



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

**CIMENTACIONES DE TEMPLOS Y  
CONVENTOS DE LOS SIGLOS XVI A XVIII**

**—25 Casos de Comportamiento Problemático —**

**ManI Enrique Santoyo Villa**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN ARQUITECTURA**

**2010**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**CIMENTACIONES DE TEMPLOS Y  
CONVENTOS DE LOS SIGLOS XVI A XVIII**

**—25 Casos de Comportamiento Problemático—**

**Tesis que presenta el M en I Enrique Santoyo Villa**

**Para obtener el grado de Doctor en Arquitectura**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN ARQUITECTURA**

**MÉXICO, AÑO DE 2010**

*“He created confidence among those responsible for cathedrals that they can be preserved at the highest standards for the good of the community around them”.*

Frase tomada de un obituario anónimo a  
Sir Bernard M. Feilden (1919 – 2008)

**DIRECTOR DE TESIS: DR. FERNANDO LÓPEZ CARMONA**

**SINODALES:**  
**DR. XAVIER CORTÉS ROCHA**  
**DR. ROBERTO MELI PIRALLA**  
**DR. LUIS ARNAL SIMÓN**  
**DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY**

# CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2. TEMPLOS Y CONVENTOS EN LA NUEVA ESPAÑA</b>	<b>6</b>
<b>3. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN</b>	<b>16</b>
3.1 GENERALIDADES	
3.2 PIEDRAS Y CANTERAS	
3.3 MORTEROS DE CAL	
3.4 MORTEROS DE BARRO	
3.5 MADERAS PARA CONSTRUCCIÓN	
<b>4. TÉCNICAS DE CIMENTACIÓN</b>	<b>25</b>
4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS	
4.2 CIMENTACIONES EN LA NUEVA ESPAÑA	
4.3 COMENTARIO FINAL	
<b>5. ASPECTOS ESTRUCTURALES</b>	<b>36</b>
5.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS	
5.2 EVOLUCIÓN DEL CONOCIMIENTO ESTRUCTURAL	
5.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL	
5.4 APORTES DE JACQUES HEYMAN	
5.5 ANÁLISIS DEL ELEMENTO FINITO	
5.6 MODELOS DE ARCOS	
5.7 COMENTARIOS FINALES	
<b>6. CASOS EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO</b>	<b>69</b>
6.1 CATEDRAL Y SAGRARIO METROPOLITANO	
6.2 CAPILLA DE LOS ÁNGELES	
6.3 EX-TEMPLO DE SAN AGUSTÍN	
6.4 TEMPLO DE SANTO DOMINGO	
6.5 TEMPLO DE LA SANTISIMA TRINIDAD	
6.6 TEMPLO DE SAN FERNANDO	
6.7 EX-TEMPLO DE CORPUS CHRISTI	
6.8 TEMPLO DE NUESTRA SEÑORA DE LORETO	
6.9 TEMPLO DE NUESTRA SEÑORA DE LOS ÁNGELES	
6.10 TEMPLO SANTA MARÍA LA REDONDA	
<b>7. CASOS EN EL ESTADO DE MICHOACÁN</b>	<b>256</b>
7.1 EX-CONVENTO DE SAN FRANCISCO EN TZINTZUNTZAN	
7.2 EX-CONVENTO DE SANTA MARÍA EN CUITZEO	



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

<b>8. CASOS EN EL ESTADO DE GUANAJUATO</b>	<b>291</b>
8.1 TEMPLO EL CARMEN EN CELAYA	
8.2 CLAUSTRO DE SAN AGUSTÍN EN SALAMANCA	
<b>9. CASOS EN EL ESTADO DE HIDALGO</b>	<b>319</b>
9.1 EX-CONVENTO DE LOS SANTOS REYES EN METZTITLÁN	
9.2 TEMPLO DE LA CALENDARIA EN SANTA MARÍA EN AMAJAC	
<b>10. CASOS EN EL ESTADO DE ZACATECAS</b>	<b>364</b>
10.1 TEMPLO DE SAN AGUSTÍN EN ZACATECAS	
10.2 EX-TEMPLO DE SAN FRANCISCO EN ZACATECAS	
10.3 TEMPLO DE SANTO DOMINGO EN ZACATECAS	
<b>11. CASOS EN EL ESTADO DE PUEBLA</b>	<b>422</b>
11.1 TEMPLO DE LA COMPAÑÍA EN PUEBLA	
11.2 ANTIGUO REAL COLEGIO CAROLINO EN PUEBLA	
<b>12. CASOS EN EL ESTADO DE MORELOS</b>	<b>474</b>
12.1 EX-CONVENTO DE LA ASUNCIÓN EN YAUTEPEC	
12.2 EX-CONVENTO DE LA INMACULADA CONCEPCIÓN EN ZACUALPAN	
<b>13. CASO EN EL ESTADO DE SAN LUIS POTOSÍ</b>	<b>503</b>
13.1 IGLESIA DE SAN PEDRO	
<b>14. CASO EN EL ESTADO DE QUERÉTARO</b>	<b>521</b>
14.1 EX-CONVENTO DE SANTA ROSA VITERBO	
<b>15. INTERVENCIÓN GEOTÉCNICA DE UN MONUMENTO</b>	<b>551</b>
15.1 GENERALIDADES	
15.2 RECURSOS TÉCNICOS	
15.3 MÉTODO OBSERVACIONAL	
<b>16. COMENTARIOS FINALES</b>	<b>556</b>
16.1 ADVERTENCIAS	
16.2 APRENDIZAJE DE LOS CASOS PRESENTADOS	
16.3 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS	
<b>17. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>559</b>

# ANEXOS GEOTÉCNICOS

<b>A. SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO</b>	<b>575</b>
A.1 GENERALIDADES	
A.2 LAGOS Y RÍOS	
A.3 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA	
A.4 ZONAS DEL LOGO Y TRANSICIÓN ABRUPTA	
A.5 HISTORIA DEL HUNDIMIENTO REGIONAL	
A.6 ACTUALIDAD DEL HUNDIMIENTO REGIONAL	
A.7 RECARGA DEL ACUÍFERO	
A.8 COMENTARIOS FINALES	
A.9 REFERERENCIAS	
<b>B. PARÁMETROS MECÁNICOS DE LOS SUELOS</b>	<b>594</b>
B.1 ORIGEN Y TIPO DE SUELOS	
B.2 TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE LOS SUELOS	
B.3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA	
B.4 MUESTREO DE SUELOS	
B.5 PARÁMETROS ÍNDICE	
B.6 TIPOS DE SUELOS	
B.7 PARÁMETROS MECÁNICOS	
B.8 COMENTARIO FINAL	
B.9 BIBLIOGRAFÍA	
<b>C. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS</b>	<b>616</b>
C.1 INTRODUCCIÓN	
C.2 CAPACIDAD DE CARGA	
C.3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS	
C.4 BIBLIOGRAFÍA	
<b>D. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL</b>	<b>622</b>
D.1 GENERALIDADES	
D.2 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL	
D.3 IDENTIFICACIÓN Y CONTROL DE GRIETAS	
D.4 CONFIGURACIÓN TOPOGRÁFICA	
D.5 MEDICIÓN DE LA INCLINACIÓN DE COLUMNAS PILASTRAS Y MUROS	
D.6 PLOMADAS DE REFERENCIA	
D.7 MEDICIÓN DE CONVERGENCIAS	
D.8 CELDAS Y ESTACIONES PIEZOMÉTRICAS	
D.9 BANCOS DE NIVEL SUPERFICIALES	
D.10 BANCOS DE NIVEL PROFUNDOS	
D.11 COMENTARIO FINAL	
D. 12 REFERENCIAS	



<b>E. TÉCNICAS DE INTERVENCIÓN DE CIMENTACIONES</b>	<b>639</b>
E.1 INTRODUCCIÓN	
E.2 INCLUSIONES Y PILOTES DIVERSOS	
E.3 REFUERZOS DE MORTERO INYECTADO	
E.4 MEJORAMIENTO CON CEMENTANTES	
E.5 SUBEXCAVACIÓN DE CIMENTACIONES	
E.6 MANEJO DEL AGUA INTERSTICIAL	
E.7 TRATAMIENTO ELECTRO-OSMÓTICO	
E.8 PILAS Y PILOTES CON CARGA LATERAL	
E.9 MUROS MILÁN	
E.10 DRENES DE PENETRACIÓN	
E.11 REFERENCIAS	
<b>F. EL MÉTODO OBSERVACIONAL</b>	<b>670</b>
F.1 INTRODUCCIÓN	
F.2 BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS	
F.4 RECOMENDACIÓN	
F.5 REFERENCIAS	

## 1. INTRODUCCIÓN

**Antecedente histórico.** El enorme número de capillas, templos y conventos levantados entre los siglos XVI al XVIII, que algunos afirman pueden ser hasta 20,000, son el producto del tenaz empeño evangelizador y de propagación de la fe en la Nueva España. Un sinnúmero de esas construcciones fue destruida por causas naturales o demolidas intencionalmente; muchos claustros pasaron a ser propiedad privada con la aplicación de las leyes de Reforma; todos los demás templos y conventos son propiedad del estado, algunos se utilizan como oficinas, otros fueron cedidos a distintos cultos religiosos; los restantes son en su mayoría parte de los monumentos del Patrimonio Arquitectónico de México, muchos de ellos dedicados al culto religioso. Se ubican en todas partes del país, levantados con diversos materiales, desplantados sobre subsuelos diferentes, con distintas técnicas de construcción, en todas las condiciones topográficas imaginables y en todos los climas.

**Conocimiento antiguo.** Imaginar que en el siglo XVI el alarife Claudio de Arciniega pudo decidir cómo serían las cimentaciones de los dos templos más grandes que se levantarían sobre los suelos blandos de la ciudad de México: San Agustín y la Catedral, abre dos dudas fundamentales: ¿cómo sabía que la defensa de esas estructuras para soportar los asentamientos diferenciales radica en su geometría? y la segunda ¿cómo pudo concebir esas cimentaciones con el ingenio y hasta sencillez con que las concibió? La primera duda conlleva a aceptar que a pesar de su juventud tenía el conocimiento europeo de la geometría y técnicas de construcción de esas estructuras. La segunda, se disuelve con reconocer su notable creatividad, pero también con inferir que le ayudó “un geotécnico mexica” que sabía por experiencia que los suelos blandos soportan templos pesados a condición de levantarlos a lo largo de muchos años y también sabía que los hundimientos serían menores si los templos se montaban sobre los restos de los que habían sido demolidos.

Es muy factible que Arciniega recibiera esos dos conocimientos mexicas y que los aprovechara para decidir las características de las cimentaciones que adoptó tanto en San Agustín como en la Catedral; que fuera una retícula de contratraves aligeradas en el primero y que para la segunda decidiera la inusual orientación del templo al norte para montarla sobre el suelo preconsolidado por los templos mexicas y que adoptara una compleja cimentación conformada por una retícula de contratraves, de 3.5 m de altura sobrepuesta a una losa de mampostería apoyada en pilotes de madera; así el piso original del templo quedó a 3.5 m por arriba del nivel de la Plaza porque consideró que al hundirse quedaría casi a nivel. Todas esas sabias decisiones han permitido a esos dos templos sobrevivir a pesar de las deformaciones que han soportado, aunque su integridad sólo se puede explicar por las frecuentes reparaciones que se han realizado desde hace casi 300 años.

**Compromiso cultural.** La conservación de monumentos es una responsabilidad signada por México en 1972, ante la Convención de la UNESCO para la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural. Convención que ha motivado la integración de organizaciones que orientan y ayudan a todos los países en ese propósito; las más reconocidas son: el ICCROM, Centro Internacional de Estudios para la Preservación y Restauración del Patrimonio Cultural y el ICOMOS, Consejo



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Internacional sobre Monumentos y Sitios. Entre los documentos que han elaborado estas organizaciones destaca el de “Risk Preparedness. A Management Manual for Cultural Heritage” por Herb Stovel (www.iccrom.org), actualizado en 2001 del original elaborado por Sir Bernrad Feilden, uno de sus capítulos es el análisis de los riesgos que pueden afectar a un monumento, como son: fuego, terremotos, inundaciones, deslizamientos, tormentas tropicales, conflictos armados, mantenimiento insuficiente, contaminación industrial y peligros de origen humano (Stovel, 2001).

El ICOMOS propuso en 2003 los “Principios para el Análisis, Conservación y Restauración de las Estructuras del Patrimonio Arquitectónico”. Este extenso documento reconoce que los problemas de los monumentos son multidisciplinarios y en cuanto a las recomendaciones que guardan relación con el comportamiento del subsuelo se pueden destacar las siguientes cuatro:

“Las peculiaridades que ofrecen las estructuras arquitectónicas, con su compleja historia, requieren que los estudios y propuestas se organicen en fases sucesivas y bien definidas, similares a las que se emplean en medicina: anamnesis, diagnosis, terapia y control, aplicados a la correspondiente búsqueda de datos reveladores e información; determinación de las causas de deterioro y degradación; elección de las medidas correctoras, y control de la eficacia de las intervenciones. Para conseguir un equilibrio óptimo entre el coste y los resultados y producir el mínimo impacto posible en el patrimonio arquitectónico, utilizando los fondos disponibles de una manera racional, se hace normalmente necesario repetir estas fases de estudio dentro de un proceso continuado”.

“El diagnóstico debe apoyarse en métodos de investigación histórica de carácter cualitativo y cuantitativo; los primeros, han de basarse principalmente en la observación de los daños estructurales y la degradación material, así como en la investigación histórica y arqueológica propiamente dichas, y los segundos, fundamentalmente en pruebas de los materiales y la estructura, en la supervisión continua de los datos y en el análisis estructural”.

“La elección entre técnicas “tradicionales” e “innovadoras” debe sopesarse caso por caso, dando siempre preferencia a las que produzcan un efecto de invasión menor y resulten más compatibles con los valores del patrimonio cultural, sin olvidar nunca cumplir las exigencias impuestas por la seguridad y la perdurabilidad”.

“En ocasiones, la dificultad de evaluar el grado real de seguridad y los posibles resultados positivos de las intervenciones puede hacer recomendable emplear un “método de observación consistente”, por ejemplo, en una actuación escalonada que se inicie con una intervención de baja intensidad, de tal forma que permita ir adoptando una serie de medidas complementarias o correctoras”.

Se puede decir que los estudios de los 24 templos y conventos presentados, enfocados a evaluar la influencia del subsuelo de cada uno de ellos, cumplen satisfactoriamente con estos lineamientos.

**Colaboración geotécnica.** La información de los casos conocidos demuestra que los monumentos que manifiestan problemas y exhiben señales de deterioro son, en su mayoría, consecuencia de las deformaciones de sus cimentaciones, propiciadas por las peculiaridades del subsuelo, los sismos y los cambios del entorno natural, algunos inducidos por acciones del hombre.

La Geotecnia puede colaborar para aclarar el comportamiento del subsuelo y además participar en la búsqueda de las acciones que conviene implementar para corregir o aminorar los problemas de

algunos monumentos, por ello la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones promueve en todos los países la integración de Comités Técnicos para los Monumentos Históricos e incluso dedica en sus congresos cuadriennales una sesión plenaria a este tema específico. El interés por este campo se manifiesta también en los libros más recientes sobre la mecánica de suelos y cimentaciones, con descripciones de casos sobre monumentos históricos.

**Metodología Geotécnica.** Para interpretar la influencia del comportamiento del subsuelo en los templos y conventos presentados en esta tesis se adoptó el siguiente Método de Trabajo:

- a) Investigar el origen y pasado de la estructura, reunir información sobre los procedimientos empleados para su construcción, sobre los materiales utilizados y el tipo de cimentación.
- b) Realizar una inspección minuciosa del monumento, catalogar todas las fisuras que se puedan observar y reunir la información histórica sobre la evolución de las deformaciones y los daños estructurales que se advierten, cuándo se iniciaron y verificar si se mantienen activos.
- c) Hacer un levantamiento estructural de precisión para determinar su geometría actual, precisar sus distintos planos arquitectónicos: el definido por los pisos de feligresía (que tienen mayor valor si son los pisos originales), el plano de los plintos de las columnas y plano de arranque de los arcos y bóvedas. Un levantamiento geométrico detallado de todas las columnas, pilastras, muros y torres, precisando los vectores de sus inclinaciones. Además de medir la separación de las columnas o convergencias en dos a tres elevaciones (niveles bajo, medio y alto) con una precisión de 0.1 mm.
- d) Los indicadores que mejor ilustran las deformaciones que ha acumulado la estructura en sus años de vida son las inclinaciones de cada elemento de la estructura, tanto en magnitud como en dirección. De manera preliminar se puede decir que inclinaciones de cualquier elemento estructural del orden del 1.0%, deben inquietar y mayores a 1.5% deben alarmar. Con las medidas de convergencia se deber ratificar esos cambios.
- e) Realizar un segundo levantamiento topográfico y medición de las inclinaciones unos meses después del primero, hasta reunir esos parámetros durante un año. Como indicador de las velocidades de deformación que sufre en ese año, se puede decir que un monumento, aunque sea sólo en alguno de sus elementos estructurales acuse cambios en la magnitud de su inclinación de 0.01 %, debe ser vigilado con mediciones complementarias; por su parte los monumentos que en ese año de observación manifiesten algún incremento de inclinación del 0.05 %, deben ser considerados como de alto riesgo, porque en sólo 20 años podrían estar en peligro de falla.
- f) En el caso que los datos anteriores lo justifiquen, se abrirán calas de exploración de la cimentación. Se llevará a cabo una campaña de exploración del subsuelo para extraer muestras inalteradas y alteradas de los distintos estratos del suelo, para identificar la estratigrafía del sitio, así como realizar ensayos de resistencia y de deformabilidad. Se practicarán también perforaciones para introducir medidores de la presión del agua intersticial.
- g) Los parámetros característicos del subsuelo sirven para fundamentar los análisis de la mecánica de suelos e interpretar: la seguridad actual de la cimentación, el comportamiento que tendrá el subsuelo e inferir las deformaciones que podrán afectar al monumento.

- h) Todo lo anterior facilita establecer un marco geotécnico-estructural del comportamiento futuro del monumento, que integra las deformaciones históricas con las futuras; para revisar si la estructura las podrá soportar, en particular cuando el monumento se encuentre en una región de sismicidad importante.

***Alcance de esta tesis.*** Esta tesis es una recopilación de los estudios geotécnicos de 25 templos y conventos; en su mayoría fueron elaborados para la Dirección de Sitios y Monumentos de CONACULTA, otros para la Dirección de Monumentos Coloniales del INAH, la Universidad Nacional Autónoma de México, la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, los Gobiernos de los Estados de Zacatecas y Querétaro. El motivo para presentarlos es que podrán servir de referencia en los trabajos de conservación y restauración que se requerirán en esos monumentos en los años por venir, y eventualmente, tener utilidad para interpretar los problemas de otros monumentos.

Esta Introducción parte de reconocer la importancia de los monumentos coloniales, complementada por un resumen sobre la Metodología adoptada en los casos estudiados. En el Capítulo 2 se establece un marco histórico de la edificación de los templos y conventos levantados por las cuatro principales órdenes religiosas que vinieron a la Nueva España. El Capítulo 3 es una breve descripción de los materiales de construcción empleados, dando importancia a la cal porque se trata de estructuras de mamposterías con cementante de mortero de cal, aunque también las hay con morteros térreos. El Capítulo 4 es un esquema de las técnicas de cimentación adoptadas, desde la simple penetración de los muros bajo la superficie, a las complejas soluciones adoptadas en la ciudad de México.

El Capítulo 5 se refiere a los aspectos estructurales de esos templos y conventos, se reconoce que son complejas estructuras de gravedad y que se debe establecer la relación entre sus deformaciones y los asentamientos inherentes al subsuelo. Aunque queda fuera del alcance de esta tesis describir el comportamiento de las estructuras de mampostería, se mencionan los conceptos básicos. Para ello se recurre al libro de Jacques Heyman “The Stone Skeleton” (Heyman, 1997), con las relaciones de los arcos y bóvedas con los asentamientos; se complementa con las aportaciones de Santiago Huerta en su libro de “Arcos Bóvedas y Cúpulas” (Huerta, 2004), que siguen el enfoque de Heyman, además se comentan las técnicas modernas del análisis estructural y se concluye con el enfoque tradicional de Heyman, considerando que sigue siendo válido y de utilidad.

El Capítulo 6 es la recopilación de los trabajos geotécnicos que determinan las condiciones del subsuelo de las 24 estructuras religiosas evaluadas, en varios de ellos se tuvo la participación de un especialista en estructuras que identificó las señales de daños y con su ayuda se propusieron las acciones de intervención de las cimentaciones o tratamientos del subsuelo, congruentes con los objetivos estructurales.

***Anexos técnicos.*** Para complementar este trabajo se incluyen los temas de la ingeniería geotécnica que se citan en los casos descritos. El Anexo A es un resumen sobre el subsuelo de las Zonas del Lago y de las Transiciones Abruptas, en la primera se encuentra el Centro Histórico de la Ciudad de México y las segundas definen límites entre las arcillas blandas y los domos volcánicos que las confinan. El Anexo B trata sobre los parámetros significativos de los suelos. El Anexo C es un bosquejo de los análisis geotécnicos de capacidades de carga y de evaluación de las deformaciones. En el Anexo D se describen las técnicas para medir las deformaciones que han sufrido o están ocurriendo en las estructuras coloniales. El Anexo E es una recopilación de las técnicas para la intervención de las cimentaciones. El Anexo F es una síntesis sobre la versión geotécnica del Método Observacional; este tema se incluye porque se considera como la mejor herramienta para

validar las acciones que se adopten para la conservación de los monumentos del Patrimonio Arquitectónico.

***Agradecimientos.*** Al Arq. Sergio Zaldivar por su dirección y pasión en la realización de los trabajos del subsuelo en la Catedral y Sagrario Metropolitano; así como a los Doctores Fernando López Carmona, Enrique Tamez y Roberto Meli por su apoyo en esos trabajos. Al Dr. Javier Cortes Rocha por la conclusión de los trabajos en la Catedral y por el apoyo para estudiar la mayoría de los casos aquí presentados. Al Ing. José Manuel Covarrubias por el caso del ex-templo de San Agustín. A los Arquitectos Salvador Aceves y Agustín Salgado por varios de los casos al Dr. Jorge Rodríguez y Morgado por el trabajo en el Carolino, al Arq. Javier Villalobos por San Agustín y San Francisco en Zacatecas y al Ing. Edgar Urbán por Santo Domingo en Zacatecas. Hay muchos otros a quienes debo reconocer su ayuda, entre ellos a los Doctores Efraín Ovando y Jorge Díaz Padilla, a los ingenieros Víctor Hernández, Enrique Santoyo Reyes, Gerardo Miranda, Roberto Sánchez, Julio C. Hernández, Rocío Bailón, Alberto Cuevas, Roberto Boscó, José A. Segovia y Ernesto Holguín; a los señores Luis Miguel Zúñiga y Rubén Torres que elaboraron todas las figuras y a mi esposa Rosa María Reyes que pacientemente revisó y pulió el manuscrito.

Este trabajo refleja las enseñanzas de mis profesores: Esteban Minor que me interesó en las Matemáticas, Sabro Higashida, mi inolvidable profesor de Topografía, Enrique Tamez, cuya sabiduría y sencillez me encaminaron a la Mecánica de Suelos y Raúl J. Marsal, cuya ética y tenacidad me siguen orientando; ahora les sumo al Dr. Fernando López Carmona cuyas enseñanzas en las estructuras de mampostería fueron el apoyo indispensable para elaborar esta tesis.

## 2. TEMPLOS Y CONVENTOS EN LA NUEVA ESPAÑA

El descubrimiento de América y las noticias de sus riquezas reales e imaginarias despertó la codicia y empeño de conquista por parte de españoles y portugueses, en pocos años realizaron audaces campañas de exploración por toda América en búsqueda afanosa de oro y plata que los llevó a sitios aún hoy casi inaccesibles. A su paso lo dominaron todo con sus arcabuces, espadas y caballos, pero su arma letal de conquista, que diezmó a la población y en regiones hasta la desapareció, fue el contagio de virus y bacterias. Los conquistadores vinieron acompañados con religiosos que de inmediato iniciaron el bautismo de los indígenas, pronto la corona española enriquecida con la conquista decidió que se debería proceder a “la evangelización de los naturales”. Esta tarea se encomendó a partir de 1523 a los misioneros franciscanos, tres años después se incorporaron los dominicos y en 1534 los agustinos. En 1570 ya habían levantado unos 160 importantes conventos y templos que cubrían gran parte del país. Los jesuitas arribaron en 1570 y para 1645 ya habían construido 18 grandes colegios. Esta cronología explica que los templos y conventos franciscanos y dominicos sean los más antiguos y que junto con los agustinos se ubiquen por todo el país; Robert Ricard realizó una extensa investigación sobre este tema y su tesis doctoral la denominó “La Conquista Espiritual de México, Fig. 2.1 (Ricard, 2005). Sobre los jesuitas se puede decir que su tarea evangelizadora fue tardía y que la enfocaron principalmente a las zonas centro y norte de la Nueva España y su empeño particular fue educar a los hijos de españoles, mestizos e indígenas en todas las ciudades coloniales.

Las construcciones que realizaron las tres órdenes fueron en su mayoría monumentales y siempre que fue posible las orientaron de oriente a poniente. Martha Fernández en su libro “La Imagen del Templo de Jerusalén en la Nueva España” expone los motivos religiosos de las formas conceptuales de los templos y catedrales (Fernández, 2003). Otro aspecto fundamental que sin duda tomaron en cuenta los misioneros fue la magnificencia de los innumerables templos prehispánicos que vieron y se empeñaron en destruir para demostrar el dominio de la nueva religión; sin embargo, lo arraigado de las religiones prehispánicas obligó a los misioneros a aceptar abundantes elementos y formas sincréticas.

La construcción de templos cristianos en la Nueva España fue una tarea colosal que se extendió por todo el país; pero sin duda en la Ciudad de México las órdenes levantaron sus más importantes centros religiosos, el clero secular no se quedó atrás con los notables templos de la Catedral y El Sagrario Metropolitano (González Tascón, 1992). Este proceso fue espléndidamente documentado por George Kubler (1912-1996), con su obra pionera sobre la Arquitectura Mexicana del Siglo XVI, publicado en inglés en 1940, y en español en 1983 y 1984 (Kubler, 1982). Este libro es una fascinante fuente de información, de la cual a continuación se reproducen los siguientes párrafos:

“En el México del siglo XVI no hay necesidad de hablar en términos de una transmisión escrita del conocimiento arquitectónico. Los libros sobre arquitectura no circularon hasta después de la mitad del siglo, cuando estaba casi satisfecha la necesidad de construcción de edificios. El Túmulo Imperial levantado por Arciniega entre 1559 y 1560 fue la primera obra de estilo renacentista hecha





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 México. La primera referencia a un canon clásico sobre composición arquitectónica aparece en el diálogo *Mexicus interior*, de Francisco Cervantes de Salazar (1554), en el que se elogian las proporciones vitruvianas de las columnas del edificio que entonces servía de Palacio Real, sito en las calles de Tacuba y del Empedradillo. La primera referencia a un libro sobre arquitectura aparece en el acta inquisitorial que se hizo de la biblioteca de un tal Pedro Cuadrado, de la ciudad de México, quien tenía en su posesión, hacia 1569, un -libro de Arquitectura intitulado Vitruvio-. En 1577 un librero llamado Juan Fajardo regresó a México después de un viaje de tres años por España con una gran colección de libros entre los cuales probablemente había varios de arquitectura. Por último en un embarque de cuarenta cajas de libros enviados desde Medina del Campo al comerciante Diego Navarro Maldonado aparecían: cuatro ejemplares en folio de una edición de la -Arquitectura de Vitruvio-, así como cuatro ejemplares en cuarto de la -Arquitectura de Alberto (Leone Battista Alberti)- y dos copias de una edición en folio de la -Arquitectura de Serlio-. Debemos recordar que los libros sobre arquitectura se habían comenzado a imprimir en Europa hacía apenas un siglo. La obra “*De re aedificatoria*” de Alberti es el primer tratado impreso sobre la construcción, publicado en 1485 en Florencia. La obra de Vitruvio fue publicada por primera vez en Roma en 1486: “*Regole generali di achitettura*”, de Sebastiano Serlio, se publicó primeramente en Venecia en 1537. Fuera de Italia no hay pruebas de que exista alguna publicación sobre el tema, durante el siglo XV, y la aparición de la arquitectura renacentista en España, Francia y el norte de Europa no puede establecerse con seguridad hasta bien entrado el siglo XVI”.

“Es bien sabido que Diego de Sagredo escribió un comentario del Vitruvio titulado *Medidas del Romano*, publicado en Toledo en 1526. Sin embargo los estudios sobre Vitruvio en aquella época no constituían sino un injerto incapaz de sobrevivir dentro del híbrido repertorio del estilo español. En 1565 apareció en España la traducción de los libros III y IV del tratado de Serlio, hecha por Villalpando, y no proliferó hasta el siglo XVII la transmisión impresa de los estudios sobre arquitectura. Puesto que la tradición escrita tardó mucho en adquirir peso en España, no podemos suponer una adhesión a los cánones del gusto clásico en América hasta la segunda mitad del siglo XVI”.

“Sin embargo, la adopción de normas arquitectónicas, con base en modelos descritos en textos, puede ser señalada en fecha anterior a la llegada a América de los libros mencionados. El Túmulo Imperial a Carlos V fue una obra renacentista del arquitecto Arciniega, cuyo gran conocimiento de las obras clásicas se debía a los libros, pues llegó a América en 1545, a la edad de diecisiete años. Es evidente que el citado arquitecto estaba al tanto de los métodos de dibujo proporcional de las formas clásicas, debidos a Serlio. Puede uno sentirse tentado a suponer que haya conocido a Cervantes de Salazar, profesor humanista de retórica en México, en cuyas obras se revela el conocimiento de la arquitectura clasicista”.

“Entre los constructores mendicantes, el índice de educación formal arquitectónica, bajo por lo general en toda Europa, lo fue aun más en México. De Francisco Becerra se sabe que fue nieto de un constructor conocido. Frecuentemente, los frailes aprendían sobre construcción con su ejemplar participación en las humildes tareas de esta actividad. Este fue el caso de fray Juan de Gaona en Xochimilco, en 1550, cuando trabajó como peón y excavador con los macehuales. La educación en materia de arquitectura entre los mendicantes fue bastante improvisada, sin contar con otra guía teórica que la asimilación de las lecturas o la observación de las actividades de las personas preparadas pertenecientes a la vida civil o monástica. No debemos pasar por alto el nuevo contingente de hombres con títulos académicos y gustos clásicos en arquitectura, que llegó a México

en la segunda mitad del siglo. La influencia indirecta de Arciniega y Becerra en las construcciones monásticas es evidente”.

“...En un principio, los misioneros descalzos, vestidos con hábitos de áspera tela, convivieron con los indios, comieron los mismos alimentos, durmieron en portales y aceptaron las rudas condiciones de su existencia, como ningún otro grupo de colonizadores. Es cierto, en parte, que la única prueba de estas hazañas de persuasión moral se encuentra en los registros de los mendicantes. Sin embargo, el testimonio conclusivo de estos hechos es la extraordinaria actividad constructiva llevada a cabo por unos cuantos frailes, que trabajaron sin ningún apoyo en los primeros años de la evangelización y lograron levantar un sorprendente número de edificios, ganándose también la lealtad y el afecto de grandes grupos indígenas”.

“En la construcción de templos trabajaron grandes contingentes necesarios para poder realizar las complicadas y diversificadas estructuras de la arquitectura religiosa. En 1556, el arzobispo Montúfar se quejó de que los frailes llevaban a trabajar a los indios en la construcción de iglesias -en grupos de 500, 600 ó 1000, en distancias de cuatro, seis o doce leguas sin darles... sueldo o siquiera un mendrugo de pan-”.

“En Yanhuitlán hacia 1570 se asignaron seis mil indígenas en cuatequil para la construcción de la iglesia. Fueron divididos en diez cuadrillas de 600 hombres cada una, encargados del transporte de la piedra, cal y agua. Este número no incluía a los artesanos que labraban la piedra, preparaban la mezcla y asistían a los europeos que dirigían la obra, dichos asistentes se escogían entre los más destacados trabajadores”.

“La organización de las masas de trabajadores concentrados para realizar una obra era deficiente. Se requería de gran número de hombres por la falta de una correcta planeación y la ausencia de trabajo calificado. Una consecuencia de esta supervisión defectuosa fue el aumento de la carga laboral de los trabajadores. Errores en el diseño y cálculo se traducían en mayores esfuerzos. En Michoacán los agustinos fueron acusados en 1561 de haber obligado a los indios a efectuar trabajos de reconstrucción sin ser necesarios. En Guadalajara se suscitó una situación absurda, pues para 1547 - se habían construido dos iglesias y demolido otras tantas-, por orden del guardián del establecimiento franciscano. También se acusó a los dominicos de Oaxaca por haber desperdiciado esfuerzos en reconstrucciones absurdas. Más aún, si los indios no eran supervisados de cerca, realizaban su trabajo negligentemente. En la ciudad de México se dieron casos de indios que por falta de supervisión, mezclaron la argamasa con ceniza en lugar de cal, lo cual provocó que en 1538 se nombrara un inspector encargado únicamente de supervisar la elaboración de la argamasa”.

“El éxito inicial de toda empresa constructiva colonial depende, en parte, de la preparación de los trabajadores nativos. Si desde el principio la empresa tuvo éxito, como en la caso de México, podemos afirmar que el alto nivel de habilidad constructiva entre los indios se debía a la tradición prehispánica. Algunos colonos, sin embargo, menospreciaron el conocimiento arquitectónico y la habilidad de sus trabajadores indígenas. Por ejemplo Motolinía escribe hacia 1540 que los indios -no saben sino servir y trabajar. Todos saben labrar una pared, y hacer una casa, torcer un cordel, y todos los oficios que no requieren mucho arte-. De estas palabras se desprende que si bien los indios carecían de técnicas avanzadas, contaban al menos con cierta habilidad básica, que para los propósitos españoles era esencial”.

“La verdadera dificultad en el manejo del trabajo indígena residía en la diversidad de tradiciones tribales. El grado de conocimiento tecnológico variaba notablemente entre las diferentes tribus. En el occidente, por ejemplo, las poblaciones diseminadas poseían una pobre tradición arquitectónica, en comparación con la encontrada por los españoles en el este y sur de la Nueva España. En el sur de México, por el contrario, entre los zapotecas y mixtecas, los dominicos encontraron pueblos familiarizados con las grandes empresas arquitectónicas. Pero la carencia de artesanos diestros obstaculizó la construcción de establecimientos permanentes hasta bien pasada la mitad del siglo”.

“El centro que verdaderamente contaba con hábiles trabajadores de la construcción era el Valle de México. Pomar nos relata que la educación de los nobles de Tezcoco se dedicaba, en parte, al aprendizaje de oficios tales como la albañilería, carpintería, pintura, ebanistería y orfebrería. Las poblaciones cercanas a la capital contaban con sus albañiles, carpinteros y herreros como en Coatepec, Chalco en 1579. Como sabemos, en la reconstrucción de Tenochtitlán se ocuparon 20 mil trabajadores de Texcoco, bajo la dirección de Fernando Ixtlilxóchitl, que trabajó como albañil, supervisando al mismo tiempo a sus trabajadores; aun los nobles de su reino compartieron el trabajo de acarreo de piedras, cal y arena para la construcción del establecimiento franciscano en la capital (la Fig. 2.2 ilustra el transporte de la piedra). En 1540, y de acuerdo con Motolinía, prácticamente todos los albañiles indígenas de la Nueva España provenían de Tenochtitlán y de la provincia de Tezcoco; viajaban por la región trabajando por un salario, en calidad de capataces o trabajadores calificados, como una especie de levadura dentro de la masa de trabajadores”....

El costo excesivo del material de construcción durante el siglo XVI se debe a los siguientes factores; un ambicioso programa de construcción, un sobresaturado y atrasado sistema de transporte y la falta de trabajo calificado. Particularmente costosas resultaban las columnas de piedra. El costo de corte, transporte y ensamblaje de una columna en 1531 era de diez pesos. Para dar una idea de lo que esto significaba, basta decir que con esta misma cantidad se hubiera levantado un muro de 14 m de largo por 1.80 m de alto. En la ciudad de México, lugar de intensa actividad constructiva, la escasez de materiales para la construcción se agravó a tal grado en 1528, que empezaron a ser robadas las piedras de los muros de contención de la isla, lo que dio origen a la imposición de altas multas para frenar el abuso. En 1532 se llegaron a robar los adoquines del pavimento de las calles; tanto indios como españoles cometían estos abusos los que continuaron durante bastante tiempo hasta 1540”.

“La queja vibrante del virrey De Mendoza a su sucesor hace alusión indudablemente, al sorprendente número de fallas técnicas de la construcción en México. Sin embargo, los desastres, colapsos y hundimientos continuaron mucho después de su gestión. El segundo templo de San Francisco en la ciudad de México estuvo en pie tan sólo dos generaciones y se vino abajo en 1590. Las bóvedas del templo de Tehuacán se cayeron y fueron remplazadas por techos de madera en 1568. En Xochimilco, la parte superior de la entrada y la fachada principal tuvieron que ser reconstruidas en 1585, después de su caída un año antes. Y la gran Capilla Real de Cholula, uno de los edificios más impresionantes de su tiempo, se hundió hacia 1581”.

Algunas fallas no se debían a la construcción defectuosa. En Xiutepec, Morelos, el convento recién construido fue afectado por un temblor en 1585 y en Chilapa el sismo de 1537 destruyó por completo las obras. Los colonizadores no estaban acostumbrados a los movimientos sísmicos; y no fue hasta mediados del siglo que empezaron a idearse medios para contrarrestar este tipo de desastres”.

“En general, resulta sorprendente que tantos edificios del siglo XVI hayan sobrevivido a los desastres, pues como hemos visto, los diseñadores e ingenieros eran, con frecuencia, aficionados. El trabajo lo realizaban hombres que no simpatizaban por entero con las campañas de construcción; y los edificios atravesaban por largos períodos de abandono. Sin embargo, resulta cierto que este diseño de aficionados, si bien poco elegante y desmañado, tendía a la creación de una arquitectura masiva y estable que, si lograba mantenerse en pie, alcanzaba gran longevidad”. Hasta aquí lo escrito por Kubler.

Retomando la importancia del Virrey Don Antonio de Mendoza en la construcción de templos y conventos, Guillermo Tovar y de Teresa en su artículo: La Utopía del Virrey Mendoza lo describe como “un hombre del Renacimiento Culto y lleno de inquietudes” que trajo consigo doscientos volúmenes de libros, entre ellos un “ejemplar del tratado de Alberti..... de la edición parisina de 1512.....llena de anotaciones y marcas”, en cuya última página en latín escribió “Este libro fue leído en México en 1539, mes de junio”. En el texto Tovar y de Teresa describe el empeño en que se construyeran los templos y conventos con la dirección de buenos arquitectos y los materiales adecuados (Tovar, 1985).

Otro tratado de Arquitectura que tuvo gran influencia en la Nueva España fue el de Sebastián Serlio Boloñés, ya que en el siglo XVI se entregaron a las bibliotecas de los conventos ejemplares de sus “Tercero y Cuarto Libro de Architectura” de los se han rescatado varios y reunido en la Biblioteca Palafoxiana Datos que consigna el Dr. José Antonio Terán Bonilla en su muy interesante Estudio Preliminar de la Edición facsimilar de ese libro; publicada con motivo de la celebración del 360 Aniversario de esa biblioteca poblana (Serlio Boloñés, 1552).

Sobre la construcción de los conventos, templos y capillas de la ciudad de México se consultaron dos documentos: la recopilación del Dr. Javier Gómez Martínez (Gómez Martínez, 1996) y el de Luis Javier Cuesta Hernández (Cuesta Hernández, 2008), así como el libro del Pbro. Armando Ruiz que coordinó la guía de “Arquitectura Religiosa de la Ciudad de México. Siglos XVI a XX” se trata de una excelente recopilación en la que participaron siete distinguidos conocedores del tema (Ruiz Castellanos, 2004).

**Construcciones franciscanas.** El Dr. Gómez Martínez resume que fueron tres misioneros franciscanos flamencos, encabezado por el culto fray Meter van der Moere, españolizado como Pedro de Gante, los primeros en arribar y apenas desembarcados en las costas de Veracruz en agosto de 1523 iniciaron su intensa actividad religiosa, que se conoce como la “época de oro de las misiones franciscanas en América”, para 1529 Gante decía “he levantado más de cien casas consagradas al Señor, entre iglesias y capillas, algunas de las cuales son templos tan magníficos como propios para culto divino”.

El segundo grupo de franciscanos lo integraron doce frailes notables entre ellos fray Toribio de Benavente, más conocido como Motolinía, una de cuyas obras más destacadas es el hermoso convento de Huejotzingo en Puebla. Entre 1527 a 1529 fundó misiones en Guatemala, Honduras y Nicaragua, retornó a México y para 1530 fundó el convento de Tlaxcala; en 1531 contribuyó a la fundación de la Ciudad de Puebla de los Ángeles, posteriormente, se trasladó a Tehuantepec y en 1534 fundó el convento de Mérida, Yucatán. Los franciscanos predicaron y fundaron conventos, templos y capillas prácticamente por todo el país, con excepción de Sinaloa, Sonora y Baja California.

El convento de Tzintzuntzan fue la primera construcción religiosa franciscana en Michoacán, siguió la antigua Catedral de Pátzcuaro en 1544, hoy Basílica de Nuestra Señora de la Luz, cuyo maestro mayor fue Toribio de Alcaraz; fantástico proyecto concebido por Don Vasco de Quiroga, primer gran defensor de los indios, era un templo iconoclasta que constaba de cinco naves exentas radiales, convergentes a una capilla central con muro testero plano, se le consideró también un enorme presbiterio. Este concepto radial estaba fuera de las normas religiosas, más aún, fue una forma de respeto a los restos del Centro Ceremonial que le subyace. La discusión que generó este proyecto motivó que sólo se construyera la nave central (Guzmán Barriga, 2007). La construcción quedó inconclusa porque un fuerte sismo la dañó y propició que Don Vasco trasladara el Obispado a Morelia e iniciara la construcción de la catedral de esa Ciudad. Otra importante construcción franciscana de ese tiempo fue el convento “de cal y canto y bóveda” de Amacueca en Jalisco levantado 1547 por Fray Simón de Bruselas.

El último esfuerzo evangelizador franciscano se organizó desde Querétaro, donde se inició en 1683 el primer Colegio de Propagación de la Fe, en el Convento de Santa Cruz; a fray Junípero Serra se le encomendó convertir a los indios Pames de la Sierra Gorda, labor que inició a partir de 1750; su legado fue la construcción de las espléndidas cinco misiones, que en ese tiempo eran de muy difícil acceso. Posteriormente le ordenaron predicar en la Baja California y continuar en la Alta California, donde fundó 17 misiones, llegando hasta el norte del actual San Francisco (Alcántara, 2005); aunque en su mayoría son modestas construcciones de adobe, forman parte importante del Patrimonio Cultural Norteamericano.

***Construcciones dominicas.*** Las inició fray Bartolomé de las Casas, ilustre defensor de los indios que paradójicamente en 1502 fue conquistador y encomendero en Santo Domingo, pero en 1514 decidió ordenarse y comenzó en 1531 a predicar en la defensa de los indios en Santo Domingo. A finales de 1534, fray Bartolomé y otros tres dominicos intentaron ir al Perú para fortalecer las actividades de su orden y trabajar en defensa de los indios, pero las dificultades del viaje les obligaron a quedarse en Panamá; en 1536 predicaron en Nicaragua y México. Fray Bartolomé pasó menos de dos años en Guatemala, donde escribió sobre “la forma de promover la conversión de cualquier ser humano mediante la vía de la persuasión y jamás valiéndose de las armas o de cualquier otra manera de violencia”. En 1540 se trasladó a España para conseguir que se expidieran varias cédulas reales que favorecían los trabajos de su misión, y para 1542 logró que se promulgaran las “Leyes Nuevas”, en las que se prohibía la esclavitud de los indios y se ordenaba que todos los indígenas quedaran libres de los encomenderos y fueran puestos bajo la protección de la Corona.

Al año siguiente, en marzo de 1543, el emperador Carlos I propuso al Papa que fray Bartolomé fuera el obispo de Chiapas, incluyendo la región de Tezulutlán en Guatemala. Consagrado obispo en España en 1544 se estableció en la Ciudad Real, hoy San Cristóbal de las Casas, e inició la construcción del notable convento de Santo Domingo de Guzmán de esa ciudad, además de numerosos templos en México y Guatemala; siguiendo su ejemplo, los dominicos construyeron templos y conventos principalmente en los estados de Oaxaca, Puebla, Morelos, Chiapas y México.

***Construcciones agustinas.*** Los religiosos agustinos arribaron a México encabezados por Francisco de la Cruz y siete frailes; iniciaron su labor evangelizadora en 1533 en la Ciudad de México y sus alrededores, su empeño prosiguió en tres rutas: la primera abarcó los estados de Morelos, Puebla y Guerrero; la segunda fue al norte, en los estados de Puebla, Veracruz, Hidalgo, Morelos, Guanajuato y San Luis Potosí, y la tercera tomó el rumbo de occidente en los estados de Jalisco y Zacatecas.

Los agustinos levantaron monumentales conventos en Acolman, Actopan, Metztlán, Molango, Yecapixtla, Yuriria, Cuitzeo, Tiripetío, Salamanca, Yuririapúndaro, todas tienen un cierto “carácter de fortalezas” y en su mayoría fueron levantadas sobre montículos naturales, plataformas o antiguos templos prehispánicos. Sus obras contribuyeron al desarrollo de la arquitectura y del arte. Esta orden también se dedicó a la educación de niños y jóvenes; varios historiadores afirman que fueron ellos los primeros en fundar una escuela de enseñanza pública; incluso desempeñaron un gran papel como catedráticos, rectores y teólogos en la Universidad Pontificia de México.

**Construcciones jesuitas.** Se encargaron de las zonas oeste y norte que eran ocupadas por tribus primitivas en Sinaloa, Chínipas, Tepehuenes, la región Tarahumara y la región Pime. En 1697 se autorizó a los padres Eusebio Francisco Kino y Juan María de Salvatierra para que evangelizaran a los pobladores de la península de Baja California, la primera misión fue Nuestra Señora de Loreto, en los siguientes setenta años fundaron diez y ocho misiones, la más lejana hacia el norte la fundaron en 1767 en Santa María de los Ángeles, hoy ciudad de Los Ángeles en los Estados Unidos.

**Termina la evangelización.** En 1754 la corona española anunció el Decreto de la Secularización, que obligó a todas las órdenes religiosas a dejar sus conventos y parroquias en manos del clero secular, aunque eso no ocurrió de inmediato. Posteriormente en 1767, por razones políticas, decretó la expulsión de los jesuitas, la cual se hizo efectiva al año siguiente; sus templos pasaron a manos de franciscanos y dominicos. Finalmente en 1782 quedaron sólo 11 conventos activos de las tres órdenes.

**Construcciones de la curia secular.** El clero secular se encargó de levantar las catedrales en todas las ciudades importantes del país a partir de 1563, labor que se concluyó en los años 1703-1705, aunque hubo muchos trabajos pendientes, como en el Sagrario Metropolitano de Lorenzo Rodríguez construido entre 1749 y 1760 y las torres de la Catedral de México de Damián Ortiz de Castro levantadas entre 1787-1791 (Fernández, 2003).

Se dice que para la construcción de la catedral de México se tomó como modelo a la de Sevilla, cuyos canónigos en 1401 decidieron “hagamos una Iglesia que los que la vieren labrada nos tengan por locos”, por sus grandes dimensiones, 116 m de largo, 76 m de ancho y de 40 m en la bóveda del crucero, y por ello la han denominado como “la montaña hueca”. Para levantarla demolieron la hermosa mezquita que había en su lugar y sólo dejaron el minarete, La Giralda, que aprovecharon como campanario; la construcción se hizo entre 1403 y 1507.

“Soñaban, por qué no, que un día fuera la mejor cátedra del Arzobispo de Sevilla y futuro Patriarca de la Indias; que en ella se celebrara el más esplendoroso culto litúrgico de la Metrópoli hispalense; que asombrara a sus visitantes al caminar bajo sus bóvedas góticas, al descubrir su multiforme iconografía, (pintura, escultura, orfebrería, tejidos, libros corales, vidrieras), llenando las más diversas capillas góticas y renacentistas, para llegar después a encontrarse, en el remanso del Patio de los Naranjos, con las joyas bibliográficas y documentales que se custodian en el Archivo y Bibliotecas, pórtico de un singular sancta sanctorum: la Biblioteca Colombina”.

**Calidad de los trabajos.** “Las ordenanzas de albañilería de 1599 fueron las primeras disposiciones para asegurar la competencia de los constructores y arquitectos. Exigían el conocimiento de “...arcos...y los estribos que cada uno de ellos demande;...el grueso y fondo de paredes según lo que han de ser levantadas...la cuenta que se tiene que guardar en los hormigones”. El paso del tiempo las rindió inoperantes, y en defensa de los arquitectos y garantía del ejercicio profesional

capacitado se expidieron en 1736 las Ordenanzas de Arquitectos. Se estipulaban en ellas el período de aprendizaje, el carácter de los exámenes -teórico y práctico- y los conocimientos que, por especialidades, se exigían: mampostear, asentar cantería y delinear, así como saber de la calidad de los materiales” (Calderón, 1957).





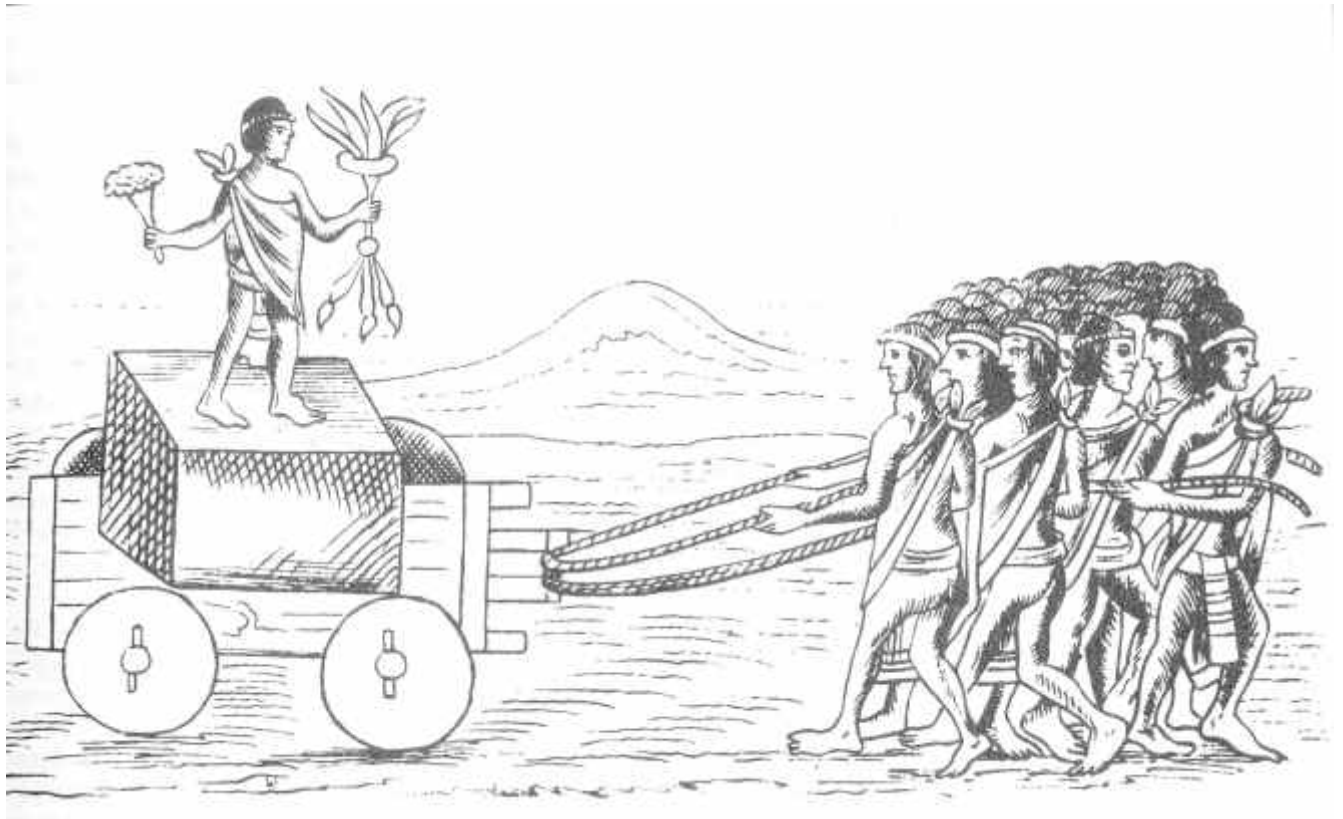


Fig. 2.2 Transporte de piedras en carreta (Kubler, 1984)

### **3. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN**

#### **3.1 GENERALIDADES**

Este capítulo consiste en una breve revisión sobre los materiales empleados para levantar las construcciones religiosas en México, su importancia radica en que puede servir de guía para evaluar el estado actual de los monumentos y en particular sobre el deterioro que exhiben; más aún, porque las decisiones que se toman para la conservación y restauración de templos y conventos se basan en dos posiciones con frecuencia antagónicas: mientras que unos insisten en que sólo se deben emplear materiales y técnicas de construcción históricas y que sólo en casos excepcionales se podrá recurrir a materiales y técnicas modernas; otros consideran que esa limitación es poco racional porque limita su conservación.

El campo de los materiales de construcción antiguos es un vasto espacio por desarrollar en México, para ello se podría seguir el ejemplo de varias universidades europeas que investigan y hasta ofrecen cursos sobre este tema; en ese esfuerzo destaca la Universidad de Sevilla que reconoce que: “Los países mediterráneos, con una dilatada historia y un riquísimo patrimonio arquitectónico, han asistido y asisten en la actualidad a un intenso debate sobre los conceptos y la práctica de la rehabilitación de dicho patrimonio. La generalización de una conciencia respetuosa con dicho valor, y una extendida cultura de recuperación y mantenimiento de este patrimonio, han puesto de manifiesto la necesidad de una formación específica por parte de los arquitectos que les permita abordar estos problemas con rigor científico y conocimientos técnicos significativos”. Otro aspecto que se debería investigar es el aprovechamiento de materiales modernos en la rehabilitación de las estructuras dañadas, por ejemplo: los cementantes epóxicos, las anclas de acero inoxidable, las fibras y membranas de carbono que ahora se emplean para refuerzo de estructuras de concreto.

Entrando en detalle sobre la construcción de templos, conventos y catedrales se puede decir que los misioneros aprovecharon el conocimiento español y la experiencia de los distintos grupos étnicos preexistentes; porque aún antes de la conquista los pueblos recurrían al barro, el adobe, la piedra y la madera para sus templos y moradas; más aún, varios de esos grupos fabricaban cal y fueron capaces de elaborar morteros con arenas puzolánicas que aún persisten en buenas condiciones. A continuación se describen los materiales tradicionales dando importancia mayor a la cal.

#### **3.2 PIEDRAS Y CANTERAS**

Los maestros de obras o alarifes españoles que arribaron a México seguramente buscaron rocas semejantes a las que conocían en la península ibérica, como son las rocas sedimentarias areniscas y calizas, las intrusivas como los granitos y las metamórficas como las calizas. Pero se encontraron que en el altiplano y en el valle de México predominan las rocas volcánicas, las que los mexicas usaron en sus grandes templos con muros reticulares de mampostería como estructura interna y su exterior revestido con piezas labradas en basalto, tezontle y toba.



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.

Los frailes y alarifes de inmediato se adaptaron a estas rocas volcánicas, así aprovecharon el basalto para las bases de las columnas, las tobas volcánicas duras para el fuste de las columnas y el tezontle para los hormigones de cal aligerados para las bóvedas; fue tan importante reducir el peso de las bóvedas que hasta se recurrió a dejar ollas de cerámica ahogadas en ese mortero, el empeño de reducir el peso de los templos fue necesario sobre todo para las arcillas blandas del valle de México. El tezontle les debió resultar sorprendente, se trata de un lapilli que se explota de ciertos conos volcánicos y del que fácilmente se puede extraer arena, grava y bloques; este material se puede describir como una espuma de roca de gran resistencia y tan ligera que puede flotar en el agua. Además reacciona con la cal por ser una puzolana natural.

En cuanto a las tobas disponibles en el valle de México son muy diversas, la preferida para construir templos proviene de la cantera Chiluca ubicada al nororiente del valle, es de color beige a gris, se labra con facilidad, pero tiene dos inconvenientes, su dureza es variable en función de la zona donde se extrajo y es una roca que fácilmente se altera por la contaminación de la lluvia ácida.

Se podría especular que el ejemplo de la construcción de los templos de la ciudad de México influyó en el resto del país, porque casi en todas partes se levantaron templos con tobas volcánicas; las canteras de color rosa o amarillento fueron las más apreciadas y eso se observan en casi todo el país.

**Propiedades de las piedras.** La resistencia a la compresión simple de las rocas es la propiedad más indicativa de su calidad; la otra propiedad igualmente importante es su capacidad para resistir la contaminación ambiental, desgraciadamente en el pasado este factor no tenía importancia. En la siguiente tabla se anotan las resistencias de rocas usuales en la construcción, en ella se demuestra que las tobas son las más blandas y por ello las más expuestas a los daños de la contaminación.

Tabla 2.1. Resistencia típica a la compresión simple

Roca	Resistencia en kg/cm <sup>2</sup>
Granitos	1000 a 2000
Basaltos	1600
Calizas	700
Areniscas blandas	600
Tobas del valle de México	100 a 300

**Trabajo estructural.** Es interesante comparar las resistencias de las rocas con los esfuerzos que deben soportar en una estructura de gravedad, para ello J. Heyman (1995) propone imaginar una columna de piedra de altura igual a su resistencia a la compresión simple, así para una roca de resistencia a la compresión de 400 kg/cm<sup>2</sup> y peso volumétrico de 2.0 ton/m<sup>3</sup>, sería factible que alcanzara una altura teórica de 2,000 m; extendiendo esa similitud a una toba blanda de 100 kg/cm<sup>2</sup> y de 1.8 ton/m<sup>3</sup> de peso, la columna imaginaria podría llegar a 550 m de altura. Este simple razonamiento demuestra que la seguridad de una estructura de mampostería no está condicionada por la resistencia al corte de la piedra, sino por sus características geométricas.

**Labrado y juntura de bloques.** El labrado de la piedra es un oficio antiguo que alcanzó durante la construcción de las catedrales góticas su nivel más alto, en muchas de ellas se emplearon piedras de rocas sedimentarias como calizas y areniscas muy duras; la elevada altura de estas construcciones

obligó a perfeccionar el labrado de cada pieza, los maestros canteros eran capaces, al paso de años de experiencia, de identificar el “hilo de la roca” es decir, los planos de sedimentación para asegurar que el labrado y colocación permitiera conservar constante la vertical original e identificar la parte superior e inferior de cada bloque. Esto tiene enorme importancia, porque se había perdido el conocimiento de la dosificación confiable de los morteros de cal con puzolanas y por ello era indispensable que el contacto entre piedras fuera casi perfecto, de suerte que se evitara el punzonado de las pequeñas aristas en el contacto entre bloques que pueden causar su rotura; una variante para superar este efecto se aplicó en algunos templos góticos ingleses y consistió en colocar entre las piedras una delgada lámina de plomo que anula el efecto penetrante de las imperfecciones del labrado.

En el Renacimiento, se recuperó y amplió el conocimiento sobre el empleo de la cal como se describe más adelante, lo cual hizo más tolerante el labrado de los bloques de piedra, porque se recurrió a juntarlos con morteros de cal que uniformizan la transmisión de cargas y se anula el efecto de concentración de fuerzas que causan las pequeñas aristas remanentes. Vale la pena mencionar que de manera similar, en el ensaye a la compresión simple de los especímenes de concretos modernos, el efecto de punzadura de las aristas conduce a una reducción aparente de la resistencia y se corrige con una capa o “cabeceo con azufre”.

***Montaje de bloques de los templos en México.*** En los muros y sobre todo en las columnas de los templos coloniales se colocaron los bloques de roca traslapados y para nivelar cada uno de esos bloques se montaba sobre pequeñas cuñas de piedra y después con dificultad se metía el mortero cementante de cal en los huecos de la base y los laterales. Esta práctica conlleva al error de dejar oquedades en planos horizontales y las piedras de apoyo temporal se transforman en aristas duras que concentran las cargas y por punzonado inducen el fracturamiento de los bloques.

### **3.3 MORTEROS DE CAL**

***Generalidades sobre la cal.*** La cal ha sido el principal cementante de todo lo que se ha construido en el mundo entre el año 7000 a.C. y principios del 1900, en ese enorme lapso se levantaron todos los grandes monumentos arquitectónicos en todos los continentes, con excepción de varios en la Mesopotamia, en los que se empleó asfalto como cementante. Se tiende a creer que el cemento Portland la ha desplazado en los trabajos de construcción; sin embargo, la cal se sigue empleando como cementante simple. En la actualidad la cal sigue siendo esencial para la restauración de monumentos en todos los países, con el propósito de mantener la homogeneidad en el comportamiento de sus elementos estructurales; para esta aplicación, en Italia los fabricantes de cal la suministran hidratada en sacos herméticos que la conservan húmeda, presentación que permite elaborar morteros de mayor resistencia y enlucidos duros.

En cuanto a los templos y conventos coloniales mexicanos los cementantes fueron morteros de cal y en algunos morteros de lodo, por ello vale la pena hacer una pequeña revisión histórica sobre ella y resumir las dosificaciones usuales en su preparación.

***Invencción de la cal.*** Todos los pueblos tienen en común el empleo del adobe, la piedra y la madera, muchos de ellos los tabiques de arcilla cocida y casi todos fueron capaces de producir la cal; se especula que estos dos últimos los desarrollaron porque observaron los cambios que tenían el barro y las piedras calizas al encender fogatas rodeadas por esos materiales.

Desarrollar la cal fue un avance tecnológico enorme, los arqueólogos han demostrado que se empezó a elaborar en las regiones Turcas de Anatolia y Capadocia, donde los Hititas dejaron una secuela civilizadora; los restos de la población Çatal Hüyük situados en una zona de apenas 13 ha con importantes afloramientos de obsidiana, datan del 7000 a.C., muestran que tuvo una existencia muy azarosa, porque sus ruinas prueban que fue reconstruida 12 veces; se trata apenas de un caserío de adobe con techos planos y cuyos habitantes tenían algunos objetos de cobre (Fagan, 1974). En este lugar, se encuentra la más antigua prueba del empleo de la cal en la pintura de las paredes, a la que incluso agregaron tierras y óxidos para conseguir colores que aún subsisten. La manera primitiva de obtener la cal era calcinar la roca caliza en una fogata, manera que la produce en pequeñas cantidades.

Los egipcios dominaron las técnicas de fabricar cal y yeso, consiguieron además darles una vasta gama de colores, recurrieron al color rojo en abundancia para pintar las pirámides y la esfinge y aún hoy, 5000 años después, se advierten restos de ese color; también desarrollaron el yeso de roca de alabastro calcinada, lo cual les abrió el uso de la pintura al temple que permitió a sus artistas realizar las maravillosas pinturas de las tumbas funerarias.

Una vez que los distintos pueblos aprendieron a calcinar la caliza en hornos, de los que sacaban grandes trozos de cal viva casi siempre con el centro mal calcinado, tuvieron que aprender el secreto de apagarla y preparar los morteros. La fabricación de cal la perfeccionaron los romanos, en sus tipos aérea e hidráulica, la primera sólo endurece en ambiente seco y la segunda es capaz de hacerlo bajo el agua. En la actualidad los fabricantes de cal para la construcción la producen hidratada en los tipos aérea e hidráulica y también con especificaciones industriales; por su parte la cal viva se comercializa poco por la dificultad y riesgo de su manejo. Se recurre a ella como estabilizadora de arcillas activas, así como material endurecedor de suelos blandos para reducir su deformabilidad y aumentar su resistencia; tiene también abundantes aplicaciones en procesos industriales.

***La cal en Grecia.*** Los griegos aprendieron a mezclarla con arenas que reaccionan químicamente, en lo que se denomina el efecto puzolánico y que le proporciona capacidad para cementar piedra y ladrillos. Las puzolanas naturales son las cenizas que arrojan los volcanes, los griegos aprovecharon las del Thera en la isla Santorín y el volcán inmediato a la población de Pozzuoli de la Magna Grecia, actual suburbio de Nápoles; el término puzolana tiene su origen en el nombre de la citada población.

Llama la atención que los griegos sólo aplicaron la cal en obras secundarias que poco han llamado la atención; en el notable templo Partenón construido entre los años 447 a 432 a.C., obra maestra de la arquitectura griega, se recurrió al mortero de cal sólo para uniformizar el contacto entre los bloques de las columnas de mármol y para rellenar los huecos de las grapas de hierro que dan continuidad a las columnas. Este ingenio de las grapas lo desarrollaron los griegos y lo utilizaron en la unión de las traveses y columnas, se encuentran en muchas de sus estructuras y después en las romanas; también es frecuente que el relleno del hueco de la grapa se hiciera con plomo fundido. Sin duda que las construcciones en la Magna Grecia fueron una fuerte influencia para los etruscos y después para los romanos, que hicieron suyo el conocimiento de la cal en la construcción.

***La cal en Roma.*** Las técnicas de construcción romana fueron recopiladas por Marco Vitruvio Polión, en su libro “Los Diez Libros de Arquitectura” describe con gran detalle la información de los procedimientos de construcción, los materiales y las máquinas que usaban los romanos, fue

escrito en el año 25 a.C. y dedicado al emperador Augusto (Vitruvio Polión, 1582). El Vitruvio, como se conoce al libro, describe con detalle en el Libro Segundo el trabajo con la cal y la puzolana, sorprende la actualidad del conocimiento que se tenía y por ello se reproduce parte del texto:

“Elegida la mejor arena para el mortero, se ha de poner no menor diligencia en la cal, haciéndola de piedra blanca, o de pedernal. La piedra densa y dura será la mejor para fabricar: la de piedra más porosa para los revoques. Después de apagada, se hará el mortero en esta forma: si la arena fuere de mina, a tres partes de ella se pondrá una de cal, incorporándolo todo bien: y si fuera de río o de mar, a dos partes de arena, una de cal. Si a la arena de mar o río se añadiese una tercera parte de ladrillo cocido, hará una mezcla de mucha mayor calidad”.

“Hay también una especie de polvo de virtud maravillosa que se cría..... en la falda del Vesubio. Este polvo, mezclado con la cal y piedra, no solo concilia la mayor firmeza a los edificios, sino que aun las obras de mar construidas con él se consolidan debajo del agua misma”.

**Concreto romano.** Los romanos adoptaron de los griegos los morteros de cal y los perfeccionaron, la arena que primero utilizaron fue la de Pozzuoli que tiene la facultad de producir morteros de tan alta resistencia que se les ha identificado como el concreto romano. Los aditivos usuales eran sangre de buey y grasa animal; el primero fue más una tradición, en cambio la grasa le daba plasticidad al mortero. En pruebas de resistencia a la compresión simple se han obtenido valores de 100 a 400 kg/cm<sup>2</sup>, aunque hay que tener en cuenta que tienen 2000 años de edad y que los morteros de cal mejoran con el tiempo. Los romanos verificaron que en otras zonas volcánicas podían obtener arenas similares.

**Concreto romano artificial.** Se prepara con la proporción de: 36 lt de cal apagada, 1.5 kg de caparrosa (tierra oxidada que contiene sulfato de hierro natural), 60 lt de agua caliente y 18 lt de arena fina. Se mezcla primero la caparrosa con el agua para lograr una pasta homogénea y después se agrega la cal y la arena; algunos le agregan también grasa animal. Este mortero se utilizó para aplanados con coloración rojiza, incluso se le agrega polvo de ladrillo rojo para servir de impermeabilizante.

**La cal en el Renacimiento.** Uno de los textos más explícitos sobre la cal lo elaboró el francés Philibert de l'Orme en 1510 y recomendaba con precisión:

**Apagado.** “Cuando se saca la cal del horno se juntará en un espacio bien grande y derecho y se pondrá en una misma altura como de dos o tres pies de longitud y largura que quiera. Después de esto la cubrirá de buena arena de tierra o de río de uno o de dos pies de altura, igualmente esparcida por toda la superficie de cal extendida. Echo esto, echará agua por encima en buenas cantidades, de tal manera que la cal esta tan mojada y embebida que la cal pueda absorber por todos los sitios por igual sin que se quede sin mojar ningún tropiezo. Si ve que en algún lugar la arena cede y lo ve por el humo que sale, recúbrela por ese sitio a fin de que el vapor o el humo no se escape”.

“Estando así la arena bien calada, todas las piedras de la cal se convertirán en una masa grasa, la cual cuando la recoja para hacer el mortero al cabo de dos, tres o diez años, parecerá que sea como un queso cremoso, se convertirá la materia tan grasa y glutinosa que no se podrá coger con la pala y hará falta gran cantidad de arena y se hará tan buen mortero que se aglutinará como las piedras como si fuera un buen y auténtico cemento”.



“Pero sobre todo hay que tener mucho cuidado que, mojando la arena, la cal este cubierta por igual y por entero de arena y que no coja aire, de tal modo que si el calor y el humo de la cal se escapara, reparar la arena que podrá ser la causa de su evaporación: por ello hay que tener cuidado de recubrirla siempre”.

***La cal en la época prehispánica.*** En México ya se tenía experiencia en el empleo de la cal antes de la Conquista, es interesante mencionar que varias estructuras en Teotihuacan están recubiertas con capas de 2 a 4 mm de espesor de mortero de cal con arena de tezontle negro y rojo, han estado expuestas al ambiente casi 2000 años y se les observa en excelente estado. Por su parte los mexicas, en la construcción de las distintas etapas del Templo Mayor colocaron rellenos con mortero de cal para dar continuidad entre ellas, uno con espesor de casi 3 m fue colocado en una parte de la escalinata principal de acceso. De ese relleno de cal con tezontle se obtuvieron especímenes cilíndricos que se ensayaron a la compresión simple y dieron una resistencia media de  $70 \text{ kg/cm}^2$ , esta magnitud llama la atención porque se trata tan sólo de un relleno y permite inferir que fueron capaces de producir morteros de mayor resistencia.

***Construcción durante la colonia.*** Se puede especular que al inicio de la construcción colonial en el valle de México, se aprovechó el conocimiento empírico sobre el efecto puzolánico de las arenas volcánicas y también el que tenían los mexicas, en particular de los tezontles rojos y negros, para incrementar la resistencia de los morteros de cal.

Durante los 300 años del dominio español en México se construyeron unas 20,000 estructuras religiosas, entre templos, conventos y capillas, miles de palacios y residencias, cientos de puentes, decenas de acueductos, muchos fuertes y murallas; en todos ellos la cal fue el cementante que se manejó siguiendo las reglas romanas. La abundancia de arenas volcánicas puzolánicas facilitó la fabricación de morteros de buena resistencia, sin embargo, hay muchas regiones en que se carece de esas arenas y al paso de los años desgraciadamente se advierte deterioro en numerosos templos y conventos, algunos de gran importancia y belleza. La ciudad de México con su subsuelo blando obligó a desarrollar ingeniosas soluciones de cimentación y también a reducir el peso de las estructuras; la mampostería ligera que se utilizó aprovecha arena puzolánica de tezontle en el mortero y piedras de la misma roca en muros y bóvedas; así como en hormigón o concreto ligero de cal que se aplicó en muchos de los muros y bóvedas de los templos coloniales, los muros fueron después revestidos con sillares de una toba dura, la “piedra chiluca” que les da apariencia de gran peso.

***Construcción después de la Colonia.*** En 1855 vino a México el italiano Arq. Javier Cavallari para enseñar procedimientos de construcción en la Academia de San Carlos, entre ellos enseñó la importancia de la mezcla terciada constituida por cal, arena y lama de río (arcilla); solía demostrar que esa mezcla endurecía bajo agua y que por ello era la más indicada para la construcción de las cimentaciones en el suelo fangoso de la ciudad de México. Cavallari también indicaba la conveniencia de agregar a la mezcla terciada trozos de tabique de arcilla cocida (una puzolana excelente).

***Empleo actual de la cal en los monumentos.*** Las reglas precisas para el apagado de la cal se mantuvieron vigentes hasta 1900 (Simonet, 1897), cuando la cal se convirtió en un producto industrial cuyo almacenamiento y transporte se volvió un problema de seguridad, porque la temperatura durante el apagado se eleva a casi  $100^\circ \text{ C}$ . Esto llevó a los fabricantes de cal a ofrecerla apagada y secada en horno; si bien esto resolvió el problema de manejo, la resistencia de los

morteros se redujo más del 30%. Para subsanar esto los fabricantes europeos de cal están vendiendo cal apagada en sacos impermeables que la mantienen húmeda, así han eliminado el secado posterior que reduce sus virtudes químicas. Otro cuidado que ahora tienen casi todos los fabricantes de cal es explotar bancos de caliza que tengan intercalaciones de margas que proporcionen los minerales arcillosos y por ello actualmente casi todas las cales son hidráulicas.

Por último, es interesante conocer las virtudes de la cal sobre el cemento: a) una pieza de mampostería de cal que se ha fisurado, cuando tiene la humedad adecuada es factible que se pueda volver a adherir, de manera similar a un hueso humano, b) la cal sigue aumentando su resistencia a largo plazo y c) una cal nueva tiene la propiedad de adherirse sin problema a otra de mayor edad. En cambio la mayor limitación de un mortero de cemento es su imposibilidad de adherirse a uno de cal e incluso a uno de cemento y por ello es el mayor inconveniente en la restauración de monumentos.

**Fabricación actual de la cal.** Se produce por la cocción de una roca caliza cuya mineralogía es variable, las mejores cales se obtienen de calizas con alto contenido de carbonato cálcico (calizas comunes ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) y para cales peculiares se emplean calizas dolomíticas que contienen magnesio; como se mencionó antes, suele preferirse las calizas con intercalaciones de marga (roca con minerales arcillosos). Las cales blancas o grasas se obtienen de calizas cuyo carbonato de calcio tiene muy pocas impurezas y las cales grises resultan de las calizas dolomíticas. En la actualidad se ha perdido el concepto de cales grasas.

La caliza se calcina en hornos a una temperatura de 900 a 1000° C, durante varias horas, para producir la reacción química que transforma el carbonato cálcico en anhídrido carbónico que se desprende como gas y óxido de calcio [ $\text{CO}_3\text{Ca} + \text{calor} = \text{CO}_2 + \text{CaO}$ ]. Este óxido de calcio es la cal viva que al hidratarse se transforma en hidróxido de calcio más vapor de agua a unos 100° C, e incluso algo de agua libre [ $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} = \text{Ca(OH)}_2 + \text{vapor de agua}$ ]; este hidróxido es la cal hidratada que una vez mezclada con agua y dejada en reposo vuelve a tomar el anhídrido carbónico del aire, se dice que se carbonata, se endurece y se transforma de nuevo en carbonato cálcico duro más algo de agua libre [ $\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 = \text{CO}_3\text{Ca} + \text{H}_2\text{O}$ ]. En el proceso de cocción el carbonato cálcico reacciona con los silicatos de las arcillas [ $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$  y  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ] y se transforma en cal hidráulica.

Vale la pena comentar brevemente sobre la fabricación de cemento Portland: empieza por la trituración hasta llegar a polvo de la caliza y de las margas, el proceso puede ser en seco o en húmedo y la cocción de los carbonatos y minerales arcillosos es por lo menos a 1500° C, hasta llegar a su fusión y la formación de esferas de menos de 1 cm denominadas el Klinker, después se trituran y se agrega yeso para controlar el tiempo de fraguado.

**Los agregados.** Las arenas y gravillas que se emplean para dosificar los morteros pueden ser de casi cualquier tipo de roca: calizas, volcánicas, granitos, mármoles, etc. y hasta tener alto contenido de sílice. En cuanto a su forma, es preferible la forma angulosa sobre la redondeada, ser de origen natural o bien por trituración de rocas. Tan sólo se debe tener cuidado que las impurezas de limos y arcillas sean menores al 4% del volumen del mortero.

Como se mencionó en párrafos anteriores las arenas de origen volcánico suelen ser de tipo puzolánico y pueden ser en muchos casos las mejores. Las arenas volcánicas basálticas o andesíticas con abundantes partículas de pómez, así como las arenas de tezontle pueden ser ventajosas en muchos casos.

**El agua.** Debe ser de calidad casi potable exenta de materia orgánica.

**Dosificación de morteros de cal.** La regla conceptual más simple para dosificar estos morteros es agregar la pasta de cal que se requiere para ocupar por completo los huecos que conforman las arenas. Esto se logra con ayuda del parámetro de porosidad  $n$  que se define como la relación del volumen de vacíos que dejan las partículas de arena  $V_v$  al volumen total de la arena  $V$ :

Así  $n = V_v/V$ ; el valor de  $n$  varía de 12% para arenas limosas a 33% para arenas limpias; aplicando este concepto para preparar un metro cúbico de mortero se requiere:

Tabla 2.2 Dosificación de los morteros de cal

Dosificación	Cal apagada (lt)	Arena (m <sup>3</sup> )	Agua (lt)
1:2	420	0.84	170
1:2.5	370	0.92	184
1:3	330	1.00	200

La tradición es emplear 2/3 de arena gruesa y 1/3 de arena fina. El endurecimiento de estos morteros requiere de unos 8 días, si la temperatura es menor a 5° C conviene calentar el agua. Para acelerar el fraguado se puede adicionar carbonato sódico anhidro (sosa Solvay) en proporción de 1 kg por cada 10 a 12 lt de agua, este aditivo puede generar cierta eflorescencia.

La resistencia a la compresión de un mortero de cal a los 28 días es de unos 16 kg/cm<sup>2</sup> y completado su endurecimiento en unos 3 a 4 meses llega a unos 40 kg/cm<sup>2</sup>, su peso volumétrico de 1600 a 1680 kg/m<sup>3</sup>, dependiendo del peso de la arena. Por su parte la resistencia a la tensión de un mortero bien dosificado es de 0.1 kg/cm<sup>2</sup>.

En la actualidad, para mejorar la resistencia de los morteros de cal y reducir su tiempo de fraguado se acostumbra agregarles cemento Portland, otro aditivo es el polvo de sílice (fly ash) y también el polvo de ladrillo recocido. Conviene aclarar que el producto comercial que se conoce como mortero es un subproducto de las fábricas de cemento, que se obtiene de los residuos y de fallas en la calcinación.

**Mamposerías coloniales con cal.** Se puede inferir que el conocimiento mexica sobre los morteros de cal influyó en los inicios de la construcción colonial, porque el subsuelo compresible de la ciudad de México hacía necesario reducir en todo lo posible el peso de las estructuras y esto se logró empleando extensamente el tezontle en forma de arena, grava y piedra grande. Así, el “hormigón” en las cimentaciones y en las bóvedas tiene gran cantidad de este tezontle, que como se mencionó antes, tiene efecto puzolánico que incrementa la resistencia de los morteros. En la Catedral Metropolitana y el templo de San Agustín se rescataron probetas de mortero de cal de las cimentaciones, al ensayarlas se alcanzaron resistencias a la compresión de 180 kg/cm<sup>2</sup>; la caliza empleada para fabricar la cal provino desde la época azteca de canteras cercanas a la población de Tula en Hidalgo.

Es importante aclarar que la construcción de templos cristianos en poblaciones alejadas de canteras de caliza adecuadas para fabricar cal, significó problemas de abastecimiento y llevó a fabricar

morteros de menor calidad como ocurrió en Yanhuítlán, Oaxaca y en la ciudad de Zacatecas; en ambos lugares se puede observar que los morteros de cal son deleznable y que parecen estar perdiendo resistencia con el tiempo, en lugar de ganarla como era de esperarse.

**Hormigones de cal.** Se denomina así a las mezclas de grava, arena, cal y agua, adicionados con arenas pumíticas, para inducir el efecto puzolánico; la resistencia de estos hormigones puede ser hasta de unos 100 kg/cm<sup>2</sup>. Cuando las gravas y arenas eran de tezontle se lograba un hormigón ligero que se utilizaba preferentemente para las bóvedas de los templos.

### **3.4 MORTEROS DE BARRO**

**Descripción general.** Para preparar morteros de barro o térreos se elige una arcilla magra, de plasticidad media, que forme un lodo homogéneo con el agua y que seque con relativa facilidad, sin exhibir fisuras, usualmente se le agregan fibras vegetales de paja y estiércol para darle mayor resistencia y prevenir las fisuras.

**Aplicación de morteros de barro.** En muchos conventos y templos en el Estado de Morelos son usuales los muros de piedra cementada con morteros de barro, predominan en los muros interiores, por su parte en los muros exteriores se protegieron con enlucidos de morteros de cal. En algunos de ellos se advierten refuerzos de madera que aprovechan la adherencia que ésta tiene con el barro.

Estos muros tienen la virtud de que se pueden reparar con facilidad humedeciendo y agregando arcilla plástica, pero su debilidad radica en su comportamiento frágil que induce fisuras aún con pequeños asentamientos, los sismos les pueden generar problemas mayores y la necesidad de refuerzos.

### **3.5 MADERAS PARA CONSTRUCCIÓN**

La madera se utilizó en las cubiertas de muchos templos y conventos, así como en columnas de conventos; es factible que las indicaciones contenidas en el Vitruvio sobre la madera fueran las válidas durante el tiempo de la colonia; en el Libro Segundo se recomienda que el corte de los árboles se haga durante el otoño porque es la época en que tienen menos savia; describe las virtudes y defectos de muchas maderas, entre ellas del roble, el olmo, el álamo, el ciprés, el pino, el abeto y otros. Pondera las virtudes del encino por su dureza y poro cerrado que impide que le entre el agua. Afirma que el cedro y el enebro no “son tocados de carcoma ni polilla”.

## 4. TÉCNICAS DE CIMENTACIÓN

### 4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Desde que el hombre primitivo levantó su primera construcción se percató de la necesidad de apoyarla en roca o suelo estable, por ello las civilizaciones antiguas desarrollaron técnicas de cimentación superficiales y profundas; más aún, su empeño en erigir mayores templos y mejores moradas les obligaron a concebir cimentaciones más confiables. El Prof. Jean Kerisel (1908-2005) presentó ante la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos la interesante conferencia que denominó “La historia de la ingeniería geotécnica hasta 1700” en la que resume cómo las cimentaciones han evolucionado para sustentar las construcciones y monumentos que se han construido desde la antigüedad (Kerisel, 1985).

La cimentación superficial mediante contratraves de piedra se pierde en la historia, como lo demuestran los restos de los cimientos que datan del año 2000 a.C. de los almacenes anexos al Gran Templo de la Acrópolis de Hattusa, la antigua capital de los Hititas, hoy cercana a la población turca de Boghazköy, Fig. 4.1 (Curcio, 1981 y Roaf, 2005). Esta figura hace evidente que la retícula de contratraves carece de la modernidad que muchos consideran que tiene. En el Vitruvio traducido en 1582 por Miguel de Urrea, que se conserva en la Biblioteca José María Lafragua de la Benemérita Universidad de Puebla, el traductor agregó la Fig. 4.2, que ilustra una retícula de contratraves.

En cuanto a las cimentaciones profundas que recurren a pilotes de madera, se les encuentra en todas las sociedades, aún en las más atrasadas, empezaron como palafitos a la orilla de lagos y también para protegerse de las fieras; es posible que las primeras fueran en África y de allí pasaran a la Mesopotamia, para que después se difundieran al oriente, a las cuencas de los ríos Indo en Paquistán y el Yan Tse o río azul de China; en antiguos dibujos chinos se ilustra el hincado de pilotes de bambú desde hace unos 3000 años, de seguro también los aplicaron los egipcios; por su parte los romanos los llevaron a un desarrollo tecnológico similar al chino. Es interesante citar que todos los templos y palacios de Venecia, desde su fundación en el año 452, están cimentados sobre pilotes; el conocimiento práctico que acumularon los venecianos les permitió resolver casos tan complejos como la basílica de San Marcos, cuya primera edificación data del 830 y la actual del 1060; el ingenio de las cimentaciones de esta ciudad influyó en las construcciones medievales y del renacimiento que están sobre suelos blandos.

**Influencia romana.** Las técnicas y tradiciones de los constructores romanos fueron descritas por Vitruvio Polión en su notable tratado “Los Diez Libros de Arquitectura”, que hoy se le conocería como un Manual de Construcción fue escrito *circa* del año 27 a.C, en cuanto a su experiencia como constructor, Vitruvio menciona en el Libro V, Capítulo Primero que él construyó la Basílica de Fano (Vitruvio Polión, 1582, Vitruvio Polión, 1795), obra que incluye también las recomendaciones de cimentación. A continuación se reproducen los párrafos de relacionados con el tema; así en el Capítulo III del Libro III del tratado de Vitruvio dice textualmente:



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

” Las zanjas para pie de los colunados en los Templos se cavarán hasta hallar suelo firme, si lo hay, tomando mayor anchura proporcionada a la calidad de la obra, se comenzarán los cimientos por todo el suelo, de la más sólida estructura. Sobre tierra serán las paredes debaxo de las colunas una mitad más anchas que estas, para que los cuerpos inferiores (llamados stereóbatae por sostener el peso) sean más firmes que los superiores; y para que las proyecturas de las basas no salgan de lo firme. Las paredes de allí arriba serán del mismo espesor; y los intervalos se cerrarán con arco, o bien se apisonarán fuertemente para que resistan”.

“Pero si no se hallare suelo firme, por ser el paraje postizo hasta muy hondo, o fuere paludoso, entonces se cavará y vaciará la zanja, y se hincarán dentro de estacas de chopo, de olivo o de roble, chamuscadas, metiéndolas a golpe de máquina. Clavaránse bien espesas, y los intersticios que dexaren se llenarán de carbón. Sobre esta empalizada se construirán los cimientos de estructura solidísima”.

El Profesor Rabun Taylor de la Universidad de Harvard en su interesante libro “Roman Builders. A Study in Architectural Process”, sobre la construcción romana (Taylor, 2006) recopila información sobre las dos técnicas principales de cimentación; menciona que las zapatas era la solución usual y que también recurrieron a las losas, en los siguientes dos párrafos se resumen sus explicaciones:

Las cimentaciones que han sido exploradas demuestran que lo más común era recurrir a lo que se podría denominar como muros-zapatas corridas con profundidades que varían de 1 a 15 m de profundidad. Las excavaciones eran algo más anchas que los muros que iban a soportar, las estabilizaban temporalmente con ademes de tablas de madera y puntales para soportar los empujes del suelo; las abrían arriba y abajo del nivel freático, en el segundo caso es posible que sacaran el agua con baldes. Una vez alcanzado el nivel que podría soportar el peso de la estructura, vaciaban el concreto romano y cuando lo hacían bajo el nivel freático, empleaban puzolanas para asegurar su endurecimiento; a medida que vaciaban el concreto retiraban los puntales y cuando era posible retiraban los tablonés, en caso contrario los dejaban perdidos. En las cimentaciones se dejaban insertados los tubos para abastecimiento de agua y drenaje.

El segundo tipo de cimentación más empleado fueron las losas de mampostería, la más notable es la del Coliseo de Roma para cuya fabricación fue necesario excavar el relleno que se colocó para lo que fue el lago del Palacio de Nerón. Otro caso muy importante fue el del Gran Salón Rojo de la ciudad de Pérgamo en la actual Turquía, que requirió de una losa de varios metros de espesor.

El tercer tipo de cimentación lo menciona el Vitruvio, cuando recomienda recurrir a estacas de roble porque sus poros son cerrados y no les penetra la humedad y que el corte de los árboles se haga al principio del otoño y nunca en la primavera, porque es cuando contienen mayor humedad. Desafortunadamente las ilustraciones que completaban ese libro se perdieron y se desconoce cuales eran las dimensiones de las estacas y como las colocaban; sin embargo, el texto incluye la descripción de máquinas de construcción que básicamente coinciden con las figuras labradas en el mármol de la Columna de Trajano, que se encuentra en Roma y que han permitido a los historiadores reconstruir las figuras de piloteadoras que se muestran más adelante. Las estacas de entonces son los pilotes actuales de madera y que fueron utilizados en abundancia para cimentar sobre todo a puentes y acueductos, así como en algunas obras urbanas.

**Descripción de la técnica de pilotaje.** La Fig. 4.3 fue tomada del artículo Rod Smith (Smith, 2005) donde ilustra dos piloteadoras romanas que se les identificaba como Fistucas, esencialmente eran unos “tripies” de troncos de árbol de unos 8 m de altura equipados con una polea de madera en la parte superior, la maza de impacto era un tronco pesado o un bloque de roca guiado con piezas de bronce entre dos postes verticales. La maza se levantaba con ayuda de una cuerda o cable de cáñamo de Egipto y la fuerza de unos 4 a 8 obreros que la dejaban caer libremente.

Se podría considerar que entre 6 obreros con ayuda de poleas fueran capaces de levantar una masa de 250 kg, a una altura de 3 m, lo cual daría una energía de 750 kg-m, magnitud cercana a una piloteadora ligera moderna que proporciona una energía mínima de 871 kg-m; con semejante energía de una fistuca, se pueden hincar pilotes en suelos blandos hasta unos 10 a 12 m de profundidad.

Con ayuda de esas máquinas los romanos resolvieron problemas de cimentaciones en numerosos pantanos; el caso más célebre es la Vía Apia que cruzó las Marismas Pontinas (de casi 1,500 km<sup>2</sup>) a lo largo de unos 25 km. de suelos muy blandos; fue construida en el 295 a.C. por Apio Claudio; esa vía de 4.5 m de ancho comunicó a Roma con Casilinum, actual Capua, distante 212 km. El propósito inicial fue para llevar tropas y pertrechos para combatir a los samnitas que por muchos años había sido imposible; para salvar ese pantano se requirió la colocación de unos 40,000 a 100,000 de pilotes de madera hincados a percusión y la aplicación de cal viva para el secado superficial de los suelos. Se podría especular que los pilotes de este caso pudieron ser de 2 a 3 m de longitud.

Otra cimentación notable resuelta con pilotes fue la del puente construido por Julio Cesar en el año 55 a.C. para cruzar el río Rhin en un sitio estrecho de casi 400 m de ancho y profundidad máxima de 15 m, este puente de madera requirió de pilotes para soportar los caballetes. El motivo de su construcción fue dar paso a las tropas y atacar a los galos; la estructura fue desmontada una vez concluida la campaña militar.

Es interesante explicar la máquina labrada en la Columna de Trajano, mencionada antes, porque ilustra el caso del puente sobre el río Danubio construido por el emperador Trajano el 104 d.C. para la conquista de los dacios, fue un puente de 1,135 m de largo, tuvo 21 arcos de madera de 36.6 m de claro y 54 m en promedio entre apoyos; la profundidad máxima del río era de 20 m, se dice que a la mitad del río construyó una isla artificial para facilitar el proceso de construcción. El puente tuvo pilas de mampostería que sobresalían 5 m del agua y la superestructura de madera con calzada para dos carros, ésta fue destruida unos años después de terminada, probablemente a manos de los romanos, para evitar que facilitara el paso de los bárbaros, actualmente se conservan sólo algunos de los apoyos de mampostería.

El caso anterior lo tomaron L.A y J.H. Hamey (Hamey, 1990) para mostrar el ingenio de los romanos para construir cimentaciones, en su folleto “Los Ingenieros Romanos”, ilustran cómo pudo ser el trabajo de la cimentación de ese puente, Fig. 4.4. En primer término se observa una piloteadora hincando una hilera de pilotes tangentes, con los cuales se inicia la conformación de una tablestaca como la ilustrada en la parte central de la figura, constituida por dos hileras paralelas de pilotes tangentes con el espacio entre ellas relleno con arcilla que confiere impermeabilidad al conjunto. En la figura se incluye una bomba de tornillo de Arquímedes para la extracción del agua del recinto donde se construye la pila de cimentación del puente, con esas bombas se requerían de varias etapas de bombeo para llegar al fondo de la excavación. Complementa la figura una grúa para



la colocación de bloques de roca labrada, esta máquina fue copiada de la escena de la Columna de Trajano.

En su libro R. Taylor menciona la incertidumbre que se tenía sobre la confiabilidad de las cimentaciones, seguramente originadas por el desconocimiento del subsuelo; cita textualmente la preocupación de Plinio el Joven:

“Me temo que puede ser dinero gastado en vano. Porque la estructura se está hundiendo y se abren huecos con grandes grietas, ya sea porque el suelo es húmedo y blando o que la piedra misma sea débil y quebradiza. Es válido considerar que se complete la obra, que se abandone o aún que se demuela. Porque la cimentación y subestructura, que deben soportar al teatro, no parecen sólidas para mí, aunque sean muy caras”.

***Influencia Renacentista.*** El Vitruvio, estuvo perdido durante cientos de años hasta que fue reencontrado en 1450; influyó en León Battista Alberti (1404-1472), notable arquitecto, matemático y poeta, hasta el punto de retomarlo y decir que lo actualizó con los conocimientos del 1450, cuando escribió su tratado con el mismo nombre de “Los Diez Libros de Arquitectura”, traducidos al español antiguo en 1582 por Francisco Lozano (Alberti, 1450).

Alberti fue un destacado arquitecto y constructor, que incluso resolvió problemas complejos de cimentación, como lo fue la fachada de la iglesia de Santa María Novelo en Florencia, donde encontró que debajo de la misma había antiguas tumbas flanqueadas por arcos. Sin embargo, pese a su experiencia práctica concede importancia menor a las cimentaciones, como se deduce del Capítulo Primero de su Libro Tercero donde tiene la siguiente explicación:

“... El Cimiento (si no me engaño) no es parte del edificio, sino lugar y asiento en que se ha de levantar el edificio mismo, porque si se ofrece sitio macizo y muy constante, y por ventura de piedra, como hallareis algunos cerca de los “Vellos”, que cimiento habéis de echar allí sino levantar el mismo edificio Iüro a Séna se ven grádes grandezas de torres puestas en el mismo suelo primero y desnudo, porque está debajo extendido un monte macizo de piedra arenisca. Será pues menester hacer, cimientos, que es ir hacia lo hondo, y cavar donde se ha de buscar el suelo firme y estable cavada hoyo, y hecha hacia abajo, lo cual conviene hacer en casi los más lugares, de los cuales se dirá después. Y serán estas cosas indicios que será el suelo acomodado, fino y ninguna yerba de las que suelen estar en lugares húmedos, sino lleva árbol alguno, o solamente aquel no suele nacer sino en lugar espeso y duro, si en derredor estuvieren todas las cosas muy enjutas y secas del todo, si estuvieren pedregosas con piedra no menuda, no redonda sino esquinada y maciza, principalmente con pedernal, si debajo de si no nacieren fuentes, ni pasa cosa corriente, porque del arroyo es natural, que o siempre robe cuanto pueda, o con el movimiento se lo lleve. Y de aquí es, que los llanos junto adonde corre el río no antes guardan firmeza de suelo hasta que descendáis a la madre.....”.

Otro tratado renacentista fue del español Diego de Sagredo, publicado en 1549 con el título de “Medidas del Romano o Vitruvio”, en el cual detalla las formas y dimensiones de los tres órdenes clásicos de la arquitectura y donde agregó un cuarto, el toscano; así como su relación con la figura humana.

La Escuela Superior de Arquitectura de Madrid ha hecho accesibles estos tratados de construcción antiguos en su Fondo Antiguo Digital (UPM, 2002). Por su parte el Dr. en Arq. Carlos Chanfón

Olmos escribió en 1991 un resumen de estos tratados como Línea de Investigación de Tratados y Documentos de Arquitectura (Chanfón, 1991).

## **4.2 CIMENTACIONES EN TEMPLOS DE LA NUEVA ESPAÑA**

La construcción de templos en la ciudad de México, a partir del siglo XVI, se inició con la pequeña nave que levantaron los franciscanos sobre los restos del Templo Mayor, apenas concluida la toma de Tenochtitlán, la cimentación fue simple, porque fue suficiente destruir la parte superior del Templo para tener un apoyo excelente. Después, en orden cronológico los franciscanos, dominicos y agustinos empezaron a levantar sus enormes conventos en la ciudad conquistada; por su parte, el clero secular construyó una pequeña Catedral al surponiente del atrio de la actual, era tan pequeña que en pocos años se justificó impulsar la construcción de otra cuyas dimensiones fueran tales que opacaran a los templos mexicas de la ciudad conquistada, porque es imaginable suponer que la nueva Catedral sería comparada con el Templo Mayor Azteca que sobresalía unos 36 m sobre la superficie, sin tomar en cuenta los 15 m hundidos sobre el que se desplantaba y que hacían posible su estabilidad, con una carga total de unas 50 ton/m<sup>2</sup>.

Edificar las grandes estructuras religiosas sobre los suelos blandos de la ciudad de México fue un reto tecnológico enorme; para comprenderlo, bastaría con imaginar que la construcción de los templos y conventos de San Francisco, San Agustín, Santo Domingo y la Catedral de la ciudad de México fuera una decisión reciente y que se programara levantarlos en unos pocos años. Ese objetivo obligaría a la ingeniería geotécnica actual a proponer complejas soluciones de cimentación, congruentes con las elevadas cargas que esas estructuras transmiten al subsuelo blando.

Se abre entonces la pregunta de cómo pudieron concebir y realizar los evangelizadores y alarifes venidos a la Nueva España la cimentación de esas pesadas estructuras sobre los suelos blandos desconocidos para ellos. Se puede suponer que su conocimiento sobre construcción era el clásico, el del Vitruvio, obra publicada en Alcalá de Henares en 1582 y dedicada al rey Felipe II. Es interesante mencionar que hubo otra traducción española del Vitruvio, la del presbítero Joseph Ortiz Sans de 1795, obra dedicada al rey Carlos IV, aunque se dice que es más fiel que la de Urrea, fue tardía para haber influido en la Nueva España. Por su parte, el libro de Alberti y su traducción sólo pudo ser una referencia accesible después del siglo XVII.

Se puede entonces especular que para fundamentar los templos y conventos arriba citados, los alarifes y constructores españoles hubieron de recurrir al conocimiento que sobre el tema habían acumulado los mexicas para cimentar sus templos; los españoles de seguro indagaron que el Templo Mayor tenía siete etapas superpuestas, que lo renovaban y agrandaban por motivos rituales y religiosos pero que también lo hacían para borrar los daños visibles provocados por los hundimientos diferenciales.

Lo anterior implica que sin duda los mexicas habían vivido un proceso de aprendizaje por ensaye y error, derivado de edificar las siete etapas de su pesado Templo Mayor; a lo cual los hispánicos sumaron su conocimiento empírico estructural, capacidad de observación, ingenio y sin duda su audacia. El resultado fue satisfactorio gracias a que esas construcciones se levantaron en largos periodos de tiempo, lo cual permitió que el subsuelo se endureciera gradualmente y fuera capaz de soportar las cargas que le aplicaban esas estructuras.

Las primeras construcciones religiosas sufrieron daños que les llevaron a concebir ingeniosas cimentaciones como las de San Agustín y la Catedral Metropolitana, ambas debidas al notable alarife Claudio de Arciniega, que como se verá en el Capítulo 6 se les puede calificar de conceptualmente modernas; sin duda, fue un proceso de adaptación de los prototipos conocidos para los alarifes españoles, a suelos desconocidos, a los materiales de construcción disponibles y especialmente a los sismos. Pero la imposibilidad de construir cimentaciones a prueba de error, explica que al paso de las centenas de años muchos monumentos coloniales manifiesten problemas de comportamiento. Para valorar la dificultad técnica, se puede imaginar que si hoy se pretendiera diseñar con rigor técnico la cimentación de San Agustín o de la Catedral, para una vida útil de más de 500 años, sería un imposible, porque no se dispone de técnicas de ensaye de suelos confiables para caracterizar su comportamiento a lapsos de tiempo tan grandes.

Las explicaciones anteriores obligan a reconocer que analizar casos sobre el comportamiento del subsuelo de los monumentos religiosos que exhiben daños estructurales es un campo prometedor para acumular el conocimiento que se podría aplicar a otras estructuras. Para introducirse en el tema de las cimentaciones que se adoptaron en los templos y conventos de la Nueva España, se hace a continuación una breve descripción de las soluciones de cimentación que se aplicaron, incluyendo el empleo de pilotes de madera, que por su importancia se le dedica un mayor espacio; esta información se aprovecha en el Capítulo 6 al describir los casos que conforman la meta de este trabajo.

**Muros de cimentación** Esta es la solución típica de cimentación en la gran mayoría de las construcciones coloniales, consiste en una simple ampliación de los muros que penetra en el subsuelo; en suelos duros esa penetración puede ser tan corta como unos 50 cm. y trabaja como una zapata corrida de forma cuadrada; los hay también de varios metros de profundidad que penetran los suelos blandos para desplantarse sobre un estrato duro y algunos casos para tomar por fricción las cargas.

**Trabes de mampostería.** En muchos templos se adoptó la cimentación mediante trabes de mampostería perimetrales a la nave, complementadas con otras en su interior, paralelas entre sí y con eje ortogonal a la nave; en las perimetrales se apoyan los muros y cuando hay columnas interiores, se montan sobre las trabes interiores, esto resulta muy ingenioso porque dan un mejor apoyo a los arcos. En los suelos muy blandos se recurrió a una retícula de trabes que sostienen a las pilastras y a las columnas centrales; el caso de San Agustín que se describe más adelante es un magnífico ejemplo de este tipo de cimentación. Es interesante agregar que los templos mexicas también suelen estar sobre retículas de contratraves de piedras cementadas con lodo e incluso mortero de cal, ya que esta opción era conocida por los prehispánicos.

**Losas y trabes de mampostería.** Es posible que este tipo de cimentación se utilizara en varios templos de la ciudad de México. El caso más importante es la Catedral Metropolitana en la que se integró una retícula de contratraves sobre una losa de mampostería, a su vez apoyada sobre una retícula de pilotes de madera. Este ingenioso arreglo le dio la necesaria rigidez a la cimentación.

**Cimentaciones sobre pilotes de madera.** Se recurrió a esta técnica mencionada en el Vitruvio para varios templos de la ciudad de México y probablemente para otros de las zonas costeras, para el siglo XVI el hincado de pilotes seguía siendo semejante a como lo hicieron los romanos y sorprende que siga actualmente en uso; más aún, interesa conocerla y conservarla porque siempre se podrá aplicar cuando se carezca de equipo moderno para el hincado de pilotes ligeros. La Fig. 4.5 es

una fotografía actual del hincado de pilotes en una población sudamericana. Es de llamar la atención que los mexicas hicieron uso intensivo de estacones para cimentar sus templos, eran troncos de arbustos cortos y delgados que seguramente hincaban con la fuerza de varios hombres, pero los españoles conocedores de la técnica romana recurrieron a los pilotes de mayores dimensiones para la cimentación de sus templos en la ciudad de México.

***Piloteadoras en la época colonial.*** El mejor ejemplo de su empleo es la Catedral Metropolitana, aunque la información sobre los procedimientos de su construcción es muy escasa, en particular sobre su cimentación; las calas de exploración muestran que tiene una losa de mampostería de 1 a 2 m de espesor apoyada en pilotes, cuyo número puede ser del orden de 22,000 de unos 20 a 25 cm de diámetro y de 3 a 5 m de longitud, sobre la losa se desplanta una retícula de grandes contratraveses de mampostería que reciben a los muros y las columnas. El hincado de ese vasto número de pilotes de troncos empezó en 1593 y sin duda requirió de una piloteadora del tipo romano. En la Fig. 4.6, se muestra uno de esos pilotes, que fue capaz de atravesar los rellenos e incluso penetrar en el talud norte de la pirámide a Tonatiuh o dios del Sol de Fuego, que se ubica bajo el Sagrario; pero esto no fue posible hacerlo con sólo la punta del pilote de madera, fue necesario abrir primero una perforación donde después se hincó el pilote. Esto demuestra que la técnica de perforación previa para realizar un pilotaje, que muchos creíamos era moderna, es también una técnica del pasado.

#### **4.3 COMENTARIO FINAL**

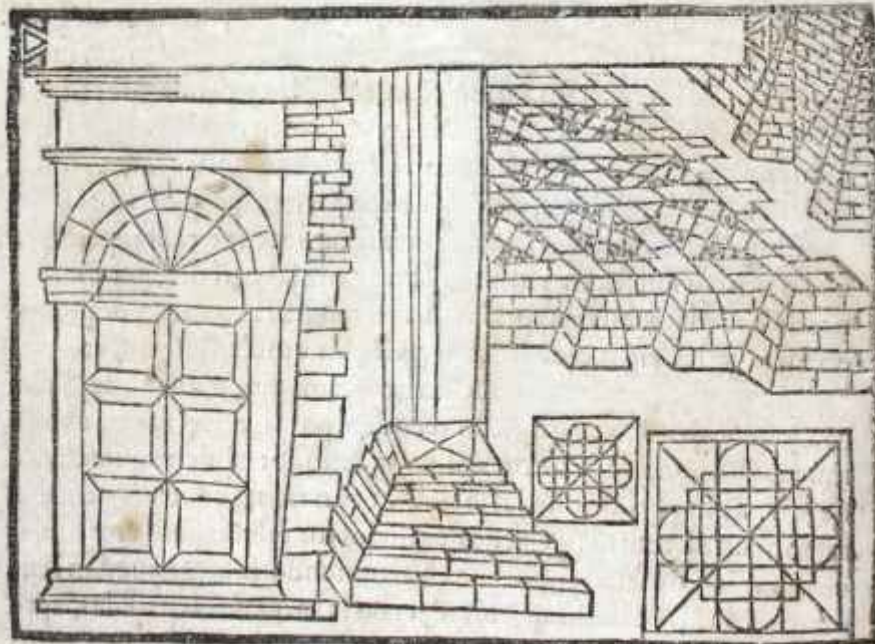
En relación a las cimentaciones de las estructuras religiosas de la Nueva España, se podría decir que recurrieron a cimentaciones simples apoyadas en la superficie, a retículas de contratraveses y también a pilotes de madera; sin duda que el Vitruvio proporcionó la mejor orientación, que el Sagredo fuera de menor utilidad y que el tratado de Alberti, por su aparente falta de interés en los cimientos, les influyera sólo en la estructura; esto último se deduce de un párrafo en donde dice que “el cimiento no es parte del edificio”. Esta afirmación no es extraña y sigue siendo actual, porque aún hoy las cimentaciones son de interés sólo para los especialistas; por ello Karl Terzaghi, iniciador de la mecánica de suelos, lo expresó con la frase “no hay gloria en las cimentaciones” (Goodman, 1998).



Fig. 4.1 Cimentación de los edificios de la Acrópolis de Hattusa (2000 a.C.)

## Libro sexto

todos los edificios respondan al niuel, y a ninguna parte se inclinen, ni esten desplomados, principalmente ha de auer grãde cuydado de los edificios de debaxo la tierra, porque el amontonamiento de la tierra suele hazer mucho daño, y es la causa, porque la tierra no puede sufrir el peso que tiene en el estio, antes en tiempo de inuierno crece, recibiendo las lluias mucha agua, y rompe por diuersas partes con la carga y ensanchamiento, y derriba muchas vezes las cercas de los edificios, assi que para que se cure desta enfermedad, se hará lo siguiente. Que lo primero haga el grueso del edificio conforme a la cantidad y grandeza del monton de la tierra. Despues desto, edifique en las frentes anterides, o erismes, que son botaletes, o arcos, y estos estaran apartados entre si tanto espacio, quanto ouiere de ser la altura del fundamento, y de la misma grosseza de la que fuere el cimiento, y corran por lo baxo con el mismo grueso que fuere ordenada la grosseza del edificio. Despues vayan disminuyendo, y contrayendose de grado en grado de tal manera, que en lo alto tengan la sustancia tanto, quanto es de grueso el edificio.



Allende desta, la parte de dentro contra la tierra e inquense a manera de sierra vnos dias es junto al muro, de tal manera, que cada vno de ellos este distante del muro, quanta ouiere de ser la altura de aquel edificio.

Fig. 4.2 Ilustración del Vitrubio por Miguel Ángel Urrea Arquitecto



Fig. 4.3 Piloteadora Romana Fistucas

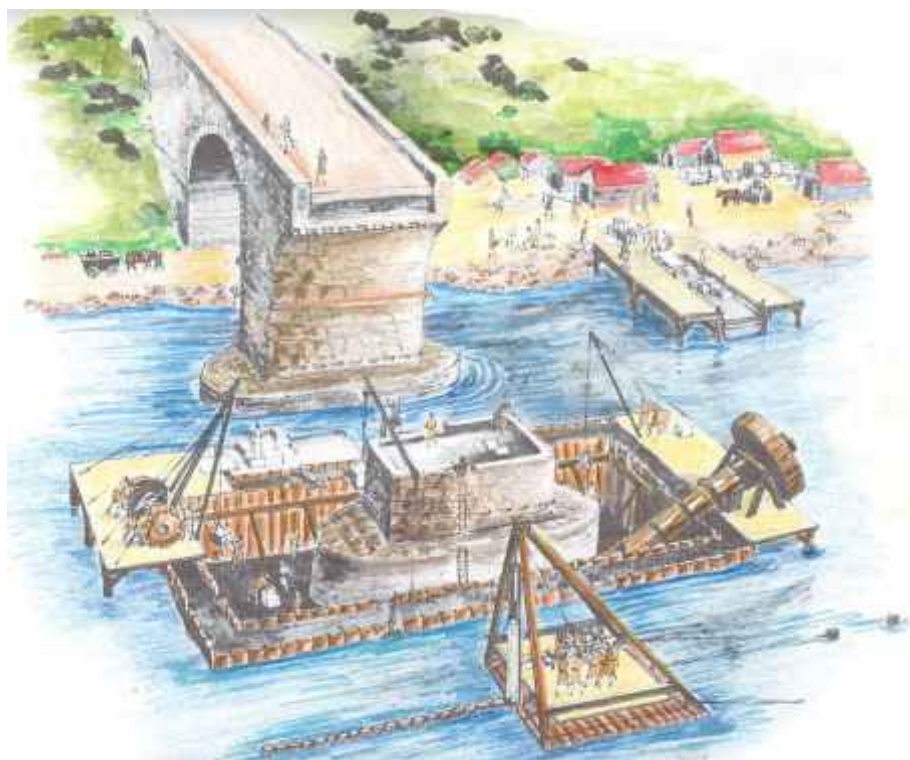


Fig. 4.4 Pilotes y tablestacas romanas para cimentar un puente (Hamey, 1990)



*Pilotes*

Fig. 4.5 Piloteadora actual



Fig. 4.6 Pilotes en el Sagrario anexo a la Catedral de México



## 5. ASPECTOS ESTRUCTURALES

### 5.1 ANTECEDENTES HISTORICOS

**Generalidades.** En este capítulo se hace un resumen del proceso con el que se llegó al conocimiento empírico que fundamentó la certeza de los misioneros españoles para lograr que las construcciones religiosas novohispanas fueran estables, la importancia de esta recopilación radica en tratar de demostrar que ese conocimiento debería permanecer como una herramienta auxiliar de los arquitectos e ingenieros interesados en la conservación de los templos y conventos del Patrimonio Arquitectónico.

El conocimiento estructural sobre los templos y conventos edificados en la Nueva España, a partir del siglo XVI, radica en la experiencia acumulada por los constructores en un proceso que tomó miles de años, desde las más antiguas culturas a los notables arquitectos del Renacimiento. Así, durante la Edad Media los alarifes europeos sabían que la nave de un templo debería cumplir con las antiguas reglas geométricas de la arquitectura y también sobre la calidad que deberían tener los materiales. Fue hasta el siglo XVII que se empezó a comprender de manera racional el fundamento de la estabilidad de las estructuras con muros, arcos y bóvedas. Finalmente, el estado actual del conocimiento del comportamiento de esas estructuras ha avanzado sustancialmente, la ayuda de las modernas computadoras ha sido significativa, pero aún así muchos expertos consideran que aún tomará tiempo llegar a soluciones rigurosas.

Se podría decir que el desarrollo de la construcción se inició hace unos 5,000 años, en los Montes Zagros donde nacen los ríos Eufrates y Tigris, en la región de la Media Luna Fértil, donde hay evidencias que los humanos nómadas pasaron de ser cazadores-recolectores a agricultores sedentarios, mejoraron las semillas silvestres de trigo y cebada, domesticaron a los vacunos, burros, ovejas, cabras, cerdos, perros y gatos; pero su gran logro fue integrarse en complejas sociedades (Asimov, 1983, Roaf, 2005 y Diamond, 2005). La ciudad de Çatal Hüyük (Fagan, 1974), fue sólo un caserío de adobe con techos planos, pero su trascendencia radica en que allí se encontró la más antigua prueba del empleo de la cal. El pueblo Sumerio, asentado en la parte baja de la Mesopotamia (región entre los ríos), hizo suyo ese conocimiento y dio el notable salto tecnológico, cultural y artístico que transformó a la humanidad.

**Construcciones antiguas.** Los arqueólogos coinciden en que los sumerios fueron ingeniosos constructores que debieron adaptarse a su entorno desértico, escaso de madera y carente de piedra, por ello recurrieron a los adobes e inventaron los ladrillos horneados; con ambos levantaron torres o zigurat, es de lamentar que fueran destruidas por sus enemigos y el tiempo. Sin embargo, sus conocimientos se propagaron por todo el mundo antiguo, dado que Mesopotamia fue encrucijada de acceso a Anatolia y a las cuencas de los ríos Nilo, Indo, Yang tze y Amarillo. Más aún, se sabe que desde la antigüedad hubo intercambio entre oriente y occidente de materiales, conocimientos,



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.

inventos y desarrollos técnicos; tema que fue investigado meticulosamente por el Dr. Joseph Needham (Temple, 2007).

Ese intercambio de conocimientos ha dificultado a los arqueólogos precisar cual fue la cultura que inventó los arcos y las bóvedas de mampostería. La información disponible parece indicar que fueron los sumerios, considerando su avanzado desarrollo y la carencia de maderas en la región que habitaron, aunque hasta ahora no hay pruebas que lo demuestren con rigor. Para mostrar la dificultad de identificar al pueblo que inventó el arco y la bóveda, se hace a continuación un breve resumen de los pueblos más antiguos, destacando en cuales de ellos se han encontrado esos elementos arquitectónicos:

a) Los sumerios ya mencionados, cuyo inmenso legado incluyó varias formas de escritura, fueron los primeros en recopilar su historia, desarrollaron la agricultura intensiva con canales de riego, ciudades con admirables centros religiosos, inventaron la rueda y los carros tirados por bueyes o burros. Los asirios aprovecharon todo esto, lo ampliaron y mejoraron, sus notables ciudades y templos constituyen hoy los primeros grandes monumentos arquitectónicos.

b) Los Hititas, pueblo indo-europeo que habitó en la actual Capadocia, Turquía; en su capital Hattusa se encuentran los dos famosos arcos de la Puerta de los Leones que datan del 1600 a.C., conformados con grandes bloques de roca labrada y acomodados en voladizo; en la misma ciudad hay otros arcos con bloques de menor tamaño, Fig. 5.1 (se identifican como arcos falsos, acartelados o en voladizo); sin duda estos arcos son los más antiguos que se han encontrado. Es interesante agregar que los hititas hicieron otra formidable aportación tecnológica con su metalurgia, en metales preciosos y también fueron los primeros en desarrollar la fundición del hierro.

c) Los egipcios, desarrollaron o copiaron la construcción de bóvedas; las conocidas como de Ramses fueron levantadas en el 1300 a.C., sirvieron para almacenar granos; probablemente se trate de las más antiguas bóvedas o al menos las más grandes de la antigüedad, Fig. 5.2 (Video del British Museum).

d) Los micenos, diseminados en las islas y costas de los mares Egeo y Mármara, actuales Creta, Turquía, Grecia y Siria con sus tumbas o Tholos en forma de domo-colmena con bloques de roca en voladizo o modillón, cubiertos con tierra, para aumentar su estabilidad; datan del año 1300 a.C., Fig.5.3. (Cole, 2002).

e) Los asirios, con los restos del arco construido posiblemente antes del 700 a.C. en el Palacio del Rey Sargon en su ciudad Dur-Sharrukin, actual Khorsabad cercana a Mosul, Irak, el cual tiene unos 5 m de claro y 8 de altura Fig. 5.4. En esa ciudad se desarrolló el ingenioso procedimiento para construir bóvedas sin necesidad de cimbra que se ilustra en la Fig. 5.5, que hoy podría retomarse para aplicaciones actuales de esas estructuras; por ejemplo para túneles falsos (Roaf, 2005 y Cole, 2002).

f) Los semitas, con las bóvedas circulares que existieron en la muy antigua ciudad de Jericó. Herodoto visitó las ruinas de Babilonia aproximadamente en el 450 a.C. observó bóvedas similares y las menciona con admiración (de la Orta, 1969).

g) Los caldeos, con los dos arcos de la maravillosa Puerta de Istar en Babilonia, que data del 600 a.C. y ahora restaurados en el Museo de Historia de Berlín, Fig. 5.6.

h) Los persas, en su más importante ciudad Persépolis fundada en el 513 a.C., en su construcción colaboraron arquitectos griegos, entre sus edificios destaca la sala cuadrada de audiencias o Apadana de 55 m de lado, tuvo treinta y seis columnas de 23 m de alto con techo de madera de cedro. Esta ciudad y otras fueron quemadas por Alejandro Magno en el 331 a.C., destrucción que impide precisar el adelanto arquitectónico al que llegaron los persas. Casi quinientos años después el primer rey de la dinastía Sasánida, Ardashir en el 224 d.C. levantó su notable palacio con bóvedas de casi 14 m de claro y más de 20 m de alto, Fig. 5.7. Posteriormente, la ciudad Al-Madain o Taysafun, después llamada Ctesifonte por los romanos, residencia de invierno de los reyes partos, arsácidas y sasánidas; fue destruida y sólo quedan los restos del trono Taq-i Kisra del 531 d.C., Fig. 5.8; notable bóveda cuya geometría se acerca a una catenaria, tiene 33 m de altura y 48 de claro; se cree que fue la más grande construida sin cimbra; se encuentra a unos 30 km. de Bagdad en la orilla del río Tigris.

i) Los Indos habitantes de la cuenca del río Indo, en el actual Pakistán, donde se desarrollaron dos importantes ciudades Mohenjo-Daro y Harappa del 2000 a.C.; de la primera asombra su desarrollo urbano con calles rectas y con un avanzado sistema de abastecimiento de agua y drenaje, sus habitantes cultivaron el trigo y el ajonjolí.

j) Los Shang y Zhou fueron los dos grupos más antiguos que influyeron culturalmente en China, los Shang se remontan al 1600 a.C., en la cuenca del río Amarillo. La civilización Zhou, unificadora del imperio floreció en las cuencas de los ríos Amarillo y Yangtze o Azul; a falta de antiguas imágenes chinas de sus construcciones, es interesante mencionar el Gran Puente de Piedra que salva el río Chiao Shui, construido en el año 610 d.C. de 37.5 m de claro, rehabilitado a finales del siglo pasado, y cuya geometría se anticipó en cientos de años a los puentes occidentales, Fig. 5.9 (Kerisel, 1985 y Anónimo, 2003).

k) Los Indios en la cuenca del río Ganges con hermosos domos semiesféricos, Stupas funerarias que datan del 300 a.C. Fig. 5.10 (Cole, 2002).

l) Los griegos, estos notables constructores seguramente conocieron los arcos y las bóvedas y por ello llama la atención que no adoptaran esta solución estructural; en sus templos prefirieron las traveses de mármol, posiblemente por razones estéticas.

m) Los etruscos, desarrollaron los arcos puntiagudos, semejantes a los ojivales, pero fue con los arcos de dovelas que construyeron templos, puentes, puertas etc. por el 300 a.C., Fig. 5.11 (Cole, 2002).

n) Los romanos reunieron todo el conocimiento de su tiempo y llevaron la construcción de arcos y bóvedas a su mayor nivel.

Aunque fuera de contexto, la Fig. 5.12 es el sorprendente arco maya recientemente descubierto, aunque sigue siendo un arco falso típico maya, parece demostrar que estuvieron a punto de desarrollar el arco verdadero.

**Arquitectura Romana.** Los romanos aplicaron profusamente los arcos en acueductos, puentes y puertas de murallas, recurrieron a las bóvedas para sus templos, termas y basílicas, sus

construcciones están por toda Europa, Norte de África y Medio Oriente; la calidad de su construcción fue meticulosa y por ello muchas sobreviven después de más de 2000 años, incluso hay puentes romanos en uso. Entre los acueductos, los más conocidos e importantes son: el Pont du Gard en Francia, Fig. 5.13, construido el año 18 a.C., tiene unos 287 m de largo y casi 49 m de altura. El acueducto de Segovia en España, data del año 40 d.C., tiene una longitud de 728 m y 199 arcos, con altura máxima de 30 m, su fama se basa en que está ensamblado con bloques de piedra tallada sin mortero alguno. Entre los muchos puentes destacan: el más antiguo es el puente Milvio en Roma, construido el 220 a.C., para salvar el río Tiber. El de claro más grande, es el puente Kahta de 34 m de claro y 17 m de altura, se encuentra en Capadocia Turquía (O'Connor, 1993).

La construcción de estos arcos para acueductos y puentes se hizo con bloques de roca asentados con mortero de cal, los especialistas del tema especulan que se levantaron con un conocimiento básico del análisis de los arcos. Sin duda que desde los griegos se dominó la descomposición de fuerzas según paralelogramos, así que puede inferirse que los romanos manejaron conceptualmente el polígono funicular, en una representación simple pero efectiva para determinar las fuerzas horizontales y verticales que generan los arcos; se puede inferir que hubo aprendizaje por ensaye y error hasta llegar a definir la geometría que resultaba estable aún durante los sismos.

Entre las bóvedas romanas, destaca el Panteón, atribuido a Apolodoro de Damasco, notable templo romano construido por el cónsul Marco Agripa en honor al emperador Augusto el año 27 a.C., se trata de una cúpula semiesférica rebajada, mide 44 m de diámetro y tiene una abertura circular en la parte superior, el *oculus* que mide 9 m de diámetro e ilumina cenitalmente su interior, Fig. 5.14. Esta bóveda se fabricó con hormigón o concreto romano, en el muro y en la cimentación utilizaron agregados basálticos y en el domo tobas ligeras; su espesor es variable de 3.5 a 1.5 m, la cimbra fue de suyo una obra extraordinaria con la que se conformaron los 5 niveles de 28 arcos que lo aligeran y le dan una gran elegancia. El muro inferior cilíndrico de 20 m de altura tiene 7 grandes huecos para colocar las estatuas de los dioses y del emperador; la entrada es un pórtico con altas columnas de granito. Fue parcialmente destruido en el año 80 d.C. y reconstruido 40 años después. En el año 609 d.C., fue transformado en templo cristiano.

Es interesante mencionar que el hormigón de cal de la bóveda del Panteón ha incrementado su resistencia al paso de cientos de años, hoy se estima que alcanza entre 250 a 300 kg/cm<sup>2</sup> y algunos autores consideran que puede ser mayor. El Panteón influyó profundamente en la arquitectura occidental y tomó 2000 años para que se pudieran construir otros domos con claros similares, gracias al concreto reforzado.

El ingenio romano llevó a desarrollar varias maneras de fabricar la mampostería, la cual podía ser con ladrillos de arcilla cocida, piedras sin labrar y piedras talladas o sillares, de manera general las clasificaban en: a) mampostería organizada y b) mampostería irregular, Fig. 5.15. La organizada la dejaban casi siempre aparente con los tabiques o piedras formando variadas figuras geométricas, Fig. 5.16.

**Arquitectura Bizantina.** Se asume que se desarrolló entre los años 300 y 640 d.C., y que floreció una vez impuesto el cristianismo en el año 391 d.C., con ese estilo se erigieron las denominadas construcciones paleocristianas y fue cuando nacieron los templos con una nave central orientada hacia el altar y posteriormente se agregó la nave transversal, “la procedencia de esta modificación en planta es muy dudosa; posiblemente (es) el traspaso de la imagen divina del emperador al dios cristiano” (Gimpel, 2005). La basílica de Santa Sofía consagrada a la Sabiduría Divina es la más

notable construcción bizantina, su edificación empezó en el 532 d.C. y tomó 5 años; su domo tiene 31 m de diámetro; sus ventanas demuestran el conocimiento alcanzado en la estabilidad de esas obras; aunque el domo ha sufrido los embates de numerosos sismos que le han provocado un severo agrietamiento y hoy preocupa su seguridad.

**Arquitectura del Románico.** Floreció entre los años 750 al 1250, es el período en que la iglesia incrementa su poder en toda Europa, la Abadía de Cluny encabeza la reforma eclesiástica y se construyen las catedrales, abadías y templos del románico que predominan en los países latinos y en Alemania; son iglesias en las que su estructura recurre a los arcos de medio punto, predominan las bóvedas de cañón y en ocasiones de arista; suelen tener capillas adosadas semicirculares y también contrafuertes para soportar los empujes horizontales de las bóvedas. La planta y arquitectura de estas iglesias es muy rica en formas, puede ser basilical de una y tres naves, orientadas este-oeste sus fachadas son al occidente donde se ubican sus dos torres, en algunas catedrales tienen también dos torres en la parte posterior poniente. Estas iglesias siempre tienen atrio, que se aprovechó como cementerio y muchas de ellas tienen nártex. Entre las iglesias del románico predominan las estructuras de planta poligonal, circular y tetra-lobulada, formas que se utilizaron para alojar a los baptisterios. La catedral de Pisa con su torre-campanario y su baptisterio exentos son uno de los monumentos románicos más destacados (Toman, 2004).

La catedral de Santiago de Compostela es el centro religioso español más importante, se le considera la más representativa del románico. Esta catedral es la meta de los peregrinos que desde la época de los romanos recorren a pie el Camino a Santiago, que parte del noroeste de la península española, desde la actual frontera con Francia, siguiendo las rutas llamadas francesa y aragonesa. A lo largo de esas rutas se encuentran las más importantes catedrales españolas: en la primera están la catedral de Pamplona, Santa María la Redonda de Logroño, Santo Domingo de la Calzada, Burgos y León; en la segunda ruta está la catedral de Jaca y el Monasterio de San Salvador de Leire; hay otras rutas a la Catedral de Santiago que incluyen otros templos y catedrales como la de Oviedo.

**Arquitectura Gótica.** El abate Suger de St-Denis impulsó a partir del año 1140 el abandono de los arcos circulares del románico por los ojivales del arte gótico con la construcción de la abadía de Saint-Denis en la Île-de-France; este nuevo estilo arquitectónico se extendió por Francia, Alemania y parte de Inglaterra entre el 1130 y el 1500. Se levantaron numerosas catedrales como testimonio abrumador de la religiosidad en la Europa de entonces. Rolf Toman, editor y autor de la Introducción del libro *El Gótico* (Toman, 1998), cita a varios eruditos del tema, como Elio Vittorini que describe a esas catedrales con paredes de “estructura diáfana y espacio como símbolo de lo inmaterial”, para cuya construcción los maestros albañiles, “francmaçon” se unían en cerradas cofradías y guardaban celosamente su conocimiento sobre la estabilidad de las construcciones, como lo describe Jean Gimpel en su recopilación *Los Constructores de Catedrales* (Gimpel, 1971).

R. Toman propone observar a las catedrales góticas para su mejor comprensión, a partir de los conceptos del diccionario de Viollet-le-Duc publicado en 1854 y del libro *Die gotische Architektur in Frankreich* de Dieter Kimpel y Roberto Suckale, publicado en 1985; los cuales describen a las catedrales góticas como “verdaderos centros de invención” y agregan que “debemos confesar abiertamente que, según nuestra opinión, nunca se hubiera llegado a la forma gótica sin las innovaciones técnicas y tempranas de la arquitectura ingenieril. Sólo se entiende cuando se intenta imaginar el encuentro dialéctico entre lo estético y lo constructivo, lo político y lo religioso, lo económico y lo espiritual”.

Kimpel y Suckale reconocen que la manera más reciente de ver a los monumentos góticos es en la que fue pionero Viollet-le-Duc hace más de cien años; que se complementa con las modernas técnicas del análisis estructural o con los ojos aguzados de los profesionales entrenados en comprender los aspectos relevantes del proceso de construcción (Kimpel y Suckdale, 1988). El caso más estudiado ha sido la catedral de Amiens, que sustituyó a una iglesia paleocristiana que existía en el sitio. La investigación arquitectónica demuestra la racionalidad estructural y del tallado de las piedras. Su construcción inició en 1218 y finalizó hacia 1269. Sus dimensiones: longitud exterior 145.0 m, longitud interior 133.5 m, anchura de la nave 14.6 m, altura sin bóveda 42.3 m y altura de la flecha 112.7 m. Un interesante dato que señalan estos expertos es que la cimentación de la catedral de Amiens está a 9 metros bajo tierra, por lo que se trata de “una de las cimentaciones más profundas y seguras de las catedrales europeas”. Otra interesante cimentación de una catedral medieval fue la de Winchester en Inglaterra, que se levantó sobre balsas de troncos de haya porque el sitio era pantanoso; la madera estaba podrida para el siglo XIX y fue necesario recimentarla con técnicas modernas (Watson, 1999).

Algunos de los estudiosos de la historia de la arquitectura consideran que el motivo fundamental para concebir el proceso constructivo de las estructuras góticas, en comparación con las bóvedas romanas, es que minimiza la cimbra de madera que se requiere, aporte que en su tiempo fue indispensable porque los bosques cercanos a las ciudades estaban casi agotados. En cuanto a la geometría de las catedrales góticas, se sabe que la trazaban en un muro enyesado en una habitación a la que no tenían acceso los extraños (Bayard, 1995); se cree que en sus dibujos ensayaban el equilibrio de las fuerzas de arcos y bóvedas. El único documento que ilustra los procedimientos constructivos y materiales empleados en varias catedrales lo elaboró en el año 1230 Villard de Honnecourt, de su libro se conserva la colección de 250 dibujos de las catedrales que inspeccionó.

En el labrado de la piedra para esas catedrales los canteros medievales llegaron a la perfección, en su mayoría utilizaron rocas sedimentarias caliza y areniscas, cuidando con esmero la orientación de cada bloque, ahora se diría que los colocaban conservando la dirección de los esfuerzos principales del macizo de roca; al aprendiz de cantero le tomaba años de entrenamiento adquirir ese conocimiento, cuyo propósito fundamental era el evitar que alguna pieza de la estructura sufriera fisuras que pudieran desencadenar alguna deformación o riesgo de inestabilidad. En algunos casos los bloques de roca tallada o sillares se asentaban sobre una delgada capa de mortero de cal que eliminaba la influencia de los pequeños picos que les hubieran quedado, a pesar del labrado meticuloso; esto uniformizaba la distribución de cargas entre los bloques y evitaba las temidas fisuras; esta preocupación, se resolvió en dos catedrales en Inglaterra empleando delgadas láminas de plomo en el contacto de los bloques de las columnas. Lo anterior demuestra que en las construcciones góticas el uso del mortero de cal se limitó a uniformizar el contacto de los bloques de roca labrada; se perdió la necesidad de aplicar los morteros de alta resistencia que tanto impulsaron los romanos.

El trabajo de los canteros medievales llevó a prácticamente olvidar las virtudes de los morteros y concretos romanos de alta resistencia, porque sus construcciones simplemente no los requerían. Pero en el Renacimiento, como se mencionó en el Capítulo 3, se reinventó el mortero de cal de alta resistencia y dejó de ser indispensable tratar de lograr la perfección en el labrado de las piedras, porque las juntas absorben las irregularidades. Sin embargo, en Inglaterra y Escocia han rescatado la habilidad en el trabajo con la piedra para la restauración de monumentos; así, se podría decir que los canteros de esos países conocen los detalles de su oficio (Cramb, 1992).

**Arquitectura Renacentista.** Al Renacimiento lo han definido algunos como el resurgimiento del individualismo y como la “reanimación consciente de la supremacía mundial de la Antigüedad, bajo los auspicios cristianos”; fue el surgimiento de los grandes arquitectos y la propagación de iglesias y palacios para crear la espléndida Arquitectura del Renacimiento Italiano; se dice que Filippo Brunelleschi (1377-1446) la inició cuando ganó el concurso para construir la bóveda de la Catedral de Santa María del Fiore en Florencia, gracias a una maqueta en la que demostró que requería una cimbra mínima. El diámetro de la bóveda es de 42 m, altura de 114.5 m y peso del orden de 30,000 t; aligeró esa enorme bóveda para salvar su gran claro. La ingeniosa cúpula o domo octagonal es doble, la interior es de mayor capacidad estructural y la exterior más ligera; en ambas la cal es el cementante de todas las piezas. Fig. 5.17. Más adelante se comenta el problema de comportamiento que tiene ésta notable cúpula (Prager y Scaglia, 1970).

Otro gran genio renacentista fue León Battista Alberti (1404-1472), arquitecto de innumerables palacios y de la remodelación de la fachada de la iglesia de Santa María Novella en Florencia. Fue un conocedor de Los Diez Libros de Arquitectura de Vitruvio, reencontrado en 1414, al grado de que aprovechó y amplió muchas de sus enseñanzas y después escribió su propio tratado con igual nombre: Los Diez Libros de la Arquitectura; en su versión recopila el conocimiento de la arquitectura y construcción de su tiempo. Su ejemplo abrió a varios la idea de escribir tratados de arquitectura, uno de ellos fue Andrea di Pietro Palladio (1508-1580), cuyo libro incluye ilustraciones de sus notables construcciones.

Otra hermosa obra del Renacimiento es la basílica de San Pedro en Roma, levantada sobre los restos de la primera que data del año 319 y cuya demolición fue a partir de 1447. Se encomendó a Donato Bramante la nueva basílica y en 1547 se pidió a Miguel Ángel el diseño y construcción de la cúpula, a su muerte otros arquitectos continuaron con la obra, entre ellos Jacobo Vignola; se completó lo que es el mayor templo cristiano en 1614 (Toman, 1994). Más adelante se comentan los problemas de comportamiento que ha tenido el domo.

**Tratados de Arquitectura en la Nueva España.** Estos libros fueron indispensables para fundamentar el vasto esfuerzo constructor de los misioneros venidos a México, se puede afirmar que fueron la fuente de información de las formas arquitectónicas, de los materiales y por supuesto de la cal. Para la preparación de la cal, se recuperó el procedimiento de los romanos y aún con mayores cuidados, porque necesitaban las altas resistencias y porque también se utilizó para preparar la base de las pinturas con la técnica del fresco, para ello se ponía especial cuidado en que la calcinación y el humedecimiento fuera rigurosos. A continuación se mencionan los Tratados, ya mencionados en el Capítulo 4 (Chanfón, 1991), que pudieron ser los que más influyeron en la Nueva España:

Las dos traducciones de “Los diez Libros de la Arquitectura” de Vitruvio, la de Miguel de Urrea de 1582, y la traducción, tardía para influir en la Nueva España, debida a Joseph Ortiz Sans realizada en 1795 (Vitruvio Polión, 1582, Vitruvio Polión, 1795).

El “Tratado de Arquitectura” de Diego Sagredo (1377-1446) implantó los procedimientos, materiales y técnicas de las construcciones españolas y por ello influyó directamente en las colonias en América.

Otra obra que influyó fueron las partes “Tercero y Cuarto Libro de Architectura” de Sebastián Serlio Boloñés, traducido del toscano por Francisco de Villalpando en 1552 y como afirma José Antonio Terán Bonilla: “Este tratado de arquitectura, debido a la amplia difusión y utilización que tuvo en



Nueva España, desde la segunda mitad del siglo XVI hasta el siglo XIX, constituyó durante ese periodo, un libro imprescindible para el diseño y fábrica de los edificios civiles y religiosos”. La Biblioteca Palafoxiana de Puebla realizó una edición facsimilar de este interesante libro (Terán, 2006).

“Los Diez Libros de Arquitectura” de León Battista Alberti, traducidos al español antiguo en 1582 por Francisco Lozano, fue el Tratado que propagó la arquitectura Renacentista (Alberti, 1582).

## 5.2 EVOLUCIÓN DEL CONOCIMIENTO ESTRUCTURAL

**Tecnología Romana.** Se sabe que los romanos aprovecharon todo el conocimiento científico y tecnológico de su tiempo, propio y de los pueblos que sometieron, para llevar a cabo sus objetivos de expansión territorial, que requirió de un febril empeño constructor de vías de comunicación, desarrollos urbanos e infraestructura. El Profesor Rabun Taylor en su libro “Roman Builders” afirma que no se pudo probar que los arquitectos y constructores romanos tuvieran un método científico para el diseño estructural (Taylor, 2006), más aún, que no hay evidencias de que realizaran experimentos controlados para avanzar en sus conocimientos, pero que la construcción de bóvedas con innovaciones pudo requerir de conformar modelos previos, “porque innovar está más allá de ser una mera conjetura”. Para Rabun el apotegma de que el conocimiento se reducía a aceptar que “las estructuras permanecen o colapsan y que no es obvio ni medible por cuanto tiempo se mantienen”; este juicio es extremo, porque la observación cuidadosa del cambio gradual de esfuerzos que genera grietas y deformaciones en las construcciones permitieron a los constructores romanos comprender empíricamente los detalles estructurales y fue la base de su creatividad para levantar sus magníficos templos, termas y basílicas.

Para los constructores romanos la simple observación de las fisuras en los domos, que nacen en la parte meridional y se dirigen a la parte inferior, les fue indicativo de que la parte superior trabaja a compresión y que por ello la podían adelgazar; en cambio la inferior trabaja a tensión y causa el fisuramiento vertical; esto los llevó a reconocer que el arranque de los domos debería ser más ancho y también comprobaron que esas grietas “no son síntomas de una debilidad fatal”, porque los domos permanecían de pie, a pesar de ellas. Este principio les permitió abrir ventanas en la parte inferior de los domos; sin embargo, varios de sus domos colapsaron durante los sismos y les quedó el conocimiento de ese riesgo; el cual paradójicamente sigue siendo actual.

Rabun describe los huecos cenitales, óculos de los domos u *oculus*, como un espléndido ejemplo del manejo estructural para un logro estético y lo ilustra con el caso del Panteón en Roma, Fig. 5.14. Incluso lo correlaciona con la interpretación que hacen algunos de domos como un conjunto de arcos con el mismo eje vertical, como si tuvieran una dovela clave común, pero afirma que eso no se sostiene como lo demuestra la presencia de los óculos, ya que en el domo “se desarrollan esfuerzos circunferenciales”; más aun, en los “arcos imaginarios que constituyen un domo se congregan en una sola masa, agarrándose uno de otro y por ello la corona se puede excluir y abrir el óculo”.

Se puede concluir que los romanos llevaron la construcción de arcos para edificios, puentes y acueductos a su mayor nivel y en cuanto a las bóvedas, es notable su empleo en basílicas, termas, templos y palacios; el número de estructuras que levantaron es inmenso y todo lo basaron en su conocimiento empírico de la estabilidad de la geometría, de las proporciones y de la calidad de los materiales.

**Ingenio de Leonardo da Vinci.** En su faceta como arquitecto y en su comunicación con los ingenieros de la ciudad de Siena fue el primero en observar el trabajo mecánico de los arcos, como lo muestran sus dibujos del Códice de Madrid I, elaborado en el 1493, Fig. 5.18 (Galluzzi, 1999). Se puede especular que los romanos vieron lo mismo, pero no dejaron evidencia de ello. Sobre otras figuras elaboradas por Leonardo, del mismo Códice, Santiago Huerta comenta que “sus análisis se ven seriamente condicionados por confusas ideas de la mecánica medieval, que ni siquiera dominaba. No obstante, el talento extraordinario de Leonardo se manifestó con claridad en los ingeniosos ensayos para determinar el empuje de los arcos y para conocer el equilibrio de las dovelas, Fig. 5.19. También le corresponde a él el descubrimiento del mecanismo correcto de colapso de los arcos por formación de articulaciones, anticipándose a los primeros ensayos publicados en 1732, por Augustine Danyzy” (Huerta, 2005).

**Aportación de Robert Hooke.** Fue un ingenioso inventor de varios aparatos de medición y de uno de los primeros relojes de resorte, por sus habilidades lo nombraron Director de Experimentos de la Royal Society de Inglaterra (Boorstin, 1988). Christopher Wren, el arquitecto encargado del diseño y la construcción de la Catedral de San Pablo en Londres, le solicitó en 1676 resolver el problema estructural de la enorme y compleja cúpula de ese templo de unas 58,000 t de peso, sostenida por ocho pilares, cuyas dimensiones son: altura de 68.5 m y diámetro de 31.1 m. Sus estudios consistieron en buscar “la verdadera condición matemática y mecánica para todas las formas de Arcos para la Construcción”. El resultado de sus investigaciones lo enunció en 1675 con el Anagrama: “*Ut pendant conituum flexile, sic stabit continuum rigidum inversum*”, poco entendible para la mayoría, pero comprensible para los científicos de esos años, y que se puede interpretar como: “Cuando se cuelga un cadena flexible, así pero invertida, se sostienen las piezas de un arco rígido” (anagrama significa transposición de palabras, en este caso lo flexible por lo rígido).

R. Hooke trató de asimilar la geometría de la cadena a una parábola ( $y = ax^2$ ), pero se percató que la forma que toma era diferente. Aunque no llegó a una solución del problema matemático, su análisis orientó a Wren en el diseño de la cúpula y la reforzó con una cadena de hierro en el tambor.

A Robert Hooke (1635-1703) no le fue posible resolver el problema matemático de la ecuación de su Anagrama, dada su complejidad; sin embargo, de manera casi simultánea los trabajos de los más notables matemáticos y físicos de su época, entre ellos, Isaac Newton (1642-1727), Juan Bernoulli (1667-1748), Gottfried Leibnitz (1646-1710) y Leonardo Euler (1707-1783), aportaron el conocimiento para solucionarlo e interpretarlo correctamente. Demostraron que se trata de una curva catenaria deducida a partir de la integración de una ecuación diferencial:

$$y = \frac{a}{2}(e^{x/a} + e^{-x/a}) \quad y \quad a = \frac{T_0}{w}$$

En donde  $x$  es la distancia horizontal, medida desde uno de los extremos de la catenaria;  $y$  es la distancia vertical de la catenaria tomada con relación a una horizontal de referencia;  $T_0$  es la tensión el punto más bajo de la catenaria;  $w$  es el peso de la cadena por unidad de longitud.

Poco tiempo después también fue posible resolver esta ecuación con una serie (Sokolnikoff et al 1941):

$$y \approx a \cosh \frac{x}{a} = a \left( 1 + \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} + \dots \right)$$

**Trabajo de Giovanni Poleni.** Otra cúpula, la de San Pedro en Roma, motivó el siguiente avance en el análisis estructural de arcos y bóvedas; en 1506 Donato Bramante diseñó la gran basílica y su cúpula; posteriormente Miguel Ángel Buonarroti (1475-1564) modificó el proyecto y lo perfeccionó. La cúpula tiene 132.5 m de altura y 42.5 m de diámetro, pesa unas 40,000 t incluyendo el tambor y está sostenida por cuatro pilares. Pocos años después de su terminación se le colocaron dos cadenas de hierro como refuerzo y hacia 1626 mostraba daños que para algunos eran tan graves que amenazaban con su derrumbe. Se encargó al arquitecto de origen holandés Gianluigi Vanvitelli (Goebel, 2005), la reparación de la cúpula para lo cual recurrió a Giovanni Poleni (1683-1761), notable matemático, hidráulico y físico quien se encargó de elaborar entre 1743 y 1748 un proyecto para estabilizarla.

Poleni denominó a su estudio “Memorie Istoriche della Gran Cupola del Templo Vaticano”; dividido en cinco libros, es un trabajo meticulado que empieza por demostrar que las fisuras de la cúpula identificadas por Vanvitelli no la ponían en peligro; para ello imaginó la cúpula integrada por 50 arcos y dedujo las fuerzas entre ellos. También elaboró un modelo mecánico de los arcos con una cadena que simulara el eje central de la cúpula (cuya parte inferior es sólida y la superior está formada con dos bóvedas); a la catenaria correspondiente le aplicó 32 pesas de igual magnitud y demostró que la curva definida queda dentro, entre las dos bóvedas, como se puede observar en la Fig. 5.20 (según el Anagrama propuesto por Hooke). Poleni demostró así que la cúpula era segura, pero accedió en colocar los anillos de hierro de refuerzo anteriormente propuestos por Ruggero G. Buscovich (1711-1787).

En su meticulado trabajo Poleni incluyó la evaluación de la capacidad de los anillos y para ello inventó la “Machina Divulsoria”, un mecanismo de palanca para someter a tensión a uno de los eslabones de la cadena; también evaluó las dilataciones térmicas de ese metal, así como la corrosión. Estos dos efectos lo preocuparon pues infería que dañarían el refuerzo al paso de los años. En su informe propone colocar los seis cinturones de cadenas de hierro, que se ilustran en su figura original, Fig. 5.21.

Aunque la línea de presión en un arco tiene infinitas soluciones, la solución de Poleni es válida y permitió lo que fue el primero y quizás el más extraordinario caso de restauración de un monumento histórico. Tan reconocido fue el trabajo de Poleni, que lo nombraron Marqués del Sacro Imperio Romano.

**Análisis de Augusto Coulomb.** El primer análisis racional de la mecánica de los arcos corresponde a Coulomb. “En 1776 presenta a la Academia Real de Ciencias de París una memoria genial por su sencillez y claridad. De hecho Coulomb resuelve el problema de la teoría de la estabilidad de los arcos de fábrica, estableciendo la base matemática de los distintos modos de colapso posibles, incluyendo la posibilidad de deslizamiento. Coulomb analiza una bóveda simétrica Fig. 5.22 y, como La Hire, aísla una parte por un cierto plano hipotético de corte Mm. El empuje horizontal en la clave, desconocido, estará comprendido entre ciertos valores límites (máximos y mínimos) en las hipótesis tanto de fallo por deslizamiento (considerando rozamiento y cohesión) como por vuelco alrededor de las aristas superior e inferior. Coulomb afirma que el fallo por deslizamiento es muy raro y propone a efectos prácticos estudiar sólo la posibilidad de colapso por vuelco. Para encontrar

la posición de la junta de rotura más desfavorable sugiere el empleo del método de máximos y mínimos” (Huerta, 2005).

### 5.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL ACTUAL

**Análisis estático.** El análisis numérico elástico de un arco de medio punto sin ninguna junta y cuyos apoyos están empotrados, como se ilustra en la Fig. 5.23, es estáticamente indeterminado, porque en cada uno de sus extremos se generan dos fuerzas y un momento y aún considerando que sus extremos fueran articulados, sigue siendo indeterminado, porque se tienen tres fuerzas incógnitas y sólo dos ecuaciones. En cambio un arco con dovelas es estáticamente determinado, como Coulomb lo resolvió, porque esencialmente se basa en aceptar que el arco está articulado en los arranques y que se puede separar en dos partes o cuerpos libres, esto lleva implícito que se acepta que hay otra articulación en la clave del arco, como se ilustra en la misma figura. Esta consideración permite aumentar otra ecuación y el problema queda determinado con solución única. Aunque esta unicidad es sólo aparente, porque no considera las deformaciones que se han generado, ni el comportamiento mecánico del material de las dovelas. La facilidad de resolver este problema gráficamente la impulsó Coulomb, dando paso a las soluciones gráficas.

El comportamiento de un arco se define en función de las fisuras que se le han desarrollado (para una bóveda de cañón es similar), porque pueden convertirse en articulaciones o rótulas plásticas; así, en la Fig. 5.24 se ilustra que un arco es muy estable cuando sólo tiene una fisura en la clave, sigue siendo estable con dos fisuras y tres segmentos de arco o “barras”. En cambio es posible que sea estable o inestable cuando desarrolla tres articulaciones y se transforma en mecanismo de cuatro barras; en este caso la estabilidad depende del espesor del arco y la resistencia a la compresión de las piedras que conforman el arco o de la resistencia y espesor de la mampostería de una bóveda. Finalmente, es absolutamente inestable si se le generan cuatro articulaciones.

**Estática Gráfica.** Este método elástico se basa en definir el equilibrio de fuerzas, por su facilidad se adelantó a los análisis numéricos de arcos y bóvedas para resolver casos estáticamente determinados. Fue Karl Culmann (1821-1881) en los años 1864-66, profesor en la Escuela Politécnica de Zürich, quien desarrolló la Estática Gráfica como “la aplicación de la nueva geometría para... encontrar soluciones a problemas de equilibrio”. El objetivo básico de la Estática Gráfica es la de resolver el equilibrio estable de un objeto por medio de dibujos exactos. La base conceptual de estos gráficos empezó con el axioma del Paralelogramo de Fuerza, el cual fue aplicado por Leonardo da Vinci (1452-1519), y posiblemente conocido por los griegos y de seguro aplicado por los constructores medievales de las catedrales góticas.

Culmann aprovechó los trabajos de Jean Victor Poncelet (1788- 1867) que hoy se conoce como Geometría Descriptiva y de Pierre Varignon sobre la composición y descomposición de las fuerzas y la relación directa entre el polígono de fuerzas y el funicular de un sistema de fuerzas y su reciprocidad.

La aplicación de la Estática Gráfica, aunque ahora se le considera como poco útil, tiene la gran ventaja de permitir una mejor comprensión del comportamiento estructural, porque facilita visualizar la transmisión de las fuerzas en los elementos estructurales. El libro Estática Gráfica del Prof. Otto Henkel es una excelente referencia para adentrarse en esta materia (Henkel, 1912).

Los análisis gráfico-analíticos que ha realizado el Dr. Fernando López Carmona para la Catedral y otros templos son un excelente ejemplo de la utilidad actual de esa técnica, Fig. 5.25 (Amigos de la Catedral, 1995); incluso van más allá de la Estática Gráfica tradicional, porque incluye la influencia de las “rótulas plásticas” que se han desarrollado en las estructuras que analizó. Esto conlleva a una mejor comprensión del estado de esfuerzos en la estructura e incluso le proporciona una cierta sensibilidad del trabajo estructural.

**Métodos elásticos.** Los primeros métodos teóricos de cálculo nacieron a fines del siglo diecinueve y evolucionaron hasta los años 60, Stepan Timoshenko fue uno de los líderes principales en el desarrollo de la teoría de las estructuras (Timoshenko, 1985), sus métodos de análisis se clasificaron en: de Energía, basado en el trabajo virtual, de las Fuerzas o flexibilidad y de las Rigideces. Estos tres tipos de análisis elásticos aplicados a un arco o una bóveda se les puede describir como capaces de definir el estado de esfuerzos que guarda una cierta estructura, pero se debe reconocer que tan sólo se le puede aceptar como una solución entre todas las posibles, en las que la estructura es segura. La principal debilidad de estos métodos elásticos es que son incapaces de incluir teóricamente la influencia de las rótulas plásticas que a simple vista se les advierte en arcos y bóvedas; así que son incapaces de precisar las condiciones de una inseguridad posible.

**Método plástico.** En el libro La Ciencia de las Estructuras (Heyman, 2001), se citan los tres teoremas fundamentales de A.A. Gvozdev sobre la Teoría de la Plasticidad relacionados con el peligro de la inestabilidad de las estructuras. Por su importancia vale destacar el Teorema de la Seguridad que postula que si se pueden definir los esfuerzos en el interior de la estructura que equilibran las cargas externas, sin alcanzar la condición de cadencia, entonces, el valor estimado de la carga, en comparación con la carga de colapso, es seguro y por ello la estructura puede soportar más carga que la calculada.

Esto significa que la teoría de las estructuras permite determinar el estado de esfuerzos en un arco o en una bóveda y que se debe complementar con la resistencia de materiales que permite verificar el comportamiento de cada punto de esos elementos. “Sin embargo, todo el trabajo experimental de este siglo ha puesto de manifiesto un hecho paradójico.....que hay un estado aquí y ahora en el que se encuentra la estructura, pero ese estado es efímero. Una ligera sacudida durante un vendaval, un pequeño asiento de una cimentación, la dislocación de una conexión o un aumento desigual de la temperatura, todas son influencias externas aparentemente triviales, pero producirán cambios enormes en el estado real de la estructura” (Heyman, 2001). Para el caso de la ciudad de México, todos estos factores encajan con rigor en la aclaración anterior y todavía se deben sumar los sismos y los suelos compresibles.

Jacques Heyman aprovecha las teorías de comportamiento plástico de las estructuras, para fundamentar su Teorema de la Seguridad, el cual asegura que un arco es estable cuando la línea de presión se ubica dentro de las fronteras del arco, a pesar de que las soluciones sean infinitas. Puede incluso tener fisuras y seguir siendo estable y continuará siéndolo aunque dicha línea apenas toque la orilla del arco; esto implica que el arco será inestable cuando la línea de presión rebese la orilla interior o exterior, ya que entonces la mampostería estaría trabajando a tensión.

Heyman ilustra los conceptos anteriores con la Fig. 5.26; en el primer caso, el arco es estable porque la línea de presión queda implícita dentro de sus fronteras, ya sea que se trate de un arco grueso o porque siendo delgado se diseñó con certeza. El segundo arco es también estable; sin embargo, su espesor es mínimo y está agrietado, lo cual se deduce porque la línea de presiones es tangente a sus

fronteras interior y exterior. La tercera figura muestra esquemáticamente el arco con sus fisuras, en una condición cuyo equilibrio depende de la resistencia a la compresión del material del arco en los puntos de contacto; si es suficiente el arco será estable, pero también podrá tener un equilibrio precario si esa resistencia es baja. Se podría decir que este criterio es la aplicación moderna del Anagrama de Hooke.

Debe notarse que si un arco es muy delgado, su espesor no será suficiente para acomodar todas las líneas de presión que se pueden generar solamente con el peso propio del material. Sin embargo, si el peso propio se distribuye uniformemente a lo largo del arco, entonces, la forma de la línea de presión sigue la ecuación matemática de la catenaria. Dibujando el arco y la línea de presiones, o sea el arco de espesor mínimo (condición de colapso inminente), y se compara con el espesor real del arco, se obtiene el Factor de Seguridad Geométrico. Si la anterior relación es igual a 3, esto quiere decir que la línea de presión está contenida dentro del tercio medio del arco. De hecho, la Regla del Tercio Medio es bien conocida entre los ingenieros geotécnicos y de cimentaciones ya que, con ella diseñan sus zapatas asegurando la ausencia de tracciones en el contacto suelo-estructura, que no puede tolerar el suelo.

En estructuras de mampostería, el Factor de Seguridad Geométrico generalmente es igual a 2 (esto significa que la línea de presión se encuentra en el medio espesor del arco); este valor asegura la estructura contra asimetrías generadas por la construcción o asentamientos subsiguientes.

#### **5.4 APORTES DE JACQUES HEYMAN**

Este incansable investigador del comportamiento estructural de arcos y bóvedas, en su libro “The Stone Skeleton” publicado en 1966 y reimpresso en 1996 (Heyman, 1996) hizo un aporte fundamental a la comprensión del trabajo estructural y lo relaciona con los aspectos geotécnicos, en particular con los asentamientos que afectan a las estructuras de mampostería.

**Conceptos básicos.** A grandes rasgos, Heyman plantea que en el análisis de estructuras de mampostería, y en particular en el de arcos y bóvedas, se acepta que:

- a) La mampostería no posee resistencia a la tracción.
- b) La mampostería tiene una resistencia a la compresión sobradamente alta.
- c) No ocurre deslizamiento entre bloques adyacentes, dada la rugosidad de sus superficies.

Sobre la geometría señala que un arco puede soportar una cierta carga a condición de tener un espesor mínimo en congruencia con su claro, de manera que una vez construido será estable porque no se desarrolla un mecanismo de cuatro barras. Así, el diseño consiste en “asignar la correcta proporción al arco lo cual puede resultar algo extraño para la mente del ingeniero moderno”, que usualmente no piensa en términos geométricos sino en términos de esfuerzos y resistencias.

**Comportamiento plástico.** Heyman afirma que la teoría plástica, desarrollada por varios y demostrada por Gvozdev, permite explicar “por qué una catedral gótica (y un templo griego o un acueducto romano) continúa en pie, porque -las tensiones son bajas y los teoremas plásticos se traducen simplemente en el requisito de que las fuerzas deben estar contenidas en el interior de la fábrica. Ésta es una restricción geométrica- la forma de la estructura debe ser correcta. Una vez

decidida y fijada la forma, las reglas de proporción medievales aseguraban que el edificio sobreviviera al ataque de un medio hostil”.

***Asentamiento y fisuras de los arcos.*** Heyman se plantea la incertidumbre de “si un conjunto visible de grietas alarmantes en la mampostería arriba de una columna de una nave que se ha asentado diferencialmente, quizá tanto como 100 mm, es en realidad una señal de peligro”. Para contestar esta duda propone elaborar dos dibujos de la nave a escala 1/100 en una hoja de papel de tamaño relativamente pequeño. Uno de los dibujos tiene la condición original perfecta y el otro el de la condición deformada; así quedará evidente que la deformación de 100 mm será de apenas 1 mm en el dibujo a la escala, el ancho de la raya del lápiz.

Si al arco original no deformado (escala 1/100) se superpone la línea de acción de las fuerzas actuantes en el arco deformado por el asentamiento diferencial (escala 1/100 con desplazamiento de 100 mm o sea de 1 mm en el dibujo), se encontrará que esta línea de acción se encuentra dentro de la mampostería del arco no deformado. La conclusión que se deriva es que a pesar del agrietamiento visualmente alarmante, la condición del arco que sufrió el asentamiento, prácticamente no cambió en términos de su factor de seguridad; más aún, debe tenerse presente que muchas de las fisuras son inherentes a la mampostería, pueden ser imperceptibles en las piedras o manifestarse en el mortero, porque este último se contrae.

El corolario del Teorema de la Seguridad es que, aunque las fisuras tengan una apariencia alarmante, la nave deformada puede tener para fines prácticos el mismo margen de seguridad y el mismo perfecto estado, salvo que exista evidencia de que las deformaciones sean muy recientes, como se explica a continuación.

***Asentamientos de los arcos en el tiempo.*** Heyman expresa su Teorema de los Cinco Minutos de la siguiente manera: si la cimbra de un arco de sillares se retira y las piedras del arco permanecen estables durante los siguientes cinco minutos, entonces permanecerán en su lugar por los siguientes quinientos años. Esto implica que los sillares y el mortero que los une sufrirán acomodos inmediatamente después de retirar la cimbra y si después de estos acomodos, casi instantáneos, el arco permanece estable y de pie, se habrá generado un sistema de fuerzas tal entre los componentes del arco que su línea de acción pasa dentro de la sección transversal de la mampostería con lo cual el arco permanecerá en su condición de equilibrio por tiempo indefinido. Sin embargo, los asentamientos de las cimentaciones debidos a las deformaciones del subsuelo pueden ser una excepción a la regla ya que, ellos no ocurren en minutos sino en una escala de tiempo de meses, años, décadas e incluso centenas de años.

Explica también que al examinar secciones de catedrales en las que hay o hubo pesadas torres siempre se encuentran evidencias de distorsiones pequeñas o grandes. Es usual ver en ellas asentamientos de 30 cm en lo que originalmente fue una horizontal, los cuales en un dibujo en escala 1/100 son apenas el ancho de una raya de lápiz. Eso suele presentarse en los pilares que soportan una torre, aunque usualmente sean sólo cuatro. A pesar de que esos pilares soporten cargas grandes, los esfuerzos en sus secciones transversales son (casi siempre) del orden de un décimo de la capacidad compresiva de los sillares (y quizá el 40% del mortero). Esto Heyman lo demuestra con el sencillo ejemplo de deducir la altura teórica que alcanzaría una columna de un tipo de roca de cierto peso volumétrico, conforme a su resistencia a la compresión simple:

Parámetros típicos para las siguientes rocas:	Peso volumétrico kg/m <sup>3</sup>	Resistencia a la compresión simple kg/cm <sup>2</sup>	Altura teórica de la columna
Toba volcánica	1800	200	1110 m
Basalto	2000	1000	5000 m
Granito	2500	1800	7200 m
Concreto simple	2000	250	1250 m

Aunque esta comparación es tendenciosa, demuestra que la calidad de la roca de los pilares de una nave colonial no es el factor que condiciona su seguridad, el mortero que une los bloques puede ser un factor de debilidad, pero es más certero que el suelo que soporta a la estructura sea el que condiciona la seguridad.

En cuanto a la inseguridad consecuente de los hundimientos diferenciales que se advierten en la nave de un templo, Heyman comenta que cuando los observa un “ingeniero moderno” suele proponer recurrir a colocar pilotes en la cimentación. Sin embargo, los constructores antiguos, a pesar de que no disponían de las herramientas de cálculo, estaban concientes de los hundimientos y de las consecuentes fisuras, y aun así, construyeron las pesadas estructuras medievales sobre suelos deformables. Los arquitectos-ingenieros medievales podrían saber en un modo intuitivo, no-matemático, sobre las fuerzas pero seguramente no tenían claro el concepto de esfuerzos; ellos se preocupaban básicamente en dar las proporciones adecuadas a las estructuras, por ejemplo, la altura de un soporte vertical debería ser un múltiplo dado de su ancho. Así llegaban a una geometría de la estructura independiente de la escala.

Teniendo en cuenta los problemas que enfrentan los actuales ingenieros geotécnicos, Heyman propone, en vez del Teorema de los Cinco Minutos o la Regla Generacional, basada en la observación de numerosas fallas de torres ocurridas unos 20 años después de haber sido construidas. Esa regla implica que cuando una torre o cualquier parte de una estructura sobreviven durante una generación, sin ningún arreglo o intervención, se le puede considerar como estructuralmente segura. Pero aclara que esto puede ser incierto si han ocurrido cambios en el subsuelo, como modificaciones en el nivel freático o hundimientos regionales causados por la extracción masiva de agua. Esto último ocurre en la ciudad de México e impide el uso de la Regla Generacional. Además, se suman los problemas que se originan por las peculiares arcillas lacustres de la cuenca de México y como resultado la escala de tiempo se acorta, hasta media generación o menos y todavía más si se toma en cuenta al sismo.

***Fisuramiento de cúpulas.*** Al igual que en los arcos, el estado de esfuerzos de las cúpulas o domos es a la compresión; sin embargo las deformaciones por asentamiento de sus apoyos inducen en ellos la aparición de fisuras como se observa en muchos casos; el patrón típico de esas fisuras Heyman lo ilustra en la Fig. 5.27, en la cual se señala que la parte superior se conserva intacta y sugiere que esa es la razón de la estabilidad de las bóvedas. Las bóvedas pueden ser estables, con sus viejas fisuras rellenadas e incluso reforzadas con anillos de hierro y acero; sin embargo, esto no impide que los asentamientos diferenciales sigan progresando y que se vuelvan a abrir las fisuras antiguas o bien que aparezcan otras nuevas, como está ocurriendo en la bóveda de San Pedro en Roma, cuyos problemas fueron retomados en el 2004 (Volpe, 2007), también los del domo de Brunelleschi de la Catedral de Santa María de las Flores en Florencia, que ahora son motivo de preocupación y de complejos trabajos de refuerzo (Fanelli et al, 2004).



## 5.5 ANÁLISIS DEL ELEMENTO FINITO

El avanzado software de análisis que ahora se dispone incluye programas que evalúan las condiciones de equilibrio y deformación de un conjunto de pequeñas fracciones o elementos tipo de la estructura que conforman una malla y que deben satisfacer las condiciones de compatibilidad y de frontera. En cuanto al comportamiento de los materiales de la estructura, puede ser elástico y también elástico no lineal, para éstos últimos se considera que conducen a resultados más confiables gracias a la potencia de cálculo de las computadoras de escritorio. Roberto Meli, señala al respecto que (Meli, 1998):

“La principal objeción al uso de los métodos elásticos de análisis es que no reconocen el comportamiento no lineal de la mampostería propiciado por el agrietamiento que ocurre con frecuencia debido a su escasa resistencia a tensión. La no linealidad del comportamiento ante esfuerzos de compresión es mucho menos importante; los modelos lineales consideran que las propiedades ante esfuerzos de tensión son las mismas que ante los de compresión y que en ambos casos se mantienen invariables para cualquier tipo de carga”.

“Estas limitaciones se superan en gran medida si se construyen modelos en los que el material es lineal en compresión, pero tiene resistencia nula a esfuerzos de tensión. La solución de modelos de tales características implica un método de análisis no lineal, ya que al aumentar en nivel de carga, el tamaño de la zona en tensión crece, siendo necesario modificar las características del modelo en cada intervalo de carga”.

“Dentro del ámbito de las técnicas del elemento finito, el planteamiento más claro es el de conectar los elementos finitos mediante resortes que no resisten tensión y que desconectan los elementos cuando se da esa condición de esfuerzos. Si se tiene una malla suficientemente fina de elementos en las zonas críticas, la separación sucesiva de elementos reproduce la propagación de las grietas. Estos procedimientos presentan dificultades graves de convergencia y no reproducen las concentraciones de esfuerzos que se tienen en los extremos de las grietas”.

“El desarrollo más reciente se ha dado hacia modelos que no pretenden reproducir grietas individuales, sino zonas generalizadas de agrietamiento por esfuerzos de tensión, en las cuales las propiedades de los elementos finitos se modifican para tomar en cuenta el agrietamiento. Se emplean índices de reducción de las propiedades de rigidez en función de los niveles de esfuerzos. Estos últimos planteamientos son más fáciles de resolver numéricamente que los que consideran grietas discretas; sin embargo, la complejidad de la modelación y de las soluciones numéricas sigue siendo muy elevada, por lo que su aplicación se ha limitado a problemas de investigación, mientras que su aplicación al diagnóstico de edificios particulares, ha sido muy limitada”.

“Se ha dado preferencia al empleo de análisis elásticos sucesivos, en los que las propiedades de rigidez de algunas partes de la estructura se modifican, no de manera automática y progresiva, como en los métodos de análisis no lineal, sino en forma manual. Las modificaciones se deducen de los resultados de un primer análisis elástico de la estructura intacta, del cual se identifican las zonas sujetas a tensión que requieren modificación; también las modificaciones pueden derivarse de la observación de la estructura real, e intentar reproducir en el modelo zonas de agrietamiento o de debilidad, detectadas de la observación directa de la construcción”.

“Resulta útil a partir de un análisis lineal inicial del modelo de la estructura completa, y de éste identificar las partes de la estructura en que se presentan condiciones críticas de esfuerzos, a fin de construir para ellas modelos locales en los que se realicen análisis no lineales con propiedades modificadas”.

## 5.6 MODELOS DE ARCOS

Como se mencionó antes, desde la antigüedad se intentó evaluar el comportamiento de los arcos mediante el ensaye de modelos, hoy a ese recurso se le concede poca importancia; sin embargo, los modelos mantienen su vigencia como material didáctico y por ello se cita al interesante artículo que Santiago Huerta escribió con el título de: “El Uso de Modelos Simples para la Enseñanza de lo Esencial del Comportamiento de los Arcos de Mampostería”, se trata de una recopilación e interpretación sobre los modelos que se han elaborado para comprender el comportamiento de los arcos de dovelas (Huerta, 2005). Menciona que Augustine Danzyzy en 1732 hizo experimentos con modelos de yeso, pero aclara que los bloques deben ser cortados con mucha precisión, para poder observar los patrones de fisuramiento. A continuación se hace un resumen de dos de los modelos que presenta Huerta, el primero de un arco de dovelas de medio punto y el segundo empleando una cadena.

**Modelo de un arco con el Anagrama Latino.** Para aplicar la idea conceptual de Hooke se empieza por dibujar en un cartón el arco de cualquiera de las formas posibles, con la geometría que se quiere evaluar y se coloca invertido, con la clave abajo y los arranques hacia arriba; después, una cadena metálica de eslabones pequeños de longitud igual a media del arco se sujeta en los dos puntos simétricos de los arranques del arco dibujado; los cuales pueden ser los puntos interiores, los centrales y los exteriores, Fig. 5.28. Se deja que libremente se conforme la curva catenaria, lo que implica que la cadena queda a tensión y se compara la geometría de la catenaria con la del arco, se pueden deducir los siguientes resultados:

- a) Si la cadena queda contenida dentro de los límites geométricos del arco, se obtiene una condición estable, las cuales de hecho son infinitas.
- b) Si la cadena sobresale de la geometría del arco, se define una condición de falla.
- c) Si la cadena es tangente lo será en alguna parte del arco, esto define una condición potencialmente inestable.
- d) Si se aplican cargas concentradas pueden conducir a condiciones estables o inestables, conforme a los comentarios anteriores.

Este ingenio de modelos a tensión fue ampliamente utilizado por el notable arquitecto Antonio Gaudí hizo uso extensivo de modelos invertidos, recurrió a superficies regladas con curvas parabólicas, hiperbólicas y de catenarias, cuya combinación resulta un complejo arreglo geométrico y se podría decir que es la exaltación de la idea básica de Hooke.

**Modelo de un arco de dovelas.** Se dibuja el arco con 10 a 12 dovelas en un cartón perfectamente plano de por lo menos 1 mm de espesor, después se cortan con precisión todas las piezas; el arco se ensambla sobre un vidrio normal, en el cual previamente se ha adherido una tira horizontal del mismo cartón. El vidrio se coloca sobre un atril de ángulo ajustable y con una pequeña inclinación inicial se verifica que las dovelas están correctamente ajustadas.

El experimento consiste en empezar a incrementar la inclinación del vidrio a unos 65 ó 70 cm, se puede entonces comprobar que las piezas se presionan entre sí. “El principio físico involucrado es evidente, el peso de cada bloque actúa según la vertical....cuando la inclinación del vidrio está por arriba del ángulo de fricción entre el cartón y el vidrio, todos los bloques tienden a deslizar hacia abajo y estas fuerzas son proporcionales a las de la gravedad. El arco de cartón se comporta exactamente como un arco espacial o bóveda del mismo perfil”.

Este experimento aún con sus limitaciones, permite apreciar que induciendo manualmente un pequeño desplazamiento horizontal hacia fuera del arco de uno o de los dos bloques de apoyo, se tienden a formar las rótulas plásticas, Fig. 5.29. Se pueden aprovechar estos modelos de arcos de cartón para simular cargas concentradas, deformaciones de un solo lado del arco e incluso inclinando el modelo para simular el sismo.

## **5.7 COMENTARIOS FINALES**

La confiabilidad sobre el comportamiento estructural de arcos y bóvedas sigue siendo materia de discusión entre los especialistas, porque con cualquiera de los métodos que apliquen, se requiere aceptar hipótesis para hacer factible el análisis y esta simplificación conlleva a la discusión de su validez. Sin embargo, independientemente del método en que confíen, todos los métodos conducen sólo a una visión conceptual de los esfuerzos que se desarrollan en los elementos estructurales.

Los críticos de los métodos modernos de análisis estructural consideran que se mantiene la validez de la antigua regla de oro, de que los arcos o bóvedas de mampostería son estables cuando satisfacen las características geométricas que la experiencia histórica recomienda.

En cuanto a las aportaciones de los profesores Jacques Heyman de la Universidad de Cambridge y de Santiago Huerta de la Universidad Politécnica de Madrid (Huerta, 2001), se puede decir que conforman una metodología para el estudio de arcos y bóvedas, su enfoque tradicional es admisible para muchos aunque algo escéptica del método del elemento finito; por su parte los profesores-investigadores Fernando López Carmona y Roberto Meli, ambos de la Universidad Nacional Autónoma de México, han hecho importantes trabajos en este campo, el primero con sus análisis gráfico-analíticos y el segundo con sus estudios con el elemento finito.



Fig. 5.1 Arcos en voladizo de la acrópolis Hattusa (1600 a.C.)



Fig. 5.2 Almacén de granos en Egipto construido por Ramses  
"Video British Museum"

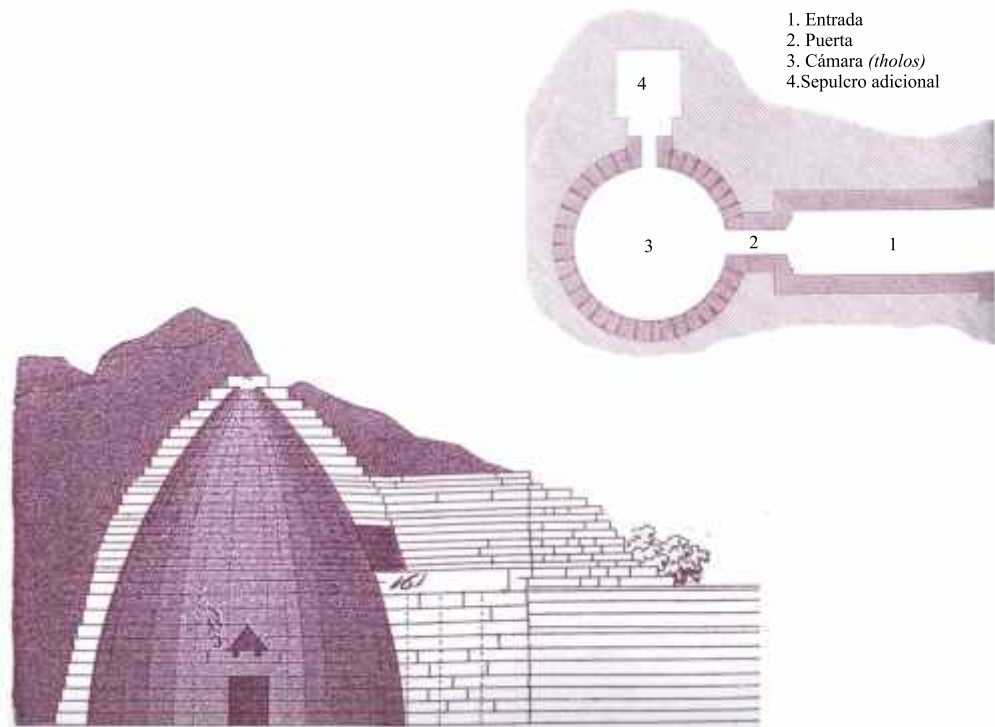
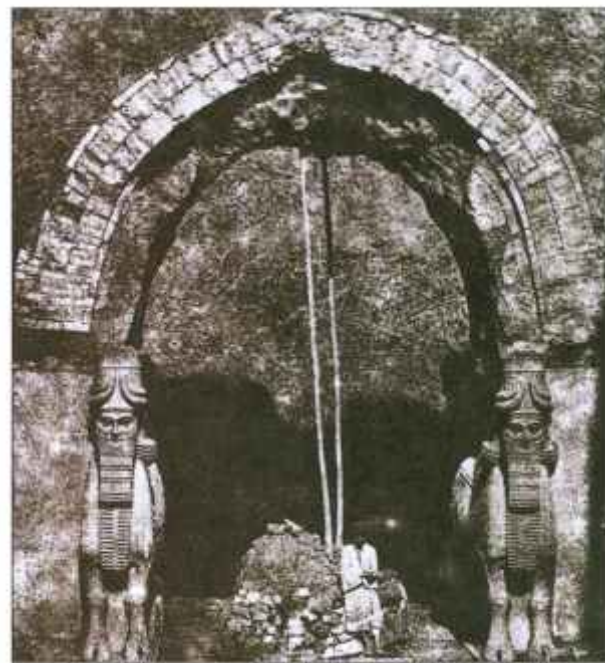


Fig. 5.3 Domo en voladizo que asemeja una colmena data del, 1300 a.C. (Cole, 2002)



(Cole, 2002)



(Roaf, 2005)

Fig. 5.4 Puerta de la ciudad de Khorsabad

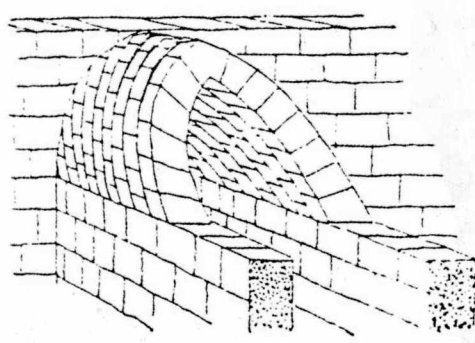


Fig. 5.5 Procedimiento asirio para construir bóvedas (Cole, 2002)

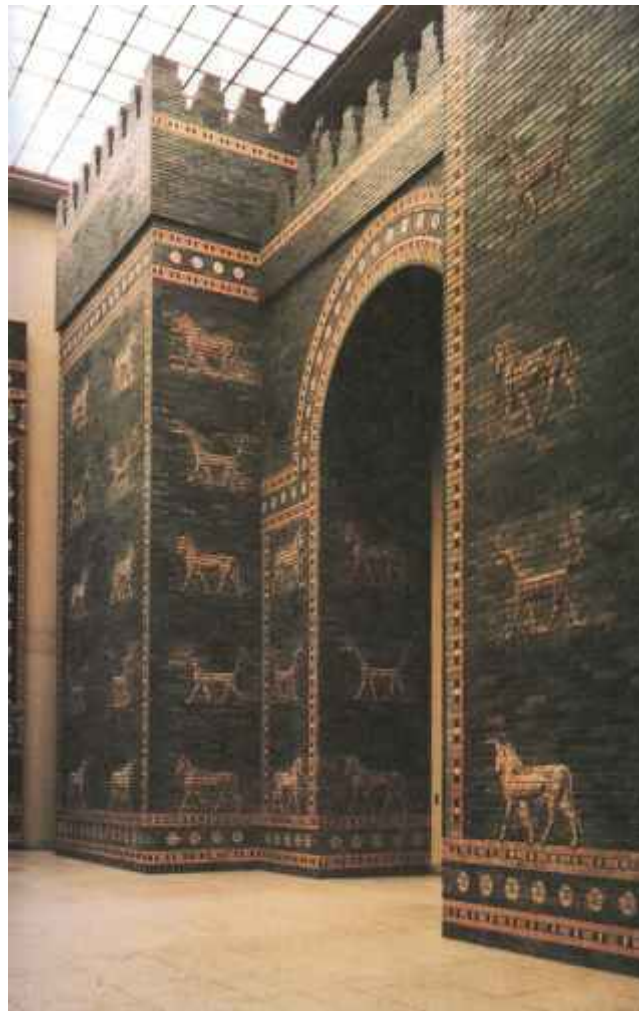


Fig. 5.6 Puente de Istar en Babilonia (Roaf, 2005)



Fig. 5.7 Bóveda de mampostería del Palacio de Ardashir



Ctesifonte (Tâg Kasrâ), dibujada en 1824 por el capitán Hart.



Fig. 5.8 Trono Tag-i Kisra en Ctesifonte

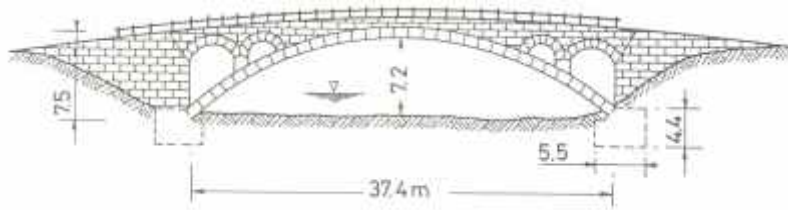


Fig. 5.9 Puente Zhaozhou en Anchi, China (Kerisel, 1985 y Anónimo, 2003)



Fig. 5.10 Stupa y Amaravati 250 d.C. (Cole, 2002)



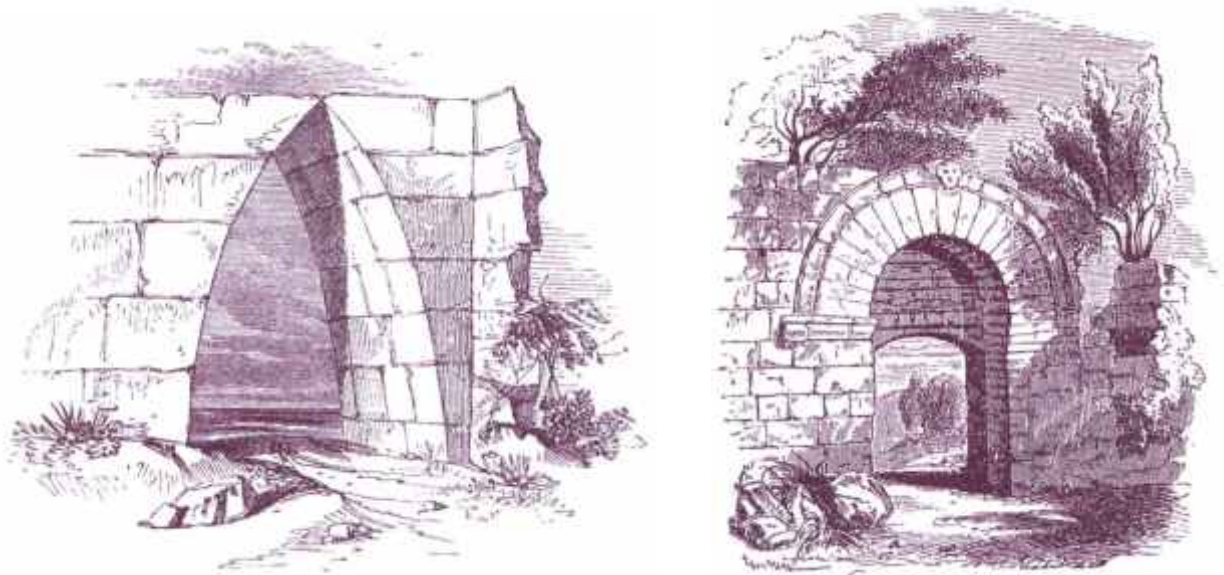


Fig. 5.11 Arcos etruscos en voladizo y de dovelas (Cole, 2002)



Fig. 5.12 Arco Maya en voladizo (www.pbase.com)

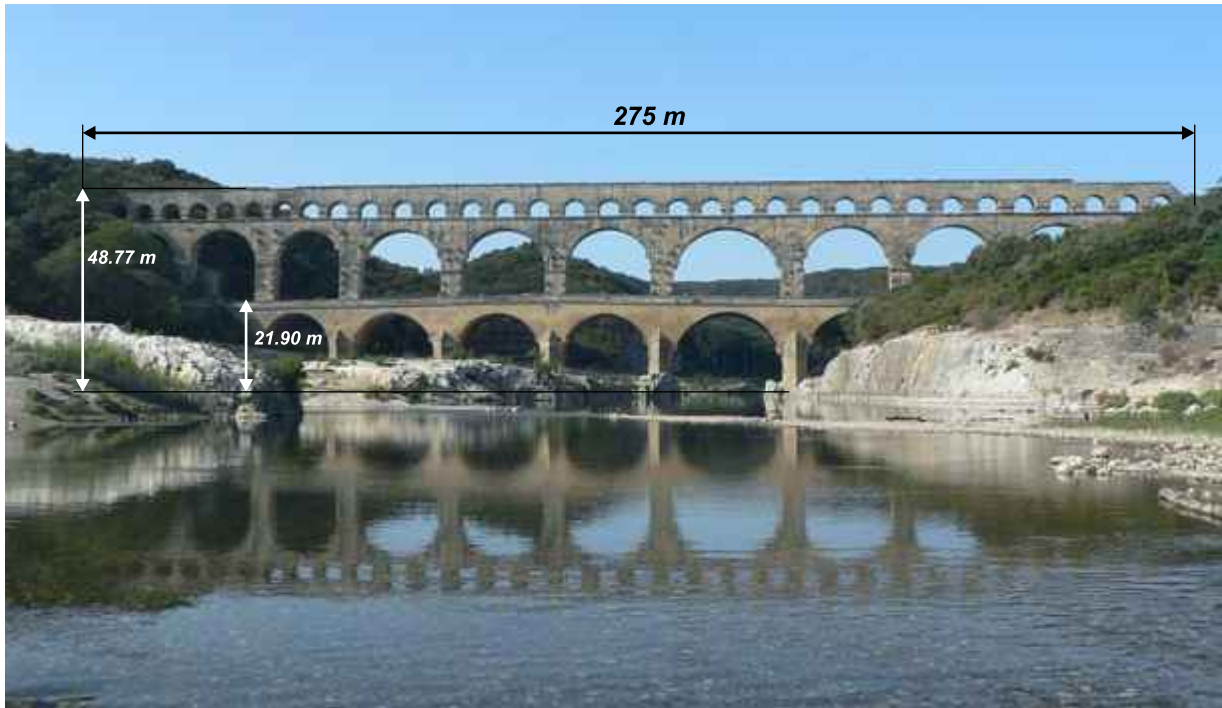
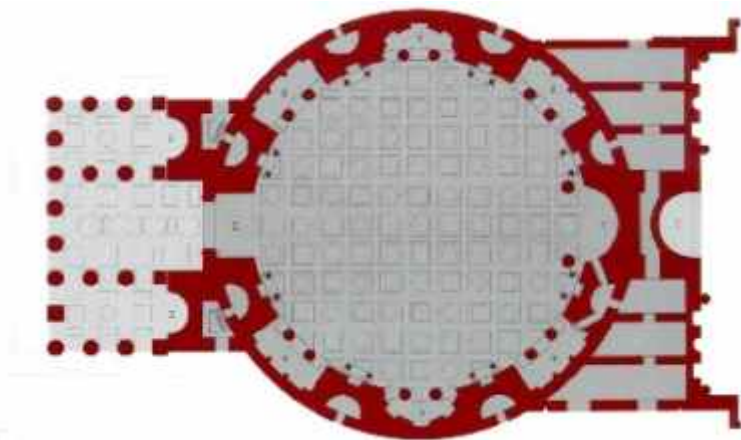


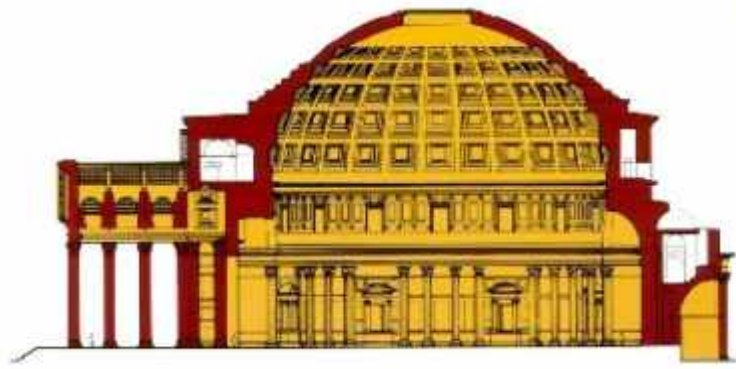
Fig. 5.13 Acueducto "Le Pont du Gard"



Planta



Interior del Panteón



Corte



Bóveda del Panteón

Fig. 5.14 Panteón en Roma

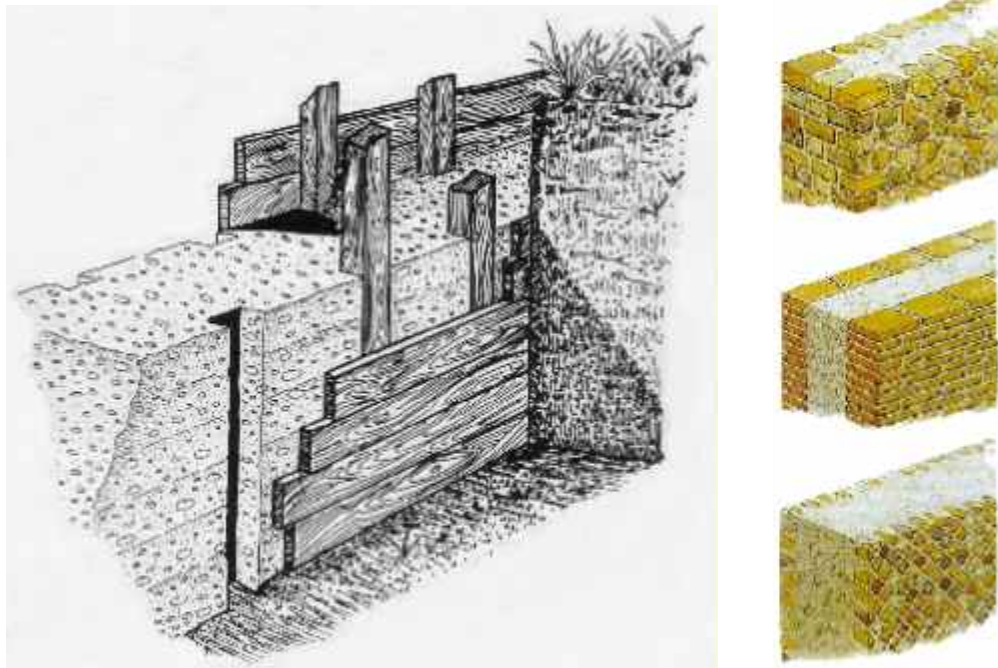


Fig. 5.15 Cimbra para el colado de un muro con hormigón de cal (Marinucci, 1988)

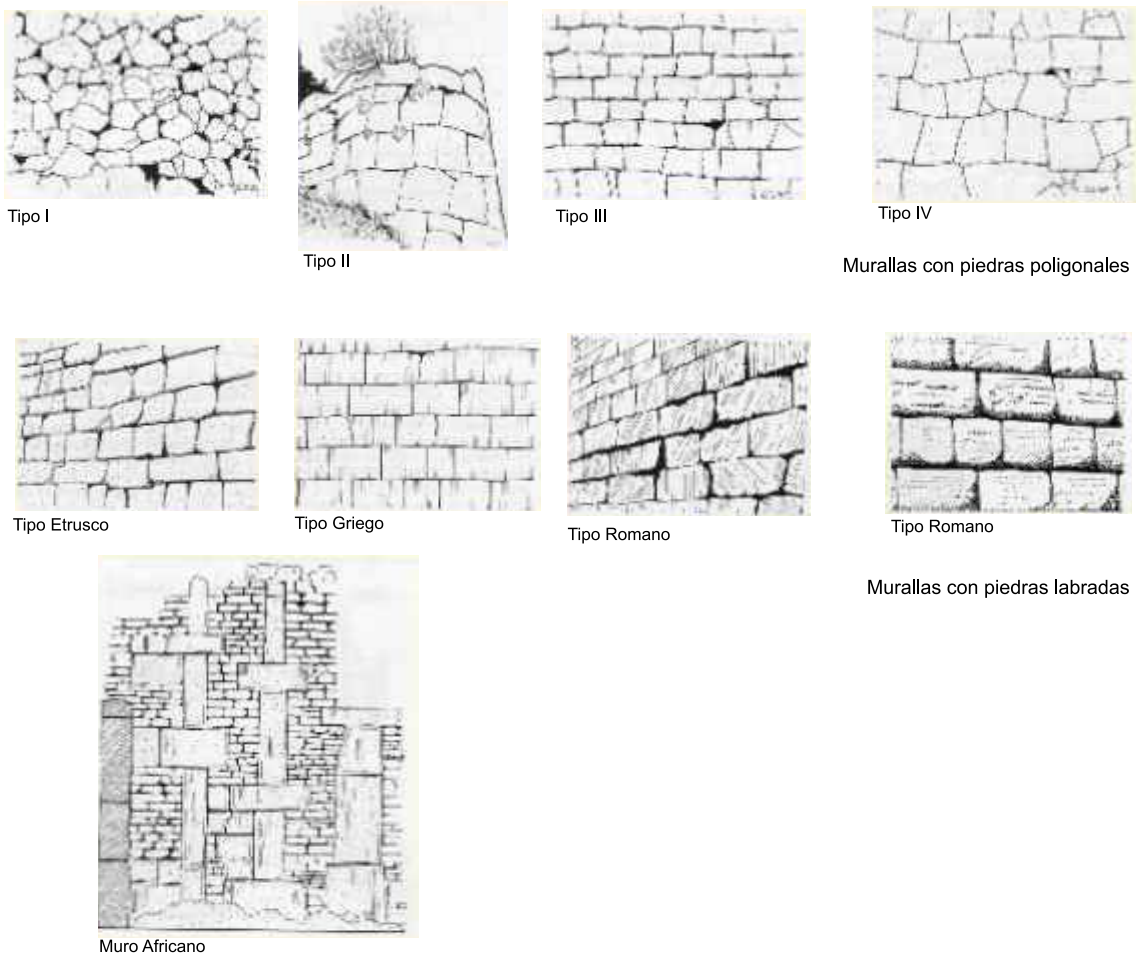


Fig. 5.16 Mampostería para murallas (Marinucci, 1988)



Fig. 5.17 Bóveda de la Catedral de Santa María del Fiore, Florencia (Prager y Scaglia, 1970)

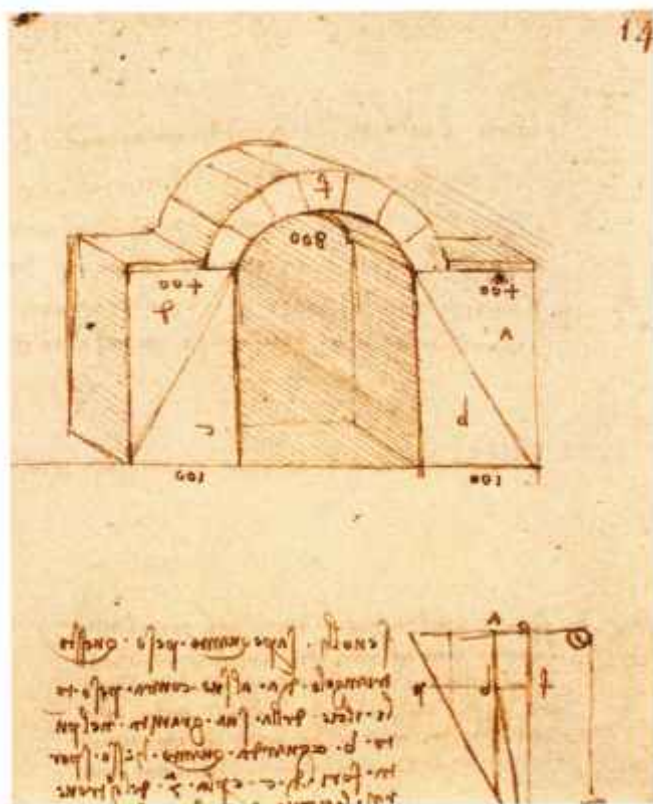
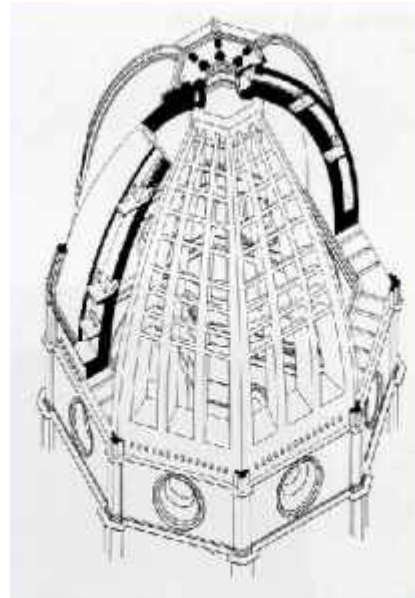


Fig. 5.18 Empujes horizontales Leonardo da Vinci (Huerta, 2005)

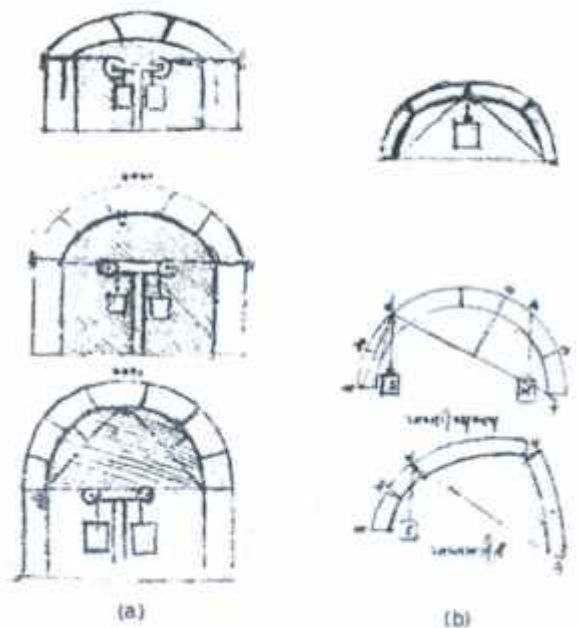


Fig. 5.19 Ensayos de Leonardo da Vinci, Códice de Madrid (Huerta, 2005)

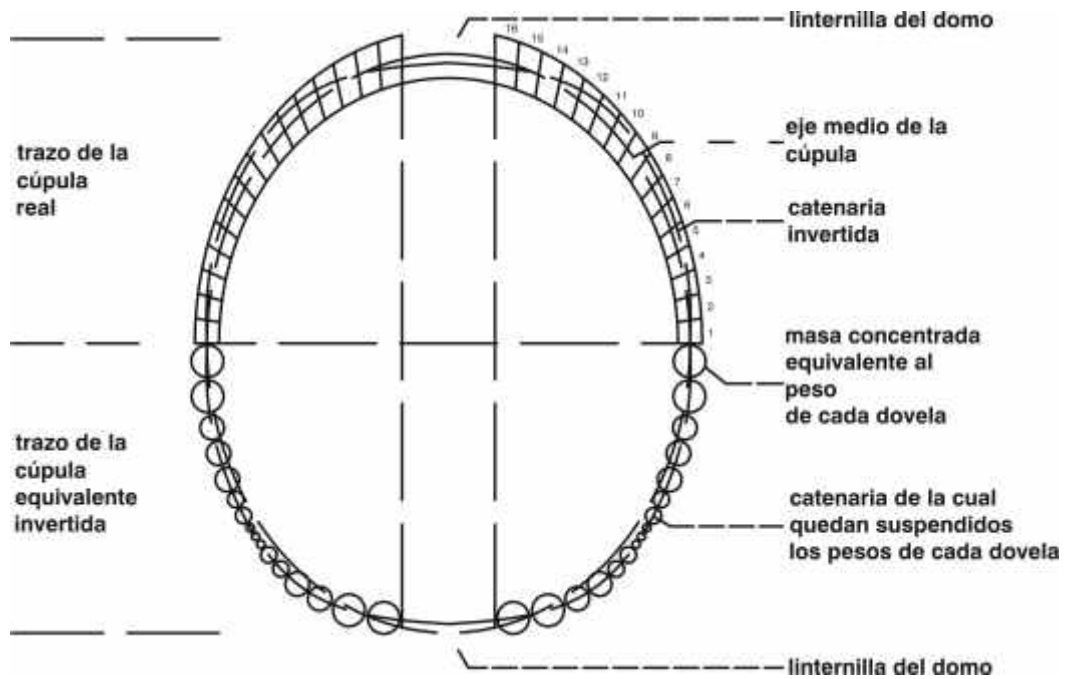


Fig. 5.20 Solución de Poleni al problema de la cúpula de la Basílica de San Pedro

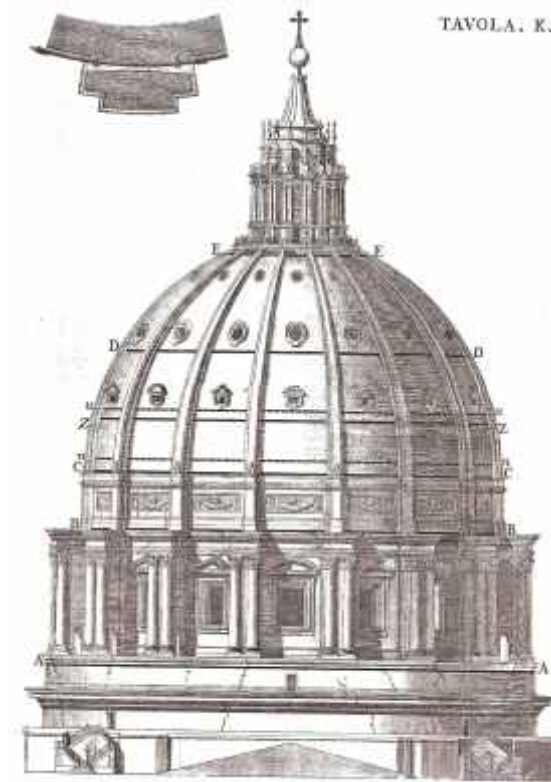


Fig. 5.21 Vista de la gran cúpula de San Pedro, indicando la posición de los cinturones de hierro para reforzarla. El eje u-u corresponde a las cadenas de hierro colocadas en 1626; las cadenas se colocaron en 1748 se indican por los ejes A, B, C, Z, D y E (Goebel, 2005)

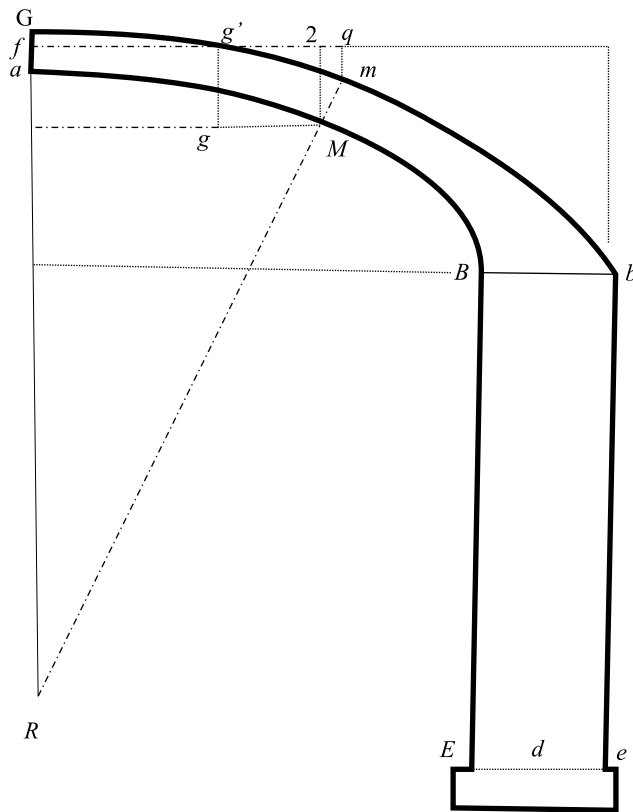
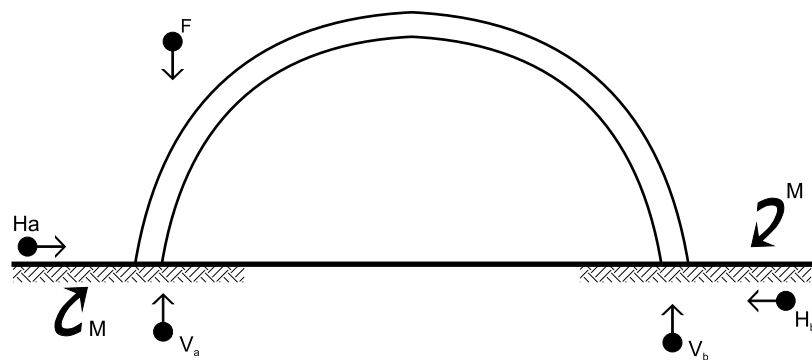
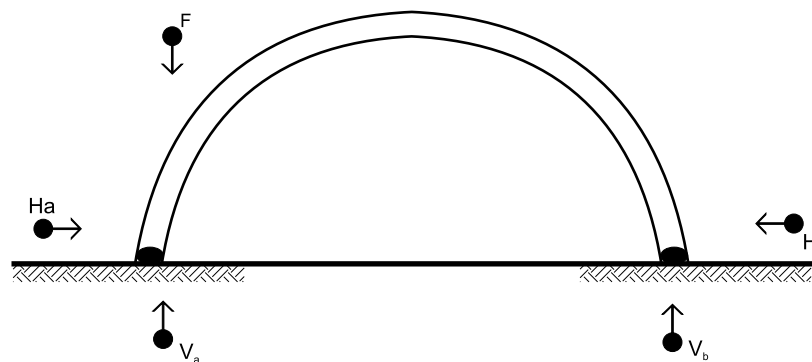


Fig. 5.22 Equilibrio de una bóveda simétrica según Coulomb 1773 (Huerta, 2005)



a) Arranques empotrados



b) Arranques articulados

Fig. 5.23 Arcos de medio punto sin fisuras, estáticamente indeterminados

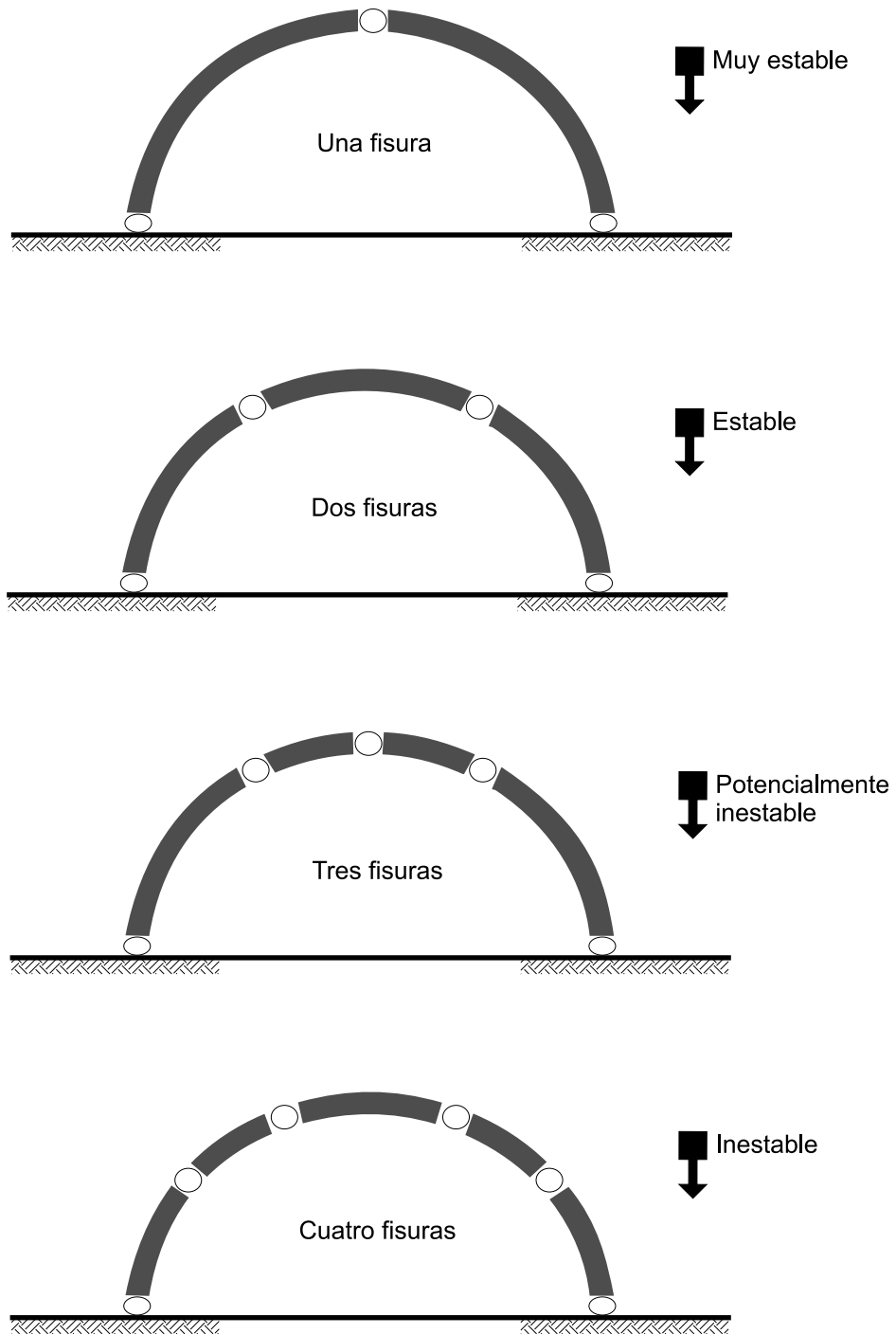


Fig. 5.24 Estabilidad de un arco o bóveda en función de las fisuras (articulaciones) que se le desarrollen

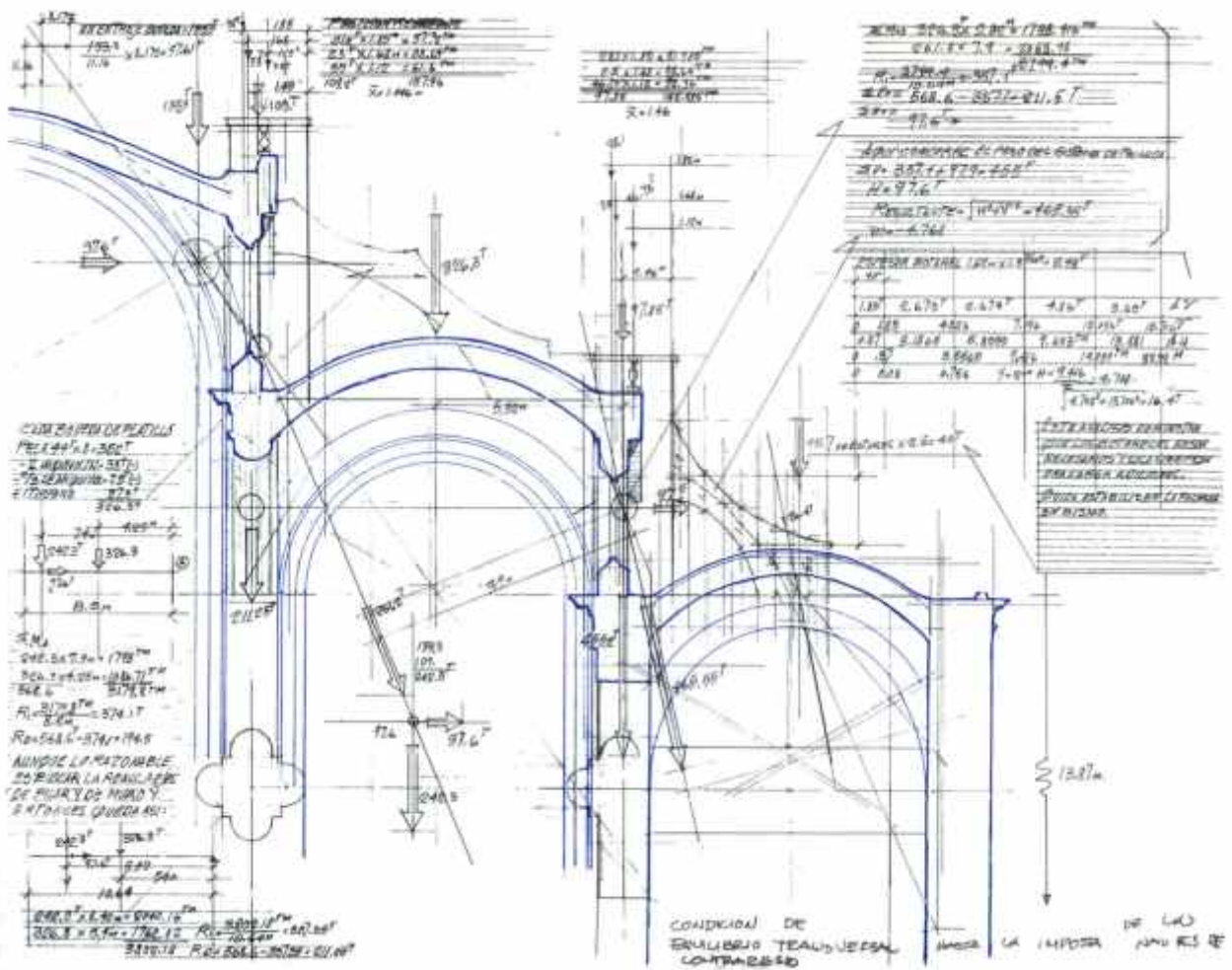


Fig. 5.25 Análisis de arcos y bóvedas (F. Carmona, 1995)

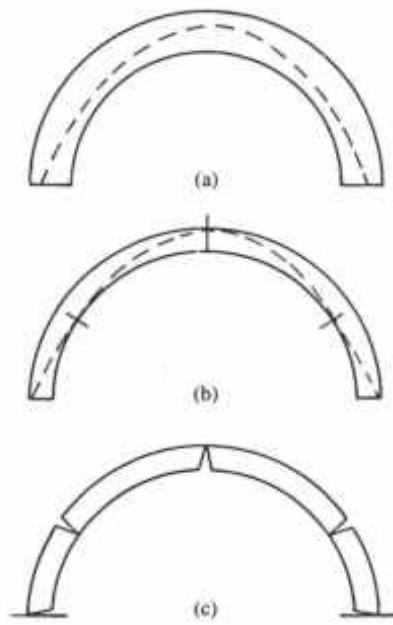


Fig. 5.26 Diferentes condiciones de un arco semicircular (a) estable (b) con espesor mínimo (c) agrietado (Heyman. 1996)



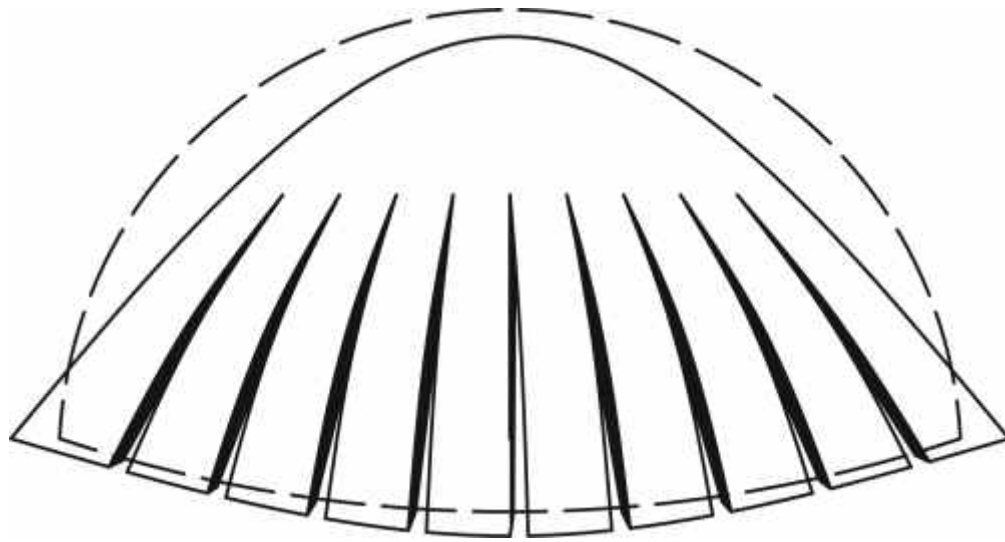
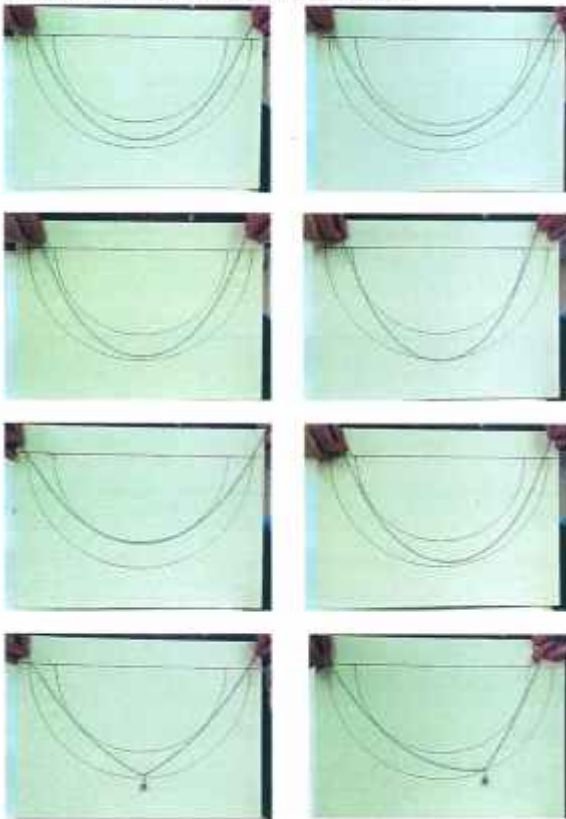


Fig. 5.27 Esquema ilustrativo del fisuramiento de un domo cuya base se ha expandido (Heyman, 1997)

COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD EMPLEANDO LA CATENARIA EN UN ARCO DE MEDIO PUNTO...

