 E	4.70	---
C-6	*	5.24 E	>5.24	---
F-2	*	4.00 E	>5.24	---
F-2	3.64 NE	2.01 SE	>4.00	Medición en la esquina SE

F-4	2.47 NE	3.68 SE	4.15	Medición en la esquina NE
F-5	*	4.90 E	4.43	---
F-6	*	4.60 E	>4.90	---
			>4.60	

* En estas pilastras sólo se pudo medir en una dirección.

Los desplomos medidos demuestran que la estructura del templo está inclinada más del 4.2% y C-5 y C-6 son las más desplomadas.

6.8.3 Características del subsuelo

Trabajos de exploración. Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el Templo de Nuestra Señora de Loreto se realizó un sondeo de cono eléctrico, otro con piezocono y se instaló un tubo para la observación del nivel freático. Con estos dispositivos se determinaron las variaciones de la resistencia al corte del suelo con la penetración de punta del cono y se tomaron lecturas de presión del agua a diferentes profundidades. La ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 6.8.6.

Interpretación estratigráfica. A partir de la resistencia a la penetración del cono medida en el sondeo realizado en 2003 (Fig. 6.8.7a) se describen los estratos característicos. a) los Rellenos Artificiales se encuentran de 0 a 8.2 m de profundidad constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y restos de pisos, b) la Costra superficial está de 8.2 a 9.6 m, formada por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad, con resistencias de punta del cono entre 10 y 70 kg/cm², c) la Formación Arcillosa Superior se encuentra de 9.6 a 32.8 m, la resistencia al corte medida con el cono aumenta con la profundidad, con valores mínimos de 7 kg/cm² hasta alcanzar máximos de 20 kg/cm², d) la Capa Dura se encontró entre 32.8 a 37.8 m de profundidad, se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) entre 30 y 75 y e) la Formación Arcillosa Inferior de 37.8 a 48.4 m. Está constituida por arcilla preconsolidada por el bombeo profundo y e) los Depósitos Profundos se identifican a partir de los 48.4 m de profundidad.

Compresibilidad de las arcillas. Esta propiedad mecánica de las arcillas se determinó de manera indirecta mediante la correlación de la resistencia de punta medida con el cono y el coeficiente de deformación volumétrica.

Condiciones piezométricas. En la Fig. 6.8.7b se presenta la distribución de la presión en el agua medida en 2003 con el piezocono. La línea continua representa la distribución hidrostática referida al nivel freático a 4.5 m bajo la superficie; desde esta profundidad y hasta 17 m, la condición piezométrica actual es casi hidrostática, debajo de la cual disminuye hasta alcanzar una pérdida de presión de 18.0 t/m² en la Capa Dura a 32.5 m de profundidad. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión registrada es de 30.0 t/m².

La condición piezométrica futura que se infirió en 2003 para la Formación Arcillosa Superior podría alcanzar la línea de punto y raya de la Fig. 6.8.7b, la cual implicaría el abatimiento casi total de la presión del agua en la Formación Arcillosa Superior, también podría ocurrir cierto descenso del nivel freático y la formación de un manto colgado.

6.8.4 Análisis geotécnico de la cimentación

Metodología de análisis. Para estudiar de manera preliminar el comportamiento del templo, se aceptó que los hundimientos por la consolidación de las arcillas inducidos por su propio peso y por las modificaciones efectuadas a lo largo de su historia terminaron hace muchas décadas. Así que los asentamientos que sufrirá al futuro serán producidos únicamente por el hundimiento regional de la zona. Por ello, el análisis se centró en establecer una hipótesis de los cambios en las condiciones piezométricas futuras y deducir los asentamientos asociados.

Predicción de asentamientos futuros. El cálculo realizado indica que el hundimiento en el entorno donde se realizó el sondeo de cono será del orden de 3.2 m y en el lado poniente de unos 2.4 m, por lo cual el asentamiento diferencial actual se incrementará en 80 cm. Estos valores deberán ratificarse o modificarse mediante la ejecución de un mayor número de sondeos de cono eléctrico y otros de muestreo inalterado que permitan rescatar muestras que puedan ser ensayadas en el laboratorio, a fin de obtener los parámetros confiables sobre la deformabilidad de los suelos.

Efecto de los asentamientos. Los asentamientos diferenciales estimados implican que se provocarán incrementos en los desplomos de hasta el 2.8% entre los ejes A y G, este efecto requerirá de una evaluación estructural.

6.4.5 Recomendaciones geotécnicas

Considerando las diferencias entre las mediciones de marzo de 1998 a octubre del 2003 se puede establecer que los incrementos de desplome de las columnas no inquietan, salvo en la columna C-8, y que los hundimientos diferenciales de sólo 7 mm/año, permiten sustentar que el proceso de deformaciones es lento. Sin embargo, la estimación de los asentamientos futuros señala, aunque se trate de un análisis preliminar, que se debe vigilar el comportamiento de este monumento y por ello se hacen las siguientes recomendaciones para la conservación del Templo.

Acciones inmediatas. Se propone: a) inyectar todas las grietas existentes, remover los segmentos de aplanados sueltos y fijar las dovelas de arcos que puedan desprenderse y ocasionar daño a los feligreses y b) elaborar un dictamen sobre la seguridad actual de la estructura, considerando el desplome existente de muros y pilastras y que evalúe la inclinación máxima de esos elementos que pondría en peligro la estabilidad de este monumento.

Del cálculo de asentamientos futuros se desprenden las siguientes recomendaciones para la conservación del Templo de Nuestra Señora de Loreto.

Mediciones topográficas y estructurales. Se deberá adoptar un programa de monitoreo de las deformaciones que está sufriendo el templo para lo cual se deberán realizar: a) nivelaciones topográficas trimestrales empleando los puntos fijos instalados en las pilastras; esas nivelaciones deberán estar referidas al banco de nivel profundo ubicado en la Catedral Metropolitana, b) medición semestral de los desplomos de las pilastras y colocación de testigos en grietas para conocer su abertura y cómo se modifica con el tiempo y d) continuar con la observación de la evolución del agrietamiento de las bóvedas.

6.4.6 Conclusiones

- a) Las mediciones de los incrementos de inclinación de las columnas y de los hundimientos diferenciales en el lapso de 5.57 años (entre marzo de 1998 a octubre de 2003) demuestran que el proceso de asentamientos diferenciales sigue siendo activo. Esto obliga a mantener un programa de mediciones para verificar confiablemente el comportamiento de su cimentación y estructura.

- b) Se recomienda hacer las reparaciones a la estructura para asegurar que no se desprendan aplanados y menos dovelas de alguno de los arcos, para asegurar su integridad y evitar riesgos a los feligreses. Se propone también abrir calas de exploración para precisar como está conformada la cimentación.

- c) La información recopilada permite decir que para la conservación de este monumento colonial es conveniente elaborar un Proyecto Ejecutivo de endurecimiento del subsuelo que uniformice en lo posible los hundimientos diferenciales, el cual estará conformado por inclusiones rígidas e inyección complementaria.



Fig. 6.8.1 Manuel Tolsá, 1757-1816. Proyecto para la iglesia de Loreto, SF. Dibujo acuarelado. Colección Particular. Fotografía de Arturo Piera. (Cortés, 2007)



Fig. 6.8.2a Cúpula de la iglesia de Nuestra Señora de Loreto. Fuente: Archivo Fotográfico del Instituto de Investigaciones Estéticas-UNAM (Hernández Franyuti 1997)



Fig. 6.8.2b Iglesia de Nuestra Señora de Loreto. Fuente: Archivo Fotográfico del Instituto de Investigaciones Estéticas-UNAM (Hernández Franyuti, 1997)

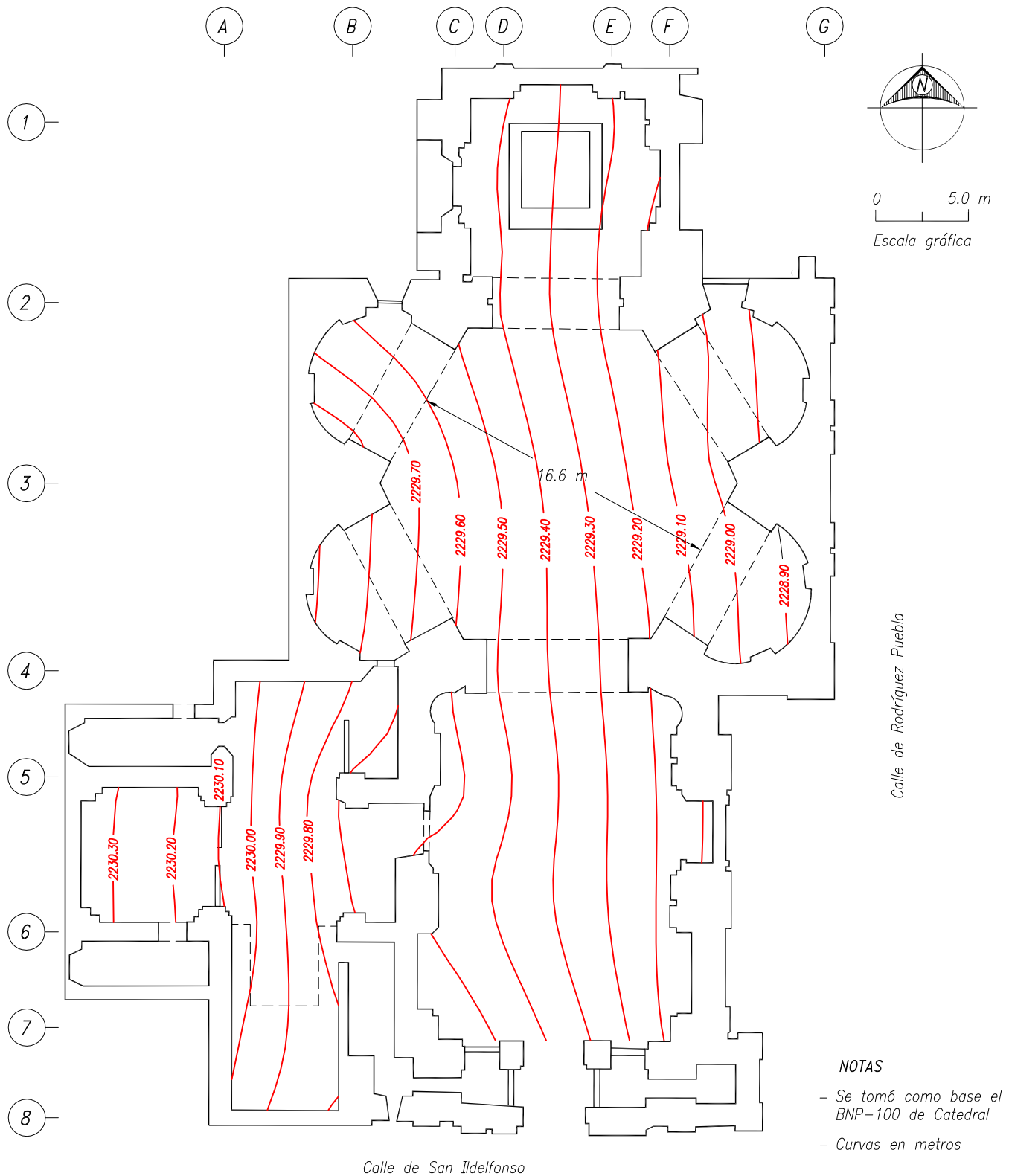


Fig. 6.8.3 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por los plinto
Templo de Nuestra Señora de Loreto