Proporción del arco: e/L: 1/6.  
Materiales: tablero de cartón pluma 40\*250(mm), 3mm. de e. cadena metálica.



COMPROBACIÓN DE LA ESTABILIDAD EMPLEANDO LA CATENARIA EN UN ARCO DE MEDIO PUNTO DE ESPESOR LÍMITE.

Proporción del arco: e/L: 1/15.  
Materiales: tablero de cartón pluma 40\*250(mm), 3mm. de e. cadena metálica.

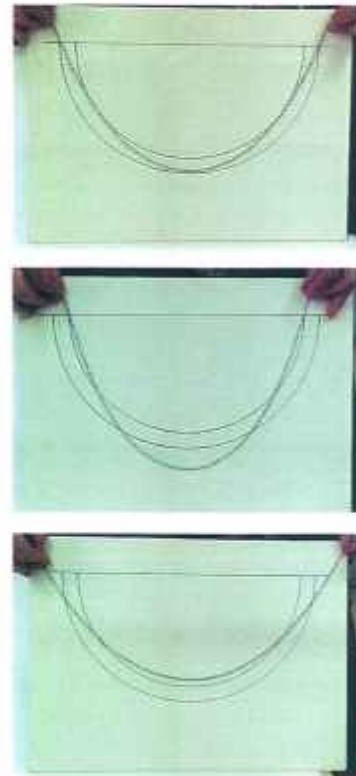


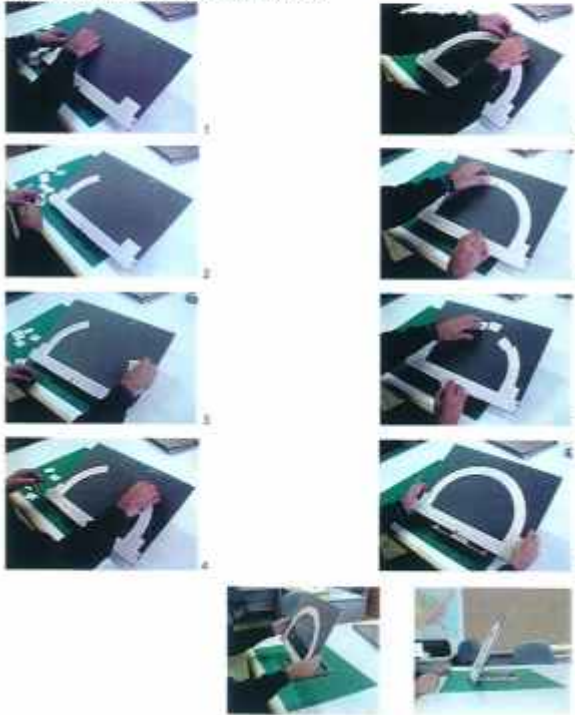
Fig. 5.28 Modelos con aplicación del anagrama latino (Huerta, 2005)

MONTAJE DEL MODELO DE ARCO DE CARTULINA



Materia: dobles de cartulina; alfiler metálico; orjal sobre latón de madera (45°/21.5cm.)

Proceso de montaje del arco de medio punto:



FORMACIÓN DE RÓTULAS EN UN ARCO DE MEDIO PUNTO.



Estado de equilibrio.



Empuje horizontal (apertura de apoyo).



Empuje horizontal (parte de apoyo).



Empuje horizontal (parte de uno de los apoyos).



Giro de un apoyo.



Asiento diferencial.

Fig. 5.29 Modelos de cartón de arcos (Huerta, 2000)

## 6. CASOS EN EL CENTRO HISTÓRICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Como se mencionó en la Introducción de esta tesis las exploraciones y evaluaciones geotécnicas del subsuelo de los templos y conventos descritos se iniciaron con el caso de la Catedral de la ciudad de México y se continuó con otros monumentos religiosos localizados en el Centro Histórico de la ciudad de México, **Fig. 6.1**, en la denominada Zona del Lago, en la cual el subsuelo está conformado principalmente por arcillas blandas en una secuencia ordenada, consecuente de su proceso de depositación en el medio lacustre.

Para adentrarse en las peculiaridades del comportamiento de los templos cimentados sobre estas arcillas, conviene empezar por explicar el marco geotécnico en que se formaron, su estratigrafía, y lo fundamental de sus propiedades. Esta información se resume en el Anexo A, que incluye por su importancia, una descripción del fenómeno del hundimiento regional que tanto las afecta.

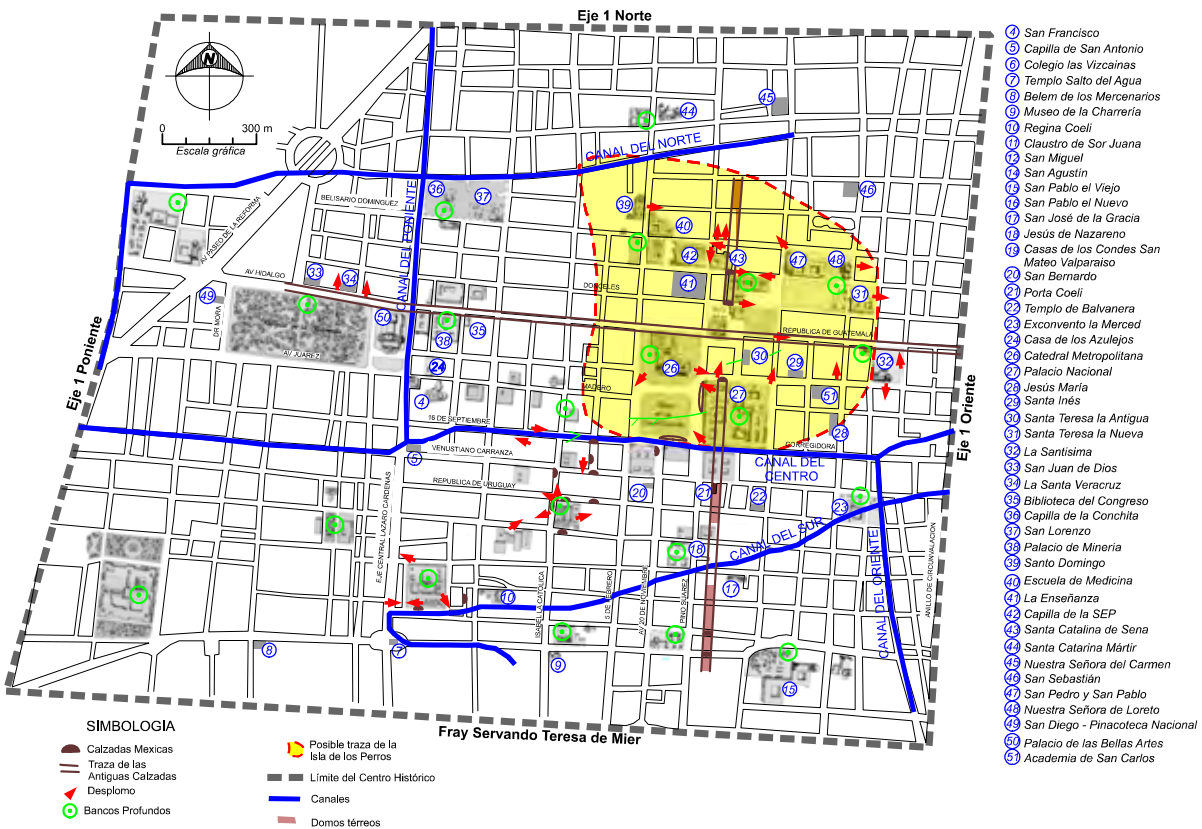


Fig. 6.1 Monumentos arquitectónicos del Centro Histórico de la Ciudad de México



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

## **6.1 CATEDRAL Y SAGRARIO METROPOLITANO**

### **6.1.1 Antecedentes**

La Catedral y el Sagrario a lo largo de su vida centenaria han acumulado deformaciones diferenciales, al principio fueron las consecuentes de la consolidación de los suelos blandos que les subyacen a causa de su propio peso, y en los últimos casi cien años las que origina el dañino efecto del hundimiento regional que afecta a la ciudad de México. El primer fenómeno obligó a reparar ambos templos casi desde sus primeros años de vida, el segundo ha aumentado grandemente las deformaciones e inclinaciones, al grado que dieron una señal de alarma durante un acto cultural que se celebraba dentro de la Catedral en abril de 1989: en el exterior ocurría una intensa lluvia y los asistentes advirtieron que el agua penetraba en abundancia a través de grietas en las bóvedas; fue tan inquietante que obligó a reconocer que la efectividad de las dos supuestas soluciones que se habían adoptado años atrás para combatir esos asentamientos diferenciales, como fueron el refuerzo de las contratraves y los pilotes de control, habían sido rebasadas. Esto hizo necesario evaluar la magnitud del problema e identificar las acciones correctivas factibles de adoptar.

La evaluación estructural de ambos templos llevó a proponer conceptualmente incrementar el confinamiento de las bóvedas con los muros y reducir las inclinaciones de la estructura (López Carmona, 1995). Para materializar esta propuesta se empezó por la medición de las deformaciones que había acumulado la estructura y establecer un pronóstico geotécnico del comportamiento del subsuelo, acorde a los cambios de la presión del agua intersticial; la información recopilada demostró que la torre poniente es el elemento más sensible, sobre todo durante un sismo si su inclinación se seguía incrementando. Se justificó elaborar el proyecto que se denominó: Corrección Geométrica de la Catedral y Sagrario mediante la técnica de subexcavación, se demostró que era la acción correctiva más factible de aplicar (Tamez et al, 1992 y 1995). Posteriormente, durante los trabajos se decidió investigar una acción preventiva de las deformaciones, la investigación y pruebas demostraron que la inyección por fracturamiento hidráulico de la arcilla era la que tenía más posibilidades de éxito.

El estudio del subsuelo de la Catedral y Sagrario se realizó entre junio y noviembre de 1989; en cuanto a la técnica de subexcavación, dado que sólo se había aplicado a estructuras modernas, se decidió hacer una prueba experimental en el pequeño templo de San Antonio Abad, entre mayo de 1990 a enero de 1991, los resultados demostraron que esa técnica se podría aplicar a la Catedral sin ponerla en riesgo y fundamentar el proyecto ejecutivo de Corrección Geométrica de la Catedral y Sagrario, el cual fue sometido entre enero y septiembre de 1991 a la opinión de los Colegios de Arquitectos e Ingenieros, así como a varias asociaciones técnicas y culturales; algunas de las observaciones recibidas fueron integradas al proyecto.

Los trabajos de construcción preparatorios se hicieron entre octubre de 1991 y diciembre de 1993; la subexcavación se ejecutó en 4.6 años, entre agosto de 1993 y junio de 1998. Para demostrar la utilidad de inyección del subsuelo bajo los templos se empezó con la recopilación de la información

histórica del comportamiento del Palacio de las Bellas Artes consecuente de las etapas de inyección de su subsuelo (Santoyo et al, 1998). Además se practicaron inyecciones experimentales en el lago de Texcoco y en el edificio de Gobierno de la FES Zaragoza, en el cual se demostró que mejoró notablemente su comportamiento. Una vez aceptada la técnica de inyección, se aplicó en tres etapas entre septiembre de 1998 y diciembre de 2000.

Desde diciembre de 2000 no se ha realizado ningún trabajo en el subsuelo. Es importante aclarar que en el proyecto original de subexcavación se consignó que se tendría que volver a subexcavar después de unos 20 a 40 años; sin embargo, el comportamiento del subsuelo consecuente de la inyección demuestra que la subexcavación será innecesaria, pero en cambio es factible que se requiera hacer algunas campañas de inyección (Santoyo y Ovando, 2008).

### **6.1.2 Descripción y entorno**

***Antecedentes sobre los templos.*** La construcción de la Catedral Metropolitana se inició en 1573, fue un reto formidable desplantarla sobre los suelos blandos de la ciudad de México, sin duda que el ingenio del alarife Claudio de Arciniega la hizo posible, él había conocido los problemas de cimentar en las arcillas blandas porque había participado en la construcción de la iglesia de San Agustín, la cual resolvió con una retícula de contratrabes aligeradas. Bajo su dirección las obras empezaron desde el ábside, otros alarifes las continuaron con las bóvedas, que se concluyeron hacia 1667. La portada quedó terminada en 1675. En 1792, Damián Ortiz de Castro finalizó las torres. Manuel Tolsá le dio perfil a la cúpula con la elevada linternilla y vinculó todo el conjunto con balaustradas y pináculos que la singularizan y embellecen, Fig. 6.1.1. La Catedral se terminó de construir en 1813, en un dilatado proceso que tomó 240 años.

***Descripción de las cimentaciones.*** Es interesante aclarar la peculiar orientación de la Catedral, ya que conforme a la tradición religiosa su altar mayor debería quedar al oriente; sin embargo, está al norte montada sobre templos y estructuras del Centro Ceremonial Azteca parcialmente demolidos; es muy factible que esta decisión se tomó porque se sabía que así tendría menos asentamientos, ya que el área estaba preconsolidada por el peso de los templos prehispánicos. Así, bajo su cimentación quedaron restos de algunas de las estructuras de este importante sitio religioso Fig. 6.1.2; desde un principio se reforzó el suelo mediante la hinca de aproximadamente 22,500 pilotes de madera de 3 a 5 m de longitud. Encima de ellos se colocó una plataforma de mampostería que ocupa una superficie de 140 x 70 m. El espesor de esta plataforma, que en promedio es de unos 90 cm, aumenta hacia el sur lo cual evidencia que los primeros constructores debieron engrosarlo en esa zona para compensar los hundimientos diferenciales que comenzaron a manifestarse desde las primeras etapas de su construcción. Sobre la plataforma se construyó una retícula de contratrabes, también de mampostería, de 3.5 m de alto, 2.5 m de ancho y hasta 127 m de largo, que recibe a los muros, pilastras y columnas, como se ilustra en la Fig. 6.1.3. El plano superior de la plataforma coincidía con el nivel de la Plaza Mayor y por encima de éste se elevaba la retícula de contratrabes 3.5 m. De este modo, la Catedral se sobreelevó, seguramente porque el alarife Arciniega ya esperaba que se presentaran hundimientos de gran magnitud.

Anexos a la Catedral se construyeron otros edificios religiosos. El más notable es la iglesia El Sagrario, construida directamente sobre la pirámide del dios Sol, Tonatiuh. En la construcción El Sagrario, Lorenzo Rodríguez utilizó el mismo método de cimentación que en la Catedral, reforzando al suelo con estacones de madera pero de menor diámetro. Encima de ellos también se construyó una plataforma de mampostería de baja calidad, Fig. 6.1.4. El Sagrario se desplantó parcialmente

sobre el plataforma de la Catedral y su muro poniente es el de la Catedral. La construcción del Sagrario se inició en 1749 y terminó en 1768. Otras construcciones anexas son: la Curia, la Capilla de los Ángeles y el Seminario, este último demolido en 1938.

La Catedral Metropolitana tiene 60.4 m de ancho y 126.7 m de longitud, su peso total es de 127,000 t y la presión media que transmite al subsuelo es del orden de  $16.6 \text{ t/m}^2$ , consta de cinco naves: la central, que está limitada por 16 columnas y dividida por el coro; las dos procesionales, que corren a lo largo del templo, y las dos laterales, para capillas, que están definidas por los muros perimetrales y perpendiculares, arreglo estructural al que el Dr. Fernando López Carmona denominó como el “cinturón de contrarresto” porque soporta los empujes horizontales, incluyendo los sísmicos. La gran cúpula central gravita sobre cuatro columnas. Las dos enormes y pesadas torres del campanario tienen 60 m de altura y cada una ella pesa del orden de 10,300 t.

El Sagrario es un templo con planta de cruz griega, cuyos muros en las cuatro esquinas constituyen la parte resistente de la estructura; su cúpula descansa sobre las cuatro columnas centrales. Ocupa un área de 47.7 m por lado, su peso es de aproximadamente 30,000 t y la presión media que transmite al subsuelo es del orden de  $13.2 \text{ t/m}^2$ .

***Asentamientos durante la construcción.*** La compresibilidad diferencial de los estratos de arcilla del subsuelo, originada por la consolidación inducida a los suelos del sitio por los templos y estructuras mexicas preexistentes, fue la causa de los asentamientos diferenciales que desde el inicio de la construcción de la Catedral se manifestaron. Estas deformaciones acarrearón desajustes, lo cual se compensó durante la construcción modificando la altura de las columnas y muros para nivelar el arranque de las bóvedas. Se recurrió también a artificios arquitectónicos para disimular el efecto visual de los asentamientos, como fue darle a las cornisas alturas variables y utilizar en las dos torres bloques de cantera que gradualmente disminuyen de espesor. El análisis de los detalles geométricos del monumento permitió demostrar que durante la construcción de la Catedral, antes de completar las bóvedas, la columna C-9 acumuló un hundimiento diferencial máximo de 85 cm con respecto al plinto de la pilastra C-3, Fig. 6.1.5.

***Entorno de la Catedral.*** En 1968, se construyó a 16 m de profundidad, el Colector Semiprofundo 5 de Mayo, a lo largo de la fachada sur de la Catedral y del Sagrario; la influencia de este túnel es desafortunada, porque las mediciones piezométricas en la cercanía de este desagadero demuestran que es permeable y que drena el agua del subsuelo. Adicionalmente, en el mismo año, en la zona suroriente del Sagrario se inició la construcción de la Línea 2 del Metro, que funciona igualmente como otro dren del agua en los lados norte y oriente de los templos, Fig. 6.1.6. En suma, ambos conductos reducen la presión del agua intersticial de las arcillas y con ello posiblemente han incrementado los hundimientos diferenciales a lo largo de sus trazos.

### **6.1.3 Intervenciones en las cimentaciones**

La Catedral y el Sagrario han sufrido hundimientos diferenciales desde sus primeros años y por ello sus bóvedas han sido muchas veces reparadas, hay registros de trabajos desde mediados del año 1700 y fueron cada vez más frecuentes al paso de los años; en la presidencia de Porfirio Díaz se reparó la cúpula porque tenía grietas en su tambor, tan grandes que una persona podía introducir parte de su cuerpo. Así se puede afirmar que la Catedral y el Sagrario siempre han sido motivos de preocupación.

**Primera intervención de la cimentación de la Catedral.** En 1929, la Comisión Técnica y de Conservación de la Catedral encomendó a los arquitectos Manuel Ortiz Monasterio y Manuel Cortina García la elaboración de un proyecto para reforzar las contratraves de la Catedral, porque los hundimientos le habían generado daños estructurales alarmantes. La primera medida que se tomó fue demoler en 1938 el edificio del Seminario, con el propósito de descargar la zona oriente. Los trabajos en la cimentación consistieron en vaciar la tierra de relleno de las celdas de la retícula de contratraves de la Catedral con lo que la presión media de contacto disminuyó de  $14.3 \text{ t/m}^2$  a  $10.8 \text{ t/m}^2$ , lo que representó un decremento del 25%, que se perdió por el peso de las criptas que se construyeron posteriormente. A pesar de que el decremento de presión produjo cierta expansión de las capas de arcilla subyacentes, su magnitud quedó pronto contrarrestada y superada por el hundimiento regional. Con el conocimiento actual, se puede interpretar que esa acción iba a ser poco eficiente.

El proyecto también previó reforzar la retícula de contratraves de mampostería con una placa vertical de concreto con acero, además las de los lados oriente y poniente del crucero fueron reforzadas con viguetas de acero estructural y quedaron apoyadas sobre una losa de concreto de unos 50 cm de espesor, Fig.6.1.7. La capacidad de este sistema para uniformar los asentamientos resultó muy limitada ya que posteriormente, se decidió instalar criptas en las áreas entre las contratraves y para ello se abrieron pasillos que las debilitaron. Además, se sustituyó el piso de madera del nivel de feligresía por una losa de concreto armado en la que se dejó una junta de construcción a lo largo del eje de columnas del lado poniente.

**Primera intervención en el Sagrario.** En la década de 1940 se intentó recimentar el Sagrario mediante pilotes de madera de 25 cm de diámetro. Asimismo, se reforzó el piso de feligresía con una losa de concreto apoyada en una retícula de traves de acero. Posteriormente, entre 1960 y 1964 se intentó otro procedimiento de recimentación del Sagrario, esta vez con pilotes de concreto hincados en tramos de 1 m. En las celdas bajo el Sagrario se pueden ver muchas de las puntas de esos pilotes; se puede apreciar que la mayoría de ellos no pudieron ser hincados.

**Segunda intervención en la Catedral y el Sagrario.** A pesar de los trabajos anteriores, se siguieron manifestando hundimientos y por ello en 1972 la Secretaría del Patrimonio Nacional encomendó al Ing. Manuel González Flores realizar un estudio “geotécnico y estructural” cuya conclusión fue que con una “recimentación mediante pilotes de control se resolvería el problema”.

En el estudio de la SPN se recomienda la instalación en el interior del templo de 280 pilotes apoyados en la Primera Capa Dura y distribuidos con mayor densidad en la parte sur, según se ve en la Fig. 6.1.8. También se afirmó que los pilotes de control reducirían el trabajo de la cimentación original en un 25%, permitirían ajustar el descenso de los edificios respecto al terreno circundante y uniformarían los hundimientos diferenciales dentro de las mismas estructuras. Las dificultades que se presentaron para instalar los pilotes obligaron a modificar el proyecto. La rectificación consistió en colocar los pilotes donde fue posible y sin ninguna explicación incrementar su número a 390 en la Catedral y a 129 en el Sagrario.

**Pilotes de control instalados.** Como se siguieron acumularon hundimientos diferenciales a pesar de los pilotes de control se hizo necesario practicar una evaluación de su capacidad para soportar las cargas que trasmite la Catedral y el Sagrario. Por ello se hace conveniente empezar por describir como son los pilotes de control.



Los pilotes de control fueron inventados y patentados por el Ing. González Flores, las condiciones necesarias que deben cumplir es que trabajen como pilotes de punta apoyados en la Capa Dura y que estén ligados a la losa de cimentación a través de los marcos (o puentes) de control que se encargan de transmitir la carga mediante un conjunto de cubos de madera de caoba o caobilla, colocados en tres capas separados por láminas galvanizadas, el número de estos cubos define la capacidad del pilote. El Ing. González Flores condicionó el diseño de esos pilotes y puentes a una capacidad máxima de 100 t, sin tomar en cuenta la fricción negativa. Para la Catedral realizó un diseño con 280 pilotes distribuidos con mayor densidad al sur, considerando que la Catedral se hundía uniformemente en esa dirección, pero sin ninguna explicación incrementó ese número a 390, y por las dificultades de la instalación se colocaron 385 donde se pudo, incluso donde era innecesario porque en esas partes el templo descendía a una velocidad menor, Fig. 6.1.8.

En cuanto a la operación de esos pilotes se pueden hacer las siguientes aclaraciones: en la condición de recién instalados, la losa queda apoyada sobre la superficie del terreno y le trasmite una cierta carga; esto cambia cuando se desarrolla un asentamiento, porque la losa desciende y la cabeza del pilote parece emerger. En ese momento la carga que trasmite la losa al suelo se anula y los pilotes se encargan de soportarla, lo que a su vez causa que los cubos de madera se deformen y el puente descienda una magnitud igual a la deformación del suelo y se supone que por ello se recupera el contacto entre la losa y el suelo. Sin embargo, es imposible igualar con certeza las magnitudes del asentamiento y de la deformación de los cubos, por lo que la condición usual es que los pilotes estén sobrecargados y que se tenga un indeseable y hasta peligroso hueco entre la losa y el terreno.

Los 385 pilotes de la Catedral tienen una capacidad supuesta de 100 t cada uno, así en conjunto podrían soportar unas 38,500 t (30% del peso total de la Catedral); pero esta magnitud es optimista, porque de la revisión detallada de todos los registros de hincado de los pilotes y la inspección de los mismos permite afirmar que sólo el 27% de los 385 pilotes de la Catedral están correctamente apoyados en la Capa Dura, el resto son cortos, otros sin explicación alguna son en exceso largos, por lo que pueden estar inclinados o rotos, como se ilustra en la misma Fig. 6.1.8. Así que la capacidad final de los pilotes es de apenas unas 10,400 t (8% del peso de la Catedral), cifra que todavía se tendría que reducir por la aportación espuria de los que se colocaron en las partes donde no eran necesarios, porque el hundimiento era a menor velocidad y también se debe restar la carga que toman por fricción negativa. En cuanto a los pilotes en el Sagrario, solamente están bien instalados el 11%, pero falta reducir los que están instalados en donde no hacen falta y tomar en cuenta la fricción negativa.

Por todo lo anterior se puede concluir que los pilotes de control instalados en ambos templos solamente lograron modificar temporalmente el comportamiento de la cimentación y resultaron insuficientes para evitar las deformaciones diferenciales del subsuelo; más aún, la operación de los pilotes de control requiere que la estructura sea rígida, para que gracias a su peso se puedan uniformizar los asentamientos diferenciales, como ocurre con edificios modernos, que incluso se les puede hacer descender con el asentamiento regional. Por el contrario, la flexibilidad de las estructuras de la Catedral y el Sagrario y el número tan escaso de pilotes hace que inevitablemente los asentamientos diferenciales sean prácticamente los mismos que se tendrían sin esos pilotes, tal como lo han demostrado las nivelaciones topográficas que se explican más adelante.

#### 6.1.4 Características del subsuelo

Se empezó por recopilar toda la información geológica y geotécnica del sitio y se ratificó que la isla original era sólo una pequeña elevación con un manantial denominado por los mexicas Toxpálatl, el cual se hallaba en lo que hoy es el atrio poniente de la Catedral. Asimismo, se llevó a cabo un programa de exploración geotécnica con objeto de conocer detalladamente la estratigrafía bajo la Catedral y el Sagrario y para determinar las propiedades del subsuelo, principalmente su compresibilidad. En la etapa de estudios previos, en 1989, se ejecutaron 21 sondeos verticales con cono eléctrico y dos de muestreo inalterado continuo.

El cono eléctrico es un dispositivo que se hinca dentro del terreno con una velocidad de penetración constante. Arriba de su punta cónica lleva en su interior una celda electrónica con la que se mide la resistencia del suelo a la penetración de la punta. Esta oposición depende de dos factores: a) la compresibilidad del suelo y b) la propia resistencia del suelo al esfuerzo cortante. La resistencia medida con el cono eléctrico se correlaciona con ambos parámetros.

**Corte estratigráfico ilustrativo.** Los tres sondeos de cono eléctrico realizados frente a la Catedral y el Sagrario permitieron elaborar el corte estratigráfico que se muestra en la Fig. 6.1.9. En esta ilustración se advierte que en la colindancia entre ambos templos el suelo presenta mayor resistencia ya que es el punto que ha recibido la mayor carga de templos mexicas, de relleno arqueológico y de las dos pesadas estructuras coloniales. En cambio, hacia ambos extremos del corte se observa que la resistencia se reduce a casi la mitad. Esta situación ha provocado que la parte sur de la Catedral se incline hacia el poniente y el Sagrario, hacia el oriente. En la misma figura también se muestran los espesores y profundidades de los estratos más significativos de la secuencia de suelos del sitio.

**Deformaciones en el subsuelo.** Con la información de los sondeos de cono eléctrico se pudo definir la profundidad del contacto entre la costra natural y las arcillas blandas, superficie originalmente plana que, debido a la consolidación inducida por las pirámides mexicas, sufrió depresiones de hasta 10 m, las cuales se observan en la Fig. 6.1.10. Por eso, antes de la construcción de los templos coloniales, el sitio se niveló con rellenos para configurar un nuevo plano inicial. Las pruebas de laboratorio (pruebas de consolidación unidimensional) demostraron que las cargas aplicadas por las antiguas construcciones prehispánicas, fueron en algunas zonas eliminadas y en otras incrementadas posteriormente por el peso de la Catedral y del Sagrario. Esta compleja historia de cargas dio origen a la heterogeneidad en las condiciones y propiedades del subsuelo que se detectó con los ensayos de laboratorio y campo, según se ilustra esquemáticamente con la resistencia media medida con el cono eléctrico en la Formación Arcillosa, Fig. 6.1.11.

**Mediciones de la presión de agua en el suelo en 1990.** Para completar el conocimiento de las condiciones del subsuelo del sitio, se midieron las presiones del agua intersticial a diferentes profundidades y para ello se instaló la estación EP-1, localizada en el atrio sur de la Catedral. En la Fig. 6.1.12, entre 0 y 20 m de profundidad se observa la tendencia hacia la condición hidrostática; a partir de esta última profundidad comienza a registrarse pérdida de presión de poro del orden de 1.8 kg/cm<sup>2</sup> en la Primera Capa Dura a 38 m de profundidad y de 2 kg/cm<sup>2</sup> en los depósitos profundos a 53 m de profundidad.

**Estimaciones de la presión de agua en el futuro.** A partir de la distribución de presiones en el agua intersticial medidas en la estación piezométrica EP-1, se puede estimar que dichas presiones descenderán lentamente y que en el futuro se podrá definir un manto de agua colgado por la

infiltración de lluvia y por fugas de tuberías de agua y drenaje. Con estas hipótesis se pudieron establecer las dos predicciones de la variación piezométrica de la Fig. 6.1.12:

Predicción 1. Es factible imaginar un nivel colgado de "agua atrapada" entre 6 y 25 m de profundidad y una distribución hidrostática por debajo de éste. Esta conjetura implica un abatimiento de la presión hidráulica con un valor menor de  $1.8 \text{ kg/cm}^2$  en la Formación Arcillosa Superior.

Predicción 2. Se podría también considerar que se formarían dos niveles de agua colgados, uno entre 6 y 13 m y otro entre 16 y 38 m. Este pronóstico implica que la presión hidrostática tenga abatimientos en esas profundidades de  $0.8$  y  $1.8 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente. Además, partir de los 45 m de profundidad, se tendría una distribución hidrostática

### **6.1.5 Hundimiento regional medido en la Catedral**

El hundimiento regional empezó a ser medido por el Arq. Javier Cavallari desde 1860, posteriormente el Ing. Roberto Gayol en 1895, realizó la nivelación topográfica desde un punto sobre una roca basáltica ubicada en el atrio de la iglesia de Atzacolco a la Tangente Inferior del Calendario Azteca (TICA). Posteriormente se demostró que en realidad se trataba de una roca suelta y por ello se reubicó el banco a un afloramiento confiable de basalto, alejado de esa misma iglesia, y se le dejó el mismo nombre de Banco Atzacolco. Desde entonces ese banco es la referencia principal de nivel para la ciudad de México y a él están referenciados los asentamientos del punto TICA. Los datos sobre niveles topográficos y las mediciones de piezometría conformaron a partir de 1961 los Boletines de Mecánica de Suelos, que se han dejado de publicar. La recopilación y actualización de esa información se muestra en la Fig. 6.1.13.

Para detectar como contribuyen cada uno de los estratos de arcilla que subyacen a la Catedral Metropolitana se instalaron 4 bancos profundos libres del pandeo que afecta a los bancos convencionales, están apoyados a: 40 m, sobre la Capa Dura; a 60 m sobre los Depósitos Profundos; a 80 m en Arcillas Limosas Preconsolidadas y a 100 m en las Arenas Limosas Profundas. El resumen de las mediciones realizadas en la Catedral entre 1991 a 2005 se reproduce en la Fig. 6.1.14, excepto la situada a 60 m que se dañó en 1999. La información de esa figura fue correlacionada topográficamente con el Banco Atzoacalco y por su trascendencia se describe brevemente a continuación:

***Hundimiento superficial.*** En 1991 era de  $7.2 \text{ cm/año}$ , cuando no había influencia de los trabajos en el subsuelo de la Catedral (cuadros superiores de la Fig. 6.1.14; en 2003 se elevó a  $8.7 \text{ cm/año}$  por efecto de la subexcavación y bombeo; para 2004 se tenía  $7.8 \text{ cm/año}$ , para 2005 creció a  $9.2 \text{ cm/año}$ ; la recuperación del comportamiento del subsuelo se advirtió para el año 2006 con el hundimiento de  $7.5 \text{ cm/año}$  y para 2007 resultó de  $6.1 \text{ cm/año}$ .

***Consolidación de la Formación Arcillosa Superior.*** Con el banco a 40 m de profundidad se pudo medir que en 1991 reducía su espesor en  $3.9 \text{ cm}$  cada año, lo cual correspondía al 54% del hundimiento total en la superficie, se redujo a  $1.5 \text{ cm/año}$  para el 2007, con el 24% del total.

***Consolidación de la Formación Arcillosa Inferior.*** Con los bancos entre 40 y 80 m se advierte que el hundimiento en 1991 era de  $3.3 \text{ cm/año}$  que correspondía al 46% del hundimiento total en la superficie y para el 2007 fue de  $2.0 \text{ cm}$ , con el 33% del total

**Con los bancos a 80 y 100 m de profundidad.** En 1991 el hundimiento era cero, lo cual significa que los asentamientos medidos en la superficie se debían únicamente a la consolidación de las dos formaciones arcillosas. Posteriormente creció y sin duda fue una consecuencia de los trabajos en la Catedral; pero éstos se concluyeron en enero del 2001, así que los 0.6 cm medidos en el 2007 y que se asocian con el 10% del total, se deben en parte a la consolidación de las arcillas y también a la contribución de la deformabilidad de los suelos granulares profundos. Lo anterior es una nueva e inquietante fuente del hundimiento.

**El hundimiento a más de 100 m de profundidad.** En 2007 fue de 2.0 cm/año que corresponde con el 33% del total, lo cual ratifica que los suelos granulares contribuyen al hundimiento.

Los bancos profundos instalados en la Catedral Metropolitana y en la Alameda Central son los únicos disponibles que por la deformabilidad axial del tubo exterior son insensibles al pandeo de los bancos convencionales, son 4 bancos apoyados a: 40 m, sobre la Capa Dura; a 60 m sobre los Depósitos Profundos; a 80 m en Arcillas Limosas Preconsolidadas y a 100 m en las Arenas Limosas Profundas. Las mediciones más ilustrativas entre 1991 a 2005 se reproducen en la Fig. 6.1.14, excepto el de 60 m que se dañó en 1999. La información de esa figura fue correlacionada topográficamente con el Banco Atzoacalco.

### **6.1.6 Asentamientos diferenciales de la Catedral y Sagrario**

Los asentamientos diferenciales acumulados a través de 419 años, desde el inicio de la construcción hasta finales del año de 1989, generaron un hundimiento diferencial de 2.42 m entre el ábside y la torre poniente. Su desarrollo debe interpretarse como la suma de dos factores: a) la consolidación provocada por el peso de los templos mexicanos preexistentes y el de la estructura colonial, y b) el hundimiento regional de la ciudad. Este último ha sido determinante en la generación de hundimientos diferenciales durante los últimos 150 años; a él se debe que la torre poniente se haya hundido 87 cm entre 1907 y 1989, tal como se muestra en la Fig. 6.1.15, en la cual se considera al plinto de la pilastra C-3 del ábside como la referencia cero.

Para cuantificar la influencia reciente del hundimiento regional en los asentamiento en las estructuras, se realizaron varias nivelaciones topográficas de precisión dentro de la Catedral y en el Sagrario en el periodo comprendido entre el 7 de enero y el 2 de septiembre de 1991, tomando como puntos de medición los pernos de bronce ubicados en los plintos de las columnas, como se ha venido siguiendo desde 1907. En la Fig. 6.1.16 se presentan las velocidades de hundimiento anual a partir de las mediciones realizadas en el lapso mencionado. Esta figura permite interpretar las deformaciones geométricas que sufrían esos templos en ese tiempo y representa las tendencias de hundimientos que se hubieran observado de no haberse efectuado el proyecto de subexcavación de la Catedral. Anualmente, por ejemplo, la torre poniente se hundía 12 mm con respecto a la parte central de la nave, la esquina suroriente del Sagrario se asentaba 16 mm en relación con su parte central y el hundimiento del museo era de 26 mm, tomando como referencia el altar mayor.

**Estimación de los asentamientos iniciales.** Los asentamientos que indujeron las pirámides mexicas en la zona donde posteriormente se construirían la Catedral y el Sagrario, se estimaron a partir del espesor probable que tenían los suelos bajo los dos templos antes de que se construyeran las estructuras prehispánicas. La metodología empleada para definir la condición inicial del subsuelo es la misma que emplearon los profesores M. Mazari, R.J. Marsal y J. Alberro (Mazari et al, 1984) para reconstruir, en 1984, la historia de esfuerzos y deformaciones del Templo Mayor. Para las cargas estimadas, las áreas sometidas a esfuerzos, los espesores de los materiales deformables y las

compresibilidades de ese entonces, se obtuvieron deformaciones que varían entre 7 y 13 m, las cuales coinciden razonablemente bien con las que se dedujeron a partir de los sondeos geotécnicos realizados.

***Predicción de asentamientos diferenciales futuros.*** La predicción de los asentamientos futuros se realizó empleando procedimientos y métodos tradicionales de la mecánica de suelos. Este pronóstico, que se llevó a cabo suponiendo que los templos se dejarían como estaban en 1989, permitió obtener un panorama de las consecuencias que se tendrían de no intervenirlos. Los asentamientos futuros de la Catedral y del Sagrario hubieran dependido de cómo evolucionasen las presiones del agua de los poros de los materiales arcillosos. Se consideraron las dos predicciones sobre las futuras condiciones hidráulicas en el subsuelo que podrían prevalecer, mostradas en la Fig. 6.1.12. La predicción 2 conduce a estimaciones más pesimistas de los hundimientos diferenciales futuros pues el diferencial acumulado en la torre poniente hubiera llegado a 3.2 m. Por otra parte, para el Sagrario, el diferencial medio entre la zona central y las esquinas hubiera sido de 1.2 m, manteniendo el punto C-3 como referencia cero. Las configuraciones de asentamientos calculados se presentan en la Fig. 6.1.17, en la cual se aprecia que los hundimientos máximos ocurrirían en la torre poniente y los menores, en la parte central de Sagrario.

De los resultados anteriores, se concluyó que de presentarse un sismo como el de 1985, las distorsiones que tenían las estructuras, sumadas a las futuras inducidas por el hundimiento regional, hubieran generado una condición de esfuerzos que habría puesto en gran riesgo la estabilidad de los templos, en particular la de la torre poniente. Por ello, se hizo necesario disminuir la magnitud de los hundimientos diferenciales.

### **6.1.7 Soluciones estudiadas**

***Alternativas de solución.*** Con el propósito de efectuar la corrección de los hundimientos diferenciales que existían antes del proyecto y prever la reducción de los asentamientos diferenciales consecuentes del hundimiento regional futuro, se plantearon y analizaron varios criterios de acción que se describen enseguida.

***Pilotes de fricción negativa.*** Su objetivo es detener el hundimiento de la cimentación mediante la adición de aproximadamente 1500 pilotes de punta, los cuales se apoyarían en la Primera Capa Dura y serían capaces de soportar indirectamente el peso total del suelo blando bajo ambos templos, con esta solución se evadiría la deformabilidad de la Formación Arcillosa Superior, pero tendría la consecuencia de provocar la emersión de los templos respecto al terreno vecino, tal como ha ocurrido en el Monumento a la Revolución.

***Pilas apoyadas en los Depósitos Profundos o en la Primera Capa Dura.*** Con esta solución, el hundimiento de la estructura se detendría independizándola del suelo de apoyo, mediante un grupo de unas 240 pilas apoyadas en los Depósitos Profundos y conectadas a la cimentación mediante dispositivos mecánicos que permitirían mover a voluntad la estructura para corregir los desplomos existentes e impedir que éstos se incrementaran en el futuro. Las pilas serían capaces de soportar la totalidad del peso de la Catedral y de la fricción negativa que se genera cuando el suelo desciende debido al hundimiento regional. Esta técnica permitiría bajar toda la estructura controladamente, haciéndola independiente del hundimiento regional diferencial. Su adopción requeriría reforzar la cimentación actual para transmitir las cargas entre las pilas y la superestructura de los templos. Constructivamente es muy problemática por la presencia de los pilotes de control ya instalados y por

la necesidad de emplear equipos constructivos voluminosos que operarían desde el piso de feligresía, lo que plantearía dificultades en el coro y en las capillas laterales de la Catedral.

**Subexcavación.** En 1962, el ingeniero italiano Fernando Terracina propuso la técnica de subexcavación para corregir la inclinación de la Torre de Pisa (Santoyo y Ovando 2002). No vio culminado su objetivo, pero su propuesta se aplicó en numerosos edificios de la ciudad de México. En la iglesia de San Antonio Abad se ejecutó experimentalmente para demostrar su viabilidad en la Catedral Metropolitana. Esencialmente, este método tiene por objeto acelerar el descenso de las "zonas duras" (más consolidadas) para evitar que éstas emerjan respecto a las "zonas blandas" (menos consolidadas). Esto se logra extrayendo, de manera controlada, a través de perforaciones horizontales o inclinadas, el suelo en que se apoya la cimentación.

**Restitución de la presión del agua intersticial.** Reconociendo que el origen del hundimiento regional es hidrológico, se estudió la posibilidad de reducir la magnitud de los asentamientos futuros mediante la recarga artificial de aguas en los estratos permeables del subsuelo y así estabilizar las presiones del agua intersticial de los estratos más blandos. Se analizó la breve experiencia que se adquirió con esta técnica cuando se utilizó en dos de las esquinas del Palacio Nacional (Moreno Pecero, 1978). Para aplicarla en la Catedral, se requerirían 46 pozos de absorción con separaciones de 10 m y la construcción de una pantalla impermeable formada por una trinchera de mortero plástico que confinaría el área de la Catedral y Sagrario. Dentro del área resguardada, se inyectaría agua por medio de pozos de infiltración. La recarga del acuífero controlaría el 69% de los hundimientos ya que el tratamiento se aplicaría en las dos formaciones arcillosas más superficiales y sería efectiva siempre y cuando las inyecciones de agua continuaran permanentemente pues, de suspenderse, los hundimientos que se hubieran evitado irremediablemente se volverían a presentar. Sin embargo, a pesar de sus limitaciones, la recarga del acuífero y la pantalla perimetral, esta solución debe ser considerada como una eventual medida complementaria.

**Otras soluciones.** Además de las anteriores, también se analizaron otras soluciones de recimentación profunda, como la de los "pali radice" que son pilotes inclinados de pequeño diámetro o micropilotes los cuales, entrelazados, forman bloques duros para transmitir las cargas a los estratos más profundos. Tal arreglo también resolvería el problema, siempre y cuando se aplicara en toda el área de la Catedral y del Sagrario, se reforzara totalmente la cimentación actual para apoyar los micropilotes y se aceptara la inevitable emersión relativa de los templos. También debe decirse que todos los remedios de recimentación profunda a base de pilotes, pilas o "pali radice" tienen el inconveniente adicional de que su compleja aplicación constructiva requeriría el cierre de la Catedral por muchos meses, situación que hubiera impedido las ceremonias religiosas que ahí se llevan a cabo.

#### **6.1.8 Subexcavación bajo la Catedral y el Sagrario**

Este tratamiento tuvo como objetivo reducir los desniveles y desplomos que han sufrido estos templos debido a los hundimientos diferenciales. La técnica consiste en hacer descender las partes altas respecto a las bajas, mediante la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. Para cumplir con ese objetivo fue necesario llevar a cabo tres labores específicas: a) la construcción de las lumbreras de acceso hasta los estratos del subsuelo de la Formación Arcillosa Superior, entre 14 y 21 m de profundidad, b) el abatimiento puntual del nivel freático, y c) la subexcavación o extracción controlada de pequeñas porciones de suelo hasta alcanzar el volumen preestablecido. Las dos primeras son preparatorias y la tercera constituye el procedimiento

geotécnico de corrección el cual se logró haciendo perforaciones radiales de 10 cm de diámetro, ejecutadas desde el fondo de las lumbreras de acceso.

**Lumbreras para la subexcavación.** Se excavaron 32 pozos verticales cilíndricos, revestidos de concreto, con objeto de tener acceso al nivel donde se encuentran las arcillas blandas. Su número y localización se definieron aplicando métodos analíticos con los cuales se evaluaron los efectos de la subexcavación.

**Nivel de subexcavación.** La extracción del suelo se llevó a cabo en la arcilla blanda de la frontera de la Formación Arcillosa Superior cuya morfología se ilustra en la **Fig. 6.1.10**. En cada una de las lumbreras se practicó un máximo de 50 perforaciones radiales que penetraron dentro del suelo de 6 a 22 m. En la Fig. 6.1.18 se observa la distribución de lumbreras, un corte ilustrativo de una de ellas y otro de las perforaciones de subexcavación así como la forma en que se cierran esas perforaciones para inducir gradualmente los asentamientos requeridos.

**Barrera de precorte.** Su objetivo fue inducir una fisura o superficie de baja resistencia al esfuerzo cortante con el fin de evitar daños al cajón del metro. El plano corre a lo largo del extremo norte de la Capilla de las Ánimas y la Catedral, como se ilustra en la Fig. 6.1.6. Esta fisura inducida se formó inyectando agua a presión con tubos de manguito, para inducir el fracturamiento hidráulico de los materiales arcillosos. Los pozos de inyección alcanzaron una profundidad de 18 m y la separación entre ellos fue de 100 cm.

**Sistema de bombeo.** Este sistema se utilizó durante la construcción de las lumbreras para abatir gradualmente el nivel freático y evitar la posibilidad de la falla de fondo. Sirvió además durante el proceso de extracción del suelo para mantener el nivel de agua bajo la losa del fondo de la lumbrera y permitir la extracción del material. En el interior de cada lumbrera se instalaron cuatro puntas eyectoras con mangueras de inyección con las cuales se extrajo agua que se condujo a la red de drenaje.

**Equipo de trabajo.** Como parte del equipo de subexcavación se utilizó una mesa metálica giratoria que se apoyaba contra la pared de la lumbrera. Las horadaciones se encontraban cerca del fondo y por ellas penetraban radialmente los tubos subexcavadores los cuales eran empujados por un gato hidráulico.

**Apuntalamiento estructural.** La subexcavación se desarrolló con el apoyo de un complejo sistema de apuntalamiento preventivo a fin de controlar cualquier deformación imprevista y evitar daños estructurales. Este sistema se operó durante todo el proceso para ajustarlo a los cambios graduales inducidos.

**Control de la subexcavación.** Durante el curso de la subexcavación, se registraron de manera precisa y rigurosa los pesos y la humedad de los materiales subexcavados. De cada tramo de tubo recuperado con suelo en su interior, lleno o parcialmente lleno de arcilla, se pesó y registró meticulosamente el peso neto y se calculó el contenido de agua del material extraído. Además, rutinariamente se tomaban muestras de suelo con las que se efectuaban pruebas para estimar confiablemente los volúmenes de subexcavación, así como sus propiedades mecánicas.

**Metas de corrección.** En la Fig. 6.1.19 se presentan las metas que debían alcanzarse aplicando el método de subexcavación. Una de ellas fue propuesta por el Dr. Fernando López Carmona de la Facultad de Arquitectura y otra corresponde al Dr. Roberto Meli Piralla del Instituto de Ingeniería, ambos de la UNAM. Entre agosto de 1993 y junio de 1998 se extrajeron 4,220 m<sup>3</sup> de suelo en 1,451,000 acciones de extracción. Dicho volumen se distribuyó selectivamente para cumplir las metas de corrección, como se ilustra en la Fig. 6.1.20, en la cual se muestra una lumbrera y el equipo de extracción utilizado.

### 6.1.9 Corrección geométrica alcanzada

La subexcavación logró a finales de junio de 1998, eliminar esencialmente los hundimientos diferenciales de los últimos 65 años. Cuando terminó el tratamiento, la corrección máxima inducida era de 92 cm entre la torre poniente y el ábside. Sin embargo, tal como puede apreciarse en la Fig. 6.1.21, hacia septiembre de 1999 el hundimiento correctivo máximo era de 88 y de 30 cm en el Sagrario. Esta diferencia de 92 a 88 cm, se debe a que se dejó de operar el sistema de bombeo y los efectos del hundimiento regional volvieron de inmediato a manifestarse y por ello se perdió una parte de los hundimientos correctivos que se habían logrado. El hundimiento diferencial histórico de referencia entre los puntos B-11 y C-3 pasó de 242 cm en 1989, a 174 cm en junio de 1998. Este hundimiento inducido produjo una corrección angular de 26.3' entre esos puntos. La comparación de las Fig. 6.1.21 con la 6.1.19 demuestra que se lograron las metas previstas. Los hundimientos y giros correctivos alcanzados en septiembre de 1999 y que se conservan hasta agosto de 2000, se resumen a continuación:

**Geometría de hundimientos corregidos.** La configuración de los hundimientos corregidos se representa mediante mallas de hundimiento como las de la Fig. 6.1.22. En la malla superior se observan los diferenciales acumulados y los correctivos hasta agosto de 2000. En la parte inferior de la figura se presenta la misma malla pero simplificada con los hundimientos correctivos referidos a un plano horizontal, es decir, sin los hundimientos diferenciales históricos. En ella se aprecia la forma y la distribución de los hundimientos correctivos que alcanzaron un máximo de 88 cm (Ovando et al, 1996 y 1997).

**Correcciones en las torres.** Las mediciones topográficas hicieron evidentes los desniveles que desde su origen presentaban la fachada principal de la Catedral y sus torres. En octubre de 1993 se inició la medición periódica de la verticalidad de ambas torres con plomadas electrónicas de sensibilidad confiable de 0.1 mm con hilos de acero de una longitud de unos 35 m (precisión = 1/35,000 ó 5.9"). En lo que se refiere a la influencia de la subexcavación y la de los trabajos de inyección de mortero, la corrección lograda hasta abril de 2000 en las torres poniente y oriente consistió en desplazamientos de 28.7 y 27.9 cm respectivamente en dirección nororiente, que equivalen a correcciones de 26.3 y 24.6% de las torres poniente y oriente, que al inicio eran de 109 y 113 cm respectivamente.

**Plomada indicadora.** La imposibilidad de advertir a simple vista las correcciones que se iban realizando, hizo conveniente instalar en la cúpula central de la Catedral una plomada grande que indicara a los visitantes los movimientos inducidos. En la Fig. 6.1.23 se presenta la reconstrucción de la trayectoria de la plomada a través de los años. Es interesante destacar el cambio en la dirección del giro que provocaron los hundimientos diferenciales desde finales del siglo XIX por la extracción de agua del subsuelo. También debe señalarse que de octubre de 1989 a octubre de 1994, la cúpula se corregía hacia el nororiente; posteriormente, al ajustarse el programa de subexcavación y hasta



junio de 1998, giró preponderantemente hacia el norte. Como se aprecia en esa misma figura, la corrección total en el desplomo de la cúpula central fue de 31 cm que es equivalente a un giro angular de 25.3'.

***Daños estructurales.*** La subexcavación empezó por inducir movimientos para recuperar el confinamiento que los muros proporcionan a la bóveda, lo cual se comprobó porque en la bóveda se midieron levantamientos de varios centímetros. Posteriormente se ajustó la secuencia de subexcavación para lograr el segundo tipo de movimiento, el de cuerpo rígido hacia el noreste. Los hundimientos correctivos inducidos produjeron el cierre de grietas y la reducción de la inclinación de las columnas. Sin embargo, aparecieron nuevas grietas y se abrieron otras que ya existían. En algunos puntos también se desprendieron recubrimientos y de una ventana se cayó un sillar. Debe destacarse que los daños resultaron considerablemente menores a los que se esperaban al inicio de los trabajos.

***Vigilancia estructural.*** Al inicio se llevó con cintas de convergencia entre columnas y plomadas simples, posteriormente se montaron medidores de distancias, plomadas y sensores de temperatura en un complejo sistema electrónico de medición continua; además se contó con acelerómetros en la estructura y en campo libre. También se efectuaron numerosos análisis estructurales de la seguridad de los templos con los que se demostró que durante el transcurso de la corrección no se les puso en riesgo. Las acciones preventivas fueron: apuntalamiento de los arcos, entablillado de las columnas, Fig. 6.1.24, y tensores instalados en la bóveda. Se instaló una malla de acero en toda la nave central para proteger a los feligreses. El aspecto más crítico en cuanto a la seguridad de ambos templos lo constituyen las columnas; de ahí que se haya decidido inyectarlas para lograr mejoras duraderas en sus niveles de seguridad. Dado que los efectos nocivos del hundimiento regional volvieron a manifestarse cuando la subexcavación se suspendió en junio de 1998, paulatinamente se comenzó a perder una fracción de las correcciones logradas pero, hacia mediados de 2000, los efectos benéficos de la inyección comenzaron a evidenciarse.

### **6.1.10 Revalidación de la inyección de morteros**

***Antecedentes.*** Los hundimientos diferenciales del Teatro Nacional, actual Palacio de Bellas Artes, se advirtieron a partir de la construcción de su plataforma de cimentación en 1906, Fig. 6.1.25. Por ello, entre 1910 y 1925 se decidió endurecer el subsuelo mediante campañas de inyección, primero de lechada de cemento y después de mortero fluido posiblemente constituido por cal y arena. El objetivo que se perseguía con esas inyecciones era detener radicalmente los hundimientos, lo cual no se logró. Sin embargo, ahora se debe reconocer que con las inyecciones se alcanzó un gran triunfo pues aunque no se detuvieron los hundimientos, se consiguió uniformarlos y con ello se evitaban daños en la estructura del teatro. Provoca admiración que en 1881 se hizo lo mismo en la estación del Ferrocarril Mexicano, en Buenavista. Desgraciadamente, no se ha encontrado información sobre ese primer trabajo de hace más de un siglo para reducir los asentamientos de un edificio en la ciudad de México.

Desde su inicio, la inyección del subsuelo bajo el Teatro Nacional fue polémica pues muchos dudaron de su efectividad. Fue también mal interpretada porque se dijo que se estaba impregnando el suelo con la lechada de cemento. En esa época, el fenómeno del hundimiento regional no se había aceptado. El caso perdió actualidad, la turbulencia política de esos años redujo el interés por el tema y finalmente el teatro quedó inconcluso. La información técnica fue archivada y sólo predominó el injusto juicio de que "la inyección no había servido". Esa experiencia casi olvidada es una notable

anticipación de lo que hoy se desarrolla para modificar la compresibilidad del subsuelo en la Catedral Metropolitana.

**Estudios teóricos y experimentales.** A mediados de 1997 se inició una investigación teórico-experimental con objeto de evaluar la inyección de mortero como reductora de la compresibilidad del subsuelo. Se comprendió el mecanismo benéfico que actuó al realizar la inyección de mortero en Bellas Artes y se indagó de cuánto debía ser el volumen y cuáles las características de las inyecciones. Para valorar esa técnica se llevaron a cabo pruebas de campo en el vaso del ex-lago de Texcoco, ensayos complementarios de laboratorio, estudios teóricos del fenómeno de fracturamiento hidráulico y simulaciones numéricas del efecto de la introducción de morteros fluidos en el subsuelo. Las pruebas de campo se realizaron en secuencia para aprovechar el conocimiento que gradualmente se fue acumulando; las primeras proporcionaron resultados pobres, pero después dieron unos mejores, hasta que se volvieron totalmente confiables.

Con base en estas investigaciones, se comprendió que cuando se inyecta a presión un fluido dentro de una masa de arcilla muy blanda, como la de la ciudad de México, se producen fisuras y grietas a lo largo de planos cuya orientación depende del estado de esfuerzos existente dentro del terreno. El mortero así inyectado penetra en estas grietas formando láminas verticales que conforman una estructura la cual reduce la compresibilidad del volumen de suelo. Este mecanismo se conoce en geotecnia como fracturamiento hidráulico y ha sido estudiado y descrito en investigaciones relacionadas con el comportamiento de presas de tierra y de túneles excavados en suelos blandos.

**Resultados de las pruebas de campo.** Para verificar la formación, longitud y espesor de las láminas de mortero de cemento y cal, se excavó una lumbrera de 4.2 m de diámetro la cual fue desplantada hasta la profundidad del tratamiento, Fig. 6.1.26. Se estabilizaron sus paredes con concreto lanzado y reforzado con malla electrosoldada. También se instaló un sistema de bombeo eyector para llevar el fondo de la lumbrera hasta 6.15 m de profundidad. Excavando en incrementos de 50 cm se pudieron observar con todo detalle las láminas, que alcanzaron longitudes de 1 a 3 m. En la misma figura se muestra un corte esquemático de la geometría de las láminas de mortero que se formaron en esta prueba, Fig. 6.1.27. Además, estos ensayos permitieron afinar las técnicas para precisar la cantidad de mortero inyectado y para generar la estructura de un conjunto de láminas.

Imágenes de la fabricación del núcleo y de las láminas de mortero ya formadas se muestran en la Fig. 6.1.26. Se pudo verificar la integridad del núcleo de mortero, cuyo diámetro medio fue de 29 cm lo que implica una expansión radial del 26% del diámetro de la perforación.

**Prueba de inyección en la Catedral.** En diciembre de 1997, se inició una importante prueba de inyección en el atrio oriente de la Catedral. Los resultados permitieron considerar a esta técnica como la más aplicable para enfrentar los hundimientos diferenciales de este monumento. La presencia del mortero inyectado en la masa arcillosa se verificó mediante un sondeo con muestreo inalterado en el que también se comprobó que la orientación de las láminas de mortero en la zona de tratamiento era acorde con las predicciones teóricas. Las muestras de arcilla inyectada se obtuvieron con un tubo de 40 cm de diámetro, hincado a 12.5 m de profundidad, Fig. 6.1.28. Este sondeo se inició con un pozo a cielo abierto que atravesó la plataforma y los rellenos prehispánicos.

### 6.1.11 Endurecimiento del subsuelo

**Evaluación teórica de los asentamientos futuros de la Catedral y El Sagrario.** Los hundimientos debidos a las cargas de los templos, de las torres, de la modificación de la cúpula y de los muchos elementos arquitectónicos adicionados finalizaron en 1813. Por ello se tiene certeza de que los asentamientos que están ocurriendo y los futuros se deberán al abatimiento de la presión del agua del subsuelo, originado por el bombeo profundo. El pronóstico de la condición futura de la Catedral, que se presenta en la Fig. 6.1.17, justifica la decisión de endurecer diferencialmente el subsuelo de la Catedral y del Sagrario, con el propósito de uniformar el hundimiento y mejorar el comportamiento de las estructuras.

**Metodología para el diseño de la inyección.** El proyecto de endurecimiento de los estratos más blandos de arcilla que yacen bajo la Catedral se basó en una investigación geotécnica detallada sobre la estratigrafía, las condiciones hidráulicas del agua intersticial y las propiedades índices y mecánicas del subsuelo. Además, se midieron las velocidades de propagación de ondas mediante el cono sísmico y las condiciones de esfuerzo en la masa de suelo con ayuda del dilatómetro de Marchetti. Las velocidades de propagación de ondas de corte y el estado de esfuerzos medidos in situ se determinaron antes y después de la inyección. Quedaron establecidos como indicadores objetivos para evaluar, conjuntamente con las mediciones topográficas y las de bancos de nivel profundos, los efectos de la inyección en el mejoramiento del suelo tratado.

**Inyección experimental.** En esta etapa preliminar de noviembre de 1997 a enero de 1998 se inyectaron en la zona surponiente de la Catedral, 179.5 m<sup>3</sup> de mortero en 18 núcleos.

**Zonas y porcentajes de inyección.** El mortero de inyección recomendado para reducir la compresibilidad del subsuelo de la Catedral está compuesto por cantidades medidas de cemento, bentonita, arena pómez y aditivos. Los suelos endurecidos por la inyección son menos deformables que la arcilla natural. La reducción de la deformabilidad depende de la rigidez del mortero y del porcentaje de inyección. Este último concepto debe entenderse como la relación que existe entre el volumen de mortero y el del suelo por mejorar. Las perforaciones para realizar la inyección necesitan atravesar los espesores de la plataforma, de los rellenos arqueológicos y de la costra superficial y después profundizar en las arcillas de la Formación Arcillosa Superior que se inyectaron hasta su contacto con la Primera Capa Dura, Fig. 6.1.28.

**Perforaciones desde las criptas.** Se utilizaron equipos de perforación neumáticos y eléctricos adaptados para operar en las reducidas dimensiones de los pasillos de las criptas, Fig. 6.1.29. Algunos de ellos se montaron sobre bases móviles para facilitar su traslado. En cuanto a la herramienta de ataque, se emplearon desde martillos neumáticos de fondo hasta brocas tricónicas, brocas drag simples y ampliadoras en la parte donde serían alojados los núcleos.

**Perforaciones desde el atrio.** En todas las zonas exteriores de ambos templos se utilizaron perforadoras pesadas, montadas sobre vehículos, Fig. 6.1.30; sólo en algunos tramos se recurrió a máquinas sobre esquíes. Las perforaciones se realizaron de manera similar a las de las criptas, solamente que con diámetros algo mayores.

**Primera etapa de endurecimiento del subsuelo.** Tuvo lugar entre septiembre de 1998 y septiembre de 1999. En la Fig. 6.1.31 se muestran las áreas donde se endureció la Formación Arcillosa Superior del subsuelo bajo la Catedral y el Sagrario para aminorar las grandes diferencias en los

hundimientos que aquejan a esas estructuras e implantar un mejor comportamiento. En esta figura se observa que los porcentajes de inyección varían de 2 a 7% en la Catedral y de 1 a 5% en el Sagrario. Se instalaron inclusiones en la Formación Arcillosa Superior: 419 en la Catedral, 111 en el Sagrario y 55 en la Curia. Del 8 de septiembre de 1998 al 4 de junio de 1999 se inyectó la zona surponiente de la Catedral así como las esquinas nororiente y suroriente del Sagrario. La esquina surponiente de la Catedral se inyectó en dos etapas con el 50% de inyección del total requerido en cada una. Posteriormente, del 7 de junio de 1999 al 9 de septiembre de 1999 se inyectó la zona sur con el 2%. Esta distribución se ajustó a la zonificación de la compresibilidad del subsuelo y conforme al Método Observacional (Peck, 1969).

***Segunda etapa de endurecimiento del subsuelo.*** Se llevó a cabo de mayo a julio de 2000 y se complementó, entre el 9 de noviembre y el 22 de diciembre de ese año con la inyección en la esquina noreste de la Catedral y con la que se hizo en la Curia del 2 de noviembre de 2001 al 20 de enero de 2002. En total se fabricaron 585 inclusiones de mortero con sus respectivas familias de láminas laterales. El volumen total de mortero inyectado fue de 5,189 m<sup>3</sup> y se instalaron 585 inclusiones.

### **6.1.12 Comportamiento observado**

Al aplicar el Método Observacional se verificó rigurosamente el comportamiento estructural de la Catedral y el Sagrario, usando un gran número de instrumentos: sensores de electrónicos para medir los cambios de distancia de las columnas, plomadas de precisión y cintas de convergencia. La respuesta del suelo fue evaluada con nivelaciones topográficas de precisión, que permitieron deducir los cambios geométricos del nivel de feligresía como plano de referencia principal.

***Nivelaciones topográficas de precisión.*** Se llevaron a cabo en 246 puntos de control distribuidos en toda el área del monumento. En la Catedral y en el Sagrario se nivelaron los plintos de las columnas y de las pilastras o muros de las capillas, así como los pernos de acero empotrados en los muros exteriores. Se ubicaron puntos en los muros de la Capilla de las Ánimas y de la Curia, en la reja del atrio así como en los brocales de los bancos de nivel profundo. Las nivelaciones se efectuaron cada catorce días desde octubre de 1991 hasta finales de 1999; después se hicieron mensualmente. En total se hicieron 215 nivelaciones hasta agosto de 2000. Después de ese año se hicieron tres nivelaciones por año hasta 2004; en 2005 se hicieron dos y ninguna en 2006; la última nivelación se realizó en diciembre de 2007 para alcanzar 230 nivelaciones.

Los resultados se reportaron gráficamente por medio de curvas de nivel, las cuales representan los hundimientos que se acumularon desde el inicio del proyecto en octubre de 1991 y desde el inicio de la subexcavación en agosto de 1993. También se graficaron los hundimientos diferenciales que se producían cada veintiocho días. En las nivelaciones siempre se hacía coincidir la curva cero con la referencia histórica: el punto del ábside localizado en la intersección de los ejes C y 3, ubicado en el costado poniente del Altar de los Reyes. De esta forma, se obtenían los movimientos diferenciales con respecto a este punto. Todas las nivelaciones se refieren al banco de nivel profundo instalado 100.4 m bajo la superficie (BNP-100) y se correlacionaron con el Banco Atzacualco. Los movimientos registrados son la combinación de los provocados por el hundimiento regional y los inducidos por las acciones antes mencionadas.

***Efectividad de la inyección para el endurecimiento.*** La eficacia de la inyección en el subsuelo se puede evaluar comparando cómo se hundían la Catedral y el Sagrario antes del inicio del proyecto

con la forma en que lo hacen después de las inyecciones. En la Fig. 6.1.32a se presenta una imagen del comportamiento inicial, expresado gráficamente mediante la configuración de velocidades de hundimiento anualizado observada entre el enero y septiembre de 1991. En dicha figura se aprecia que la parte central de la Catedral emergía con respecto a su esquina nororiente, a razón de 16 mm/año, y con respecto a la torre poniente, a razón de 15 mm/año. Por su parte el Sagrario muestra una velocidad máxima de hundimiento en su esquina suroriente de 16 mm/año, con respecto al punto C-3, localizado cerca del ábside de la Catedral y de 20 mm/año entre la esquina sureste y su parte central.

El comportamiento promedio anualizado entre noviembre del 2002, una vez terminado el endurecimiento del subsuelo y seis años después (noviembre del 2008) se ilustra en la Fig. 6.1.32b. Del análisis de esta gráfica se deduce que la Catedral continúa hundiéndose pero que ahora lo hace más uniforme. La comparación de las figuras anteriores se pueden emitir dos afirmaciones: a) la inyección de morteros en el subsuelo modificó positivamente el patrón de velocidades de hundimiento; y b) esta modificación fue benéfica para las estructuras ya que logró que la velocidad de hundimientos diferenciales máximos disminuyera considerablemente. El hundimiento diferencial más ilustrativo es el de la torre poniente que pasó de 12 mm/año en 1991 a 0 en promedio entre 2002 y 2008. Además de que en general, los hundimientos en esta última fecha son del orden del 16% de los que había en 1991.

### **6.1.13 Comentarios finales**

a) Las metas del proyecto para la Corrección Geométrica de la Catedral y del Sagrario se establecieron con base en la experiencia que previamente se había obtenido en la recuperación de la verticalidad de varios edificios con el método de la subexcavación. Además, haciéndolo congruente con una estructura de mampostería, se aplicó ese método experimentalmente en el templo de San Antonio Abad. La subexcavación en la Catedral y el Sagrario comenzó en agosto de 1993. La meta preliminar fue definida por el Dr. Fernando López Carmona; posteriormente, en 1994, esa meta fue modificada por el Dr. Roberto Meli. Se puede afirmar que la geometría de la corrección que se logró satisfizo ambas propuestas. Una vez que la subexcavación alcanzó los objetivos de corrección planteados por los asesores estructurales del proyecto, el Comité Técnico Asesor decidió darla por terminada en mayo de 1998. Las correcciones que se consiguieron en los casi cinco años de operación se estabilizaron con un máximo de 88 cm. El informe geotécnico que resume el proceso fue elaborado por E. Santoyo y Efraín Ovando no fue publicado (Santoyo y Ovando, 2008).

b) La necesidad de prevenir los efectos del hundimiento regional futuro justificó el empleo de las inyecciones de mortero. Se tomó como antecedente el caso del Teatro Nacional, actual Palacio de Bellas Artes, el cual se revalidó a la luz de los conocimientos actuales de la mecánica de suelos. La utilización de este método de endurecimiento en la Catedral se fundamentó en estudios teóricos y experimentales de campo y de laboratorio.

c) La evolución reciente de los hundimientos diferenciales en la Catedral y en el Sagrario demuestra que la inyección de mortero en el subsuelo tuvo efectos benéficos en la condición de estos templos. Las configuraciones del nivel de plintos patentizan que se modificaron favorablemente los patrones históricos de hundimiento. El comportamiento de las dos torres y el de la plomada indicadora corroboran las conclusiones anteriores. Definitivamente fueron eficaces tanto la subexcavación como la inyección de mortero.

d) El optimismo anterior, derivado de la comparación de las ilustraciones de la Fig. 6.1.32, se debe reconsiderar en las subsecuentes observaciones topográficas y estructurales las cuales, incluso, permitirán una mejor decisión sobre el endurecimiento del subsuelo en las zonas faltantes. Debe aclararse que en esta figura todavía no se aprecia el efecto de las últimas inyecciones en el área de la Curia.

e) Originalmente se había considerado que la subexcavación debería utilizarse periódicamente, posiblemente cada 25 años, para reducir los hundimientos diferenciales futuros. También se estimó que en ese lapso podría contarse con otra técnica correctiva que tuviera alguna ventaja adicional.

f) Los datos y los análisis presentados demuestran que el endurecimiento del subsuelo será la alternativa que ayudará, junto con otras acciones complementarias, a la preservación de estos templos. El endurecimiento tiene además la virtud de ser un método preventivo, a diferencia de la subexcavación que es correctivo. Las mediciones recientes tienden a justificar la idea de que el endurecimiento del suelo es la solución a largo plazo de los problemas que aquejan a la Catedral y al Sagrario. Más aún, el endurecimiento del subsuelo se puede y debe aplicar en etapas sucesivas. Así, en el futuro se podrán hacer ajustes complementarios, inyectando los sectores en los que se justifique hacerlo.

g) Finalmente, debe reconocerse que la corrección geométrica y el endurecimiento del subsuelo de la Catedral Metropolitana y del Sagrario son acciones que mitigan la capacidad destructiva de los hundimientos diferenciales y constituyen ejemplos de proyectos meticulosamente controlados mediante el Método Observacional. En ellos se desarrollaron y aplicaron resultados cuyo uso en otros casos fortalecerá la capacidad de los ingenieros para enfrentar los riesgos asociados al hundimiento regional de la ciudad. Esta experiencia debe abrir cauce e impulso a investigaciones prácticas que se dirijan a resolver algunos de los problemas geotécnicos de la ciudad de México (Santoyo y Ovando, 2008).

h) Es importante aclarar que este trabajo se concreta a ofrecer un resumen de los trabajos geotécnicos del subsuelo. Existen otros dos extensos informes estructurales de los Doctores Fernando López Carmona y Roberto Meli Piralla (no publicados). El del Dr. Meli incluye en su trabajo análisis de las mediciones con el sistema de instrumentos electrónicos con el que se sigue observando el comportamiento estructural de la Catedral y el Sagrario.



Fig. 6.1.1 Catedral y Sagrario Metropolitano

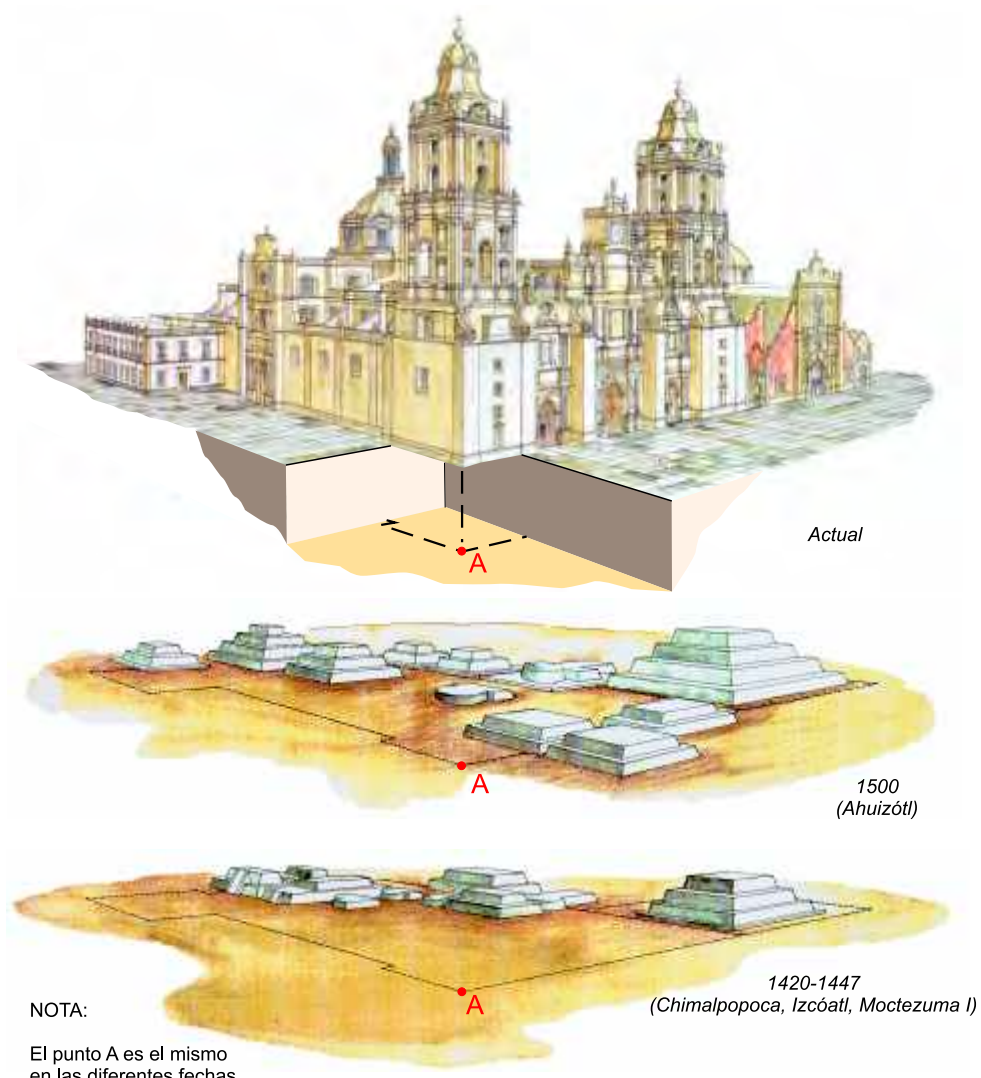


Fig. 6.1.2 La Catedral y los templos aztecas que la subyacen

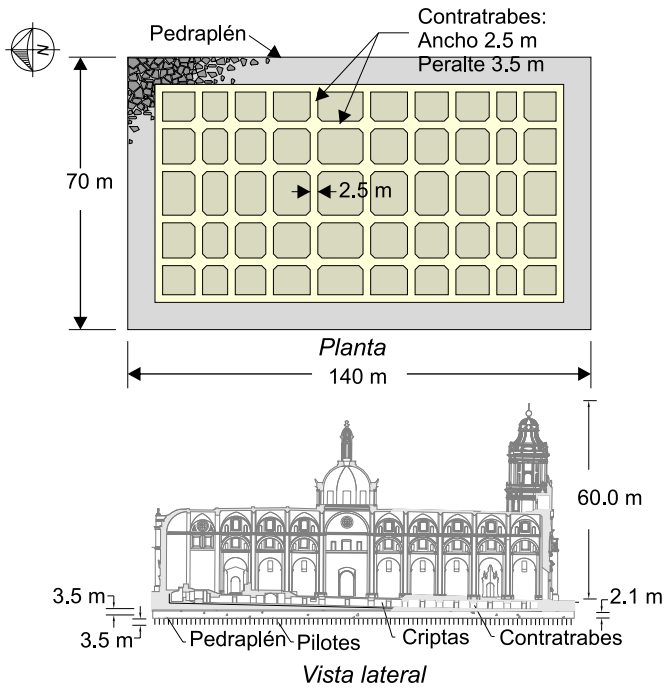


Fig. 6.1.3 Cimentación de la Catedral

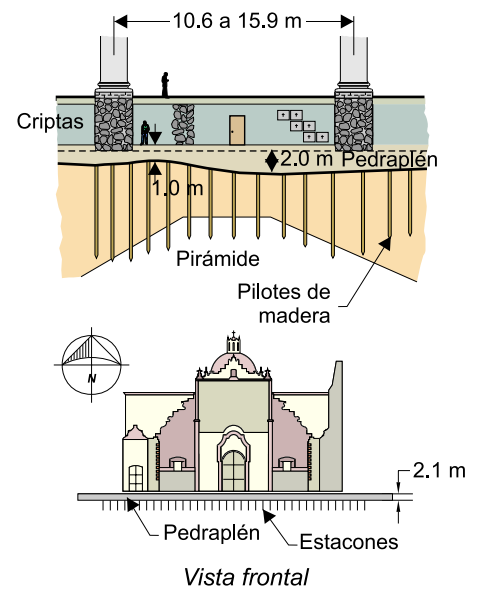


Fig. 6.1.4 Cimentación del Sagrario

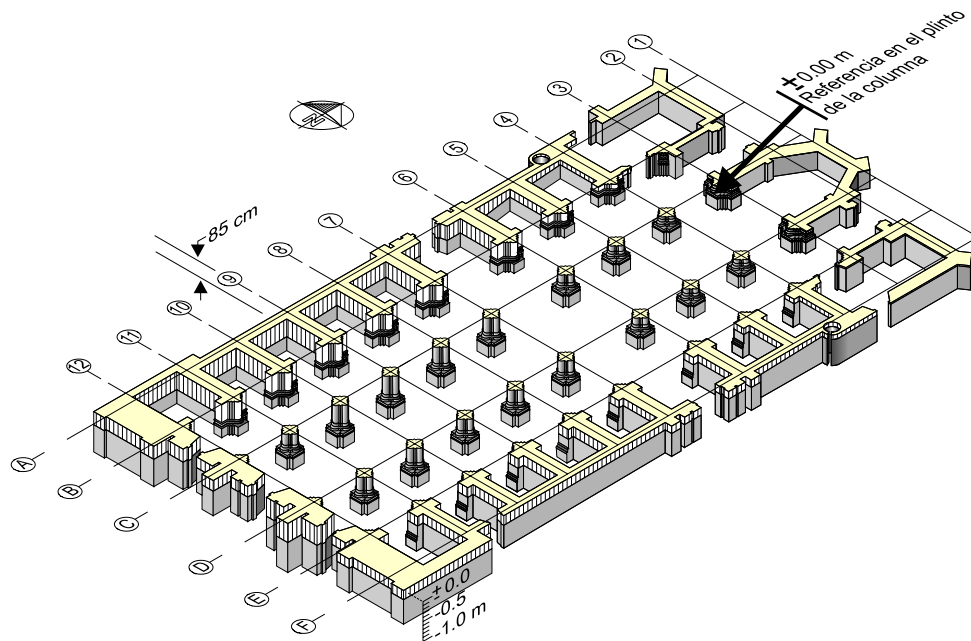


Fig. 6.1.5 Ajustes en los muros y columnas de la Catedral para absorber los asentamientos durante la construcción



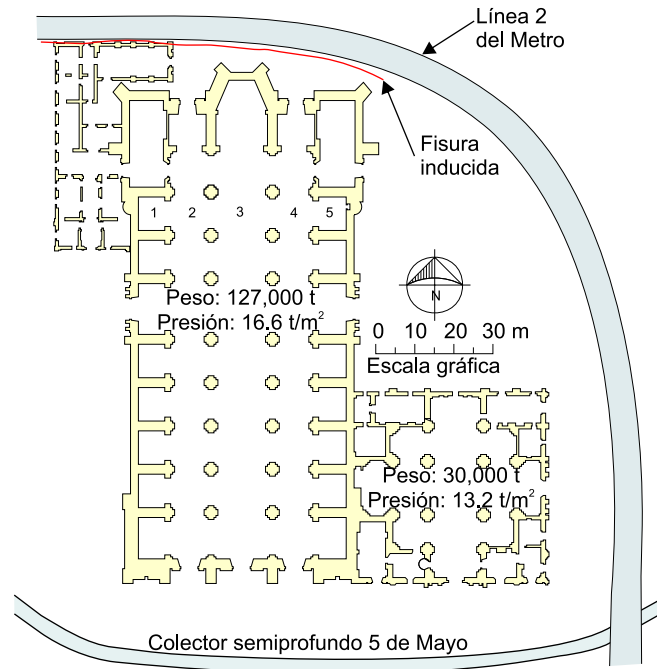


Fig. 6.1.6 Estructuras urbanas en el entorno de la Catedral y Sagrario

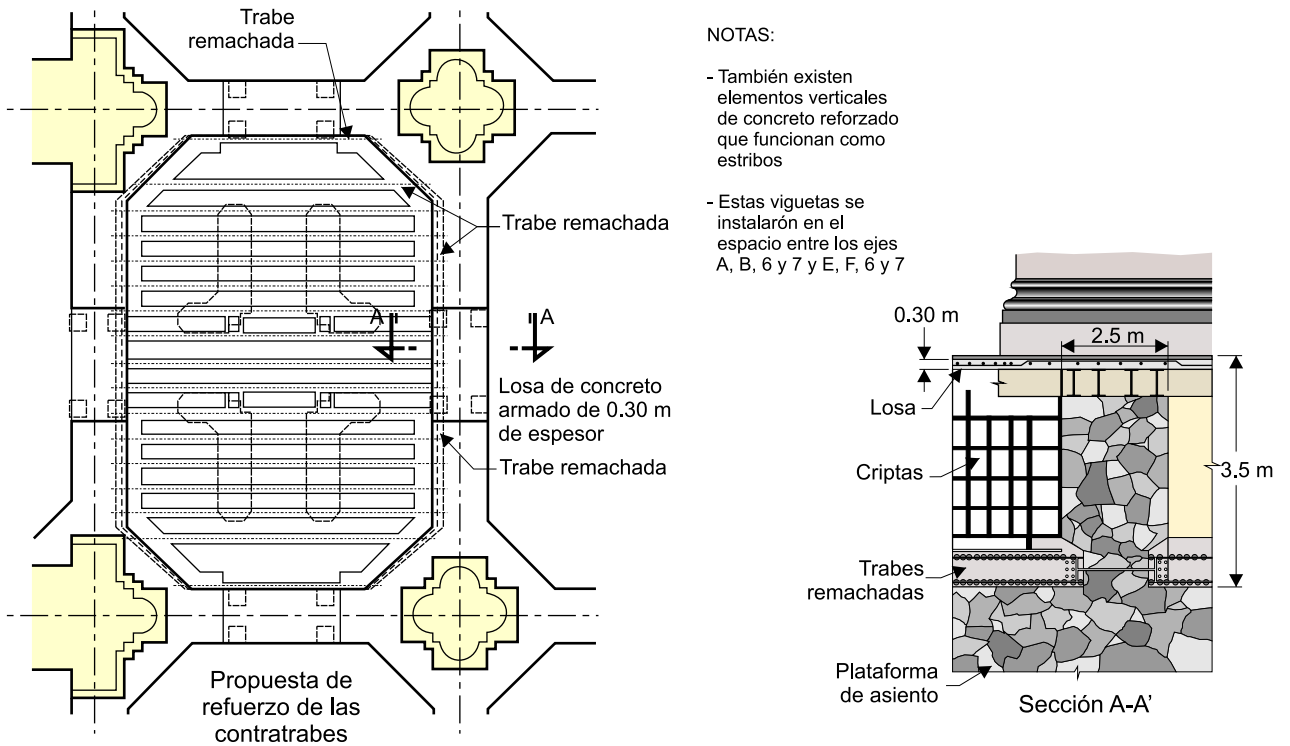


Fig. 6.1.7 Primera intervención a la Catedral por el Arq. M. Ortiz Monasterio

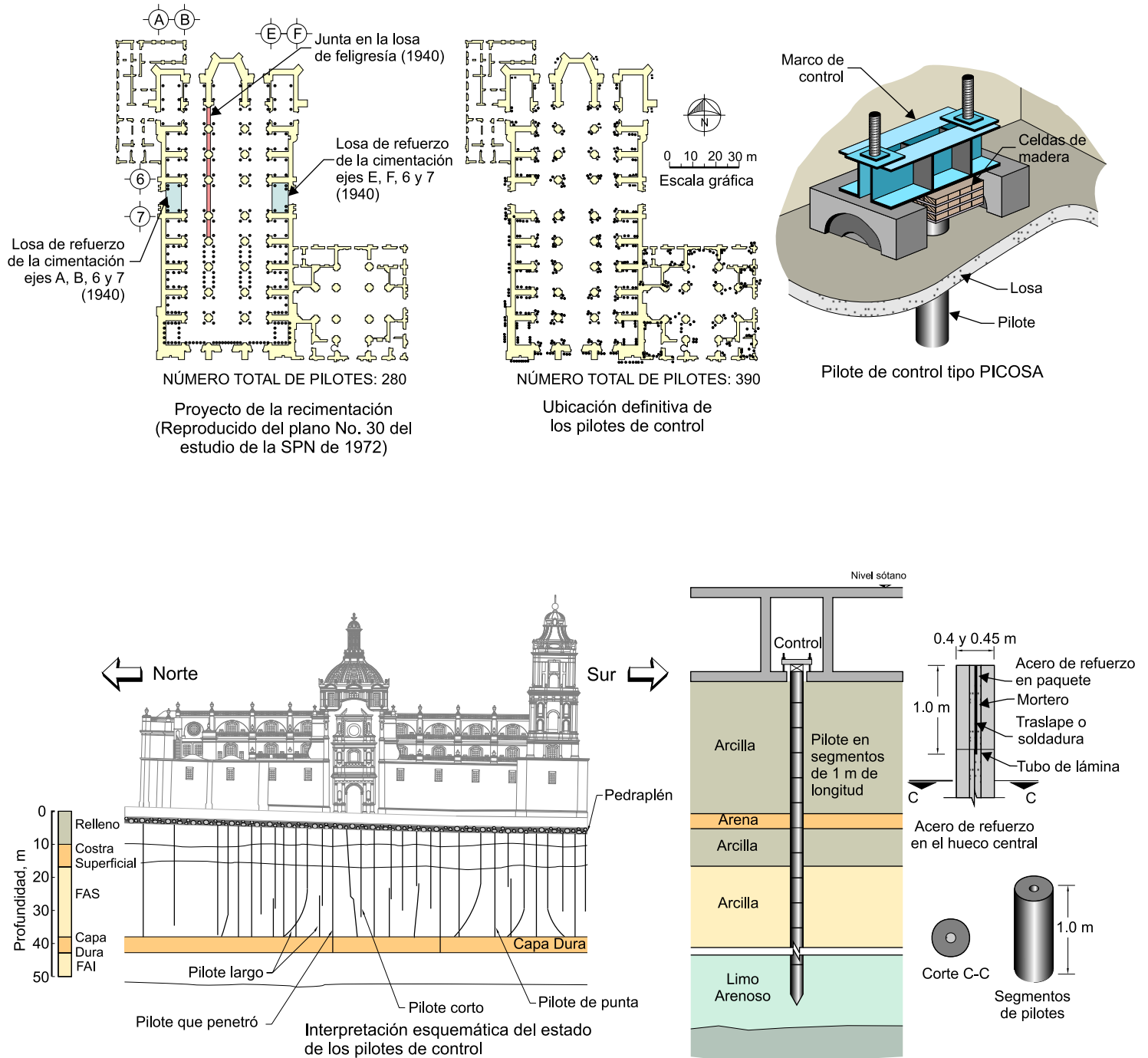


Fig. 6.1.8 Segunda intervención a la Catedral y Sagrario (Ing. M. González Flores)

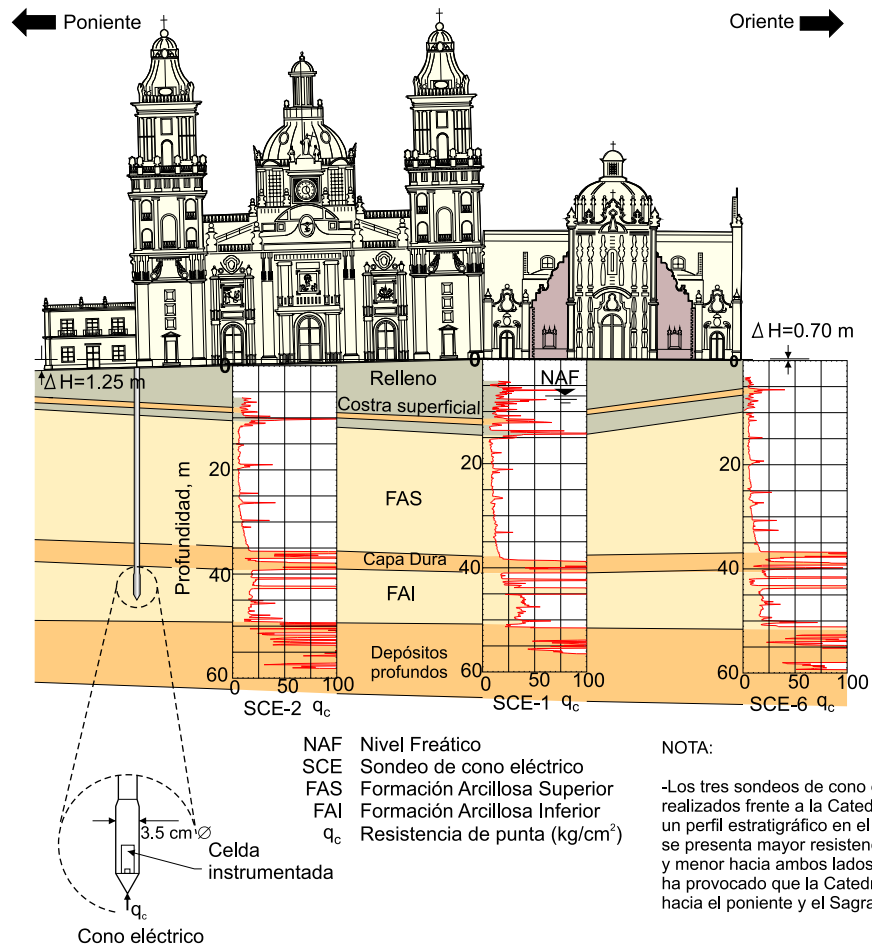


Fig. 6.1.9 Estratigrafía ilustrativa del sitio y desniveles de la superficie

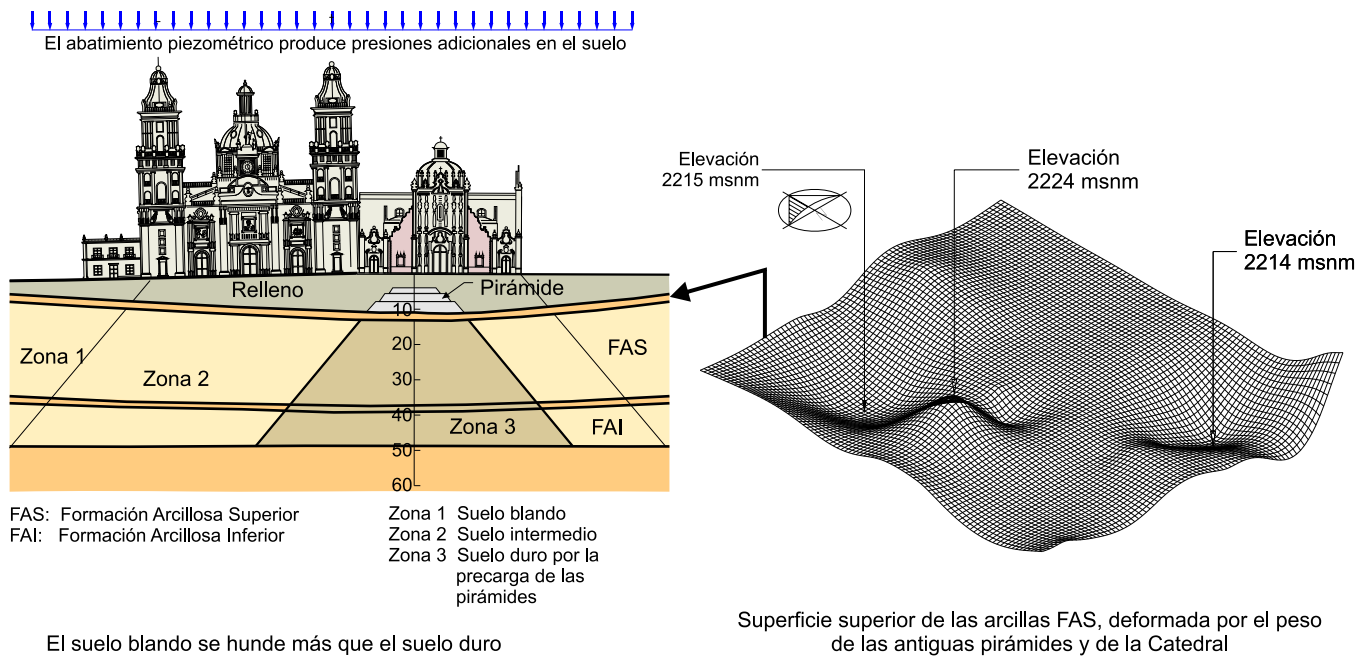


Fig. 6.1.10 Deformación del subsuelo

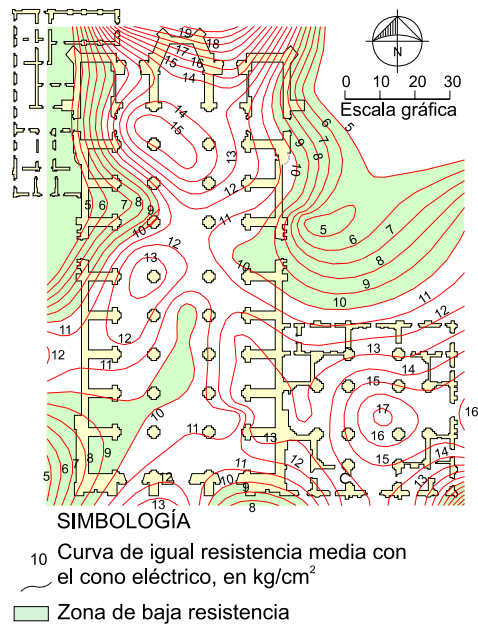


Fig. 6.1.11 Resistencia media en la Formación Arcillosa Superior medido con el cono eléctrico

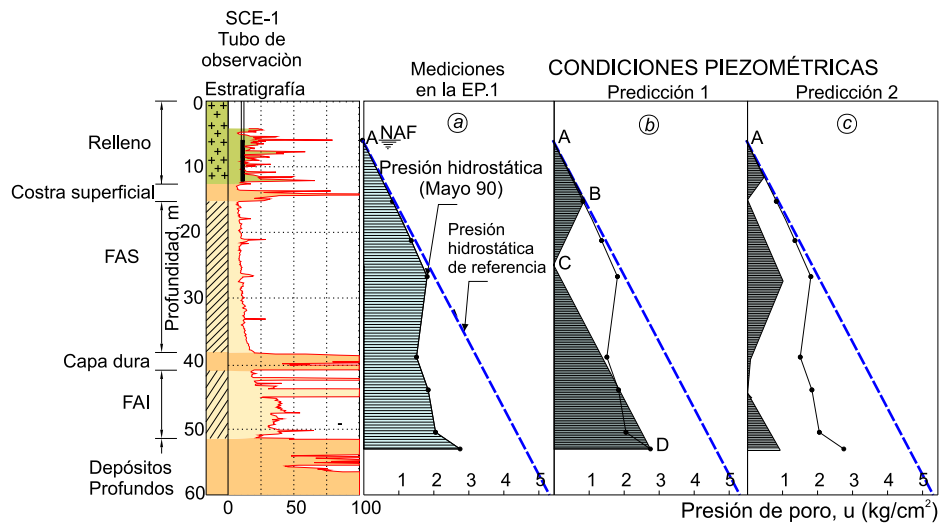
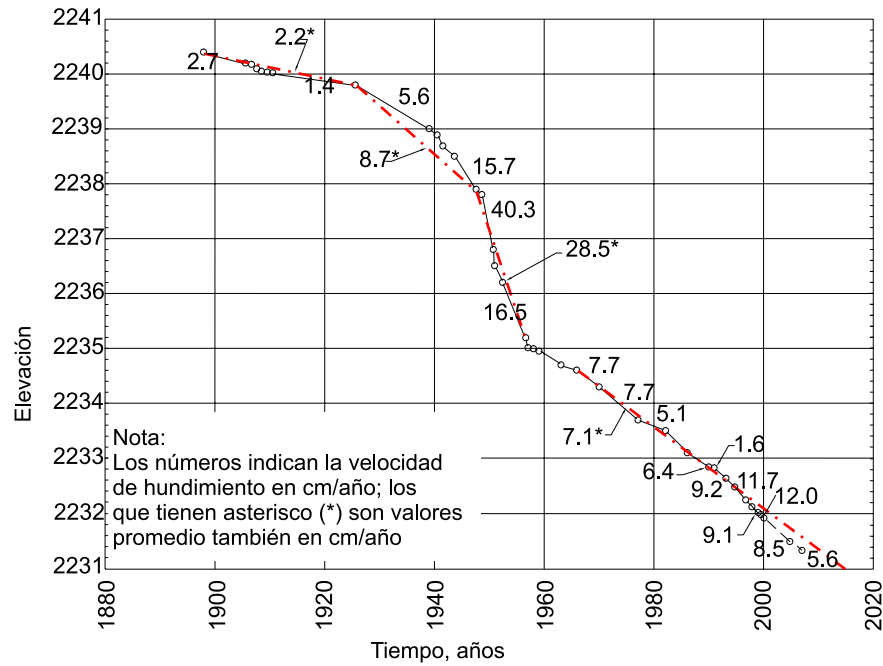


Fig. 6.1.12 Medición de la condición piezométrica y predicción de los cambios futuros



*Asentamiento regional de la referencia TICA de la Catedral*

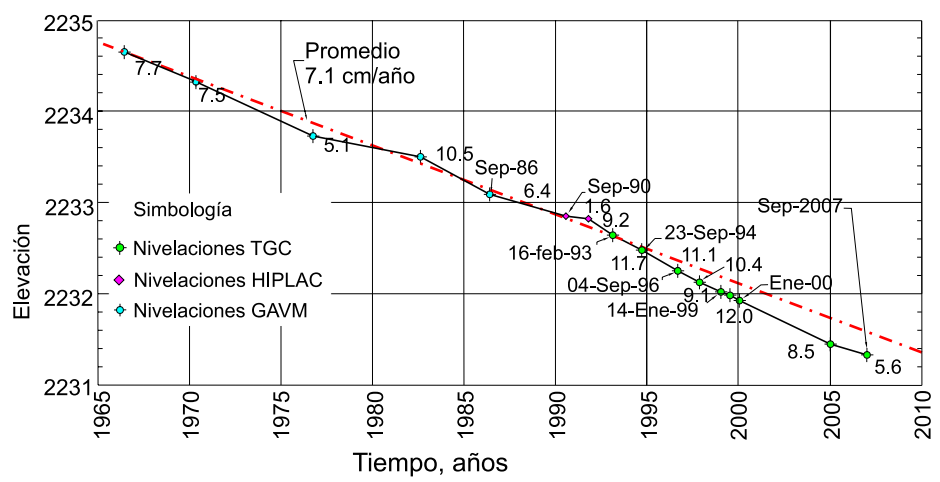
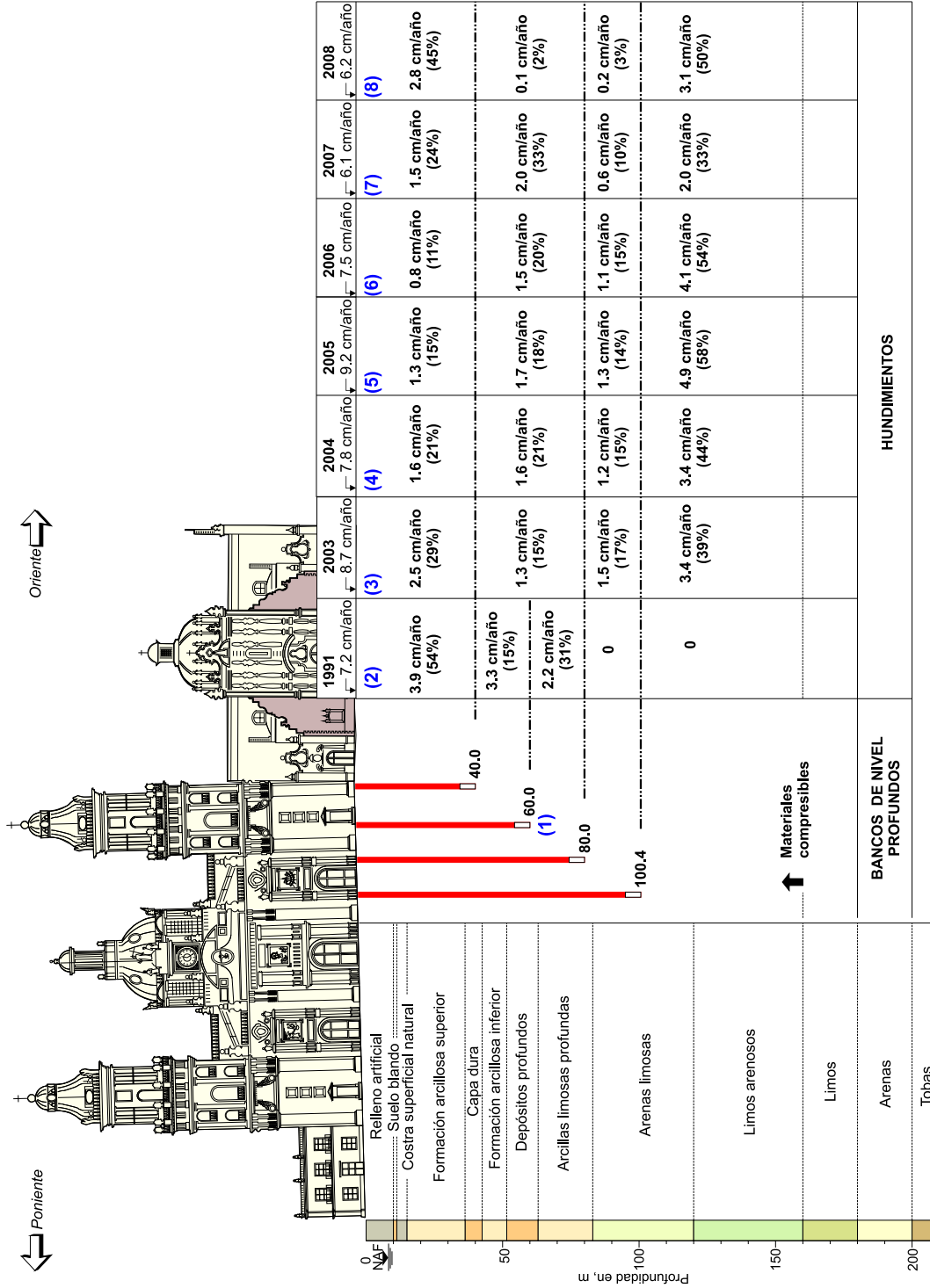


Fig. 6.1.13 Hundimiento regional medido en la Catedral



- (1) El banco de 60 m dejó de funcionar en 1999
- (2) Medidos entre marzo 23 de 1991 y mayo 4 de 1992
- (3) Medidos entre julio 14 de 2002 y agosto 15 de 2003
- (4) Medidos entre agosto 15 de 2003 y julio 20 de 2004
- (5) Medidos entre julio 20 de 2004 y septiembre 1 de 2005
- (6) Medidos entre septiembre 1 de 2005 y septiembre 27 de 2006
- (7) Medidos entre septiembre 27 de 2006 y octubre 26 de 2007
- (8) Medidos entre octubre 26 de 2007 y noviembre 14 de 2008

Fig. 6.1.14 Distribución de hundimientos anuales entre 1991 y 2008 en la Catedral

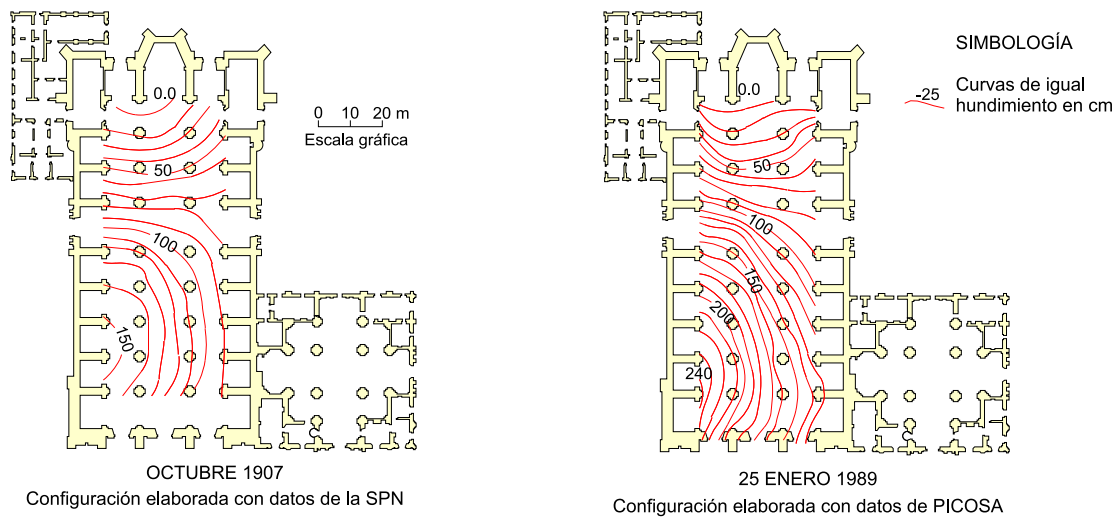


Fig. 6.1.15 Evolución de los asentamientos diferenciales pasados, en cm

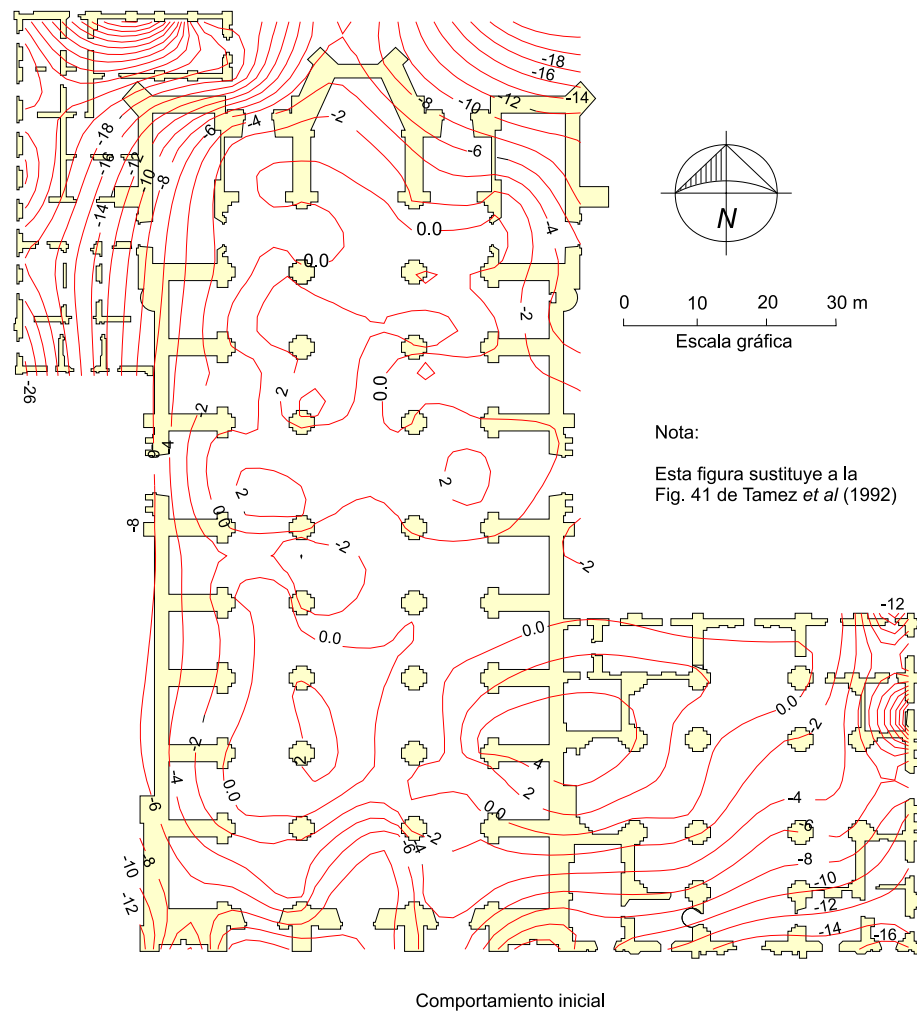


Fig. 6.1.16 Curvas de nivel de hundimientos anuales (mm/año) del 7 Ene 91 al 2 Sep 91

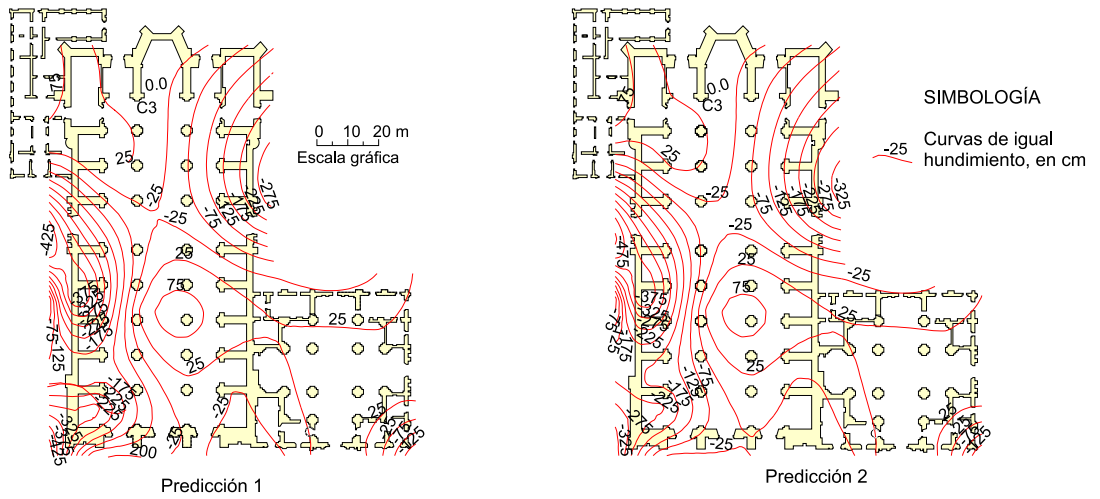


Fig. 6.1.17 Estimación de los asentamientos futuros inducidos por el hundimiento regional, en cm

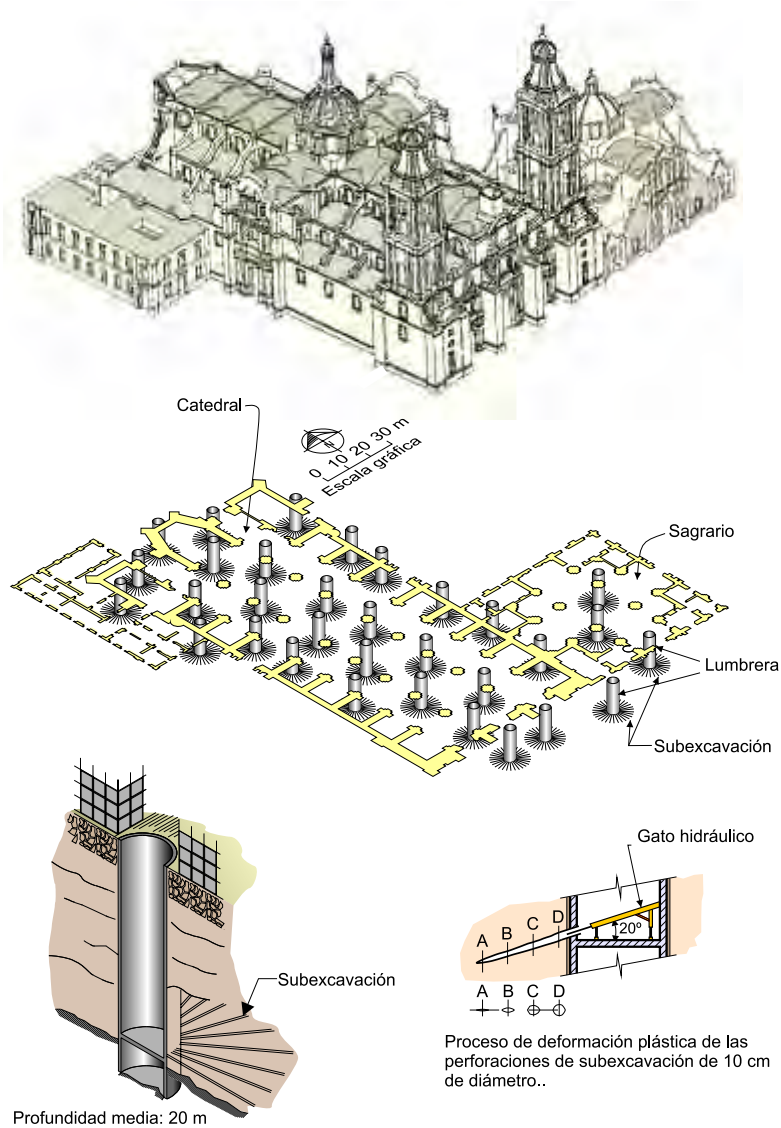


Fig. 6.1.18 Lumbreras para subexcavación



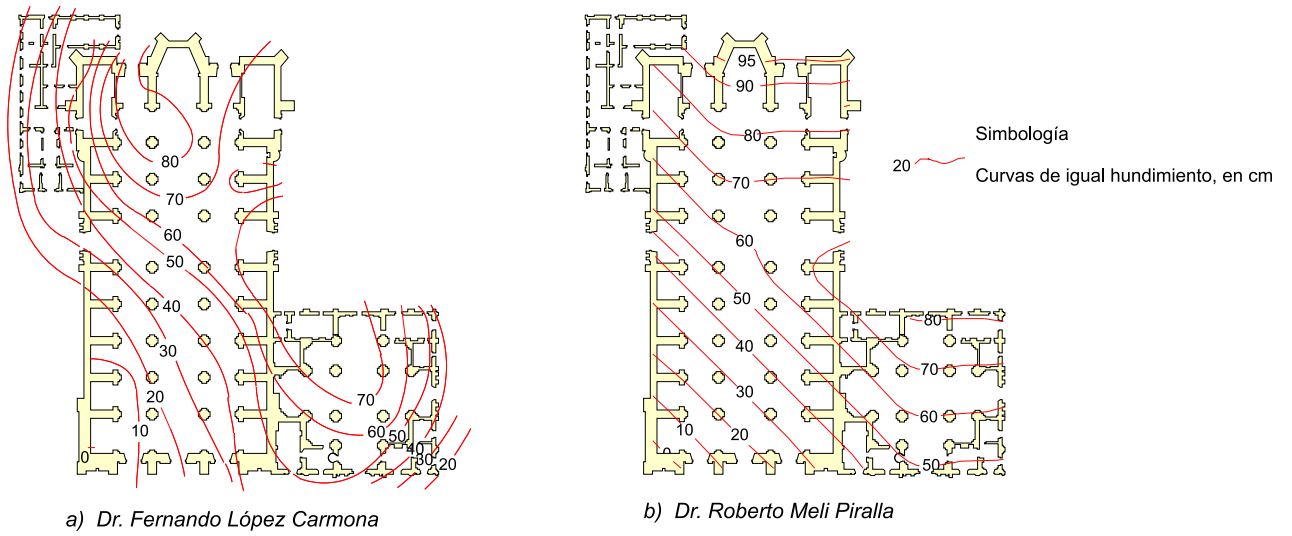
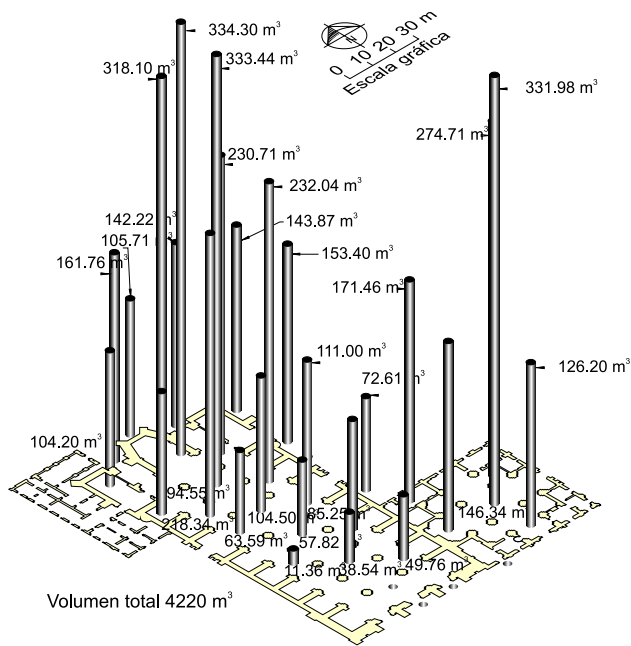


Fig. 6.1.19 Configuración de metas propuestas

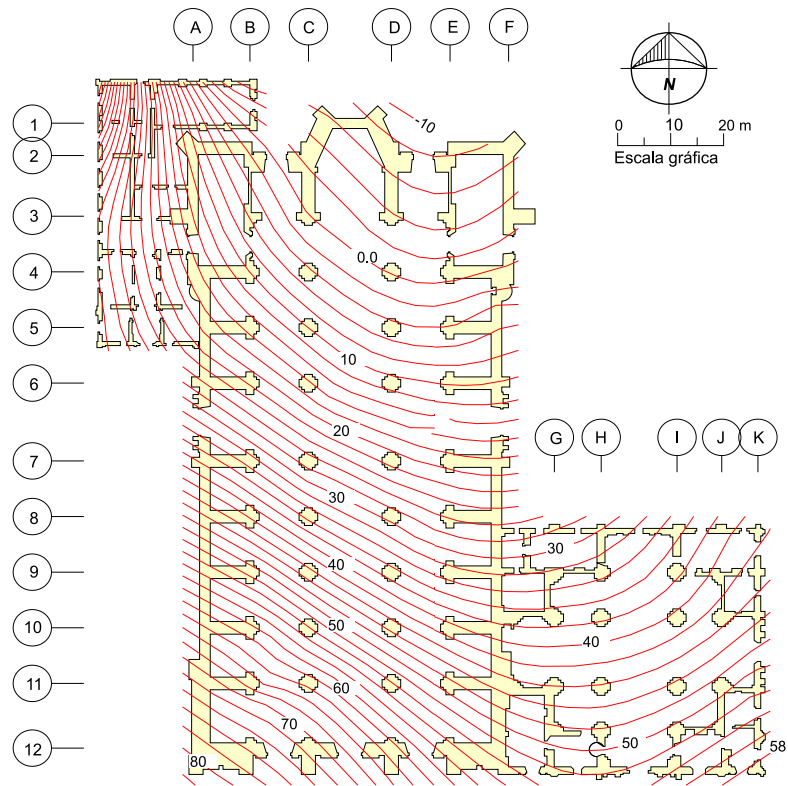


Se observa una lumbra de acceso a los suelos blandos.



Las "ventanas" de acceso por las que penetran los tubos subexcavadores hincados a presión.

Fig. 6.1.20 Ubicación y volumen de suelo extraído por lumbra



NOTAS

1. Las curvas de nivel están en cm
2. Las curvas se definieron asignando el valor 0 al punto C-3
3. La cota del C-3 es 2233.063 msnm
4. Nuevo sistema de coordenadas

Fig. 6.1.21 Corrección diferencial entre la 1ª y la 203ª nivelación elaboradas por TGC (25/oct/91 - 20/sept/99)

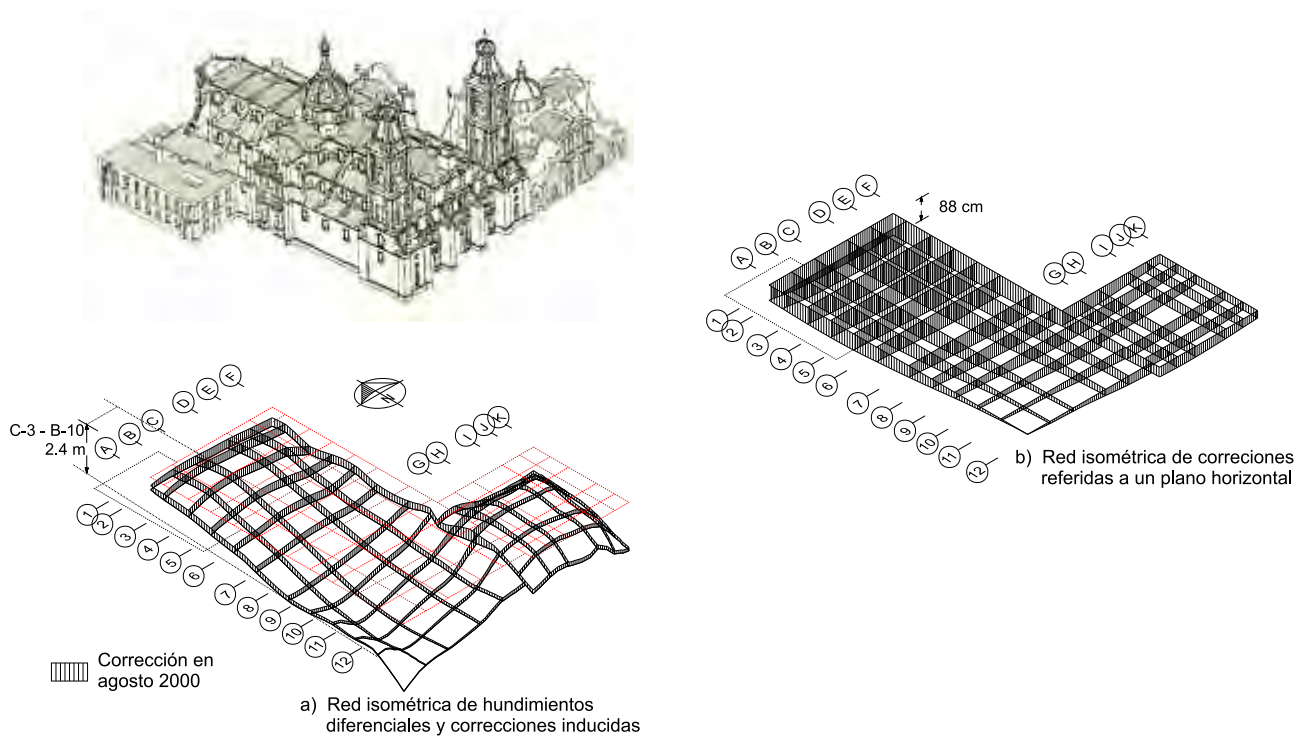


Fig. 6.1.22 Geometría de hundimientos corregidos

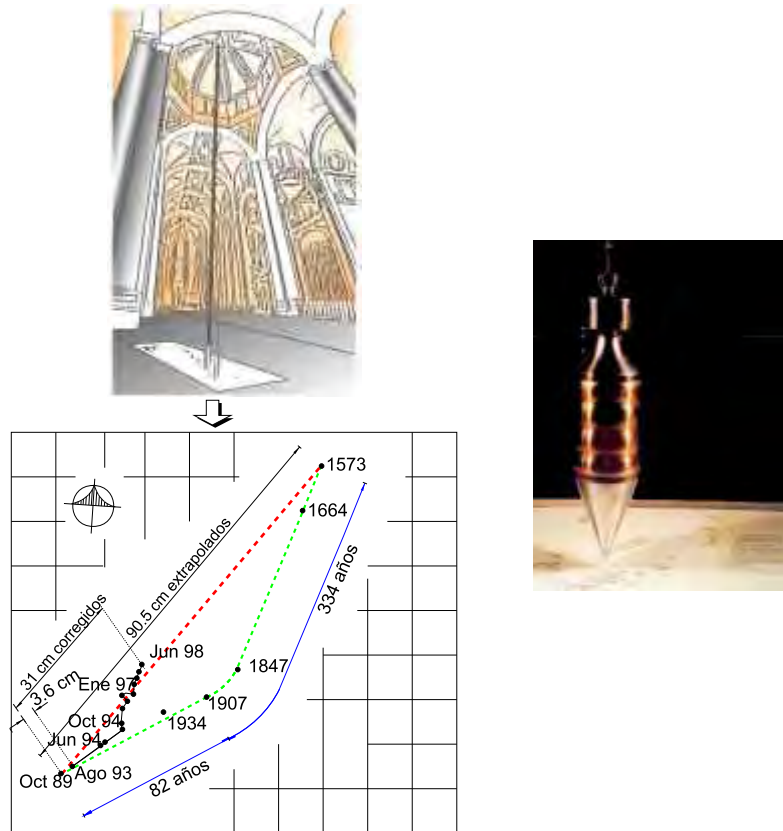


Fig. 6.1.23 Reconstrucción de la trayectoria del desplomo de la cúpula



Fig. 6.1.24 Estructura tubular de seguridad de los arcos así como el entablillamiento de dos columnas..



Fotografía tomada en diciembre de 1906, cuando empezó a causar alarma el hundimiento diferencial.



Fotografía tomada en agosto de 1910, cuando se inició la inyección del subsuelo.



Esta fotografía es una vista actual.

Fig. 6.1.25 Palacio de Bellas Artes

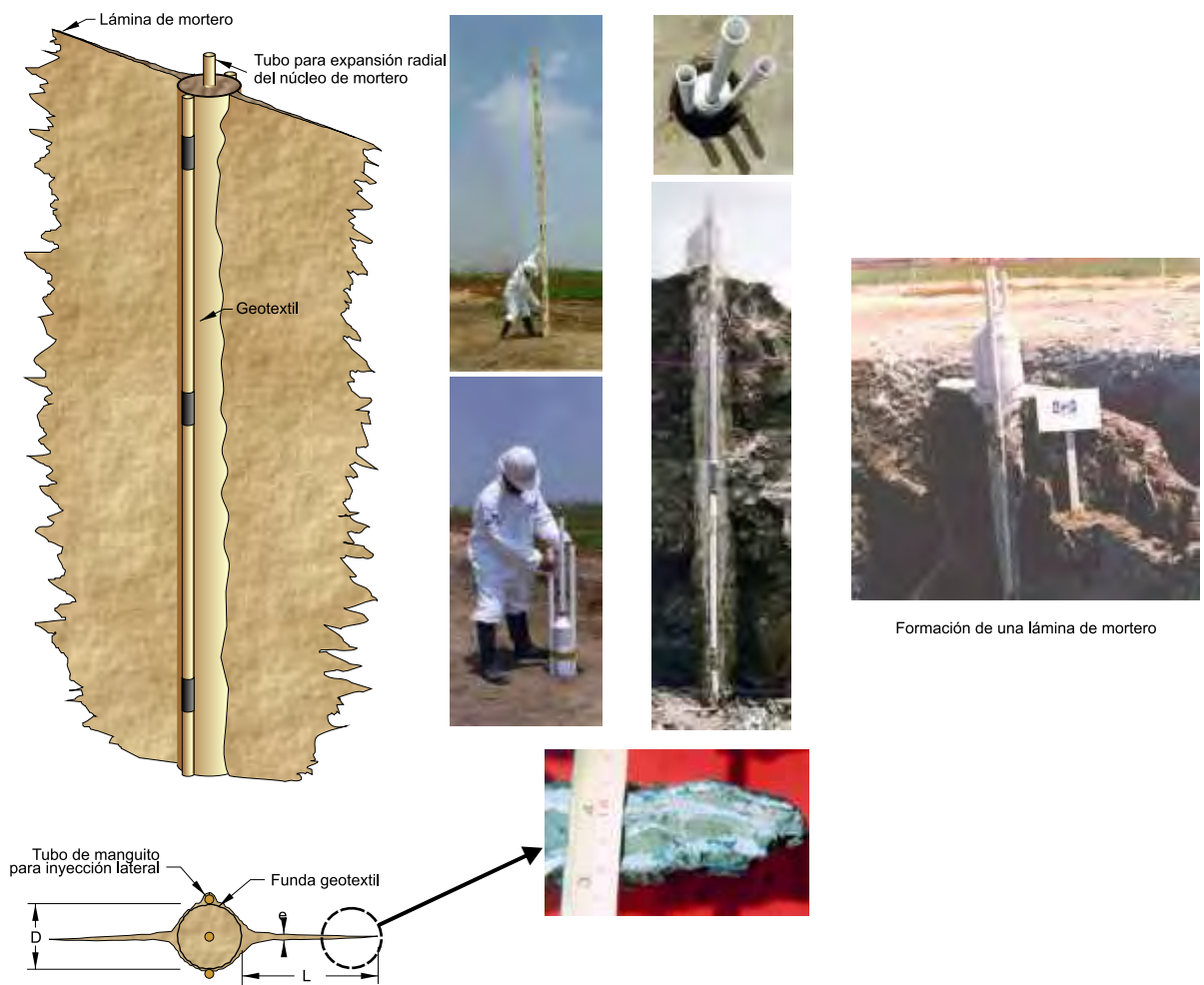


Fig. 6.1.26 Inclusión rígida con láminas laterales de mortero inyectado

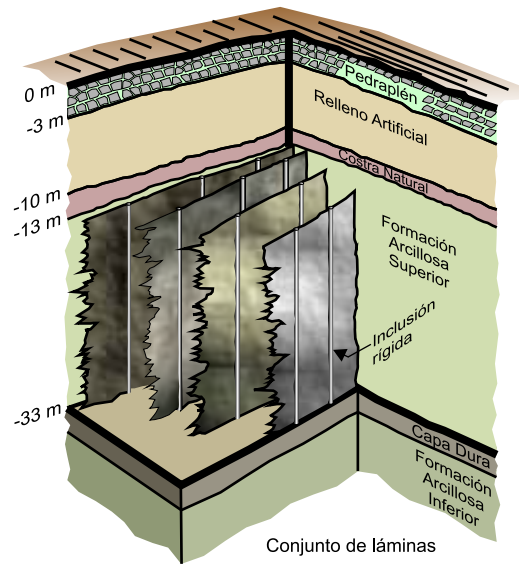
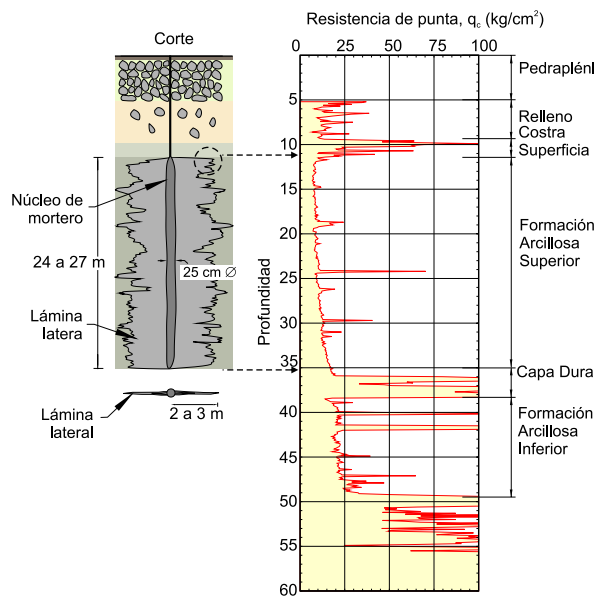


Fig. 6.1.27 Estructura de mortero inyectado



Muestra de arcilla inyectada con mortero, recuperada a la profundidad de 12.5 a 13.0 m, en la torre surponiente

Sondeo de cono eléctrico para definir la profundidad de inyección

Fig. 6.1.28 Verificación de la inyección



Fig. 6.1.29 Perforación desde el nivel de criptas para la instalación de tubo de manguitos



- a) Muestreo inalterado con tubo muestreador dentado de 40 cm de diámetro, en la torre surponiente
- b) Perforación desde el Atrio para la instalación del tubo de manguitos

Fig. 6.1.30 Perforación desde el Atrio

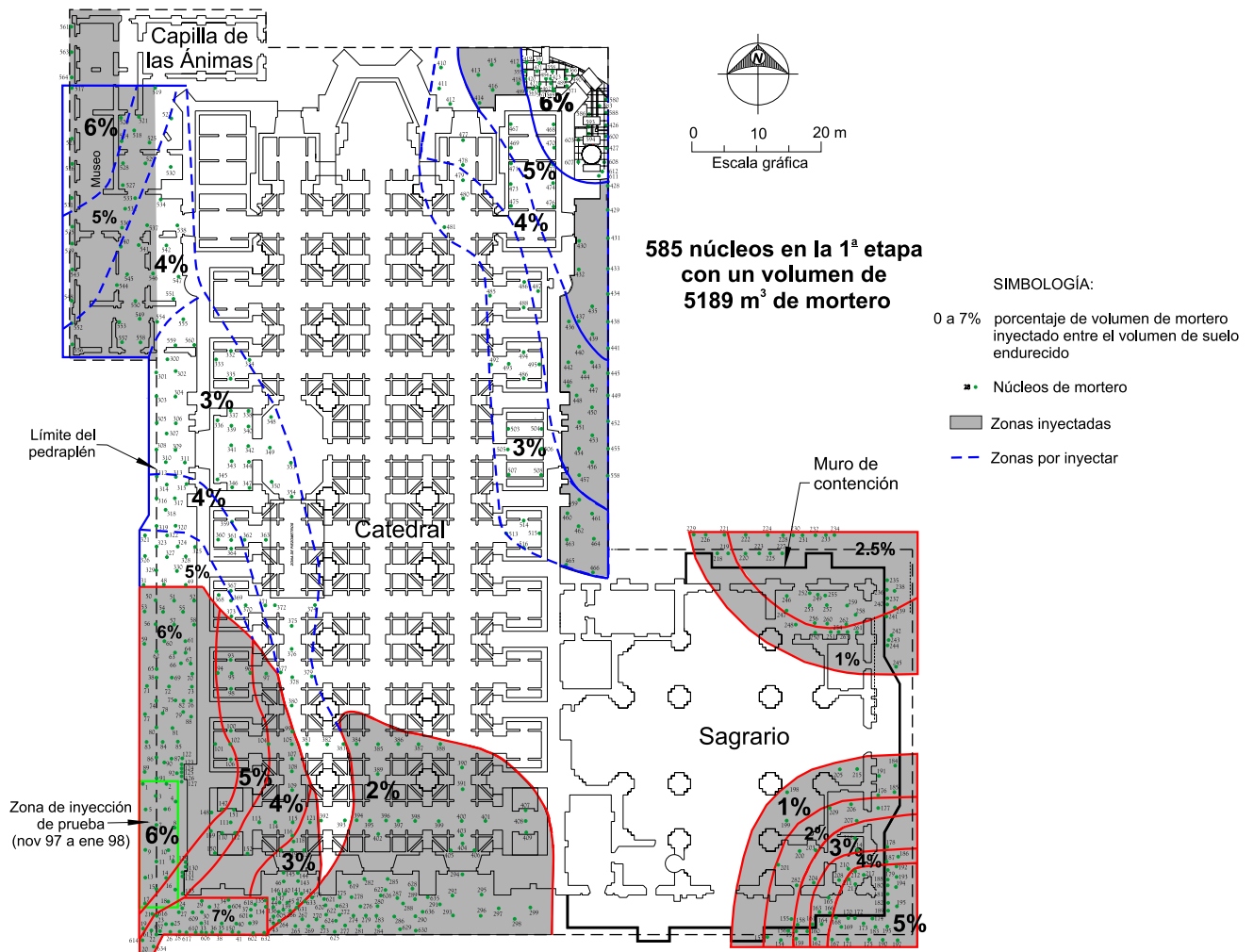
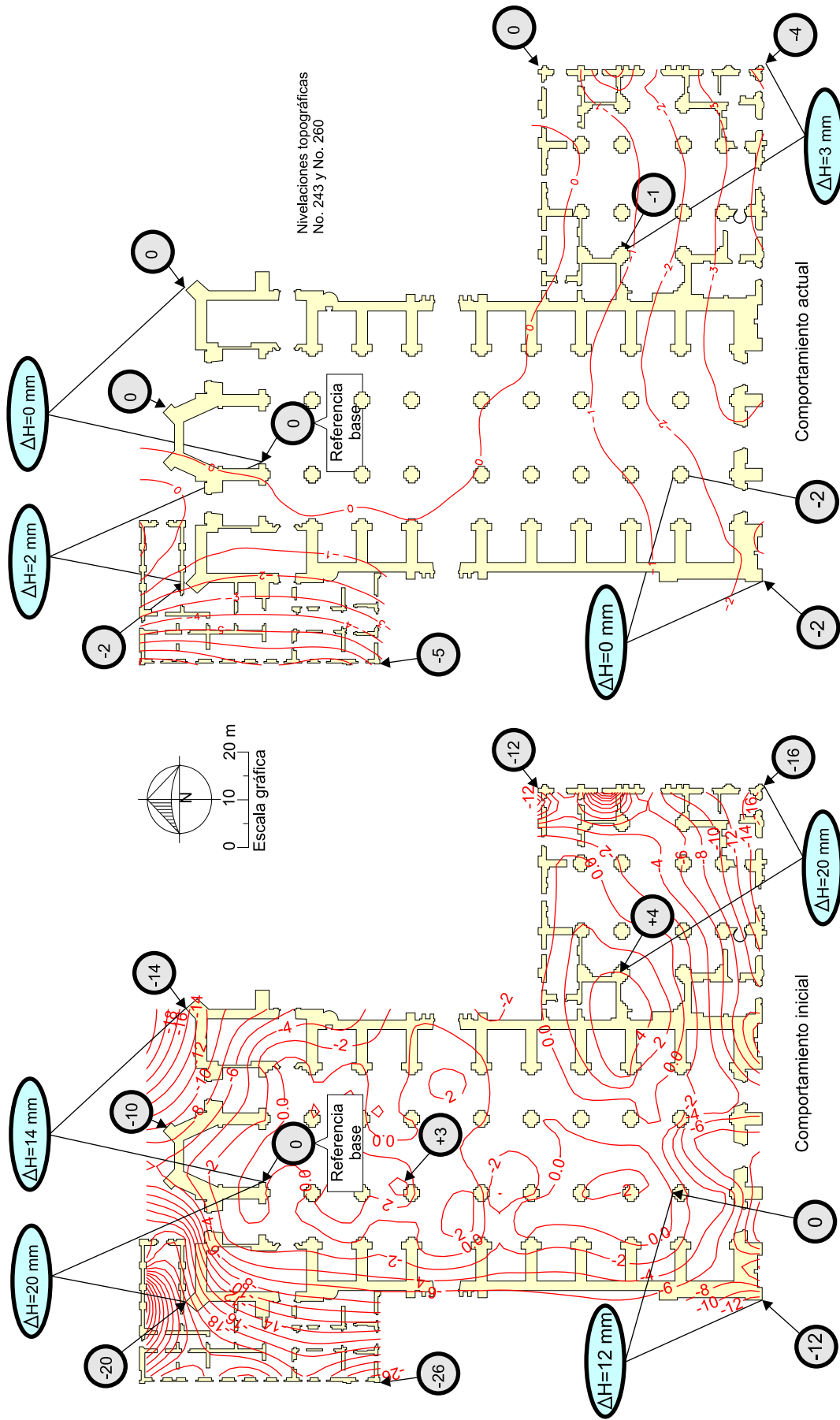


Fig. 6.1.31 Inyección del subsuelo de Catedral: 1ª etapa, sep 98 a sep 99; 2ª etapa, may a jul 2000



a) Mediciones del 7-ene-91 (No. 20)  
al 2-sep-91 (No. 28)

B) Mediciones del 04-nov-02 (No. 243)  
al 25-nov-08 (No. 260)

Fig. 6.1.32 Comparación de Velocidades de Hundimiento Anual

## **6.2 CAPILLA DE LAS ÁNIMAS**

### **6.2.1 Introducción**

La Capilla de las Ánimas se construyó en 1725 en la esquina norponiente del atrio de la Catedral, junto a la Curia, Fig. 6.2.1; se trata de una nave de mampostería abovedada, tiene 19.54 m de longitud, 9.31 m de ancho y de 9.25 m de altura y su cimentación está constituida por zapatas corridas de mampostería que se desplantaron en su parte sur sobre el pedraplén de la cimentación de la Catedral y sobre otros elementos de esa época sobre una superficie de 182 m<sup>2</sup>.

Los asentamientos que ha sufrido la Capilla han estado condicionados en buena medida por su cercanía a la Catedral, aunque la zona del ábside terminó de construirse cerca de 70 años antes. Otra influencia dañina para la Capilla fue la construcción del cajón de la Línea 2 del Metro, ubicado apenas unas decenas de centímetros de su muro norte.

Desde que se desarrolló el proyecto de subexcavación de la Catedral se advirtió que este proceso afectaría a la Capilla por la imposibilidad de protegerla; en cambio al cajón del Metro se le pudo aislar mediante una fisura vertical inducida en el subsuelo por fracturamiento hidráulico. Los daños en la Capilla por la subexcavación de la Catedral se manifestaron durante 1993 y 1998, pues precisamente en la zona norte de esta última se generaron los hundimientos correctivos de mayor magnitud.

La intervención de la Capilla se decidió una vez que en el muro de su costado sur se apreció una zona de fisuramiento que se agudizó, por lo que fue necesario recimentarla con pilotes de punta exentos del efecto de la fricción negativa.

### **6.2.2 Características del subsuelo**

Las condiciones estratigráficas se definieron con la información geotécnica que se obtuvo del estudio de las cimentaciones de la Catedral, complementada con dos sondeos de cono eléctrico, localizados como se muestra en la Fig. 6.2.2 los cuales se realizaron a 53.7 y 53.3 m de profundidad, Fig. 6.2.3. La secuencia estratigráfica del sitio de los diferentes estratos es la siguiente:

De 0.0 a 12.90 m: relleno artificial constituido por material heterogéneo. De 12.90 a 16.0 m: Costra Natural formada principalmente por limo arcilloso. De 16.0 a 37.7 m: Serie Arcillosa Superior. De 37.7 a 41.6 m: Capa Dura, compuesta por una secuencia de arenas finas limosas y limos arcillosos. De 41.6 a 51.6 m: Serie Arcillosa Inferior. A partir de 51.6 m: depósitos aluviales inferiores, integrados por arenas finas limosas y gravas pumíticas. El nivel freático, varía dependiendo de la época del año, entre 7.5 y 9.0 m de profundidad, medidos con respecto al nivel de banqueta.

### **6.2.3 Recimentación realizada en 1991**

El objetivo fue independizar a la Capilla del campo de desplazamientos de la Catedral para lo cual se instalaron 10 pilotes apoyados en la Capa Dura a una profundidad media de 38.5 m y con capacidad teórica de 80 t. Estos pilotes están provistos de una funda metálica que evita la transmisión de la



fricción negativa a la punta y cuenta con un marco estructural para controlar los asentamientos verticales diferenciales en la superficie, Fig. 6.2.4.

Además, se construyeron vigas de concreto reforzado adosadas a los cimientos de mampostería, unidas con tensores transversales de acero que garantizan la correcta transmisión del peso de la estructura a las vigas puente, las que se apoyan a los pilotes de punta, a través de los marcos de carga, En la Fig. 6.2.4 se presenta un croquis de la cimentación en donde se señalan las contratraves y se indica la localización de los pilotes.

***Interacción con la cimentación de la Catedral.*** Durante los trabajos de recimentación realizados en 1991, se precisó la existencia de una contratrabe de mampostería de la cimentación de la Catedral al centro de la Capilla en dirección oriente-poniente, de 1.5 m de ancho. Además se ubicaron otras dos contratraves de mampostería orientadas en dirección norte-sur que también forman parte de la plataforma de cimentación de la Catedral (que se pretendió fuera de mayores dimensiones). El muro oriente de la Capilla fue desplantado parcialmente sobre una de estas contratraves y es probable que el muro poniente esté apoyado sobre la otra, Fig. 6.2.5. Estas contratraves están apoyadas en el pedraplén de la Catedral. También bajo los cimientos del lado sur de la Capilla se encontraron restos de un juego de pelota prehispánico (Barrera, 1999)

***Influencia de la Línea 2 del Metro.*** De acuerdo con la información disponible de la Línea 2 del Metro de 1987 se sabía que el muro Milán del cajón del Metro estaría a un metro de la Capilla y bajo este supuesto se diseñó la recimentación de 1991.

***Operación de los pilotes.*** En septiembre de 1993, un mes después de que diera inicio la subexcavación en la Catedral, se precargaron los pilotes a las 80 t de diseño, pero los números 1, 8 y 9 no alcanzaron esa carga y fue necesario colocarles tramos de ajuste para apoyarlos firmemente y alcanzar la carga considerada; el tramo mayor de ajuste fue de 50 cm. Sin embargo, en la medida que avanzaba el proceso de subexcavación, la Capilla giraba hacia el surponiente. En sus muros y bóvedas aparecieron nuevas grietas y las existentes crecían a pesar de los intentos que se realizaron para tratar de frenar dicho giro a través de la operación de los pilotes.

El descontrol descrito obligó a investigar la causa, se comprobó que el muro norte de la Capilla se ubica a escasos 30 cm del muro del Metro, Fig. 6.2.5; también se descubrió que los abultamientos del muro Milán, por defectos de construcción, penetraban por debajo de la Capilla y por ello se transformaron en un apoyo indeseable; esta aberración era desconocida en 1991.

#### **6.2.4 Comportamiento observado**

El comportamiento anómalo de la Capilla se verificó con las nivelaciones topográficas en diez puntos ubicados alrededor de la misma, mediciones con plomadas convencionales, lectura de desplomos en sus cuatro esquinas utilizando una plomada óptica y medidas de convergencia en el interior del templo; además, se controló la cota de las cabezas de los pilotes.

***Control en las contratraves de cimentación.*** En la Fig. 6.2.6 se aprecia que los puntos ubicados en el muro sur de la Capilla (puntos 1 a 5) se hundían a mayor velocidad que los del norte (puntos 6 a 10) y que en particular la esquina suroriente, punto 1 de la Capilla, se hundía a mayor velocidad que el resto de la estructura. Es decir, la distorsión general de la estructura ocurría en dirección suroriente o sea hacia la zona donde se subexcavaba desde la lumbrera L-2.

Entre agosto de 1994 y abril de 1995 las velocidades de hundimiento de la zona norte eran de 13 cm/año mientras que las del sur alcanzaron 15.7 cm/año. Entre abril de 1995 y julio de 1995 se suspendieron temporalmente los trabajos de subexcavación, por razones administrativas. Se comprobó que en ese periodo los hundimientos fueron prácticamente nulos, demostrando que las distorsiones inducidas en la Capilla se debían a los hundimientos producidos por los trabajos de subexcavación. Al reiniciarlos, los hundimientos volvieron a ser considerables, presentándose una velocidad de hundimiento de 13.6 cm/año en la zona norte y de 16 cm/año en la zona sur.

**Plomadas convencionales.** Entre agosto de 1993 y septiembre de 1995, la Capilla acumuló un cambio de desplomo de 0.84% hacia el surponiente. Además del giro, se presentó una torsión que provocó el agrietamiento de la bóveda y de los muros laterales. Después de septiembre de 1995 se interrumpieron las mediciones con estas plomadas pues se perdieron las referencias para la toma de lecturas durante la excavación de dos zanjas a lo largo de los muros longitudinales de la Capilla. La interpretación de estas mediciones confirmó que la Capilla tenía un desplomo generalizado hacia el sur que agrietó horizontalmente y pandeó el muro sur.

**Medición de convergencias.** Para ello se empleó un extensómetro de cinta con tensión controlada con el que se midieron los desplazamientos entre pares de puntos fijos localizados en todas las columnas de la Capilla. Los desplazamientos medidos demuestran que de agosto de 1994 a abril de 1996 los muros se abrían y que la parte alta lo hacía a mayor velocidad.

### **6.2.5 Diagnóstico de la recimentación de 1991**

Las mediciones realizadas demostraron que los asentamientos correctivos inducidos a la Catedral afectaban el comportamiento de la Capilla y que el cajón de la Línea 2 del Metro impedía el descenso necesario del muro norte debido a que el cimientado de éste se apoyaba, como se dijo antes, en el brocal y abultamientos del muro del Milán del Metro. Por otra parte, la cimentación de la Catedral, cuya plataforma se prolonga debajo de la Capilla, inducía asentamientos adicionales en el lado sur. Esta compleja interacción entre las cimentaciones de la Catedral y de la Capilla, así como la influencia del muro del Metro impidió que la recimentación implementada en 1991 funcionara adecuadamente.

### **6.2.6 Estudios para la recimentación definitiva**

Después de reconocer que la recimentación de 1991 fue insuficiente para controlar a la Capilla, se decidió efectuar las exploraciones de campo para conocer todos los detalles de su cimentación, para definir el procedimiento confiable y desligarla del cajón del Metro y de la cimentación de la Catedral. Provisionalmente los doctores Fernando López Carmona y Roberto Meli y el Ing. Roberto Sánchez diseñaron un sistema de tensores para evitar que continuara la apertura de los muros, Fig. 6.2.7. La instalación de esos tensores se realizó en abril de 1996 y la apertura de los muros se redujo sustancialmente; sin embargo, en septiembre del mismo año reanudó la tendencia de abertura que se venía registrando hasta antes de los tensores.

**Calas y excavaciones bajo la Capilla.** Se excavaron tres calas de exploración para observar los límites y espesores de la plataforma de mampostería de la cimentación de la Catedral, así como para precisar el material de relleno entre la cimentación de la Capilla y el cajón del Metro, Fig. 6.2.5. Posteriormente se excavó una zanja al pie del muro sur de la Capilla hasta el nivel del pedraplén, se

abrió otra bajo el cimiento del muro norte, para demoler parte del brocal del muro Milán del Metro y eliminar las restricciones para el descenso controlado del muro norte. En algunos tramos se encontró que el muro Milán penetra bajo la Capilla porque, al construirlo se produjeron caídos que generaron partes abultadas, Fig. 6.2.8. Al realizar estas excavaciones se apuntalaron los elementos estructurales con un sistema de marcos de acero. Con estos trabajos fue posible conocer la complejidad de las condiciones de apoyo de la Capilla y los detalles de su cimentación.

**Estado de las contratraves.** Al excavar la zanja fue posible demoler el brocal y los abultamientos del muro Milán, con esto fue factible alargar las contratraves de la recimentación de 1991 para establecer su apoyo con la trabe confinante exterior. Una situación semejante se encontró en la zapata sur de la Capilla, donde se presentó el obstáculo de la cimentación de la Catedral. Asimismo se hicieron otras correcciones a las traves de apoyo.

**Falla del anclaje del Pilote 2.** Después de que el muro norte se desligó de las interferencias del Metro, se incrementó notablemente la velocidad de hundimiento de todos los puntos de control entre el 15 y el 29 de abril de 1996. El reacomodo que experimentó la Capilla al quedar liberado dicho muro también ocasionó que las cargas en los pilotes se redistribuyeran. Por ello se verificaron y ajustaron las cargas aplicadas en la cabeza de los pilotes, empleando un sistema de doble puente. Al ajustar la carga en el Pilote 2 ocurrió la ruptura de uno de sus espárragos o pernos de reacción del marco de su puente de control, lo cual incrementó el desplomo de la esquina SW en 0.05% (entre el 25 de abril y el 4 de mayo). Este incidente motivó que se revisaran y evaluaran minuciosamente las condiciones de seguridad de todos los pernos y marcos de reacción. De esta revisión se concluyó que tenían un escaso margen de seguridad. Como resultado de esta revisión se decidió reforzar los mecanismos de transmisión de la carga de los pilotes.

**Criterios de corrección.** La recimentación definitiva se diseñó para lograr que la Capilla funcionara como un elemento aislado e independiente de las cimentaciones de la Catedral y de la Curia, así como del muro Milán del Metro. Para ello se realizaron los trabajos siguientes:

**Sistema de apuntalamiento.** La cimentación de la Capilla se soportó con marcos de acero apoyados en las contratraves de mampostería. Además, para restringir los movimientos laterales de la estructura, se colocó en la zona norte un troquelamiento de acero contra el brocal del muro Milán, y en la zanja sur se instaló una estructura de tubería de acero y gatos mecánicos.

**Reforzamiento de las contratraves transversales.** A las 10 contratraves transversales de la recimentación de 1991, Fig. 6.2.5, se les descubrió el acero y se les agregó el necesario para reforzarlas. Después, los espacios libres que quedaron entre las contratraves transversales y traves perimetrales se inyectaron con concreto expansivo. Adicionalmente, se reforzó cada una de las contratraves transversales en su parte superior, por medio de 10 cables postensados de 1.2 cm de diámetro, sujetándolos con yugos de acero, como se ilustra esquemáticamente en la Fig. 6.2.8.

**Puentes de reacción de los pilotes.** Los sistemas de reacción se reforzaron para soportar la carga total de la Capilla, cuyo peso estimado por el Dr. López Carmona incluyendo su cimentación es de 1,000 t, más las sobrecargas por maniobras de operación. Así, se modificó el diseño de los puentes de reacción para soportar una carga de maniobra de 220 t, con un factor de carga de 1.4. Se verificó que los pilotes soportaran estructuralmente esas cargas y también que su apoyo fuera confiable.

### 6.2.7 Aislamiento estructural de la Capilla

Para independizar completamente a la Capilla de la Catedral se retiró el material de relleno bajo la cimentación, y se demolió una parte de la contratrabe de mampostería ubicada al centro de la nave en dirección oriente-poniente, que era parte de la cimentación de la Catedral. Finalmente, para separarla del Metro se realizó la siguiente acción.

**Barrera de precorte.** Al exterior del muro norte de la Capilla y hasta 18 m de profundidad se instalaron 19 tubos de PVC, con 18 hoyos laterales cubiertos con sendas fundas de neopreno o manguitos. La inyección de agua a presión en esos tubos conformó un plano vertical de debilidad que penetró por abajo de la losa de fondo del cajón del Metro. Este ingenio permitió que ambas estructuras pudieran tener desplazamientos verticales relativos, sin transmitir esfuerzos cortantes. Posteriormente, la línea de barrenos de precorte se prolongó hacia el poniente, hasta la esquina poniente de la Curia y también se prolongó al oriente de la Capilla, para evitar la influencia del descenso del ábside en el cajón del Metro. En el corte de la Fig. 6.2.8 se aprecia uno de estos barrenos de precorte y en la Fig. 6.2.2 se muestra su distribución en planta en el tramo de la capilla.

**Pantalla antifriccionante.** En la orilla norte de la Capilla se instaló una pantalla corta de baja fricción que coincide con la barrera de precorte, la cual consiste en dos placas de poliestireno de 1.27 cm espesor (densidad  $24.5 \text{ kg/m}^3$ ) y 122 cm de alto, están cubiertas con polietileno engrasado que facilita el movimiento relativo entre la cimentación de la Capilla y el muro Milán de Metro.

**Corrección Geométrica de la Capilla.** Las maniobras de nivelación de la Capilla quedaron a cargo del Ing. Roberto Sánchez y consistieron en levantar el muro sur. El ascenso se logró empleando ocho gatos hidráulicos apoyados en el pedraplén de la Catedral y reaccionando contra la estructura de la recimentación. La operación se hizo en incrementos de 1 cm hasta alcanzar un total de 8.5 cm. Durante el proceso fue necesario calzar con madera el espacio libre entre el apuntalamiento vertical y la contratrabe, además en cada intervalo se verificó la estabilidad del apuntalamiento horizontal.

Una vez que se concluyeron todos los trabajos de nivelación, se rellenaron los huecos bajo la cimentación con un relleno areno-limoso compactado, de buena calidad.

### 6.2.8 Comportamiento después de la nivelación

La Fig. 6.2.9 presenta la evolución de los hundimientos diferenciales desde mayo de 1997, dos meses antes de la nivelación de la Capilla y hasta marzo de 2003; se aprecia la emersión de los puntos del muro sur, ocasionada por la intervención a la estructura. También se observa que después los hundimientos diferenciales en los puntos del muro sur tuvieron mayores velocidades de hundimiento que los del muro norte; sin embargo, a partir de julio de 1998, un año después de la nivelación, las velocidades de hundimiento tienden a igualarse y además a disminuir con respecto al primer año, ya que en el muro sur la velocidad de hundimiento fue de 3.6 cm/año y en el norte de 3.4 cm/año.

### 6.2.9 Conclusiones

a) La recimentación de la Capilla de las Ánimas se efectuó adaptándose con las condiciones inicialmente desconocidas. La Capilla ahora se comporta como una transición entre los campos de

desplazamientos de la Catedral y el Metro, evitando que los asentamientos relativos provocados por el hundimiento diferencial que tiene lugar en esa zona pongan en riesgo su estabilidad.

b) La recimentación de la Capilla se vale de 10 pilotes de punta apoyados en la Capa Dura, a una profundidad media de 38.5 m, están provistos de una funda metálica para evitar la transmisión de la fricción negativa a la punta de los pilotes. Ellos soportan el peso total de la estructura y están equipados con un marco estructural para controlar los asentamientos verticales diferenciales generados por el hundimiento regional que ocurre en esta zona.

c) Estas acciones mejoraron el comportamiento de la estructura, como lo demuestran las mediciones de control realizadas entre enero y mayo del 2000, Fig. 6.2.9.

d) Los controles de los pilotes deberán operarse periódicamente para corregir los asentamientos diferenciales que se presentarán en el futuro, provocados por el hundimiento regional de los suelos que se encuentran debajo de la Primera Capa Dura. De la misma manera, estos controles deberán quedar sujetos a un programa de mantenimiento permanente.



Fig. 6.2.1 Capilla de las Ánimas

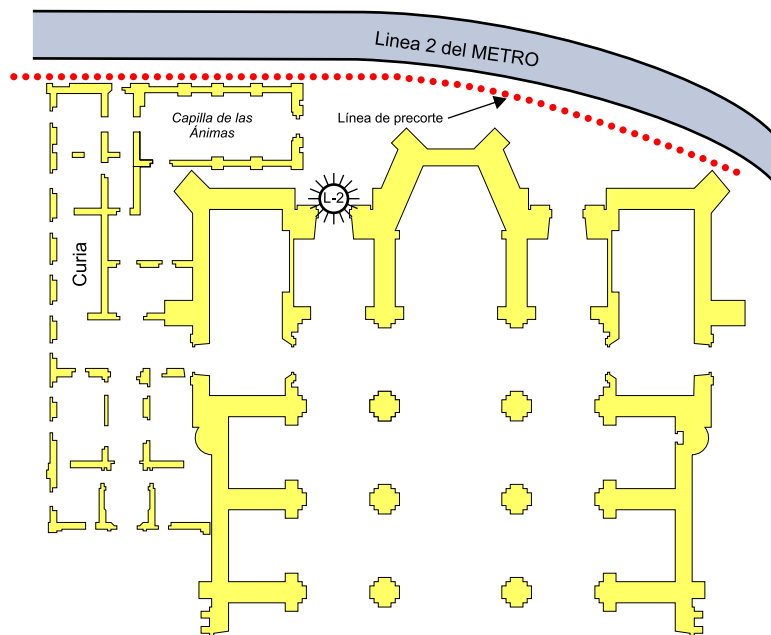
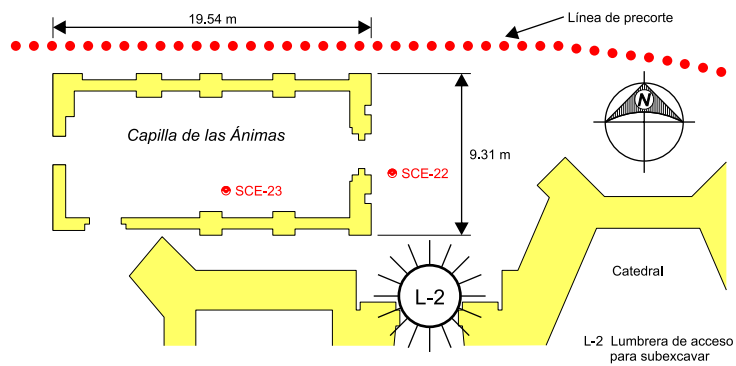


Fig. 6.2.2 Localización de sondeos y línea de precorte

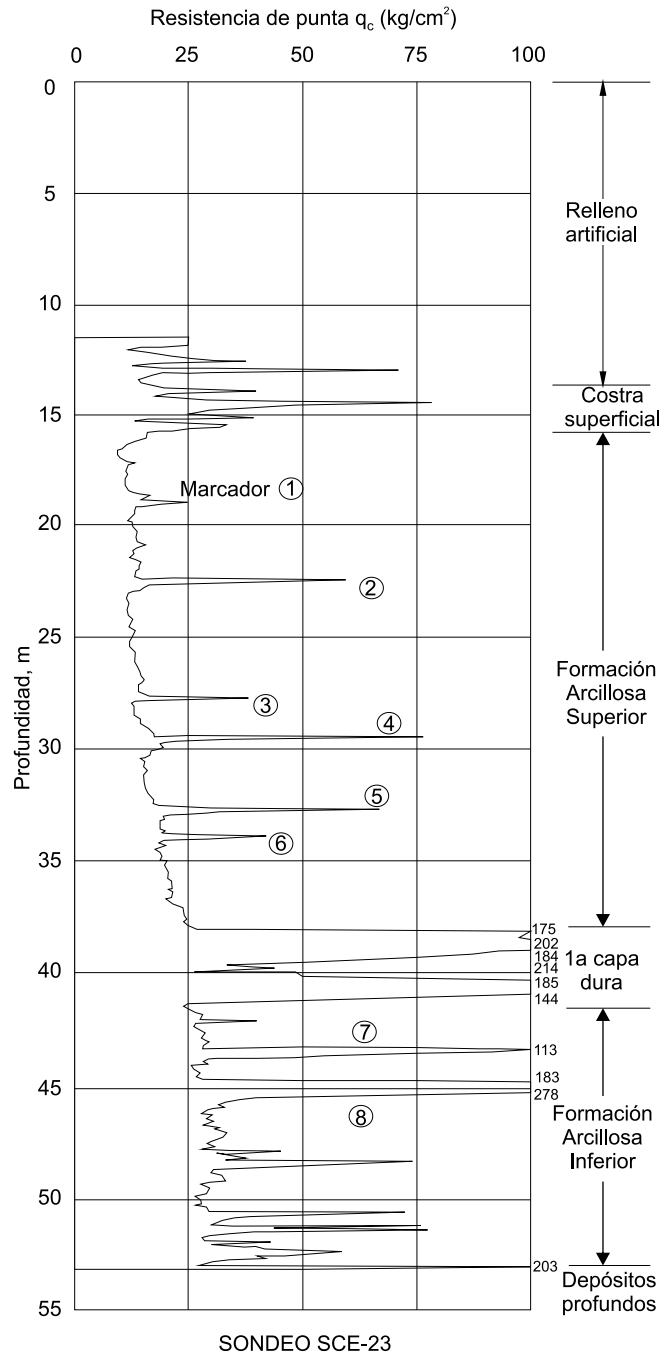
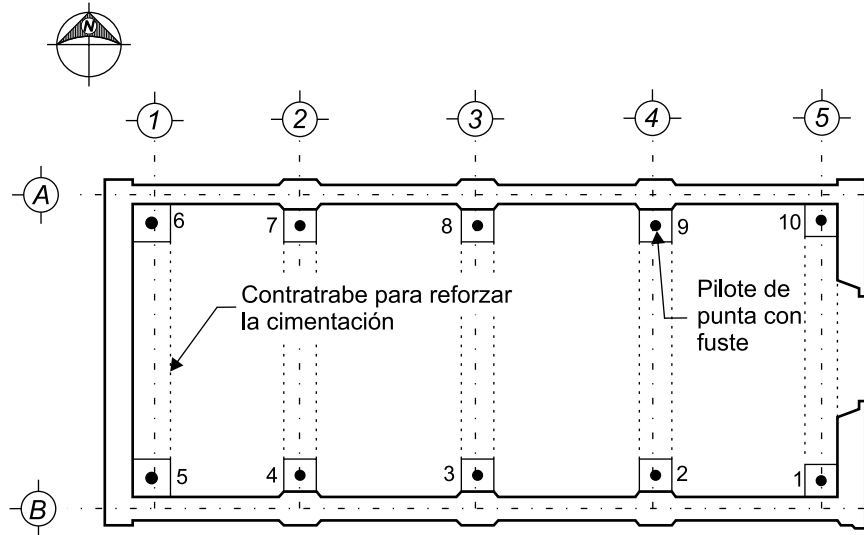


Fig. 6.2.3 Sondeo de cono eléctrico ubicado en la capilla de las Ánimas



*Planta*  
Levantamiento de 1991

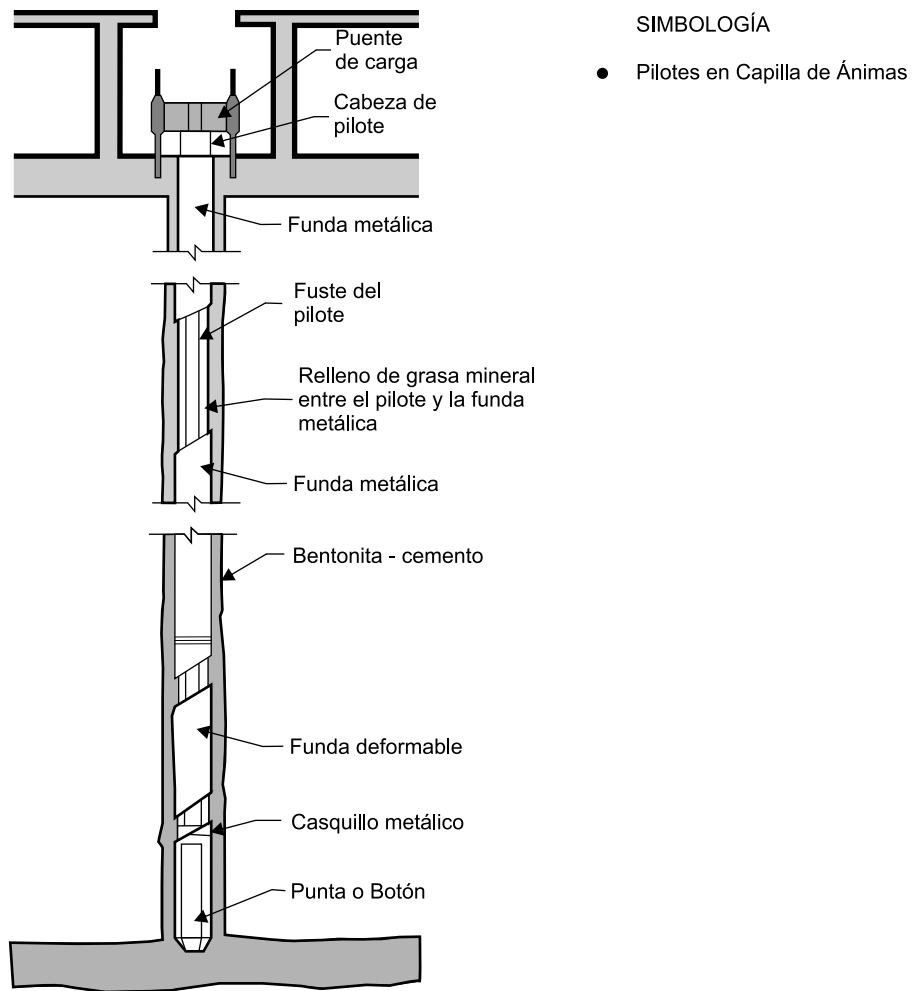


Fig. 6.2.4 Ubicación de los pilotes y representación del pilote de punta con funda



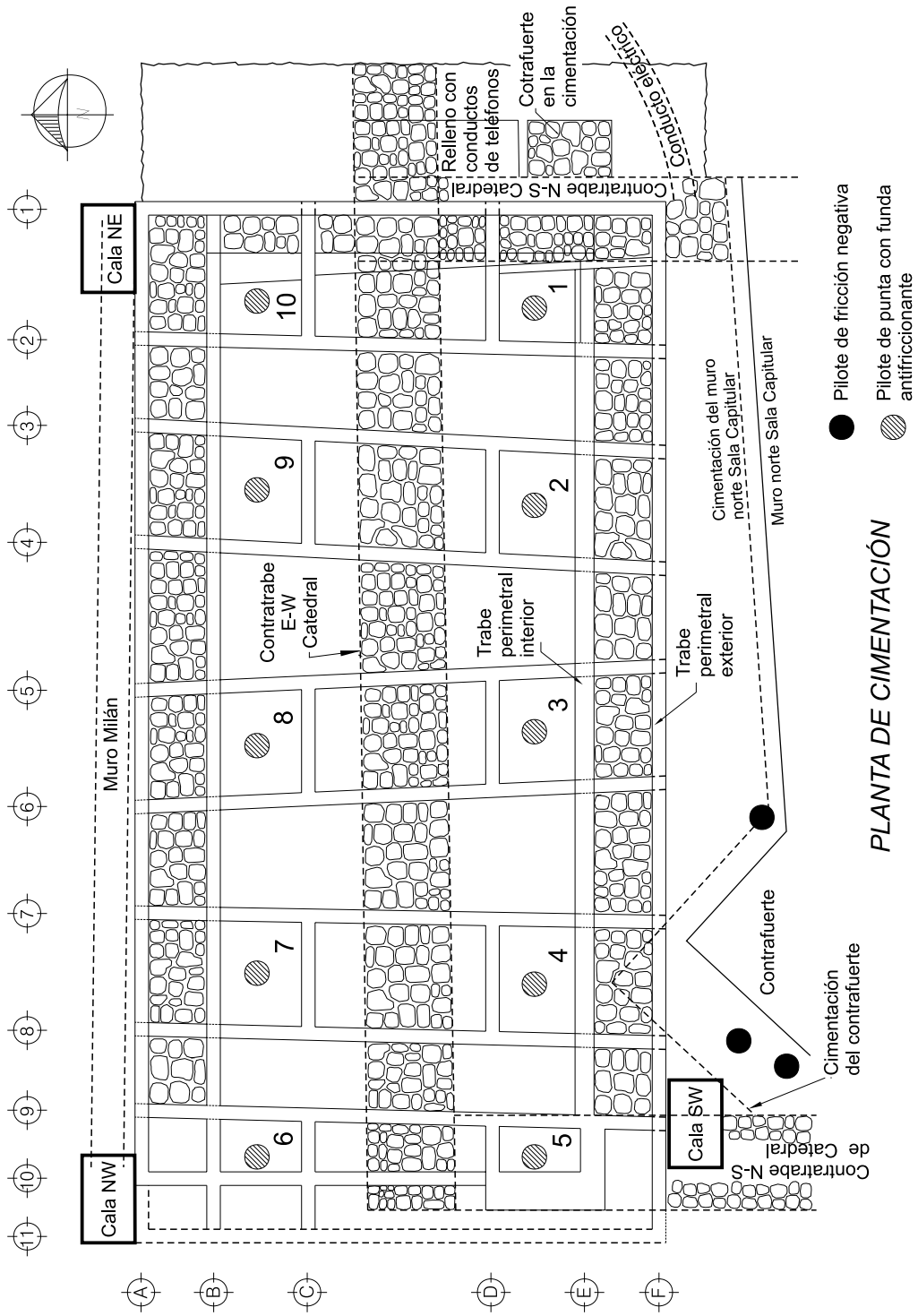


Fig. 6.2.5 Planta de cimentación

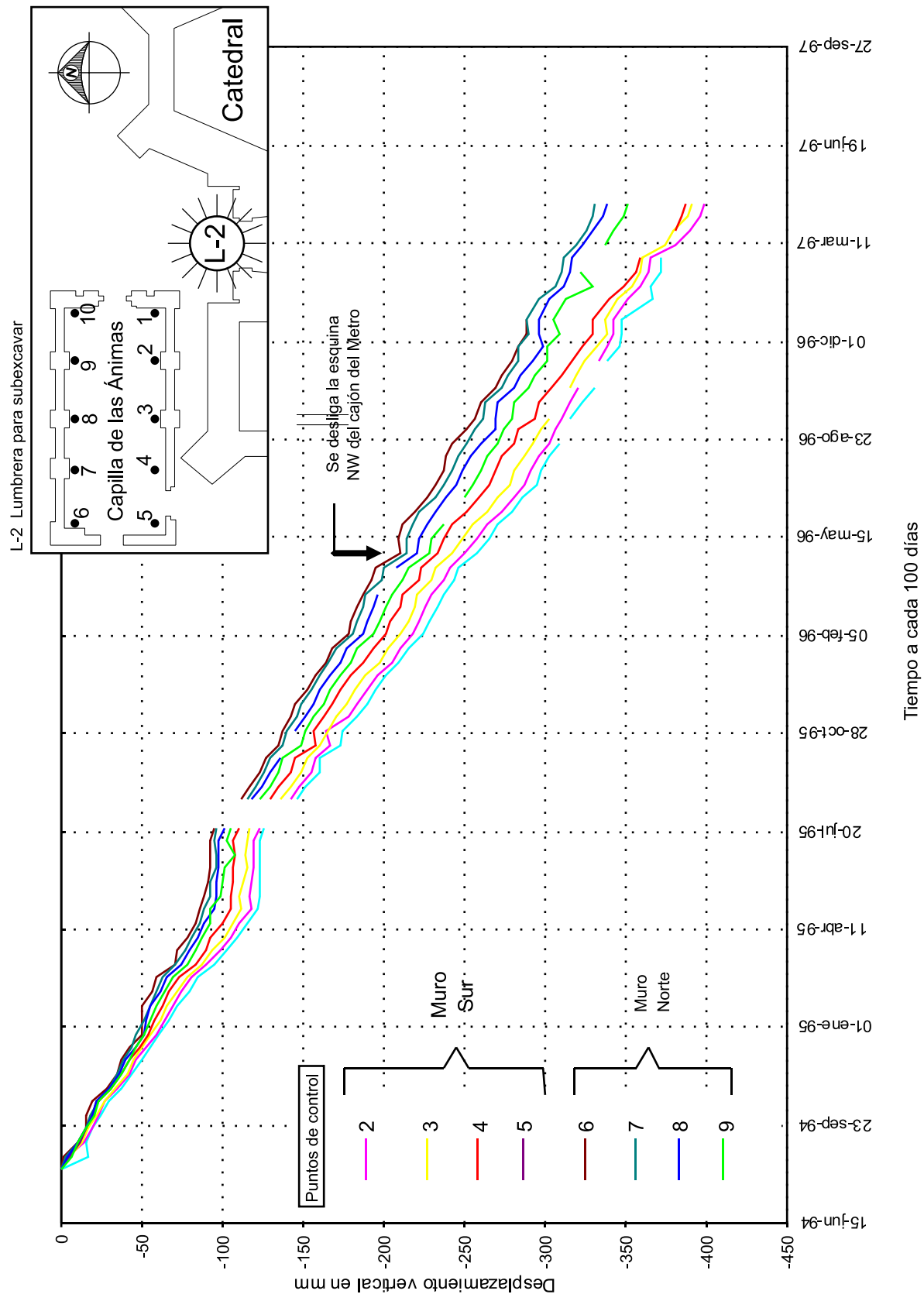
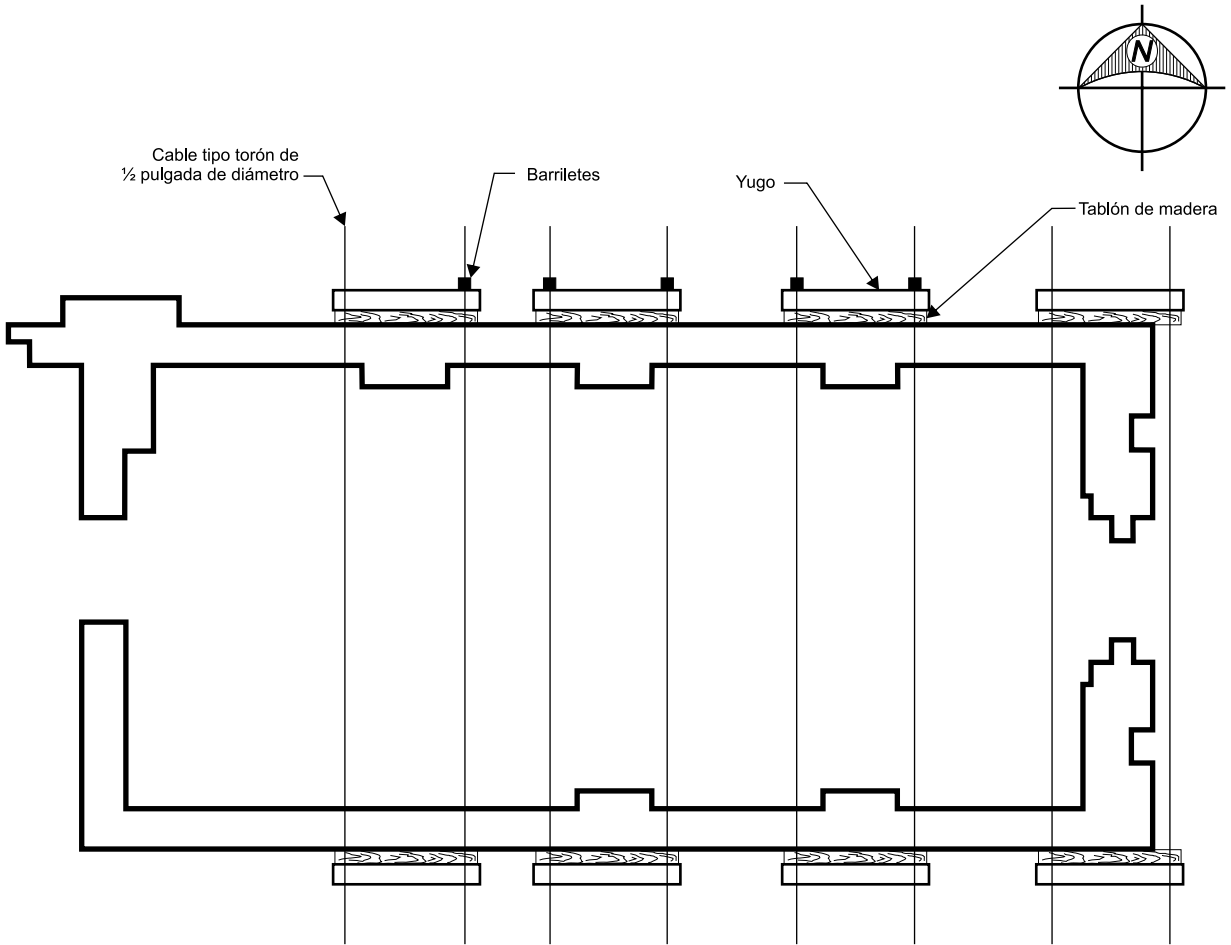
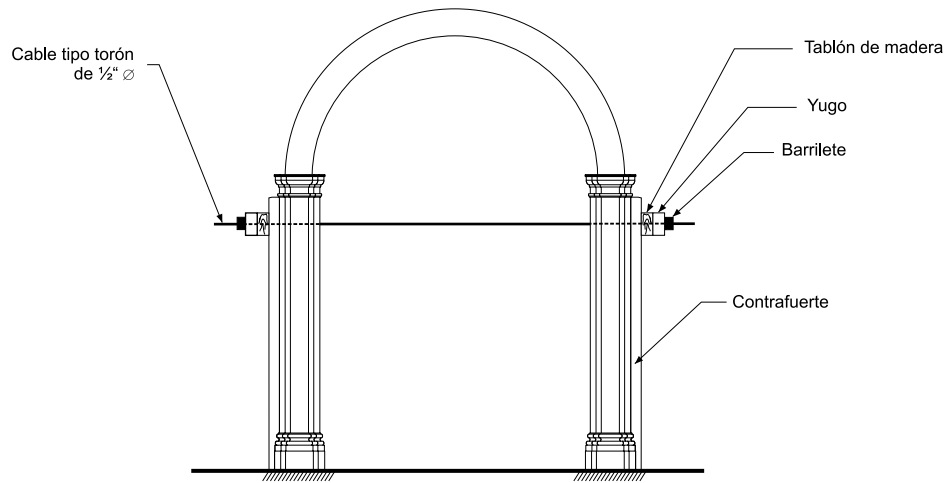


Fig. 6.2.6 Hundimientos de los puntos de control en las contratraves y cimentación de la Capilla de las Ánimas.



*Planta*



*Vista frontal*

Fig. 6.2.7 Sistema de tensores en los muros de la Capilla de las Ánimas

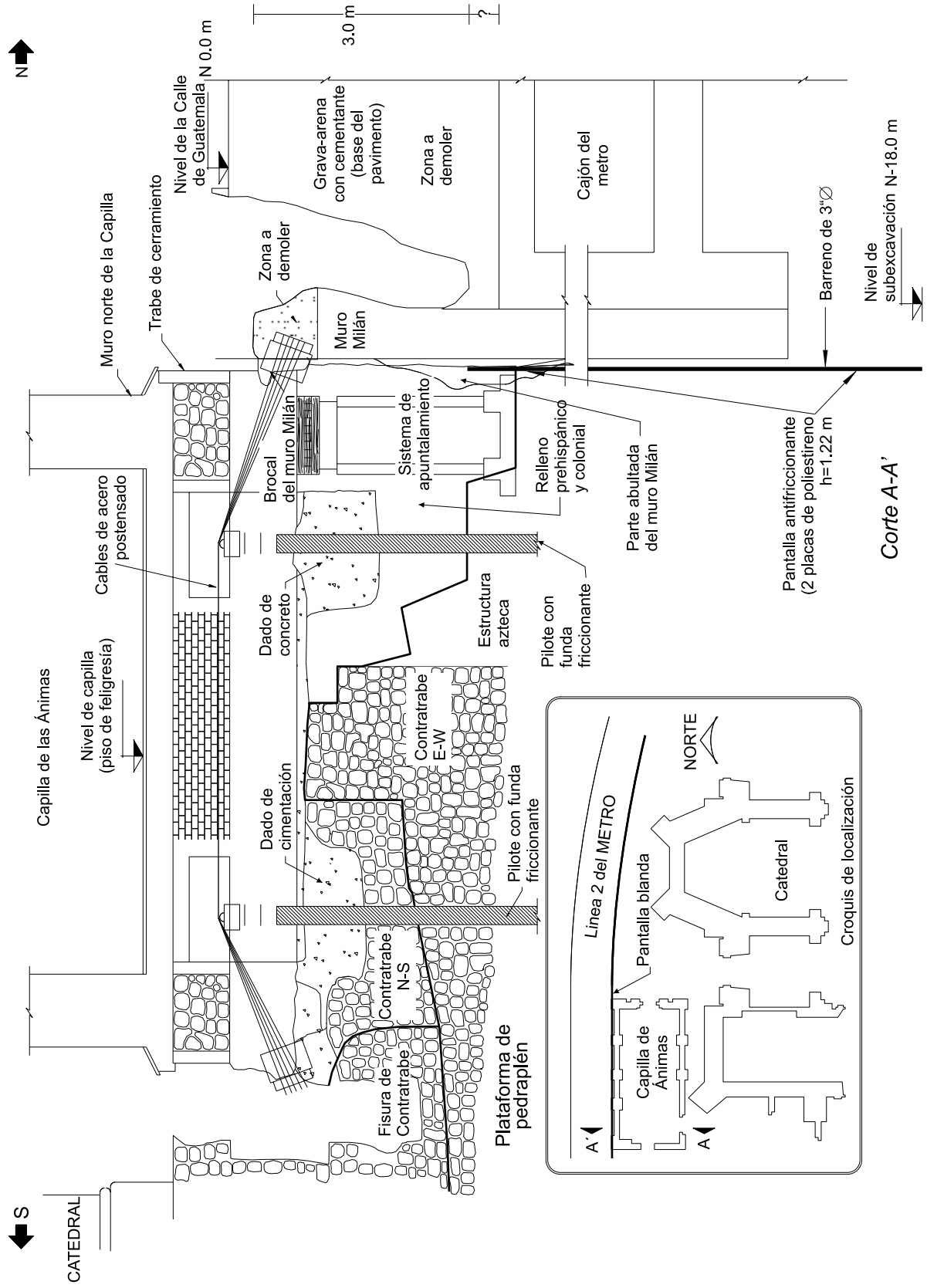


Fig. 6.2.8 Corte esquemático de la interferencia del muro Milán del Metro con la Capilla de las Ánimas

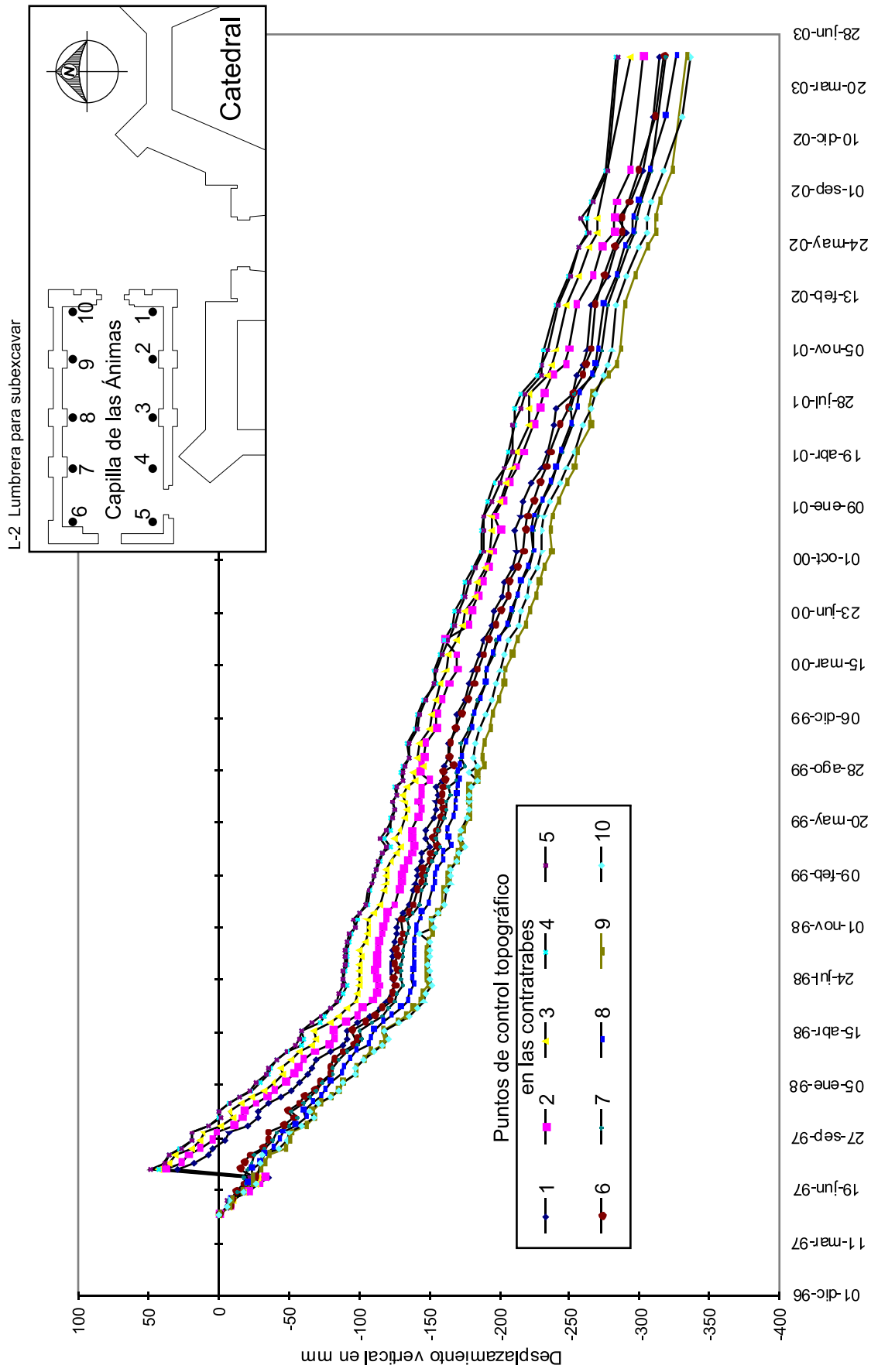


Fig. 6.2.9 Comportamiento de los puntos de control topográfico instalados en las contratraves de cimentación de la Capilla de las Ánimas

## 6.3 EX-TEMPLO DE SAN AGUSTÍN

### 6.3.1 Antecedentes

Los misioneros agustinos empezaron por levantar una modesta Capilla de piedra en la orilla cenagosa del islote que servía como cementerio de los mexicas nobles, tan sólo se sabe que la iniciaron en 1541 y que tomó trece años concluirarla, sufrió hundimientos de tal magnitud por lo impropio del terreno que fue demolida. En 1561 el alarife Claudio de Arciniega, empezó la construcción del Convento y tomó 26 años concluirlo; es interesante citar que Arciniega fue a quien se le encomendó en 1573 la construcción de la Catedral.

El conjunto religioso agustino conformado por el Convento, el Templo y la Capilla de la Tercera Orden se localiza en la esquina norponiente de la actual manzana que forman las calles de Isabel la Católica, República de El Salvador y República de Uruguay. La evolución histórica de este conjunto fue recopilada por el Arq. Fernando Pineda (Pineda, 1996); se trata de un proceso muy complejo como se desprende de los datos que se citan más adelante, los cuales implicaron numerosas modificaciones arquitectónicas al Templo y Capilla (Romero de Terreros, 1985, UNAM, 1986 y Ruiz Castellanos, 2004).

Se desconoce si el Templo sufrió daños durante la gran inundación de 1629, las aguas tardaron cinco años en retirarse; aunque años más tarde, en diciembre de 1676, quedó totalmente destruido por un incendio, el techo era de armaduras de madera y la cubierta de tablones recubiertos con láminas de plomo. En 1677 se inició la reconstrucción aprovechando los cimientos y algunos muros del anterior, las trabes de cimentación fueron ampliadas y hasta se podría decir que recimentadas, la reconstrucción tomó quince años y en 1692 se reabrió al culto, la Fig. 6.3.1 es una copia del libro “La Ciudad de los Palacios” por el Cronista de la Ciudad Guillermo Tovar de Teresa (Tovar de Teresa, 1991).

En 1862 el convento fue fraccionado y vendido a un particular mediante la aplicación de las Leyes de Reforma; seis años después lo recuperó el estado y decretó transformarlo en Biblioteca; para su adaptación se demolieron las dos torres, la más alta era la poniente, se agregaron nuevas fachadas y ventanales y fue hasta 1884 que se inauguró como la Biblioteca Nacional, la cual en 1929 se entregó en custodia a la Universidad Nacional Autónoma de México Fig.6.3.2 (Tovar de Teresa, 1991).

En 1952 se suspenden las labores de la biblioteca por el mal estado del edificio, dos años después dan inicio las obras de reparación a cargo de los ingenieros Alberto J Flores y J de la Mora. En 1955, la Secretaría de Gobernación tomó posesión de la antigua sacristía, el vestíbulo anexo y los restos del claustro chico. En 1956, se llevó a cabo la restauración del monumento, la cual consistió en la consolidación de varios elementos estructurales, así como refuerzos de la cúpula, naves y arcos que fueron cinchados y consolidados. En 1963 dejó de ser la sede de la Biblioteca Nacional porque se



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

trasladó a la Ciudad Universitaria; en 1983 se realizan nuevos trabajos de restauración, se recuperó el nivel de piso original y se eliminó el gran ventanal que se abrió en el ábside para iluminar a la Biblioteca. En 1985 el monumento sufrió daños a consecuencia de los sismos ocurridos, las fisuras de las bóvedas y del muro del ábside se abrieron; lo más dramático fue la muerte de varias personas a causa del desprendimiento de los pináculos del muro poniente de la Capilla que cayeron a la banqueta y vialidad de la calle Isabel la Católica.

El antiguo convento de San Agustín y su anexa Capilla de la Tercera Orden, al igual que casi todas las construcciones religiosas del Centro Histórico de la ciudad de México, exhiben las consecuencias de estar sobre suelos blandos; los hundimientos diferenciales alcanzan un máximo de 2.40 m, debido a la suma de las componentes de las consolidaciones primaria inicial, de la secundaria en proceso, pero sobre todo del fenómeno de hundimiento regional que origina los dañinos asentamientos diferenciales de su cimentación, esto se refleja en abundantes daños estructurales.

La Dirección de Patrimonio Universitario de la UNAM, responsable de la conservación de este monumento, encomendó realizar un estudio geotécnico del comportamiento del subsuelo (Gutiérrez et al, 1995); posteriormente decidió complementar ese trabajo con un Diagnóstico Geotécnico que incluyera un pronóstico del comportamiento del subsuelo a largo plazo e identificara las posibles acciones para mejorar el comportamiento de la estructura, (TGC, 1996. No. 1817). El análisis realizado demostró que se deberían evaluar tres posibles acciones geotécnicas correctivas: a) la recimentación del templo con pilotes de control, b) la infiltración de agua a los estratos permeables y c) el endurecimiento de las arcillas mediante la inyección de morteros.

### **6.3.2 Acciones de mitigación**

Los daños que sufren las estructuras en el Centro Histórico como consecuencia del hundimiento regional, alcanza valores de 5 a 10 cm/año, para atenuarlos se tendría que implementar una drástica reducción de la extracción de agua del subsuelo; como esta solución es imposible de adoptar, el problema se enfrentaría localmente con las siguientes tres acciones.

***Pilotes de control.*** Es un ingenio confiable para edificios rígidos, ya que pueden adaptarse al hundimiento regional, por el contrario, son inadecuados para las estructuras de mamposterías de suyo flexibles y siempre carentes de una cimentación rígida, como es el caso de San Agustín. Otro argumento que imposibilita su empleo es que las construcciones colindantes comparten los muros del Templo y por ello deben tener comportamientos congruentes.

***Infiltración de agua al subsuelo.*** Esta técnica se basa en infiltrar agua a presión a los estratos permeables del subsuelo, en pequeño gasto para recuperar la presión hidrostática del agua intersticial y con ello tratar de aminorar la velocidad de los asentamientos inducidos por el hundimiento regional. Esta hipótesis es débil, porque soslaya la influencia del flujo de agua horizontal y vertical. En cuanto a la experiencia con esta técnica, sólo se ha publicado la prueba de dos meses de duración en el Palacio Nacional (Moreno Pecero 1978 y 1981); se sabe que se está aplicando desde hace varios años en dos sitios: en los edificios de la Secretaría de Hacienda en la Av. Hidalgo y en el Edificio del Marqués del Apartado; desgraciadamente para ninguno de ellos se han publicado los resultados que le otorguen confiabilidad.



**Refuerzo del subsuelo.** Cuando se realizó el Diagnóstico Geotécnico de San Agustín, aún no había sido demostrada la efectividad del endurecimiento de las arcillas del subsuelo en la Catedral; por ello fue necesario enriquecer ese Diagnóstico con una serie de informes técnicos elaborados entre diciembre de 1998 y mayo de 1999 para justificar su aplicación.

Este refuerzo consiste en injertar al subsuelo una estructura de mortero integrada por una retícula de inclusiones rígidas y un arreglo de láminas verticales de mortero, intercaladas en la masa de arcilla blanda; cuya efectividad para disminuir la velocidad del asentamiento diferencial en los puntos más críticos de la cimentación se demostró en la Catedral.

Las inclusiones rígidas de mortero se desarrollan a presión dentro de una funda geotextil de baja permeabilidad, metida en una perforación previa, de manera similar a un micropilote pero sin acero de refuerzo; por su parte las láminas verticales se forman posteriormente por el fracturamiento hidráulico de la arcilla, el espesor de la abertura depende de la viscosidad del mortero, del número de veces que se inyecte y de la presión aplicada.

### **6.3.3 Características del subsuelo**

**Condiciones estratigráficas.** Para explorar el subsuelo se hizo una campaña de siete sondeos de cono eléctrico y dos de muestreo inalterado selectivo, Fig. 6.3.3; a partir de la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de la punta del cono se definió la estratigrafía del sitio, la cual se ejemplifica con el corte de la Fig. 6.3.4, los estratos que lo integran son:

**Relleno Arqueológico.** Constituido por tierra transportada de otro sitio, arcilla del lugar y algo de piedras de diverso tamaño. El espesor de este relleno bajo el Templo llega a ser hasta de 10.0 m, en cambio en la zona del atrio el espesor es de unos 6.0 m.

**Costra Superficial Natural.** Subyace el relleno y su espesor es de unos 2.1 m, está formada por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad.

**Serie Arcillosa Superior.** El espesor medio de estas arcillas blandas es de 24 m, su frontera inferior está a los 34 m de profundidad, está intercalada con lentes duros de cenizas volcánicas, arenas y costras de secado solar. Estas arcillas son las que aportan la mayor deformación vertical que se acusa en la superficie; conforme a las mediciones del Banco Profundo de la Catedral generan el 54% del hundimiento medido hasta 1996.

**Capa Dura.** Es una sucesión de arenas y limos arenosos duros con espesor de 3 a 4 m.

**Serie Arcillosa Inferior.** Es la segunda secuencia de arcillas lacustres que se presenta alrededor de los 37 m de profundidad, su espesor medio es algo más de 8 m. Su deformabilidad es menor que la de la Serie Arcillosa Superior, generan del orden del 15% de la deformación que se manifiesta en la superficie.

**Depósitos Profundos.** Son los suelos granulares que subyacen a las arcillas y que se encuentran a partir de los 45 m de profundidad.

**Espesor de rellenos artificiales.** Con la información de los sondeos de cono se configuró la variación del espesor del relleno colocado, Fig. 6.3.5; se puede apreciar que en el atrio es de unos

6.0 m y en la zona oriente del Templo es hasta de 10.0 m. Este importante relleno corresponde con la cita histórica de que el sitio, era un lodazal o “zoquipan”, que tuvieron que mejorar: “para la construcción del convento dice Cervantes de Salazar que los frailes tuvieron que bombear el agua para asentar luego grandes piedras con mezcla”, la construcción se desarrolló hacia el centro de la manzana y como era costumbre dejaron para lo último la construcción del Templo, (Báez Macias, 1992).

**Condiciones piezométricas.** En el atrio-jardín se instaló una estación piezométrica para definir el estado de las presiones del agua del subsuelo, Fig. 6.3.6. La línea AF es la distribución hidrostática que sirve como referencia; la línea compuesta ABCD es la distribución de la presión medida, es hidrostática desde el nivel freático a 3.4 m y hasta 11.0 m de profundidad y disminuye en curva, hasta el punto C, para volver a una distribución paralela a la hidrostática. La distancia entre estas paralelas define una pérdida de presión del agua de 21.4 ton/m<sup>2</sup> confirmada a los 41.4 m de profundidad. Este dramático efecto es el que induce la enorme sobrecarga que está causando el hundimiento regional en el sitio de San Agustín.

En cuanto al comportamiento futuro del agua del subsuelo, se tiene la hipótesis de que la extracción de agua podrá abatir la distribución de presión actual (ABCD), hasta la línea poligonal ABECD, generando con ello un incremento adicional de presión, que se transmitirá a las partículas de suelo y provocará los futuros hundimientos.

**Ensayes de laboratorio.** El parámetro más significativo del comportamiento del suelo es la compresibilidad que se determina mediante las pruebas de consolidación, cuyos resultados son congruentes con los espesores de los rellenos, ya que demuestran que la relación de preconsolidación (OCR) en los suelos bajo el jardín resulta del orden de 1, esto las define como arcillas virgen o normalmente consolidadas (porque las cargas actuales son las máximas que ha soportado); por su parte las pruebas con las muestras inalteradas del sondeo en el interior del Templo resultan con valores de OCR del orden de 2, lo que demuestra que las arcillas están preconsolidadas, bajo las cargas a que han sido sometidas.

Por su parte la resistencia al corte de las arcillas definida con las pruebas triaxiales de tipo no drenado UU, resultan también congruentes con la historia de cargas aplicadas; además, demuestran tener una buena correlación con los sondeos de cono eléctrico, siendo el valor de correlación  $N_k$  en promedio 13 para los suelos normalmente consolidados y para los preconsolidados  $N_k = 15$ , (Santoyo 1989).

#### **6.3.4 Calas de exploración de la cimentación en el Templo**

Para observar con detalle las características de la cimentación, sus dimensiones y el nivel de desplante, se realizaron seis calas de exploración; se constató que está constituida por una retícula de contrarabes de mampostería que llegan hasta las pilastras; es de llamar la atención que las contrarabes de la nave central tienen arcos invertidos, con el propósito intencional de aligerarlas; su altura varía de 3.0 m en la parte nororiental a 4.0 m en la parte surponiente. Todas descansan sobre estacas de madera de diámetro del orden de 10 a 20 cm, Fig. 6.3.7. Se comprobó que los muros que cierran las capillas laterales, funcionan como contrafuertes interiores y que se apoyan sobre zapatas de mampostería, al igual que los muros perimetrales, para conformar lo que el Arq. Fernando López Carmona ha definido como el cinturón de contrarresto que soporta los empujes horizontales de las

bóvedas. Se puede inferir que el alarife Claudio de Arciniega supo de los problemas de comportamiento de la Capilla original y de las deformaciones que tenía el primer Templo, lo cual le llevó a concebir esta ingeniosa cimentación y aplicar después su conocimiento empírico para cimentar la Catedral.

### 6.3.5. Deformaciones medidas

Para precisar las deformaciones del Templo y la Capilla se llevó a cabo la nivelación de diferentes referencias arquitectónicas, para ello se tomó como referencia al Banco de Nivel Profundo de Catedral, desplantado a 100 m de profundidad.

**Nivelación del piso de madera.** En el piso de duela colocado a nivel en 1983, se observa que la componente principal del asentamiento es en dirección surponiente-nororiente y es mínima en dirección norte-sur, con un asentamiento de 1.7 m, que en 50 m de ancho representa el 3.4%.

**Nivelación de plintos.** Respecto a los plintos de las pilastras, no se pudo aclarar si son los originales o una reconstrucción; en el Templo tienen una altura de 1.2 m y en la Capilla 0.7 m. El asentamiento diferencial tiene su principal componente en dirección surponiente-nororiente, con distorsión para la estructura del 4.0%.

**Nivelación de cornisa.** Se niveló la cornisa a partir de la cual arrancan los arcos que soportan las bóvedas. Las pilastras del Templo tienen al oriente una altura media de 17.5 m respecto al piso actual, mientras que en la Capilla es de 7.8 m. Ambos definen dos planos imaginarios cuya inclinación es de 4.0%. Esto permite deducir que el asentamiento diferencial entre el lado oriente del Templo y el lado poniente de la Capilla es del orden de 2.40 m, Fig. 6.3.8.

**Desplomos en pilastras.** Estas mediciones se realizaron con un nivel óptico vertical de  $\pm 1$ mm de precisión. Con el nivel se definió una línea vertical imaginaria, a partir de la cual se midió a intervalos regulares la distancia de esta línea a la pilastra; esto se efectuó en las pilastras del Templo en una altura de 12.0 m a cada dos metros y en dirección norte-sur y oriente-poniente; mientras que en las pilastras de la Capilla se llevó a cabo en una altura de 6.0 m y a intervalos de cada metro. Los desplomos mediados en la dirección norte-sur varían del 0.2 al 2.0% y en la dirección surponiente-nororiente del 3.0 al 5.4%.

La Fig. 6.3.9 ilustra las resultantes de los desplomos, las pilastras del eje E tienen mayor desplomo que las del eje B; esto provoca que el nivel de cornisa superior baje y se desplace diferencialmente al nororiente, ocasionando que los arcos de la bóveda al oriente se abran y al deformarse descienda su clave y por lo tanto la bóveda también baje; esto explica en parte la existencia de la grieta central a todo lo largo de ella.

**Desplomo de las cúpulas.** Para definirlo se tomó como referencia la proyección del centro de las cúpulas del Templo y de la Capilla a nivel del piso, determinados con ayuda de plomadas simples y se compararon con los centros geométricos de las cuatro pilastras de apoyo de ambas cúpulas; las diferencias en los dos pares de centros indican las deformaciones históricas ocurridas.

El centro de la cúpula del Templo se ha desplazado del centro de pilastras 1.31 m hacia el poniente y 0.31 m al sur, Fig. 6.3.10; la resultante de 1.34 m se correlaciona con un desplomo del 3.4%; por su parte la cúpula de la Capilla ha tenido un movimiento de 0.85 m hacia el poniente y de 0.20 m al sur, Fig. 6.3.11; la resultante de 0.87 m implica un desplomo del 3.3%.

La comparación de los desplomos y sus direcciones en ambas cúpulas resultan muy similares; por el contrario el desplomo de la cúpula del Templo no coincide con el promedio aritmético del desplomo de las pilastras del crucero, lo cual demuestra que éstas ya acumulaban una cierta deformación antes de construir la cúpula.

**Velocidades de deformación.** La nivelación topográfica realizada en septiembre de 1978 es la más antigua de que se dispone y comparada con la realizada en septiembre de 1995, permite definir las curvas de igual hundimiento en ese lapso; resulta que el asentamiento diferencial total registrado en los 17 años transcurridos, entre los muros del lado oriente del templo y del poniente de la Capilla es de 250 mm, concentrándose la mayor deformación en la Capilla, como se muestra en la Fig. 6.3.12.

En la misma figura se anotan las velocidades anuales deducidas de esas dos nivelaciones, la curva cero se manifiesta en la parte centro-oriente del Templo y crece hacia el poniente hasta alcanzar en la esquina surponiente de la Capilla una velocidad de deformación de 14.7 mm/año, Fig.6.3.12. El hundimiento regional medido en la zona de San Agustín en el mismo período de tiempo es de unos 10 cm/año, (CNA 1991); lo cual permite afirmar que ese efecto es el que más daña al Convento.

### 6.3.6 Predicción de asentamientos

Los asentamientos que se estima podrán ocurrir entre 1996 y 2016, considerando la condición piezométrica representada por la línea ABECD de la Fig. 6.3.6 son: a) para la zona del muro oriente del Templo del orden de 0.6 m, b) para el muro poniente de la Capilla el análisis muestra que descenderá casi 1.6 m y c) para el extremo norponiente del atrio se asentará del orden de 2.0 m. Es importante destacar, que las bases teóricas de estos análisis son uno de los aspectos más certeros de la mecánica de suelos; es más, valores similares se pueden deducir de la simple extrapolación de los hundimientos históricos que ha sufrido el Convento.

Estos asentamientos provocarán incrementos en los desplomos que tienen actualmente las pilastras a valores cercanos al 5.0%, con el consecuente incremento en fisuras y disminución de la seguridad de la estructura, por ello se hace necesario adoptar alguna acción que al menos reduzca estas magnitudes.

### 6.3.7 Refuerzo del subsuelo

Como se mencionó antes, se propuso adoptar la misma técnica para el endurecimiento del subsuelo que se aplicó en la Catedral, mediante injertar una estructura con morteros de cemento conformada con inclusiones rígidas y láminas verticales, también de mortero.

**Zonas mejoradas.** La Fig. 6.3.13 ilustra el área reforzada de 2,146 m<sup>2</sup> y se precisan los puntos del tratamiento inducido; el endurecimiento se logró mediante la combinación de 113 inclusiones rígidas de mortero, conformadas por la expansión de perforaciones de 20 a 25 cm de diámetro y de 35.0 a 42.0 m de profundidad aproximada; las cuales se expandieron dentro de una funda geotextil introducida a cada perforación. Posteriormente, mediante la inyección del mortero para el

fracturamiento hidráulico de la arcilla se conformaron familias de láminas duras y paralelas entre si, mediante la inyección de morteros en tubos de manguitos laterales a las inclusiones rígidas.

Los volúmenes de mortero inyectados se definen como porcentajes del 1 al 6%; los cuales también están en relación al volumen de suelo cercano; son también indicativos del espesor y densidad de las láminas de mortero. El volumen total de mortero aplicado fue de 1,472 m<sup>3</sup>. El proceso consistió en tres etapas de tratamiento para conforma las inclusiones rígidas e inyectarlas lateralmente en progresiones ascendentes a cada metro. En la primer etapa se conformaron 86 inclusiones rígidas (14, 19, 16 y 37) en cuatro de las zonas, en la segunda etapa sólo se inyectó mortero y en la tercer etapa se colocaron 27 inclusiones rígidas y se inyectó en el exterior del templo; todo ello conforme a la siguiente tabla, donde se detallan las zonas de inyección y etapas seguidas.

Tabla 6.3.1 Resumen del endurecimiento del subsuelo

Zonas	Área (m <sup>2</sup> )	Etapas	Fecha de ejecución	Localización de inclusiones e inyecciones	Relación de inyección (%)	Volumen de inyección (m <sup>3</sup> )
1	176	1 2	Feb – Abr de 1999 Feb – Mar de 2000	14	6	258
2	300	1 2	Feb – Abr de 1999 Feb – Mar de 2000	19	5	306
3	300	1	Feb – Abr de 1999	16	2	177
4	1040	1	Feb – Abr de 1999	37	1	235
5	330	3	Oct 2001aMar 2002	27	6	496
∑	2146	--	---	113	---	1,472

**Morteros y secuencia de inyección.** Los morteros se elaboraron con cemento, arena pómez, bentonita y aditivos químicos para darle estabilidad y fluidez; la compresión simple a los 28 días fue del orden de 44 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo de compresibilidad volumétrica,  $m_{vm}$  de 0.004 cm<sup>2</sup>/kg.

La inyección de mortero para formar las láminas se inició en la línea exterior de inclusiones tanto en la calle de República de El Salvador como en la de Isabel la Católica. Con este procedimiento se logró formar una pantalla que confina las láminas interiores.

La inyección de láminas de mortero se realizó de oriente a poniente, con referencia a la calle de República de El Salvador y de sur a norte en la de Isabel la Católica. Al concluir la inyección de láminas en las líneas exteriores se procedió con la inyección en las interiores de ambas calles siguiendo el mismo procedimiento.

Al igual que en la Catedral la unidad de refuerzo la constituyen la inclusión rígida y las láminas laterales que se conforman por fracturamiento hidráulico; la Fig. 6.3.14 es un esquema de esa unidad; el conjunto lo conforman líneas en que las láminas llegan a tocarse.

### 6.3.8 Instrumentación de control

Para observar el comportamiento del Templo y de la Capilla se realizaron los siguientes controles: a) Nivelaciones topográficas de una red de puntos en el interior y alrededor de las estructuras, b) Medición de las distancias entre puntos fijos de los arcos, muros y pilastras, tanto en el sentido longitudinal como transversal, para detectar los cambios que indujo el tratamiento del subsuelo, a estas mediciones se les conoce como convergencias con extensómetro, c) Medición de apertura o cierre de grietas, con ayuda de testigos en las grietas existentes y d) Medición con plomadas simples para definir la proyección del centro de las cúpulas a nivel del piso y su posición respecto al cruce de las columnas. Estas últimas mediciones resultaron las más objetivas para observar el comportamiento de las cúpulas del Templo y de la Capilla; las plomadas se colocaron en enero de 1996 en el centro de cada una de ellas. En las Figs. 6.3.10 y 6.3.11 se representan los centros de cúpulas y pilastras en 1996.

Como complemento a la información anterior se realizaron mediciones piezométricas, para determinar los cambios de presión del agua intersticial de los suelos y se instalaron bancos profundos de referencias múltiples para conocer la distribución de deformaciones del subsuelo.

### 6.3.9 Respuesta de las estructuras

**Nivelaciones topográficas.** Los 103 puntos de control se distribuyeron en toda el área de las estructuras: en los plintos de las columnas, las pilastras y también en los muros exteriores, son pernos de acero inoxidable de 7 mm de diámetro. Las nivelaciones están referidas al banco de nivel a 100 m de profundidad instalado en el atrio poniente de la Catedral Metropolitana.

La Fig. 6.3.12 muestra el patrón de hundimiento que afectaba al Templo y a la Capilla con un máximo de velocidad diferencial de hundimiento de 14.7 mm/año, entre septiembre de 1978 y septiembre de 1995, antes de que se iniciaran los trabajos del tratamiento del subsuelo.

El hundimiento anual deducido de las nivelaciones entre octubre de 2006 y octubre de 2007 se presenta en la Fig. 6.3.14 junto con la 6.3.12, para apreciar el efecto del refuerzo del subsuelo; se constata que el hundimiento más significativo de la esquina surponiente de la Capilla que era de 14.7 mm/año se ha reducido a 3 mm/año, lo cual es muy alentador.

**Giros medidos con las plomadas.** Los movimientos que han experimentado las plomadas ubicadas en las cúpulas del Templo y de la Capilla han evolucionado con el tiempo, como se puede ver en la Fig. 6.3.16, destacando que:

Los desplazamientos de la cúpula del Templo, entre enero de 1996 y mayo de 1999, se dirigieron hacia el surponiente con una velocidad media de 29.0 mm/año; los medidos entre mayo de 1999 y octubre de 2001 tuvieron una velocidad de 9.7 mm/año también en la misma dirección; esta reducción ocurrió de manera natural. Es importante destacar que esta última velocidad y dirección se

pueden tomar como las de referencia porque precedieron al endurecimiento del subsuelo. Por su parte, la medición, entre octubre del 2006 y octubre del 2007, define una velocidad de 2.0 mm/año con dirección suroriente.

Los desplazamientos de la cúpula de la Capilla, entre enero de 1996 y mayo de 1999, también se dirigieron hacia el surponiente con una velocidad media de 44.7 mm/año; los medidos entre mayo de 1999 y octubre de 2001 tuvieron una velocidad de 6.9 mm/año, con dirección oriente; esta reducción también ocurrió de manera natural, y se puede tomar como la referencia porque precedió al endurecimiento del subsuelo. Por su parte, la medición, entre octubre del 2006 y octubre del 2007, define que la velocidad es de 2.2 mm/año, en la dirección oriente y ligeramente al norte.

### **6.3.10 Conclusiones**

a) La cimentación del templo de San Agustín es notablemente ingeniosa, constituida por una retícula de arcos aligerados de mampostería que descansan sobre estacas de madera, los arcos que unen las pilastras transversalmente están invertidos y aligerados.

b) El asentamiento diferencial entre el Templo de San Agustín y la Capilla de la Tercera Orden es de 2.5 m, que le induce inclinación hacia el suroriente en un promedio de 4.0%, lo cual ha causado el desplomo de las pilastras y la aparición de grietas en muros y bóvedas.

c) La predicción del crecimiento de los hundimientos e inclinaciones como consecuencia del fenómeno del hundimiento regional dice que: para el Templo serán del orden de: 0.6 m en su muro oriente y de 1.2 en el muro poniente y para la Capilla será de 1.6 m en el muro poniente y se estima que será de 2.0 m. Esto implica que los desplomos se incrementarán a valores del orden del 5%.

d) Para atenuar los efectos del hundimiento regional se analizaron las tres soluciones factibles de implementar: la recimentación con pilotes de control, la infiltración de agua a los estratos permeables y el endurecimiento diferencial del subsuelo arcilloso mediante inyecciones de mortero.

e) Se decidió adoptar la tercera porque se adapta mejor a los cambios futuros del subsuelo, se puede aplicar en etapas correctivas y es la menos agresiva a la estructura. Adicionalmente es la de menor costo y tiempo de ejecución. Se presentan de manera esquemática las tres etapas de inyección realizadas entre febrero de 1999 y marzo de 2002.

f) El comportamiento de las estructuras ha sido observado instrumentalmente, las Figs. 6.3.13 y 6.3.14 permiten afirmar que se manifiesta una mejoría significativa, el indicador más simple de verificar es que el hundimiento de la esquina surponiente de la Capilla que era de 14.7 mm/año se ha reducido 2.0 mm/año.

g) Es necesario continuar observando instrumentalmente el comportamiento del Templo y la Capilla utilizando los aparatos de medición ya instalados y efectuando nivelaciones periódicas. En el caso de que la velocidad de los hundimientos se incremente se podrá considerar realizar otra etapa de inyección y hasta de colocación de inclusiones rígidas.

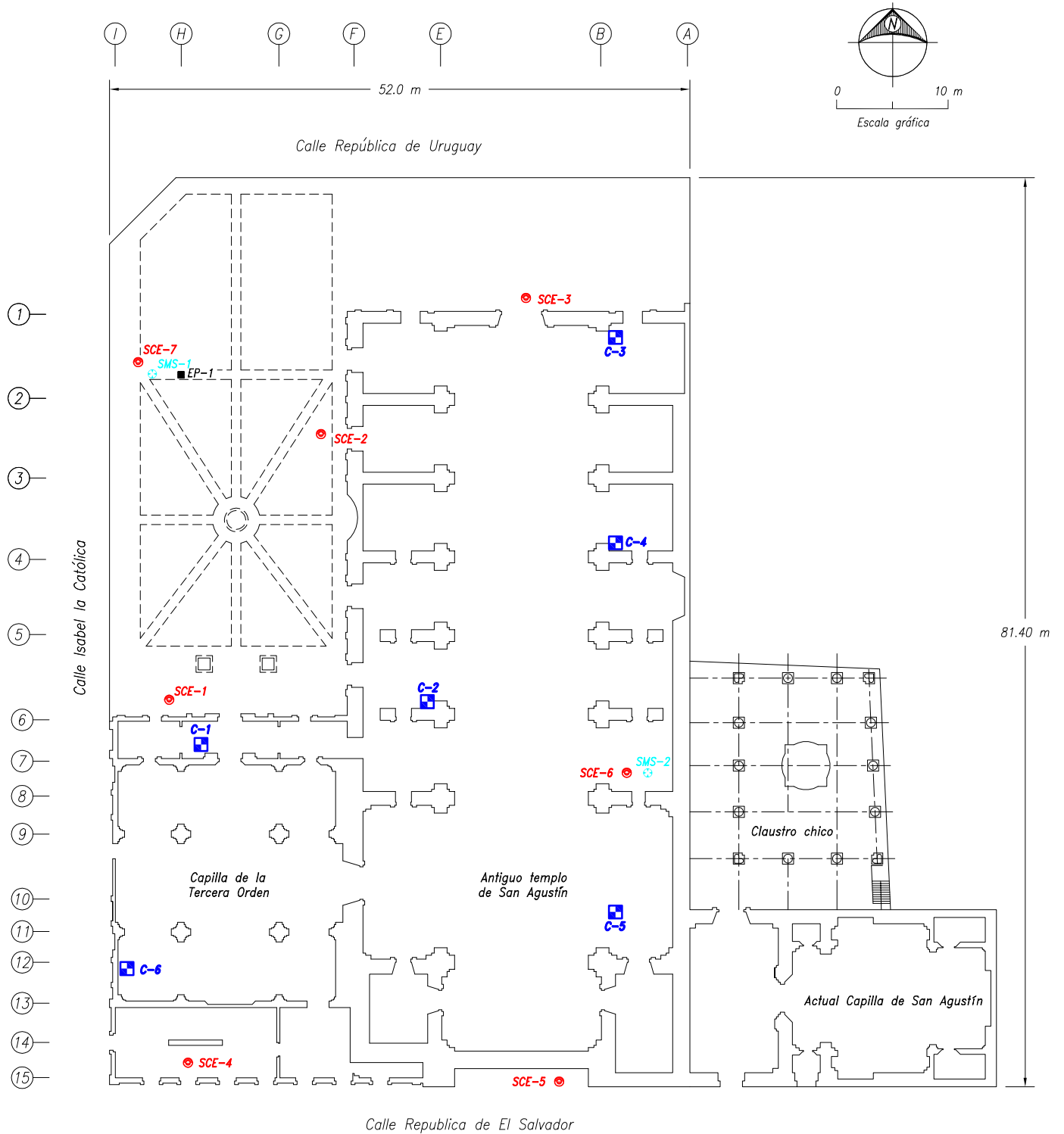


**Fig. 6.3.1** Exterior de San Agustín según una acuarela de 1853. Aquí apreciamos el conjunto exterior de este magnífico edificio cuando aún existía la barda atrial y la iglesia ostentaba sus dos torres. Se aprecian las tres portadas: La principal, adornada con un magnífico relieve que representaba a San Agustín; la del costado, con un relieve de la Virgen de Guadalupe y la de la capilla del Tercer Orden, todas modificadas por Vicente de Heredia, quien transformó el conjunto (Tovar de Teresa, 1991)



**Fig. 6.3.2** Vista de San Agustín, consumada su transformación exterior. En esta fotografía observamos la transformación de la vieja iglesia en biblioteca. Se salvaron las columnas salomónicas y el relieve de la portada principal; el tablero de la portada lateral desapareció. La portada de la capilla del Tercer Orden se conservó en su estado original, hasta que fue finalmente ocultada con otra fachada, que se hizo con objeto de darle uniformidad al nuevo aspecto exterior. (Tovar de Teresa, 1991)





**SIMBOLOGIA**

- SCE Sondeo de cono eléctrico
- ⊗ SMS Sondeo de muestreo inalterado
- EP Estación piezométrica
- C Cala

**Fig. 6.3.3 Localización de trabajos de campo**

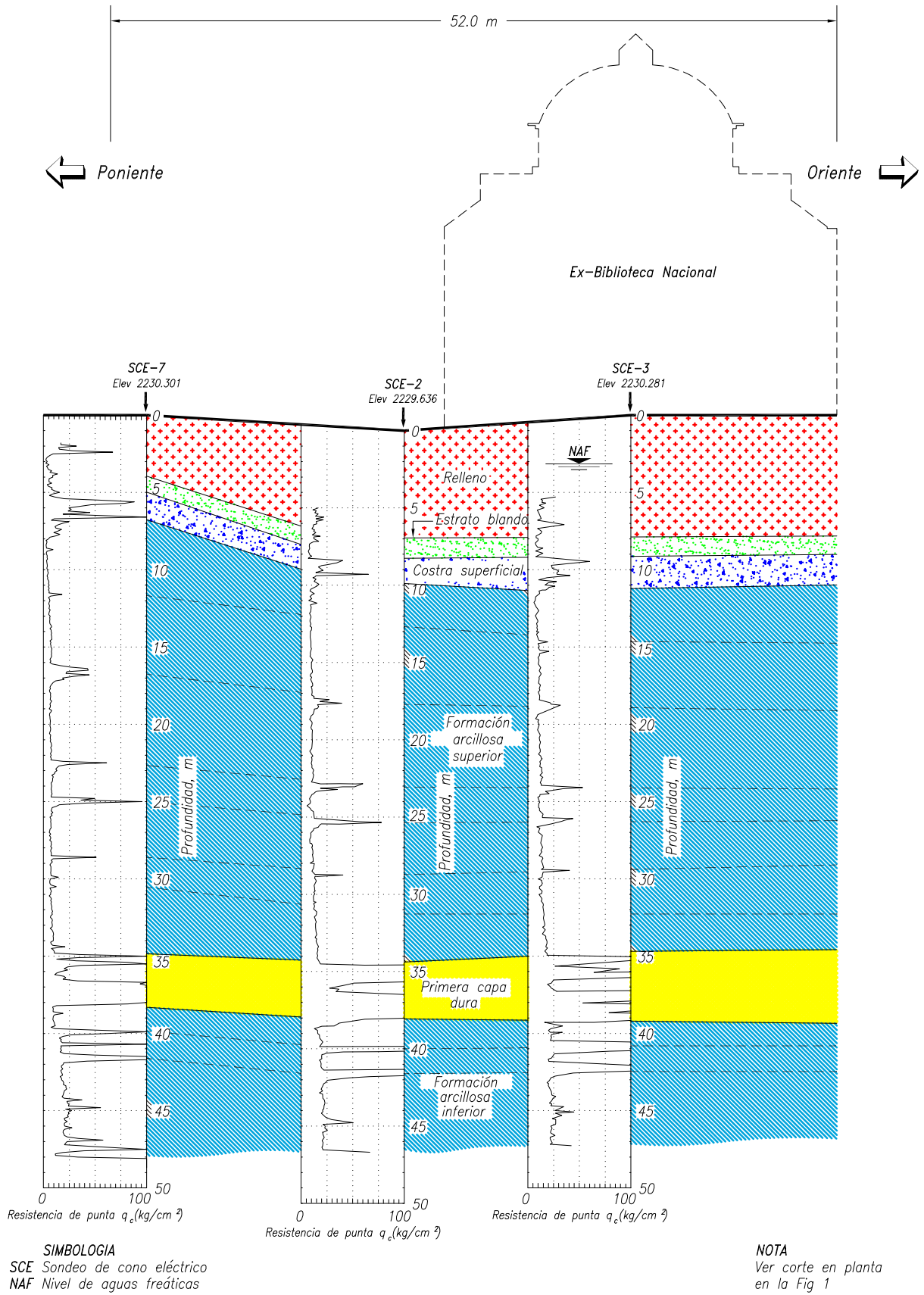


Fig. 6.3.4 Corte estratigrafico C-C'

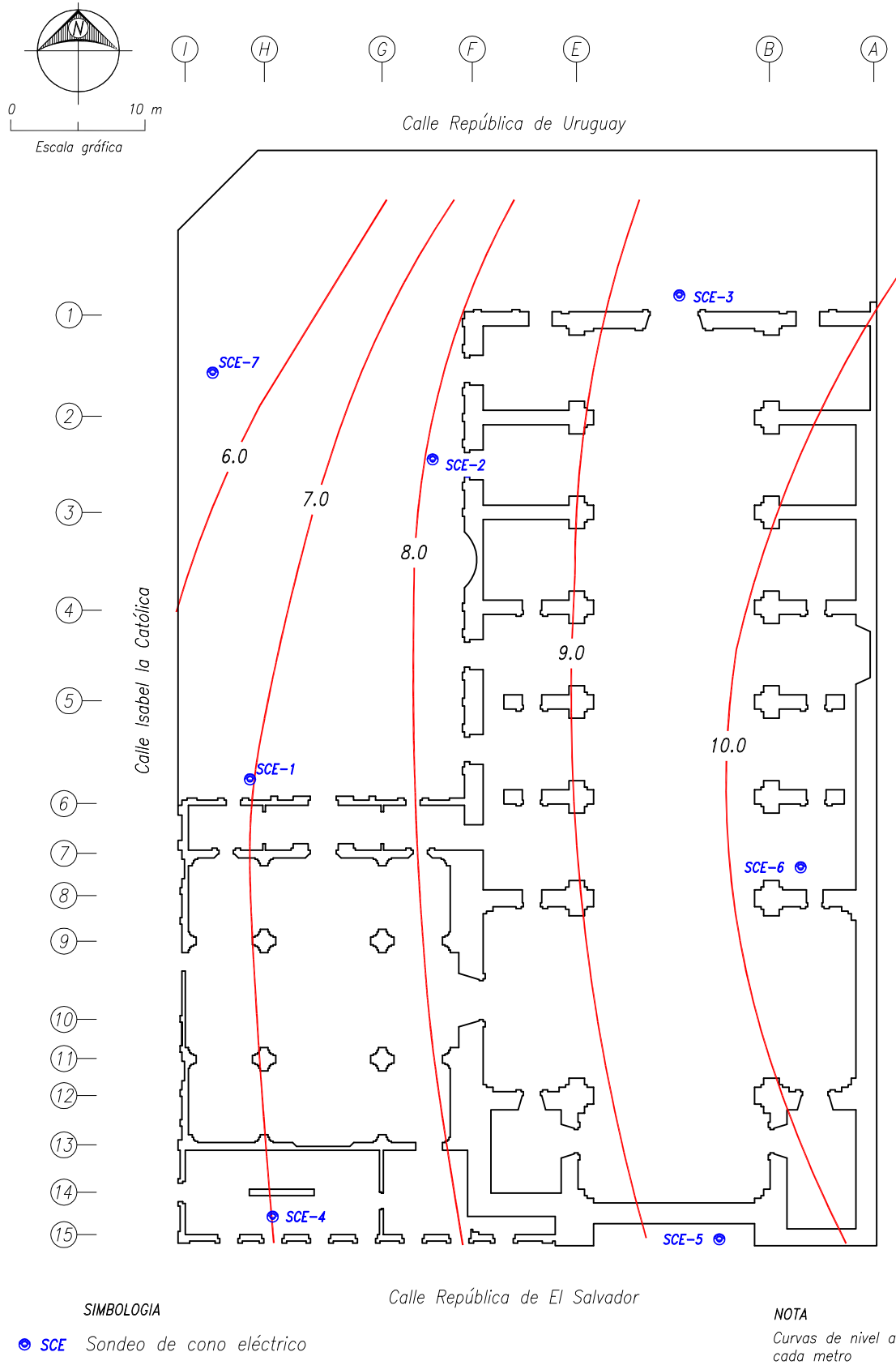


Fig. 6.3.5 Espesor de relleno artificial

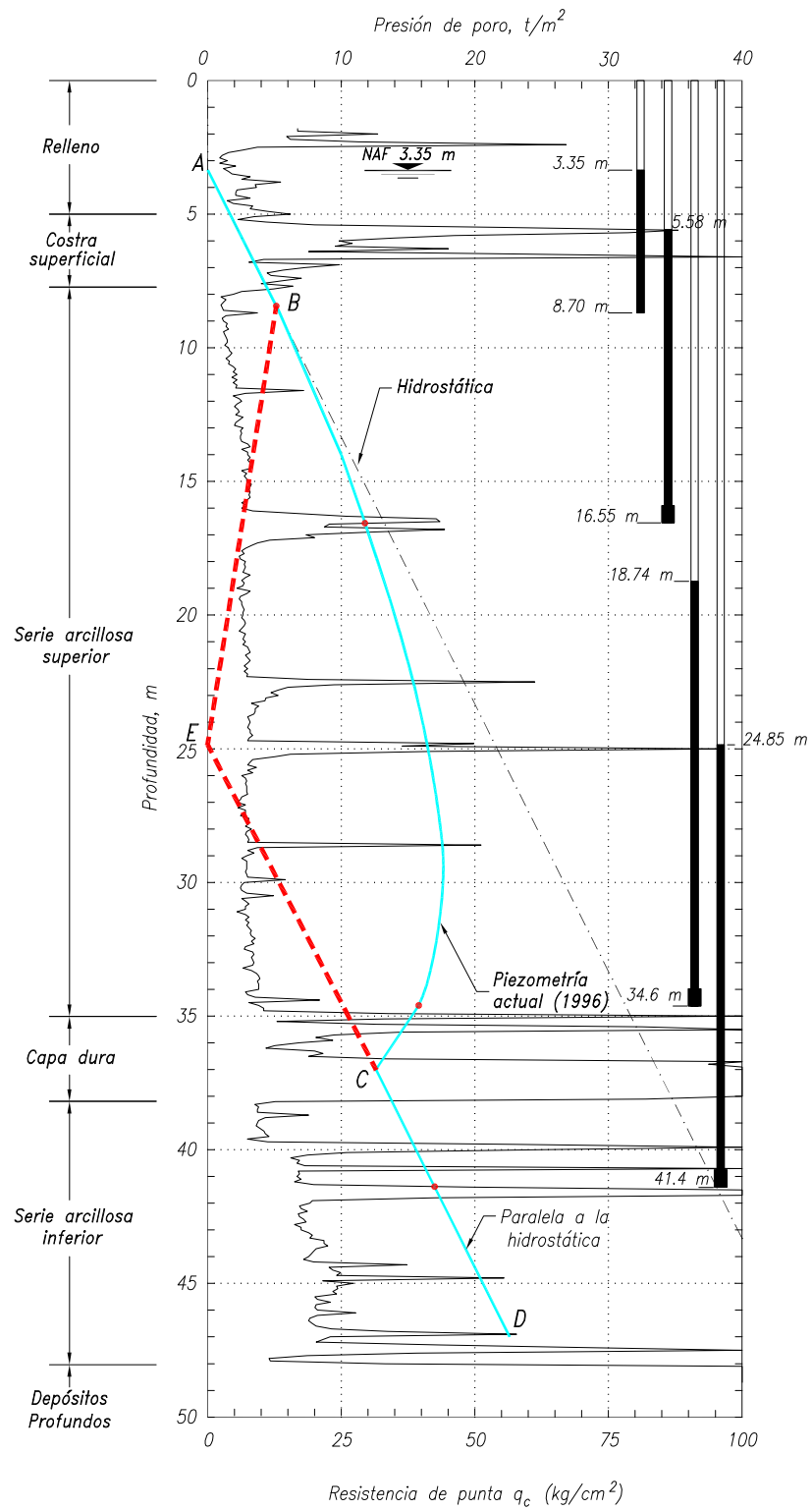


Fig. 6.3.6 Condiciones piezométricas en la Ex-Biblioteca Nacional

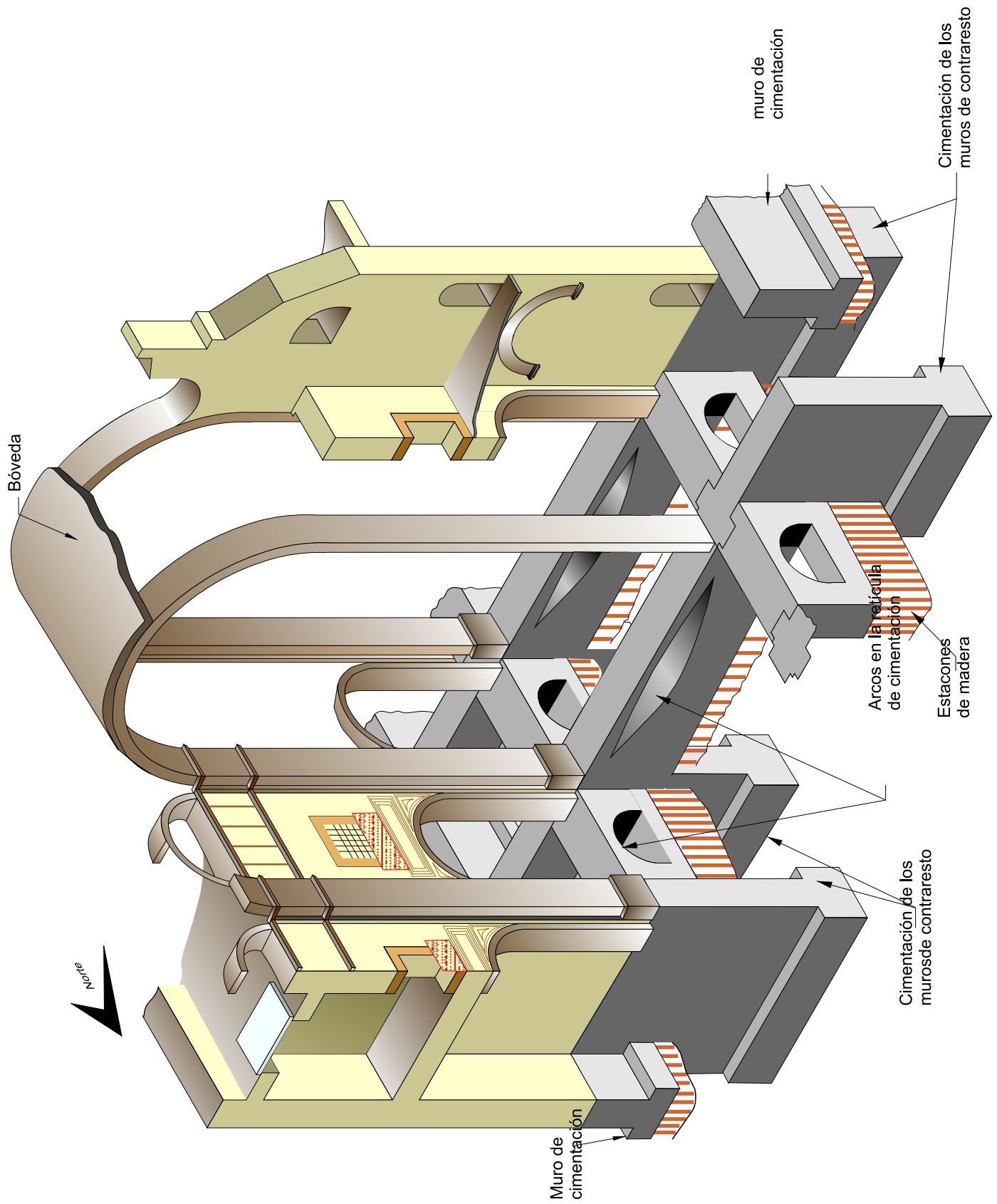
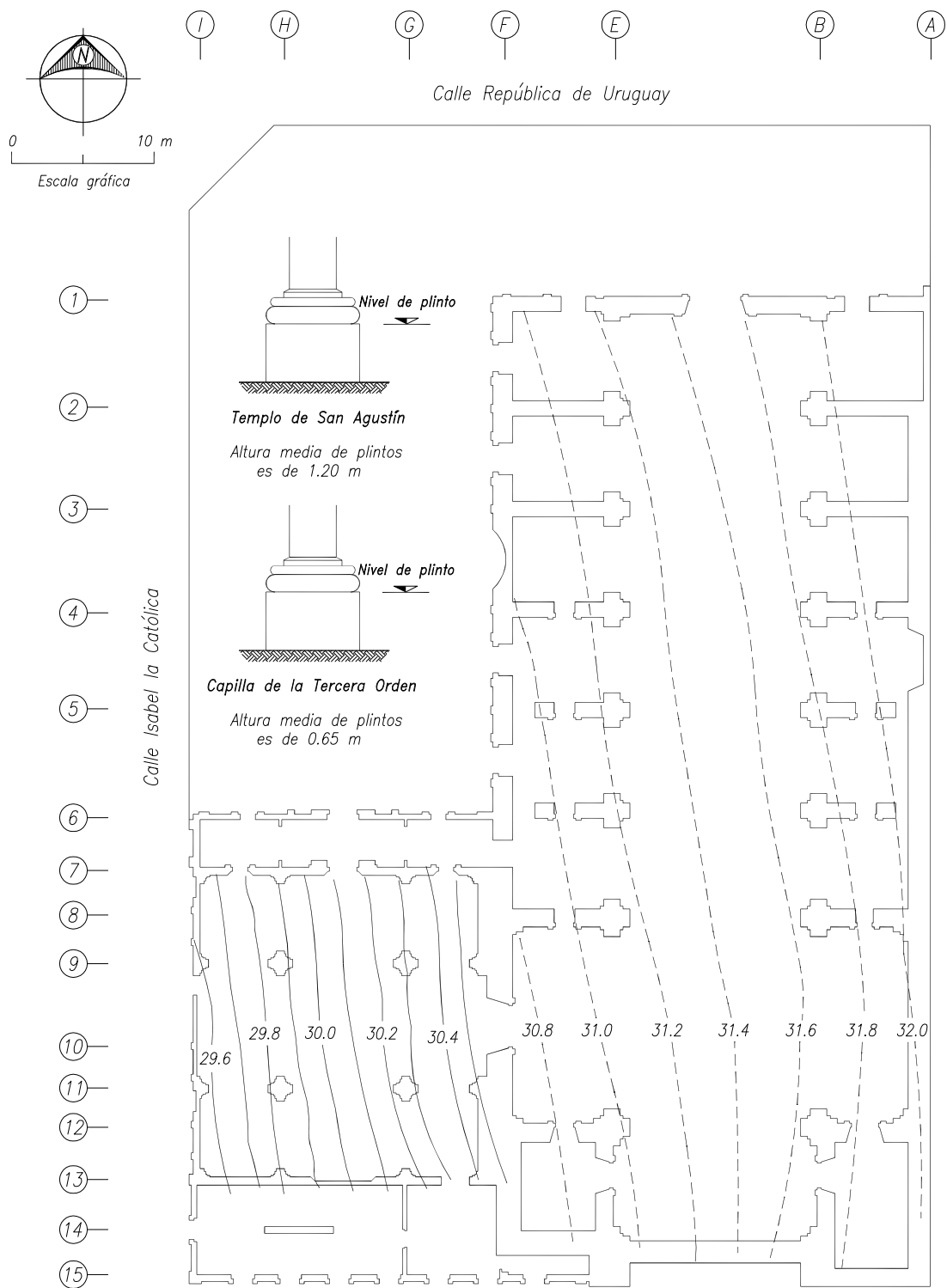


Fig. 6.3.7 Isométrico de la cimentación de la Ex-Biblioteca Nacional



**NOTAS**

Calle República de El Salvador

- 1 29.5 Implica una elevación de 2229.5 msnmm
- 2 Se tomó como banco base el BNP-100 de Catedral

Fig. 6.3.8 Curvas de igual elevación a nivel de plintos

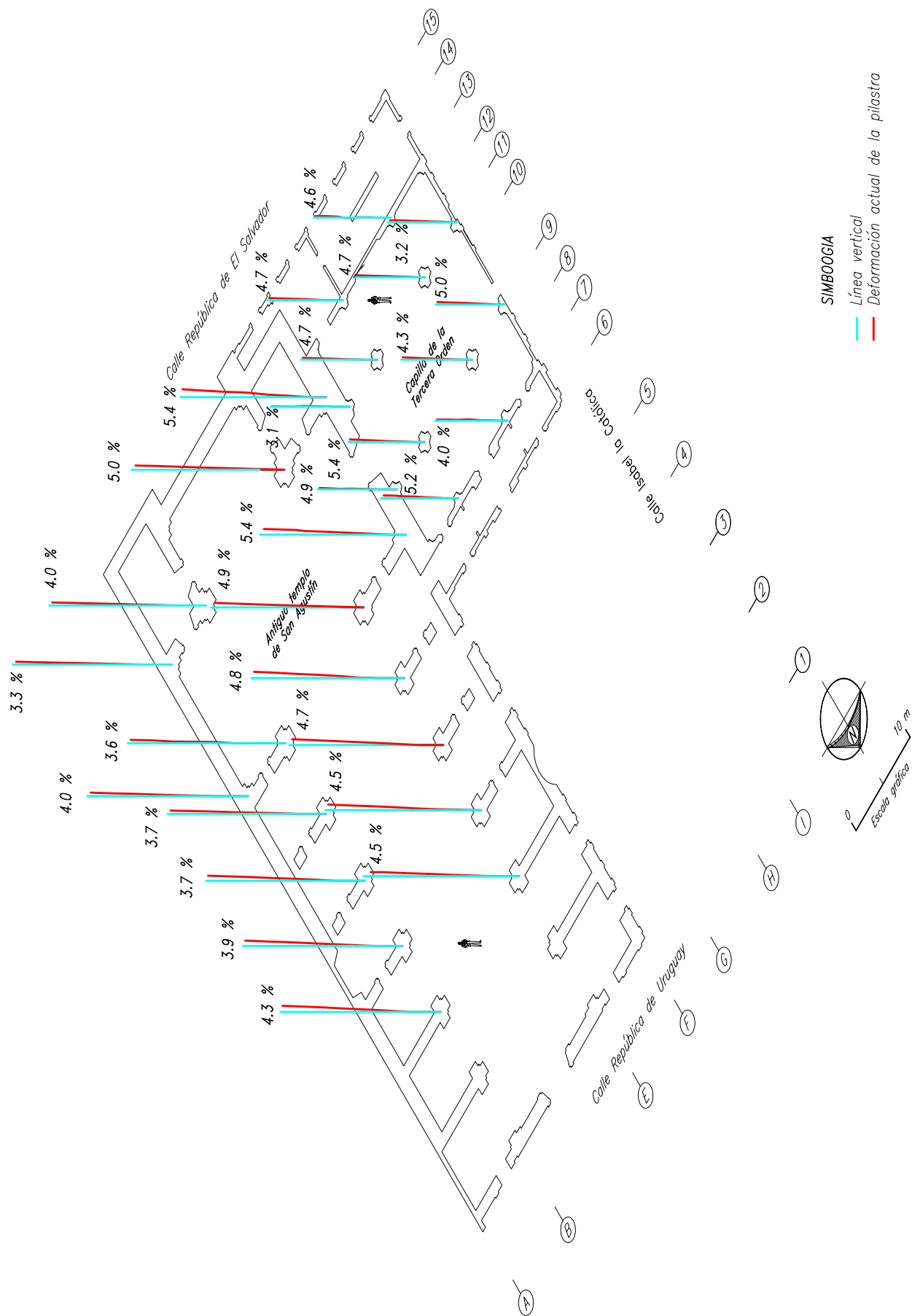


Fig. 6.3.9 Isométrico de desplomo de pilastras

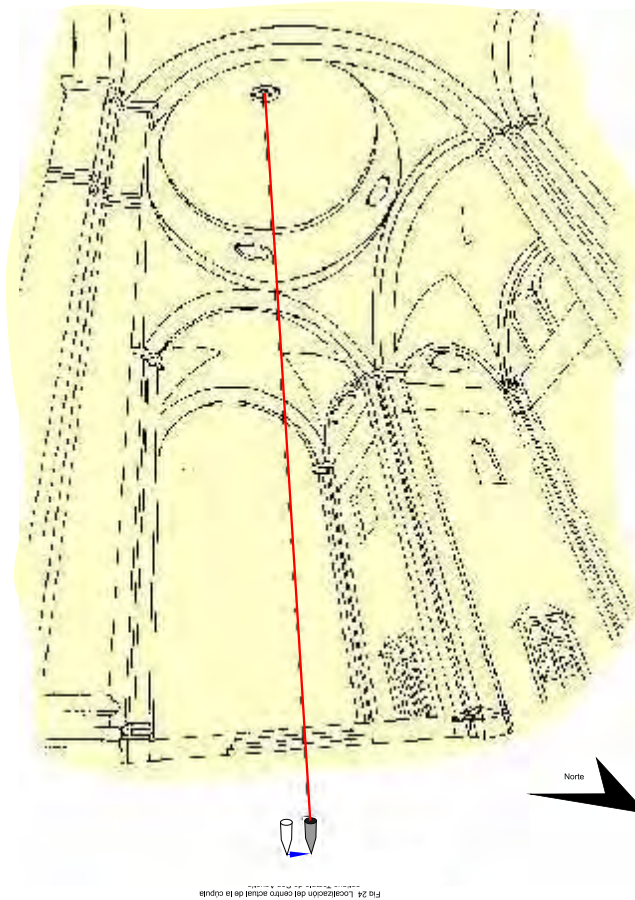


Fig. 24 Localización del centro geométrico de la cúpula

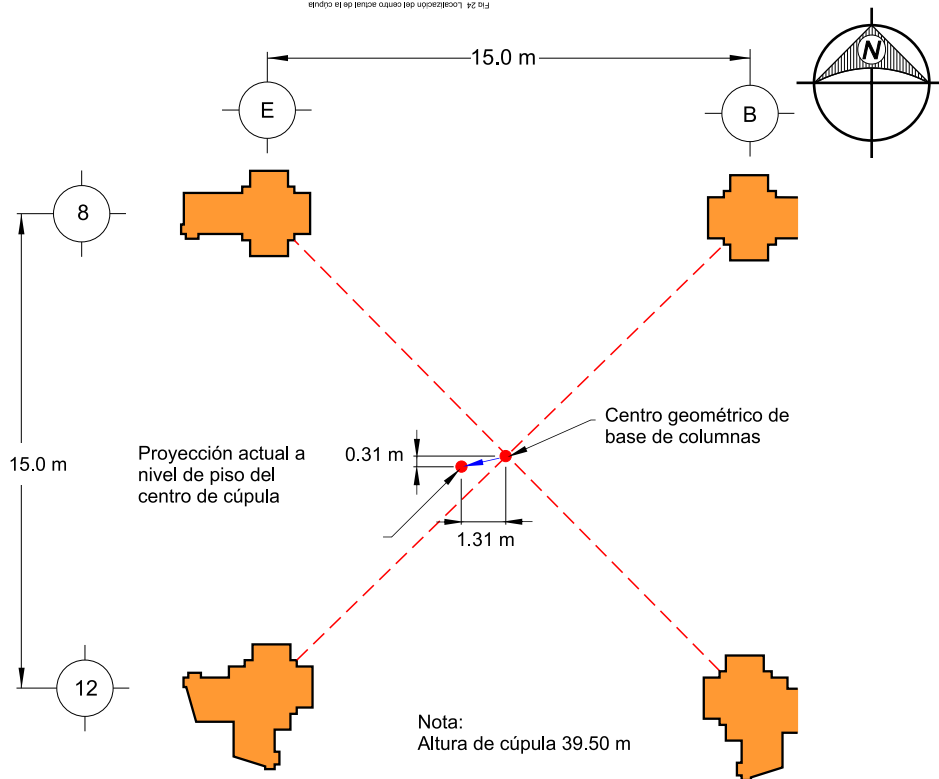


Fig. 6.3.10 Localización del centro de la cúpula en el antiguo Templo de San Agustín en enero de 1996



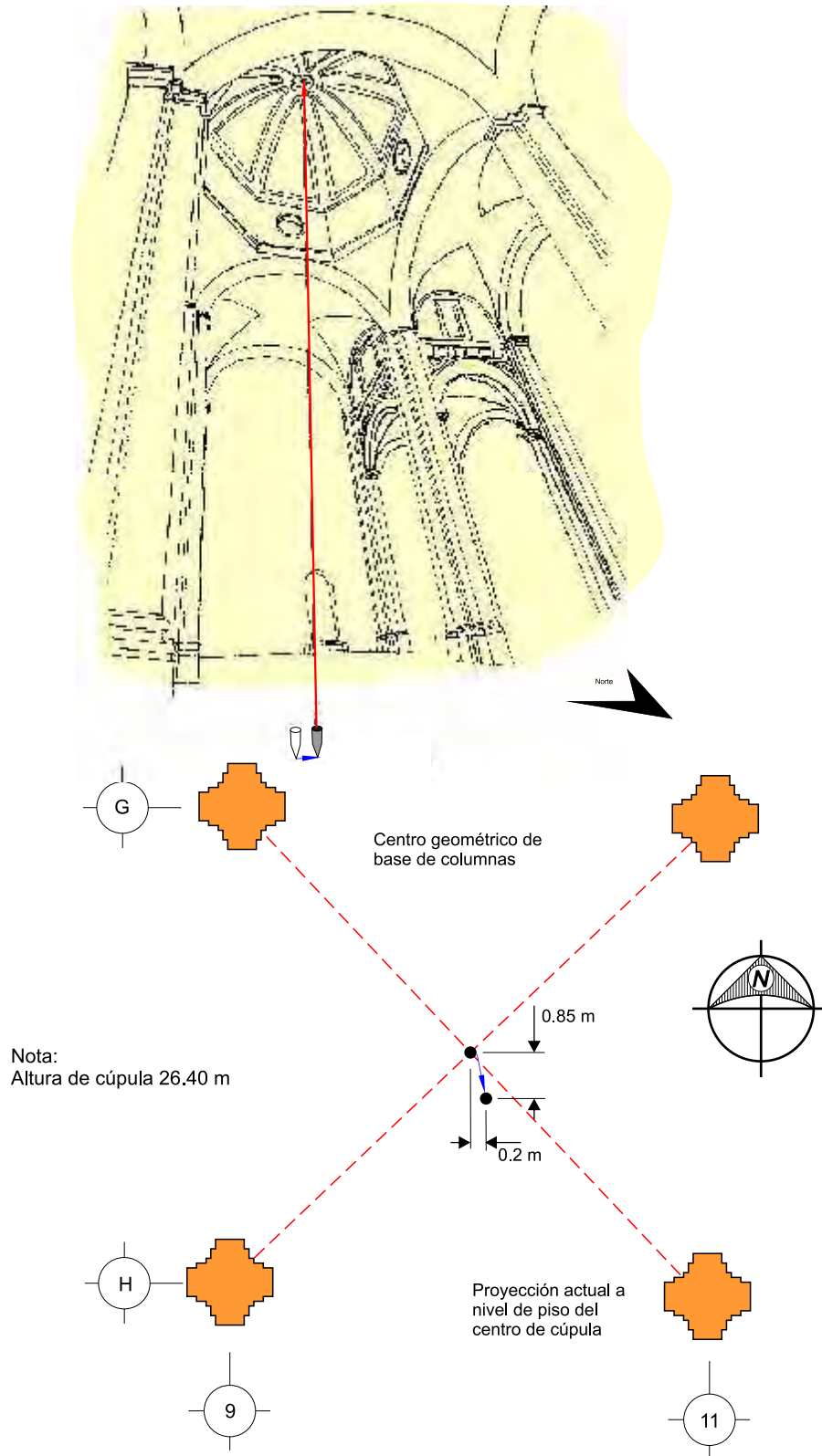
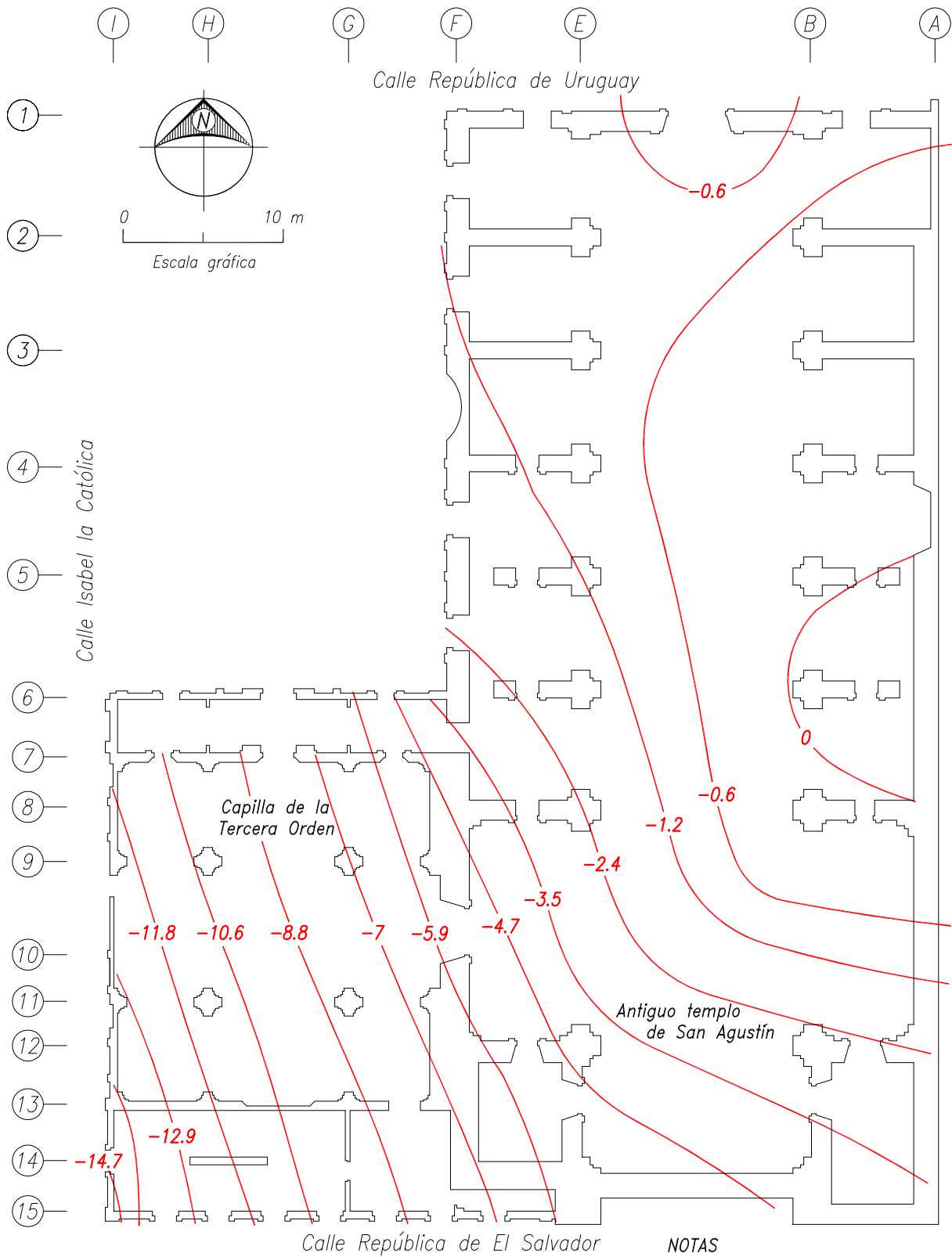


Fig. 6.3.11 Localización del centro actual de la cúpula en la Capilla de la Tercera Orden en enero de 1996



NOTAS  
 Datos tomados de las nivelaciones realizadas por la UNAM

Fig. 6.3.12 Curvas de igual velocidad de hundimiento diferencial anualizadas en mm/año para el periodo 09-sep-78 al 20-sep-95

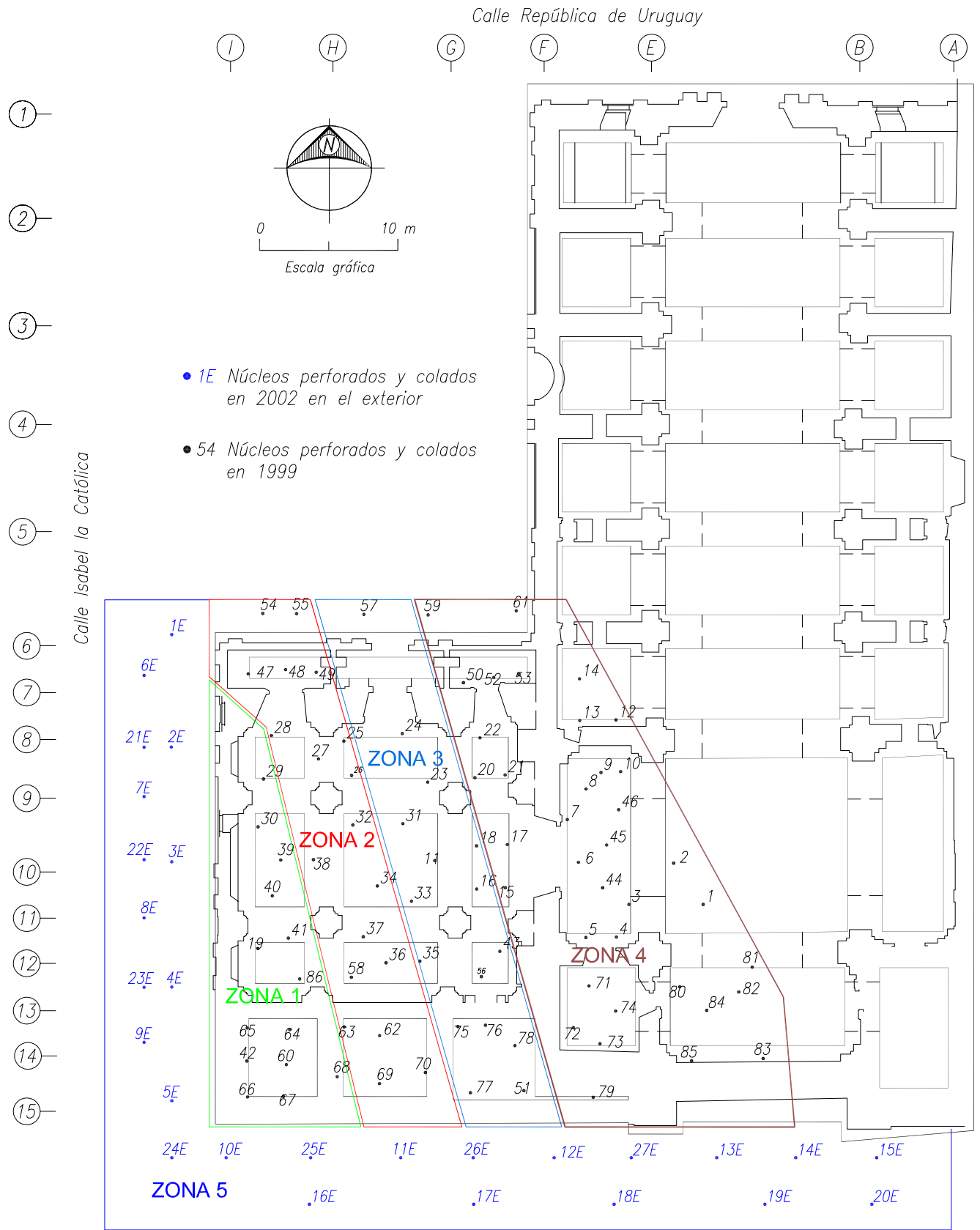


Fig. 6.3.13 Ubicación de los núcleos de inyección

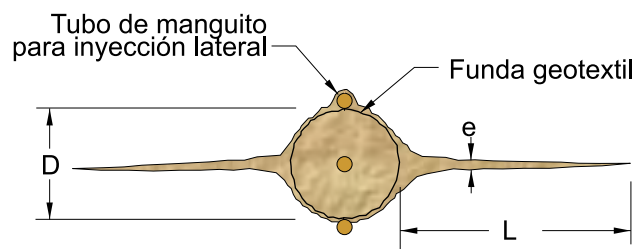
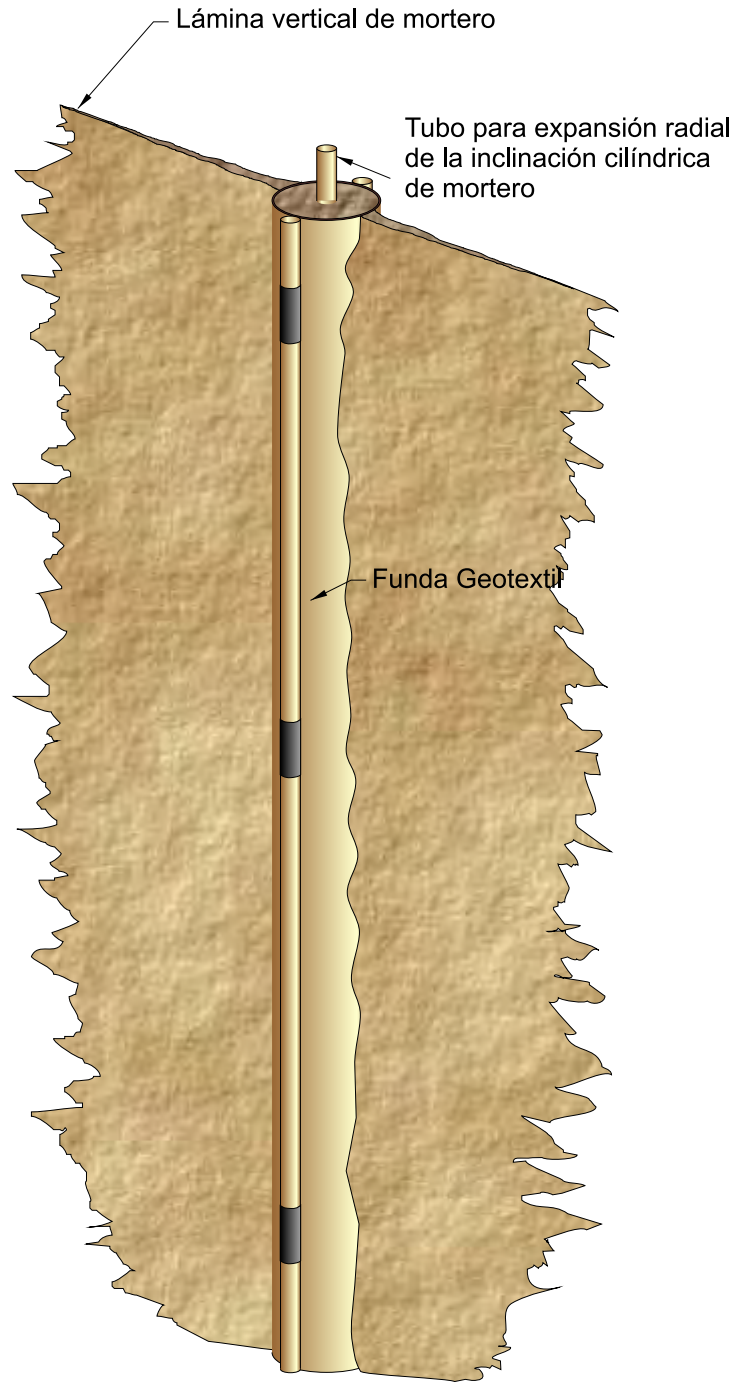
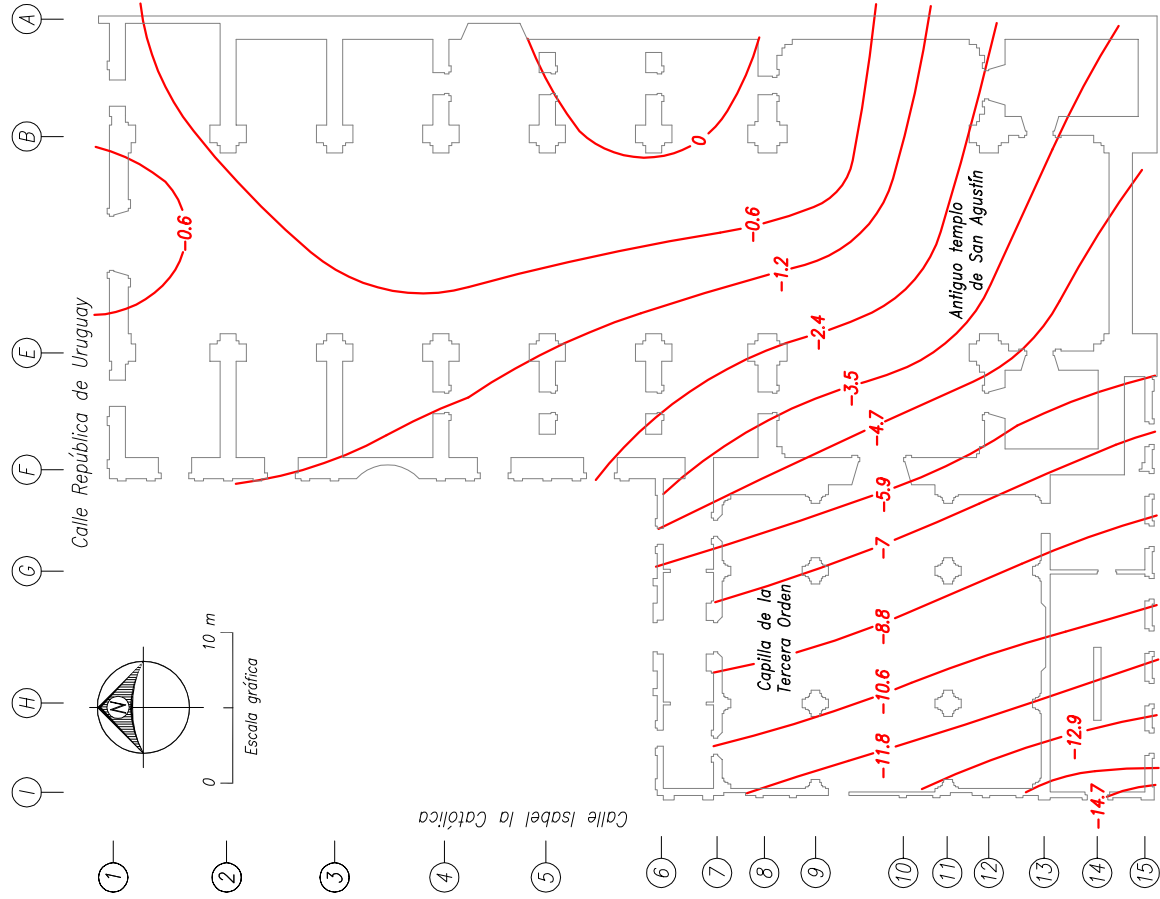
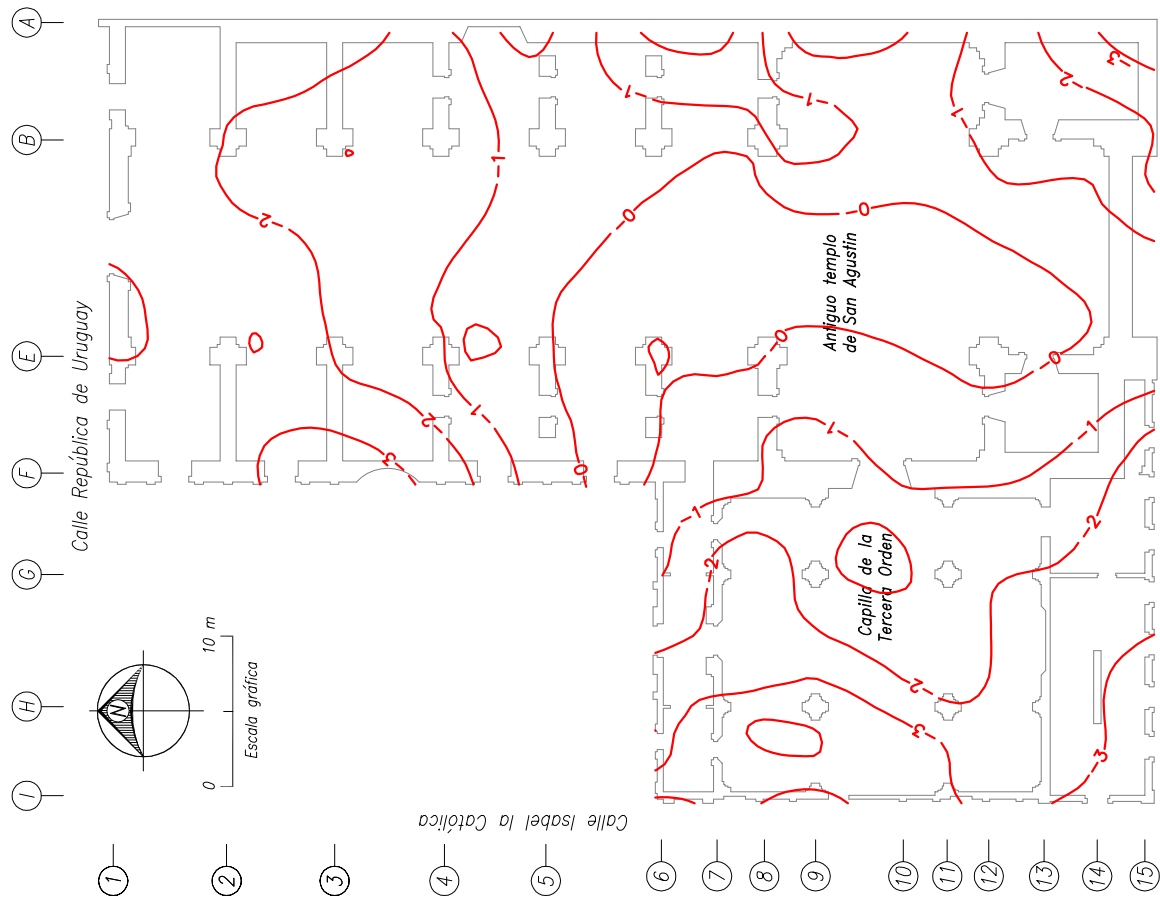


Fig. 6.3.14 Inclusión rígida y láminas de mortero lateral



a) Comportamiento inicial

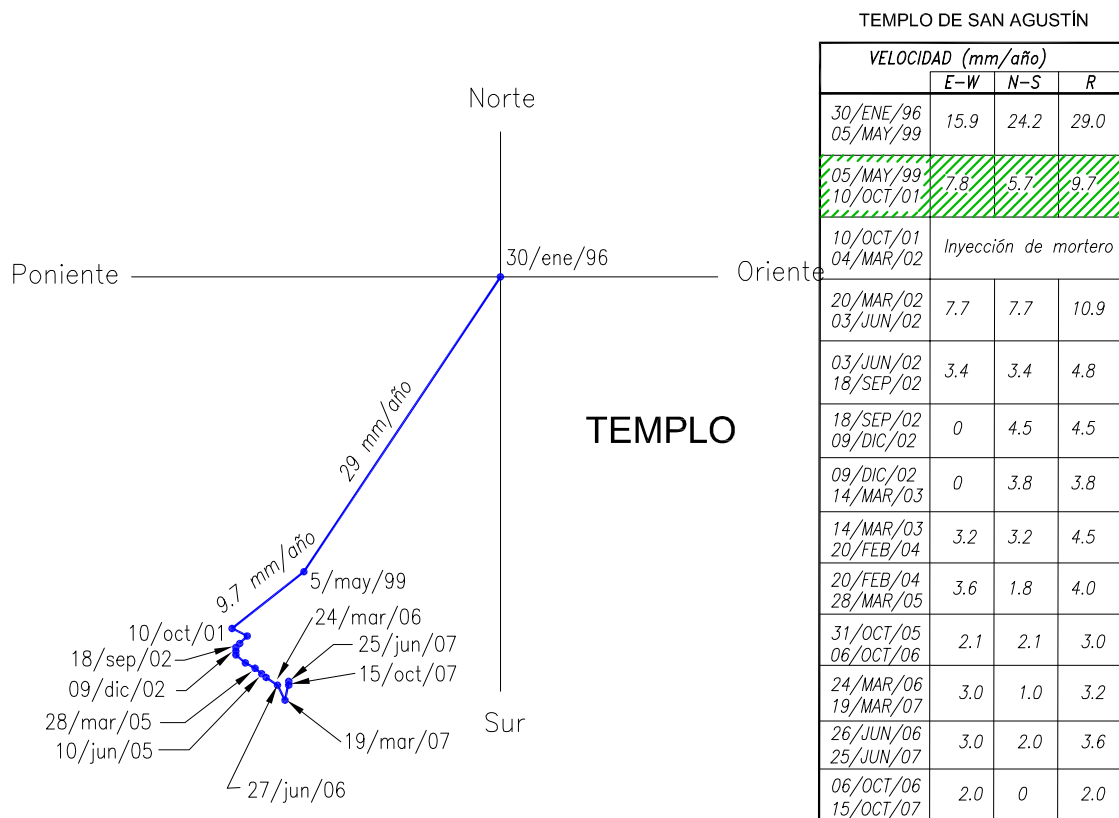
Curvas de igual hundimiento diferencial anualizadas en mm/año para el periodo 09-sep-78 al 20-sep-95



b) Comportamiento actual

Curvas de igual hundimiento diferencial anualizadas en mm/año para el periodo 06-oct-06 al 15-oct-07

Fig. 6.3.15 Comparación de velocidades de hundimiento anual

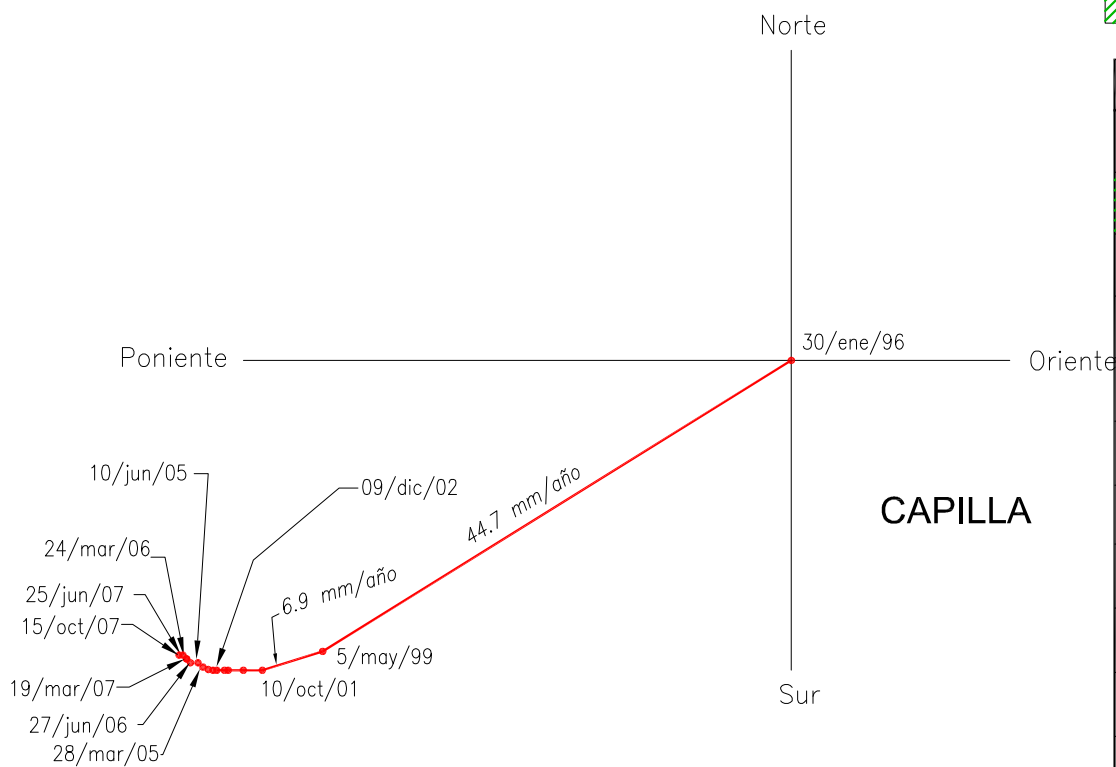


▨ PERIODO DE REFERENCIA

**CAPILLA DE LA 3a. ORDEN**

	VELOCIDAD (mm/año)		
	E-W	N-S	R
30/ENE/96 05/MAY/99	38.0	23.6	44.7
05/MAY/99 10/OCT/01	6.6	2.1	6.9
10/OCT/01 04/MAR/02	Inyección de mortero		
20/MAR/02 03/JUN/02	15.4	0.0	15.4
03/JUN/02 18/SEP/02	3.4	0.0	3.4
18/SEP/02 09/DIC/02	8.9	0.0	8.9
09/DIC/02 14/MAR/03	3.8	0.0	3.8
14/MAR/03 20/FEB/04	2.1	3.2	3.8
20/FEB/04 28/MAR/05	1.8	0.9	2.0
31/OCT/05 06/OCT/06	0	1.1	1.1
24/MAR/06 19/MAR/07	0	0	0
26/JUN/06 25/JUN/07	1.0	1.0	1.4
06/OCT/06 15/OCT/07	4.0	1.0	2.2

▨ PERIODO DE REFERENCIA



Notas:

- Primera etapa de inyección (8 de febrero de 1999 a 30 de abril de 1999)
- Segunda etapa de inyección (22 de octubre de 2001 a 8 de febrero de 2002)
- Tercera etapa de inyección (11 de febrero de 2002 a 4 de marzo de 2002)

Fig. 6.3.16 Trayectoria de las plomadas ubicadas en el centro de las cúpulas

## **6.4 TEMPLO DE SANTO DOMINGO**

### **6.4.1 Introducción**

El templo de Santo Domingo es lo que resta de lo que se conoció como el Convento Imperial de Santo Domingo, que al igual que muchos monumentos coloniales del Centro Histórico de la ciudad de México presenta daños estructurales crecientes provocados por el hundimiento regional, incluso los asentamientos diferenciales que manifiesta reducen su estabilidad estructural. El templo se encuentra al sur de la manzana delimitada por las calles de: República del Perú, República de Brasil, Belisario Domínguez y Leandro Valle; su colindancia norte está ocupada por propiedades privadas.

La construcción del convento se inició en 1527; “de la iglesia se ocuparon Claudio de Arciniega, Francisco Becerra y Juan de Alcántara (1557)..... En esos años se hizo de nuevo el claustro, pues, según esos arquitectos, el que existía se hallaba arruinado. La iglesia, consagrada en 1590, fue muy suntuosa..... Para 1720 se encontraba hundida y anegada, de tal manera que se decidió sustituirla por una nueva iglesia, que le fue encomendada a Pedro de Arrieta”. (Tovar de Teresa, 1991). También se dice que Lorenzo Rodríguez la concluyó en 1736.

El convento fue transformado en vecindad. “La principal destrucción del convento comenzó en abril de 1861; fue demolida la barda del atrio, la galería de arcos de la portería, la capilla del Tercer Orden y la capilla del Rosario y se abrió una calle estúpida: Leandro Valle, la cual, como decía Toussaint, no va a ningún lado ni viene de ninguno” (Tovar de Teresa, 1991), Fig. 6.4.1.

### **6.4.2 Recimentación de los Arquitectos Calderón**

Los Arquitectos Bernardo y José Luis Calderón Cabrera recimentaron el templo entre 1952 y 56. Así describen los daños que observaron en el templo de Santo Domingo (Calderón, 1957):

“Los apoyos de la iglesia se encontraban seriamente dañados; las cuarteaduras pasaban de lado a lado de los muros, y se distribuían con cierta simetría; en cada uno de los muros que cierran el crucero hacia las calles de Brasil y de Leandro Valle se encontraba una fractura vertical que se abría unos 20 cm desde la cimentación hasta la bóveda. En la fachada principal, dos cuarteaduras verticales abarcaban toda su altura”.

“El hundimiento de los apoyos produjo en bóvedas y arcos serias fracturas, casi siempre en sentido longitudinal o coincidiendo con las fallas de los muros”.

Los trabajos de refuerzo de la cimentación que los Arquitectos Calderón realizaron fueron:

“Se efectuaron: nivelación general y análisis de los esfuerzos que sufre la estructura. Analizando las causas y los empujes laterales, quedó manifiesta la necesidad de recimentar lateralmente, buscando que la estructura cerrase por sí misma sus fracturas principales”.

“Para lograrlo, se aligeró la cimentación en las crujías de las capillas, extrayendo rellenos de tierra bajo los pisos, y sobre las bóvedas; lo mismo se hizo con la bóveda del coro. En cambio se conservó la tierra bajo la nave principal del templo”.

“Se proyectó una cimentación rígida en sentido longitudinal, cerrándola transversalmente únicamente en las zonas del coro y del altar mayor. Se ligaron la plataforma de recimentación y los muros por medio de contratraves y cadenas, respectivamente”.

“El trabajo se ejecutó por secciones, procurando avanzar simétricamente respecto al eje longitudinal de la nave. En lo particular, se buscó dejar el trabajo terminado de concreto armado en cada tramo; es decir, al colado de losa de cimentación y contratraves seguía de inmediato el colado de la losa de apoyo del piso de capillas”.

“Como recurso adicional, en caso de que la cimentación no fuera suficiente para cerrar la bóveda, se proyectaron arcos elásticos de acero, capaces de soportar los empujes laterales. Hasta la fecha la cimentación se ha comportado con tal éxito que ha sido innecesario colocarlos”.

“A medida que avanzaba la recimentación, procedió la reparación de cuarteadoras en los muros. Para las mayores –muros extremos del crucero y fachada- se proyectaron castillos de amarre en forma de poste telegráfico, alternando los amarres horizontales de dentro hacia fuera y de abajo hacia arriba. Al mismo tiempo, se reconstruían los paramentos de cantera o tezontle. Las cuarteadoras menores se ligaron con amarres aislados y se retacaron con lajas de piedra y lechada de cemento y arena a presión”.

En las Figs. 6.4.2 y 6.4.3 se reproducen los dos importantes planos de los Arquitectos Calderón sobre su intervención en la cimentación, desafortunadamente sus detalles son poco claros, porque la reducción lo impide. En su folleto también describen los trabajos de refuerzo estructural que realizaron (Calderón, 1957).

Julieta Maldonado en su artículo sobre la conservación de los centros urbanos y templos menciona que “Durante la modernidad, el concreto se ha empleado exitosamente en la recuperación de edificios y de vías públicas. Al respecto, nos ilustran los arquitectos José Luis Calderón Cabrera y Alberto González del Pozo, así como el ingeniero Cesar Vargas, en orden cronológico”. En particular, sobre los trabajos realizados en el templo de Santo Domingo incluye los siguientes dos párrafos (Maldonado, 2002):

“Las bóvedas antiguas de San Francisco, Santo Domingo y la Concepción, hechas de materiales pétreos y construidas a comprensión, solían sufrir tensiones y tracciones por los hundimientos diferenciales laterales y los sismos, provocando la ruptura de la mampostería.

“Para que las bóvedas fueran capaces de soportar dicha tensión, los hermanos Calderón, José Luis y Bernardo, iniciaron en 1949 su reforzamiento, sin alterar su peralte al colocarles una tapa de concreto armado -por arriba y por debajo- sujeta mediante estribos perforados que permiten unir las varillas superior e inferior. Luego colaron una losita arriba y se hizo un aplanado por abajo. Lo que ya no puede resistir la bóveda por sí misma, ahora lo hace su "estuche de concreto" armado a comprensión, y acero a tensión”.



**Comentario.** El comportamiento de este templo hace evidente que el fenómeno del hundimiento regional ha superado la capacidad de la recimentación construida por los arquitectos Calderón.

### 6.4.3 Mediciones topográficas y estructurales

Estas mediciones se realizaron en octubre del 2003 la primera, en septiembre de 2005 la segunda y en octubre de 2007 la tercera. Los desplazamientos verticales del templo se definieron mediante los puntos instalados a nivel de plinto de las pilastras, consisten en pernos de acero inoxidable (TGC, 2003. No. 2726). Estos puntos se señalan en la Fig. 6.4.4.

**Configuración de dos referencias arquitectónicas.** Con las mediciones topográficas, referidas al banco de nivel profundo BNP-100 instalado en el atrio poniente de la Catedral Metropolitana, se pudo deducir las configuraciones de los planos arquitectónicos característicos: a) de los plintos 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.

La configuración del piso de feligresía en 2003 se muestra en la Fig. 6.4.5 se aprecia que las curvas de igual elevación indican que existe un asentamiento diferencial del orden de 40 centímetros entre los ejes 4 y 9 hacia el norte y de 20 cm al este, entre los ejes B y C. Por su parte la configuración del plano definido por los plintos de las pilastras en 2003 que se ilustra en la Fig. 6.4.6, muestra un asentamiento diferencial de 30 cm entre los ejes 4 y 9 en dirección norte y al oriente el diferencial es de 10 cm.

**Desplomo de las pilastras.** El desplomo que presentan las pilastras y la dirección hacia donde están inclinadas se determinó con una plomada óptica y estatal con graduación de un milímetro. En la Fig. 6.4.7a se han representado como vectores los desplomos medidos en octubre de 2003 en cada una de las pilastras. El desplomo medido en las pilastras indica que todas están inclinadas hacia el norte, las que presentan el mayor desplomo en esa dirección son la B-9 y C-9 con un valor medio de 1.22%, la inclinación de las demás tiene valores de 0.30 a 0.67%. Pero los desplomos de todas las pilastras son mayores hacia el oriente, las del eje B tienen valores de 1.05 a 1.66% y las del eje C tienen desplomos de 1.91 a 2.37%. Por su parte en la Fig. 6.4.7b están los desplomos medidos en septiembre de 2005, al comparar estos valores con los determinados dos años antes, muestran que el templo se ha deformado de manera irregular: en general se podría decir que los incrementos de inclinación son pequeños e incluso que en algunas de las columnas hubo cierta disminución; por el contrario, la columna C-8 aumentó su inclinación en 0.34%, lo cual implica señalar que esta parte del templo aparentemente se deforma con mayor velocidad.

En la Fig. 6.4.8a se anotan los desplomos medidos en octubre de 2007, los cuales comparados con los de septiembre de 2005, muestran pequeños decrementos en el eje C y algunos aumentos menores en el eje B. Pero al comparar las mediciones de 2003 con las del 2007, la Fig. 6.4.8b muestra que todos los desplomos del eje C crecieron, pero sólo fue importante el correspondiente del eje transversal N° 5 que aumentó en 0.31%; por su parte en el eje B todos los desplomos crecieron entre 0.15 y 0.41%.

La diferencia de desplomos de pilastras del eje C respecto a las del eje B ha provocado que los arcos se abran a nivel de impostas generando el agrietamiento de la bóveda, el cual se concentra hacia el nororiente del templo, como lo muestra la Fig. 6.4.9.

**Hundimientos diferenciales.** La Fig. 6.4.10 define las curvas de igual velocidad de hundimiento en milímetros por año deducidas de las mediciones topográficas entre octubre del 2003 y septiembre del 2005. De la figura se deriva que el hundimiento promedio es de unos 53 mm/año, que el hundimiento mínimo es de 50 y el máximo de 57 mm/año; en cuanto a las esquinas, se asientan entre 55 y 57 mm/año.

La Fig. 6.4.11 define las curvas de igual velocidad de hundimiento en milímetros por año deducidas de las mediciones topográficas entre octubre del 2003 y octubre del 2007. De la misma se deriva que el hundimiento mínimo es de 46 y el máximo de 51 mm/año; en cuanto a las esquinas, se asientan entre 48 y 50 mm/año.

#### 6.4.4 Características del subsuelo

**Trabajos de exploración.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el templo de Santo Domingo se realizaron tres sondeos de cono eléctrico, un sondeo inalterado selectivo para obtener las muestras que se ensayaron en el laboratorio, además se realizaron dos sondeos con piezocono y se instalaron dos tubos de observación; la ubicación de todos los sondeos realizados en 2003 y 2007 se muestra en la Fig. 6.4.4.

**Interpretación estratigráfica.** A partir de la resistencia a la penetración del cono medida en el sondeo realizado en 2003 (Fig. 6.4.12a) se describen los estratos característicos: a) los Rellenos artificiales se encuentran de 0 a 9.0 m de profundidad constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y restos de pisos, b) la Costra superficial está de 9.0 a 11.2 m, formada por limo arcilloso preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena fina pumítica e intercalaciones de arcilla de baja compresibilidad, c) la Formación Arcillosa Superior se encuentra de 11.2 a 33.5 m, la resistencia al corte medida con el cono aumenta con la profundidad, con valores mínimos de 7 kg/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar máximos de 25 kg/cm<sup>2</sup>, d) la Capa Dura se encontró entre 33.5 y 38.0 m de profundidad y e) la Formación Arcillosa Inferior de 38.0 a 51.4 m, está constituida por arcilla preconsolidada por el bombeo profundo y e) los Depósitos Profundos se identifican a partir de los 51.6 m de profundidad.

**Compresibilidad de las arcillas.** La compresibilidad de las arcillas del sitio fue definida mediante las pruebas de consolidación realizadas, vale destacar que la relación de preconsolidación (OCR) resultó que varía entre 1.1 y 1.4, este valor cercano a la unidad también se deriva de la correlación de la variación de la resistencia de penetración de la punta del cono eléctrico con el módulo de deformabilidad de las arcillas (Santoyo et al, 1989); lo cual caracteriza a este subsuelo como muy susceptible a deformarse por cambios en la presión que soporta y que inevitablemente se presentará por los cambios en presión del agua intersticial o piezométrica.

**Condiciones piezométricas.** En la Fig. 6.4.12b se presenta la distribución de la presión en el agua medida en 2003 con el de piezocono. La línea continua representa la distribución hidrostática referida al nivel freático a 2.9 m bajo la superficie; desde esta profundidad y hasta 10.5 m, la condición piezométrica actual es casi hidrostática hasta unos 20 m de profundidad, debajo de la cual disminuye hasta alcanzar en la Capa Dura a 33.5 m de profundidad una pérdida de presión de 24.5 t/m<sup>2</sup>. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión registrada es de 33.0 t/m<sup>2</sup>. 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. 6.4.12b, lo 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.

La medición con el piezocono de 2007 se presenta en la Fig. 6.4.13, la que comparada con la medida en 2003 permite afirmar que se ha presentado una ligera disminución de la presión piezométrica, el plazo es de apenas cuatro años; sin embargo, permite hacer una predicción ligeramente más favorable.

#### **6.4.5 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 terminaran 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 área oriente del templo de Santo Domingo será del orden de 1.1 m y en el lado poniente de unos 92 cm como se muestra en la Fig. 6.4.14. La figura ilustra las curvas teóricas de igual asentamiento total 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 nororiente y al suroriente.

**Efecto de los asentamientos.** Los asentamientos diferenciales implícitos provocarán incremento en los desplomes 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 unos 20 años se estima que el muro oriente de la nave incrementará su desplome hacia el este en un 0.4% adicional al actual.

#### **6.4.6 Recomendaciones geotécnicas**

Considerando las diferencias entre las mediciones de octubre del 2003 y septiembre del 2005 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, aunque se trate de un análisis preliminar la estimación de los asentamientos futuros señala, que se debe vigilar el comportamiento de este monumento para su conservación.

**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.

**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 pernos de acero inoxidable instalados en las pilastras; esas nivelaciones deberán estar referidas al banco nivel profundo ubicado de 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.

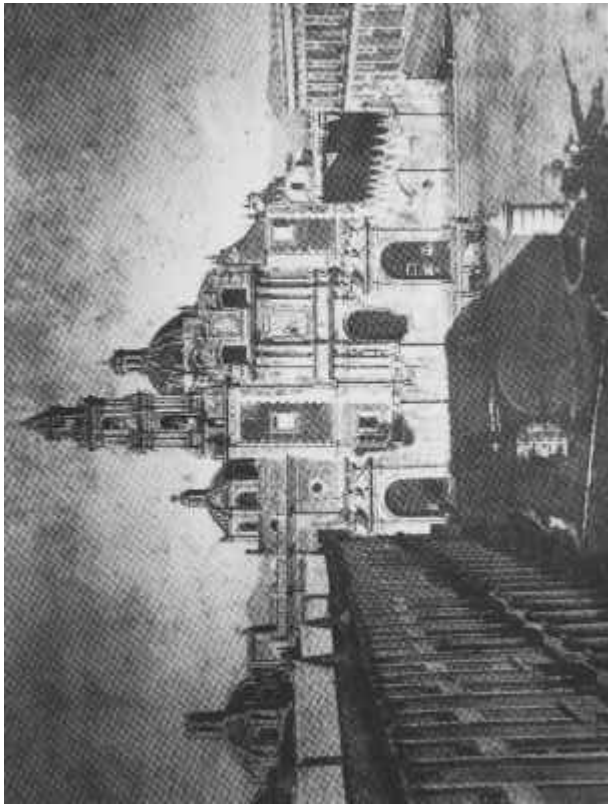
**Acciones a mediano plazo.** En caso de que el desplomo de las pilastras del muro norte siga creciendo se deberá realizar el tratamiento del subsuelo. Esto implica la elaboración del proyecto ejecutivo del tratamiento de endurecimiento del subsuelo para tratar de uniformar los asentamientos diferenciales futuros; esto se podrá lograr mediante la conformación de inclusiones rígidas de 30 cm de diámetro desplantadas a 34.0 m de profundidad, complementadas con inyección de mortero para la formación de láminas complementarias. La Fig. 6.4.15 muestra la ubicación preliminar de las inclusiones que se propone colocar, se deberá también conformar una junta constructiva con las estructuras colindantes que se encuentran al norte del templo.

#### **6.4.7 Conclusiones**

a) Las mediciones de los incrementos de inclinación de las columnas y de los hundimientos diferenciales entre octubre de 2003 y octubre de 2007 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 asegurarse que no se desprendan aplanados y menos dovelas de alguno de los arcos, que aseguren su integridad y eviten riegos a los feligreses del templo. Se propone también abrir calas de exploración para precisar en que consistieron los refuerzos de la cimentación que diseñaron y construyeron los Arquitectos Bernardo y José Luis Calderón entre los años 1952 al 56.

c) La información recopilada permite decir que para la conservación de este monumento colonial es conveniente elaborar un Proyecto Ejecutivo del endurecimiento del subsuelo que uniformice en lo posible los hundimientos diferenciales, el cual estará conformado por inclusiones rígidas e inyección complementaria. La Fig. 6.4.15 muestra lo que se podrá realizar; una vez que sea conciliada con el análisis estructural para precisar su número y localización.



Esta soberbia fotografía de *Julio Michaud* (c. 1855) nos muestra el conjunto dominicano en los años anteriores a su destrucción. Se aprecian con precisión la barda del atrio y las dos puertas de ingreso, enlucidas, adornadas con un frontón roto y con un escudo de la orden dominica. Se ve también la planta alta de la arquería, por la cual se accedía al convento y que servía de biblioteca, como en *San Francisco*. También se aprecian, a la izquierda, la cúpula del Tercer Orden, obra de *Lorenzo Rodríguez*, e inmediata a la torre, la de la capilla del Rosario, reconstruida a fines del siglo XVIII.



Litografía de *Iriarte* que nos muestra cómo se veía *Santo Domingo* en mayo de 1861.



La plaza de *Santo Domingo* hacia 1870. La calle de *Leandro Valle*, que corre por el costado izquierdo del templo, consumó la segregación de iglesia y convento Dominicos y este último ya fue vendido a particulares iniciándose así su degradación.



Fotografía que muestra la portería del convento que fue reconstruida para cerrar la perspectiva hacia la calle de *Leandro Valle*. Se hizo como parte del arreglo de la plaza, en ocasión de la *XIX Olimpiada*.

Fig. 6.4.1 Destrucción del Convento de Santo Domingo (*Tovar de Teresa, 1991*)

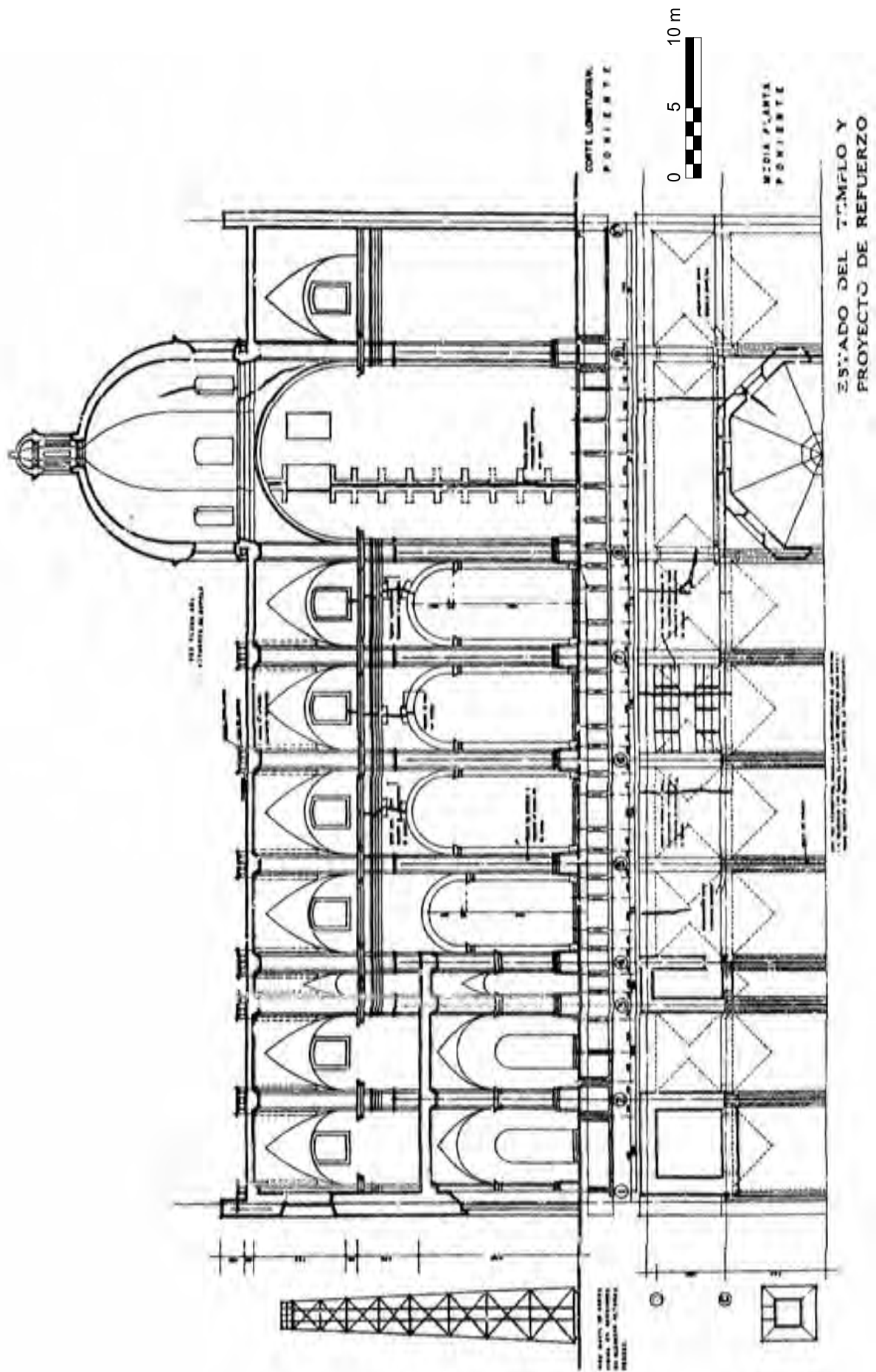


Fig. 6.4.2 Reparación y conservación de edificios históricos en la Ciudad de México  
 Templo de Santo Domingo (Calderón, 1957)

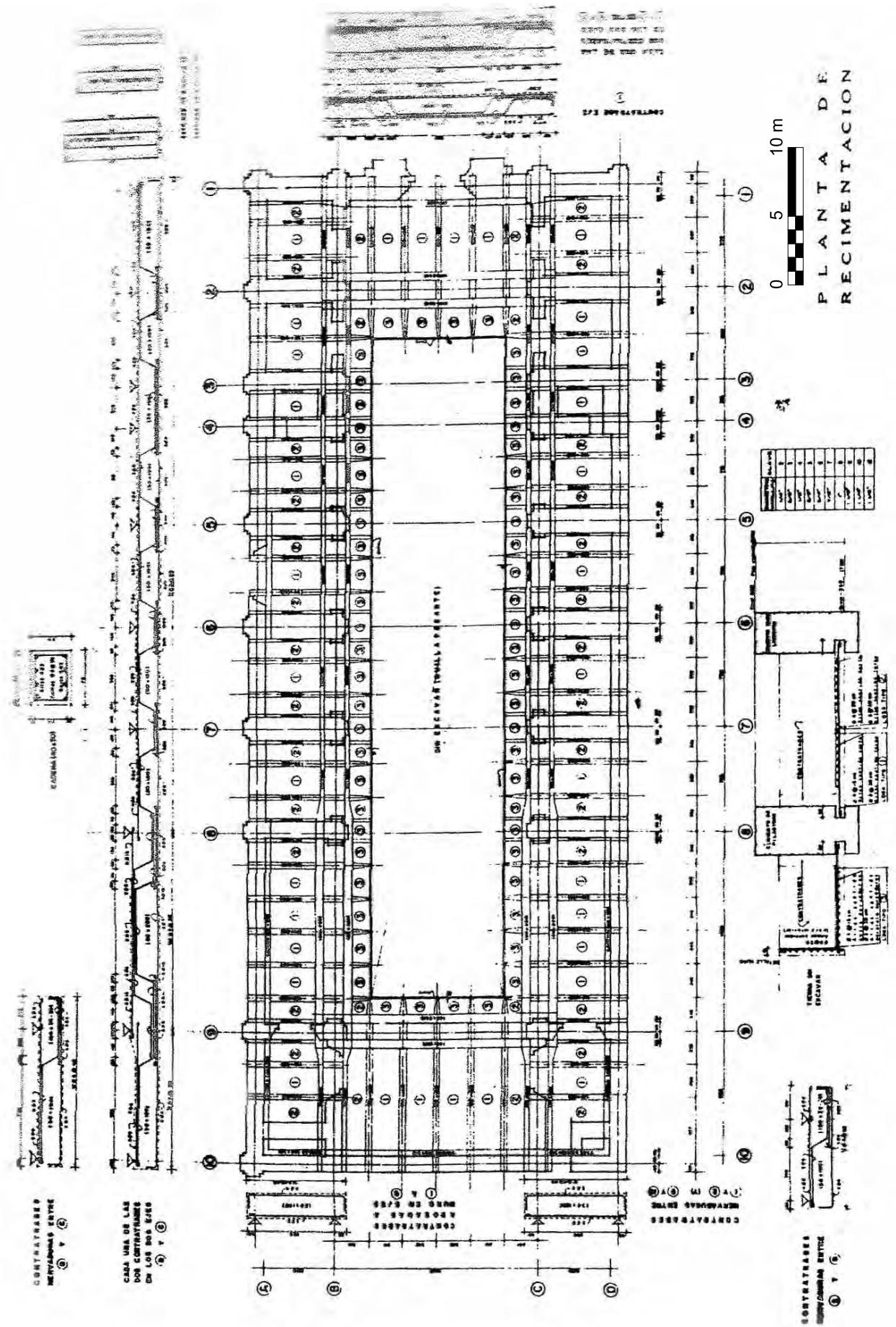
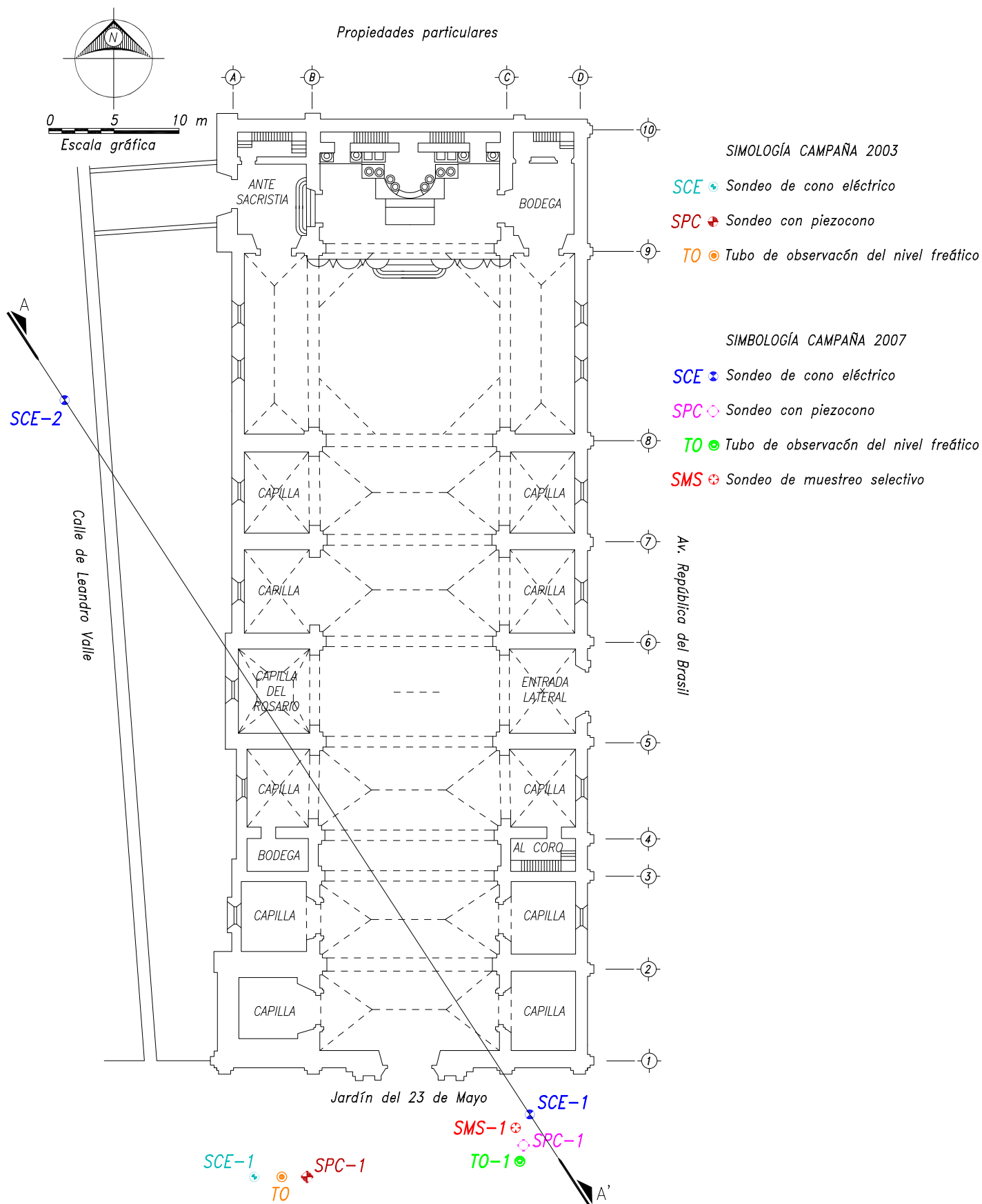


Fig. 6.4.3 Reparación y conservación de edificios históricos en la Ciudad de México  
Templo de Santo Domingo (Calderón, 1957)



**Fig. 6.4.4** Ubicación de sondeos  
Templo de Santo Domingo



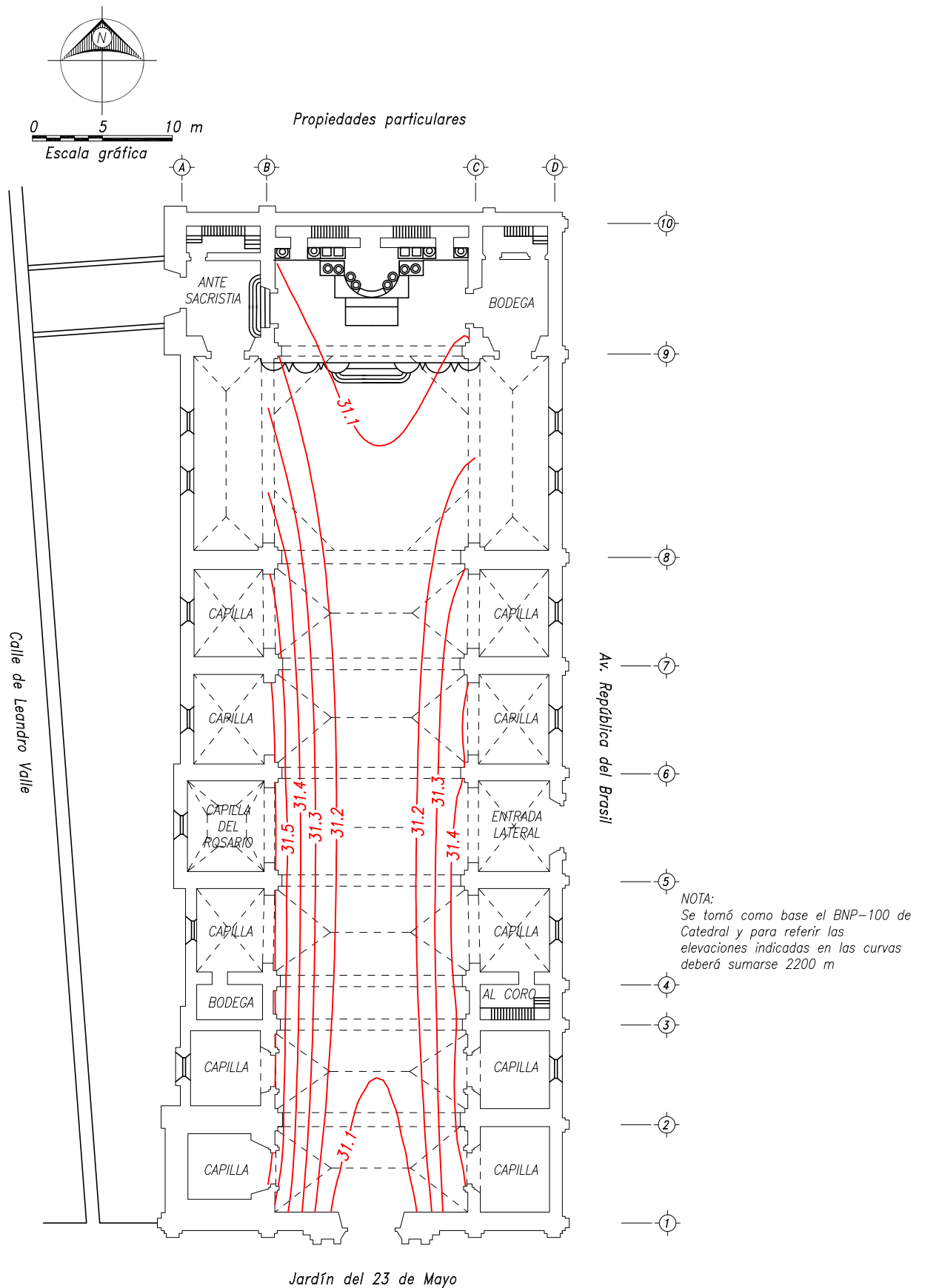


Fig. 6.4.5 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía, Oct. 2003, Templo de Santo Domingo

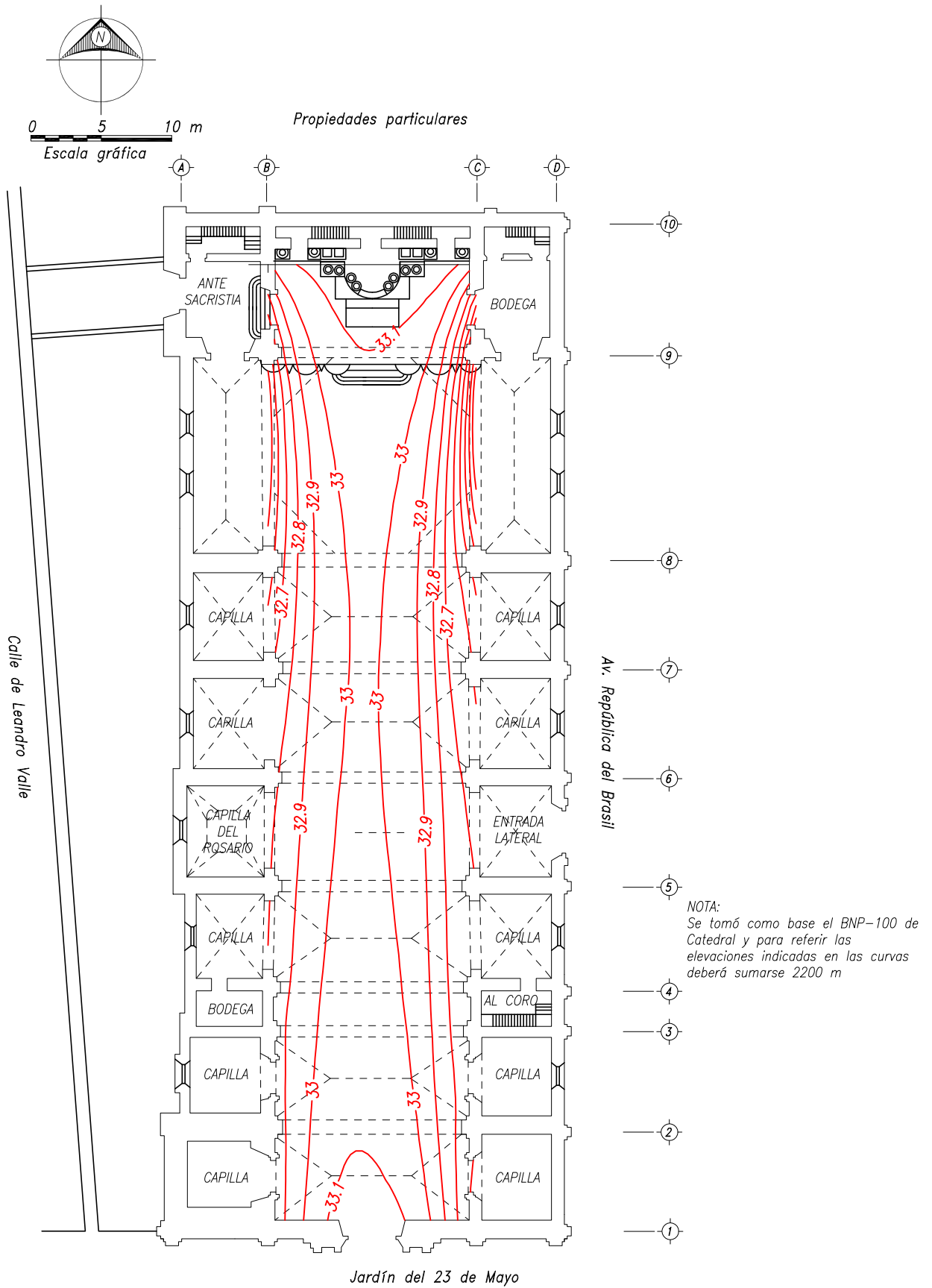


Fig. 6.4.6 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por los plintos, Oct. 2003, Templo de Santo Domingo

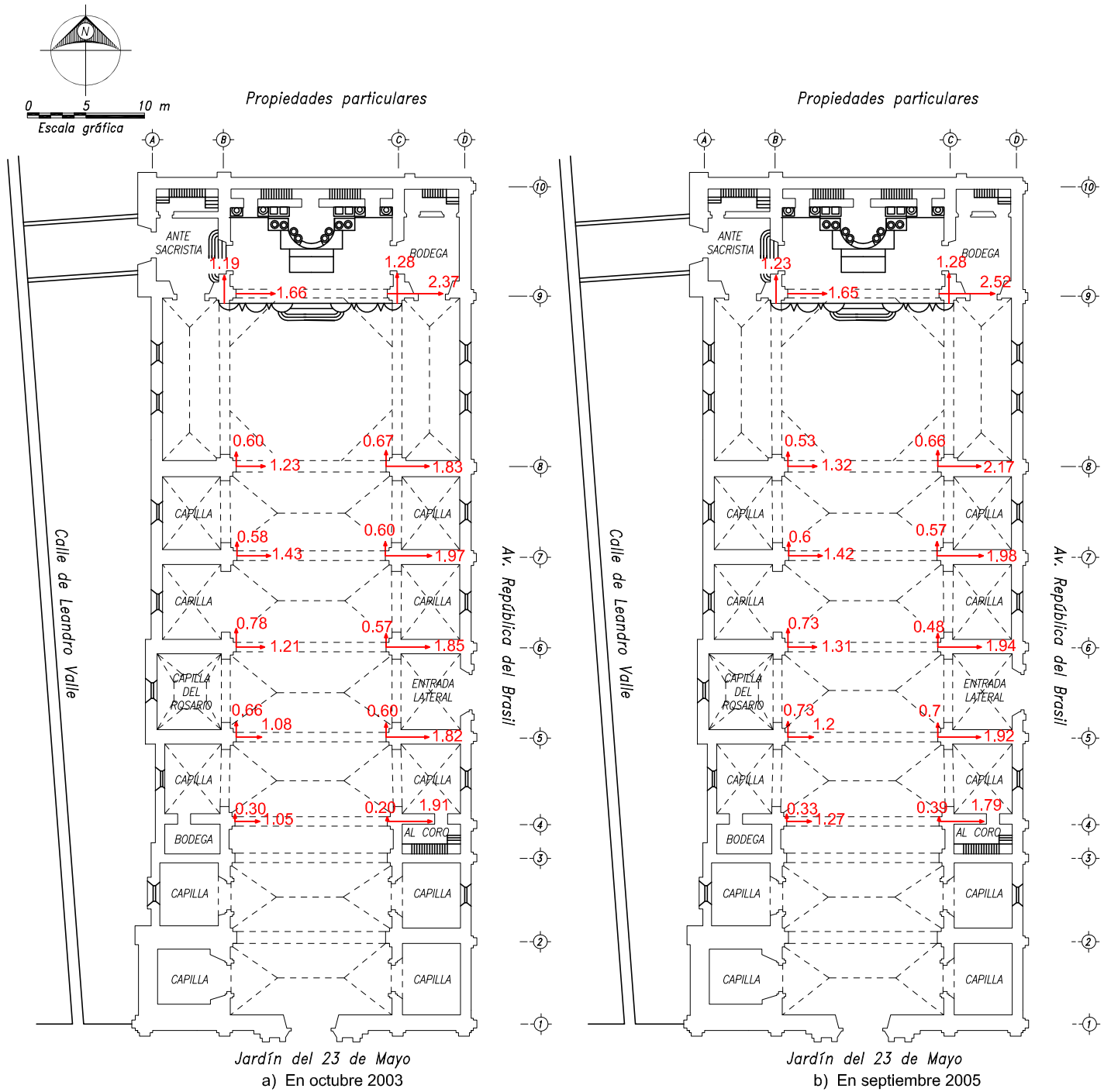
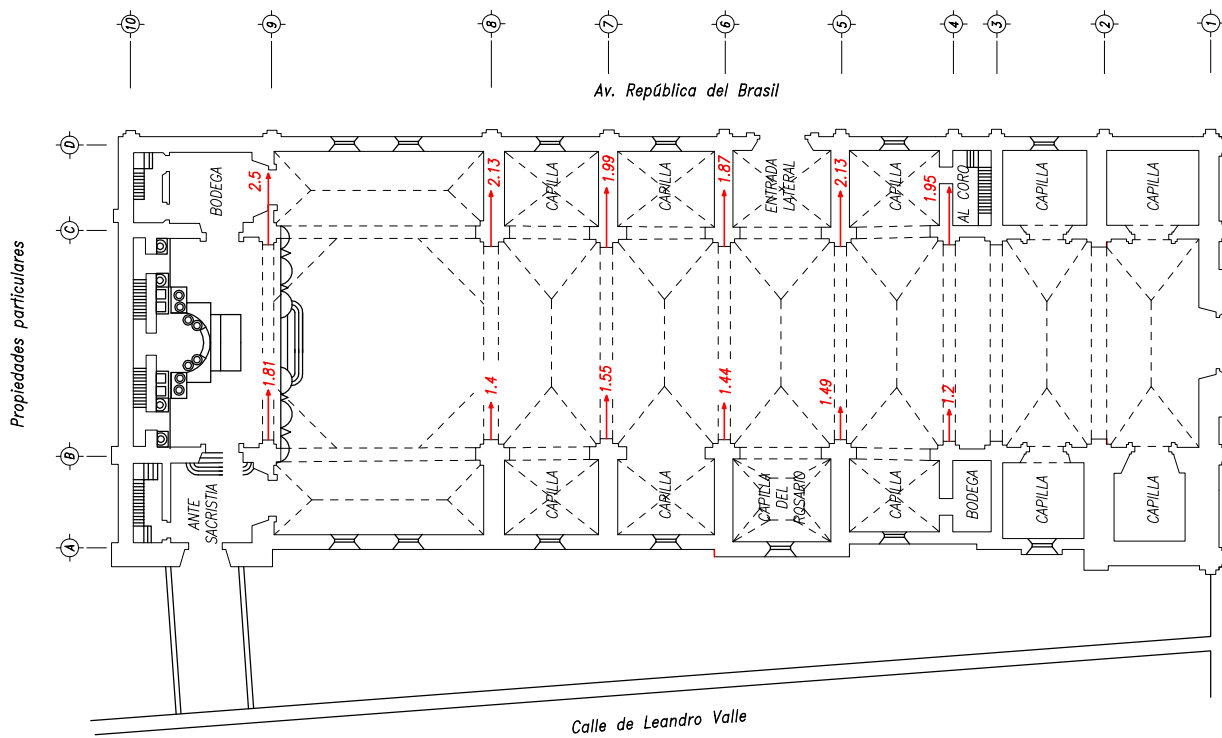
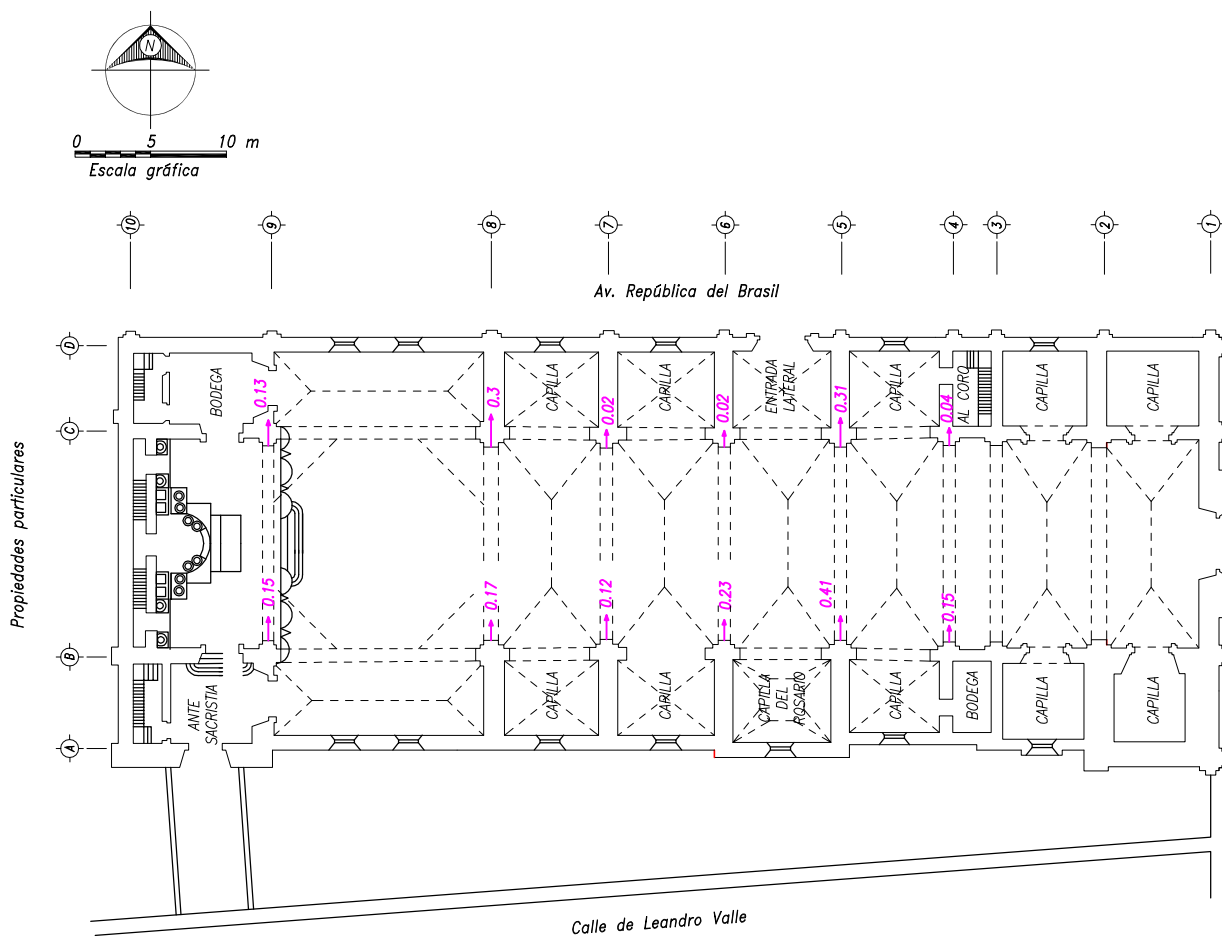
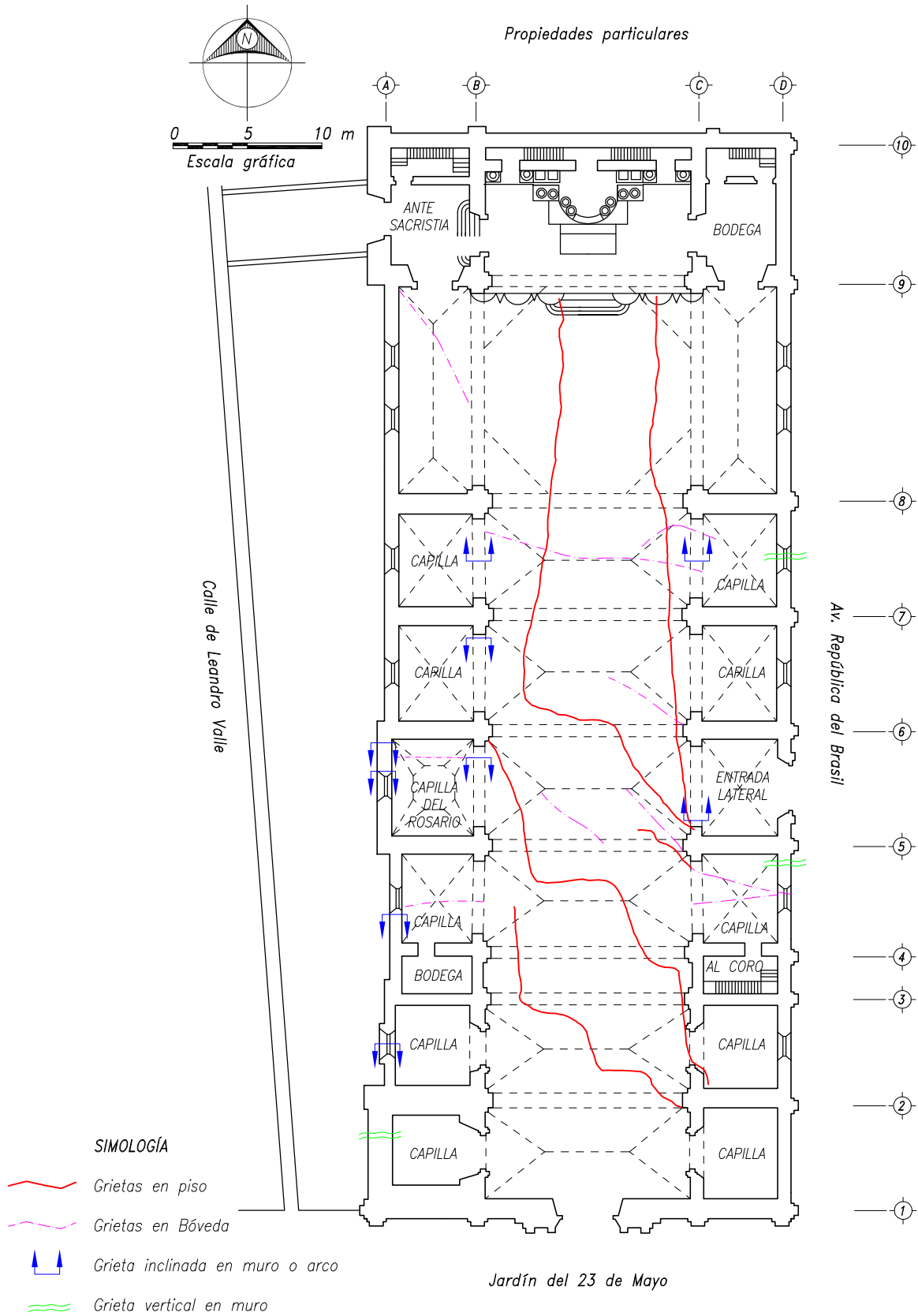


Fig. 6.4.7 Dirección del desplomo de las pilastras  
Templo de Santo Domingo



**Fig. 6.4.8 Desplomos e incrementos en el desplomo de las pilastras**  
**Templo de Santo Domingo**



**Fig. 6.4.9** Ubicación de grietas, Templo de Santo Domingo

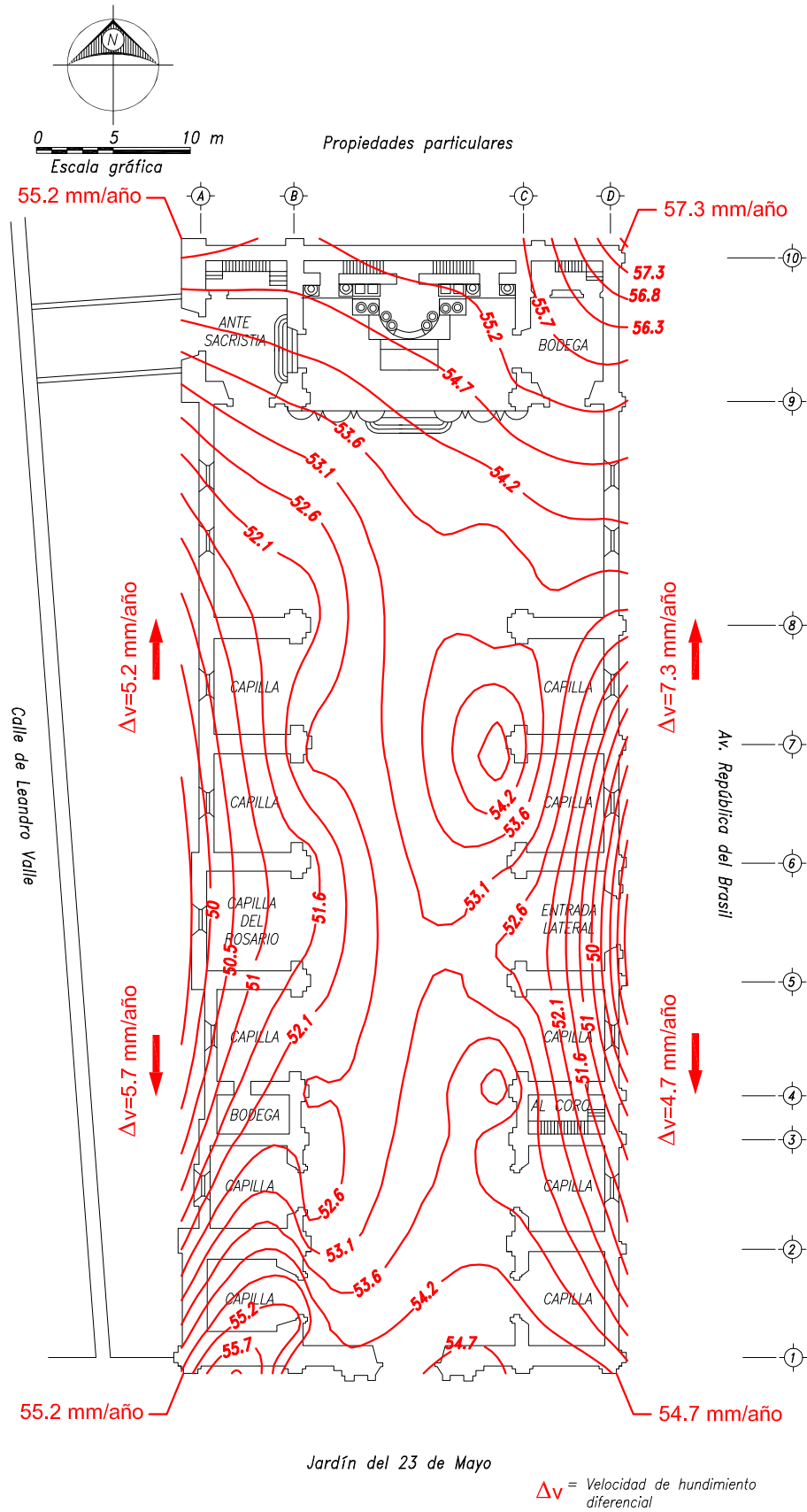


Fig. 6.4.10 Curvas de igual velocidad de hundimiento en mm/año, del periodo octubre 2003 a septiembre 2005  
Templo de Santo Domingo

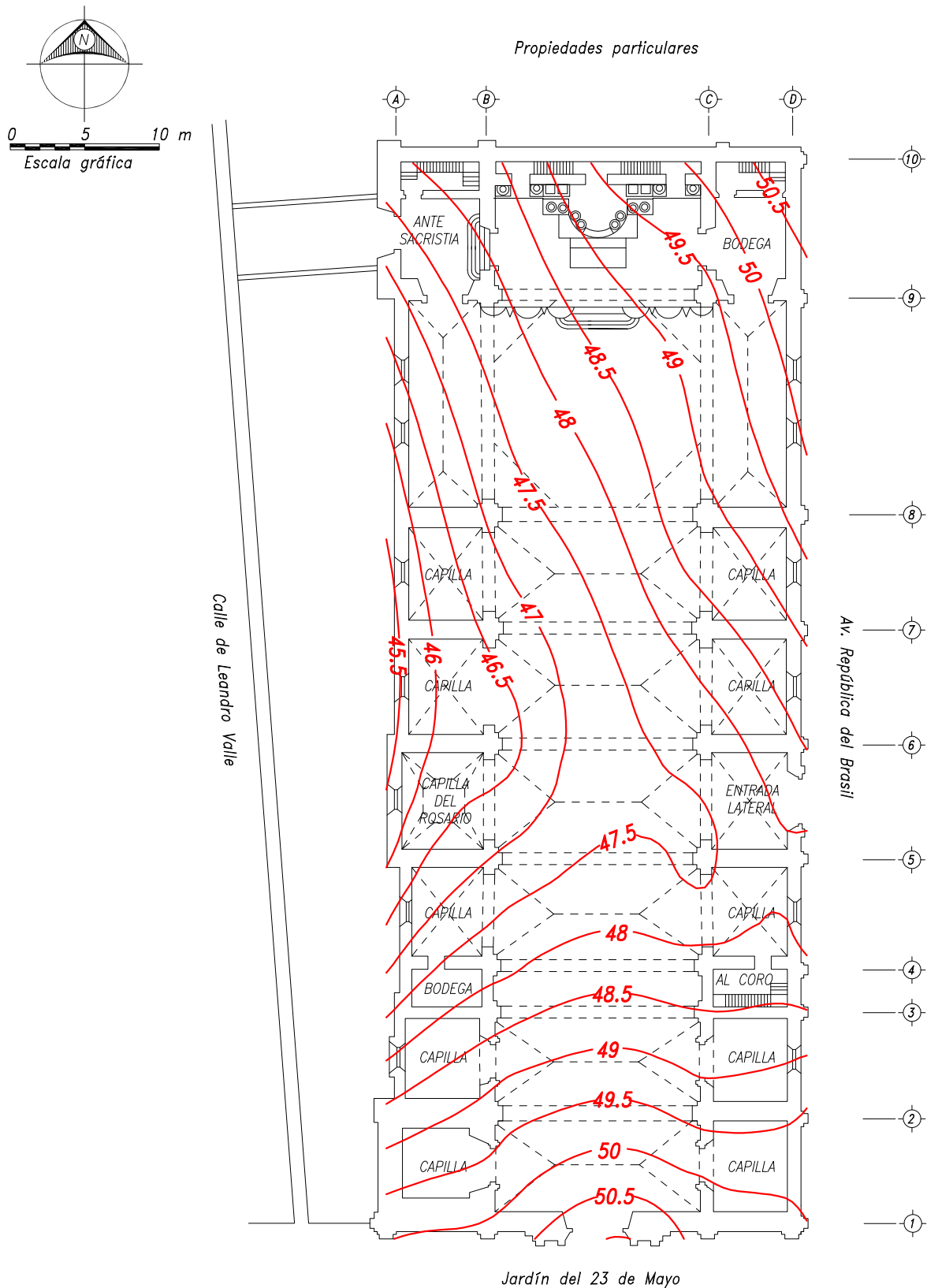
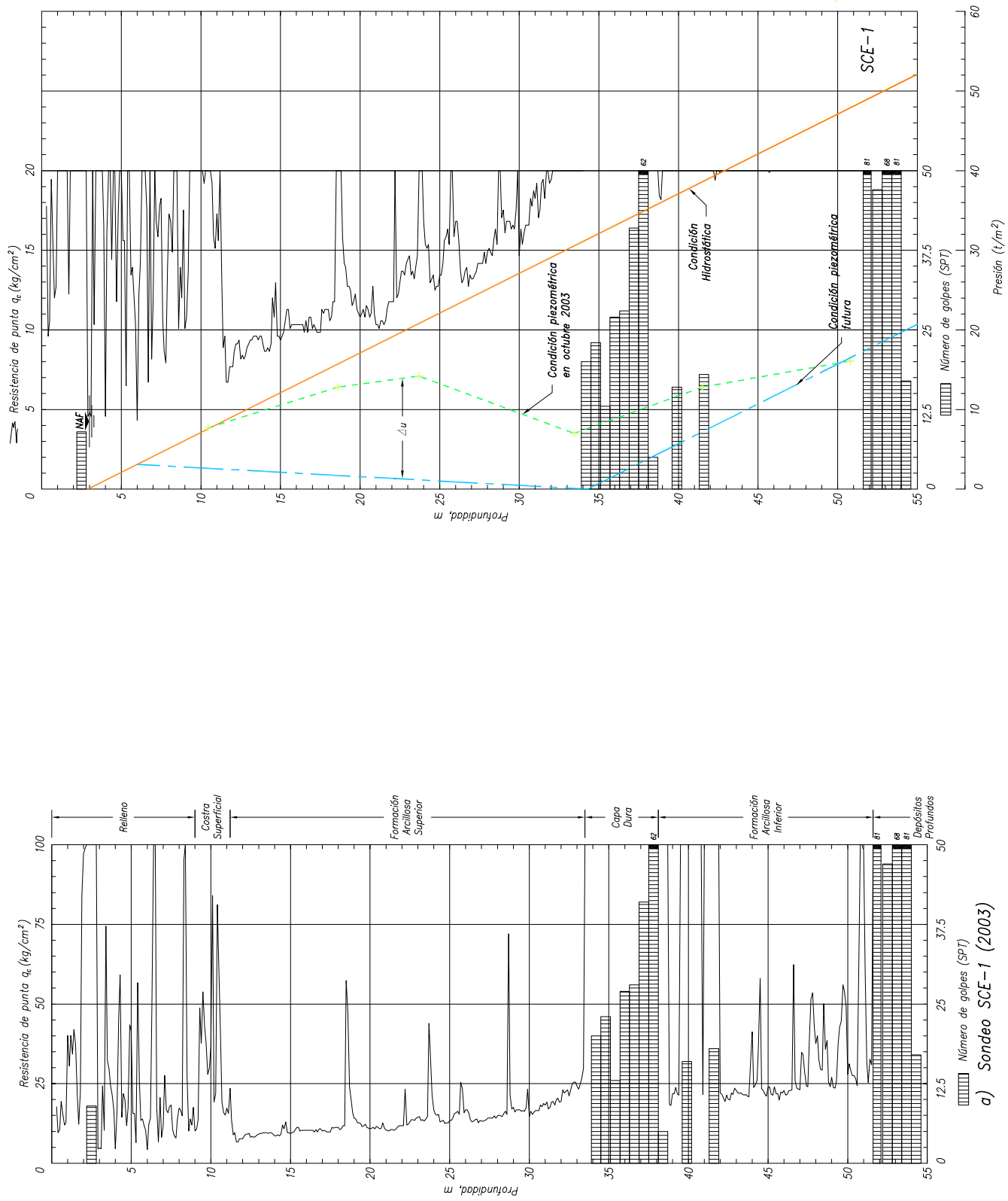


Fig. 6.4.11 Curvas de igual velocidad de hundimiento en mm/año para el periodo 10-oct-2003 al 16-oct-2007  
Templo de Santo Domingo



a) Medición piezométrica

Fig. 6.4.12 Registro de sondeo de cono eléctrico y condiciones piezométricas (2003)  
Templo de Santo Domingo



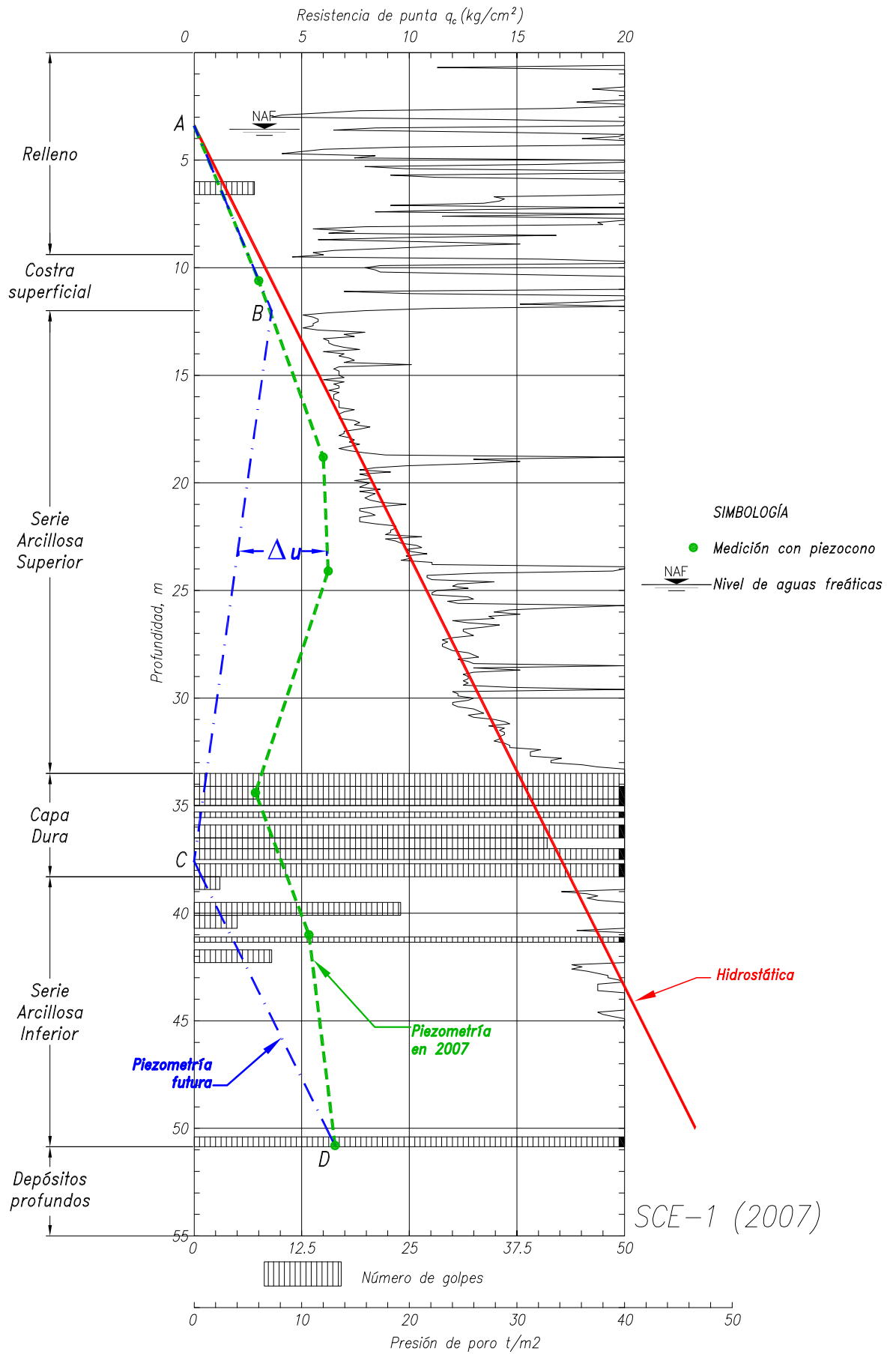


Fig. 6.4.13 Condiciones piezométricas en el sitio en 2007

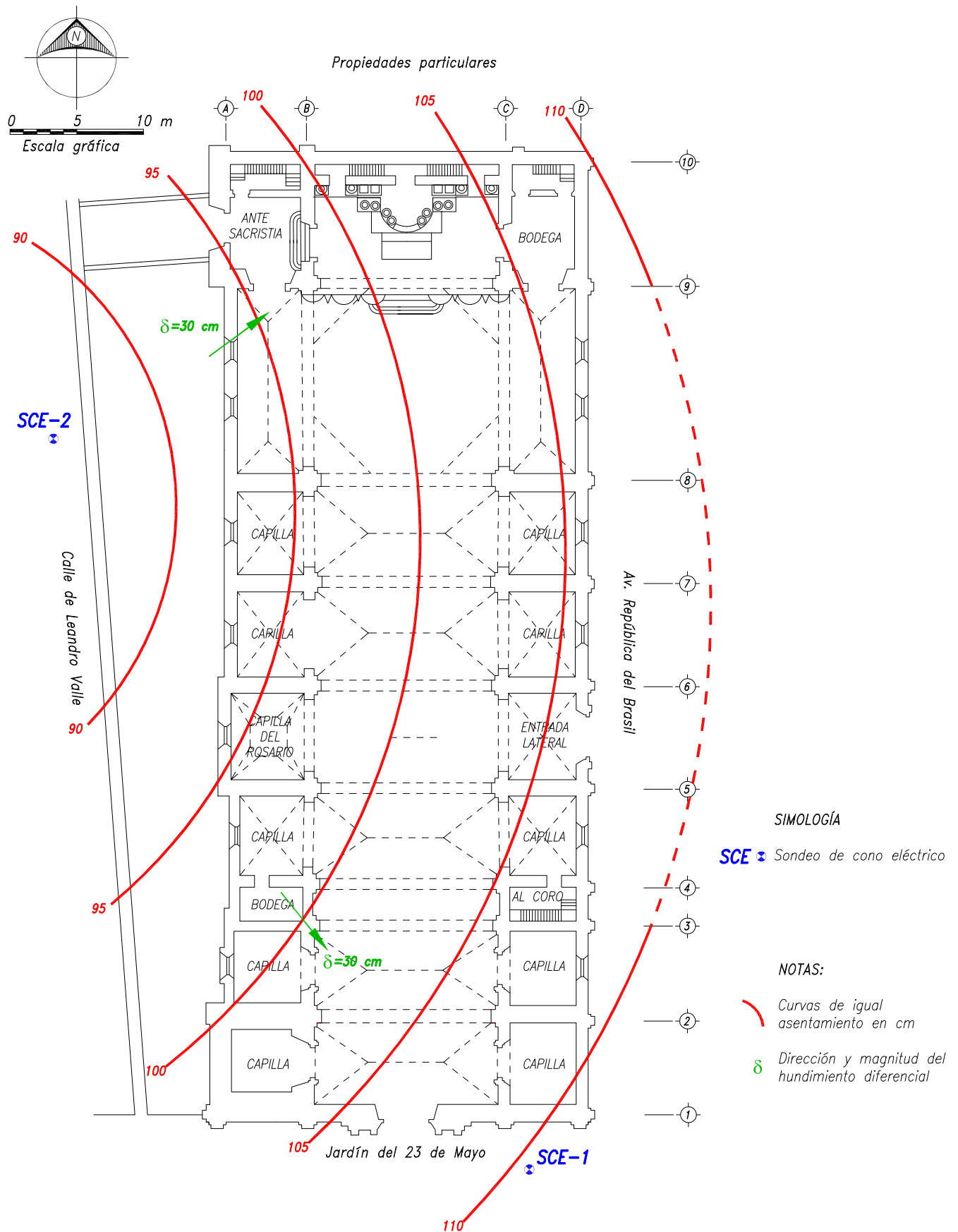
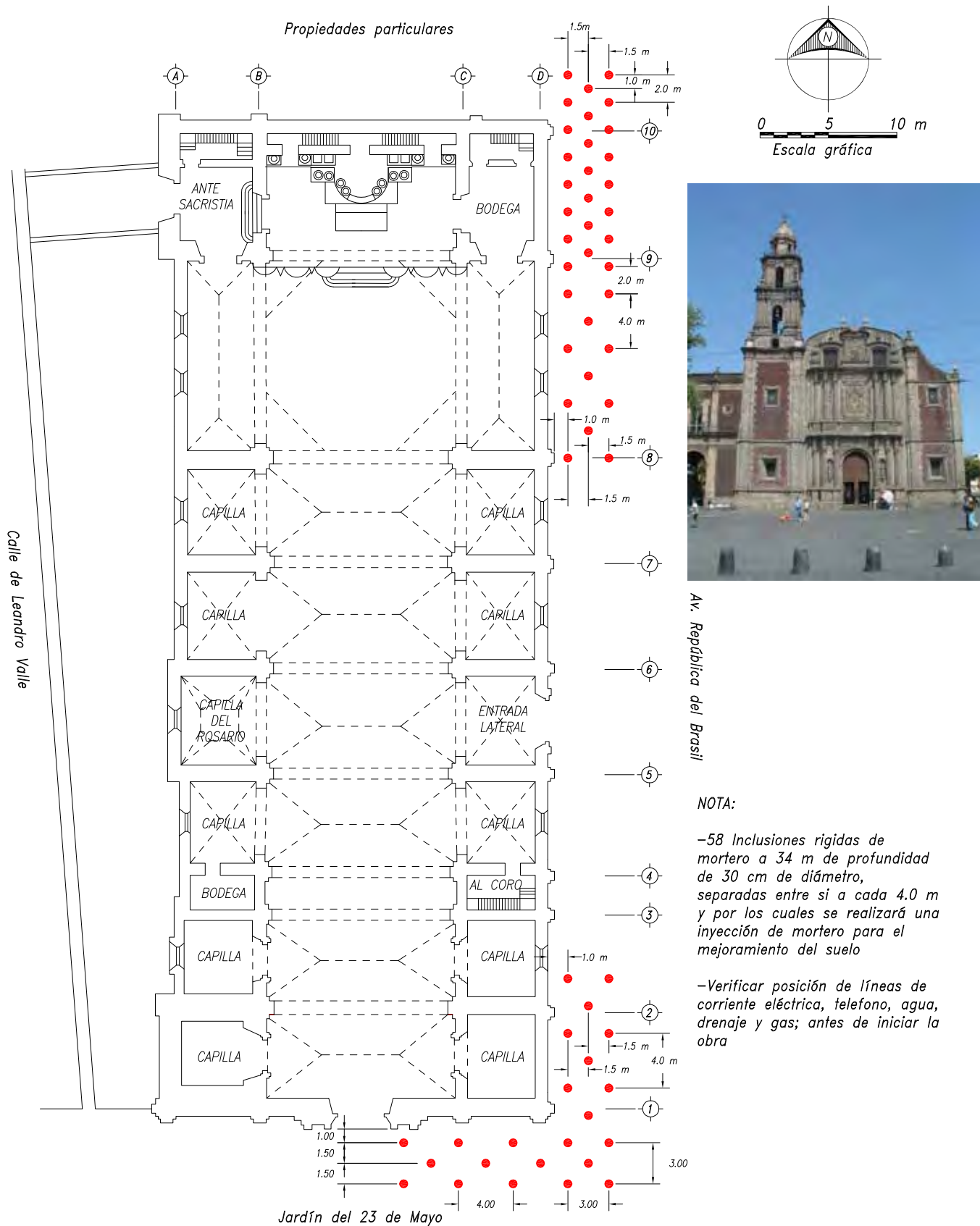


Fig. 6.4.14 Curvas teóricas de igual hundimiento en cm, para el periodo 2007-2027  
Templo de Santo Domingo



**Fig. 6.4.15** Ubicación de los pozos de inyección para el refuerzo del subsuelo Templo de Santo Domingo, septiembre 2008

## **6.5 TEMPLO DE LA SANTÍSIMA TRINIDAD**

### **6.5.1 Introducción**

El templo se encuentra en la esquina que forman las calles de Emiliano Zapata y Santísima en el Centro Histórico, Fig. 6.5.1. Su colindancia norte fue el Hospital de San Pedro, hoy ocupado en una parte menor por una Asociación de Beneficencia y el resto por propiedades privadas, la colindancia al oriente también son propiedades privadas.

El Templo de la Santísima Trinidad y el Hospital de San Pedro tuvieron origen en tres anteriores construcciones: una ermita construida hacia 1526, por el gremio de los sastres y un hospicio para albergar indigentes. Casi cuatro décadas después, en 1567, el arzobispo permitió a un grupo de monjas de Santa Clara ocupar temporalmente la ermita; dado el mal estado en que se encontraba la construcción, se ordenó derribarla para edificar en su lugar otra de adobe, que fue abandonada diez años después. Posteriormente la congregación de San Pedro construyó una nueva iglesia que fue dedicada en septiembre de 1667 y por esa fecha posiblemente se empezó a edificar el hospital.

En 1735 se indica que era necesario reedificar el templo y la sacristía, dado que se encontraban en muy mal estado; las obras se iniciaron en 1755 y debido a problemas económicos y técnicos el nuevo templo tuvo varias etapas y aunque se terminó en 1777, fue dedicado hasta enero de 1783.

La inestabilidad del subsuelo de la Ciudad de México ocasionó que este templo trinitario sufriera, aun antes de ser terminado, asentamientos diferenciales. En 1805 se tuvo que elevar el nivel del piso a fin de impedir que en tiempo de lluvias el agua invadiera el interior.

El historiador Manuel Rivera Cambas comenta que “a causa de estarse derribando la iglesia de la Santísima y encontrarse en ruina dos arcos torales de ella y cuarteándose una parte del edificio, opinaron en marzo de 1855 los ingenieros Griffon, Garay y Rincón que debía cerrarse, mientras se procedía a la reposición y así se verificó; de esta manera estuvo cerrado por tres años, hasta que hechas algunas ligeras composturas, volvió a abrirse al público” (Rivera Cambas, 1974).

Según el arquitecto Antonio G. Muñoz, quien realizó excavaciones en el sitio en 1924, el templo se había hundido hasta 2.85 m y por ello se colocó un relleno térreo; en la Fig. 6.5.1 se advierte de color claro la parte que estaba enterrada. En la década de 1980 se descubrió esa parte cubierta por mucho tiempo; lo que actualmente permite apreciar al monumento como era en el siglo XVIII, quedando al descubierto que las pilastras tienen dos zócalos, el original y por arriba otro falso. La Fig. 6.5.2 muestra esta peculiaridad, en la que se advierte que el ajuste del lado norte es de 1.29 m y de 1.59 m en el lado sur; esto demuestra que este templo para 1924 tenía un hundimiento diferencial de 30 cm.

El estudio geotécnico del templo de La Santísima Trinidad se realizó para investigar las condiciones estratigráficas del sitio, hacer una predicción de 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, 2007. No. 3370).

### **6.5.2 Mediciones topográficas del templo**

En 1998 se instaló un conjunto de referencias y controles topográficos para precisar la velocidad de asentamiento que presenta el templo, lo que ha permitido conocer su comportamiento en ocho años.

**Nivelación topográfica.** En la Fig. 6.5.3a se muestran las curvas de igual asentamiento para el período de diciembre de 1998 a septiembre de 2007 y en las cuales destaca que la zona que menos se hundió corresponde a las pilastras D-5 a D-7 con 644 mm, mientras que la esquina nororiente se hundió con 684 mm, lo que representa un hundimiento diferencial de 40 mm.

En la **Fig. 6.5.3b** se muestran las curvas de igual hundimiento anualizadas para el mismo período, de las que se define que el templo se hundió más hacia sus cuatro esquinas con máximo de 78 mm/año y la zona que menos se asentó corresponde a las pilastra D-5 a D-7 con 73 mm/año.

Las figuras anteriores muestran que en términos generales la tendencia de hundimiento del templo es hacia sus cuatro esquinas y con máximo hacia el norte; para precisar esto se incluye la Fig. 6.5.4 que señala con vectores las direcciones de los asentamientos anualizados en un lapso de 11 años de observación (TGC, 2008. No. 3521).

**Medición de convergencias.** En la Fig. 6.5.5 se indican las mediciones de convergencias entre pilastras de la nave; las cuales definen el cambio en la distancia entre secciones altas y bajas, para el periodo de diciembre de 1998 a septiembre del 2007. La medición baja indica un incremento de la distancia entre las pilastras que varía entre 17 y 22 mm; en la sección alta se registró también un incremento de la distancia entre ellas con valores entre 17 y 46 mm, que en este caso todas son de separación o abertura. Esta medición de convergencias es congruente con las curvas de igual hundimiento obtenidas de las nivelaciones topográficas.

**Inclinación de las pilastras.** En octubre de 1998 y en noviembre de 2008 (TGC. 2008. Nos. 3510 y 3521) se realizaron mediciones de la inclinación que tienen las pilastras; los valores definidos muestran una inclinación principal hacia el sur, Fig. 6.5.6. La observación de los valores medidos indican que en algunas pilastras se incrementó la inclinación, otras permanecen igual y en varias se redujo.

**Medición de abertura de grietas.** En la Fig. 6.5.7 se indica cuales testigos presentaron un movimiento de cierre o abertura mayor a 1.0 mm y corresponde con los testigos marcados con los números 4, 12, 14, 17 y 18; que en este caso son de abertura y son congruentes con la tendencia de hundimiento que presenta el templo.

### **6.5.4 Características del subsuelo**

**Hundimiento regional.** En el entorno de este templo el hundimiento regional registrado en el período de 1985 a 1995 fue del orden de 14 cm por año, provocado por el intenso bombeo profundo para abastecer de agua a la ciudad.

**Trabajos de exploración.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el templo de la Santísima Trinidad se realizaron tres sondeos de cono eléctrico que permitieron 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. 6.5.8. Se obtuvieron muestras inalteradas de los estratos representativos para ensayarlas en el laboratorio y 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; finalmente se instaló un tubo de observación del nivel freático.

**Ensayes de laboratorio.** Las propiedades índices de las muestras extraídas se determinaron por medio de las siguientes pruebas: a) clasificación visual y al tacto, b) contenido de agua, c) distribución granulométrica y d) límites de consistencia.

Los resultados de los ensayos triaxiales no drenados permitieron definir que la cohesión de las arcillas entre 13 y 29 m de profundidad varía entre 0.82 y 1.4 kg/cm<sup>2</sup>. Por su parte las pruebas de consolidación efectuadas determinaron los módulos de deformabilidad volumétrica y se comprobó que la relación de preconsolidación de las arcillas a 13 m de profundidad es de 2.0 y esa relación resultó de 1.7 a los 24 m.

**Interpretación estratigráfica.** A partir de la resistencia a la penetración del cono ( $q_c$ ) y de las pruebas de penetración estándar se describen los estratos característicos en los cortes de las Figs. 6.5.9 y 6.5.10.

**Rellenos artificiales.** De 0 a 6.5 m de profundidad; están constituidos por materiales heterogéneos, arcillas y en su parte inferior un estrato de suelo blando con un espesor aproximado de 1.0 m. Es importante indicar que en la década de 1980 se retiró parte del relleno colocado en el templo y su alrededor para evitar que se inundara, recuperándose el nivel de feligresía que tenía en el siglo XVIII.

**Costra superficial (de 6.5 a 8.0 m).** 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 70 kg/cm<sup>2</sup>.

**Serie Arcillosa Superior (de 8.0 a 31.5 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 5.8 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 6 kg/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar máximos de 20 kg/cm<sup>2</sup>. En los ensayos triaxiales no consolidados no drenados realizados en las muestras inalteradas obtenidas en el sondeo de muestreo, se obtuvieron valores de la resistencia no drenada o cohesión entre 0.8 y 1.4 kg/cm<sup>2</sup>.

**Capa Dura (de 31.5 a 35.3 m).** Constituida por una secuencia de lentes duros y blandos, los primeros formados por arenas finas limosas y los segundos principalmente por limos café olivo de consistencia firme; el espesor de este estrato es de 5.0 m y se registró un número de golpes en la prueba de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) entre 20 y más de 50.

Serie Arcillosa Inferior (de 35.3 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 10.7 m y  $q_c$  varía de un valor mínimo de 17 kg/cm<sup>2</sup> a un máximo de 25 kg/cm<sup>2</sup> en la arcilla, con máximos de 50 kg/cm<sup>2</sup> en las intercalaciones duras. La resistencia no drenada obtenida en ensaye triaxial no consolidado no drenado, es de 1.64 kg/cm<sup>2</sup>.

Depósitos profundos. Son mezclas de limos, arenas y gravas que se identifican a partir de los 46.0 m de profundidad, en la parte superior se registró un número de golpes en la prueba de penetración estándar ( $N_{SPT}$ ) entre 35 y más de 50.

**Condiciones piezométricas actuales y previsibles.** Es importante aclarar que los sondeos se realizaron desde el nivel actual de piso de feligresía y atrio, que se encuentra aproximadamente a 2.85 m por debajo del nivel de banquetta de las calles aledañas.

En la Fig. 6.5.11 se presenta la distribución actual de la presión en el 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 0.45 m bajo el nivel actual del atrio; desde esta profundidad y hasta 12.0 m, la distribución de presión actual es casi hidrostática, después disminuye hasta alcanzar una pérdida de presión de 23.0 t/m<sup>2</sup> en la Capa Dura a 32.5 m de profundidad. Mientras que en la parte superior de los Depósitos Profundos la pérdida de presión es de 34.0 t/m<sup>2</sup>.

La variación futura de los niveles piezométricos en la Serie Arcillosa Superior podría alcanzar la condición representada por la línea a raya y punto de la Fig.6.5.11, que implicaría el abatimiento en la serie arcillosa sin el descenso del nivel freático (NAF) y la formación de un manto colgado.

### 6.5.5 Análisis geotécnico de la cimentación

**Metodología de análisis.** Para estudiar el comportamiento de este monumento se planteó como hipótesis de trabajo que los hundimientos atribuidos a su peso y por modificaciones realizadas a lo largo de su historia ya han terminado y que los asentamientos actuales y futuros 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, mediante la inferencia de los niveles piezométricos futuros y sus consecuentes asentamientos.

**Predicción de asentamientos futuros.** 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. 6.5.11.

La Fig. 6.5.12 muestra las curvas teóricas de igual asentamiento total que se espera ocurran en un lapso de 20 años; en términos generales el hundimiento regional inducirá en la estructura que ésta continúe presentando un mayor asentamiento hacia el nororiente y al surponiente. Los asentamientos totales calculados son significativos, entre 120 y 145 cm y permiten estimar que la deformación diferencial será del orden de 25 cm.

Estos asentamientos diferenciales provocarán incremento en los desplomos que tienen actualmente los muros de fachada y los interiores, con el consecuente aumento en fisuras de la estructura y

reducción de su seguridad estructural. Para el lapso de unos 20 años se estima que el muro sur de la nave, que es el más crítico, se inclinará hacia el sur en un 0.8% adicional al actual.

### **6.5.6 Conclusiones**

a) Para reducir los asentamientos diferenciales futuros, adicionales a los actuales, se recomienda llevar a cabo el tratamiento del subsuelo que consistirá en la colocación de inclusiones rígidas de mortero desplantadas de 20 cm de diámetro a 32 m de profundidad, complementadas con inyección de mortero para la formación de láminas verticales; en la Fig. 6.5.13 se muestra la ubicación de las inclusiones.

b) Continuar con las nivelaciones topográficas, medición de los testigos en grietas y convergencias de las columnas. 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.

c) Se propone elaborar 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.

d) Iniciar la reparación e inyección de todas las grietas existentes y fijar los elementos estructurales que puedan desprenderse y ocasionar daño a los usuarios, en especial la zona del coro y el área norte del crucero.

e) 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; medición anual de los desplomos de las pilastras y de testigos en grietas para conocer su abertura y cómo se modifican con el tiempo.

f) Formalizar una junta constructiva con las estructuras colindantes que se encuentran al norte (antiguo claustro) y oriente del templo, que corresponden a propiedad privada





Fig. 6.5.1 La Santísima Trinidad (Archivo Parella)

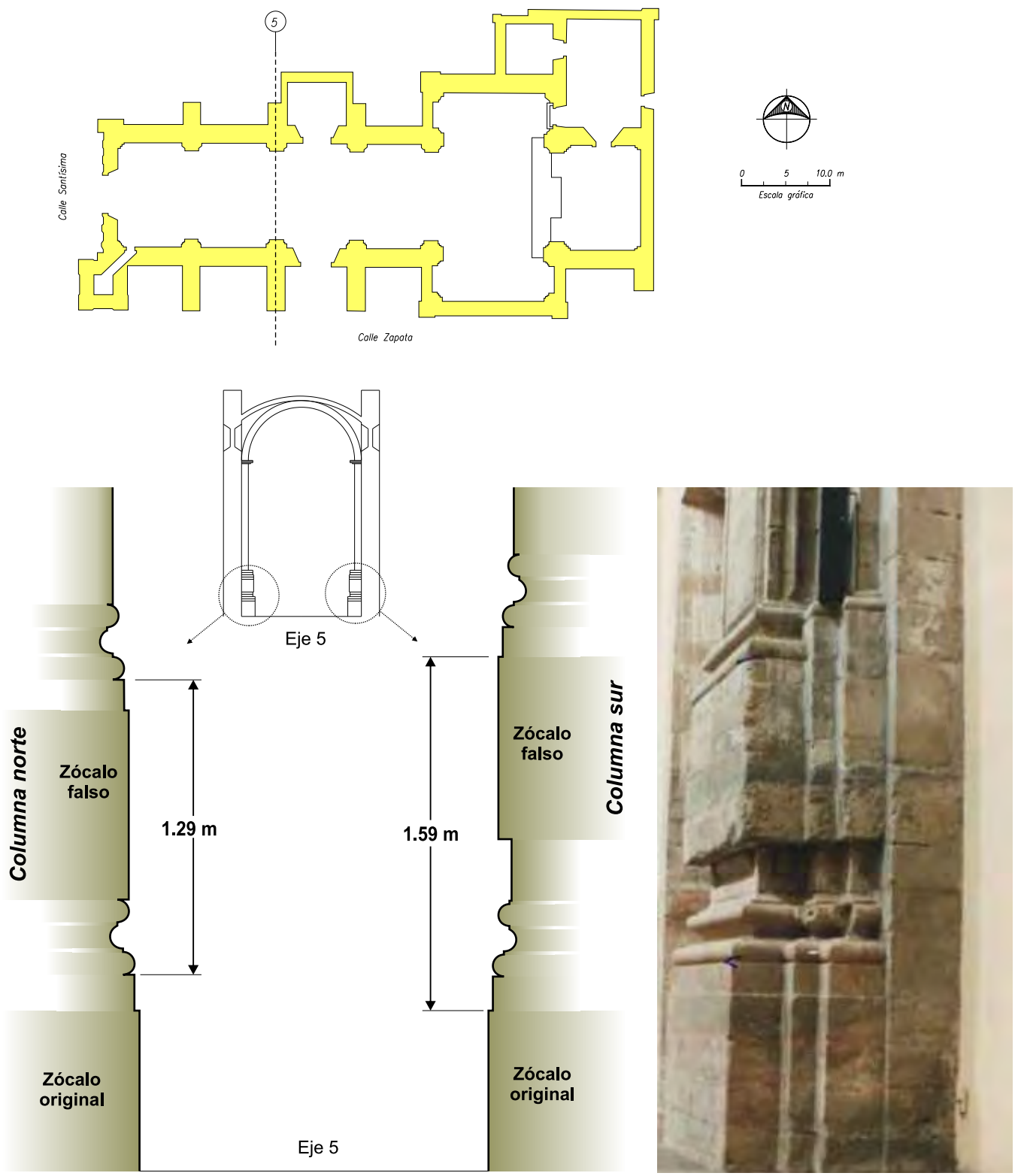


Fig. 6.5.2 Recuperación del nivel del piso de feligresía

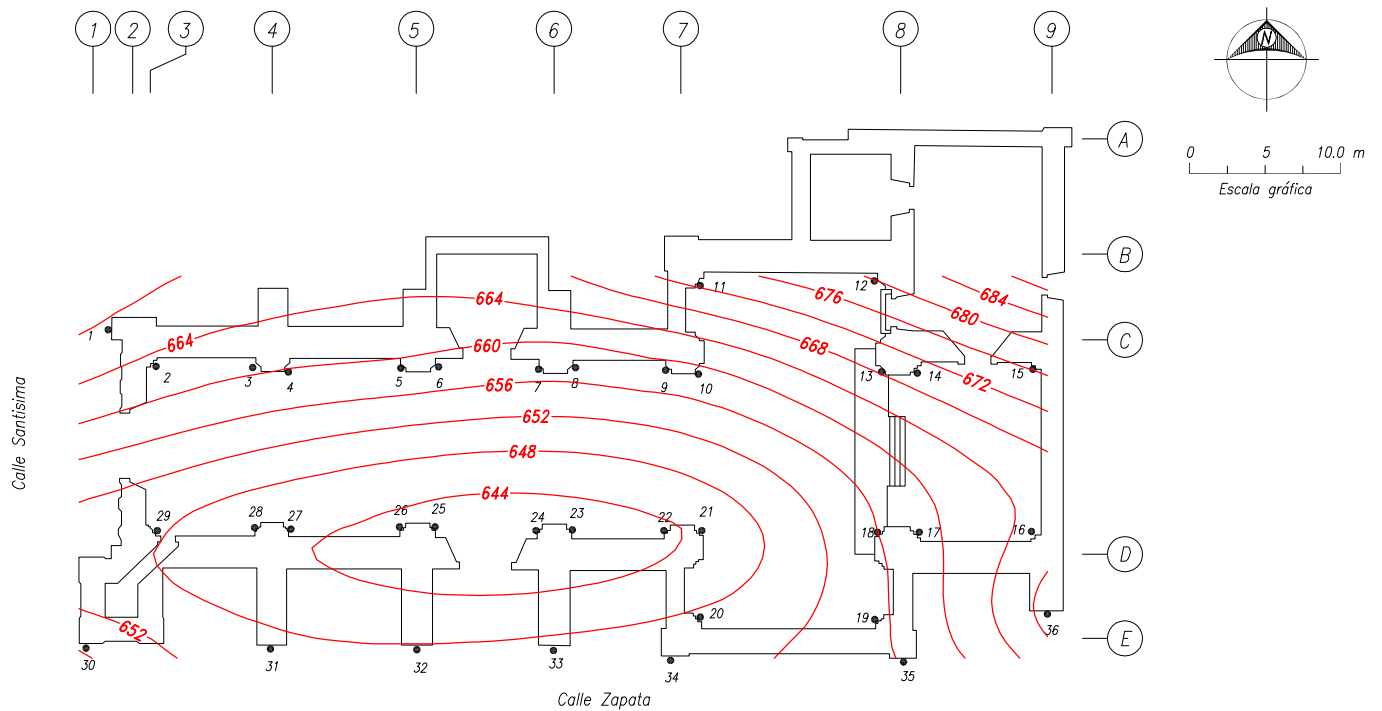


Fig. 6.5.3a Curvas de igual hundimiento en mm para el período 10-dic.-98 al 6-sep.-07, respecto al BNP-100 de la Catedral Metropolitana

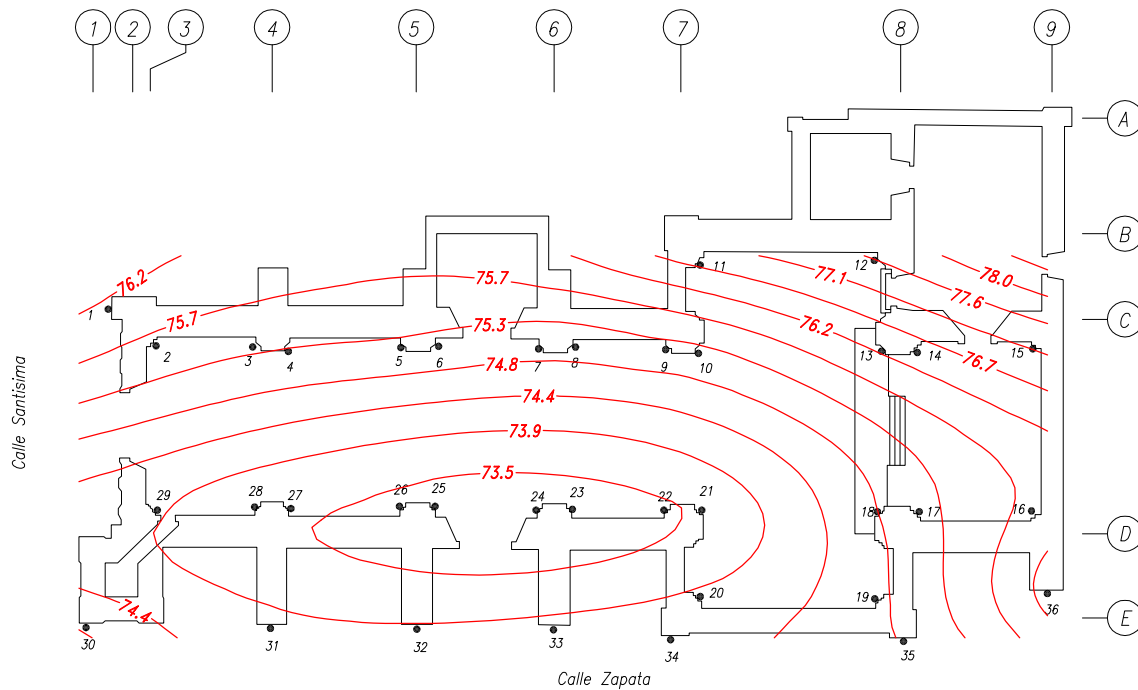


Fig. 6.5.3b Curvas de igual velocidad de hundimiento en mm/año para el período 10-dic.-98 al 6-sep.-07

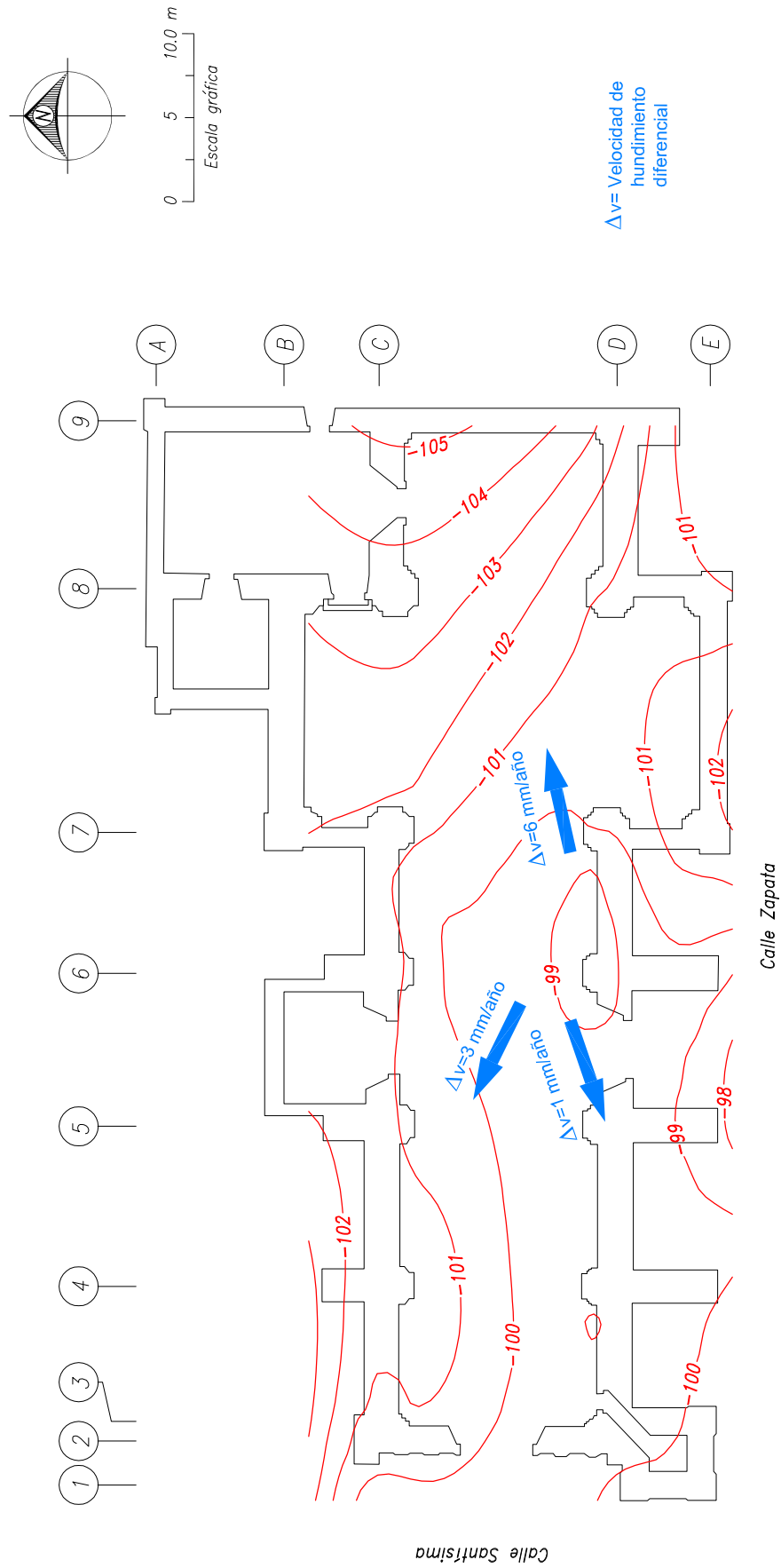


Fig. 6.5.4 Curvas anualizadas de igual velocidad de asentamiento en mm/año para el período septiembre-07 a noviembre-08 (TGC,2008)  
Templo de la Santísima Trinidad

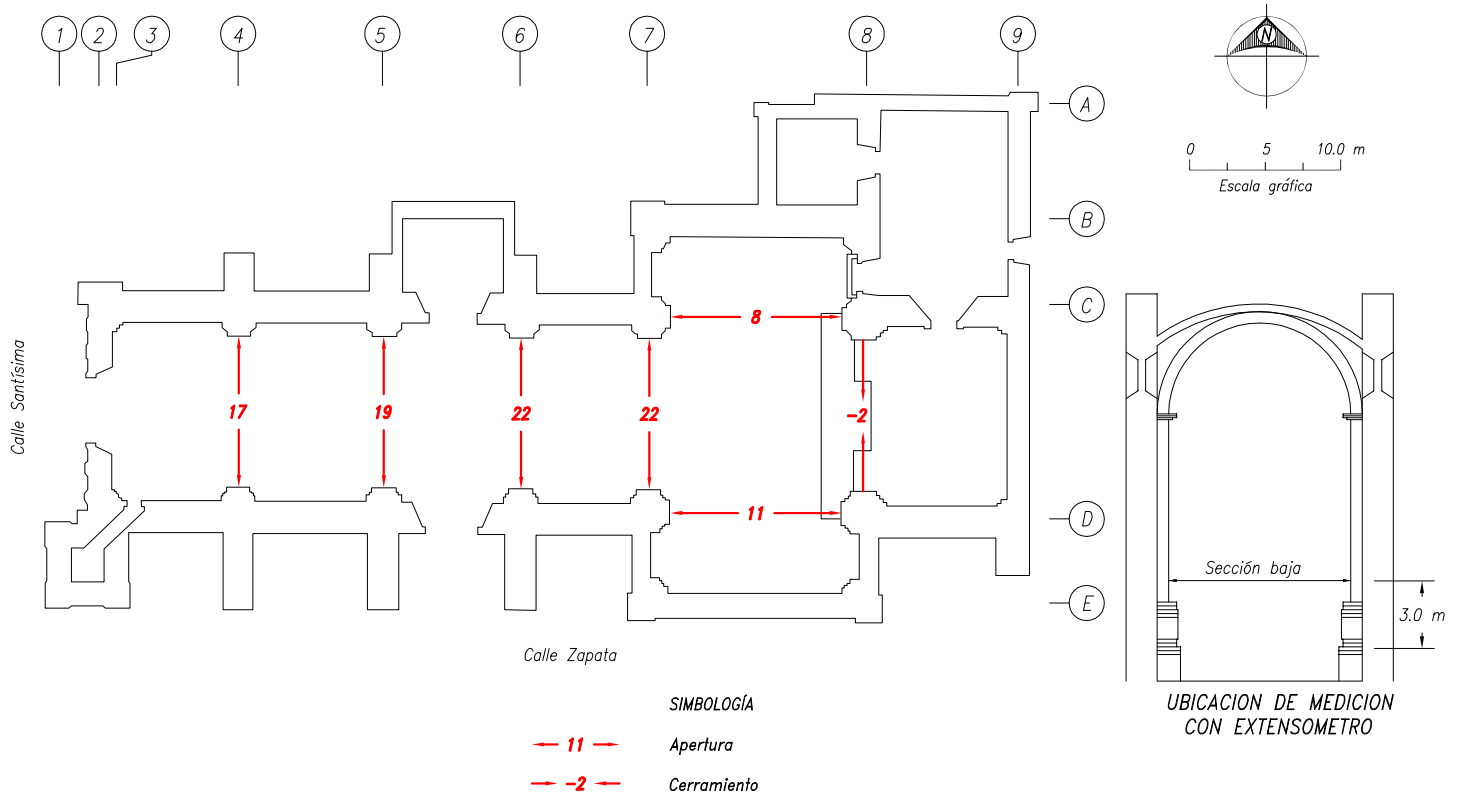
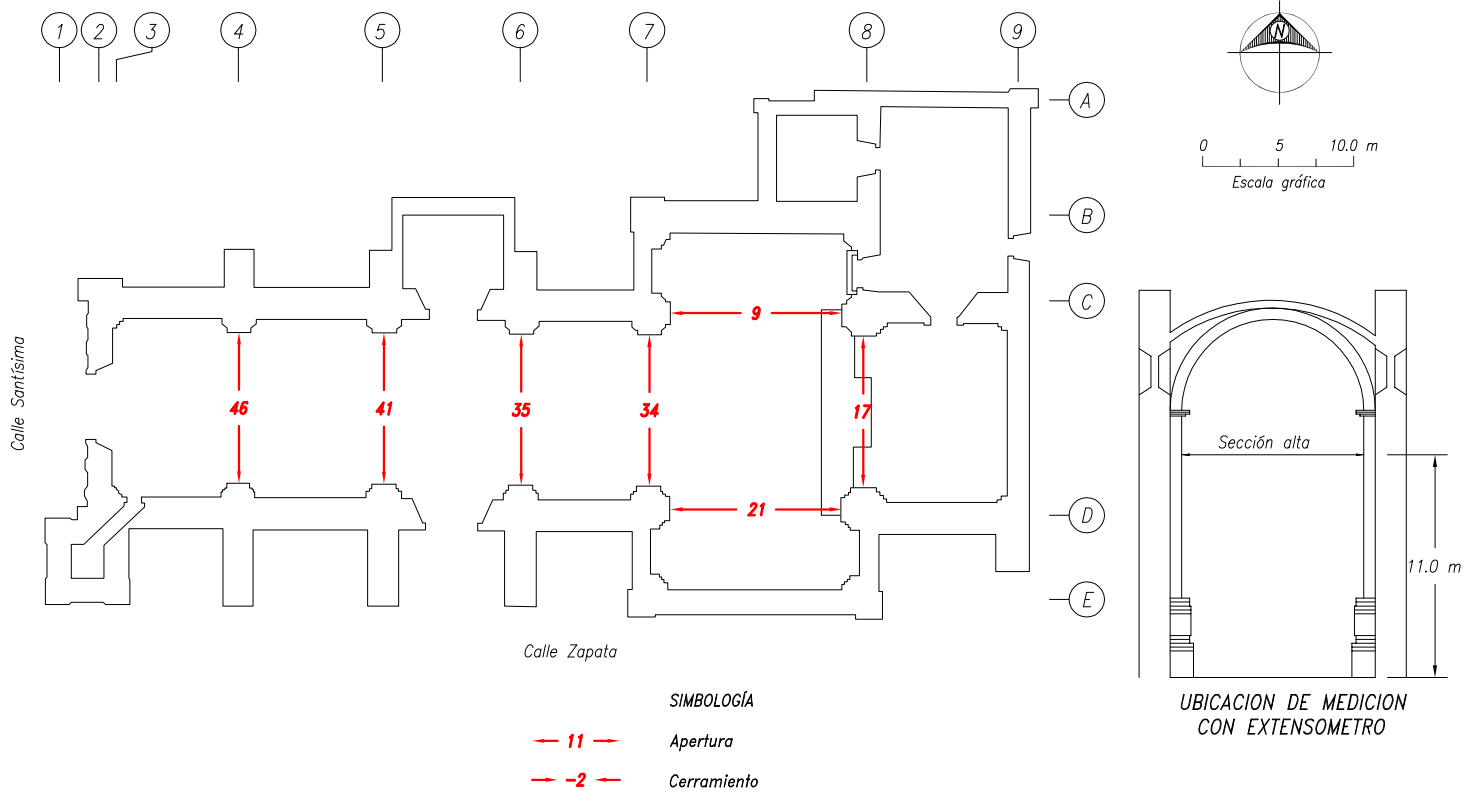
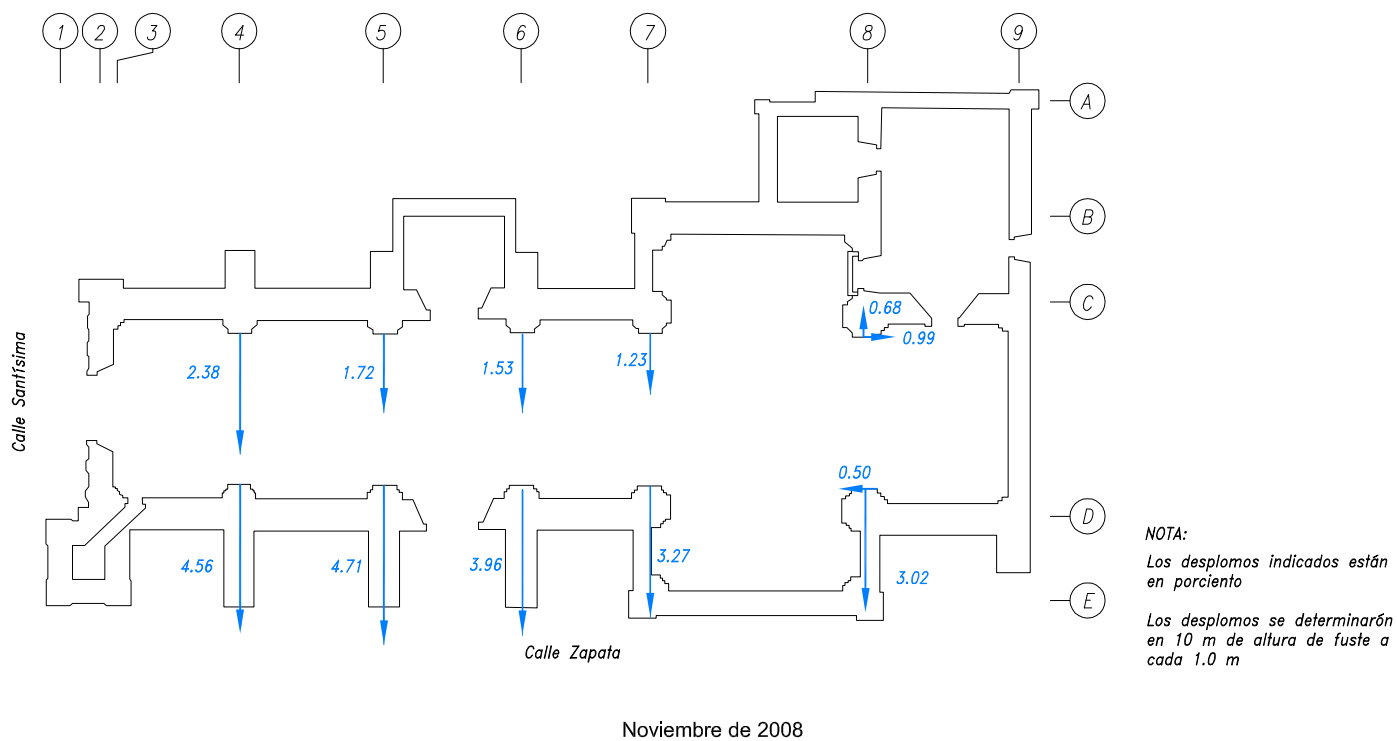
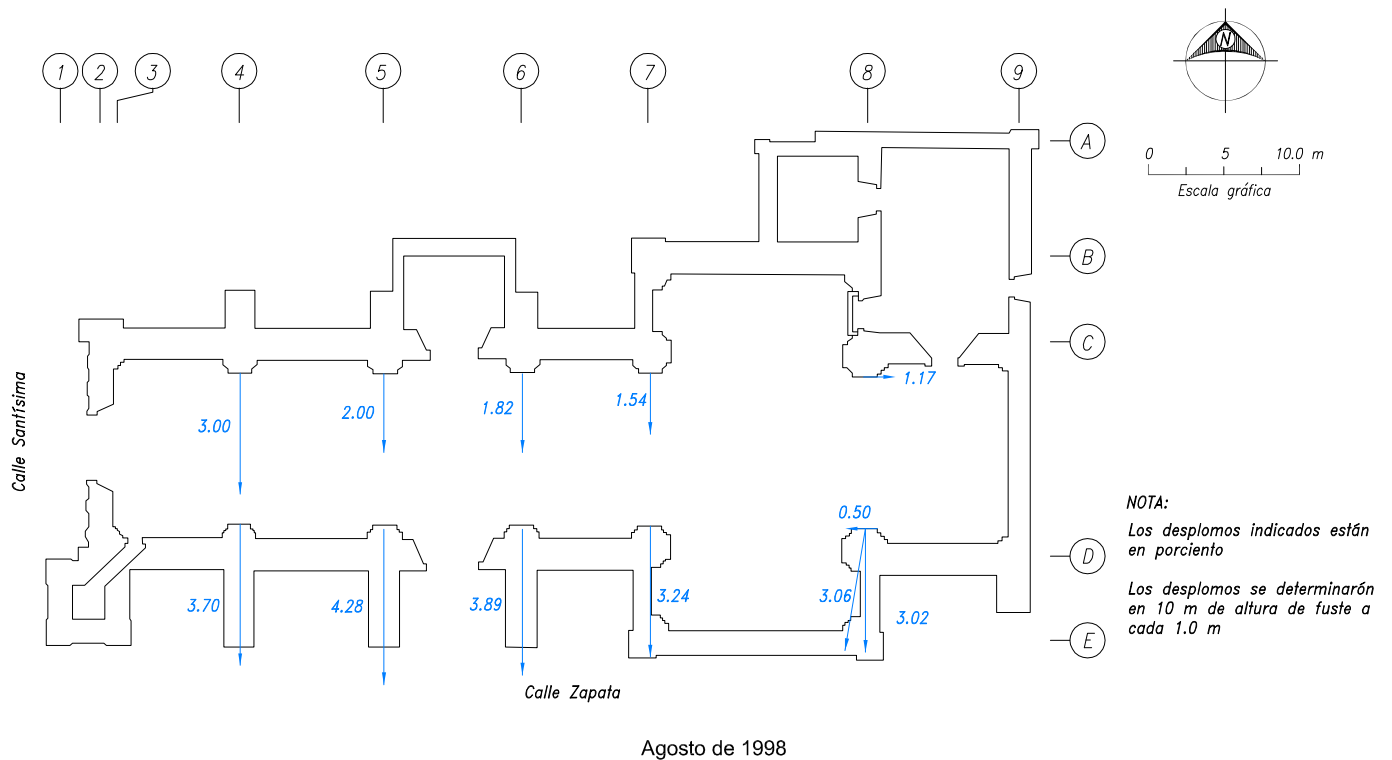
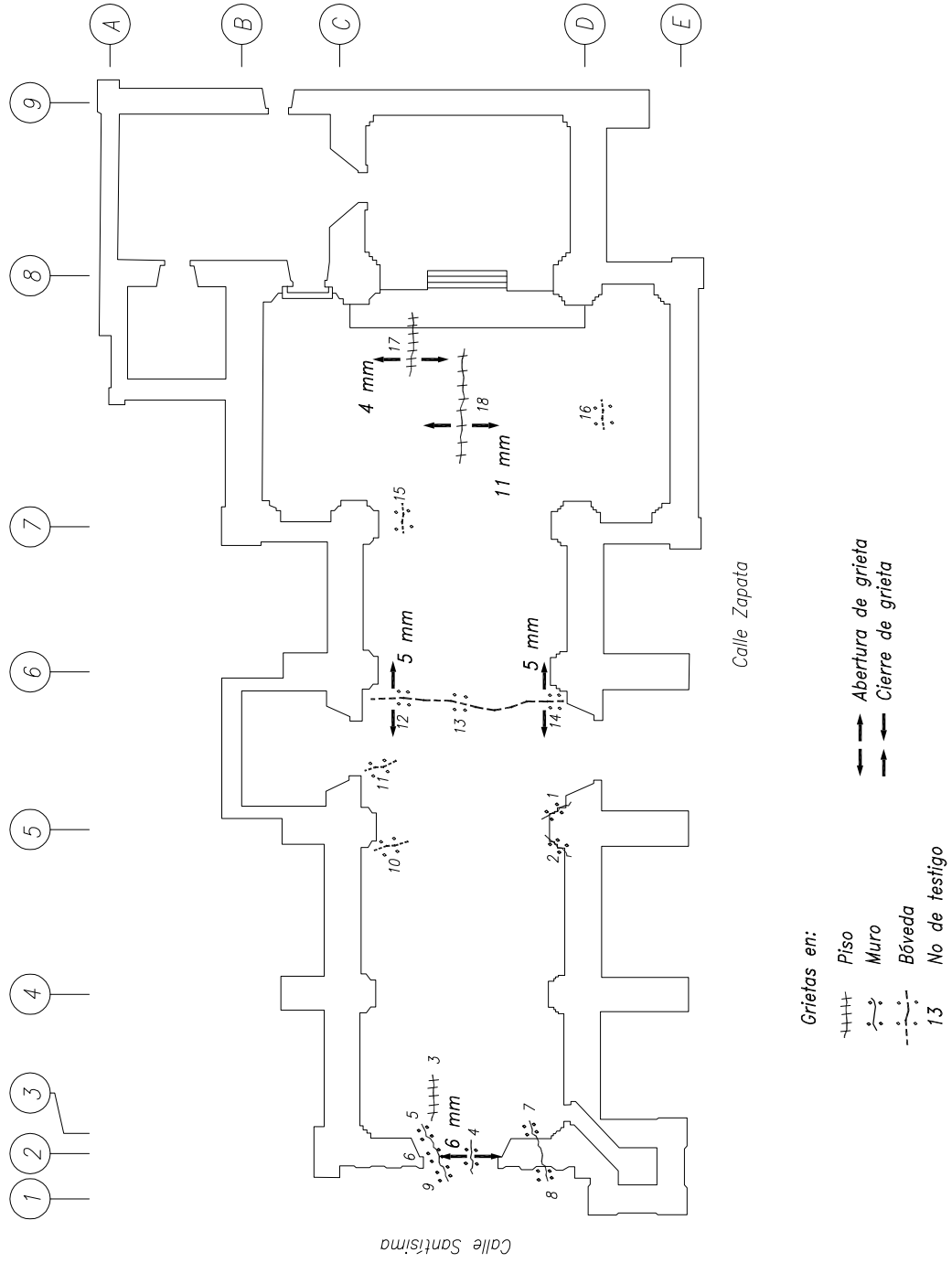


Fig. 6.5.5 Convergencias medidas en mm, del (10-dic.-98 a 8-sep.-07)  
Templo de la Santísima Trinidad



**Fig. 6.5.6 Dirección del desplomo de las pilastras, en agosto de 1998 y noviembre de 2008  
 Templo de la Santísima Trinidad**



**Fig. 6.5.7 Medición de abertura de grietas Templo de la Santísima Trinidad**

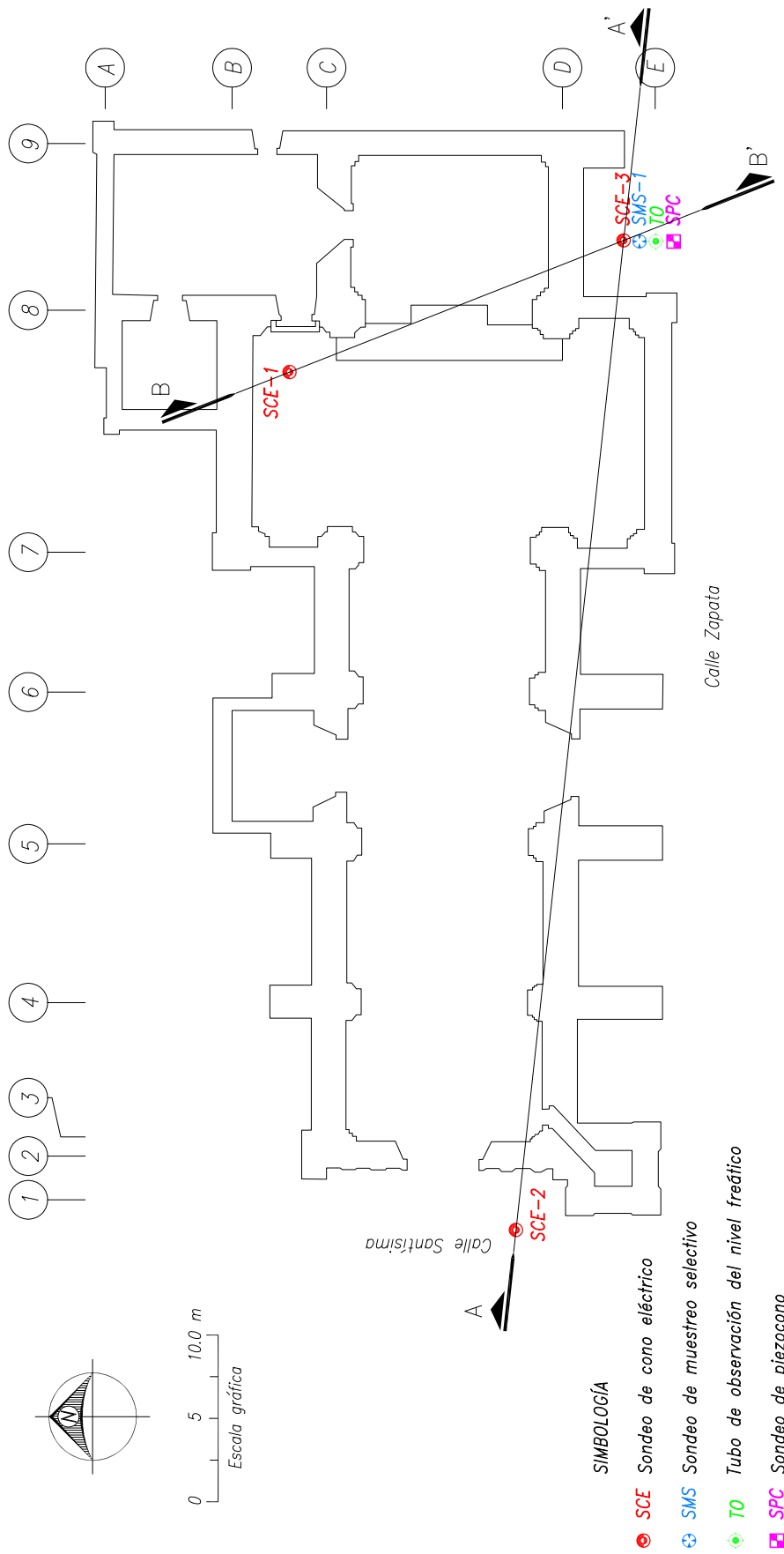


Fig. 6.5.8 Ubicación de sondeos geotécnicos  
Templo de la Santísima Trinidad



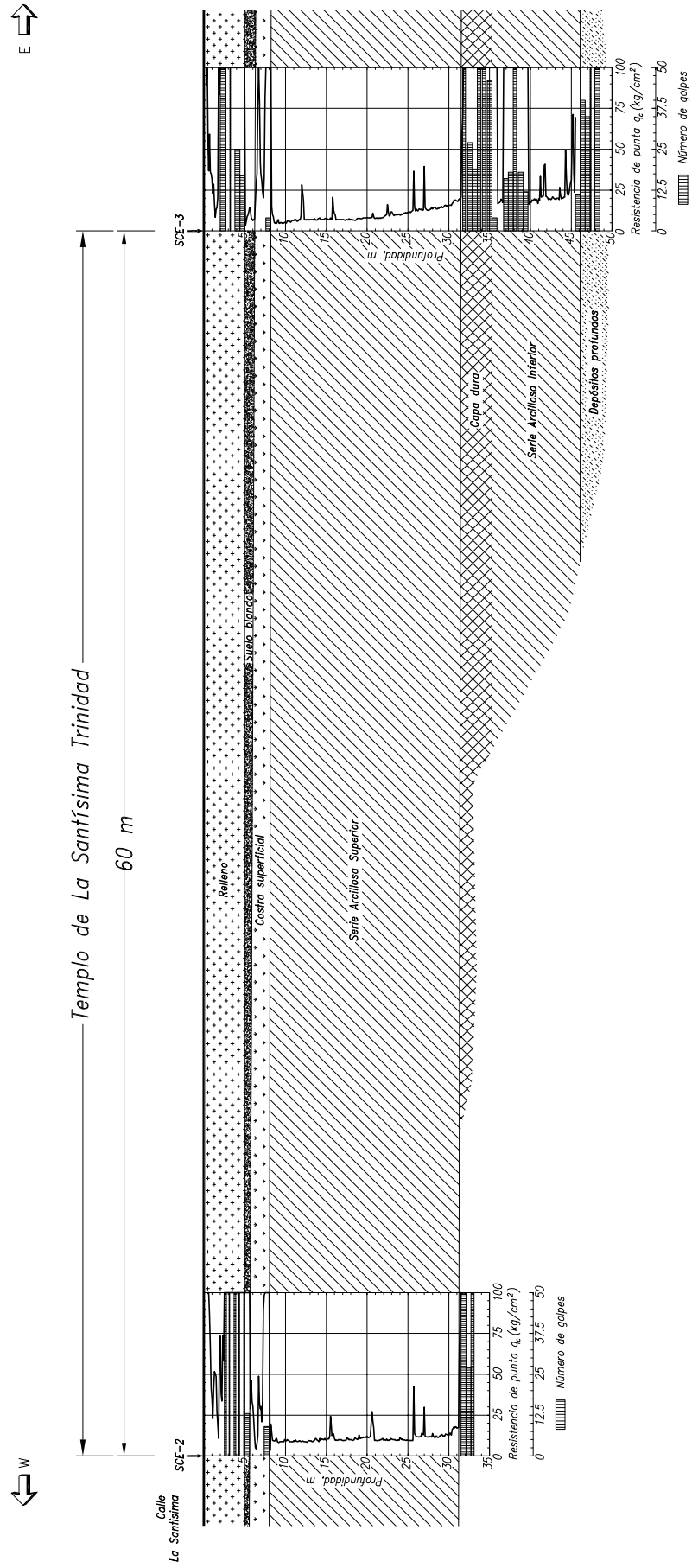


Fig. 6.5.9 Corte estratigráfico A-A'  
Templo de la Santísima Trinidad

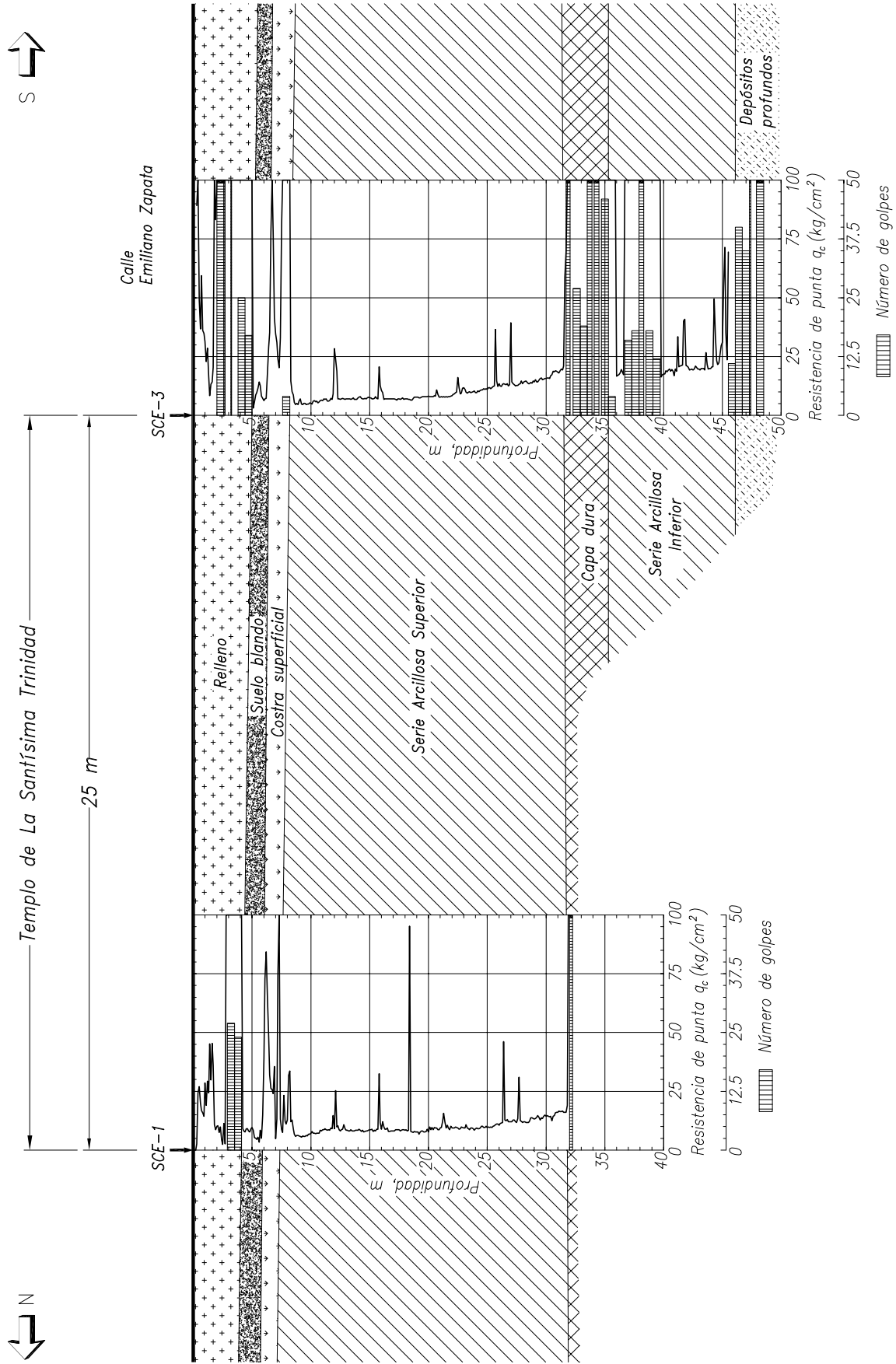


Fig. 6.5.10 Corte estratigráfico B-B'  
Templo de la Santísima Trinidad

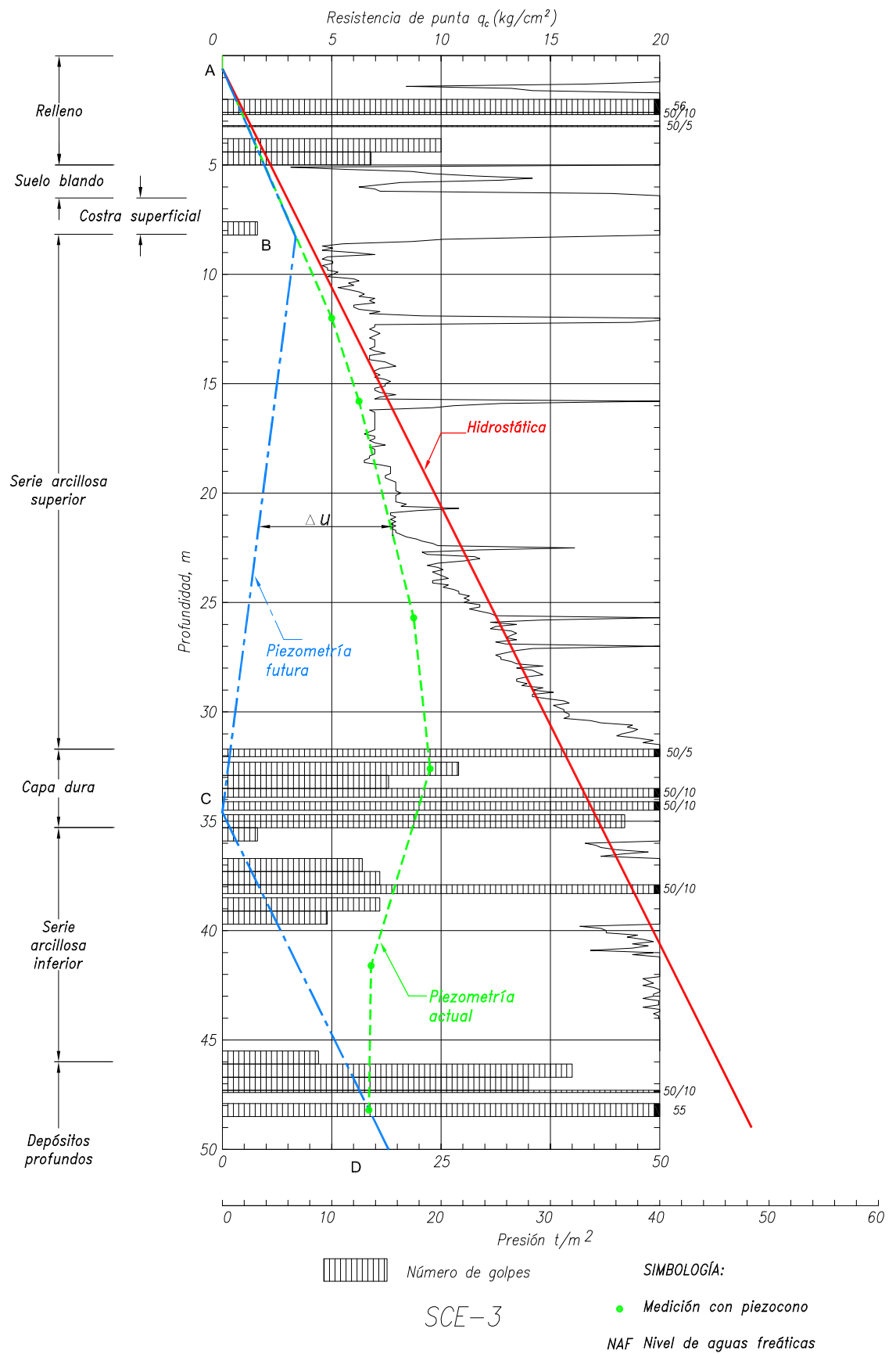


Fig. 6.5.11 Condiciones piezométricas posibles al futuro  
Templo de la Santísima Trinidad

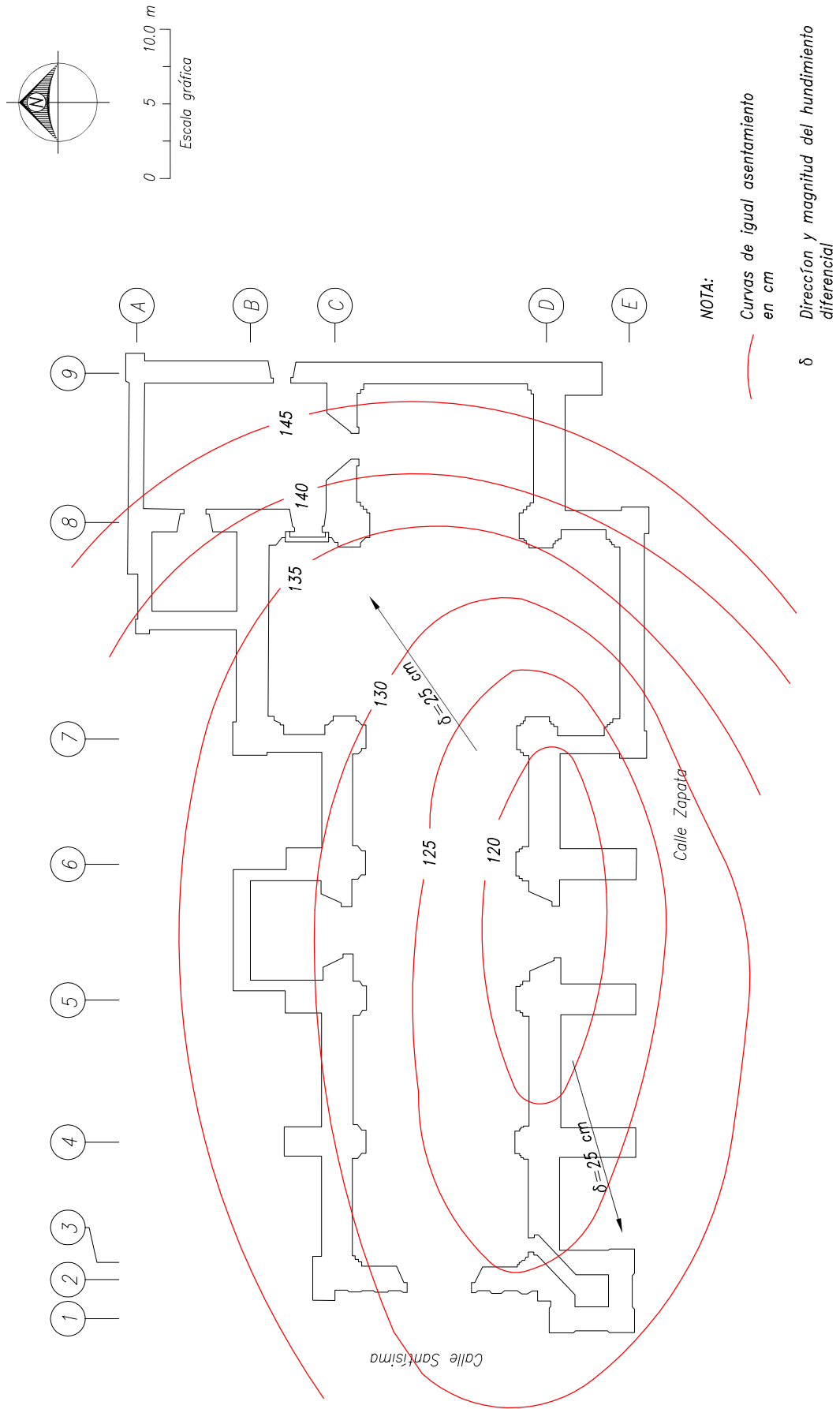
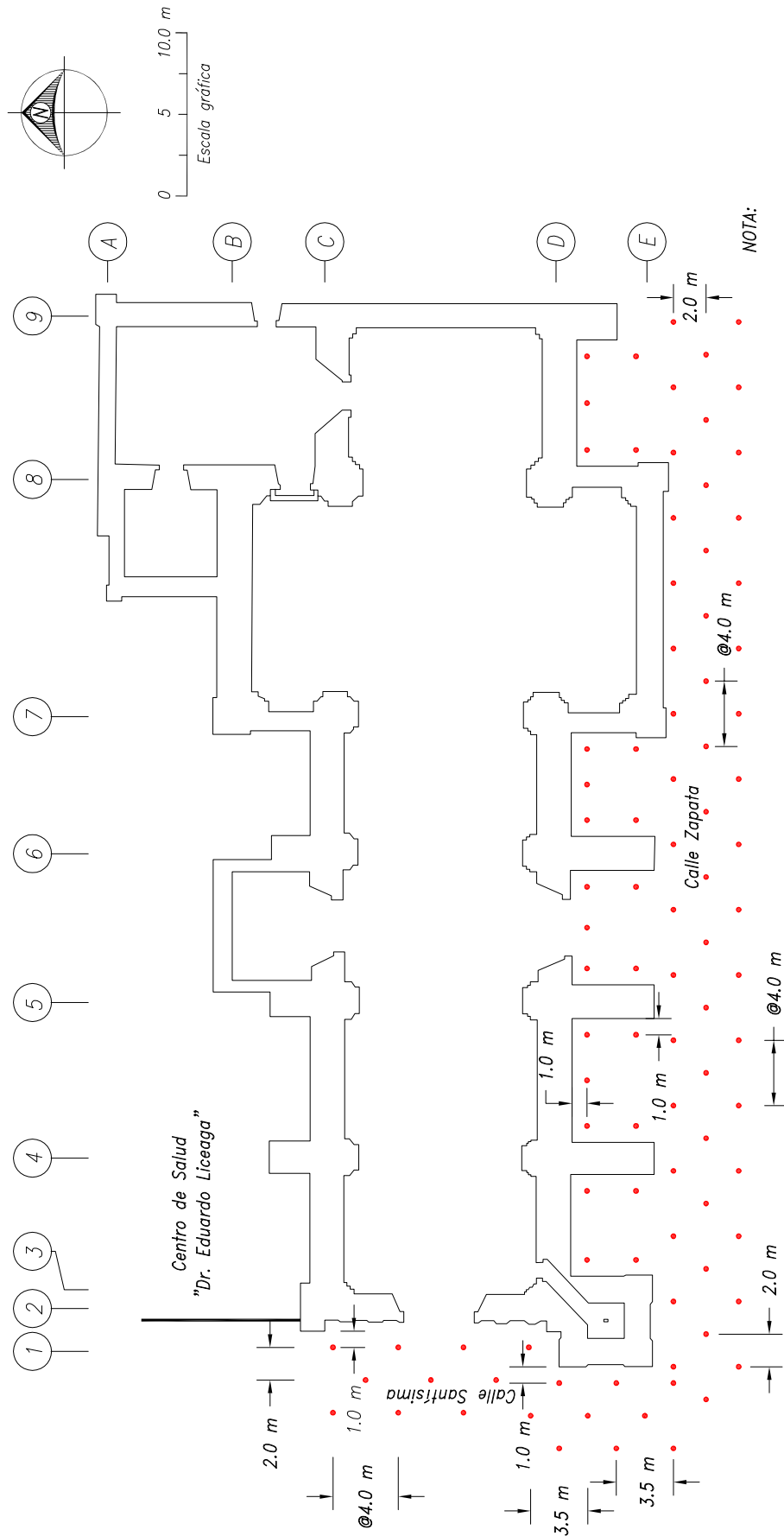


Fig. 6.5.12 Curvas teóricas de igual hundimiento en cm, para el período 2007-2027  
Templo de la Santísima Trinidad



- 92 inclusiones de mortero de 32 m de longitud de 20 cm de diámetro, separadas entre si a cada 4.0 m y por las cuales se realizará una inyección de mortero para el mejoramiento del suelo

Fig. 6.5.13 Ubicación de las inclusiones rígidas para el refuerzo del subsuelo Templo de la Santísima Trinidad

## **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 traveses 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 traveses 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  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , con algunos valores máximos de 80  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . 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  $\text{kg}/\text{cm}^2$  hasta alcanzar máximos de 15  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

**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/cm<sup>2</sup> a un máximo de 32 kg/cm<sup>2</sup> en la arcilla, con máximos de 75 kg/cm<sup>2</sup> 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 trabes 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  $21.0 \text{ t/m}^2$  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  $33.5 \text{ t/m}^2$ .