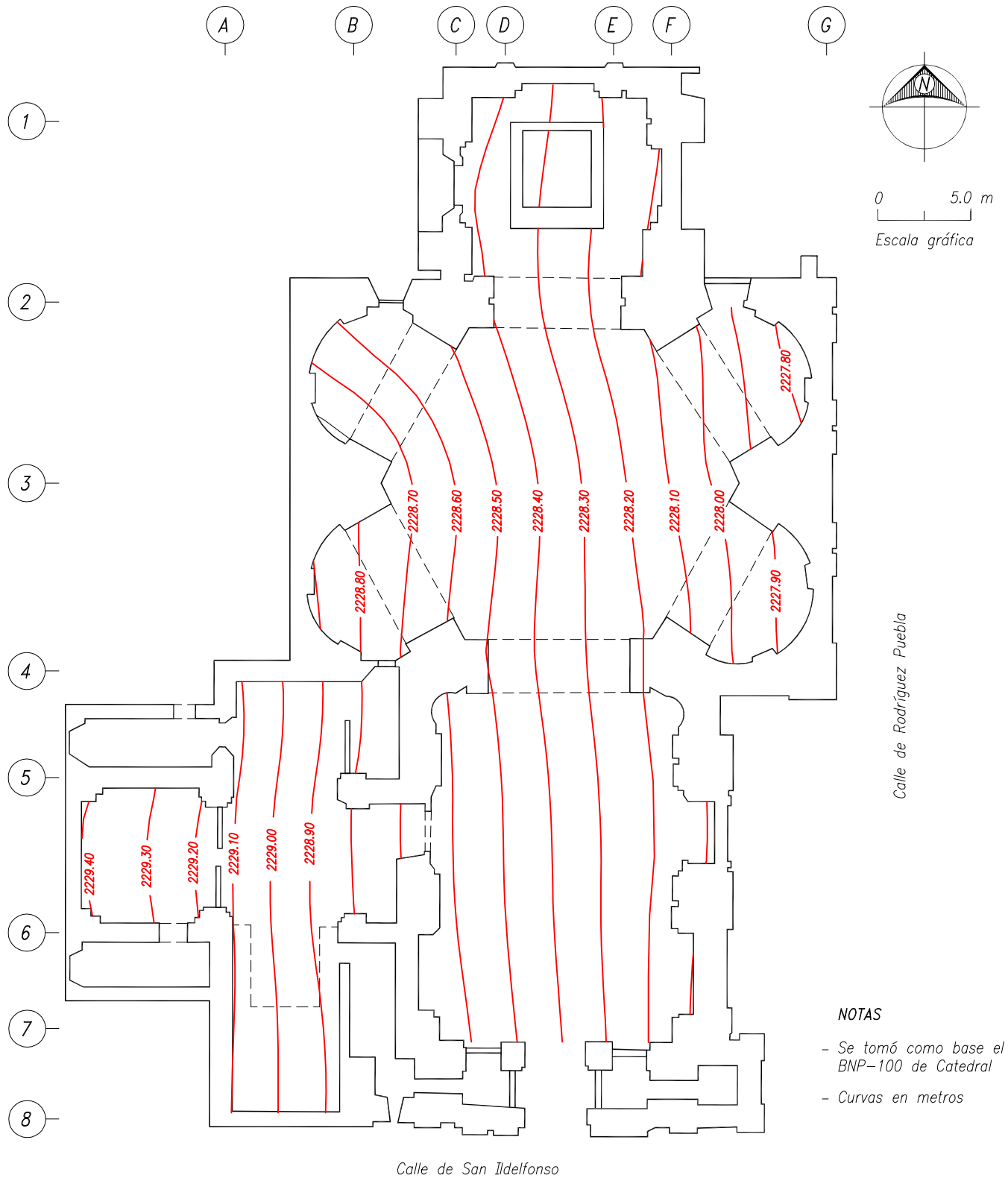


Fig. 6.8.4 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía
Templo de Nuestra Señora de Loreto

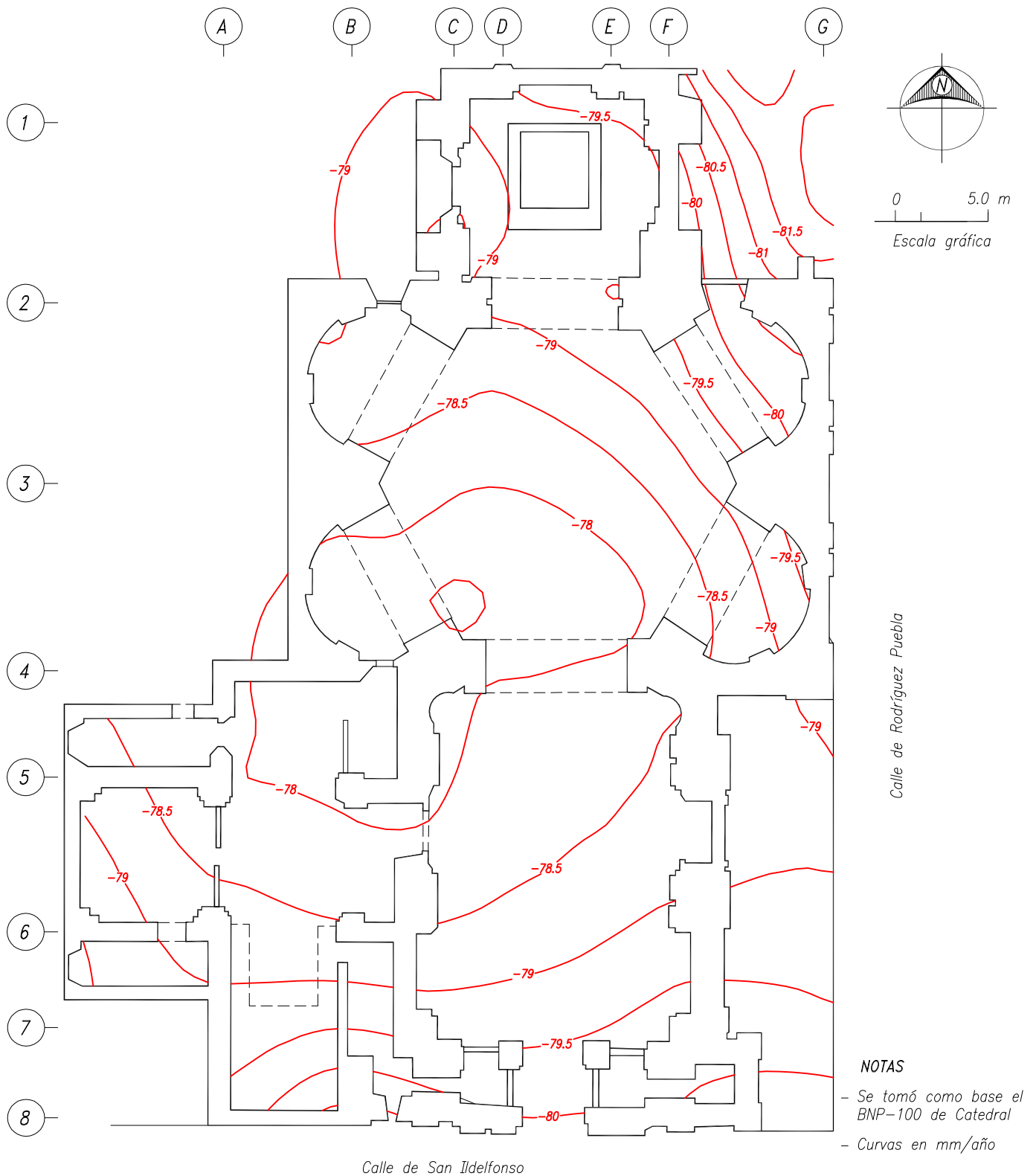
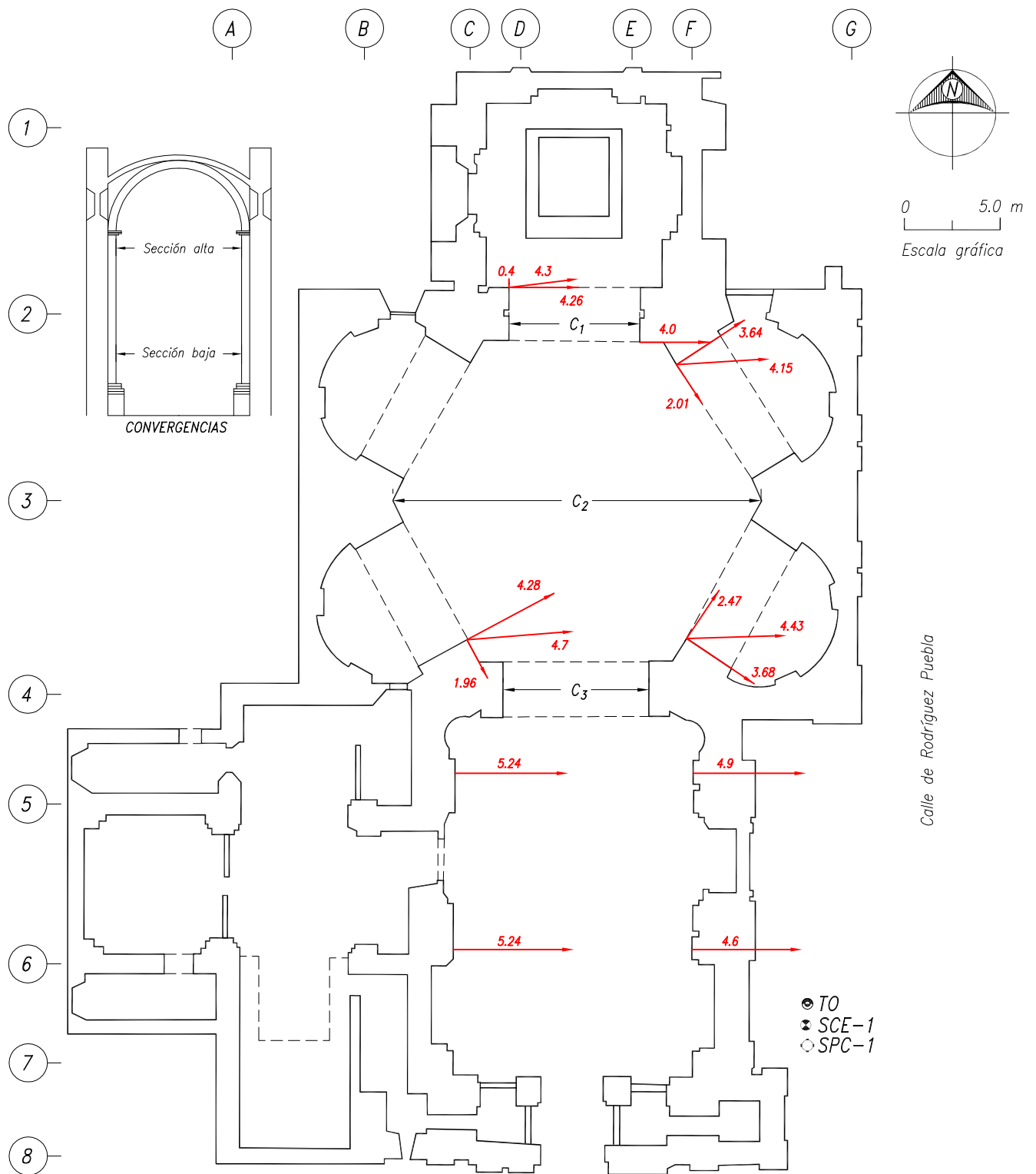


Fig. 6.8.5 Curvas de igual velocidad de hundimiento en mm/año para el periodo Dic-98 a Oct-03, respecto al BNP-100 de la Catedral Templo de Nuestra Señora de Loreto