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  $2.5 \text{ t/m}^2$ .

### 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 ( $\Delta u$ , 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.

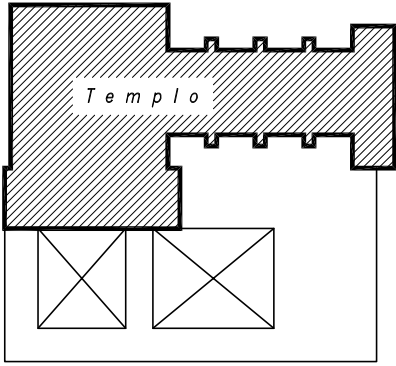
**Acciones a mediano plazo.** Para reducir los asentamientos diferenciales futuros se propone:

- 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.

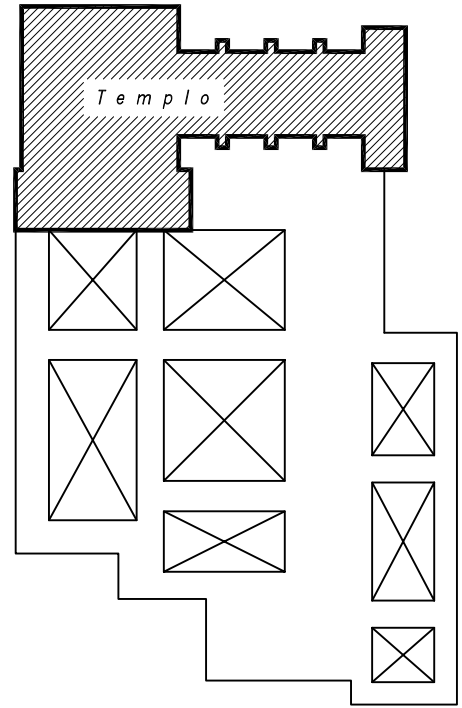


Fig. 6.6.1 Templo de San Fernando

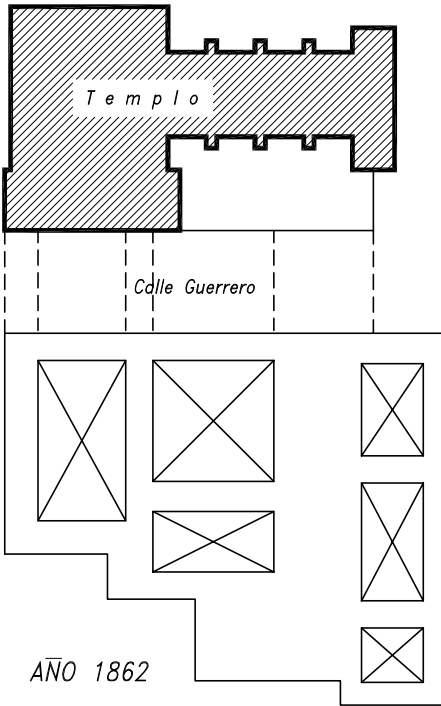




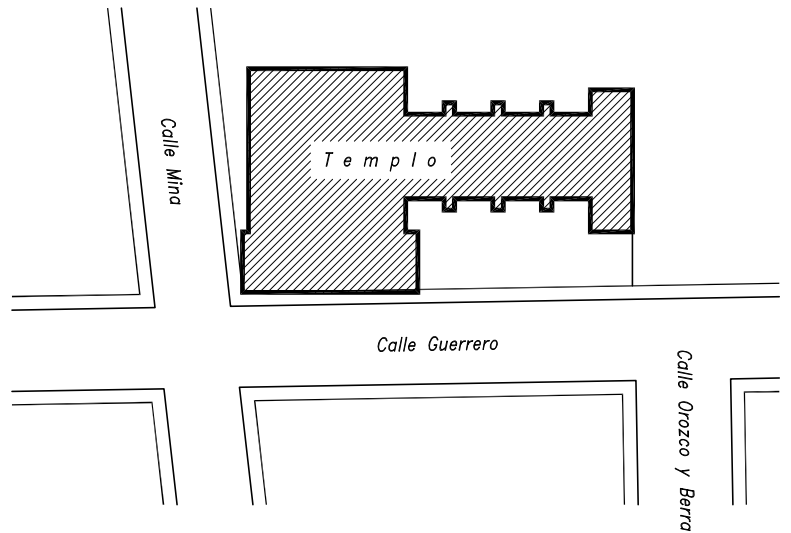
AÑO 1738



AÑO 1755

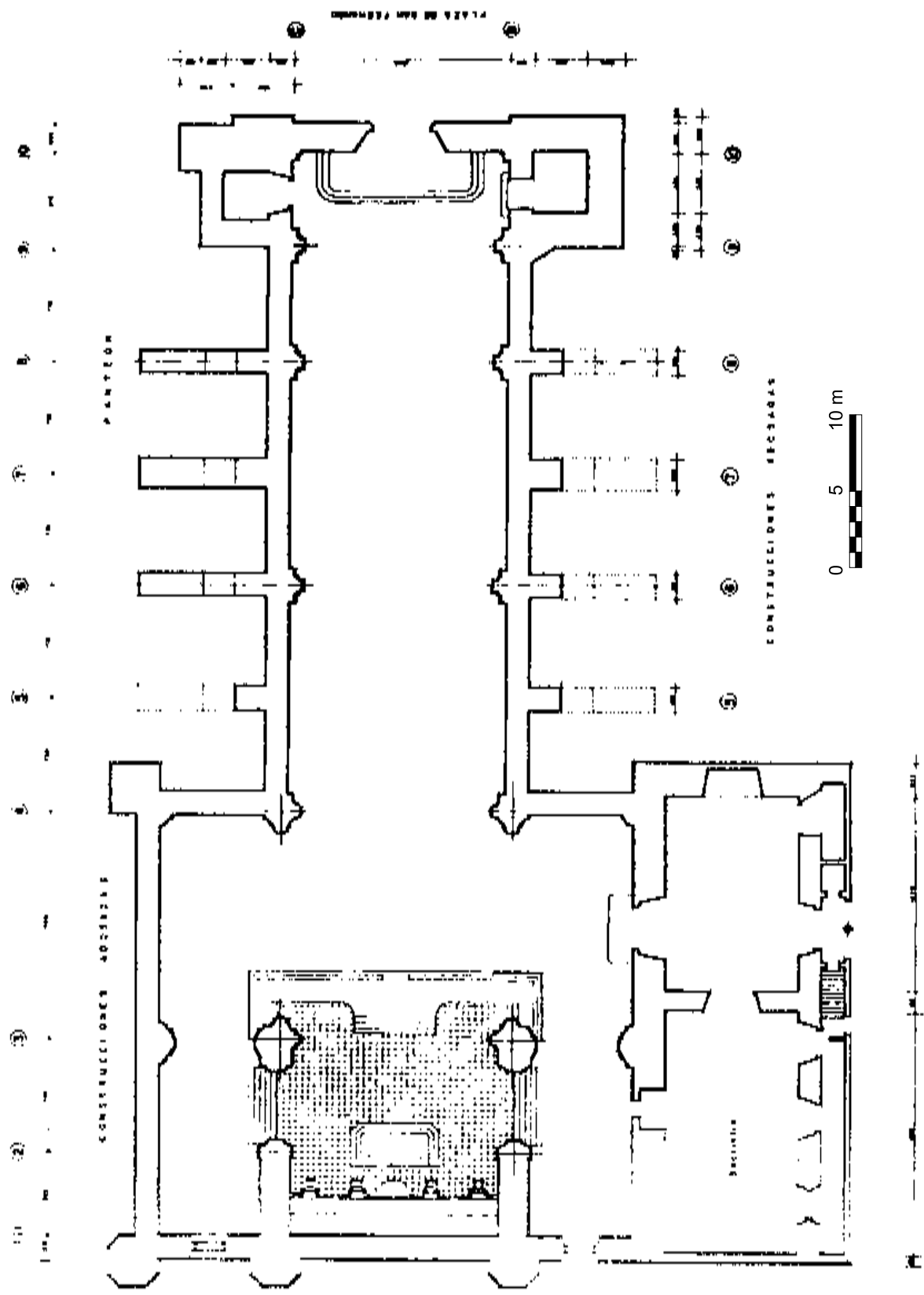


AÑO 1862



AÑO 1910

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)

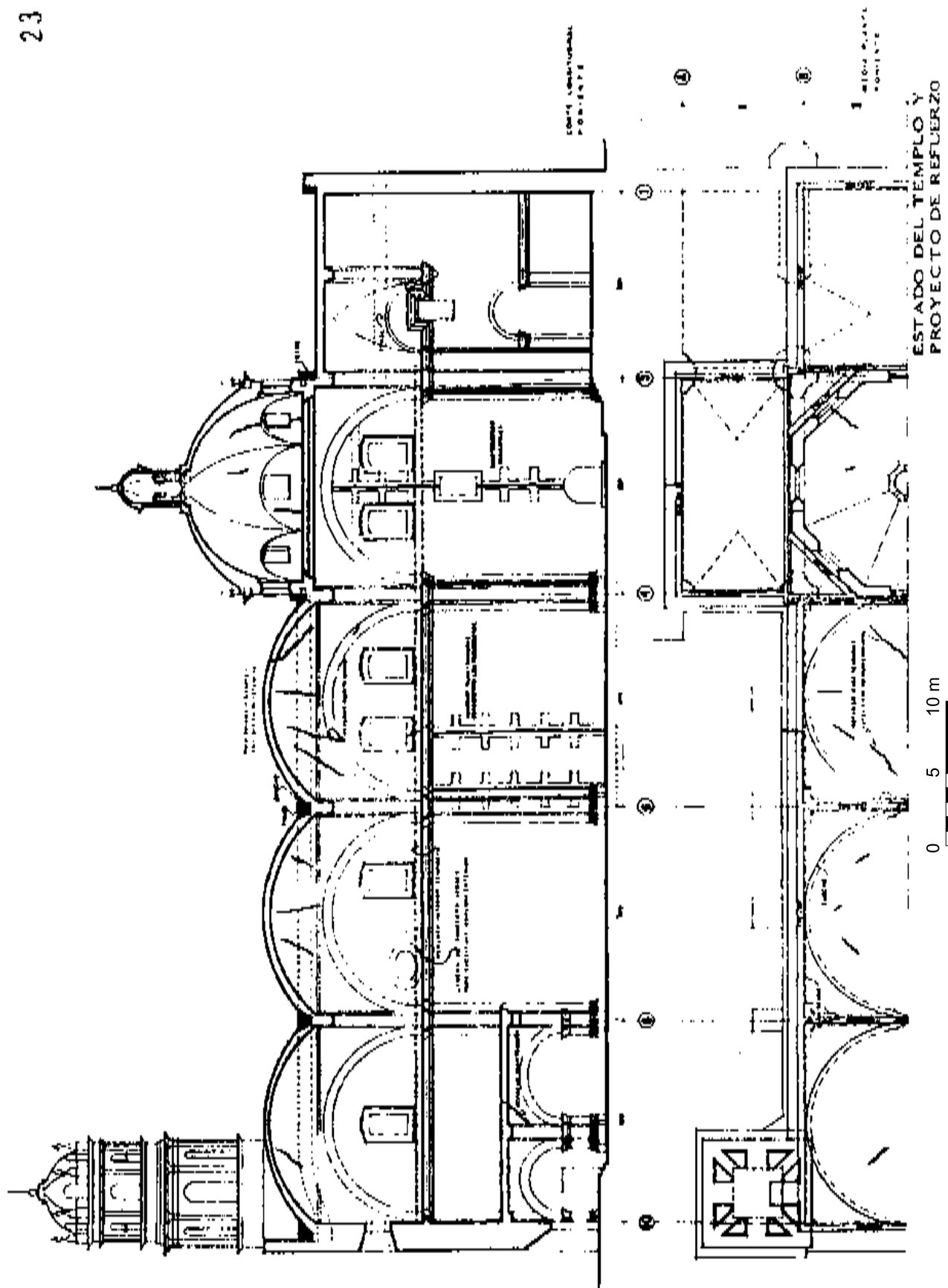


Fig. 6.6.4 Estado del Templo y proyecto de refuerzo (Calderón, 1962)

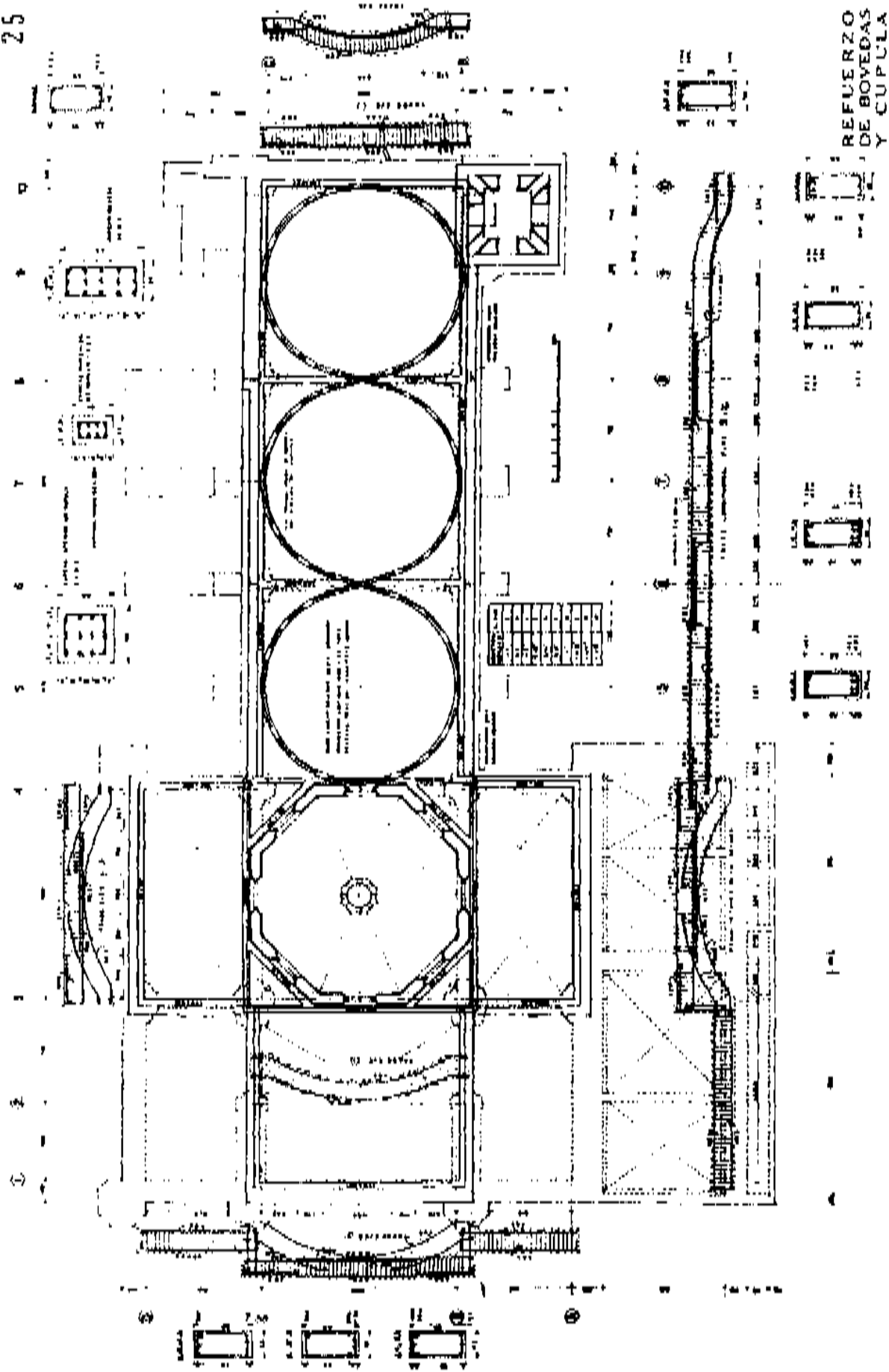
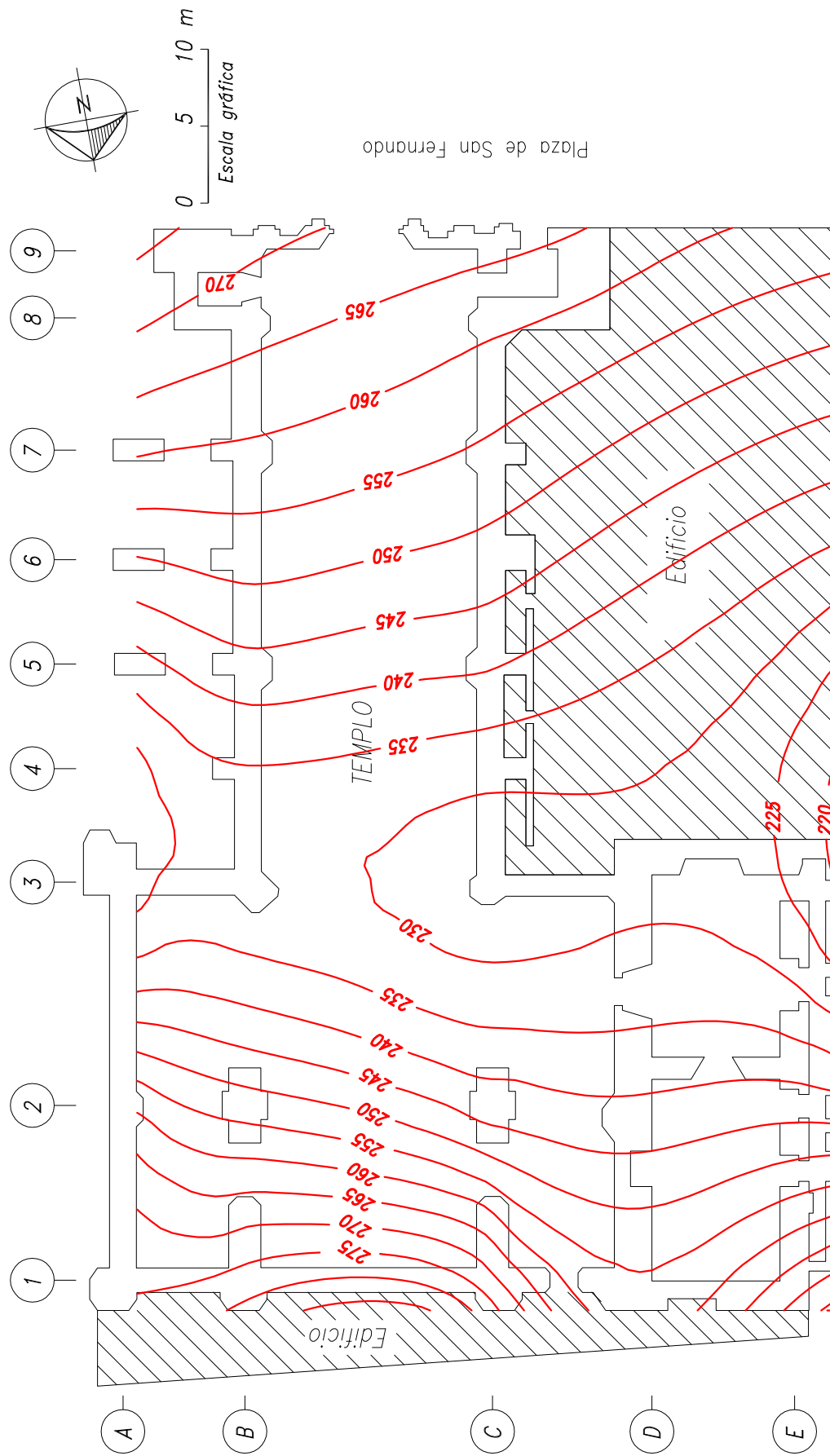


Fig. 6.6.5 Refuerzo de Bóvedas y Cúpula (Calderón, 1962)



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**



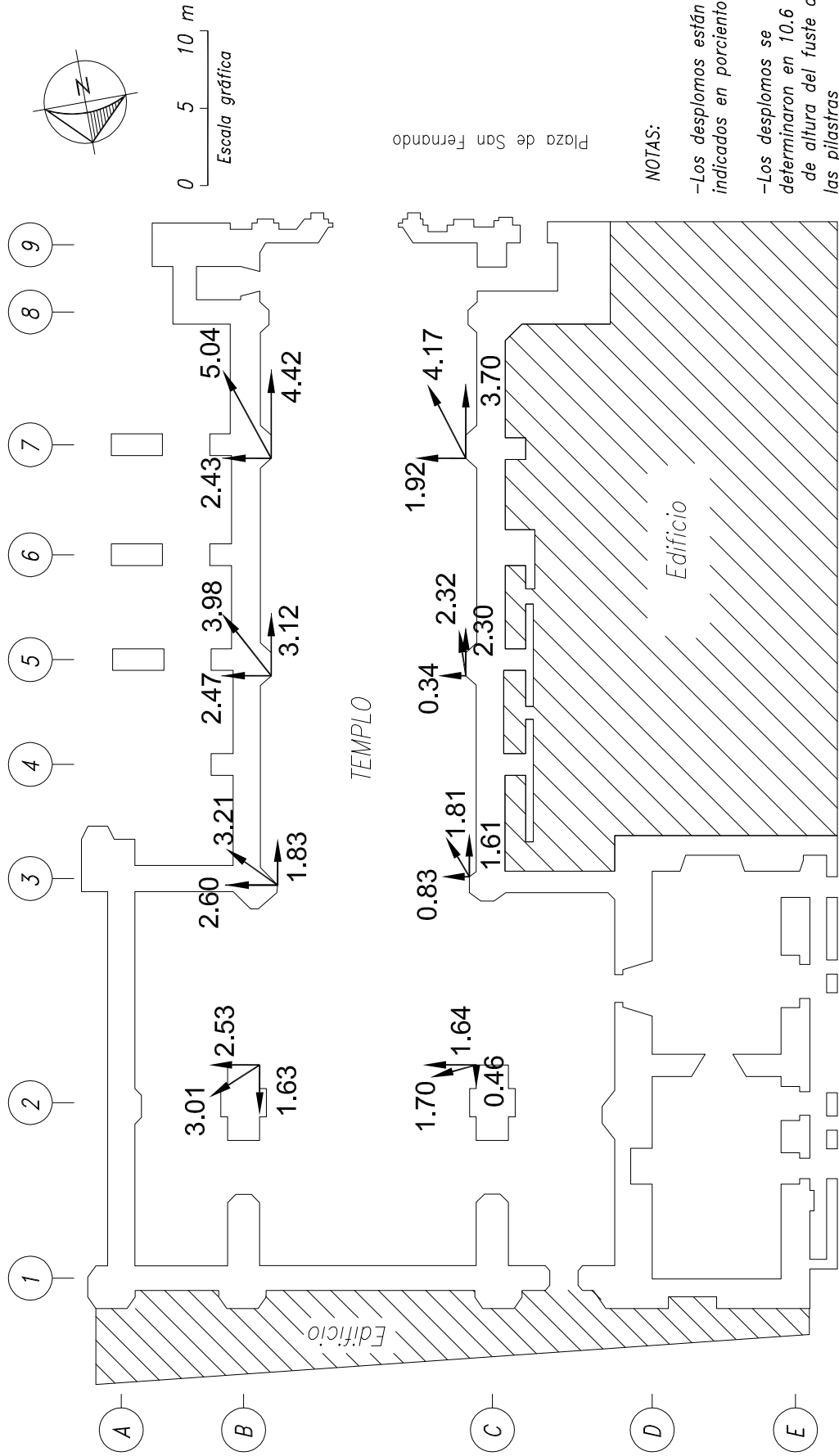


Fig. 6.6.8 Dirección del desplomo de las pilastras, agosto/08, Templo de San Fernando

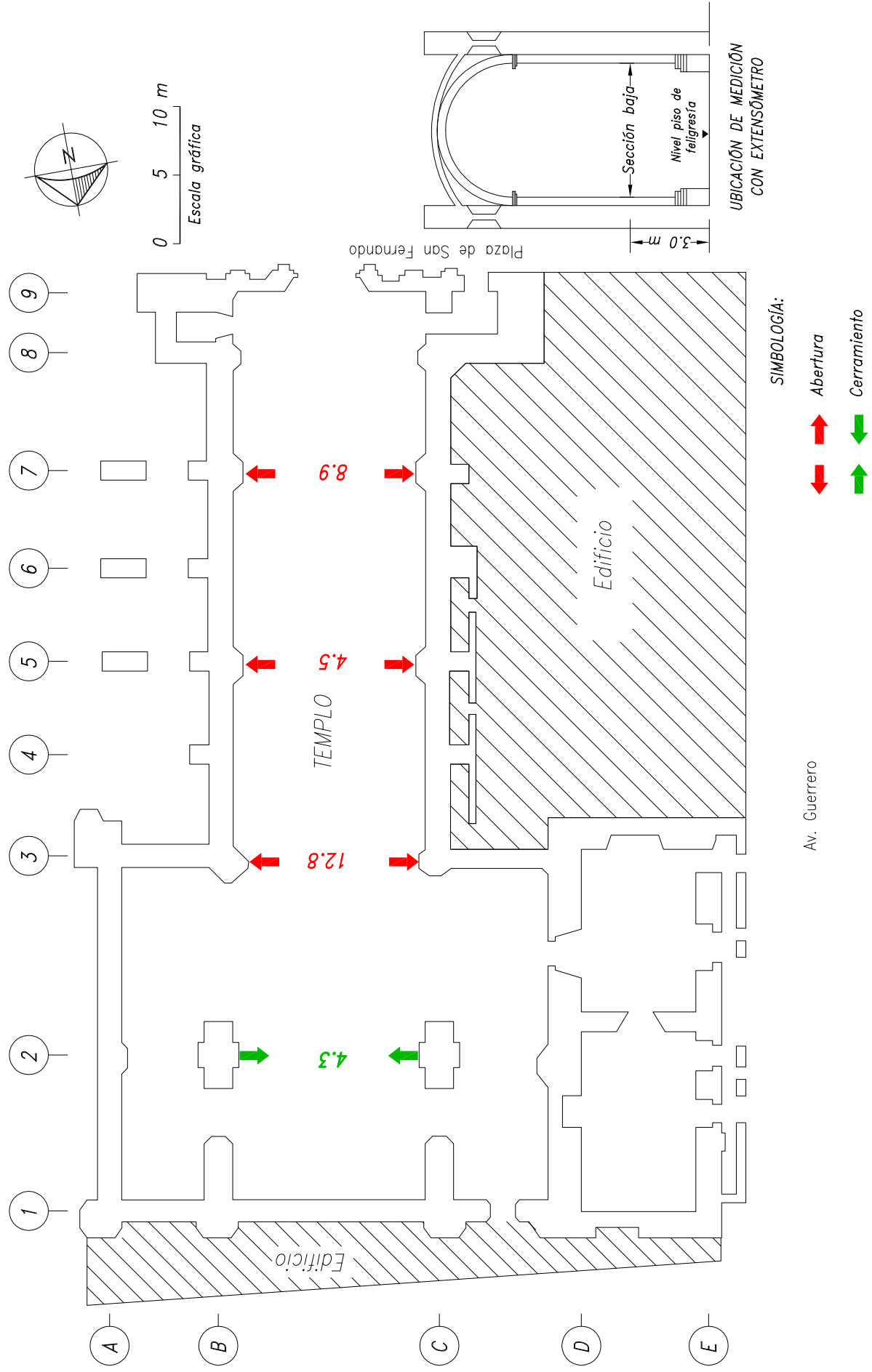


Fig. 6.6.9 Convergencias medidas en mm, sección baja, periodo agosto/98 a agosto/08, Templo de San Fernando



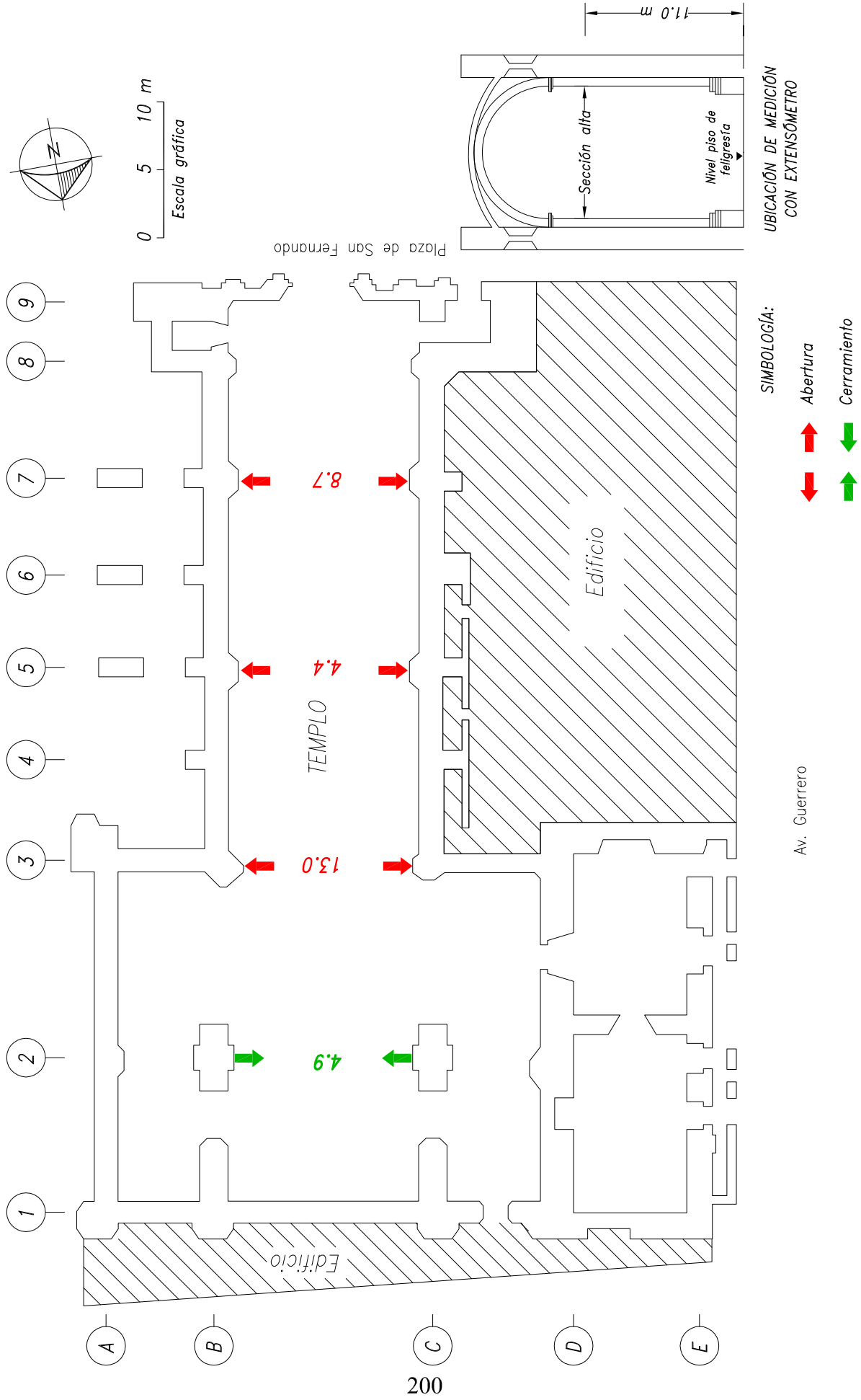
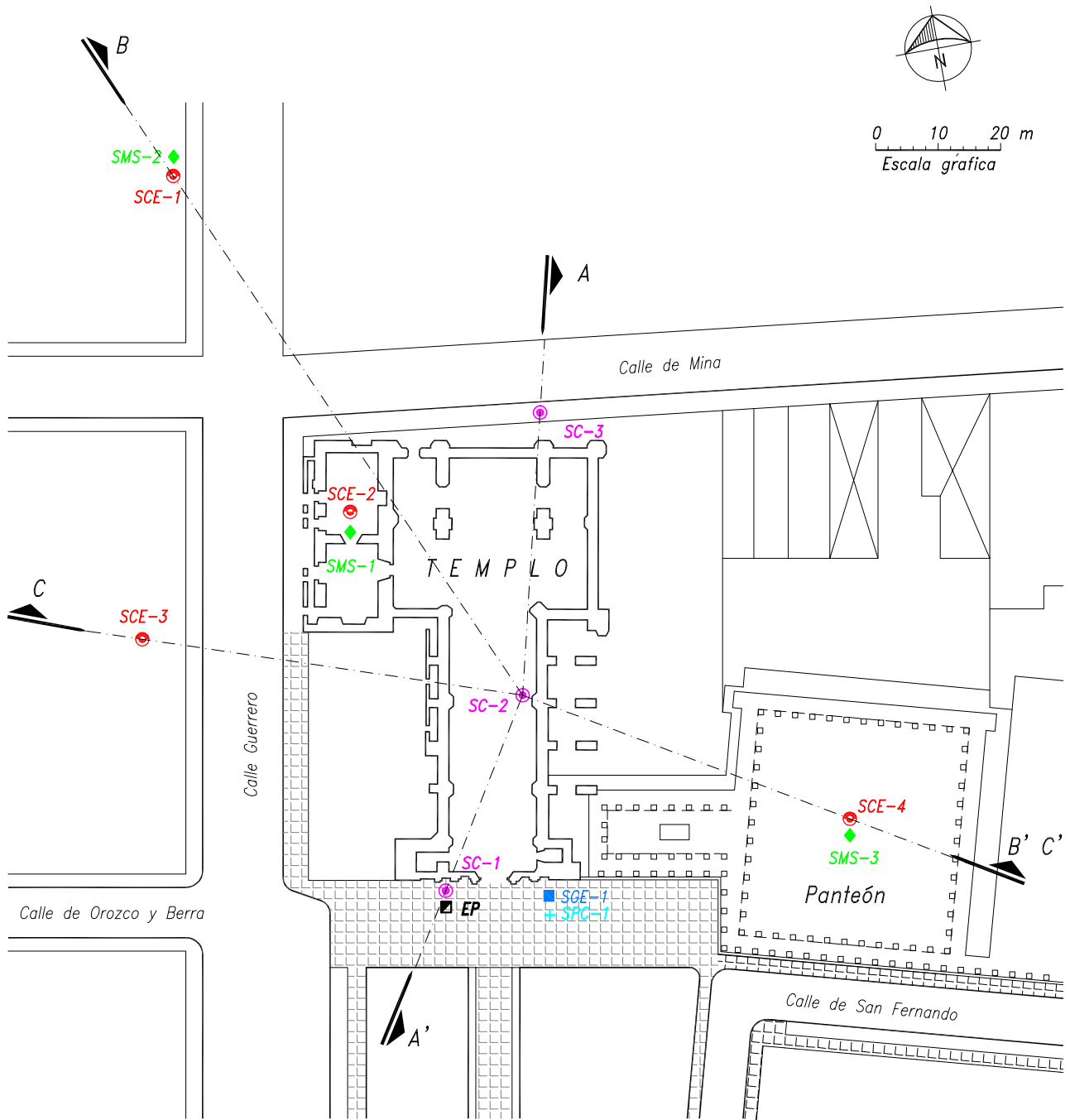


Fig. 6.6.10 Convergencias medidas en mm, sección alta, periodo agosto/98 a agosto/08, Templo de San Fernando



NOTA:

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

SIMBOLOGÍA:

- SC ● Sondes de cono eléctricos realizados en 1988
- SCE ● Sondes de cono eléctricos realizados en 1993
- SGE ■ Sondes geotecnico exploratorio realizado en 2008
- SMS ◆ Sondes de muestreo selectivo realizados en 1993
- EP ■ Estación piezométrica instalada en 1988
- SPC + Sondes de piezocono (2008)

Fig. 6.6.11 Ubicación de sondeos  
Templo de San Fernando

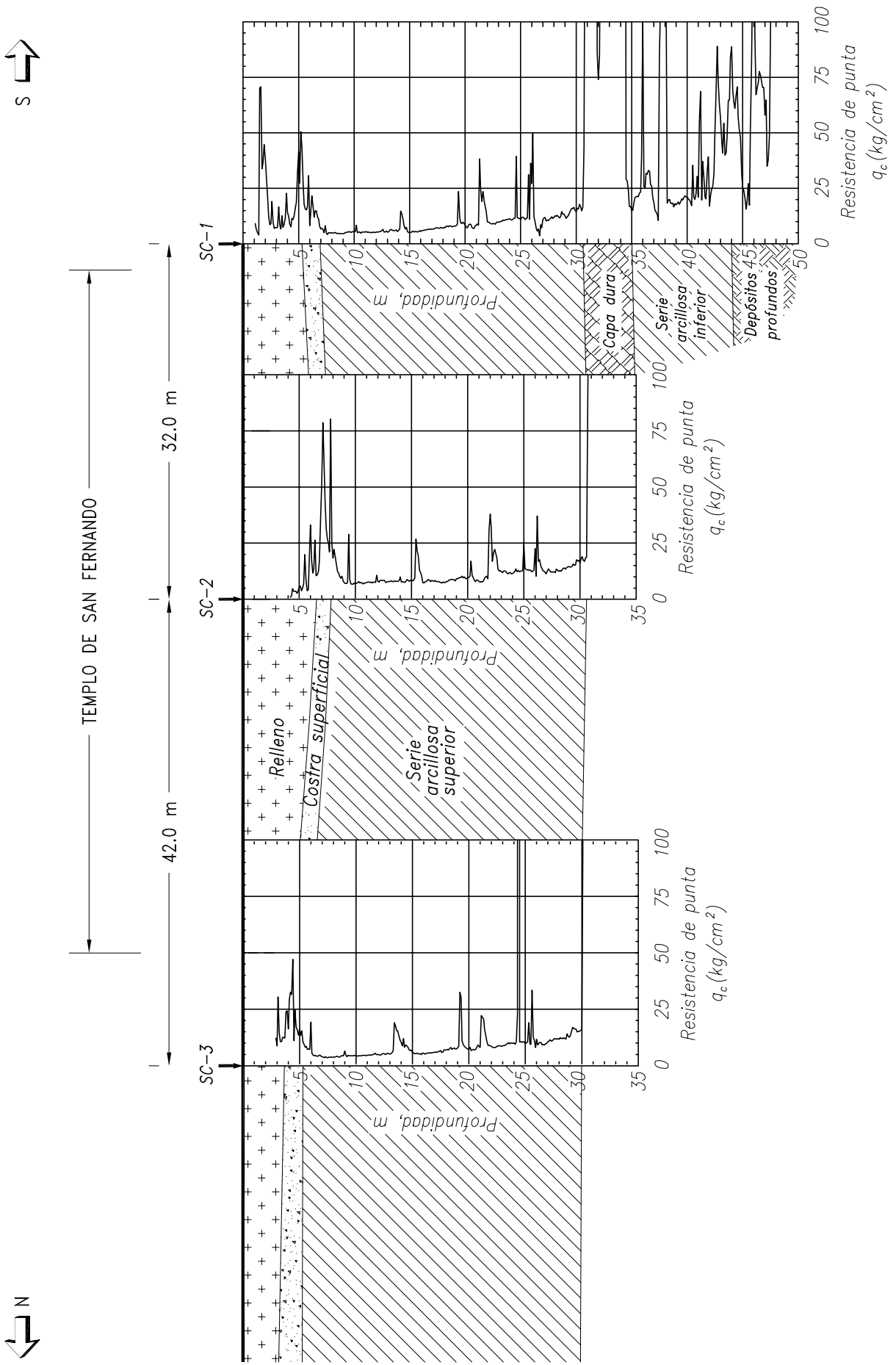


Fig. 6.6.12 Corte estratigráfico A-A'

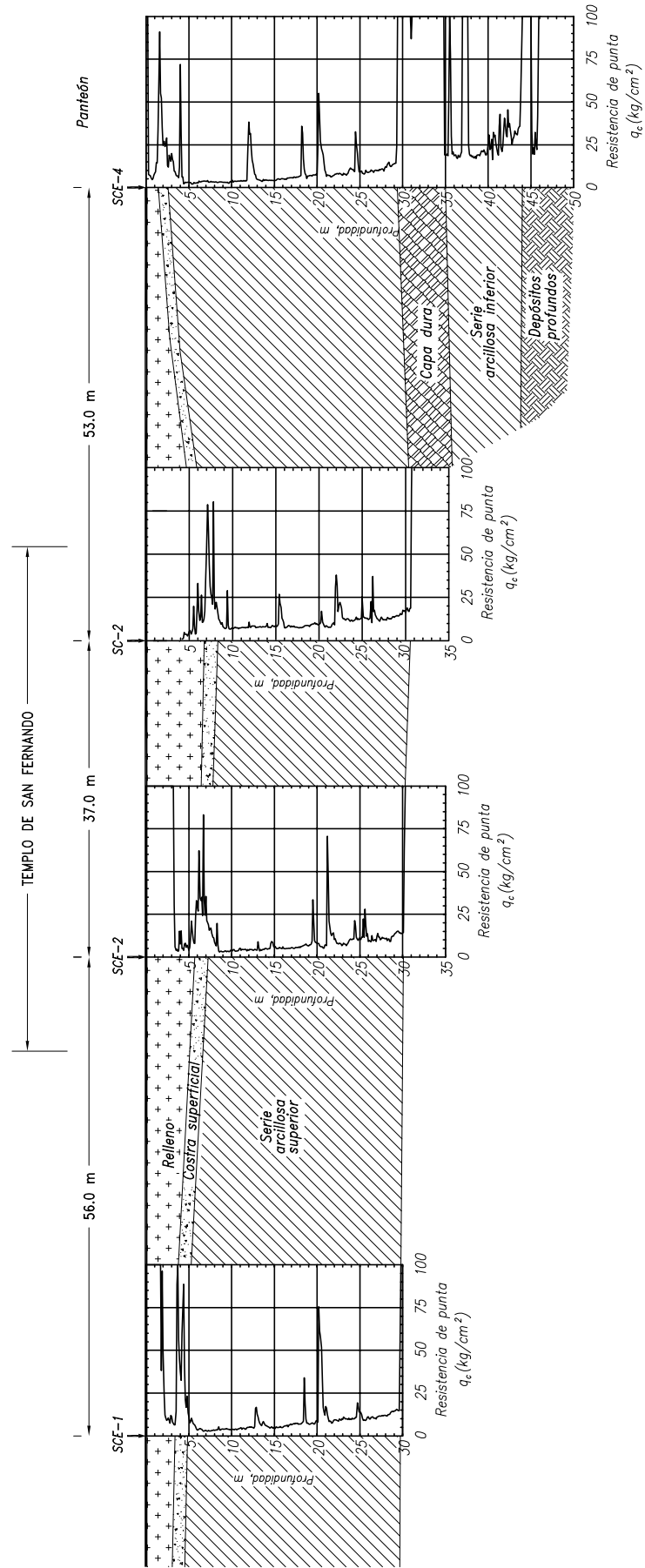


Fig. 6.6.13 Corte estratigráfico B-B'

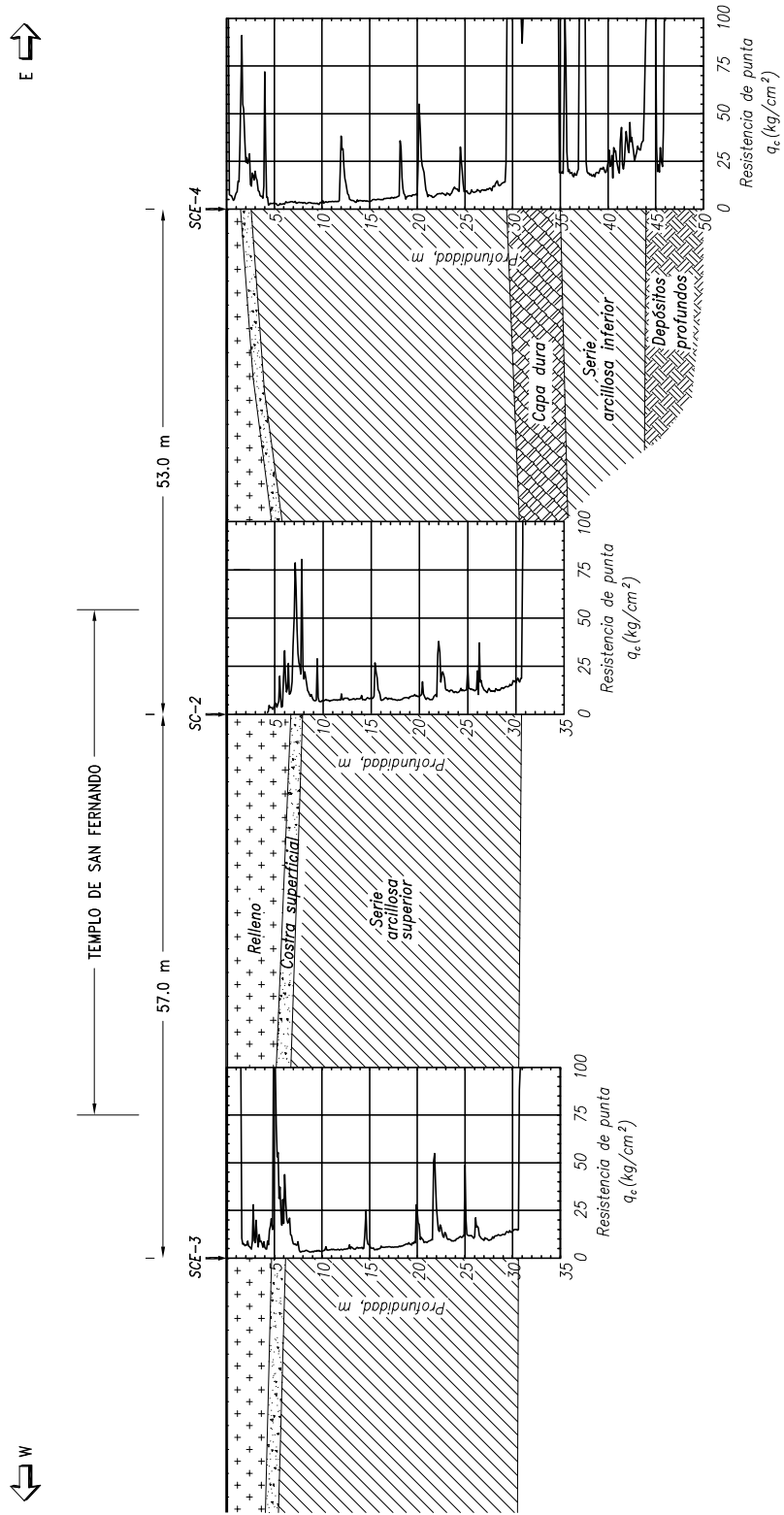
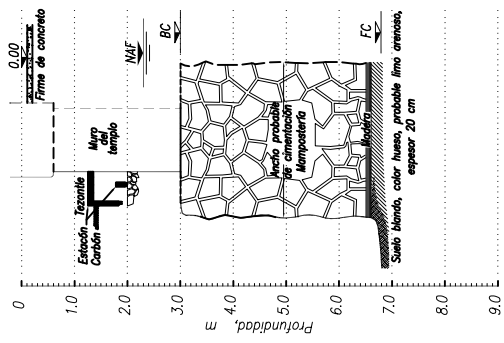
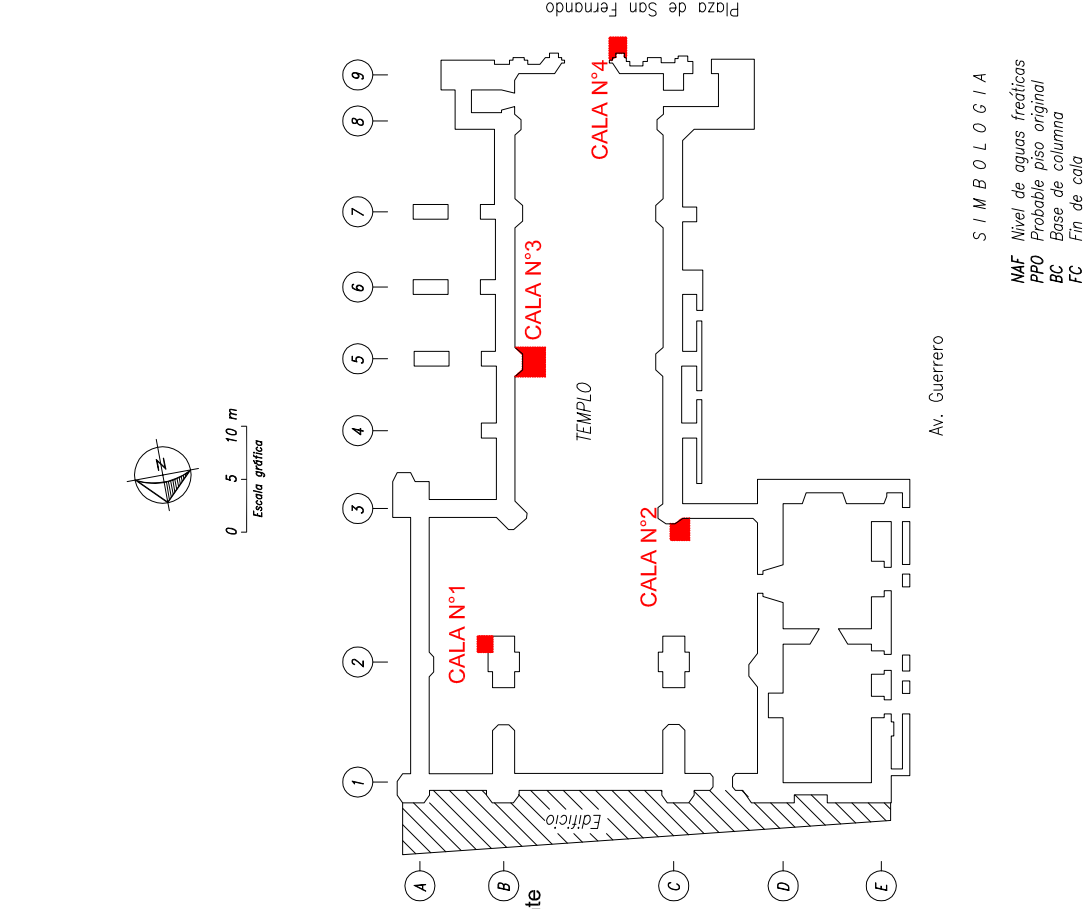


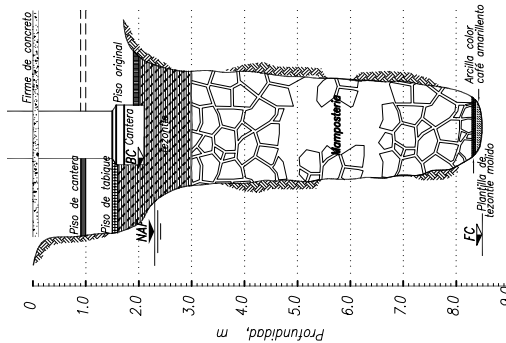
Fig. 6.6.14 Corte estratigráfico C-C'



Corte esquemático. Cala No 1, Altar vista poniente



Corte esquemático. Cala No 2, Vista oriente



Corte esquemático. Cala No 4, Exterior Portal

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

S I M B O L O G I A  
 NAF Nivel de aguas freáticas  
 PPO Probable piso original  
 BC Base de columna  
 FC Fin de cala

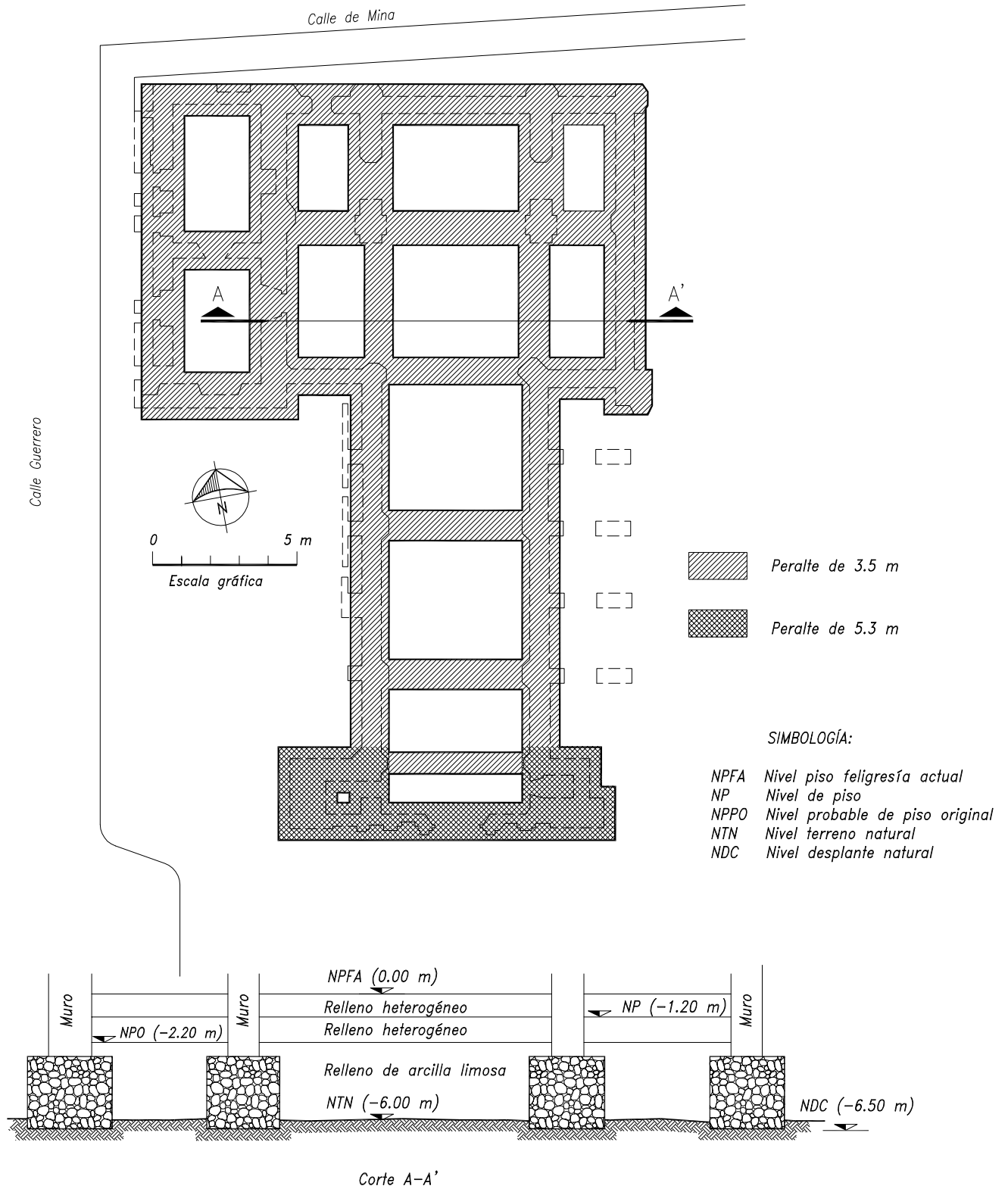


Fig. 6.6.16 Probable planta de cimentación del templo

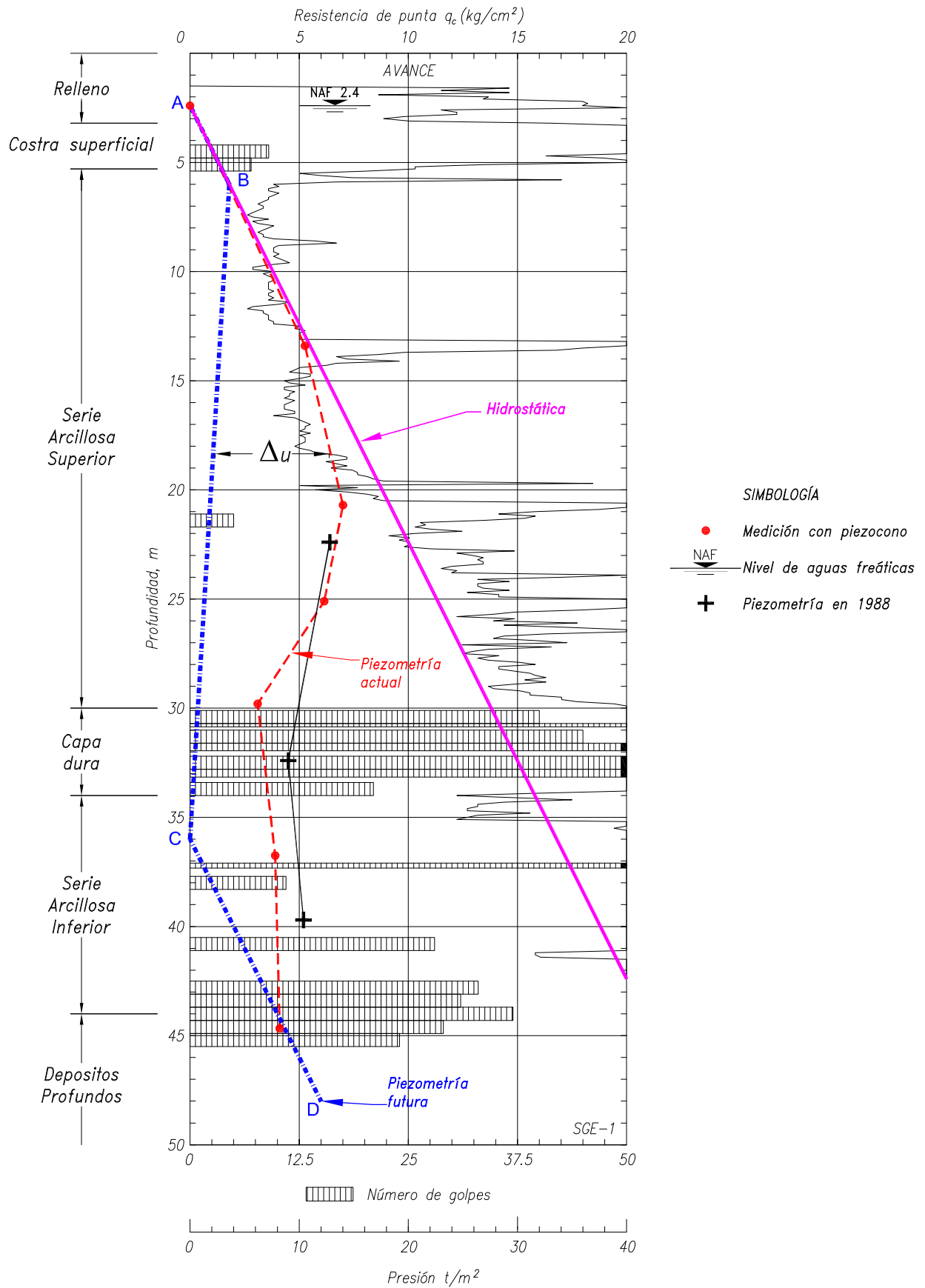


Fig. 6.6.17 Condiciones piezométricas en el sitio Templo de San Fernando



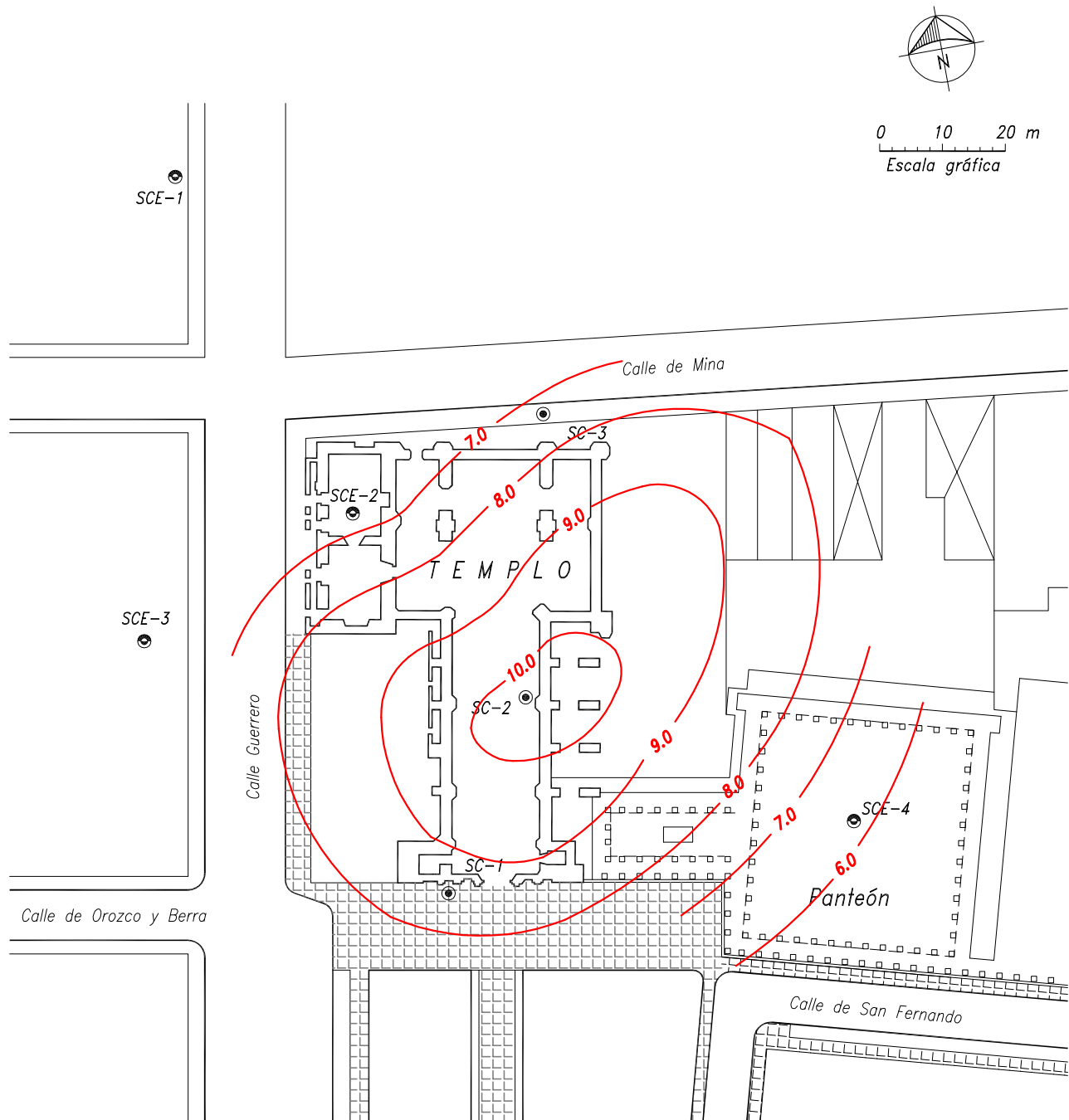


Fig. 6.6.18 Configuración de la resistencia medida  $q_c$  al cono de la serie arcillosa superior

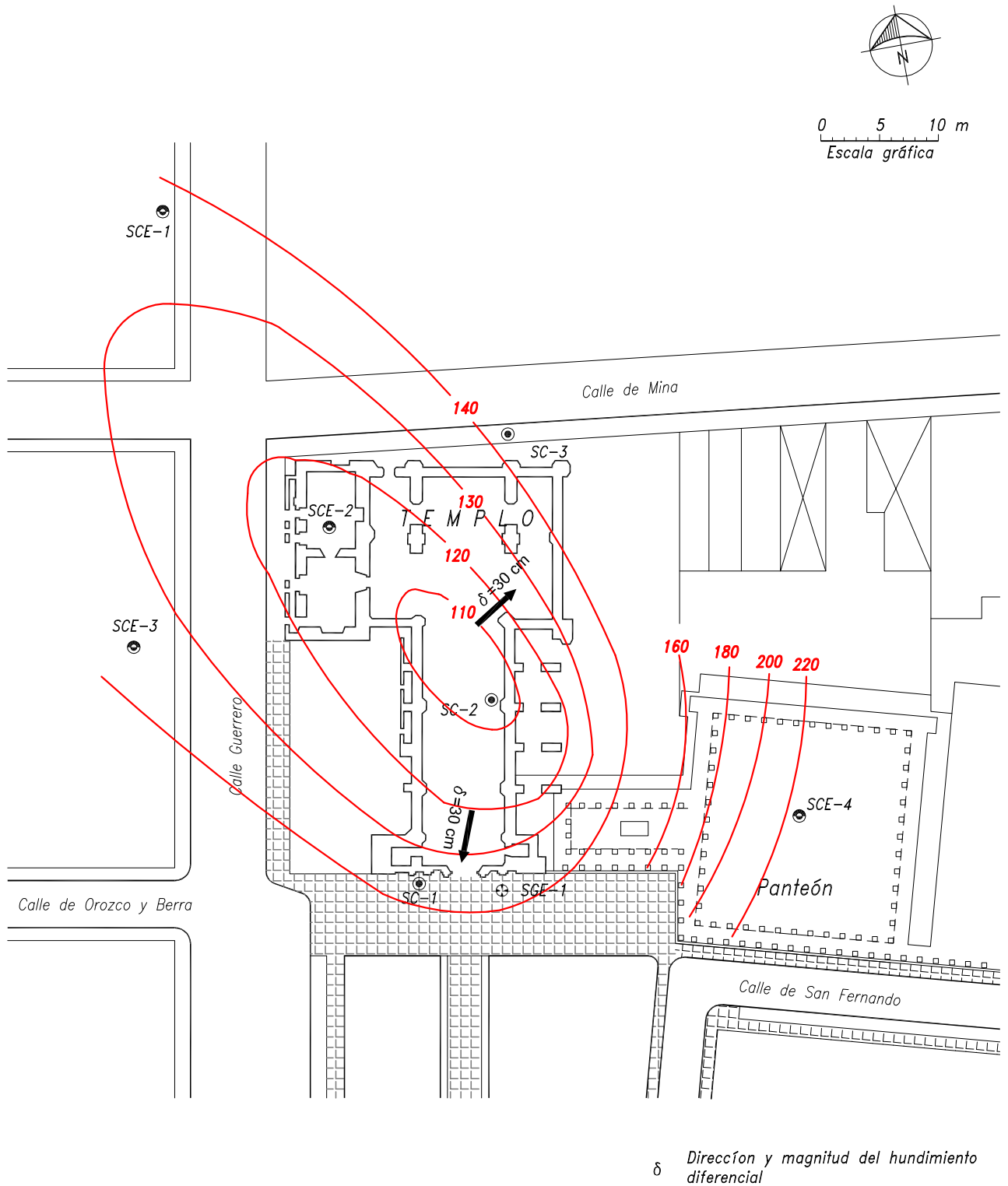


Fig. 6.6.19 Curvas teóricas de la predicción de igual hundimiento en cm, para el período 2007-2027

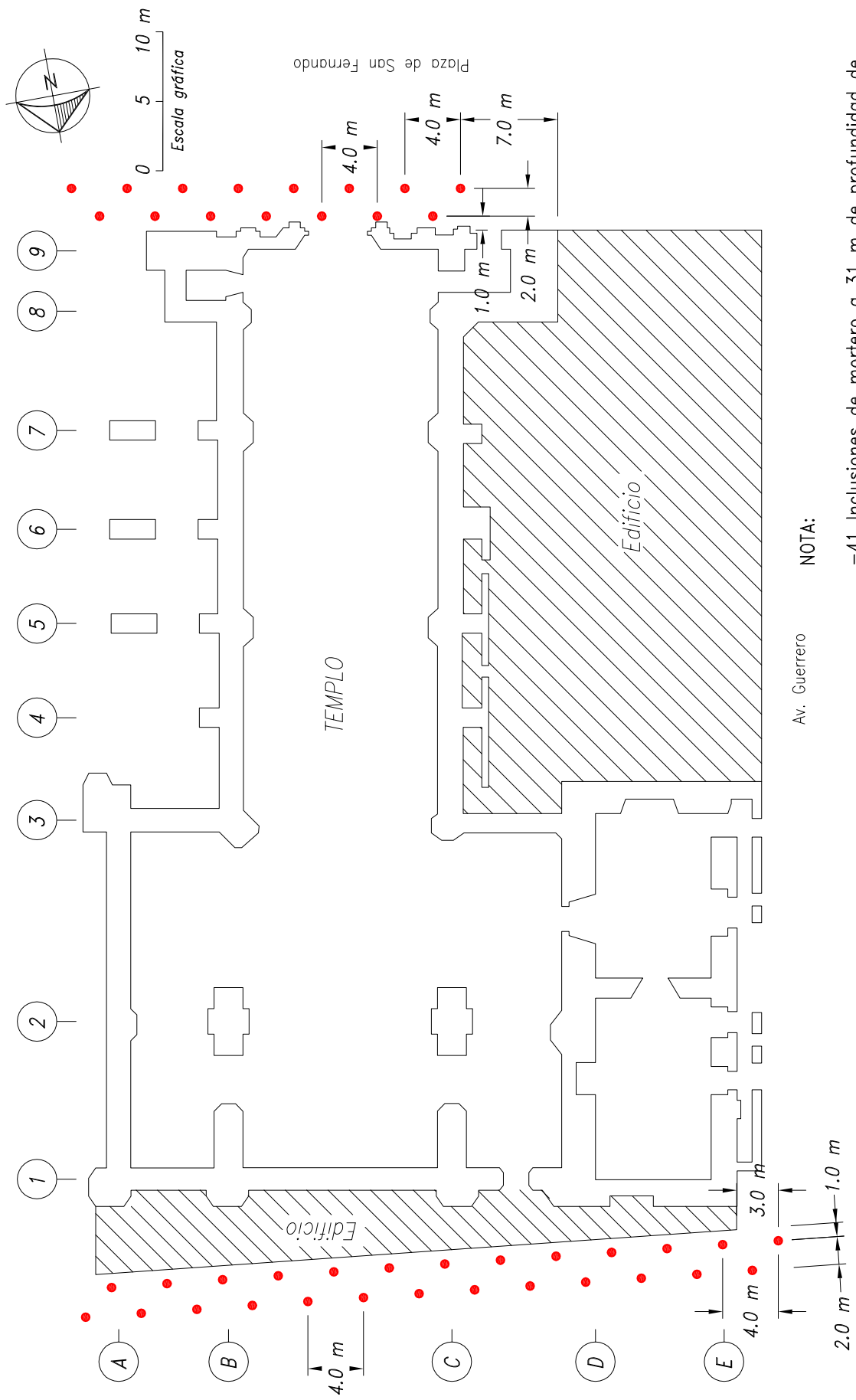


Fig. 6.6.20 Ubicación sugerida de las inclusiones rígidas y puntos de inyección  
Templo de San Fernando

## **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 m<sup>2</sup>, 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 banqueta, 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 m<sup>3</sup>; 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

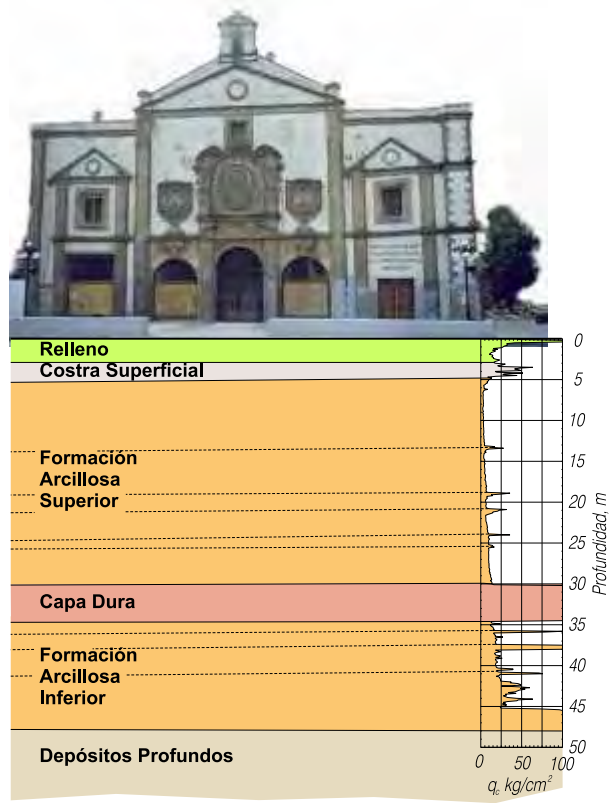


Fig. 6.7.2 Estratigrafía del sitio

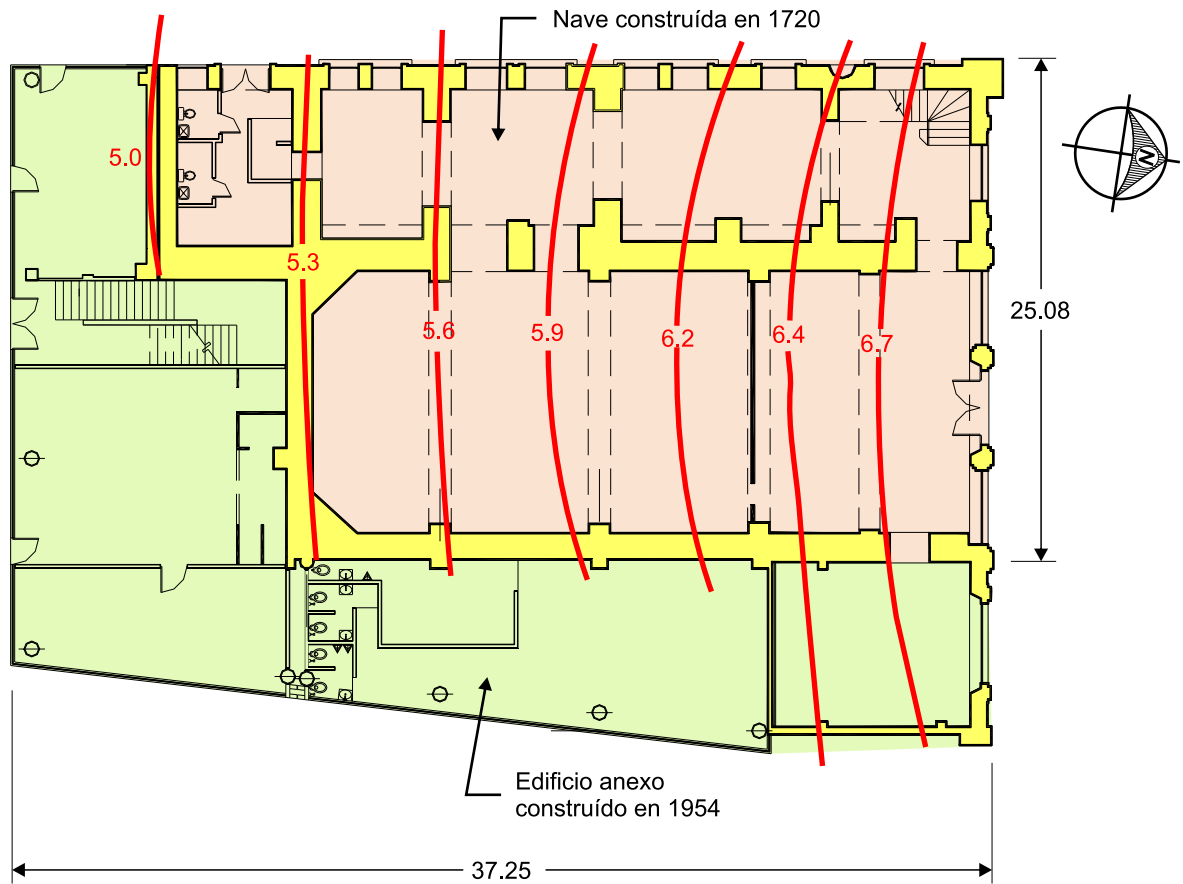


Fig. 6.7.3 Curvas de igual hundimiento en cm/año, de mayo de 1994 a enero de 1998

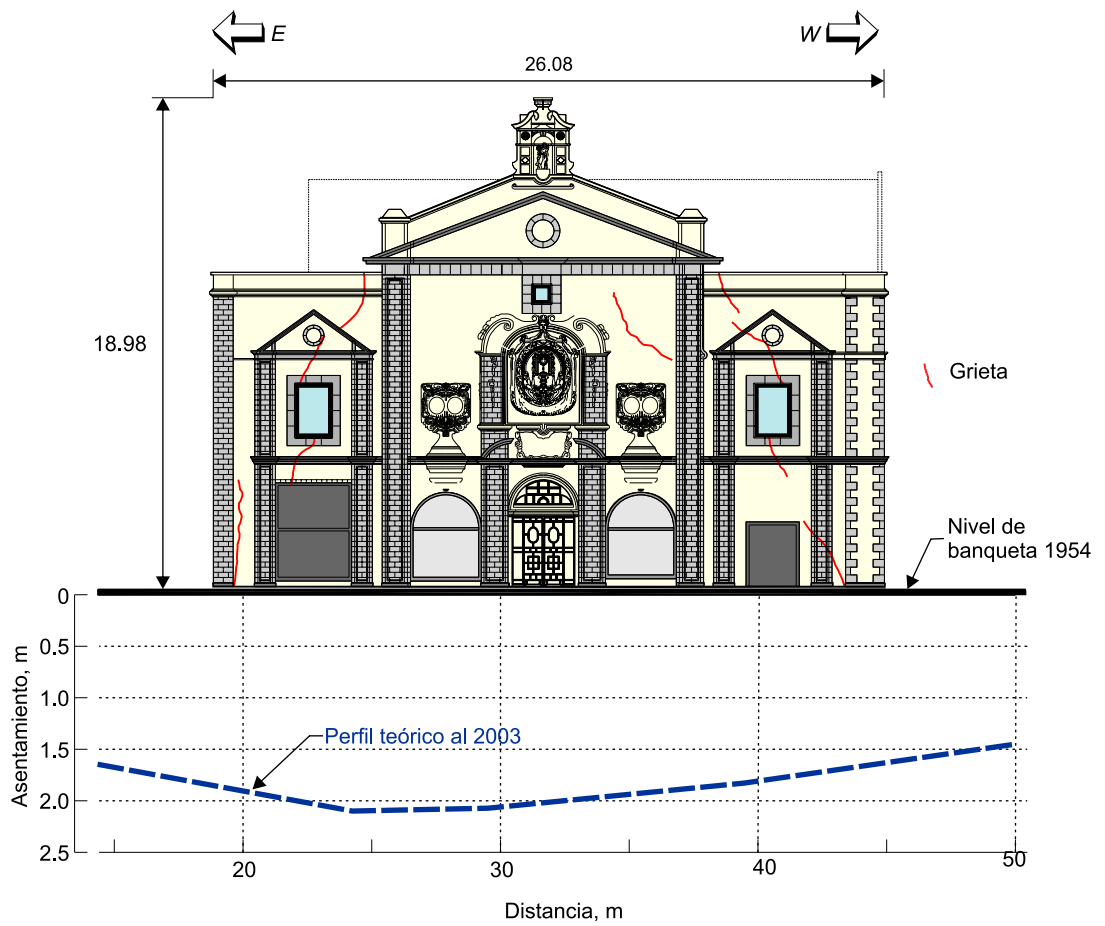


Fig. 6.7.4 Análisis del asentamiento ocurrido para el periodo 1954-2003



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

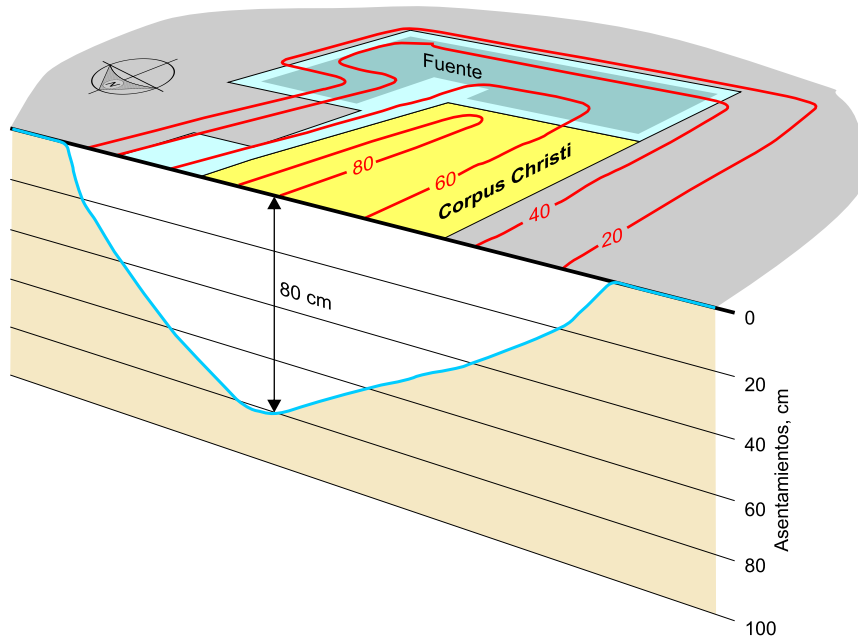


Fig. 6.7.6 Curvas teóricas de hundimiento probable, sin refuerzo de cimentación, para el periodo 2003-2023

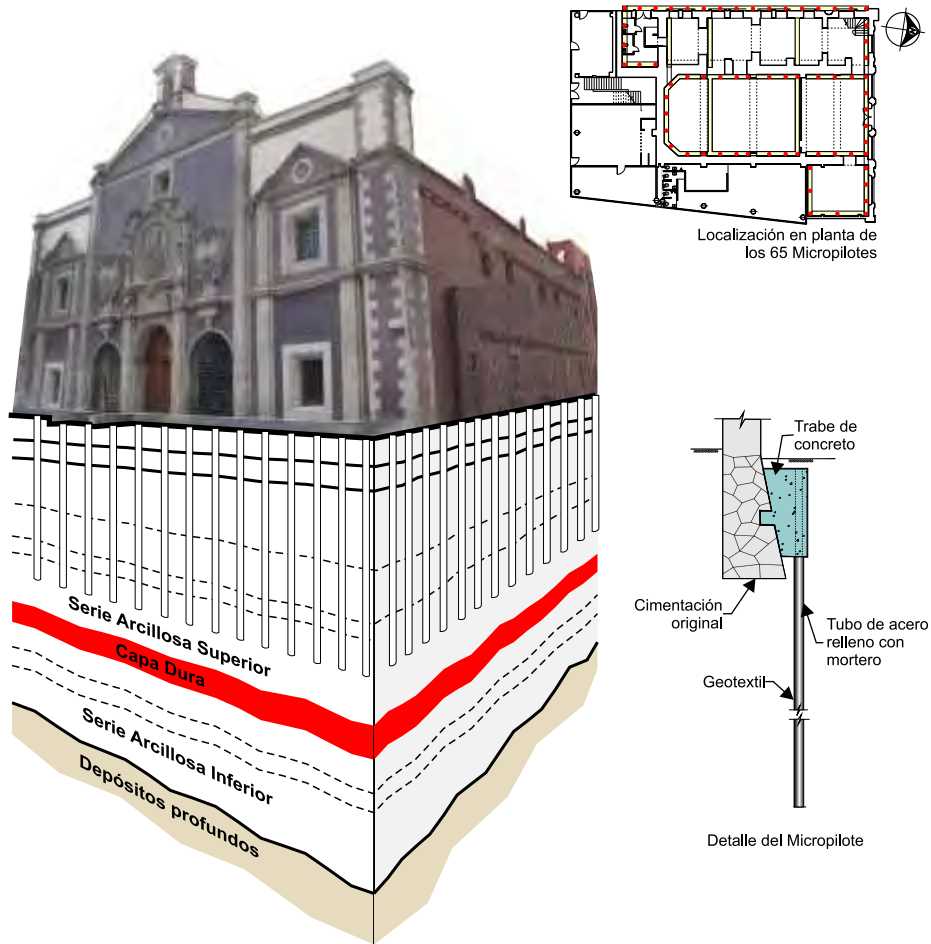


Fig. 6.7.7 Micropilotes que refuerzan la cimentación para reducir el asentamiento diferencial a 20 cm al centro del monumento

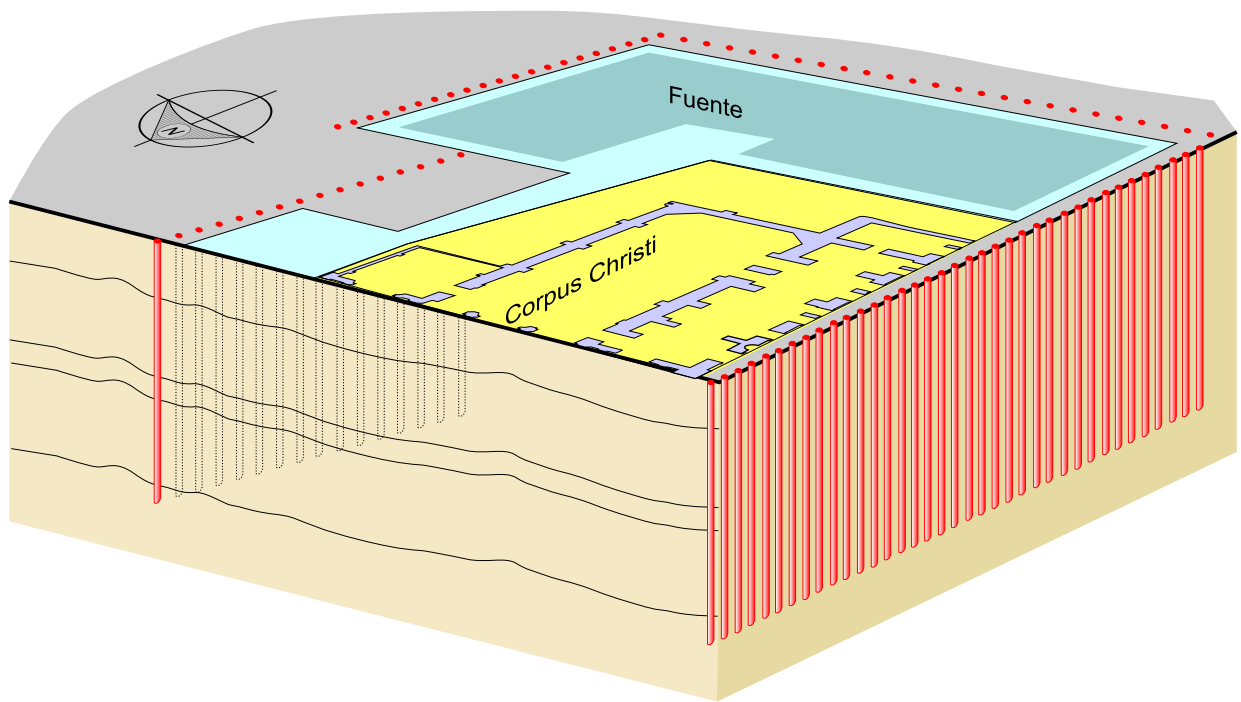


Fig. 6.7.8 Pantalla de precorte para aislar la masa de suelo bajo Corpus Christi

## 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/cm<sup>2</sup>, 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/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar máximos de 20 kg/cm<sup>2</sup>, 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<sub>SPT</sub>) 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup>.

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)

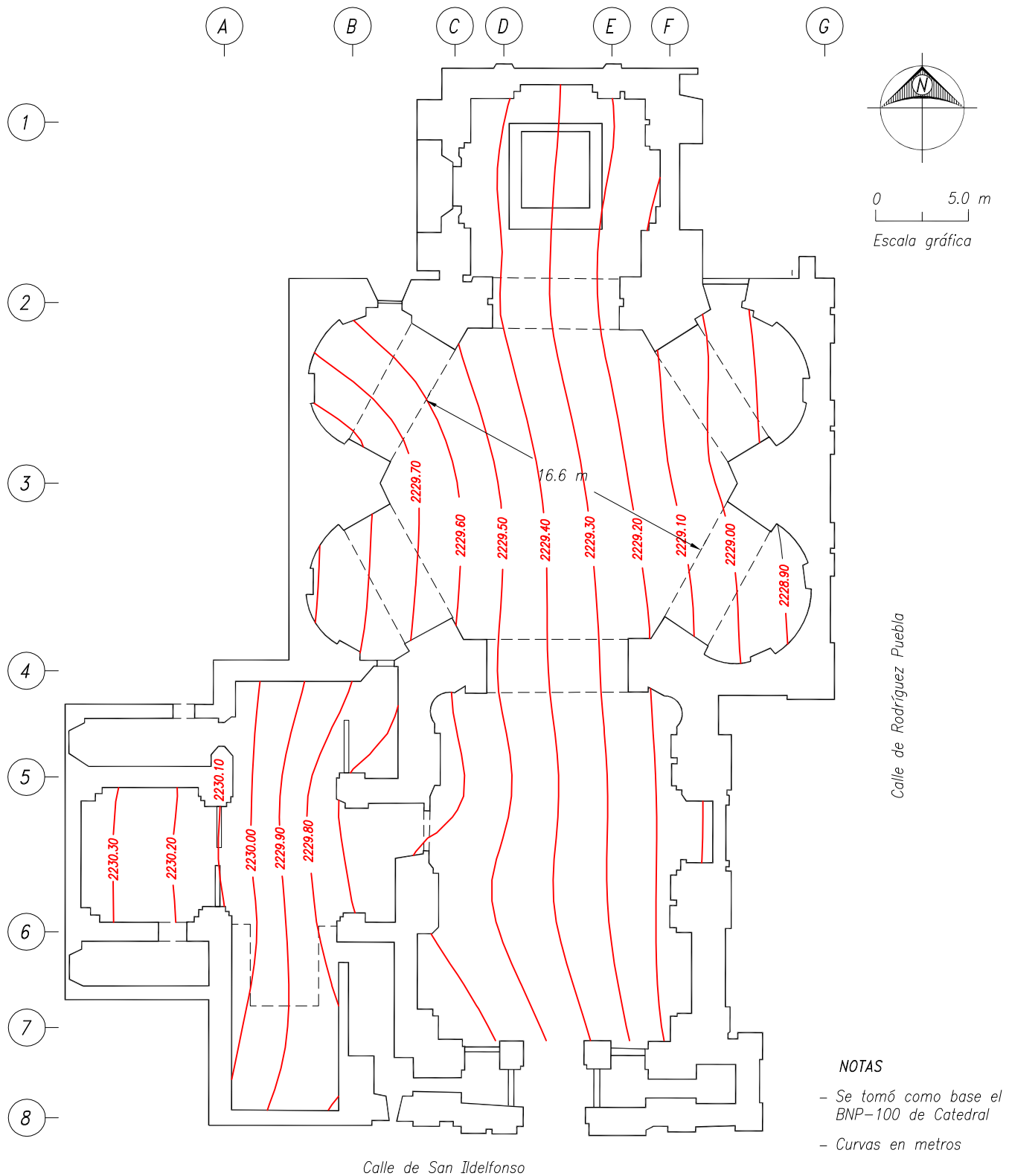


Fig. 6.8.3 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por los plinto Templo de Nuestra Señora de Loreto

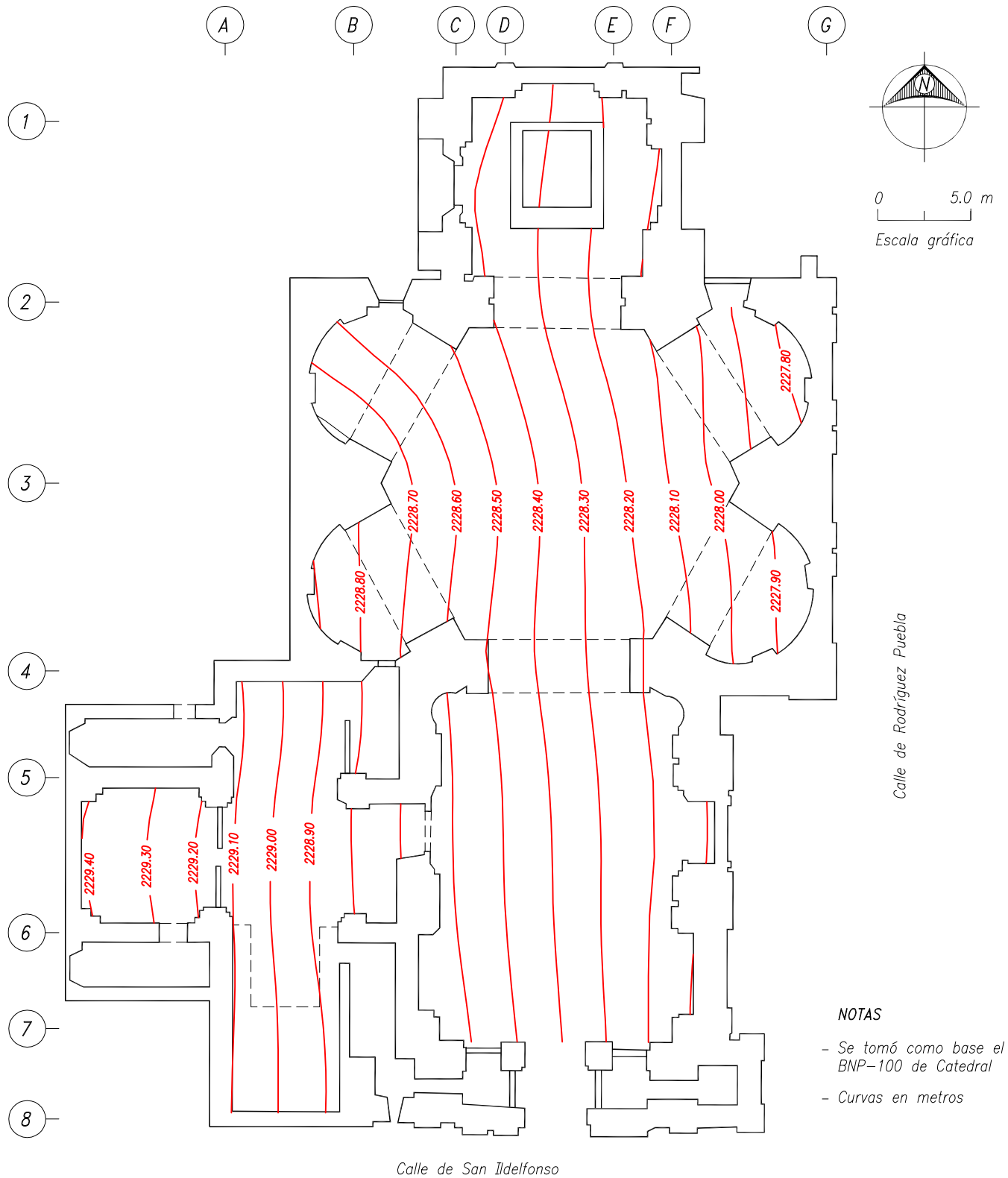
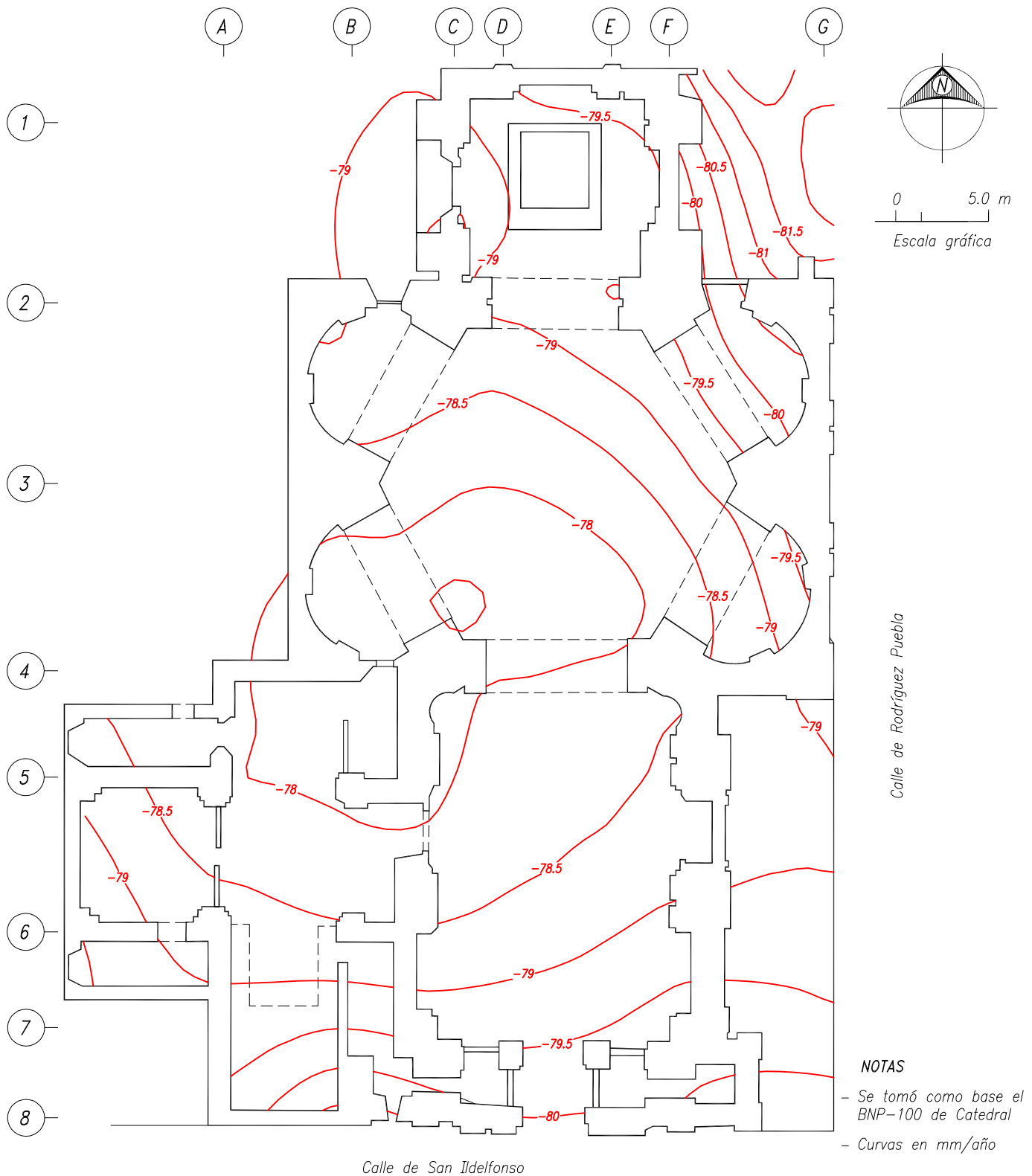
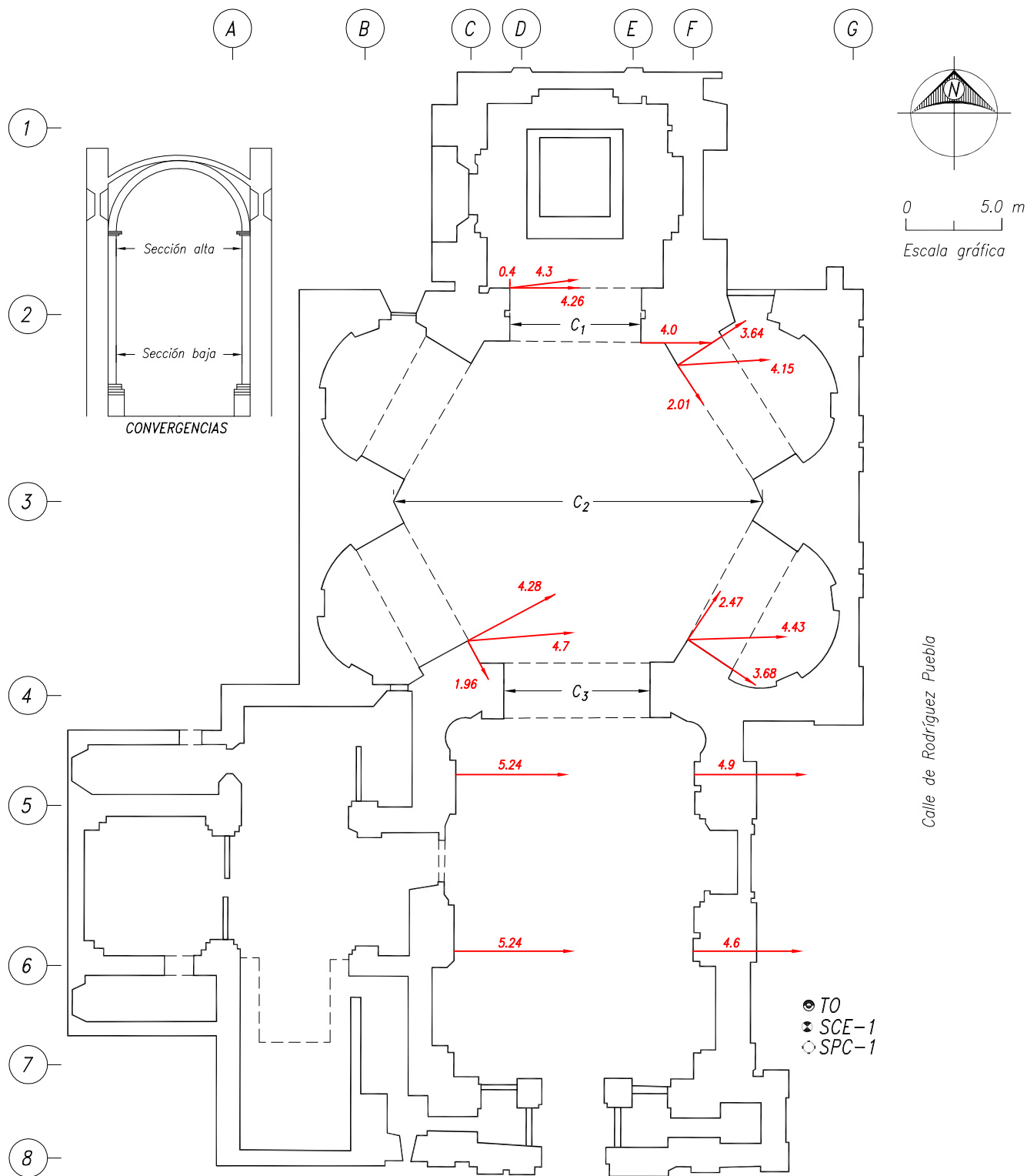


Fig. 6.8.4 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía Templo de Nuestra Señora de Loreto



**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

SCE ⊗ Sondeo de cono eléctrico

SPC ○ Sondeo con piezocono

TO ● Tubo de observación del nivel freático

NOTAS

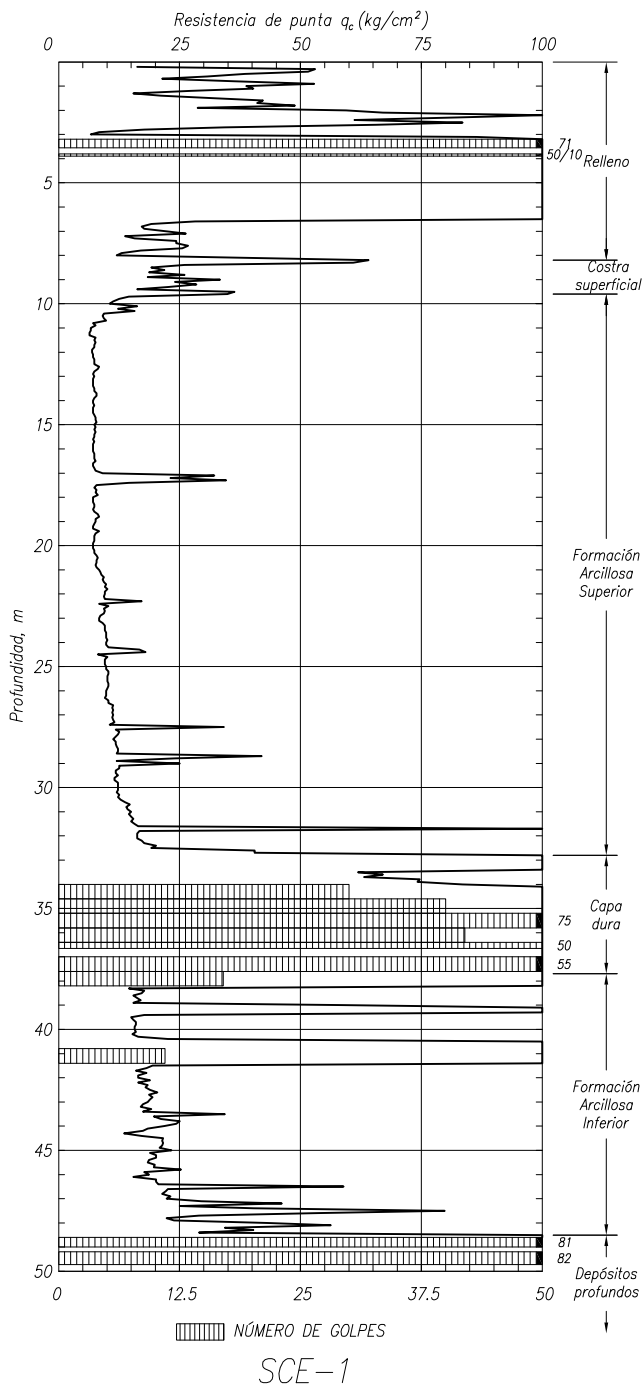
— Los desplomos indicados están en porcentaje

— Los desplomos se determinarán en 7.30 m de fuste

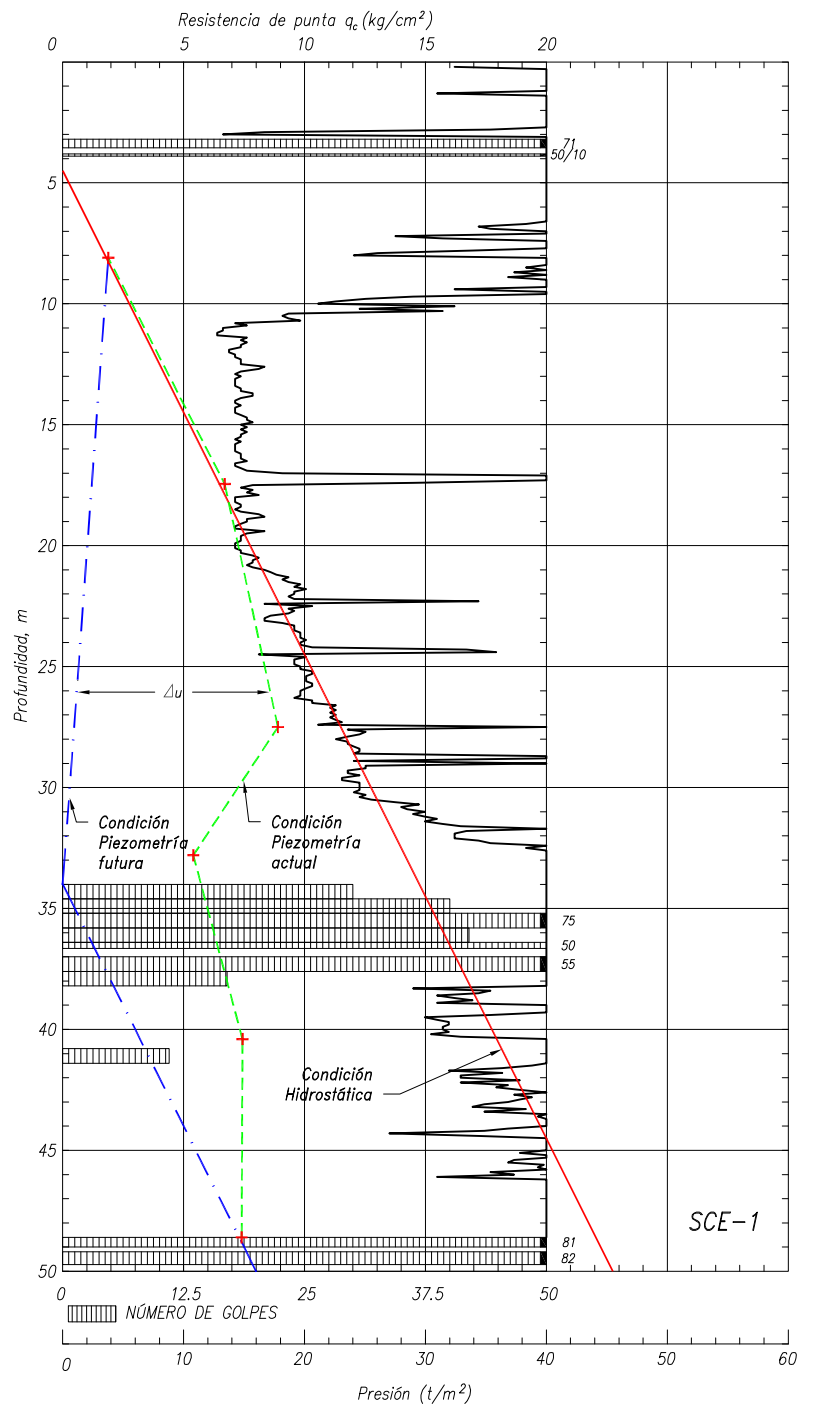
**Fig. 6.8.6 Puntos para medición de convergencias y desplomos de las pilastras, Oct-2003**

**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/cm<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar máximos de 20 kg/cm<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup> a un máximo de 25 kg/cm<sup>2</sup> en la arcilla, con máximos de 100 kg/cm<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup>.

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



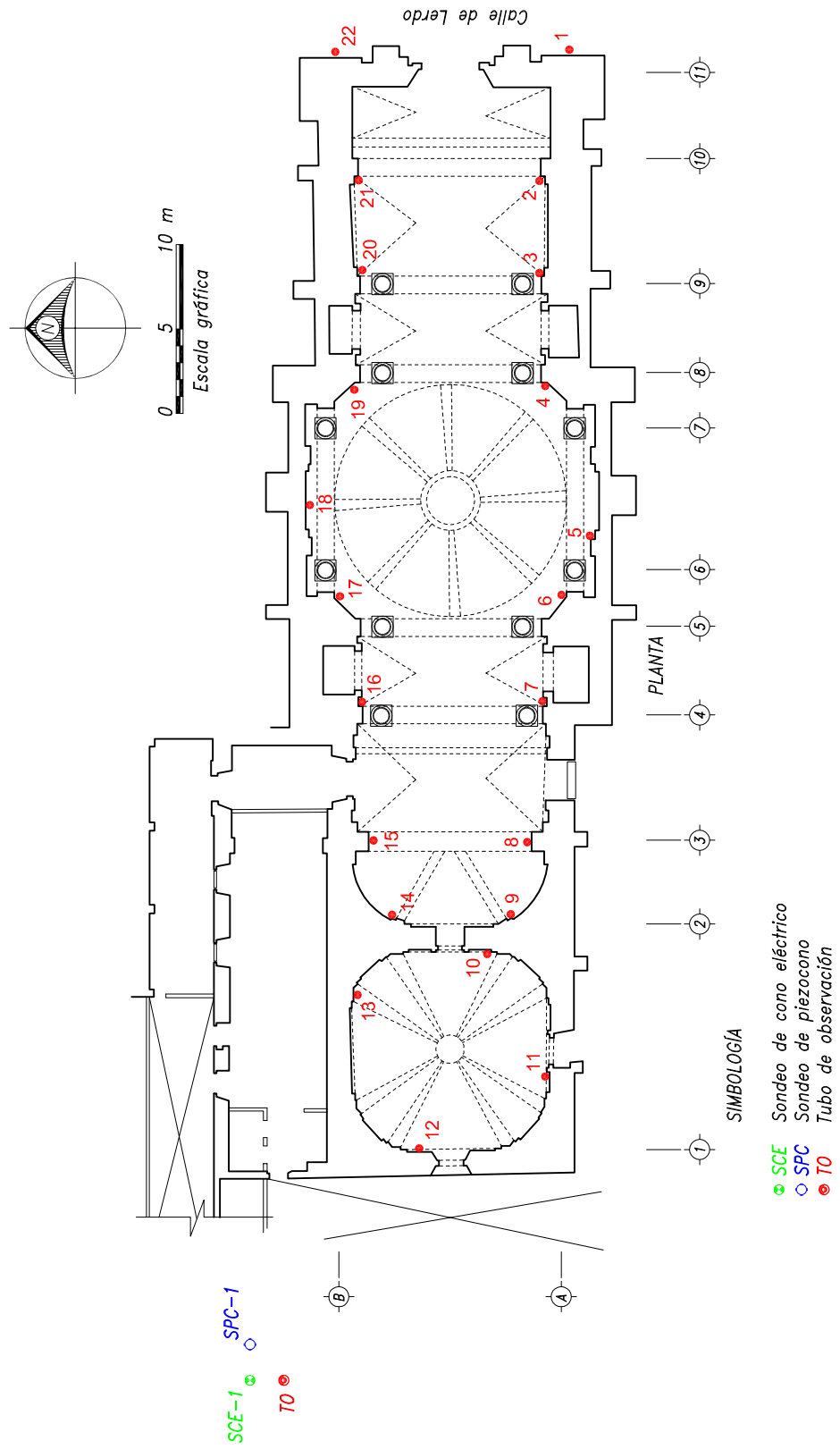
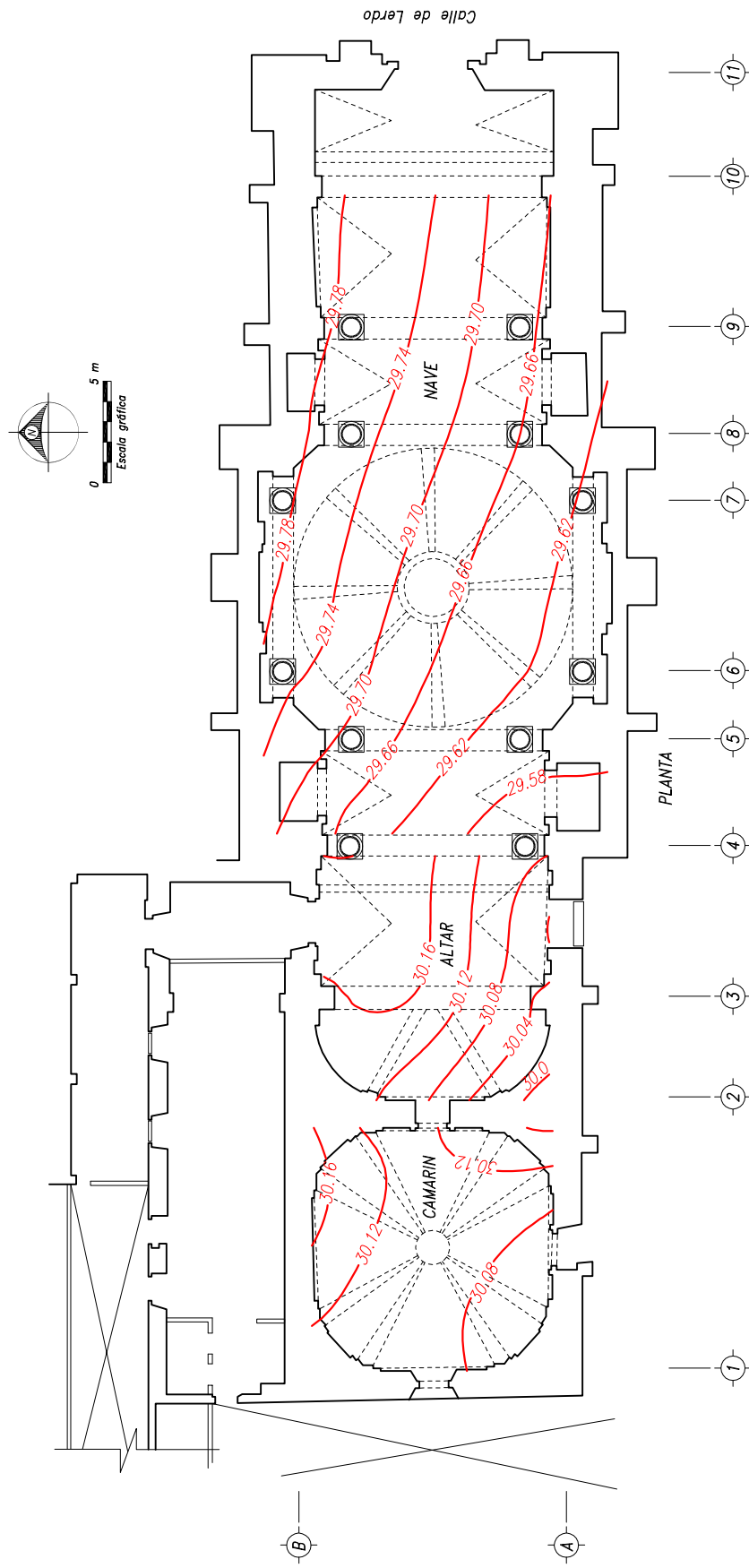


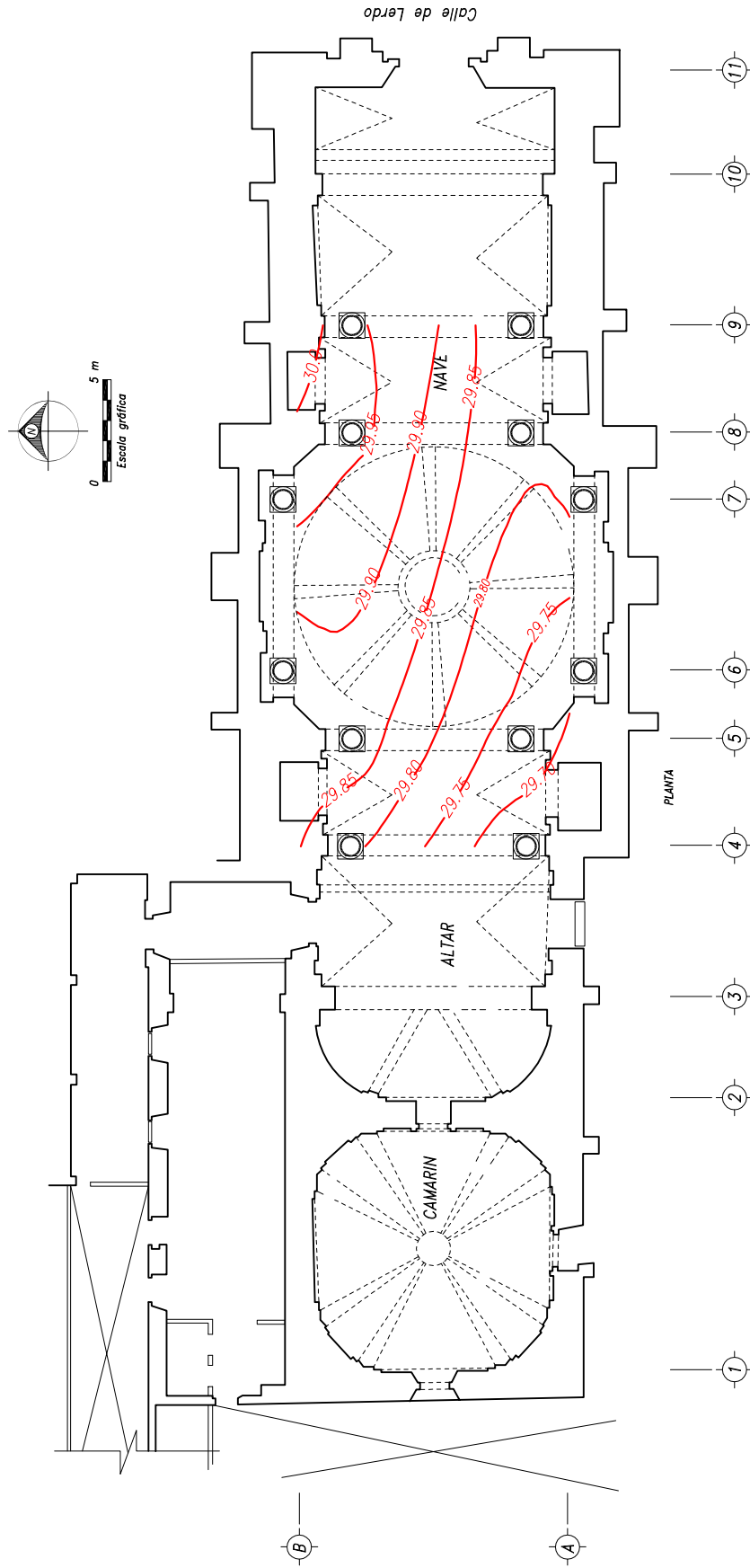
Fig. 6.9.2 Ubicación de los puntos de control topográfico  
Templo de Nuestra Señora de los Angeles



NOTA:

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

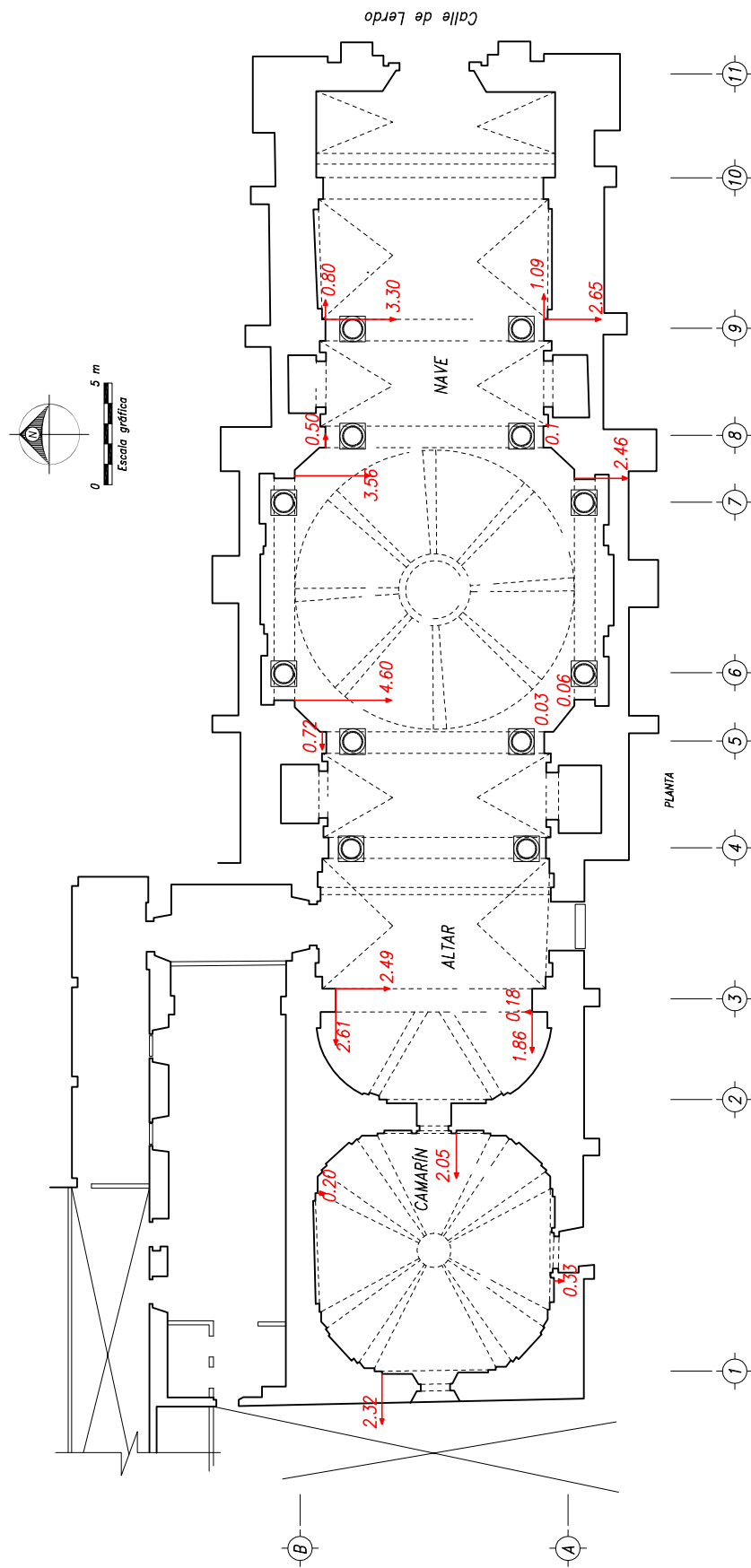
Fig. 6.9.3 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía, Oct-2003  
Templo de Nuestra Señora de los Angeles



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

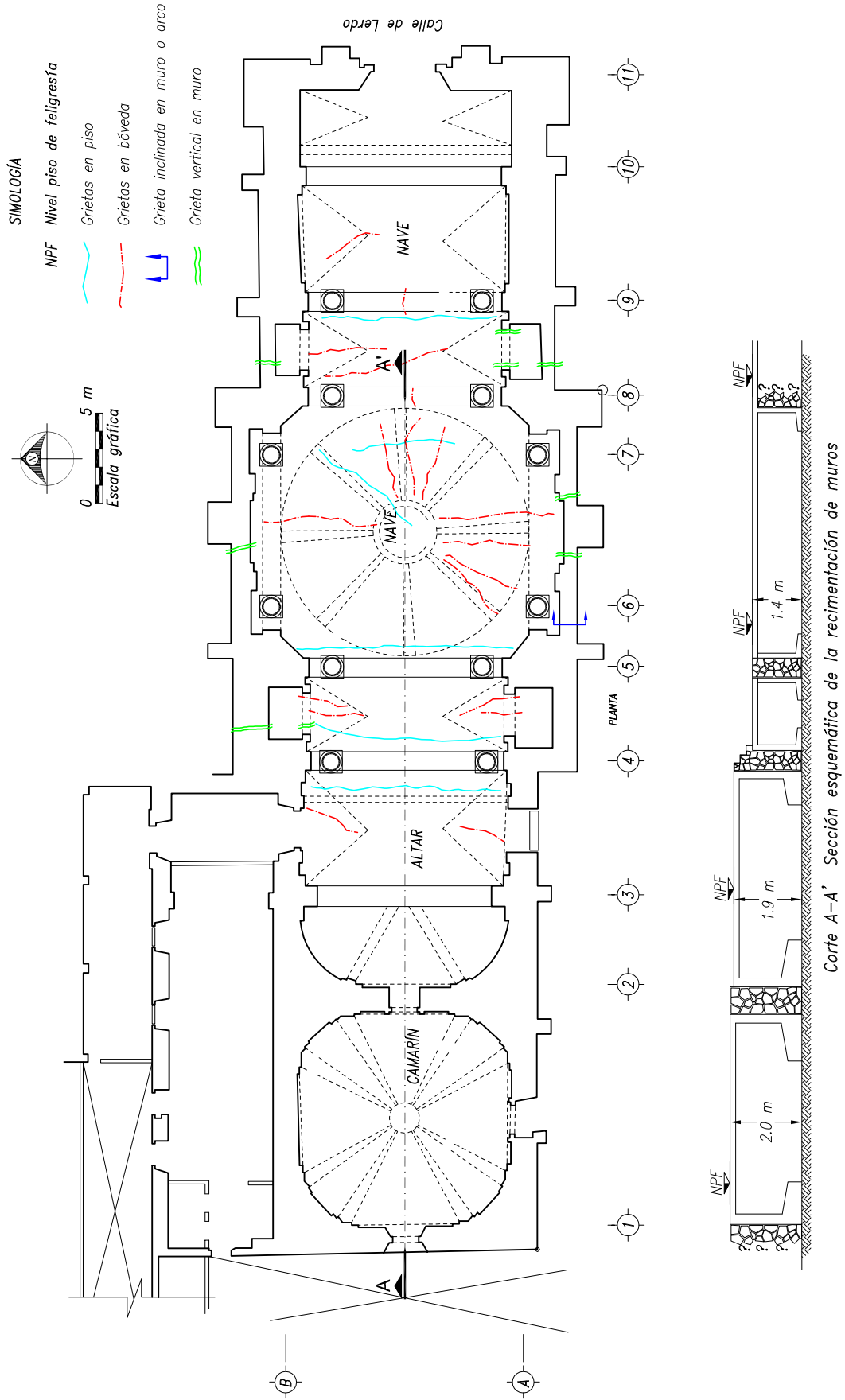


Fig. 6.9.6 Ubicación de grietas  
Templo de Nuestra Señora de los Angeles

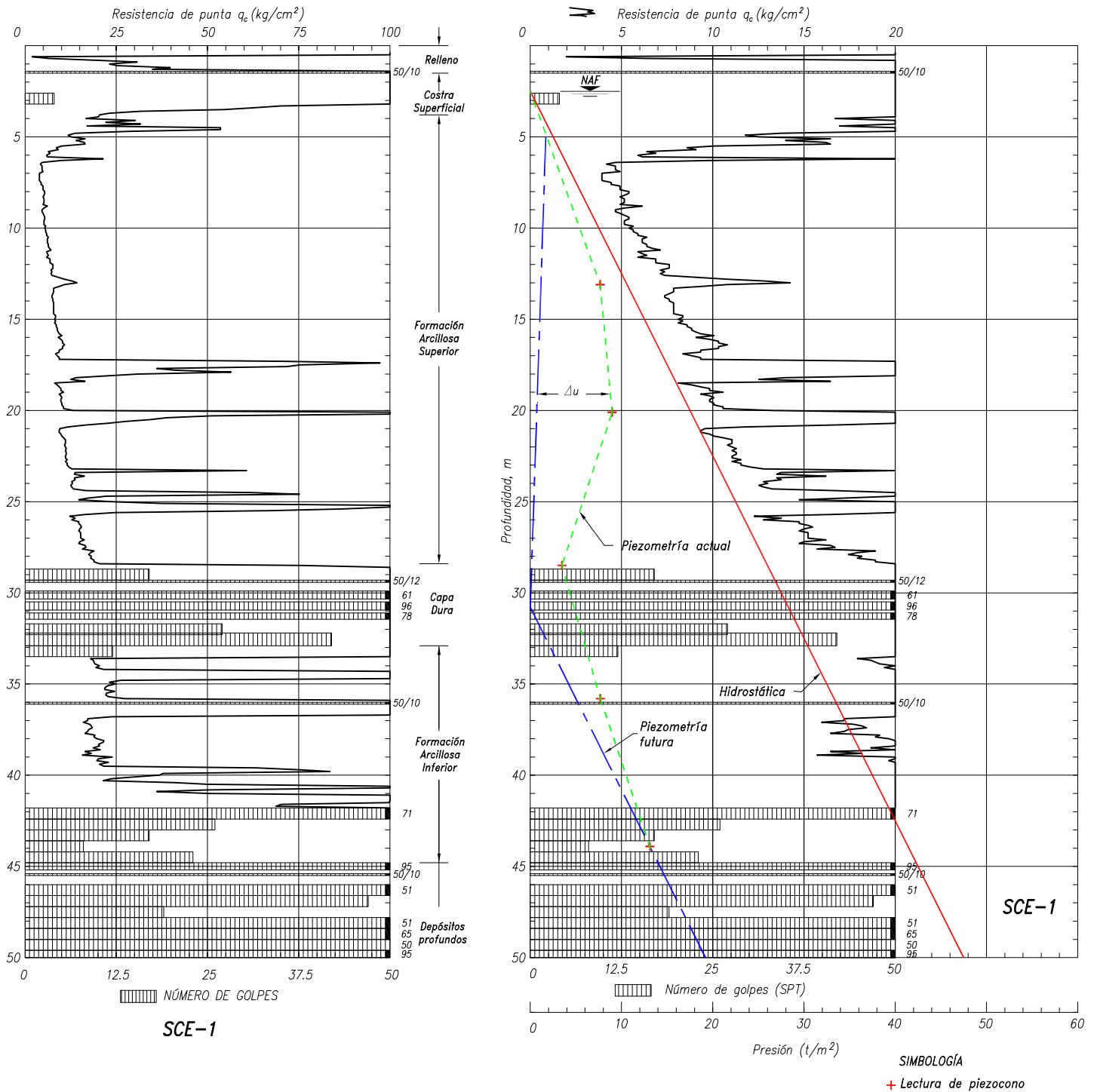


Fig. 6.9.7 Registro de sondeo de cono eléctrico y condiciones piezométricas en el sitio Templo de Nuestra Señora de los Angeles

## **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/cm<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup> hasta alcanzar máximos de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

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/cm<sup>2</sup> a un máximo de 30 kg/cm<sup>2</sup> en la arcilla, con máximos de más de 75 kg/cm<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup> 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/m<sup>2</sup>.

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

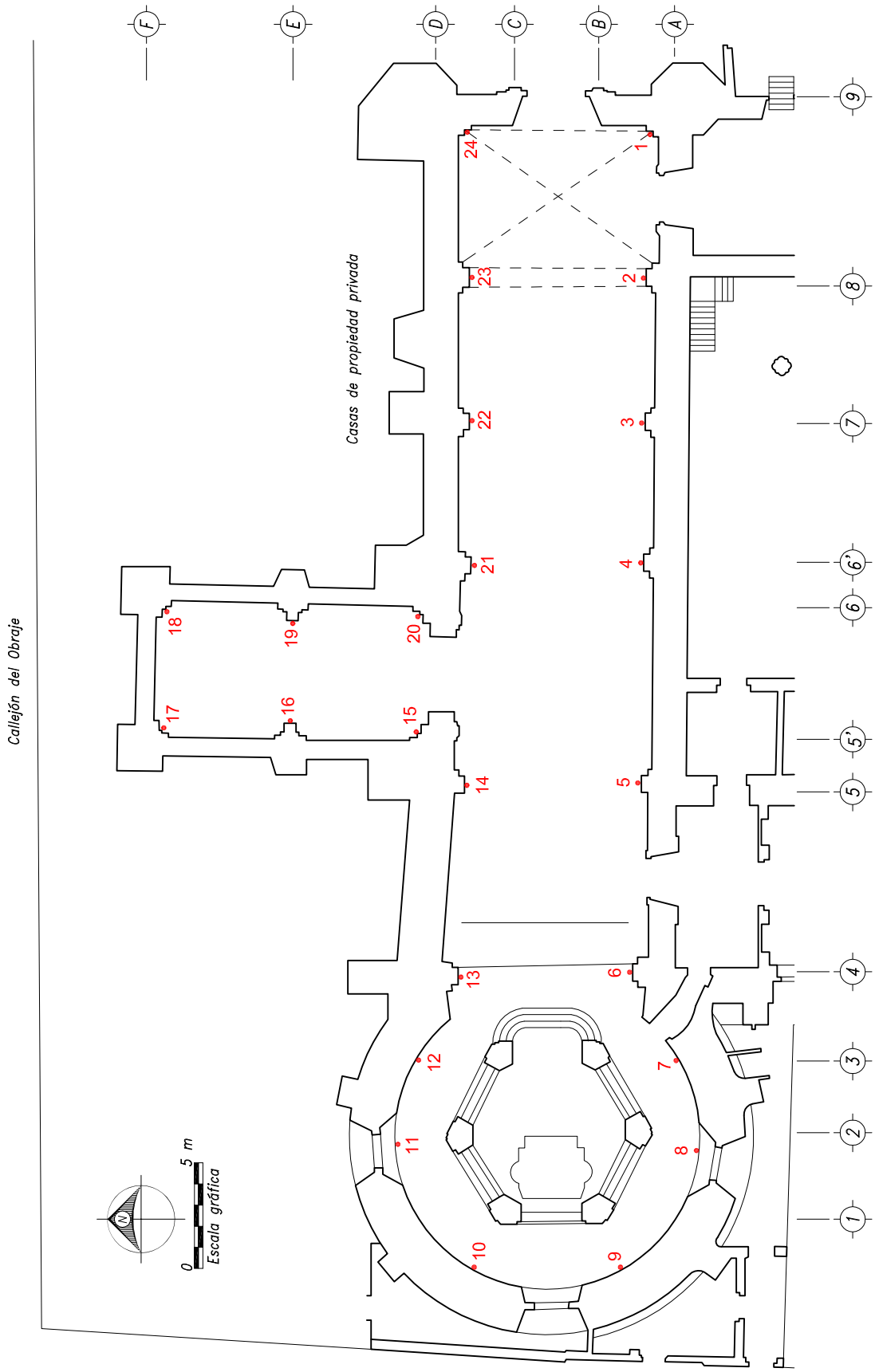


Fig. 6.10.2 Ubicación de puntos de control topográfico  
Templo de Santa María la Redonda

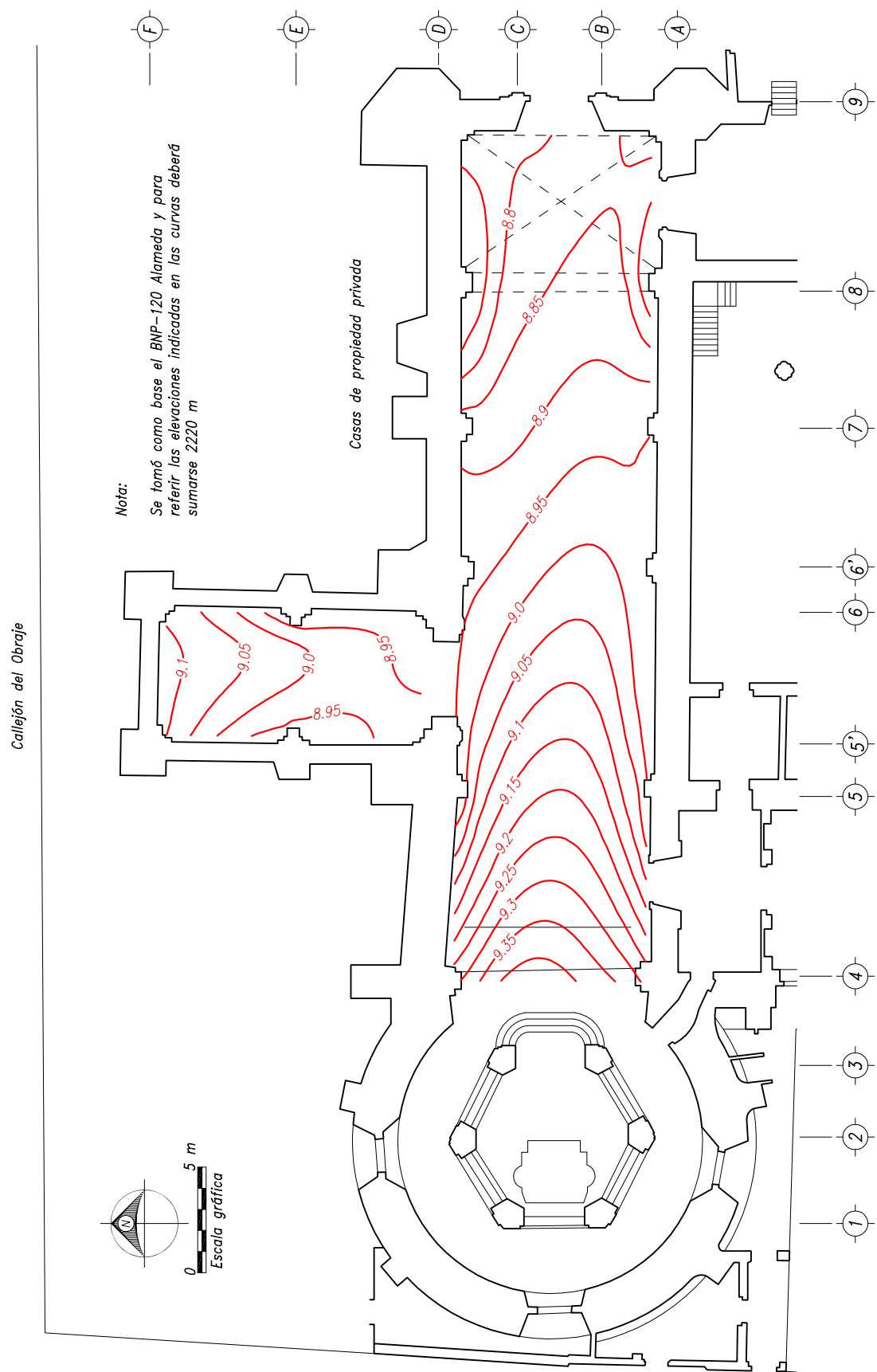


Fig. 6.10.3 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por el piso de feligresía, Oct-2003 Templo de Santa María La Redonda

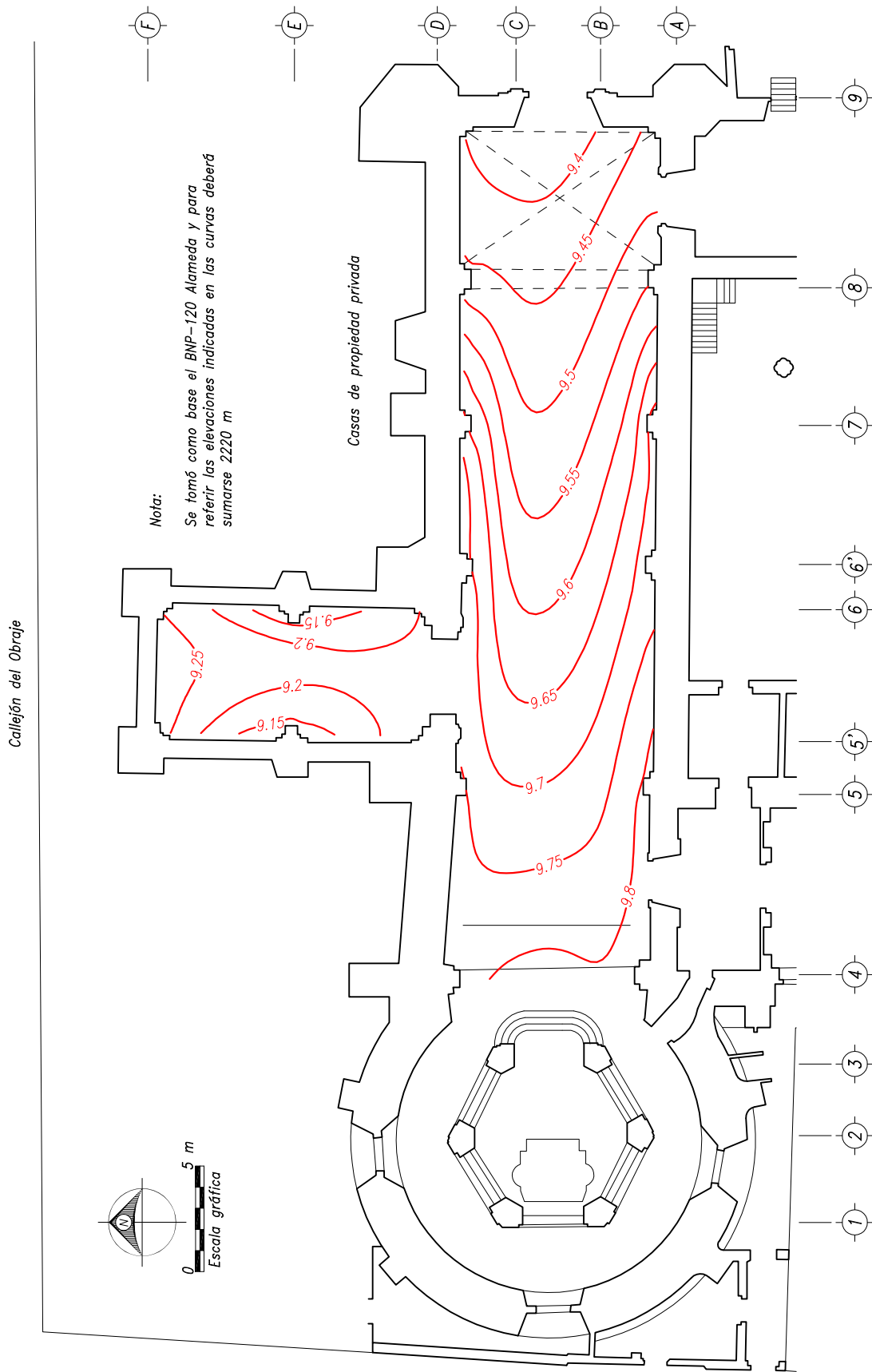
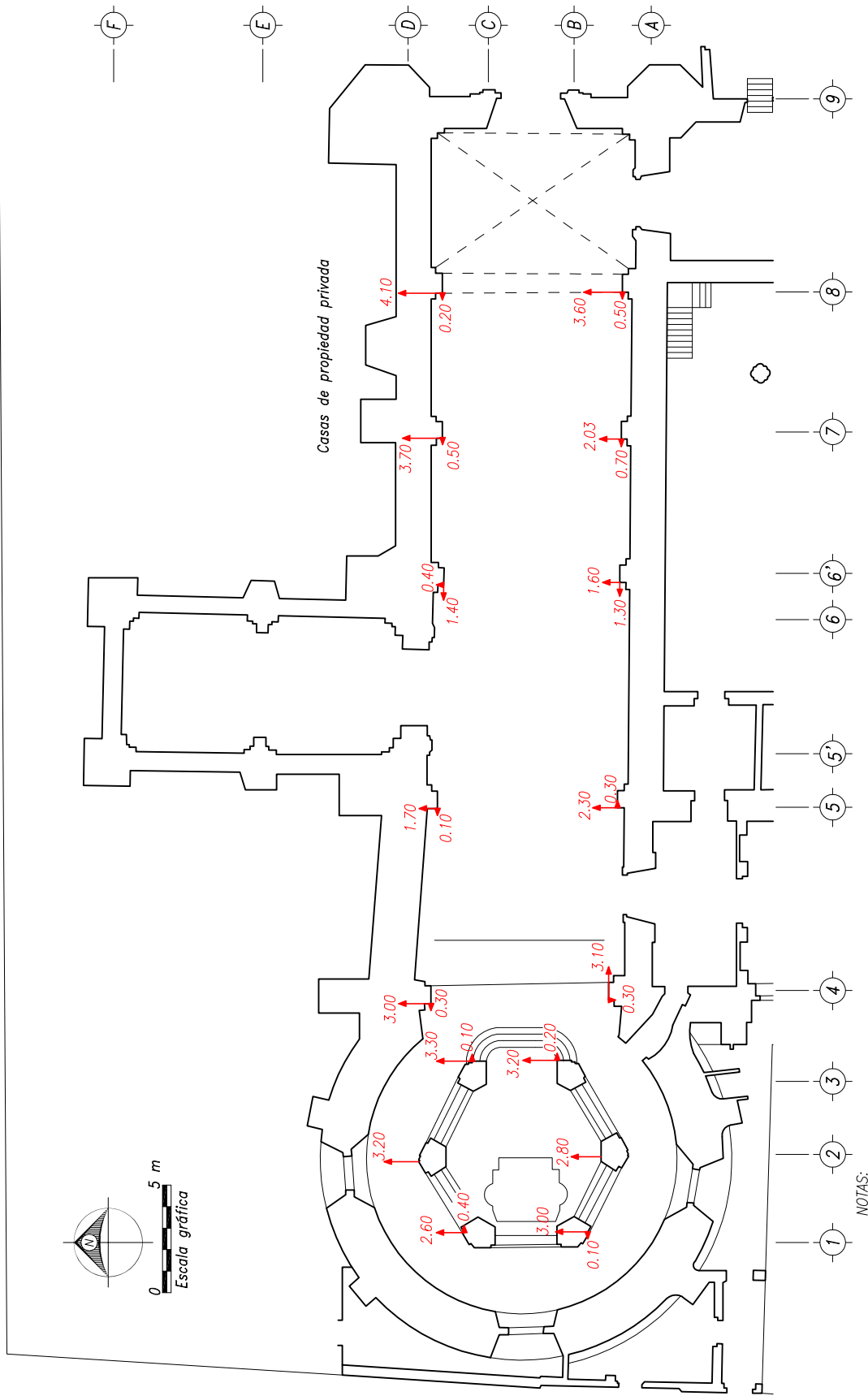


Fig. 6.10.4 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por los plintos, Oct-2003 Templo de Santa María La Redonda

Callejón del Obraje

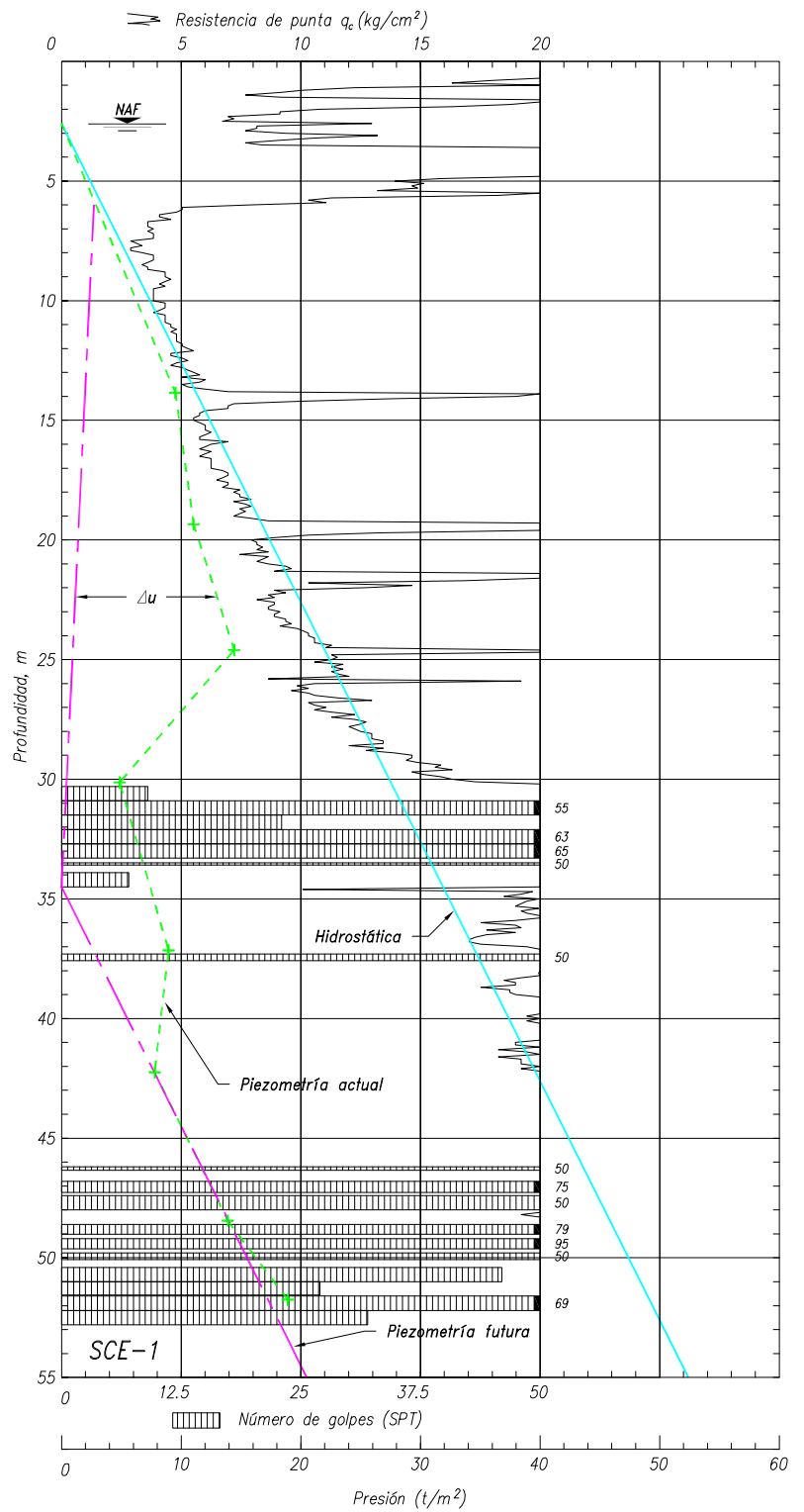
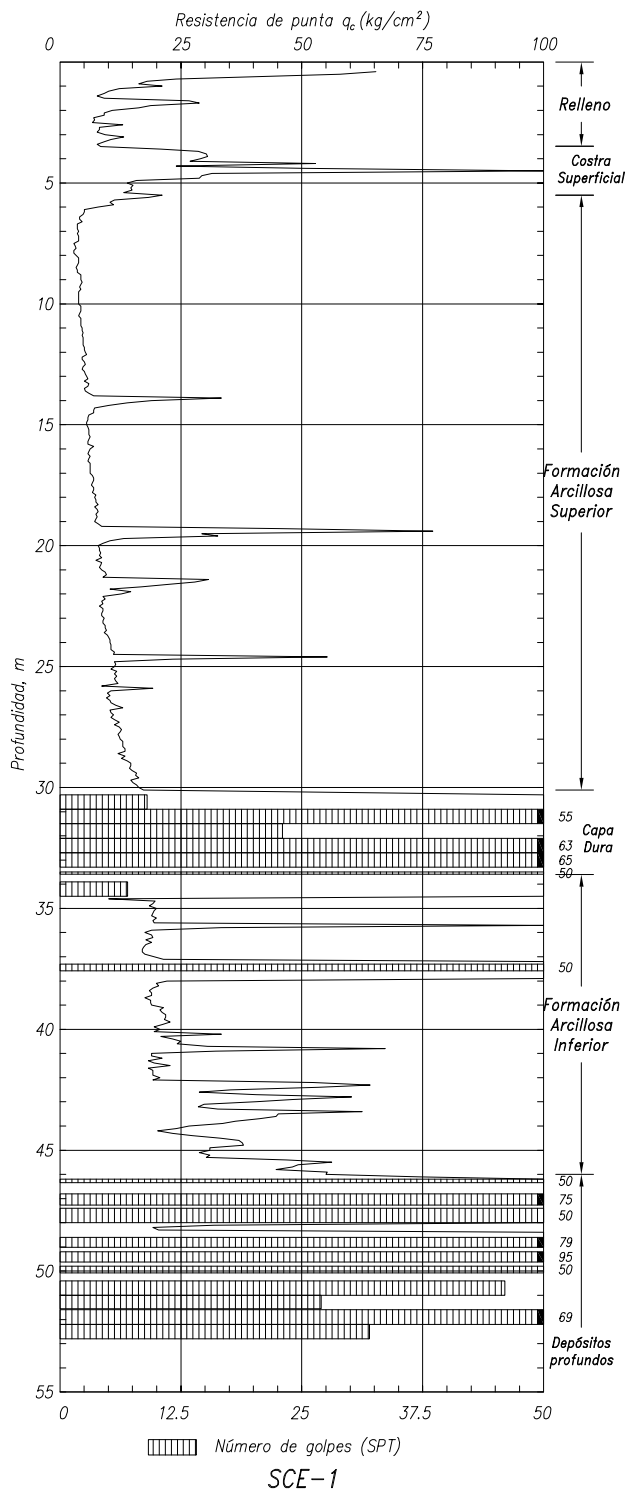


NOTAS:

Los desplazamientos indicados están en porcentaje

Los desplazamientos se determinaron en 8.2 m de altura de fuste de pilastras

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



SIMBOLOGÍA  
+ Lectura de piezocono

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



## **7. CASOS EN EL ESTADO DE MICHOACÁN**

### **7.1 EX-CONVENTO DE SAN FRANCISCO EN TZINTZUNTZAN**

#### **7.1.1 Introducción**

La población de Tzintzuntzan (lugar de colibríes mensajeros) se convirtió en el 1300 d.C. en el centro del dominio tarasco o purépecha y por ello en ese lugar están sus Yácatas y restos arqueológicos. Los conquistadores españoles mantuvieron su importancia y la designaron como la capital de la provincia de Michoacán. Los misioneros franciscanos fueron los encargados de la evangelización de sus habitantes y para ello en 1534 Fray Martín de la Coruña inició la construcción del primer convento de la provincia. Sin embargo, Tzintzuntzan pronto perdió importancia porque Don Vasco de Quiroga decidió que Pátzcuaro fuera la capital de la provincia, misma que a los pocos años trasladó a Morelia.

El conjunto conventual de la época virreinal construido en el siglo XVI y XVII es una de las construcciones coloniales más antiguas del patrimonio arquitectónico de Michoacán, se ubica en la parte sur de la población de Tzintzuntzan, Fig. 7.1.1. El templo de San Francisco de Santa Ana tiene una nave de planta rectangular, muros de piedra, con bóvedas de lunetos y una cúpula de fábrica, la cual fue reconstruida a finales del siglo XIX.

El exconvento cuenta con dos niveles, está construido alrededor de un patio cuadrangular con arquerías de medio punto y pilares de cantera en ambas plantas. Al costado norte está la nave del templo, al poniente se ubica la escalera que da acceso al claustro alto y al lado sur se ubica la crujía que comunica al segundo patio. En la planta alta, se encuentran las celdas comunes y la principal, así como otros espacios y las dos escaleras, (Guzmán Barriga et al, 2007)

Desde 2002 y hasta la fecha se vienen realizando trabajos de restauración integral del conjunto conventual; que incluyen la realización del proyecto de restauración, estudios de la estabilidad estructural del conjunto y uno de mecánica de suelos efectuado en 2003.

Se presenta aquí un diagnóstico de la estabilidad actual de la cimentación del exconvento de San Francisco y se proponen las acciones geotécnicas encaminadas a alcanzar mejores condiciones de seguridad del monumento. Para definir ese objetivo se efectuaron una serie de sondeos de exploración geotécnica y se llevaron a cabo recorridos en los alrededores y en el templo con objeto de conocer y observar los elementos estructurales como muros, columnas y bóvedas (TGC, 2007. No. 3321).

#### **7.1.2 Esquema geológico del sitio**

La población de Tzintzuntzan se ubica en la orilla del lago de Pátzcuaro, dentro de la Faja Volcánica Transmexicana, su ubicación es muy peculiar porque está confinada entre dos conos basálticos, la



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

forma triangular de su emplazamiento sugiere que el arroyo que la cruza ha formado un pequeño delta que incluso ha depositado material en la costa del lago, Fig. 7.1.2. Esta morfología permite inferir que el subsuelo de la población y en particular del convento está conformado por un suelo aluvial. Se desconoce donde estaba la orilla del lago cuando se construyó el convento, aunque es muy factible que la erosión desencadenada por la tala de los bosques cercanos arrastrara suelos y los depositara modificando la cercanía de la playa.

Es interesante mencionar que la cuenca del lago de Pátzcuaro es cerrada, que no existe ningún río importante y que a pesar de ello es un lago de agua dulce. Los geólogos que lo han estudiado explican que se debe a que varios manantiales que afloran bajo el agua en la zona sur del mismo son su fuente de agua. Pero la deforestación y la extracción de agua han alterado el equilibrio hidráulico al grado que su nivel histórico ha descendido varios metros. Este cambio de nivel del agua del lago ha modificado la condición de esfuerzos de la masa de suelo que subyace al convento de San Francisco y debe influir en los daños que viene presentando. Otro problema que tiene el lago es la contaminación de sus aguas.

### **7.1.3. Daños observados**

El convento se construyó en la parte sur de la población en la ladera de una colina con una ligera pendiente hacia el lago; para dar los niveles de piso se tuvo que realizar una excavación en la colina y en otra parte del predio se colocó un relleno. Actualmente, la parte que corresponde al patio del claustro es la que presenta mayores deterioros en los elementos estructurales, con la aparición de grietas en el cubo de las escaleras, Fig. 7.1.3. Adicionalmente, el muro poniente del convento se encuentra ligeramente inclinado hacia afuera y por ello se dio especial cuidado en evaluar la influencia de su cimentación, Fig. 7.1.4.

La arcada interior del claustro está apuntalada, Fig. 7.1.5 y la cimentación de las columnas se advierte somera y mal apoyada, Fig. 7.1.6. Además, el pretil del corredor y sus columnas muestran humedad y un desgaste importante de la cantera; también se pudo apreciar acumulación de agua en algunos sitios.

Durante el recorrido se revisó el templo y en general se observó en buen estado, aunque las columnas de la entrada están desplomadas más de 1.5%; en todo el convento se aprecia humedad en la parte baja de muros y columnas, así como en las casas aledañas al convento.

### **7.1.4 Mediciones topográficas**

A partir de la información topográfica proporcionada por la Dirección de Patrimonio, Protección y Conservación de Monumentos y Sitios Históricos de la Secretaría de Cultura del Gobierno de Michoacán, relativa al desplomo que presentan las columnas del claustro se pudo determinar la dirección hacia donde se encuentran inclinadas.

La interpretación de la información de desplomos permite concluir que las columnas de la planta baja del claustro se encuentran inclinadas hacia el centro del patio con movimientos variables entre 0.3 a 3.0 cm. En la Fig. 7.1.7 se han graficado los vectores de desplazamiento que al unirlos muestran la deformación que tiene el pretil del primer nivel, con mayor deformación en el centro y menor en las esquinas.

En la misma figura también se han graficado los vectores de inclinación de las columnas de la planta alta con valores variables entre 0.5 y 3.0 cm, en general se encuentran inclinadas hacia los corredores que rodean el patio del claustro, al contrario de lo que se midió en la planta baja.

La Fig. 7.1.8 identifica las curvas de nivel topográfico de los plintos de las columnas de la planta baja y de las cuales se infiere que el punto que aparentemente se ha hundido menos es la esquina norponiente del claustro y el punto con mayor asentamiento corresponde casi con la esquina nororiente con un diferencial de 12 cm; mientras que las otras dos esquinas se hundieron del orden de 10 cm.

La correlación entre las Fig. 7.1.7 y la 7.1.8, muestra la comparación entre las inclinaciones de las columnas del claustro y los asentamientos diferenciales, es incierta porque las columnas del claustro deberían mostrar una inclinación general hacia el sureste lo cual no ocurre. Esto conlleva a suponer como probable que el problema estructural del claustro esté asociado a deficiencias estructurales originales más que a la falta de mantenimiento.

### **7.1.5 Características del subsuelo**

**Condiciones estratigráficas.** Para precisar las características estratigráficas del subsuelo se realizaron 4 sondeos de penetración estándar con obtención de muestras inalteradas de los estratos arcillosos susceptibles a sufrir cambios en su deformabilidad que podrían afectar el comportamiento de la cimentación. La ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 7.1.9 y uno de los sondeos en la Fig. 7.1.10. Adicionalmente, para conocer la profundidad del nivel freático en la zona se colocó un tubo de observación a 6.0 m de profundidad.

A las todas las muestras recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de identificación y clasificación, a partir de la clasificación visual de todas las muestras se determinaron los cortes estratigráficos de las Figs. 7.1.11 y 7.1.12. Con las muestras inalteradas se realizaron pruebas de resistencia y de saturación bajo carga. A continuación se describen los estratos característicos en que se puede dividir el subsuelo.

Los rellenos artificiales tienen un espesor que varía de 1.0 a 2.0 m; está constituido por material heterogéneo, arcillas, limos y material producto de demolición.

Subyaciendo a los rellenos se tiene una arcilla café rojizo oscuro con número de golpes  $N_{SPT}$  de 10 a 30, con un espesor que varía de 3.0 a 6.4 m. Es importante indicar que el contenido de humedad medido en las muestras de suelo obtenidas en el sondeo SPT-2 en promedio es del orden del 45% mientras que en las muestras de los otros sondeos fue del 38% y los parámetros de resistencia en prueba triaxial no consolidada no drenada, con su contenido natural de agua y para el nivel de esfuerzos que trasmite la cimentación, presenta un valor de  $c = 0.48 \text{ kg/cm}^2$  y ángulo de fricción interna de  $\phi=10^\circ$  (MSC, 2003).

Se localiza una arcilla café rojizo a partir de los 5.0 a 8.0 m por debajo del terreno natural; este estrato de 5.0 m de espesor con presencia de gravas en sus 2.0 m superiores tiene un número de golpes  $N_{SPT}$  de 10 a 75. Los parámetros de resistencia de esta arcilla en prueba triaxial no consolidada no drenada de  $c = 1.4 \text{ kg/cm}^2$  y ángulo de fricción interna  $\phi = 22^\circ$ .

Subyace a la arcilla anterior un limo, también de color café rojizo, a partir de los 12.0 m en el sondeo SPT-3 y de los 18.0 m de profundidad en el sondeo SPT-2, con espesor variable de 2.4 a 5.4 m, con número de golpes  $N_{SPT}$  entre 15 y 20. El contenido de humedad de este estrato en promedio es del orden del 70%.

**Nivel freático.** Para detectar el nivel freático se instaló un tubo de observación en el patio del claustro y se detectó a una profundidad de 4.1 m en relación al nivel del piso del claustro.

### 7.1.6 Condiciones de cimentación

La Secretaría de Cultura del Gobierno de Michoacán y el INAH decidieron excavar calas en la base de los muros del exconvento con objeto de definir las características geométricas de su cimentación. Se pudo observar que los muros de mampostería están desplantados a 1.0 m de profundidad y conservan el mismo ancho.

El patio del claustro se exploró con cuatro calas cercanas a sus columnas, en dos de ellas se pudo determinar que la cimentación de mampostería es escasa, con una profundidad de desplante somera del orden de 30 cm y en las otras se encontró que están sólo apoyadas sobre un material terreo aparentemente compactado.

### 7.1.7 Análisis geotécnico

**Capacidad de carga.** La capacidad de carga última de la cimentación en condiciones estáticas de la cimentación actual, apoyada sobre el estrato de arcilla café rojizo oscuro se evaluó con la expresión de Terzaghi, para los siguientes parámetros: cohesión,  $4.8 \text{ t/m}^2$ , esfuerzo efectivo a nivel de desplante,  $1.7 \text{ t/m}^2$  y peso volumétrico del suelo bajo el nivel de desplante,  $1.7 \text{ t/m}^3$  (Terzaghi et al, 1996).

La capacidad de carga última para el muro poniente continuo (Fig. 7.1.9), con una profundidad mínima de desplante de 1.0 m es de  $42 \text{ t/m}^2$ . Este resultado se compara con la magnitud de la carga transmitida por los muros del convento que se estimó en  $28 \text{ t/m}^2$ ; para estas cargas el factor de seguridad (FS), es de 1.5 en condiciones estáticas.

En el caso de las columnas del claustro que se estima que transmiten una carga a nivel de cimentación del orden de  $30 \text{ t/m}^2$  el factor de seguridad es de 1.4.

**Evaluación de asentamientos.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato arcilloso sobre el cual se apoya la cimentación, fueron inducidos fundamentalmente, por las cargas en condiciones estáticas que ocurrieron al final de su construcción y eventualmente incrementados por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia. El asentamiento calculado con los parámetros de estos suelos resultó de sólo unos 2 cm.

**Potencial de expansión de los suelos.** Por las características de los estratos superficiales, éstos son susceptibles de sufrir cambios volumétricos debido a las variaciones en su contenido de agua lo cual genera deformaciones. Las estructuras ligeras son las que están más expuestas a sufrir los daños que provoca este comportamiento en el suelo. La fluctuación en el contenido de agua se origina por la lluvia y el periodo de estiaje, o bien provocados por rupturas de drenajes, tuberías de agua potable, riego de jardines, etc.

Para definir los valores de expansión del estrato de apoyo se realizaron ensayos de saturación bajo carga. Las presiones aplicadas correspondieron al esfuerzo transmitido por los muros del convento.

La Fig. 7.1.13 presenta los resultados de los ensayos de saturación bajo carga del suelo en que se sustenta el convento; la gráfica demuestra que no tiene comportamiento expansivo y por el contrario se asienta al incrementar su humedad. El porcentaje de deformación depende de la magnitud de la carga aplicada.

El subsuelo de apoyo de la cimentación de los muros interiores del claustro se encuentra algo más protegido ante las variaciones de humedad que las columnas del patio. El incremento de humedad en las columnas conduce a movimientos verticales, provocando asentamientos diferenciales y al paso del tiempo agrietamiento de la estructura.

### **7.1.8 Conclusiones y recomendaciones**

**Capacidad de carga de la cimentación.** El terreno en el muro poniente del convento, considerando la condición de humedad actual y para la mínima profundidad de desplante de 1.0 m, es capaz de soportar unas 42 t/m<sup>2</sup>, por lo que el factor de seguridad es de 1.5.

Para el caso de las columnas del claustro de 70 por 70 cm que transmiten una carga a nivel de cimentación del orden de 30 t/m<sup>2</sup>, el factor de seguridad es de 1.4.

En ambos casos el factor de seguridad calculado es menor al mínimo recomendable de 3, lo cual no implica que la cimentación sea peligrosa, aunque está expuesta a sufrir asentamientos por deformación plástica del subsuelo. Esta situación deberá verificarse mediante mediciones topográficas cuyas variaciones deberían estar asociadas a los periodos de lluvia y estiaje.

**Asentamientos de la cimentación.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato arcilloso, sobre el cual se apoya la cimentación, inducidos por cambios de humedad de las cargas en condiciones estáticas y por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia.

A partir de los ensayos de saturación bajo carga se pudo estimar que en caso de que los estratos superficiales sobre los que se apoyan las columnas del claustro se llegaran a saturar en una condición extrema, sufrirían un asentamiento adicional del orden de 15 cm lo que incrementaría las distorsiones angulares en la estructura. Es importante indicar que este ensayo de laboratorio representa una condición extrema de saturación del suelo de apoyo por lo que las deformaciones estimadas pueden ser menores; sin embargo, demuestra que el incremento en la humedad del terreno de apoyo de la cimentación de las columnas del claustro, pueden todavía generar asentamientos que acumulados a los existentes inducirían agrietamientos a las bóvedas de los pasillos.

**Recomendaciones geotécnicas.** La información geotécnica presentada permite sustentar las siguientes recomendaciones:

a) Debido a que el subsuelo en el área del claustro presenta mayor humedad que en el exterior, es necesario realizar las obras hidráulicas para reducir la infiltración del agua de lluvia al subsuelo, con

un sistema de drenaje que la conduzca fuera y en especial impedir la acumulación de agua en la base de las columnas y de los muros del convento.

b) Desde el punto de vista geotécnico, para limitar al mínimo los asentamientos diferenciales que se pueden presentar en el claustro al incrementarse la humedad del subsuelo, se recomienda la instalación de micropilotes, que funcionarán como reductores de deformabilidad sin ligarlos a las zapatas; para lo cual deberán dejarse preparaciones accesibles en la cabeza de los micropilotes que permitan ligarlos a las zapatas en caso de que los resultados de las nivelaciones topográficas así lo indiquen.

c) Por razones estructurales también se deben limitar al mínimo los asentamientos diferenciales en el claustro; se tratará de evitar que la base de las columnas gire, para lo cual se recomienda colocar en cada una cuatro micropilotes de 25 cm de diámetro reforzados con un tubo de acero de 4 pulgadas de diámetro, confinado con un mortero con  $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ , con una longitud de 8.5 m. En la Fig. 7.1.14 se muestra la distribución de los micropilotes.

d) Debido a que no se cuenta con un historial de asentamientos del convento es necesario implementar un programa trimestral de nivelaciones que permita conocer la magnitud de los movimientos verticales que ocurren en las estaciones de lluvia y de estiaje.

e) Llevar a cabo una revisión detallada de las condiciones de las instalaciones de agua, drenaje y las bajadas pluviales de la bóveda del templo y de la azotea del claustro, que no presenten fugas y reparar las que lo ameriten ya que se debe evitar en la medida de lo posible la penetración del agua al subsuelo.



Fig. 7.1.1 Convento de Tzintzuntzan



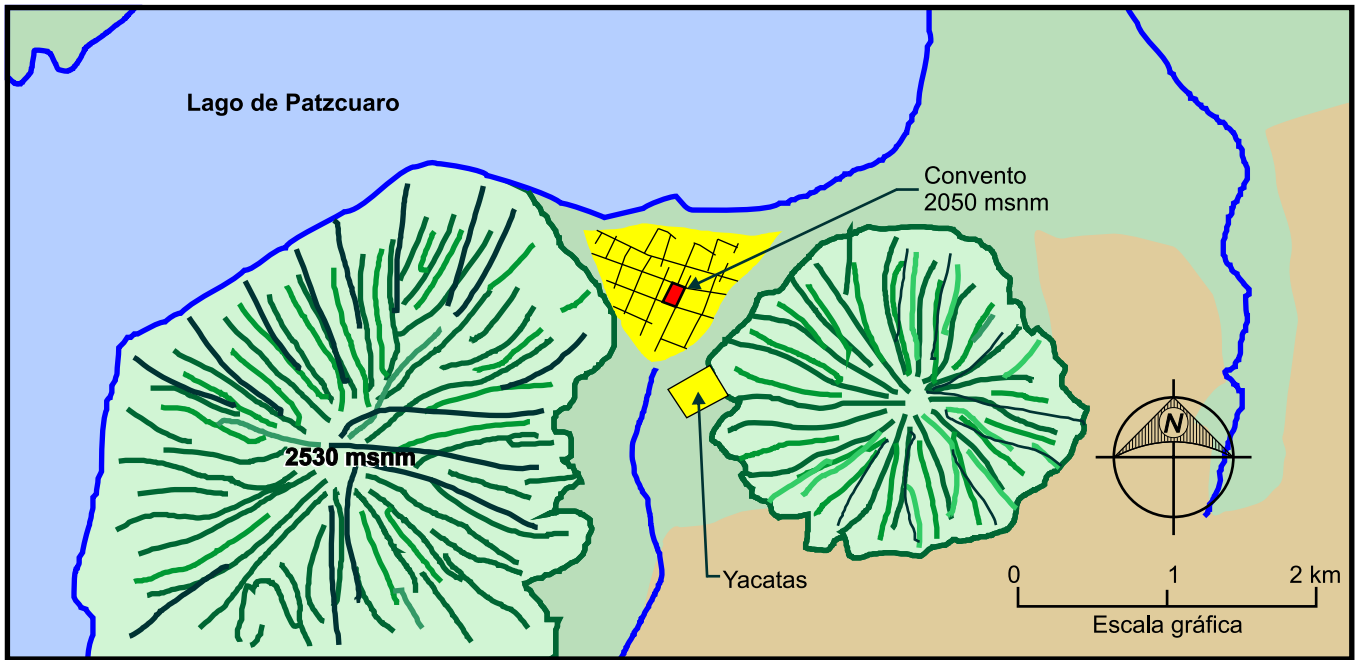


Fig. 7.1.2 Tzintzuntzan está entre dos volcanes y el lago



Fig. 7.1.3 Deformaciones y daños estructurales



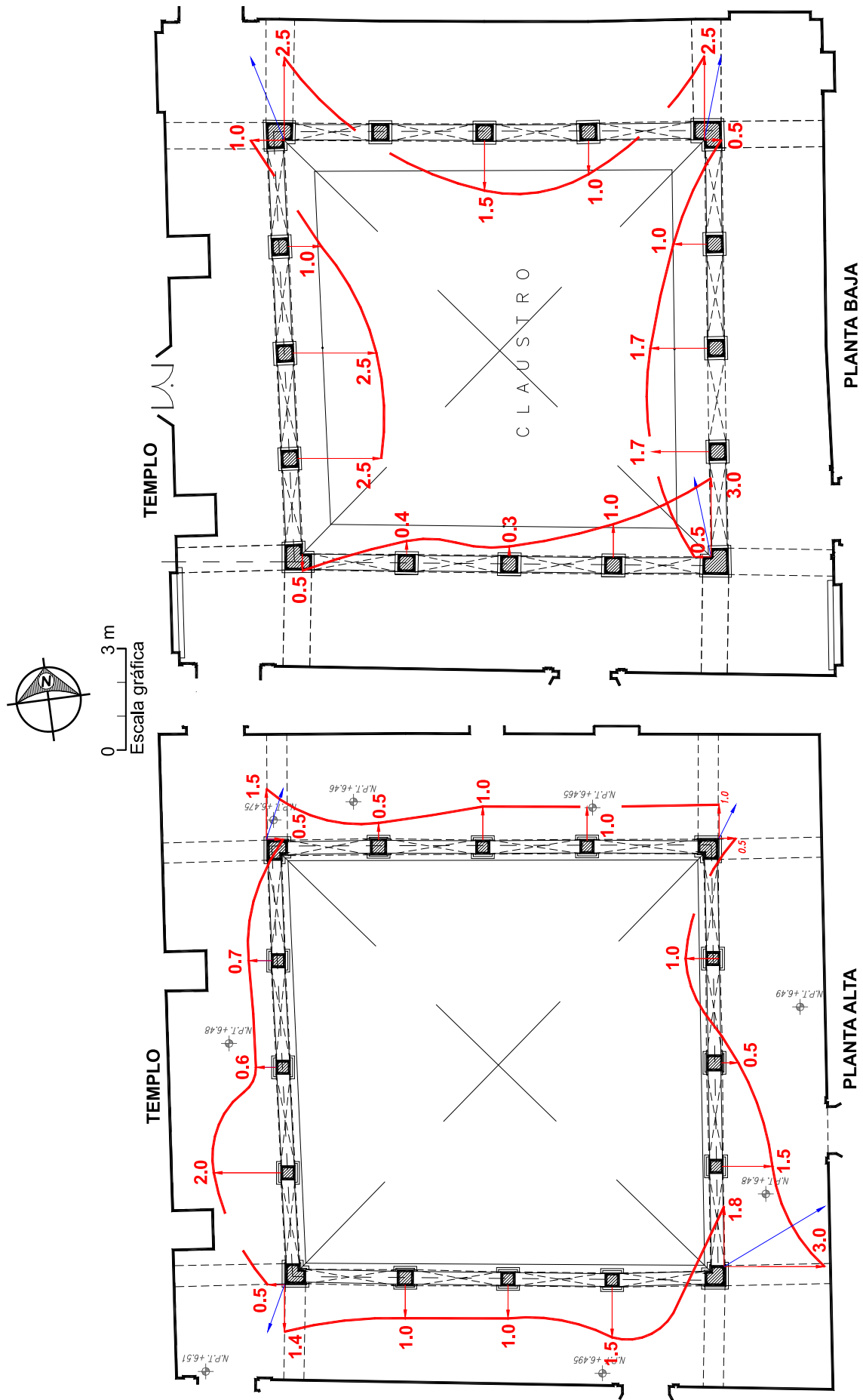
Fig. 7.1.4 Muro posterior



Fig. 7.1.5 Apuntalamiento del claustro



Fig. 7.1.6 Columnas del claustro



NOTAS:

- La inclinación de la columna está indicada en cm
- Información proporcionada por la Secretaría de Cultura, Gobierno del Estado de Michoacán

Fig. 7.1.7 Dirección y desplomo de las columnas del claustro

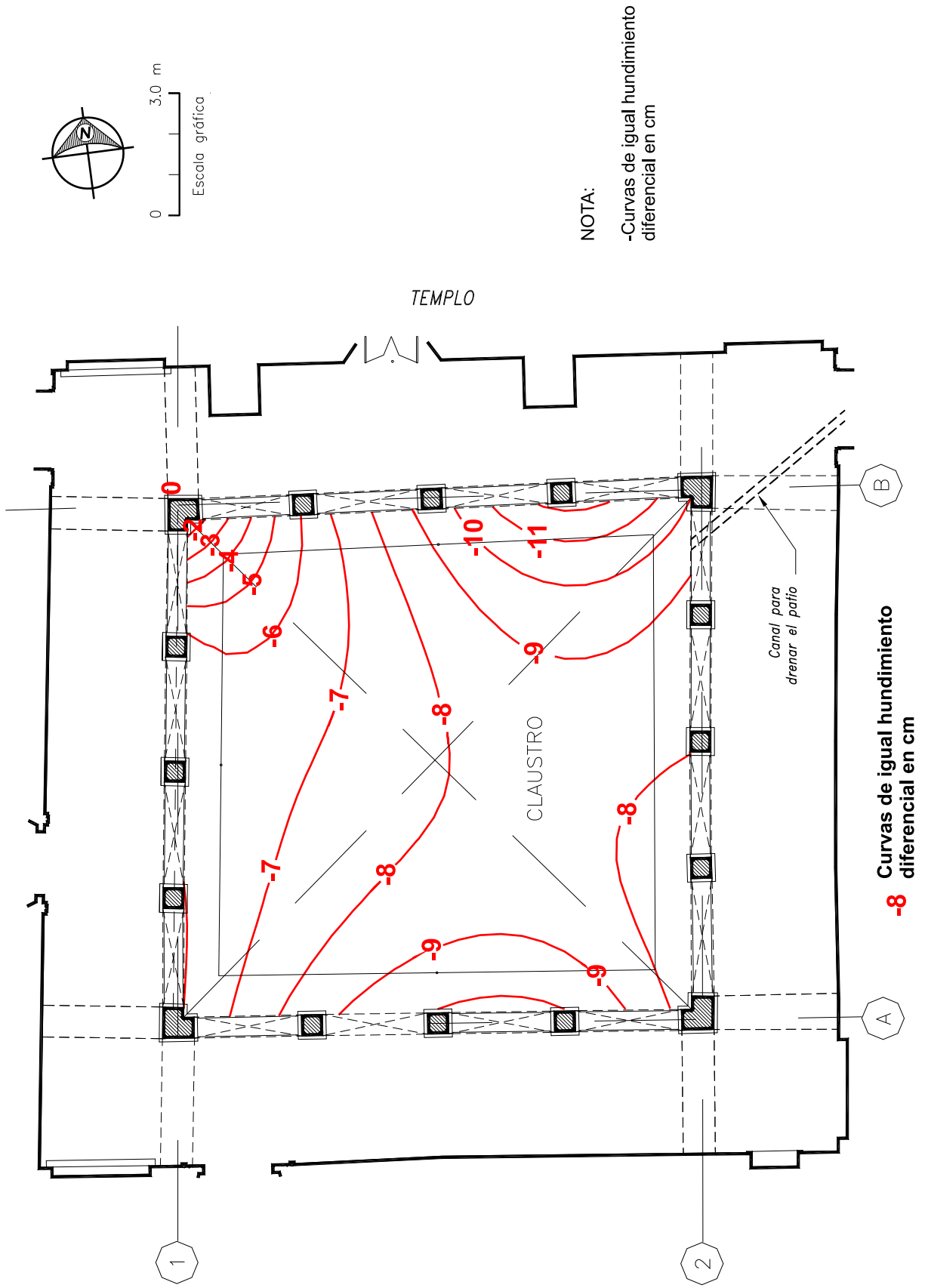


Fig. 7.1.8 Hundimiento diferencial a nivel de los plintos y planta baja

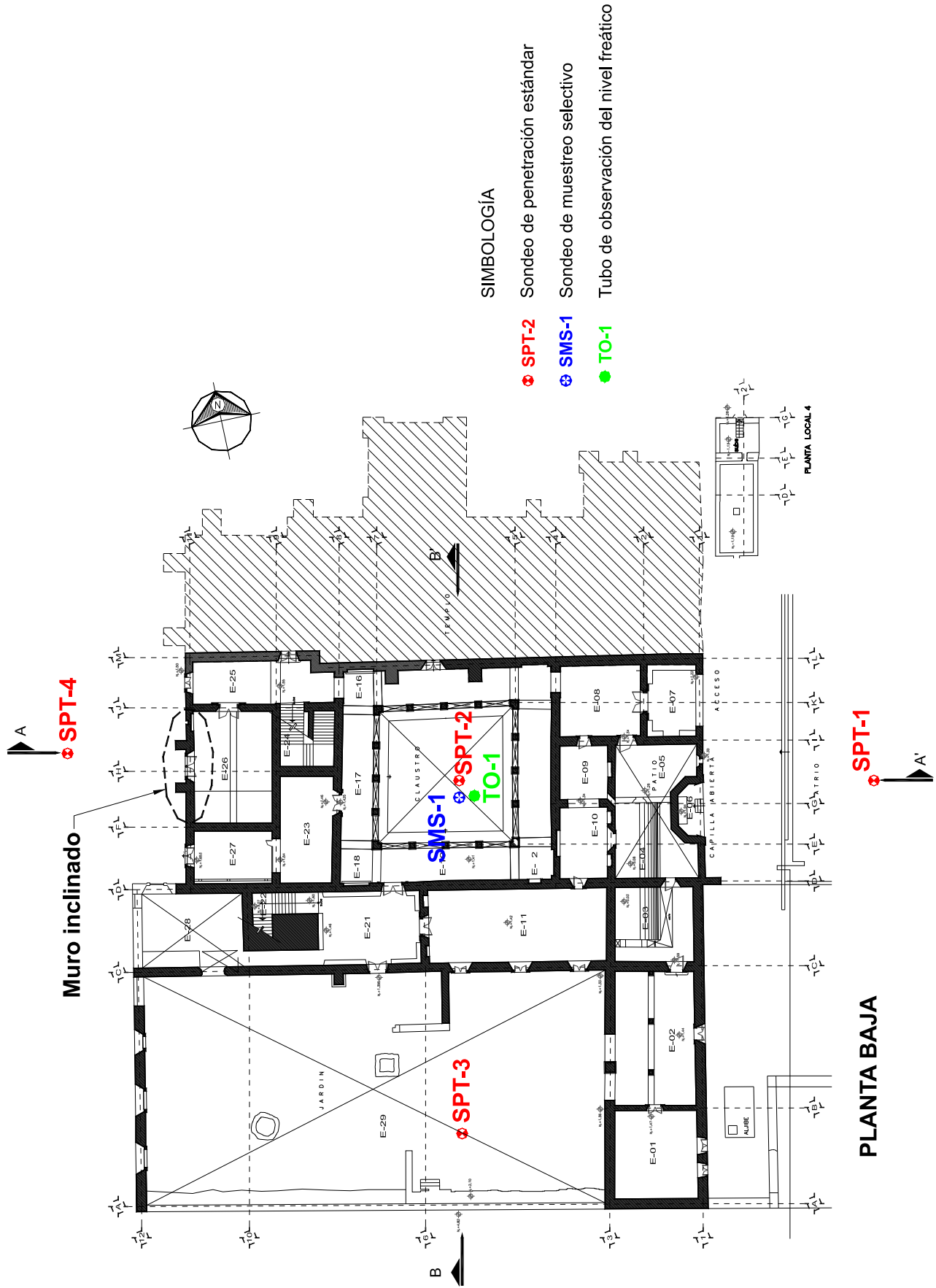
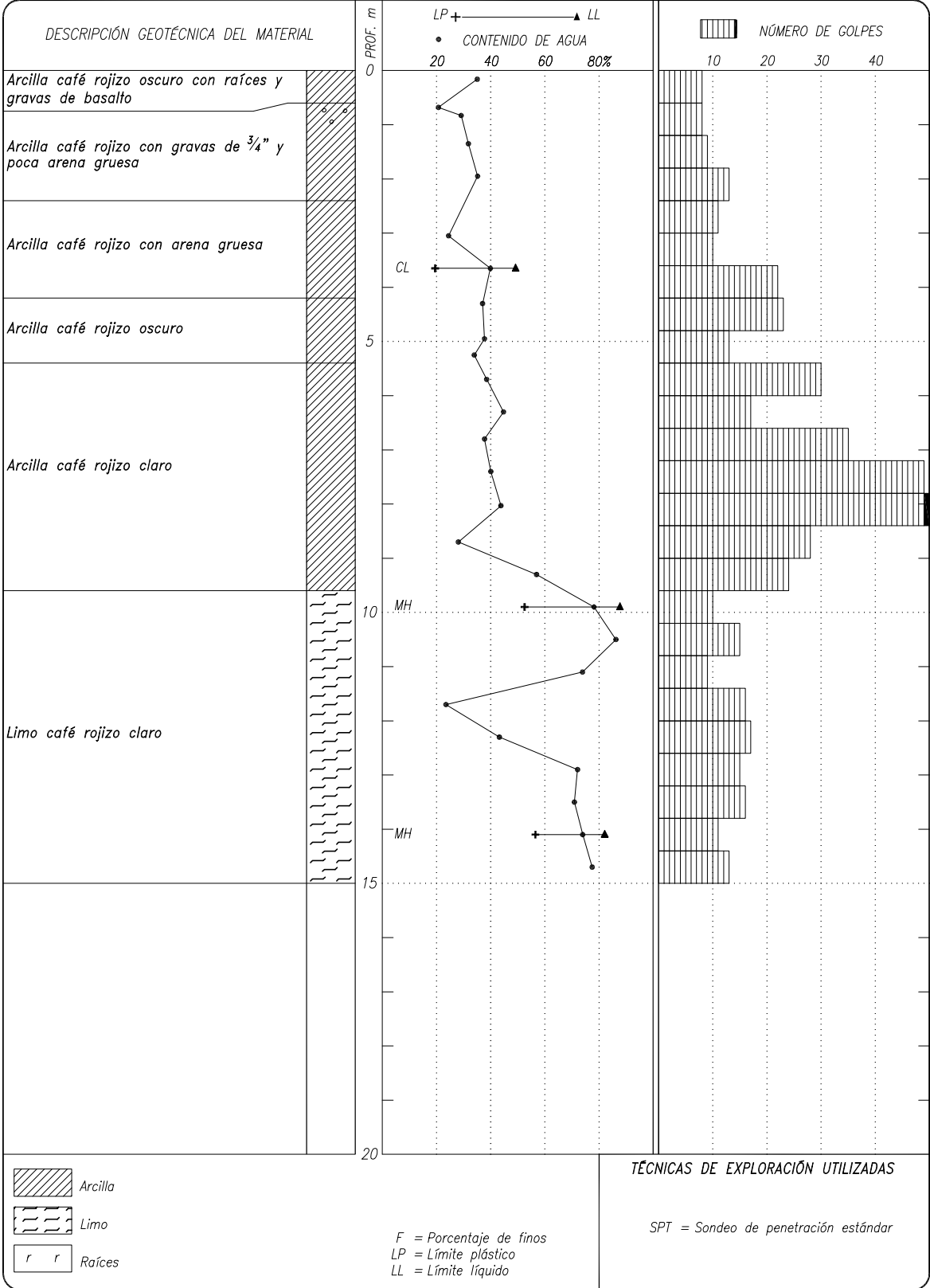


Fig. 7.1.9 Ubicación de los sondeos



**Fig. 7.1.10 Registro de exploración geotécnica (SPT)**



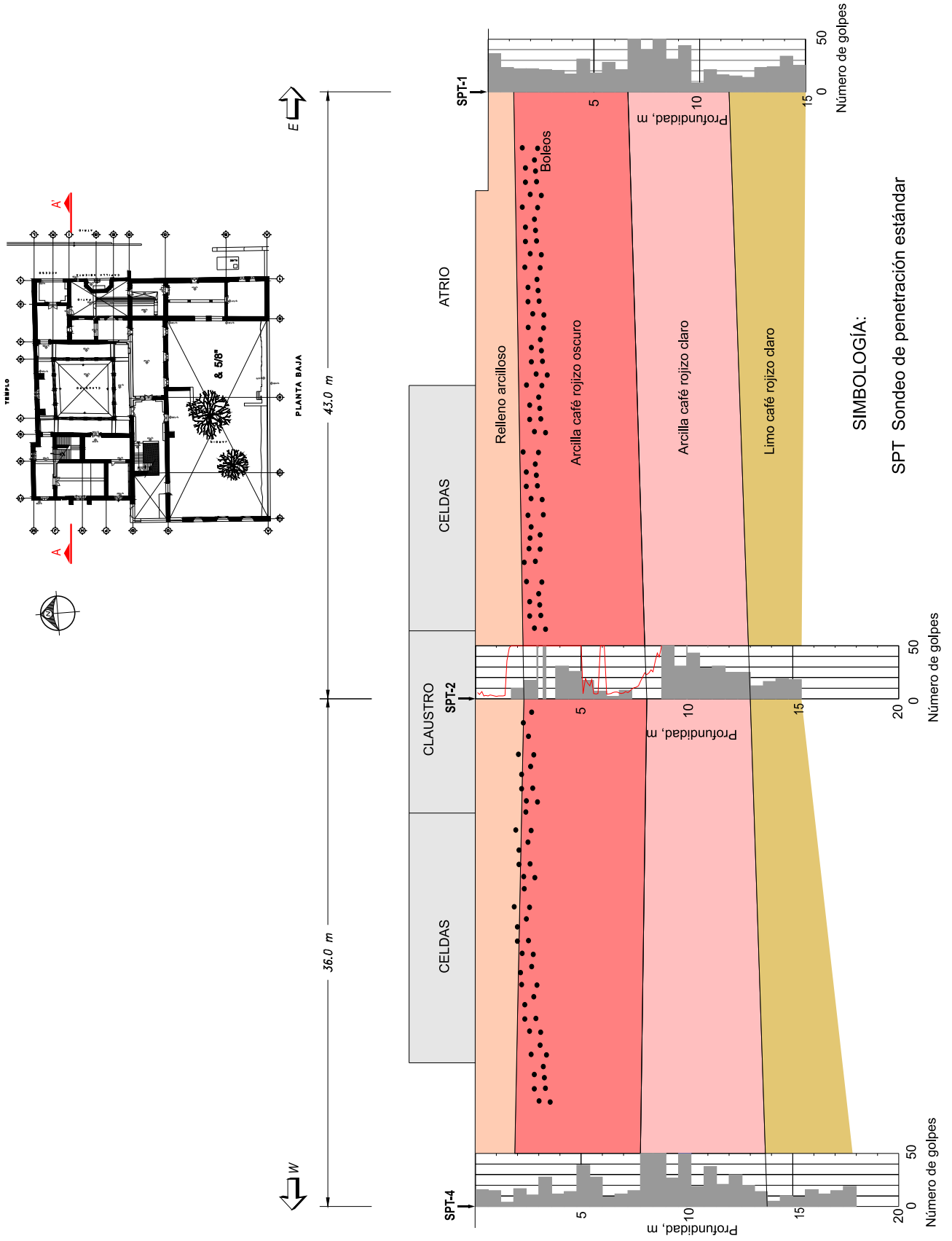


Fig. 7.1.11 Corte estratigráfico A-A'

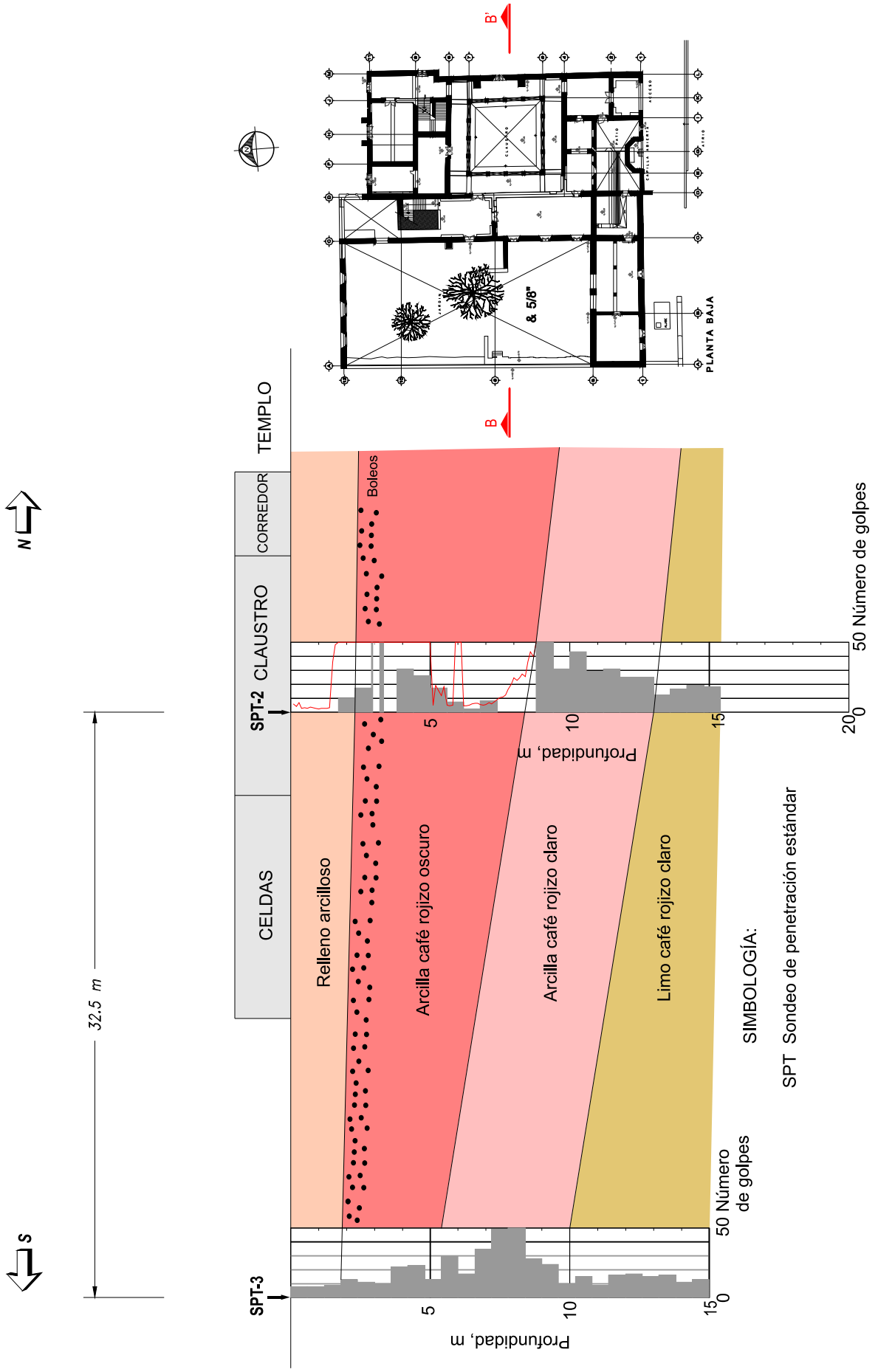


Fig. 7.1.12 Corte estratigráfico B-B'

Exconvento Franciscano de Santa Ana, Tzintzuntzán, Michoacán

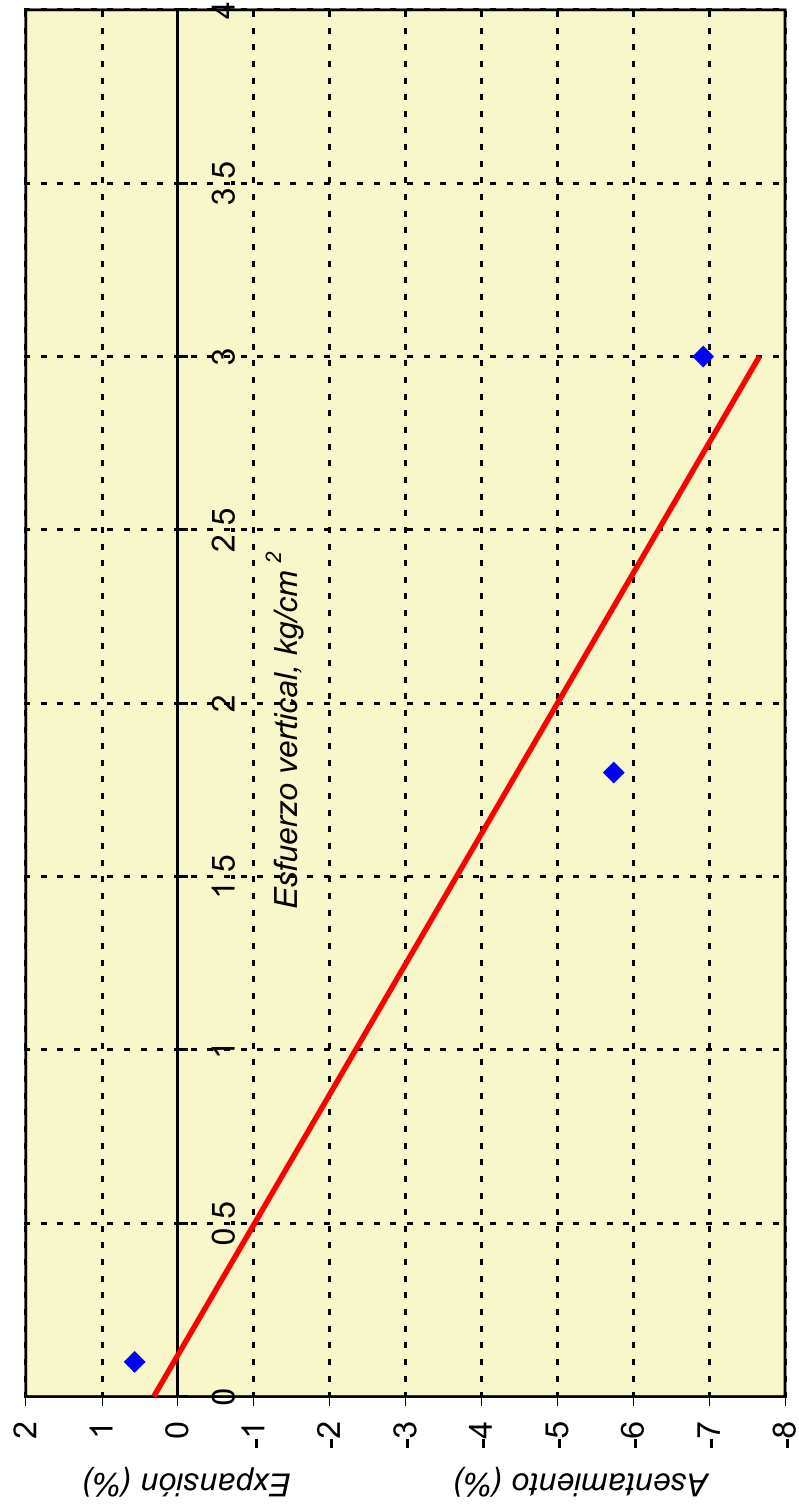


Fig. 7.1.13 Efecto de la sobrecarga en el porcentaje de deformación

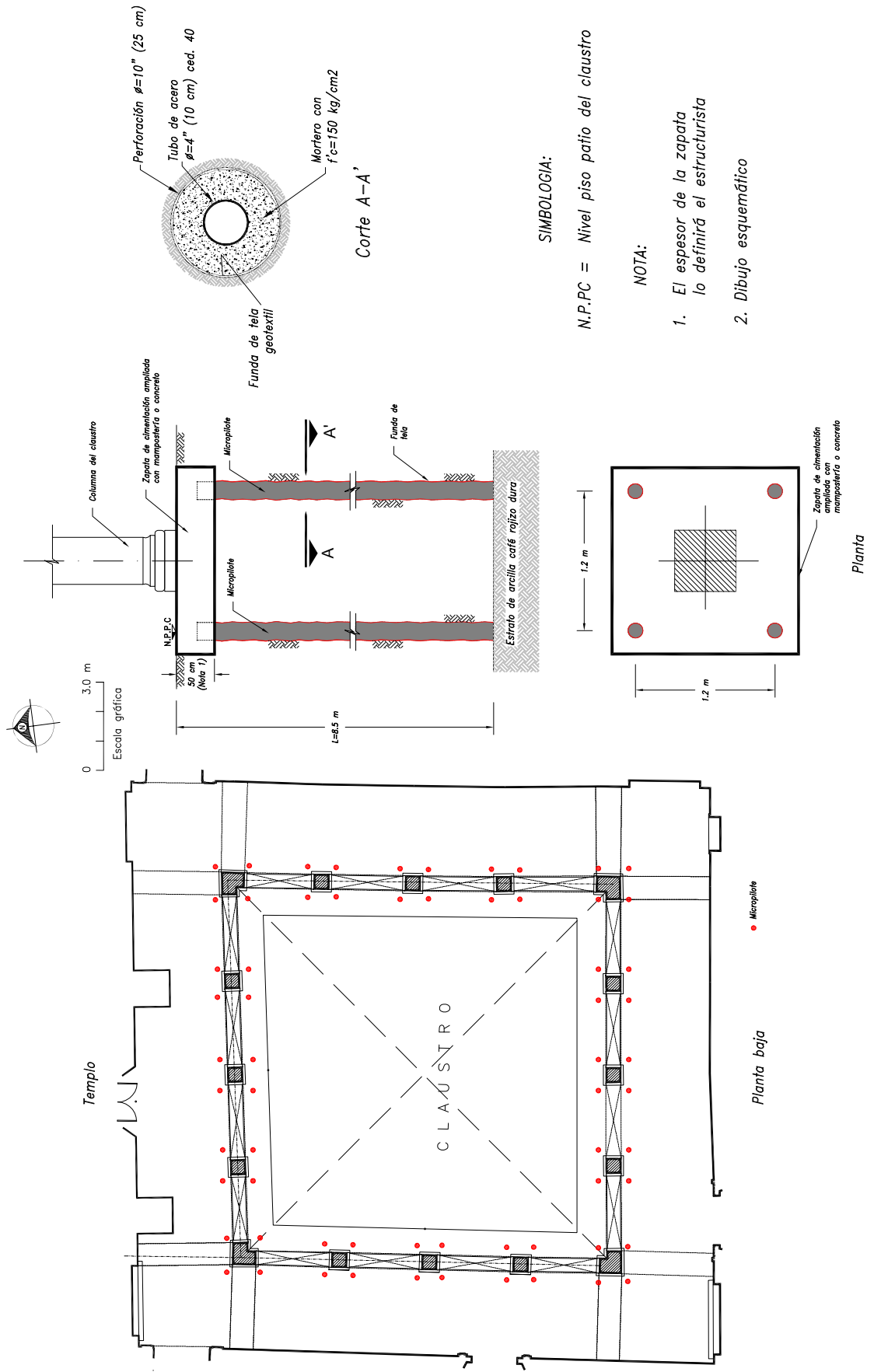


Fig. 7.1.14 Distribución de micropilotes

## 7.2 EX-CONVENTO DE SANTA MARÍA MAGDALENA EN CUITZEO

### 7.2.1 Introducción

El nombre de Cuitzeo de origen tarasco significa “lugar de tinaja de agua”, la población fue parte del Señorío Tarasco y en el siglo XVI se le concedió ser una “República India”. Se ubica en una península del lago del mismo nombre, que conforma una loma de una pendiente suave. El templo y convento agustino de Santa María Magdalena se localizan en el lado oriente de la plaza, Fig. 7.2.1, por su parte la Capilla del Hospital a la Inmaculada Concepción, construida por los franciscanos, se ubica al lado sur de la plaza. La construcción del convento y templo se empezó alrededor de 1550 por los padres Francisco de Villa Fuerte, Miguel de Alvarado y Diego de Chávez. El edificio se usó como casa capitular, casa de estudios y de la comunidad y en 1865 se utilizó como cuartel militar.

En el año de 1954 se efectuaron obras de mantenimiento en el portal de peregrinos y patio principal; además se retiraron aplanados de cal de los muros descubriéndose pinturas originales. En 1962 se restauró el lado oriente del claustro, colocando columnas de concreto y viguetas de acero, así como una losa de concreto en el portal de peregrinos. En 1964 se restauraron los pisos del corredor en la planta alta. En 1972 se repararon los muros de la iglesia.

Aquí se presenta un diagnóstico geotécnico del comportamiento del convento; la información en que se basó fue: la inspección detallada del edificio y una campaña de sondeos de muestreo alterado e inalterado, realizado entre 2006 y 2007. Se concluye con la evaluación de la estabilidad de la cimentación (TGC, 2007. No. 3248).

### 7.2.2 Diagnóstico geotécnico

**Esquema geológico.** La región geológica donde se encuentra Cuitzeo se identifica como el Sistema Morelia Acambay, la cual queda al centro de la Faja Volcánica Transmexicana; esto explica que todo el entorno sea de origen volcánico como se ilustra en la Fig. 7.2.2, la cual fue adaptada de la original del Dr. Luca Ferrari, que a su vez se basa en la recopilación de varias fuentes (Ferrari, 2004). En esa figura se señala la peculiar península donde se ubica la población de Cuitzeo, se trata de un domo volcánico que sobresale unos 95 m por arriba de las aguas del lago.

Otro documento que interesa citar es el Cartel Informativo elaborado por el grupo que encabeza la Dra. Isabel Israde Alcántara (Istrade et al, 2008), en el cual resume sus investigaciones relativas a los sedimentos del lago. En esa aportación identifica los periodos húmedos y secos de los cambios paleoclimáticos ocurridos. En su exploración de campo midieron que el tirante actual de agua en el lago varía entre 0.75 y 1.0 m. Los ensayos experimentales que hicieron con los sedimentos lacustres les permitieron demostrar la creciente salinidad de sus aguas e interpretar que los suelos de los 10 m superiores tienen una edad de unos 42,000 años.

El lago Cuitzeo tiene un área de unos 380 km<sup>2</sup> y su cuenca cerrada más de 5,000 km<sup>2</sup>. Su superficie actual es muy pequeña en comparación a la que pudo tener hace unos 40,000 años en el período geológico de gran humedad y por ello se le identifica como un paleolago.

**Espesor de los suelos.** La exploración del subsuelo bajo el convento se programó considerando que el espesor de los suelos lacustres que sobreyacen a la roca del domo sería menor que unos 15 m y por ello suficiente para detectar el contacto con la roca; sin embargo, fue una hipótesis falsa, el espesor resultó mayor.

Es interesante mencionar que en las colinas cercanas al aeropuerto de Morelia, distante 18 km, se encuentran suelos lacustres secos en la cota 1900 msnm. La comparación de esta elevación con el nivel actual del lago de 1835 msnm conlleva a inferir que las aguas pudieron estar hasta unos 65 m por arriba del nivel actual y en consecuencia los suelos lacustres que se depositaron como fango cubrieron buena parte de la península, seguramente fueron erosionados. Lamentablemente las investigaciones consultadas sobre el lago no mencionan cual pudo ser su extensión en los pasados períodos geológicos.

### 7.2.3 Inspección del templo, el convento y su entorno

**Observaciones en el convento.** El convento tiene dos niveles y se ubica al lado sur del templo, es de planta cuadrada con patio central, alrededor del cual tiene pasillos cubiertos con bóveda de cañón corrido que ostenta pintura mural. El levantamiento de los daños más significativos que presenta el edificio lo documentó el Arq. Carlos Salomón como parte de los trabajos de restauración que realizó en el claustro (Salomón, 2007).

La Fig. 7.2.3 muestra que la bóveda de las celdas de la planta baja, ubicadas al sur del patio del claustro entre los ejes F, I, 7 y 8 presenta una grieta casi al centro y que coincide con la presencia de un muro en la planta alta. Esta deformación se remonta a muchos años atrás y se sustenta por los contrafuertes y un arco botarel que se construyeron tardíamente en el lado sur del convento, los cuales están fisurados y con ello demuestran que son insuficientes para ese propósito Fig. 2.7.4.

El muro sur de colindancia entre el jardín del convento y el Parque Ecológico se colapsó en un tramo y causó alarma Fig. 7.2.5. Además, los contrafuertes que tiene se encuentran separados del mismo lo que implica que han dejado de trabajar conjuntamente.

**Comentario del templo.** En los dos recorridos de inspección realizados se pudo apreciar que el templo ha sido reparado y que ahora no manifiesta ningún daño estructural visible. Pero es importante mencionar la fuerte humedad que afecta a muros y columnas; este fenómeno se presenta también en el convento y en las construcciones vecinas. La Fig. 7.2.6 es de una escuela al norte del templo y en ella se puede ver que la humedad asciende por las columnas y deposita sales que están alterando a la cantera. La cisterna al centro del patio del claustro se advierte también como una fuente de humedecimiento del subsuelo.

**Recorrido por la plaza.** Lo que fue el amplio atrio de este convento está ocupado en su lado norte por una clínica, un banco y la iglesia del Santuario, en ninguna de esas estructuras se advierten daños Fig. 7.2.7. En cambio, la inspección visual de las estructuras del lado sur manifiestan daños causados por asentamientos e incluso pequeñas deformaciones horizontales, así: a) la Capilla del Hospital tiene un gran contrafuerte en la parte posterior que demuestra que también se intentó

confinarla, sin embargo, el arco muestra fisuras que reducen su efectividad Fig. 7.2.8, b) la Biblioteca tiene ligeros daños, c) la Presidencia Municipal tiene en la esquina noroeste de su patio las columnas severamente fisuradas, Fig. 7.2.9. La parte central del atrio se transformó en la denominada Plaza Cívica, en la que se advierten en el piso las dos fisuras ilustradas en la Fig. 7.2.7.

#### **7.2.4 Características del subsuelo**

Los recorridos de inspección permitieron establecer la hipótesis de que los daños observados en el convento y las construcciones vecinas estuvieran correlacionados con el humedecimiento de los suelos arcillosos lacustres secos. El diagnóstico se orientó a verificar la respuesta de la cimentación a los cambios de humedad que se han inducido en el subsuelo. Para ello se investigó el comportamiento del suelo de apoyo en su condición de humedad natural y una vez saturado, lo cual podría ocurrir principalmente por la infiltración de agua de los drenajes y tubería de abastecimiento e incluso por la influencia de la lluvia.

**Sondeos de exploración y muestreo.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo se realizaron tres sondeos combinando las técnicas de penetración estándar y la obtención de muestras inalteradas con tubo dentado; éstas últimas de los estratos arcillosos susceptibles a sufrir cambios en su resistencia por humedecimiento al grado que afecten el comportamiento de la cimentación. La ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 7.2.10. Adicionalmente, para conocer la profundidad del nivel freático en la zona se colocó un tubo de observación a 15.0 m de profundidad.

**Propiedades de los suelos.** A las muestras alteradas e inalteradas recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de identificación y clasificación. Los límites líquidos resultaron hasta de un 100%, los límites plásticos de un 40% y el contenido de agua semejante. Con las muestras inalteradas obtenidas del estrato de apoyo de la cimentación, se realizaron pruebas en cámara triaxial en condiciones naturales y saturadas, para evaluar el efecto del cambio de contenido de agua en sus parámetros de resistencia. Debe aclararse que la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial y se efectuó mediante contrapresión, que consiste en aplicar presión al agua para facilitar su penetración a la muestra de suelo e incrementar su contenido de agua, hasta inducir un estado extremo para el suelo en el sitio.

**Interpretación estratigráfica.** Como se mencionó antes, la población de Cuitzeo se construyó sobre la falda de una loma, se puede inferir que la topografía original de toda esta área e incluso el atrio del convento fue un terreno inclinado y para dar los niveles de piso del claustro y templo seguramente se realizó algún corte y más que nada se colocó relleno, abajo del cual subyacen los suelos en su posición original.

A partir de la clasificación visual de las muestras alteradas e inalteradas obtenidas en los sondeos se determinaron los cortes estratigráficos de las Figs. 7.2.11 y 7.2.12. Es interesante destacar que el estrato debajo de cinco metros de profundidad está inclinado en el corte A-A' (dirección E-W) con una pendiente similar a la superficie original del terreno. En cambio en el corte B-B' (dirección NW-SE) el mismo estrato de arcilla se muestra casi horizontal. A continuación se describen los estratos característicos que se identifican en esos cortes.

Los rellenos artificiales tienen un espesor varía de 1.0 a 1.5 m; está constituido por material heterogéneo, arcillas, limos y hasta material producto de demolición.

Subyace a los rellenos un estrato de una arcilla negra con un espesor medio de 1.0 m y con número de golpes  $N_{SPT}$  de 10 a 15. Las pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas de esta arcilla, con el contenido natural de agua y para el nivel de esfuerzos que trasmite la cimentación, permiten deducir que su cohesión es  $c = 2.6 \text{ kg/cm}^2$  y su módulo de rigidez  $E = 147 \text{ kg/cm}^2$ . En la misma arcilla en condición saturada esos parámetros se reducen a: cohesión de  $c = 0.58 \text{ kg/cm}^2$  y el módulo de rigidez a  $E = 17 \text{ kg/cm}^2$ .

Debajo de la arcilla se encuentra un estrato de limo gris duro con espesor de 0.8 a 2.4 m y número de golpes  $N_{SPT}$  de 12 a 20, está formado por una depositación de limo gris duro con presencia de grumos de carbonato. Los parámetros de resistencia en prueba triaxial no consolidada no drenada presenta una cohesión de  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  y ángulo de fricción interna  $\phi = 28^\circ$ . Se considera como probable que en este estrato se encuentren cimentados el templo y convento.

El siguiente estrato es una arcilla café claro, que se encuentra a partir de los 2.4 m de profundidad en el sondeo SPT-2 y de los 4.0 m en el sondeo SPT-1. Su espesor varía de 2.4 a 5.4 m, con número de golpes  $N_{SPT}$  de 20 a más de 50; este estrato consiste en una serie de depósitos de arcilla café claro, café grisáceo y café rojizo.

Una arcilla café dura que se asemeja a una toba se extiende a partir de los 9.0 m de profundidad en los sondeos SPT-1 y SPT-3; mientras que en el SPT-2 se inicia a los 5.0 m de profundidad; el espesor es variable entre 2.2 y 3.0 m de consistencia dura asociada a un número de golpes  $N_{SPT}$  mayor a 50.

Debajo de los suelos finos se encuentra una arena pumítica fina y limosa, la cual se encontró en los sondeos SPT-1 y SPT-3 a partir de los 9.0 m de profundidad, mientras que en el SPT-2 se inicia a los 5.0 m de profundidad de compacidad alta asociada a un número de golpes  $N_{SPT}$  promedio de 30. En el caso del sondeo SPT-2 presenta la intercalación de un estrato de limo gris duro y otro de arcilla café rojizo.

**Nivel freático.** En el jardín sur del convento se instaló un tubo de observación del nivel freático, el cual se detectó a una profundidad de 11.0 m en relación al nivel de terreno natural. Es importante indicar que con la ayuda de un GPS (Global Positioning System) se determinó la diferencia de nivel entre el terreno natural en la zona del convento y la superficie del lago que es del orden de 20 m; por lo que el nivel freático en el área del convento se encuentra 9.0 m por arriba del nivel del lago.

### **7.2.5 Análisis geotécnico**

**Capacidad de carga.** La capacidad de carga última del estrato de apoyo del convento, que se supone sea el limo duro, en condiciones estáticas de la cimentación actual, apoyada sobre el estrato de arcilla negra se evaluó con la expresión tradicional (Terzaghi et al, 1996):

La capacidad de carga última para una zapata continua con una profundidad mínima de desplante de 1.0 m es de  $138 \text{ t/m}^2$ . Este resultado se compara con la magnitud de la carga transmitida por los muros del claustro que se estimó en  $26 \text{ t/m}^2$ ; para estas cargas el factor de seguridad (FS), es de 5.3 en condiciones estáticas.



Estos suelos lacustres se secan y endurecen porque se les evapora el agua intersticial, además son muy susceptibles a contraerse y que se les formen grietas; por ellas se infiltra agua de lluvia o del riego de jardines y se reblandecen en corto tiempo.

Para evaluar este efecto de la infiltración de agua en el subsuelo se realizaron pruebas triaxiales en condiciones de humedad natural y saturada, una vez humedecidos se determinó una capacidad de carga última de  $32 \text{ t/m}^2$ , para un  $FS = 1.2$ , el cual es menor al mínimo recomendable de  $FS = 3$ ; sin embargo, como la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial mediante contrapresión, representa un estado extremo que difícilmente podría alcanzar el suelo en el sitio.

Por lo tanto, se deduce que la pérdida de resistencia por humedecimiento del suelo de apoyo no implica el colapso de la cimentación, aunque podrían ocurrir asentamientos por deformaciones plásticas de los suelos. Esta situación deberá verificarse mediante nivelaciones topográficas antes y después de cada temporada de lluvias.

**Cálculo de asentamientos.** Los asentamientos de tipo elástico que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato arcilloso sobre el cual se apoya la cimentación, éstos han sido inducidos fundamentalmente por las cargas en condiciones estáticas que ocurrieron al final de su construcción e incrementados por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia.

El orden de magnitud de los asentamientos que pudieron ocurrir al final de la construcción, considerando como referencia la humedad natural actual y los parámetros antes mencionados, resulta de sólo unos dos centímetros. En cambio por el efecto de la saturación resultan de 8.0 cm; sin embargo, para que esto ocurra se debería inundar el terreno de apoyo de la cimentación, lo cual debido a la topografía del sitio es imposible; es más, en caso de que hubiera ocurrido, habría ocasionado asentamientos importantes capaces de haber inducido el colapso de los muros.

**Potencial de expansión de los suelos.** Tomando en cuenta que el estrato de limo en que se apoya la cimentación tiene intercalados dos estratos de arcillas lacustres plásticas y secas y por ello susceptibles a expandirse a causa del potencial incremento de su contenido de agua, se realizaron ensayos de saturación bajo carga en muestras de ambos estratos. Las presiones aplicadas correspondieron al esfuerzo transmitido por los muros del claustro.

La Fig. 7.2.13 presenta los resultados de los ensayos de saturación bajo carga; tanto la arcilla negra como el limo gris oscuro, tienen la capacidad de expandirse hasta un 2% del espesor de los estratos, que potencialmente sería de unos 10 cm. También pueden asentarse hasta 1.5%. En ambos casos conforme a la magnitud de carga aplicada; la cual puede variar entre 1.7 y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

El subsuelo de apoyo de la cimentación de los muros interiores del claustro se encuentra más protegido ante la variación de humedad; mientras que el suelo de apoyo de los muros de la periferia está sometido a mayores incrementos de humedad lo que provoca movimientos verticales, asentamientos diferenciales y al paso del tiempo agrietamiento de la estructura.

El muro sur de colindancia entre el antiguo convento y el Parque Ecológico, se encuentra apoyado sobre la arcilla negra susceptible de sufrir variaciones volumétricas debido al cambio en su contenido de humedad, más aún, se ve sometido al constante riego del jardín y debido a la heterogeneidad del terreno de apoyo se han presentado movimientos diferenciales que han inducido agrietamientos.

## 7.2.6 Conclusiones y recomendaciones sobre el convento

**Sobre la cimentación de los muros.** La capacidad de carga del terreno para los muros del convento posiblemente apoyados en estrato de limo, considerando la condición saturada para la arcilla que le subyace y para la mínima profundidad de desplante de 1.0 m se estimó en  $32 \text{ t/m}^2$ , por lo que el factor de seguridad es de 1.2, valor que se considera escaso.

La reducción de la resistencia por humedecimiento del suelo de apoyo no implica riesgo de colapso de la cimentación, aunque todavía podrían ocurrir asentamientos por deformaciones plásticas de los suelos. Esta situación deberá vigilarse mediante mediciones topográficas antes y después de la temporada de lluvias.

**Asentamientos de la cimentación.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato arcilloso sobre el cual se apoya la cimentación, consecuentes de los cambios de humedad en las estaciones de lluvias, inducidos en condiciones estáticas y eventualmente incrementadas por los sismos ocurridos a lo largo de su historia.

A partir de los ensayos de saturación bajo carga se pudo estimar que en caso de que los estratos superficiales se llegaran a saturar en una condición extrema, los muros del claustro, para la magnitud de carga que transmiten al suelo, sufrirían un asentamiento adicional del orden de 5.5 cm, lo que induciría distorsiones angulares que no implican riesgo de falla de la cimentación, pero sin duda activaría las fisuras que manifiesta la estructura.

El ensayo de saturación representa una condición extrema para el suelo de apoyo, por lo que las deformaciones estimadas pueden exceder lo que podría ocurrir; sin embargo, dan un indicio de que la variación de humedad del terreno de apoyo de la cimentación de los muros perimetrales del claustro sufren asentamientos asociados a la temporada de lluvia.

**Muro de colindancia sur.** El muro sur de colindancia entre el convento y el Parque Ecológico se encuentra apoyado sobre la arcilla negra susceptible de sufrir variaciones volumétricas debido al cambio en su contenido de humedad; uno de sus lados se ve sometido al constante riego del jardín y debido a la heterogeneidad del terreno de apoyo se han presentado movimientos diferenciales que han inducido agrietamientos en el muro y en un punto el colapso del mismo.

Se recomienda llevar a cabo una revisión estructural del claustro para evaluar la conveniencia de dividir el muro sur con juntas que permita movimientos independientes por tramos y cada uno de ellos debidamente reforzados con dalas y castillos.

**Recomendaciones geotécnicas.** Para la conservación de este monumento se propone:

a) Establecer un programa de nivelaciones topográficas semestrales que permitan conocer la magnitud de los movimientos verticales que puedan presentar los muros del claustro en la época de estiaje y compararlos con los que se midan en la época de lluvias.

b) Proteger la base de los muros del eje 8 entre los ejes F a J del claustro con un zampeado debidamente impermeabilizado, dejando una pendiente que permita drenarla e impida la acumulación de agua.

- c) Realizar un estudio estructural de las condiciones de seguridad del monumento.
- d) Revisar que la cisterna que se encuentra en el centro del patio del claustro no presente fugas.
- e) Llevar a cabo una revisión detallada de las condiciones de las instalaciones de agua, drenaje y las bajadas pluviales, que no presenten fugas y reparar aquellas que lo ameriten.



Fig. 7.2.1 Templo Convento de Santa María Magdalena en, Cuitzeo, Michoacán

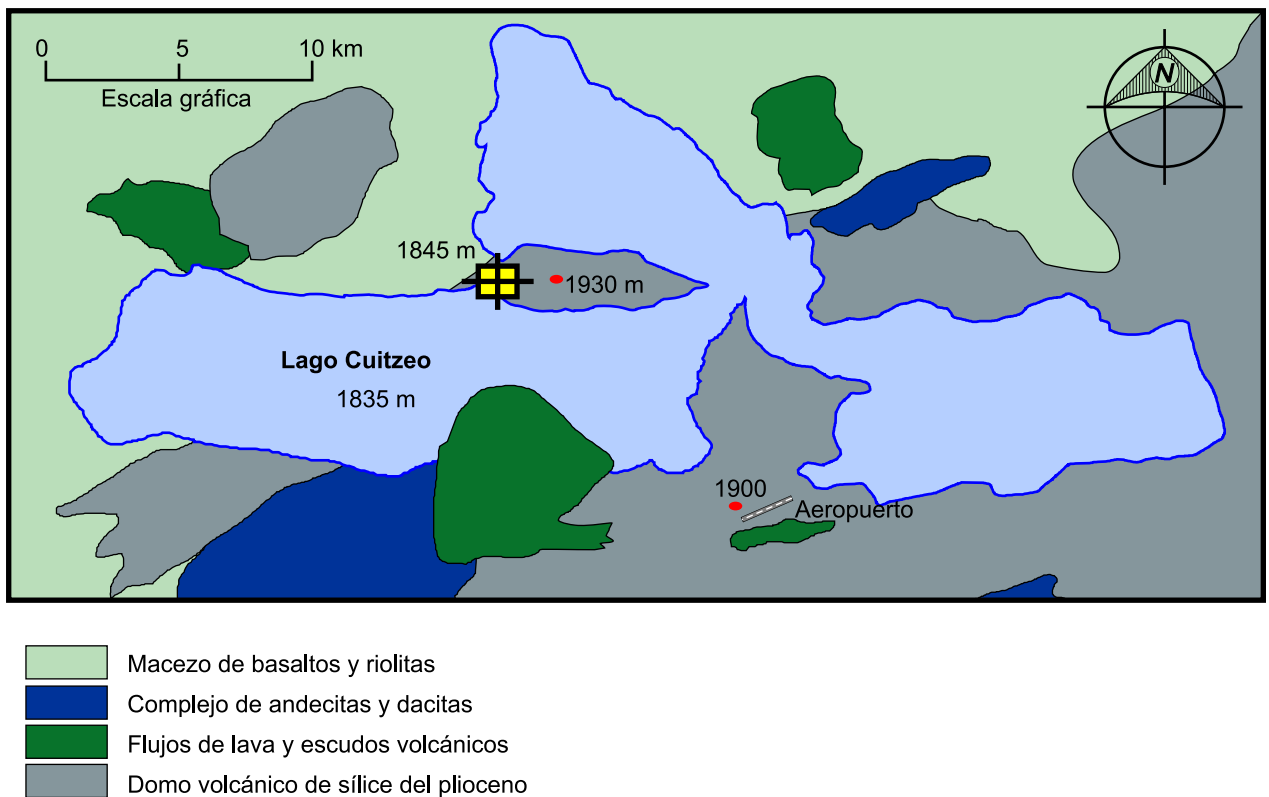


Fig. 7.2.2 Esquema Geológico

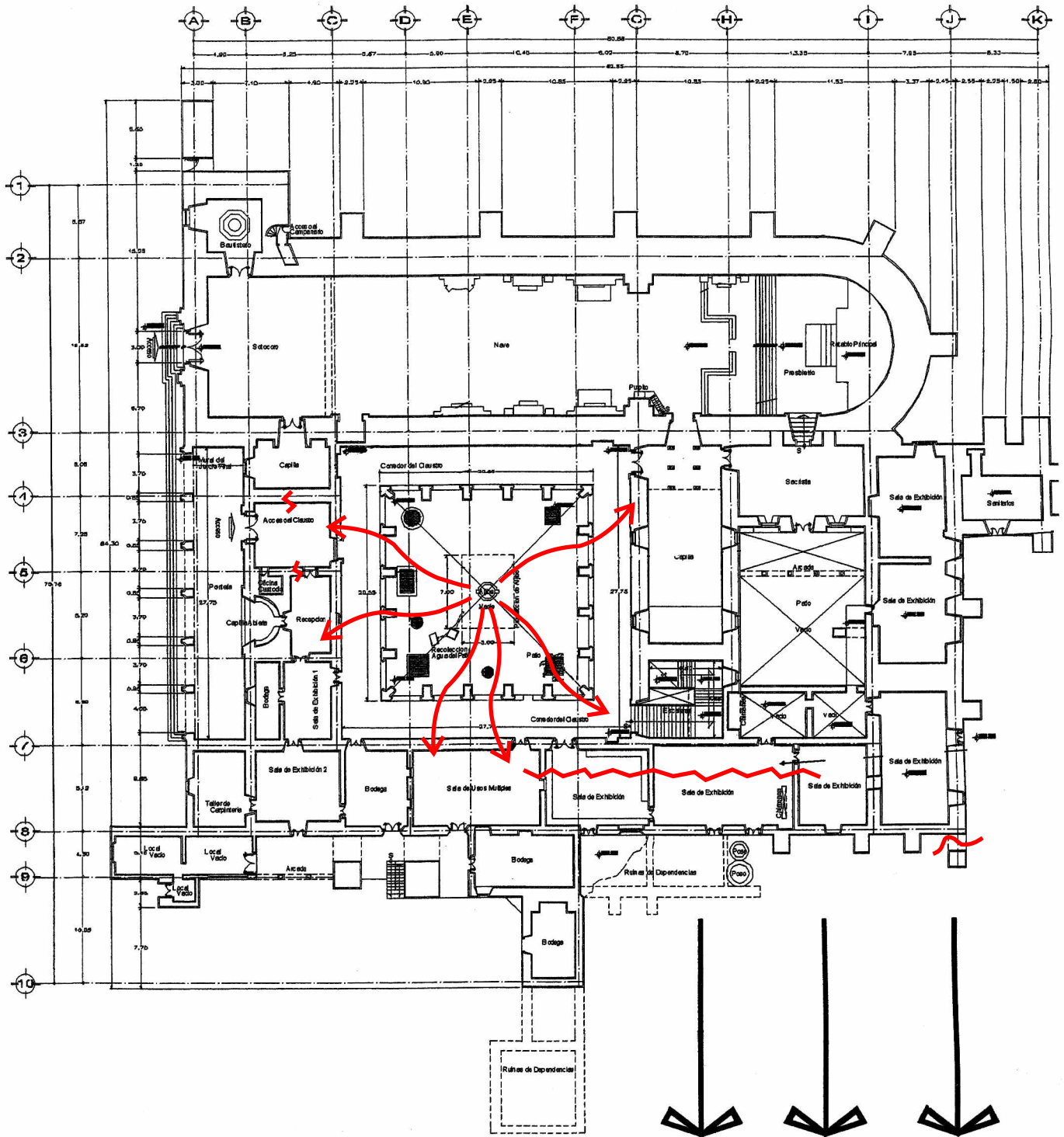
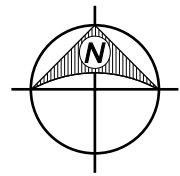


Fig. 7.2.3 Fisuras estructurales observadas en la planta baja del convento (Salomón, 2007)



Fig. 7.2.4 Atrio botarel y contrafuertes



Fig. 7.2.5 Muro colapsado



Fig. 7.2.6 Humedad en la esquina de una escuela vecina



Fig. 7.2.7 Entorno del Convento

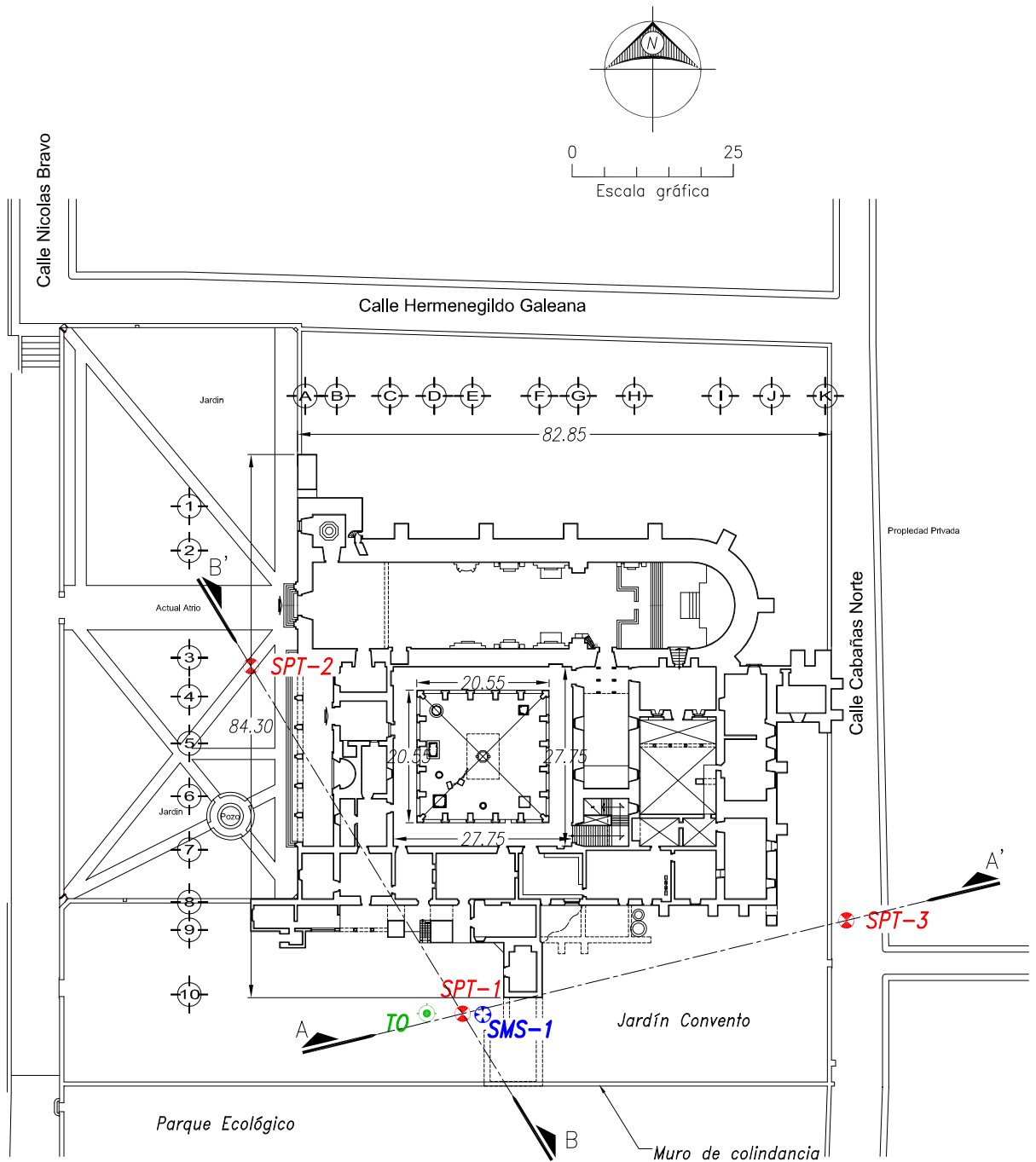


Fig. 7.2.8 Vista posterior de la capilla



Fig. 7.2.9 Esquina noroeste de la Presidencia Municipal





SIMBOLOGÍA

- ⊗ **SPT** Sondeo de penetración estándar
- ⊕ **SMS** Sondeo de muestreo selectivo
- ⊙ **TO** Tubo de observación del nivel freático

Fig. 7.2.10 Ubicación de sondeos  
Ex convento de Santa María Magdalena

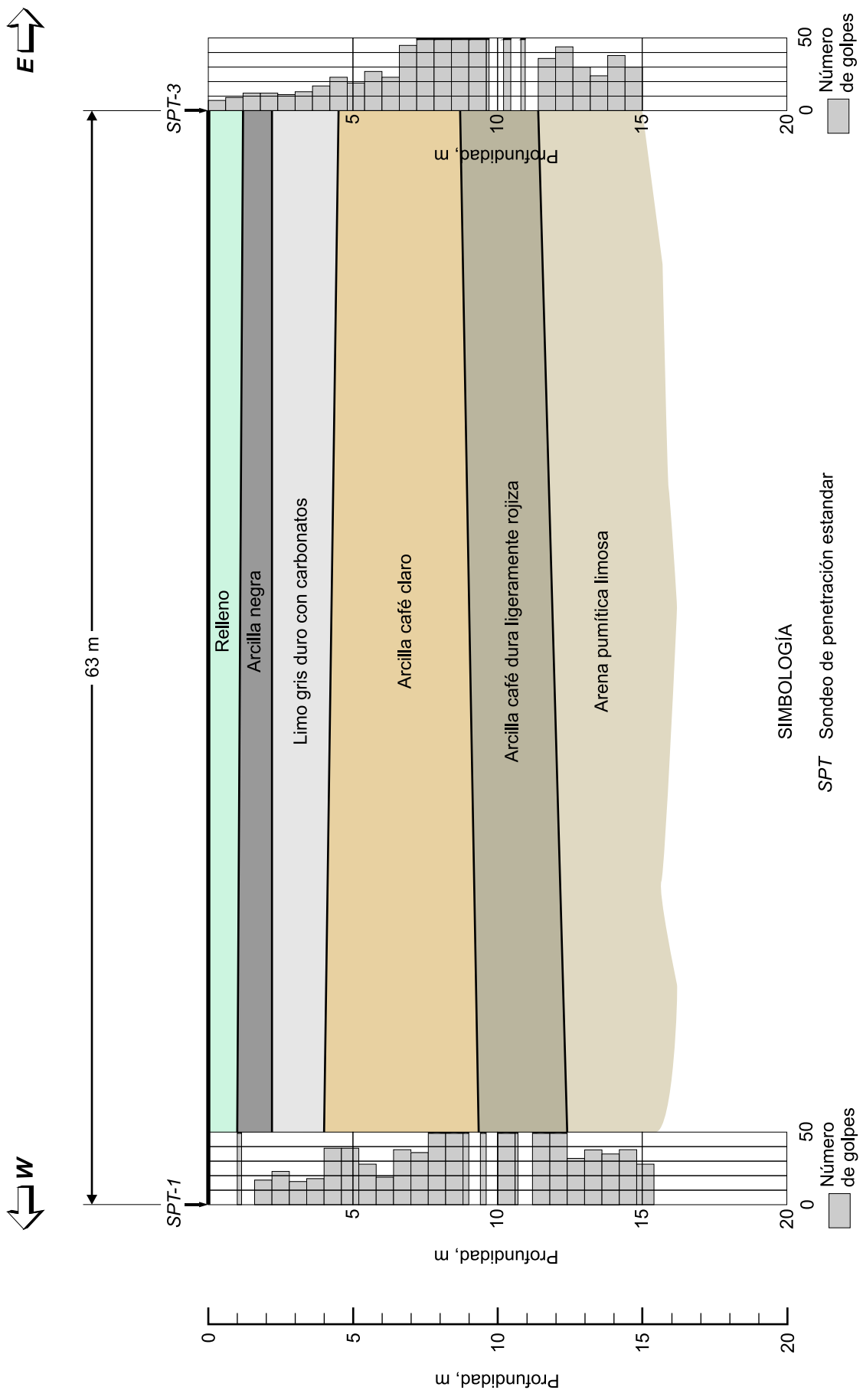


Fig. 7.2.11 Corte estratigráfico A-A'  
 Ex convento de Santa María Magdalena

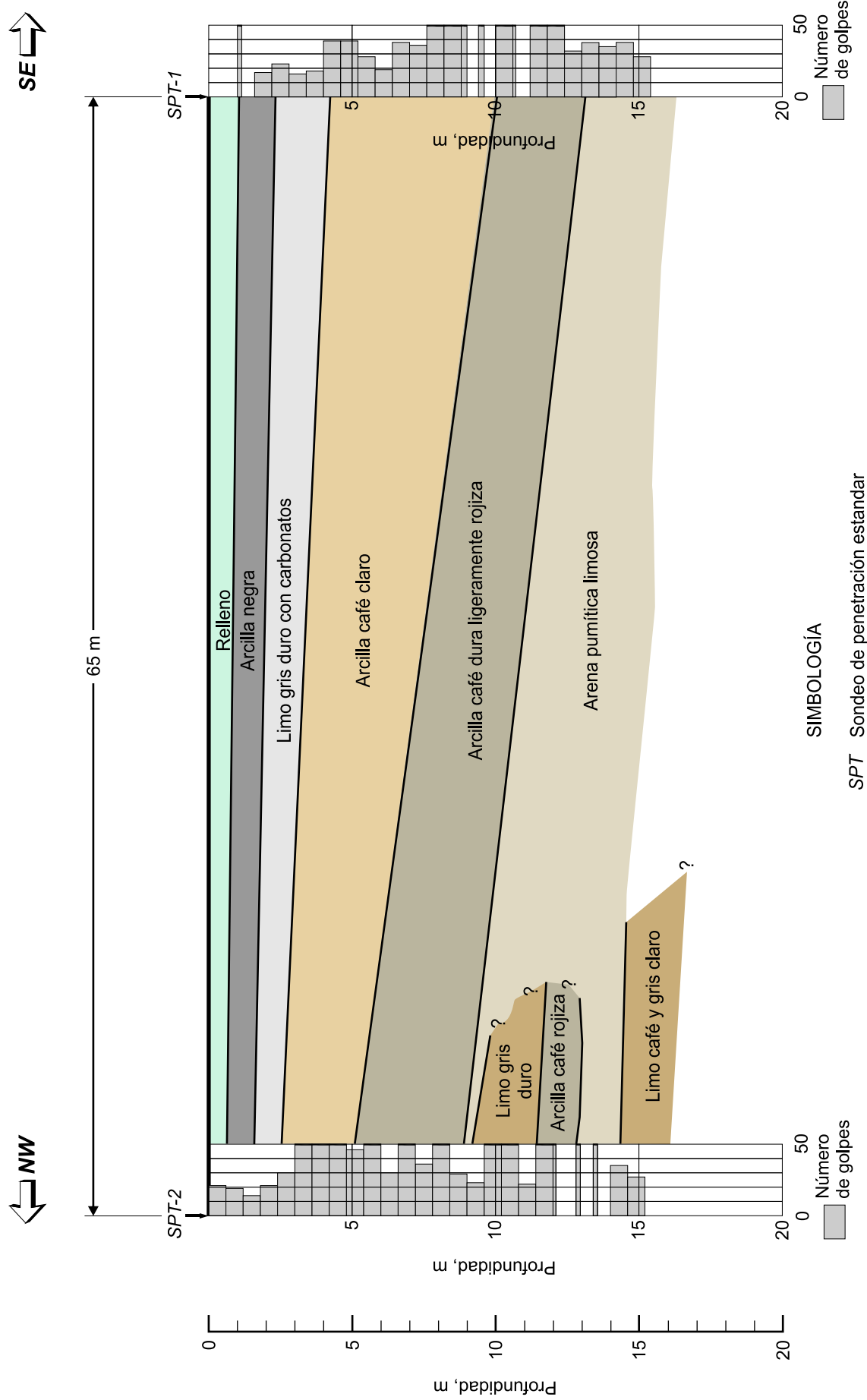


Fig. 7.2.12 Corte estratigráfico B-B'  
Ex convento de Santa María Magdalena

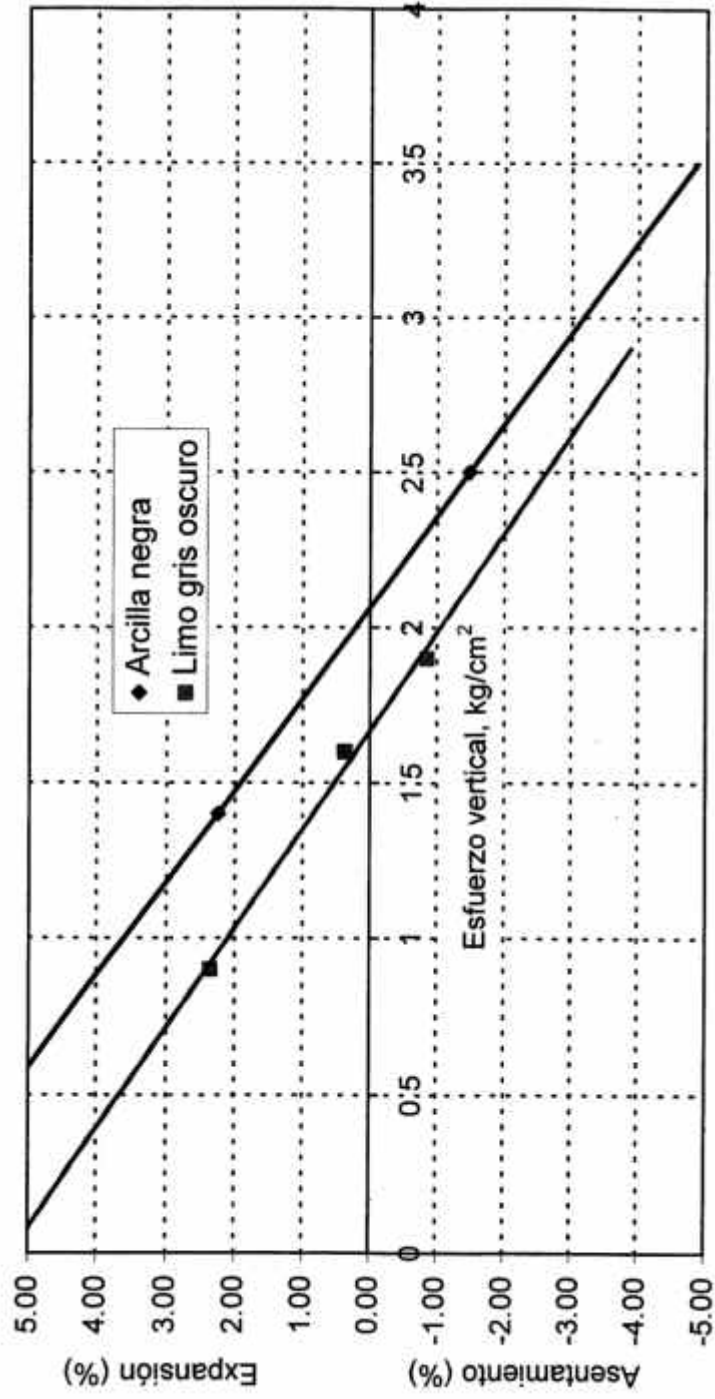


Fig. 7.2.13 Efecto de la sobrecarga en el porcentaje de expansión  
Ex convento de Santa María Magdalena

## **8. CASOS EN EL ESTADO DE GUANAJUATO**

### **8.1 TEMPLO EL CARMEN EN CELAYA**

#### **8.1.1 Introducción**

El templo del Carmen ocupa el lugar de un templo anterior que se construyó en 1595 y que fue destruido por un incendio; por su parte el convento de los carmelitas estaba en ruinas y fue reconstruido entre 1734 y 1736. El templo actual fue diseñado y construido por el Arquitecto-pintor-grabador Francisco Eduardo Tresguerras (1759-1833). El estilo arquitectónico de este monumento es neoclásico, su construcción se inició en 1802 y la dedicación se hizo cinco años después, Fig. 8.1.1. El templo fue cerrado por reparaciones en 1852 y de nuevo entre los años 1975 a 1978; se desconoce si hubo algún otro trabajo de reparación.

El subsuelo del templo está sujeto al hundimiento regional consecuente de la extracción del agua y por ello ha acumulado deformaciones y daños al paso de los años, particularmente en su fachada principal oriente y la torre central, al grado que se ha rehabilitado el nártex de acceso.

El templo y ex-convento del Carmen se localizan en la manzana que forman las calles Madero (El Carmen), Álvaro Obregón, Francisco Tresguerras y La Rioja en el Centro Histórico de la ciudad de Celaya Fig. 8.1.2.

El diagnóstico del comportamiento de la cimentación del templo que se resume a continuación se basó en la inspección detallada del edificio, la evaluación de las deformaciones acumuladas, complementadas con mediciones topográficas, una campaña de sondeos de muestreo alterado e inalterado y la revisión de la información obtenida de la cala excavada para la observación directa de la subestructura (TGC, 2004. No. 2838).

#### **8.1.2 Esquema geológico y hundimiento regional**

La ciudad de Celaya se encuentra sobre un graven o fosa tectónica de casi 20 km de longitud y 6 km de ancho, rellenada con aluvión cuyo espesor es del orden de unos 240 m; en su pasado geológico fue una laguna como lo demuestran las arcillas y limos que conforman su subsuelo superficial (Terán et al, 1978). Se sabe que el aluvión sobreyace a tobas y rocas volcánicas, en las que predominan las riolitas.

Las aguas del río de la Laja abastecieron a la ciudad y a la intensa agricultura de la zona, su cauce se ubica al oriente de la ciudad y cambia su trayecto al poniente para desembocar en el río Lerma. En sus crecientes ha inundado en repetidas ocasiones a la ciudad de Celaya. La contaminación de sus aguas hizo necesaria la perforación de pozos para abastecer a la población.

El Ing. Jorge Antonio Trujillo Calderón, geohidrólogo y consultor, estudió como técnico de la anterior Secretaría de Recursos Hidráulicos las “fallas” que se han desarrollado en el área urbana de



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Celaya y su entorno, las cuales se han venido observando desde principio de los años 80 (Celaya, 2008 y Trujillo, 1985).

El Ing. Trujillo menciona que “en Celaya existen 3 mil 600 pozos de aprovechamiento de agua subterránea, se extraen 600 millones de metros cúbicos y se recarga con 400 millones de metros cúbicos lo que genera un déficit de 200 millones de metros cúbicos”.

“Nos dimos cuenta que lo que realmente se estaba provocando era fallamiento de terrenos por la sobreexplotación de los acuíferos.....el déficit se refleja en un descenso del nivel del agua subterránea a una velocidad de 2.5 metros por año en la zona urbana”.

“La máxima velocidad de hundimiento es de 15 centímetros por año y el mayor salto acumulado es de 3.5 metros en la esquina de las calles Nuevo León y Arroyo Ch. en la Alameda..... los hundimientos más profundos que suman ya hasta 3.5 metros”.

“Existen 6 grandes fallas que miden en promedio 6 kilómetros, aunque hay algunas que miden 8 kilómetros; existen otras seis fallas secundarias que están apareciendo.....Intercaladas entre las fallas están saliendo otras, cada vez el bloque caído está más profundo y cada vez la longitud de fallas aumenta hacia el norte y hacia el sur”.

**Falla geológica.** Es conveniente aclarar que identificar a las grietas que se han desarrollado en Celaya y en otras poblaciones y valles del Bajío como fallas geológicas es un error técnico, porque una falla en Geología es una discontinuidad de la superficie terrestre, generalmente de muchas centenas de metros, la cual se forma cuando la resistencia de las rocas es sobrepasada por el estado de esfuerzos y se genera una superficie de ruptura denominada plano de falla; la cual es consecuente de un deslizamiento de las rocas en ese plano. La geometría del mecanismo de falla permite clasificar en fallas: normal, inversa, cortante y rotacional. Se dice que una falla es activa cuando una gran masa de roca se ha desplazado de manera brusca hasta romper la superficie terrestre, conformar un escarpe de falla y producir un terremoto (para algunos este movimiento debe haber ocurrido en los últimos 10,000 años). Por el contrario una falla se considera como pasiva cuando en el lapso de tiempo mencionado ésta no se ha movido.

**Grietas en el subsuelo.** Las discontinuidades que se han formado en el subsuelo de Celaya están creciendo, como una familia de grietas simples y consecuentes del hundimiento diferencial provocado por el cambio de esfuerzos que induce la extracción excesiva de agua de la masa del aluvión que subyace a todo el valle. La Fig. 8.1.3 muestra las tres grietas principales, hay otras secundarias casi paralelas que no se señalan; en la misma figura se señala de manera esquemática el escenario de formación de las grietas en la línea A-B-C, cuyo mecanismo de agrietamiento cumple con el siguiente marco conceptual:

a) Como se mencionó antes Celaya está sobre un graben geológico, lo cual implica que ocurrió un hundimiento brusco de la corteza terrestre, hace millones de años, y dejó lo que se identifica como una fosa, la cual fue rellenada con los materiales erosionados y arrastrados por el agua y el viento.

b) La superficie original del terreno ha sido sensiblemente horizontal, desde hace miles de años, porque el subsuelo está constituido por depósitos de suelos lacustres depositados en un lago, que siempre conforman una horizontal.

c) El fondo basal o superficie del gran hundido geológico conformado por depósitos de tobas y riolitas puede ser de morfología plana o irregular, lo cual condiciona la magnitud del espesor de suelos aluviales que se depositaron.

d) El nivel del agua estuvo por arriba de la superficie, puesto que hubo un lago, en el tiempo histórico descendió y se transformó en el Nivel Freático, el cual estuvo cercano a la superficie. En la actualidad este Nivel Freático está abatido y según el Ing. Trujillo desciende a una velocidad de unos 15 cm por año.

e) Este descenso del nivel del agua induce un cambio de esfuerzos en la masa de suelo aluvial que le provoca deformaciones, cuya magnitud está condicionada por el incremento de los esfuerzos y el espesor del aluvión.

f) Una grieta en el subsuelo se desarrolla cuando el hundimiento entre dos puntos de la superficie es diferencial, o sea que uno se hundió más que el otro; en esa condición la distancia inclinada entre ellos se incrementa y como los suelos no soportan tensiones, entonces se agrietan. Por el contrario, cuando los dos puntos se hunden lo mismo la distancia entre ellos permanece constante y no se generan grietas.

**Ubicación de las grietas.** La grieta más cercana al templo del Carmen se encuentra a unos 300 m, corta al convento de San Francisco y corre con dirección N15°W, Fig. 8.1.2. Las otras grietas se ubican todas al oriente del mencionado convento y su dirección predominante es de N25°W (Fig. 8.2.3).

**Inferencia sobre los espesores.** Considerando que entre el templo del Carmen y el poniente del convento de San Francisco hasta ahora no hay grietas, se puede suponer que en los puntos A y B el espesor de suelos aluviales es similar y en cambio en el punto C es mayor (Figs. 8.1.2 y 8.1.3).

**Hundimiento futuro posible.** El hundimiento reportado es de 3.5 m y considerando que el espesor de aluvión es de 240 m, significa que el aluvión se ha comprimido en un 1.46%, este valor se podría calificar todavía de moderado y de continuar el abatimiento del nivel del agua podría duplicarse y hasta llegar a un valor cercano al 4%. Este último valor significa que el hundimiento máximo podría ser de casi 9 m.

### **8.1.3 Daños observados en el templo**

El Carmen ha venido sufriendo daños y desde hace unos nueve años, ha sido notoria la distorsión del nártex, que ya es alarmante porque algunos de los bloques de cantera amenazan con caer y las columnas se han inclinado a los lados; las fisuras que tiene se señalan en la Fig. 8.1.4.

Otros daños que se observan son que la entrada a la capilla se ha inclinado al exterior un 0.6% y algunos bloques de cantera se advierten inestables, además de que en la nave principal se ha desarrollado una fisura en sentido longitudinal; el humedecimiento de la bóveda justificó la colocación de enladrillado nuevo en 2002; también se observa una fisura que cruza la cúpula.

Las personas que conocen el templo afirman que en el año de 1971 no se le advertían daños y que fue después de la inundación que sufrió Celaya en 1974 cuando éstos fueron más evidentes.



#### 8.1.4 Trabajos de medición topográfica

Con objeto de detectar deformaciones que a simple vista pasan inadvertidas, se están realizando mensualmente nivelaciones topográficas del templo que toman como base un banco de nivel superficial ubicado en el extremo oriente del atrio (Fig. 8.1.5), al cual se le asignó una elevación arbitraria de +100.000 m, (Ramírez, 2004).

Con los datos recopilados se trazaron las curvas de igual hundimiento diferencial considerando que el punto que menos se hunde corresponde a la esquina suroriente del nártex, con una velocidad de hundimiento de 8.5 mm/año. La Fig. 8.1.5, muestra las curvas de igual hundimiento diferencial entre febrero y julio de 2004. Se identifica un máximo de 5.5 mm hacia el norponiente que para el período de medición de 140 días, esto representa una velocidad de hundimiento diferencial de casi 14 mm. al año.

A partir de las curvas de igual hundimiento diferencial se estimaron las distorsiones angulares inducidas al templo en el período de medición y en la Fig. 8.1.6, se muestra la dirección de los vectores y su valor anualizado que varía de 0.026 a 0.08%, este último se presenta en la zona del nártex.

#### 8.1.5 Información geotécnica disponible

**Estratigrafía del subsuelo.** El Ing. José Luis Terán y sus coautores, (Terán et al, 1978), recopilaron los datos de los ocho sondeos geotécnicos disponibles realizados en Celaya, uno de ellos ubicado sobre la calle Hidalgo cerca del templo del Carmen; con esa información describe el subsuelo así: superficialmente existe una costra de arcilla seca que puede comportarse como expansiva, abajo se encuentran arcillas blandas compresibles con un espesor de hasta 5 m y le subyacen tobas limo arenosas de espesor desconocido. El nivel freático se ubicó en los puntos estudiados en el año de 1978 entre 0.8 y 4.5 m.

#### 8.1.6 Características del subsuelo

**Condiciones estratigráficas.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el templo y exconvento del Carmen se realizaron 5 sondeos de penetración estándar con obtención de muestras inalteradas con tubo dentado de los estratos limosos susceptibles a sufrir cambios en su resistencia y que afecten el comportamiento de la cimentación. La ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 8.1.7.

A las muestras alteradas e inalteradas recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de identificación y clasificación (Fig. 8.1.8); en las muestras inalteradas obtenidas del estrato de apoyo de la cimentación, se realizaron pruebas no consolidadas no drenadas en cámara triaxial para obtener sus parámetros de resistencia.

A partir de la clasificación visual de las muestras alteradas e inalteradas obtenidas en los sondeos se determinaron los cortes estratigráficos de las Figs. 8.1.9 y 8.1.10. A continuación se describen los estratos característicos en que se puede dividir el subsuelo.

**Rellenos artificiales.** El espesor varía de 0.5 a 1.5 m; está constituido por material heterogéneo, limo, arcilla y material producto de demolición.

Limo café claro y café olivo claro. Subyaciendo a los rellenos se tiene una secuencia de limos café claro y café olivo claro, cuya peculiaridad es encontrarse carbonatado con número de golpes  $N_{SPT}$  registrado en la prueba de penetración estándar de 10 a más de 50, con un espesor que varía de 1.2 a 2.0 m.

Arena fina. En los sondeos SPT-1, SPT-2 y SPT-5 se detectó un estrato de arena fina y media limosa café claro y café olivo claro con algunas gravas; el número de golpes  $N_{SPT}$  varía de 30 a más de 50 y el espesor de 1.0 a 4.0 m.

Serie limosa. Se extiende a partir de los 3.5 y 7.0 m hasta la máxima profundidad de exploración y consiste en una secuencia de limo café claro, café olivo claro y olivo claro de consistencia firme a dura asociada a un número de golpes  $N_{SPT}$  de 10 a más de 50. Se detectó un lente de arena entre 23.0 y 24.0 m de profundidad con un espesor de 1.0 m.

Es importante indicar que en el sitio existe una costra superficial endurecida formada por limo carbonatado y arenas finas limosas, que en la prueba de penetración estándar se registraron más de 50 golpes con un espesor variable de 2.0 a 5.0 m.

**Nivel freático.** Debido a la técnica de perforación empleada se alteraron las condiciones del suelo alrededor de la perforación, por lo que se tiene incertidumbre en la posición del nivel freático (NAF). De acuerdo con la información proporcionada por la Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Celaya, en el año de 1956 el nivel estático se encontraba a 10 m de profundidad y actualmente en dos pozos con profundidades de perforación a 300 m, ubicados en la cercanía del templo del Carmen, se ha registrado su nivel estático a 100 m de profundidad y el dinámico a 120 m (JMAPAC, 2003).

De acuerdo con los valores de contenido de agua determinados en el laboratorio se detectó humedad mayor al 60% en los suelos ubicados entre 9.0 y 14.0 m de profundidad, es probable que esto se deba a la presencia de un manto colgado.

### **8.1.7 Condiciones de cimentación**

Para conocer el tipo y nivel de desplante de la cimentación del templo se practicó una cala en el extremo oriente del muro sur, la ubicación se muestra en la Fig. 8.1.7. A partir de lo observado y con apoyo de la exploración geotécnica, se definió que la cimentación está constituida por zapatas corridas de mampostería desplantadas sobre el estrato de limo café claro; la profundidad de desplante se considera a 1.5 m por abajo del nivel de piso del atrio, la Fig. 8.1.11 muestra esquemáticamente la geometría de la cimentación.

**Capacidad de carga de la cimentación.** Considerando que las zapatas están apoyadas sobre el estrato de limo café olivo claro, cuyos parámetros de resistencia al corte son: ángulo de fricción interna  $26^\circ$  y cohesión de  $0.33 \text{ kg/cm}^2$ . La capacidad de carga última para una zapata continua que corresponde a los muros, para la profundidad de desplante de 1.5 m y para los anchos probables de cimentación, inferidos a partir de la cala excavada, se indican en la Tabla 1 y se comparan con la carga transmitida por un muro de 14.0 m de altura y 1.9 m de espesor, la carga aplicada es casi  $30 \text{ t/m}^2$ .

Tabla 1. Capacidad de carga, zapata continua

Ancho B	$q_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$w$ (t/m <sup>2</sup> )	FS	$\delta$ (cm)
1.9 m	82	35	2.3	2.0
2.9 m	118	23	5.0	1.2
3.7 m	126	18	7.0	1.0

B Ancho de la cimentación,  $w$  Carga aplicada por la estructura

Para las cargas indicadas el factor de seguridad (FS) es aceptable, con excepción de la cimentación con ancho de 1.9 m para la cual es menor al mínimo admisible de 3 en condiciones estáticas; un FS menor al mínimo recomendable no implica una falla de la cimentación, pero si puede estar asociado a deformaciones plásticas.

En el caso del nártex se estimó la capacidad de carga para una zapata aislada con un área igual a la que tienen las columnas respectivas y cuyo nivel de desplante se desconoce, se suponen dos condiciones de terreno de apoyo y se indican en la Tabla 2, se consideró que la carga aplicada por cada una de las columnas es del orden de 500 toneladas.

Tabla 2. Capacidad de carga de zapatas aisladas

B (m)	A (m <sup>2</sup> )	$D_f$	Subsuelo	$q_u$ (t/m <sup>2</sup> )	$w$ (t/m <sup>2</sup> )	FS	$\delta$ cm
1.6	3.82	1.5 m	Limo café claro	65	131	----	5.5
1.6	3.82	2.0 m	Limo café claro carbonatado	183	131	1.4	2.4

B Ancho de la cimentación

A Área de la cimentación

$w$  Carga transmitida por la estructura

$D_f$  Profundidad de desplante respecto al piso del atrio

De acuerdo con los daños observados en el nártex, es probable que la cimentación de sus columnas esté apoyada sobre el estrato de limo café claro y que al paso del tiempo haya sufrido deformación plástica el terreno de apoyo debido a la magnitud de la carga aplicada; por lo cual deberá verificarse con calas el nivel de desplante y las dimensiones de las zapatas.

**Cálculo de asentamientos.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato limoso sobre el cual se apoya la cimentación, inducidos fundamentalmente por las cargas en condiciones estáticas y eventualmente incrementados por los cambios del nivel freático y los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia.

El asentamiento calculado es del orden de 2 cm, Tabla 1; aunque pequeños, contribuirán a aumentar la distorsión angular de la estructura. En cambio para las zapatas del nártex la condición es más desfavorable porque serán del orden de 5 cm, Tabla 2. Esto demuestra que ha tenido hundimientos y desajustes desde el final de la construcción.

En condiciones sísmicas la estructura transmite un incremento de esfuerzo adicional al suelo por la velocidad en que ocurre la aplicación del mismo, el terreno muestra un módulo de Young equivalente  $E$  mayor o por lo menos igual que el estimado para condiciones estáticas, por lo que los asentamientos que ha sufrido la cimentación durante los sismos ocurridos a lo largo de su historia han sido del orden de magnitud de los estimados para la condición estática.

### 8.1.8 Medidas geotécnicas de prevención

El comportamiento geotécnico de este templo es consecuencia de un complejo conjunto de variables que hacen imposible identificar una solución rigurosa; sin embargo, se pueden adaptar acciones que al menos reduzcan la velocidad de las deformaciones y que consistirán en la instalación de micropilotes tipo “Palo radici” (Lizzi, 1982 y Santoyo y Segovia, 1995).

Estos elementos de refuerzo de la cimentación se colarán en el sitio y se empotrarán en la costra endurecida a una profundidad de 5.0 m respecto al nivel de banquetta, serán de 22 cm de diámetro y tendrán como refuerzo un tubo de acero de 4 pulgadas de diámetro el cual se rellenará con un mortero estructural con un  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y se confinará el tubo con un mortero con resistencia de  $50 \text{ kg/cm}^2$ . Los micropilotes se colarán dentro de una funda de tela geotextil. Estos micropilotes cruzarán inclinados la cimentación de mampostería; la Fig. 8.1.12 muestra en forma esquemática el arreglo de los micropilotes. El diseño detallado del empotramiento estructural fue realizado por el Dr. Fernando López Carmona.

### 8.1.9 Conclusiones y recomendaciones

a) A partir de las dos nivelaciones topográficas realizadas en un lapso de 140 días se demuestra que la nave del templo se asienta diferencialmente hacia el norponiente y puede llegar a ser de 14 mm al año. Por su parte, para las columnas del nártex se define un asentamiento diferencial de 2 mm al año. Para verificar estos datos es necesario continuar con la nivelación topográfica de todos los puntos de control instalados. Sin embargo, se recomienda instalar un banco de nivel profundo por lo menos a 150 m de profundidad, para dar mayor confiabilidad a las mediciones.

b) La capacidad de carga del terreno es de  $82 \text{ t/m}^2$ , para la zapata continua bajo los muros de la nave del templo a la profundidad de desplante de 1.5 m. Por su parte, la magnitud de la carga transmitida por los muros se estimó en  $35 \text{ t/m}^2$ , por lo que el factor de seguridad es de 2.3 menor al mínimo recomendable de 3, pero este valor no representa riesgo de falla.

c) Durante el desarrollo de este estudio no fue posible contar con los datos del nivel de desplante, dimensiones y tipo de subsuelo de apoyo de la cimentación de las columnas del nártex, por lo que es indispensable realizar calas en esta zona para obtener la información requerida que permita evaluar adecuadamente el factor de seguridad de la cimentación.

d) Si a partir de las nivelaciones topográficas que se realizarán por lo menos durante un año, se demuestra que la velocidad de hundimiento que presenta el templo puede llevarlo a una condición de inestabilidad estructural debido a que la inclinación de muros y en especial de la torre excede el 1% en un intervalo de tiempo corto, se recomienda revisar la alternativa de recimentar el templo con micropilotes inclinados.

e) La fisura que presenta la bóveda a todo lo largo está asociada a movimientos horizontales diferenciales de los muros ocurridos a lo largo de su historia, por lo que sería recomendable revisar estructuralmente cada uno de los ejes definidos por las pilastras.

f) El fenómeno de hundimiento regional que afecta a Celaya origina una familia de grietas principales que están dañando a monumentos como el convento de San Francisco y a numerosas viviendas; es tan agresivo que el templo del Carmen se podrá ver afectado en el futuro por una grieta secundaria.



Fig. 8.1.1 Templo El Carmen

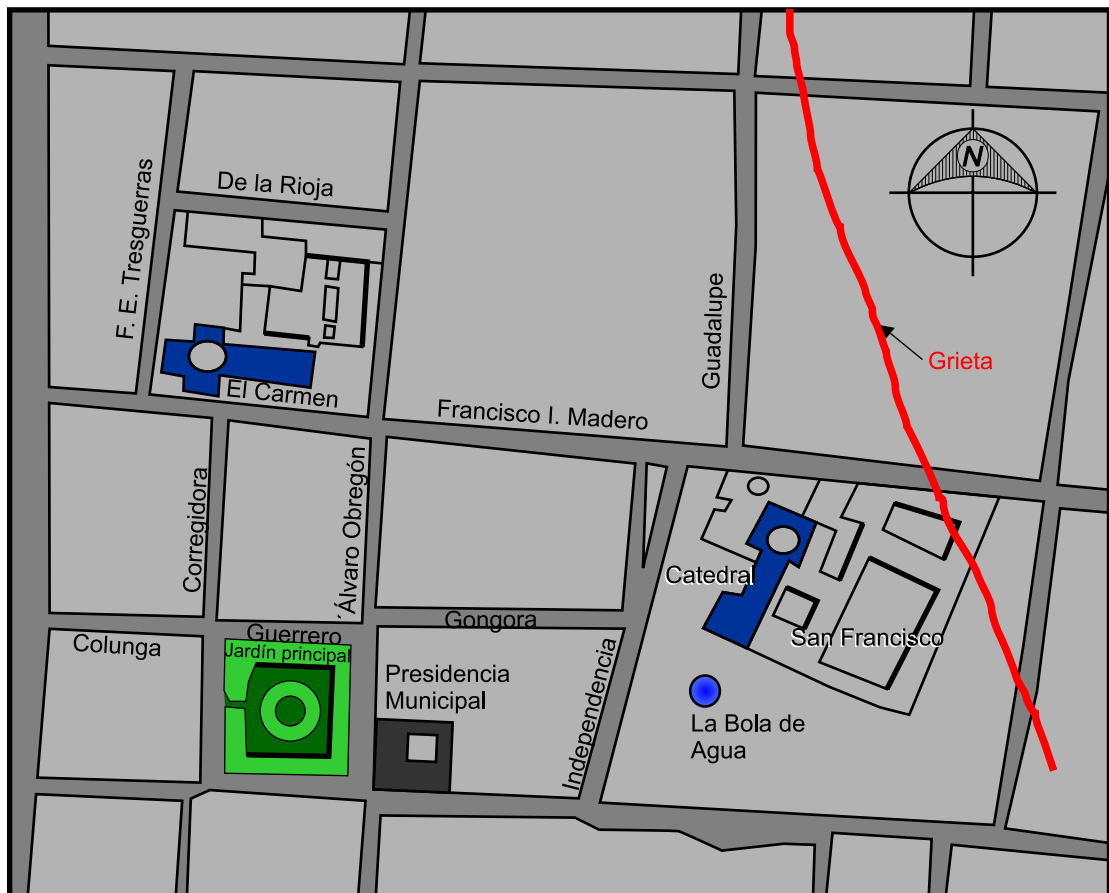
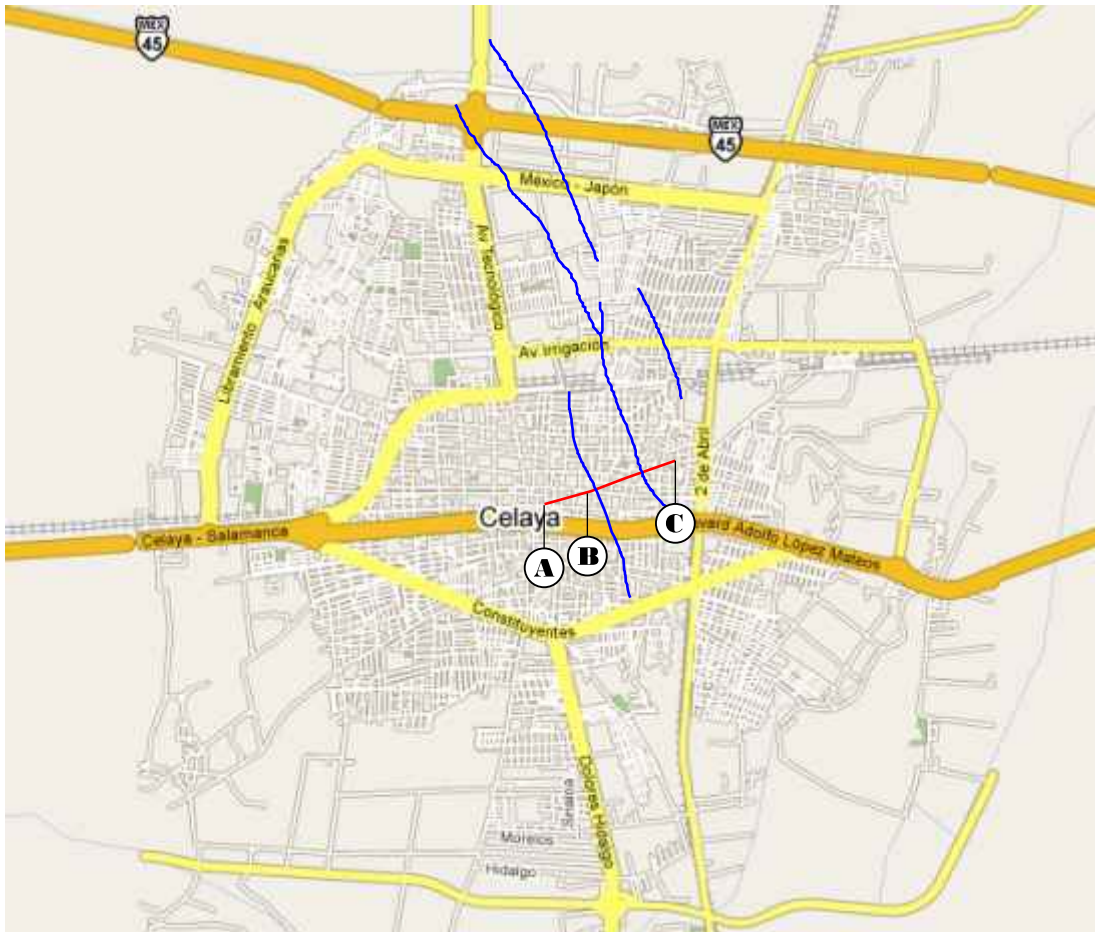


Fig. 8.1.2 Localización del Templo El Carmen en Celaya



Celaya-Google

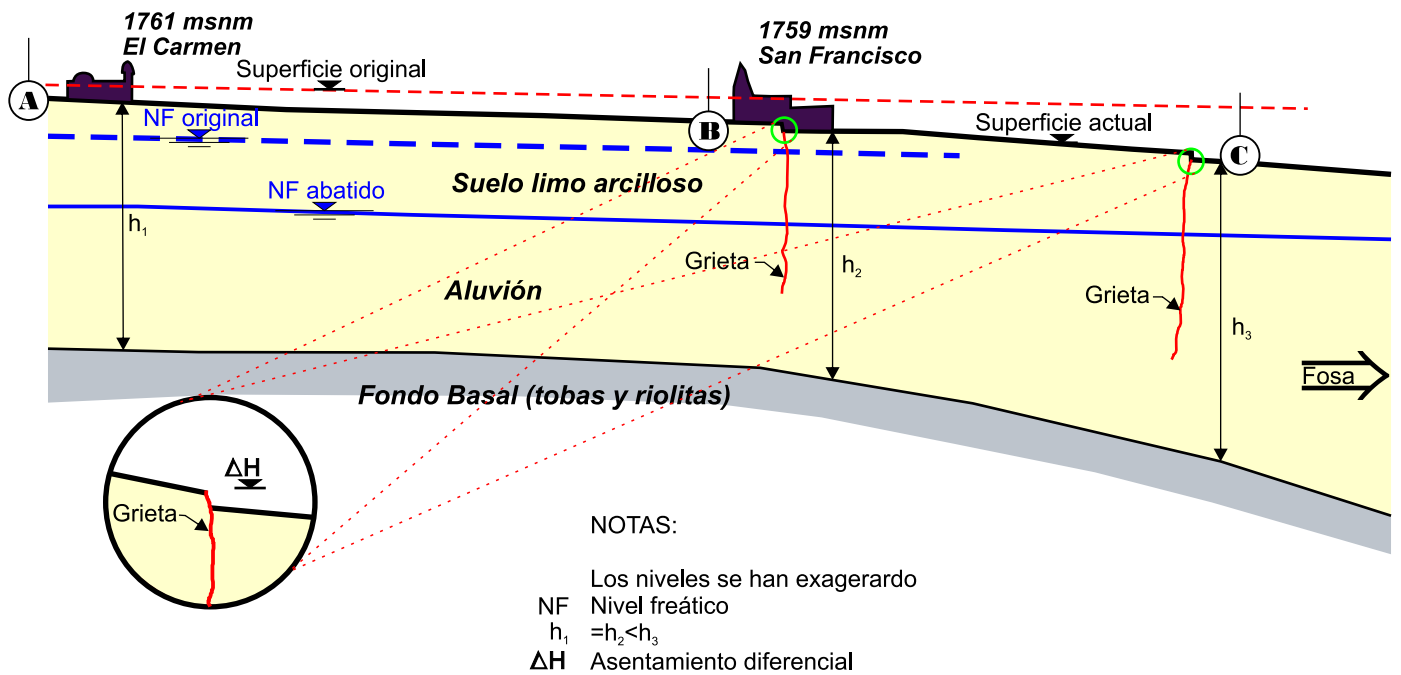


Fig. 8.1.3 Boceto de las grietas y del hundimiento regional

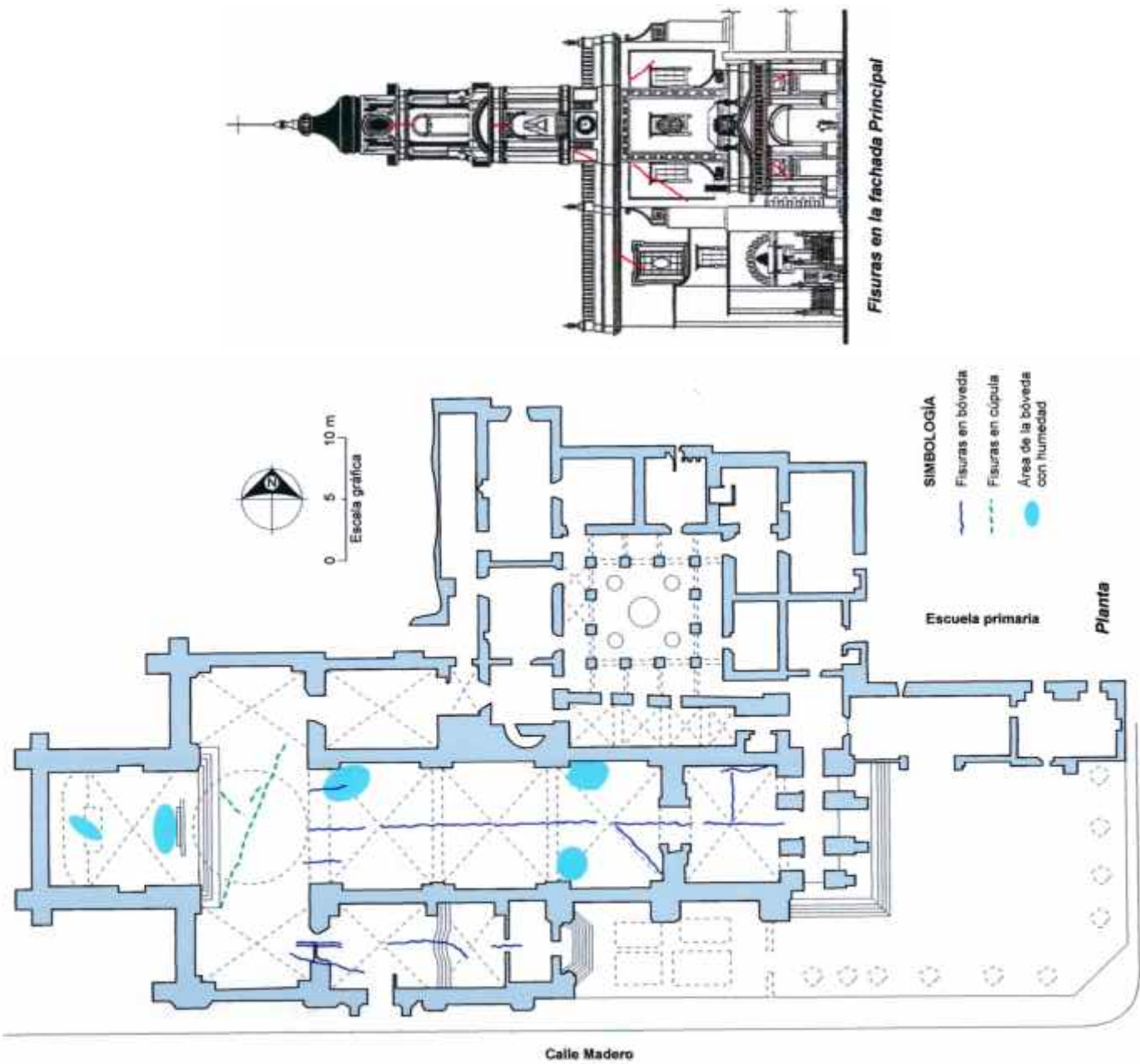
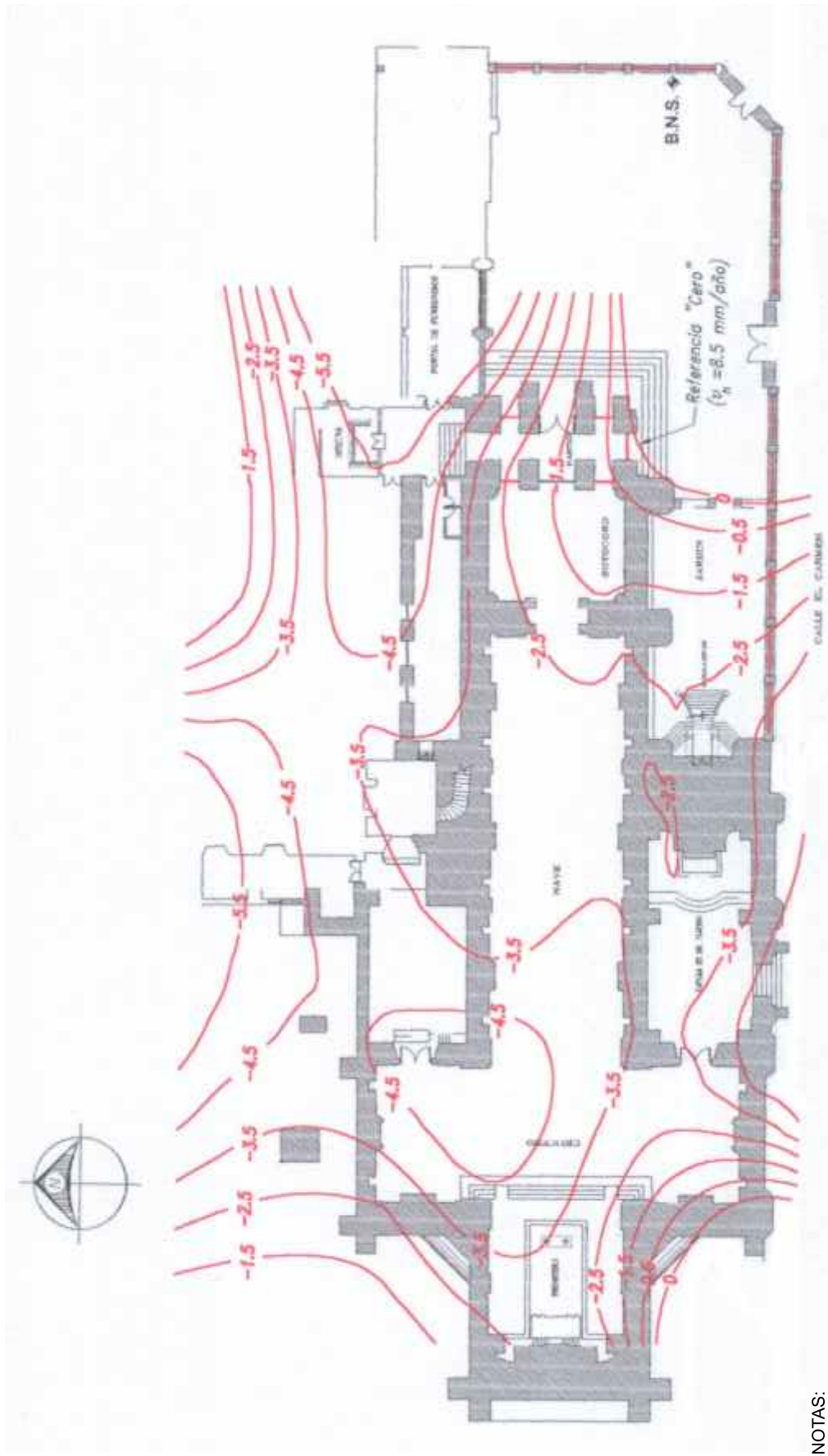


Fig. 8.1.4 Fisuras estructurales observadas en el Templo El Carmen



NOTAS:

- Información proporcionada por el Arq. Fco. Javier Ramirez S.
- $v_s$  = Velocidad de hundimiento
- Para obtener el hundimiento anual probable se deben multiplicar los valores de las curvas por 2.61

Fig. 8.1.5 Curvas de igual asentamiento diferencial en mm respecto a un banco superficial para el periodo 12-Feb-04 al 05-Jul-04  
Templo El Carmen, Celaya



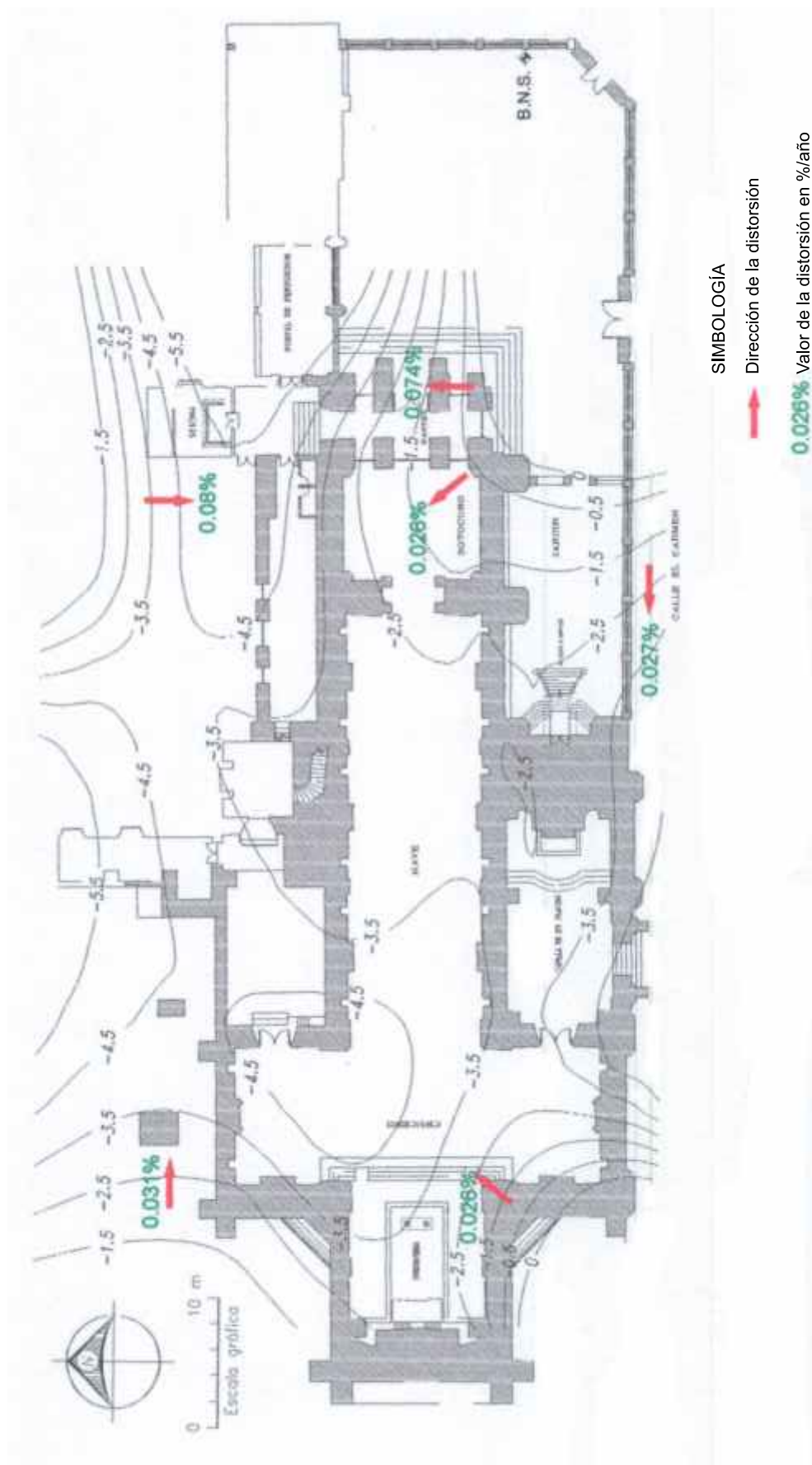


Fig. 8.1.6 Distorsión angular actual por el asentamiento diferencial acumulado  
Templo El Carmen, Celaya

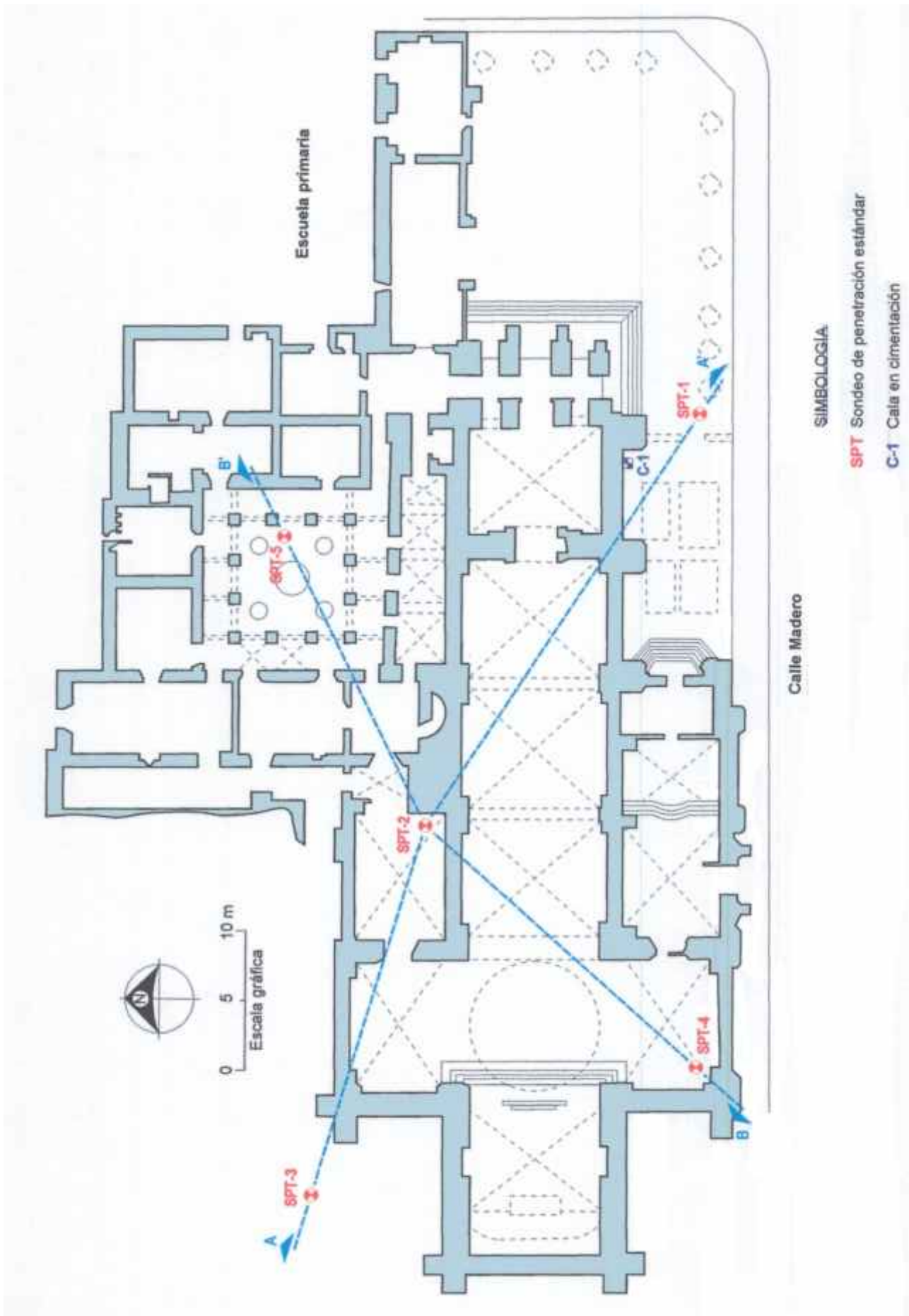


Fig. 8.1.7 Ubicación de sondeos Templo El Carmen, Celaya

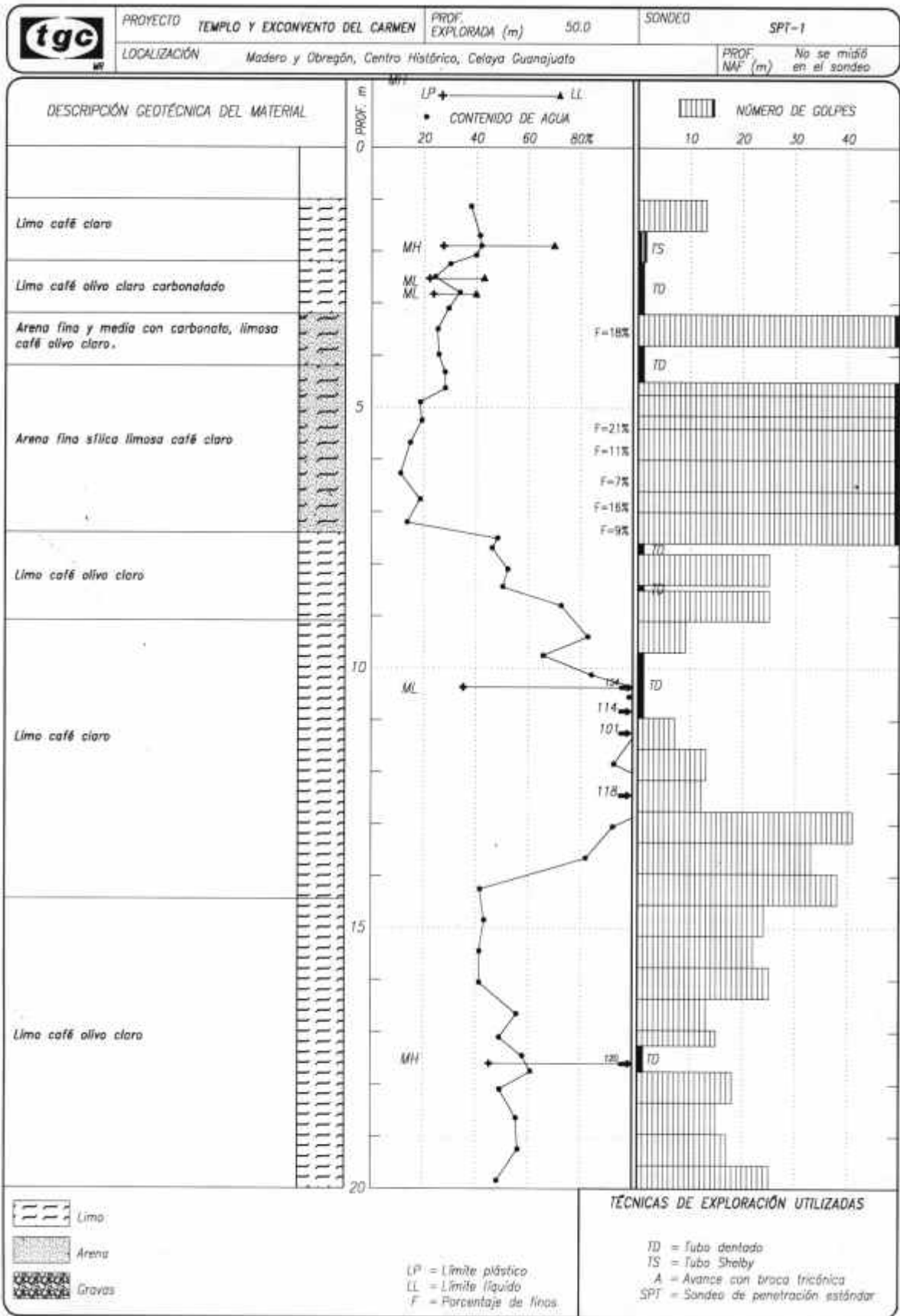


Fig. 8.1.8 Registro de exploración geotécnica (SPT) Templo El Carmen, Celaya

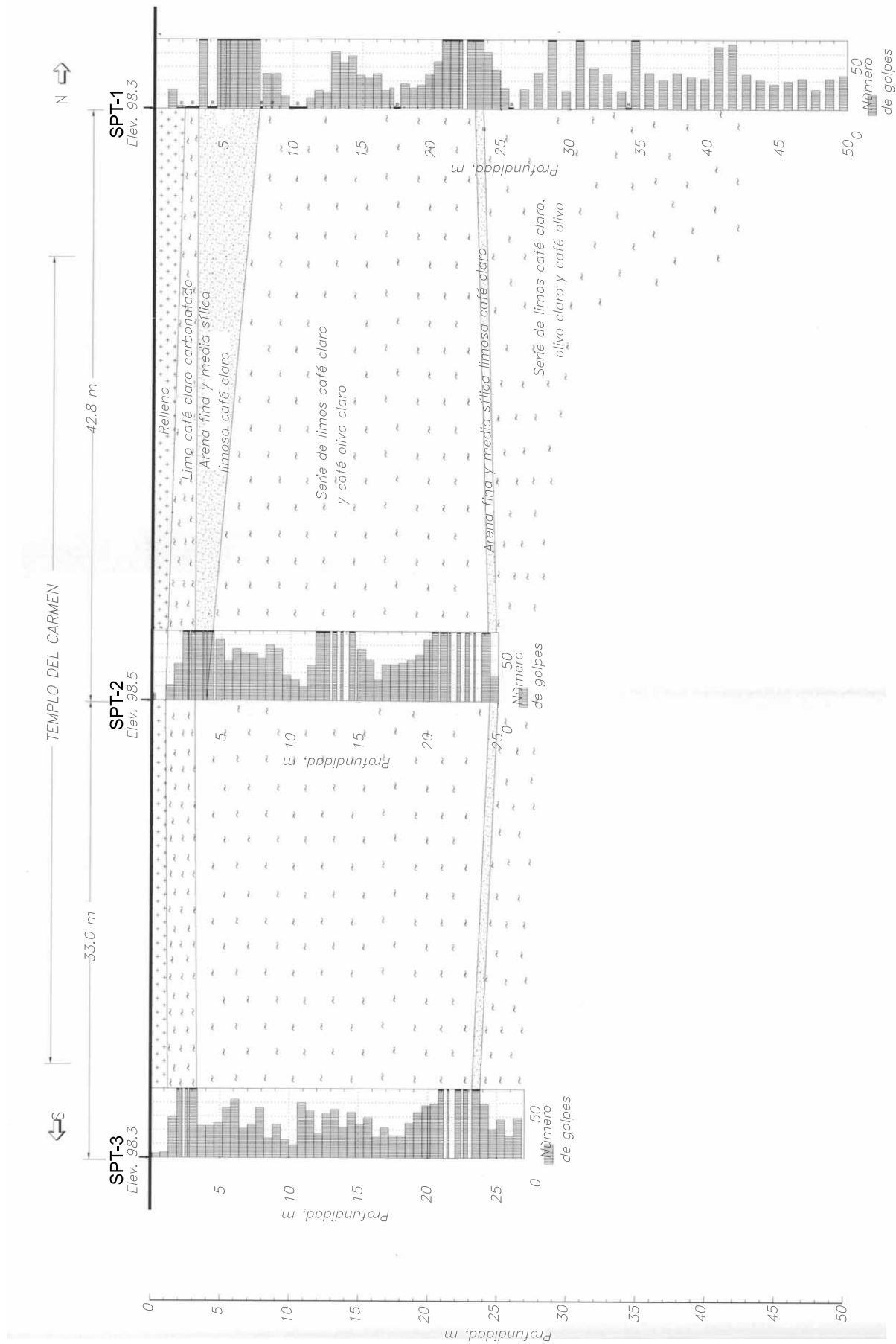


Fig. 8.1.9 Corte estratigráfico A-A'  
Templo El Carmen, Celaya

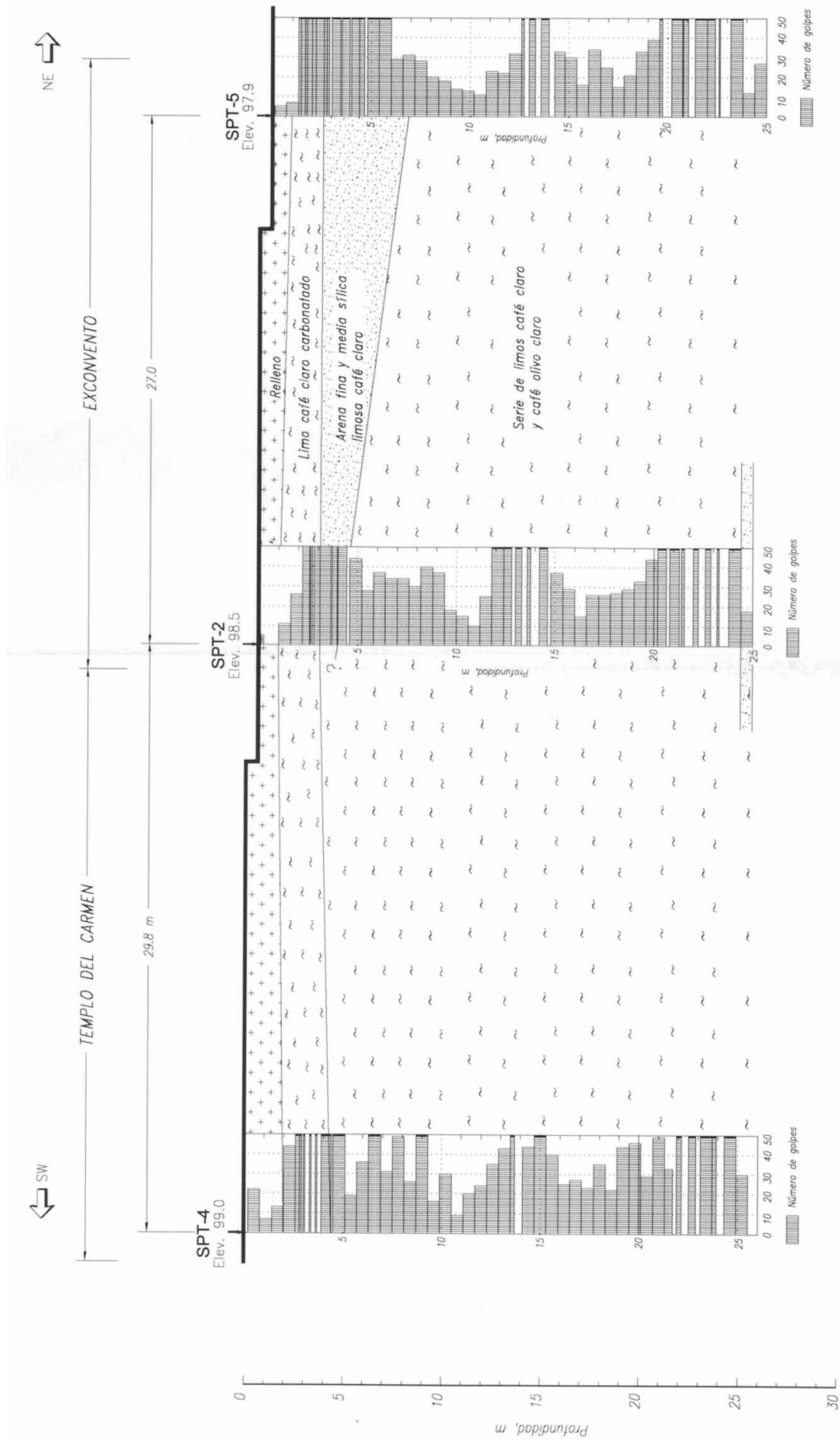


Fig. 8.1.10 Corte estratigráfico B-B'  
Templo El Carmen, Celaya

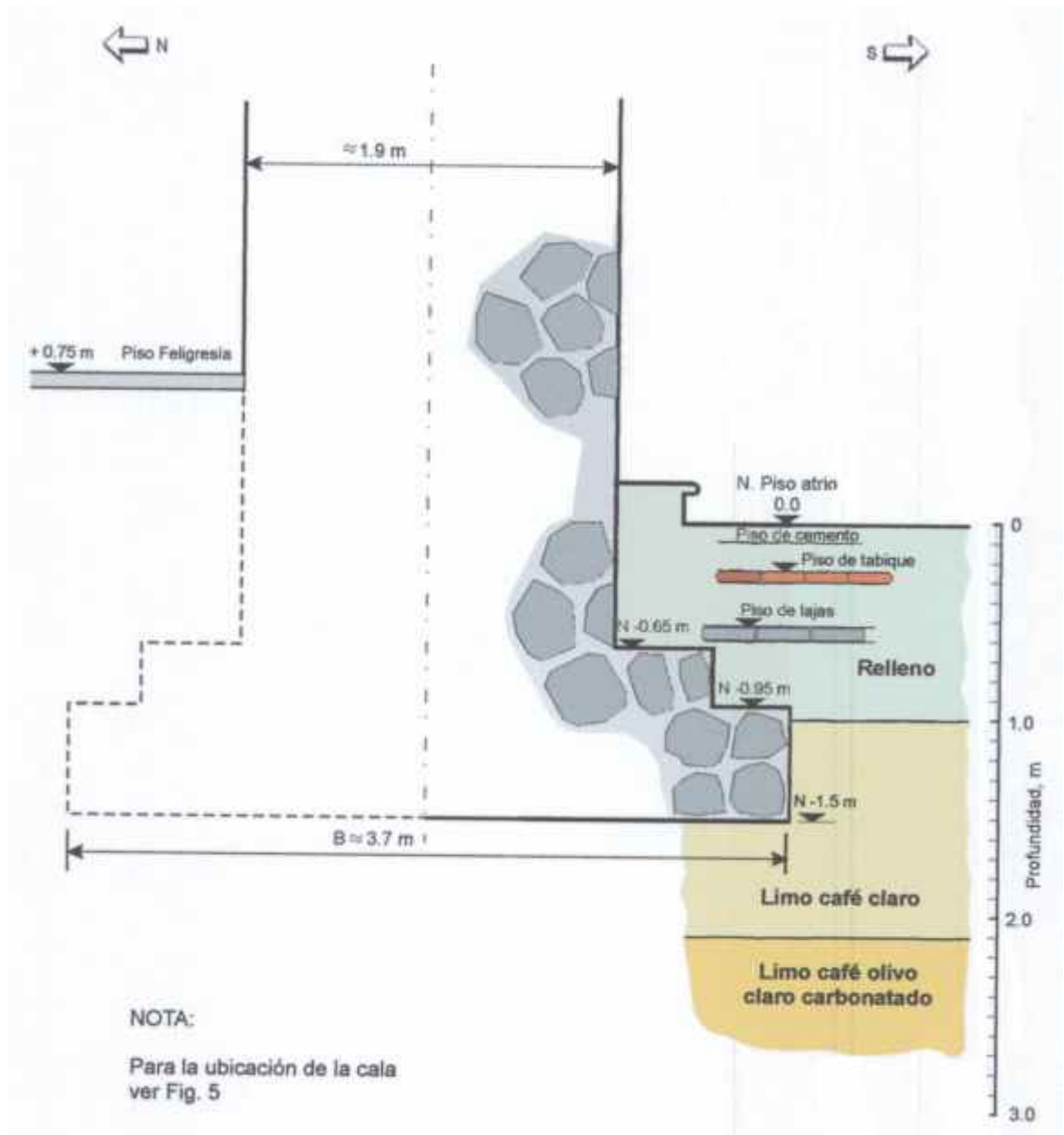


Fig. 8.1.11 Cala No. 1 Templo del Carmen, Celaya

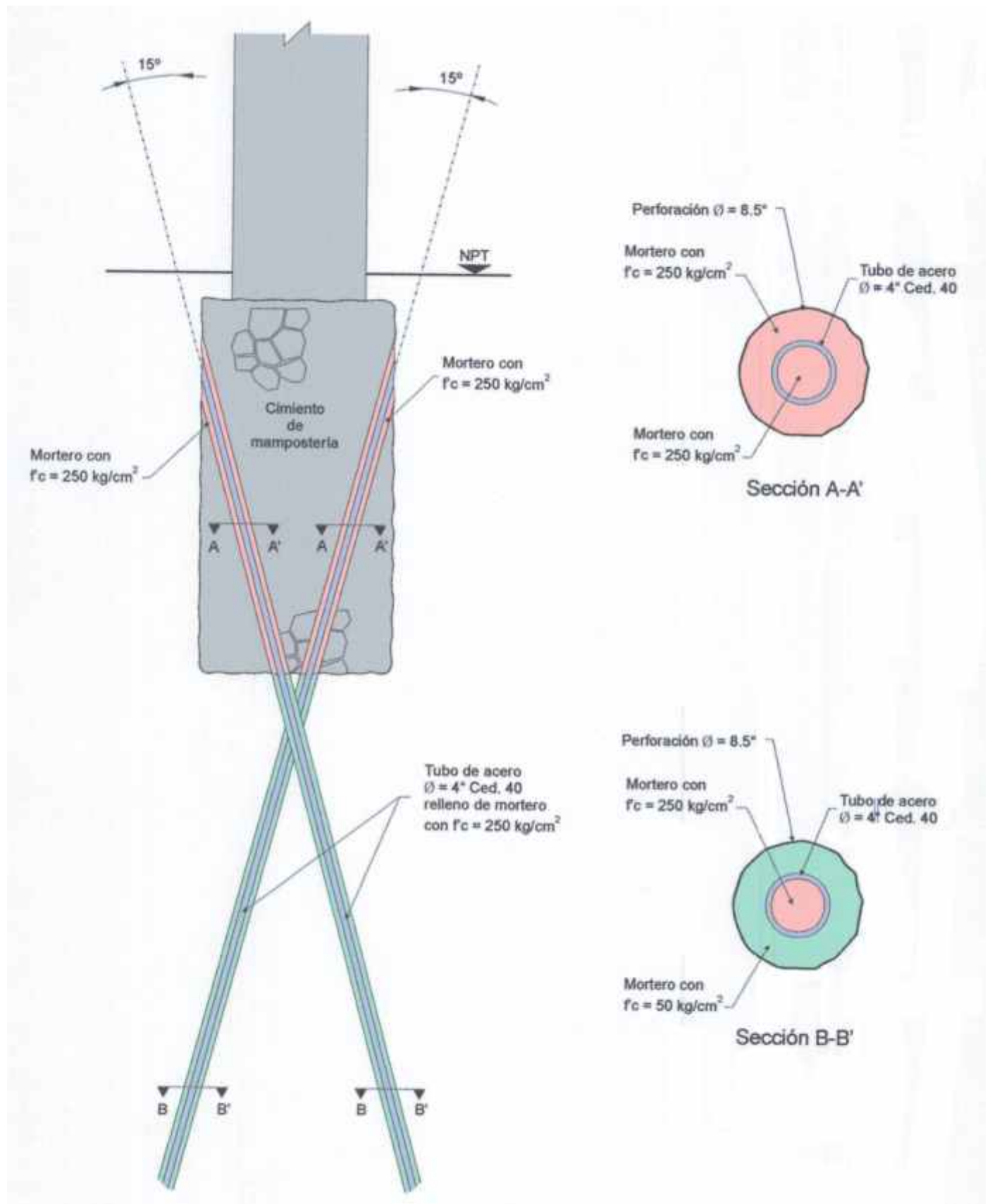


Fig. 8.1.12 Arreglo de micropilotes tipo "Palo radici" para la cimentación de las columnas de Nartex

## **8.2 CLAUSTRO DEL EX-CONVENTO DE SAN AGUSTIN EN SALAMANCA**

### **8.2.1 Introducción**

La fundación del convento de San Agustín se realizó el 26 de marzo de 1615, cuando fray Juan de San Nicolás levantó un templo de adobe. En 1635 se inició la construcción del actual templo y para 1655 el presbiterio y el crucero quedaron terminados; las torres se completaron en 1657 y la dedicación se hizo hasta 1706, Fig. 8.2.1.

El convento tiene dos claustros al lado oriente del templo, el más cercano es el Claustro Menor que tiene dos niveles con columnas de tipo barroco, arcos de medio punto y bóvedas de cañón corrido, ahora aloja a la Casa de la Cultura (Razo, 1992). Por su parte, el Claustro Mayor es de un nivel y presentaba tales daños que para su restauración se realizó este dictamen geotécnico preliminar.

La ciudad y su entorno agrícola se abastecían con las aguas del río Lerma que fluye a unos 300 m al sur del convento, Fig. 8.2.2. Pero la contaminación de sus aguas para usos urbano e industrial obligó a la explotación del acuífero lo cual ha desencadenado un fenómeno de hundimiento regional con la consecuente aparición de grietas que afectan la infraestructura urbana y a muchas estructuras, entre ellas a este convento.

### **8.2.2 Marco geológico y de las aguas del subsuelo**

Salamanca se ubica casi al centro del extenso valle Irapuato-Valle de Santiago conformado con rocas volcánicas y sedimentarias. Este valle es una fosa tectónica rellena con sedimentos lacustres, aluviones y suelos residuales de grano fino a medio (Vargas y Anzaldúa, 1976).

El Dr. Juan Ángel Mejía realizó un estudio sobre la extracción y contaminación de las aguas del subsuelo de Salamanca que tituló: “Dinámica de la contaminación acuífera en Salamanca”. La información siguiente fue obtenida de su interesante aportación (Mejía, 2007).

La explotación del acuífero del valle en unos 1,600 pozos activos generó un abatimiento del nivel estático de las aguas de 5 a 20 m entre 1976 y 1986. Actualmente para abastecimiento urbano se explotan unos 33 pozos y otros 70 para usos industriales y agrícolas. Ya existen pozos que tienen hasta los 700 metros cuya influencia en los hundimientos todavía no se precisa.

En la actualidad, en la parte suroriente de la ciudad de Salamanca se ha desarrollado una grieta de 2.2 km de longitud aproximadamente, que empieza en la esquina suroriente del convento y llega hasta la refinería de Pemex, cerca de la segunda se han generado escalones con un peralte entre 60 cm de altura, en la esquina que forman las avenidas de Héroe de Cananea y Adolfo Ruiz Cortines y de 100 cm, en la esquina de Faja de Oro y Electricista que se indican en la Fig. 8.2.2. Al igual que en la ciudad de Celaya denominan a esa grieta como una falla geológica y por ello se justifica reproducir el siguiente párrafo:



**Falla geológica.** Es conveniente aclarar que identificar a las grietas que se han desarrollado en Celaya, Salamanca y en otras poblaciones y valles del Bajío como fallas geológicas es un error técnico, porque una falla en Geología es una discontinuidad de la corteza terrestre de muchas centenas de metros, la cual se forma cuando la resistencia de las rocas es sobrepasada por el estado de esfuerzos y se genera una superficie de ruptura denominada plano de falla; la cual es consecuente de un deslizamiento de las rocas en ese plano. La geometría del mecanismo de falla se clasifica en: normal, inversa, cortante y rotacional. Además, convencionalmente se dice que una falla es activa cuando una gran masa de roca se ha desplazado de manera brusca en los últimos 10,000 años hasta romper la superficie terrestre, conformar un escarpe de falla y casi siempre produciendo un terremoto. Por el contrario una falla se identifica como pasiva cuando en periodo mayor de 10,000 años no se ha movido. En conclusión, las grietas que están afectando a varias poblaciones del Bajío, son simplemente grietas.

### 8.2.3 Daños observados

De acuerdo con información recabada por el Dr. Francisco Pérez de Salazar relacionada con el convento, en la ciudad existían pozos privados en los cuales el nivel del agua se encontraba a una profundidad del orden de 4.0 m y que en los últimos 30 años este nivel fue descendiendo hasta secar aquellos que se encuentran poco profundos, del orden de 8.0 m (Pérez de Salazar, 1998).

Actualmente el Claustro Mayor presenta una serie de grietas en su esquina suroriente y que se reflejan tanto en el piso como en los muros y bóvedas, que ponen en peligro la estabilidad de esta zona de la edificación. En los muros se observaron 7 grietas, 43 en los techos y 5 en la cimentación, Fig. 8.2.3, las cuales se podrían agrupar dentro del convento en una familia de grietas con 5 trayectorias principales, que paradójicamente fuera del convento se transforma en una sola, Fig. 8.2.4.

### 8.2.4 Características del subsuelo

**Características del subsuelo.** Para conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo en el sitio se realizaron tres sondeos, en los que se combinaron las técnicas de cono eléctrico, penetración estándar y obtención de muestras de la roca subyacente con barril, la profundidad máxima de exploración fue de 15.0 m. En la Fig. 8.2.5 se muestra la ubicación de los sondeos realizados en el interior de Claustro Mayor (TGC, 1998. No. 2131).

**Propiedades de los suelos.** A las muestras alteradas e inalteradas recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de identificación y clasificación; en las muestras inalteradas obtenidas del estrato de apoyo de la cimentación, se realizaron pruebas en cámara triaxial en condiciones naturales y saturadas para evaluar el efecto del cambio de contenido de agua en sus parámetros de resistencia. Debe aclararse que la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial y se efectuó mediante contrapresión, que consiste en aplicar presión al agua para forzar su entrada a la muestra de suelo e incrementar su contenido de agua, lo cual representa un estado extremo que puede alcanzar el suelo en el sitio.

**Interpretación estratigráfica.** El convento se encuentra cimentado sobre los suelos aluviales que depositó el río Lerma, que como se dijo antes está a sólo 300 m. La estratigrafía del sitio se definió a partir de los sondeos realizados y que se muestra con el corte geotécnico A-A' de la Fig. 8.2.6.

De 0.0 a 3.5 m se encuentra una serie de limos arcillosos con una resistencia a la penetración del cono que varía de 10 a 80 kg/cm<sup>2</sup>.

De 3.0 a 9.0 m se presenta una secuencia de arenas limosas con número de golpes registrados en la prueba de penetración estándar mayores a 40 lo que indica que este material tiene una compacidad alta.

A partir de los 9.0 m se detectó la presencia de una colada de basalto gris oscuro en la parte superior vesicular y en la máxima profundidad explorada en estratos masivos.

De las condiciones estratigráficas detectadas se aprecia que no existe variación importante en la resistencia del subsuelo y que el contacto entre el suelo y el basalto define un plano aproximadamente horizontal. Se desconoce el espesor de la colada de basalto y que materiales le subyacen; sin embargo, se puede inferir que su espesor sea de unos pocos metros y que abajo se encuentren materiales aluviales compresibles con espesor de varias decenas de metros.

### **8.2.5 Diagnóstico de la cimentación**

**Características de la cimentación.** De acuerdo con las siete calas realizadas, Fig. 8.2.6, se define que la cimentación del edificio está constituida por muros de mampostería con peralte variable y ancho igual al del muro que soporta; en algunas calas se alcanzó su nivel de desplante entre los 2.5 a 3.0 m. En las calas número 3, 5 y 7 se encontró que la cimentación está cruzada por una grieta con apertura de 4, 7 y 2.5 cm respectivamente.

**Comportamiento del subsuelo del convento a largo plazo.** De acuerdo con lo observado a lo largo de la grieta que se tiene en la ciudad, en el caso del Claustro Mayor se está reflejando como una familia de grietas, con ligero escalonamiento; se podría decir, por comparación con otros tramos de la grieta que es muy factible que se podrá desarrollar y alcanzar desniveles del orden de varios decímetros, como tiene en la cercanía de la refinería de Pemex.

### **8.2.6 Conclusiones y recomendaciones**

- a) Considerando la distribución de las grietas desarrolladas en la esquina sur de la cimentación del claustro, así como en la estructura, Fig. 8.2.3, resulta sensato practicar la junta constructiva que se señala en la misma figura.
- b) Esta junta constructiva tiene por objeto permitir el ajuste gradual conforme se hundan diferencialmente los muros, Fig. 8.2.7.
- c) Además para dar rigidez y continuidad estructural a los muros a ambos lados de la junta constructiva se recomienda cubrirlos en toda su altura en ambas caras con concreto lanzado armado, alternativa que deberá evaluar el estructurista.
- d) Para precisar el espesor del estrato de basalto y evaluar el comportamiento del suelo que le subyace es necesario realizar una exploración geotécnica por lo menos a una profundidad de 50 m y ensayar en el laboratorio las muestras de suelo inalterado, para establecer un pronóstico de los asentamientos que podrán ocurrir a largo plazo.



Fig. 8.2.1 Convento de San Agustín en Salamanca, Guanajuato



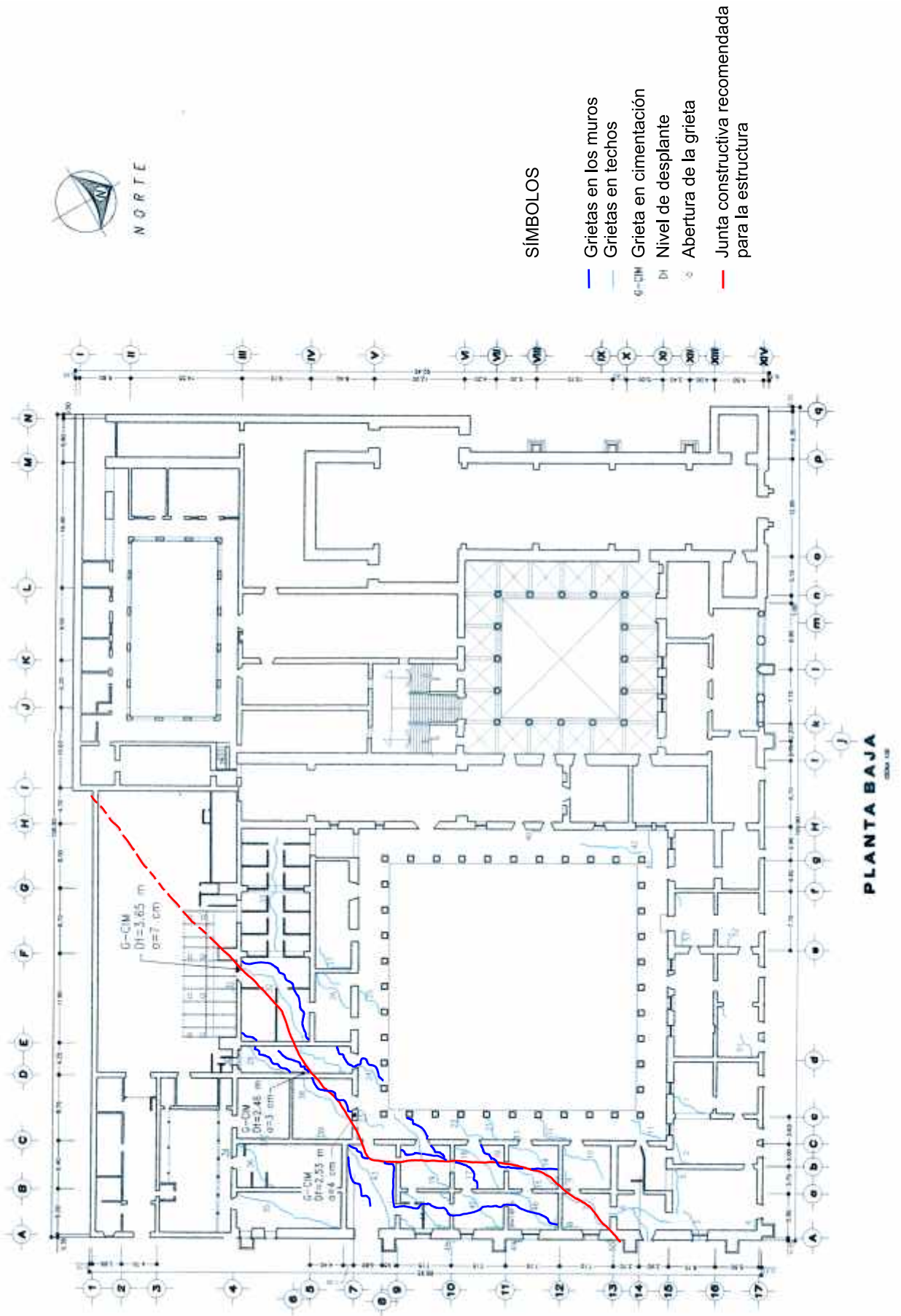


Fig. 8.2.3 Levantamiento de grietas en planta baja

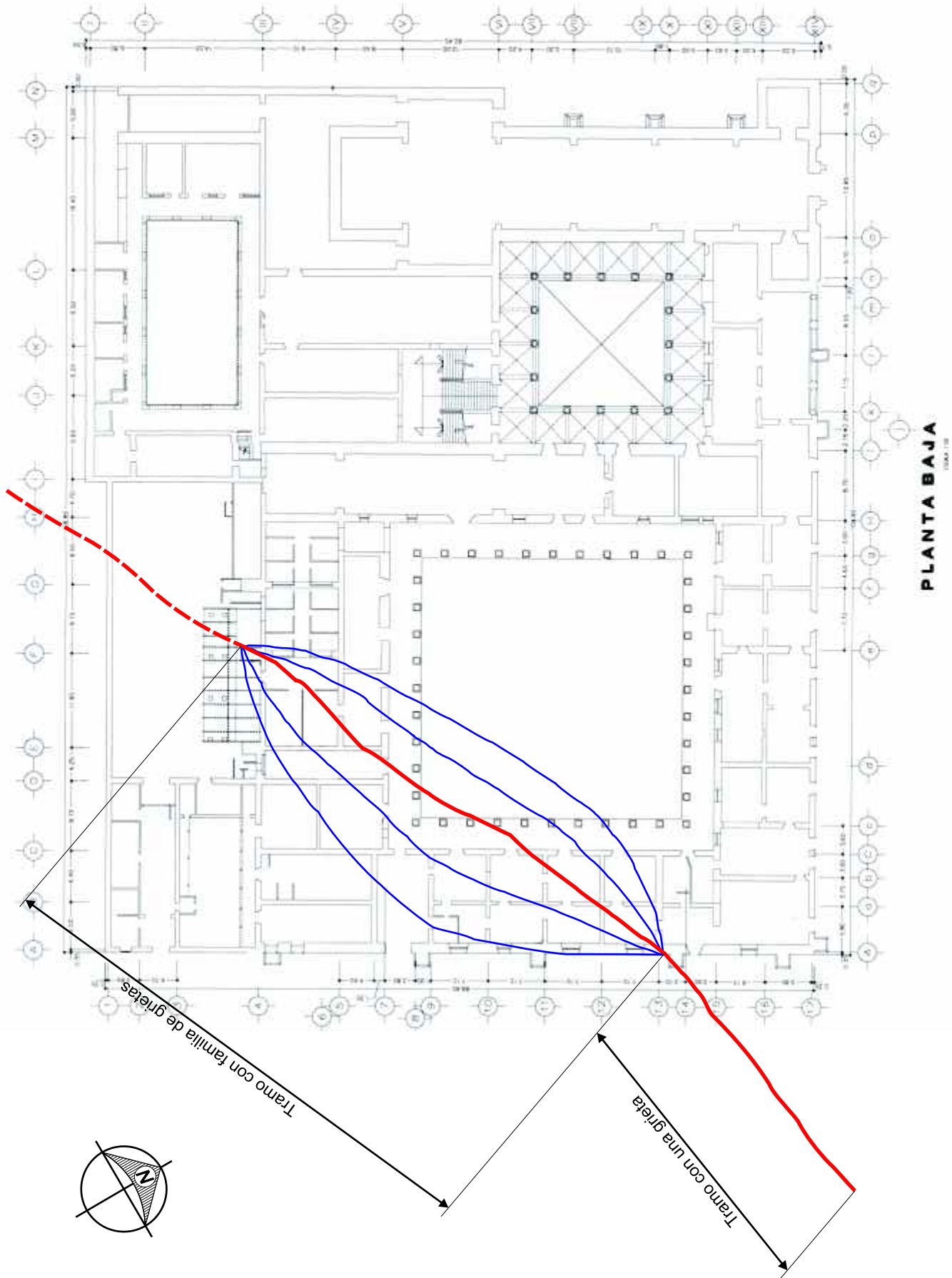


Fig. 8.2.4 Trayectorias de las grietas en el interior y fuera del convento

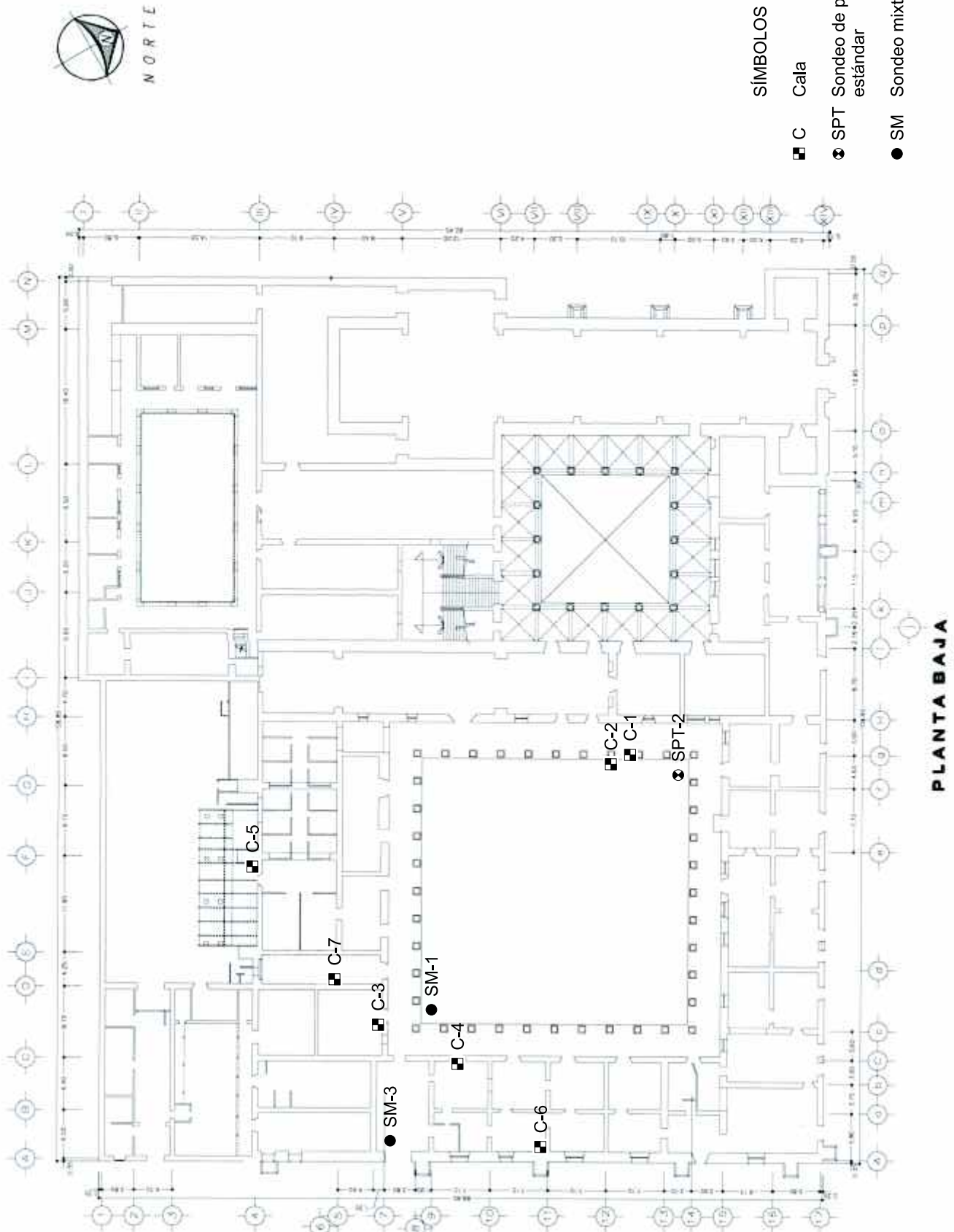


Fig. 8.2.5 Ubicación de los trabajos de campo

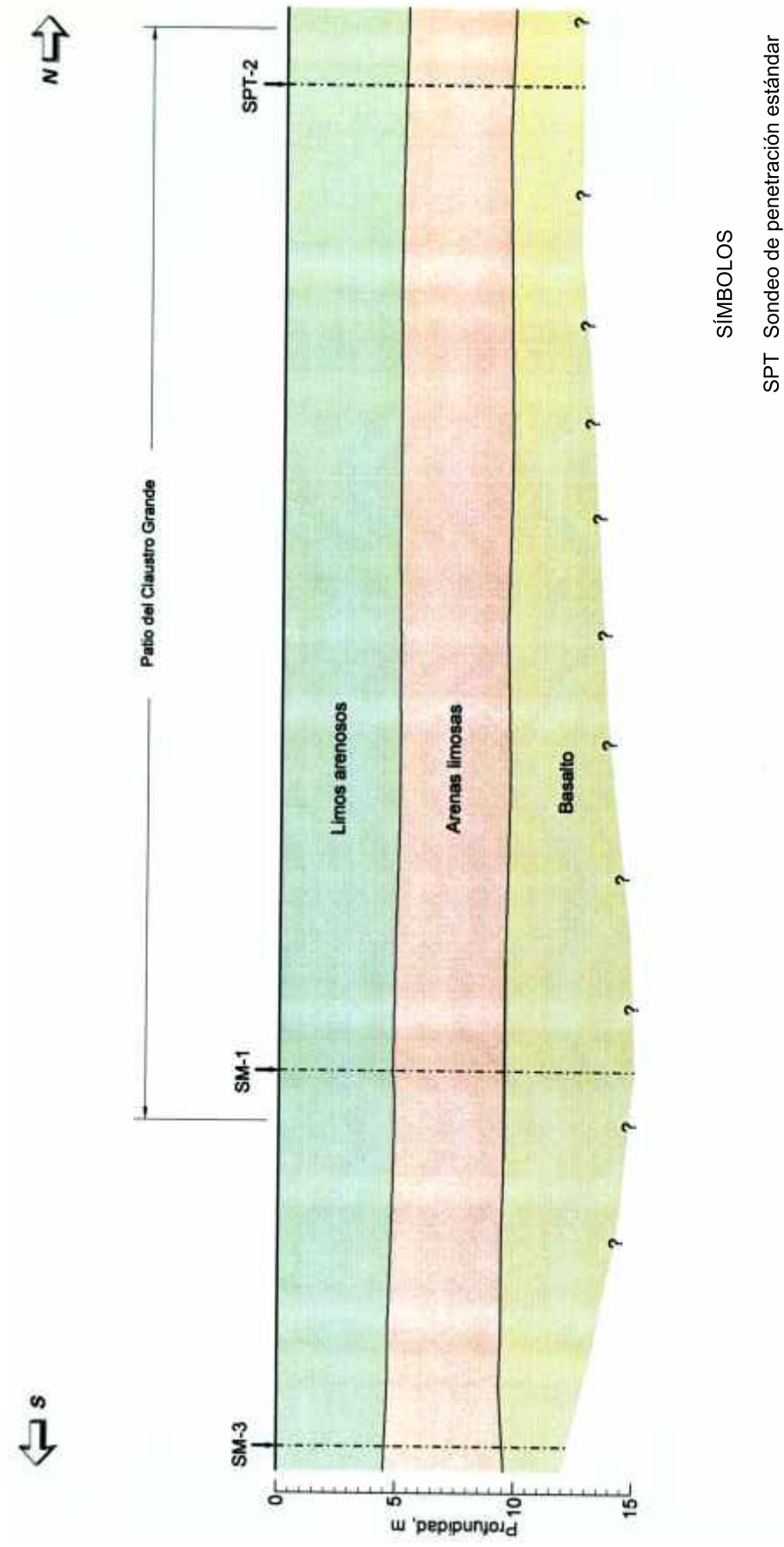


Fig. 8.2.6 Corte estratigráfico A-A'



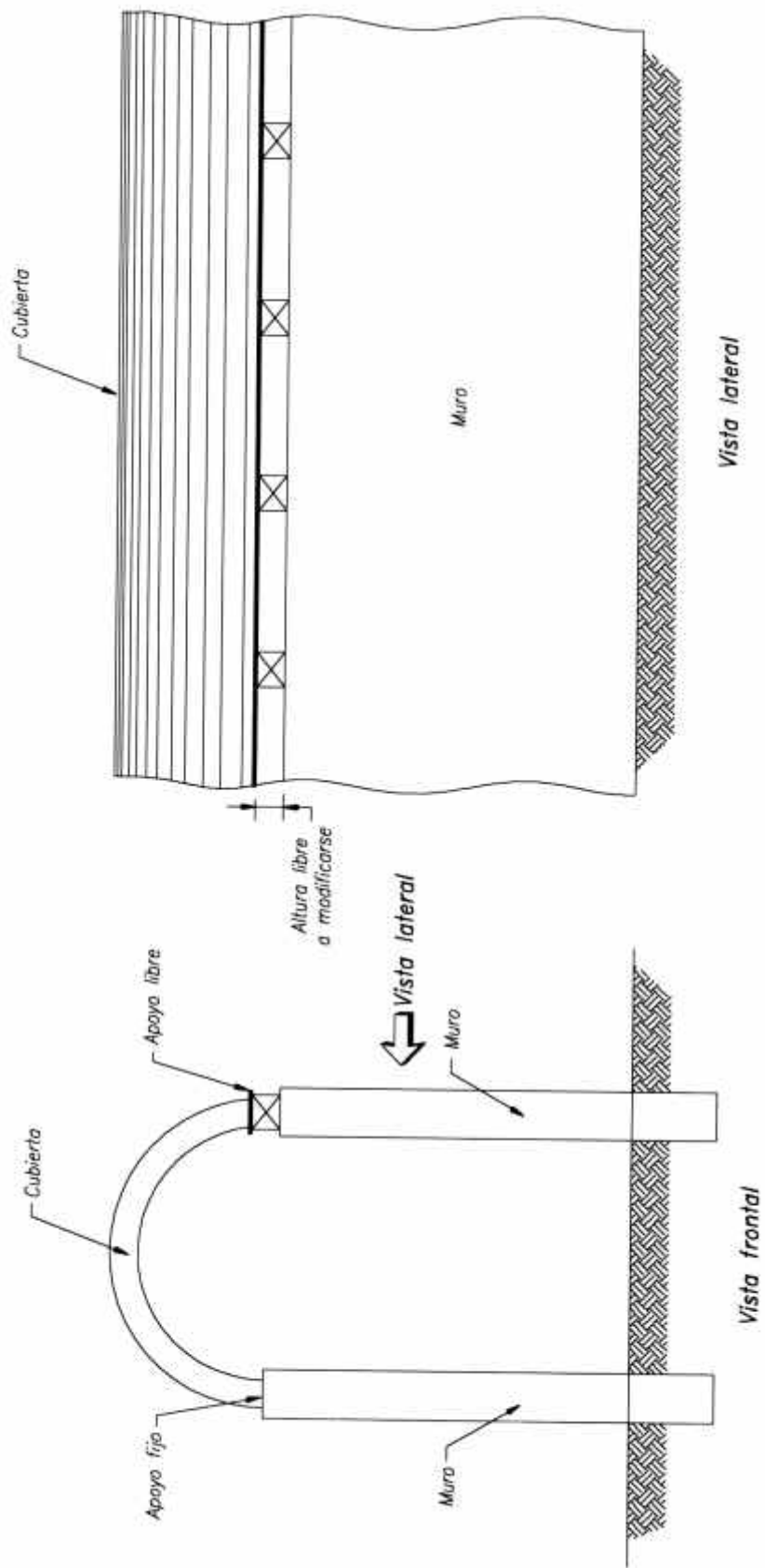


Fig.8.2.7 Sistema de apoyo para cubiertas

## **9. CASOS EN EL ESTADO DE HIDALGO**

### **9.1 EX-CONVENTO DE LOS SANTOS REYES EN METZTITLÁN**

#### **9.1.1 Introducción**

El soberbio Convento Agustino de Metztlán se levantó en un recóndito emplazamiento de la barranca del mismo nombre, Fig. 9.1.1, la cual fue habitada desde épocas muy tempranas como lo demuestran las pinturas rupestres que se han encontrado y las evidencias sobre la práctica de la agricultura que se remonta a unos 11,000 años (Casiano et al. 2003). Los pobladores de la barranca tienen orígenes muy diversos, algunos arqueólogos consideran que los primeros fueron olmecas y muchos concuerdan que más tarde llegaron chichimecas, otomíes tlaxcaltecas y nahuas, la fusión de todos dio paso al grupo de los Metzcos y a su territorio se le conoce como el Señorío de Metztlán (palabra nahua que significa Lugar de la Luna). Este grupo dominó buena parte de la Sierra Alta de Hidalgo y resistió el empeño mexicana de expansión territorial; incluso para los españoles fue difícil dominarlo por lo inaccesible de la barranca. La población actual del municipio de Metztlán se ha reducido a unos 25,000 habitantes.

En este resumen se postula que la permanencia del Convento e incluso de la población de Metztlán está condicionada por la potencial inestabilidad geológica del sitio, ya que por su morfología se puede identificar como consecuente de un antiguo deslizamiento; para reforzar esta interpretación se señalan caídos que han ocurrido en la barranca, algunos cercanos al Convento. El más notable es el que dio origen a la Laguna de la Luna, localizada al fondo de la barranca; deslizamientos masivos como éste son fenómenos antiguos y también actuales como el que ocurrió en el río Grijalva en noviembre del 2007.

Se describen brevemente los trabajos que se han realizado para estabilizar la masa de suelo bajo el Convento para tratar de enfrentar las consecuencias del humedecimiento inducido por la naturaleza y aumentado por el hombre. Se explica la debilidad de la solución adoptada ante el mecanismo potencial de falla y se infiere en que la mejoría observada en el comportamiento del Convento se debe más que nada a la demolición de las viviendas que existían por arriba del mismo.

Las conclusiones que se pueden derivar de este caso son interesantes para la conservación de monumentos del Patrimonio Cultural en condiciones semejantes como son: a) aquellos monumentos que se encuentran en taludes de suelos o rocas alteradas que se están humedeciendo y en los cuales se advierten deformaciones e incluso riesgos de falla; en estos casos, es urgente intervenir para eliminar las fugas de los drenajes y tuberías de agua potable y eventualmente instalar sistemas estructurales de anclaje y b) por el contrario, para los monumentos ubicados en sitios expuestos a deslizamientos de masas de rocas y suelos, donde no hay acciones del hombre, son casos muy complejos que necesitarán de costosas medidas para la estabilización.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Lamentablemente en la primera condición existen Conventos y Templos sobre terrenos inclinados en varias de las ciudades coloniales de México, cuyos subsuelos se están humedeciendo. Así el Convento de Metztlán puede servir de ejemplo que demuestre la importancia de evaluar el problema de inestabilidad e identificar las medidas de mitigación más acertadas.

### 9.1.2 Esquema geológico

**Generalidades.** La barranca de Metztlán es parte de la Sierra Madre Oriental, su longitud es de unos 60 km y fue labrada con dirección SE-NW por el río que primero se denomina Grande de Tulancingo y continúa como río Venados o Metztlán, Fig. 9.1.2, el cual se adentra en la barranca y al fondo alimenta a la Laguna de la Luna. El aluvión depositado conforma la vega del río que se caracteriza por su fertilidad y contrasta con la sequedad de las laderas. Las rocas del basamento son las calizas de las Formaciones Tamaulipas y las del Abra, ambas del Cretácico Medio; les sobreyacen las lutitas de la Formación Méndez del Cretácico Posterior y en la parte superior se encuentran coladas de basalto, rocas clásticas y suelos arcillosos de la Formación Atotonilco. Las fallas geológicas normales de la zona tienden a desarrollarse de oriente a poniente; además se formó una notable falla inversa o cabalgadura en donde la lutita quedó por debajo de la caliza, lo cual ocurrió durante la Revolución Laramide, que millones de años atrás dio forma a las montañas. Quedaron como testigos de estos movimientos, los admirables pliegues simétricos de las calizas que se distinguen en la margen derecha de la barranca, así como sitios con derrumbes en las lutitas.

El geólogo Federico Mooser interpreta que el Ex Convento de Metztlán se edificó sobre un antiguo derrumbe que se mantiene en una condición de estabilidad precaria y lo confirma al observar la secuencia de estratos en los taludes del arroyo Tlaxomtl, que desciende al lado oriente del Convento, Fig. 9.1.3, los cuales tienen una inclinación de más de 20° al sur, Fig. 9.1.4; los materiales someros son suelos arcillosos, debajo de los cuales se encuentra una lava fenobasáltica, a su vez sobre las lutitas y margas de la Formación Méndez (Mooser, 1993). Los sondeos que se describen más adelante precisan la estratigrafía bajo el Convento.

La Fig. 9.1.5 presenta un esquema geológico derivado de fotografías aéreas del área; en la misma se reproduce una sección geológica general que corta el antiguo valle sepultado por el derrumbe que bajó al sur. La sección geológica de la Fig. 9.1.6 expresa el concepto estructural de las condiciones del subsuelo de la población de Metztlán.

La barranca es un ecosistema peculiar en donde la precipitación es de sólo 400 a 500 mm al año. El aluvión que conforma la vega del río es un suelo húmedo muy fértil que permite agricultura intensiva; en cambio las laderas son secas y pobladas por numerosas especies de cactus, que por su singularidad se protegen como una Reserva de la Biosfera de la Biota Desértica.

**Sismicidad regional.** La barranca se encuentra en la parte más activa de la Faja Volcánica Trans-Mexicana que cruza al país oriente poniente y los sismos que se registran en esa zona son de baja intensidad y someros, por lo que suelen pasar desapercibidos. Sin embargo, para puntos cercanos a las zonas epicentrales las aceleraciones pueden ser grandes, por ello las construcciones sufren daños y las laderas de las barrancas están expuestas a fallar.

En la Fig. 9.1.7 elaborada por Max Suter se anotan los sismos registrados hasta 1996; el epicentro del más cercano a Metztlán, de magnitud 5, ocurrió en 1976 en la población de El Cardonal, la cual se encuentra a 24 km de la Laguna y a 34 km de Metztlán. En la misma figura se señala el límite

superior aproximado de la Faja Volcánica (Suter, 2004). Esta información demuestra que la sismicidad es un importante factor para la seguridad de la población, el Convento y de las laderas de la barranca.

***El gran deslizamiento.*** En la zona de la cabalgadura geológica ocurrió un enorme deslizamiento de las rocas del talud oriente de la barranca, según Suter pudo ser causado por un sismo entre el 500 al 1100 a.C. A la masa caída se le conoce como El Tajo, obturó la barranca y formó la Laguna de la Luna de casi 3,000 hectáreas de embalse, que en términos geológicos se denomina “presa natural”, Fig. 9.1.1. Suter ilustra este evento masivo con las Figs. 9.1.8 y 9.1.9, con las cuales estimó que el volumen del caído fueron unos  $600 \times 10^6 \text{ m}^3$ , por su base de casi 2,600 m de largo y altura de 400 m. La estimación del tiempo la basó en la observación del crecimiento de la traza del aluvión reciente.

La masa del caído contiene abundantes bloques de roca y por ello su permeabilidad permite el flujo del agua a los manantiales que brotan unos 250 m agua abajo y llegan a tener un gasto de 1 a 50  $\text{m}^3/\text{s}$ , y dan nacimiento al río Almolón, afluente del Amajac. La acumulación de suelos finos en el embalse reduce la velocidad de infiltración del agua y provoca la ocasional elevación del nivel laguna hasta inundar a las poblaciones y comunidades ribereñas; para protegerlas se intentó abrir un túnel en 1873 en la cota 1233 m, pero falló y el mismo año se abrió otro a la cota 1256 m, el cual se destruyó y en 1939 se excavó otro a la cota 1222 m (Waitz, 1947), para mantener la agricultura intensiva en la vega del río. Pero la inundación de 1999 obligó a reconocer que el área hidráulica del túnel era insuficiente y se decidió horadar otro, el cual está pendiente de excavar. En la Fig. 9.1.10a, elaborada por Suter, ilustra El Tajo con las elevaciones de la enorme masa de aluvión retenida; por otra parte, en la Fig. 9.1.10b de la Arq. Juana Gómez Badillo se anotan las cotas de los túneles de alivio y del pueblo de Almolón (Gómez, 2006). Esas figuras discrepan en las cotas, pero ambas permiten deducir que el espesor de aluvión retenido es de unos 250 a 300 m.

La interpretación de Suter despierta dos incertidumbres: a) Sobre la estimación de la edad del deslizamiento, la cual basó en su observación de cómo creció la mancha de suelo aluvial en unos pocos años, esto puede tener una imprecisión de muchas centenas de años y b) La superficie de falla la identifica en las calizas, como se deriva de la Fig. 9.1.9. La primera tiene poca importancia práctica, en cambio la segunda se discute más adelante.

***Metztitlán sobre un deslizamiento.*** La imagen satelital de la Fig. 9.1.11 permite advertir que la población de Metztitlán se ubica a 1358 msnm, en la parte baja de un bloque que parece ser un gran deslizamiento, el cual pudo ocurrir antes del que represó al río, así como otros pequeños cercanos al Convento (Mooser, 2008). La hipótesis de que Metztitlán está sobre un deslizamiento parece que la confirman los sondeos realizados por el Ing. Luis Pliego, que se describen más adelante, porque detectaron la presencia de arcillas lacustres cuya edad podría ser del Pleistoceno Medio, unos 200,000 años atrás, y por ello pueden ser una parte del depósito del paleo-Lago que se menciona más adelante y cuyo nivel pudo estar casi 600 m por arriba de Metztitlán.

La inclinación de los taludes naturales en la población y por arriba de ella varía entre  $14^\circ$  y  $22^\circ$ . Han sido estables por centenas de años, pero el humedecimiento de los suelos arcillosos y también de las lutitas debería ser estudiado, para estimar la seguridad que tienen ante un sismo cercano; también se debe evaluar si existe la condición de reptación o “creep” cuya velocidad de deformación eventualmente se pudiera incrementar.

***Paleo-lago de Amajac.*** Con este nombre identifica Javier Arellano-Gil al lago formado por un deslizamiento en la barranca del río Amajac (Arellano-Gil et al, 2005), en la misma formación geológica de la Sierra Madre Oriental. El caído lo señala al noreste de la población de Doñana, distante unos 32 km al sureste de Metztlán, en una barranca casi paralela con laderas de más de 1000 m de profundidad, Fig. 9.1.2. Este lago, según Arellano, se formó en el Plioceno-Blancano hace 3.5 millones de años; llegó a tener unos 85 km<sup>2</sup> de área, acumuló más de 250 m de espesor de aluvión en su parte profunda; modificó el clima y creció flora y fauna peculiar en su entorno. Una avenida destruyó el tapón y la erosión subsecuente arrastró el aluvión depositado. Hoy sólo quedan remanentes en las laderas de suelos y fósiles que son motivo de investigaciones paleontológicas.

***Presas naturales.*** Es interesante mencionar que se estima que en el mundo han ocurrido miles de deslizamientos que conforman los “lagos o presas de avalancha”, pero sólo se han documentado unos 463 hasta el año 1991. Se cree que en su mayoría estas represas han sido causadas por sismos (Costa et al, 1991), y las avenidas de los mismos ríos las erosionan; el hombre también las rompe por las amenazas que representan.

Es válido imaginar que el caído de Metztlán guarda cierta similitud con el deslizamiento que obstruyó el río Grijalva en el 2007 y que movilizó una masa de  $20 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de calizas con estratos de lutitas, el cual resulta 30 veces menor en volumen que el de Metztlán. Es interesante citar que se estudió un potencial deslizamiento semejante a los anteriores, en un estrato de lutita en un talud en la presa Chicoasen sobre el río Grijalva, mediante ensayos de corte con especímenes anulares conforme a la técnica de Hvorslev. Los resultados demostraron que la resistencia pico de esa lutita define un ángulo de fricción interna de 21° y que se reduce a una resistencia residual de sólo 5° con deformaciones grandes (Santoyo et al, 1975).

Este fenómeno de la degradación de la resistencia al corte de las lutitas, es un factor en el comportamiento de los taludes de la barranca de Metztlán que debe ser estudiado e incluso permite suponer que el deslizamiento que ocurrió en la cabalgadura de Metztlán pudo haber sido en el contacto de las calizas con las lutitas, a diferencia de Suter, que lo identifica en las calizas; esta hipótesis tiene importancia, para evaluar la seguridad que tiene el talud donde se ubica la población.

### **9.1.3 Construcción del convento**

En esta región de la Sierra Alta de Hidalgo los misioneros agustinos dejaron notables conventos en Ixmiquilpan, Molango y Atotonilco el Grande. Uno de los primeros fue La Comunidad, que se considera data de 1537 (Gómez, 2006), construido con muros de adobe, algunos revestidos con lajas de piedra. Actualmente está en ruinas, sólo se mantienen en pie algunos cuartos transformados en cárcel municipal y el resto lo constituyen muros muy deteriorados. La tradición local señala que fue la inundación de 1539 la que causó su destrucción; pero esto es poco creíble porque La Comunidad se encuentra a unos 83 m por arriba del nivel del río. Más aún, el análisis que hizo el Dr. Pablo Escalante Gonzalbo, en su artículo “La Iglesia Sumergida. Hallazgos y nuevas ideas sobre las primeras edificaciones agustinas en la zona de Metztlán ” (Escalante, 1994), demuestra que la iglesia inundada seguramente fue la de San Pedro Tlatemalco, ubicada en la vega del río, de suerte que quedó parcialmente invadida de lodo y que todavía se conserva con una altura reducida.

Así, la explicación más probable para el abandono del Convento de La Comunidad no fue la inundación, sino el crecimiento de la población. Encomendaron a Fray Juan de Sevilla edificar y levantar el Convento de Los Santos Reyes, obra notable que se inició en 1541 y posiblemente fue

concluida en 1577 (Artigas, 1996); el sitio elegido para su construcción se localiza en la ladera oriente de la loma, a unos 30 m por encima de La Comunidad.

Otro monumento colonial del siglo XVI en Metztlán, aunque pequeño, es el antiguo Cabildo conocido como La Tercena. Esta estructura se encuentra ubicada en la misma ladera oriente, a un nivel inferior que el Convento, pero también está sujeta a las deformaciones que induce la inestabilidad del talud. La Tercena fue confinada en 2003 con un relleno compactado de suelo cemento porque mostraba claras señales de peligro de falla; sin embargo, el proceso destructivo parece continuar activo.

#### **9.1.4 Observaciones geotécnicas del sitio**

La población de Metztlán está sobre una ladera con pendiente del orden 1:2.5. En la dirección este-oeste está limitada por dos cauces usualmente secos; el del oriente es el arroyo Tlaxomtl cuyo escurrimiento torrencial puede arrastrar bloques grandes de roca y erosionar su cauce; el del lado poniente tiene menor escurrimiento pero también causa cierta erosión.

Las primeras viviendas y construcciones están todas por abajo del nivel de Convento. Es interesante mencionar que varias de ellas con más de 100 años de construidas y con señales de daños estructurales fueron reforzadas con tensores de hierro, posiblemente colocados por los años 20 lo cual atestigua que las deformaciones vienen de muchos años atrás. La población creció y las viviendas se extendieron en todas direcciones. En el terreno al nororiente del Convento se levantaron numerosas viviendas, posiblemente desde antes de los años 40. Al inicio carecían de abastecimiento de agua, tenían pequeños huertos, jardines y descargaban sus aguas servidas a fosas sépticas carentes de hermeticidad. En años recientes las abastecieron de agua potable, pero el drenaje poco se mejoró y algunas siguieron con sus fosas sépticas. Esas viviendas crecieron en número e implicaron que hubiera mayor volumen de agua penetrando al subsuelo.

Los frecuentes escurrimientos torrenciales que ha tenido el arroyo Tlaxomtl a partir de 1996 con el paso del Huracán Gilberto desencadenaron pequeñas fallas de su cauce derecho. El fenómeno hizo crisis en 1992 con la destrucción de casas habitación y del Templo Evangélico que existían en la ladera del arroyo (Lugo-Hubp et al, 1993 y 1996). En ese tiempo también colapsaron las Letrinas o Cloacas del Convento, Fig. 9.1.12.

#### **9.1.5 Reconocimiento geotécnico del ex Convento**

**Observación en mayo de 1992.** En el recorrido por el templo y el claustro se verificó la existencia de abundantes fisuras en las estructuras y hasta en sus pisos que datan de muchos años. La más conocida es la que se observa en la fachada del templo, entre la ventana y la espadaña, **Fig. 9.1.1**. Sin embargo, se pudo observar que muchas manifiestan señales de actividad reciente; por ello, el crecimiento de la grieta que causó el colapso de las Cloacas aumentó la preocupación sobre la seguridad de este monumento, Fig. 9.1.13.

Las grietas del subsuelo que afectan al conjunto religioso se han desarrollado como dos familias de curvas paralelas, las cuales se indican esquemáticamente en la Fig. 9.1.12: a) en el lado nororiente del Convento se han desarrollado las grietas más dañinas, las principales se identifican con los números 1 y 2, aunque hay muchas más, b) del lado poniente del Convento se encuentra la otra familia de grietas con dirección poniente. En la figura no se señala que existan deformaciones en la

dirección sur, pero se puede inferir que también las hay cuesta abajo del talud. Sin duda todas estas grietas son consecuencia de movimientos inducidos por el humedecimiento de los suelos.

**Acciones de protección.** Ante todos los daños manifiestos, las autoridades municipales y estatales se vieron obligadas a decidir la demolición de todas las viviendas afectadas, prohibir la construcción de viviendas en el terreno por arriba del Convento y en la ladera del Tlaxomtl, así como cancelar las redes de abastecimiento de agua y drenaje; medidas que han sido excelentes para la conservación del Convento, como se verá más adelante.

Por su parte las autoridades responsables de la conservación del monumento decidieron apuntalar el techo de una de las Bodegas en la parte oriente del Convento mediante una columna de concreto, Fig. 9.1.14, pero se desconoce el efecto de esta acción.

### **9.1.6 Propuestas de solución**

La rapidez con la que crecían los daños del Convento motivó acciones para mitigar la influencia del humedecimiento del subsuelo, las más factibles fueron las siguientes:

La primera se basó en la observación del sitio y consistió en dos medidas complementarias: a) Construir un muro de concreto armado con anclas capaces de soportar los empujes de la masa de suelo inestable y b) Eliminar las tuberías de drenaje y abastecimiento que llegan a las viviendas, sellar las fosas sépticas y todas las fisuras por las que pueda penetrar el agua de lluvia. La validez de esta propuesta no se ha demostrado, a falta de información sobre la estratigrafía y la resistencia al corte de los suelos y lutitas (TGC, 1992. Nos. 1279 y 1312).

Otra propuesta consistió en evaluar un tramo experimental orientado a reducir el humedecimiento de las arcillas y de la parte superior de las lutitas. Para ello se induciría un campo eléctrico de corriente directa, para generar por electroósmosis un flujo de agua. La prueba se complementaría con un sistema de pequeñas bombas para la extracción de agua. Se podría también ensayar la integración de un agente que incrementara las ligas químicas entre las partículas de arcilla, para darles estabilidad ante la humedad (TGC, 1993. No. 1448).

Los estudios geotécnico y estructural detallados se iniciaron en julio de 1992. Empezaron con el caso de la Tercena, para la cual se recomendó retirar el suelo arcilloso somero de la ladera y sustituirlo por otro estable. Posteriormente a partir de 1994 se encargó el estudio del subsuelo del Convento, para lo cual se practicaron sondeos, pruebas de laboratorio y se instalaron dos estaciones piezométricas entre 15 y 24 m de profundidad (Pliego et al, 1992 y 2003). Paralelamente se hicieron evaluaciones estructurales del templo y del claustro (Sánchez Martínez, 2003). Los sondeos demostraron que el subsuelo del Convento consiste de dos estratos de arcilla lacustre con una colada de basalto intercalada y todo se apoya sobre lutitas de la Formación Méndez.

Llama la atención que no se mencionara formalmente una acción complementaria pero muy efectiva, la cual sería vegetar y forestar con especies locales los taludes del arroyo y toda la zona circundante al Convento.



### 9.1.7 Solución adoptada

**Breve descripción.** La solución diseñada brevemente se puede describir como una manera de fortalecer el perímetro oriente del Convento, mediante la instalación de una línea de 41 pilas de concreto y 1.2 m de diámetro, capaces de soportar los empujes horizontales de la masa inestable de suelo. En 1994 se instalaron las primeras cuatro pilas experimentales, en 1995 se colocaron otras cinco y entre 1996 y 1997 se instalaron las otras 32. Las pilas se empotraron del orden de un metro en el basalto a profundidades variables entre 8.4 y 27.5 m, con separación horizontal variable de 4.0 a 5.5 m; sólo las cinco del lado oriente del ábside están separadas a cada 2.0 m. En la Fig. 9.1.15 se muestra la localización de todas las pilas. La capacidad de carga horizontal de las pilas se complementó posteriormente con la colocación de dos anclas de 41 t laterales a cada pila, inclinadas 45° y cuya longitud es de unos 25 m. En la misma figura se muestran en planta sólo cuatro de las anclas fueron instaladas en la parte sur del monumento.

La Fig. 9.1.16 modela la distribución y profundidad de las pilas en un corte del lado oriente del monumento. Se precisa que las pilas están desplantadas sobre la colada de basalto, cuya superficie es tan irregular que tiene diferencias de casi 20 m de desnivel lo cual podría ser otro indicador de que esta masa de suelo es parte de un derrumbe, como se mencionó antes.

**Evaluación simplificada.** Considerando que los informes técnicos consultados son escuetos sobre la capacidad de soporte horizontal del sistema descrito, así como de la magnitud probable de los empujes, se presenta aquí una estimación de esas variables.

a) *Resistencia al corte.* Aprovechando una zanja abierta en 1993 en la Tercena se rescataron dos muestras inalteradas a 4 y 5 m de profundidad, en las cuales se determinó su resistencia al corte. Se trata de una arcilla de alta plasticidad de color verdoso, de consistencia media y quebradiza semejante a la que se observa en los taludes del arroyo y que debe estar bajo el ex Convento.

Se practicaron dos pruebas triaxiales con confinamiento de 0.8 kg/cm<sup>2</sup>. Una se ensayó con el contenido natural de agua 20.0% y la otra se humedeció en la cámara triaxial, elevando su contenido de agua del 19.7 a 26.7%. Los parámetros de resistencia al corte cohesión y ángulo de fricción (c y  $\phi$ ) determinados fueron:

Con la humedad natural:  $c = 0.12 \text{ kg/cm}^2$  y  $\phi = 42^\circ$

En condición humedecida:  $c = 0$  y  $\phi = 12^\circ$

Lo anterior demuestra que este suelo humedecido pierde drásticamente su cohesión aparente y su componente de la fricción se reduce a solo 12°. En cuanto a la expansividad potencial del suelo las pruebas de expansión libre, demostraron que el material ensayado tiene un comportamiento ligeramente expansivo.

b) *Capacidad de carga horizontal de las pilas.* Considerando una profundidad media de 18 m, con las expresiones del Prof. Bengt Broms (Broms 1964) y para la condición de humedad natural, se estima que cada pila puede aportar una carga horizontal máxima de 300 t. Por su parte, cada par de anclas soporta horizontalmente unas 55 t, lo cual implica que el sistema de 34 pilas y anclas instaladas en el lado oriente del monumento, con unos 200 m de longitud, tiene una capacidad de carga combinada de unas 60 t por metro de barrera de protección.

c) *Empujes horizontales*. Para la condición de humedad natural y la profundidad media de 18 m, considerando que el nivel freático está por debajo, el empuje horizontal resulta de unas 15 t por metro de ancho.

Los valores anteriores conllevan a decir que la barrera de pilas ancladas tiene en el lado oriente un Factor de Seguridad  $FS = 4$ , valor que se puede aceptar como adecuado, suponiendo que se mantenga el contenido natural de agua; si las pilas pierden efectividad este factor se reduciría, pero aún así seguiría siendo aceptable.

### **9.1.8 Comportamiento observado**

***Instrumentación de control.*** Para verificar el efecto estabilizador de las pilas ancladas se instalaron seis tuberías de inclinómetro que permiten determinar las deformaciones horizontales del subsuelo con respecto a la profundidad, con ayuda de una sonda electrónica que penetra a los tubos para detectar los pequeños cambios de inclinación que sufren. Los dos primeros inclinómetros, identificados como el I-1 y el I-2, quedaron instalados en el lado nororiente del Convento a 40 y 49 m de profundidad, el primero en el exterior de la línea de pilas y el segundo en el interior. Los inclinómetros I-3 e I-4 están al lado de la cocina, donde se señala en la misma figura. Los últimos dos inclinómetros, I-5 e I-6 se encuentran en la línea de las pilas Fig. 9.1.15 (Pliego, 2003 y 2007). Estos instrumentos se complementan con pozos de observación del nivel freático y dos estaciones piezométricas.

En las estructuras se colocaron placas testigo para medir los cambios de inclinación del templo y del claustro mediante una plomada electrónica portátil (Digitilt). Se instalaron testigos simples y tridimensionales para medir los cambios de abertura de las grietas. Se colocaron armellas para la medición de convergencias entre elementos estructurales. Además se practicaron nivelaciones topográficas para determinar los hundimientos de todos los elementos del monumento.

Adicionalmente se decidió colocar una membrana para la impermeabilización del atrio y sus jardines en la Fig. 9.1.15. Se destaca la zona protegida con una membrana plástica de HDP y cubierta con tierra apisonada (Pliego, 2003).

***Nivelaciones topográficas.*** En la Fig. 9.1.17 se muestra el resultado de las nivelaciones de la retícula de puntos instalados en el templo y claustro, con la información colectada entre diciembre de 1997 y diciembre de 2007. Se advierte que los asentamientos en el claustro varían entre 1 y 2 mm/año; por su parte el templo exhibe hundimientos menores de 1 mm/año; en cambio en el exterior los asentamientos crecen hasta 6 mm/año al nororiente del convento y hasta 4 mm/año en el atrio sur.

***Medición con los inclinómetros.*** Los datos para los inclinómetros I-1 e I-2, entre abril de 1998 y diciembre de 2007, se ilustran esquemáticamente en la Fig. 9.1.18, junto con la sección estratigráfica AA (Pliego, 2007). En los 9.7 años transcurridos el inclinómetro I-1 detecta una deformación horizontal uniforme hasta unos 27 m de profundidad con magnitud de 6.0 cm y con dirección noroeste, hacia afuera de las pilas; es importante hacer notar que esa deformación ocurre en las arcilla que subyace al basalto. Por su parte, el inclinómetro I-2 midió una deformación de 3.1 cm hasta casi 40 m de profundidad y con dirección sureste; también en las arcillas que subyacen al basalto. En ambas tuberías se manifestaron inestabilidades peculiares entre 20 y 26 m de profundidad que carecen de explicación.

En cuanto a los inclinómetros I-3 e I-4 se cuenta con mediciones entre diciembre de 2003 y diciembre de 2007. Con las mediciones de esos 4 años se mide con el inclinómetro I-3, ubicado dentro de la línea de pilas, una deformación hasta los 26 m de profundidad de 1 cm con dirección sur; por su parte el I-4 en el exterior de la línea de pilas mide 2.5 cm en dirección este. En ambas tuberías de inclinómetro las deformaciones ocurren en la arcilla que subyace al basalto. Para los otros dos inclinómetros no se dispone de mediciones, pero la estratigrafía es semejante. Es interesante mencionar que en 1992 se instaló un primer tubo para inclinómetro y que a 10 m de profundidad la deformación acumulada impidió que la plomada electrónica penetrara.

**Mediciones piezométricas.** Los datos recopilados indican que no se detectó nivel de agua y algunos de ellos quedaron obstruidos, sin que se aclare que les ocurrió (Pliego, 2003).

**Comentarios sobre el comportamiento.** La importancia de las mediciones con los inclinómetros radica en que son los testigos más confiables para verificar la eficacia del sistema de contención para estabilizar a la masa de suelo; sobre estas mediciones se puede decir:

a) La magnitud de los errores que pueden tener las mediciones con inclinómetros son del orden de  $\pm 1.5$  cm.

b) Sobre las deformaciones horizontales comparando las magnitudes registradas por las dos parejas de inclinómetros, la I-1 e I-2 y la I-3 e I-4, los primeros ilustrados en la Fig. 9.1.18, se podría decir que demuestran que la barrera de pilas ancladas logra que la deformación interior a esa línea sea menor que la exterior. Aunque desconcierta que esos inclinómetros señalen direcciones de deformación casi ortogonales NE y SE respectivamente, cuando los inclinómetros están distantes apenas 10 m.

c) Para los otros inclinómetros I-3 e I-4 las deformaciones medidas apenas están superando el rango de precisión de esos instrumentos y para el I-5 e I-6 todavía no ha pasado el tiempo para que sus mediciones sean indicativas del comportamiento del subsuelo.

c) Una evaluación simple de la capacidad de la barrera de contención demuestra que las pilas soportan el 85% del empuje y que las anclas aportan el 15% del soporte horizontal.

e) La observación más importante sobre la línea de pilas ancladas es que las mediciones de los inclinómetros I-1 a I-4 demuestran que la superficie de deslizamiento se desarrolla en la arcilla lacustre que subyace al basalto, como se deriva de la Fig. 9.1.18; aunque también es factible que esa superficie se presente en la parte superior de las lutitas de la Formación Méndez, porque potencialmente son más susceptibles que las arcillas al efecto degradante del humedecimiento.

### 9.1.9 Conclusiones

a) La información recopilada demuestra que el ex Convento de los Santos Reyes de Metztlán está sometido a los efectos del desplazamiento horizontal de la masa de suelo sobre la que se apoya, lo cual se manifiesta con agrietamientos en el claustro y en el ábside de la nave. Este comportamiento resulta de la inestabilidad natural y la inducida por el hombre al humedecer el subsuelo. Se trata de un complejo mecanismo con tres componentes de deformación hacia las partes bajas; el más activo se desarrolla hacia el noreste y lo induce la inestabilidad de la barranca Tlaxomtl, por la erosión

producida al pie del talud provocada por las corrientes torrenciales del arroyo. Pero también son significativos los desplazamientos hacia el oeste y hacia el sur.

b) La construcción de viviendas al nororiente del Convento creció lentamente, sin abastecimiento de agua pero en los últimos 15 años se instalaron tuberías de abastecimiento de agua potable. El drenaje fue muy ineficiente e incluso en su mayor parte se resolvió con fosas sépticas lo cual incrementó la humedad del subsuelo y por ello es uno de los factores causantes de las deformaciones de los últimos años.

c) Inicialmente se propuso para estabilizar la ladera del arroyo la construcción de un muro de concreto reforzado y fuertemente anclado; lo cual ahora se puede ver como una solución poco efectiva para contener la masa de suelo inestable. Asimismo se propuso eliminar las fuentes de humedecimiento de las redes de abastecimiento y drenaje, de las fosas sépticas, de jardines y huertas; incluso se recomendó evaluar la aplicación de un tratamiento electrosmótico temporal para reducir la humedad de la masa de suelo; esta propuesta sigue manteniendo su vigencia.

d) Se decidió instalar un sistema estructural de contención de la masa de suelo con 41 pilas de concreto 1.2 m diámetro complementadas con anclas de tensión de 41 t de capacidad a 45° de inclinación. También se instaló una membrana plástica de polietileno de alta densidad HDP en el jardín del atrio.

e) Los datos de las mediciones con los inclinómetros demuestran que la superficie de deslizamiento se desarrolla en el estrato inferior del suelo lacustre arcilloso que subyace al basalto. Esto implica que el sistema de pilas de contención empotradas en el basalto y anclas adheridas a esa roca resulta ineficaz como elemento estabilizador de las deformaciones horizontales que pueden ocurrir en la masa de suelo bajo el Convento. Para ratificar esta afirmación, se deberá continuar con estas mediciones topográficas y con las de los inclinómetros.

f) En cuanto a la membrana de HDP, es factible que pueda interrumpir la evapo-transpiración natural y por ello facilitar la condensación de agua en la masa de suelo bajo del Convento, esto incrementará la humedad de esos suelos, lo cual es indeseable ya que podrá inducir deformaciones adicionales.

g) En cuanto a las viviendas ubicadas por arriba del Convento y en la ladera del arroyo Tlaxómtl, una vez que fueron demolidas por los graves daños que habían acumulado y se prohibiera su reconstrucción, se puede ver como una decisión muy acertada para la conservación del ex Convento, pues evitará o al menos reducirá la penetración de agua a la masa de suelo. Se puede inferir que esta acción explique que la velocidad de las deformaciones aparentemente se ha reducido.

h) El caso del Convento de Metztlán deberá mantenerse abierto, su comportamiento deberá seguir siendo observado y sin duda requerirá de futuras acciones más efectivas. Por ahora es recomendable reforestar la loma y las laderas del arroyo, así como evaluar: a) la perforación de drenes horizontales en la arcilla por debajo del basalto y de la parte superior de las lutitas y b) implementar un tramo experimental con tratamiento electrosmótico que pudiera ayudar a sacar el agua de la zona antes mencionada.

i) Finalmente, la ladera en que se asienta la población y el Convento debería ser instrumentada con puntos de control topográfico e inclinómetros para verificar si se está deformando, lo cual podría

ocurrir tan lentamente como para interpretarlo como un caso de reptación o creep. También es pertinente realizar pruebas de resistencia de anillos de suelo al corte, con la técnica de Hvorslev, en arcillas lacustres y las lutitas, para precisar las resistencias pico y residual y estimar el Factor de Seguridad de la ladera bajo condiciones estática y sísmica.