SIMOLOGÍA

Calle de San Ildelfonso

NOTAS

SCE \otimes Sondeo de cono eléctrico

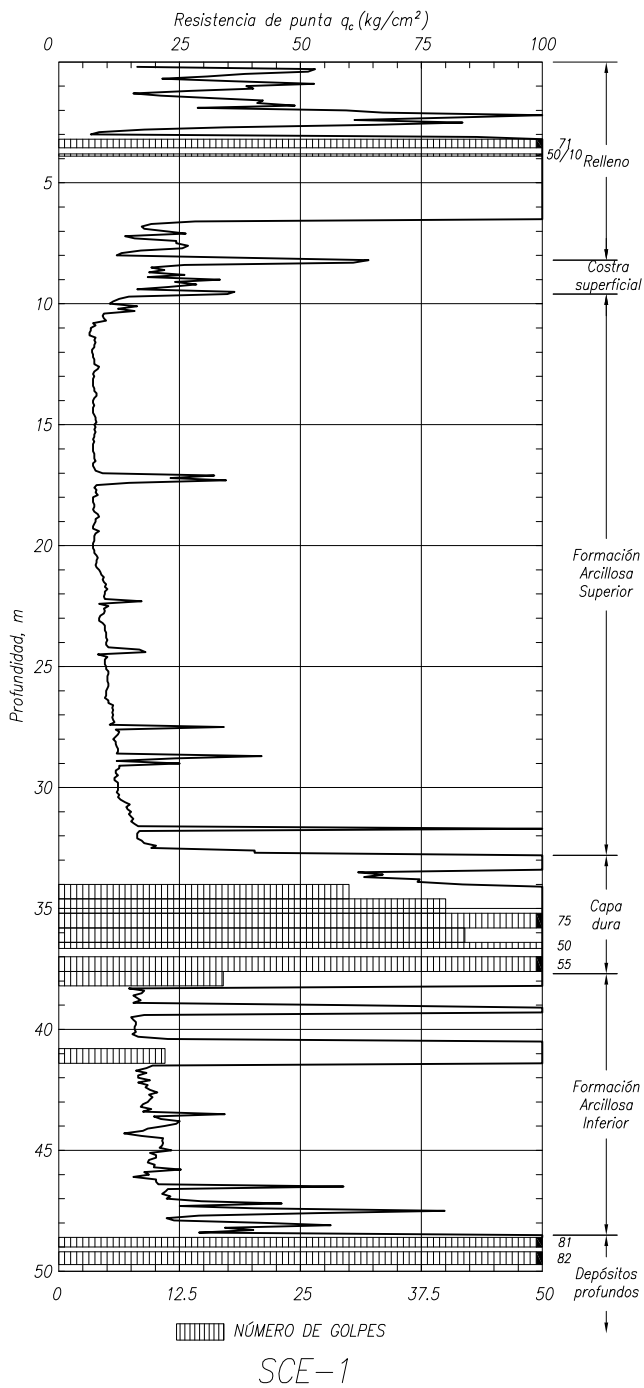
SPC \odot Sondeo con piezocono

TO \bullet Tubo de observación del nivel freático

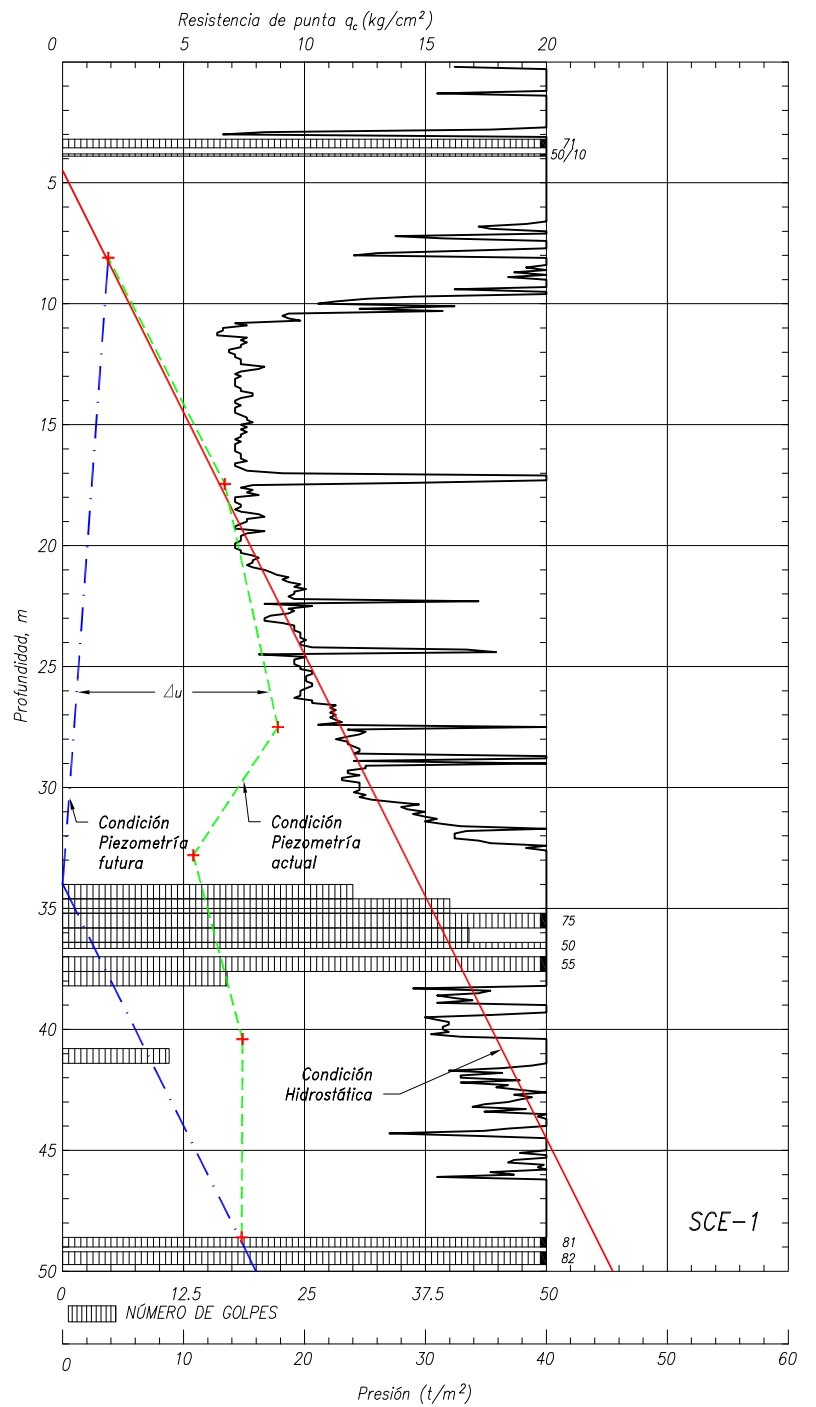
— Los desplomos indicados están en porcentaje

— Los desplomos se determinarán en 7.30 m de fuste

Fig. 6.8.6 Puntos para medición de convergencias y desplomos de las pilastras, Oct-2003
Templo de Nuestra Señora de Loreto



a) Sondeo de cono eléctrico



SIMBOLOGÍA

+ Lectura de piezocono

b) Condiciones piezométricas

Fig. 6.8.7 Sondeo en el Templo de Nuestra Señora de Loreto

6.9 TEMPLO DE NUESTRA SEÑORA DE LOS ÁNGELES

6.9.1 Antecedentes

El Templo de Nuestra Señora de los Ángeles se encuentra al oriente de la manzana delimitada por las calles de: Lerdo, Estrella, Luna y Soto, en la Col. Guerrero; sus colindancias norte y sur están ocupadas por propiedades privadas. Su construcción fue una sucesión de episodios; empezó como una pequeña capilla que levantó el cacique Tzayoque a la imagen que rescató en la inundación de 1580.

Fue hasta 1727 que se inició la construcción del templo pero después se abandonó, como se menciona en el libro *Arquitectura Religiosa de la Ciudad de México Siglos XVI a XX*, editado por el Pbro. Armando Ruiz Castellanos; donde dice: “En 1745 se inicia otro templo de mampostería; se suspendió y abandonó varias veces. Debido al terremoto de 1776 se le da un nuevo impulso con el proyecto de Francisco Antonio Guerrero y Torres. Todo se modificó en la transformación realizada por el arquitecto Damián Ortiz de Castro” (Ruiz Castellanos, 2004).

Sobre la construcción de este templo la investigadora María Cristina Torales Pacheco en su tesis a la Universidad de Leiden ha recopilado los siguientes e interesantes datos (Torales, 2001):

“En 1791, se determinó la construcción del Santuario de los Ángeles, por su publicidad en la *Gazeta*, apreciamos la interacción de ella de nuestros amigos, entre éstos la del mariscal de Castilla, socio de la *Bascongada*”:

“El día 4 del pasado Enero se celebró junta de Arquitectos en el Santuario de Nuestra Señora de los Ángeles, de orden del Exmo. e Illmo. Señor Arzobispo, para reconocer la fábrica de aquel Templo, y acordar el modo en que se haya de continuar hasta su conclusión. Asistieron el Teniente Coronel de Ingenieros D. Miguel Constanzó, Consiliario de la Real Academia de las tres Nobles Artes de San Carlos de N.E., D. Antonio Velásquez, Director de Arquitectura, D. Joseph Damián Ortiz, Maestro mayor de esta N.C. y D. Francisco Guerrero y Torres, que lo es de las obras de Real Palacio. Académicos de mérito; y habiendo reconocido con la mayor reflexión y cuidado toda la fábrica desde sus cimientos, se resolvió de común acuerdo, que se reforma su planta, quedando el Templo en figura perfecta de cruz, y suprimidos los ochavos ó partes cónicas que tiene en ángulos rectos: que se formen nuevos cimientos en los crueros o cuadrados del centro, para que allí se levanten los pilares y machones que han de sostener la cúpula: que se reforme la portada y quiten las torres de donde se han comenzado por estar contra las reglas del arte; y que colocándose estas en el lugar correspondiente se conserve todo el resto del edificio, reforzándose sus cimientos con mayor solidez y formándose nuevos planos, para que con arreglo á ellos se siga la fábrica”.

“Unos días más tarde, el 25 del mismo mes, el arquitecto presentó los nuevo planos, mismos que reconoció y aprobó el virrey. Y por Decreto de aquella fecha los aprobó mandando con arreglo á ellos que se siga la obra, sin que se pueda variar en alguna cosa; y en los términos se continúa baxo la dirección del mismo D. Antonio Velásquez quien ha dado principio por los nuevos cimientos que

previno la Junta, y los que está formando con tanta solidez, que es difícil que tengan semejante, pues la debilidad del terreno le ha obligado á hacerlo con diez varas y media de profundidad con el estacado.....en breve aquel Templo con solidez y perfección, de modo que será uno de los más hermosos en esta Capital” Gazeta de México, 8 de febrero de 1791. (Torales, 2001).

En el libro antes mencionado de Arquitectura Religiosa se dice que: “En un plano que hizo José del Mazo y Avilés en 1802, distinguió la parte edificada de la que estaba en proyecto. Sólo se había construido la sacristía de la iglesia, el presbiterio y una sección del edificio colindante, misma que comprendía una sacristía interior, dos confesionarios, el antecoro, la craticula del coro, la portería, el torno y un claustro”.

“Efectivamente a partir del 29 de octubre de 1804 se modificó de nueva cuenta lo ya edificado, en un esfuerzo por salvar al edificio existente se empezó la demolición de cuatro capillas, con sus cuatro altas y sendas bodegas de dos plantas. En 1861 se agrega una casa de ejercicios y un panteón”.

El interior de este templo de estilo neoclásico fue diseñado por Manuel Tolsá, se dice que la fachada quedó inconclusa y en 1948 se le agregó un enorme relieve de la Virgen de los Ángeles, Fig. 6.9.1.

Otra referencia interesante de mencionar se debe al Arq. Alfonso Uribe Quintanar que recopiló información sobre la construcción y las reparaciones que se hicieron en el pasado a este templo; por su validez actual se reproducen a continuación los párrafos relacionados con los cimientos (Uribe, 2006).

“El Personal que inició la obra del Templo en 1804, que conocieron el terreno, renunciaron al proyecto de levantar tres naves y cúpula, porque entendían la enorme desproporción que resultaría entre el peso del templo así construido, y la resistencia de su base; que daría lugar inevitable a frecuentes hundimientos y en un plazo no muy largo un desastre completo; Setenta años después el P. V. Reyes concibió y llevó a cabo el embellecimiento del templo, que dio como resultado dar razón a los cálculos de los primeros Arquitectos, al poco tiempo de terminada la obra, comenzaron a cuartearse los muros, no solamente del Santuario sino también de la casa contigua, así como la Cúpula, a la vez que se notaban en ellos gran desnivel, y a tal grado se acentuó este deterioro que el P. S. Garcidueñas preocupado y temeroso de que el Santuario tan querido de los Mexicanos llegara a desaparecer, encargó al ingeniero Arquitecto D. Eduardo Mancebo que realizara un estudio minucioso del edificio, en especial de los cimientos, pues era demasiado notorio el hundimiento desigual de varias partes de los muros”.

“Después de estudiar detenidamente el Arq. Mancebo, rindió un informe que sirvió como base a los trabajos que no tardaron en iniciarse con objeto de disminuir o eliminar este gravísimo problema”.

“El documento lleva la fecha de 12 de Marzo de 1907 y puede verse en los Citados "Apuntes Históricos sobre la Imagen de Nuestra Señora de los Ángeles y su Santuario" Cap. XII”.