Fig. 9.1.1 Convento de Metztitlán

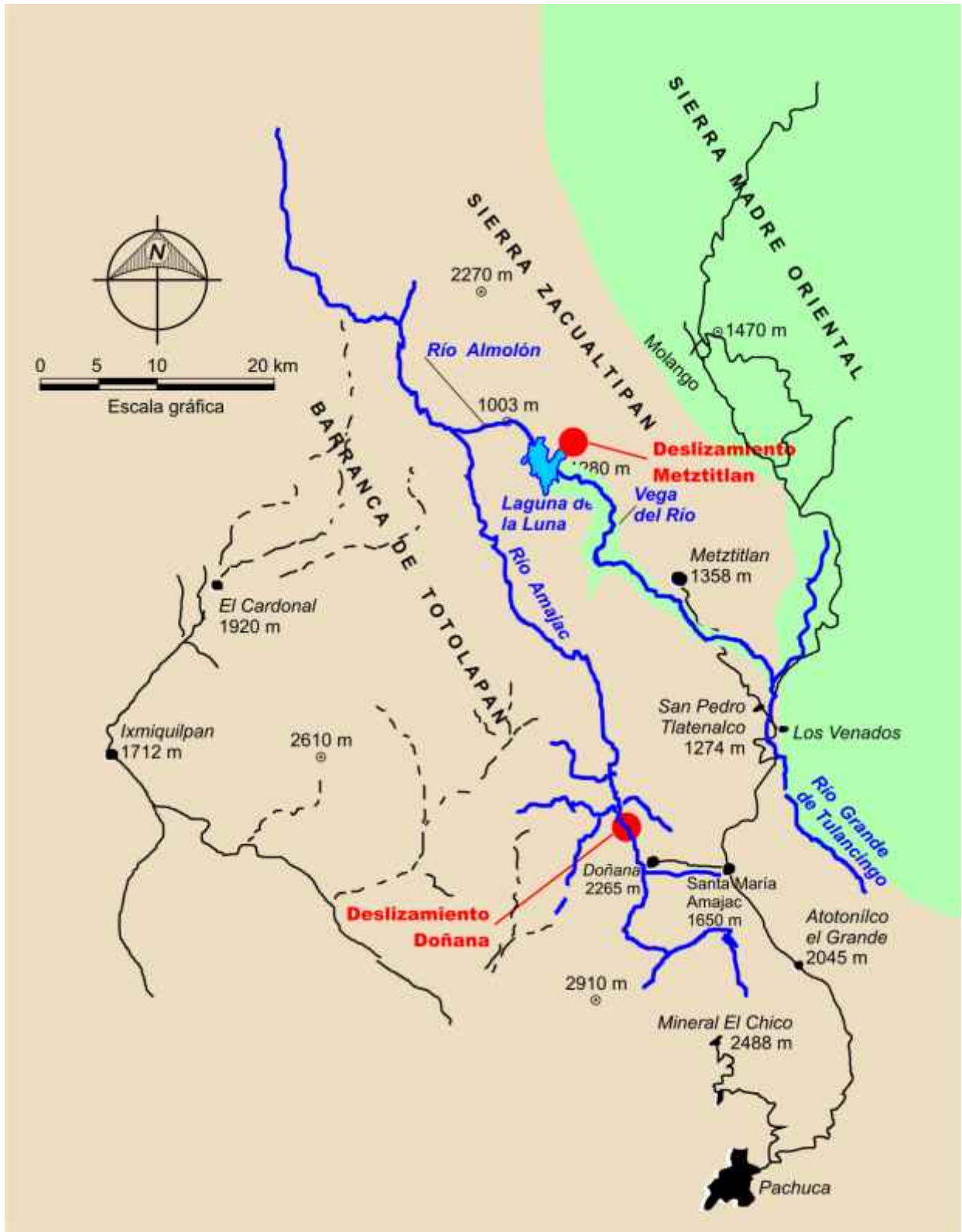


Fig. 9.1.2 Croquis de localización



Fig. 9.1.3 Talud derecho del arroyo Tlaxomoti, observese su inestabilidad

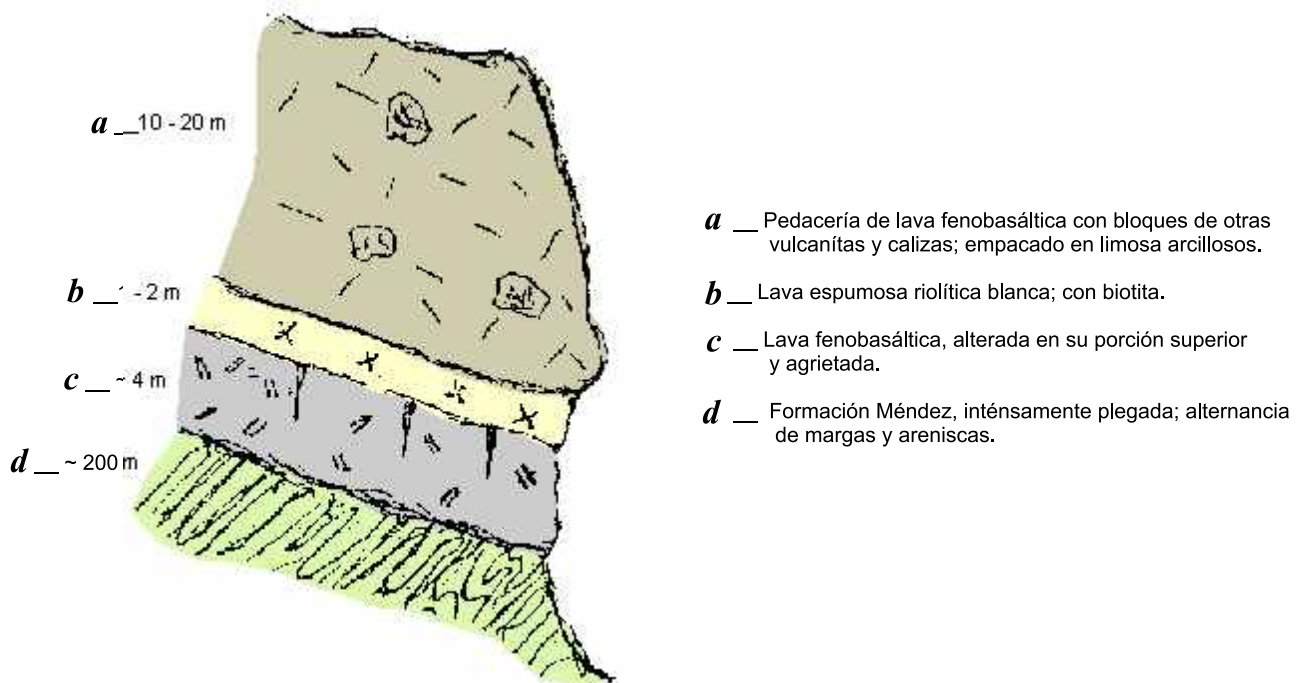
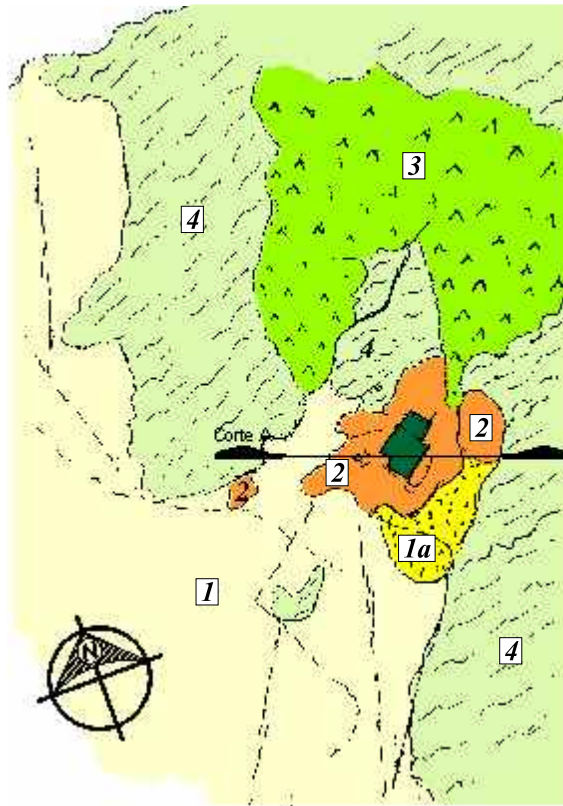
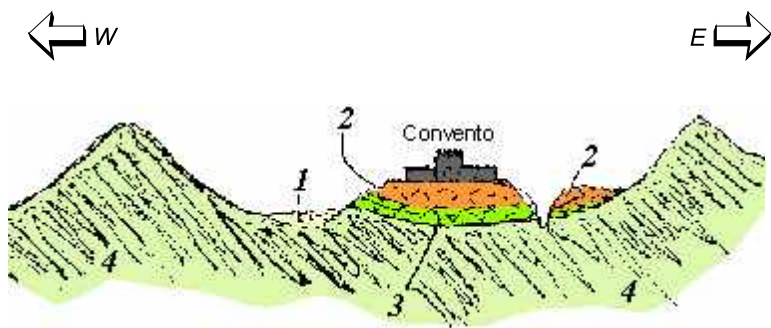


Fig. 9.1.4 Estratigrafía en el arroyo Tlaxomoti (Mooser, 1993)





- |                                   |                           |
|-----------------------------------|---------------------------|
| <b>1</b> Aluvión                  | <b>3</b> Vulcanitas       |
| <b>1a</b> "Delta" abanico aluvial | <b>4</b> Formación Méndez |
| <b>2</b> Derrumbe antiguo         |                           |



- |                                   |
|-----------------------------------|
| <b>1</b> Aluvión                  |
| <b>1a</b> "Delta" abanico aluvial |
| <b>2</b> Derrumbe antiguo         |
| <b>3</b> Vulcanitas               |
| <b>4</b> Formación Méndez         |

Sección geológica A-A

Fig. 9.1.5 Esquema geológico (Mooser, 1993)

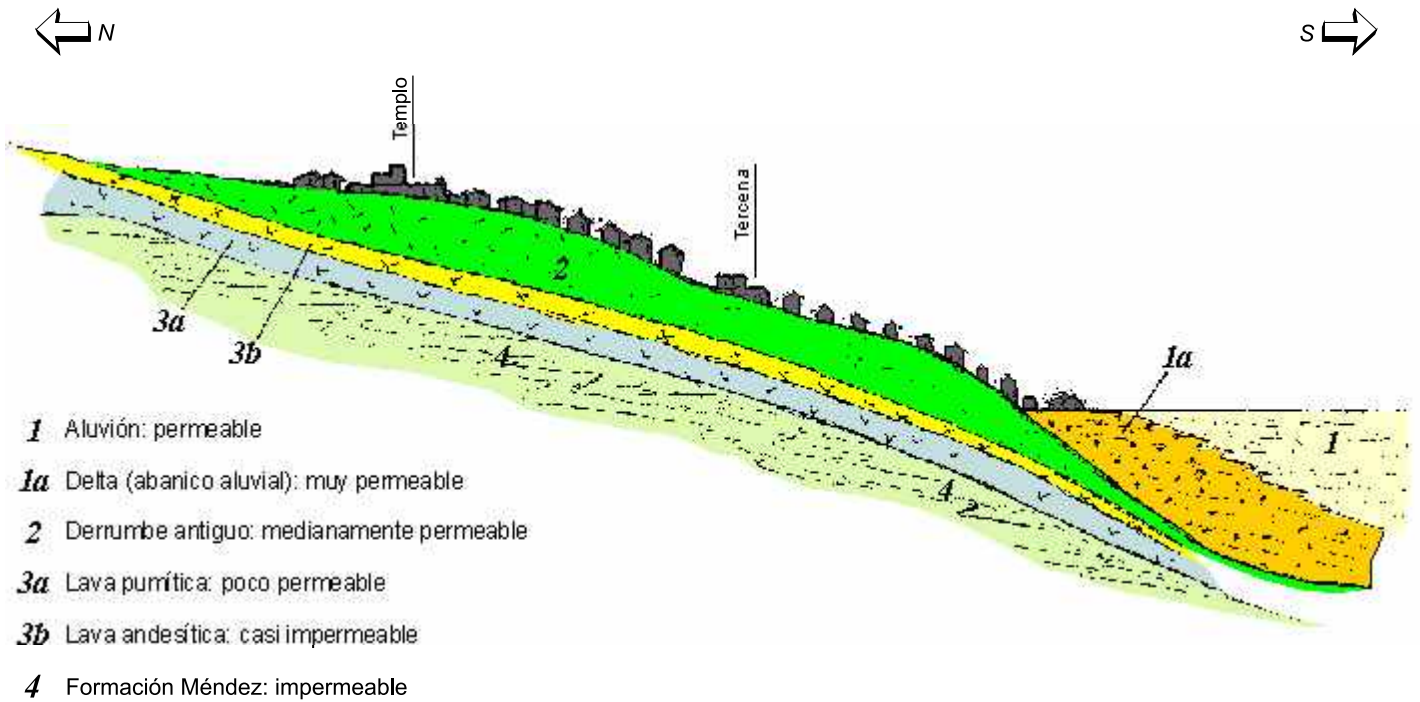


Fig. 9.1.6 Sección geológica (Mooser, 1993)

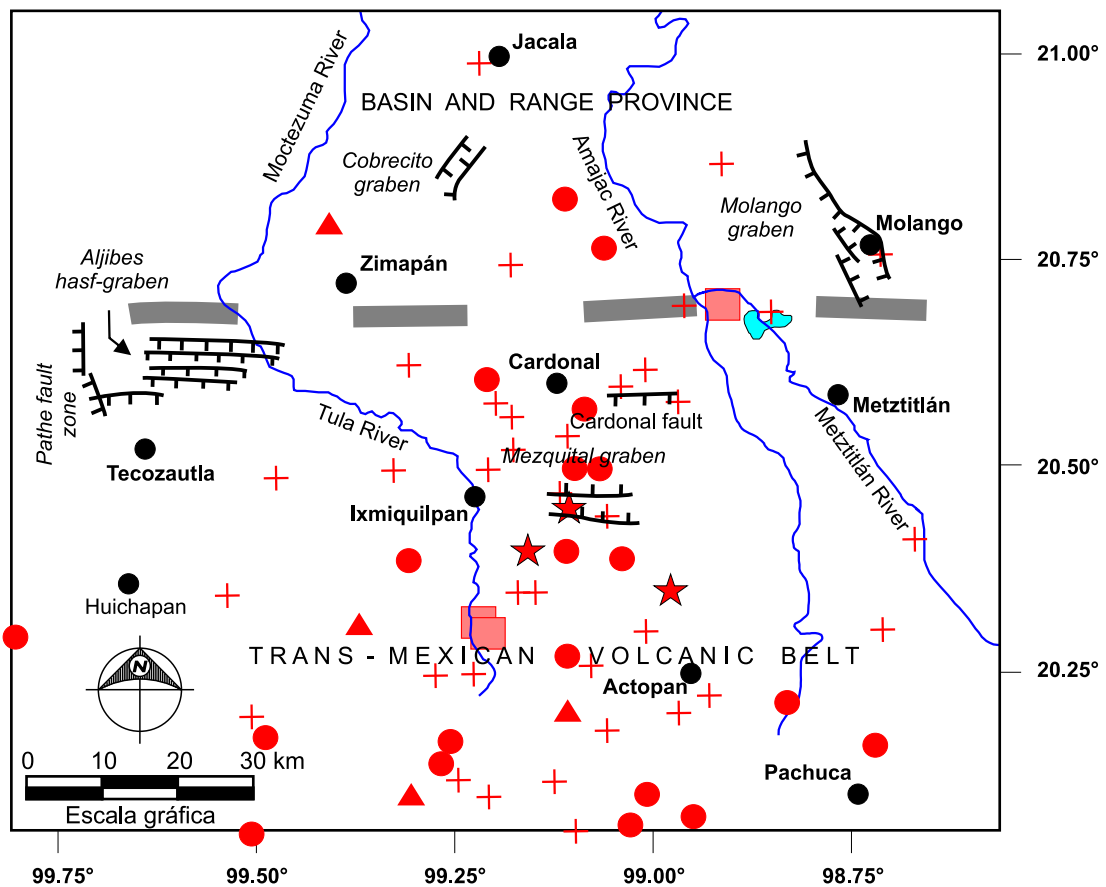


Fig. 9.1.7 Sismicidad en el entorno de Metztitlán (Suter, 2004)

Sismicidad y trazas de falla en la parte central del Estado de Hidalgo.  
 La línea gruesa indica el límite norte aproximado de la  
 Faja Volcánica Trans-Mexicana

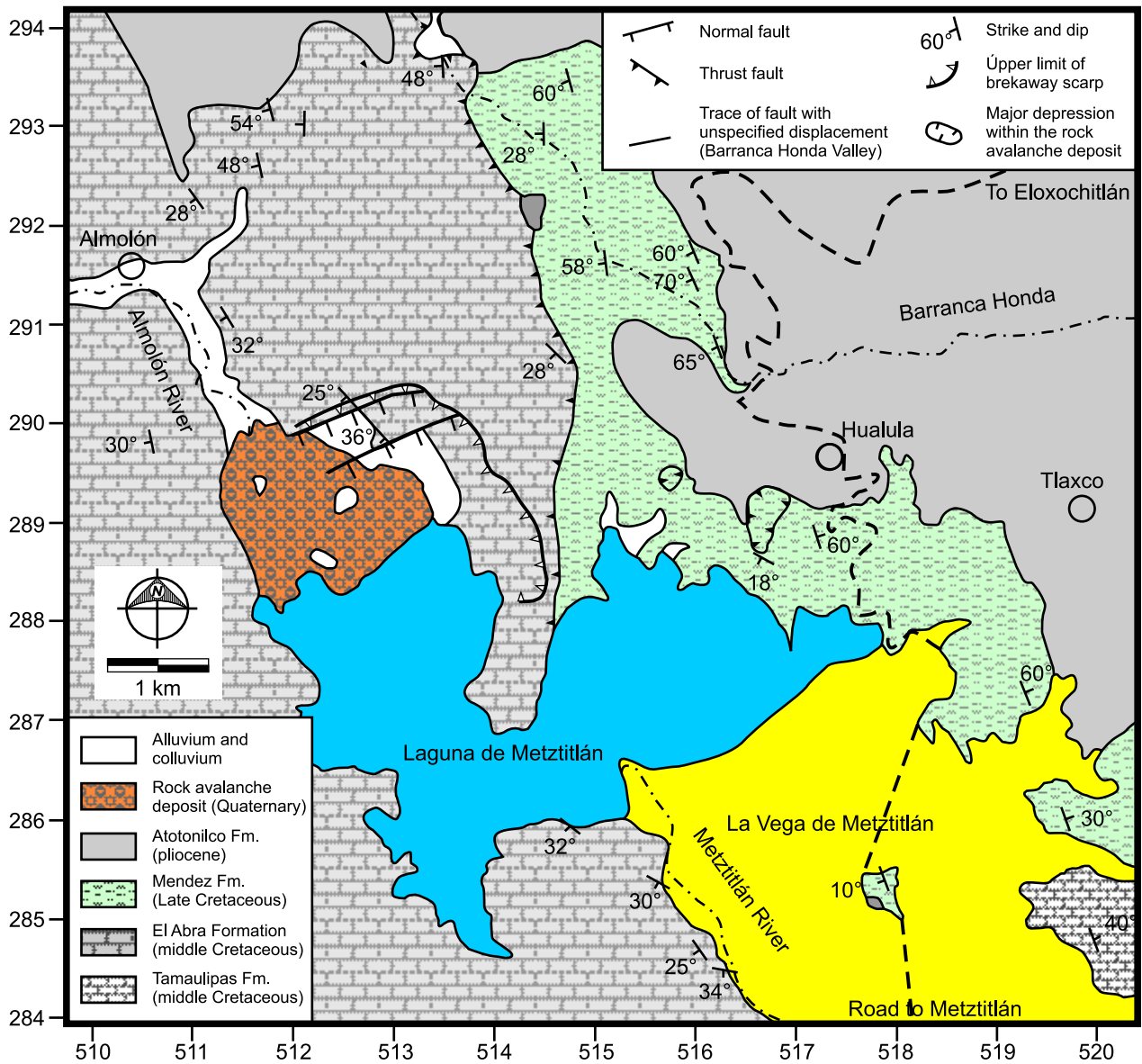


Fig. 9.1.8 Mapa geológica del área estudiada (Suter, 2004)

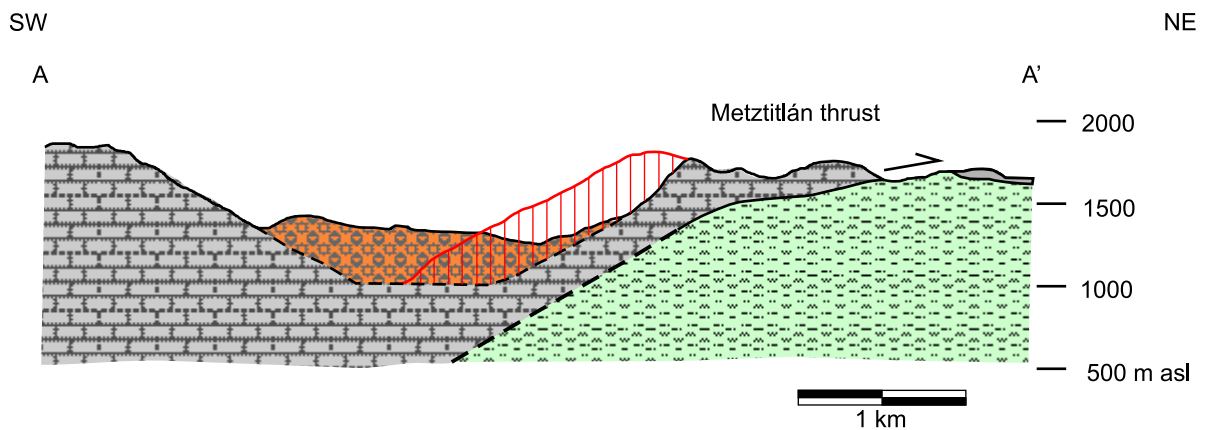
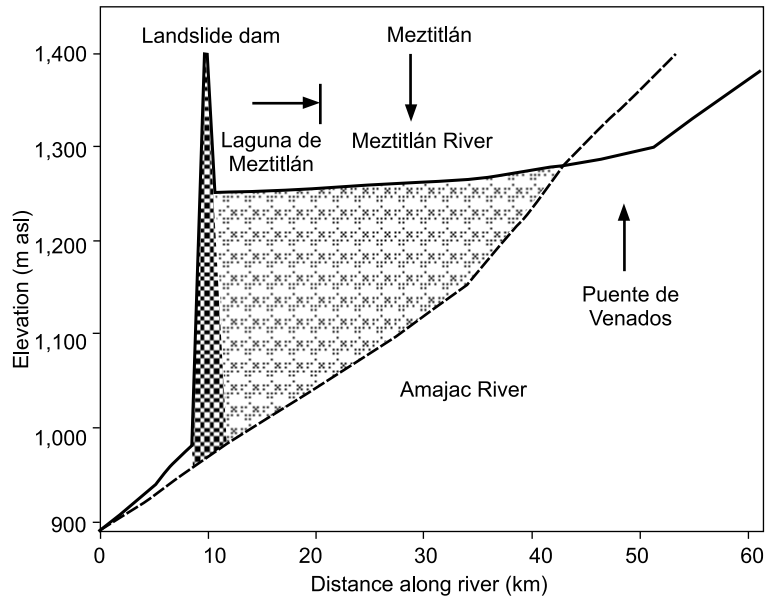
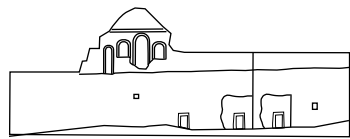


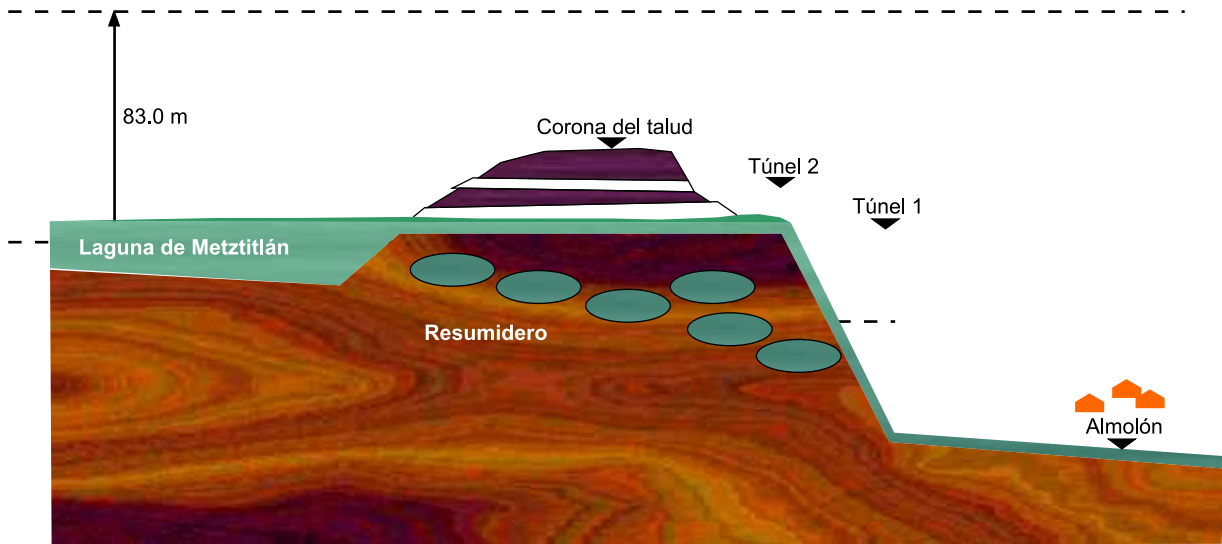
Fig. 9.1.9 Sección a través del depósito de la avalancha de roca y el empuje de la cabalgadura (Suter, 2004)



a) (Suter, 2004)



La "Comunidad"



**NIVELES SOBRE EL NIVEL DEL MAR:**

La Comunidad:	1,353.00
Corona del talud:	1,270.00
Túnel 2:	1,244.74
Túnel 1:	1,232.74
Piso de la laguna:	1,226.27
Pueblo de Almolón:	985.00

b) (Gómez, 2006)

Fig. 9.1.10 Perfil longitudinal del Río Metztlán



Fig. 9.1.11 Deslizamientos en la barranca

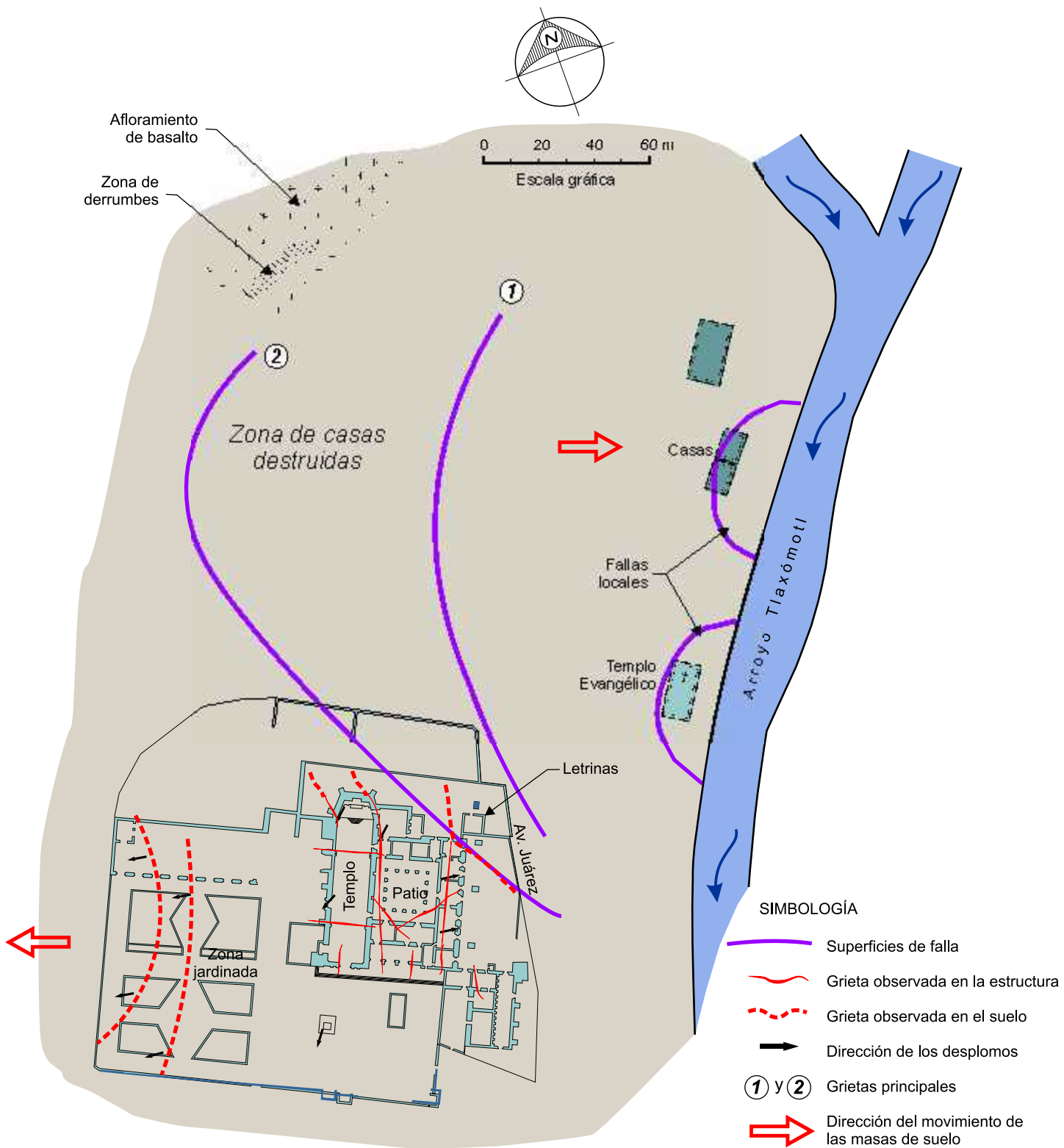
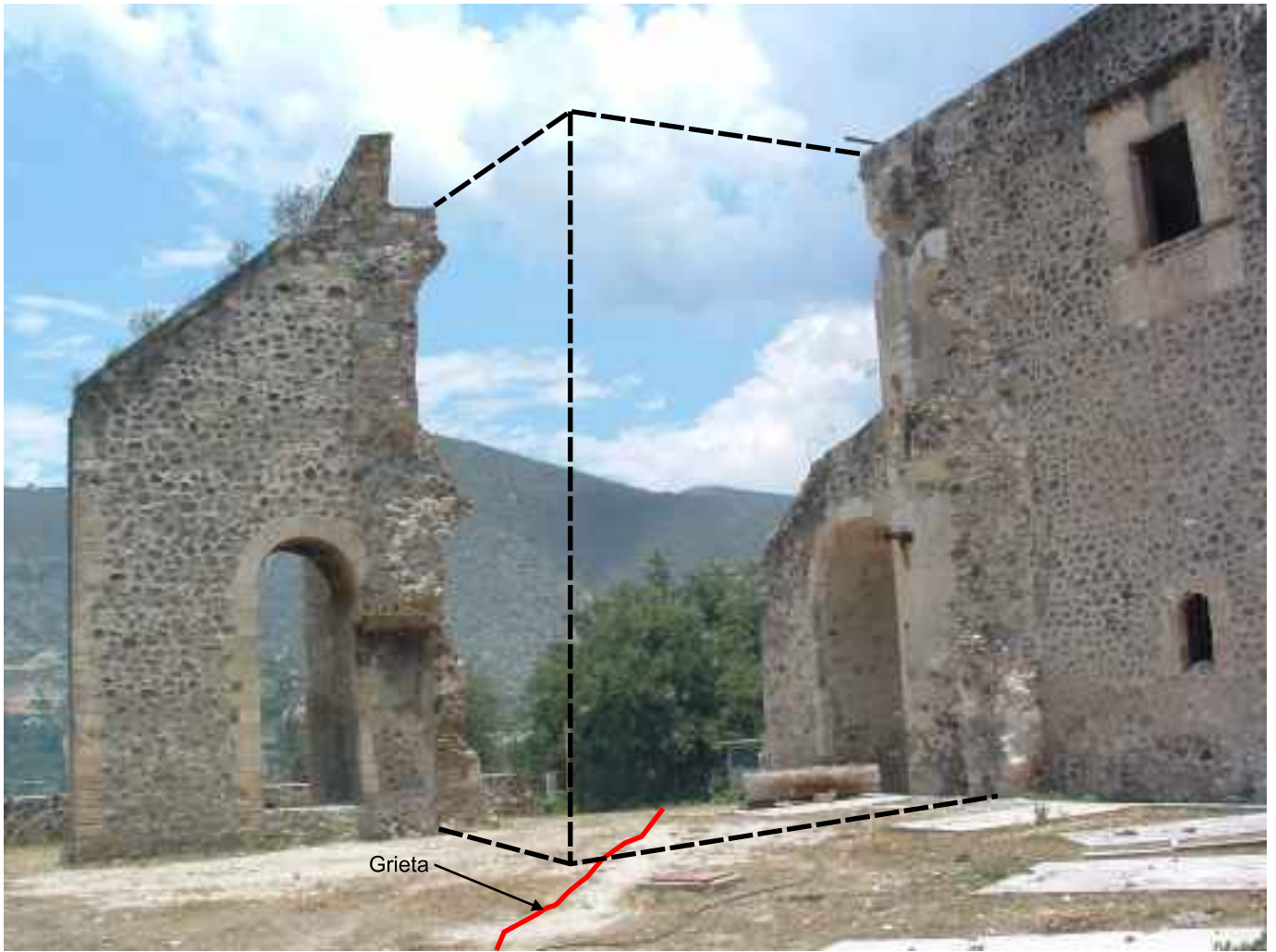


Fig. 9.1.12 Superficies de falla y grietas en el convento



Grieta

Fig. 9.1.13 Zona colapsada de la cloacas



Fig. 9.1.14 Apuntalamiento en una de las bodegas



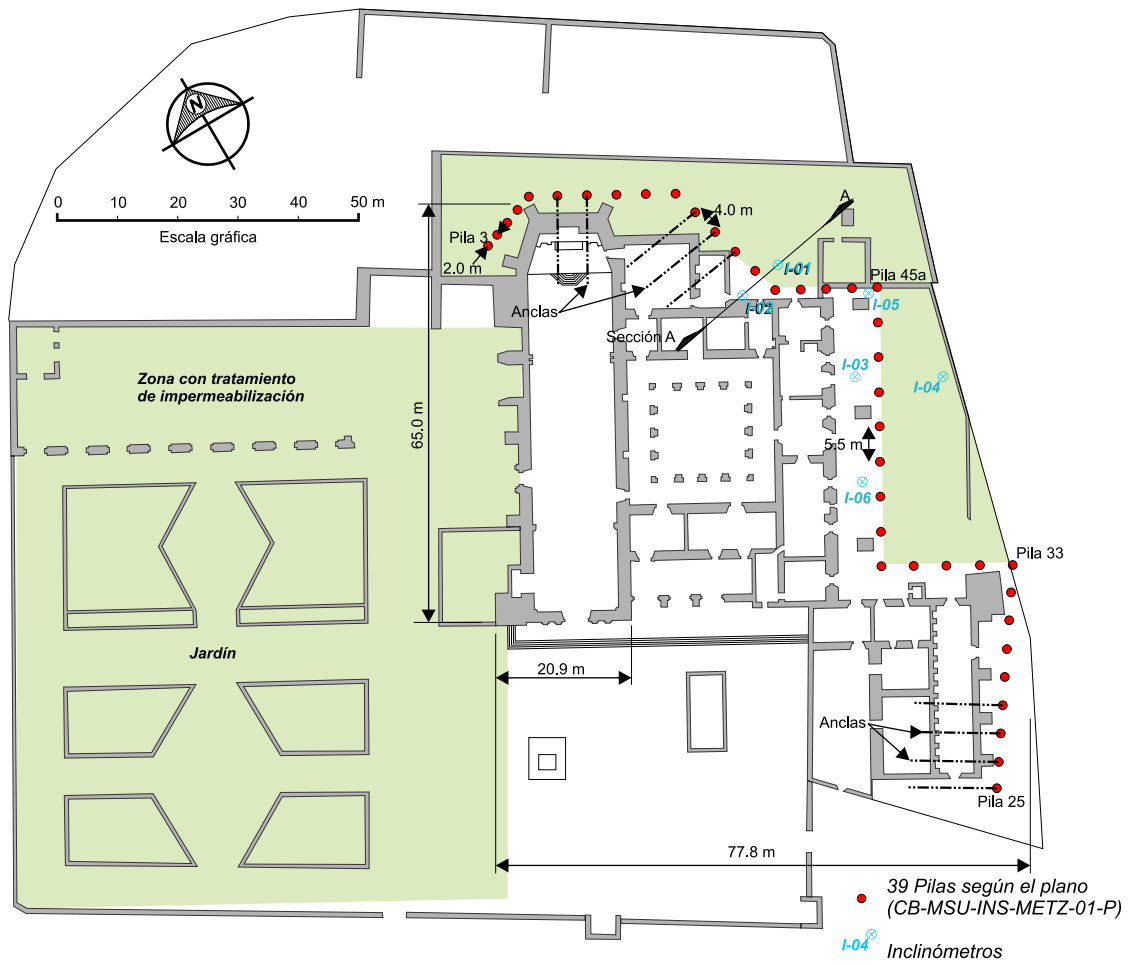


Fig. 9.1.15 Localización de las pilas de contención, de los inclinómetros y del área impermeabilizada

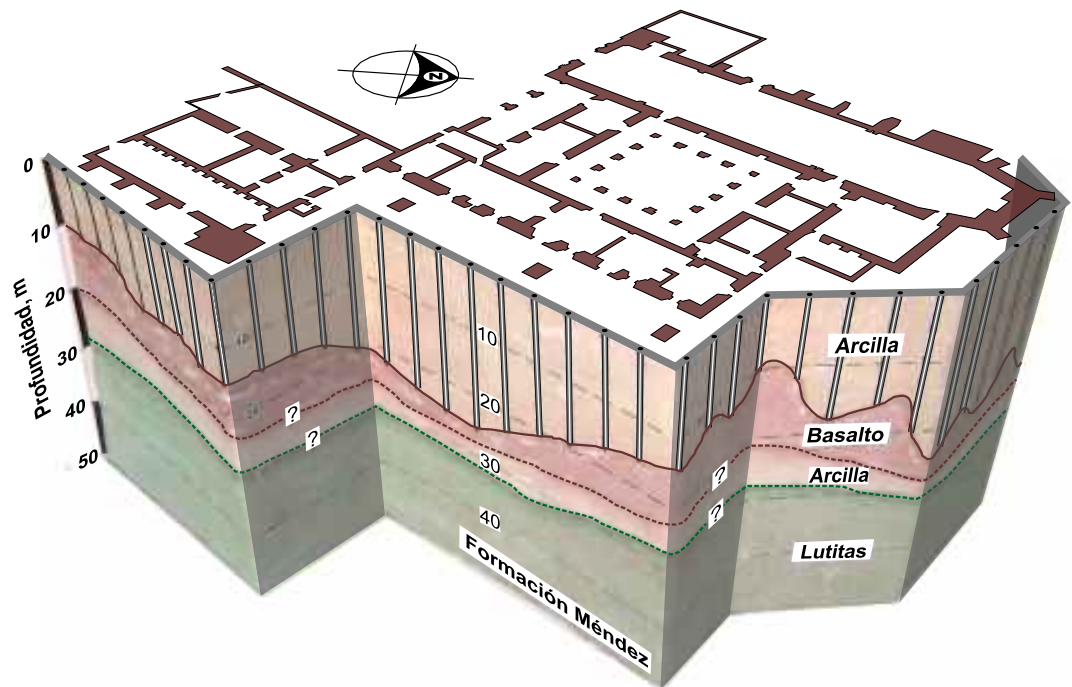


Fig. 9.1.16 Modelo estratigráfico

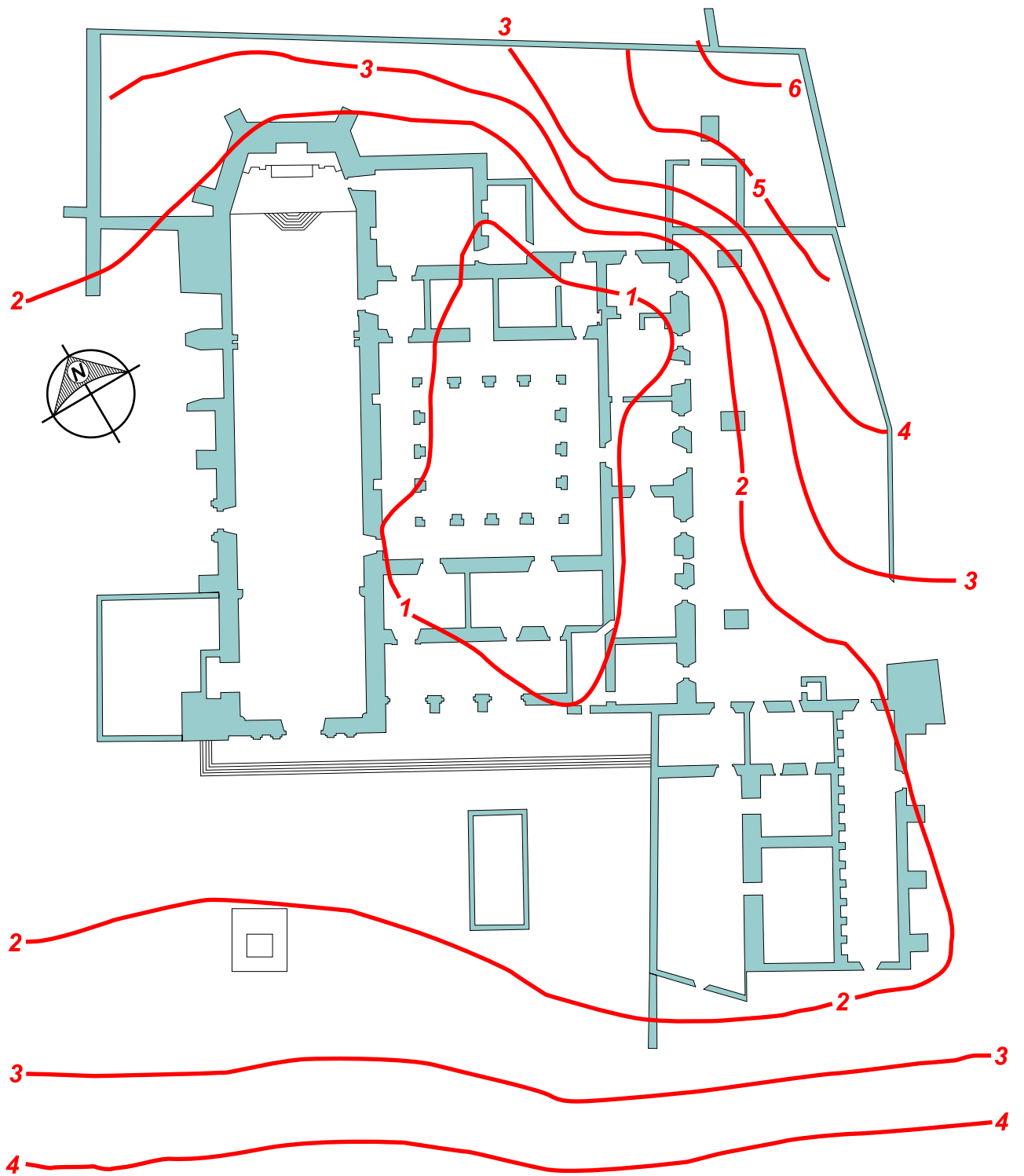


Fig. 9.1.17 Curvas de igual hundimiento en mm/año  
 Mediciones de Diciembre de 1997 a Diciembre de 2007 (Pliego, 2007)

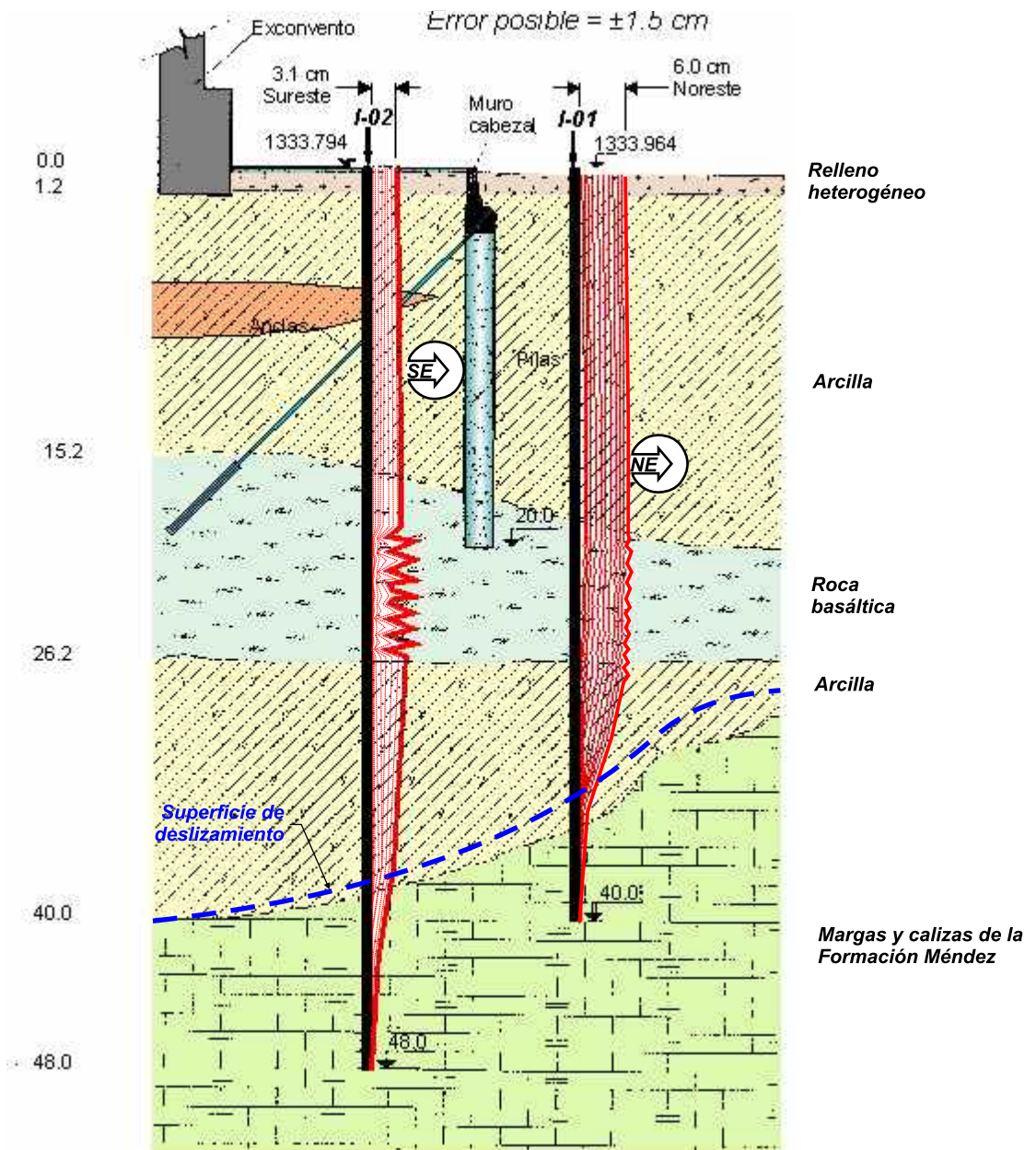


Fig. 9.1.18 Estratigrafía y medición de las deformaciones laterales según la sección A-A de la Fig. 15 entre abril de 1998 y diciembre de 2007 (Pliego, 2007)

## 9.2 TEMPLO DE LA CANDELARIA EN SANTA MARÍA AMAJAC

### 9.2.1 Antecedentes

En la población de Santa María Amajac, Municipio de Atotonilco el Grande en el Estado de Hidalgo, se encuentra este pequeño templo Agustino del siglo XVII con un amplio atrio. Se construyó en la falda de una loma de poca elevación en la que se conformó una plataforma ligeramente inclinada al sur, parte en corte y parte con relleno térreo de unos dos metros de altura. El sitio seguramente fue habitado desde antes de la Conquista, porque en toda la superficie abundan pedazos de cerámica y obsidiana. El atrio ha sido cementerio probablemente desde hace unos 100 años, las tumbas más recientes están a unos pocos metros del templo, Fig. 9.2.1.

La estabilidad de este templo es precaria por las deformaciones estructurales que presenta, las cuales son consecuentes de los movimientos de la masa de suelo en que se apoya. La solución a este caso es compleja porque el volumen de suelo inestable es muy grande.

La información que se presenta aquí fue recopilada durante una visita al sitio en febrero del 2006, su alcance se limita a la presentación del problema y para hacerlo más explícito, se recurre a numerosas fotografías.

### 9.2.2 Descripción del sitio

**Geología.** Santa María Amajac se encuentra en una barranca de la Sierra Madre Oriental a una elevación de unos 1650 msnm. Las rocas del sitio son calizas y lutitas con coladas de basalto en la parte superior. En esta barranca corre el río Amajac y es interesante mencionar que es paralelo al de Metztitlan, ver Fig. 9.1.2. Cercano al templo hay un manantial de aguas termales. La erosión en toda la región es muy intensa, facilitada por el clima seco. Al poniente de Santa María, a unos 3 km se encuentra la meseta de Doñana, sitio donde ocurrió el enorme deslizamiento descrito en el capítulo sobre el Convento de Metztitlan. Un estudio geológico de la región lo presentaron como tesis Florencio Beltrán Romero y Pablo Luna Gómez (Beltrán y Luna, 1994). Los suelos del sitio son finos y posiblemente fueron depositados por el río.

**Observaciones de campo.** En la Fig. 9.2.2 se ilustra un croquis del sitio, al frente del templo en lo que fue el atrio del lado sur, se encuentra el cementerio con bardas de piedra en sus lados norte y sur. El costado sur del cementerio se utiliza como terreno agrícola y el del norte es el área del Salón de Usos Múltiples, a un nivel de unos cuatro metros por arriba del cementerio.

**Fugas en las instalaciones hidráulicas.** Las casas arriba del templo y cementerio cuentan con redes de agua potable y drenaje; la primera es tubería galvanizada y la segunda es de tubos de concreto unidos con campana; las instalaciones se realizaron en 2001.

Es importante mencionar que el tubo galvanizado de 1.5 pulgadas de diámetro que se ubica al oriente del templo se rompió a principios de noviembre de 2005 y se fugó durante muchos días gran cantidad de agua, esto causó erosión local y desde entonces las fisuras en los muros y bóveda del templo se agudizaron. El tubo se descubrió en tramos para repararlo y seguramente en búsqueda de otros puntos débiles, Fig. 9.2.3.

En cuanto a la tubería de drenaje, se puede suponer que tengan numerosas puntos de fuga, porque las juntas de esos tubos de concreto nunca pueden hacerse herméticas y además cercanos al templo se encuentran dos pozos de visita de esa tubería.

### **9.2.3 Daños observados en el templo**

La fachada del templo da al poniente y en ella se aprecia una fisura casi vertical en el arco de acceso, Fig. 9.2.1, incluso aparenta que fue modificado en el pasado y hasta se podría inferir que fue a consecuencia de una grieta anterior.

El atrio del lado norte está muy destruido porque por allí pasa la traza principal de la superficie de falla, Fig. 9.2.1; el desajuste del arco de entrada del atrio norte constituye la referencia que lo constata. Se puede decir que la toda el área del templo y del cementerio están dañadas por una familia de fallas; la Fig. 9.2.4 hace evidente la magnitud de los daños consecuentes.

El muro del lado norte es el más afectado por fisuras como se aprecia en la Fig. 9.2.5, el ancho de estas fisuras en la mampostería llegan a ser de hasta unos 10 cm. Los contrafuertes que tiene muestran también desajustes con el muro.

La bóveda del templo está fuertemente fisurada como se muestra en la Fig. 9.2.6, tomada desde el interior.

El muro del lado sur se muestra en mejor estado, aunque el arco botarel de la fachada tiene grietas viejas y recientes, Fig. 9.2.7. En la construcción reciente con elementos de concreto reforzado no tiene señales de daños, Fig. 9.2.8. En el lado sur del templo se manifiesta una grieta en el suelo, Fig. 9.2.9.

### **9.2.4 Manifestación de daños en el entorno**

**Corte esquemático.** En la Fig. 9.2.10 se ilustran los niveles en donde se encuentran: el Salón de Usos Múltiples, el Templo y el Cementerio, el terreno agrícola y la planicie del río. En el mismo corte se sugiere como puede ser el arreglo de las fisuras y la superficie de falla principal.

**Cementerio.** En su parte sur la superficie está severamente alterada, con cambios de nivel, muchas tumbas están desplazadas y giradas, hay grietas, áreas de material muy suelto que se hunde con el peso de las personas y un corte casi vertical de 1.5 m de altura que define la traza de la falla. La Fig. 9.2.11 es una selección de imágenes de los desperfectos que se observan en el cementerio y una vista panorámica del mismo.

**Muro de contención.** La plataforma del cementerio tiene un muro que lo separa del terreno agrícola, el cual exhibe fisuras y un tramo demolido, y por ahí pasa la superficie de falla principal, Fig. 9.2.12.

**Terreno agrícola.** En esa plataforma también hay grietas, Fig. 9.2.13, cercana a la falla principal.

**Salón de usos múltiples.** Esta estructura también exhibe señales de daños como se observa en la Fig. 9.2.14, las grietas que tiene son congruentes con el mecanismo de falla de la Fig. 9.2.1.

**Viviendas cercanas al templo.** A un nivel intermedio entre el del Salón de Usos Múltiples y el del atrio se ubican varias viviendas, Fig. 9.2.15; hasta ahora esas casas no tienen señales de movimientos, sin embargo, es factible que también sufran deformaciones.

**Drenaje superficial.** La canaleta que colecta el agua de la zona de las viviendas y del Salón de Usos Múltiples se une a la canal de la orilla del atrio cubierta con una rejilla y ambas descargan a un tubo metálico, parcialmente ocupado por tierra, que conduce el agua al otro lado del acceso vehicular, Fig. 9.2.16. Esta solución es desacertada, porque de seguro el tubo se ahoga y obliga al agua a meterse a las grietas del atrio. Esto debería ser corregido de inmediato.

### **9.2.5 Interpretación geotécnica preliminar**

Se tomaron dos muestras representativas del suelo extraído de una tumba recién excavada y sobre todo de un corte en la carretera cercano al templo, Foto 35, en el que se advierten estratos intercalados de material arcilloso y otros de apariencia granular; este acomodo parece consecuente de una secuencia de flujos de lodo en tiempos geológicos y que una vez secos adquieren distinta dureza y apariencia.

Las pruebas índice de los materiales que subyacen a los suelos superficiales permiten clasificarlos como una arcilla dura de baja plasticidad; que se advierte como muy susceptible de perder resistencia al saturarse, de hecho se vuelve prácticamente un lodo.

### **9.2.6 Mecanismo inferido de falla**

La masa de suelo inestable parece ser de una falla de tipo circular, como se ilustra esquemáticamente en las Fig. 9.2.1 y 9.2.10; pero como se mencionó antes ya se identifican grietas en los muros y pisos del Salón de Usos Múltiples, así que eventualmente puede cubrir un área y volumen mayores.

Sin duda el agente desestabilizador del suelo ha sido y es el agua, tanto pluvial como de las fugas de las tuberías, es factible que ésta última sea la más agresiva, porque el templo tiene cientos de años de haber sido construido y el agua pluvial sin duda le ocasionó problemas que justificaron la construcción de los numerosos contrafuertes que tiene. Las tumbas también contribuyeron al problema, porque son huecos en el suelo que desde siempre han funcionado como receptores del agua pluvial, en particular las más cercanas al templo.

A lo anterior se suma la influencia de las viviendas que posiblemente daten de unos pocos años antes que la instalación de las redes de agua y por ello tuvieron al principio un abastecimiento de agua muy reducido; pero una vez que se instalaron las tuberías se incrementó el consumo de agua, se regaron jardines y de seguro hubo pequeñas pero constantes fugas de agua potable y del drenaje, que provocaron la aceleración de las deformaciones y de la inestabilidad de la ladera.

### **9.2.7 Acciones por realizar**

Para evaluar racionalmente el comportamiento de la masa de suelo se hace necesario hacer un programa de sondeos exploratorios, rescatar muestras inalteradas y ensayos de laboratorio. Con esta información se podrá hacer un análisis de las superficies potenciales de falla para deducir y tratar de fundamentar las posibles acciones de estabilización.

- a) Realizar un levantamiento estructural del templo incluyendo niveles del piso e inclinaciones de los muros.
- b) Realizar un levantamiento topográfico del cementerio, de la zona habitada y del Salón de Usos Múltiples, así como del terreno agrícola, para hacer una configuración detallada de toda la zona.
- c) Corregir de inmediato las canaletas que vienen del área de las viviendas y del atrio y darle salida eficiente al agua, para evitar que penetre a las grietas del atrio.
- d) Sustituir las tuberías de drenaje de concreto por tubos de HDP.
- e) Drenar superficialmente el cementerio con canales para que el agua pluvial escurra hasta el cauce del río. Esto debe incluir cortar el muro de contención en varios tramos, para evitar que funcione como embalse de agua. Sembrar pasto en todo el cementerio.
- f) Drenar el terreno agrícola y sembrarle pasto que reduzca la penetración de agua.
- g) Introducir a baja presión lodo fraguante estable en todos los huecos del cementerio, incluyendo las tumbas huecas y también en las grietas del suelo.
- h) Se propone reforzar estructuralmente al templo para tratar que se comporte como un cuerpo rígido y se pueda trasladar con la masa de suelo con daños menores.

### **9.2.8 Conclusiones**

- a) El templo de Santa María Amajac y su cementerio anexo se desplantaron sobre un terreno conformado en plataformas al que subyace un depósito de suelos secos, posiblemente de lodos fluviales notablemente susceptibles al humedecimiento.
- b) El agua pluvial y más que nada las fugas de agua potable y seguramente de la red de drenaje han causado la formación de una zona inestable, cuya superficie de falla actual corta al templo y le ha inducido grietas estructurales a los muros y a la bóveda.
- c) La superficie de falla cruza al cementerio e incluso ha conformado un escalón de falla; muchas tumbas han sido desplazadas e incluso destruidas. Las tumbas funcionan como depósitos de agua pluvial y de esa manera contribuyen grandemente a incrementar las deformaciones de la masa de suelo.

Se propone drenar toda el área para evitar que el agua penetre al subsuelo, sellar las tumbas, impermeabilizar el drenaje y revisar la red de agua potable.

Es difícil imaginar que se pueda implementar una solución geotécnica confiable para este caso y que además sea de un costo relativamente bajo. Se podrá intentar recopilando para ello información técnica del subsuelo y haciendo los análisis geotécnicos correspondientes.

Por ahora tan sólo se puede proponer se revise la conveniencia de reforzar estructuralmente al templo para tratar de que se pueda comportar como un cuerpo rígido capaz de trasladarse sobre la masa de suelo que está en lento desplazamiento.





Fig. 9.2.1 Templo de la Candelaria en Santa María Amajac

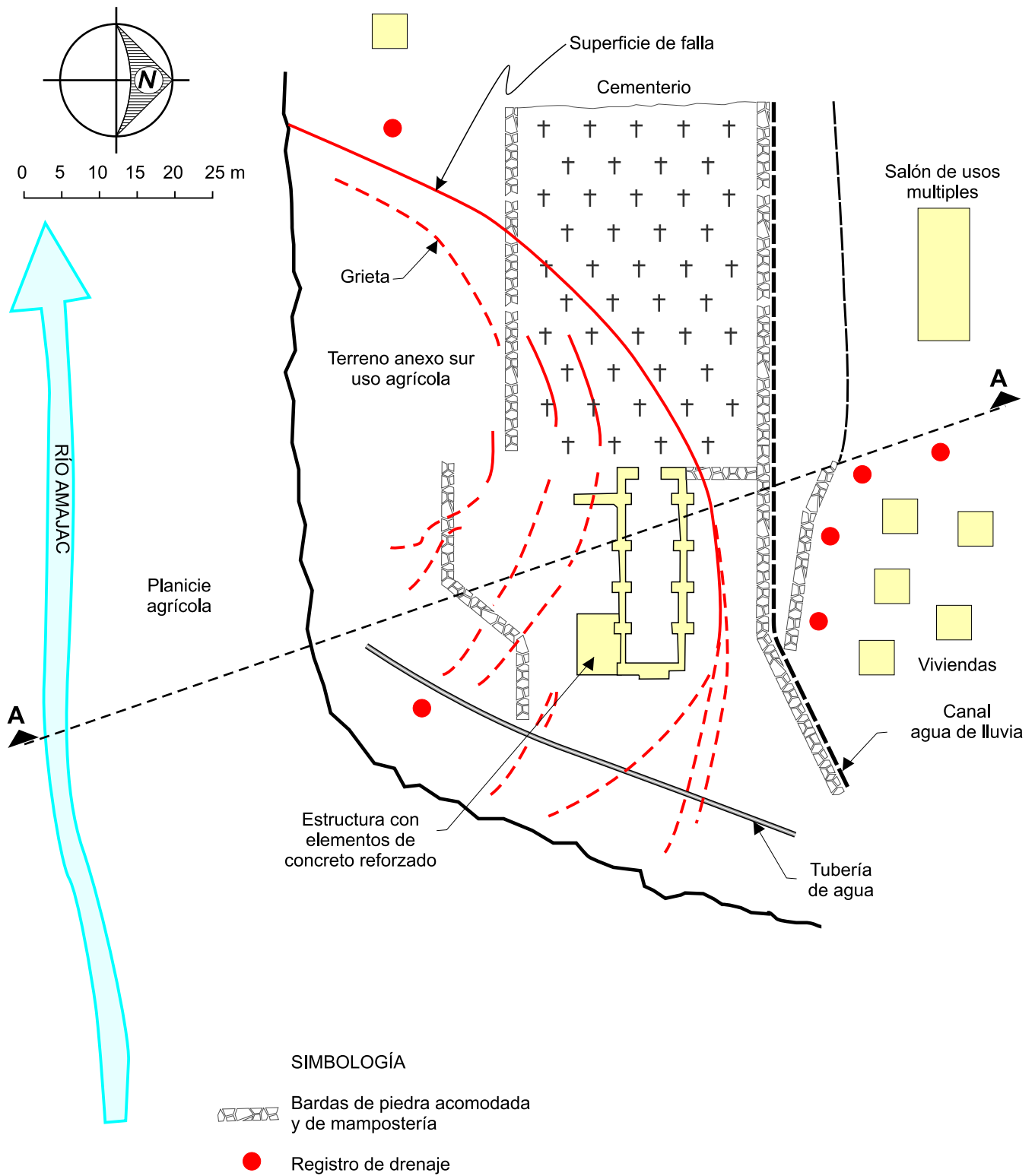


Fig. 9.2.2 Croquis del entorno del Templo de la Candelaria, Santa María Amajac



Fig. 9.2.3 Tubo de agua reparado



Fig. 9.2.4 Daños en el atrio norte



Fig. 9.2.5 Grietas en el muro norte del templo



Fig. 9.2.6 Daños en la bóveda del templo



Fig. 9.2.7 Muro y arco botarel del lado sur



Fig. 9.2.8 Estructura adherida con elementos de concreto



Fig. 9.2.9 Grieta en el terreno sur del templo



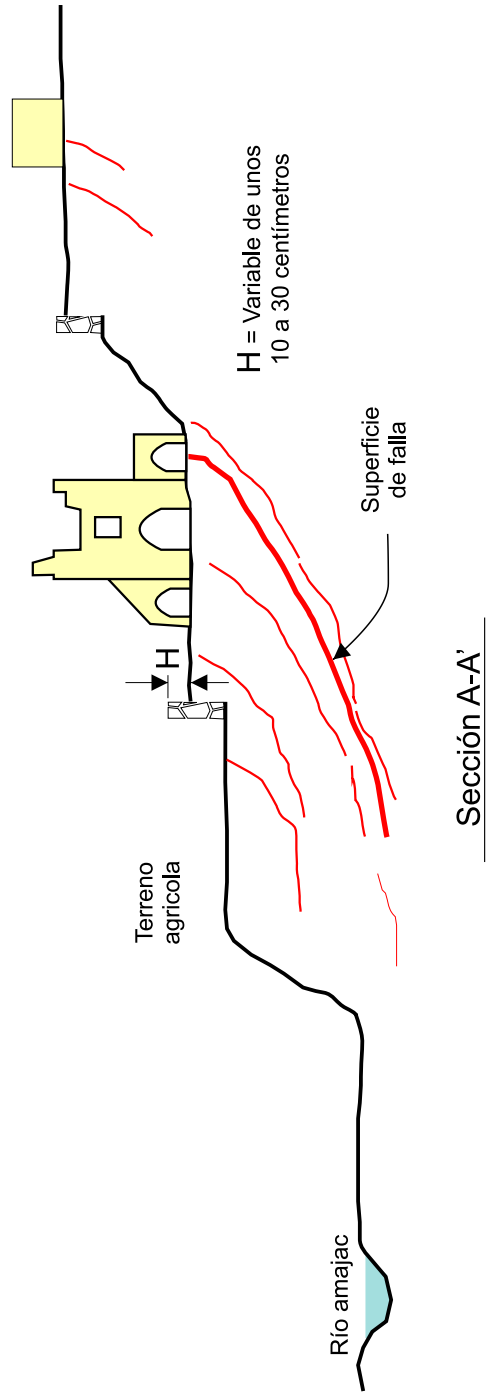


Fig. 9.2.10 Corte esquemático del sitio (sección A-A' Fig. 9.2.2)  
Templo de Santa María Amajac



Fig 9.2.11 Vistas de las grietas en el cementerio



Fig. 9.2.12 Daños en el muro de contención en el paso de la grieta principal



Fig. 9.2.13 Grietas en el terreno agrícola



Fig. 9.2.14 Sal3n de usos mltiples



Fig. 9.2.15 Casas cercanas al templo



Fig. 9.2.16 Rejilla de drenaje inmediata al atrio sur

## **10. CASOS EN EL ESTADO DE ZACATECAS**

### **10.1 EX-TEMPLO DE SAN AGUSTÍN EN ZACATECAS**

#### **10.1.1 Introducción**

El templo de San Agustín es una de las construcciones coloniales más antiguas y notables del patrimonio arquitectónico de la ciudad de Zacatecas, se localiza en la esquina que forman el Callejón de San Agustín y la calle Miguel Auza en la ladera del Cerro del Grillo.

Para evaluar las condiciones de estabilidad de la cimentación de su estructura e interpretar el comportamiento actual del suelo se efectuaron una serie de calas para la observación directa de la cimentación; asimismo, se llevaron a cabo recorridos en los alrededores del templo. Se realizaron también mediciones topográficas de los elementos estructurales como muros, columnas y bóvedas (TGC, 2005. No. 3015)

#### **10.1.2 Antecedentes históricos**

En 1575 los agustinos arribaron a la ciudad de Zacatecas, para 1590 ya habían levantado los muros del templo y fue dedicado hasta el año de 1617, sus muros estaban contruidos con sillares de piedra y la techumbre era de madera.

En las crónicas del año de 1746, se hace referencia a los problemas estructurales que presentaba el templo, los más graves eran los desplomos que tenían sus muros y las malas condiciones de la techumbre por lo que se sugería “Derribarse y demolerse hasta el suelo la iglesia de dicho convento por la ruina que amenazaba de caerse respecto de que toda la pared del lado de la sacristía seguidamente está vencida y fuera de su lugar dos varas antes de la artesón y techumbre de dicha iglesia y la pared del lado del evangelio desde la capilla de nuestra señora de la Soledad hasta el cubo de la torre, así mismo se haya desmentida e inclinada para fuera como otras dos varas de dicha techumbre para abajo y que dicha artesón tiene en la mayor parte la madera podrida, por lo cual no podrá servir aunque se remediase por uno y otro lado el sentimiento que han hecho dichas paredes y que si se interesare hacer de bóveda dicha iglesia podrán servir dichas paredes echándoles pilares desde abajo o haciendo arcos ciegos a imitación de la del convento de San Francisco de esta ciudad en que se hizo semejante reparo y con el ha quedado buena” (DGOZ, 2005).

En el año de 1782 probablemente se realizó la ampliación del templo y los trabajos de rehabilitación, los cuales consistieron principalmente en la sustitución de techumbre por bóvedas, no existen datos que indiquen si los muros se reforzaron o se levantaron desde sus cimientos; además, se construyeron contrafuertes de piedra en la fachada norte, los cuales se levantaron aparentemente al fallar estructuralmente los arcos del primer entre eje de la nave principal durante el proceso de construcción de la nueva cubierta, así como la muy probable ampliación del área de la fachada principal, Fig. 10.1.1a.





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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 el año de 1882 el inmueble fue enajenado a una sociedad presbiteriana de misiones de los Estados Unidos, para abrir un templo evangelista, motivo por el cual mutilaron lo que fue su fachada principal, Fig. 10.1.1b.

A finales del siglo 19 y principios de 20, el templo se convirtió en hotel y vecindad, en esta época el edificio sufrió una de sus más graves modificaciones, ya que en su primer cuerpo y áreas de contrafuertes de la fachada lateral se construyeron 4 niveles cuyos entrepisos se empotraron en sus muros y columnas.

Para el año de 1948 se inician los trabajos de rescate y restauración del antiguo templo consistieron en la demolición de los muros divisorios y entrepisos de lo que fue vecindad, así como el rescate de la portada lateral. En esos trabajos se localizó lo que fue el arco del coro el cual fue retirado debido al mal estado en que se encontraba. Los trabajos de restauración se prolongaron hasta el año de 1969, se repusieron y sustituyeron sillares de cantera de los elementos estructurales y ornamentales, así como rehabilitación de muros y bóvedas principalmente; al concluir los trabajos el antiguo templo quedó como se le ve actualmente. De esos años data la construcción del edificio de la Legislatura Estatal que se menciona más adelante.

A principios de la década de los ochenta se realizó una verificación visual de la estructura que incluyó muros y bóveda; por lo que se determinó liberar de carga muerta a la bóveda y se realizó un rebaje del peralte de la misma, el cual era de 30 cm y se redujo a 20 cm en promedio y posteriormente se le dio un acabado con mortero para finalmente impermeabilizarla. También se colocó un zuncho de cables de acero tensado alrededor del tambor de la cúpula y se agregaron contrapesos en el área del botarel de los contrafuertes.

Don Federico Sescosce, defensor del patrimonio arquitectónico y cultural de Zacatecas, en su libro sobre San Agustín recopila interesante información sobre la historia de este templo y convento; las agresiones que sufrió y la restauración que se ha emprendido, Fig. 10.1.2 (Sescosce, 1986).

### **10.1.3 Daños observados**

La nave del templo está cubierta con una bóveda de cañón corrido de 45 m de largo y 12.0 m de ancho, separada en cinco tramos por pilastras y arcos; cuenta con dos capillas laterales que están cubiertas con bóveda, conserva el cubo de las dos torres y alrededor del presbiterio cuenta con una estructura que alguna vez fue la sacristía que también está cubierta con una bóveda y una cúpula.

El muro norte de la nave tiene desplomos acumulados en la dirección norte, desarrollados desde la construcción y los contrafuertes se encuentran separados de los muros lo cual indica que fueron posteriores. En la Fig. 10.1.3 se indican esquemáticamente las grietas observadas en la bóveda y las fachadas del templo.

Al sur del templo se localiza el claustro, actualmente oficinas del Obispado; es importante indicar que al surponiente del templo y en colindancia con el antiguo claustro se encuentra un patio de servicios por el cual se descarga el agua que se recolecta en las bóvedas de la parte surponiente del templo y la correspondiente área tributaria de la azotea.

### **10.1.4 Trabajos de medición topográfica**

En los templos ha sido práctica usual definir los planos arquitectónicos de los plintos de las columnas y del piso de feligresía para adoptarlos como una referencia histórica que permite inferir

las magnitudes probables de las deformaciones que han sufrido. En San Agustín no se pudo realizar esta medición, porque en la destrucción que sufrió sólo quedaron unos pocos puntos que hacen poco confiable ese recurso de medición.

***Puntos de control para nivelaciones topográficas.*** La Fig. 10.1.4 muestra la ubicación de los 41 puntos de referencia topográfica que consisten en pernos de acero inoxidable, los cuales serán de mucha utilidad en los años por venir, para verificar si se siguen desarrollando asentamientos del templo.

***Determinación de la verticalidad de las pilastras.*** En la Fig. 10.1.5 se han representado como vectores la dirección de la inclinación de las pilastras, torres y muros del templo; así como su valor numérico en porcentaje.

Las pilastras exteriores del muro norte del templo (Eje C) presenta un desplomo promedio entre 1.3 y 2.27% hacia el norte, mientras que las mediciones realizadas en el interior presentan valores menores debido a la restauración que se realizó en la parte interna del templo. El muro sur tiene valores de inclinación menores al 1.0% hacia el sur debido a la restricción que le impuso la estructura del claustro.

Las bases de las torres están inclinadas hacia el norte, sur y este con sus resultantes al nororiente y suroriente de 1.79 y 1.65% respectivamente.

Los puntos restantes en los cuales se realizaron la medición de inclinación de muros y pilastras presentan valores menores al 1%, con excepción del muro del eje 8 que tiene desplomos entre 0.7 y 1.3% al oeste.

La pilastra ubicada en el cruce de los ejes 2-C muestra una inclinación desde el nivel de piso de feligresía que es de 3.5% hasta una altura de 7.0 m, a partir de la cual se realizó una corrección ya que la inclinación medida es de 1.65% lo que permitió alcanzar la altura de proyecto. En el caso de la pilastra del eje 3-C tiene una inclinación de 1.19% hasta una altura de 10.0 m y a partir de la cual se incrementa el desplomo hasta un valor de 2.1 %; mientras que la pilastra del eje 4-C es casi vertical hasta los 10.0 m de altura y de este nivel el desplomo medido se reduce a 1.42%. De acuerdo a las mediciones realizadas el coceo generado por la bóveda provocó que los muros se inclinaran hacia el norte por lo que fue necesario construir los contrafuertes; mientras que en el caso del muro sur la presencia de la estructura del claustro le proporcionó la rigidez necesaria para evitar su inclinación.

Las mediciones anteriores demuestran que las pilastras empezaron a perder verticalidad desde la construcción, a consecuencia de asentamientos iniciales; esto obligó a hacer correcciones y seguramente entonces se agregaron los contrafuertes Fig. 10.1.6.

***Geometría de los arcos de la nave.*** Con ayuda de una estación total centrada en un punto de referencia fijado en el piso de feligresía, por debajo de cada arco y al centro del mismo; se midieron las distancias entre ese punto y otros identificados en cada arco a diferentes ángulos. Con los datos obtenidos se determinó la geometría que tienen. Las mediciones demuestran que la clave de los arcos en los ejes 4 y 5 es casi plana; la deformación es tan grande que a simple vista se advierte, Fig. 10.1.7.

### 10.1.5 Diagnóstico geotécnico

**Geología local.** La ciudad de Zacatecas se encuentra en una zona de lomerío fuerte que corresponde a la porción norte de la llamada Sierra de Zacatecas de relativamente poca elevación. La parte poniente de la ciudad se encuentra sobre rocas metamórficas mientras que la fracción oriente sobre conglomerados, (INEGI, 1977).

En términos generales el subsuelo de la ciudad de Zacatecas está constituido por rocas de origen ígneo, muy fracturadas en algunas zonas. Por regla general, la roca se encuentra muy superficial, aflorando en algunos lugares y cubierta en otros por diversos estratos de tierra vegetal o por material producto de la desintegración de las rocas, (Orozco et al, 1976).

**Características de la cimentación.** Para observar el tipo y nivel de desplante de la cimentación del templo se excavaron 5 calas que alcanzaron profundidades variables entre 1.5 y 4.0 m por debajo del nivel de piso de banqueta y de feligresía; las calas se ubicaron de tal manera que se conociera la cimentación de los dos ejes de muros laterales de la nave. La ubicación de estos pozos de inspección se presenta en la Fig. 10.1.8. En la misma figura se presentan esquemáticamente las características de la cimentación del templo constituida por zapatas de mampostería desplantadas en general sobre una roca lajeada verde rojiza.

La Cala N° 1 se ubicó en la calle al oriente de la torre sur. La excavación se inició a nivel de banqueta, encontrando a los 10 cm de profundidad una mampostería aglutinada con mortero de arena-cal, la cimentación se encontró a 2.4 m de profundidad, sobre una roca lajeada verde rojiza y como característica especial, se detectó por debajo de la plantilla de mortero una capa de 1 a 2 cm de espesor de roca lajeada alterada rojiza y húmeda.

La Cala N° 2 se realizó a un costado de la torre norte. La excavación también se inició a partir del nivel de banqueta y a los 20 cm se detectó la presencia de mampostería aglomerada con mortero de cal-arena, la cual se demolió con objeto de detectar el nivel de desplante de la cimentación, encontrándose a diferentes profundidades y apoyada sobre una capa de 1 a 2 cm de roca lajeada alterada rojiza húmeda y ésta sobre una roca verde rojiza también lajeada.

De la información recabada en las calas 1 y 2 se infiere que la fachada principal fue cimentada sobre una plataforma de mampostería, la cual también sirvió como apoyo a las escalinatas que alguna vez existieron en la portada principal. Además, los diferentes niveles de desplante detectados en la Cala N° 2 permiten inferir que el templo fue ampliado al frente.

En las Calas N° 3 y 5 la cimentación encontrada corresponde a zapatas corridas de mampostería desplantadas sobre roca alterada verde rojiza a 1.4 m de profundidad y unidas entre sí por medio de una contratrabe también de mampostería con peralte de 1.2 m.

La Cala N° 4 se realizó en la esquina surponiente del crucero, allí se observó que la pilastra tiene como cimentación un dado de mampostería con peralte de 2.2 m y desplantada sobre un suelo limoso café rojizo de consistencia dura semejante a una toba suave; la cual sobreyace a la roca verde rojizo que se encontró a una profundidad de 3.8 m respecto al nivel del piso de feligresía.

En conjunto estas calas permiten advertir que el desplante de la cimentación en el eje longitudinal del templo tiene una inclinación de 1° en el muro sur al oriente y en el muro norte es de 6° también al oriente. Por su parte en la fachada principal se observa que el desplante tiene una inclinación de 2°. Si bien esos ángulos son pequeños, más adelante se les reconoce su importancia.

### 10.1.6 Interpretación geológica

**Materiales observados en las calas.** La roca alterada de color verde que subyace a los cimientos es desde el punto de vista geológico y geotécnico peculiar, porque se le advierten pequeñas superficies pulidas y lustrosas que se les denomina “slikensides”, las cuales son indicadoras certeras de que han ocurrido deformaciones con baja velocidad en un mecanismo de deformación plástica.

**Mecanismo de deformación.** A los movimientos de las fallas geológicas e incluso en los deslizamientos de masas de suelos o rocas se le identifica como mecanismo de reptación cuando su desarrollo es muy lento (el anglicismo creep es muy usual); en esas condiciones se conforman las superficies lustrosas como las mencionadas en el párrafo previo. Es importante aclarar que estos mecanismos de creep evolucionan muy lentamente y para transformarse en fallas activas pueden tomar decenas y aún centenas de años, por lo que suelen pasar desapercibidos.

Lo anterior significa la factibilidad de que partes de la costra superficial de roca alterada del Cerro del Grillo que se advierten como un conjunto lajeado con intercalaciones muy delgadas de arcillas verdes y rojas con inclinación de 15° a 20° al noreste pudieran comportarse como un creep dirigido al sureste esencialmente paralelo a la pendiente natural del terreno. Otra peculiaridad que se puede inferir son los indicios morfológicos de un antiguo drenaje natural que descendía del noroeste por debajo de la esquina norponiente de la nave y salía al este por el centro oriente de la nave como se indica en la Fig. 10.1.8.

### 10.1.7 Daños observados en los alrededores del templo

Se realizó un recorrido en las manzanas circundantes al antiguo templo de San Agustín con objeto de detectar algunos daños que indiquen alguna deformación local, el cual se ha marcado en la Fig. 10.1.9 y en la que se incluyen fotografías representativas de lo observado.

Durante este recorrido se detectaron problemas en el sistema de drenaje que se encuentra en el callejón del Lazo ubicado en la colindancia surponiente del templo que es la zona donde se concentra la bajada de agua de la azotea; además se observó que en el estacionamiento de la legislatura local, los muros presentan filtraciones del agua de lluvia y acumulación de agua en los dos niveles de estacionamientos debido al lavado de autos. Esta agua al infiltrarse en el terreno natural tiende a moverse hacia el templo de San Agustín siguiendo la configuración topográfica del terreno. Durante la excavación de las calas exteriores se detectó mayor humedad en los materiales extraídos en la zona de las Calas N° 1 y 2, que también puede estar asociada a fugas en el sistema de drenaje o de agua potable.

### 10.1.8 Conclusiones y recomendaciones

a) Se infiere que la ladera donde se construyó San Agustín presenta un mecanismo de deformación tipo creep desigual, debido a que la roca lajeada sobre la que se cimentó está superficialmente alterada y tiene intercalaciones muy delgadas de arcillas verdes y rojas las cuales se advierten como superficies lustrosas de deslizamiento (slickensides); este tipo de superficie sufre movimientos al incrementar su humedad.

b) Los daños que presenta el templo se deben a la acumulación de pequeñas deformaciones a lo largo de su vida. Las cuales fueron provocadas por los lentos movimientos del subsuelo generados a lo largo de decenios probablemente por la humedad inducida por las lluvias. Aparentemente estos

pequeños movimientos se han incrementado en los últimos años debido a las fugas en el sistema de drenaje y de distribución de agua.

c) La infiltración de agua al subsuelo está generando una zona de inestabilidad local que se advierte en las estructuras del entorno como agrietamientos en sus fachadas y deformaciones en los muros, Fig. 10.1.9.

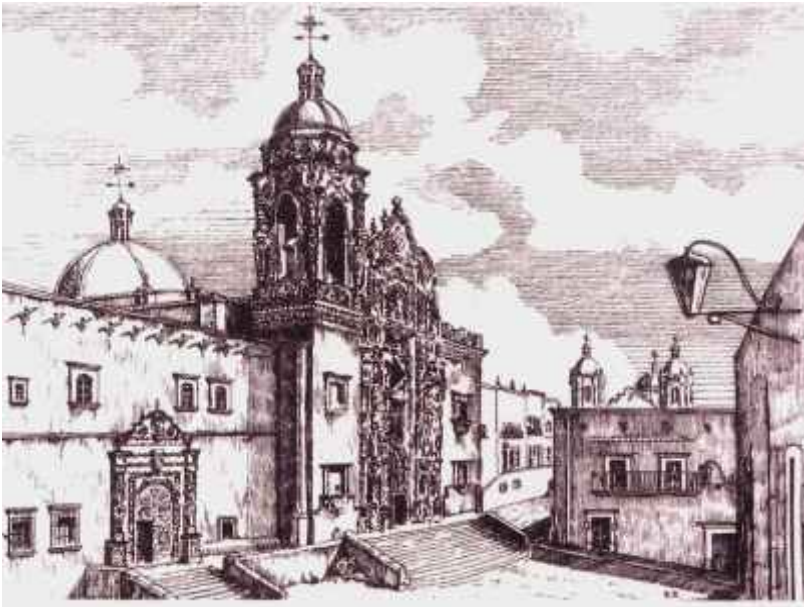
d) La complejidad y desconocimiento del mecanismo de deformación impide por ahora proponer una solución radical, y considerando que la humedad que se ha detectado en la zona oriente del templo se debe a la infiltración del agua proveniente del extremo norte del callejón de Lazo y del estacionamiento del edificio de la Legislatura Estatal.

e) Inspeccionar y reparar los drenajes que se ubican en la esquina nororiente del templo e incluso, de ser necesario, impermeabilizarlos. Reparar el drenaje del patio de servicio del Obispado, ubicado al surponiente del templo, porque recibe las bajadas de agua de esta zona y carece de una salida eficiente. Corregir el sistema de drenaje del estacionamiento del edificio de la Legislatura e instalar un dren perimetral del muro de su cimentación para captar las filtraciones de agua y canalizarlas al drenaje.

f) La efectividad de estas acciones se verificará mediante nivelaciones topográficas, por lo menos dos al año, de todos los puntos de control instalados en las pilastras y muros. También se deberá llevar un control de la apertura de las grietas principales.

g) En caso de que las mediciones de control demuestren que los daños siguen creciendo, se hará necesario buscar una manera de “succionar” el agua del subsuelo. Se adelanta que las técnicas que se podrían aplicar son: a) inducir al suelo un campo eléctrico directo complementado con pequeñas bombas de extracción de agua, en los que se denomina un sistema de bombeo electrosmótico y b) introducir en perforaciones “bujías” de material higroscópico que absorberán la humedad del terreno, estas bujías serán de carbonato activado o sílice, materiales que podrán cambiarse una vez que hayan perdido su efectividad. Para comprobar la efectividad de estas técnicas se hará necesario realizar pruebas de campo.

h) El mecanismo de deformación inferido en la cimentación de San Agustín es un fenómeno de desplazamiento muy lento, que ha generado la acumulación de deformación en la estructura. Los desajustes y daños en el entorno del templo permiten considerar que la velocidad de la deformación podría ser del orden de 1 mm cada diez años. Es de esperarse que este fenómeno continúe y por ello es indispensable mantener un programa de mediciones de control para verificar su velocidad; lo cual es fundamental para la conservación de este monumento.



a) La fachada según un dibujo de 1850

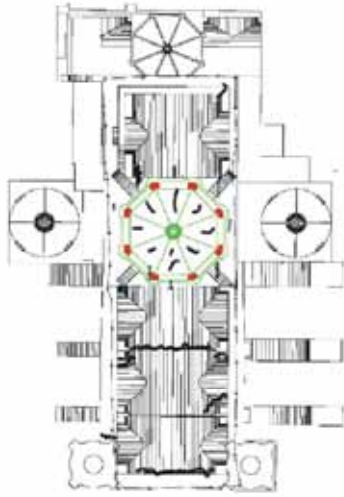


b) Fotografía de la fachada en 1948

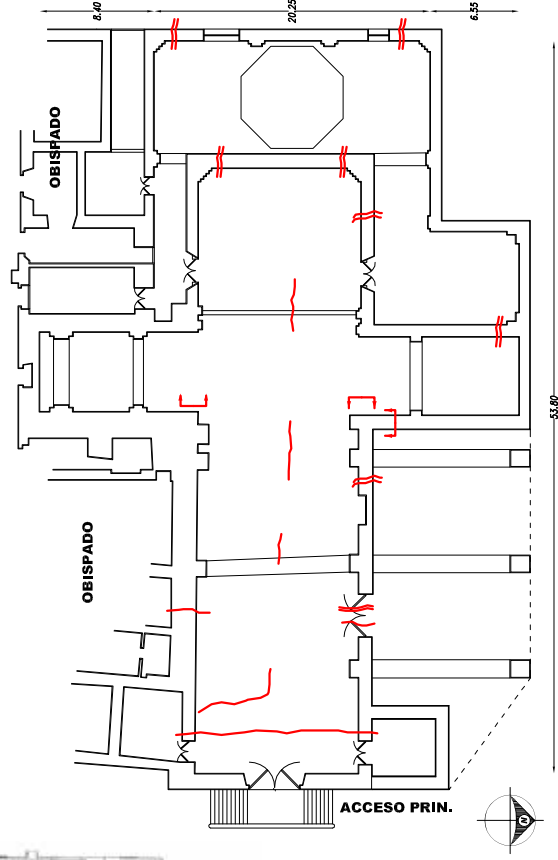
Fig. 10.1.1 San Agustín original y encubierto (Sescosse, 1986)



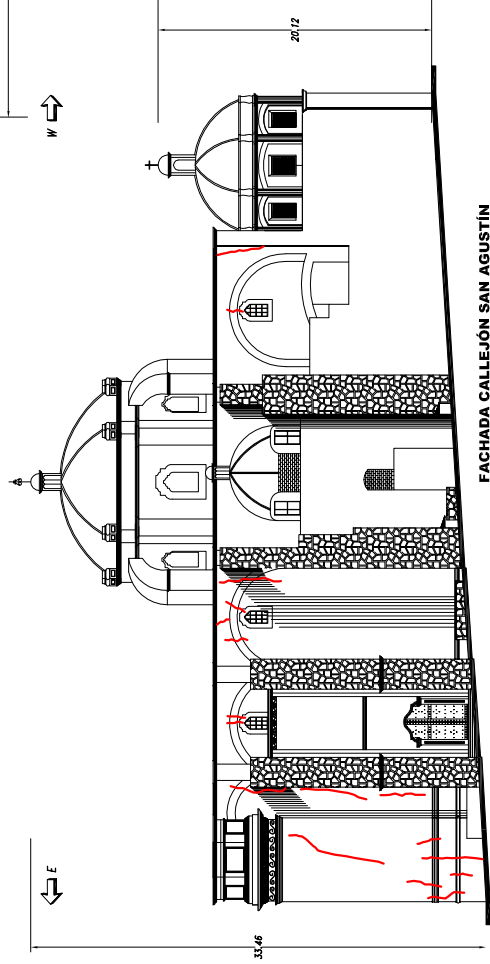
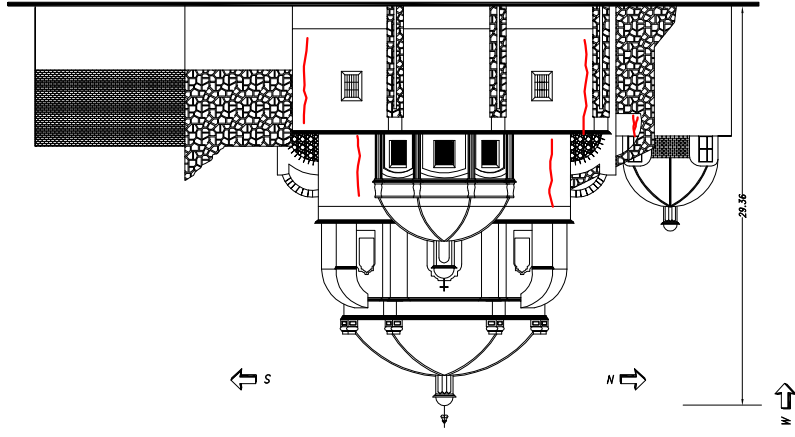
Fig. 10.1.2 Vista actual de la fachada principal del templo



AGRIETAMIENTO EN LA CUBIERTA



FACHADA PONIENTE CALLEJÓN DEL LAZO



SIMBOLOGÍA:




-  Grieta en bóveda
-  Grieta inclinada en muro o arco
-  Grieta vertical en muro

Fig. 10.1.3 Fisuras estructurales observadas en el antiguo Templo de San Agustín



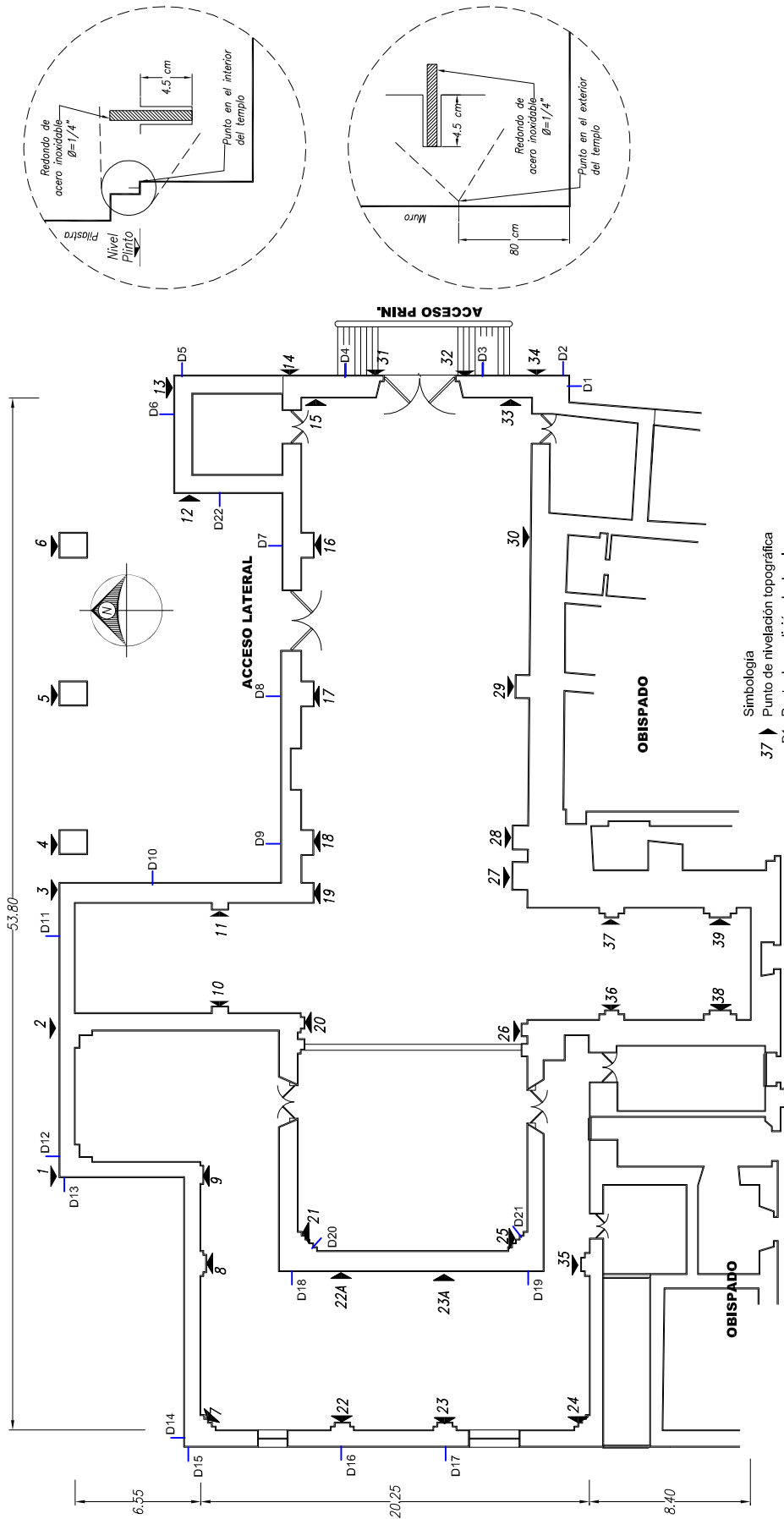


Fig. 10.1.4 Ubicación de los puntos de control topográfico



NOTAS:

-Los desplazos indicados están en porcentaje

(0.107/12.06) Medidas de desplomo, en metros

Fig. 10.1.5 Dirección del desplomo de pilastras y muros, 29-agosto-2005



Fig. 10.1.6 Contrafuertes en la fachada norte



Fig. 10.1.7 Deformación de los arcos

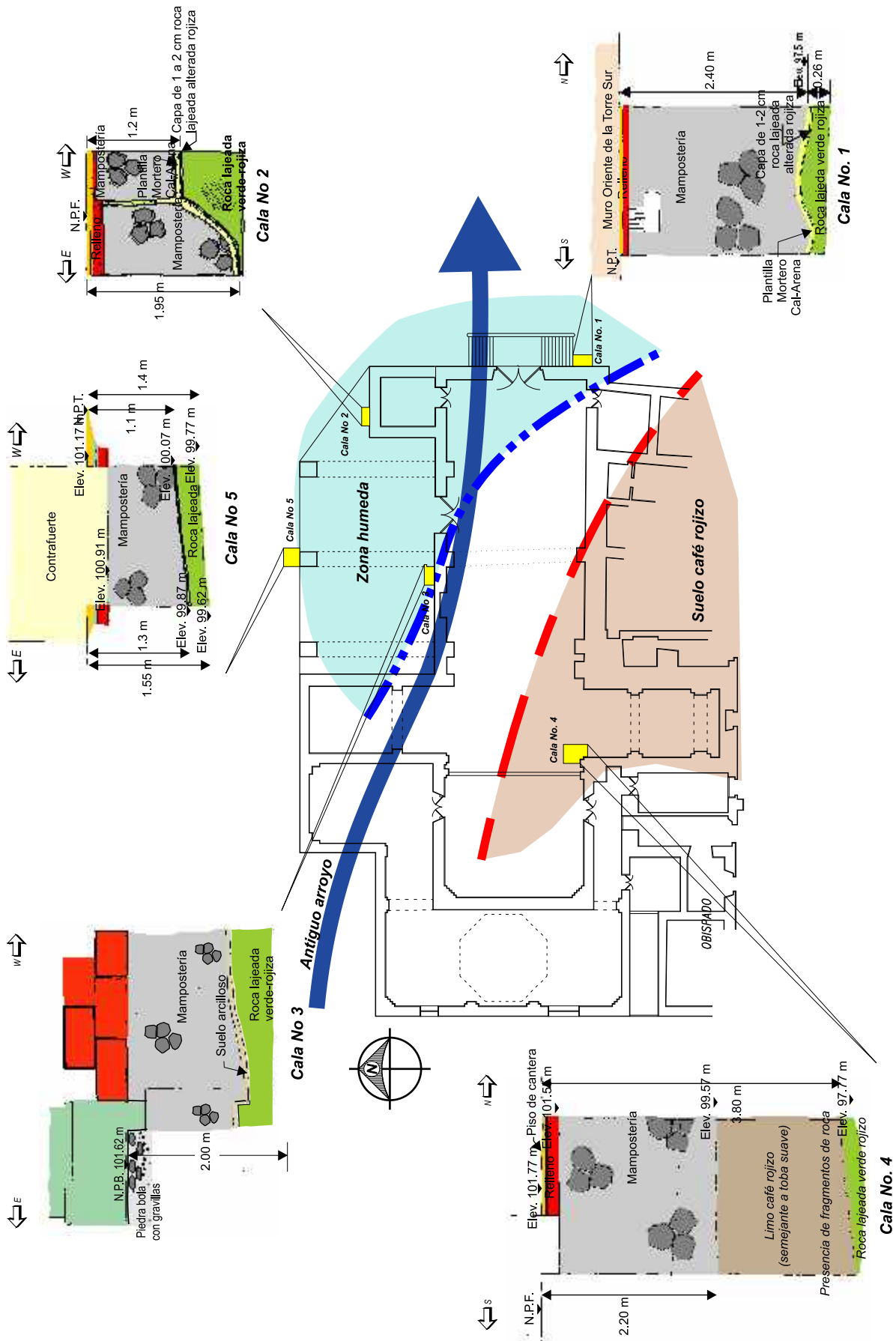


Fig. 10.1.8 Cañas para observar la cimentación del templo



Fig. 10.1.9 Zona de puntos que manifiestan deformación (posible)

## **10.2 EX-TEMPLO DE SAN FRANCISCO EN ZACATECAS**

### **10.2.1 Introducción**

La construcción del convento de San Francisco en Zacatecas se inició en 1567, a los veintiún años de haberse fundado la ciudad; se levantó en unos pocos años simultáneamente con el templo. En diciembre de 1648 se incendió el templo y un año después se inició su reconstrucción.

El antiguo templo de San Francisco se ubica en la ladera del cerro del Grillo que en esa parte tiene una pendiente suave hacia el suroriente. Se localiza en la esquina que forma el callejón de San Francisco y la calle de García Salinas en el Barrio El Vergel al norte del Centro Histórico de la ciudad de Zacatecas. A este convento se le considera como una de las construcciones coloniales más notables del patrimonio arquitectónico de la ciudad de Zacatecas. El templo sufrió importantes daños estructurales que lo inhabilitaron para su funcionalidad y que requieren de su rehabilitación, Fig. 10.2.1.

El convento fue desalojado al entrar en vigor las Leyes de Reforma y quedó en el más completo abandono. Por su parte el templo siguió en uso hasta el año de 1920 cuando se suspendió el culto debido al mal estado de su bóveda, la cual se colapsó en 1924, Fig. 10.2.2. El rescate y restauración del inmueble se inició en 1966, comenzando con el Templo, posteriormente el área del Convento el cual fue reconstruido en 1990, abriendo sus puertas como Museo Rafael Coronel que exhibe todas las piezas de arte coleccionadas por el pintor.

Para evaluar la estabilidad actual de la cimentación del antiguo templo de San Francisco en el 2007 se realizó una inspección detallada del templo y recorridos en los alrededores, con los datos recabados se programó la exploración geotécnica y se excavaron calas para la observación directa de la cimentación; asimismo, se hicieron mediciones topográficas y estructurales de muros, columnas y bóvedas (TGC, 2007. No. 3246).

### **10.2.2 Daños observados**

El templo consiste de una nave que estuvo cubierta con una bóveda de cañón separada en seis tramos con arcos, cerca del altar tiene una cúpula que presenta fisuras al igual que la bóveda restante sobre el altar. El templo contaba con una torre de la cual sólo existe el primer cuerpo; los muros de la nave presentan contrafuertes que fueron construidos posteriormente a la terminación del templo y del claustro anexo, Fig. 10.2.3.

El tramo de bóveda comprendida entre la portada principal y la cúpula se colapsó y sobrevive el arco del sotacoro y parte de la bóveda. Por su parte todos los salones y servicios de la franja noreste de templo también perdieron las cubiertas y los arcos y columnas mantienen un equilibrio precario, Fig. 10.2.4.

La base de los muros y pilastras del templo muestran humedad y un desgaste importante de la cantera; por otro lado, el sistema de drenaje que tiene la nave para coleccionar el agua de la lluvia se encuentra azolvado.

### 10.2.3 Mediciones topográficas

**Desplome de las pilastras.** La inclinación de las pilastras se midió entre dos puntos separados del orden de 9.0 m y una línea vertical de referencia, en la Fig. 10.2.5 se han representado como vectores la dirección de la inclinación de las pilastras; así como su valor numérico en porcentaje. Las identificadas como P-4 y P-5, que se encuentran sobre el eje A, están inclinadas al norte y la P-6 al sur con 1.08%; mientras que las pilastras del eje B están desplomadas al norte con valores promedio de 0.75 al 1.72%.

Es interesante destacar que la pilastra P-10 en sus primeros tres metros de altura está inclinada al sur y a partir de ese punto se invierte su inclinación hacia el norte, lo cual permite inferir que desde su construcción se manifestaron los desplomes y que deben originarse en el comportamiento de la cimentación.

Otro aspecto que se puede observar es que las dos pilastras del ábside y las cuatro del coro permanecen verticales; esto puede explicar que las bóvedas de esas partes han permanecido estables.

**Desplome de los muros.** Los muros de la torre presentan inclinaciones con resultante al suroriente de 0.85%, Fig. 10.2.5; parte de esta inclinación se presentó desde la construcción, porque a partir de los 5.7 m de altura se advierte una corrección de la inclinación en la dirección norte sur.

**Contrafuertes.** Las mediciones realizadas permiten inferir que el coceo de la bóveda provocó que el muro norte se inclinara hacia fuera. Para contrarrestar este empuje, sin que se pueda precisar, se construyeron los contrafuertes del lado norte; sin embargo, su efectividad resultó insuficiente porque las deformaciones siguieron creciendo. Por su parte el muro sur ha sido más estable gracias a las capillas laterales que proporcionaron la rigidez necesaria para controlar la inclinación.

### 10.2.4 Características del subsuelo

**Geología local.** La ciudad de Zacatecas se encuentra en una zona de lomerío fuerte que corresponde a la porción norte de la llamada Sierra de Zacatecas de relativamente poca elevación.

En términos generales la ciudad de Zacatecas está desplantada sobre rocas de origen ígneo, en algunas partes aflora y se encuentra muy fracturada, en otras zonas está cubierta por suelos, tierra vegetal o por material producto de la desintegración de las rocas (Orozco et al, 1976).

**Características geotécnicas del sitio.** Para conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el antiguo templo de San Francisco se realizaron seis sondeos mixtos, en los cuales se utilizó la técnica de exploración con penetración estándar en los suelos superficiales y una vez que se detectó la roca, se procedió a obtener muestras con barril, penetrando por lo menos 3.0 m en el estrato rocoso; la ubicación de los sondeos se indica en la Fig. 10.2.5. El perfil de un sondeo ilustrativo se incluye en la Fig. 10.2.6.



**Interpretación estratigráfica.** La estratigrafía del sitio se muestra en los cortes de la Fig. 10.2.7; a continuación se describen las unidades estratigráficas identificadas:

Rellenos superficiales naturales y artificiales constituidos por arenas y arcillas calichosas de color café a rojizo con un espesor de 1.2 m. Durante las excavaciones realizadas para conocer las características geométricas de la cimentación de los muros del templo se detectó la presencia de restos humanos. El espesor de estos rellenos se incrementan hacia el área de la fachada principal y de la torre, donde se detectó que llegan a tener hasta 5.5 m de espesor.

Subyaciendo a los rellenos se localiza una roca lajeada verde olivo claro, que presenta alteraciones en sus primeros 2 m; debajo de ella se encuentra la roca masiva con fracturas naturales, lajeada verde olivo y la cual aflora en la parte noreste del convento.

A partir de los resultados de los sondeos realizados se puede advertir la existencia de un drenaje natural que descendía paralelo a la calle de García Salinas y pasaba por el área de la torre que es donde se constató que los rellenos tienen mayor espesor.

### **10.2.5 Características de la cimentación**

Para conocer las características y nivel de desplante de la cimentación del templo se excavaron siete calas en el interior, Fig. 10.2.8; en ella se ilustra que los muros penetran al suelo a manera de zapatas corridas y se desplantan sobre la roca lajeada, con una profundidad de 0.3 a 0.5 m; mientras que las pilastras están apoyadas sobre dados de mampostería desplantados sobre la roca a una profundidad de 1.4 m en relación al nivel del piso de feligresía. Se debe señalar que no se encontraron contratraveses de mampostería que unan las pilastras.

Previamente, en el año 2000, se excavó una cala a un costado del contrafuerte que se ubica cerca de la torre y que su nivel de desplante se encontró a una profundidad de 2.4 m sobre una arcilla café, lo que se comprobó en el sondeo de exploración SE-5 realizado a un costado de la torre y en el que la roca se detectó a 5.4 m de profundidad.

En el caso de la torre, la excavación de la cala se llevó hasta la profundidad de 3.5 m y se observó que el paramento de mampostería continúa, dadas las condiciones de espacio existentes en el punto durante la excavación fue imposible definir el nivel de desplante de la cimentación, por lo que quedó pendiente investigar a que profundidad y en que material está apoyada la torre.

### **10.2.6 Análisis geotécnico**

**Capacidad de carga.** Debido a las características del terreno de apoyo de la cimentación de los muros del templo, que corresponde con la roca lajeada verde olivo claro, se descarta la posibilidad de que la deformación medida en los muros y pilastras está asociada a un problema de capacidad de carga.

**Origen de los asentamientos.** Se pueden hacer dos hipótesis: a) La más probable es que bajo algunas partes del templo quedaron suelos que se humedecieron y deformaron y b) Que las delgadas intercalaciones de arcillas verdes, presentes en la formación rocosa, susceptibles a la humedad generan un mecanismo de deformación muy lento conocido como reptación o “creep”, que ha sido el responsable de los daños estructurales.

### **10.2.7 Recomendaciones geotécnicas**

- a) Con objeto de verificar si la estructura del templo sigue sufriendo algún movimiento, se recomienda la implementación de un programa de mediciones topográficas a largo plazo; la nivelación topográfica anual de los plintos de las pilastras y de los muros, para lo cual será necesaria la instalación de puntos de control indicados.
  
- b) Para conocer si la distancia entre las pilastras que sirven de apoyo a un arco aumenta o disminuye, se realizarán mediciones de convergencia de las columnas y pilastras, para ello se instalarán pernos con ojillo o armellas en el fuste de las pilastras a 3.0, 6.0 y 8.5 m de altura en relación al nivel de piso de feligresía y con el uso de un extensómetro de cinta que se fija en los pernos se conocerá la distancia entre ellas y la medición cada seis meses permitirá definir si hay un incremento o disminución del claro del arco.
  
- c) Quedó como un pendiente muy importante investigar el nivel de desplante de la cimentación de la torre y comprobar que está apoyada sobre roca confiable o eventualmente sobre roca alterada.



Fig. 10.2.1 Templo de San Francisco, Zacatecas



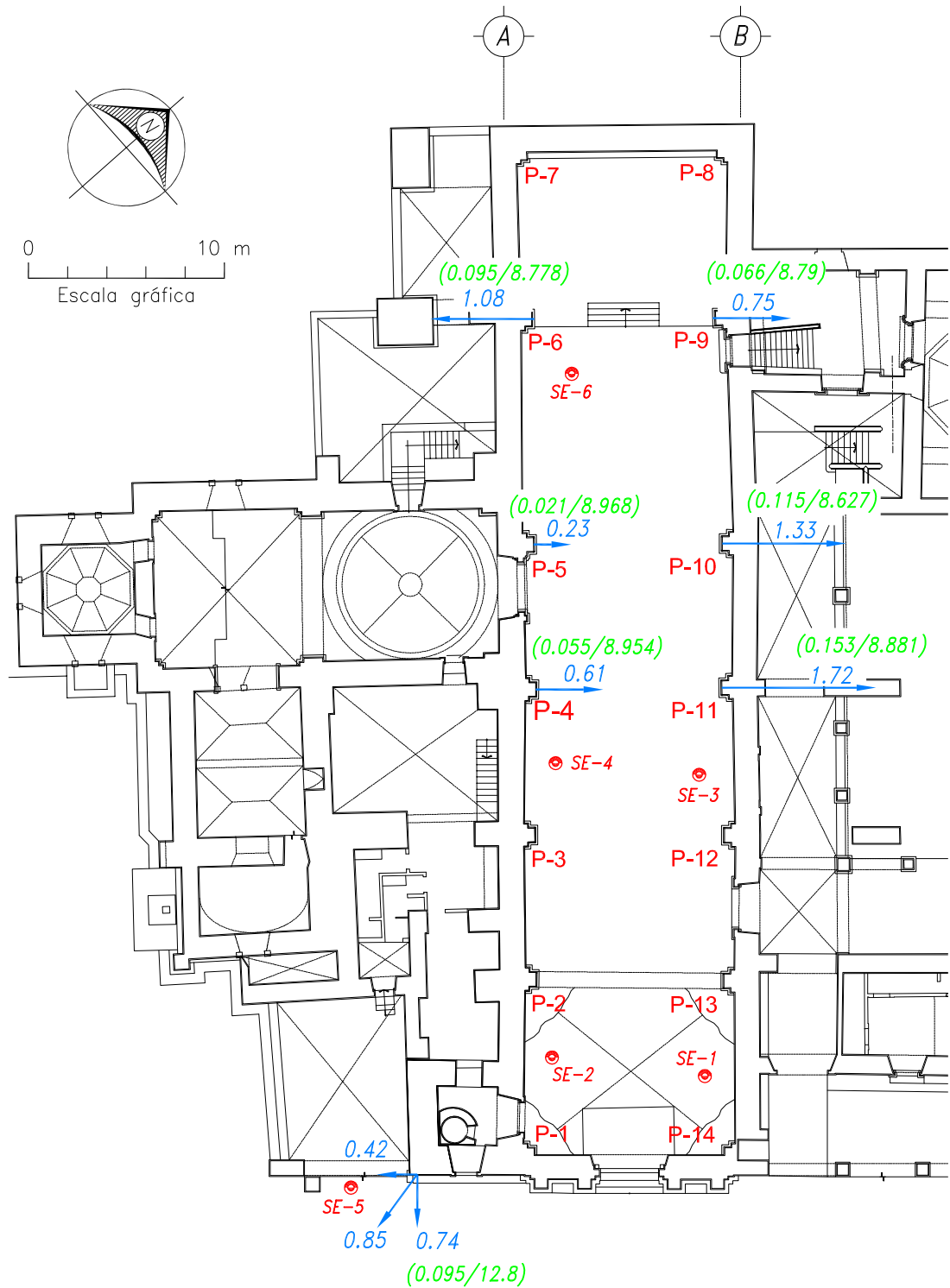
Fig. 10.2.2 Bóveda colapsada en 1924,  
Templo de San Francisco, Zacatecas



Fig. 10.2.3 Daños en la portada y contrafuertes del lado surponiente  
Templo de San Francisco, Zacatecas



Fig. 10.2.4 Franja noreste del templo  
Templo de San Francisco, Zacatecas



NOTAS:

- Los desplomos indicados están en porcentaje

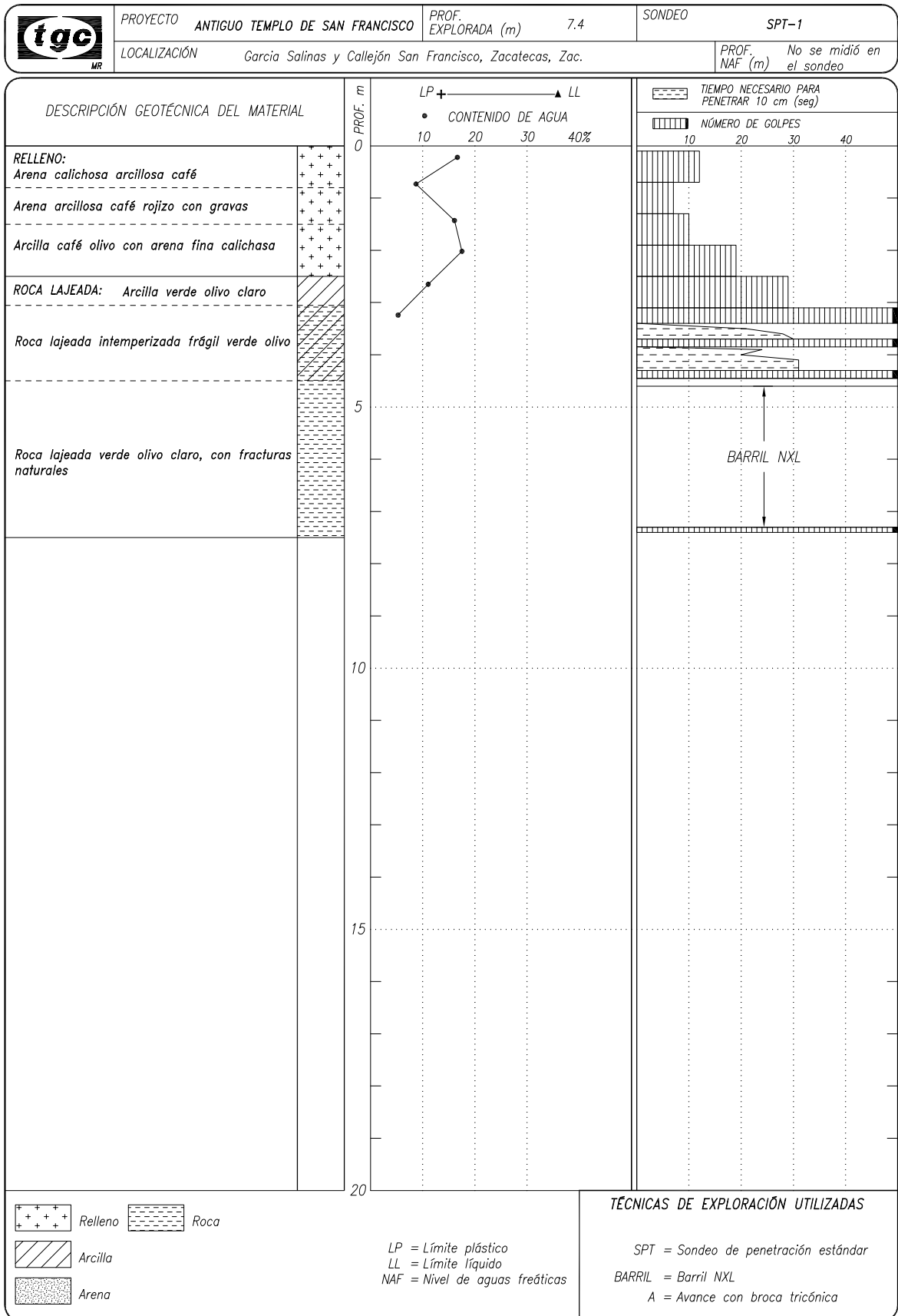
(0.153/8.881) Medidas de desplomo, en metros

P-1 Número de pilastra en el que se midió su inclinación

SIMBOLOGÍA

⊙ SE Sondeo exploratorio

Fig. 10.2.5 Dirección del desplomo de pilastras, Enero-2007



**Fig. 10.2.6 Registro de exploración geotécnica (SPT)  
Templo de San Francisco, Zacatecas**



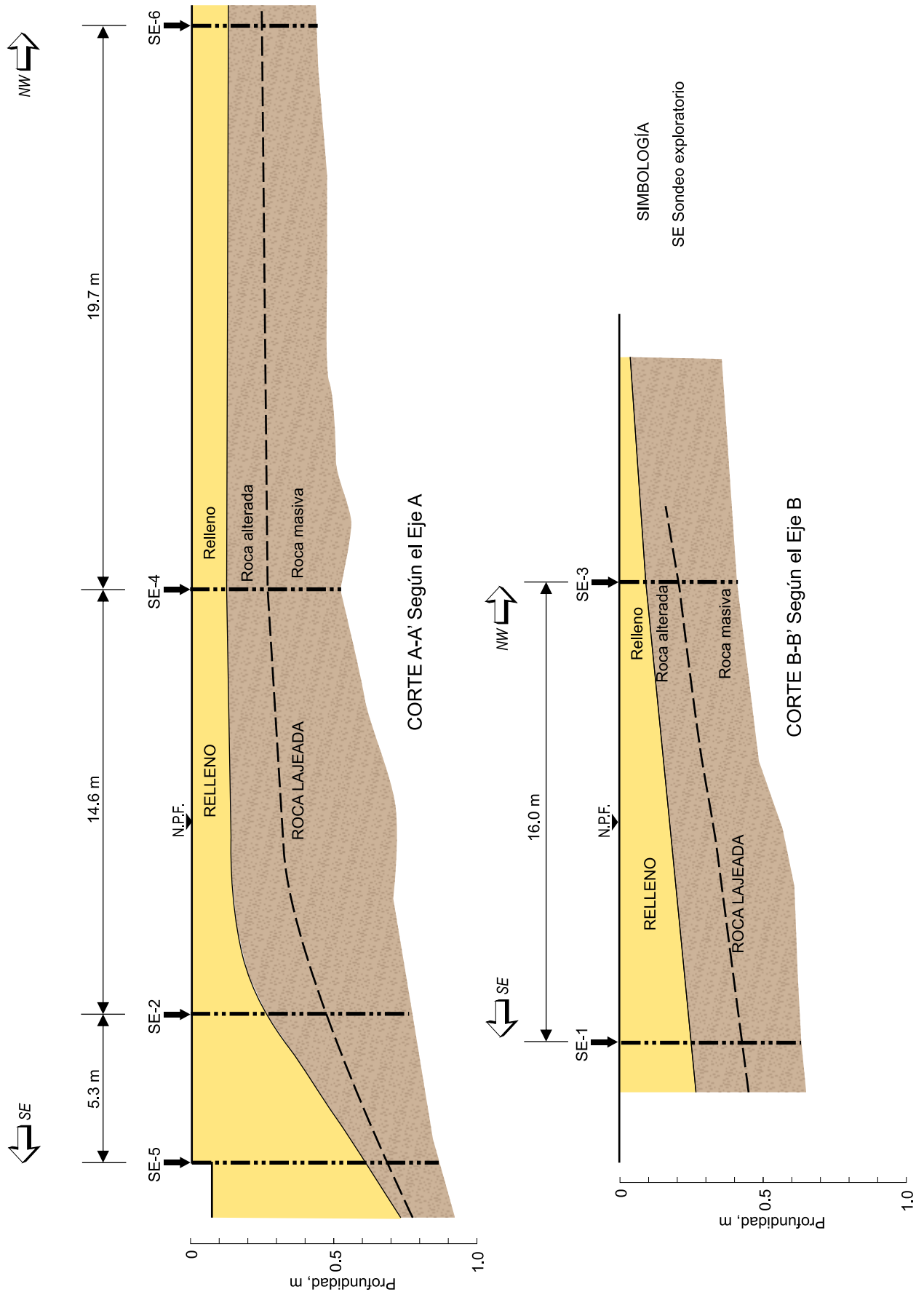


Fig. 10.2.7 Cortes estratigráficos  
Templo de San Francisco, Zacatecas

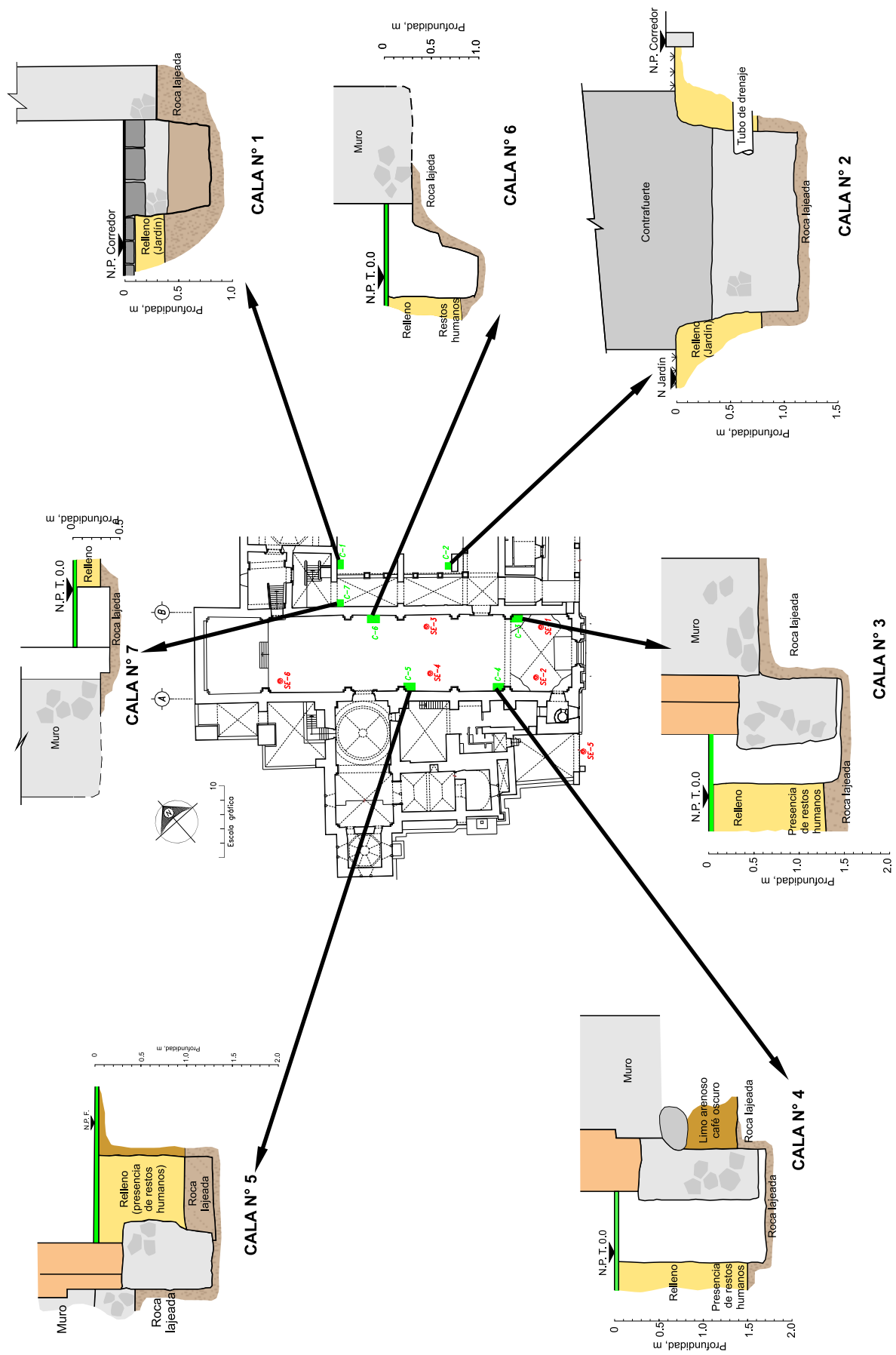
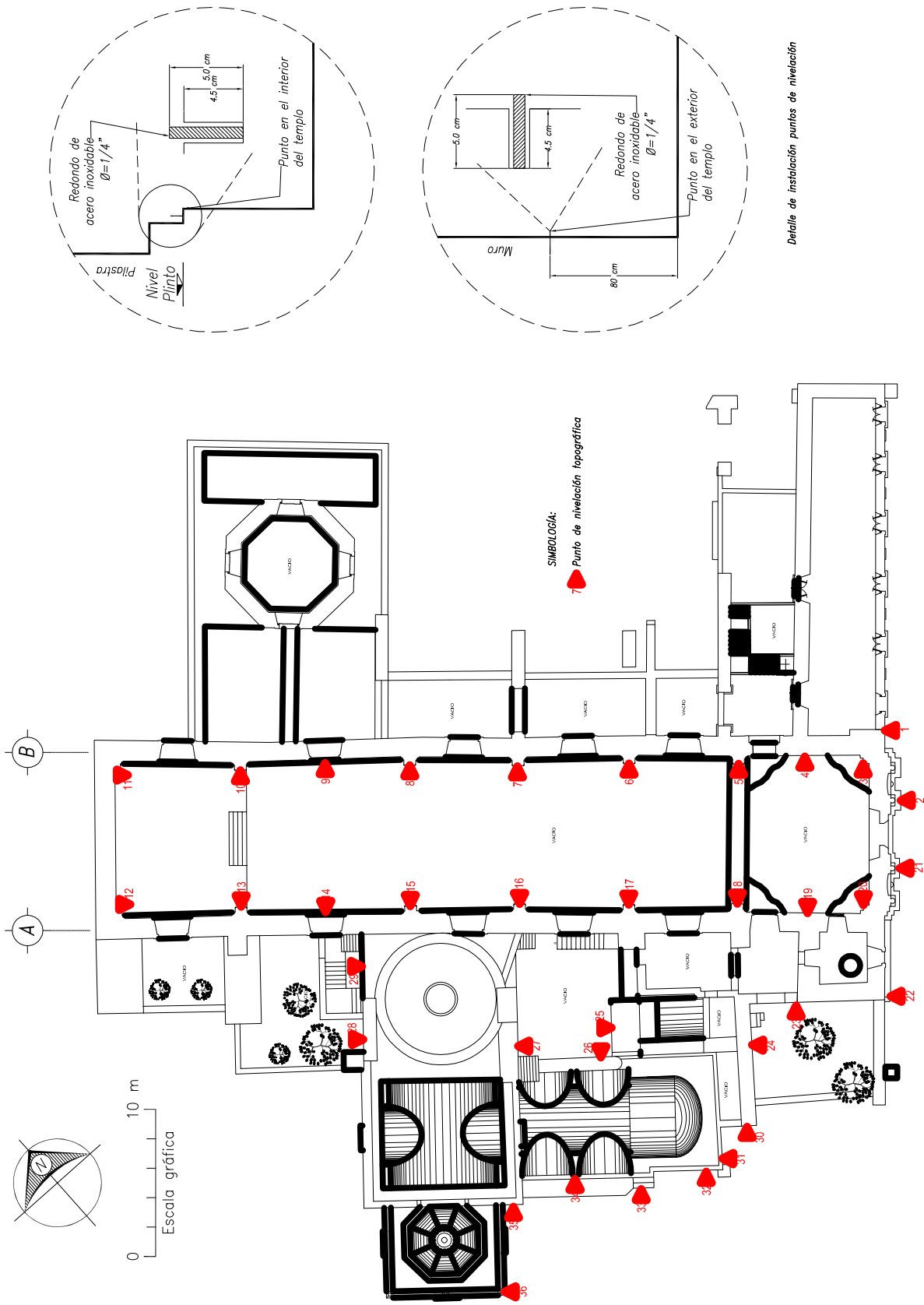


Fig. 10.2.8 Calas para la observación de la cimentación de los muros del antiguo Templo de San Francisco



Detalle de instalación puntos de nivelación

Fig. 10.2.9 Propuesta de ubicación de puntos de nivelación topográfica  
Templo de San Francisco, Zacatecas

## **10.3 TEMPLO DE SANTO DOMINGO EN ZACATECAS**

### **10.3.1 Introducción**

Los primeros misioneros Jesuitas llegaron en 1574 a la población de las Minas de Zacatecas, entonces provincia de la Nueva Galicia y fue hasta el año de 1590 cuando los padres Martín de Salamanca y Pedro de Mercado se instalaron definitivamente, ocuparon una casa en la vecindad de la ermita de San Sebastián, cerca del desaparecido templo de La Veracruz, al norte de la ciudad de Zacatecas.

Entre 1616 y 1625 los jesuitas construyeron su colegio y un primer templo en un céntrico lugar, patrocinados por Don Vicente Saldívar y su esposa, Doña Ana Temiño de Bañuelos. La primera iglesia era pequeña pero suntuosa, de planta rectangular con orientación principal de norte a sur, de una sola nave, una torre al oriente, techo de madera a dos aguas, protegido exteriormente con láminas de plomo.

El primer templo jesuita permaneció abierto al culto hasta que fue derribado a finales de 1745, para levantar en su lugar uno nuevo dedicado a la Inmaculada Concepción, el cual comenzó a edificarse en febrero de 1746 y se dieron por terminadas las obras en 1749. Sin embargo, el 17 de marzo de 1749 se suscitó un incendio que destruyó parcialmente algunos de los retablos interiores, de modo que fue hasta diciembre de ese mismo año cuando se celebró la conclusión de la fábrica y adornos de la iglesia.

La construcción del nuevo templo había requerido de mayor espacio, por lo que fue necesario tomar parte de lo que era el cementerio en la parte trasera del antiguo templo y parte del estrecho callejón al frente a la iglesia. La edificación del nuevo templo y la apertura de la plazuela fueron acompañadas de mejoras en su entorno, como el “rebaje” en la calle de la Compañía.

En el año de 1767 los jesuitas fueron obligados a salir de la ciudad y se incautaron todos sus bienes, tanto muebles como raíces. En enero de 1785 el colegio y su iglesia pasaron a la orden de Santo Domingo, bajo el título de la Purísima Concepción de Predicadores.

En 1864 siendo cura fray José M. Romo, bajo cuya dirección y del anterior, fray Diego de Palomar, se construyó la rampa de acceso a la puerta ubicada al poniente del templo, el Cuadrante, la Notaría, la capilla de la Soledad y algunas piezas anexas a la Sacristía.

El templo tiene su altar al norte y acceso principal al sur, su planta es de forma rectangular con cruz latina inscrita y mide 25.0 m de ancho por 47.0 m de largo; en este espacio se tienen tres naves en seis tramos. Las naves laterales están cubiertas con bóvedas de arista; mientras que la nave central, el presbiterio y los brazos del crucero los cubren bóveda de cañón con lunetos, de igual manera el salón lateral al poniente conocido como El Generalito. El templo de Santo

Domingo formó parte de lo que fue el colegio Jesuita, cuyo edificio actualmente lo ocupa el museo Pedro Coronel, Fig. 10.3.1.

El Dr. Jesús Román realizó una interesante recopilación histórica sobre el Templo de Santo Domingo, de la cual se tomaron los datos relacionados con la evolución de su construcción (Román, 2009).

### 10.3.2 Daños observados

En la Fig. 10.3.2 se indican esquemáticamente las principales grietas observadas en las bóvedas y la fachada principal del templo. En el muro poniente del salón El Generalito, se observa una grieta en la parte inferior de las ventanas, que coincide con el nivel de una plataforma exterior y colinda con un patio del museo Pedro Coronel que hasta hace poco tiempo fue un jardín; lo cual propició la infiltración de agua que afloraba en el muro poniente y seguramente penetraba al subsuelo; aún ahora ese en muro se refleja la humedad (TGC, 2009. No. 3602)

### 10.3.3 Mediciones topográficas

**Puntos de control para nivelaciones topográficas.** La Fig. 10.3.3 identifica la ubicación de los 66 puntos de control topográfico instalados en la superficie lateral del pedestal de la columna a unos 5 cm abajo del toro; consisten en pernos de latón de 5.5 cm de longitud y  $\frac{1}{4}$  de pulgada de diámetro, alojados en perforaciones y fijados con cemento epóxico. El banco superficial de referencia está instalado en la esquina que forman las calles Fernando Villalpando y callejón de la Moneda al sur del templo, con una elevación arbitraria de 100.0 m.

La Fig. 10.3.4 contiene las curvas de igual elevación de la superficie definida por los pernos de latón antes mencionados (5 cm por abajo de la superficie de los plintos); tomando como referencia cero a los pernos de las pilastras B-3 y B-4, las curvas de igual elevación indican que el mayor asentamiento diferencial aparente se presenta principalmente hacia el suroriente con un valor máximo de 8 cm con la columna D-1 que puede representar una peculiaridad.

La figura anterior se complementa con los perfiles topográficos de los niveles de los plintos de las columnas y pilastras de la Fig. 10.3.5. Sin embargo, como se menciona más adelante, el apoyo de las columnas está sobre la roca, de modo que el asentamiento que pudo ocasionar fue de unos milímetros; esas diferencias sólo se pueden interpretar como un error original de la construcción. Así que los 8 cm de asentamiento aparente es un valor espurio, porque se trata de un simple error de construcción.

**Desplomo de las pilastras y columnas.** En la Fig. 10.3.6 se han representado como vectores la dirección de la inclinación de las pilastras, torres y muros del templo, medidos en mayo del 2009; así como su valor numérico en porcentaje. Las pilastras que se ubican en el eje B presentan una inclinación al poniente con valores entre 0.84 y 1.8 %. Por su parte, las columnas ubicadas sobre el eje C están inclinadas al oriente con valores entre 0.4 a 0.83 %, con excepción de la columna C-5 con 0.34 % al poniente. De igual manera las columnas del eje D presentan una inclinación al oriente con valores entre 0.74 y 1.36 %.

Las pilastras del eje E, que corresponden con el muro que colinda con la calle de Genaro Codina, tienen una inclinación hacia el oriente con valores entre 1.42 a 2.2 % y son los mayores valores medidos en el interior del templo. En el caso de las columnas que soportan la cúpula del crucero además de estar inclinadas hacia el oriente presentan una componente al norte con valores entre 0.39 a 0.8 %.

Una interpretación simplista de cual puede ser la velocidad actual a la que se incrementa el desplome de las pilastras, considerando que el máximo medido es de 2.2 %, es aceptar que la mitad ocurrió durante la construcción y el que 1.1 % subsecuente se desarrolló en los 260 años de vida de este templo. Esto lleva a conjeturar que crece 0.1 % aproximadamente a cada 25 años; aunque este valor se puede juzgar como pequeño, debe ser tomado en cuenta en el largo plazo.

**Desplomos de las fachadas.** En cuanto a la inclinación de las fachadas sur y oriente se definió en dos cuerpos o tramos: el cuerpo bajo está definido entre el piso de feligresía y la moldura que se ubica a una altura aproximada de 7.0 m y el alto comprende desde la moldura a una altura entre 10.0 y 13.0 m. Los vectores de las inclinaciones de las fachadas se muestran en las Figs. 10.3.7 y 10.3.8; el cuerpo bajo está inclinado hacia el sur con valores entre 0.36 a 0.9 %; mientras que en la fachada oriente presenta un desplomo hacia la calle de Genaro Codina con valores entre 0.6 a 1.95 %. Para el cuerpo alto, la fachada principal está inclinada al sur, con valores entre 0.06 a 0.35 %; mientras que el muro de la fachada oriente está inclinado hacia la calle con valores entre 0.99 a 1.58 %.

Se puede precisar que las columnas y pilastras del templo que se han inclinado al oriente, en la fachada lateral hacia la calle de Genaro Codina, lo cual induce que las pilastras de los ejes 1, 2 y 3 tengan en su parte inferior fisuras horizontales que fueron superficialmente resanadas hace unos 5 años, recubrimiento que se ha desprendido y permite ver la abertura de un par de milímetros; desde esa misma calle, se observa que esas pilastras tienen piedras empotradas, detalle que permite especular que iban a servir de liga para arcos botareles con los que se intentaría evitar la deformación hacia fuera de las pilastras y muro, similares a los que se encuentran también en la fachada lateral del ex-templo de San Agustín, Fig. 10.3.9.

En cuanto al muro poniente del Generalito, la fisura que exhibe a la altura de las ventanas es consecuente de que ese muro está confinado al exterior por el terreno natural hasta esa altura, por ello el empuje lateral de las bóvedas que recibe causa esa fisura por la que penetra el agua, Fig. 10.3.10; para recibir al menos parte de ese empuje se colocó un arco botarel en el exterior de la pilastra del eje 2, que se muestra en la misma figura; aunque la efectividad de esos arcos es reducida, conviene agregar otros arcos para apoyar la parte superior de ese muro.

**Geometría de los arcos.** Las mediciones de la configuración de los arcos permite conocer las deformaciones sufridas y en particular de los ejes 2 y 3, en las secciones D y E que son los que en su parte superior manifiestan que la clave es más plana. Para ejemplificar esta deformación, en la Fig. 10.3.11 se comparan las curvaturas de los arcos que son el apoyo de la cúpula, lo cual permite suponer que éstos han perdido altura del orden de medio metro. Por su parte, las deformaciones de los arcos de la nave oriente son tan grandes que se pueden advertir a simple vista.

**Integración de las mediciones.** La nivelación topográfica de los puntos de control instalados en las pilastras y columnas del templo, permitieron conocer que la superficie superior de los plintos

presenta un asentamiento diferencial hacia el oriente con valores entre 4 y 7 cm, que sigue la configuración topográfica de la colina; con una zona peculiar que se ubica entre los ejes D, E, 1 y 2 en la cual se tiene un asentamiento diferencial máximo de 8 cm.

La medición de los elementos estructurales muestra que las columnas de las naves están desplomadas hacia el oriente, al igual que el muro de la fachada oriente; mientras que la fachada principal tiene una inclinación hacia el sur.

En el caso de la zona peculiar de asentamiento diferencial que se presenta entre los ejes D, E, 1 y 2 (esquina suroriental) puede estar influenciado por la construcción de la Notaría y el nivel sobre la rampa lateral.

#### **10.3.4 Características del subsuelo**

**Exploración de la cimentación.** Para conocer de las características de la cimentación y nivel de desplante se excavaron 11 calas cuyas posiciones se muestran en la Fig. 10.3.12; las cuales alcanzaron profundidades variables entre 1.0 y 3.5 m por debajo del nivel de piso de feligresía; estas calas se ubicaron de tal manera que se conociera las características de la cimentación en todos los ejes de columnas y muros perimetrales. En casi todas las calas se encontró la roca ígnea muy fracturada de color verde rojizo, a la cual en adelante se le denominará como la roca.

La Cala PS-1 se localizó a un lado de la pilastra 4-E y en la que se encontró un entierro; debido a su ubicación cercana de un retablo, el cual se está restaurando, se tuvo que suspender a 1.9 m de profundidad sin llegar a la roca.

La Cala PS-2 se realizó a un costado de la puerta lateral oriente, para observar el nivel de cimentación de las columnas 1-D, 2-D y la pilastra 2-E. Gracias a esta cala se verificó que las columnas descansan sobre un dado de mampostería que a su vez se desplanta sobre una plantilla de mortero que cubre a la roca. La profundidad de ésta en los dos puntos es de 1.16 y 1.72 m, en las columnas 1-D y 2-D respectivamente.

Esta misma cala se prolongó hacia el sur y se descubrió el nivel de desplante de la columna 1-D, la cual también se encuentra apoyada sobre su dado de cimentación de mampostería sobre la roca a una profundidad de 1.31 m.

En esta cala fue posible observar que por lo menos en las naves laterales existen contratraveses de mampostería tanto en sentido longitudinal como transversal con un peralte variable entre 60 y 90 cm, en una de ellas se encontró restos de una gran viga travesaño de madera, que seguramente sirvió para tratar de reforzar la contratrabe, para darle cierta capacidad de tensión con el propósito de evitar las deformaciones que sufría la nave oriente.

En la Cala PS-3 se encontró un entierro superficial por lo que no se profundizó.

La Cala PS-4 se ubica en un punto al sur del altar mayor, en el cual se encontró la roca a una profundidad de 1.66 m y sobre ella la mampostería del murete que contiene el piso del altar.

La Cala PS-5 se excavó en la base del retablo que se ubica sobre el eje B entre los ejes 1 - 2, en la cual la roca se encontró a una profundidad de 45 cm.

La Cala PS-6 se ubicó próxima a la columna C-2, se encontró que la mampostería de su dado de cimentación tiene mala calidad y abundantes huecos sin mortero, Fig. 10.3.13. La plantilla de mortero se apoya sobre la roca muy fisurada a una profundidad de 2.0 m. No se detectó que hubiera una contratrabe de mampostería para unir a los ejes C y D

La Cala PS-7 se ubica cercana a la columna C-4 y constituye uno de los apoyos de la cúpula del crucero, Fig. 10.3.14. El dado de cimentación de esta columna también se observó de una mampostería de mala calidad, está apoyado sobre la roca a una profundidad de 1.5 m.; llama la atención que este dado tiene en su parte inferior una ampliación con un peralte de 45 cm, que sugiere que el constructor dudó de la capacidad de carga de la cimentación.

La Cala PS-8 se excavó en la esquina suroriente del Generalito, en la cual se encontró que el muro del eje B está apoyado sobre la roca muy fracturada a una profundidad de 50 cm, Fig. 10.3.15.

La Cala PS-9 se abrió en la esquina norponiente del Generalito, ahí también se encontró que el muro del eje A está desplantado sobre la citada roca a una profundidad de 0.65 m en relación al nivel actual del piso terminado.

La Cala PS-10 se localizó en el exterior del templo, en la zona de la rampa de acceso a la puerta oriente, a un lado del contrafuerte 3-E, Fig. 10.3.16. En esta cala se descubrió la escalinata original por la cual se accedía a la puerta lateral; de igual manera, el muro y el contrafuerte se encontró desplantado sobre la roca muy fracturada a una profundidad media de 2.2 m.

La Cala PS-11 se ubicó en el muro poniente del templo en la pilastra B-4 y en la cual, de igual manera, se encontró que el muro B del templo y la pilastra tienen como cimentación una zapata corrida y un dado de mampostería, desplantados sobre la roca a una profundidad de 0.9 m, Fig. 10.3.17. Además, se observa que de esta pilastra sale una contratrabe de mampostería en dirección de la nave central.

La Cala Adicional se excavó en fecha posterior a la exploración geotécnica, se ubica al sur de la Cala PS-7, cercana a la columna C-4 que sostiene a la cúpula del crucero, Fig. 10.3.18. En esta cala se encontró una cripta con el cuerpo encalado de una persona, en el fondo se consigna la fecha 1688 y posiblemente su nombre, por su parte en la escalera de acceso está pintada la fecha 1748 ó 1798 Bajo. La bóveda de la cripta está completa y en su interior se colocó mampostería que corresponde a la proyección del dado de cimentación de la columna, pero está mal apoyada además de ser de calidad muy pobre. En la figura se muestra que sólo una parte de la columna gravita sobre la bóveda de la cripta y por su buena calidad soporta la carga que recibe de la columna.

### **10.3.5 Características de la cimentación**

Con base en lo descubierto en las calas de exploración, se verificó que la cimentación del templo consiste en zapatas corridas de mampostería para los muros y zapatas con forma de dados para



las columnas; desplantadas a diferentes profundidades sobre la roca muy fisurada. En el caso de las columnas de la nave central la calidad de construcción es muy deficiente con el mínimo de mortero de baja calidad para aglutinar las piedras.

La profundidad de desplante es variable y sigue la configuración de la ladera de la colina sobre la que se construyó el templo. Se puede inferir que la deficiente calidad de construcción de los cimientos provocó durante el proceso de edificación pequeños asentamientos a la estructura, a los que se han sumado las deformaciones generadas por el fenómeno de creep.

La Fig. 10.3.19 presenta esquemáticamente la distribución de las contratraves de mampostería que se descubrieron con las calas y se indican algunos de sus peraltes, donde fue posible medirlos.

### 10.3.6 Análisis geotécnico

**Capacidad de carga y deformaciones.** La roca volcánica verde rojiza superficial en la que están apoyados los cimientos del templo, aunque está alterada y muy fisurada, tiene la suficiente capacidad de carga para soportar con deformaciones verticales de apenas milímetros las cargas que impone la estructura de este templo; con lo que se descarta la posibilidad de que la deformación que presentan los elementos estructurales esté asociada a un problema de capacidad de carga.

**Deformaciones horizontales.** Si bien la roca tiene suficiente capacidad de carga, superficialmente está muy alterada y se le puede describir como un conjunto de lascas con intercalaciones muy delgadas de arcilla, que al humedecerse pueden favorecer movimientos horizontales que dejan como huellas superficies lustrosas de deslizamiento, conocidas con el anglicismo geológico de “slickensides”; este fenómeno ocurre con velocidades de deformación muy lentas y se le conoce como creep. Esas superficies lustrosas se pudieron observar en las calas abiertas en el antiguo templo de San Agustín, pero en el caso de Santo Domingo no se encontró ninguna.

### 10.3.7 Interpretación geotécnica

A partir de los materiales observados en las calas excavadas y del recorrido realizado en la periferia del templo se define el siguiente mecanismo de deformación.

**Mecanismo de deformación.** En el Templo de Santo Domingo se advierten señales de pequeños movimientos horizontales, similares a los detectados en del Ex-templo de San Agustín, ambos sobre la ladera del Cerro el Grillo; que como se mencionó antes se les conoce como creep. Considerando que este fenómeno es lento y que puede tomar centenas de años en su desarrollo; sin embargo, debe mantenerse vigilancia sobre el comportamiento de la estructura para asegurarse que su velocidad no se incremente.

Para subrayar lo anterior, es interesante mencionar que en las casas ubicadas al oriente del templo de Santo Domingo, a lo largo de la calle Genaro Codina, se observaron en 2003 fisuras inclinadas de 1 a 3 mm de espesor que indican un movimiento de la ladera hacia el oriente y los habitantes afirman que al poco tiempo de repararlas siempre se vuelven a abrir, como se constató en fecha reciente. De igual manera, en las casas vecinas que se ubican en la colindancia norte del templo,

sobre la calle Genaro Codina, presentan algunas fisuras que indican un ligero movimiento al sur; en la Fig. 10.3.20 se muestra la interpretación del movimiento que se está presentando en la zona del templo de Santo Domingo.

Lo anterior demuestra la necesidad de mantener un programa de nivelaciones topográficas para verificar la velocidad de deformación que ocurra al futuro; esta medición se realizará cada año tomando como referencia el banco superficial de la primera nivelación.

**Flujo de agua.** La infiltración del agua que tiene lugar en las partes altas de la ladera donde se ubica el templo de Santo Domingo, ya sea por lluvia o fugas en las redes de agua potable o de drenaje, tienden a formar un flujo de tipo laminar hacia las zonas bajas que se introduce por las grietas o fisuras que tiene la formación rocosa y la cual al paso del tiempo humedece el material arcilloso que se encuentra intercalado en el conjunto de las lajas muy fracturadas que constituye el terreno de apoyo de la cimentación del templo. Este flujo se puede reducir colocando una línea de drenes de penetración en el salón El Generalito, como se muestra en la Fig. 10.3.21.

**Fortalecimiento de la cimentación.** Se recomienda que los dados de todas las columnas sean confinados con lo que se podría definir como un corral estructural de muros de concreto reforzado, que una vez endurecido se rellenarán con concreto fluido capaz de penetrar en los huecos de la mampostería, Fig. 10.3.22.

### 10.3.8 Mediciones de control y trabajos de mantenimiento

**Medir la convergencia de los arcos de las naves.** Para comprobar si la distancia entre las columnas que sirven de apoyo a los arcos aumenta o disminuye, se instalarán armellas en el fuste de las columnas a 3.0, 7.0 y 11.0 m en la nave central y en las naves laterales a 3.0 y 7.0 m de altura en relación al nivel de piso de feligresía y con el uso de un extensómetro de cinta que se fija en los pernos se conocerá la distancia entre ellas y la medición se realizará cada año, lo que permitirá definir si hay un incremento o disminución de la luz del arco; en la Fig. 10.3.23 se muestra la ubicación de las secciones por instrumentar.

**Testigos en las grietas.** Como complemento a la instrumentación propuesta se deberán instalar testigos en las principales grietas del templo, en los cuales se realizarán mediciones trimestrales, en la Fig. 10.3.22 se muestran las características de los testigos a instalar.

### 10.3.9 Recomendaciones geotécnicas

La complejidad del mecanismo de deformación del creep, que aparentemente incide sobre el templo de Santo Domingo, impide proponer una solución radical que lo anule; por ello sólo se pueden adoptar acciones que mitiguen los efectos sobre la estructura, así como insistir en mantener al monumento en observación a muy largo plazo, para determinar la velocidad a la que evoluciona, porque podría ser factible que, al paso de muchos años, se requiera aplicar medidas que aminoren la importancia de este proceso.

a) Deberá confinarse la cimentación de las columnas con un corral de muretes estructurales de concreto reforzado y posteriormente rellenar con concreto muy fluido para rellenar los huecos existentes entre las piezas de mampostería.

- b) Con objeto de verificar la velocidad de deformación que se ha inferido a partir de los asentamientos diferenciales medidos del templo, se recomienda mantener un programa de mediciones de los niveles topográficas de los puntos instalados en los plintos de las columnas y muros. Para ello será necesario formalizar el banco de nivel de referencia.
- c) Realizar las mediciones de convergencia de los arcos de las naves, para comprobar si las distancias entre las columnas que sirven de apoyo a los arcos aumenta o disminuye en varios años, para asegurarse de que el monumento sea estable.
- d) Instalar testigos en las principales grietas del templo, en los cuales se realizarán mediciones trimestrales, para comprobar si están activas.
- e) Instalar una línea de drenes de penetración en el muro poniente del salón El Generalito a una altura de 1.0 m y 15.0 m de longitud.
- f) Revisar los registros de drenajes en el entorno del templo de de Santo Domingo y de ser necesario repararlos, así como impermeabilizar sus muros; además deberá examinarse el estado que presenta la tubería de drenaje que pasa por debajo de la sacristía y el altar mayor del templo.



Fig. 10.3.1 Templo de Santo Domingo

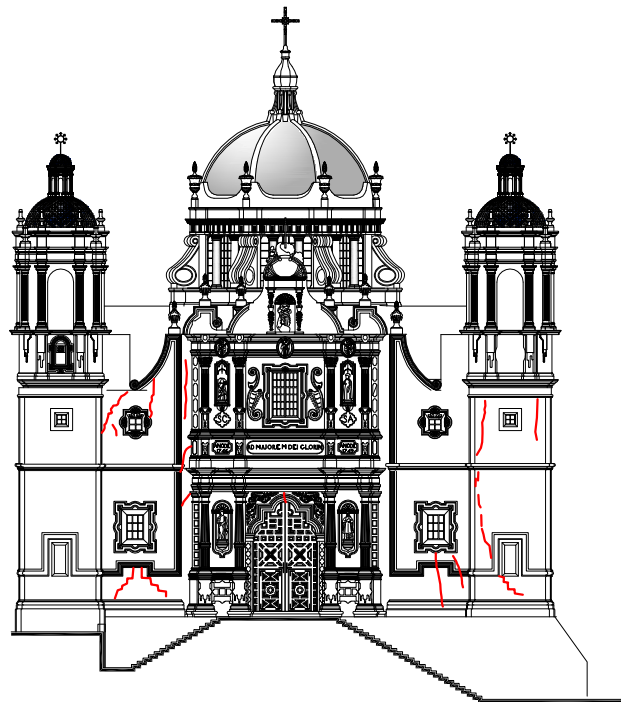
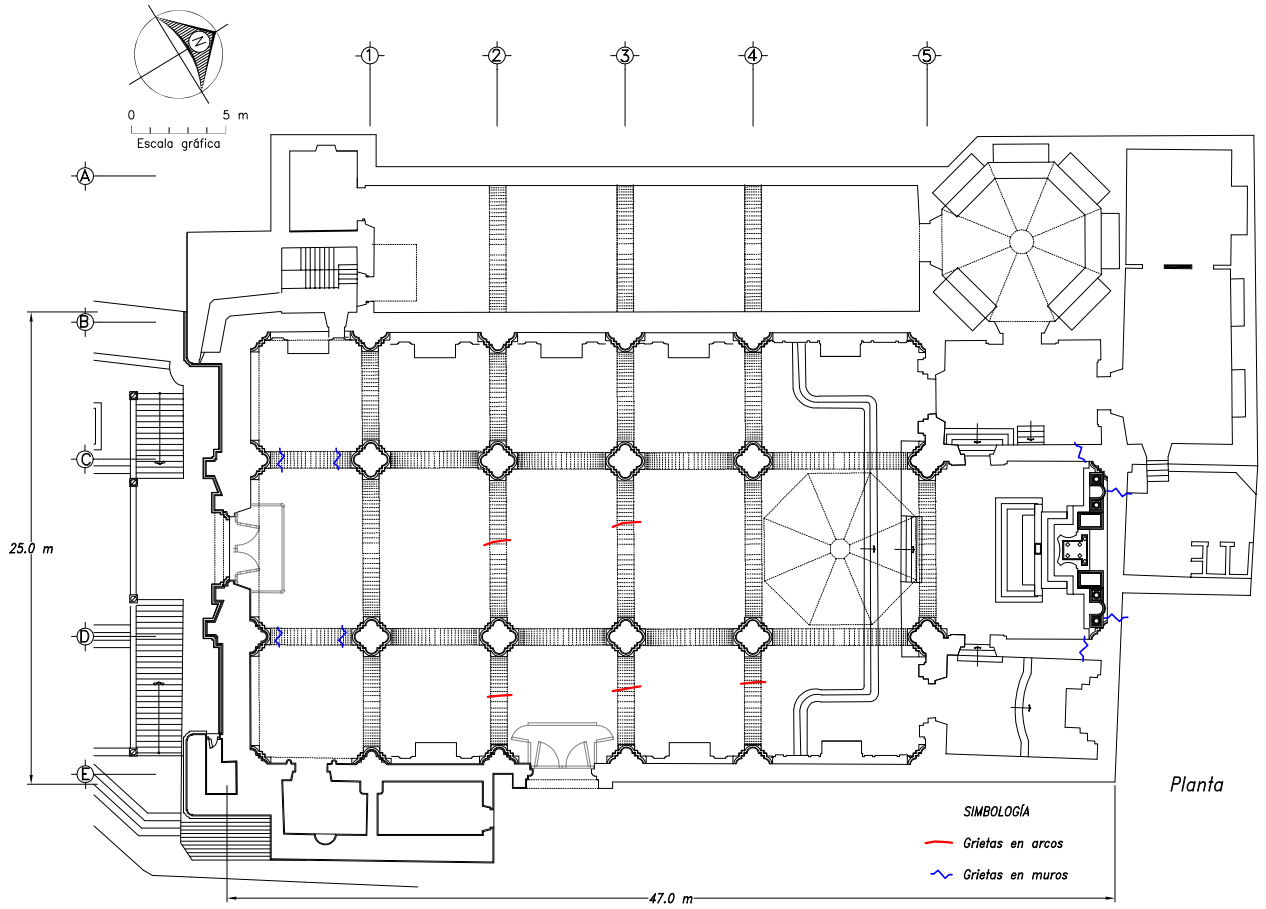
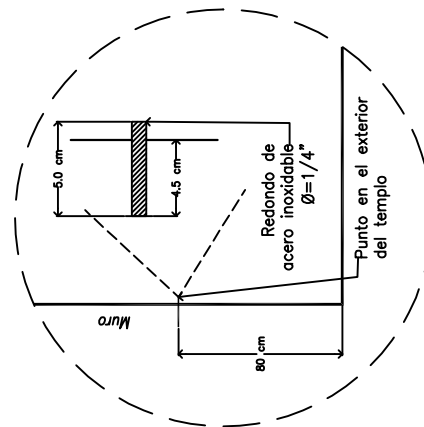
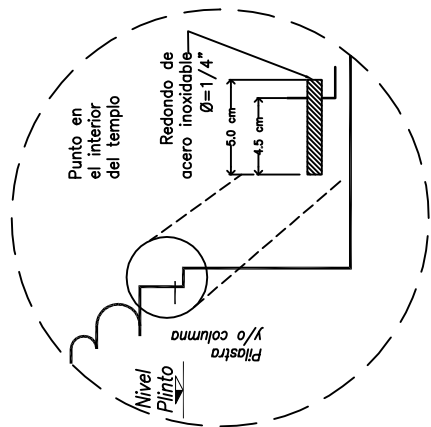
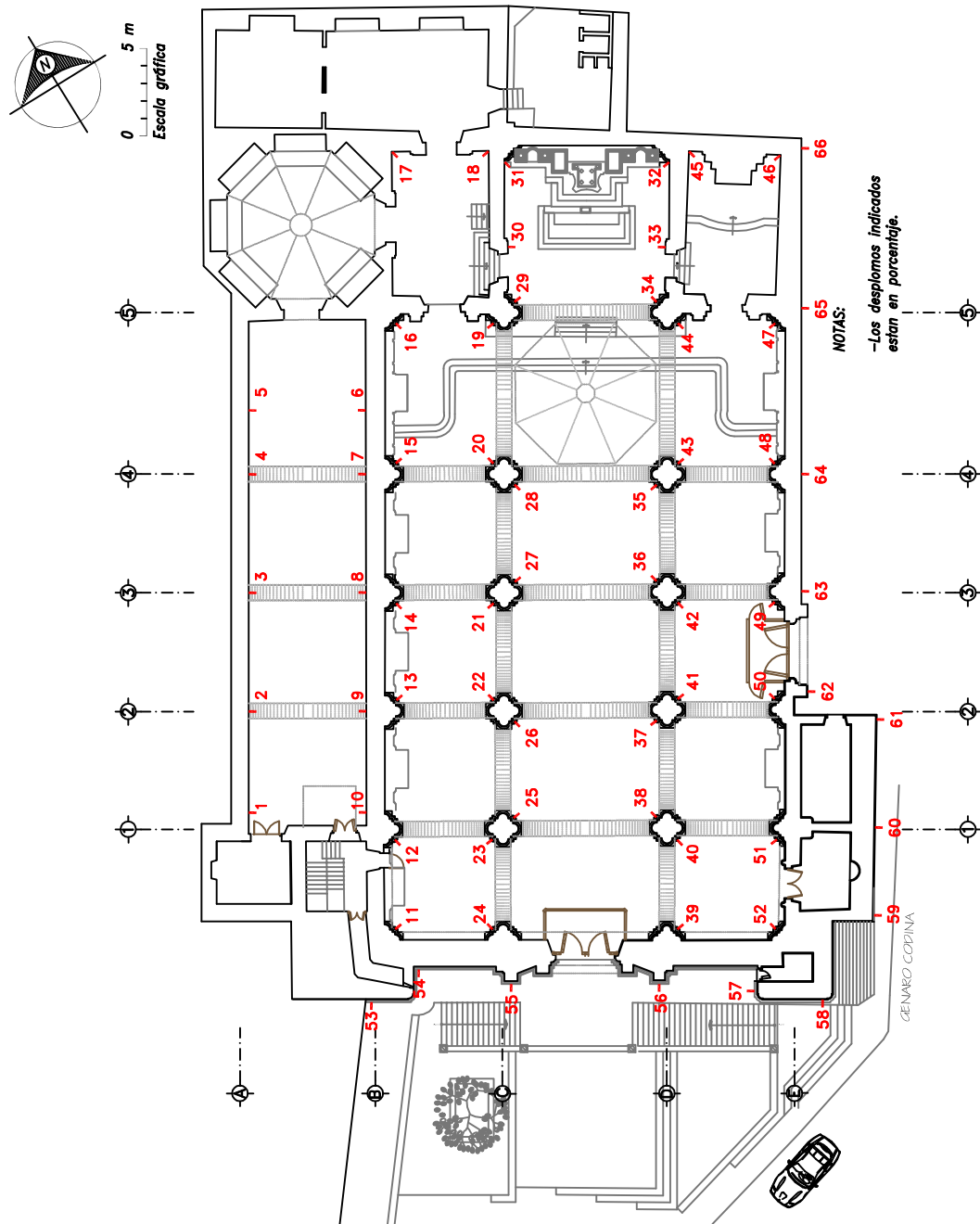


Fig. 10.3.2 Fisuras en la fachada y en el templo de Santo Domingo



Ubicación puntos de nivelación

Fig. 10.3.3 Ubicación de puntos de nivelación topográfica

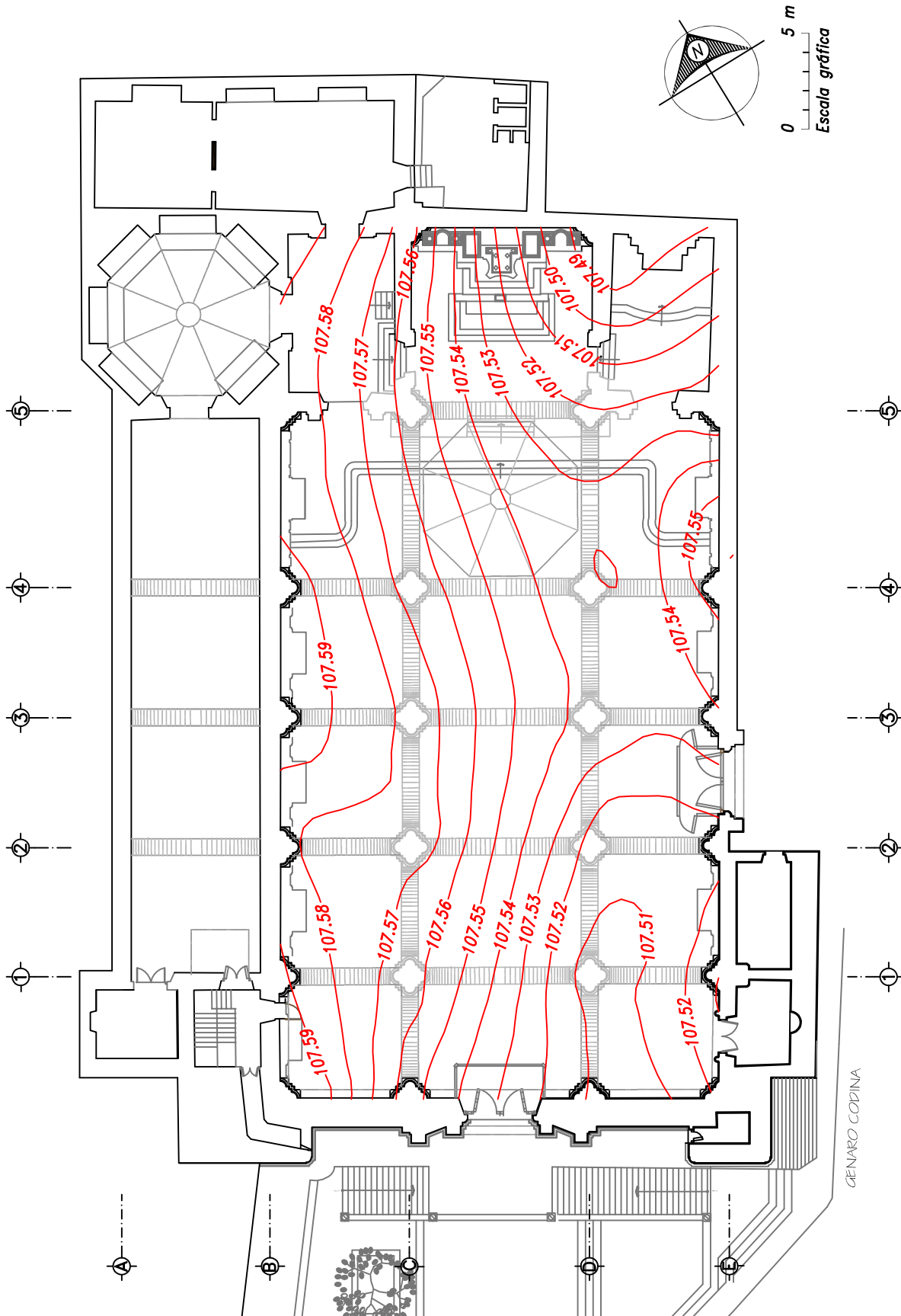
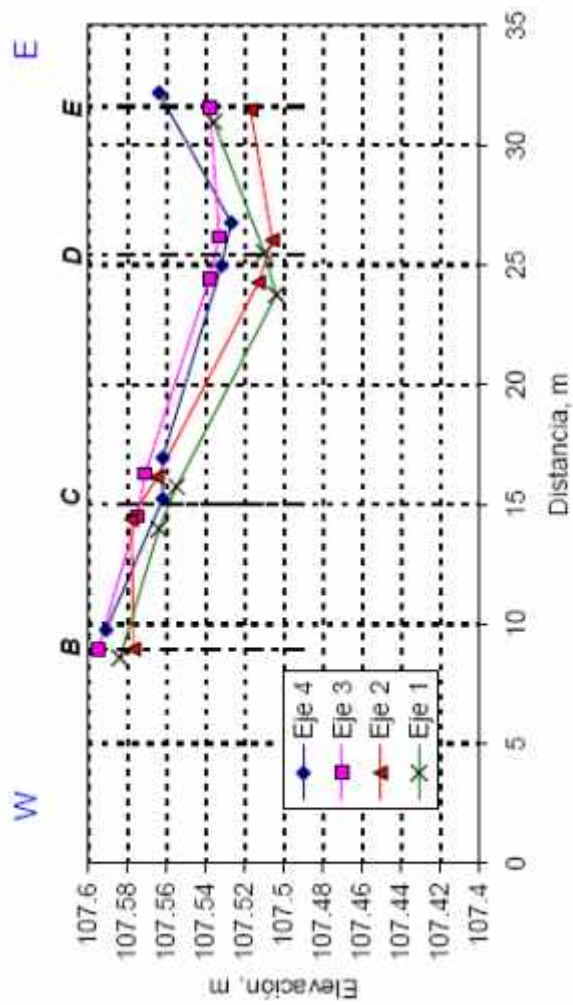
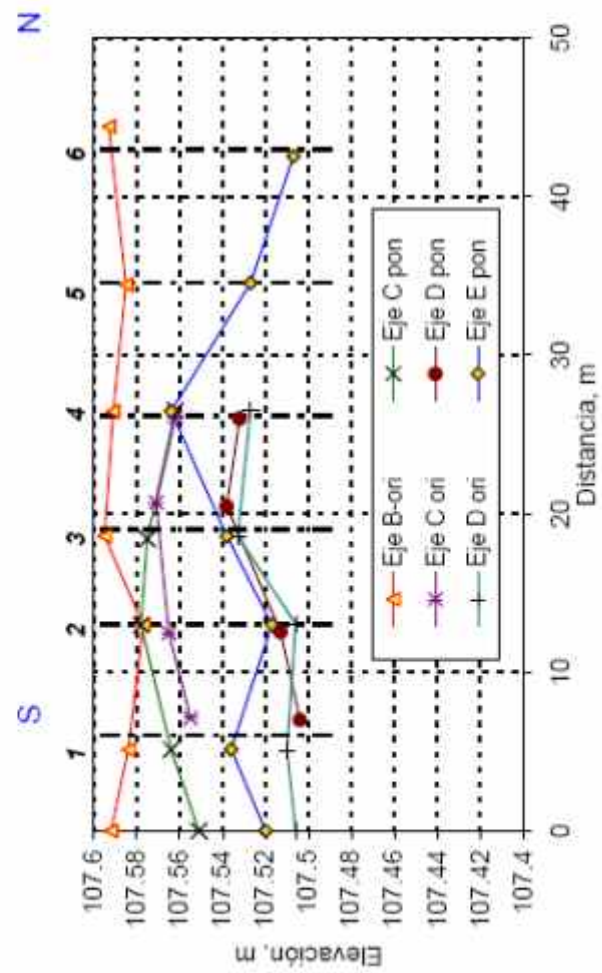


Fig. 10.3.4 Curvas de igual elevación en m de la superficie definida por el plinto



Sección transversal E-W



Sección longitudinal N-S

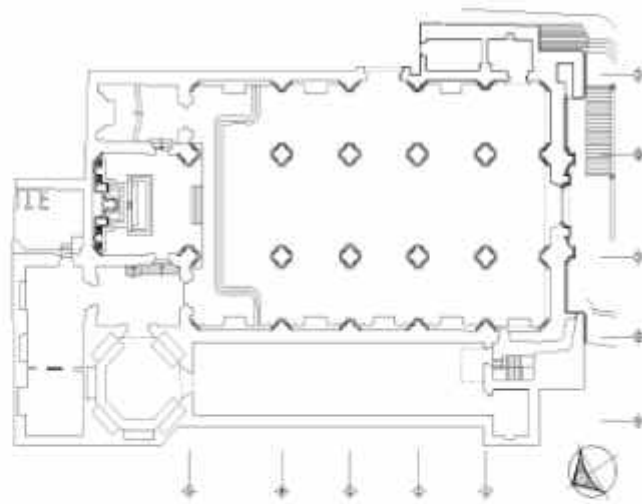


Fig. 10.3.5 Perfiles topográficos de los plintos



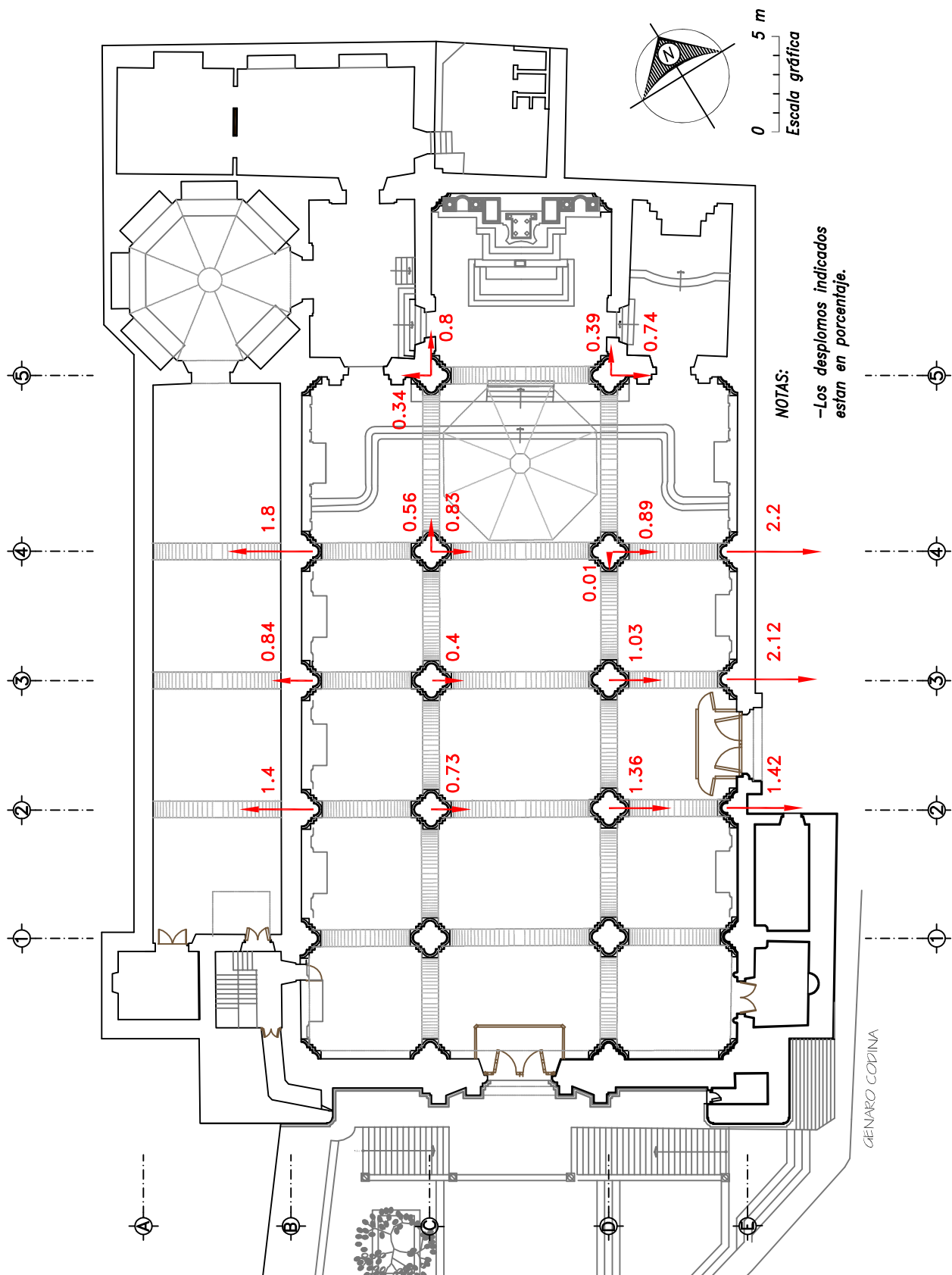


Fig. 10.3.6 Dirección de desplomo de columnas y pilastras, Mayo 2009

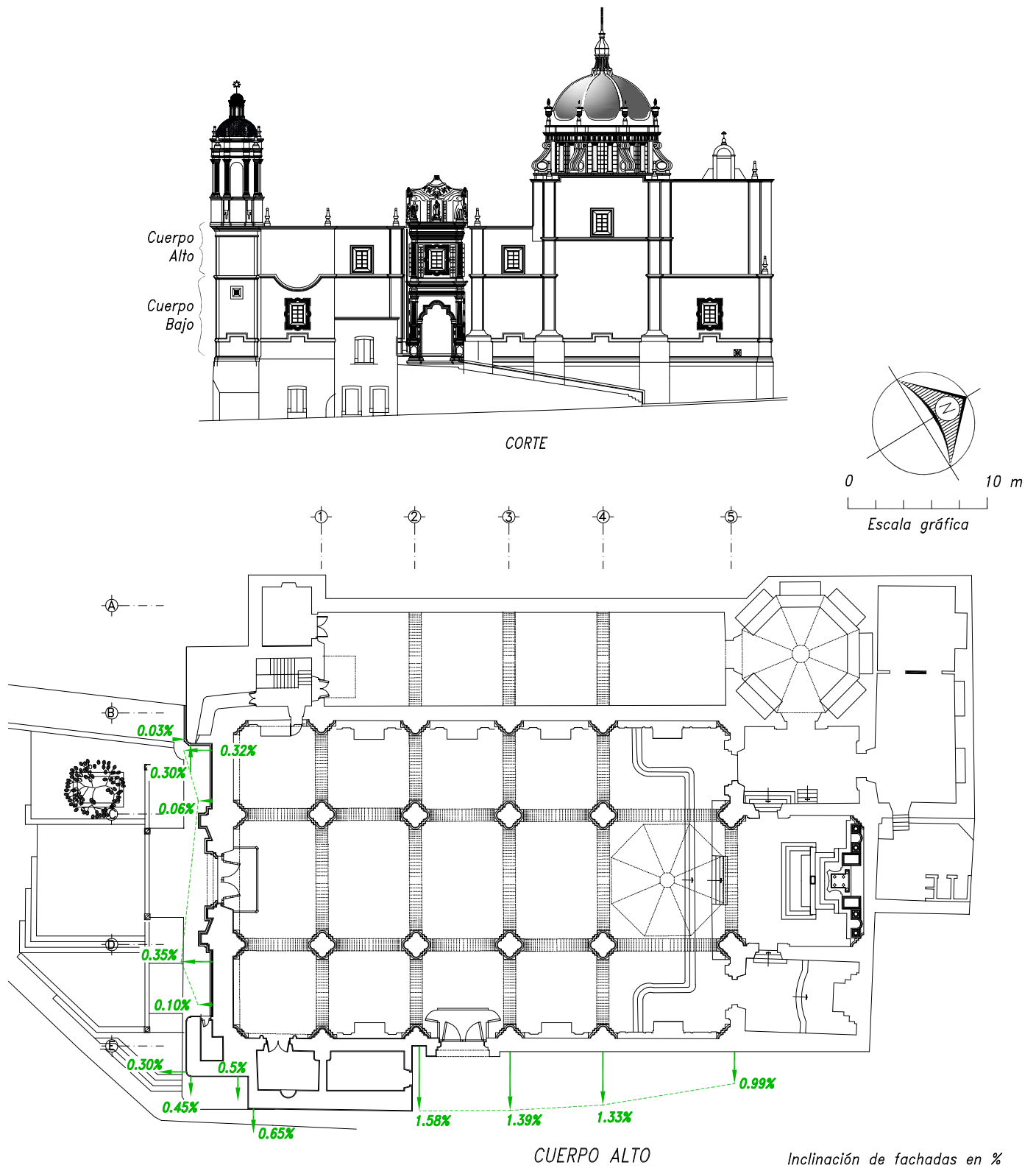


Fig. 10.3.7 Dirección de desplomo del "Cuerpo alto" de las fachadas, mayo 2009

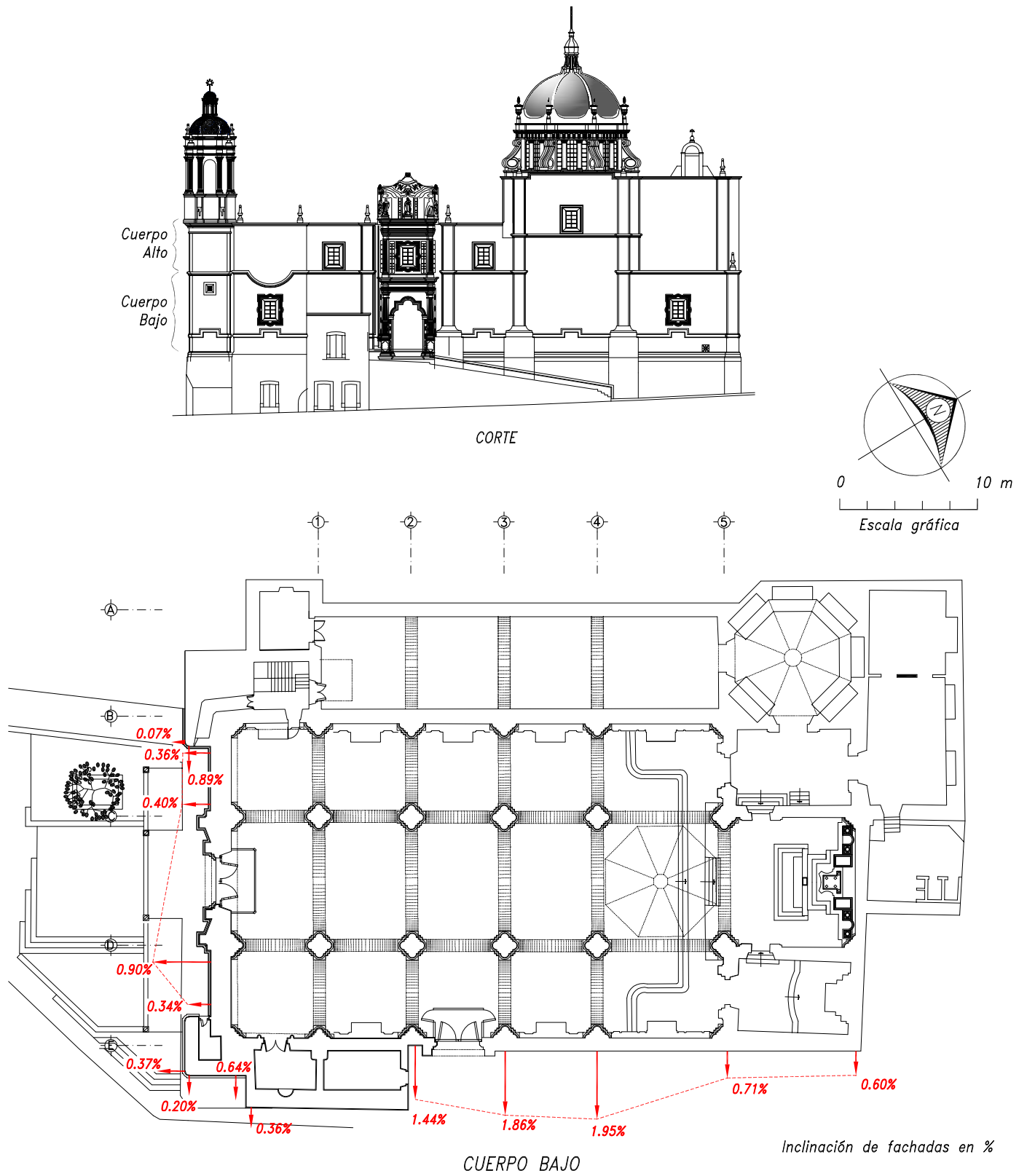


Fig. 10.3.8 Dirección de desplomo del "cuerpo bajo" de las fachadas, mayo 2009



*a) Fisura en una pilastra*



*b) Piedras de unión para un posible contrafuerte*

Fig. 10.3.9 Interior y exterior de la pilastra del eje 3 de la pilastra



*a) Muro poniente del Generalito*



*b) Arco botarel en el eje 2 del Generalito*

**Fig. 10.3.10 Vista del muro poniente del Generalito**

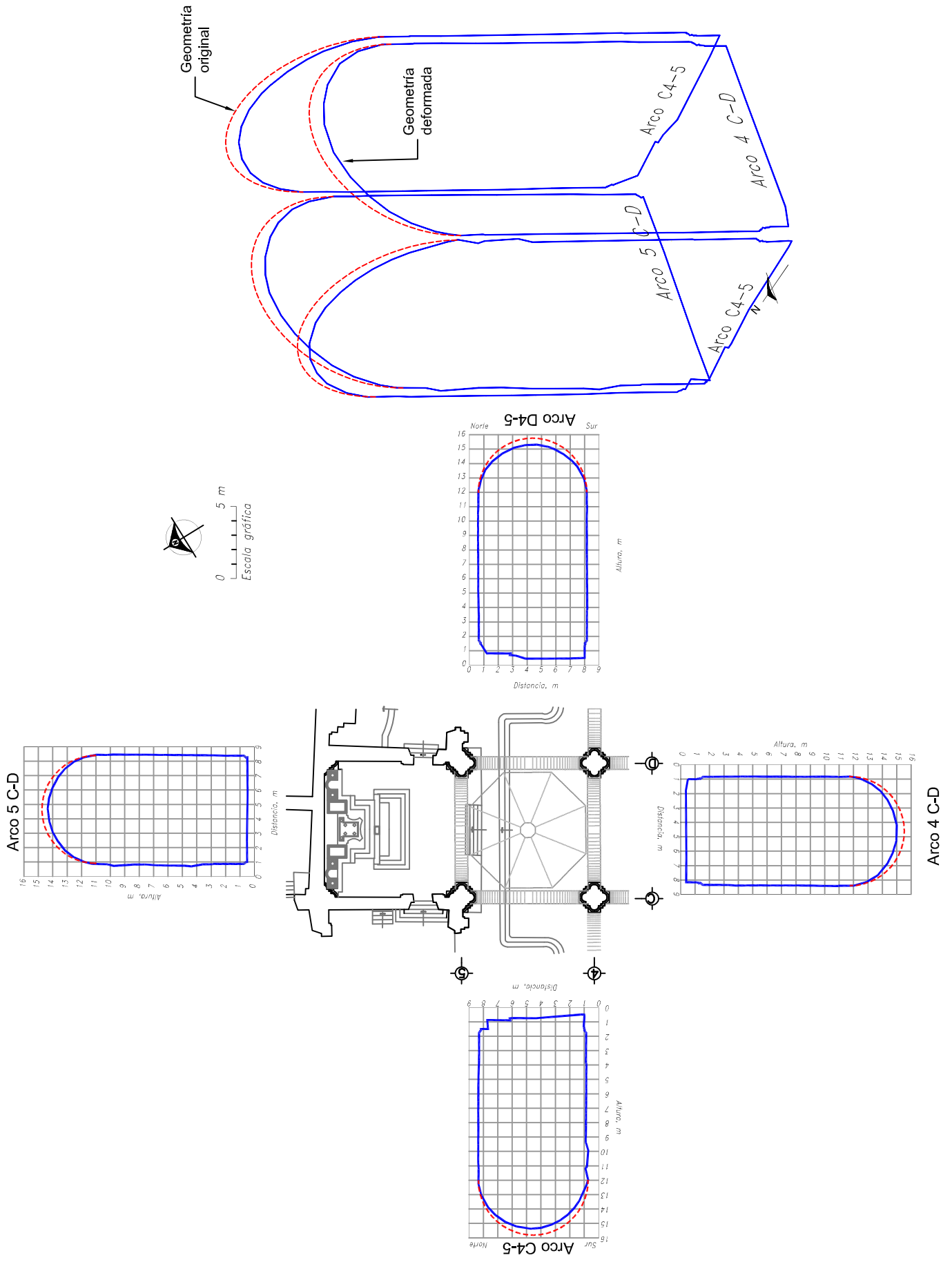


Fig. 10.3.11 Croquis de la deformación de los arcos del crucero

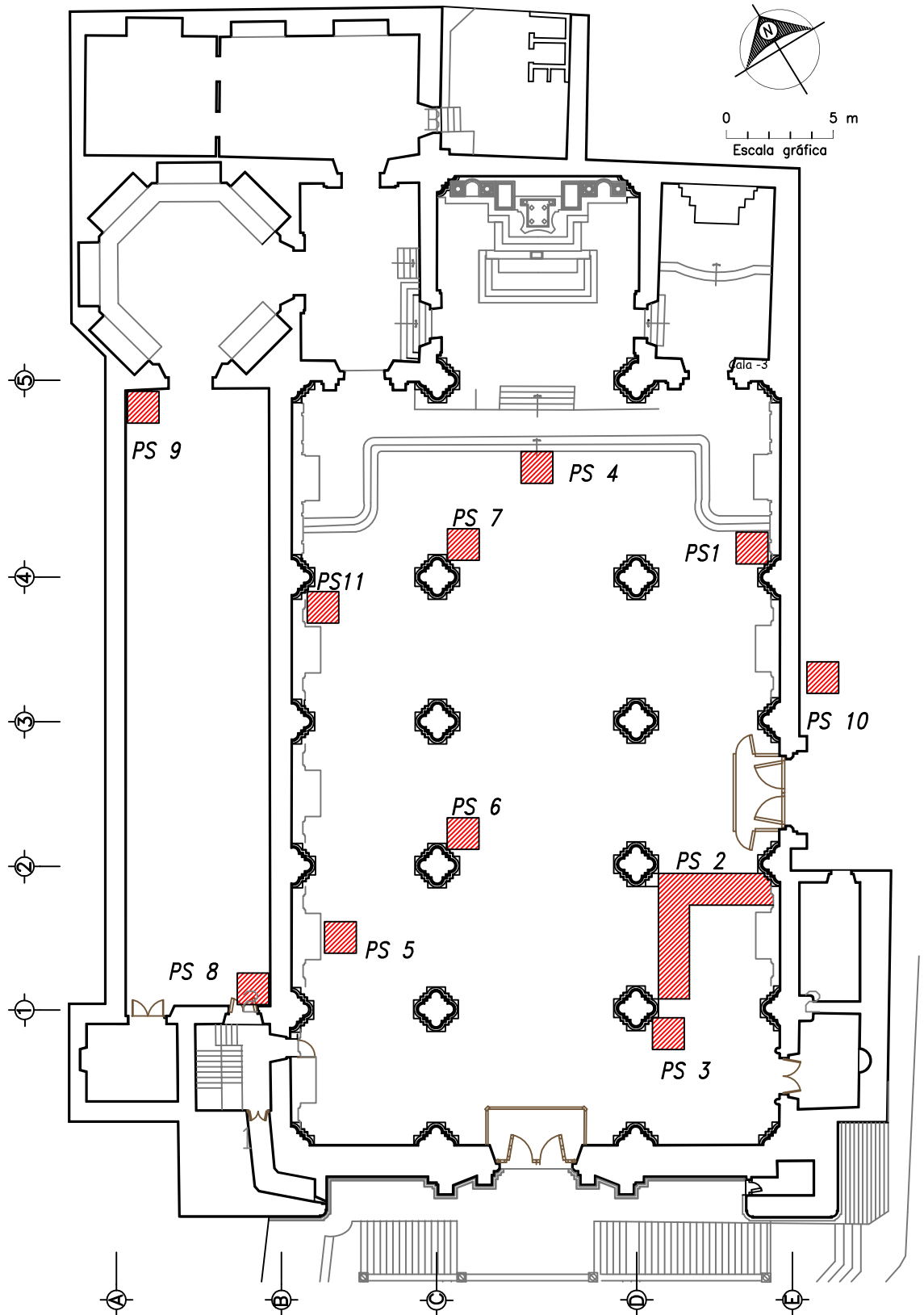


Fig. 10.3.12 Ubicación de las calas para la observación de la cimentación  
Templo de Santo Domingo

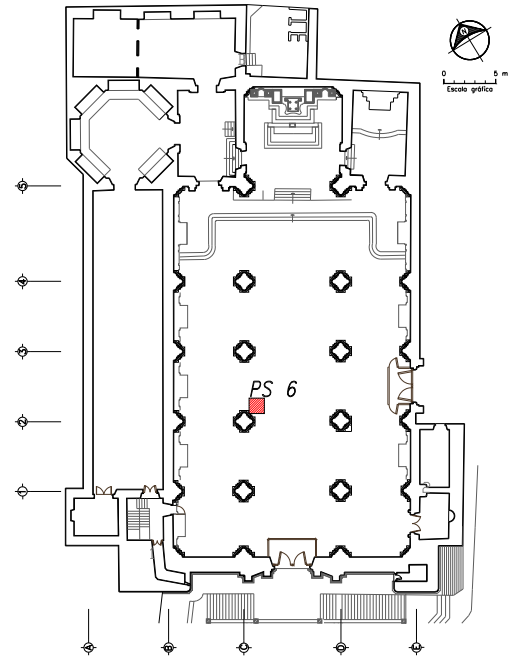


Fig. 10.3.13 Cala PS-6



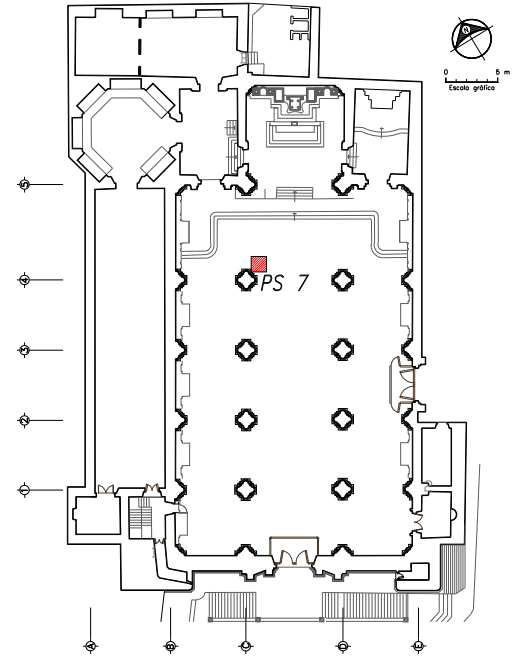


Fig. 10.3.14 Cala PS-7

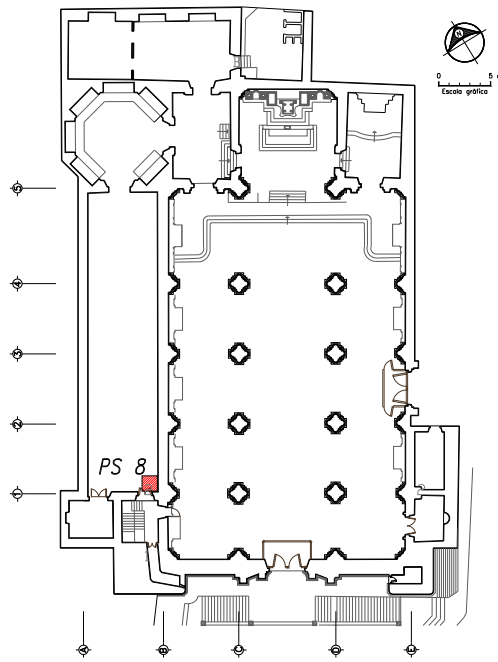
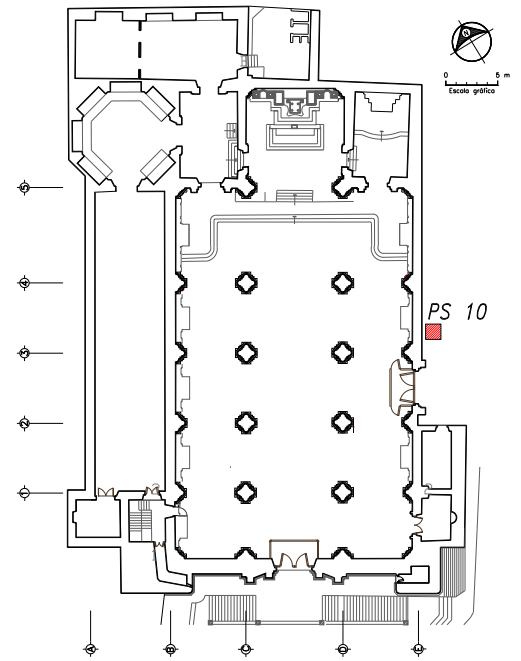


Fig. 10.3.15 Cala PS-8



NOTA:

Se encontraron vestigios de la escalera que existía en el costado oriente del Templo

Fig. 10.3.16 Cala PS-10

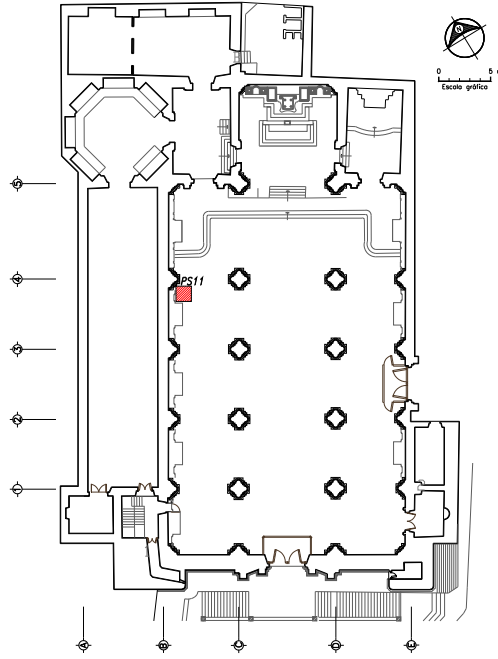


Fig. 10.3.17 Cala PS-11

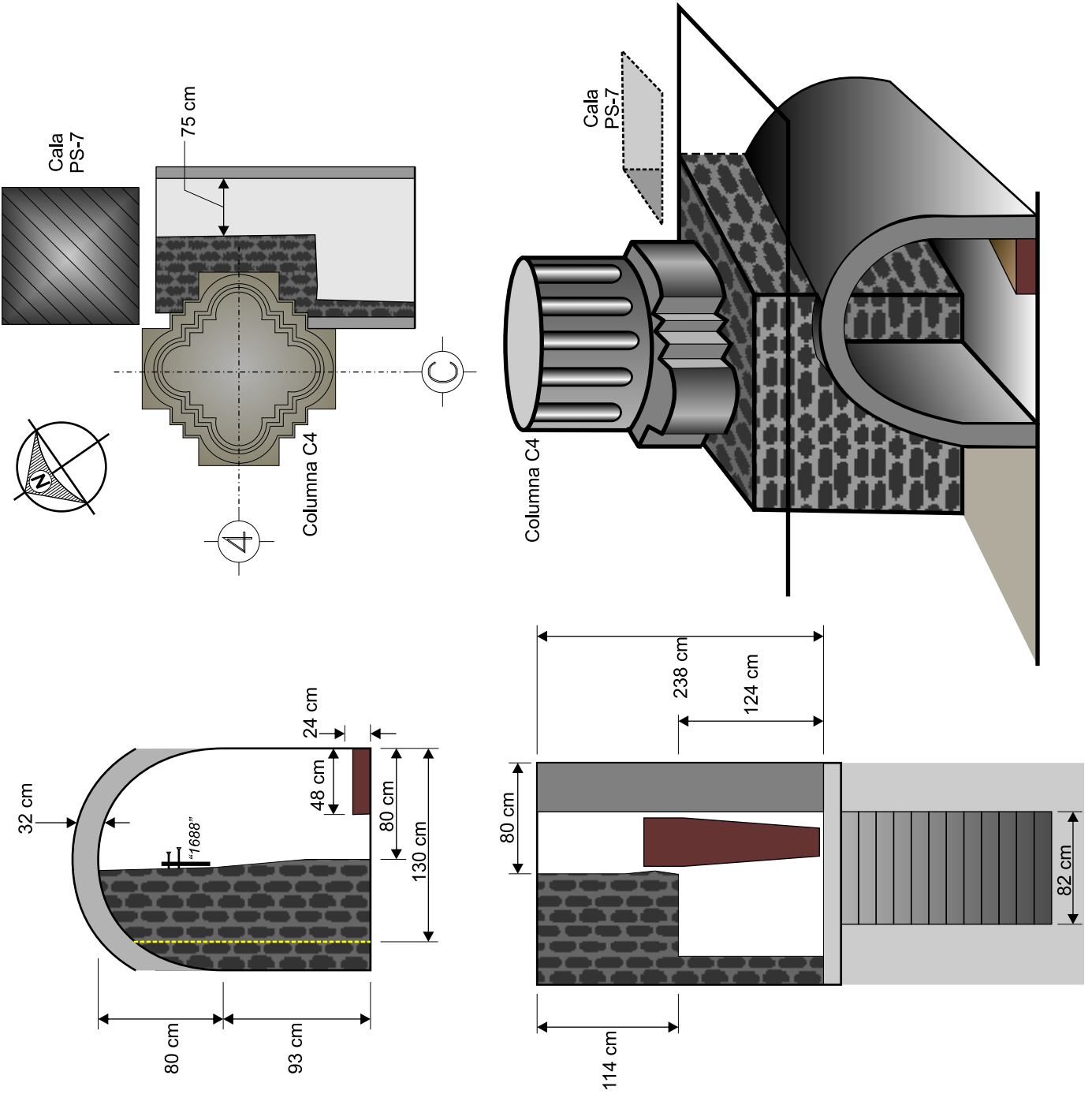
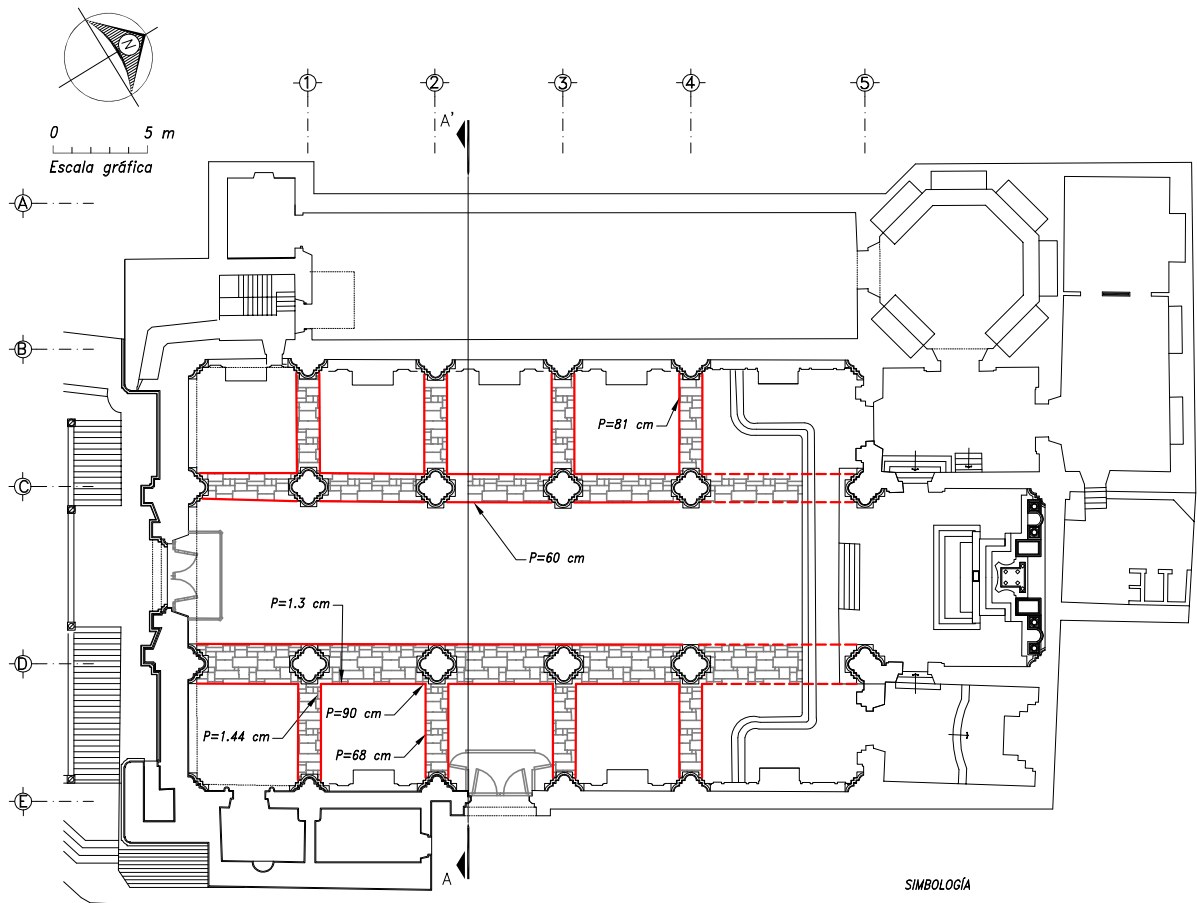
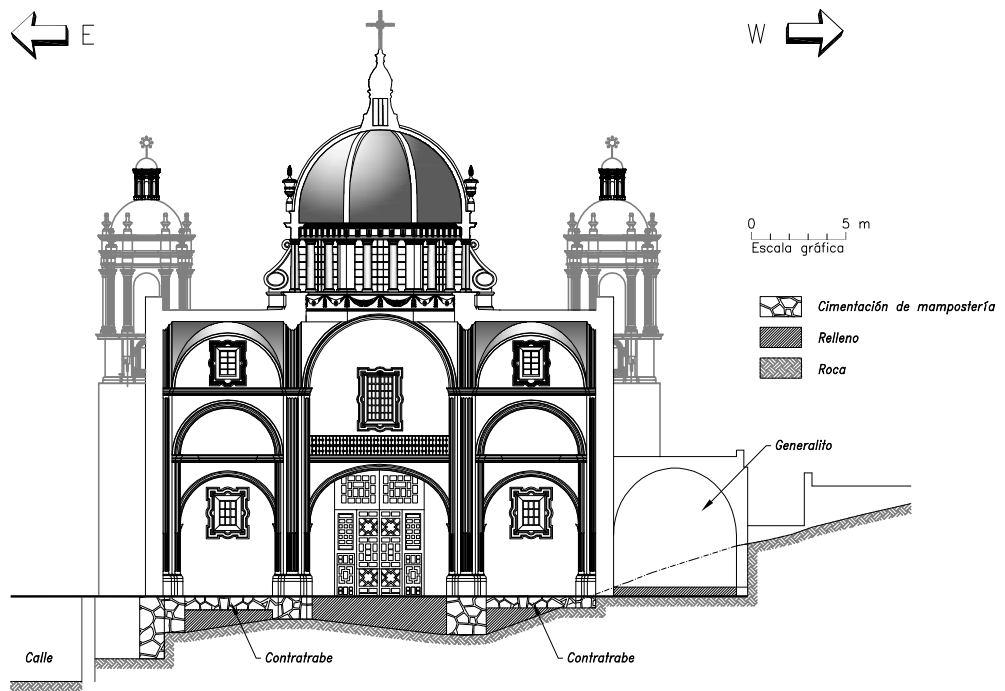


Fig. 10.3.18 Cripta bajo el lado sur de la columna C4



Planta



Corte A-A

Fig. 10.3.19 Distribución esquemática de las contratraves de mampostería en cimentación

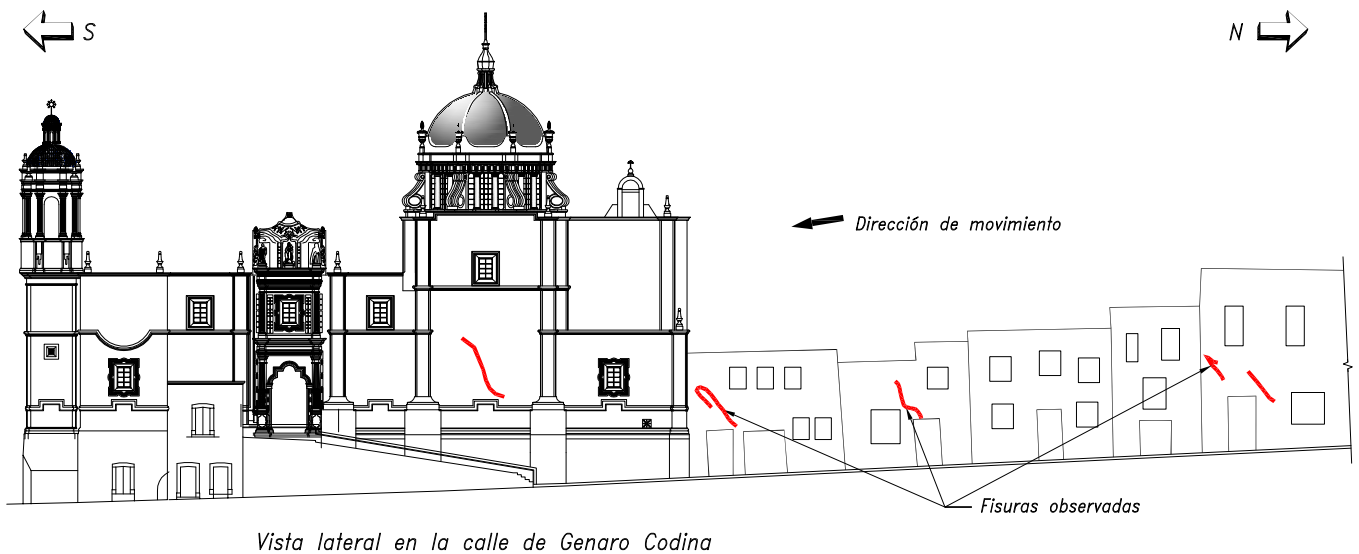


Fig. 10.3.20 Dirección del movimiento de creep detectado en la zona del Templo de Santo Domingo

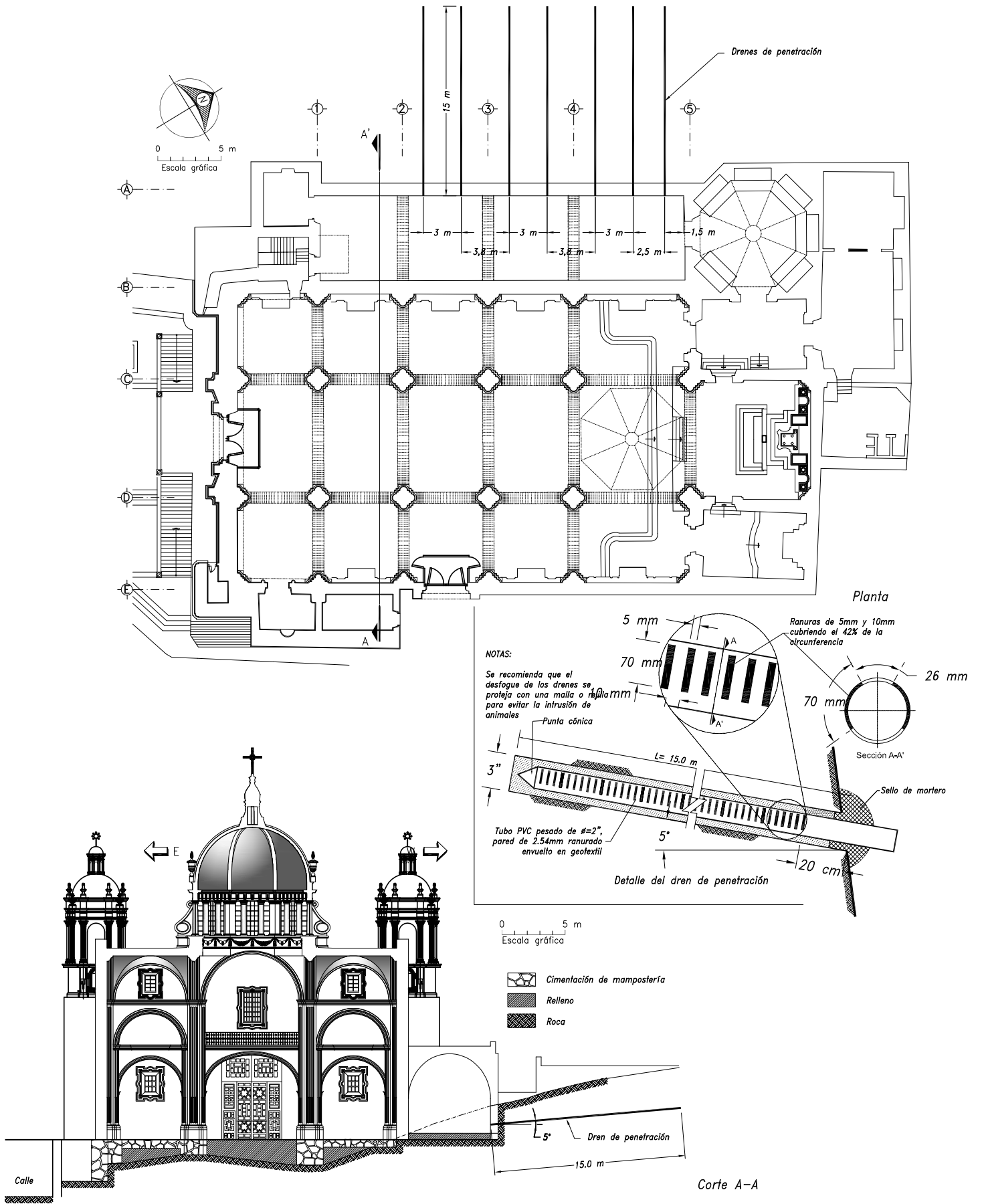


Fig. 10.3.21 Propuesta de ubicación de drenes de penetración



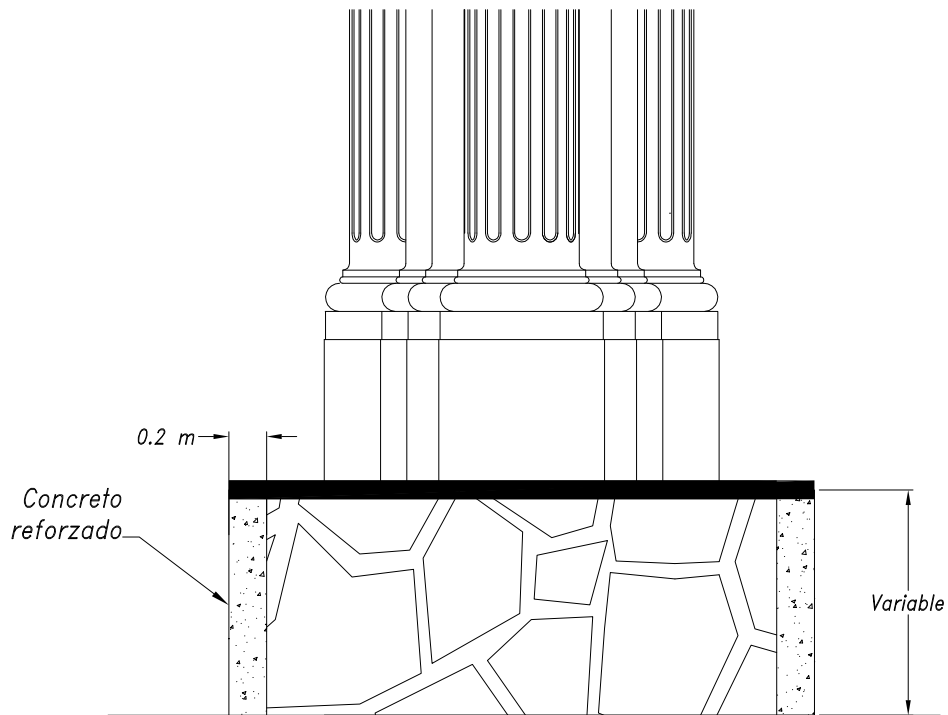
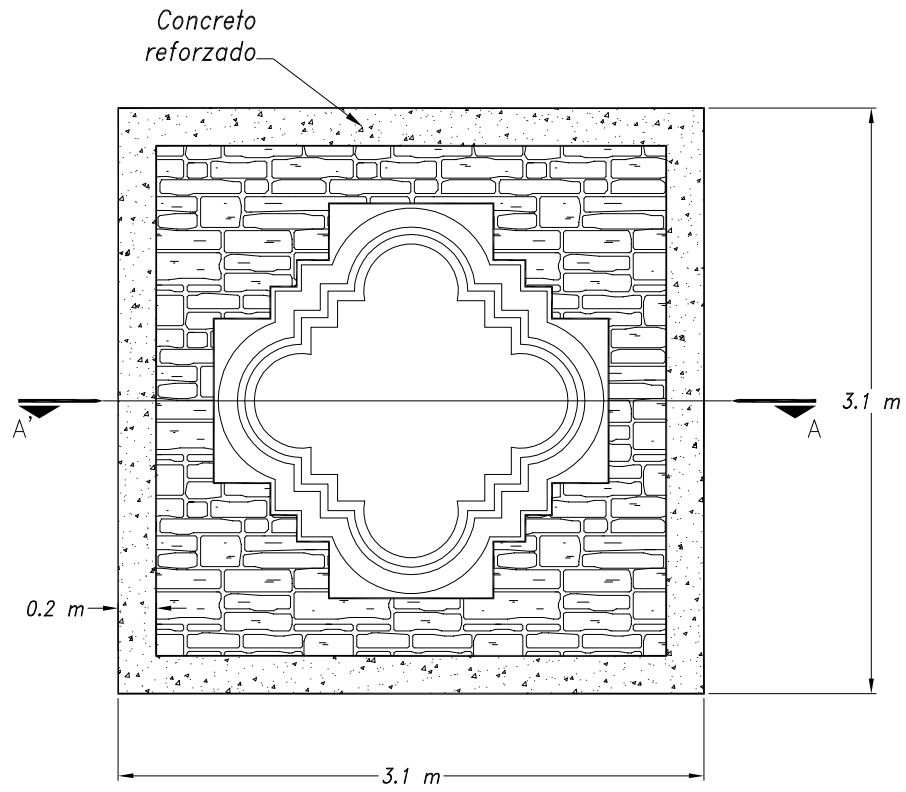


Fig. 10.3.22 Corral de concreto reforzado

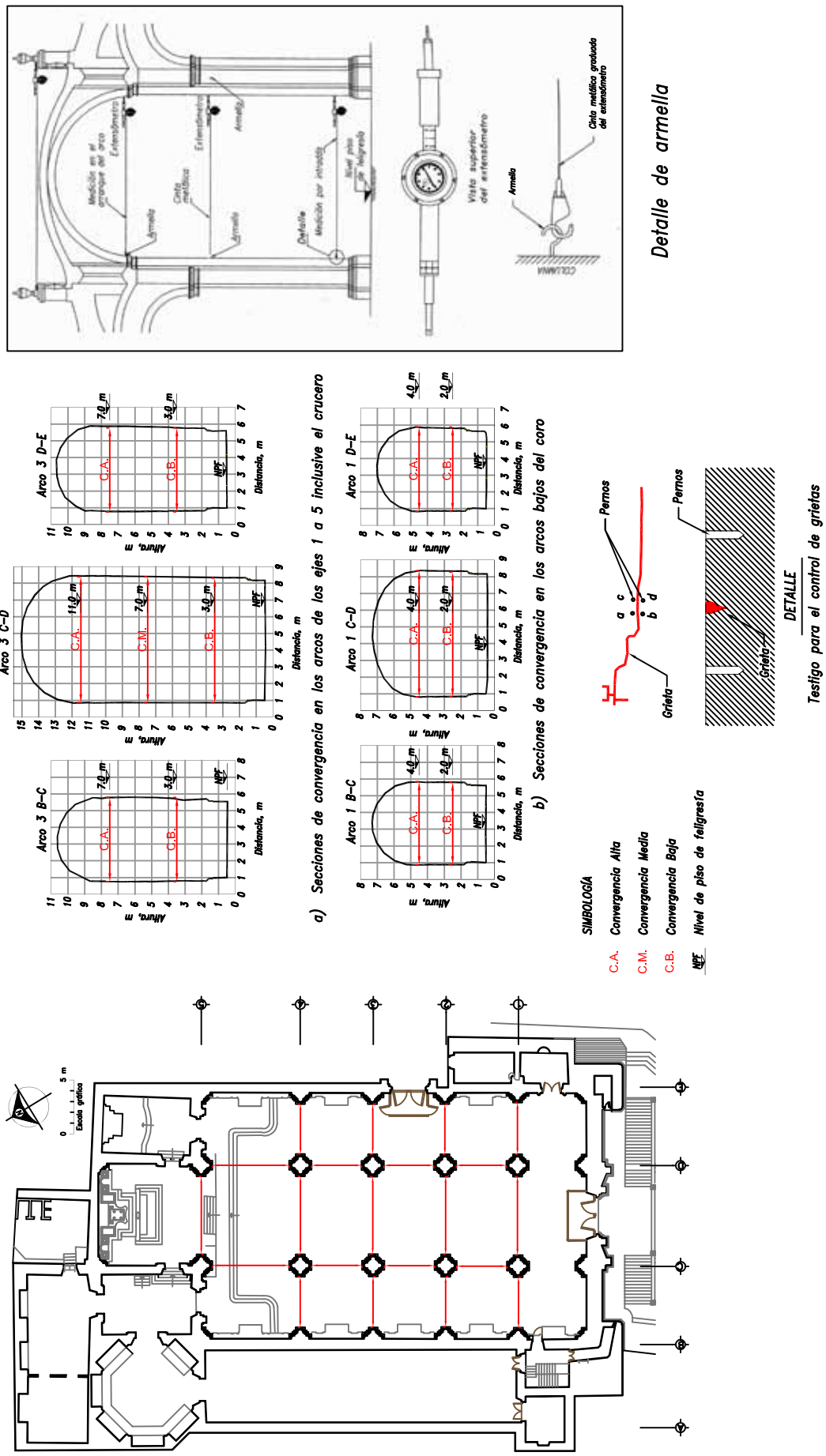


Fig. 10.3.23 Ubicación de secciones de convergencia y detalle de testigos para el control de grietas

## 11. CASOS EN EL ESTADO DE PUEBLA

### 11.1 TEMPLO DE LA COMPAÑÍA EN PUEBLA

#### 11.1.1 Introducción

Los jesuitas arribaron a la región de Puebla en 1578 y fundaron varios colegios, la primera iglesia de esa orden en la ciudad data de 1580 y fue demolida en el año 1700 para iniciar la construcción de su gran templo basilical al que se le dio el nombre de Iglesia del Espíritu Santo, hoy conocido como La Compañía. El templo se terminó de construir en 1767, el mismo año en que los jesuitas fueron expulsados de la Nueva España. Las torres se terminaron entre 1804 y 1812. En la Tabla 11.1.1 se resume el accidentado proceso de construcción del convento, templo y colegio jesuita.

La construcción actual estuvo bajo la dirección del maestro mayor en Arquitectura José Miguel de Santa María. Originalmente perteneció al antiguo colegio Carolino. El templo permaneció en manos de los jesuitas desde 1888 hasta 1978, cuando fue cedido al arzobispado que actualmente lo usa como auxiliar de la Catedral, la Fig. 11.1.1 es una antigua fotografía del templo. Es interesante mencionar que en un grabado del siglo XVII se advierten dos interesantes detalles: a) el conjunto religioso jesuita incluía el templo de San Roque, pues no existía la calle actual que los separa y b) que el callejón de los Sapos era un pequeño canal de agua, que pasaba debajo del Carolino.

La Compañía es un templo de planta basilical de tres naves, sus dimensiones generales son: ancho 30 m y largo de las naves 63 m, con muros laterales de 2 m de espesor y área total de unos 2 100 m<sup>2</sup>; la nave central de 9.5 m de ancho y 20.4 m de altura, tiene 10 columnas; las naves laterales tienen 5.5 m de ancho y 13.4 m de altura. La altura de los capiteles de la nave central es de 14.6 m y de 9.9 m en las laterales; los plintos laterales son del orden de 1.5 m de altura. La cúpula es peculiar, de planta cuadrada de 9 m de lado. El vestíbulo del templo es un portal abierto o nártex de bloques de roca sólida y sin entrepisos, sobre el cual gravitan las dos torres de ladrillo. La construcción del domo se atribuye al constructor jesuita Juan López de Arbaiza (Kubler, 1982). Finalmente, el claustro y el colegio fueron cedidos a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP).

Tabla 11.1.1 Cronología de la construcción y adaptación de las tres iglesias del Espíritu Santo en Puebla

Año	Etapa de Construcción
1578	Los jesuitas compraron varias casas a Fernando Pacheco que ocupaban menos de la mitad de la manzana. Una de ellas fue adaptada como la capilla de San Miguel.
1579	"Juan Barranco amortizó las deudas de los jesuitas, compró terrenos colindantes e inició un templo que llegó a levantarse hasta la mitad".
1581	Los jesuitas compraron las casas que pertenecieron a Francisco de Montealegre, con lo que completaron toda la manzana.
1583	Para ese año ya eran dueños de toda la manzana y solicitan la piedra a una cantera para hacer la (segunda) iglesia; por lo tanto se inician las obras.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

1586	De esta fecha es la planta de la iglesia y convento adaptado en las casas. El plano se localizó en la biblioteca de París. La (segunda) iglesia se hallaba en construcción
1587	Se "hicieron las escrituras para la fundación" de la segunda iglesia.
1588	El primer edificio era bajo y los vecinos espiaban a los jesuitas, por ello el cabildo los apoyó en la compra del terreno al frente. Lo hacen y ordenan demoler las casas ahí construidas para formar una plaza al frente de la iglesia.
1591	Los jesuitas son dueños de los terrenos a un lado y al otro del callejón de San Roque (de los Sapos), piden al cabildo cerrar dicho callejón y que se les adjudique para crecer su predio, lo cual se les concede. Los vecinos se inconforman y les piden no impedir el tránsito de la acequia.
1598	La ciudad le da al colegio un merced de agua "de la que venía a la cárcel y a la fuente de la Plaza Mayor
1600	Se decide hace un portal o atrio cubierto sobre el cementerio que había frente a la portada de la iglesia. La (segunda) iglesia se construyó con una planta de cruz latina y capillas laterales cubiertas con las primeras bóvedas y cúpulas construidas en la región de Puebla. En este año se dedicó la (segunda) iglesia, tenía un nártex, dos torres sobre los dos ángulos de la fachada, cada una de tres cuerpos. La nave fue con bóveda de cañón y a sus lados dos hileras de arcos que hacían dos naves laterales de capillas abovedadas y sobre éstas se elevaban otras para igualar la central; tenían balcones al cuerpo de la nave central. El crucero se formaba de cuatro arcos sin pilastras sobre los que se apoyaba la cúpula.
1602	Se terminan los litigios por la calle de San Roque que duraron 11 años (1591-1602) y se abre la calle de nuevo
1620	Se terminan las obras de la segunda iglesia y se abre al culto.
1705	Se refrenda y aumenta la merced de agua de la ciudad al colegio
1719	Se inicia la construcción de la casa de ejercicios del otro lado de San Roque
1727	"Nuevos recursos de la ciudad en el cabildo para que el agua se diese a la alcantarilla en la esquina del convento de la Santísima Trinidad conduciéndola los padres por su costo"
1729	Los jesuitas deciden traer su agua hasta el colegio desde su hacienda de Amaluca, distante una legua y el cabildo se los autoriza. Abriendo zanjas para hacer atarjeas. En este año se vuelve a cerrar San Roque para extender la casa de ejercicios.
1735	Hacia el primer tercio del siglo XVIII la Compañía de Jesús adquirió tal prestigio que se le permitió la erección de un nuevo templo (el tercero)
1750	Hasta mediados del siglo XVIII funcionó el segundo templo y entonces se demolió.
1754	El plano "de Medina" muestra la iglesia con una torre y una puerta lateral.
1764	La tercera iglesia estaba en construcción, las torres se quedaron en el primer cuerpo pues los padres temieron que no las soportara el pórtico; así se quedaron hasta principios del siglo XIX. El primer cuerpo de las torres era de mampostería y los dos restantes de madera recubierta de plomo.
1767	Los jesuitas fueron expulsados de la Nueva España El padre Mozarabe hace colocar en el pórtico las rejas que cerraban las capillas de la segunda iglesia
1778	Está por terminarse la casa de ejercicios.

1790	Hasta entonces la Junta de Temporalidades decide hacer los avalúos y rematar los bienes confiscados a los jesuitas y en este edificio en particular deciden reunir en su monasterio a varias instituciones educativas poblanas y fundar el Real Colegio Carolino. Se reanuda la actividad constructiva suspendida desde 1767 y se inicia toda la obra de ornamentación arquitectónica (pináculos, botareles, etc.).
1804	Se inician los trabajos construcción de la casa de ejercicios del otro lado de San Roque
1812	Se concluyen los trabajos de las torres.
1820	Termina la obra de ornamentación arquitectónica.
1833	"Una explosión produjo 100 muertos y grandes destrozos" en el edificio del monasterio, usado como cuartel y fábrica de armas.
1852	Se abre el callejón de San Roque.

**Eventos sísmicos en Puebla.** Los más recientes son el del 28 de agosto de 1973, conocido como el sismo de Orizaba, de magnitud Richter 7.5 causó daños en muchas iglesias del Estado. El del 15 de julio de magnitud 6.7, dañó a decenas de templos. El más reciente ocurrió el 22 de mayo de 2009 con magnitud 5.7, sin que se reportara ningún templo dañado.

**Sismo del 15 de junio de 1999.** Los daños causados por ese evento en el conjunto jesuita formado por el templo de La Compañía y su antiguo convento y colegio, hoy identificado como edificio El Carolino causaron incertidumbre sobre la seguridad del templo de La Compañía.

La inspección de los daños realizada diez días después del sismo permitió observar las fisuras estructurales de la Fig. 11.1.2. En ella se señala que en el muro norte del templo, sobre la Av. Manuel Ávila Camacho, se advertía un hundimiento local del orden de 1cm, y las bóvedas interiores sufrieron graves daños como se esquematiza en la misma figura y se muestran en las fotos de la Fig. 11.1.3. Llama la atención que en el nártex o vestíbulo conformado como un portal abierto de bloques de basalto, sobre el cual gravitan las torres apenas se marcaron delgadas fisuras; sin embargo, las torres de ladrillo que se pueden calificar de ligeras y frágiles, quedaron rotas en un plano casi vertical indicado en la Fig. 11.1.4 y quedaron en un equilibrio crítico.

El hundimiento mencionado del muro norte implicó que las pilastras adosadas muestren signos de haber sufrido asentamiento, desajustes y giros que las inclinaron aproximadamente 0.5%, además dos de ellas se desplazaron horizontalmente unos 6 mm como se dedujo de las deformaciones acusadas en sus bases, Fig. 11.1.5. Este giro implica una deformación de por lo menos 7 cm en la clave del arco, dada la altura del muro norte (TGC, 1999. No. 2200).

En los muros, pilastras y columnas de La Compañía se advierten huellas de resanes de fisuras que demuestran que a lo largo de su vida ha sufrido asentamientos y deformaciones a causa del subsuelo y los sismos; el daño acumulado es sin duda un factor decisivo en los perjuicios que ocasionó este evento sísmico. La calificación de daños observados, conforme con las directrices del Instituto Getty se puede decir que La Compañía quedó en estado inutilizable, en Rojo y Grado 1, con severo daño estructural pero reparable (Feilden, 1987).

**Estudio geotécnico de la BUAP.** La Benemérita Universidad Autónoma de Puebla de inmediato realizó un estudio geotécnico para evaluar las condiciones del subsuelo e interpretar el origen de las fisuras que se han venido activando en El Carolino e incluyó un sondeo en la esquina norte de La Compañía, el cual se menciona más adelante.

### 11.1.2 Diagnóstico estructural

El estudio estructural para identificar las medidas de protección que deberían incorporarse para mejorar su comportamiento ante futuros sismos fue encargado al Dr. Fernando López Carmona (López Carmona, 2000). Para aportar la información geotécnica necesaria se realizó el estudio geotécnico (TGC, 2000. No. 2329) y se complementó con mediciones de velocidad de las ondas de corte que se mencionan más adelante (ERN, 2000). Por otra parte, al Ing. Oscar de la Torre se le solicitó diseñar las medidas de emergencia para la estabilización del muro norte (de la Torre, 2000).

### 11.1.3 Mediciones topográficas y estructurales

El estudio geotécnico del templo de la Compañía se inició con los siguientes trabajos (TGC, 2000. No. 2329).

**Puntos de control topográfico.** Se instalaron 70 pernos de acero inoxidable como referencias topográficas en los plintos y molduras arquitectónicas los cuales se ubican en la Fig. 11.1.6. Para el origen de la elevación de los puntos se tomó como base un banco superficial fijado en una esquina de la fuente del jardín de la Plaza Mayor, con una elevación arbitraria de +100.000 m.

**Primera medición de convergencias.** Con esta medición se definen las distancias actuales entre las pilastras de los arcos seleccionados que se muestran en la Fig. 11.1.7. Estos datos permiten deducir la diferencia en la separación que existe entre la sección alta y la baja que se muestra Fig. 11.1.8. En la nave central y lateral sur se tienen diferencias máximas de 5.8 y 3.6 cm respectivamente. En la nave lateral norte, se registran las mayores separaciones con valores que varían de 5.6 cm (eje 6) a 14.1 cm (eje 9), mismos que corresponden con la zona en que se observó desajuste en la base de las pilastras.

**Configuración del piso de feligresía.** La Fig. 11.1.9a muestra las curvas de igual elevación del piso de feligresía que indican que existe un desnivel de 22 cm hacia el nártex.

**Configuración de la superficie definida por los plintos.** Para construir esta configuración se emplearon la cota de elevación y sus coordenadas de los 44 puntos de control instalados en el interior del templo. La 11.1.9b muestra las curvas de igual elevación de la superficie definida por los plintos que se cree son los originales de las pilastras.

**Hundimiento diferencial inferido.** La Fig. 11.1.10 define la configuración de las curvas de igual hundimiento respecto del punto más alto, ubicado en el plinto de la pilastra del cruce de los ejes 8-E, que muestra que existe un hundimiento diferencial máximo de 9 cm hacia el crucero y que el mayor hundimiento diferencial que se tiene entre los dos muros (ejes A y E) es de 4 cm.

**Verticalidad de las pilastras.** La Fig. 11.1.11 representa como vectores los desplomos medidos; las pilastras del eje A, entre los ejes 6 y 9, tienen el mayor desplomo, que es del 1% hacia el norte; las columnas del eje C presentan una inclinación al norte de 0.1 a 0.3% y en las demás columnas y pilastras el desplomo medido es de 0.1 a 0.2%, que están asociados con la calidad en el acabado de su fuste. La magnitud del desplomo medido en dirección oriente-poniente varía de 0.1 a 0.3%.

Comparando el patrón de curvas de igual hundimiento con la dirección del desplomo que presentan las pilastras y columnas, se observa que no existe correspondencia entre ellas, ya que se deberían

esperar los mayores hundimientos en el muro del eje A respecto del eje B y no en la zona del crucero.

#### **11.1.4 Características del subsuelo**

**Geología local.** La geología de la ciudad de Puebla es compleja, la parte poniente de la ciudad e incluso el Centro Histórico se encuentran sobre depósitos de travertino, por su parte en la zona oriente predominan depósitos de tobas del volcán de la Malinche, que se intercalan con sedimentos fluvio-lacustres; también se encuentran depósitos aluviales a lo largo del río Atoyac y de sus afluentes que cruzan la ciudad (Mooser, 1996). En los lomeríos que se ubican al sur y al oeste de la ciudad y en las lomas de Loreto y del Cinco de Mayo, aparecen lavas basálticas a las que les subyacen las tobas (Auvinet, 1976).

El subsuelo bajo el templo de La Compañía consiste en depósitos volcánicos que rellenaron un cuerpo lacustre con polvo pumítico fino y a veces grueso, el cual se alteró hasta formar una arcilla; además el lago tenía un contenido de calcio variable que influyó en la cementación de los suelos del sitio.

**Campaña de sondeos realizados por la BUAP.** La BUAP exploró el subsuelo de la Compañía y del Carolino (GREAN, 1999), inicialmente se realizaron 13 sondeos de penetración estándar que se ubicaron en la periferia del conjunto, dos en el interior del Carolino y uno en el cruce del Bulevar Héroes del 5 de Mayo y Av. Juan de Palafox, que corresponde a la zona del cauce del río San Francisco. Posteriormente realizó en tres puntos mediciones con sonda suspendida a “geófono de sondeos”, para determinar en forma continua hasta 25 m de profundidad las velocidades de las ondas P y S. Así mismo, excavó 11 pozos a cielo abierto para la observación directa de la cimentación. La ubicación de todos ellos se señala en la Fig. 11.1.12; en la misma, se ilustra la zonificación del subsuelo en dos sectores: Zona Z I en la cual se encuentran suelos blandos de origen lacustre aluvial y Zona Z II de suelos duros con intercalaciones de travertino. La figura hace evidente que la parte sureste de este antiguo convento se desplantó sobre suelos arenosos sueltos y arcillosos blandos, lo cual es muy congruente con el patrón de daños observados y con la influencia que debió tener el río San Francisco en la depositación del aluvión.

**Campaña de sondeos realizados por TGC.** Para definir con mayor detalle las características del subsuelo bajo La Compañía y El Carolino en el 2000 se realizaron 11 sondeos de muestreo, rescatando muestras inalteradas de los suelos blandos y con penetrómetro estándar de los suelos compactos; también se realizaron mediciones con un cono sísmico en dos puntos y se abrieron 4 calas en el templo de la Compañía para conocer con certeza las características de su cimentación y desplante. En la Fig. 11.1.13 se ubican todos estos puntos estudiados.

**Interpretación estratigráfica.** La estratigrafía del subsuelo bajo el conjunto religioso es compleja, para interpretarla se aprovecharon los sondeos realizados tanto por la BUAP como por TGC. A partir de la clasificación visual de las muestras alteradas e inalteradas obtenidas en los sondeos se determinaron los cinco cortes estratigráficos de las Figs. 11.1.14 a 11.1.18. A continuación se describen los estratos más característicos en que se puede dividir el subsuelo.

Rellenos artificiales. Están constituidos por arena y limo café y su espesor varía de 1.5 a 2.6 m; está constituido por material heterogéneo, arcillas y limos; el espesor es mayor hacia la esquina sureste. Subyaciendo a los rellenos se tiene una secuencia de arena fina a media café oscuro de compacidad media sobre un limo café olivo claro de consistencia muy firme, ambas capas con espesor variable;



en conjunto el grosor total de este estrato varía de 1.0 a 2.5 m. Los parámetros de resistencia en prueba triaxial no drenada son: cohesión de 0.9 a 1.1 kg/cm<sup>2</sup>, ángulo de fricción interna  $\phi = 21^\circ$  y módulo de rigidez  $E = 270 \text{ kg/cm}^2$  a corto plazo y  $E = 32 \text{ kg/cm}^2$  a largo plazo. En este estrato está desplantada la mayor parte de la cimentación de la Compañía.

Travertino. Es una roca calcárea depositada en un medio lacustre, se encuentra a una profundidad que varía de 2.2 a 4.6 m bajo la superficie; la calidad del travertino disminuye hacia el oriente y al sur del conjunto templo-edificio Carolino, en el SM-7 no se define dicho estrato. De la observación de los núcleos obtenidos se puede determinar que el espesor total está constituido por una serie de materiales de resistencia variable. En la base de este depósito se tiene una capa de fragmentos empacados en limo y cuyo espesor puede variar de 0.5 a 1.0 m.

El índice de calidad (RQD) de los núcleos de travertino recuperado en los sondeos realizados alrededor del templo varía de 35 a 100%, correspondiendo los menores valores a la parte inferior del depósito y los mayores a la parte central y en algunos casos a la superior. La resistencia en compresión simple varía de 108 a 531 kg/cm<sup>2</sup> con módulo de rigidez de 31,000 a 106,000 kg/cm<sup>2</sup> y peso volumétrico de 1.8 a 2.5 t/m<sup>3</sup>; los valores menores corresponden al travertino poroso superior.

En este depósito está desplantada la cimentación de la pilastra E-7 según se observó en la cala N° 4, lo que representa un punto característico de la cimentación.

En la Fig. 11.1.19 se muestran las curvas de igual elevación en metros de la frontera superior del estrato de travertino, el cual se profundiza hacia el suroriente, siguiendo la pendiente de la superficie del terreno.

En la Fig. 11.1.20 se muestran las curvas de igual espesor de travertino bajo La Compañía, el cual varía en forma aproximadamente diagonal, de 6.5 a 4.5 m, encontrándose hacia la esquina surponiente el mayor espesor de 9.0 m; en la esquina que forman las calles 6 Sur y 3 Oriente no existe. Conviene destacar que en esta esquina El Carolino presenta los mayores daños.

Arena limosa. Se localiza a partir de los 7.0 a 13.4 m por debajo del nivel de banquetta; este estrato de 0.6 a 6.0 m de espesor está formado por una serie de intercalaciones de arena fina a media pumítica, limosa café olivo y gris olivo de compacidad alta a muy alta, con número de golpes en la prueba de penetración estándar  $N_{SPT}$  de 30 a más de 50. Este estrato presenta en su parte superior una capa de 0.5 a 2.0 m de espesor de limo café olivo claro, como se observa en los cinco cortes estratigráficos.

Serie limosa. Se identifica a partir de los 10.0 a 14.5 m de profundidad, con espesor variable de 10.0 a 14.0 m; este estrato consiste en una serie de intercalaciones de limo gris olivo, café olivo claro y café claro, con número de golpes  $N_{SPT}$  promedio de 25 en la zona norponiente y de 10 en el resto de los sondeos, con valores mínimo de uno y máximo de 47; en algunos sondeos se detectaron lentes de arena, de los cuales los de mayor espesor se encuentran en el SM-7, Fig. 11.1.15. La consistencia blanda de este estrato permitió que en los sondeos realizados sobre la calle 3 Oriente, una vez detectada la baja resistencia a la penetración de este estrato se hincara el cono eléctrico, registrándose resistencias de punta  $q_c$  de 4 a 30 kg/cm<sup>2</sup>.

En esta serie resalta un substrato de limo blanquecino cuyo espesor varía de 1.6 a 4.1 m, se le puede definir como un estrato marcador que se encuentra bajo toda el área explorada a partir de los 13.4 a 17.8 m de profundidad, cuya consistencia es muy variable ya que en el sondeo SM-5 se tuvo

que recuperar con barril, mientras que en el sondeo SM-8 fue posible el hincado del cono eléctrico registrando resistencias de punta de 10 a 35 kg/cm<sup>2</sup>.

Los sondeos SM-5 y SM-7 alcanzaron la profundidad de 40 m lo que permitió detectar los siguientes dos depósitos adicionales:

Horizonte limo arenoso. Su frontera superior se puede encontrar a una profundidad entre 23 y 26.6 m, con espesor variable de 3.8 a 8.9 m; está compuesto por tres substratos; en la parte superior se tiene la toba denominada localmente como Xalnene, es una ceniza fenobasáltica depositada en lago y cementada con grietas que contienen manganeso, la cual se detectó únicamente en el SM-5 con un espesor de 2.3 m y fue muestreada con barril. Bajo esta capa aparece un depósito de limo arenoso café rojizo y limo café olivo de consistencia dura con N<sub>SPT</sub> que varía de 24 a más de 50 golpes. En los sondeos SM-3, SM-4, SM-8 y SM-11 también se alcanzó este substrato sin atravesarlo. Finalmente, a partir de los 26.6 ó 29.3 m de profundidad se ubica un depósito de arena fina a media cuarzosa café olivo claro y oscuro de compacidad media a muy alta, con un espesor de 1.0 a 4.3 m y N<sub>SPT</sub> de 35 a más de 50 golpes.

Limo café claro. Se extiende a partir de los 30.0 m hasta la máxima profundidad de exploración y consiste en un limo café claro o café grisáceo con poca arena fina cuarzosa y de compacidad media a alta, asociada a un número de golpes N<sub>SPT</sub> de 15 a 46.

**Mediciones con el cono sísmico.** En dos perforaciones se realizaron mediciones de la velocidad de las ondas de corte, una frente a la Compañía y la otra en la esquina nororiente del Carolino; su posición se señala en la **Fig. 11.1.13**. Por su importancia en la Tabla 11.1.2 se presentan para cada estrato las velocidades de la onda medidas.

Tabla 11.1.2 Velocidad de onda de corte medida

Estrato N°	Descripción	SCS-1 (SM-1)		SCS-2 (SM-5)	
		Prof. (m)	V <sub>s</sub> (m/s)	Prof. (m)	V <sub>s</sub> (m/s)
1	Relleno	0-1.3	137	0-1.6	299
2	Arena y limo café	1.3-2	137	1.6-2.6	312.5
		2-2.8	266	----	----
3	Travertino	2.8-4.5	266	2.6-7	597
		4.5-8.5	727	7-7.9	385
		8.5-9.4	214	----	----
4	Arena limosa	9.4-11	205	7.9-10	385
		11-13	400	10-12	117
		13-14.3	100	12-14.1	235
5	Limo blanquecino	14.3-16.7	141	14.1-17	251
		----	----	17-18.2	104
6	Limo café	16.7-21	454	18.2-20	104
		21-23	315	20-21	159
		----	----	21-22	90
		----	----	22-25	365

### 11.1.5 Características de la cimentación de La Compañía

**Características de la cimentación.** Para conocer el tipo, nivel de desplante y dimensiones de la cimentación del templo se excavaron cuatro calas de exploración en las cuales se alcanzó la profundidad a la que se encuentra el travertino, que varía de 3.1 a 4.5 m respecto al nivel de piso de feligresía. Las calas se realizaron en los muros sur y norte, debido al apuntalamiento existente en las naves central y norte. Además se aprovechó la información de los registros de las calas realizadas por la Constructora Acrosa en septiembre de 1999 (ACROSA, 1999). Con lo descubierto en todas las calas se elaboró la Fig. 11.1.21, que representa esquemáticamente las características de la cimentación del templo, constituida por zapatas de mampostería desplantadas sobre el limo arenoso café claro superficial; sólo en la cala excavada en la base de la pilastra del eje E-7 se encontró que la mampostería se apoya sobre el travertino; este hallazgo permite explicar las peculiaridades de la configuración de curvas de igual hundimiento mostrada en la Fig. 11.1.10.

### 11.1.6 Análisis geotécnico

Del análisis estructural realizado (ERN, 2000), se tomaron las solicitaciones estáticas y los incrementos sísmicos correspondientes para la condición de la estructura antes del sismo de junio de 1999, para compararlos con capacidad de carga y correlacionarlo con el comportamiento observado; posteriormente se analizó la estabilidad de la cimentación ante las nuevas solicitaciones derivadas de la rehabilitación estructural.

**Capacidad de carga.** La cimentación de La Compañía está apoyada sobre el estrato limo arenoso café claro con un espesor medio de 0.70 m, para el cual se evaluó su capacidad de carga última en condiciones estáticas, para los parámetros reducidos del suelo:  $\tan\phi = \frac{2}{3}\tan 21^\circ$  y  $c_r = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ . Los valores resultantes fueron: a) para las zapatas continuas de los muros desplantadas a 1.8 m, resulta una capacidad de carga de  $89 \text{ t/m}^2$  y b) para las zapatas cuadradas con 3 m de lado desplantadas a 2.8 m y que soportan a las columnas interiores, su capacidad de carga es de  $96 \text{ t/m}^2$ .

Estos resultados se comparan con la magnitud de la carga por columna al nivel de cimentación antes del refuerzo estructural y el correspondiente incremento de carga en condición sísmica, según se muestra en la planta del templo de la Fig. 11.1.22. Lo cual permite deducir los factores de seguridad (FS) en condiciones estáticas y con sismo para cada una de las columnas y pilastras de la Fig. 11.1.23. En condiciones estáticas las columnas de la nave tienen un FS mínimo de 3 y para las pilastras que se encuentran en el eje E se identificaron los valores de FS menores, entre 1.9 y 2.6.

Considerando el incremento de carga por sismo se obtienen FS mayores de 2 excepto en las pilastras E-8 y E-9 con 1.8, que es el mínimo que presentó la cimentación, sin que en este eje se reflejaran daños. Además es importante indicar que en este eje se tiene la pilastra E-7 cuya cimentación está directamente apoyada sobre el travertino y los muros adyacentes no presentaron agrietamiento. Por tanto, el FS mínimo para un comportamiento adecuado en sismo es de 1.8, mismo que se utilizó como referencia para evaluar la seguridad de la cimentación después de la rehabilitación estructural.

**Estimación de asentamientos estáticos.** Considerando que los factores de seguridad deducidos para las condiciones estáticas son amplios, se puede inferir que los asentamientos que ha sufrido la estructura, mostrados en la Fig. 11.1.10, se deben fundamentalmente a la deformación del estrato limo arenoso superficial. Esto se confirmó de manera indirecta, estimando el espesor original del estrato de apoyo; la Fig. 11.1.24 presenta la variación de espesores así definida, la cual resulta

compatible con lo observado en las calas efectuadas. Esta evaluación, aunque simple, permite asumir que los asentamientos acumulados antes del sismo fueron debidos a las cargas estáticas y espesores diferenciales de los limos en que se apoyan las zapatas.

**Estimación de asentamientos sísmicos.** El orden de magnitud de los asentamientos que sufrió la cimentación de La Compañía durante el incremento de carga inducido por el sismo del 15 de junio de 1999, estimados a partir de la velocidad de onda de corte medida para el limo arenoso en el sondeo de cono sísmico SCS-1, corregido para tomar en cuenta el nivel de deformación y la degradación inducida por la aplicación cíclica de la carga se muestran en la Fig. 11.1.25, resultando un máximo de 3 mm en la columna D-6, mientras que en el muro del eje E se determinó un asentamiento de medio milímetro; el orden de magnitud obtenido permite concluir que los desplazamiento de la cimentación no indujeron daños en la estructura.

**Comparación entre las deformaciones medidas y las calculadas.** La distribución de las curvas de igual hundimiento dibujadas a partir de las nivelaciones de los plintos (Fig. 11.1.10), muestran una tendencia a ser mayores hacia el crucero, por lo cual puede afirmarse que están asociadas a la condición de carga estática que se ha mantenido sobre el suelo en los 233 años que tiene de construido el templo.

Por otra parte, las magnitudes de desplomos medidos (Fig. 11.1.11) no son compatibles con los asentamientos que ha sufrido el templo bajo peso propio ni con la estimación de asentamientos para el sismo de junio de 1999, en particular la inclinación que presenta el muro del eje A entre los ejes 6 a 9; por tanto, dicho desplomo está asociado directamente con la superestructura.

De lo anterior se concluye que los asentamientos de la cimentación durante el sismo fueron muy pequeños y dentro del rango elástico del comportamiento del suelo, por lo que los daños se debieron a la vulnerabilidad de la solución estructural y de los materiales frente a una sollicitación sísmica, haciendo necesario el reforzamiento estructural del templo.

### **11.1.7 Propuesta de rehabilitación estructural de la Compañía**

La solución de rehabilitación estructural de La Compañía que propuso el Dr. Fernando López Carmona consiste en una red diafragma exterior que se muestra en la Fig. 11.1.26 para aumentar la rigidez de las bóvedas y muros, que se apoyará sobre los muros de los ejes A y E y en cada una de las columnas de la nave central; esta solución requiere de la precompresión de las columnas, con un anclaje vertical con cables de acero confinado en las columnas y pilastras y empotrados en el estrato de travertino, Fig. 11.1.27.

**Nuevas condiciones de carga.** La construcción de la red diafragma exterior generará incrementos de carga tanto en condiciones estáticas como sísmicas, que repercutirán en el comportamiento de la cimentación. La empresa ERN evaluó las cargas al nivel de cimentación, que implican incrementos de carga en condiciones estáticas de hasta un 50% del valor anterior al refuerzo (ERN, 2000). En cuanto a la capacidad de carga del suelo limoso de apoyo es igual a la estimada.

Por lo que respecta al anclaje vertical con cables de acero para mejorar el funcionamiento de las columnas y pilastras considera que el bulbo estará empotrado en el travertino y que las cargas que se podrán aplicar serán de 27 t.

**Decisión adoptada.** La propuesta del Dr. López Carmona de reforzar las bóvedas no fue adoptada, a pesar de que fue avalada por destacados ingenieros consultores en estructuras (ERN, 2000); sin embargo, no debe ser olvidada, porque considerando que los daños estructurales en cada evento sísmico se acumulan, podría llegar a ser necesario implementar el citado refuerzo.

#### **11.1.8 Estabilización del muro norte**

El riesgo inminente en el que quedó el muro norte del templo, después del mencionado sismo, obligó a identificar una acción emergente y otra definitiva, la primera para evitar su caída y la segunda para garantizar su permanencia. Para ello surgieron dos opciones:

La primera fue del Dr. López Carmona que propuso instalar cables de acero como refuerzo temporal (Fig. 11.1.28), los cuales serían eliminados una vez que se reforzara la bóveda, conforme a su proyecto.

La segunda la propuso la Constructora Acrosa como parte de los trabajos de emergencia que realizó para La Compañía, los que consistieron en: a) la colocación de un apuntalamiento de acero en la calle de Palafox, b) la colocación y refuerzo de las bóvedas con concreto y acero, c) refuerzo de los arcos fajones con una camisa de acero en forma de U y c) refuerzo de las torres con diafragmas horizontales estructurales de concreto y acero. En la Fig. 11.1.29 se muestra el apuntalamiento temporal del muro norte en la calle de Palafox y también los contrafuertes que se le agregaron.

#### **11.1.9 Conclusiones y recomendaciones**

a) La distribución de las curvas de igual hundimiento deducidas a partir de las nivelaciones de los plintos, muestran una tendencia a ser mayores hacia el crucero, por lo cual puede afirmarse que están asociadas a la condición de carga estática que se ha mantenido sobre el suelo en los 233 años que tiene de construido el templo.

b) La magnitud de los desplomos medidos no resultaron compatibles con los asentamientos que ha sufrido el templo bajo peso propio ni con los calculados para la sollicitación sísmica, en especial, la inclinación que presenta el muro del eje A entre los ejes 6 a 9; por tanto, dicho desplomo está asociado a un problema de comportamiento estructural del templo.

c) El análisis geotécnico conlleva a afirmar que los asentamientos de la cimentación durante el sismo el 15 de junio de 1999 fueron muy pequeños y dentro del rango elástico del comportamiento del suelo, por lo que los daños se debieron a la vulnerabilidad de la solución estructural y de los materiales frente a una sollicitación sísmica, haciendo necesario reforzar esta estructura, en particular la bóveda.

d) En relación con la capacidad de carga de la cimentación el factor de seguridad (FS) que tiene en condición estática es mayor de 3. Considerando el incremento de carga por sismo se obtienen FS mayores de 2 excepto en las pilastras E-8 y E-9 con 1.8 que es el mínimo que presentó la cimentación, sin que en este eje se reflejaran daños; además se tiene la pilastra E-7 cuya cimentación está directamente apoyada sobre el travertino y los muros adyacentes no presentaron agrietamiento.

e) Para reforzar temporalmente el muro norte se adoptó la solución de soportes de acero propuesta por el Ing. Oscar de la Torre que después fueron sustituidos por contrafuertes de concreto reforzado.

f) En cuanto al refuerzo del templo mediante la red diafragma exterior para incrementar la rigidez de la bóveda y muros, propuesto por el Dr. Fernando López Carmona y justificado con el análisis estructural de ERN, quedó como un tema pendiente que es necesario retomar para asegurar la permanencia de este monumento.



Fig. 11.1.1 Templo de la Compañía

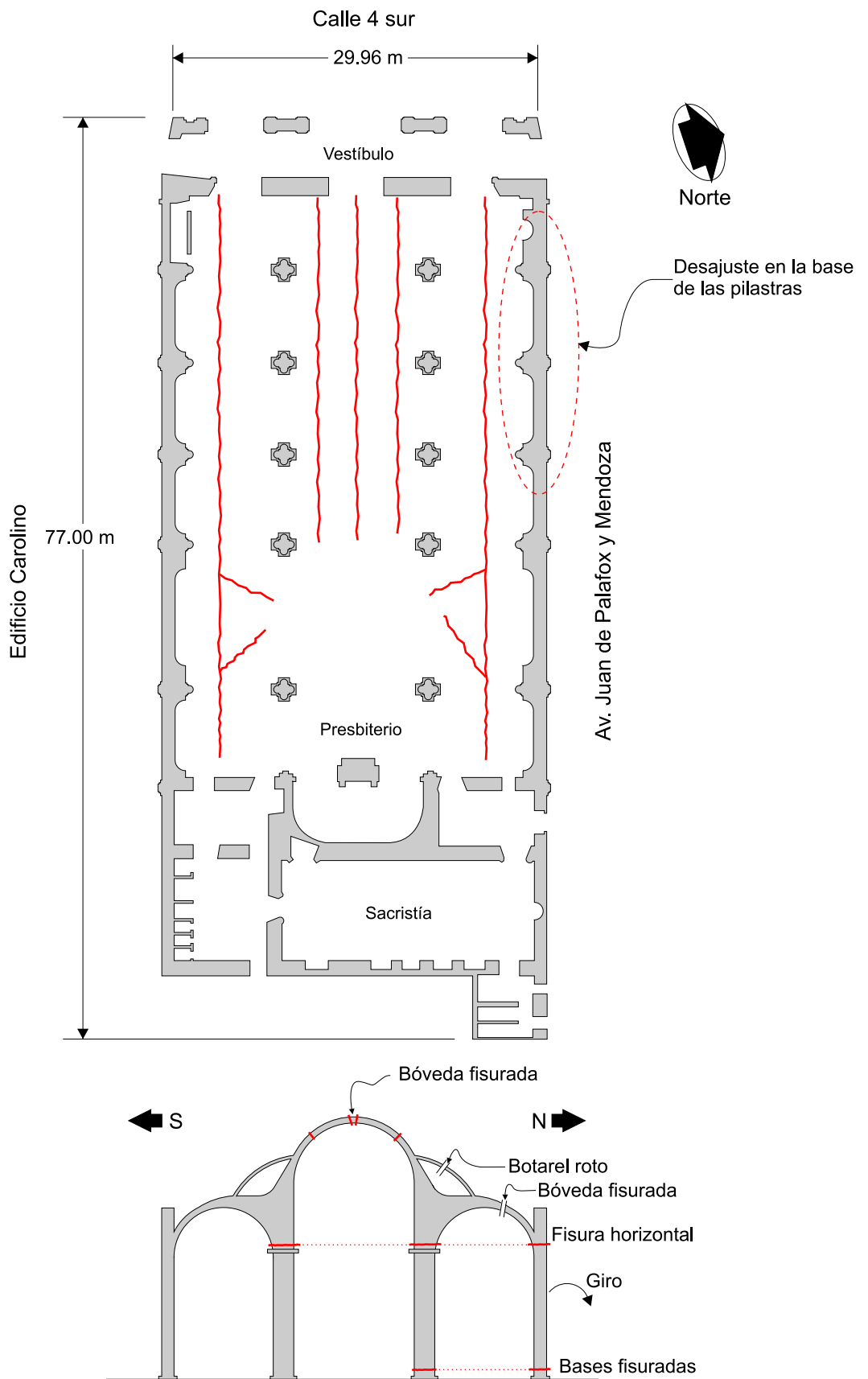
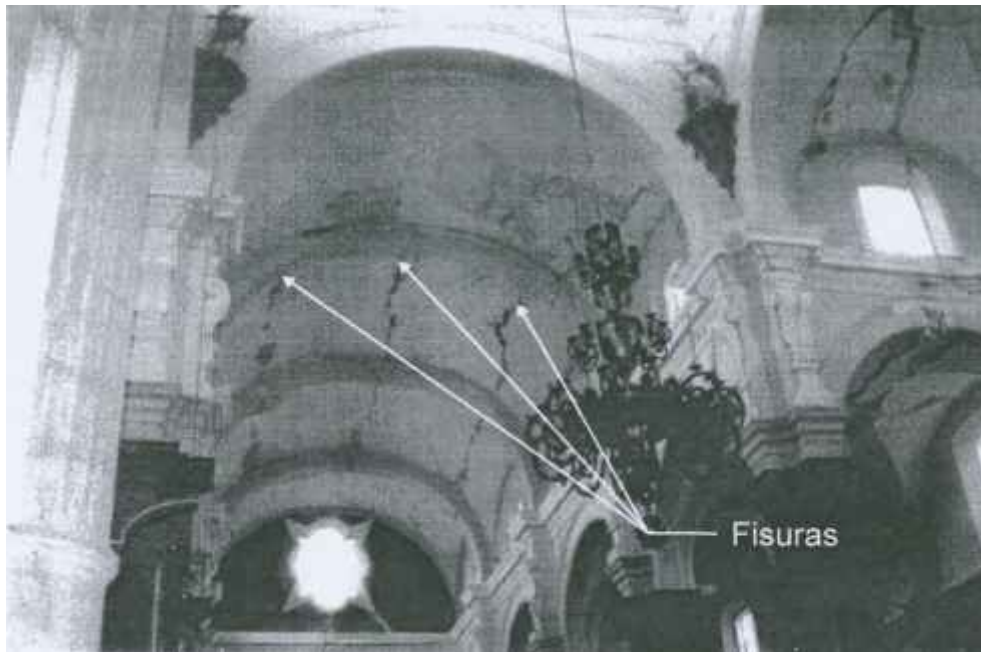


Fig. 11.1.2 Fisuras estructurales observadas en el Templo de la Compañía



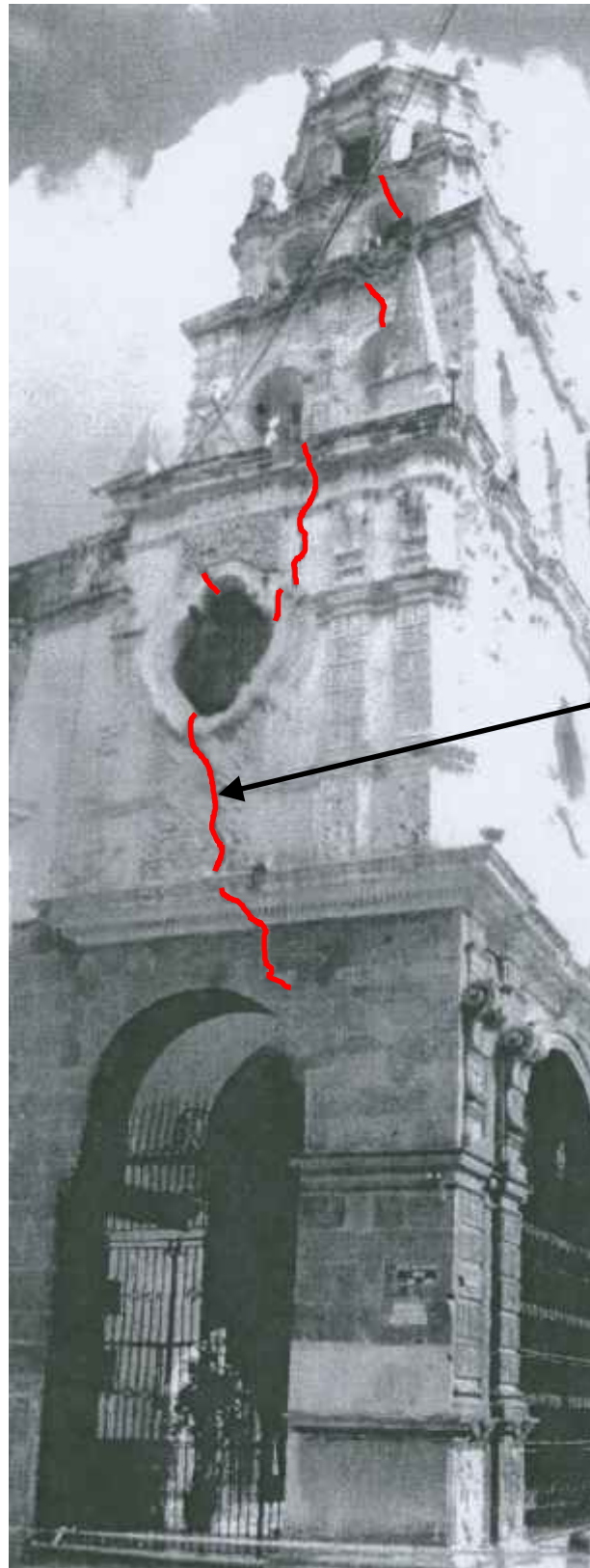


*Fisuras en la nave central*



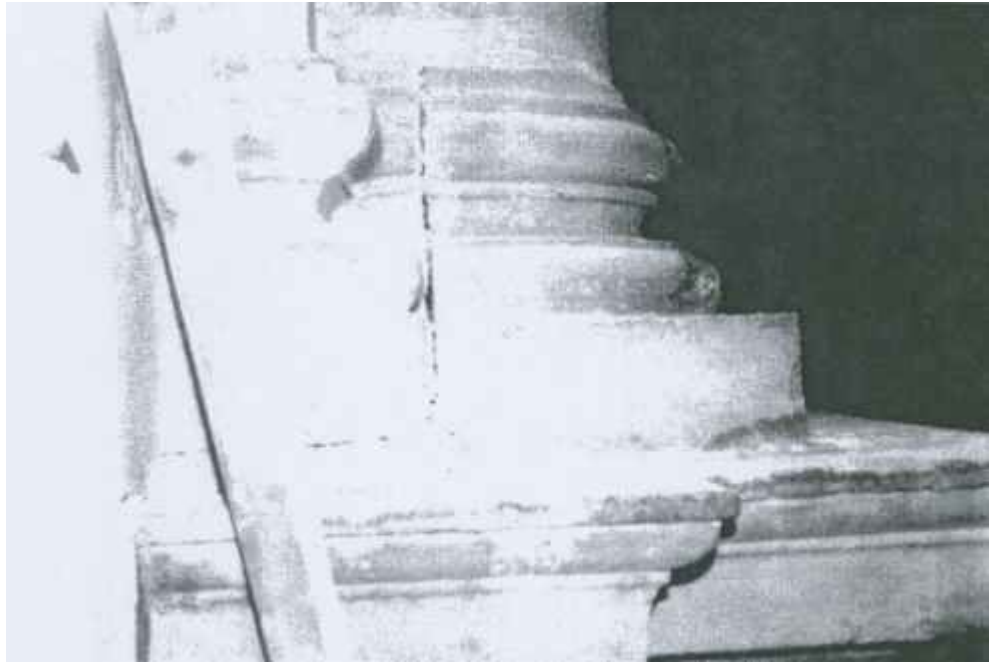
*Fisuras en una de las naves laterales de La Compañía*

**Fig. 11.1.3 Fisuras en La Compañía**

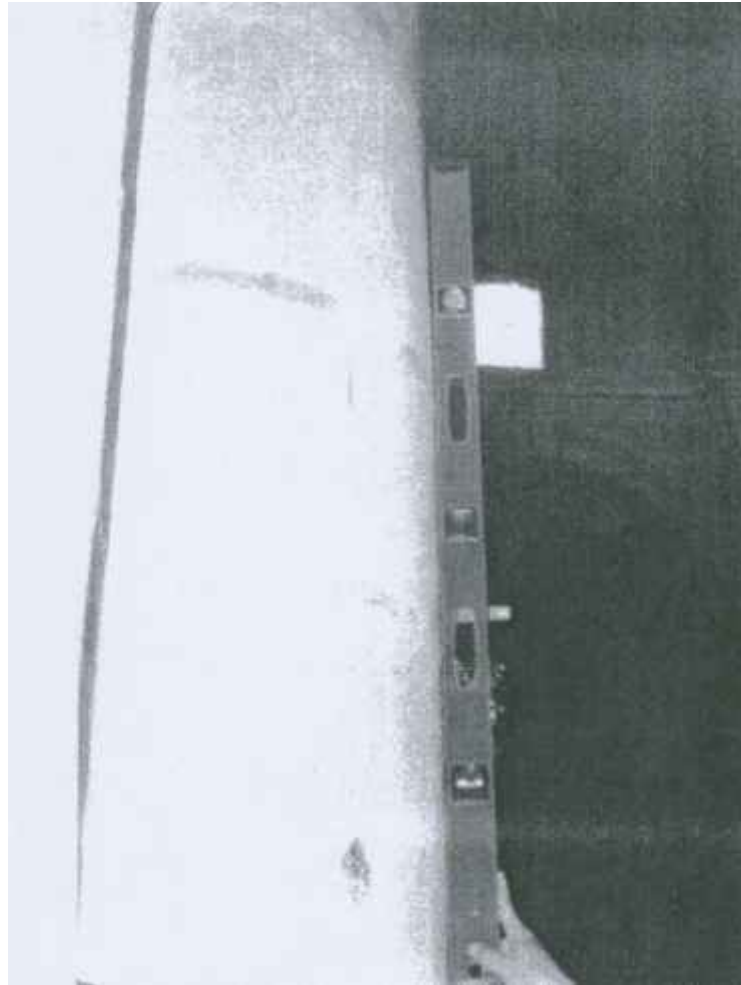


Fractura

Fig. 11.1.4 Torre norte fracturada



*Desajuste de una pilastra*



*Desplome y corrimiento horizontal de una pilastra*

**Fig. 11.1.5 Desajustes observados**

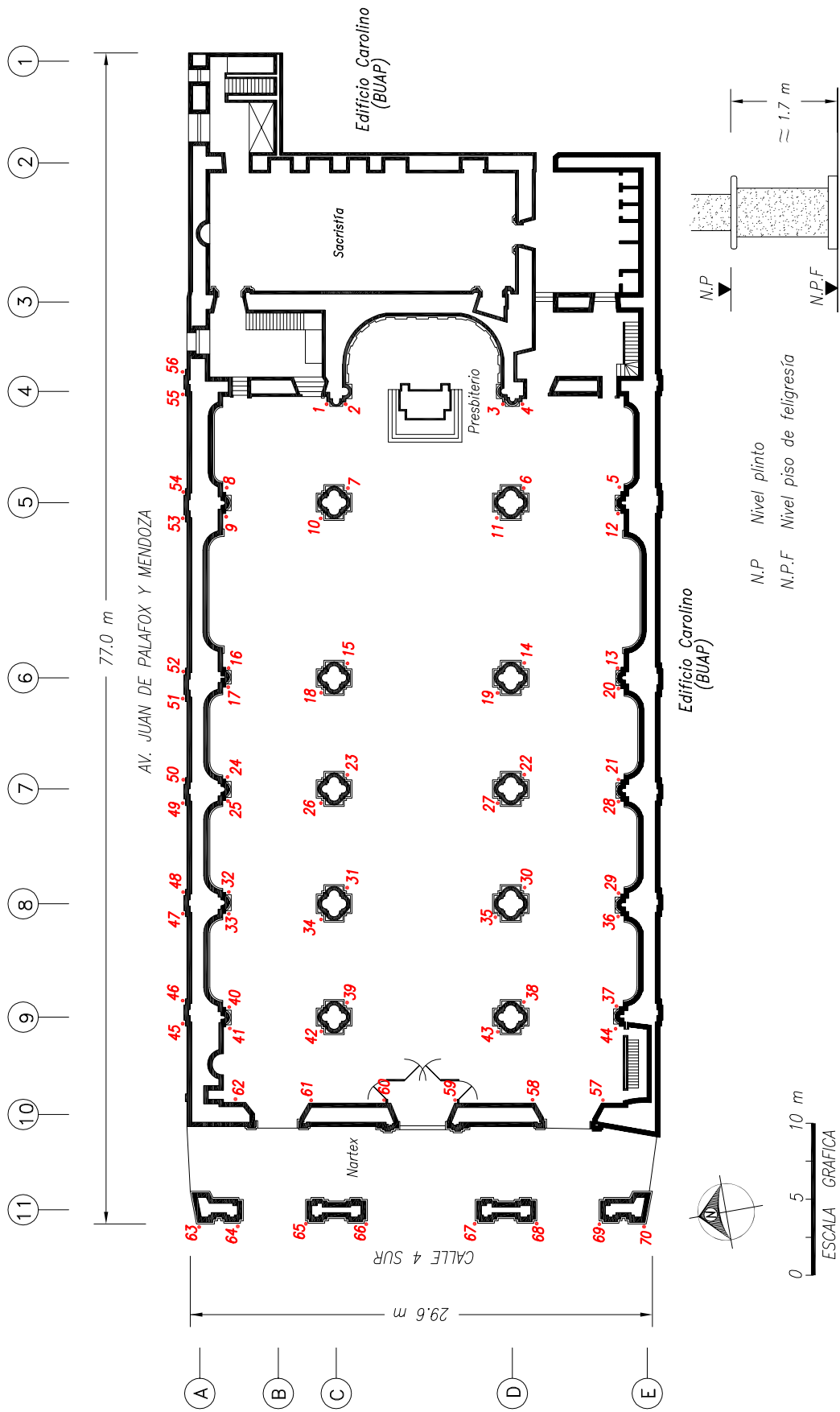


Fig. 11.1.6 Ubicación de puntos de control topográfico

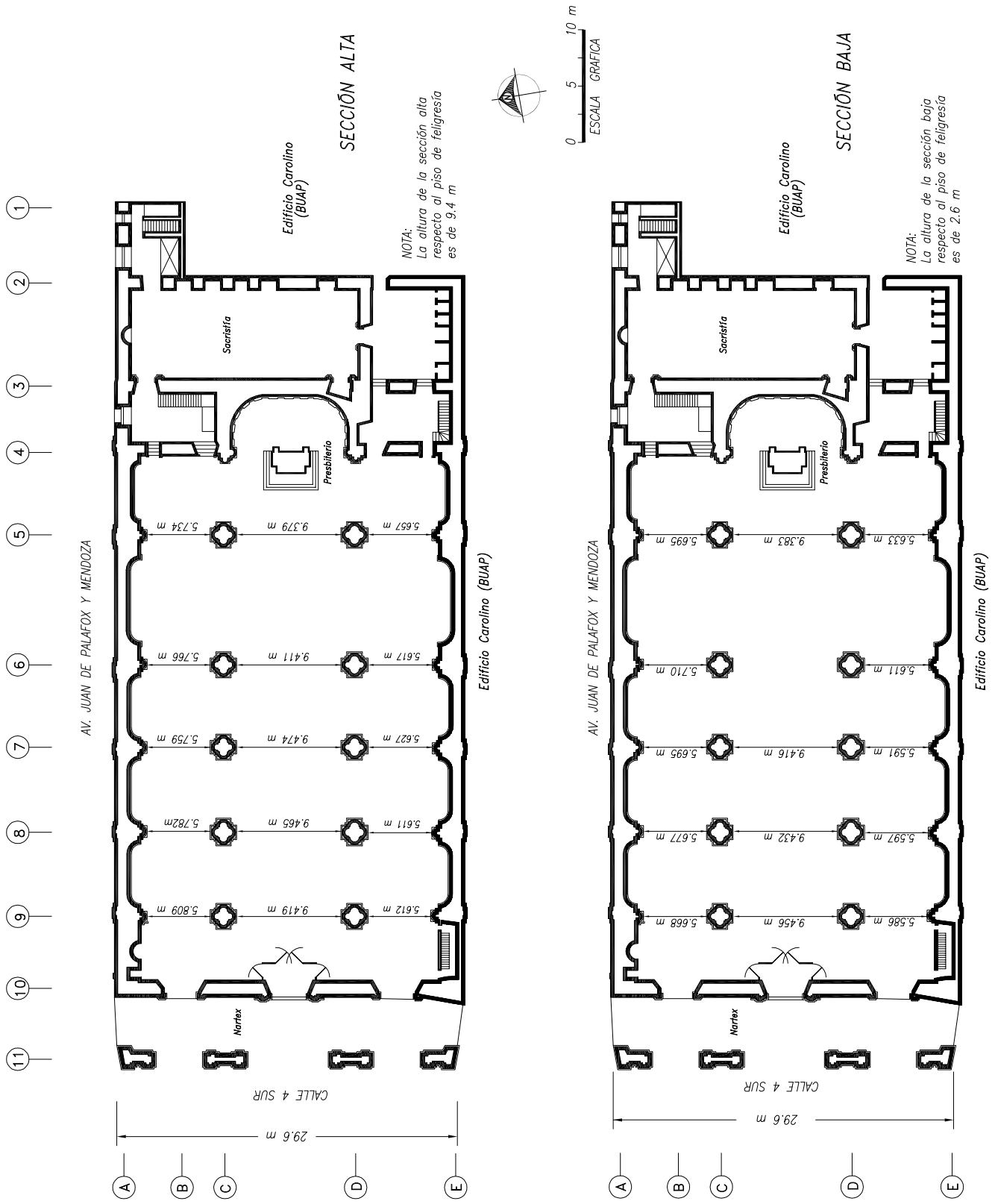


Fig. 11.1.7 Primera medición de distancia entre columnas (convergencias), 2 de febrero de 2000

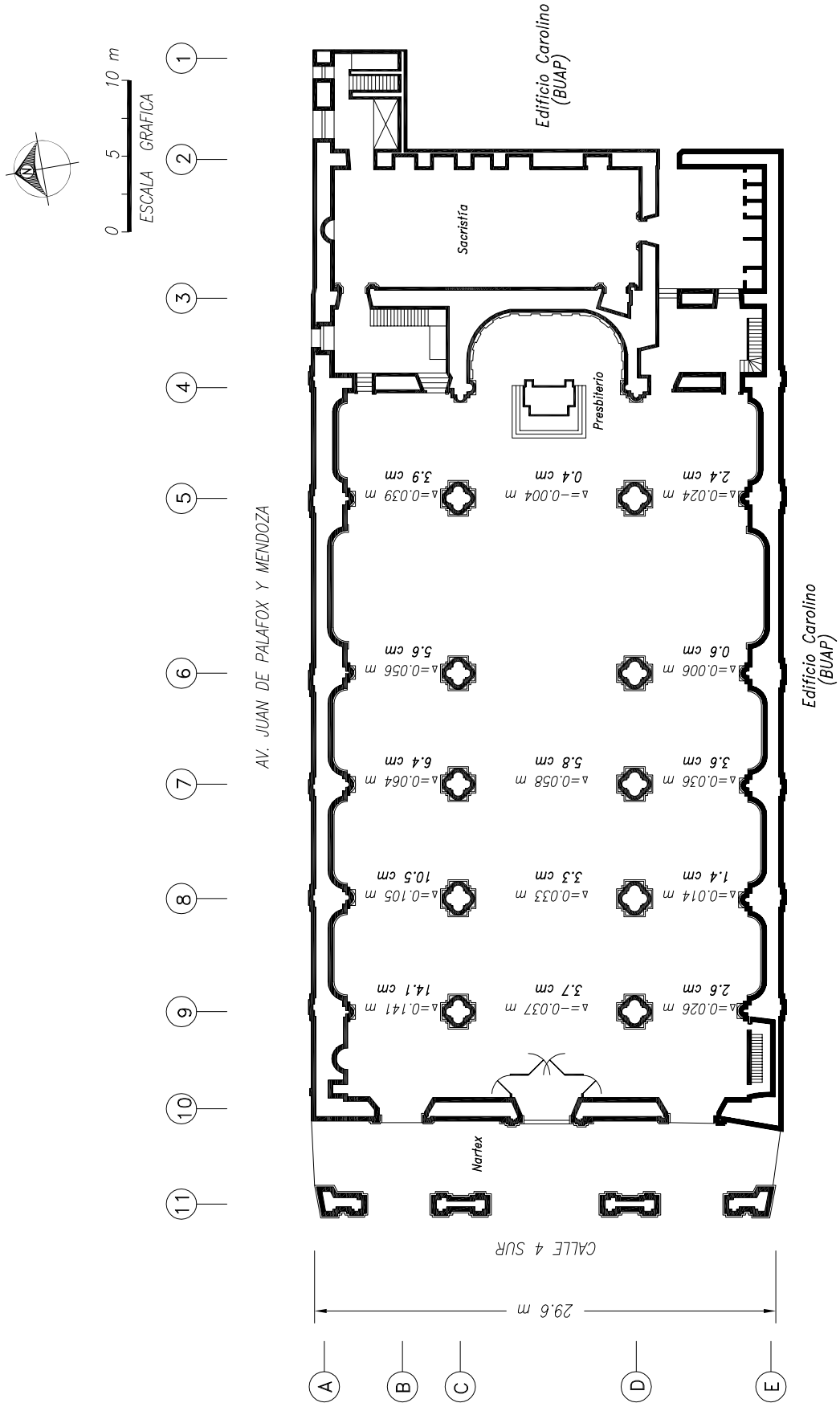
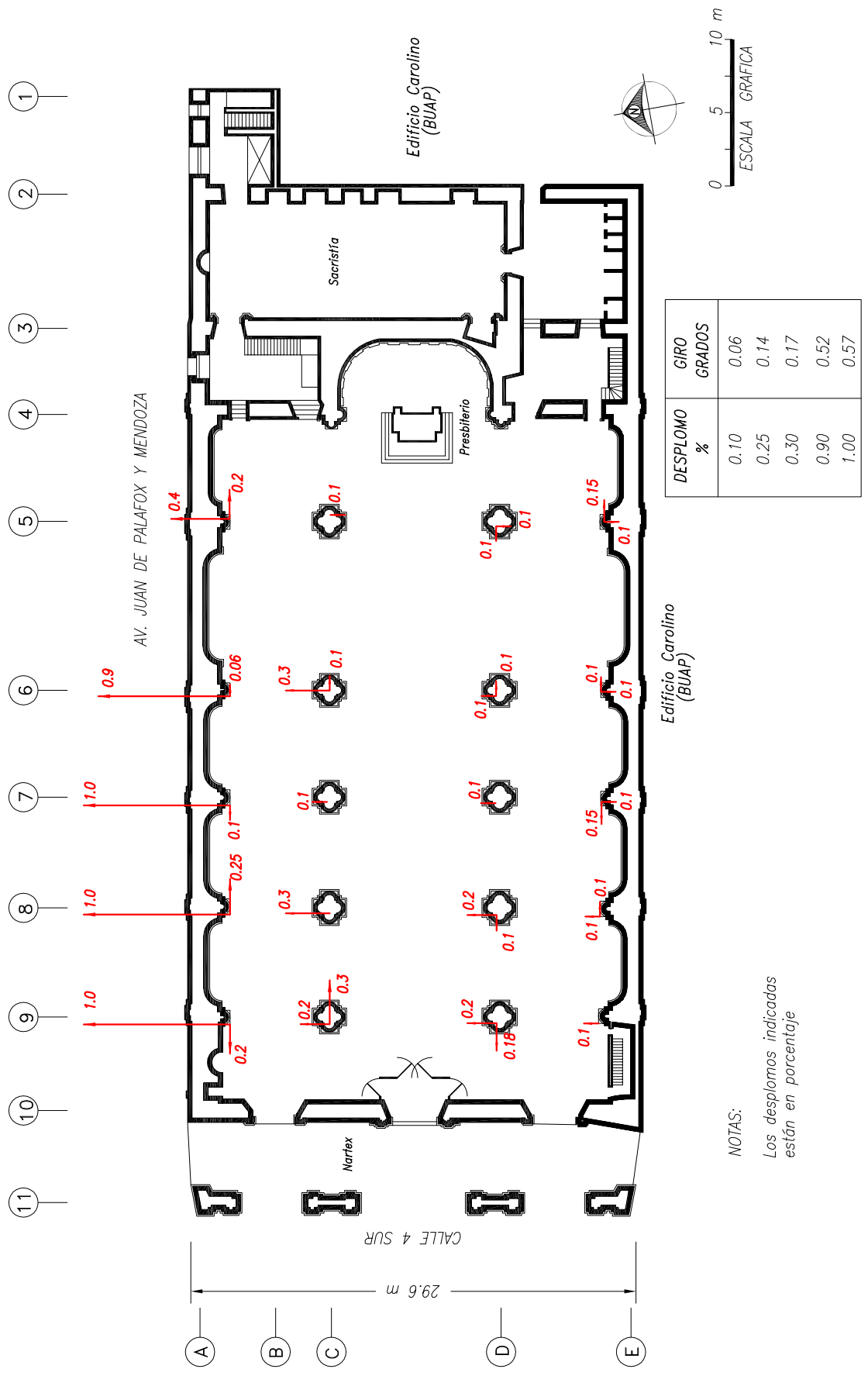


Fig. 11.1.8 Diferencia de la distancia entre columnas de la sección alta y la sección baja, 2 de febrero de 2000









NOTAS:  
 Los desplomos indicados  
 están en porcentaje

Fig. 11.1.1.11 Dirección del desplomo de columnas y pilastras, 4 de febrero de 2000

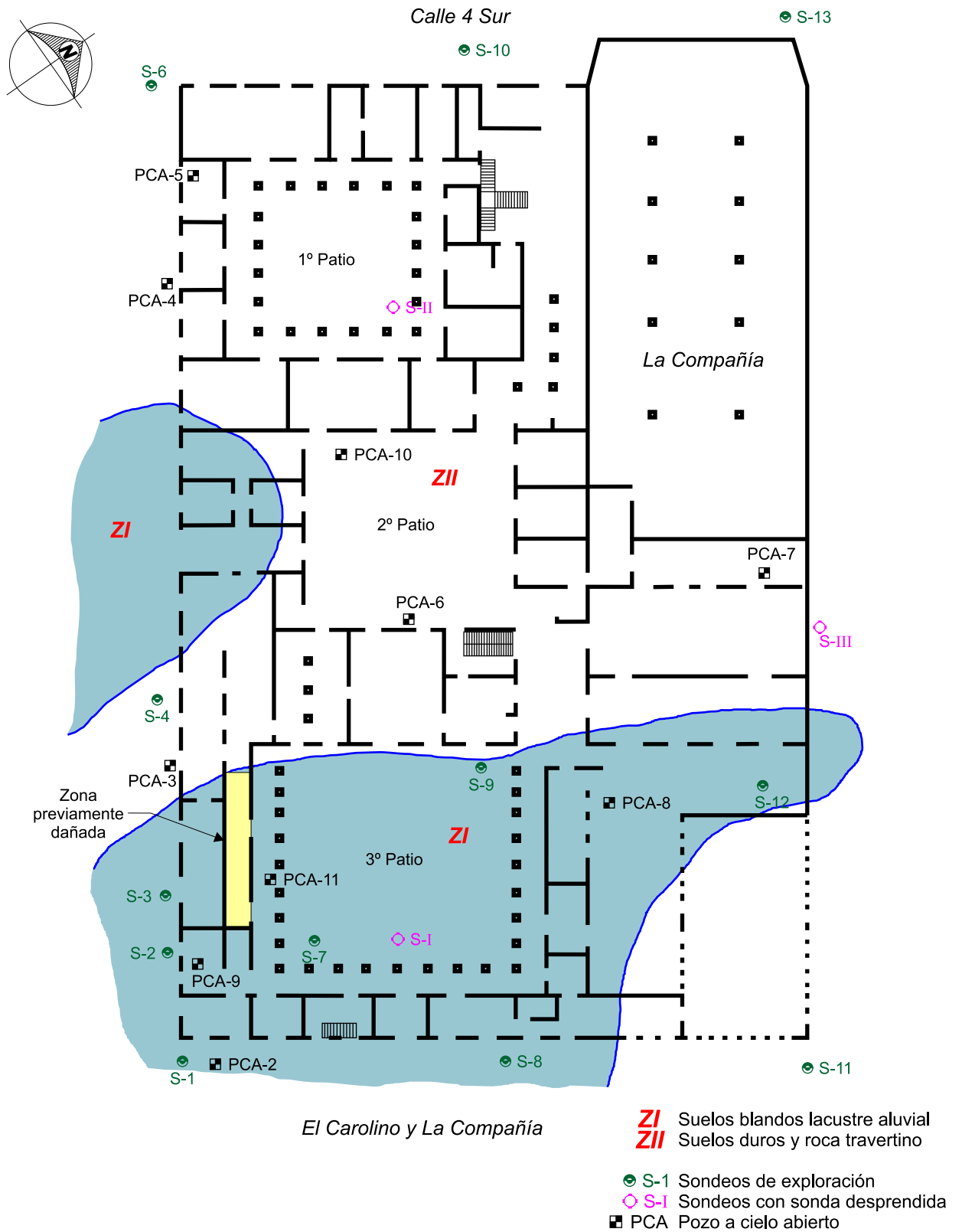
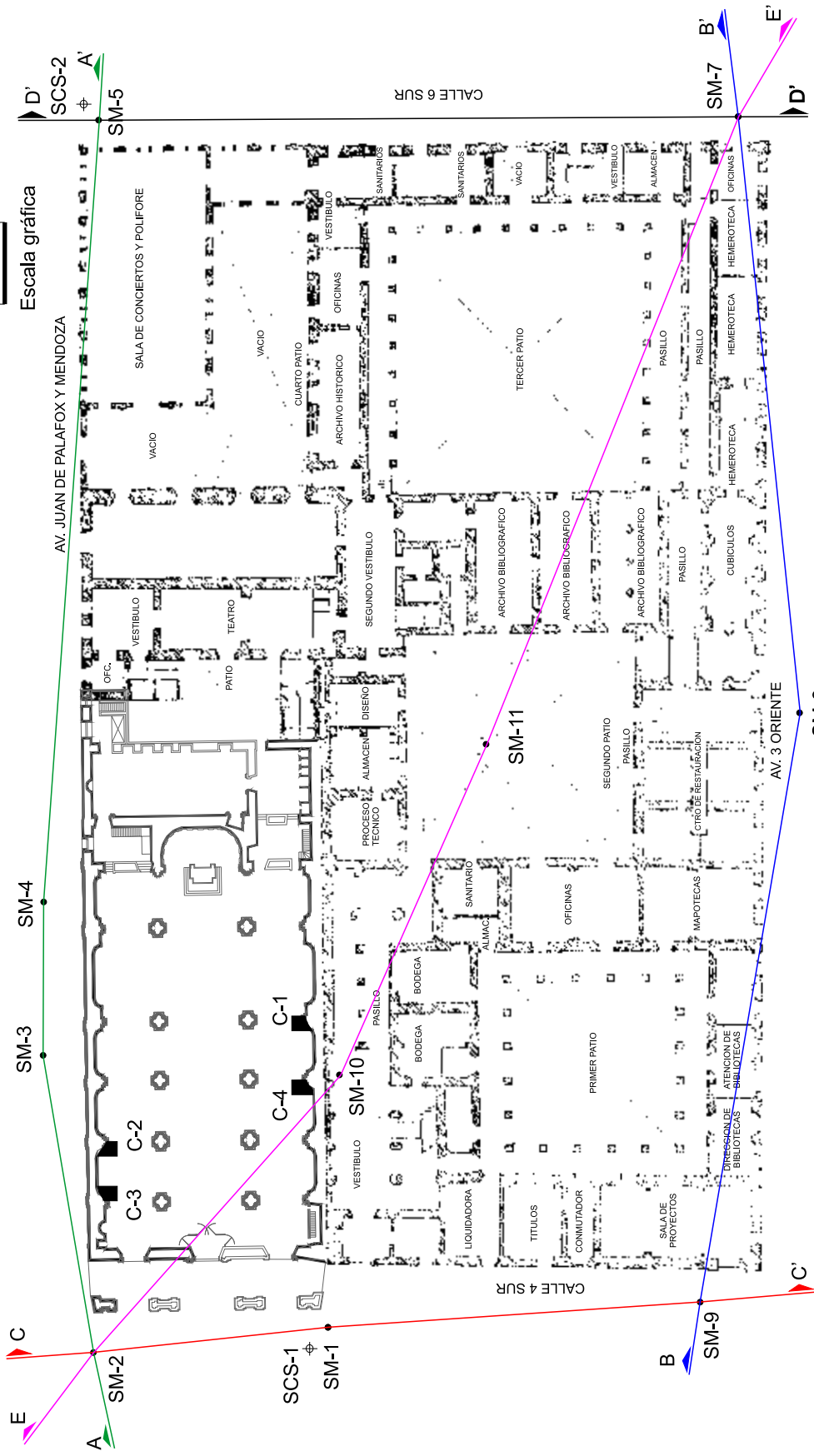


Fig. 11.1.12 Sondeos de exploración geotécnica de la BUAP y zonificación del terreno Conjunto La Compañía - El Carolino



Escala gráfica  
0 10 m

**SIMBOLOGIA**

- SM Sondeo de muestreo
- ⊕ SMS Sondeo de cono sísmico
- C Cala

**NOTA**

Ver cortes en las figs. 14 a 18

Fig 11.1.13 Ubicación de trabajos de campo, conjunto La Compañía - El Carolino

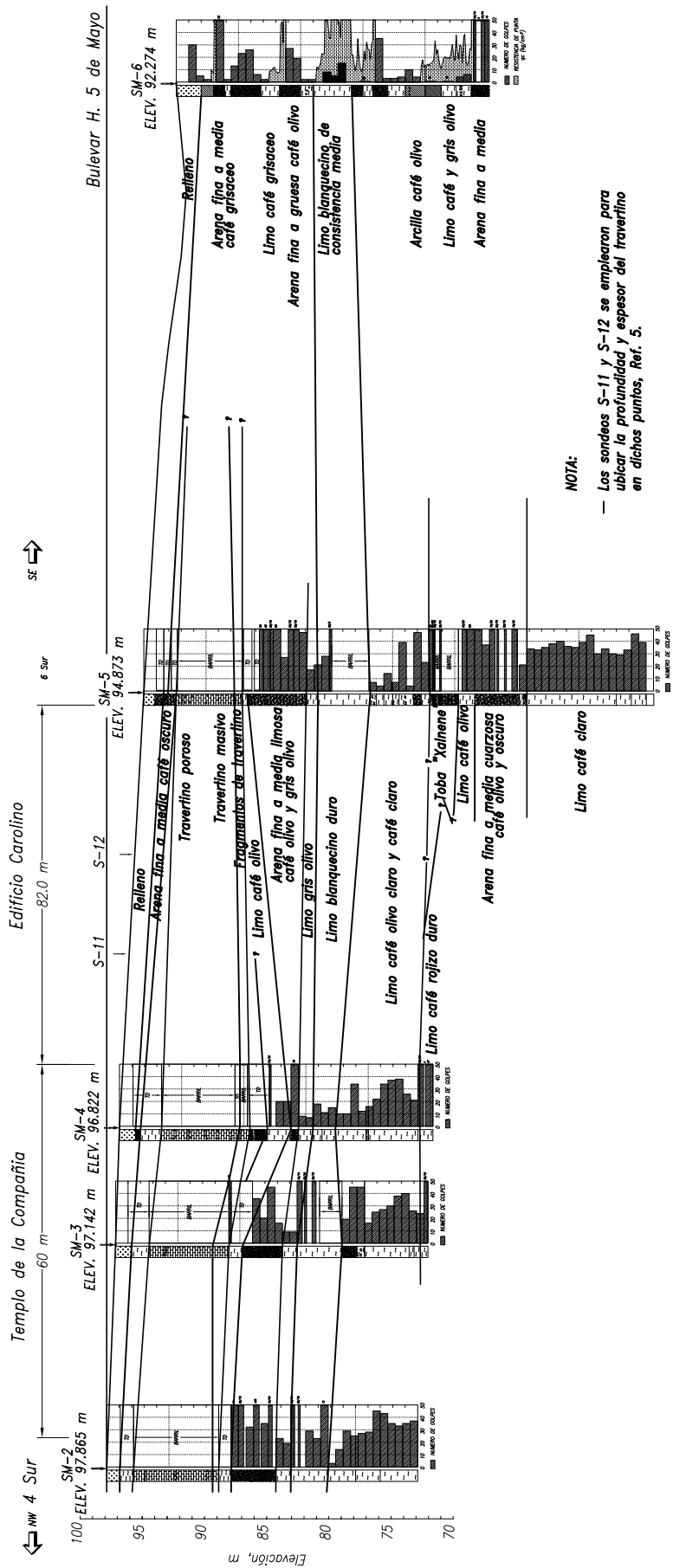


Fig. 11.1.14 Corte estratigráfico A-A' Conjunto La Compañía - El Carolino

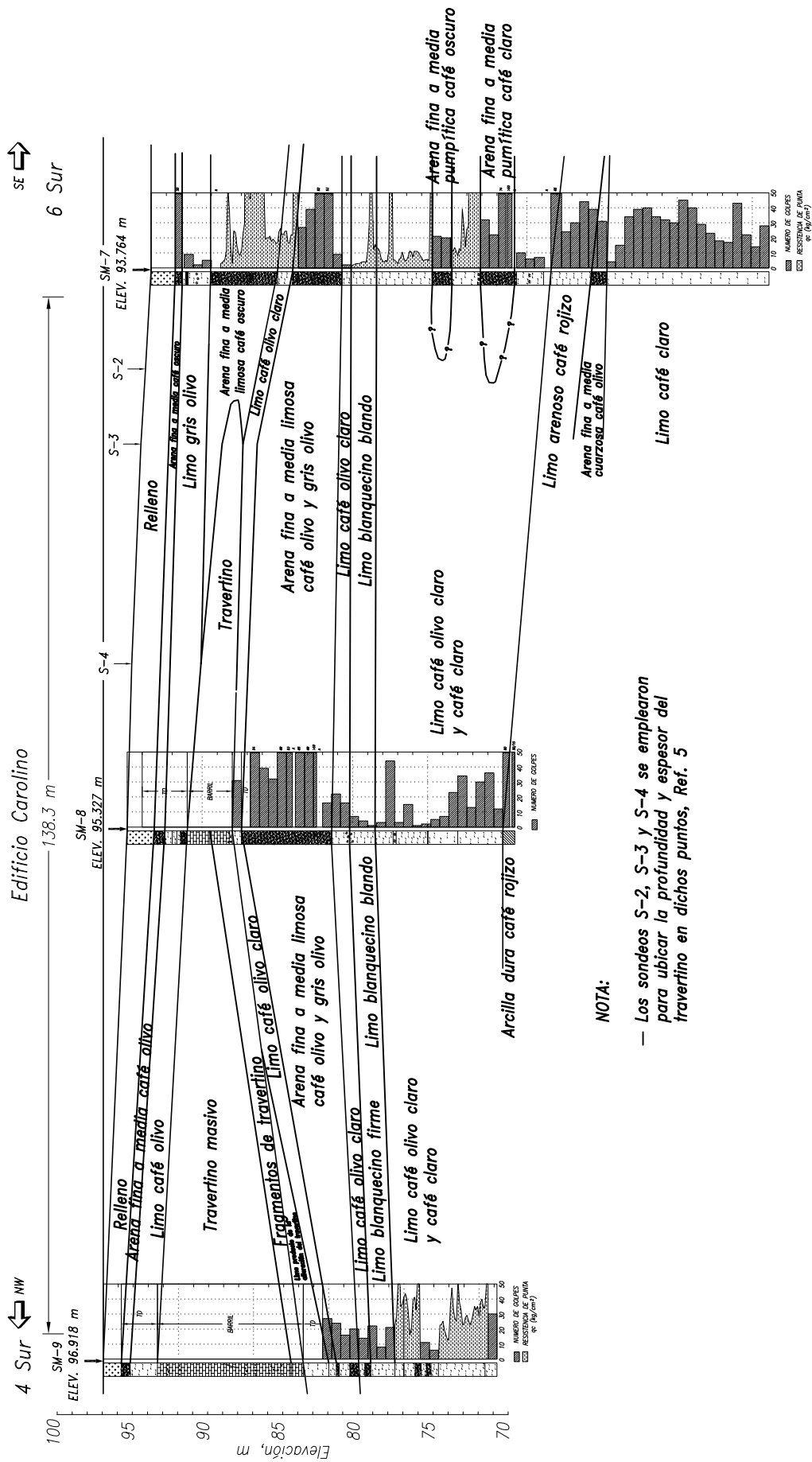


Fig. 11.1.15 Corte estratigráfico B-B' Conjunto La Compañía - El Carolino

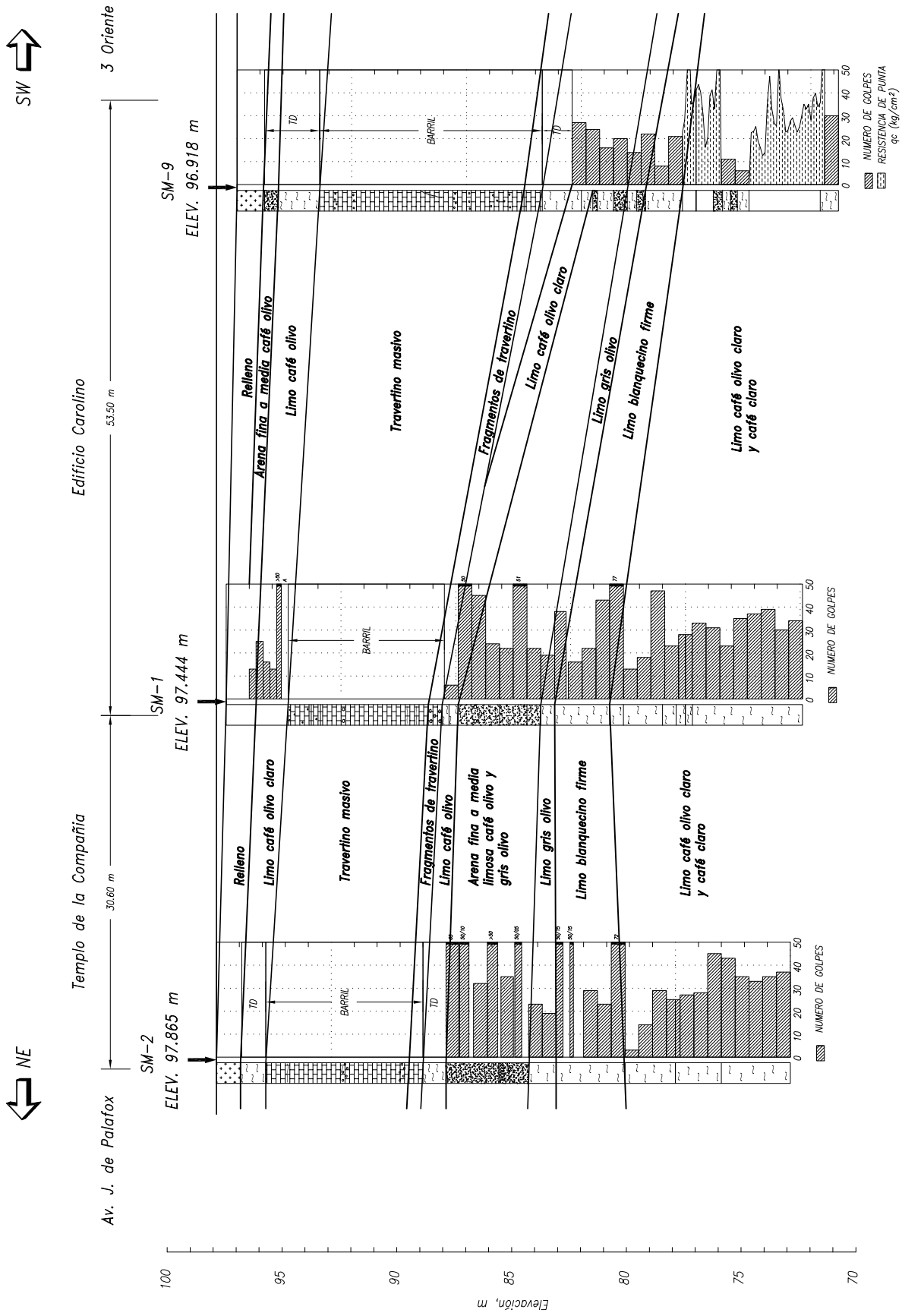


Fig. 11.1.16 Corte estratigráfico C-C'  
Conjunto La Compañía - El Carolino

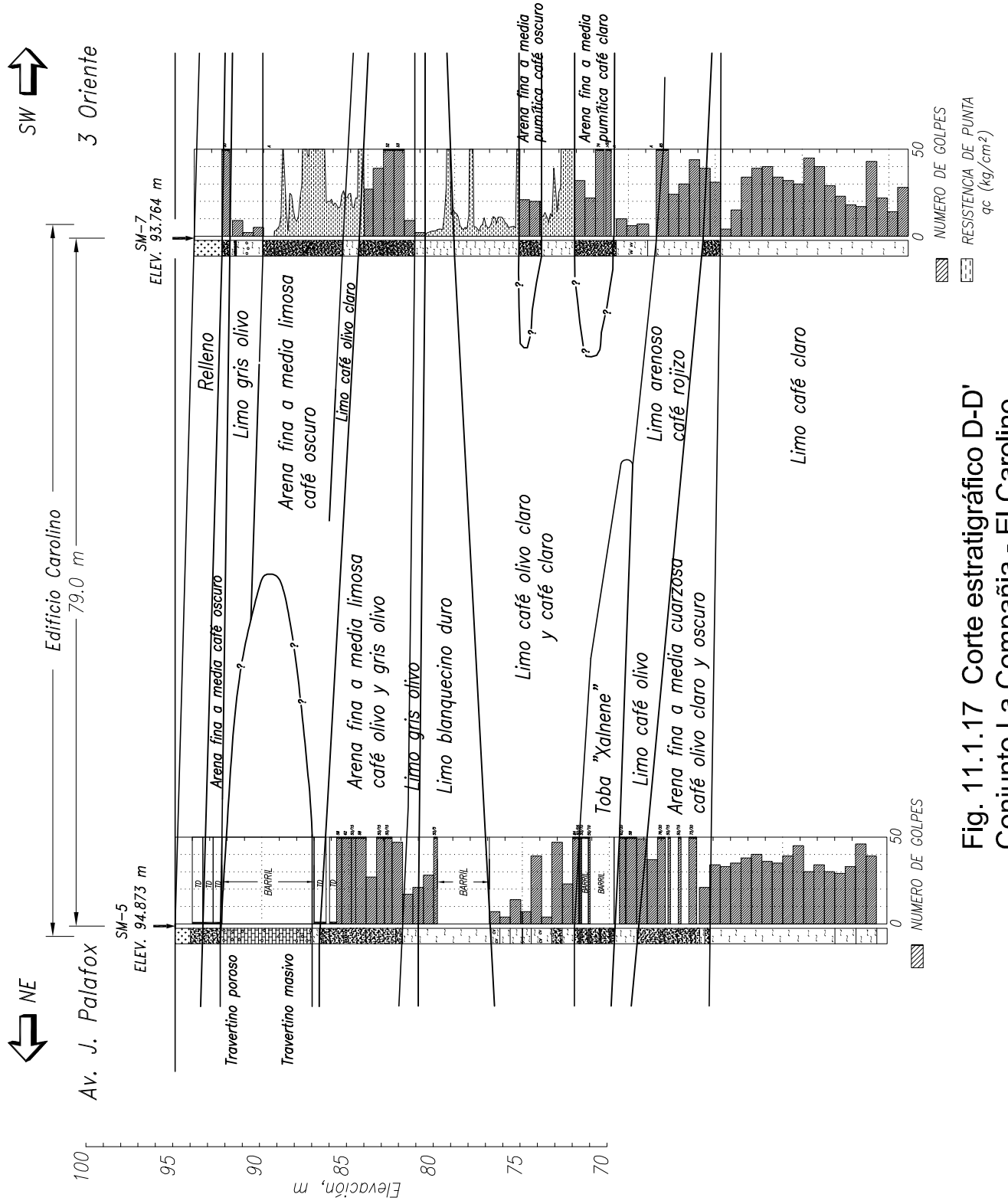


Fig. 11.1.17 Corte estratigráfico D-D' Conjunto La Compañía - El Carolino

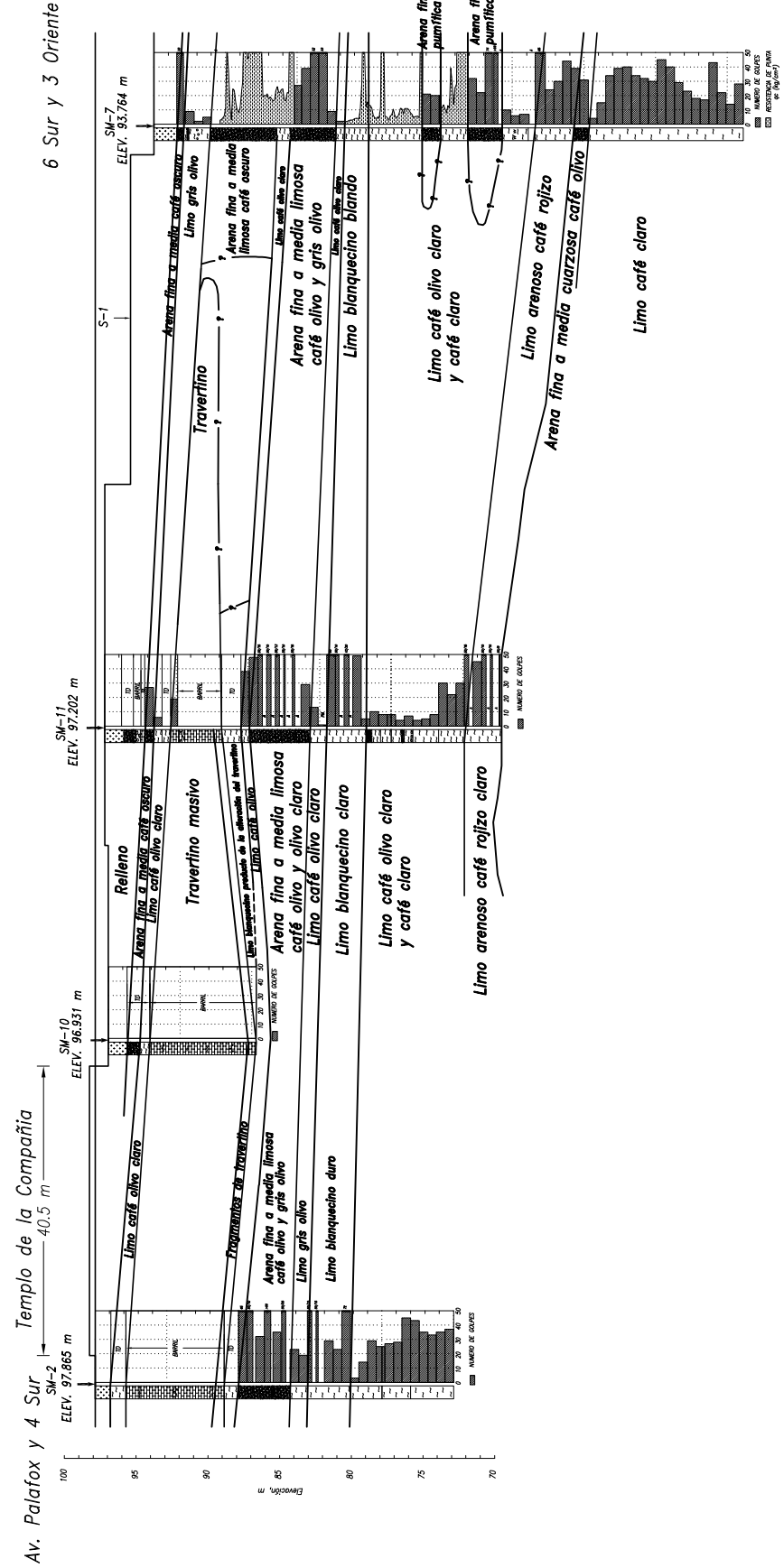


Fig. 11.1.18 Corte estratigráfico E-E' Conjunto La Compañía - El Carolino



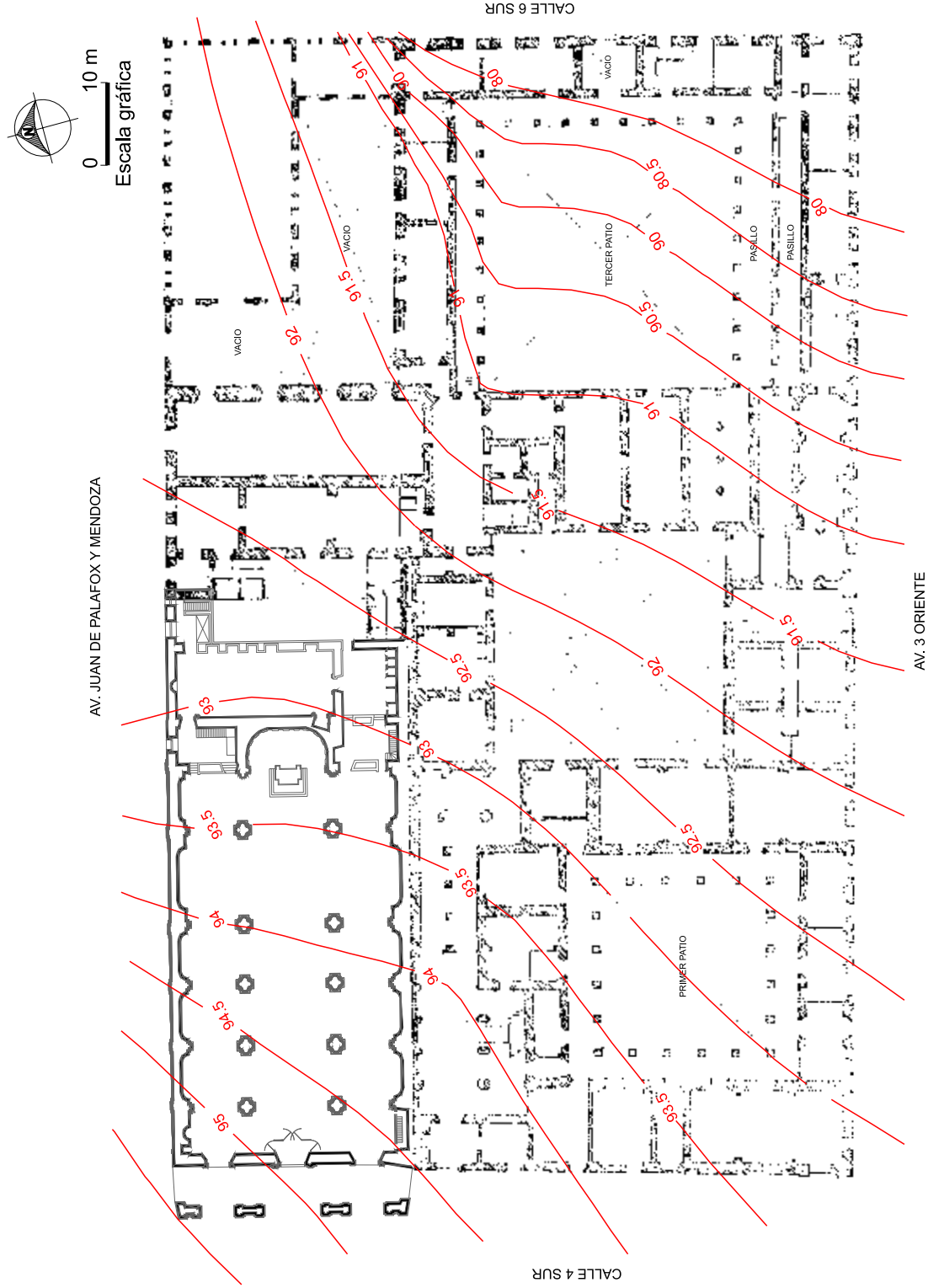


Fig. 11.1.19 Curvas de igual elevación de la frontera superior del travertino, en metros conjunto La Compañía - El Carolino

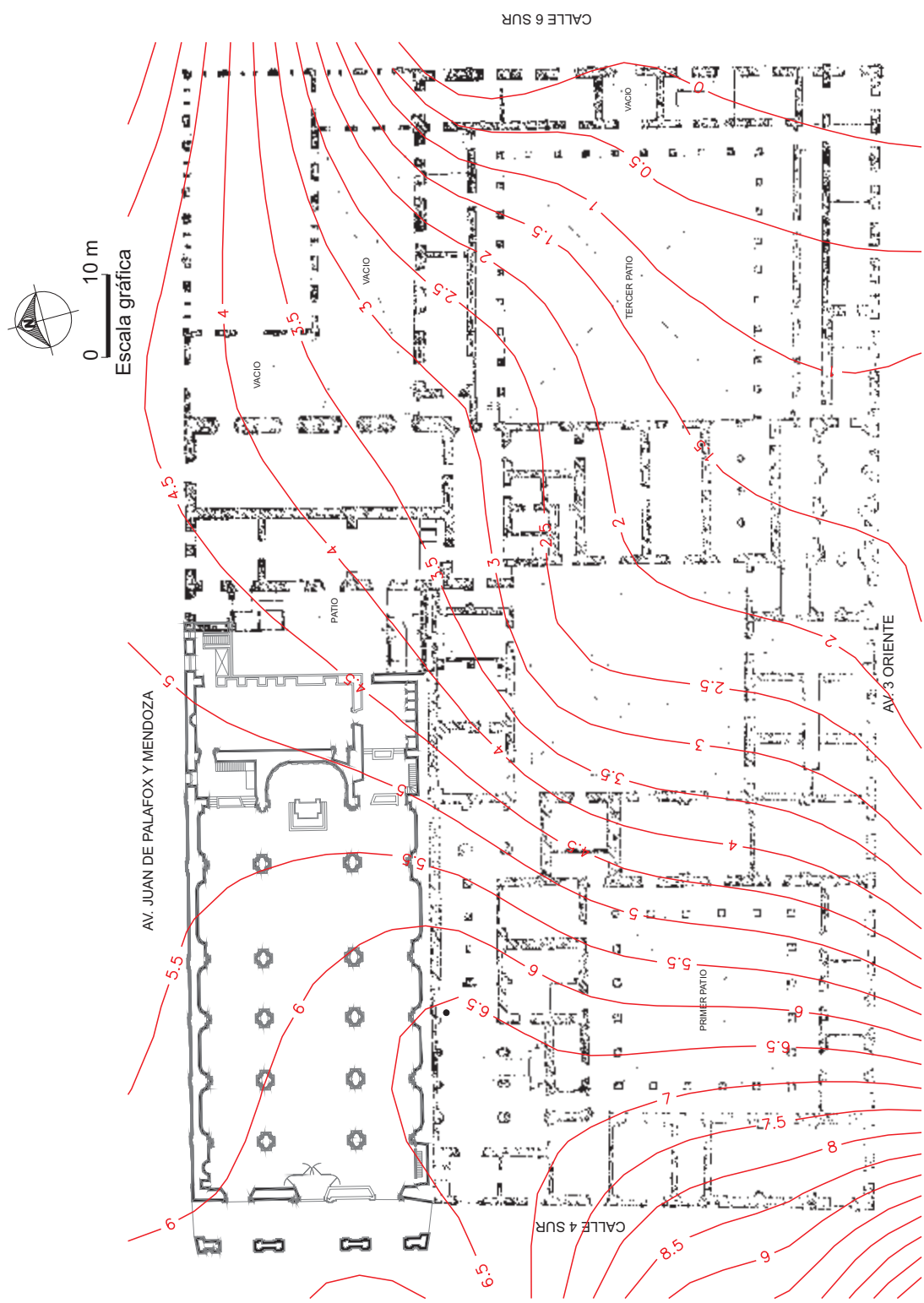


Fig. 11.1.20 Curvas de igual espesor de travertino, en metros

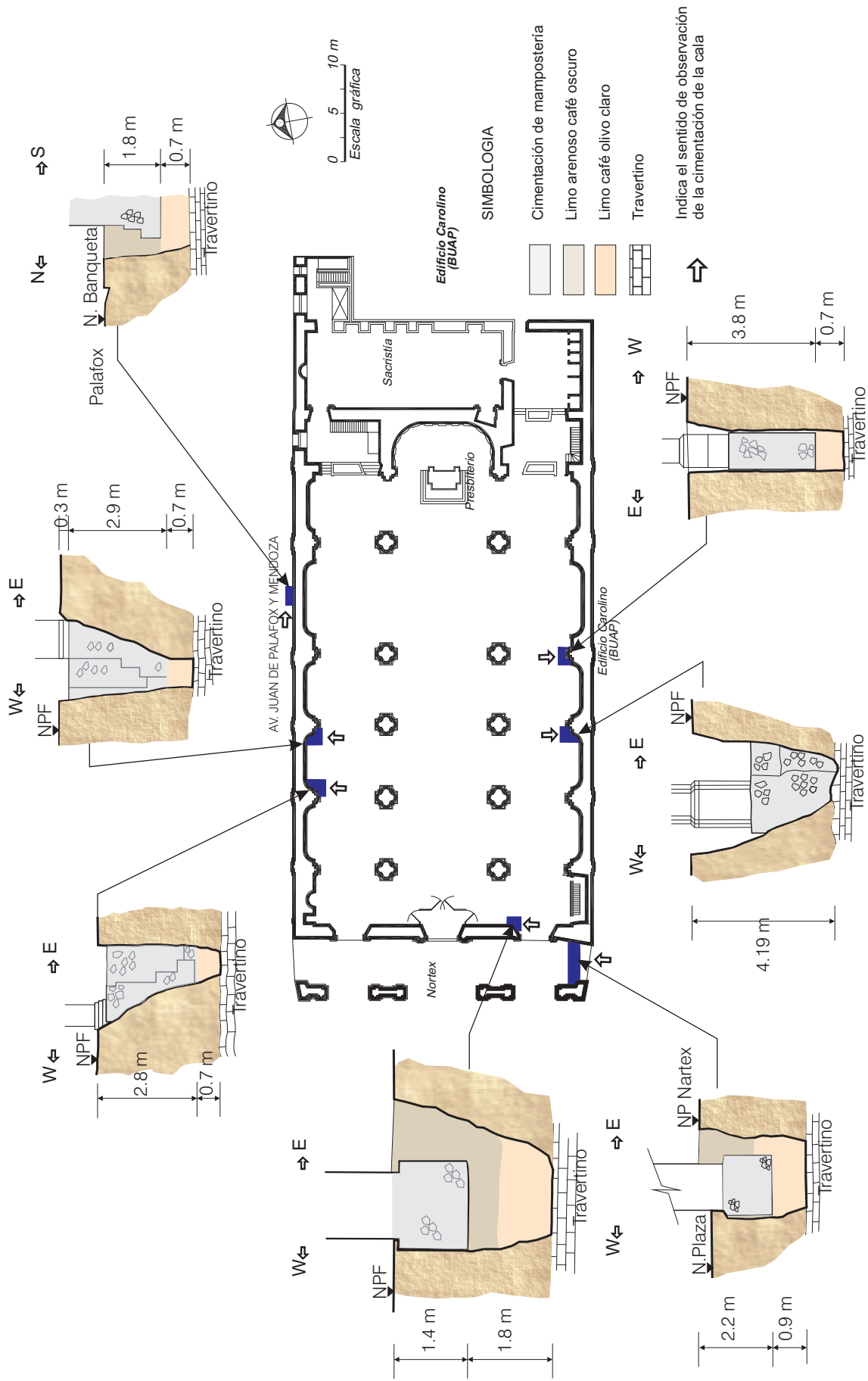


Fig. 11.1.21 Calas para la observación de la cimentación de los muros del Templo de la Compañía

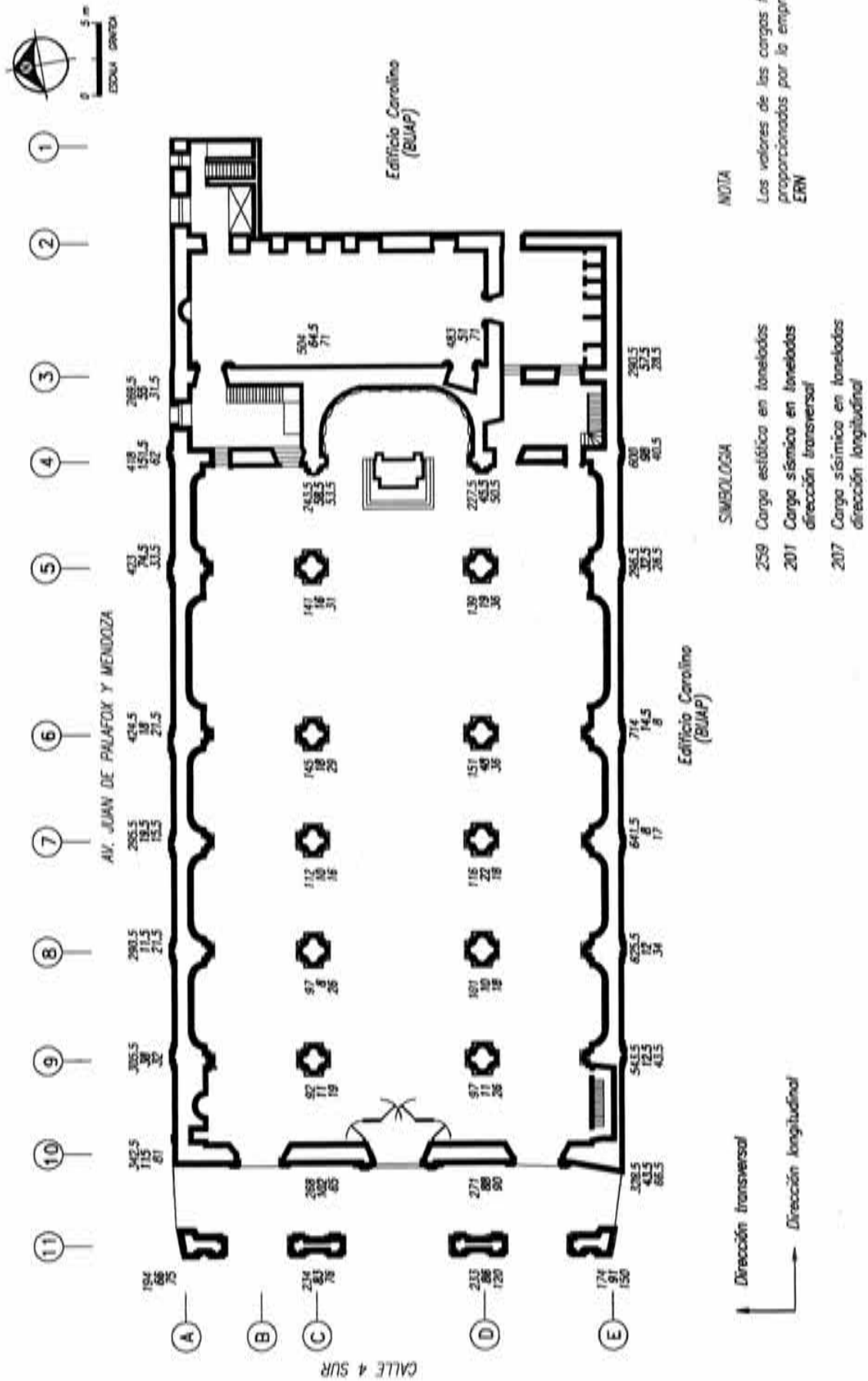
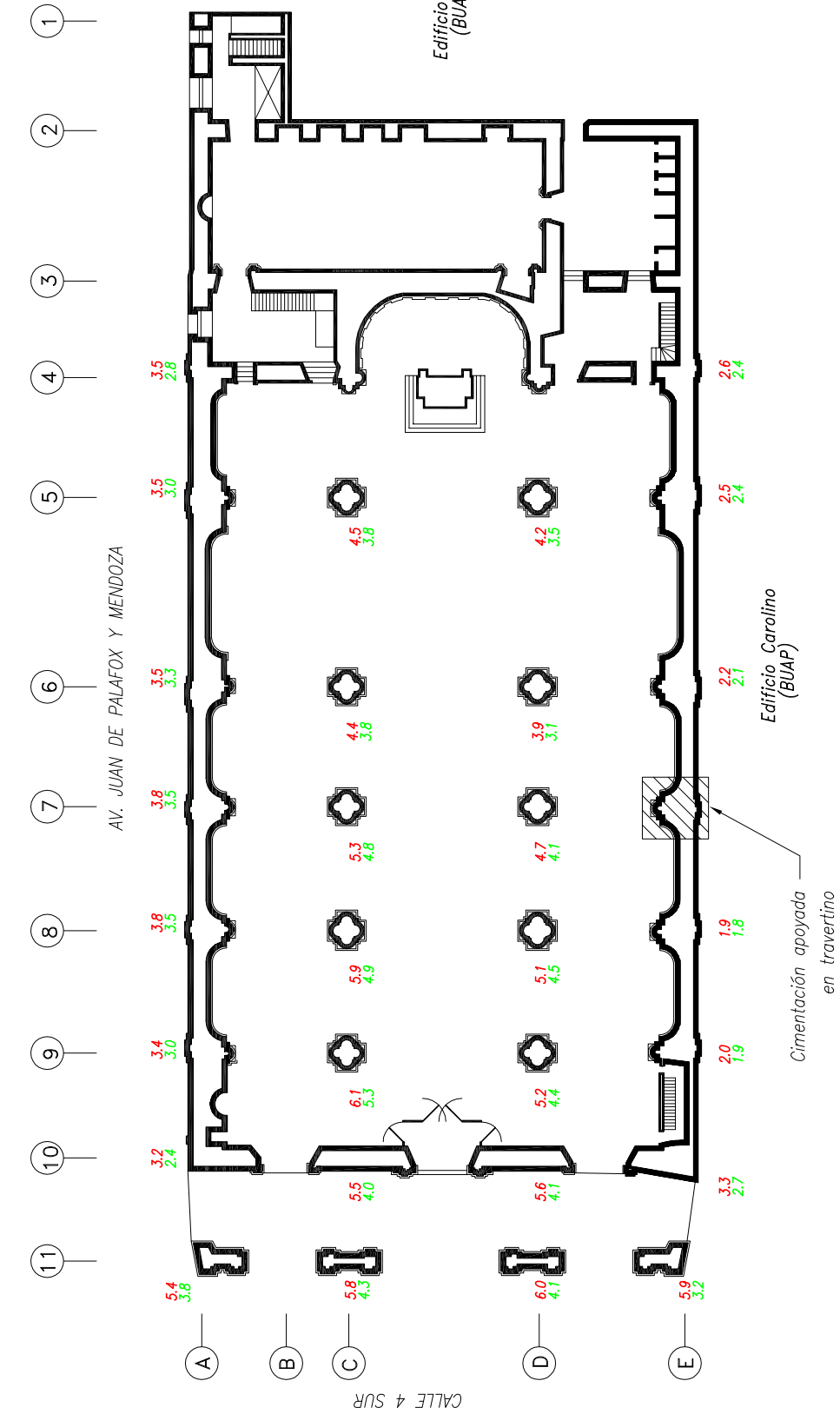
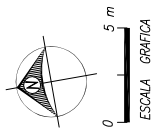


Fig. 11.1.22 Cargas transmitidas a la cimentación antes de los daños (ERN, 2000)



- SIMBOLOGIA
- 2.6 Factor de seguridad en condiciones estáticas
  - 2.0 Factor de seguridad con incremento de carga debido a sismo

Fig. 11.1.23 Factor de seguridad de la cimentación antes de los daños

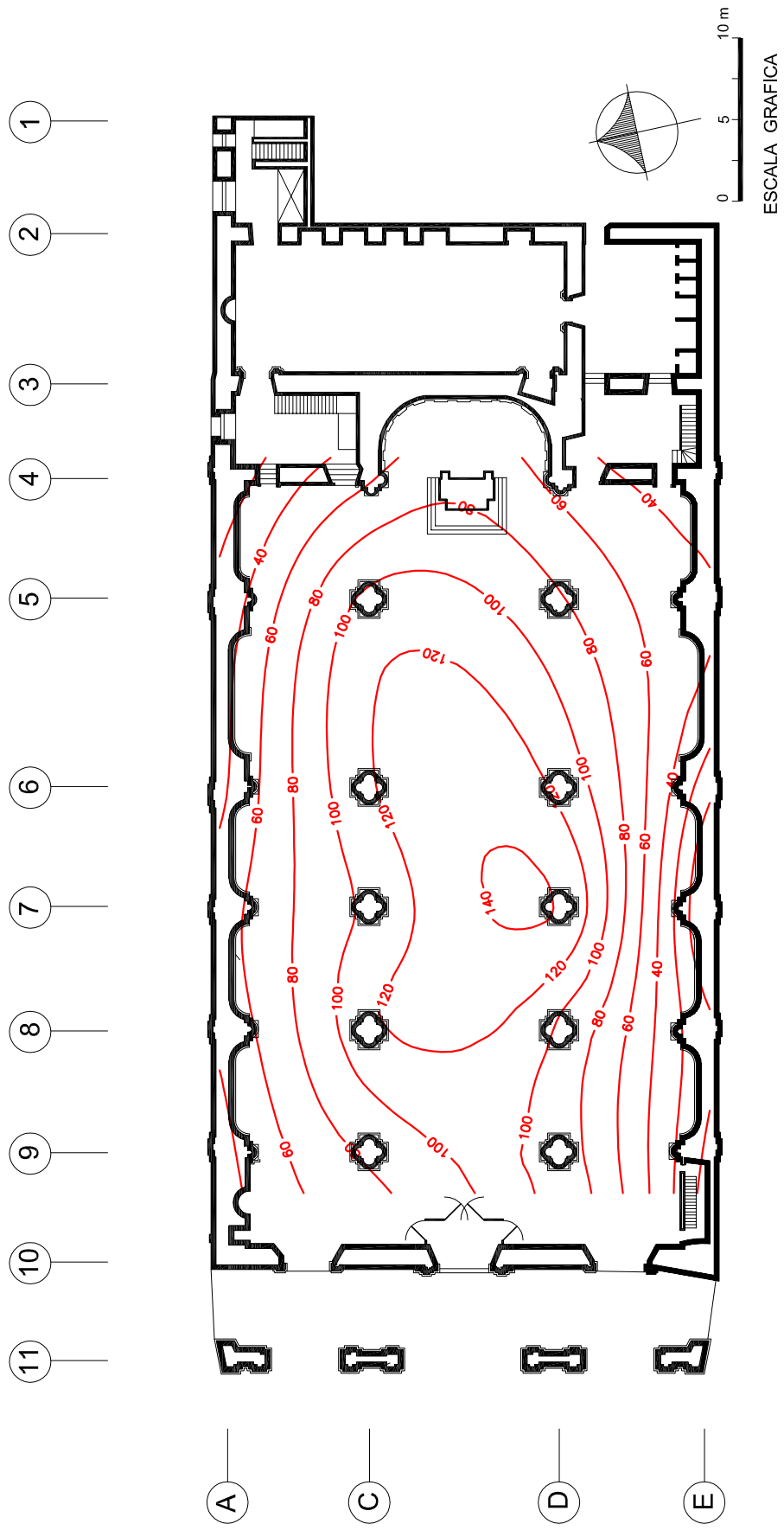


Fig. 11.1.24 Curvas de igual espesor de suelo limoso en cm, entre el desplante de la cimentación y el travertino

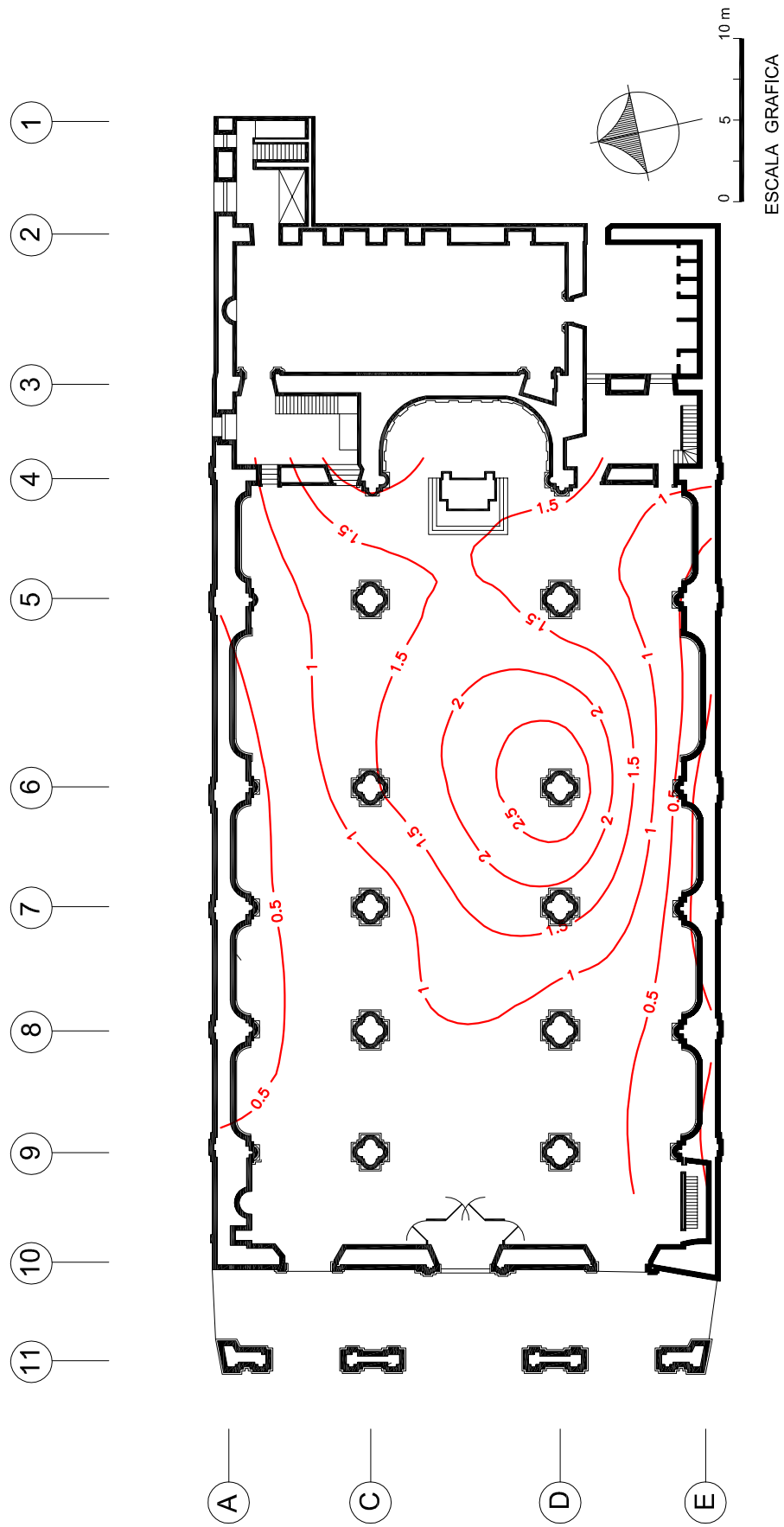


Fig. 11.1.25 Curvas de igual asentamiento elástico en mm que podrían haber ocurrido durante un sismo del 15 de junio de 1999

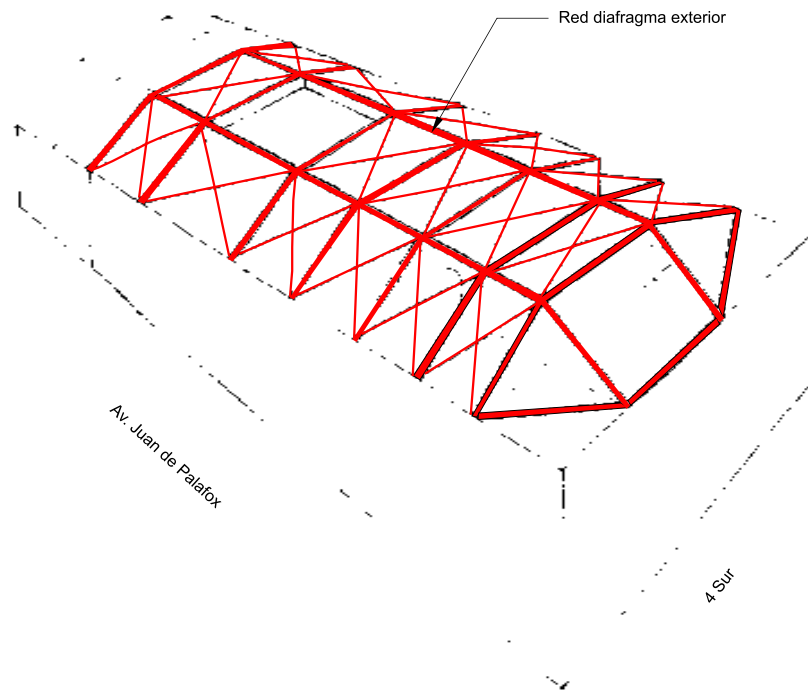


Fig. 11.1.26 Esquema de la rehabilitación estructural (*red diafragma exterior*) diseñada por el Dr. López Carmona

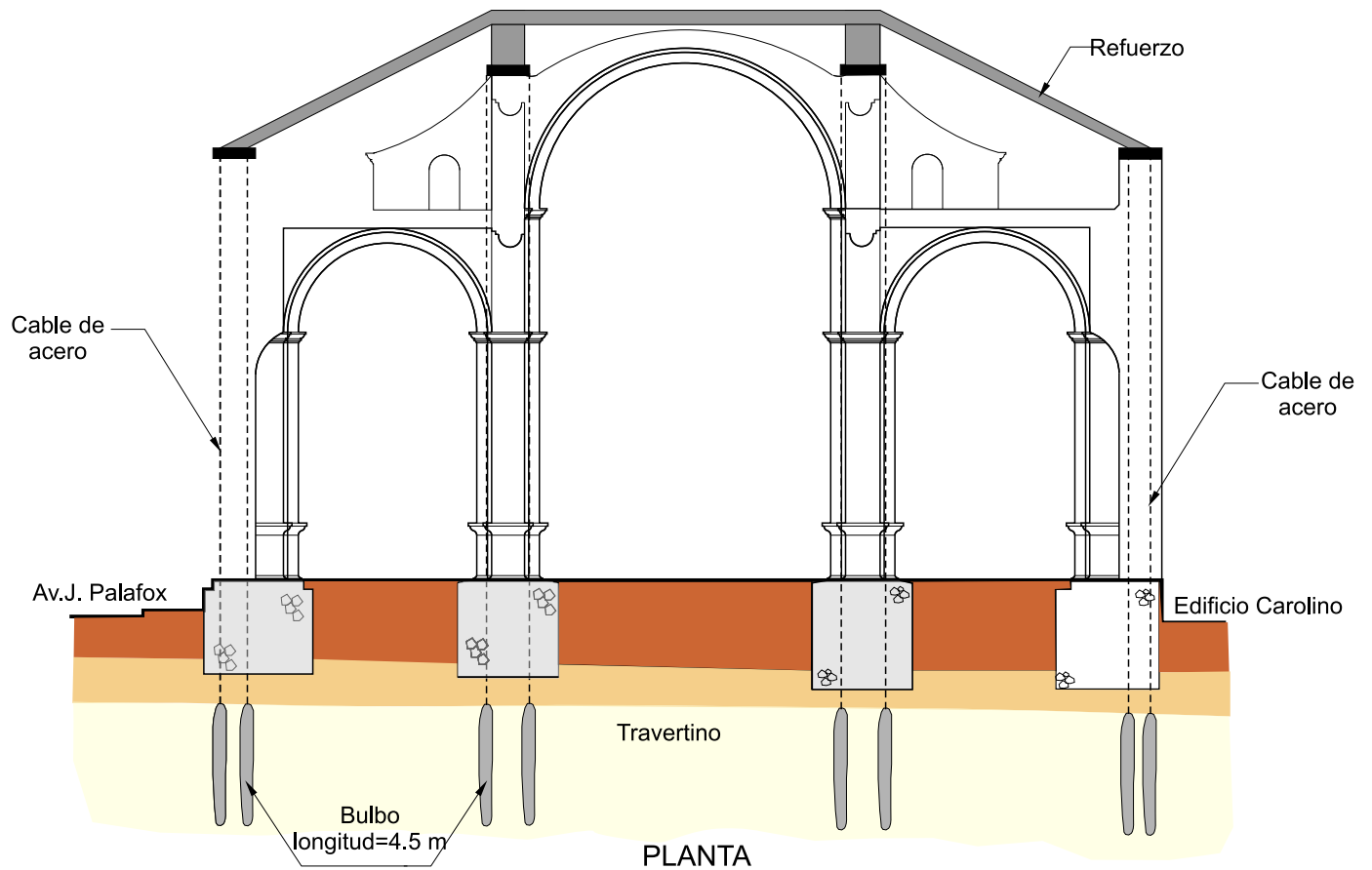


Fig. 11.1.27 Solución de la fijación de la red diafragma exterior



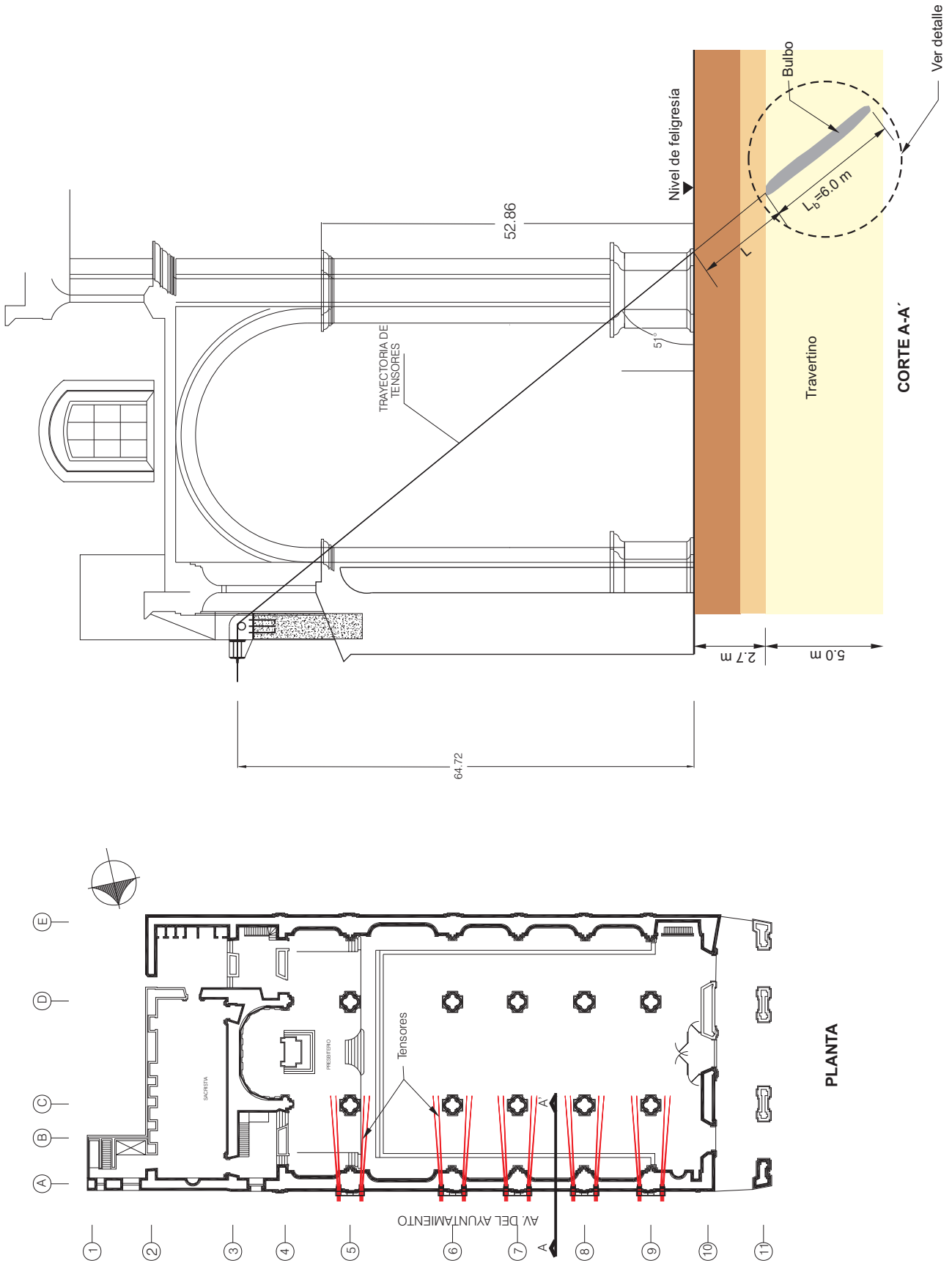


Fig. 11.1.28 Instalación de tensores como solución temporal (López Carmona, 2000)



Fig. 11.1.1.29 Estabilización temporal y contrafuertes definitivos

## **11.2 ANTIGUO REAL COLEGIO CAROLINO**

### **11.2.1 Introducción**

El edificio conocido como El Carolino, actual sede de la Universidad Autónoma de Puebla, en su origen fue el Real Colegio del Espíritu Santo fundado en 1578 por don Melchor de Covarrubias, construido por los Jesuitas para la enseñanza de los hijos de españoles y de los naturales. A la expulsión de la orden en 1767 dejó de estar en funciones, pero reabrió en 1819, consumada la Independencia, se le denominó Colegio Imperial y en 1825 se le asignó como Colegio del Estado. En 1834 se le volvió a cambiar a Colegio de San Jerónimo y San Ignacio del Estado Libre y Soberano del Estado de Puebla y de nuevo en 1835 fue Colegio del Estado. En 1846 y 1856 lo nombraron Colegio Departamental y para mayo de 1937 se integró a la Universidad de Puebla; en 1956, cuando se fundó la Universidad Autónoma de Puebla el edificio se convirtió en su sede. Finalmente en 1987 se le otorgó a la institución el nombre de Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, BUAP y se confirmó que el Carolino sería su sede principal, aunque ya contaba con numerosos edificios antiguos y modernas instalaciones.

El Carolino es un complejo edificio que comprende toda una manzana con un área algo mayor de 8000 m<sup>2</sup>; está integrado por tres cuerpos con sus respectivos patios, tiene dos pisos muy altos con tres escaleras de acceso; sólo en la zona del observatorio en la parte sur oriente es de tres niveles. Sus fachadas son de dos niveles en las que se abren puertas con dinteles y balcones (Fig. 11.2.1); sus salones en su mayoría son bóvedas y cúpulas, principalmente en el nivel superior, de gran interés son: el salón Paraninfo, la biblioteca la Fragua y el salón Barroco.

### **11.2.2 Descripción de los daños a la estructura**

El patrón de daños sufridos por las estructuras de La Compañía y El Carolino, a consecuencia del sismo del 15 de junio de 1999, demuestran la influencia del comportamiento dinámico del subsuelo, tanto por la amplificación de las ondas sísmicas, como por los efectos del sitio, dado que estas estructuras fueron cimentadas sobre los aluviones sin consolidar del río San Francisco sufrieron deformaciones, que aunque de pequeña magnitud, ocurrieron bruscamente.

En la Fig. 11.2.2 se muestra un dibujo esquemático de las principales fisuras estructurales observadas indistintamente en las bóvedas del primer y segundo nivel; se advierte una tendencia predominante en la dirección de las fisuras NE-SW, aunque también las hay en la dirección ortogonal.

Es conveniente mencionar que en un grabado del siglo XVII se advierten dos interesantes detalles: a) que el conjunto religioso jesuita incluía el templo de San Roque, pues no existía la calle actual que los separa y b) que el callejón de los Sapos era un pequeño canal de agua, que pasaba debajo del Carolino.

La magnitud de daños es mayor en la zona SE, en el tercer patio, donde el patrón de fisuras es tan intenso, que se está apuntalando de emergencia; incluso se amplió la grieta histórica que parte el patio según la dirección NE-SW; también se fracturaron las muy deformadas celdas del segundo piso en el ala sur Figs. 11.2.3 y 11.2.4.

En la Fig. 11.2.5 se muestra el salón Paraninfo, ubicado en el segundo piso, cuyo muro norte corresponde a la iglesia; en la pared oriente de ese salón se presentó una fisura diagonal y en las esquinas las hay verticales. Por su parte, en la Fig. 11.2.6 se muestra el salón Barroco, también ubicado en el segundo piso, que sufrió una fisura en su clave a todo lo largo, con desprendimiento de las molduras de yeso.

El Carolino muestra abundantes huellas de resanes de fisuras que prueban que a lo largo de su vida ha sufrido asentamientos y deformaciones a causa del subsuelo blando y los sismos; el daño acumulado es sin duda un factor decisivo en los perjuicios que ocasionó este evento sísmico. Más aún, se puede inferir que las fisuras históricas nunca se trataron adecuadamente, mediante la inyección de morteros a baja presión, sino que simplemente se resanaron superficialmente y por ello los elementos estructurales se fueron debilitando al paso de los años. Otra flaqueza del Carolino se tiene en las alteraciones estructurales que se le han introducido, como consecuencia de la remoción de muros para habilitar las grandes aulas para la enseñanza; sin duda esto también influyó en la importancia de los daños que sufrió la estructura en este sismo de junio de 1999.

### **11.2.3 Información geotécnica**

Como se mencionó en el inciso 11.1.3 del Templo de la Compañía en Puebla, la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla realizó el estudio geotécnico para evaluar las condiciones del subsuelo del conjunto religioso e interpretar el origen de las fisuras que se han venido activando en El Carolino y en particular en el tercer patio. Con ese estudio se determinó la zonificación del subsuelo bajo esos monumentos que se reproduce en la Fig. 11.2.7 (igual a la Fig. 11.1.12), en la cual se interpreta que la parte sureste de este antiguo convento se desplantó sobre suelos arenosos sueltos y arcillosos blandos, lo cual es muy congruente con el patrón de daños observados y con la influencia que debió tener el río San Francisco en la depositación del aluvión.

Los detalles del subsuelo del Carolino y los cortes geotécnicos ilustrativos se encuentran en el citado inciso 11.1.3.

### **11.2.4 Evaluación estructural**

En septiembre de 1999 el Grupo de Rehabilitación Estructural de Alto Nivel de la BUAP concluyó su informe referente al “Estudio geotécnico para la rehabilitación estructural del Edificio Carolino” y en el cual plantea el refuerzo de su cimentación empleando micropilotes o columnas de Jet Grout con una longitud variable de 5 a 7 m (GREAN, 1999). Este trabajo sirvió de marco para proponer el empleo de micropilotes que se describe a continuación.

### **11.2.5 Sondeos complementarios**

En marzo de 2000 se realizaron trabajos de exploración geotécnica para el dictamen del comportamiento del templo de la Compañía y durante los cuales se ejecutaron sondeos (ver inciso 11.1.3), uno de ellos, el sondeo SM-7, se ubicó en la esquina surponiente del Edificio Carolino para determinar en el laboratorio los parámetros mecánicos de los suelos del sitio (TGC, 2000. No. 2329). La estratigrafía de la esquina mencionada es la siguiente:

Rellenos artificiales, arena y limo café. El espesor de rellenos es de 1.6 m, está constituido por material heterogéneo, arcillas y limos. Subyaciendo a los rellenos se tiene una secuencia de arena fina a media café oscuro de compacidad media sobre un limo gris olivo de consistencia firme, en conjunto el grosor total de este estrato es de 2.5 m.

Travertino. Se trata de una roca calcárea depositada en un medio lacustre, llama la atención la discontinuidad que tiene, porque en la esquina que forman las calles 6 Sur y 3 Oriente no se encontró y coincide que en esta zona del Carolino se presentaron los mayores daños durante el sismo.

Arena limosa. Se localiza a partir de los 4.0 m por debajo del nivel de banquetta; este estrato de 8.8 m de espesor está formado por una serie de intercalaciones de arena fina a media pumítica, limosa café oscuro, café olivo y gris olivo de compacidad alta, con número de golpes en la prueba de penetración estándar  $N_{SPT}$  de 30 a más de 50. Este estrato presenta una intercalación de una capa de 1.0 m de espesor de limo café olivo claro en el cual se registró una resistencia a la penetración del cono eléctrico de  $20 \text{ kg/cm}^2$ .

Serie limosa. Se identifica a partir de los 12.6 m de profundidad, con espesor de 14.0 m; este estrato consiste en una serie de intercalaciones de limo café olivo claro y café claro con intercalación de dos lentes de arena. La consistencia blanda de este estrato permitió que en los sondeos realizados sobre la calle 3 Oriente, una vez detectada la baja resistencia a la penetración de este estrato, se hincara el cono eléctrico, registrándose resistencias de punta  $q_c$  de 4 a  $30 \text{ kg/cm}^2$ ; en especial en el SM-7 el espesor blando de esta serie con resistencias de punta media de  $5 \text{ kg/cm}^2$  es de 6.0 m.

En esta serie resalta un substrato de limo blanquecino, que es un marcador que se encuentra bajo toda el área explorada a partir de los 13.4 a 17.8 m de profundidad, cuya consistencia es muy variable ya que en el sondeo SM-5 se tuvo que recuperar con barril, mientras que en el sondeo SM-8 fue posible el hincado del cono eléctrico registrando resistencias de punta de 10 a  $35 \text{ kg/cm}^2$ . El espesor de este substrato es de 1.6 m.

Horizonte limo arenoso. Su frontera superior se puede encontrar a una profundidad de 26.6 m, con espesor de 3.8 m; compuesto por dos substratos; en la parte superior se tiene un depósito de limo arenoso café rojizo de consistencia dura con  $N_{SPT}$  que varía de 24 a más de 50 golpes. Finalmente, a partir de los 29.3 m de profundidad se ubica un depósito de arena fina a media cuarzosa café olivo claro de compacidad media a muy alta, con un espesor de 1.0 m y  $N_{SPT}$  de 35 golpes.

Limo café claro. Se extiende a partir de los 30.0 m hasta la máxima profundidad de exploración y consiste en un limo café claro con poca arena fina cuarzosa y de compacidad media a alta, asociada a un número de golpes  $N_{SPT}$  de 15 a 46.

### 11.2.6 Conclusiones

a) A partir de la información estratigráfica del sitio se decidió desplantar los micropilotes a una profundidad de 22.0 m respecto al nivel de banquetta apoyados en el estrato de arena fina a media pumítica café claro, lo que permite cruzar el estrato blando de limo que se ubica entre los 12.7 a 18.7 m de profundidad y que ha sido el responsable de los asentamientos que sufre esta parte del edificio.

b) Estos elementos de la recimentación se colaron en el sitio y se desplantaron a una profundidad de 22.0 m respecto al nivel de banquetta, fueron de 22 cm de diámetro con  $15^\circ$  de inclinación respecto a la vertical, el refuerzo fue un tubo de 4 pulgadas de diámetro relleno con un mortero estructural con un  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  y se confinado exteriormente con un mortero de  $50 \text{ kg/cm}^2$ .

c) La capacidad de carga última a la compresión de los micropilotes se estimó por punta de 26 t y a la fricción de 70 t, resultando una carga admisible con un factor de seguridad de 2 igual a 48 t.

- d) El número de elementos resultantes en condiciones estáticas para el peso la zona por recimentar es de 96. Con el propósito de tener reserva de resistencia necesaria para tomar las acciones generadas por el sismo, este número se incrementó a 110 para tomar en cuenta las peculiaridades estructurales de la estructura.
- e) Se recomienda instalar una red de puntos de referencia topográfica en todos los elementos estructurales, constituidos por pernos de acero inoxidable.



Fig. 11.2.1 Vista actual del Antiguo Colegio Carolino

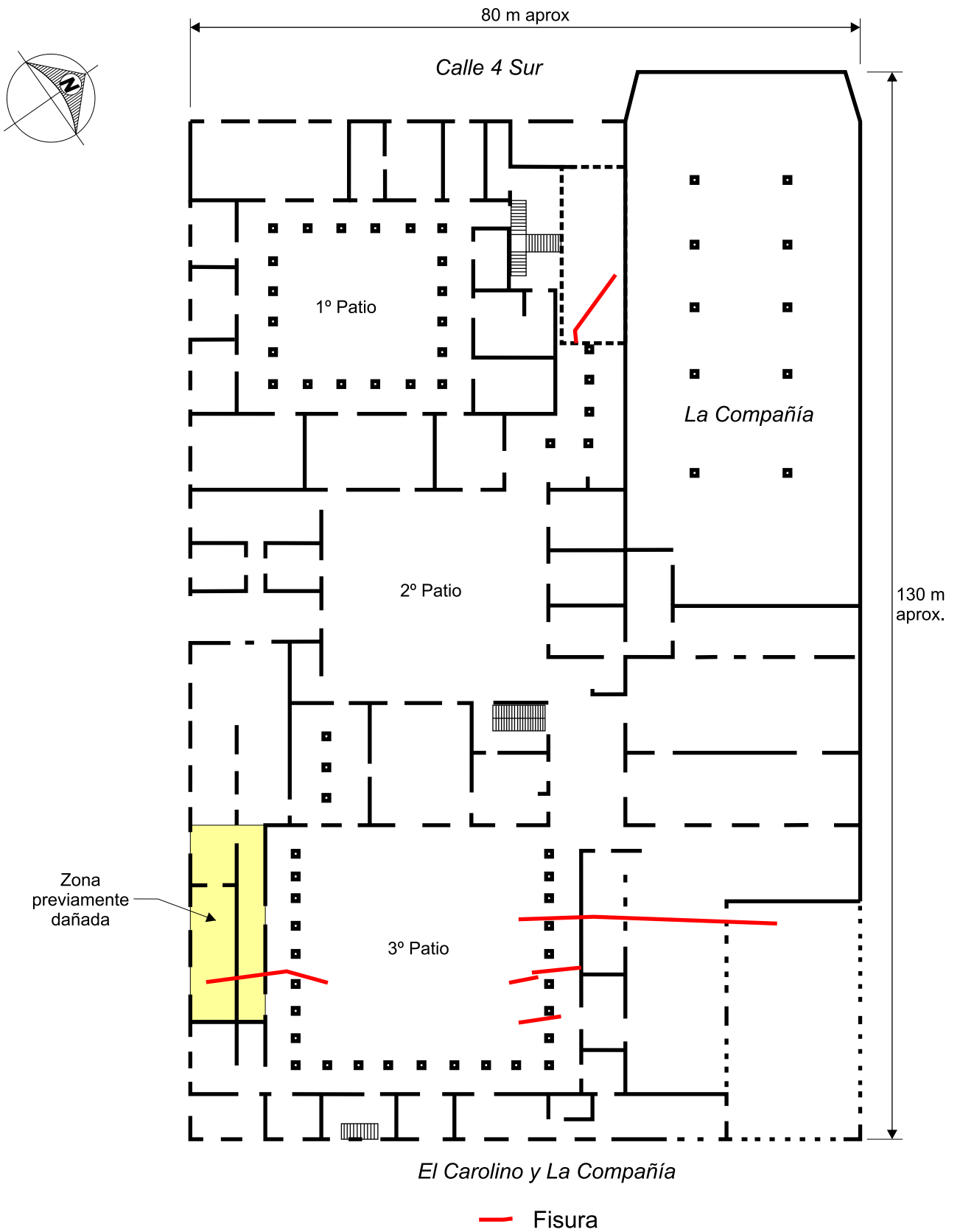


Fig. 11.2.2 Fisuras estructurales observadas en el Carolino





Fig. 11.2.2 Se advierte la ampliación de la grieta que corta el 3<sup>er</sup> patio

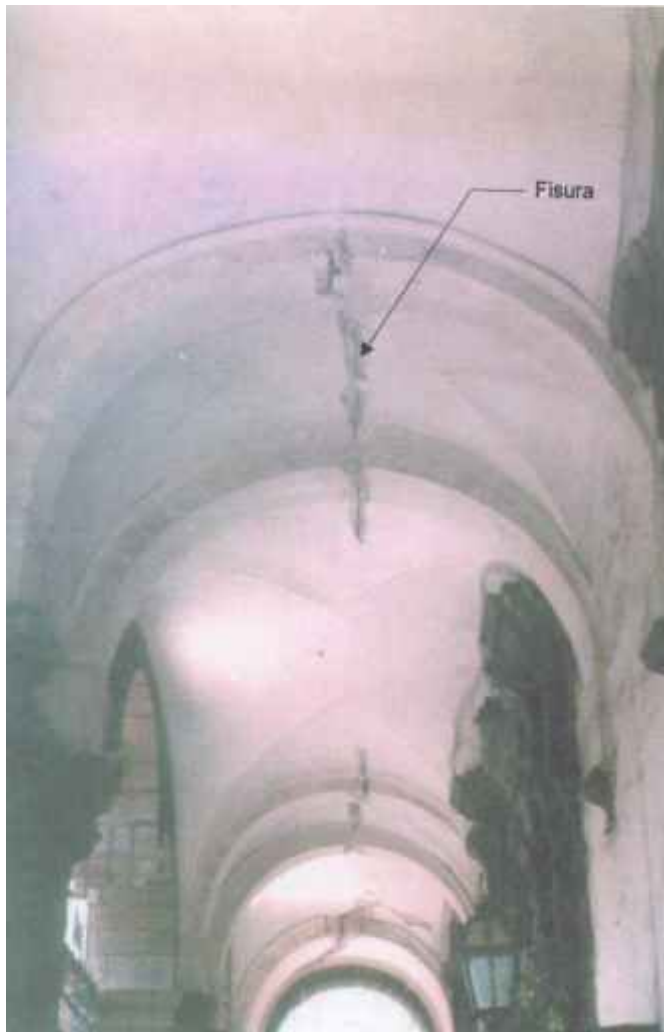


Fig. 11.2.3 Fisura en el corredor del 3<sup>er</sup> patio



Fig. 11.2.4 Corredor SE del 3er patio fue apuntalado de emergencia



Fig. 11.2.5 Salón Paraninfo



Fig. 11.2.6 Salón Barroco

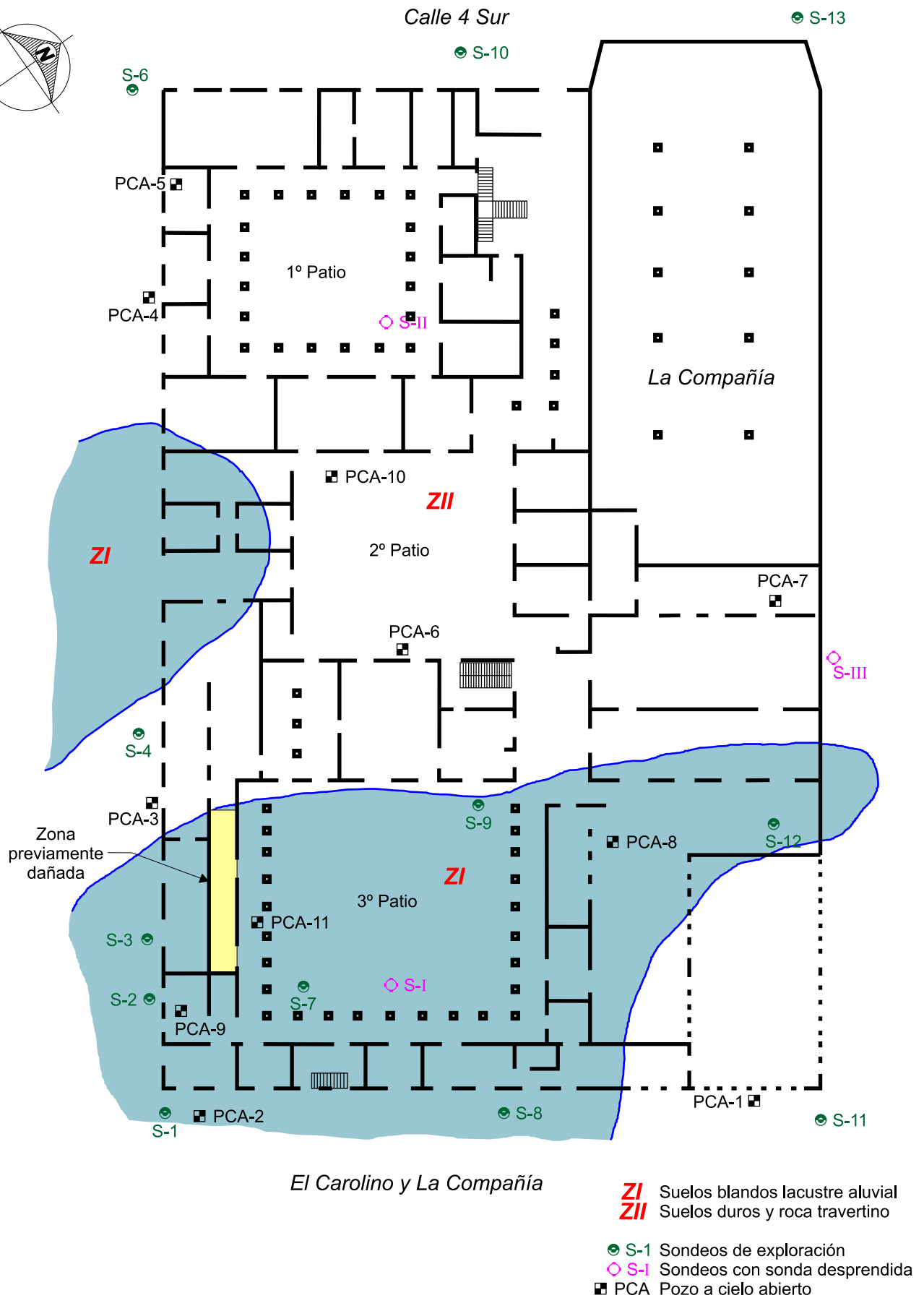
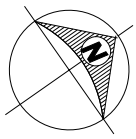


Fig. 11.2.7 Zonificación geotécnica del Carolino

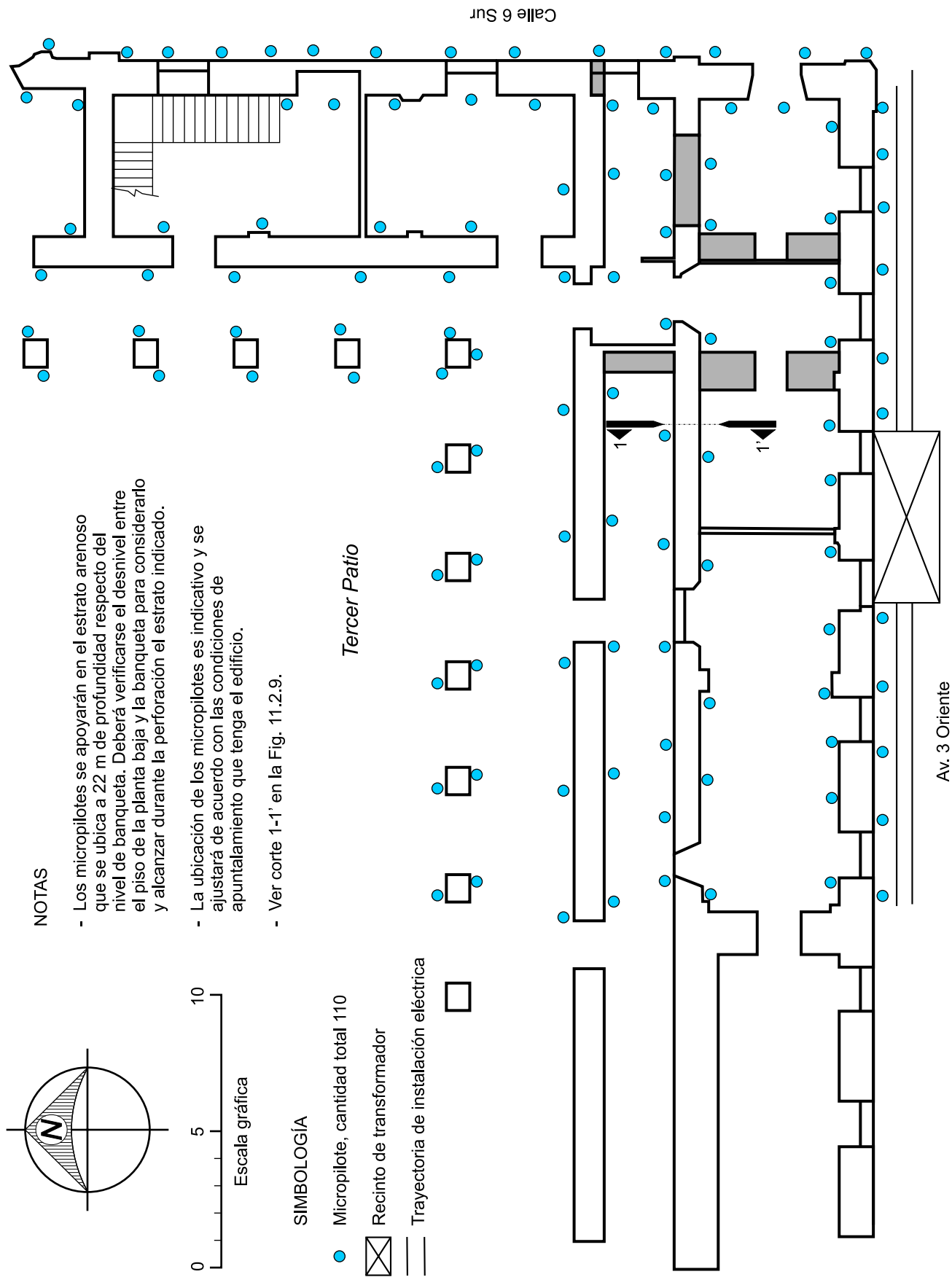


Fig. 11.2.8 Distribución de micropilotes

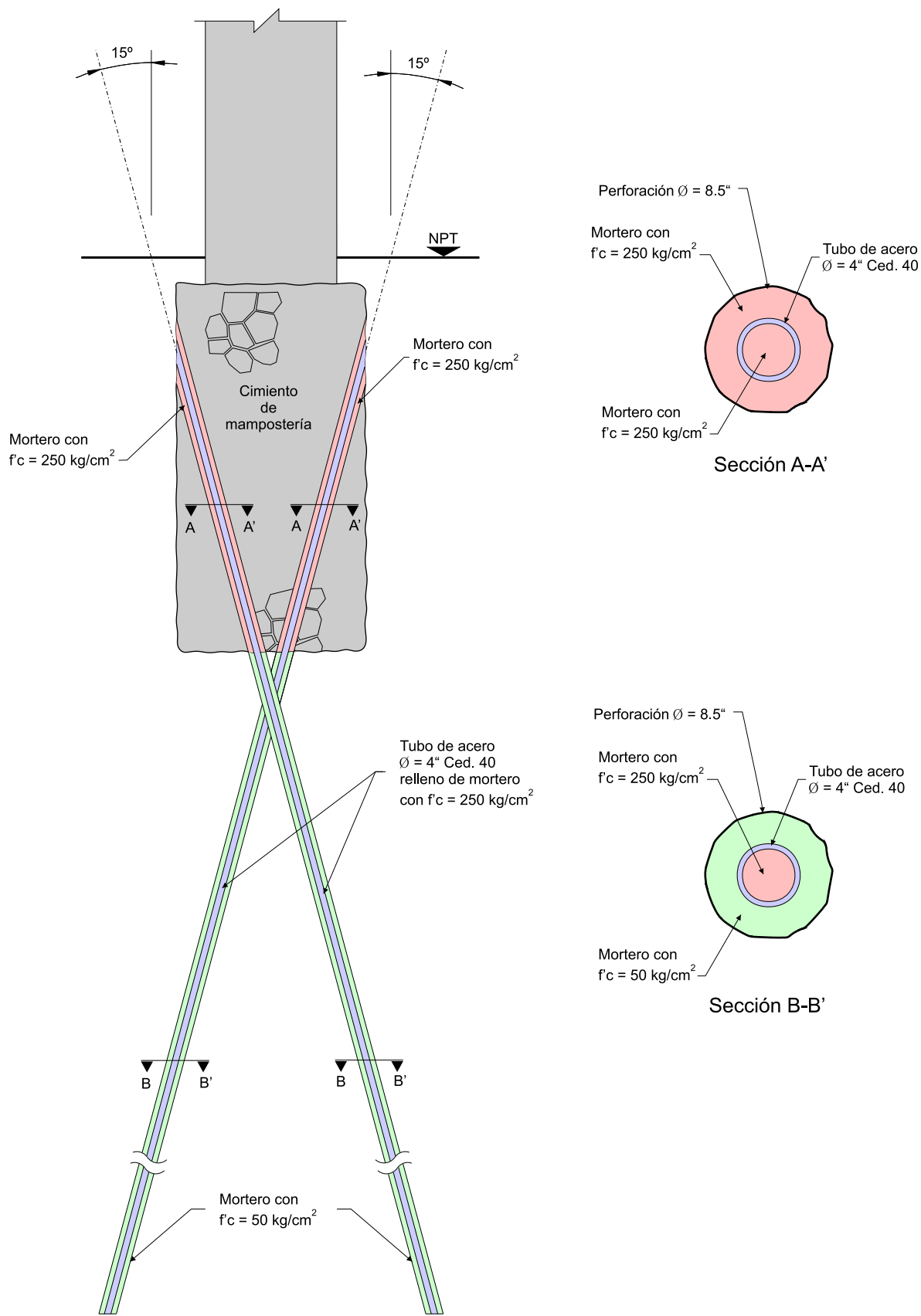


Fig. 11.2.9 Corte transversal 1-1' de la recimentación



Se instalaron 92 micropilotes TGC a 22 m de profundidad

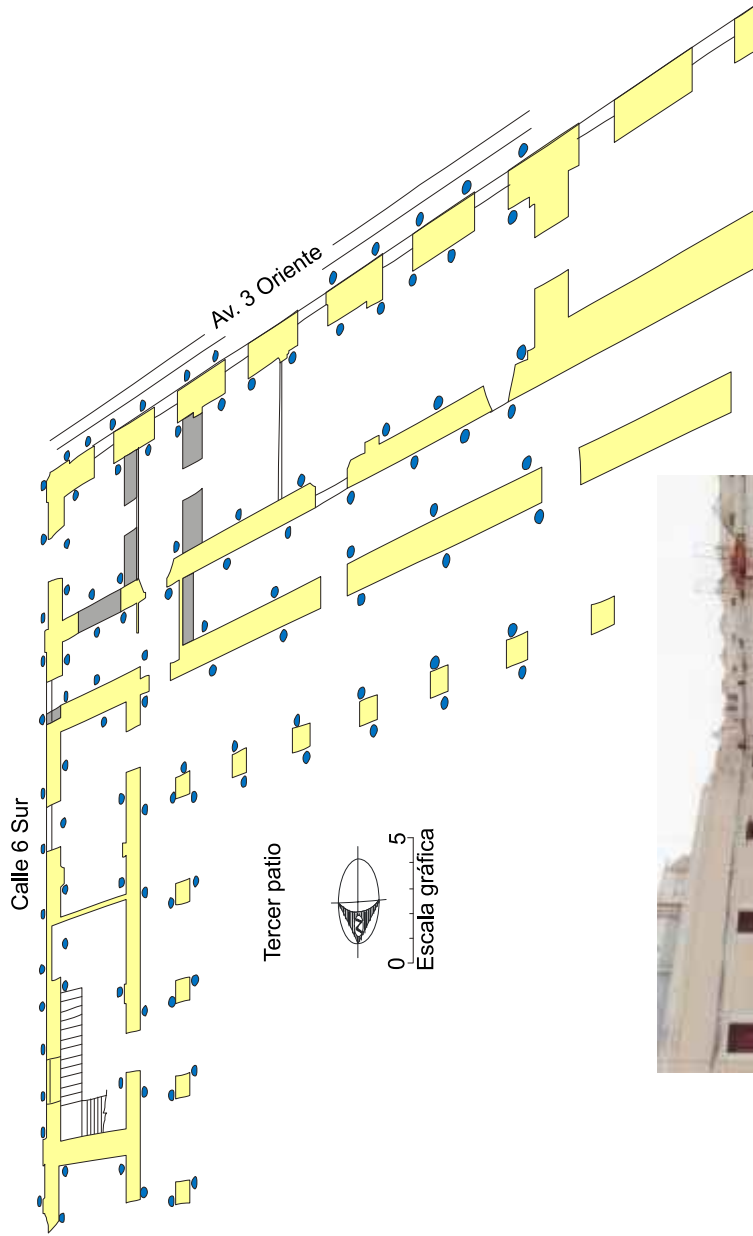


Fig. 11.2.10 Recimentación de la esquina suroriental del Edificio Carolino BUAP

## **12. CASOS EN EL ESTADO DE MORELOS**

### **12.1 EX-CONVENTO DE LA ASUNCIÓN EN YAUTEPEC**

#### **12.1.1 Introducción**

**Antecedentes.** El convento dominico de La Asunción de María fue construido por fray Lorenzo de la Asunción, quien llegó a Nueva España en 1554 y trabajó en la zona hasta 1583. Una inscripción en la fachada de la iglesia ostenta la fecha 1567, que probablemente se refiere a la construcción, Fig. 12.1.1. El convento de La Asunción de María se localiza en la mitad sur de la manzana que forman las calles Virginia Fábregas, Zaragoza, Morelos y Paraíso en el Centro Histórico de la población de Yautepec.

A consecuencia de los sismos del 15 y 22 de junio de 1999 y que afectaron la ciudad de Yautepec, Morelos, el convento sufrió daños en su estructura y por ello se emprendió una evaluación geotécnica de la cimentación y para cual se abrieron calas que permitieron la observación directa de la subestructura (GPC, 1999).

Posteriormente se elaboró un diagnóstico del comportamiento de la cimentación del convento en condiciones estáticas y durante un sismo, basándose en la inspección detallada del edificio, de la evaluación de sus deformaciones acumuladas, complementadas con mediciones topográficas, una campaña de sondeos de muestreo alterado e inalterado y también se aprovechó la información de las calas antes mencionadas (TGC, 2000. No. 2338).

#### **12.1.2 Esquema geológico-geotécnico**

La población de Yautepec se encuentra a 1210msnm, en un valle entre las sierras de Yautepec y Tlatlizapan ambas constituidas con rocas basálticas. La región esta conformada por abanicos aluviales por cuyos cauces erosionados transitaban flujos de lavas. Finalmente, el río Yautepec ubicado a la orilla de la población, depositó espesores de suelos aluviales. En la Fig. 12.1.2 se muestra que el convento está en un sitio peculiar entre el río y uno de sus afluentes, lo que implica que el subsuelo esté conformado por aluviones geológicamente recientes.

#### **12.1.3 Daños observados**

Algunos muros de este convento están contruidos con piedras de tamaño heterogéneo, en los elementos estructurales más importantes las piedras están cementadas con un mortero pobre de cal.

La descripción de los daños causados por el sismo del 15 de junio de 1999 se resume a continuación, de acuerdo con lo observado durante la visita del 10 de noviembre de 1999 y con la información proporcionada (Aristi, 1999). Aunque se debe precisar que se desconoce la magnitud de los daños que tenía antes de ese sismo.





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

**Templo de la Asunción.** El templo es de una nave cubierta con bóveda de cañón corrido, separada en cinco tramos por pilastras y peculiares arcos fajones (posiblemente de construcción posterior); el tramo del presbítero presenta un cañón más alto. Tiene una sola torre compuesta por basamento y campanario de dos cuerpos.

La bóveda sufrió importantes daños como se esquematiza en la Fig. 12.1.3. La nave tiene desplomos acumulados en la dirección sur, probablemente desarrollados en centenas de años, que alcanzan 0.5% de inclinación en el lado norte y 2% en el sur. Esto implica que la bóveda se ha abierto más de 20 cm y que repetidamente se ha reparado para devolverle continuidad; a simple vista se advierte la deformación acumulada en la pérdida de forma de la bóveda. El pretil que corresponde al muro sur de la nave tiene una singular curvatura en su parte central.

La torre sufrió colapso del cuerpo superior y daños graves en el segundo cuerpo, en el cual una de las columnas esquineras quedó fracturada en tres secciones.

Es importante señalar que el agua de lluvia que se colecta en el lado sur de la nave y de una de las capillas laterales se descarga en el pequeño cubo que se indica en la Fig. 12.1.3; esta peculiaridad necesariamente implica que los suelos de la zona cercana sean los que tengan que absorber mayor cantidad de agua en todo el convento.

**Claustro.** Al norte del templo se localiza el claustro de dos niveles; es de planta cuadrada con patio central, alrededor del cual tiene pasillos cubiertos con bóveda de cañón corrido que ostentan pintura mural. Las columnas muestran cierta inclinación hacia el interior del patio.

El claustro sufrió daños considerables en la bóveda del pasillo sur, tanto en planta alta como en planta baja y hubo daños menores en algunas de las habitaciones, Fig. 12.1.3.

#### **12.1.4 Mediciones topográficas**

**Puntos de control.** En la Fig. 12.1.4 se muestra la ubicación de los 61 puntos de control instalados a 1.0 m de altura del piso de feligresía; consisten en pernos de acero inoxidable. El banco superficial BNS-1 se instaló cerca de la capilla abierta y con una elevación arbitraria de 100.00 m.

**Primera medición de convergencias.** Para verificar si la separación entre pilastras aumenta o disminuye se miden las convergencias, que son las diferencias en el tiempo de las distancias entre puntos de control fijos (armellas) instalados en las pilastras a tres alturas diferentes, 2.2, 6.0 y 8.95 m referidas al nivel de piso de feligresía. La primera medición define las distancias o convergencias actuales que existen entre las pilastras de los arcos seleccionados en las secciones alta y baja, la cual resultó de 1 a 9 mm, Fig. 12.1.5.

**Configuración de referencias arquitectónicas.** La Fig. 12.1.6 muestra las curvas de igual elevación del piso de feligresía que indican que existe un desnivel de 20 cm hacia el coro; estas curvas deben tomarse con reserva, por que el piso es reciente. Llama la atención que la calle Morelos, al oriente, se encuentra 120 cm más abajo del piso de feligresía.

La Fig. 12.1.7, muestra las curvas de igual elevación de la superficie definida por las cornisas de las pilastras (impostas) y de las cuales se determina que en el eje B se encuentran más arriba que en el

eje A y que la superficie está inclinada hacia el norponiente con un diferencial de 8 cm entre las pilastras B-6 y A-3, contrario a la dirección de inclinación que presenta el muro del eje B. Lo cual permite establecer que los arcos fueron construidos tiempo después que los muros.

Debido a que no se cuenta con información de nivelaciones anteriores al sismo de junio de 1999, no es posible definir si existe algún asentamiento generado por el evento.

**Verticalidad de las pilastras.** En la Fig. 12.1.8 se muestra con vectores los desplomos medidos tanto en muros como en pilastras; en general se advierte que la inclinación del templo es hacia el sur. Así, en el eje A, las pilastras presentan una inclinación entre 0.22 y 0.44% hacia el sur excepto la A-7 con 0.2% al norte; mientras que el muro tiene una inclinación de 0.08 a 0.2% hacia el sur con excepción del tramo entre los ejes 5 y 6 que está inclinado 0.6 % al norte.

Las pilastras ubicadas en los ejes B-3 y B-5 también presentan una inclinación hacia el sur de 0.25 y 0.21% respectivamente, la pilastra B-9 tiene una inclinación de 0.9% y la B-6 tiene el 0.08% al norte y puede considerarse prácticamente vertical; el muro tiene una inclinación que varía de 1.1 a 3.4% al sur.

Los desplomos anteriores son tan divergentes que es factible imaginar que las pilastras de los ejes 3, 5 y 6 se construyeran después del muro o bien que haya sido corregido su fuste en alguna época, ya que la inclinación que presentan ambos elementos no coincide.

También se midió el desplomo que presentan las columnas del patio del claustro, que en general están desplomadas hacia el centro del patio, con excepción de dos que están inclinadas hacia los pasillos interiores (Fig. 12.1.8).

En las capillas laterales se midió el desplomo que presentan sus contrafuertes (eje E), los cuales tienen una inclinación principal hacia el sur que varía de 0.39 a 1.9%, correspondiendo los mayores valores a la Capilla 1.

También se midió el desplomo de la esquina surponiente de la torre que está inclinada hacia el sur 1.0% detectando una corrección a partir de los 7.0 m de altura y con tendencia hacia el este con un valor de 0.4%.

En cuanto a la magnitud de desplomos medidos en dirección oriente-poniente varía de 0.1 a 0.3% en todo el conjunto.

**Perfil de la banqueta.** El levantamiento topográfico de la banqueta de la manzana donde se ubica el convento Fig. 12.1.9, muestra que la parte más alta está sobre la calle Zaragoza con una elevación de 100.34 m, mientras que el punto más bajo corresponde a la esquina suroriente con una elevación de 97.70 m, por lo que existe un desnivel entre ambos puntos de 2.64 m.

El piso de feligresía tiene una elevación media de 99.50 m y se encuentra 1.20 m por arriba del nivel de la calle Morelos, esta elevación se explica por el espesor del relleno colocado para dar el nivel deseado y así protegerlo de inundaciones; el río se encuentra a aproximadamente 20.0 m de distancia de este lado del convento.

### 12.1.5 Características del subsuelo

**Características del subsuelo.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el convento se realizaron siete sondeos de penetración estándar con obtención de muestras inalteradas con tubo dentado de los estratos limosos susceptibles a sufrir cambios en su resistencia y que afecten el comportamiento de la cimentación. La ubicación de los sondeos se muestra en la Fig. 12.1.10.

Para no alterar la condición natural de los suelos superficiales y detectar variaciones en su contenido de agua y en especial en la zona sur de la nave, los sondeos se realizaron en seco empleando un ademe helicoidal hasta una profundidad máxima de 10 m y a partir de este nivel se empleó lodo bentonítico.

Con objeto de eliminar la influencia que puede tener la variación de humedad de los suelos superficiales en el banco de nivel (BNS-1) instalado a un costado de la capilla abierta (**Fig. 12.1.4**), se procedió a la colocación de un banco de nivel profundo BNP a 22.6 m de profundidad que se encuentra al poniente del atrio, Fig. 12.1.10.

**Propiedades de los suelos.** A las muestras alteradas e inalteradas recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de identificación y clasificación; en las muestras inalteradas obtenidas del estrato de apoyo de la cimentación, se realizaron pruebas en cámara triaxial en condiciones naturales y saturadas, para evaluar el efecto del cambio de contenido de agua en sus parámetros de resistencia. Debe aclararse que la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial y se efectuó mediante contrapresión, que consiste en aplicar presión al agua para forzar su entrada a la muestra de suelo e incrementar su contenido de agua, lo cual representa un estado extremo que puede alcanzar el suelo en el sitio.

**Interpretación estratigráfica.** El predio se localiza a sólo unos 20 m al poniente del río, por lo que la estructura está ubicada sobre los depósitos más recientes que fueron arrastrados por el río Yautepec. A partir de la clasificación visual de las muestras alteradas e inalteradas obtenidas en los sondeos, así como el número de golpes para la penetración del muestreador estándar, se determinaron los cortes estratigráficos de las Figs. 12.1.11 a la 12.1.13. A continuación se describen los cinco estratos característicos en que se puede dividir el subsuelo.

**Rellenos artificiales.** El espesor varía de 1.0 a 2.0 m; está constituido por material heterogéneo, arcillas, limos y material producto de demolición.

**Limo café oscuro y café grisáceo.** Subyaciendo a los rellenos se tiene una secuencia de limos café oscuro y café grisáceo, con número de golpes  $N_{SPT}$  de 6 a 20, con un espesor que varía de 0.5 a 2.0 m.

**Limo café olivo.** Se localiza a partir de los 1.8 a 3.0 m por debajo del nivel de piso de feligresía; este estrato de 0.8 a 6.5 m de espesor con número de golpes  $N_{SPT}$  de 12 a 40, está formado por una serie de limos café olivo claro y oscuro con intercalaciones de arena limosa. En este estrato está desplantada la mayor parte de la cimentación del templo y de las capillas laterales; los parámetros de resistencia en prueba triaxial no consolidada no drenada, con su contenido natural de agua y para el nivel de esfuerzos que trasmite la cimentación, son: cohesión  $c = 0.22 \text{ kg/cm}^2$  y ángulo de fricción interna  $\phi = 38^\circ$  y módulo de rigidez  $E = 190 \text{ kg/cm}^2$ . En condición saturada tiene un

comportamiento puramente cohesivo con un valor de  $c = 0.76 \text{ kg/cm}^2$  y módulo de rigidez saturado de  $E = 150 \text{ kg/cm}^2$ .

Las muestras inalteradas de los dos estratos arriba indicados presentan agrietamiento.

**Arena limosa.** Se identifica a partir de los 3.9 a 9.3 m de profundidad, con espesor variable de 2.3 a 7.0 m correspondiendo el menor espesor al poniente, con número de golpes  $N_{SPT}$  de 12 a 35; este estrato consiste en una serie de depósitos de arena fina a media limosa y en ocasiones gruesa café olivo y café grisáceo con intercalaciones de limo; en algunos sondeos se detectó la presencia de gravas de hasta  $\frac{3}{4}$ ".

**Serie limosa.** Se extiende a partir de los 10.5 y 11.5 m hasta la máxima profundidad de exploración y consiste en una secuencia de limo café olivo claro, café claro y café grisáceo con poca arena y de compacidad media a alta asociada a un número de golpes  $N_{SPT}$  de 20 a más de 50, con algunos lentes de arena fina limosa. En este estrato quedó apoyado el banco de nivel profundo a 22.6 m.

**Nivel freático.** Debido a la técnica de perforación empleada se alteraron las condiciones del suelo alrededor de la perforación, por lo que se tiene incertidumbre en la posición del nivel freático (NAF); de acuerdo con los contenidos de agua medidos en las muestras alteradas obtenidas en los sondeos, es probable que el NAF se encuentre a los 9.0 m de profundidad, sin influir en el comportamiento de la cimentación.

**Condiciones de cimentación.** Para conocer el tipo y nivel de desplante de la cimentación del templo se revisaron los registros de las calas realizadas por Grupo Promotor de la Construcción en noviembre de 1999, en el muro sur del templo (GPC, 1999) y cuya ubicación se muestra en la Fig. 12.1.10. Con esa información y la estratigrafía del sitio, se definió que la cimentación está constituida por zapatas corridas de mampostería desplantadas sobre el estrato de limo café olivo; su profundidad de desplante en el caso del templo varía de 2.5 a 3.2 m, calas C-1, C-2 y C-4 (ver Fig. 12.1.10); mientras que en la cala C-5 se encontró a 2.0 m de profundidad y en la C-3 a 2.25 m.

### 12.1.6 Análisis geotécnico

**Capacidad de carga.** La capacidad de carga última para una zapata continua que corresponde a los muros y para la mínima profundidad de desplante de 2.0 m es de  $330 \text{ t/m}^2$ .

Estos resultados se comparan con la magnitud de la carga transmitida por el templo, la cual puede variar de  $26 \text{ t/m}^2$  en sus muros para un ancho de cimentación de 1.2 m a  $24 \text{ t/m}^2$  en su torre, mientras que las capillas transmiten una carga del orden de  $20 \text{ t/m}^2$ ; para estas cargas el factor de seguridad es mucho mayor al mínimo admisible de 3 en condiciones estáticas.

Como se mencionó, el suelo de apoyo de la cimentación y de los estratos arriba de dicho nivel se encuentran con grietas por ciclos de humedecimiento y secado; por los planos de discontinuidad que forman las grietas se filtra el agua de la lluvia o del riego de jardines que puede saturar el terreno de apoyo. Para tomar en cuenta dicho efecto se realizaron pruebas triaxiales saturando el suelo; la resistencia que presenta en tales condiciones corresponde a la de un suelo puramente cohesivo con una resistencia al corte de  $0.76 \text{ kg/cm}^2$ .

Para la zapata continua en que se apoyan los muros y para la mínima profundidad de desplante de 2.0 m, se obtiene una capacidad de carga última de  $46 \text{ t/m}^2$ .

De acuerdo con el análisis, la capacidad de carga en condiciones saturadas disminuye al 13% respecto de la condición natural. Por tanto, el factor de seguridad (FS) considerando que el suelo en condiciones saturadas varía de 1.9 para la zona de la torre a 1.75 en los muros del templo, mientras que en las capillas es de 2.3. Estos valores son menores al mínimo recomendable de 3; sin embargo, como la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial mediante contrapresión, representan un estado extremo que sólo eventualmente podría alcanzar el suelo en el sitio.

Por lo tanto, la pérdida de resistencia por humedecimiento del suelo de apoyo no implica el colapso de la cimentación, aunque todavía podrían ocurrir asentamientos por deformaciones plásticas de los suelos. Esta situación deberá verificarse mediante mediciones topográficas cuyas variaciones deberían estar asociadas a períodos de lluvia y sequía; el orden de magnitud de los movimientos se discute a continuación.

**Cálculo de asentamientos.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato limoso sobre el cual se apoya la cimentación, inducidos fundamentalmente por las cargas en condiciones estáticas y eventualmente incrementados por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia. En condiciones estáticas el asentamiento calculado con los valores anteriores resulta de 1.6 cm y para las condiciones de saturación se incrementa en unos milímetros más.

**Asentamientos durante un sismo.** En el momento de un sismo la estructura trasmite un incremento de carga al suelo, por la velocidad en que ocurre el terreno reacciona con un módulo de elasticidad mayor o por lo menos igual que el estimado para condiciones estáticas, por lo que se supuso que los asentamientos que sufrió la cimentación durante el sismo del 15 de junio de 1999 fueron del orden a los correspondientes a la condición estática. Esto conlleva a reconocer que los daños en ese sismo fueron consecuencia de la vulnerabilidad de la estructura y de los materiales con que fue construida. Lo cual obliga a la consolidación de las grietas en las bóvedas y muros, el reforzamiento del entrespacio del pasillo del claustro y la colocación de un refuerzo de ángulo metálico en los arcos.

Es necesario limitar los movimientos de los muros de la nave durante un evento sísmico por lo que será conveniente revisar estructuralmente la colocación de cables tensados a nivel de las cornisas de cada uno de los ejes definidos por las pilastras.

### **12.1.7 Conclusiones y recomendaciones**

a) Este convento se apoya en un suelo limoso, el asentamiento elástico calculado con los valores en condición de humedad natural es de 1.6 cm mientras que para la condición saturada, se obtuvo un valor de 2.0 cm, en cuanto a los asentamientos que sufrió la cimentación durante el sismo del 15 de junio de 1999, se estima que fueron del mismo orden de magnitud. Por otro lado, es difícil evaluar las deformaciones que tenía el templo antes del sismo.

b) En cuanto a la pérdida de resistencia por humedecimiento del suelo de apoyo no implica el colapso de la cimentación, aunque todavía podrían ocurrir asentamientos por deformaciones plásticas de los suelos. Esta situación deberá verificarse mediante mediciones topográficas cuyas variaciones deberían estar asociadas a cambios de humedad del subsuelo, antes de la época de lluvia y durante el estiaje.



Fig. 12.1.1 Convento de la asunción de María en Yautepec, Morelos

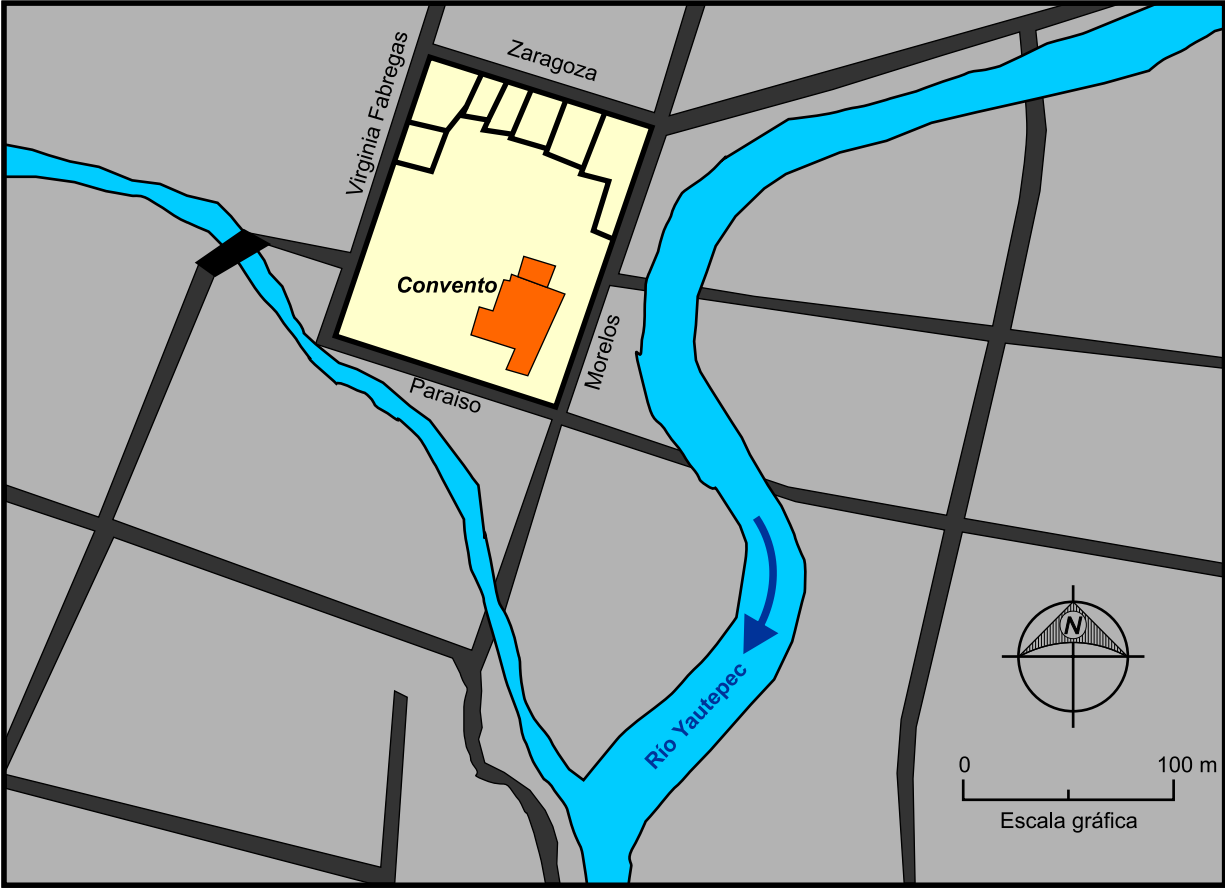


Fig. 12.1.2 Localización del Convento

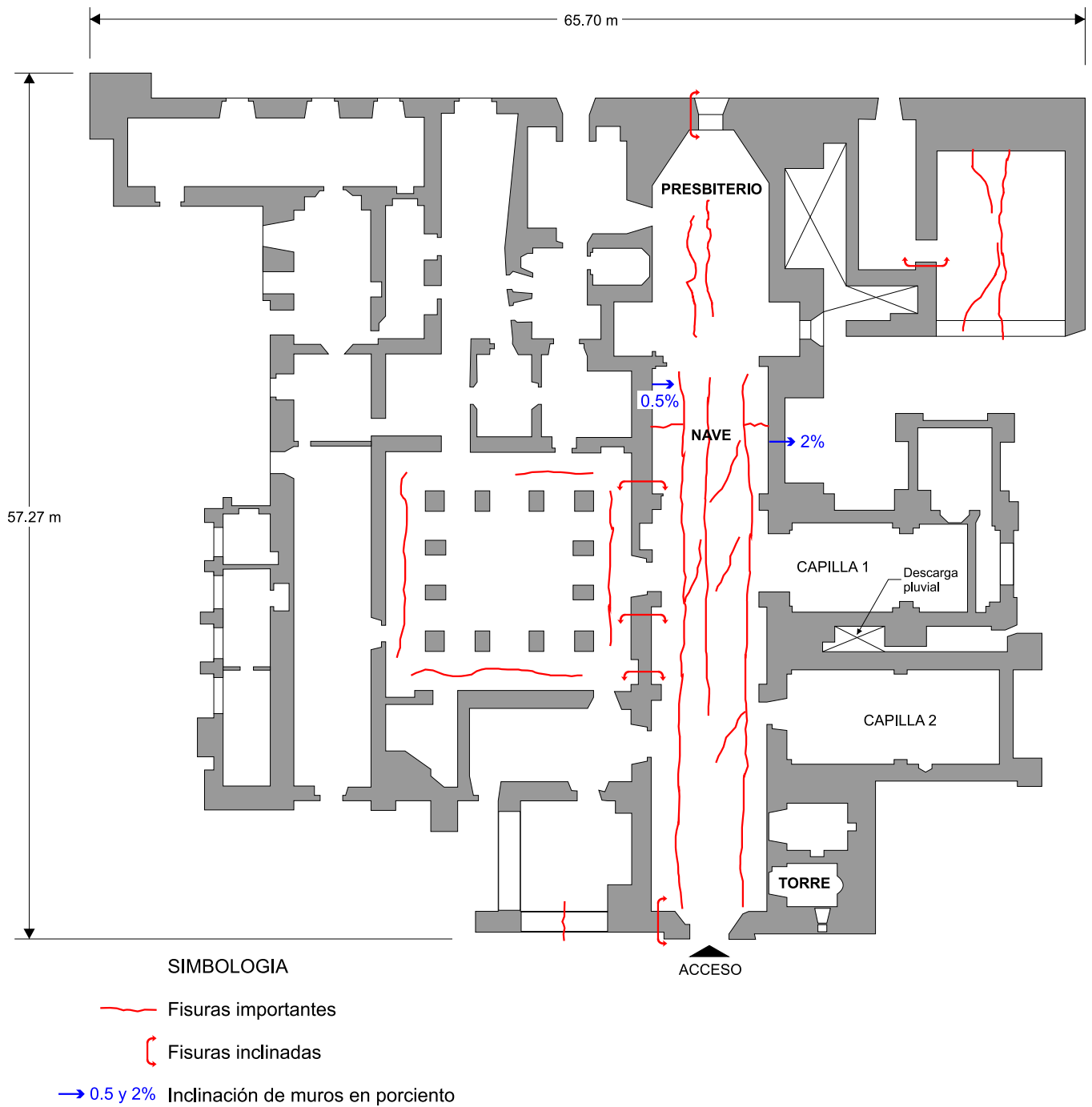
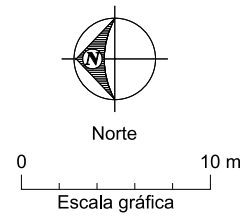


Fig. 12.1.3 Fisuras estructurales observadas en el convento de la Asunción



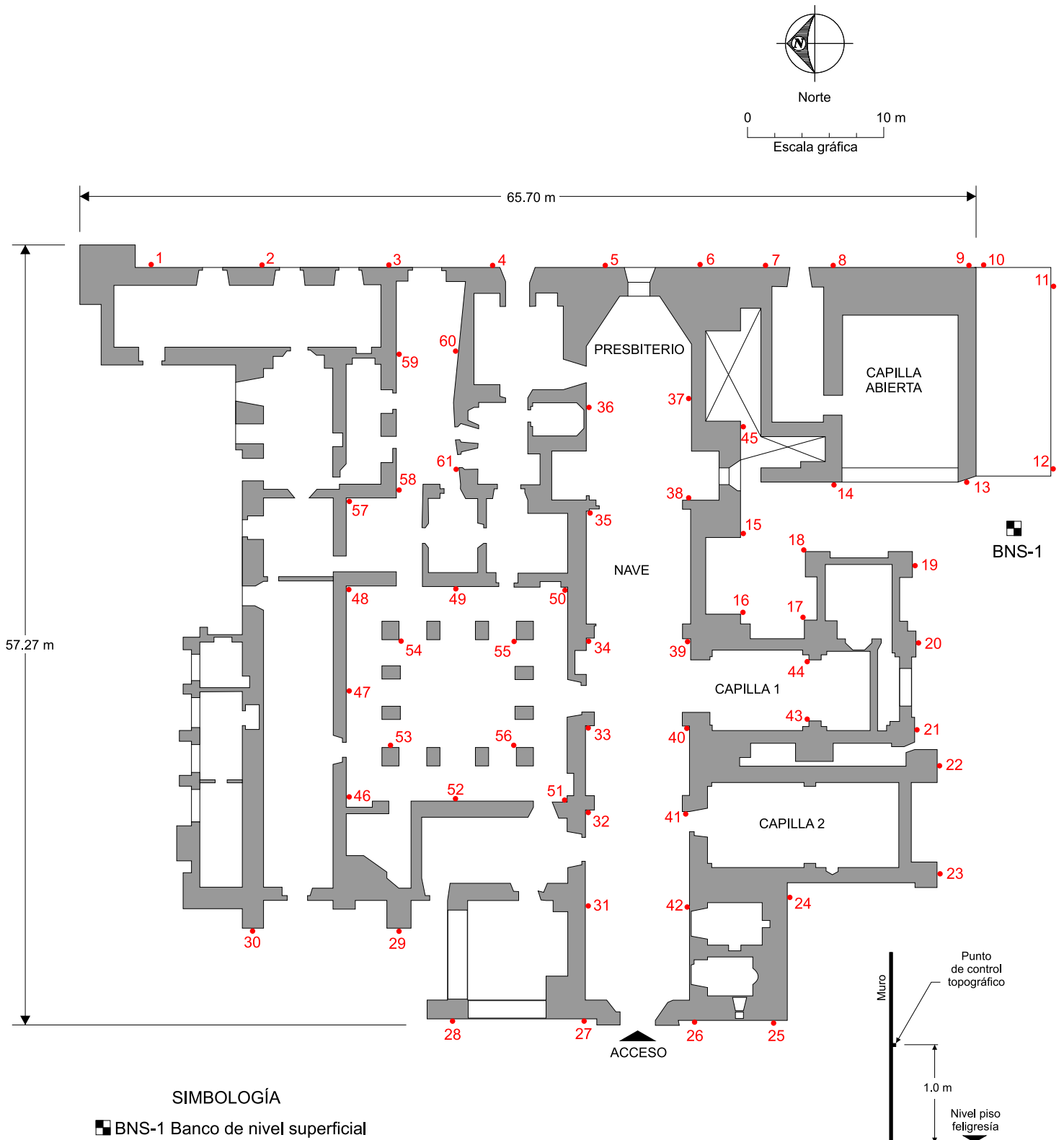
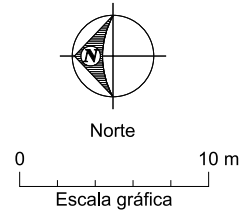


Fig. 12.1.4 Ubicación de puntos de control topográfico

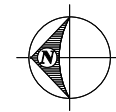


Fig. 12.1.5 Primera medición de distancias entre pilastras, sección alta, 13 de septiembre de 2000



- Nota:
- 1 Curvas en metros
  - 2 El piso es reciente y las curvas no permiten definir movimientos históricos

Fig. 12.1.6 Curvas de igual elevación en metros del piso de feligresía, 11 de septiembre de 2000



Norte

0 10 m  
Escala gráfica

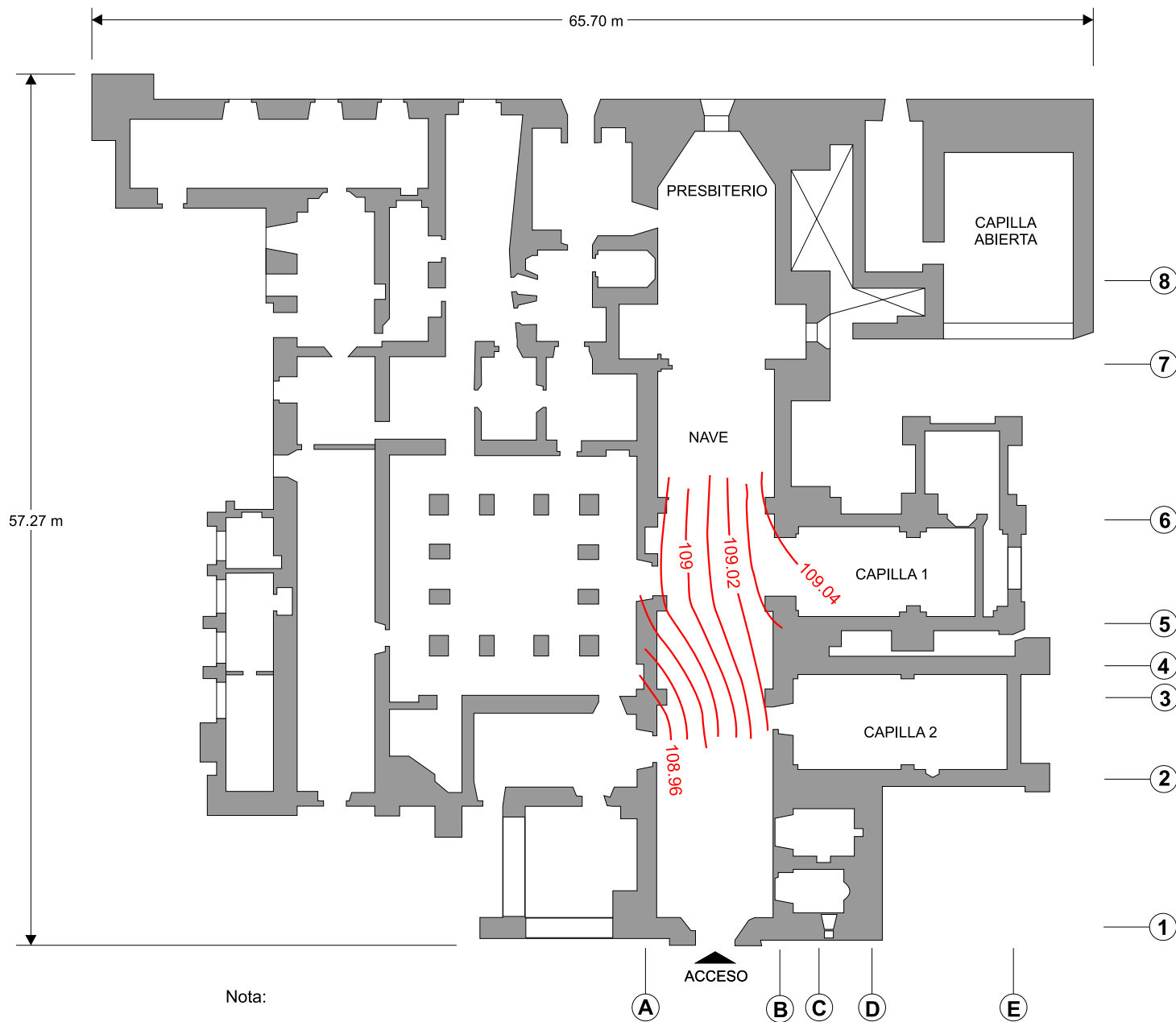
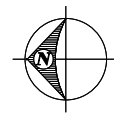


Fig. 12.1.7 Curvas de igual elevación en metros de la superficie definida por las cornisas de las pilastras, 11 de septiembre de 2000



Norte



Escala gráfica



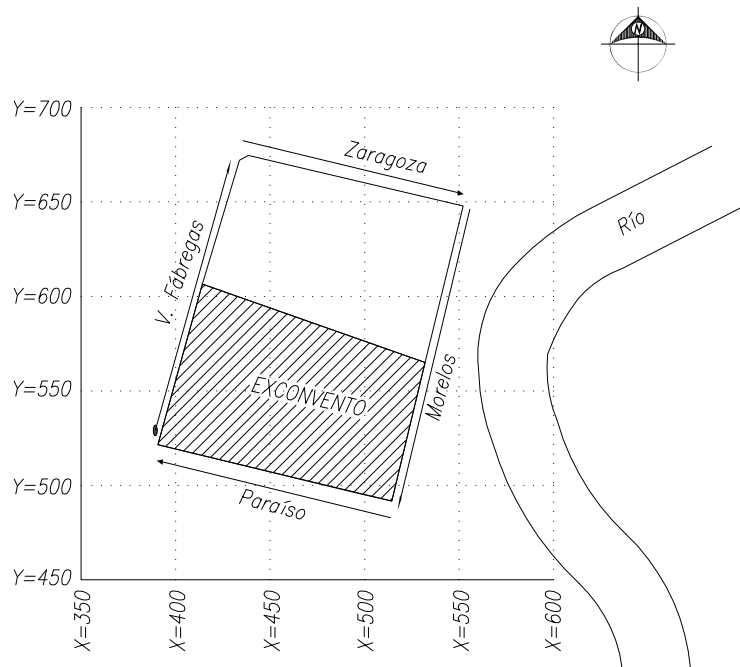
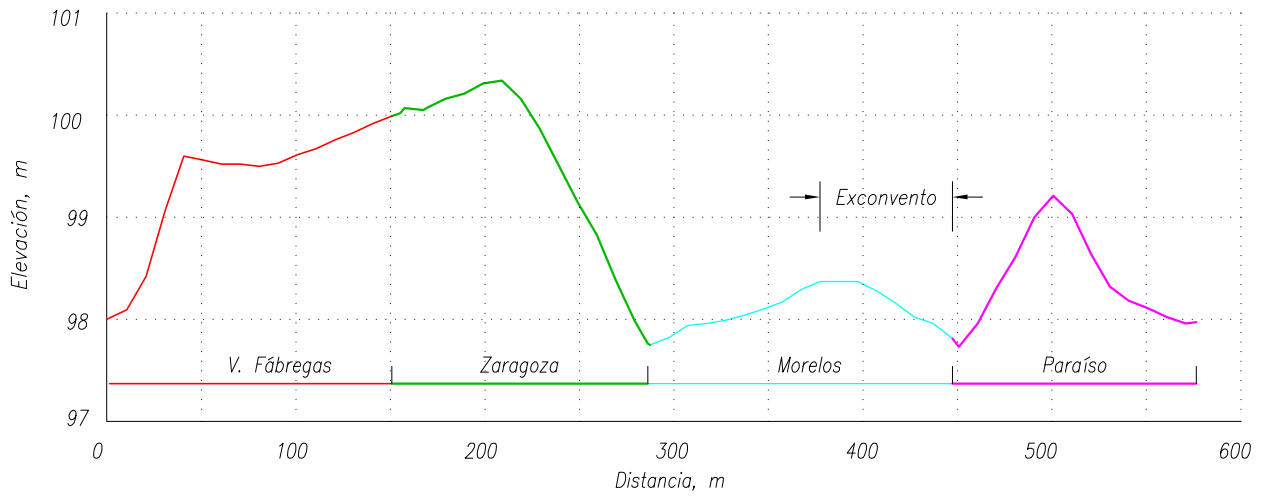
SIMBOLOGÍA:

- Desplomo medido en pilastras o contrafuertes
- Desplomo medido en muros
- Desplomo medido en columnas del claustro

NOTA:

Los desplomos indicados están en por ciento

Fig. 12.1.8 Dirección del desplomo de columnas y pilastras, 15 de septiembre de 2000



**SIMBOLOGIA**

- Sentido del recorrido del perfil
- La nivelación se realizó el 11 de septiembre del 2000

**Fig. 12.1.9 Perfil de banquetta en el sitio**

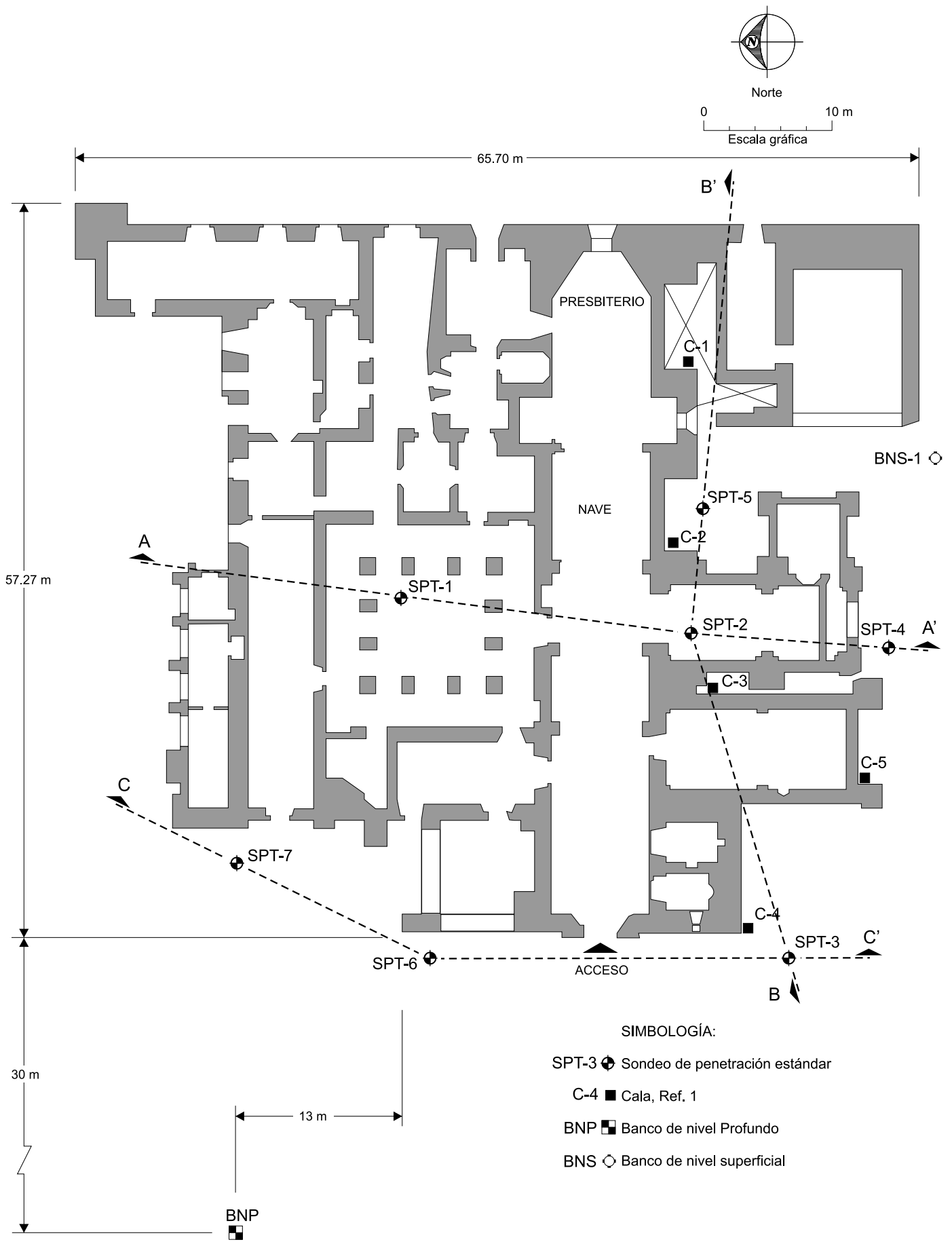


Fig. 12.1.10 Ubicación de trabajos de campo

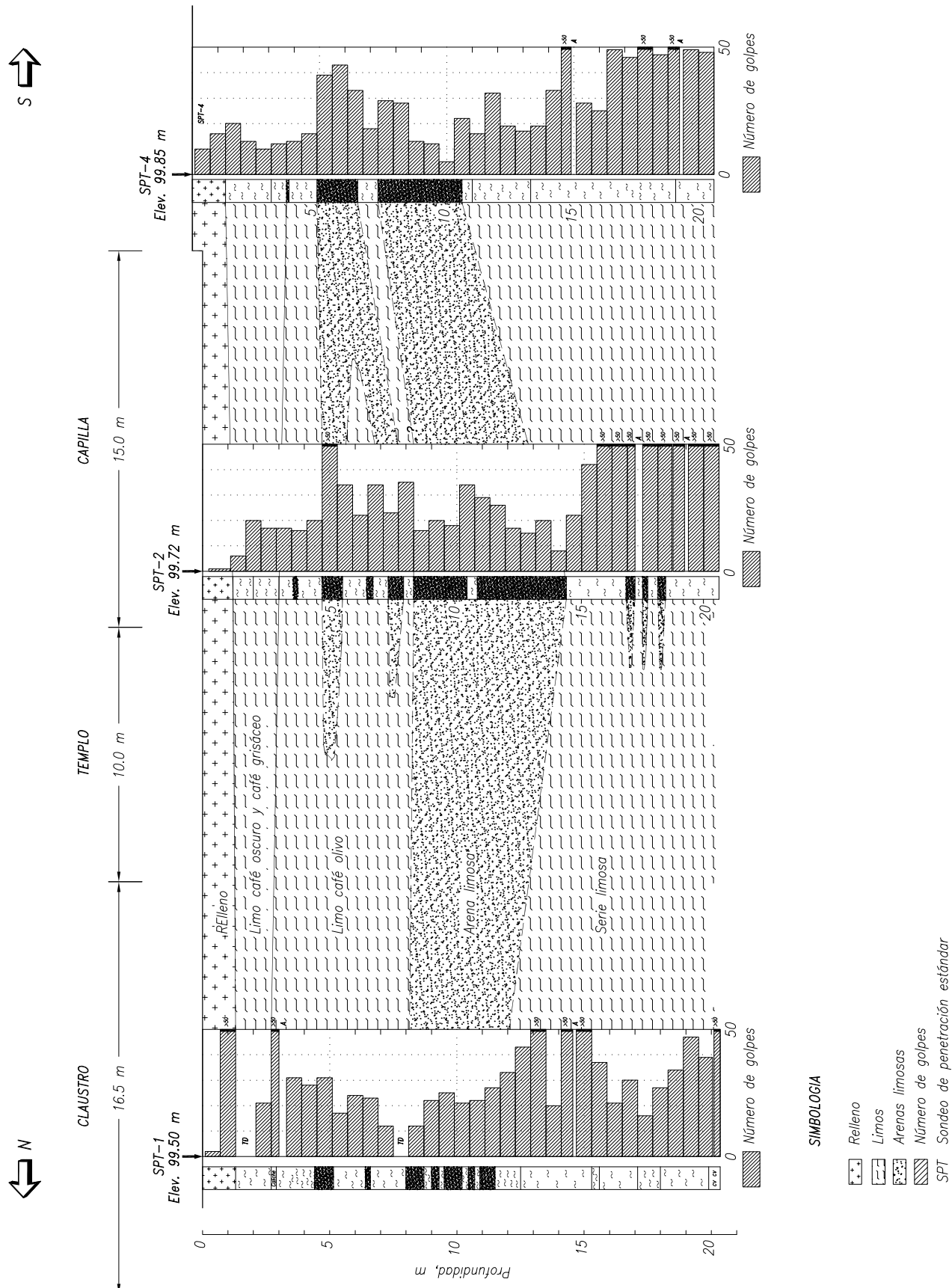
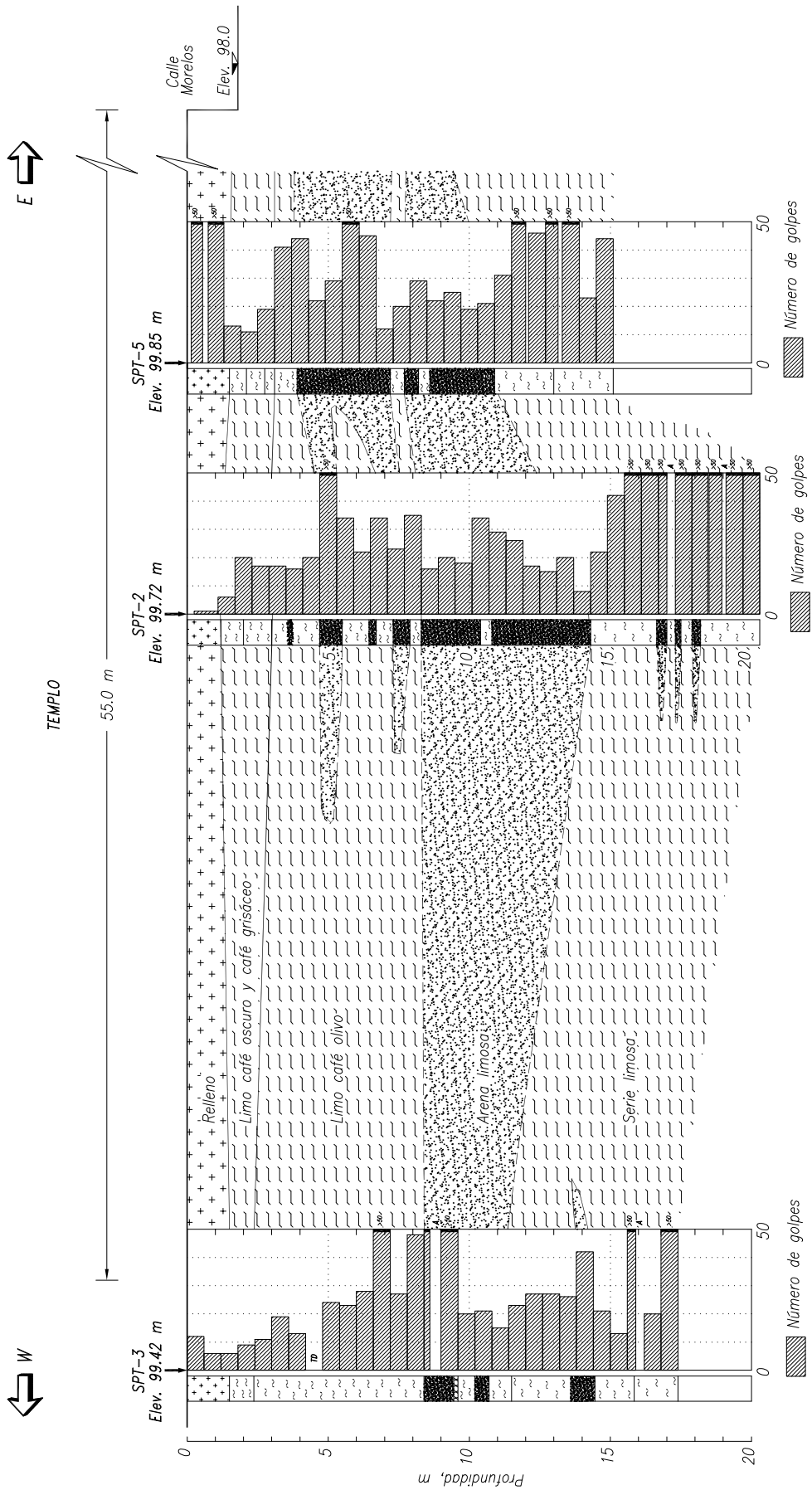


Fig. 12.1.11 Corte estratigráfico A-A'





**SIMBOLOGIA**

- Relleno
- Limos
- Arenas limosas
- Número de golpes
- SPT

**Fig. 12.1.12 Corte estratigráfico B-B'**

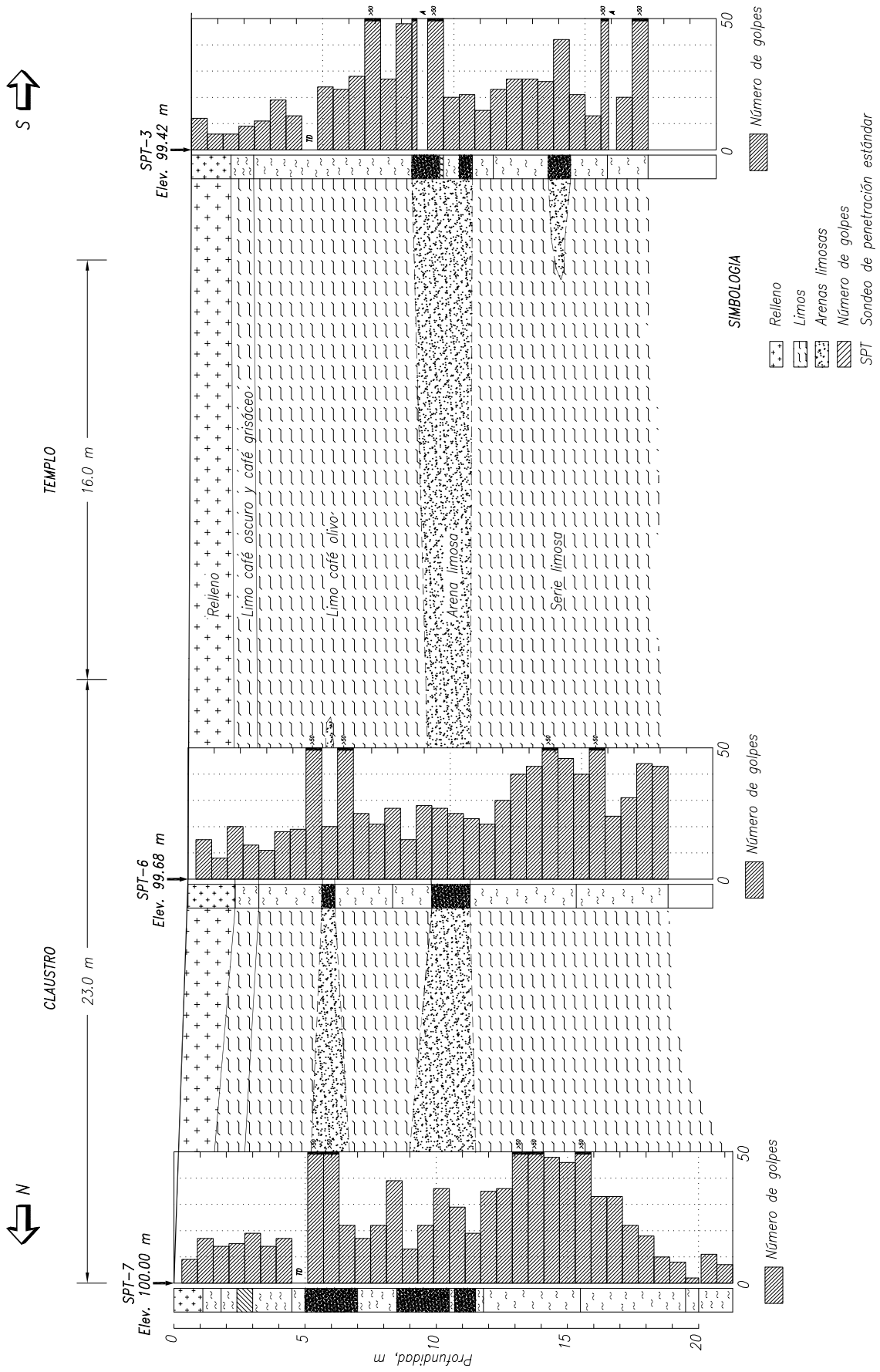


Fig. 12.1.13 Corte estratigráfico C-C'

## 12.2 EX-CONVENTO DE LA INMACULADA CONCEPCIÓN EN ZACUALPAN

### 12.2.1 Introducción

El convento agustino de la Inmaculada Concepción en la población de Zacualpan de Amilpas en el estado de Morelos se localiza al final de la calle Hidalgo de esa población. Su construcción la inició Fray Juan Cruzat en 1535 y se completó en 1567. Es una estructura de dimensiones vastas, amplio atrio y grandes huertas, Fig. 12.2.1. A consecuencia del sismo del 15 de junio de 1999 el convento sufrió daños en su estructura lo que motivó una evaluación geotécnica de la cimentación con la apertura de calas exploratorias (GPC, 1999).