“La cimentación referida se hizo partiendo del Ábside al Centro del Templo, ya terminada, se procedió a la colocación de traveses de cemento Armado transversales a los muros por cuyo medio se llegaría a ampliar suficiente la base de sustentación. Era preciso perforar los muros en su parte inferior, teniendo en cuenta el peligro que corría la imagen y pared de adobe por los movimientos de las perforaciones en el ábside, ya que tiene de separación aproximadamente dos metros, sin embargo

teniendo todas las precauciones, realizaron los trabajos con todo éxito, gracias al empeño del Padre y del Ing. Mancebo, y a las limosnas que reunidas por la gente del pueblo esta obra fue terminada, y como digno remate a la cimentación, se sustituyó el piso de madera del templo por otro de Mosaico hermoso”.

Es importante destacar que el reforzamiento de la cimentación del templo mediante “trabes de cemento Armado” aparentemente se llevó a cabo en 1874; esto significaría que este trabajo fue uno de los primeros casos de empleo del cemento en México, porque el fabricado en Inglaterra empezó a llegar al país por el año de 1870. Por otra parte, es poco creíble que las trabes originales sean de “cemento Armado”, porque hasta 1889 se desarrolló el empleo del acero como refuerzo del concreto.

El otro aspecto que menciona el Arq. Uribe es sobre las frecuentes inundaciones que sufría el templo que después de la octubre de 1883, se encargaron al Arq. Emilio Dondé los trabajos para protegerlo, que “después de un intenso estudio, lo que anteriormente se consideraba imposible, que era elevar la pared de la imagen sobre su nivel original fue la mejor opción utilizando todos los medios necesarios para su realización, se determinó también la elevación del piso del Templo hasta exceder un tanto al exterior de la plaza; la reparación de toda la fábrica y la construcción de una cúpula”.

“El pavimento se levantó un metro veinte centímetros sobre el original, es decir, un metro ochenta centímetros, terraplenándolo con materiales de escombros, se dispuso a la elevación de la imagen la cual se inició con todo éxito el día 30 de abril de 1884, haciendo primeramente barrenos en la base para introducir piezas de madera, recortándose por sus extremos formando una caja, que por medio de varillas y tuercas, se encuadrara poniéndola en disposición de ser elevada el día Domingo 2 de Mayo del mismo año, cinco metros sobre su nivel original transportándola también cinco metros hacia atrás, para plantarla en el lugar más apropiado del Ábside. Se asentó sobre pilastra de ladrillo, encasquillándola por el respaldo y por los lados, aproximado dos tercios de su altura, de manera que por la parte superior, se puede distinguir su estructura y el adobe del que está formada”.

“Gracias a la inteligencia y capacidad del Ing. E. Dondé, no sólo se aseguró la existencia del tesoro “La imagen de Nuestra Señora de los Ángeles”, sino que pudo llevar a cabo la Restauración y la Ornamentación del Santuario, lo que provocó que se colocara entre los mejores Templos de la Ciudad de México”. Estas frases permiten inferir que posiblemente las trabes reforzadas con acero fortalecen a la cimentación, lo cual pudo ser una aportación del Arq. Dondé.

“Al terminar los trabajos en 1892, el Santuario de los Ángeles, presentaba el severo y hermoso aspecto que hoy admiramos; las principales líneas de la construcción se habían armonizado y la esbelta cúpula central que remplazaba a la antigua, podía competir con cualquier otra”.

El diagnóstico geotécnico que se expone a continuación tuvo como objetivo investigar las condiciones estratigráficas del sitio, para determinar los efectos que el hundimiento regional tendrá sobre la estructura a mediano plazo, así como definir acciones que se podrían implementar para reducir sus efectos sobre la estructura (TGC, 2003. No. 2728).

6.9.2 Mediciones topográficas del templo

Referencias topográficas. Los puntos de control instalados a nivel de plinto consisten en pernos de acero inoxidable cuya ubicación se muestra en la Fig. 6.9.2.

Configuración de dos referencias arquitectónicas. Con las mediciones topográficas de octubre de 2003, referidas al banco de nivel profundo BNP-120 instalado en la Alameda Central, se pudo deducir las configuraciones de los planos arquitectónicos característicos: a) de los plintos y de las columnas y b) del actual piso de feligresía. Sobre el primero se puede hacer la hipótesis que sea el original, en cambio el piso de feligresía puede estar alterado.

Configuración del piso de feligresía. En la Fig. 6.9.3 las curvas de igual elevación del piso de feligresía indican que existe un asentamiento diferencial entre las pilastras A-4 y B-10 de 20 cm del área de la nave; igual tendencia muestran los pisos del altar y del camarín; es decir un hundimiento diferencial en dirección surponiente. El piso de feligresía presenta algunas depresiones locales en la zona de la cúpula.

Configuración del plano de los plintos. La Fig. 6.9.4 muestra las curvas de igual elevación del plano definido por los plintos de las columnas circulares; existe un asentamiento diferencial entre las columnas B-9 y A-4 de 30 cm con dirección surponiente.

Levantamiento de la geometría de las pilastras. La medición consiste en fijar un punto en el piso de feligresía que representa el origen de la medición, se hace centro en dicho punto con la plomada óptica. A partir del nivel de imposta (cornisa superior) de las pilastras se marcan puntos de referencia hasta el plinto, en los cuales se coloca el estadal y se hace la lectura con precisión de un milímetro de la distancia a la línea vertical imaginaria que define la plomada óptica.

La Fig. 6.9.5 ilustra mediante vectores los desplomos medidos; en esa figura se observa que: a) el camarín y la zona del altar están inclinadas al poniente, b) la nave entre los ejes 4 y 5 está sensiblemente vertical, c) la cúpula y el eje 9 de la nave están inclinados hacia el sur con valores de 2.46 a 4.6% y c) en la zona del coro no se pudieron definir los desplomos con certeza.

6.9.3 Recimentación del templo

Los muros del Templo, en el Camarín, el Altar y la parte media de la Nave hasta el eje 8 están recimentados con traveses de concreto reforzado adheridas a los muros y apoyadas sobre zapatas corridas también de concreto reforzado, Fig. 6.9.6.

En el área recimentada se retiró el material térreo y se dejó libre la altura de las traveses, formando un “cajón” con altura libre de 1.4 a 1.75 m; el cual es utilizado como bodega en la zona del Camarín, ya que se encuentra seco; mientras que en las otras zonas se presenta un tirante de agua de aproximadamente 20 cm.

Las grietas que se observan en el piso de feligresía son reflejo del agrietamiento que presentan las traveses y zapatas de recimentación, Fig. 6.9.6, también se han indicado las grietas que se observan en bóveda, cúpula y muros.

6.9.4 Características del subsuelo

Trabajos de exploración. Para precisar la secuencia estratigráfica del sitio sólo se pudo realizar un sondeo de cono eléctrico del cual se dedujeron la variación de la resistencia del suelo a la penetración de una punta cónica hincada a velocidad constante; el sondeo se ubicó en un patio trasero del templo, Fig. 6.9.2.

Para definir las condiciones de la presión de agua del subsuelo se realizó un sondeo con piezocono, tomando lecturas de presión del agua a diferentes profundidades y se instaló un tubo de observación del nivel freático.

Interpretación estratigráfica. A partir de la resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico de la Fig. 6.9.7 se describen los estratos característicos:

Los rellenos artificiales tienen un espesor medio de 1.5 m y están constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y restos de pisos.

La costra superficial natural se encuentra de 1.5 a 3.8 m de profundidad. Está formada por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgadas de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad, con resistencia de punta entre 10 y 50 kg/cm².

La Serie Arcillosa Superior se encuentra entre de 3.8 a 28.6 m de profundidad. Se trata de arcillas en siete estratos que identifican diferentes eventos geológicos separados por lentes duros; el espesor de los estratos arcillosos varía de 1.0 a 3.6 m y el espesor de los lentes duros, entre 0.2 y 0.5 m. Los lentes duros son cenizas volcánicas, materiales arenosos y delgadas costras de secado solar. La resistencia a la penetración aumenta con la profundidad, con valores mínimos de 4 kg/cm² hasta alcanzar máximos de 20 kg/cm².

La Capa Dura se ubica de 28.4 a 32.9 m. Está constituida por una secuencia de lentes duros y blandos, los primeros formados por arenas finas limosas y los segundos principalmente por limos; el espesor de este estrato es de 4.5 m y en él se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) entre 18 y 96.

La Serie Arcillosa Inferior se define entre 32.9 a 44.8 m. Está constituida por arcilla preconsolidada por el bombeo profundo; tiene intercalaciones de dos lentes de vidrio volcánico. El espesor medio de este estrato es de 11.9 m y q_c varía de un valor mínimo de 18 kg/cm² a un máximo de 25 kg/cm² en la arcilla, con máximos de 100 kg/cm² en las intercalaciones duras.

Los Depósitos profundos se identifican a partir de los 44.8 m de profundidad, aunque su parte superior está intercalada con lentes arcillosos, se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) entre 20 y 96.

Condiciones piezométricas actuales y previsibles. En la Fig. 6.9.7 se presenta la distribución actual de la presión en el agua con una línea verde discontinua medida con el sondeo de piezocono (SPC-1). La línea continua representa la distribución hidrostática referida al nivel freático a 2.5 m bajo la superficie; desde esta profundidad se presenta un abatimiento hasta alcanzar una pérdida de presión de 23.0 t/m² en la Capa Dura a 28.5 m de profundidad. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión registrada es de 28.0 t/m².

La variación futura de los niveles piezométricos en la Serie Arcillosa Superior podría alcanzar la condición representada por la línea discontinua (raya y punto) de la Fig. 6.9.7, que implicaría el abatimiento en la serie arcillosa sin el descenso del nivel freático (NAF) y la formación de un manto colgado.

6.9.5 Análisis geotécnico de la cimentación

Metodología de análisis. Para estudiar el comportamiento del templo se planteó como hipótesis de trabajo que los hundimientos que sufrió por las cargas inducidas durante su construcción y las modificaciones efectuadas a lo largo de su historia ya han terminado y que los asentamientos que sufrirá serán producidos únicamente por el hundimiento regional de la zona. Por ello, el análisis se centró en la determinación del efecto de la modificación de las presiones de poro de la masa del suelo en los asentamientos, mediante la inferencia de los niveles piezométricos futuros y su impacto en el comportamiento esfuerzo-deformación correspondiente.

Cálculo de asentamientos futuros. Se estimó el asentamiento futuro de la superficie, correlacionando la resistencia de la punta del cono con la compresibilidad de las arcillas y tomando en cuenta el decremento de la presión de poro entre la piezometría actual y la supuesta al futuro de la Fig. 6.9.8. Los asentamientos deducidos son: a) en la acera frente al templo será de 1.55 m y b) por comparación con otros templos del Centro Histórico con condiciones semejantes de compresibilidad y de carga se estima que la zona más alta del templo que corresponde al entreje B-8 presentará un hundimiento a largo plazo del orden de 1.90 m, por lo cual el asentamiento diferencial actual se incrementará en 35 cm.

Esos asentamientos causarán una distorsión angular que podrá incrementar los desplomes hasta en un 2.3% adicional entre los ejes B y A.

6.9.6 Conclusiones

- a) Del cálculo de asentamientos futuros se desprende la necesidad de inyectar todas las grietas existentes y fijar aquellos elementos estructurales que puedan desprenderse y ocasionar daño a los feligreses.
- b) Implementar un programa de medición de las deformaciones que está sufriendo el templo mediante nivelaciones topográficas trimestrales referidas al banco de nivel profundo ubicado en la Alameda Central; medición semestral de los desplomos de las pilastras y colocación de testigos en grietas para conocer su abertura y cómo se modifica con el tiempo. Los resultados que arrojen las mediciones topográficas permitirán verificar y ajustar los resultados de la predicción teórica.
- c) En caso de que el desplomo de las pilastras del muro norte se incremente y se demuestre que podría llegar a ser mayor del 5% se deberá elaborar un proyecto ejecutivo del tratamiento del subsuelo mediante la inyección de mortero.
- d) Formalizar una junta constructiva con las estructuras colindantes que se encuentran al norte del templo.



Fig. 6.9.1 Nuestra Señora de los Ángeles

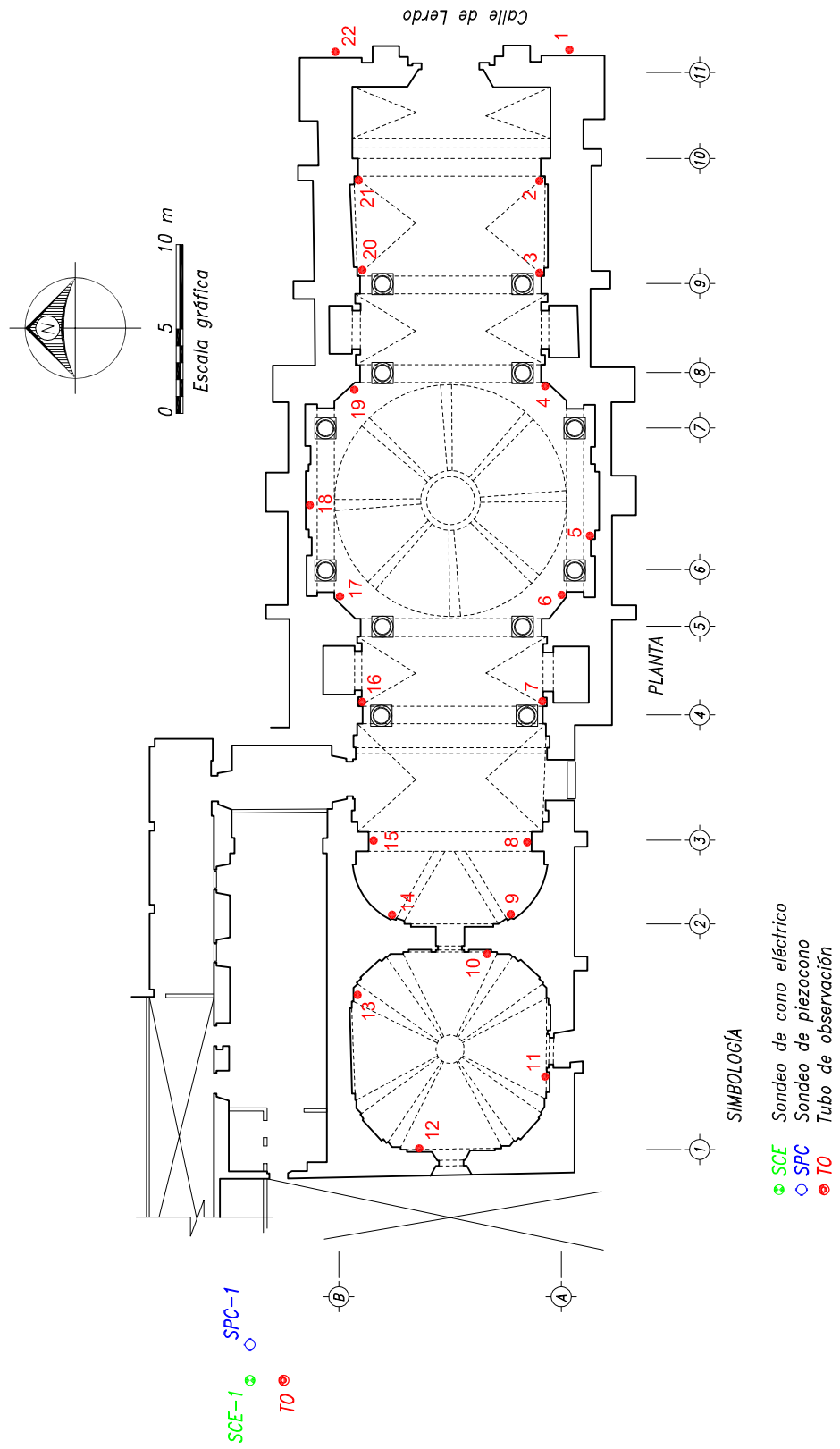
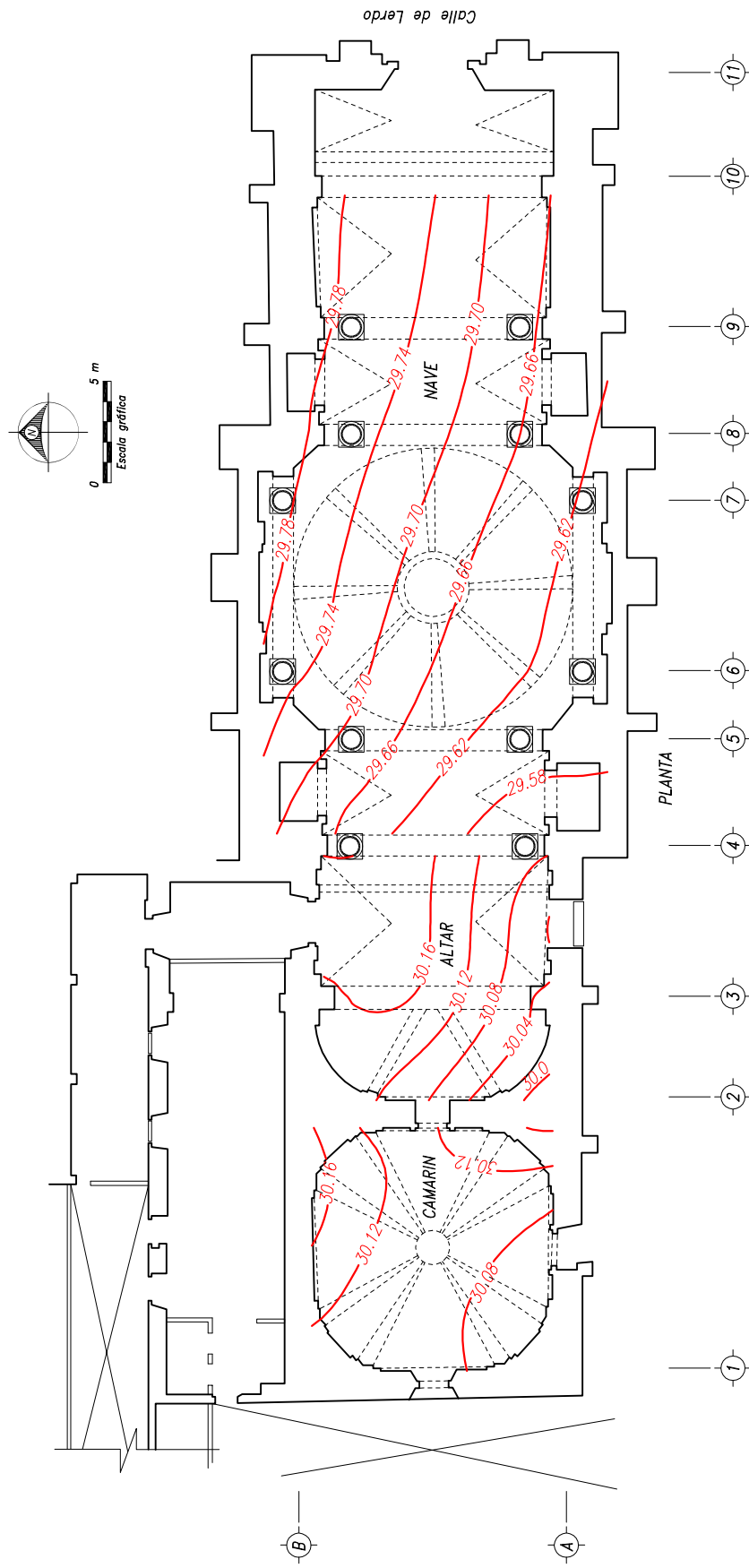


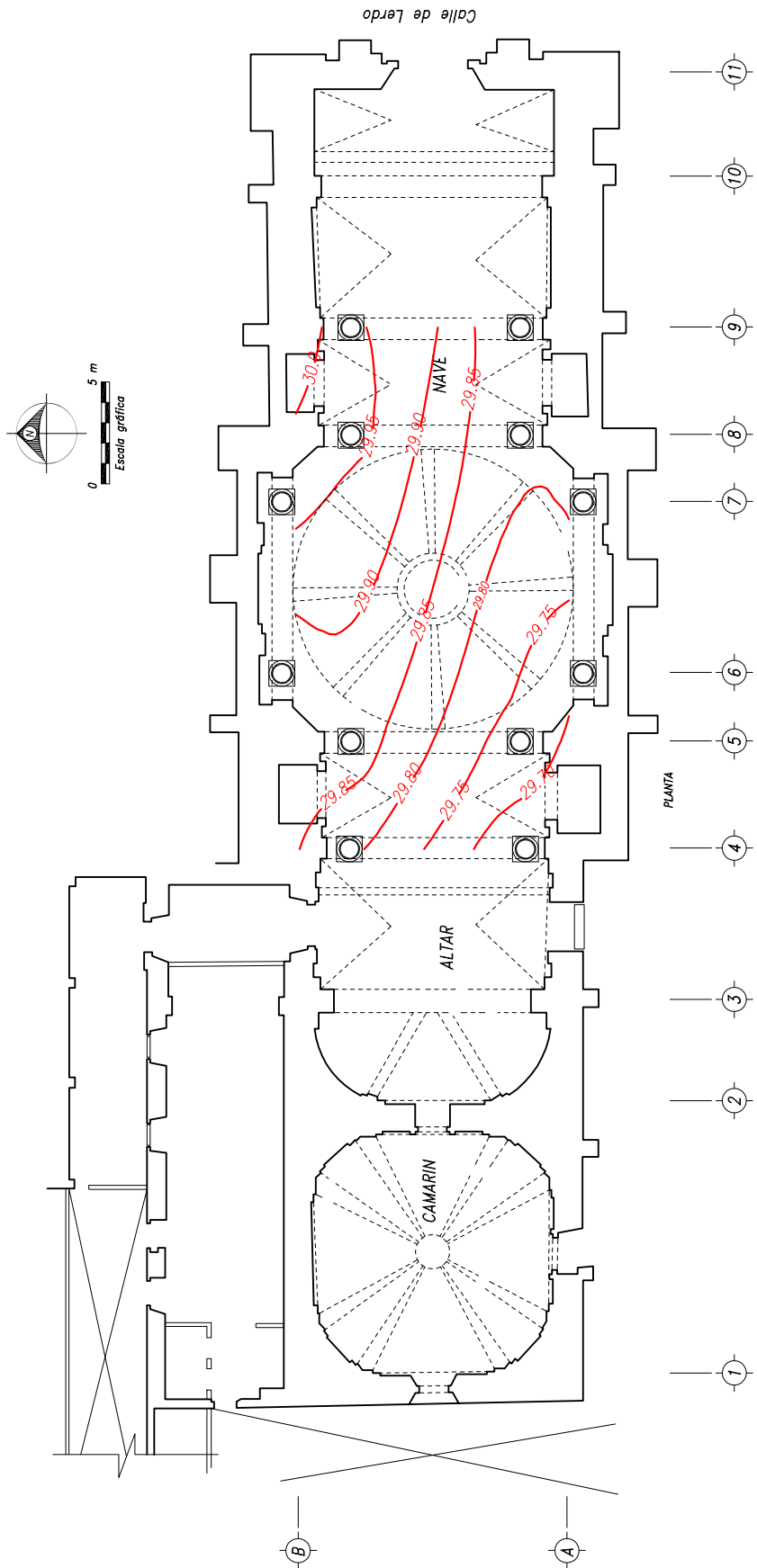
Fig. 6.9.2 Ubicación de los puntos de control topográfico Templo de Nuestra Señora de los Angeles



NOTA:

Se tomó como base el BNP-120 Alameda
y para referir las elevaciones indicadas en
las curvas deberá sumarse 2200 m

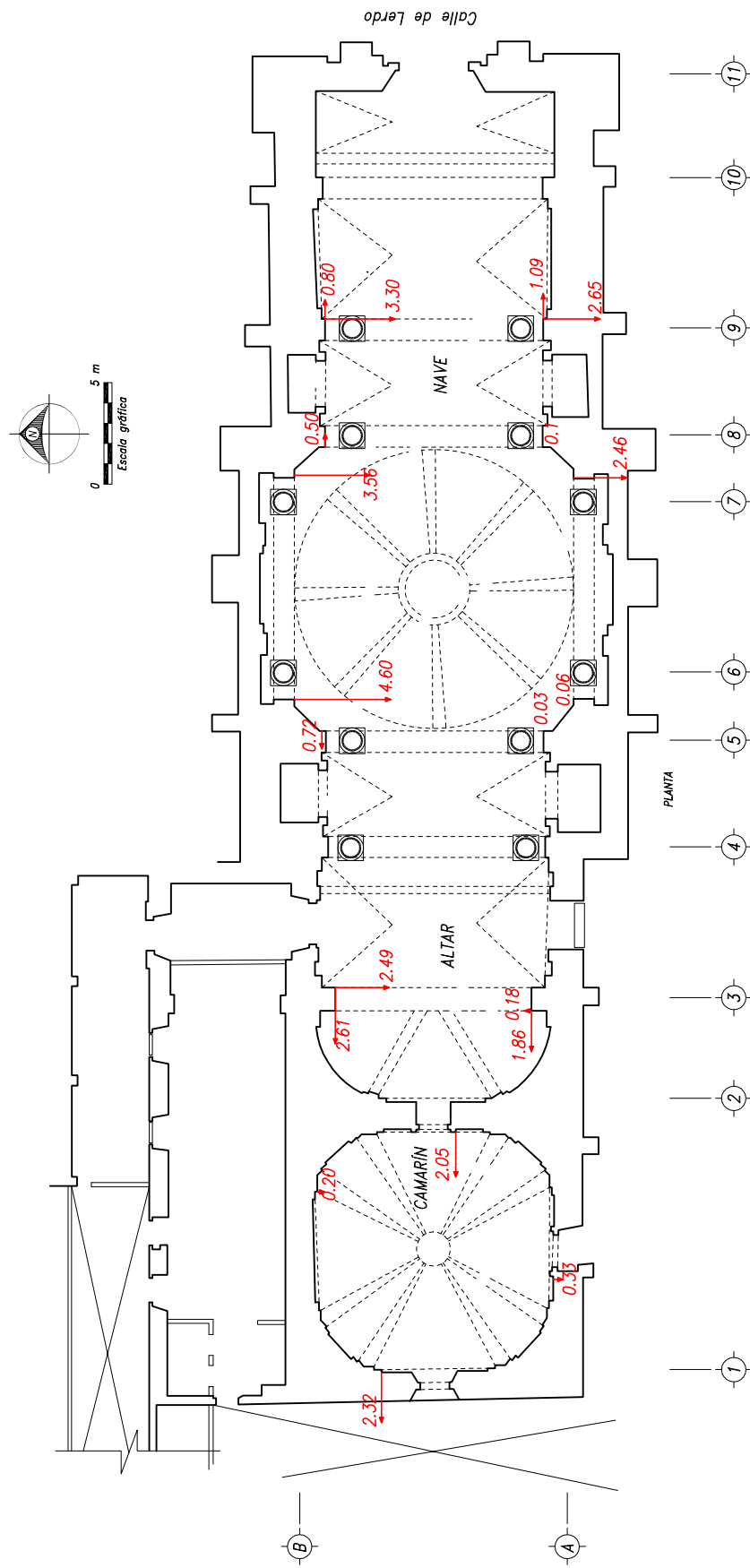
Fig. 6.9.3 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía, Oct-2003
Templo de Nuestra Señora de los Angeles



NOTA:

Se tomó como base el BNP-120 Alameda y para referir las elevaciones indicadas en las curvas deberá sumarse 2200 m

Fig. 6.9.4 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el plinto, Oct-2003
Templo de Nuestra Señora de los Angeles



NOTA:

Los desplomos indicados están en por ciento

Los desplomos se determinaron en 8.5 m de altura de fuste de pilastra

Fig. 6.9.5 Dirección del desplomo de las pilastras, Oct-2003
Templo de Nuestra Señora de los Angeles

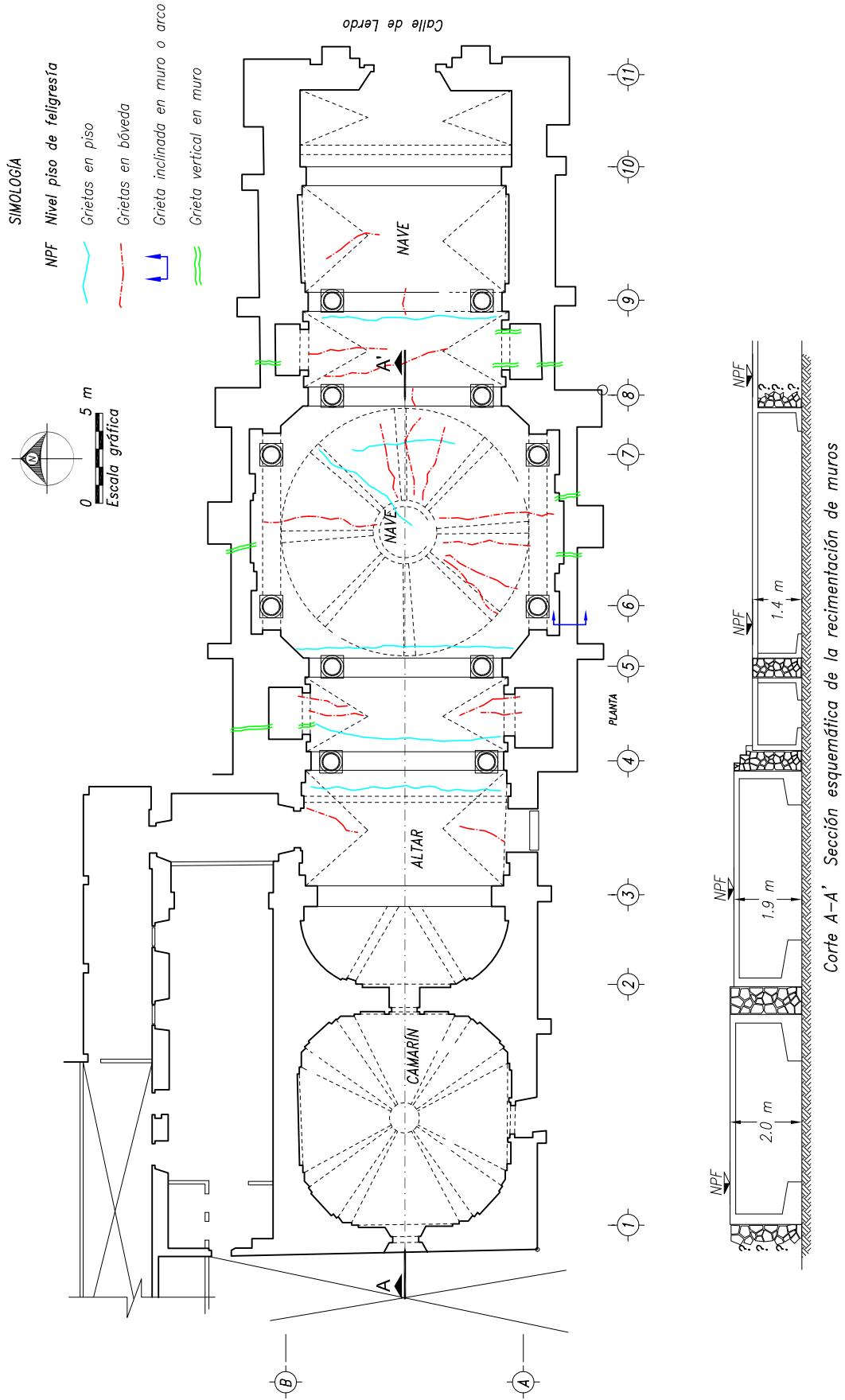


Fig. 6.9.6 Ubicación de grietas
Templo de Nuestra Señora de los Angeles

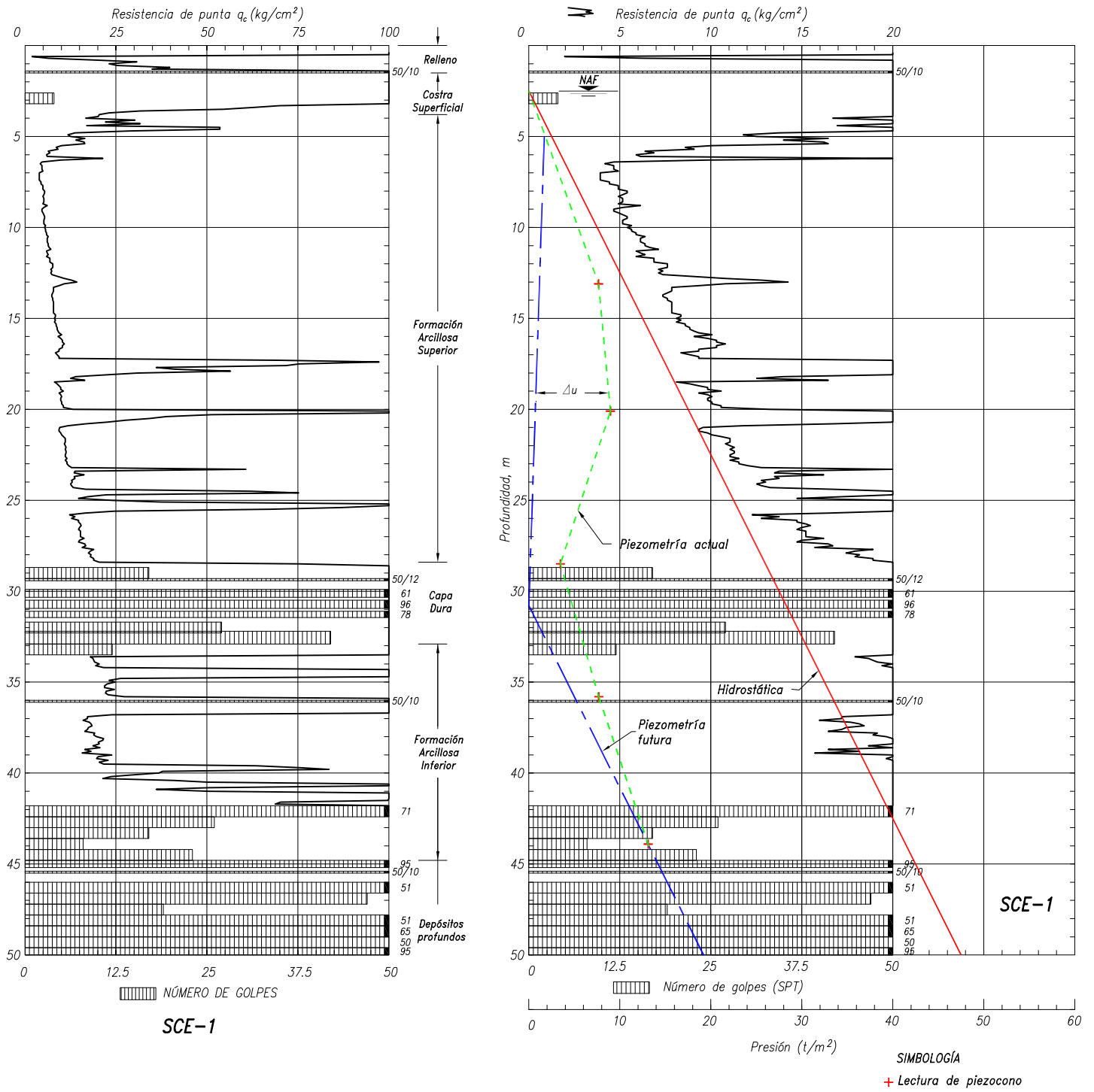


Fig. 6.9.7 Registro de sondeo de cono eléctrico y condiciones piezométricas en el sitio Templo de Nuestra Señora de los Angeles

6.10 TEMPLO DE SANTA MARÍA LA REDONDA

6.10.1 Antecedentes

El templo de Santa María la Redonda y su Capilla anexa se localiza en el extremo poniente de la manzana delimitada por las calles de Pedro Moreno, Riva Palacio, Obraje y Galeana, en la Col. Guerrero; sus colindancias norte y sur son propiedades privadas.

Fue fundada por Fray Pedro de Gante en 1524 como la novena parroquia de la ciudad de México. En 1667 se incorporó la rotonda al camarín y al ábside de la iglesia, por lo que a partir de esa fecha se le dio el nombre de Santa María la Redonda (Ruiz Castellanos, 2004). Otra explicación del nombre, se debió a que en la parte posterior del templo, se formó el cementerio semejante al de la iglesia de Santa María la Redonda de Roma, Italia. Se podría aventurar una tercera versión, que su nombre sería por la semejanza que guarda su torre con las de la Concatedral de Santa María la Redonda en Logroño en La Rioja, en cuanto a la planta octagonal y las proporciones que tiene. Los franciscanos conservaron este templo hasta 1753 cuando pasó al clero secular.

La fachada la clasifican algunos como de una arquitectura primitiva; en su costado sur se levanta una peculiar torre de tres cuerpos de planta octagonal que se complementa con un gran contrafuerte de la misma forma en el costado norte de la fachada, Fig. 6.10.1. El 19 de febrero de 1932 fue declarada Monumento Artístico.

Este inmueble ha sufrido diversos percances principalmente por los sismos; por esta razón en 1966 el Instituto Nacional de Antropología e Historia llevó a cabo intensos trabajos de restauración.

El diagnóstico que aquí se presenta se hizo con el fin de investigar las condiciones estratigráficas del sitio, para determinar los efectos que el hundimiento regional tendrá sobre la estructura a mediano plazo, así como definir acciones que podrían implementarse para reducir sus efectos (TGC, 2003. No. 2718).

6.10.2 Mediciones topográficas del templo

Referencias topográficas. Los puntos de control instalados a nivel de plinto consisten en pernos de acero inoxidable, su ubicación se muestra en la Fig. 6.10.2. La nivelación topográfica de los puntos se llevó a cabo en octubre de 2003, referida al banco de nivel profundo BNP-120 instalado en la Alameda Central.

Planos de referencia arquitectónica. Se determinaron las configuraciones de los planos arquitectónicos definidos por los plintos y el actual piso de feligresía.

La Fig. 6.10.3 muestra las curvas de igual elevación del piso de feligresía las cuales indican que existe un asentamiento diferencial entre los ejes 4 y 9 de 60 centímetros hacia el oriente; por su parte entre los ejes A y D es del orden de 5 cm hacia el norte.

La Fig. 6.10.4 corresponde a las curvas de igual elevación del plano definido por los plintos de las pilastras; en ella se advierte un asentamiento diferencial entre los ejes 4 y 9 de 40 cm también en dirección oriente.

En el caso de la Capilla anexa, las curvas de igual elevación del piso y de los plintos muestran un asentamiento diferencial de 15 y 5 cm respectivamente y con dirección al sur.

Comentario. Las curvas de igual asentamiento de las Figs. 6.10.3 y 6.10.4 indican máximos de 60 y 40 cm respectivamente y ambas inclinadas al oriente; sin embargo, sus formas son diferentes, mientras que la curvatura del piso de feligresía apunta al oriente, la de los plintos apunta al poniente; la posible explicación a esta divergencia es que tanto el piso de feligresía y los niveles de los plintos fueron modificados en alguna época y no corresponden con los originales. A pesar de esto subsiste un asentamiento diferencial de 40 a 60 cm entre la entrada y la rotonda.

Levantamiento de la geometría de las pilastras. Para definirlo se fija un punto en el piso de feligresía que representa el origen de la medición, se hace centro en dicho punto con la plomada óptica. A partir del nivel de imposta (cornisa superior) de la pilastra se marcan puntos de referencia hasta el plinto, en los cuales se coloca el estadal y se hace la lectura de la distancia a la línea vertical imaginaria que define la plomada óptica.

En la Fig. 6.10.5 se han representado como vectores los desplomos medidos en cada una de las pilastras, todas están inclinadas hacia el norte con un valor mínimo de 0.3 y un máximo de 4.1%. Mientras que el desplomo medido en la dirección E-W en el caso de las pilastras ubicadas sobre el eje D y una parte de las que se encuentran sobre el eje A están inclinadas hacia el oeste con un valor mínimo de 0.1 y un máximo de 3.1%.

Comentario. La componente principal de inclinación que presentan las pilastras es en dirección norte, lo cual coincide con el desplome que presenta la fachada.

6.10.3 Características del subsuelo

Trabajos de exploración. Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el Templo de Santa María la Redonda, se realizó un sondeo de cono eléctrico que permitió conocer las variaciones de la resistencia del suelo a la penetración de una punta cónica hincada a velocidad constante; la ubicación del sondeo se muestra en la Fig. 6.10.6.

Para definir las condiciones de la presión de agua del subsuelo se realizó un sondeo con piezocono, tomando lecturas de presión del agua a diferentes profundidades y adicionalmente se instaló un tubo de observación del nivel freático.

Interpretación estratigráfica. A partir de la resistencia a la penetración del cono (q_c) medida en el sondeo realizado (Fig. 6.10.6) se describen los estratos característicos.

Los rellenos artificiales hasta 3.5 m de profundidad; están constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y restos de pisos.

La costra superficial se encontró de 3.5 a 5.7 m. Está formada principalmente por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad, con resistencia q_c entre 15 y 30 kg/cm².

La Formación Arcillosa Superior de 5.7 a 30.0 m es la secuencia de arcillas de la zona de lago formada por siete estratos que identifican diferentes eventos geológicos separados por lentes duros; el espesor de los estratos arcillosos varía de 1.5 a 9.8 m y el espesor de los lentes duros, entre 0.2 y 0.5 m. Los lentes duros o marcadores están formados por ceniza volcánica, materiales arenosos y delgadas costras de secado solar. Se observa que la q_c aumenta con la profundidad, con valores mínimos de 4 kg/cm² hasta alcanzar máximos de 15 kg/cm².

La Capa Dura está entre 30.0 y 33.5 m. Constituida por una secuencia de lentes duros y blandos, los primeros formados por arenas finas limosas y los segundos principalmente por limos; el espesor de este estrato es de 3.5 m y en él se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar (N_{SPT}) entre 10 y 65.

La Formación Arcillosa Inferior se encontró de 33.5 a 46.0 m. Está constituida por arcilla preconsolidada por el bombeo profundo; tiene intercalaciones de dos lentes de vidrio volcánico. El espesor medio de este estrato es de 12.0 m y q_c varía de un valor mínimo de 18 kg/cm² a un máximo de 30 kg/cm² en la arcilla, con máximos de más de 75 kg/cm² en las intercalaciones duras.

Los Depósitos profundos que subyacen a las arcillas son mezclas de limos, arenas y gravas que se identifican a partir de los 46.0 m de profundidad, aunque su parte superior está intercalada con lentes arcillosos.

Condiciones piezométricas actuales y previsibles. En la Fig. 6.10.6 se presenta la distribución actual de la presión del agua con una línea verde discontinua medida en el sondeo de piezocono (SPC-1). La línea continua representa la distribución hidrostática referida al nivel freático a 2.6 m bajo la superficie; desde esta profundidad y hasta 14.0 m, la distribución de presión actual es casi hidrostática, debajo de la cual disminuye hasta alcanzar una pérdida de presión de 22.5 t/m² en la Capa Dura a 30.0 m de profundidad. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión registrada es de 30.0 t/m².

La variación futura de los niveles piezométricos en la Formación Arcillosa Superior podría alcanzar la condición representada por la línea de raya y punto de la Fig. 6.10.6, que implicaría el abatimiento en la serie arcillosa sin el descenso del nivel freático (NAF) y la formación de un manto colgado.

6.10.4 Análisis geotécnico de la cimentación

Metodología de análisis. Para estudiar el comportamiento del templo se planteó como hipótesis de trabajo que los hundimientos que sufrió debido a su propio peso y de las modificaciones efectuadas a lo largo de su historia ya han terminado y que los asentamientos que sufrirá serán producidos únicamente por el hundimiento regional de la zona. Por ello, el análisis se centró en la determinación del efecto de la modificación de las presiones de poro de la masa del suelo en los asentamientos, mediante la inferencia de los niveles piezométricos futuros y su impacto en el comportamiento esfuerzo-deformación correspondiente.

Cálculo de asentamientos futuros. Para estimar la magnitud probable de los asentamientos que sufrirá este templo, se supuso válido el decremento futuro de la presión de poro ilustrado en la Fig. 6.10.6. El módulo de compresibilidad de las arcillas se obtuvo por correlación con las resistencias de punta medidas con el cono eléctrico.

La estimación del hundimiento de campo libre, al frente del templo, indica que podrá ser del orden de 2.95 m y por comparación con otros sitios dentro del Centro Histórico con condiciones semejantes de compresibilidad y de carga se considera que la zona sur del templo se hundirá del orden de 2.25 m; por lo cual el hundimiento diferencial actual se podrá incrementar en 70 cm.

Lo anterior puede implicar que la distorsión angular adicional será de 5.5% entre los extremos sur y norte, este efecto requerirá de una evaluación estructural; es probable que la estructura tolere parte de esta distorsión angular con el desarrollo de grietas.

6.10.5 Recomendaciones geotécnicas

- a) Se recomienda la pronta reparación e inyección de todas las grietas existentes y fijar aquellos elementos estructurales que puedan desprenderse y ocasionar daño a los feligreses.
- b) Implementar un programa de monitoreo de las deformaciones que está sufriendo el templo, para lo cual se deberán realizar nivelaciones topográficas trimestrales empleando los puntos fijos instalados y tomando como base el banco de nivel profundo ubicado en la Alameda Central; medición semestral de los desplomos de las pilastras y colocación de testigos en grietas para conocer su apertura y cómo se modifica con el tiempo.
- c) En caso de que las nivelaciones topográficas y la medición del desplomo de las pilastras del muro norte siga creciendo y que se incremente el agrietamiento; se deberá elaborar el proyecto ejecutivo del endurecimiento del subsuelo con inclusiones rígidas e inyección de mortero.



Fig. 6.10.1 Templo de Santa María la Redonda

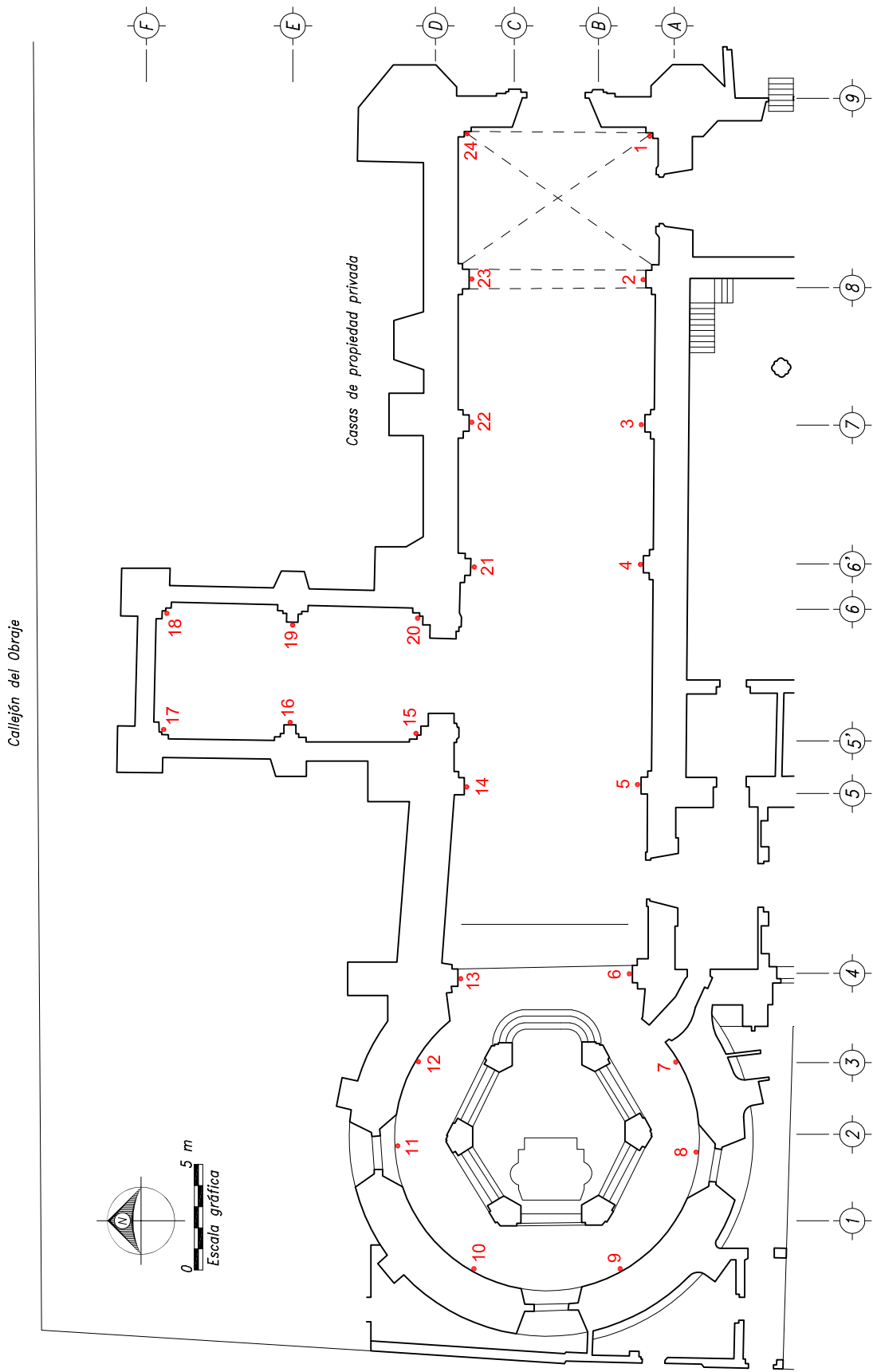


Fig. 6.10.2 Ubicación de puntos de control topográfico
Templo de Santa María la Redonda

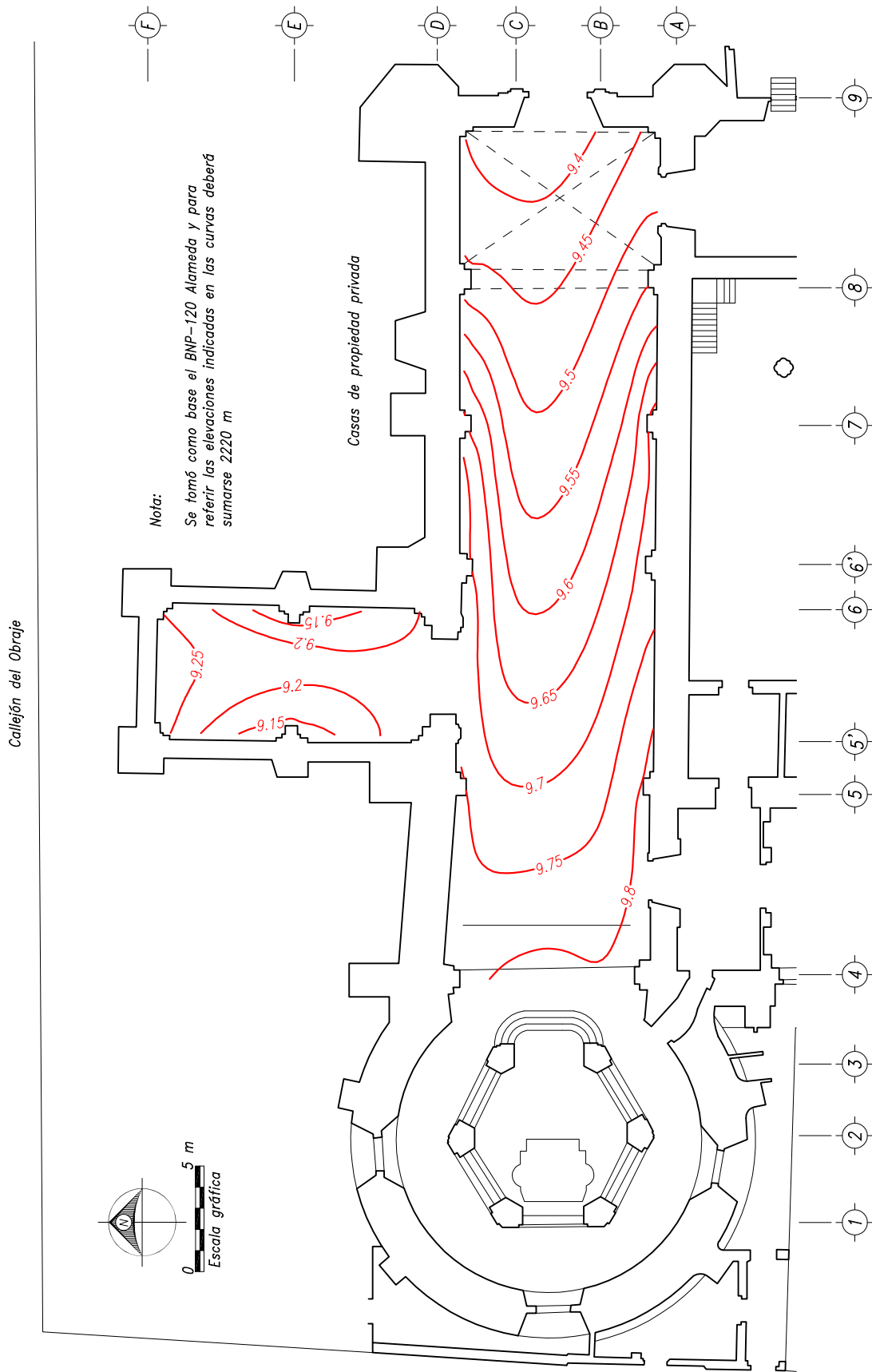


Fig. 6.10.4 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por los plintos, Oct-2003 Templo de Santa María La Redonda

Callejón del Obraje

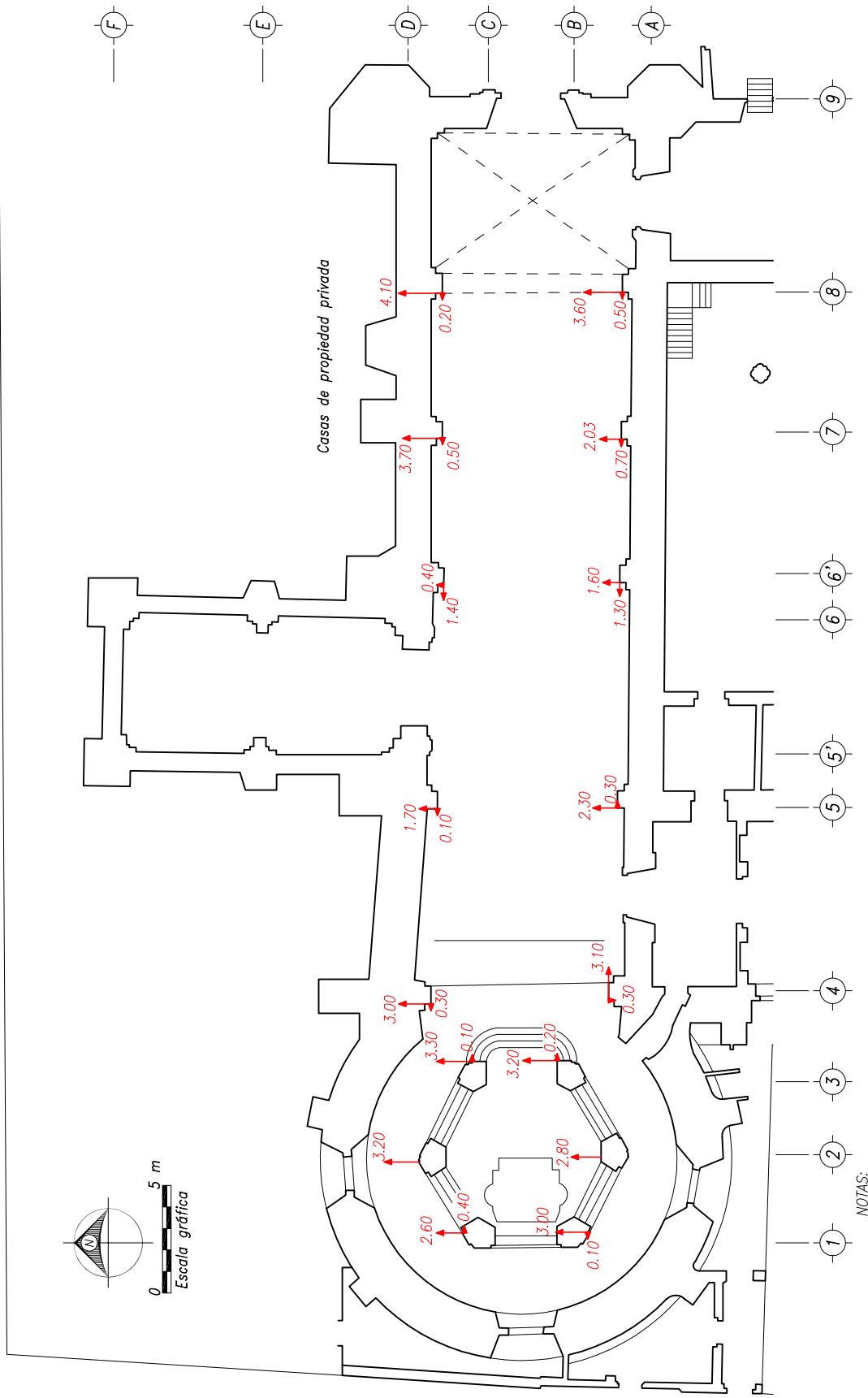


Fig. 6.10.5 Dirección del desplomo de las pilastras, Oct-2003
Templo de Santa María La Redonda

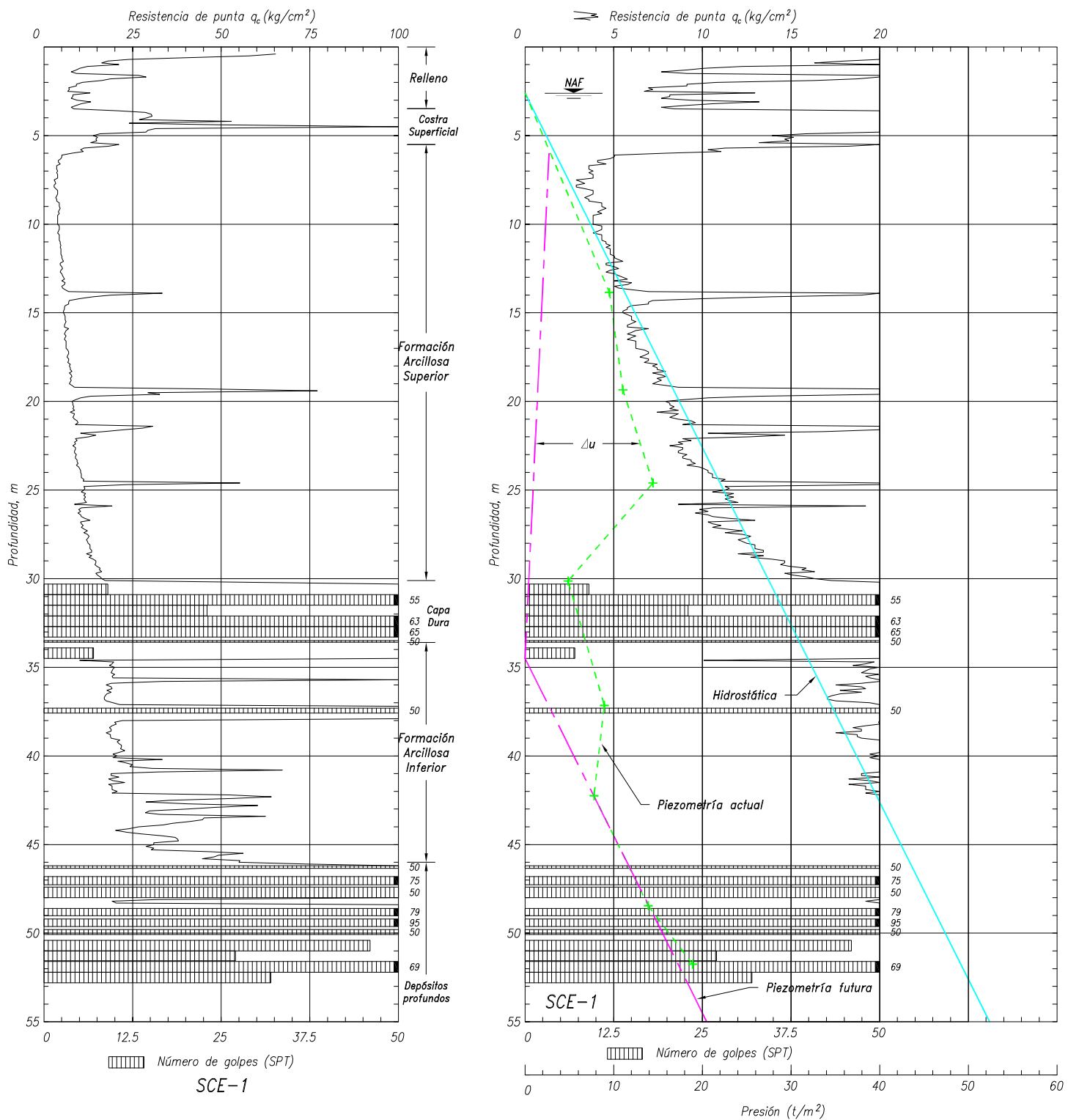


Fig. 6.10.6 Registro de sondeo de cono eléctrico y condiciones piezométricas en el sitio Templo de Santa María la Redonda