Debido a los daños recientemente ocurridos, el convento de la Inmaculada Concepción requiere de la rehabilitación de su estructura y por lo tanto de la revisión de las condiciones de seguridad de su cimentación; por este motivo, posteriormente se realizó otro diagnóstico geotécnico, que se apoya en el mencionado antes (TGC, 2000. No. 2341).

El diagnóstico del comportamiento del convento en condiciones estáticas y durante un sismo se basó en la inspección detallada del edificio, en la evaluación de deformaciones acumuladas, complementadas con mediciones topográficas, una campaña de sondeos de muestreo alterado y la revisión de la información obtenida de las calas excavadas para la observación directa de la cimentación.

Zacualpan de Amilpas se encuentra cercana a uno de los afluentes principales del río Tenango. La zona está conformada por depósitos y lahares volcánicos con topografía relativamente plana a 1640 msnm. Por la cercanía del convento con el río, de apenas unos 30 m, el subsuelo tiene importante espesor de suelos aluviales.

### 12.2.2 Daños observados

**Templo de la Concepción.** Es de una sola nave con una bóveda de cañón corrido de 39.5 m de largo y 13.0 m de ancho, separada en cuatro tramos por pilastras y arcos fajones, tiene una sola torre compuesta por basamento y campanario de un cuerpo; anexa se encuentra una capilla lateral.

La nave tiene desplomos acumulados en la dirección poniente con una inclinación estimada del 1%, probablemente desarrollados desde la construcción. La parte alta de la bóveda tiene dos grietas longitudinales que los encargados afirman fueron provocadas por el sismo de junio de 1999, lo cual se esquematiza en la Fig. 12.2.2.

La fachada exhibe fisuras reparadas cuya doble inclinación indica problemas de comportamiento estructural. Los muros de la nave presentan la peculiaridad que su mitad oriente son mas altos que la parte frontal, lo que sugiere que se había proyectado de mayor altura, y probablemente por incertidumbre de su estabilidad durante un sismo se decidió bajar el nivel de la bóveda.

**Claustro.** Al sur del templo se localiza el claustro de dos niveles; es de planta cuadrada con patio central, alrededor del cual tiene pasillos cubiertos con bóveda de cañón corrido adornada con pintura mural.

El claustro sufrió daños a consecuencia del sismo: los pretiles de los cuatro lados del patio se pandearon en la parte central hasta 10 cm como se muestra esquemáticamente en la Fig. 12.2.2. En el ala sur, donde se ubica el Refectorio y la Sala de Profundis el muro sur y parte de los pisos se separaron de la estructura, quedando una grieta con una abertura estimada de 5 cm. La bóveda de los pasillos también tiene fisuras.

**Debilidad intrínseca de la estructura.** Este convento fue construido con mampostería de calidad muy pobre, formada por bloques de piedra redondeados y boleos en una masa de mortero de tierra-cal de baja resistencia que incluso, por la pérdida del aplanado, se está desmoronando en algunas partes y dado que las piedras no se tocan, la resistencia de los muros es la del mortero frágil y deleznable.

### 12.2.3 Trabajos de medición topográfica

**Puntos de control.** En la Fig. 12.2.3 se muestra la ubicación de los 74 puntos de control instalados a 0.6 m de altura del piso de feligresía; consisten en pernos de acero inoxidable de pequeño diámetro.

**Nivel del atrio.** Para conformar el atrio se construyeron muros de retención y se colocó un relleno por arriba del nivel de las calles circundantes; el nivel de piso terminado del claustro y del templo se encuentra aproximadamente a la elevación 100.7 m. Los desniveles entre el convento y las calles varían entre 1.0 y 6.5 m, esta última hacia la esquina surponiente del atrio. El piso del atrio presenta un desnivel gradual del convento hacia la barda perimetral poniente de 1.2 m.

**Medición de convergencias.** Es para verificar si la distancia frontal o lateral entre pilastras de un arco aumenta o disminuye. Las convergencias son la diferencia en el tiempo de la distancia entre puntos de control fijos en las pilastras. Esta primera medición en la sección alta se ilustra en la Fig. 12.2.4.

**Medición de la inclinación de los muros.** En la Fig. 12.2.5, se han representado como vectores la dirección de desplazamiento de los desplomos de los muros perimetrales de la planta baja del convento y su valor numérico en porcentaje. Los desplomos se midieron en una altura continua de 12.7 m para los muros norte y poniente, ejes A y 1; mientras que para los muros sur y oriente, ejes F y 6, se midieron en dos alturas que corresponden a la planta baja y al primer nivel; al igual que en las columnas del patio interior del claustro. Cabe mencionar que las alturas de los contrafuertes ubicados en los muros sur y oriente abarcan sólo el nivel de planta baja.

El muro norte del templo, eje A, presenta un desplomo entre 0.05 y 0.36% hacia el norte, mientras que la fachada del templo se encuentra desplomada entre 0.06 y 0.1%; tanto en el muro norte como en la fachada del templo los valores medidos son aceptables.

El desplomo medido en el muro sur, eje F, varía de 0.26 a 1.1% hacia el sur, mientras que sus contrafuertes se encuentran desplomados entre 0.6 y 1.1% teniendo en general una mayor inclinación que el muro, por lo que se encuentran despegados de éste.

El desplomo medido en el muro oriente, eje 6, es entre 0.4 a 0.6% hacia el oriente, mientras que sus contrafuertes están desplomados entre 0.21 a 0.8% en la dirección oriente, indicando estos valores que por su magnitud también se encuentran separados del muro. Al comparar la dirección de los desplomos que se determinaron entre los muros de los ejes D y F, están inclinados entre 4 y 6 minutos de arco, en direcciones contrarias, provocando que la bóveda se abriera, agrietándose en el intradós al incrementarse el claro entre sus apoyos.

Las columnas del patio interior de la planta baja están desplomadas hacia el centro del patio, midiéndose los mayores desplomos en las columnas centrales de cada lado.

#### **12.2.4 Características del subsuelo**

**Características del subsuelo.** Para precisar la secuencia estratigráfica del subsuelo en el área que ocupa el convento se realizaron 7 sondeos de penetración estándar cuya ubicación se muestra en la Fig. 12.2.3.

A partir de la clasificación visual de las muestras alteradas obtenidas en los sondeos se determinaron los dos cortes estratigráficos de la Fig. 12.2.6. A continuación se describen los dos estratos característicos en que se puede dividir el subsuelo.

Los rellenos artificiales tienen espesor que se incrementa hacia el poniente de 1.0 a 2.0 m; está constituido por material heterogéneo, arcillas, limos y material producto de demolición.

El depósito aluvial está constituido por boleos de basalto empacados en una arena limosa café claro. En los sondeos que se pudo muestrear una longitud aceptable de la arena se registraron número de golpes en la prueba de penetración estándar  $N_{spt}$  de 15 a mayor de 50, lo que indica que la arena tiene una compacidad alta; donde el penetrómetro ya no se pudo hincar se procedió al empleo del barril, con el cual se recuperó fragmentos de basalto que corresponden con los boleos aluviales.

**Nivel freático.** En la esquina suroriente del patio interior del convento se encuentra un pozo y en el cual el nivel del agua está a 26.0 m de profundidad respecto al nivel de piso. De acuerdo con mediciones topográficas el nivel de la superficie del agua en el río está 2.0 m más abajo.

**Condiciones de cimentación.** Para conocer el tipo y nivel de desplante de la cimentación del templo se excavaron 3 calas en las que se alcanzó el nivel de desplante de la cimentación y su ubicación se muestra en la Fig. 12.2.3. La cimentación está constituida por zapatas corridas de mampostería desplantadas sobre el depósito aluvial y su profundidad de desplante varía de 0.85 a 1.60 m.

En la **Fig. 12.2.7**, se muestra un corte transversal de la cimentación de la cala C-1 en la que se encontró el mayor peralte de cimentación. Los 40 cm superficiales están constituidos por una mampostería en la que se usó un mortero de cal-arena y en la parte inferior se encontraron boleos de 80 cm de diámetro y en el que se empleó como aglomerante suelo-cal de baja resistencia.

#### **12.2.5 Análisis geotécnico**

**Capacidad de carga.** Debido a las características del depósito aluvial y que la cimentación está directamente apoyada sobre boleos empacados en arena limosa, se procedió a obtener una muestra alterada representativa del material arenoso y en el laboratorio reproducir probetas de suelo con el peso volumétrico y contenido de agua del sitio; las probetas se ensayaron en la cámara triaxial con el

nivel de esfuerzo que trasmite la estructura al terreno. Los parámetros determinados fueron de acuerdo con los resultados de la prueba triaxial y son:  $\phi = 22^\circ$  y  $c = 0.9 \text{ kg/cm}^2$ .

La capacidad de carga última para la zapata corrida de los muros y para la mínima profundidad de desplante de 1.0 m es de  $167 \text{ t/m}^2$ . Esta capacidad de carga corresponde a la condición más desfavorable en la cual se tiene como terreno de apoyo el estrato de arena limosa café claro sin la presencia de boleos.

Este resultado se compara con la magnitud de la carga transmitida por la estructura, la cual se estimó en el caso de los muros sur y oriente de  $28 \text{ t/m}^2$  para un ancho de cimentación de 1.1 m, para esta carga el factor de seguridad de 6.5 que es mayor al mínimo admisible de 3 en condiciones estáticas.

**Cálculo de asentamientos.** Considerando que el terreno de apoyo de la cimentación estuviera formado sólo por arena limosa, la evaluación del asentamiento con los parámetros anteriores resulta menor de 1.0 cm. Por su parte, si el suelo de apoyo son los boleos empacados en arena limosa lo hace menos deformable; por lo tanto, los asentamientos de la cimentación durante el sismo fueron pequeños y dentro del rango elástico del comportamiento del suelo.

Lo anterior permite sustentar que, a pesar de que los desplazamientos en el suelo de la cimentación fueron pequeños, el sismo fue dañino por la vulnerabilidad de la estructura y baja calidad del mortero cementante.

Debido a los daños sufridos por el convento se hicieron necesarios los trabajos de reforzamiento que incluyeron: consolidación de grietas en las bóvedas y muros, el reforzamiento con malla electrosoldada del entrepiso del pasillo del claustro y la colocación de varillas sin tensar en el entrepiso y azotea para ligar los muros.

### **12.2.6 Conclusiones y recomendaciones**

- a) La debilidad y falta de continuidad estructural entre los diferentes elementos resistentes del convento ocasionaron que los muros y columnas se movieran independientemente, lo que provocó deformaciones importantes que llevaron al agrietamiento de las bóvedas.
- b) En cuanto a la cimentación, los resultados de los sondeos y pruebas mecánicas de los suelos verifican que la capacidad de carga última de las zapatas de cimentación tiene un factor de seguridad de 6.5 que es mucho mayor al mínimo admisible de 3 en condiciones estáticas. Sin embargo, la debilidad estructural de la cimentación conformada con boleos pegados con un mortero de suelo-cal pudo contribuir a la generación de las grietas de los muros.
- c) Por lo anterior es pertinente consolidar la mampostería de la cimentación, lo cual se realizará con una inyección de lechada de cemento en perforaciones con diámetro de media pulgada separadas entre sí 1.5 m y a ambos lados del muro; la lechada se inyectará con una presión máxima de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .



Fig. 12.2.1 Convento de la Inmaculada Concepción en Zacualpan, Morelos

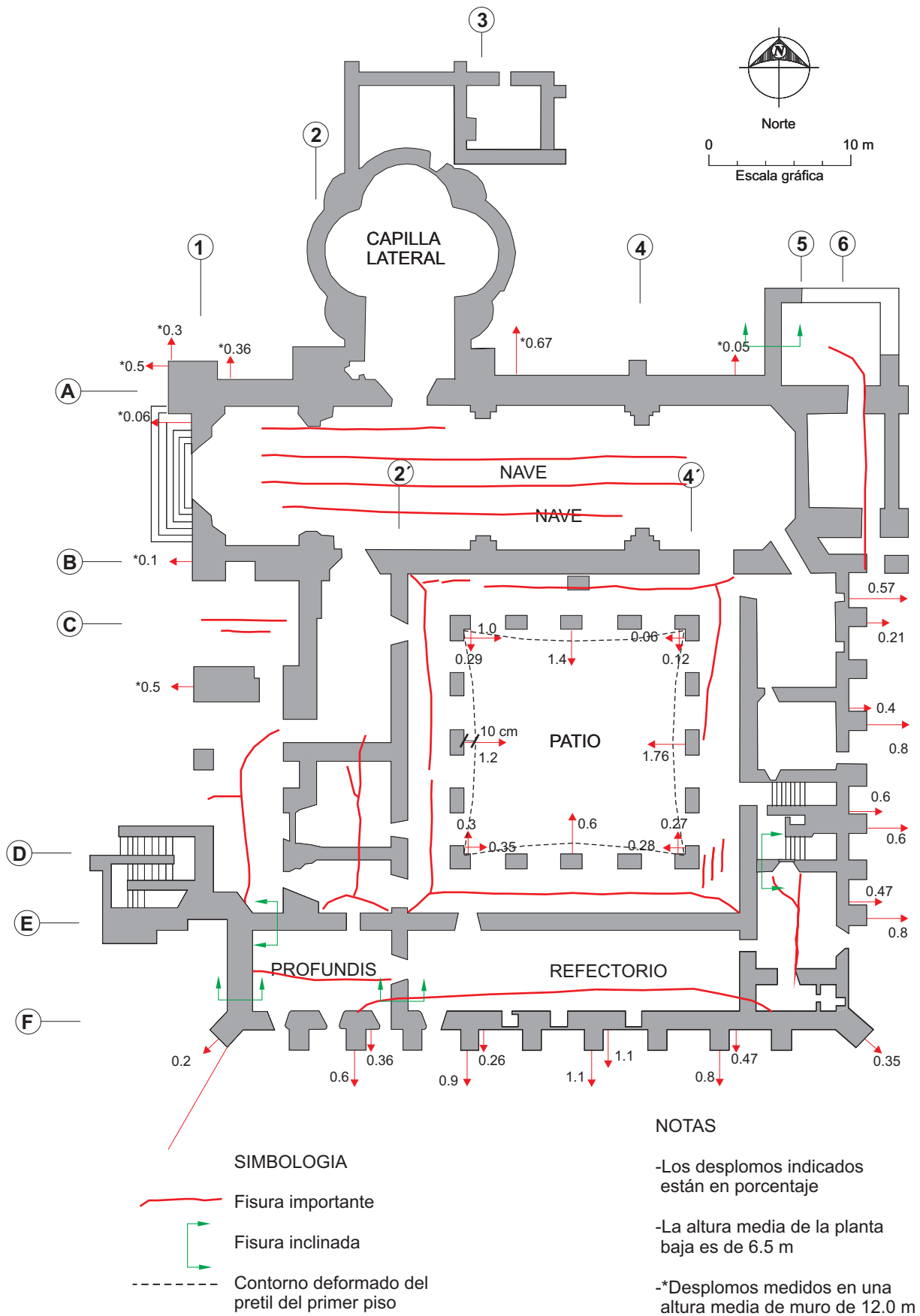
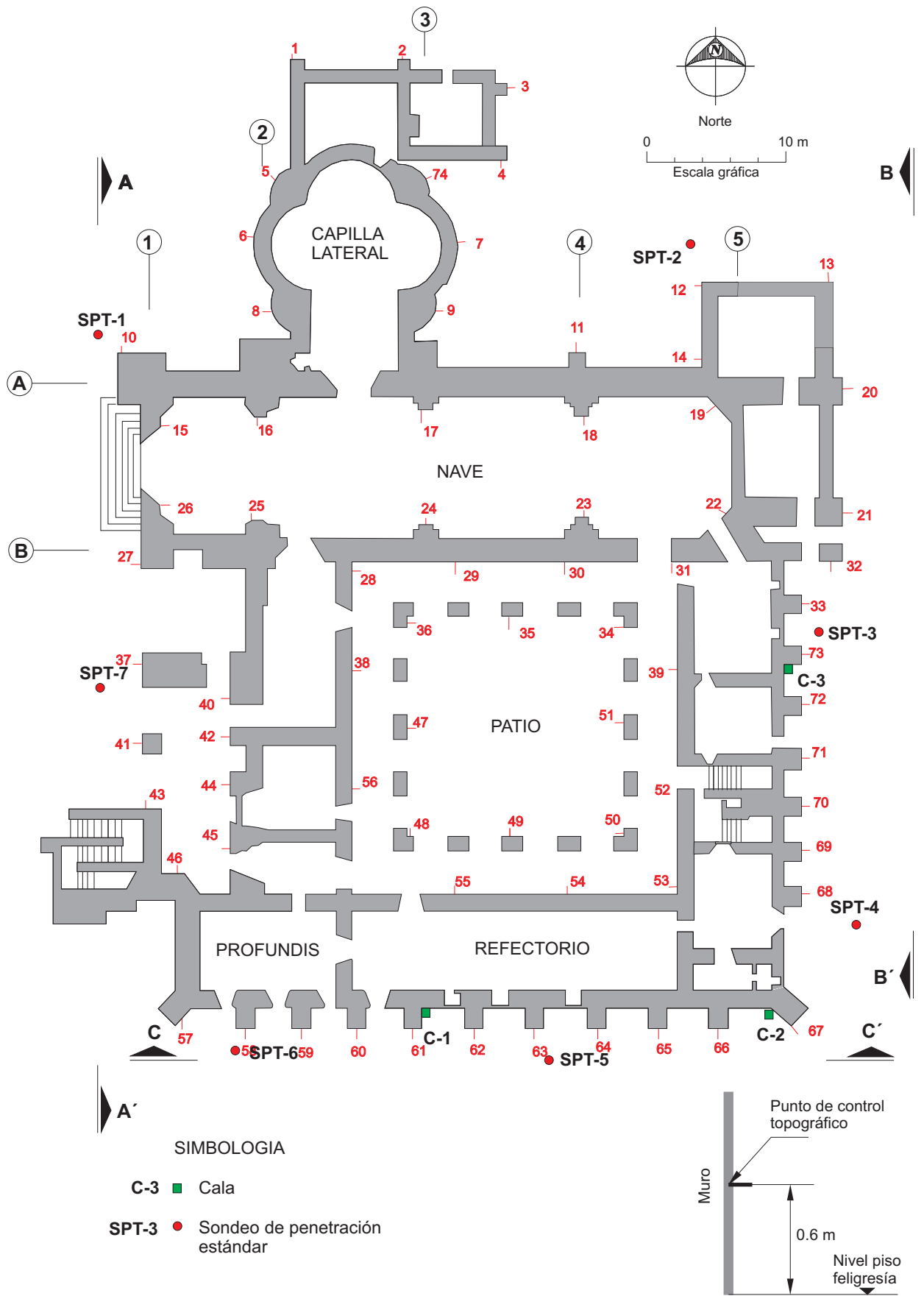


Fig. 12.2.2 Desplomos en la planta baja y fisuras observadas en la estructura





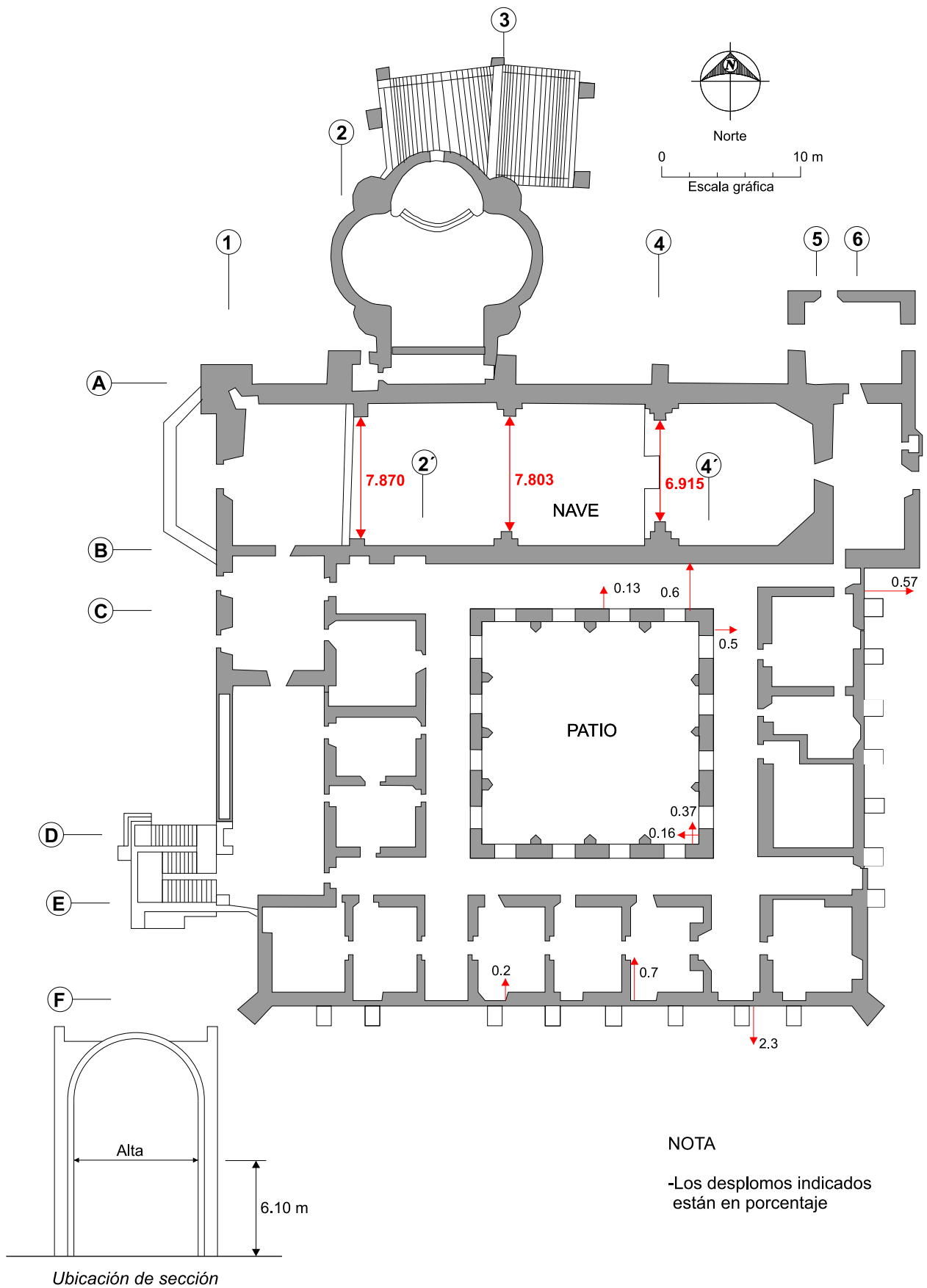
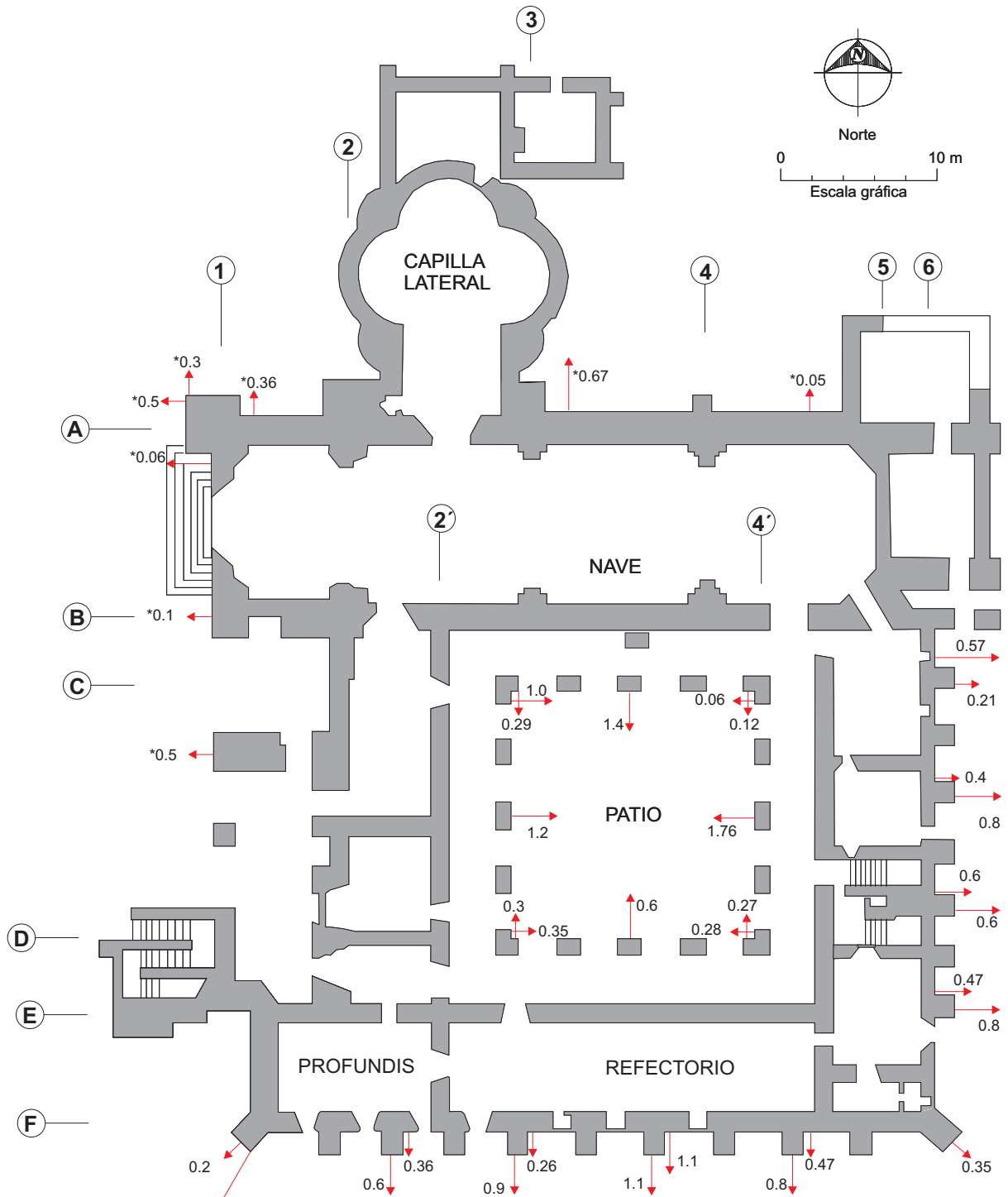


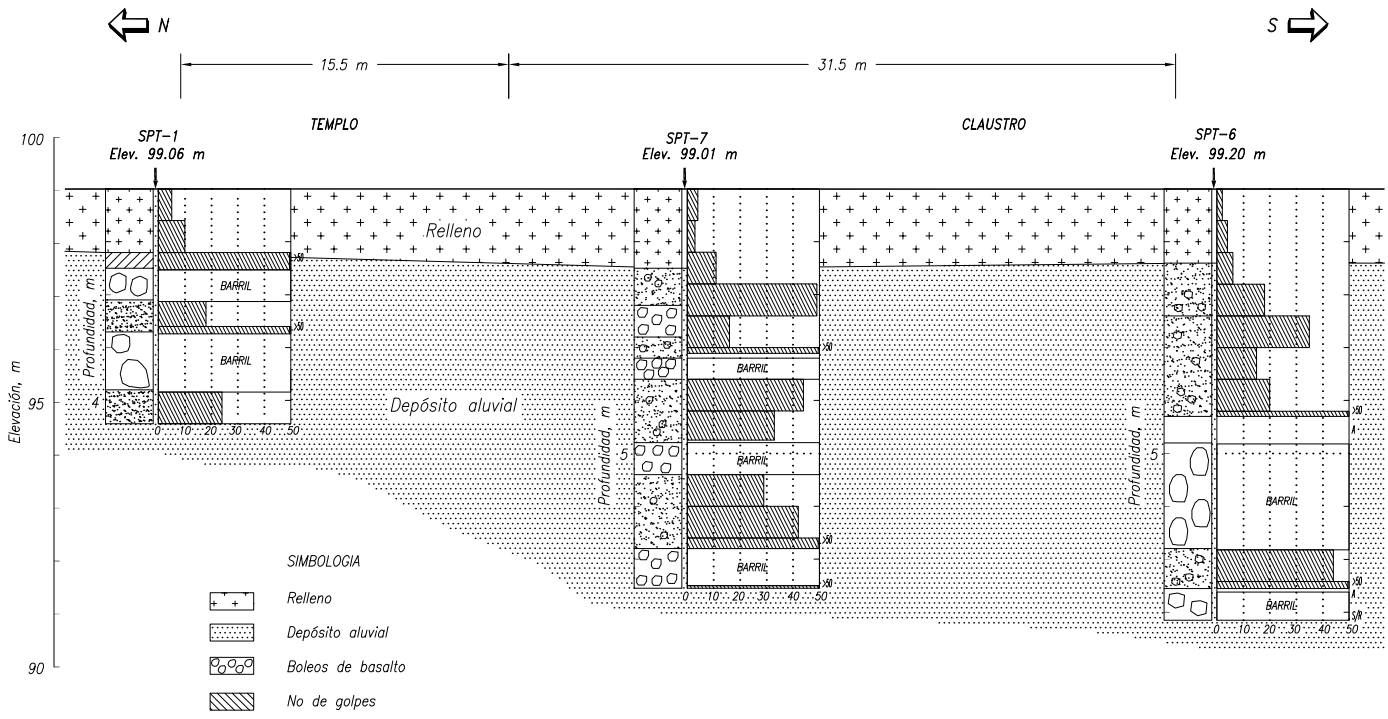
Fig. 12.2.4 Primera medición de distancia entre columna, sección alta, 13 octubre de 2000



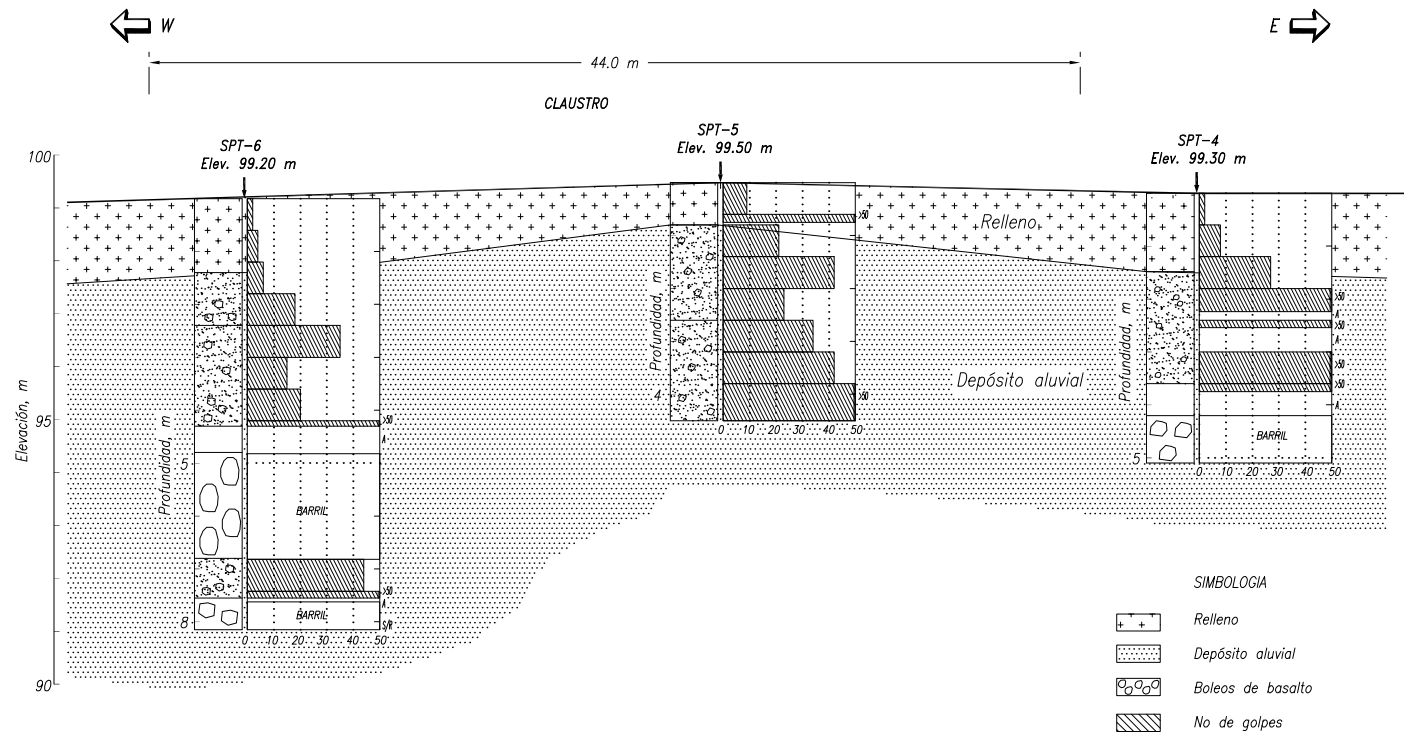
**NOTAS**

- Los desplomos indicados están en porcentaje
- La altura media de la planta baja es de 6.5 m
- \*Desplomos medidos en una altura media de muro de 12.0 m

Fig. 12.2.5 Desplomo planta baja



Corte estratigráfico A-A'



Corte estratigráfico C-C'

Fig 12.2.6 Cortes estratigráficos  
 Convento de la Inmaculada Concepción en Zacualpan, Morelos

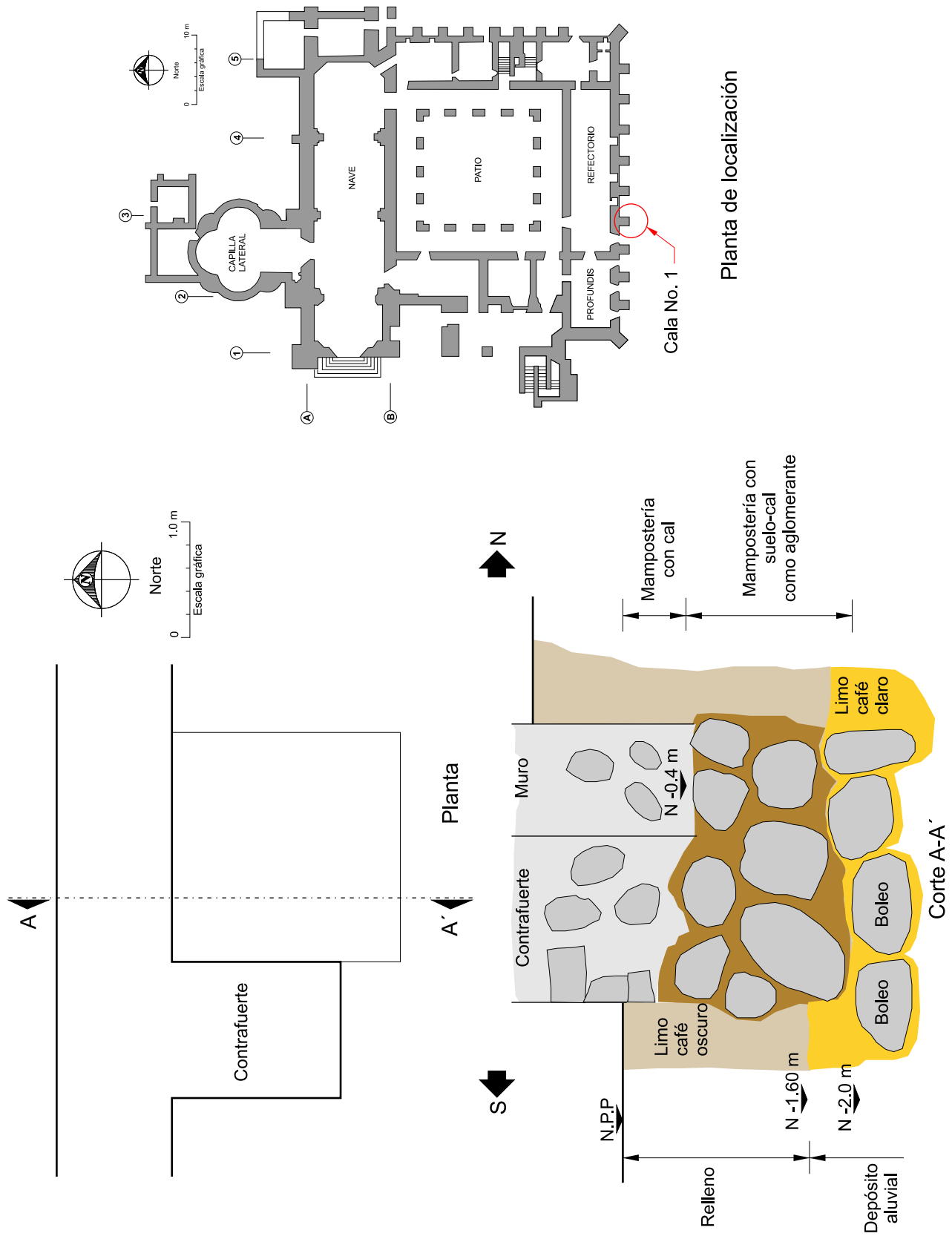


Fig. 12.2.7 Cala C-1

## 13. CASO EN EL ESTADO DE SAN LUIS POTOSI

### 13.1 TEMPLO DE SAN PEDRO EN CERRO DE SAN PEDRO

#### 13.1.1 Antecedentes

La población minera de Cerro de San Pedro se fundó en 1592 y tres años después comenzó la explotación intensiva de sus minerales, principalmente plata, cobre y plomo, su extracción comenzó a decaer en 1621 y para 1630 Cerro de San Pedro estaba casi deshabitado. Hubo otra bonanza entre 1699 y 1736. De ese tiempo se dice que de las minas de Cerro de San Pedro se extrajeron inmensas cantidades de oro y plata que enriquecieron a la corona española; sin embargo, la población permaneció siendo muy modesta y nunca llegó a tener una traza urbana. La escasez de agua fue un factor que influyó para el abandono de las minas y hasta de la población. De las minas sólo quedan restos de las Haciendas de Beneficio y Hornos de Fundición para refinar los minerales.

El primer templo fue levantado desde la época del descubrimiento de las minas y debió de haber sido una ermita sencilla dedicada al santo patrono San Pedro. El templo actual fue edificado en el lugar donde estuvo la ermita, posiblemente a mediados del siglo XVIII, Fig. 13.1.1 (López Morales et al, 2007). La planta de este templo se muestra en la Fig. 13.1.2; la nave está orientada norte sur, su largo es de unos 32 m y 9 m de ancho, la fachada está orientada al sur y la torre exenta se ubica en lado poniente. La iglesia fue desplantada sobre materiales granulares sueltos, su parte inferior son depósitos naturales de talud y los de la parte superior fueron puestos por el hombre; esto indudablemente le provocó asentamientos que se trataron de combatir con los peculiares contrafuertes laterales, Fig. 13.1.3.

Pero la apertura desordenada de los tiros de acceso y los socavones siguiendo las vetas de los minerales comenzaron a partir de 1608 a causar hundimientos y por ello temores e inseguridad a los mineros. Los pobladores de San Pedro afirman que bajo la iglesia hay túneles mineros, el hundimiento de muchos años atrás frente a la iglesia Figs. 13.1.2 y 13.1.4 y más el reciente que ocurrió en la parte posterior del templo Fig. 13.1.2 y 13.1.5.

La estabilidad del enorme tajo a cielo abierto (Open pit) que se excavará para la explotación minera del cuerpo de roca mineralizada es fundamental para asegurar la conservación del templo de San Pedro; esto implica que los taludes durante los trabajos de extracción de la roca y los taludes definitivos que quedarán una vez extraído todo el mineral sean estables. Al distinguido especialista en mecánica de rocas aplicada a la minería Dr. J. F. Abel se le encargó el diseño de esos taludes. Sin embargo, considerando la factibilidad de que se induzcan deformaciones que causen algunos problemas al templo es indispensable instrumentar el templo para verificar su comportamiento durante la explotación y muchos años después.

**Explotación minera.** La extracción original de oro y plata se hacía en el contacto inclinado de las rocas calizas con el pórfido intrusivo mineralizado, como consecuencia de esos trabajos quedaron a lo largo de dicho contacto galerías inclinadas que profundizan hasta los 40 m aproximadamente, además de los numerosos túneles de acceso que se hicieron desde el siglo XVI y hasta años



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

recientes; la ubicación de túneles y galerías es desconocida, además difícil de precisar, porque se hacía siguiendo las vetas de mineral de manera intuitiva.

Entre los años 1870 a 1907 se realizó otra etapa de explotación de las minas con tiros verticales, fue Meyer R. Guggenheim el inversionista de esos trabajos. Entre los años 1930 a 53 ASARCO trabajó las minas de la zona, abrió el tiro de La Carbonera de 200 m de profundidad para interceptar el contacto caliza-pórfido, entre 1932 a 38 la empresa fue demandada por los daños que sufría la iglesia, en ese lapso le agregaron los peculiares contrafuertes exteriores a manera de arcos, llama la atención que esos elementos no coinciden con los ejes interiores. Posteriormente, se siguió practicando la explotación por mineros solitarios o “gambusinos” que de forma precaria extraían algo de mineral con mucho riesgo personal.

***Alcance del diagnóstico geotécnico preliminar.*** Se basó en las dos visitas técnicas realizadas al sitio en octubre de 1997 y en julio de 2000, en esta segunda participó el geólogo Federico Mooser. También se revisaron los sondeos de exploración cercanos al templo, así como en la lectura y análisis de la siguiente información técnica: Estudio de tomografía sísmica de los alrededores del templo (Benhumea et al, 1997). Consideraciones de voladuras para la mina de tajo abierto (Ibarra, et al, sin fecha). Datos generales de la explotación minera (Diario el Pulso, 19979 y Análisis de mecánica de rocas de la estabilidad de los taludes del tajo, Abel, 1996).

Para conocer las condiciones de cimentación del templo y verificar la presencia de huecos que penetren bajo la iglesia, se nos mostró la campaña de sondeos con profundidad del orden de 30 m para tratar de interceptar alguna cavidad, aunque no se demostró que existiera alguna. En ninguno de los sondeos se detectó una cavidad importante, tan sólo confirmaron que bajo el templo hay materiales sueltos y roca alterada.

Es interesante mencionar que los pobladores de Cerro de San Pedro afirman que bajo el templo existen cavidades someras que parten del acceso somero del tiro de la Cocinera ubicado al norte y que fueron años atrás estabilizadas con troncos y vigas de madera. Para verificar esta aseveración se observó directamente esa cavidad; en esa inspección se comprobó que por lo menos a ese nivel de la explotación no penetran los túneles bajo el templo y tampoco se encontraron piezas de madera, tan sólo se observaron algunos bloques de roca sueltos, Fig. 3.1.6. Así que de existir esa condición, deberá estar a mayor profundidad y por ello ser menos riesgosa para el templo.

### **13.1.2 Sondeos de exploración del entorno del templo**

***Técnicas aplicadas.*** Para efectuar la exploración alrededor de la iglesia de San Pedro se realizaron dos tipos de sondeos. El primero fue de recuperación de núcleos de roca de 3 pulgadas de diámetro; con esta técnica se realizaron cinco sondeos. El segundo tipo fue sin recuperación de núcleos, empleando una perforadora neumática de tipo Stenuick y martillo de fondo de 3 pulgadas de diámetro; con este método se realizaron seis sondeos. Además se abrieron siete calas para observar directamente las características de la cimentación. Esta exploración fue realizada por el Ing. Francisco Orozco, del departamento de Ciencias de la Tierra de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Luis Potosí (Orozco Villaseñor, 1999).

Los sondeos se perforaron sobre tres ejes orientados en dirección oriente poniente y se ubicaron de la siguiente forma: el Eje A al extremo norte del curato; el Eje B colindante con el límite norte de la iglesia y el Eje C frente a la portada de la iglesia, Fig. 13.1.2. En su mayoría fueron verticales y



algunos se orientaron con inclinación con respecto a la horizontal entre 21° y 90°, con la finalidad de tratar de interceptar las oquedades detectadas por los estudios geoeléctricos y los de tomografía sísmica. La confiabilidad de esta exploración fue deficiente porque los porcentajes de recuperación de núcleos en los sondeos con barriles oscilan del 27% al 50%, lo cual es indicador de una calidad pobre. En cuanto a los sondeos con Stenuick, en casi todos ellos, se obtuvo retorno del aire utilizado como fluido de perforación; en el eje B se tuvieron problemas con el retorno del aire, indicando que sólo en este sondeo se tiene la posibilidad de que existan cavidades.

**Secciones geotécnicas.** En la Sección del Eje A se definen tres horizontes: de 0.0 m a 13.0 m de profundidad, se tiene material de relleno, formado por rocas de diferentes clases y con diferentes grados de alteración; de 13.0 m a 29.0 m de profundidad se tiene roca ígnea. De 29.0 a 30.0 m se encontró roca altamente mineralizada.

La Sección del Eje B se exploró exclusivamente con sondeos de Stenuick. Se definen también tres horizontes; el primero de 0.0 m a 10.0 m de profundidad, material de relleno; de 10.00 a 30.0 m de profundidad, roca ígnea, y de 30.0 a 45.0 m de profundidad roca caliza. En los sondeos inclinados a 24° y 45° se perdió el aire utilizado en la perforación.

En la Sección del Eje C se detectaron dos horizontes; el primero de 0.0 m a 10.0 m de profundidad, indica la presencia de un relleno de mala calidad, incluso se podría inferir de los núcleos la presencia de rellenos cementados con mortero o cemento; de 10.0 a 25.0 m de profundidad se detectó roca ígnea.

De acuerdo con lo anterior la estratigrafía está definida esencialmente por dos horizontes, el primero de la superficie del terreno a profundidades del orden 10.0 m está constituido por un relleno de mala calidad, en donde se tuvieron ocasionales fugas del aire de perforación, que no demuestran que exista una gran cavidad. Bajo este relleno se encuentra la roca ígnea con diferentes grados de alteración, Fig. 13.1.7.

Es importante insistir que ninguno de estos sondeos demostró la presencia de cavernas o galerías bajo el desplante de la iglesia.

**Calas del lado oriente.** En las tres calas para inspeccionar la cimentación de ese lado de la iglesia, Fig. 13.1.2, se observó lo siguiente:

Cala 1. Esta cala se efectuó para observar la cimentación del muro oriente, cerca de la portada de la iglesia. Se descubrió que la cimentación es de piedra junteada con mortero de cal, sobre una plantilla de piedra, y está desplantada sobre un relleno granular de mediana a pobremente compactado.

Cala 2. Esta cala se excavó para observar la cimentación del primer contrafuerte del lado oriente, su cimentación está apoyada sobre piedras acomodadas y pobremente junteadas; en la base del contrafuerte se aprecia una fisura en las piedras del cimientto que indica que este elemento sufrió un giro hacia el exterior de la iglesia.

Cala 3. Esta fue la cala más profunda se ubicó en la parte posterior de la iglesia; su profundidad es de aproximadamente 6.5 m hasta el desplante del contrafuerte, y se comprobó que está sobre una pila de piedra acomodada; los rellenos que la confinan se aprecian sueltos en toda la profundidad.

**Calas del lado poniente.** Por el exterior del muro poniente de la iglesia se excavaron otras tres calas; la Cala 4, se ubicó a un costado de la torre de la iglesia; la Cala 5 junto al acceso poniente y la Cala 6 en el extremo del muro norte. En las tres se observó la misma condición de cimentación, bajo el muro se aprecia una cimentación de piedra medianamente junteada, desplantada sobre una plantilla de piedra de mediana calidad; el conjunto se apoya sobre un relleno granular de mediana a pobremente compacto.

**Cala interior.** La Cala 7 se excavó en el interior de la iglesia, observándose condiciones de relleno similares a las observadas por el exterior.

**Interpretación general.** De la observación de las calas se concluye que la cimentación de la iglesia se apoya en un cimiento de piedra con mortero de cal de mediana calidad. El cimiento se apoya en una plantilla de piedra que descansa sobre un relleno granular. Por su parte los contrafuertes se cimentaron sobre pilas de piedra pobremente cementada que se desplantan también sobre rellenos.

La iglesia en general se desplanta sobre un relleno heterogéneo granular de mediana a pobre calidad, e incluso se aprecian rellenos con mortero en el eje que colinda con la portada. Este relleno granular expone a la estructura a deformaciones consecuentes del reacomodo de los rellenos, tanto por peso propio como por vibraciones. En suma, los agrietamientos que sufre la estructura se deben a la mala calidad del relleno de cimentación.

### 13.1.3 Observación de la estructura

En la Fig. 3.1.8 se presenta un croquis de los daños identificados:

**Muros.** Se destaca la existencia de una fisura vertical en los muros laterales en el segundo entre-eje, la cual podría indicar que la parte delantera se ha asentado unos 5 a 10 cm, en el mosaico del piso instalado en 1945 no se advierte la traza de ese movimiento.

**Bóveda de la nave.** La bóveda de la nave se encuentra agrietada, tiene una fisura histórica en el muro oriente que se prolonga sobre la bóveda; actualmente se encuentran realizando trabajos de restitución de su extradós. Los muros laterales han girado en su base hacia el exterior y han provocado el descenso del intradós de la bóveda, ésta puede ser también causa de agrietamientos.

**Cúpula.** La cúpula se encuentra agrietada en su tambor; las grietas son diagonales a la bóveda y sugieren un movimiento de torsión probablemente producido por los asentamientos diferenciales de los muros. Varias de esas fisuras han sido reparadas e incluso se le agregó un curioso tensor curvo de acero.

**Contrafuertes.** Se sabe que en los años treinta se le agregaron a la iglesia los peculiares contrafuertes laterales para dar rigidez a los muros, su posición no coincide con los ejes interiores y de lo observado en cimentación se puede inferir que poco han contribuido a contrarrestar el coceo de la bóveda, se aprecia que los muros laterales han girado hacia el exterior.

**Hundimientos locales.** Por los años 30 ocurrió un hundimiento en donde ahora se encuentra la fuente, los habitantes que nos acompañaron durante la visita, confirmaron esa afirmación y ampliaron que en la parte posterior del templo también ocurrió lo mismo y que por el hoyo que se abrió penetraban las aguas de lluvia. Un habitante de la población comentó que su padre “trabajó por

los años 1940 en el apuntalamiento con madera de una de las galerías que está inmediatamente bajo la iglesia”.

**Comportamiento general.** La iglesia ha experimentado asentamientos debidos a la mala calidad de los rellenos granulares de la cimentación. Los asentamientos diferenciales han provocado el giro de los muros laterales hacia el exterior, ocasionando el agrietamiento de la bóveda y la base de los contrafuertes.

### **13.1.4 Asentamientos potenciales**

El empleo de explosivos para la explotación minera potencialmente inducirá vibraciones que, dependiendo de su magnitud y frecuencia, podrán afectar a la estructura de la iglesia, ya que los rellenos granulares sobre los que se apoya tenderán a compactarse.

De acuerdo con los resultados de los sondeos realizados, en los que se observó que los rellenos bajo la iglesia alcanzan espesores de 10.0 m en promedio y considerando que el relleno tuviera una compacidad relativa del orden del 85%, entonces debido las vibraciones que causarían los explosivos, es factible que se induzca un incremento de compacidad del orden del 2%, lo cual podrá producir un asentamiento del orden de 5 cm y los diferenciales podrán ser quizá de la mitad.

### **13.1.5 Características de la explotación minera**

La población de Cerro de San Pedro se ubica en una cañada, al centro se encuentra la pequeña Plaza y la iglesia de San Pedro, están a la elevación 2040 msnm, la parte mineral se inicia bajo la iglesia y se extiende a todo el lado oriente en los cerros que tienen elevaciones de 2150 msnm, en la Fig. 13.1.9a se muestra la configuración actual de la zona, con curvas de nivel a cada 50 m; tomando la iglesia como eje se han trazado los ejes AA y BB (NW-SE y E-W) que más adelante se utilizan como ilustrativos de los cambios que se inducirán en la zona. Algunas de las curvas de nivel muestran sitios con formas extrañas, consecuencia de los trabajos de excavación que se han practicado a lo largo de los 500 años de explotación minera de este lugar.

A partir de 1995 se exploró el sitio y se elaboró un proyecto de explotación en lo que se llama un tajo a cielo abierto que consiste en extraer masivamente la roca estéril superficial y la mineralizada profunda excavando gradualmente un hueco o sima cuya topografía final se muestra en la Fig. 13.1.9b. Las dimensiones de la excavación serán de casi 1000 m norte-sur y unos 850 m este-oeste; la profundidad frente a la población de Cerro de San Pedro será de 125 m y en el lado opuesto de 372 m. La población y el templo quedan sobre en una zona mineralizada que se dejará sin explotar y por ello será como una peculiar península.

A una planicie cercana se llevará toda la roca triturada que se extraerá y que se estima en 120 millones de toneladas, se colocará sobre una membrana HDP para someterla a un regadío con líquidos ácidos que por lixiviación extraerán los minerales.

En la Fig. 13.1.10 se muestran los perfiles topográficos ilustrativos AA y BB actuales y los que se tendrán después de terminada la extracción de la roca mineralizada, conforme al proyecto minero; el corte AA es el de mayor importancia para evaluar las consecuencias del cambio de esfuerzos que inducirá esta sima en el comportamiento de la iglesia de San Pedro.

### 13.1.6 Corte geológico característico

La Fig. 13.1.11 muestra un esquema de la geología del sitio, se trata de una roca caliza del cretácico medio, la cual fue intrusionada por un pórfido dacítico (roca mineralizada), se conformó en un anticlinal con un sinclinal al oriente, esta estructura sufrió intensos fallamientos N-S escalonados al poniente (Della Libera, 1997). Es importante mencionar las numerosas familias de fracturas geológicas que se han identificado en el sitio con tendencia en dirección N-S, las principales son: la Princesa y la Abundancia y en la dirección E-W las Méndez; estas últimas son las que influyen en la estabilidad del corte cercano a la población y templo de San Pedro.

La Fig. 13.1.12 fue deducida de la interpretación geológica del sitio por el Ing. Michele Della Libera, ilustra las condiciones geológicas bajo el templo, en ella se señala la zona intensamente mineralizada, formada por óxidos de metales, que fue explotada durante la Colonia, quedando las cavidades a profundidades de 30 a 50 m. Las mediciones geofísicas no detectaron con certeza esas cavidades; sin embargo, los diagramas de isoresistividad aparente identificaron anomalías a unos 36 m de profundidad (Benhumea et al, 1997).

La Fig. 13.1.12 indica que el templo se edificó sobre el contacto entre las calizas y la roca mineralizada, que desde 1590 se ha explotado y dejado oquedades abajo del templo, aunque a mayor profundidad de la que se mencionó antes. Esta condición constituye un cierto riesgo, aunque desde 1945 cuando se puso el piso de mosaicos no se ha acusado ningún agrietamiento.

### 13.1.7 Estudio geomecánico de los taludes definitivos

**Diseño geomecánico de la mina.** La estabilidad de los taludes del tajo a cielo abierto fue analizado por el Dr. John F. Abel mediante tradicionales cuñas de falla y complementado con análisis de elementos finitos. Los parámetros mecánicos de la roca porfídica que aplicó, para la condición natural, fueron ángulo de fricción interna  $\phi = 38.9^\circ$  y cohesión  $c = 753 \text{ ton/m}^2$  y para la condición residual fueron ángulo de fricción interna  $\phi = 29.6^\circ$  y cohesión  $c = 0.7 \text{ ton/m}^2$ . Con estos valores pudo definir las inclinaciones de los taludes con ángulos  $\theta$  entre  $50$  y  $63.4^\circ$  para lograr que los factores de seguridad sean  $FS = 1.20$  a  $1.92$  (Abel, 1996).

La Fig. 13.1.13 es una interpretación simplificada del informe del Dr. Abel, se advierte que la población queda en la zona de fracturas geológicas Méndez, que la explotación la deja como se ha definido en una peculiar península cuyo talud será de  $50^\circ$  y la profundidad del tajo en esa parte será de 125 m. El factor de seguridad de ese talud es  $FS = 1.23$ .

### 13.1.8 Comentarios al estudio de taludes

Aunque los estudios antes mencionados tienen un buen nivel técnico y el factor de seguridad declarado  $FS = 1.23$  es satisfactorio, para la región sísmica donde se ubica Cerro de San Pedro, la complejidad geológica del sitio y los cambios de esfuerzos que se inducirán en la masa de roca permiten advertir que la corona del talud está expuesta a manifestar fisuras y deformaciones que eventualmente causarían cierto daño estructural a las viviendas de Cerro de San Pedro y en particular el templo, por la cercanía en que quedarán. Los cuatro mecanismos a que están expuestas esas construcciones son:

- a) Inestabilidad local de las cavidades de la explotación minera de la época Colonial, como consecuencia del fenómeno de migración del techo de las cavernas y de las vibraciones producidas por las explosiones, aún cuando en éstas últimas se reduzca al mínimo la magnitud de las cargas detonantes.
- b) Deformaciones horizontales y verticales inducidas por el cambio de la condición de esfuerzos que sufrirá la masa de roca, al cortar el cerro cercano y profundizar la extracción en un profundo hoyo.
- c) Inestabilidad general de la peculiar “península” en la que quedará toda la población de Cerro de San Pedro, como consecuencia del cambio de esfuerzos y de la influencia de las numerosas fallas locales.
- d) Rellenos mal compactados que forman el terreno de cimentación del templo.

### **13.1.9 Instrumentación de control del templo**

**Testigos sobre las fisuras.** En todas las fisuras se colocarán pares de testigos para medir los cambios que pudieran ocurrir. Estos testigos serán pernos de 5 mm de bronce que se instalarán a cada lado de la fisura separados unos 5 cm. La medición de su separación se hará con un vernier con 0.01mm de precisión.

**Acelerómetros.** Se deberán instalar una serie de acelerómetros, alrededor y en la estructura del templo para tener registros de la magnitud de las vibraciones y movimientos que se tendrán cuando se inicien los trabajos de explotación a cielo abierto. Los acelerómetros proporcionaran información respecto al nivel de aceleraciones que experimenta la estructura debido a las voladuras.

**Nivelaciones topográficas.** Para conocer los asentamientos que sufrirá la estructura del templo se recomienda realizar nivelaciones, tomando como base un banco fijo que se ubique fuera de la zona de la península que se conformará con la explotación de la mina. En la estructura se deberán instalar referencias fijas constituidas por pernos de acero inoxidable de pequeño diámetro.

**Medición de las convergencias.** Durante las voladuras, es importante establecer si los muros del templo presentan movimientos hacia el exterior, por lo que se recomienda la instalación de varias secciones de convergencias en las columnas interiores; en cada columna se instalarán dos planos de nivel, para obtener mediciones directas y en triangulación. El plano de convergencia se establecerá con una armella de acero inoxidable y las mediciones se deberán efectuar con un extensómetro de cinta invar.

**Plomadas.** Para conocer las inclinaciones o pérdidas de plomo que pudiera sufrir la estructura se recomienda la instalación de dos plomadas. Una de ellas se colgaría ocasionalmente de la linternilla de la cúpula, la segunda se colgaría de la torre y sería fija. En ambas la masa de la plomada estará dentro de un depósito lleno con un líquido de alta viscosidad con una retícula de referencia.

**Frecuencia de las mediciones.** Todas las mediciones se deberán hacer por lo menos una vez al mes.

### **13.1.10 Conclusiones**

- a) Para verificar la conservación del templo de San Pedro se deben reconocer dos escenarios posibles: en el corto plazo sería la rehabilitación estructural del templo, para capacitarlo antes de iniciar los trabajos de explotación minera y en el de largo plazo sería mantener la observación del comportamiento estructural del templo por lo menos durante los siguientes 5 años posteriores a la terminación de la explotación minera.
  
- b) En el caso de que la estructura sufra asentamientos diferenciales que activen las fisuras se requerirá implementar un programa de trabajos de conservación y considerar el relleno de las cavidades con concretos fluidos de resistencia de unos  $100 \text{ kg/cm}^2$ ; en cuanto al volumen necesario podría requerirse hasta cientos de metros cúbicos dadas las potenciales dimensiones de esas cavidades.
  
- c) En cuanto a los rellenos superficiales sueltos es necesario considerar su inyección con morteros fluidos para lograr su consolidación y con ello evitar que induzcan asentamientos.



(López Morales et al, 2007)



Fig 13.1.1 Templo de San Pedro

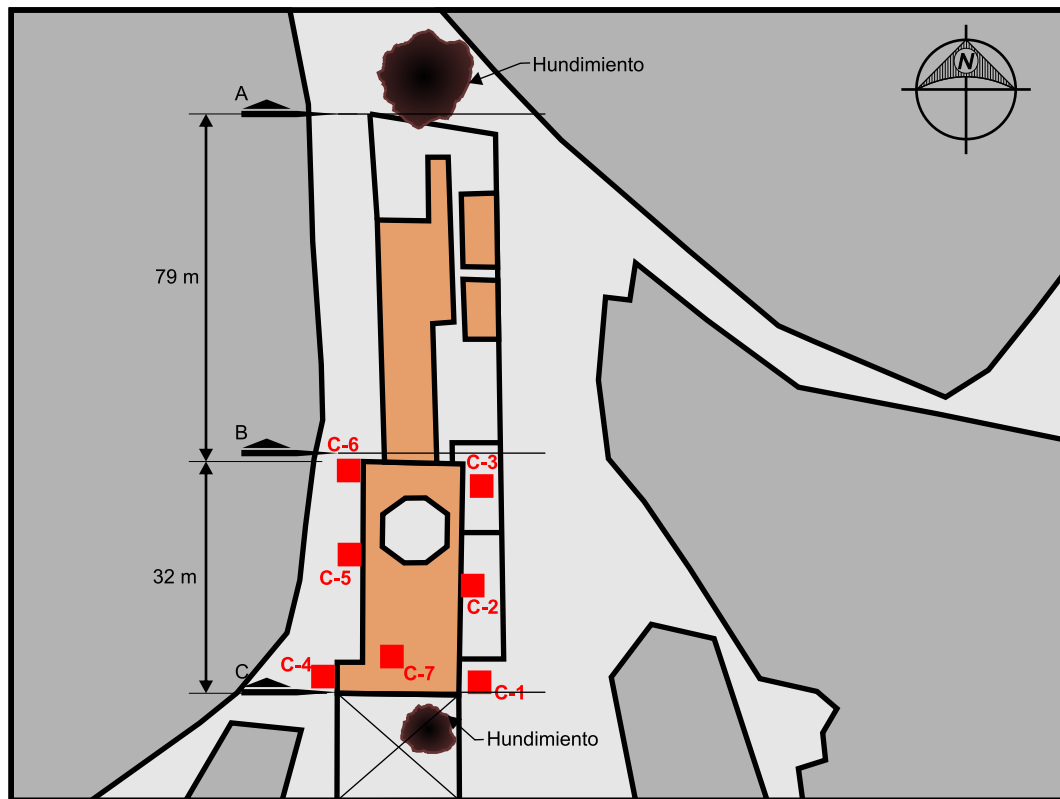


Fig. 13.1.2 Planta del templo de San Pedro



Fig. 13.1.3 Contrafuertes de la fachada poniente





Fig. 13.1.4 Hundimiento frente al Templo



Fig. 13.1.5 Hundimiento al sureste del Templo



Fig. 13.1.6 Inspección del tiro la Cocinera

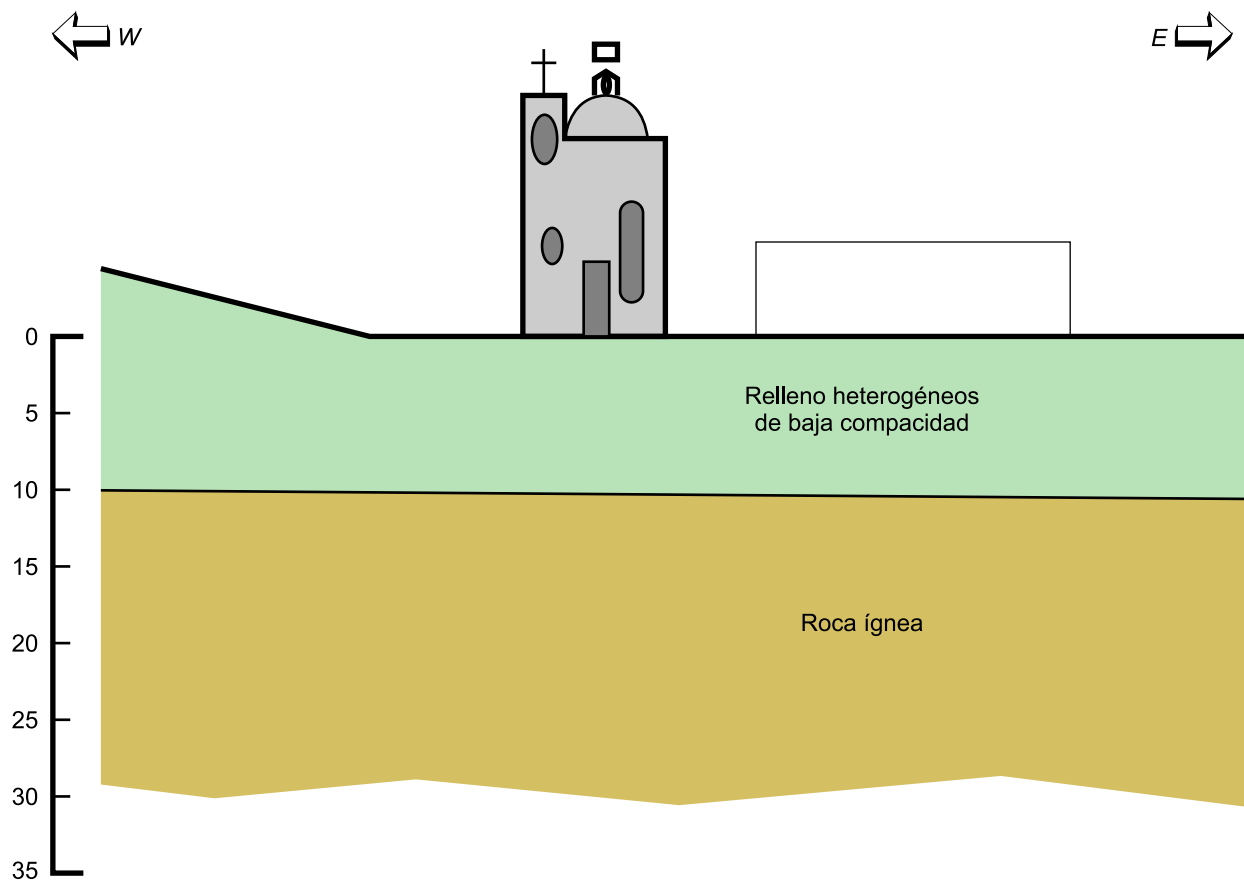


Fig. 13.1.7 Interpretación estratigráfica del subsuelo de la Iglesia de San Pedro

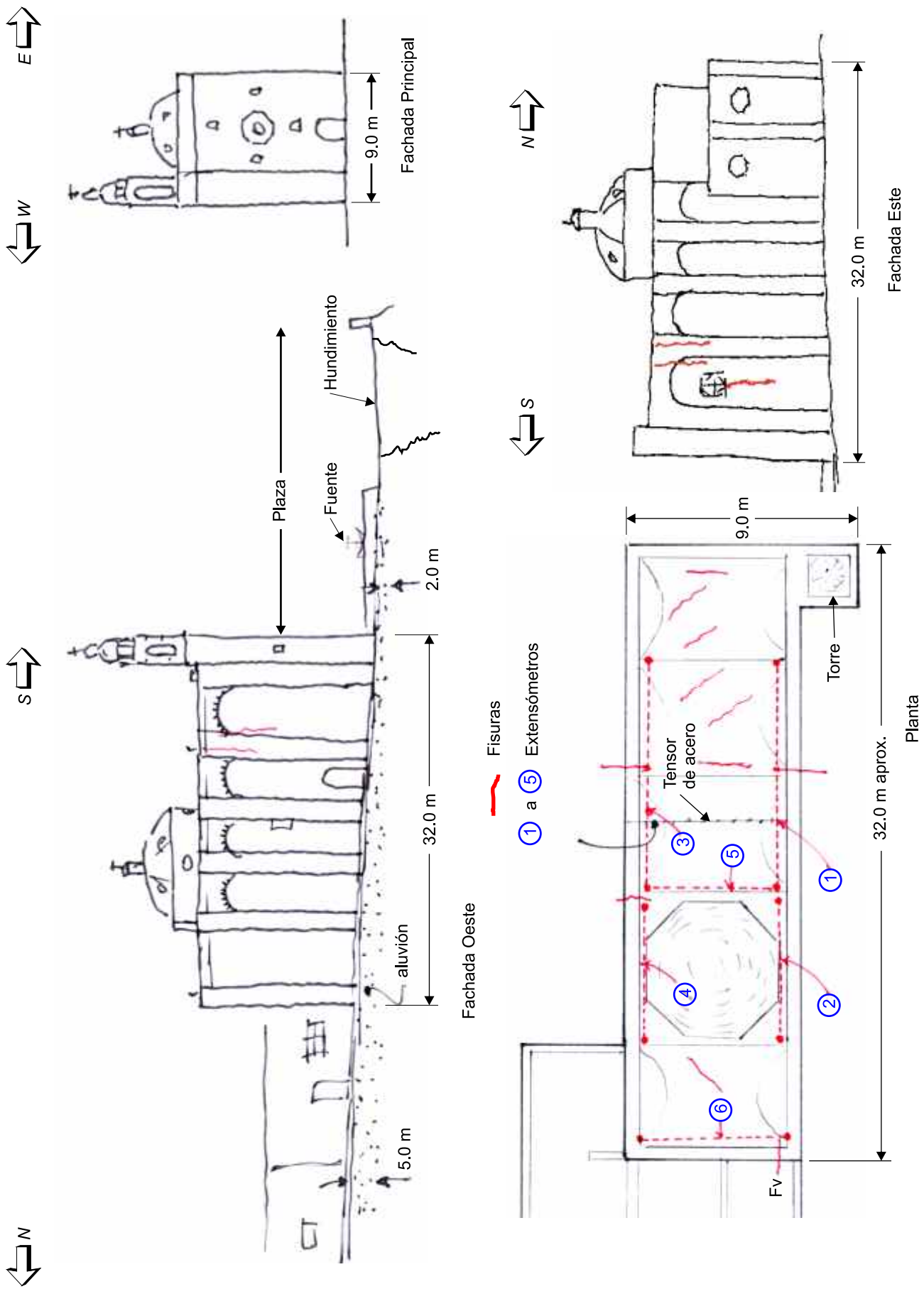
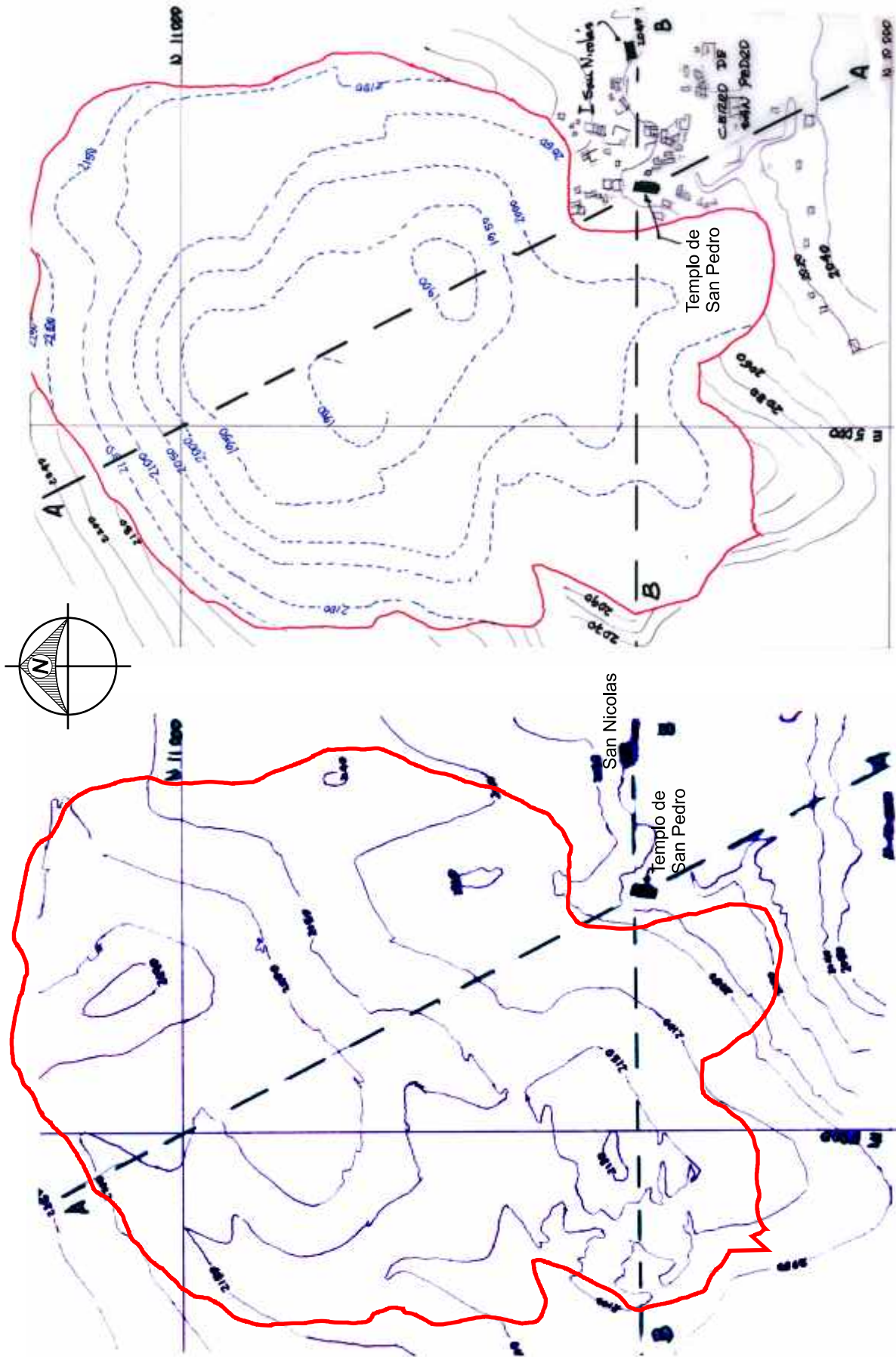


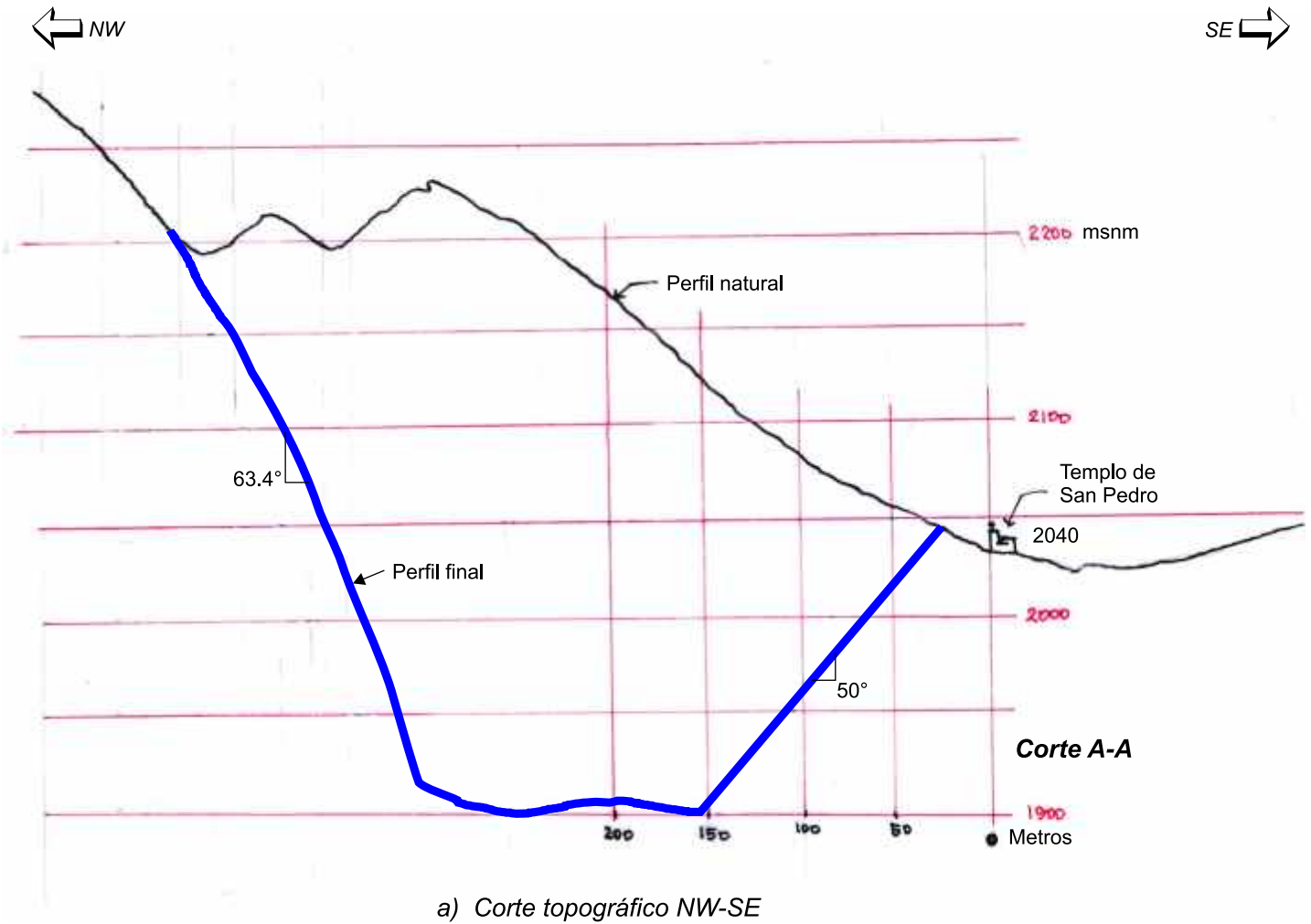
Fig. 13.1.8 Fisuras en el templo de San Pedro



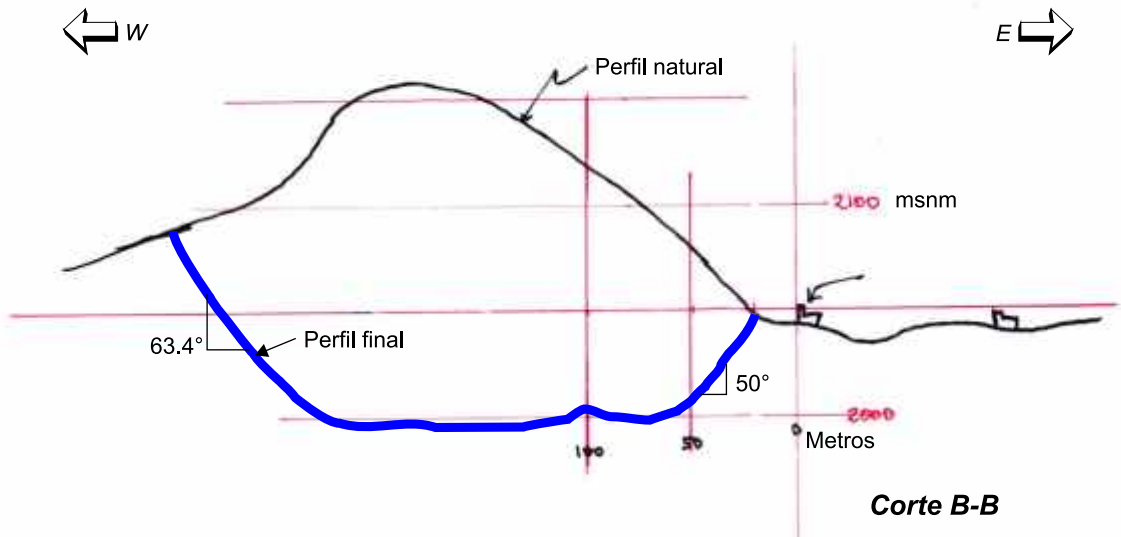
a) Topografía original de la zona

b) Topografía a la que se proyecta excavar

Fig. 13.1.9 Topografía original y final



a) Corte topográfico NW-SE



b) Corte topográfico W-E

Fig. 13.1.10 Cortes topográficos ilustrativos

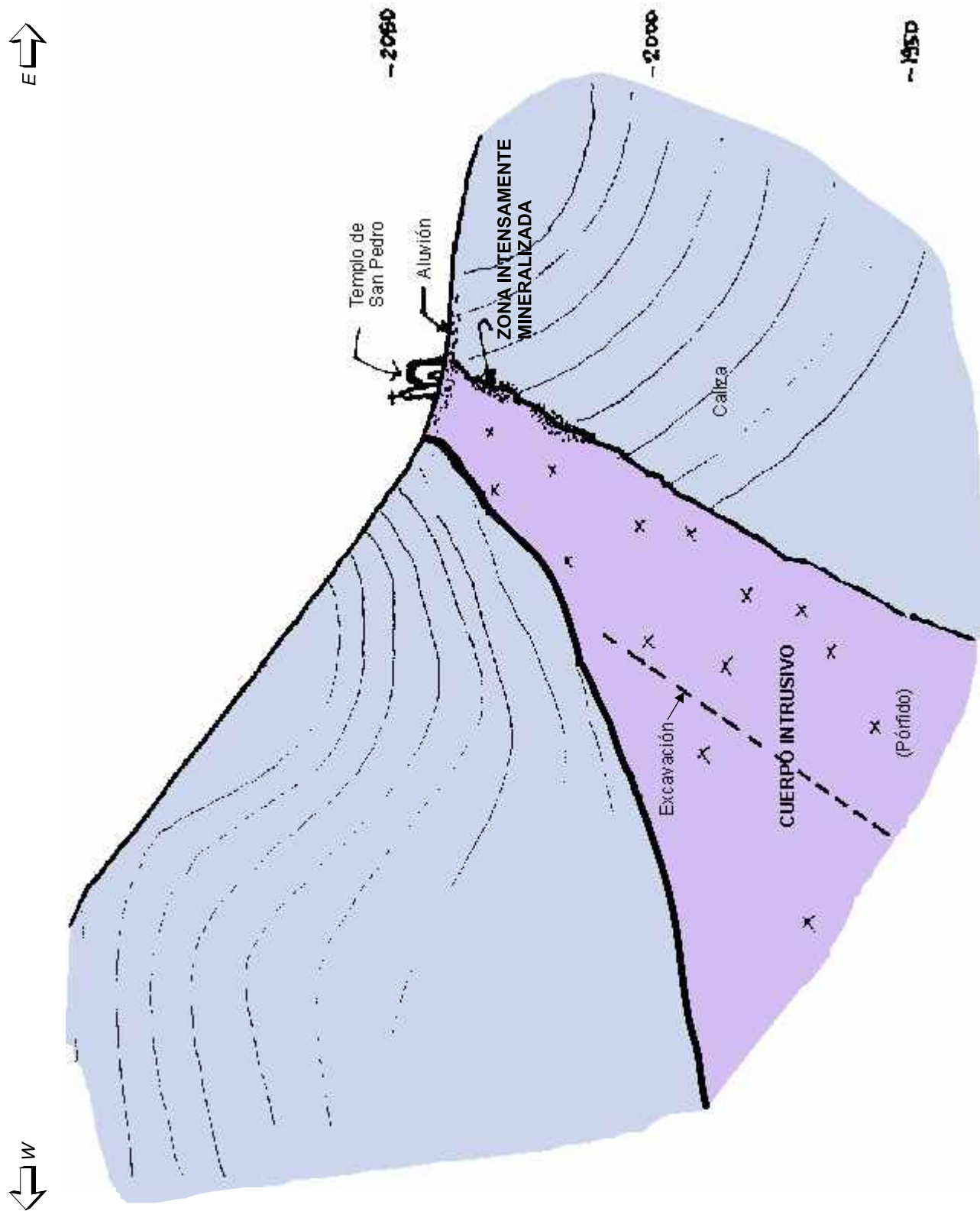


Fig. 3.1.11 Corte geológico bajo la iglesia

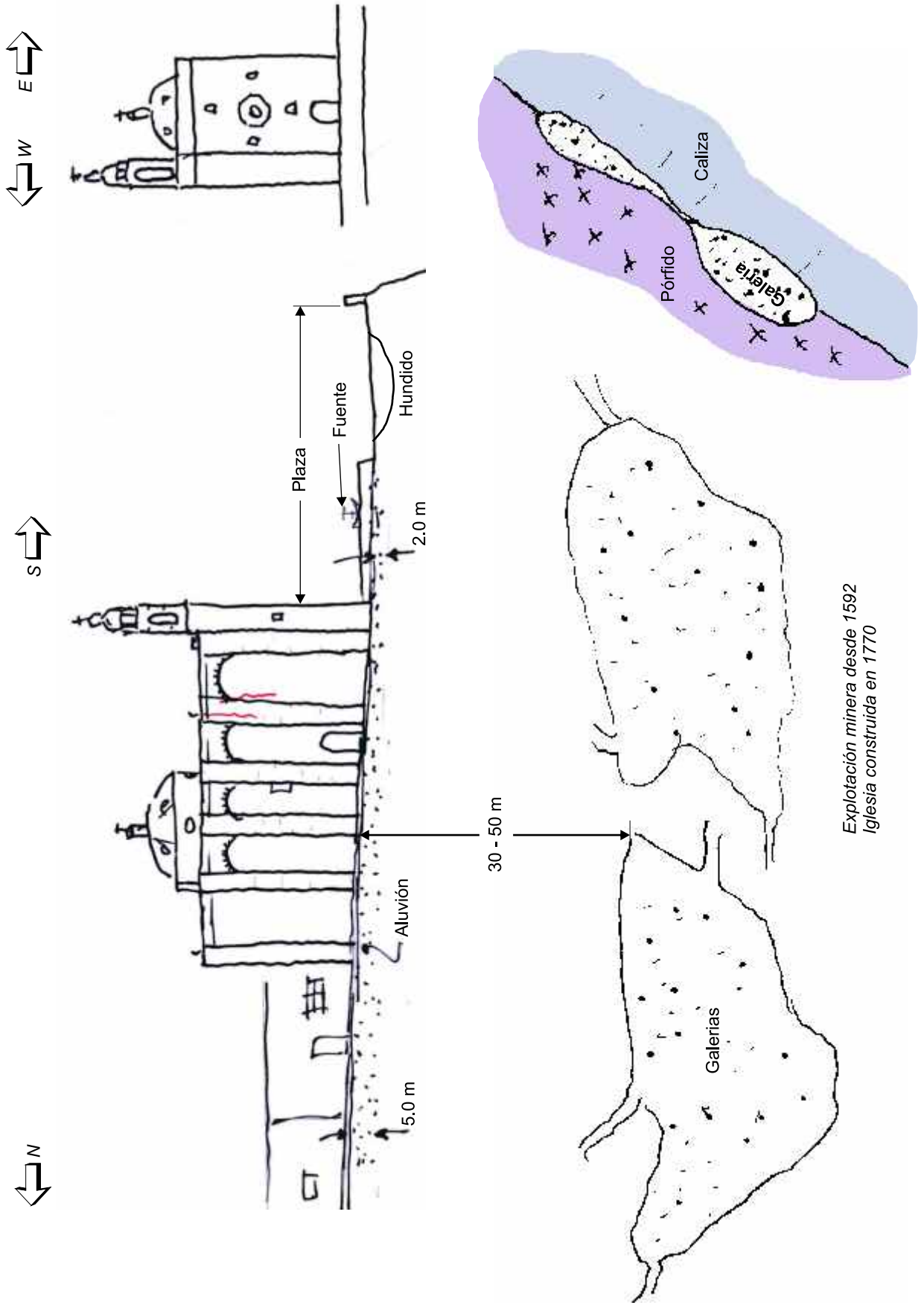


Fig. 13.1.12 Antiguas excavaciones minerales bajo la iglesia

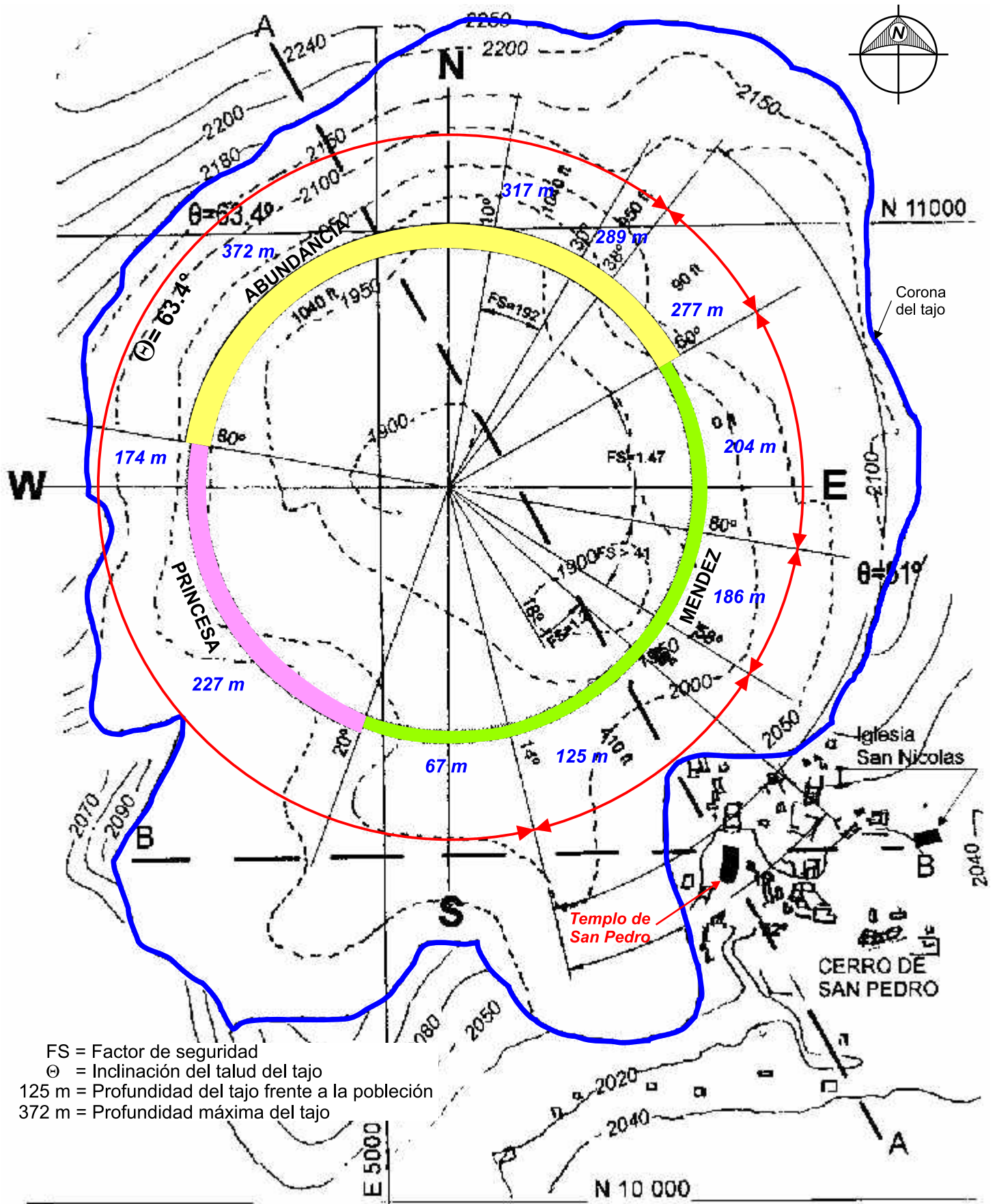


Fig. 13.1.13 Esquema del análisis de estabilidad de los taludes del tajo



## 14. CASO EN EL ESTADO DE QUERÉTARO

### 14.1 EX-CONVENTO DE SANTA ROSA DE VITERBO

#### 14.1.1 Antecedentes

El ex-convento de clausura femenina del siglo XVIII y el templo de Santa Rosa de Viterbo son de las construcciones coloniales más antiguas y notables del patrimonio arquitectónico de la ciudad de Santiago de Querétaro, Fig. 14.1.1. Se sabe que en 1670 en el sitio había una pequeña congregación de religiosas clarisas. Algunas calas arqueológicas realizadas en el templo, nos indican la existencia del primer edificio, del cual se han encontrado vestigios de cimentaciones, columnas y muros con pinturas originales. Este monumento histórico es un excelente exponente del arte barroco, el solar en que se levantó fue de más de mil metros cuadrados, incluyendo todos sus edificios, jardines y huerta; hoy parte de ese terreno lo ocupan oficinas del estado y algunas viviendas.

En el año de 1727 el virrey Juan de Acuña ordenó construir la fundación del Colegio dedicado a Santa Rosa de Viterbo. El templo fue construido en 1752 por el maestro Francisco Martínez Gudiño por altruismo de Don Pedro Romero de Terreros. Es interesante citar que el acueducto de la ciudad se construyó entre 1726-1738.

El antiguo convento de Santa Rosa de Viterbo se localiza en la esquina que forma la Avenida Ezequiel Montes y la calle Arteaga en el Centro Histórico de la ciudad de Querétaro. Actualmente el ex-convento alberga una institución de educación media superior, para lo cual se realizaron, en su momento, modificaciones estructurales para adaptarlo a esos requerimientos.

Los daños estructurales que mostraba el convento y en particular la zona del Portal de Novicias motivaron que la Dirección de Sitios y Monumentos de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas del Gobierno del Estado de Querétaro decidiera realizar los trabajos que se describen con detalle en el espléndido libro “Memoria Técnica - El rescate y la restauración del Real Colegio de Santa Rosa Viterbo” (Font Fransi y Villarruel, 2009).

El estudio de Mecánica de Suelos que aquí se describe tiene especial énfasis en el Portal de Novicias, por los daños que manifestaba y que hizo necesario colocar una estructura de madera para apuntalar los arcos, Fig. 14.1.2; además se revisó el Patio del Claustro.

#### 14.1.2 Estudios geotécnicos previos

**Estudio de 1994.** Fue ejecutado por el Ing. Ángel Trejo Moedano para la empresa Grupo Remi, por encargo de SDUOP (Trejo Moedano, 1994); aunque no se tuvo acceso a ese informe se sabe que el Ing. Trejo Moedano verificó que “el ex-convento esta desplantado sobre un relleno de desperdicio de construcción de espesor variable de 0 a 2m y que más abajo se presentan estratos arcillosos con lentes de arena de distribución irregular”; advirtió la humedad del subsuelo y concluyó que ese era el origen de las fisuras que tiene la estructura, por ello propuso las siguientes acciones correctivas: a) “Sustitución del drenaje actual por otro de tipo flexible para evitar fugas futuras y recuperar la



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

rigidez del suelo”. b) “Rigidización de la cimentación y aumento de área de contacto para reducir esfuerzos en el terreno y evitar así más agrietamientos en la estructura”. c) Instalar una pantalla impermeable de concreto de 3m de profundidad y separada 3m de la estructura y d) Retirar los árboles cercanos.

**Estudio de 1997.** Fue ejecutado por el Dr. Eduardo Rojas y sus colaboradores, presentaron tres informes (Rojas et al, 1997):

**El primero** con el título de “Recomendaciones de Restauración del ex-convento de Santa Rosa de Viterbo Recimentación” menciona “atacar el problema por medio de 2 acciones mínimas simultáneas”: “Sustitución del drenaje actual por otro de tipo flexible para evitar fugas futuras y recuperar la rigidez del suelo” y “Rigidización de la cimentación y aumento del área de contacto para reducir esfuerzos en el terreno y evitar así más agrietamientos en la estructura.

Para está última propone una figura que muestra calzar los muros con zapatas de concreto reforzado con un ancho del doble del muro.

**El segundo** informe identificado como “Análisis de la propuesta de restauración del ex-convento de Santa Rosa de Viterbo” consigna diferencias con la propuesta del Ing. Trejo Moedano; en particular rechaza “la construcción de la pantalla de concreto reforzado (porque) puede provocar acumulación de humedad si se presentan fugas del drenaje, las cuales no tendrían una salida natural. Esto a su vez generaría asentamientos excesivos ó fallas de capacidad de carga, resultando muy incierto el comportamiento del edificio a largo plazo”.

Propone realizar: Una exploración geotécnica con sondeos de 10 m de profundidad. Calcular las cargas a nivel de cimentación y medir los niveles topográficos e inclinaciones de columnas y muros. Lo complementa con acciones de restauración y reparación de la estructura.

**El tercero** denominado “Informe preliminar sobre la recimentación del ex-convento de Santa Rosa Viterbo” menciona que realizó “tres perforaciones profundas y tres a cielo abierto...las muestras inalteradas recuperadas se tomaron a 2.5, 6, 7.5 9.0 m de profundidad ya se han enviado al laboratorio...” De los resultados preliminares desprende las siguientes conclusiones:

a) Describe que el subsuelo está integrado por “estratos inclinados” de arenas y arcillas de espesores variables y que “este tipo de estratigrafía es susceptible de sufrir asentamientos diferenciales y arrastre de material fino en presencia de un flujo importante de agua a través del material arenoso.

b) Detectó que en algunas partes del convento se tenía un contenido de humedad importante asociado a fugas de agua en tuberías y drenaje; demostró que la zona de mayor humedad en el subsuelo coincide con la cisterna cercana al Portal de Novicias y también observó la presencia de antiguos canales; incluso menciona la acequia que se sabe cruzaba el solar en el que se levantó el convento.

c) El Dr. Rojas menciona: “En algunas zonas del edificio se han detectado habitaciones antiguas con muros que corren paralelos a los muros de la estructura actual y paralelos también a las grietas observadas en el edificio. Este tipo de cimentación es susceptible de sufrir asentamientos diferenciales dado que las zonas del edificio desplantadas a menor profundidad tienden a hundirse más aprisa que otras zonas donde se aprovecharon construcciones antiguas y por lo tanto están

desplantadas a mayor profundidad. También los muros antiguos pueden funcionar como ejes de giro de la estructura actual y definir el patrón de agrietamiento que se observa en el ex-convento”.

d) Adicionalmente encontró que “las grietas más importantes y aparatosas se localizan en un área pequeña de talleres del edificio”.

e) Con la información de la exploración geotécnica el Dr. Rojas también determinó la compresibilidad de las arcillas que subyacen al convento y menciona que el “laboratorio de mecánica de suelos reporta que el material arcilloso en condiciones de saturación sufre importantes asentamientos”. En sus conclusiones propone las dos siguientes acciones que “deberán realizarse en forma simultánea”.

**Una acción es** “Para evitar futuros asentamientos de la estructura, resulta conveniente reducir la compresibilidad de los estratos arcillosos...por medio de la rigidización de los suelos al nivel de desplante lo cual puede lograrse por medio de inyecciones de lechada de cemento al 30% y bentonita al 5% inyectada al nivel de desplante o un poco más abajo en caso de que el estrato de desplante fuera muy impermeable...El volumen de cemento a inyectar se determinará en base a un análisis en donde se determine la reducción de esfuerzos necesaria para un buen comportamiento de la estructura así como el espesor de los estratos inyectables y de las áreas del edificio que requieren inyectarse. Las inyecciones se realizarán por medio de barrenos verticales de diámetro apropiado y espaciados según se determine en ensayos de campo previos. Los espaciamientos más comunes van de 1.5 a 3.0 m”.

**La otra acción...** describe que deben eliminarse las fugas de todas las tuberías y corregir todas las conducciones de agua, incluso las pluviales.

Comentarios sobre este tercer informe. Para la inyección por medio de inyecciones se realizaron pruebas de campo, pero no resultó funcional por dos razones independientes: a) la reducida permeabilidad del suelo dificultó la penetración de la lechada y b) es factible que la presión de inyección no fuera suficiente para superar la resistencia al corte para inducir el fracturamiento hidráulico del suelo. Por otra parte, llama atención que en este tercer informe ya no menciona la ampliación de los cimientos; sin embargo, se puede asumir que esa recomendación sigue siendo válida.

**Estudio efectuado en 2006.** El M.C. Sergio Aurelio Zamora Castro efectuó en 2006 otro estudio de mecánica de suelos (Zamora, 2006) y el cual se basó en la excavación de once pozos a cielo abierto distribuidos en toda el área del convento y se alcanzaron profundidades del orden de 3.5 a 4.1 m; se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas de los principales estratos y se realizaron ensayos de laboratorio, consistentes en clasificación, determinación del contenido de agua, límites de consistencia y ensayos de compresión triaxial tipo UU así como ensayos de saturación bajo carga y de consolidación. Adicionalmente se realizó un análisis de bajada de cargas en el cual se estimó que la arcada transmite una densidad de carga de 30 t/m<sup>2</sup>, mientras que los muros entre 50 y 60 t/m<sup>2</sup>.

Como conclusiones establece que existen fluctuaciones en la humedad del terreno por lo que debe revisarse las tuberías tanto hidráulicas como sanitarias para evitar fugas de agua ya que son las causas de los movimientos diferenciales. Los asentamientos que calcula son del orden de 10 cm y para reducirlos propone la recimentación del edificio con micropilotes desplantados en un estrato

duro, para lo cual considera que deberán realizarse sondeos profundos con pruebas de penetración estándar.

Comentario sobre este estudio. La dificultad de aceptar la recimentación profunda con micropilotes, propuesta por el Ing. Zamora, hizo conveniente retomar la recimentación superficial planteada por el Dr. Rojas, pero reconsiderar la necesidad de realizar la inyección del subsuelo.

**Estudio encomendado a TGC.** Se decidió realizarlo en dos etapas, la primera se llevó a cabo en noviembre de 2007 (TGC, 2007. No. 3362), consistió en precisar la estratigrafía y propiedades de los suelos, con el propósito de verificar la conveniencia de inyectar el subsuelo; una vez rechazada esa opción se decidió en junio de 2008 ejecutar la segunda etapa que consistió en el análisis geotécnico de toda la información recopilada y dimensionar con mayor certeza la recimentación del Portal de Novicias (TGC, 2008. No. 3439).

### 14.1.3 Esquema geológico

**Geología local.** La ciudad de Santiago de Querétaro se ubica dentro de la Subprovincia Fisiográfica de la Depresión del Bajío en la depresión denominada Fosa Querétaro, profunda depresión que a lo largo de los miles de años fue rellenada con sedimentos tipo lacustre, fluviales, expulsiones de lava y piroclásticos depositados en un medio acuoso, en esta región existen microfosas orientadas de manera perpendicular a las fallas tectónicas (Álvarez Manilla, 1997).

En 1992 un grupo de investigadores (Álvarez Manilla, A. et al, 2002 y Álvarez Manilla y Pérez, 1996) clasificaron los diferentes tipos de suelos y rocas que existen en el valle de Querétaro.

**Zonificación geotécnica.** La Fosa Querétaro se divide en cuatro zonas geotécnicas diferenciadas: Zona Lacustre del Valle, Zona de Taludes, Zona Alta Rocosa y Zona de Acarreos o de Microfosas (Álvarez Manilla, A. et al, 2002).

**Agrietamiento en la ciudad de Querétaro.** En la región occidental de la ciudad de Querétaro se manifiestan hundimientos y agrietamientos de terreno a lo largo de una traza con orientación SSE. Este fenómeno ha ocasionado daños importantes a la infraestructura urbana, tales como deformación de la superficie de rodamiento de importantes vías de comunicación.

En la zona geotécnica del Valle se concentran los pozos de extracción de agua subterránea para abastecer a la ciudad; por lo que el abatimiento del nivel freático, provoca el fenómeno de asentamientos y la generación de grietas por los esfuerzos de tensión; algunas de esas grietas conforman escalones de casi un metro de altura (Álvarez Manilla y Pérez, 1996).

Es interesante mencionar que este agrietamiento superficial es consecuente del fenómeno de hundimiento regional, que a su vez se desarrolla a causa de la extracción de agua del subsuelo; este comportamiento le ocurre a la ciudad de Querétaro de manera similar a varias ciudades del Bajío, como se ha explicado para Celaya y Salamanca, así como Aguascalientes y la ciudad de México.

Afortunadamente en la zona donde se ubica el ex-convento de Santa Rosa Viterbo hasta ahora no se han detectado grietas que lo amenacen. Más adelante se explica que la interpretación posible del origen de los pequeños asentamientos que manifiesta se debe al humedecimiento de los suelos; sin

embargo, no se puede rechazar que también pudiera haber una cierta contribución de hundimiento regional.

Lo último mencionado hace necesario que se instrumente el subsuelo en la vecindad de Santa Rosa e incluso se debería extender a numerosos puntos de la ciudad de Querétaro.

#### **14.1.4 Daños observados en el ex-convento**

En el libro sobre Santa Rosa de Viterbo del Dr. Arq. Jaime Font Fransi y del Mtro. Arq. Manuel Villarruel se encuentra una descripción detallada de todos los daños que se manifestaban en la estructura y que justificaron los trabajos de recimentación del Portal de Novicias.

#### **14.1.5 Mediciones topográficas**

*Nivelaciones topográficas.* En la Fig. 14.1.3 se muestra la gráfica de los asentamientos diferenciales que resultan de comparar las elevaciones de la parte superior de los pedestales de las columnas del área del Portal de Novicias, medidas en 1997 y 2007. La mayor diferencia se presenta en la columna N° 12 del orden de 27 mm, mientras que en las demás varió entre 5 y 18 mm en los últimos 10 años; dos puntos presentan una condición peculiar ya que indican una emersión.

La Fig. 14.1.4 corresponde a los asentamientos diferenciales de las columnas del Claustro y en la cual se observa que la mayor diferencia se presentó en la columna N° 1 con 49 mm y en las columnas 3 y 9 con 30 mm, mientras que en el resto de las columnas varió entre 1 y 10 mm, en los últimos diez años.

*Medición de desplomos.* En la Fig. 14.1.5 se han representado como vectores la dirección de la inclinación de las columnas de la arcada correspondiente al Portal de Novicias; así como su valor numérico en porcentaje; la tendencia general de la inclinación de las columnas 1 a 6 es hacia el sur, mientras que las columnas N° 7 a 12 al sureste, es decir hacia el jardín. La columna que presenta la mayor inclinación es la N° 12 con el 2.54%.

Para las columnas de la arcada del Claustro en la Fig. 14.1.6 se ha graficado la dirección de inclinación de las columnas, se representan como unos vectores y se indica su valor numérico en porcentaje, con valores entre 0.22 y 0.88 %. En general las columnas ubicadas en los lados norte, oriente y poniente del claustro tienen una inclinación principal hacia el centro del patio; mientras que en el lado sur todas las columnas tienen una inclinación hacia el pasillo, es decir al sur.

Al comparar las mediciones de desplomos de las columnas en el Pórtico y el Claustro se puede definir que en los últimos 10 años se ha presentado en términos generales un incremento en su inclinación como lo muestran las Figs. 14.1.7 y 14.1.8.

#### **14.1.6 Características del subsuelo**

La campaña de exploración del subsuelo del 2007, como se mencionó antes, se enfocó al Portal de Novicias y al Patio del Claustro, la ubicación de todos los sondeos se ilustra en la Fig. 14.1.9, por su parte en la Fig. 14.1.10 se muestra una de las máquinas de sondeos en el patio del claustro.

**Sondeos de penetración estándar (SPT).** Se realizaron trece sondeos de penetración estándar, de los cuales seis se llevaron a 15.0 m y siete a 5.0 m de profundidad. Alternando con esta técnica de exploración, en aquellas profundidades en donde no se pudo llevar a cabo la penetración estándar, se muestreó con barril y se obtuvieron núcleos de roca.

**Sondeo de Muestreo (SM).** Se realizaron tres sondeos de muestreo inalterado que consistieron en la extracción de muestras de suelo inalteradas con tubo dentado de los estratos arcillosos susceptibles de sufrir cambios volumétricos por absorción de agua y que afecten el comportamiento de la cimentación.

**Interpretación estratigráfica.** La estratigrafía del sitio se definió a partir de los sondeos efectuados y con los que se prepararon los cortes que se muestran en las Figs. 14.1.11 a 13; a continuación se describen las unidades estratigráficas identificadas (TGC, 2007. No. 3362).

Rellenos. Están constituidos por arcilla negra, arena y material de demolición en algunos puntos. El espesor de estos rellenos varía entre 1.0 y 2.3 m, el contenido de agua entre 10 y 30%. En los sondeos SPT-8 a SPT-11 los rellenos están formados por arenas finas café claro y arcillas arenosas que muy probablemente se colocaron en el último cuarto del siglo XX, debido a la instalación de tuberías para dar servicios a la escuela que actualmente se encuentra en el inmueble. Es importante indicar que el nivel actual del piso del ex-convento se encuentra aproximadamente a 70 cm por arriba del nivel de calle y por lo observado en las ventanas arqueológicas, la estructura actual se construyó sobre la anterior, para lo cual se colocó un relleno arcilloso. El espesor de relleno se incrementa hacia el área de la huerta donde se detectó un espesor de 2.0 m.

Arcilla café oscuro. Bajo los rellenos se encuentra una arcilla plástica café oscuro de consistencia firme con un espesor variable entre 1.4 y 2.7 m y el número de golpes N de 10 a 30; el contenido natural de agua varía entre 19 y 30%; con los límites de consistencia medios del 25% en el límite plástico y del 45% en el límite líquido. Este estrato de arcilla es potencialmente expansivo, para verificarlo se obtuvieron muestras inalteradas con tubo dentado tanto en el área del Portal de Novicias como en el Claustro, y se realizaron ensayos de saturación bajo carga. Los parámetros de resistencia en prueba triaxial no consolidada no drenada obtenidos fue cohesión de 2.1 kg/cm<sup>2</sup> sin ángulo de fricción interna, mostrando un comportamiento de tipo cohesivo

Arcilla café rosáceo. Este depósito consiste de dos substratos. El primero es una serie de depósitos de arcillas café rosáceo; su N<sub>SPT</sub> varía entre 12 y 40 golpes. El contenido natural de agua varía entre 15 y 30%. En ensayos triaxiales tipo no consolidado no drenado (UU) se obtuvieron valores de cohesión comprendidos entre 0.23 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, así como ángulos de fricción interna entre 14° y 35°.

El segundo substrato que se detectó en los sondeos SPT-1, 2, 4 y 6 es una arena fina a media arcillosa café rosáceo con presencia de gravas, su N<sub>SPT</sub> varía entre 35 y 60 golpes, correspondiente a una compacidad media a densa, y su espesor de 1.5 a 3.5 m, mientras que su contenido natural de agua varía entre 10 y 20%.

Basalto. Se detectó a partir de los 10.0 m de profundidad un substrato de gravas basálticas con arena arcillosa café rosáceo con un espesor de 1.5 a 5.0 m y debajo se encontró el basalto andesítico que fue expulsado por el volcán Cimatario; su color varía entre gris rosáceo y gris oscuro.

Con la información obtenida de los sondeos de penetración estándar y de la identificación y clasificación de las muestras, se define que el estrato potencialmente inestable o expansivo corresponde a la arcilla café oscuro y la variación de su espesor se muestra en la Fig. 14.1.14.

En la zona del Claustro el espesor del estrato de arcilla café oscuro varía entre 1.6 y 2.0 m incrementándose al sur; mientras que en el área del Portal de Novicias su espesor varía entre 1.8 y 2.4 m.

**Ensayes de laboratorio.** A las muestras alteradas e inalteradas recuperadas se les practicaron los ensayos convencionales de: a) clasificación visual y al tacto, b) contenido de agua, c) límite líquido y plástico y d) porcentaje de finos.

En las muestras inalteradas obtenidas del estrato de apoyo de la cimentación, se realizaron pruebas en cámara triaxial en condiciones naturales y saturadas, para evaluar el efecto del cambio de contenido de agua en sus parámetros de resistencia. Debe aclararse que la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial y se efectuó mediante contrapresión, que consiste en aplicar presión al agua para forzar su entrada a la muestra del suelo e incrementar su contenido de agua, lo cual representa un estado extremo que puede alcanzar el suelo en el sitio.

Adicionalmente, para conocer el efecto que el cambio de humedad le ocasiona al suelo en su deformabilidad, se realizaron ensayos de saturación bajo carga, reproduciendo la magnitud de carga que la estructura transmite al suelo.

#### **14.1.6 Condiciones de cimentación**

Para conocer el tipo y nivel de desplante de la cimentación del ex-convento se excavaron calas a cielo abierto que permitieron la observación directa de la cimentación. Con base en lo descubierto en las calas de exploración, se verificó que la cimentación para los muros son zapatas corridas de mampostería con el mismo ancho del muro y están desplantadas sobre la arcilla café oscuro, con un peralte de 1.6 a 3.5 m; para el caso de los arcos del Claustro el peralte de la cimentación es de 2.4 m con un ancho de 1.2 m, desplantadas también en la arcilla café oscuro y en el Portal de Novicias las zapatas corridas de mampostería tienen un peralte de 1.8 a 2.2 m y ancho de 1.1 m; mientras que los muros de pasillo tienen un peralte de 1.8 a 2.9 m, desplantadas sobre la arcilla café oscuro.

#### **14.1.7 Análisis geotécnico**

**Capacidad de carga.** La estimación de la capacidad de carga última para una zapata continua en las condiciones estáticas de la cimentación actual con una profundidad mínima de desplante de 2.0 m resultó de unas 106 t/m<sup>2</sup>. Este resultado se compara con la magnitud de la carga transmitida por los muros del claustro que de acuerdo a lo indicado en la referencia (Zamora, 2006) la carga que transmite la estructura varía entre 30 y 60 t/m<sup>2</sup>; para estas cargas el factor de seguridad (FS) tiene un valor máximo de 3.6 y un mínimo de 1.8 en condiciones estáticas.

Como se indicó anteriormente el suelo de apoyo de la cimentación y de los estratos arriba de dicho nivel sufren de humedecimiento y secado; al evaporarse el agua del suelo se forman grietas y por los planos de discontinuidad se filtra el agua de lluvia o del riego de jardines que puede saturar el terreno de apoyo.



Para tomar en cuenta la infiltración de agua en el subsuelo se realizaron pruebas triaxiales saturando el suelo y en estas condiciones se obtiene una capacidad de carga última de  $32 \text{ t/m}^2$ , con lo que se obtiene un factor de seguridad menor a 1.0; aunque este valor podría ser alarmante, se debe tener en cuenta que la saturación se llevó a cabo en la cámara triaxial mediante contrapresión, condición que representa un estado extremo y que sólo muy eventualmente se podría alcanzar el suelo en el sitio.

Por lo tanto, la pérdida de resistencia por humedecimiento del suelo de apoyo no implica el colapso de la cimentación, aunque todavía podrían ocurrir asentamientos por deformaciones plásticas de los suelos. Esta situación deberá verificarse mediante mediciones topográficas cuyas variaciones deberían estar asociadas a cambios estacionales; el orden de magnitud de los movimientos se discute a continuación.

**Cálculo de asentamientos.** Los asentamientos que ha sufrido la estructura se deben a la deformación del estrato arcilloso sobre el cual se apoya la cimentación, inducidos fundamentalmente por las cargas en condiciones estáticas, que primordialmente ocurrieron al final de su construcción y eventualmente incrementados por los sismos ocurridos a lo largo de toda su historia.

El efecto de una inundación del terreno que podría causar la saturación del suelo de apoyo de la cimentación se evaluó con los resultados del laboratorio y se determinó que podría inducir un asentamiento brusco de unos dos centímetros; sin embargo, es poco probable que esta condición hubiera ocurrido en el pasado; ya que en caso de haber sucedido hubiera ocasionado asentamientos importantes capaces de haber inducido el colapso de los muros.

**Potencial de expansión de los suelos.** Por las características del estrato de arcilla café oscuro, es susceptible de sufrir expansión debido a variaciones en su contenido de agua que provoca deformaciones. Las estructuras ligeras son las que están más expuestas a sufrir los daños que producen este comportamiento en el suelo. La fluctuación en el contenido de agua se origina por la lluvia y el periodo de estiaje, o bien provocados por rupturas de drenajes, tuberías de agua potable, riego de jardines, etc.

Para definir los valores de expansión de los estratos de arcilla café oscuro se realizaron ensayos de saturación bajo carga. Las presiones aplicadas correspondieron a los esfuerzos estimados que transmiten los muros de la estructura. La Fig. 14.1.15 presenta los resultados de los ensayos de saturación bajo carga; la arcilla café oscuro tiene la capacidad de expandirse y asentarse dependiendo de la magnitud de carga aplicada.

La Fig. 14.1.16 corresponde a un corte esquemático de la zona del Portal de la Novicias y en la cual se muestra el peralte de la cimentación, así como el espesor del estrato de arcilla café oscuro; debido a que el nivel de desplante de las zapatas de mampostería es diferente, el espesor de arcilla café oscuro es variable y por lo tanto el asentamiento o expansión que sufre la estructura también lo es.

El subsuelo de apoyo de la cimentación de los muros interiores del claustro se encuentran más protegidos ante una variación estacional de su humedad; mientras que el suelo de apoyo de los muros de la periferia está sometido a una mayor variación estacional de su humedad que conduce a movimientos verticales provocando asentamientos diferenciales que generan el descenso de la base de los arcos y por lo tanto el coceo del mismo induciendo un desplazamiento lateral hacia el exterior de las columnas del pasillo; este movimiento es cíclico y al paso del tiempo se produce agrietamiento de la estructura.

#### **14.1.8 Correlación entre espesor de arcilla café oscuro y desplomos**

Al comparar las Figs. 14.1.5 y 6 que corresponden con la inclinación de las columnas, con la Fig. 14.1.14 relativa al espesor de arcilla café oscuro, se observa que existe una correlación entre el espesor de suelo arcilloso y la inclinación general de las columnas. En el caso del Portal de Novicias la tendencia general de inclinación es hacia el sur, las columnas 1 a 6 y el espesor del suelo arcilloso se incrementa en la misma dirección; en el caso de las columnas 6 a 12 su inclinación principal es hacia el oriente y en la misma dirección se incrementa el espesor de suelo arcilloso.

En el caso del claustro, la tendencia general de inclinación de las columnas es hacia el sur y de igual manera el espesor del suelo arcilloso se incrementa en la misma dirección.

#### **14.1.9 Conclusiones y recomendaciones**

**Refuerzo de la cimentación.** De acuerdo con lo expuesto en los párrafos anteriores, la parte más susceptible de sufrir daños corresponde a la sección de arcos dada su falta de rigidez, la cual la proporciona la masa y continuidad que presentan los muros interiores; por lo que será conveniente reforzar la cimentación de mampostería de los arcadas con traveses de concreto adosados a ambos lados, lo que permitirá dar continuidad y reducir el efecto de que cada una de las columnas se mueva independientemente (Santoyo y Hernández, 2009).

Las características, dimensiones y refuerzo de los cimientos fueron diseñadas por el Dr. Fernando López Carmona y el Arq. Arturo Ríos Santa Cruz, para la realización de esta compleja intervención fue necesario asegurar los arcos mediante una ingeniosa estructura de acero que sustituyó en parte al apuntalamiento de madera, Fig. 14.1.17. Una vez concluidos los trabajos se retiró todo el apuntalamiento y se dejó una de las estructuras de acero como un interesante testimonio de la solución de estabilización estructural lograda Fig. 14.1.18 (López Carmona y Ríos, 2008).

**Mejoramiento del suelo.** De las características del subsuelo definidas a partir de los trabajos de exploración geotécnica realizados y de lo observado en el Claustro donde se llevaron a cabo pruebas de la inyección de mortero, se concluye que el mejoramiento del suelo por medio de esta técnica sería poco efectiva para modificar el comportamiento del subsuelo y con ello el de la estructura, debido a la consistencia dura de los suelos y a la dificultad para fracturarlos hidráulicamente; lo que provocó que en las pruebas la perforación previa se colmara con el mortero, sin lograr conformar una estructura de refuerzo de la masa de suelo.

**Nivelaciones topográficas.** Con objeto de definir si la estructura del ex-convento presenta movimientos se recomienda la implementación de un programa de mediciones topográficas.

Estas mediciones consistirán en la nivelación topográfica semestral de los plintos de las columnas y de los muros, para lo cual será necesaria la instalación de puntos fijos de control topográfico. Los puntos de control consistirán en tramos de varilla de acero inoxidable de 5.0 cm de longitud y  $\frac{1}{4}$  de pulgada de diámetro, alojados en perforaciones de  $\frac{3}{8}$  de pulgada de diámetro, con 4.5 cm de profundidad y fijados con cemento epóxico.

La Fig. 14.1.19 indica la ubicación de los puntos de control topográfico que se recomienda instalar, así como tomar como banco de referencia al punto auxiliar ubicado en el contrafuerte que se localiza

al norte de la entrada principal del templo de Santa Rosa de Viterbo y el cual deberá correlacionarse con algún banco fijo confiable apoyado en roca, posiblemente exista alguno en el cerro de las Campanas; el propósito de esta recomendación es comprobar si el sitio de Santa Rosa de Viterbo está sufriendo del fenómeno de hundimiento regional.

***Medición de convergencias.*** Para conocer si la distancia entre las columnas y los muros que definen el pasillo lateral en el Claustro y en el Portal de Novicias, se instalarán pernos con ojillo o armellas a la altura de las impostas y con el uso de un extensómetro de cinta que se fija en los pernos se conocerá la distancia entre ellas y la medición se realizará cada seis meses lo que permitirá definir si hay un incremento o disminución del claro. En la Fig. 14.1.20 se muestra la ubicación de las referencias que se proponen para la medición de las convergencias entre las columnas.



Fig. 14.1.1 Santa Rosa de Viterbo



Fig. 14.1.2 Portal de Novicias

## PORTAL DE NOVICIAS

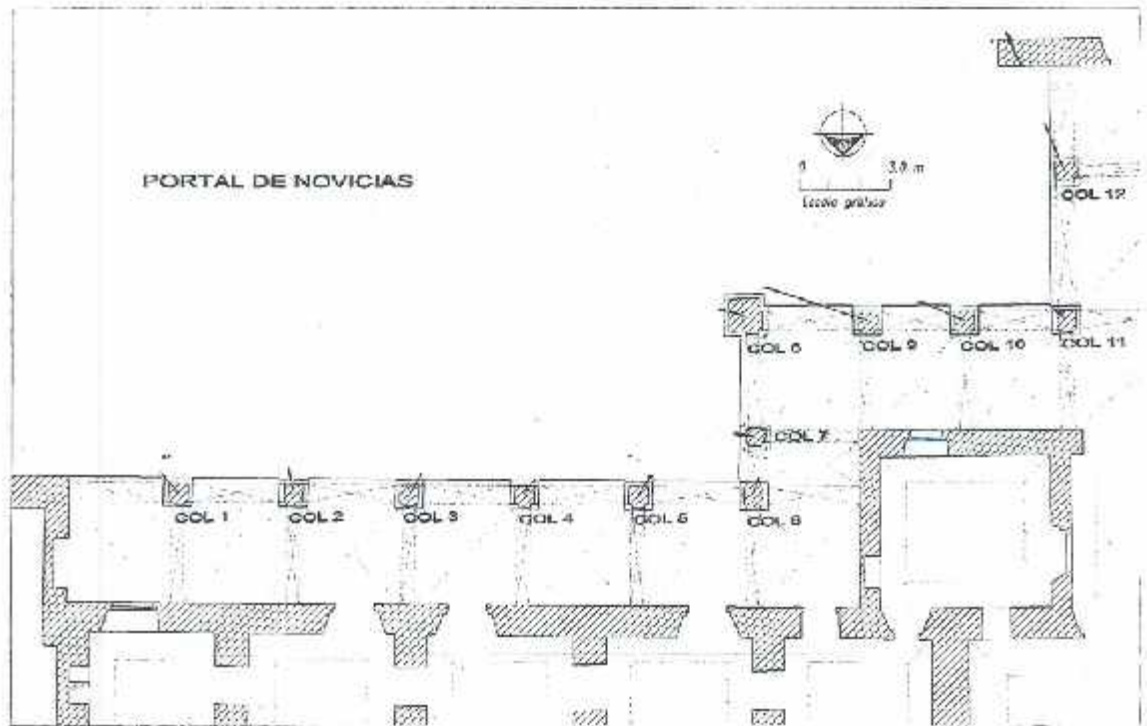
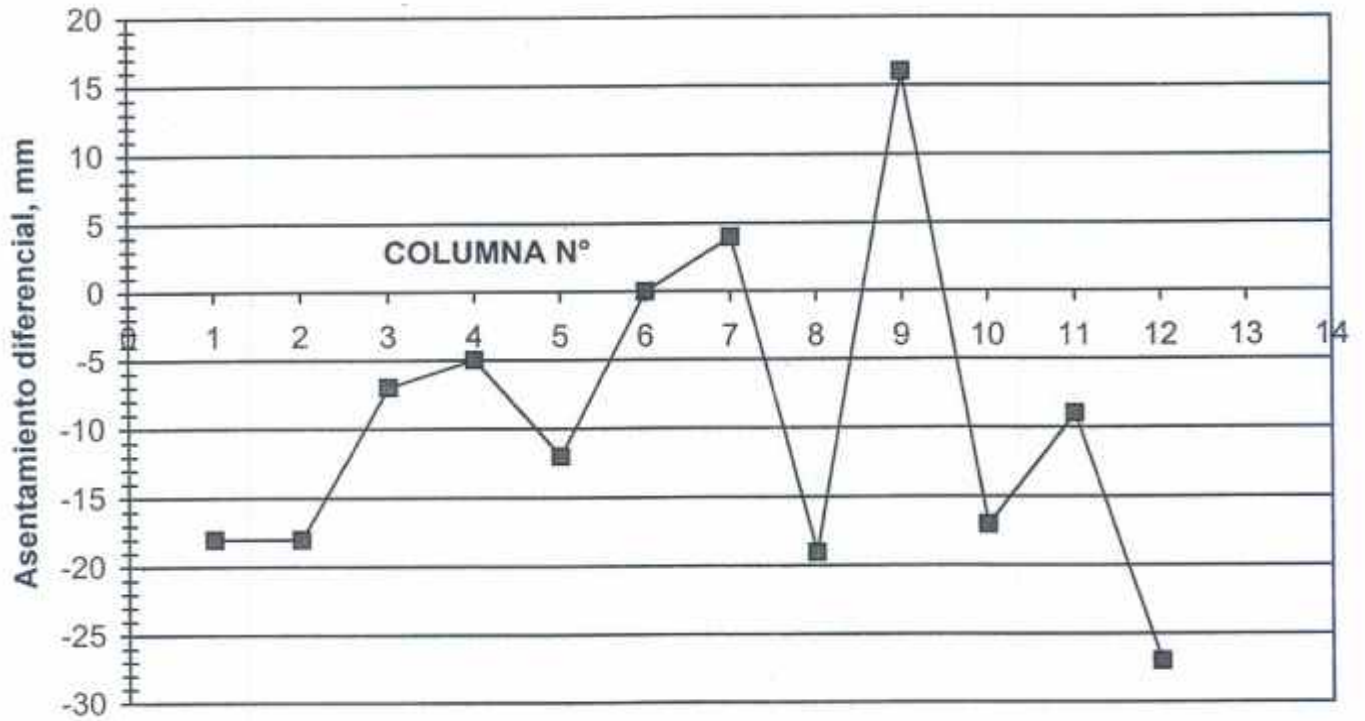


Fig. 14.1.3 Asentamiento diferencial en las columnas de la arcada del Portal de Novicias, 1997-2007

# CLAUSTRO

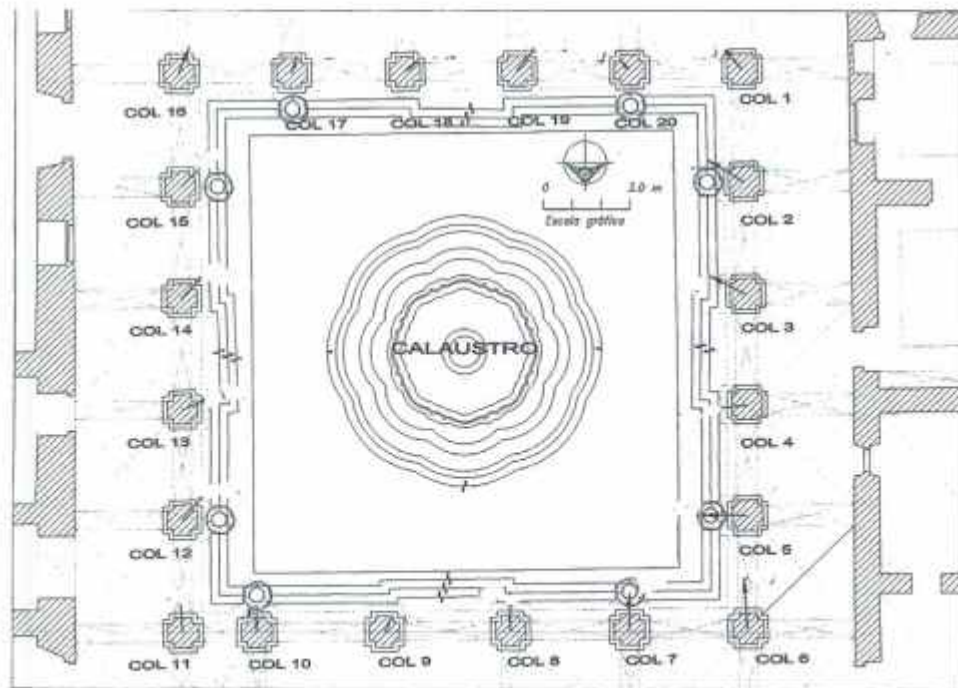
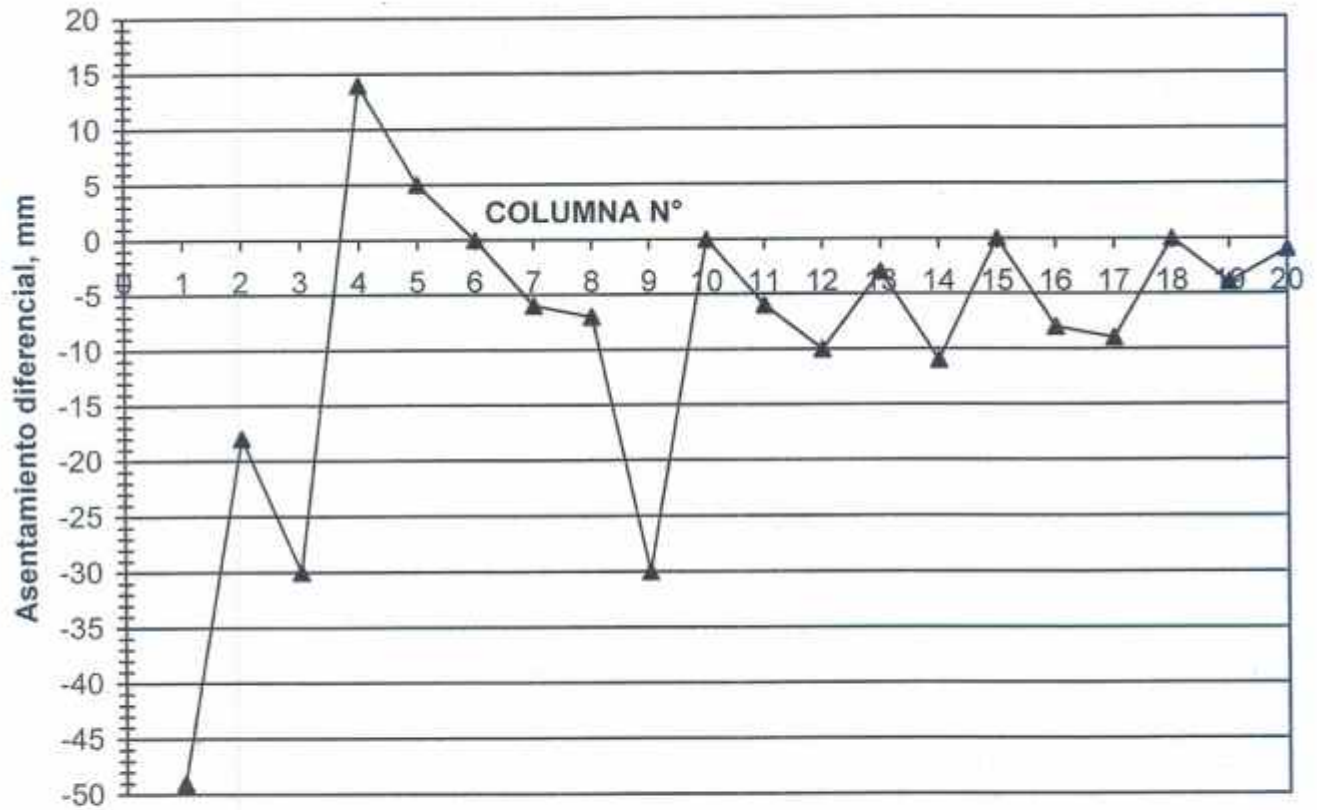
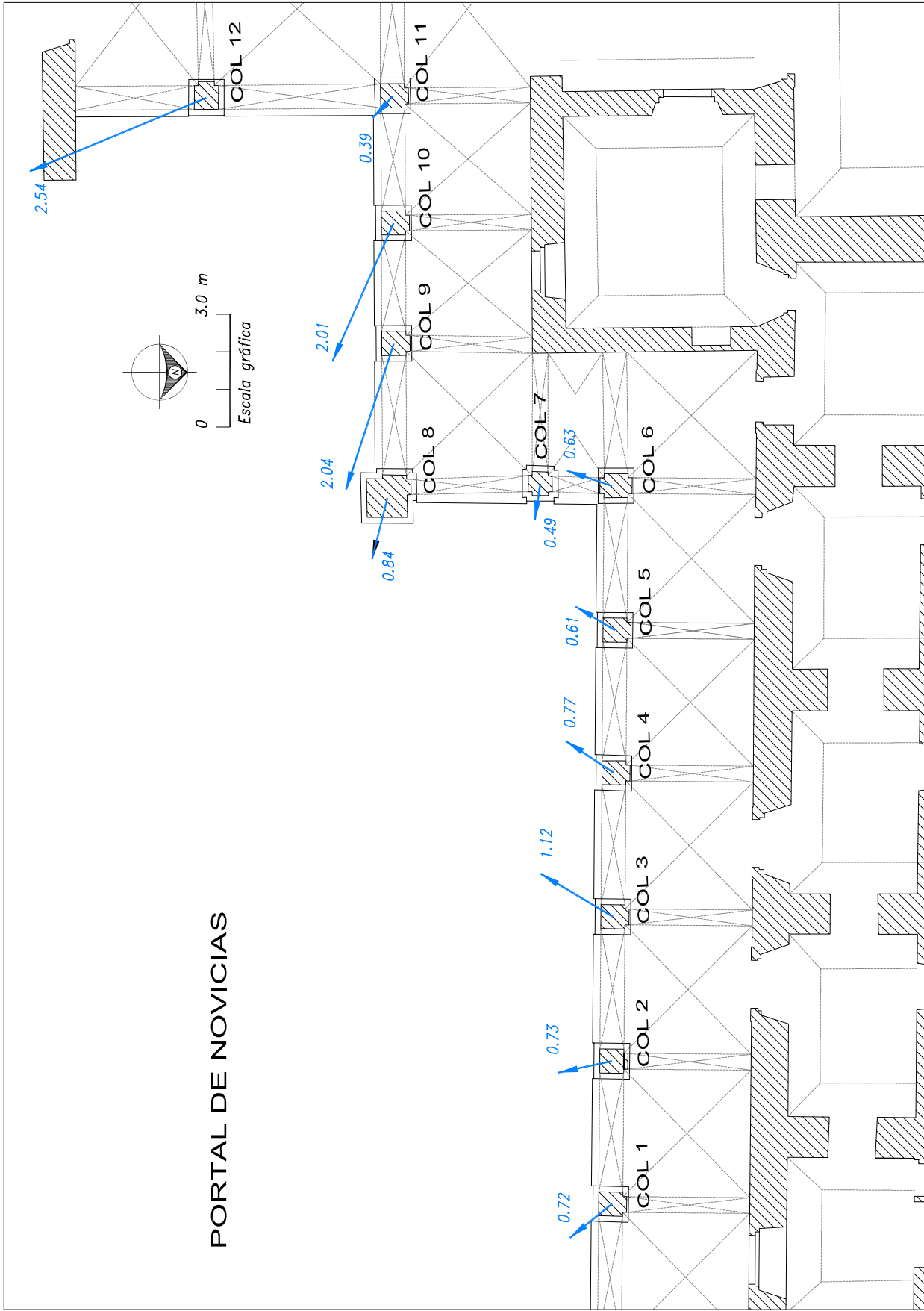


Fig. 14.1.4 Asentamiento diferencial en las columnas de la arcada del Claustro, 1997-2007

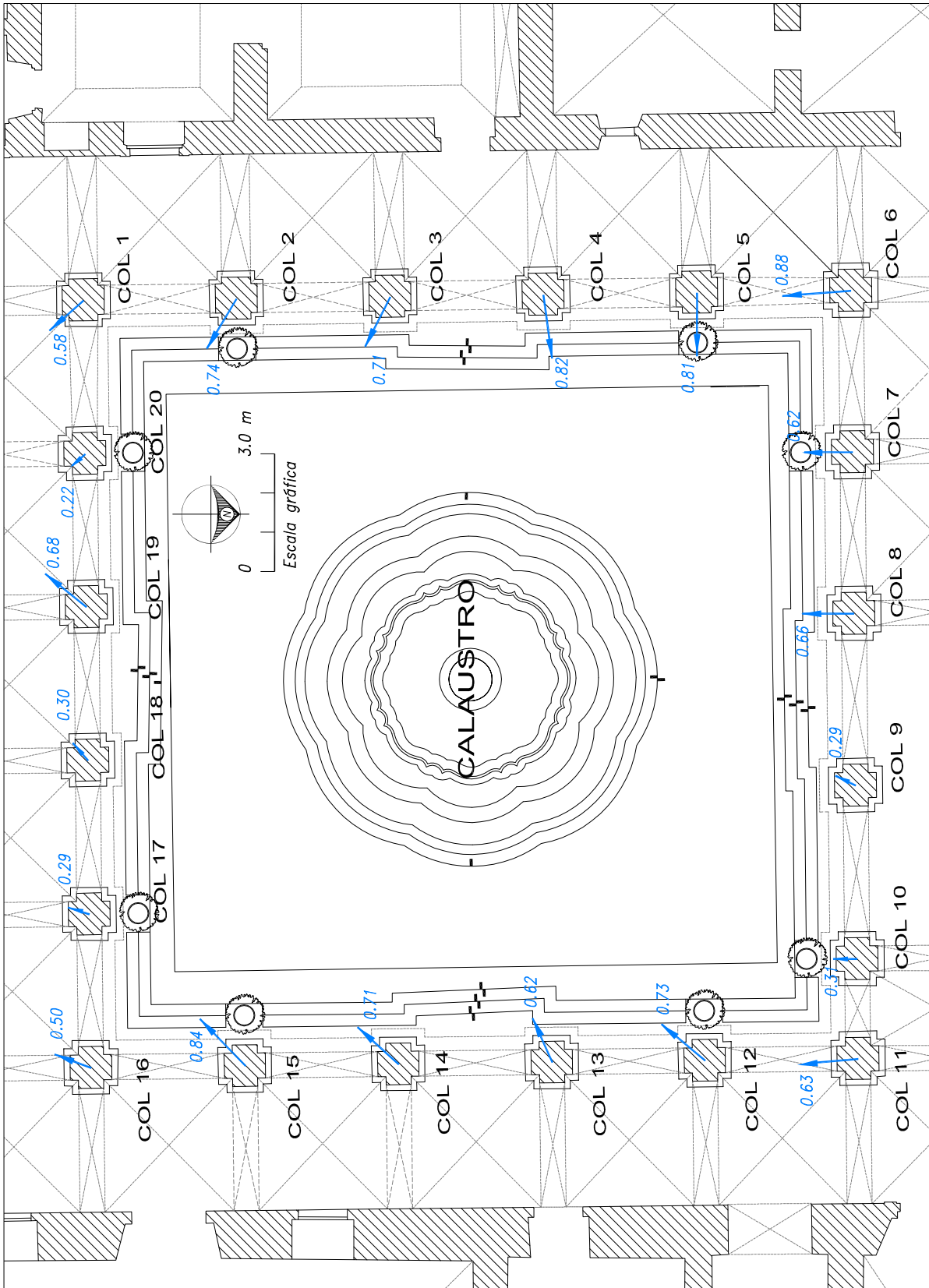


**NOTAS:**

- Los desplomos están indicados en porcentaje
- Los desplomos se determinaron en 2.6 m del fuste de las columnas
- Información proporcionada por la Dirección de sitios y monumentos SDUOP

**Fig. 14.1.5 Dirección de inclinación de columnas, Portal de Novicias, Octubre 2007**





**NOTAS:**

- Los desplomos están indicados en porcentaje
- Los desplomos se determinaron en 2.6 m del fuste de las columnas
- Información proporcionada por la Dirección de sitios y monumentos SDUOP

Fig. 14.1.6 Dirección de inclinación de columnas, Claustro, Octubre 2007

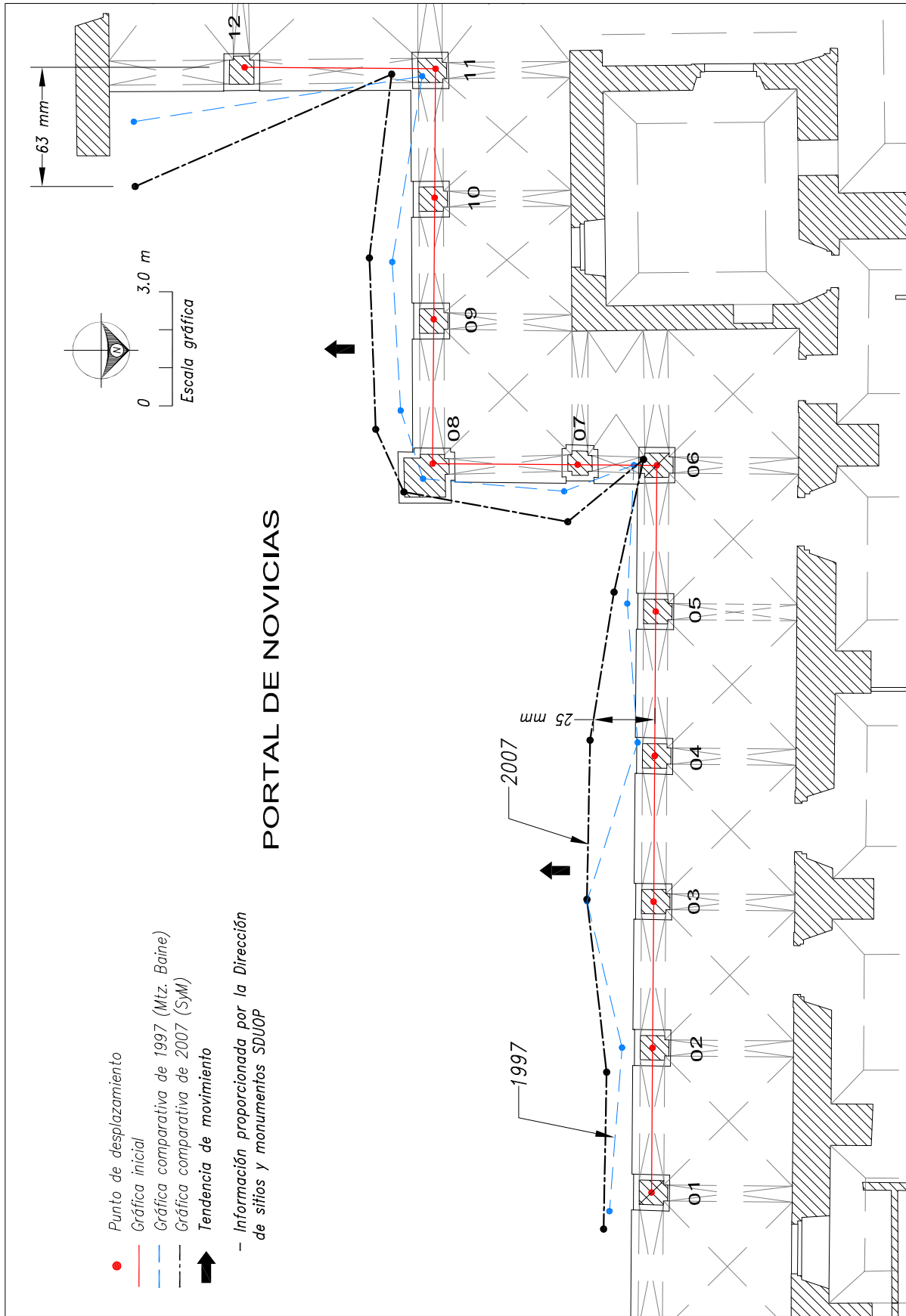
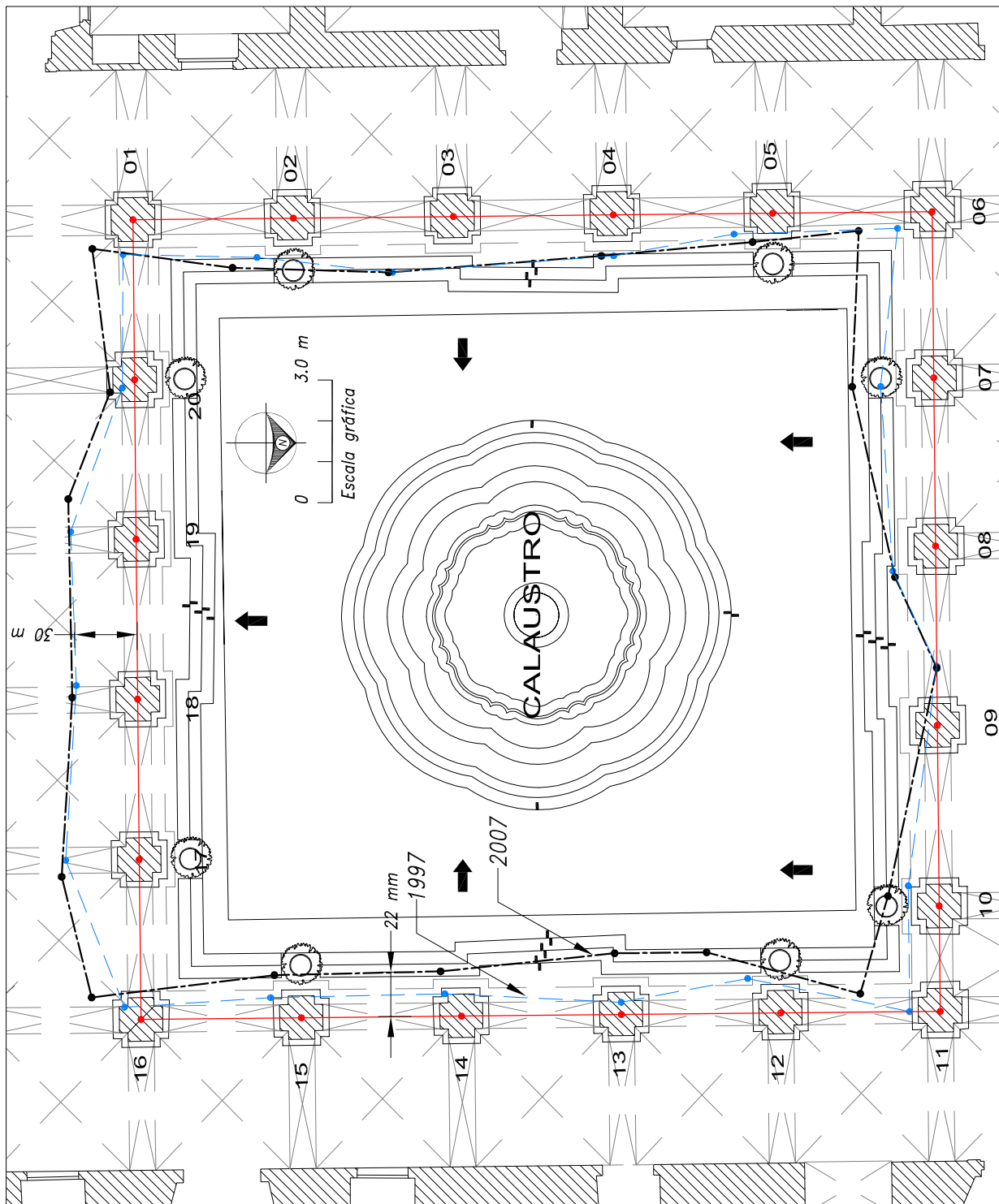
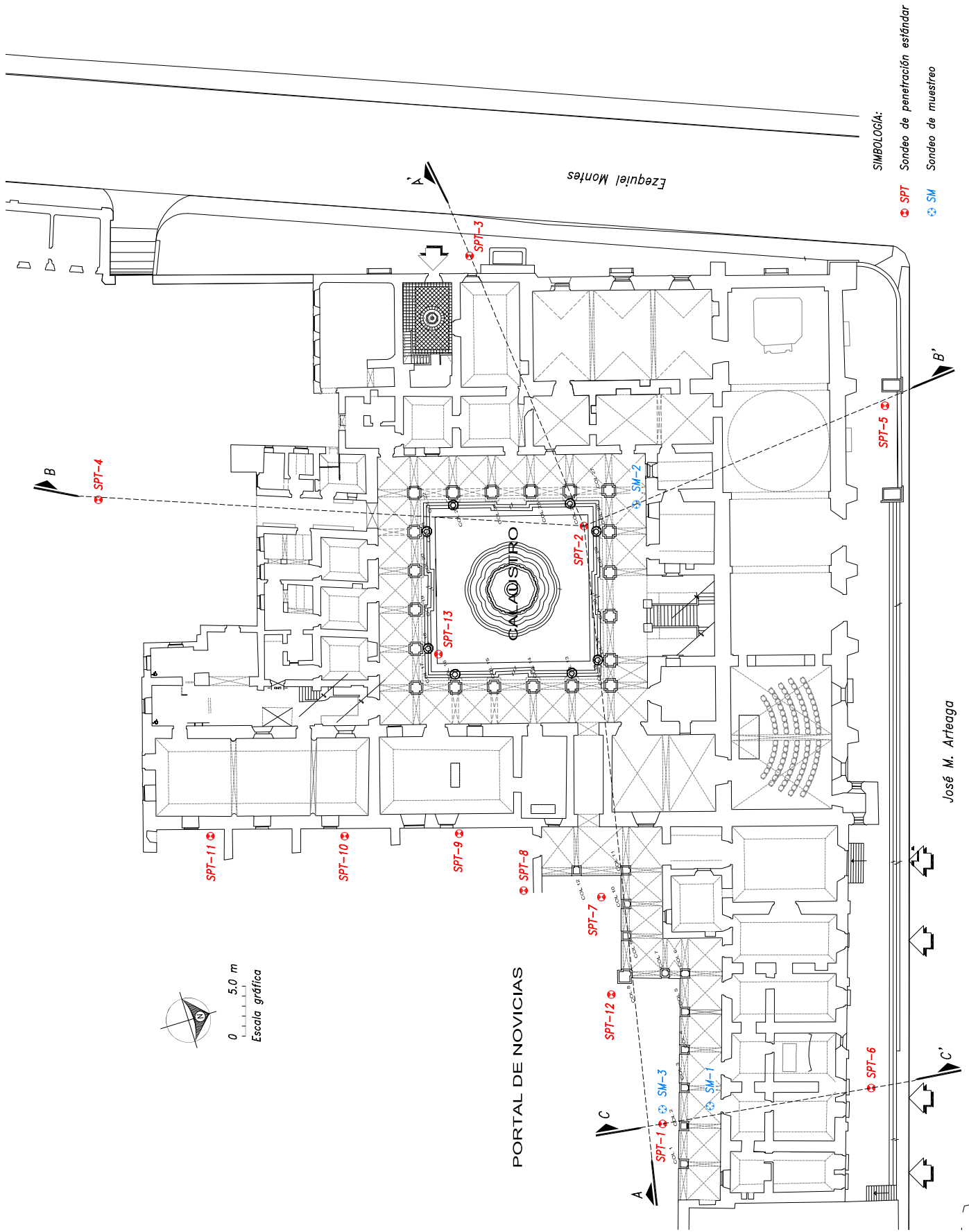


Fig. 14.1.7 Cambio en la inclinación de las columnas, Portal de Novicias



- Punto de desplazamiento
- Gráfica inicial
- Gráfica comparativa de 1997 (Mtz. Baine)
- Gráfica comparativa de 2007 (SyM)
- ➡ Tendencia de movimiento
- Información proporcionada por la Dirección de sitios y monumentos SDUOP

Fig. 14.1.8 Cambio en la inclinación de las columnas, Claustro



José M. Arteaga



Fig. 14.1.10 Sondeo de penetración estandar (SPT) de 15.0 m de profundidad como parte de los trabajos de exploración geotécnica

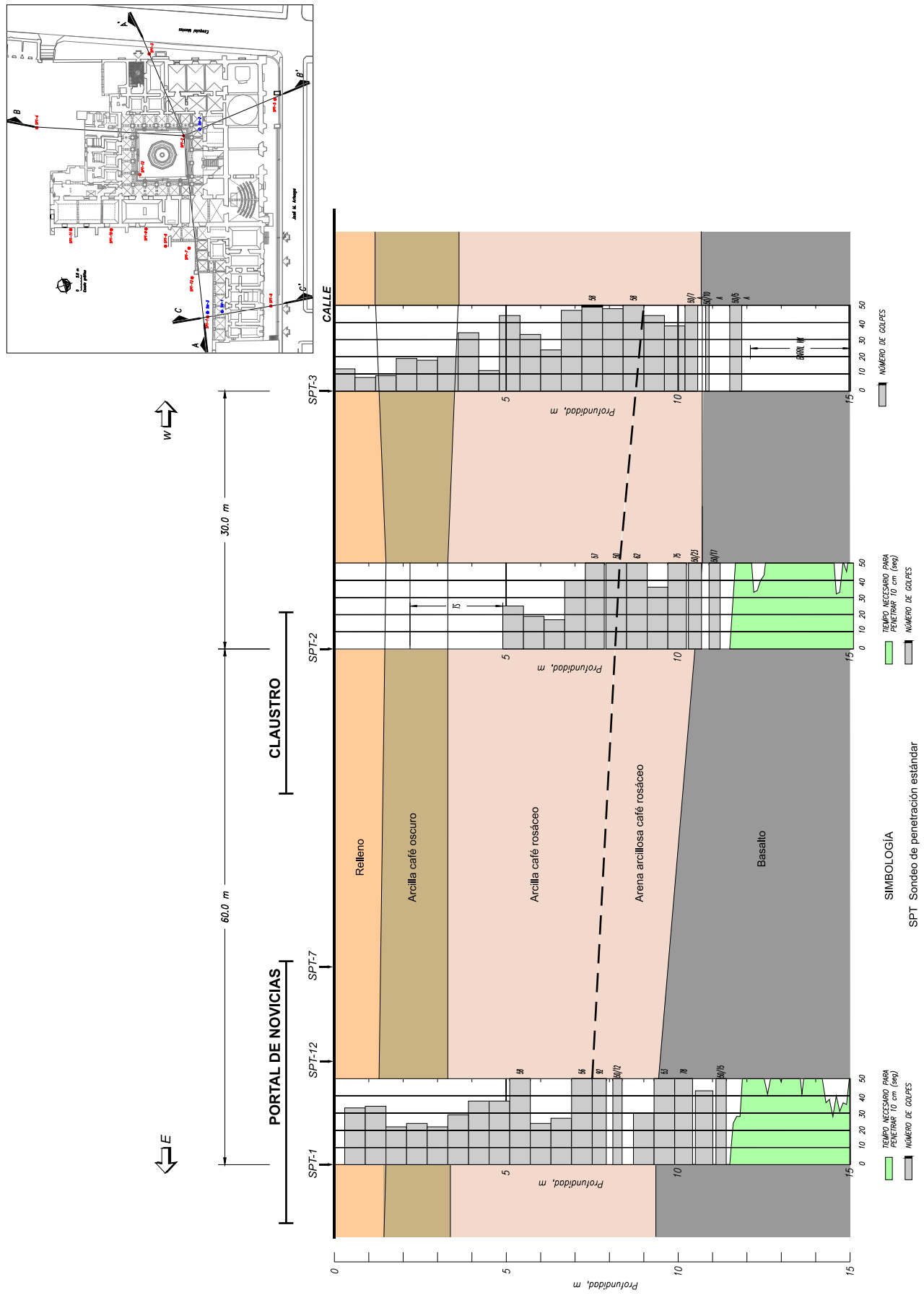


Fig. 14.1.11 Corte estratigráfico A-A'

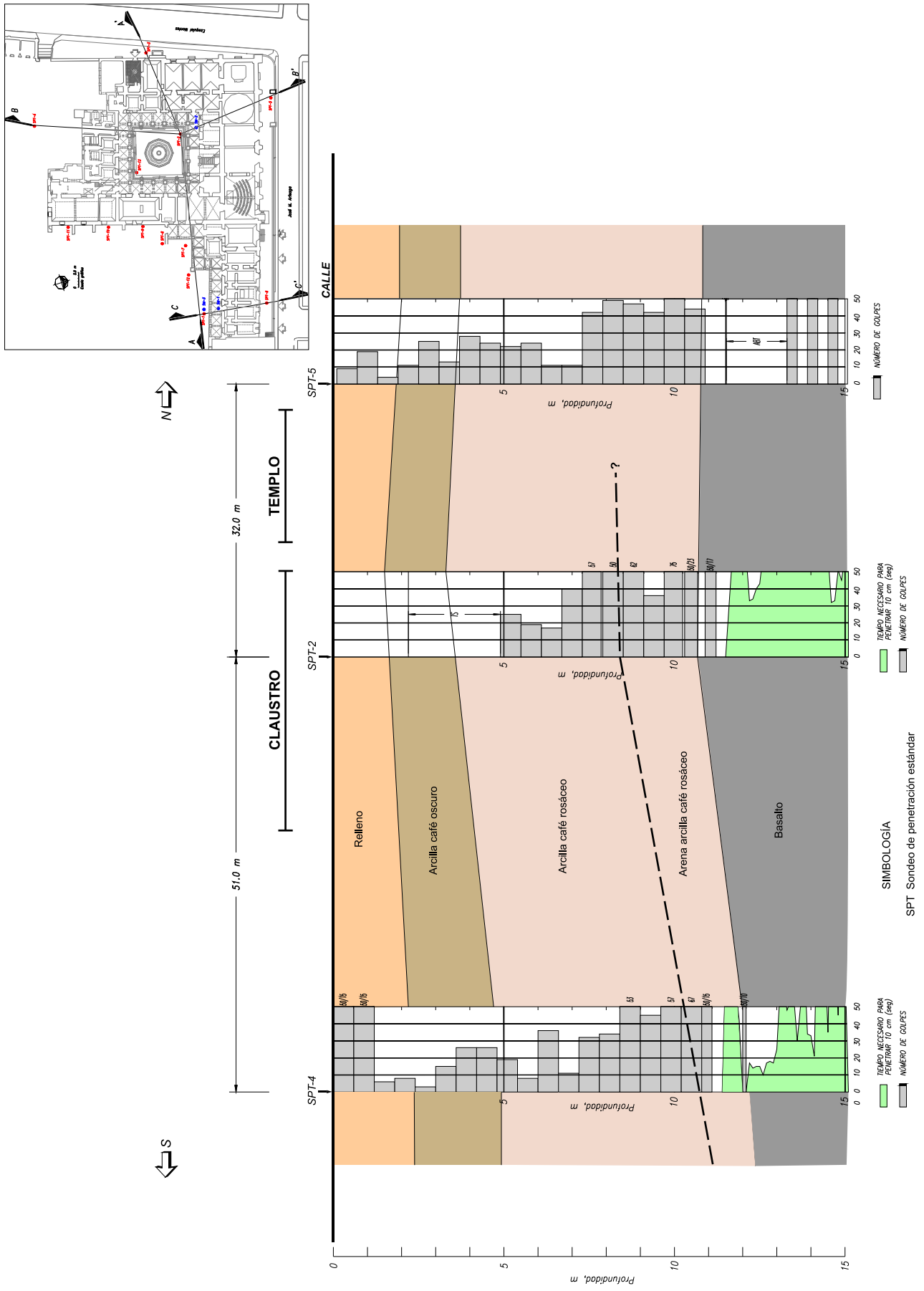


Fig. 14.1.12 Corte estratigráfico B-B'

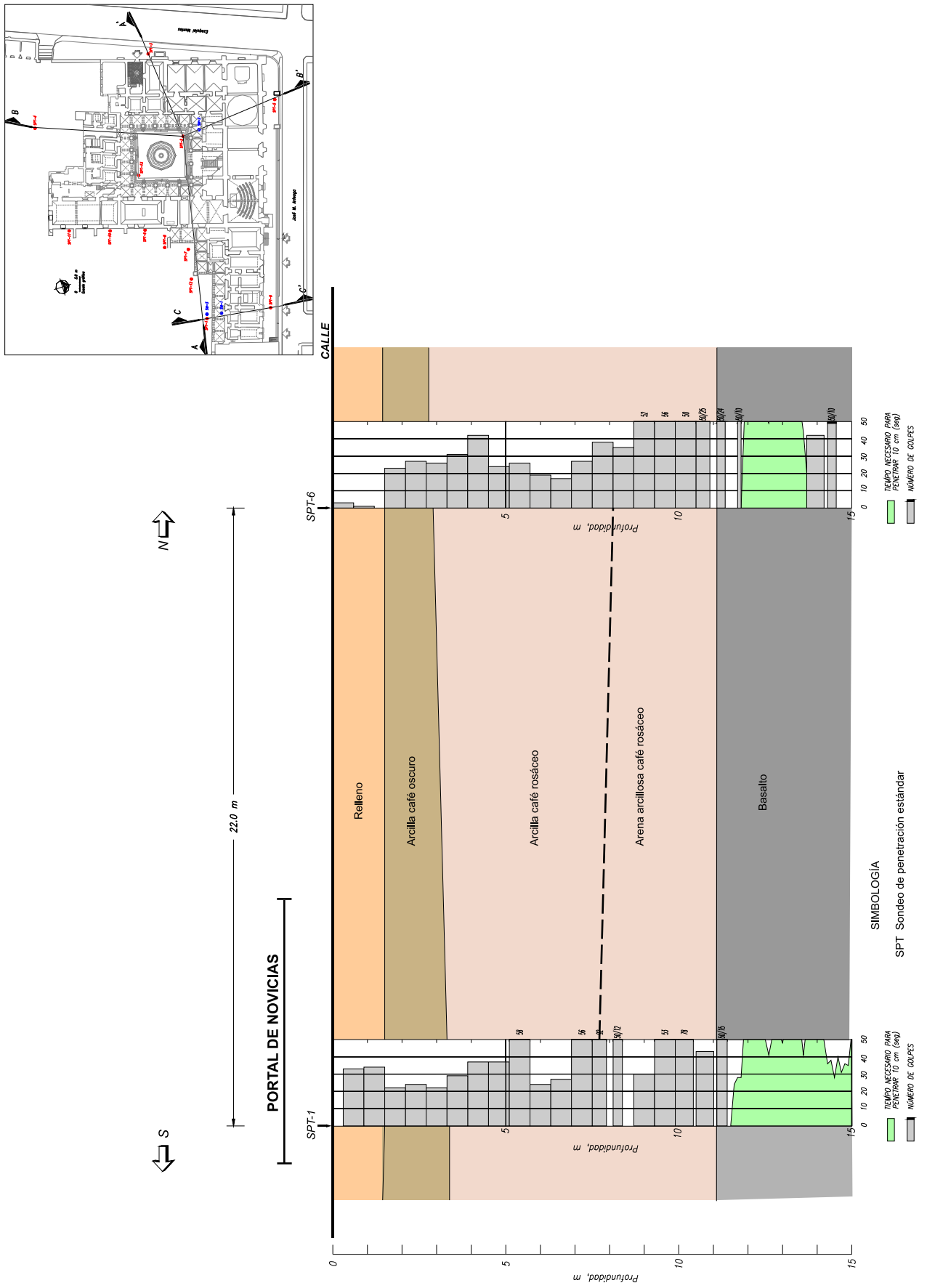
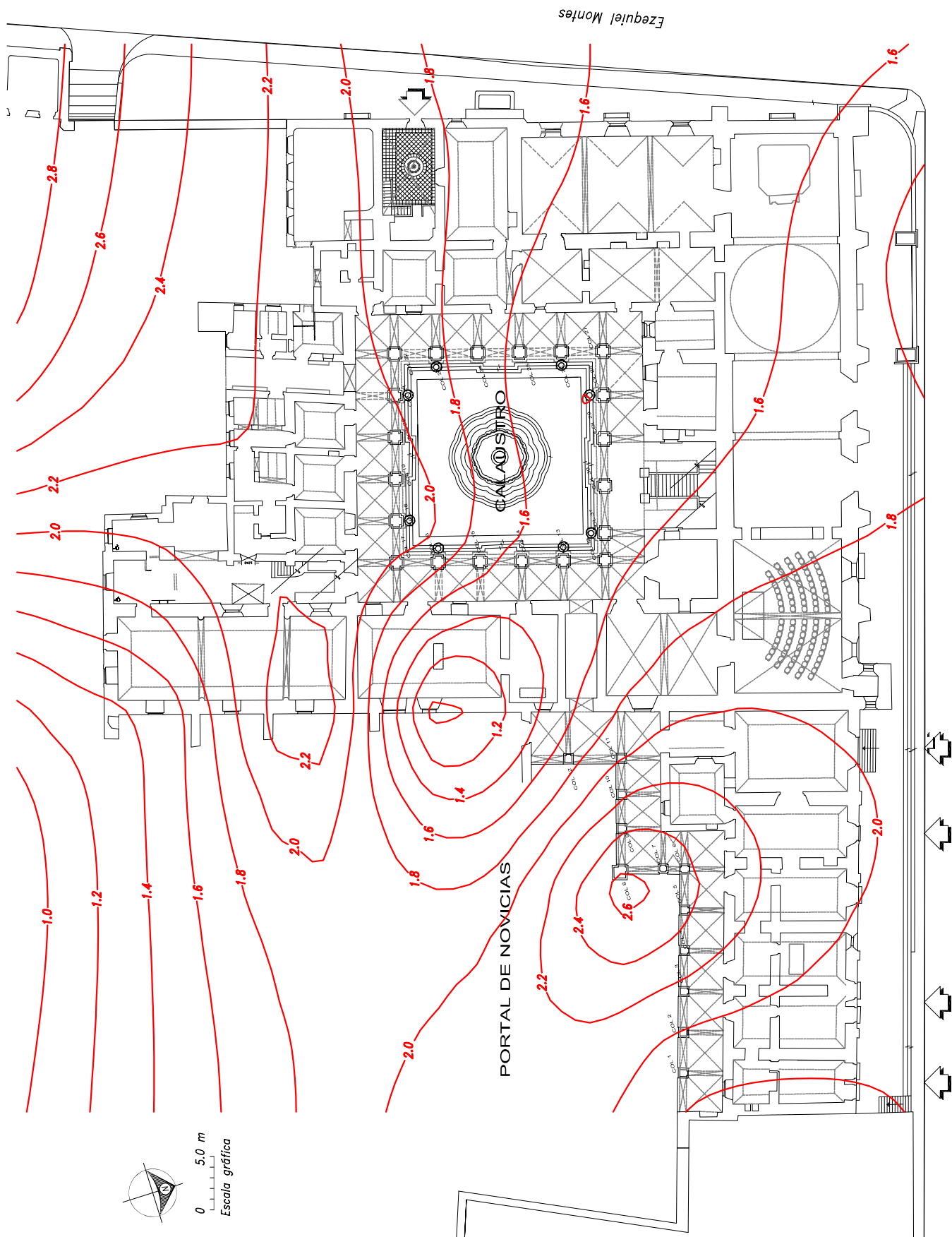


Fig. 14.1.13 Corte estratigráfico C-C'





José M. Arteaga

Fig. 14.1.14 Curvas de igual espesor, en metros, de arcilla café oscuro

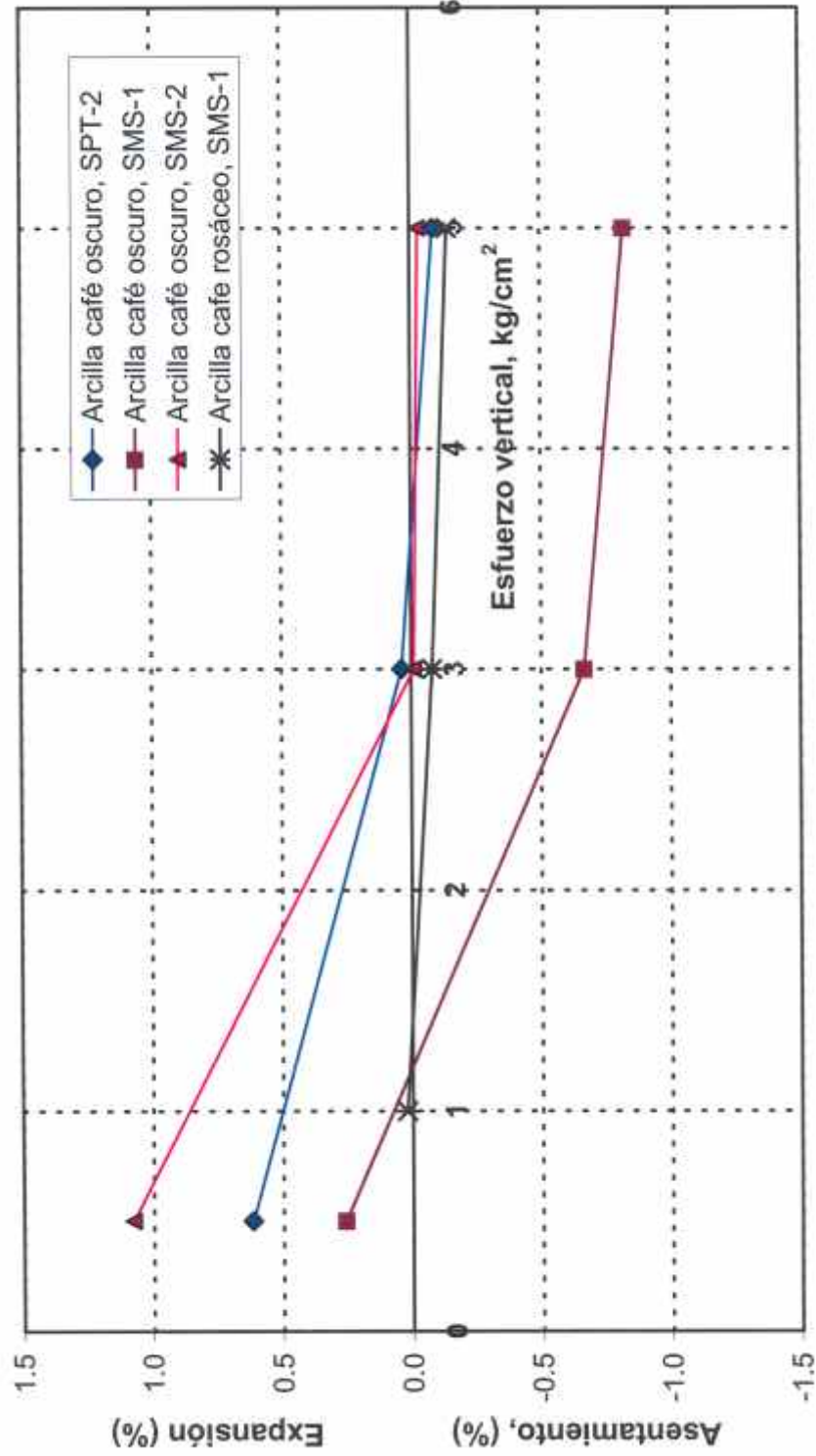


Fig. 14.1.15 Efecto de la sobrecarga en el porcentaje de expansión

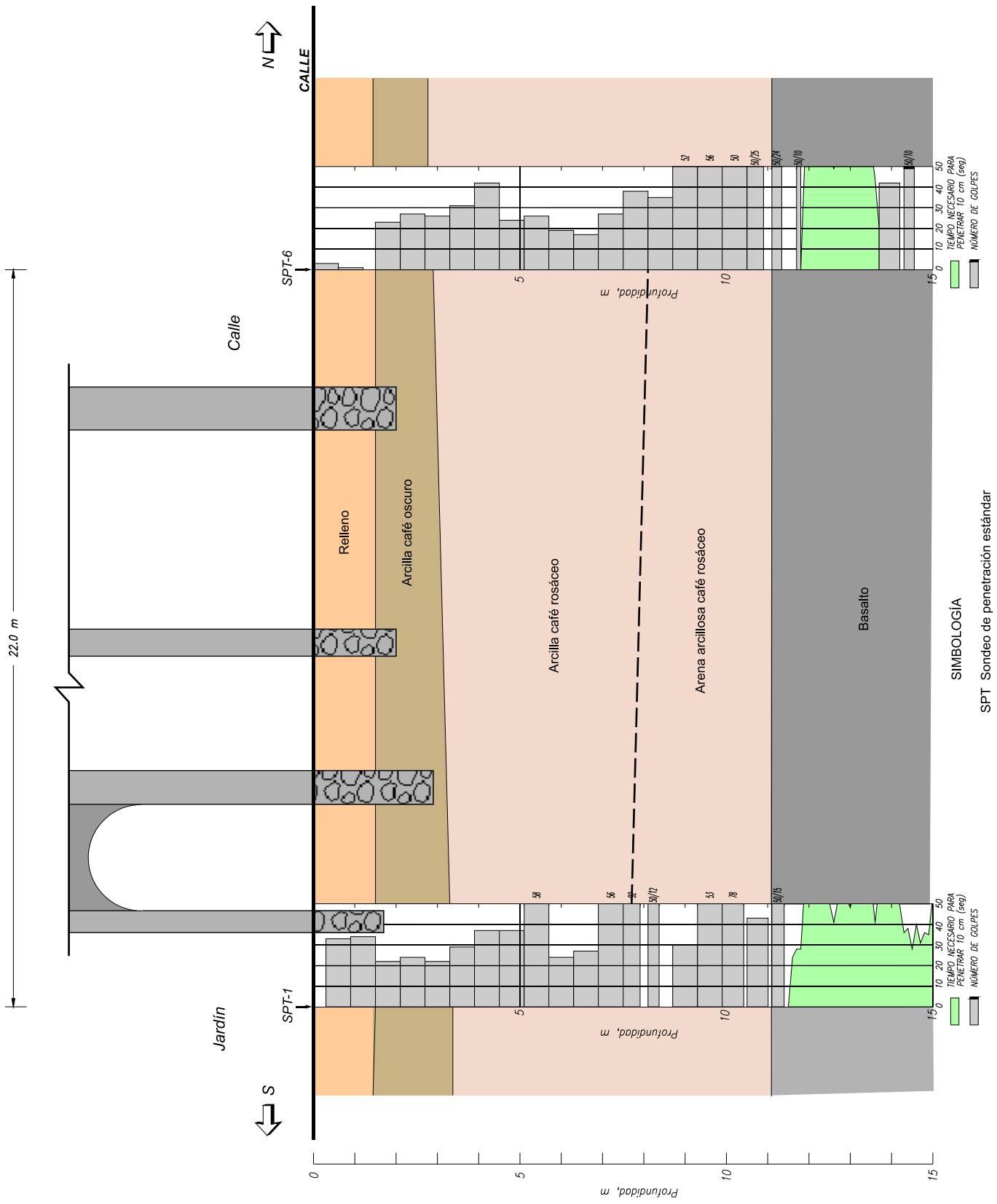


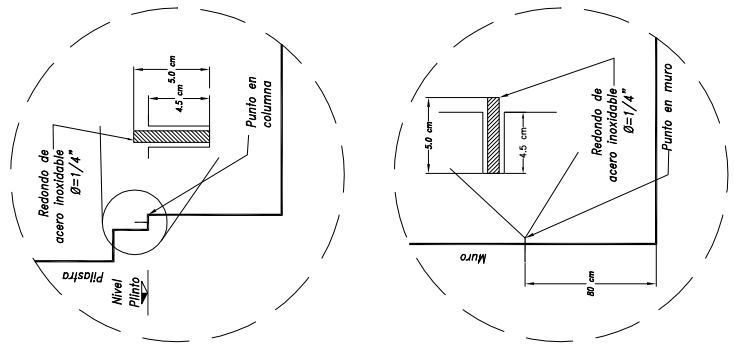
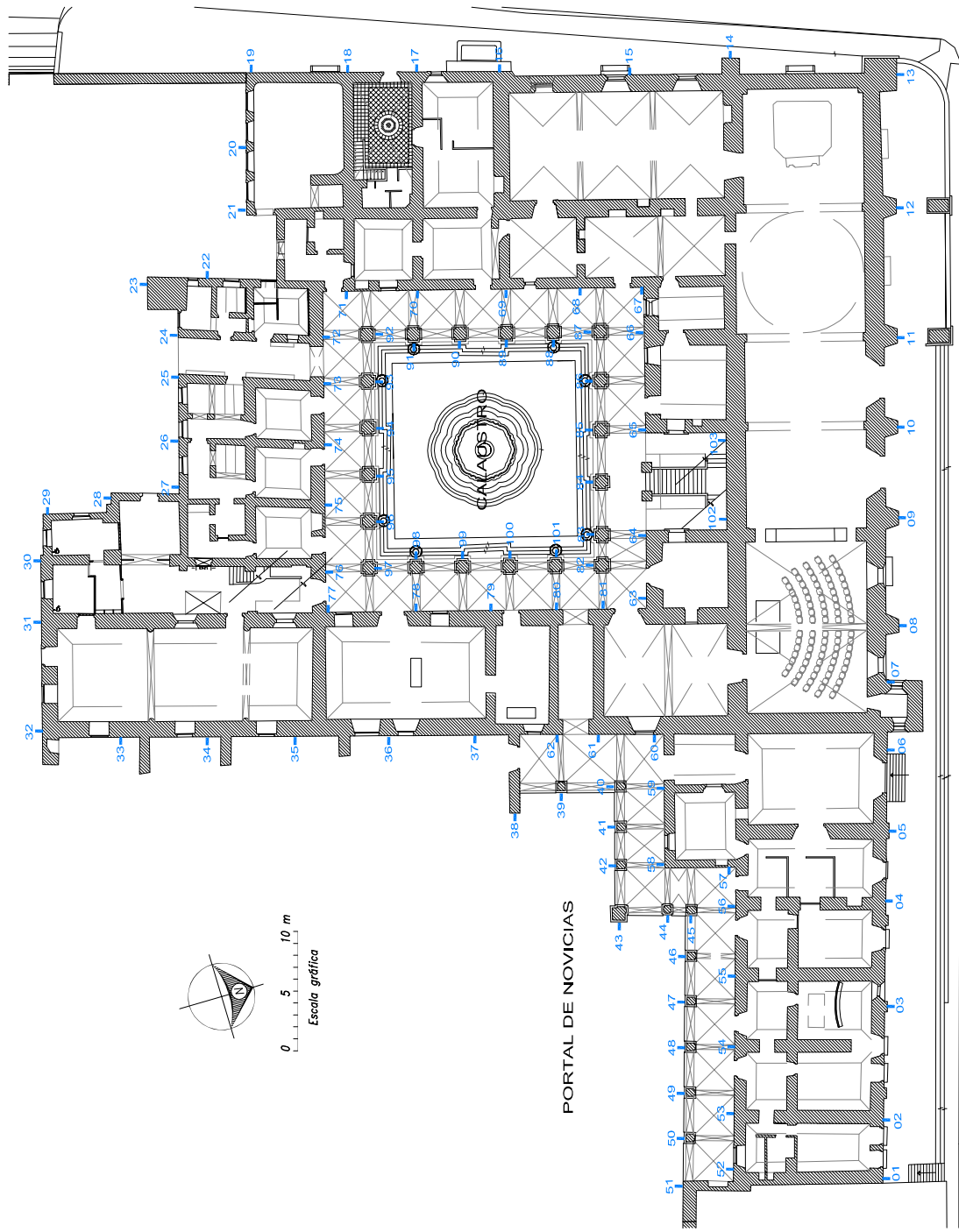
Fig. 14.1.16 Corte esquemático de la cimentación en el Portal de Novicias



Fig. 14.1.17 Estructura de apuntalamiento temporal

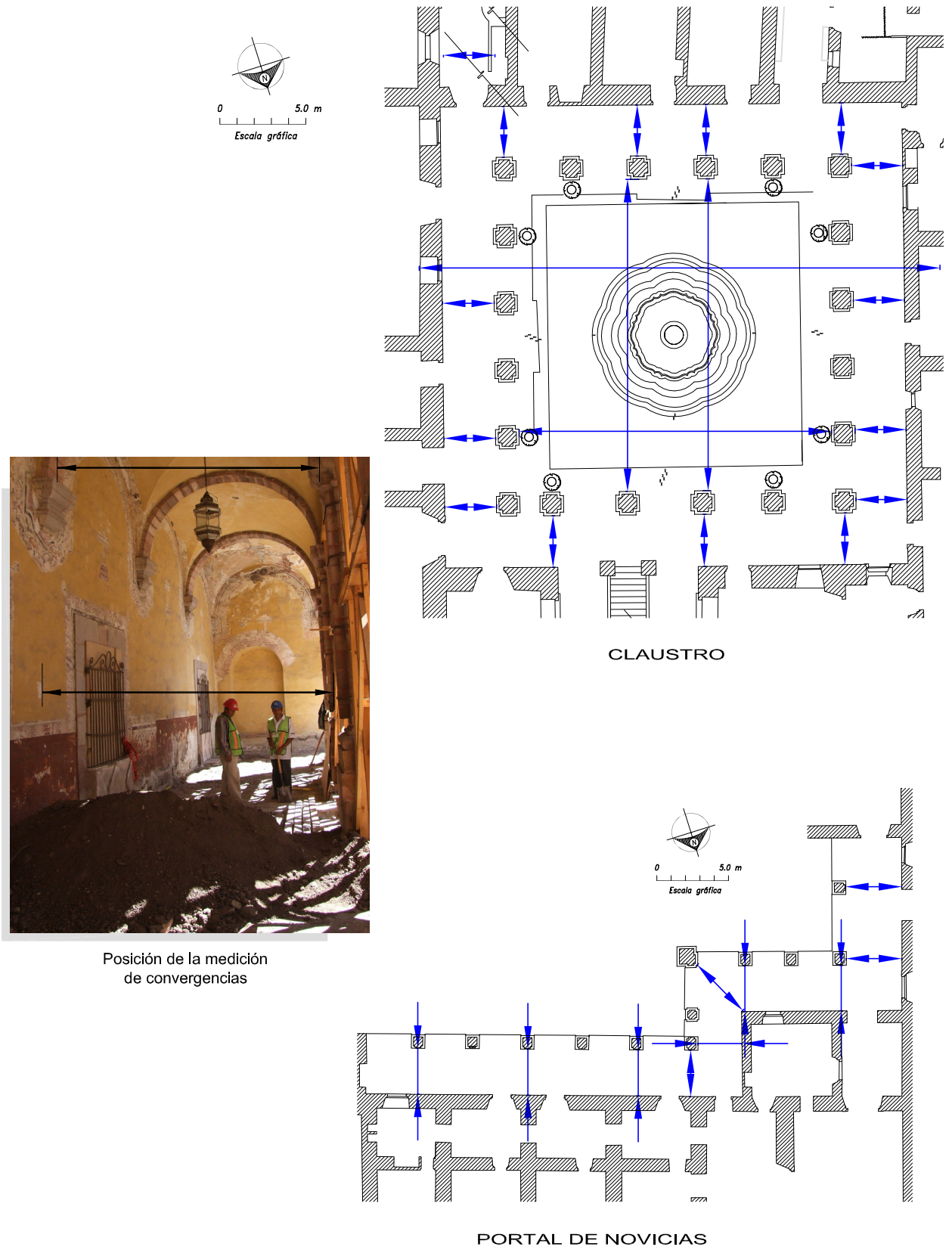


Fig. 14.1.18 Testimonio de la estructura de estabilización



DETALLE DE INSTALACIÓN  
PUNTOS DE NIVELACIÓN

Fig. 14.1.19 Propuesta de ubicación de los puntos de control topográfico



Posición de la medición de convergencias

Fig. 14.1.20 Secciones propuestas para la medición de convergencias

## 15. INTERVENCIÓN GEOTÉCNICA DE UN MONUMENTO

### 15.1 GENERALIDADES

El especialista en geotecnia colabora en la conservación de los monumentos coloniales a partir de la exploración del subsuelo y el análisis de su comportamiento, para comprender las deformaciones que ha sufrido el monumento en estudio y predecir las que todavía le podrán ocurrir. Con este conocimiento podrá interpretar cómo las deformaciones pasadas han alterado a la cimentación y por ende a la estructura. Por su parte, la colaboración del especialista en estructuras se inicia con la estimación de la seguridad actual y tomando en cuenta el pronóstico geotécnico, la seguridad futura. Esto conlleva a definir tres escenarios posibles para la seguridad del monumento: a) hay riesgo actual, b) hay riesgo futuro y c) no hay riesgo actual ni futuro.

Para los dos primeros escenarios, el estructurista y el geotécnico deben evaluar la importancia de las deformaciones inherentes a la masa de suelo y en caso de que sea el factor principal, el geotécnico deberá proponer las recomendaciones para mejorar la eficacia de la cimentación y, en caso de justificarse, intervenir la masa de suelo. Aunque casi siempre habrá oposición para cualquiera de las dos acciones; para la segunda, además, surgirá la duda de sí “existe alguna experiencia sobre la técnica que se propone aplicar en un caso muy semejante y que por ello se le podría tener confianza”.

Esa incertidumbre puede resultar insalvable porque los aspectos geotécnicos de cada monumento son peculiares y por ello es poco probable que exista una experiencia previa aplicable, esto conlleva a la obligación de investigar experimentalmente la solución que se podría aplicar. Para enfatizar esto, es interesante ahondar en el significado de la palabra experiencia, la cual se deriva del latín “experiere” que significa: “conocimiento que se adquiere gracias a la práctica y la observación”.

Se puede afirmar que el caso de la Catedral es un ejemplo de los conceptos anteriores, porque se investigó el desarrollo experimental de dos nuevas técnicas, las que se aplicaron observando su efectividad hasta alcanzar la experiencia; pero, se debe reconocer que los logros se basaron en el conocimiento de los procedimientos tecnológicos que se describe a continuación.

### 15.2 RECURSOS GEOTÉCNICOS

Actualmente se cuenta con un buen número de procedimientos para recimentar una estructura o mejorar el comportamiento del subsuelo que le subyace, muchas son soluciones abiertas y otras patentadas, aunque en su mayoría requieren de equipos especializados conforme a los tipos de suelos involucrados. Conviene precisar que las técnicas que mejoran los suelos operan casi siempre antes de la construcción de las estructuras. En cambio para recimentar y trabajar dentro de los templos y conventos coloniales las técnicas disponibles se reducen a unas cuantas, principalmente por las restricciones de espacios libres. A continuación se comentan las técnicas que han sido aplicadas en México y que se describen en el Anexo E.

***Refuerzos estructurales de las cimentaciones.*** La mayoría de las cimentaciones de los templos de la ciudad de México con marcados asentamientos diferenciales han sido reforzadas. Los Arquitectos





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

Calderón lo hicieron en Santo Domingo, San Fernando y Nuestra Señora de los Ángeles. La solución fue satisfactoria durante un buen número de años; sin embargo, el progreso del hundimiento regional motivó que perdieran su eficacia y acusaran nuevos daños estructurales (Calderón, 57 y 62).

La experiencia derivada de reforzar la cimentación de un monumento colonial, sin tomar en cuenta que la deformación del subsuelo podrá continuar, es que el refuerzo realizado podrá quedar prácticamente invalidado. En cambio si ya no ocurren asentamientos, el refuerzo será eficaz.

**Micropilotes.** Al Ing. Fernando Lizzi (1914-2003) se le conoce como el padre de los “pali radice” como los denominó y patentó en 1952; los inventó para reforzar las cimentaciones e incluso recimentar estructuras antiguas. Se les puede describir como pilotes muy esbeltos de concreto colado en el lugar, instalados en posición vertical e inclinada, arreglo que “asemeja a las raíces de un árbol”, que según su autor les da la mayor eficiencia.

En la actualidad el término micropilotes abarca un sinnúmero de opciones, muchas de ellas protegidas por patentes, otras que requieren de barras de acero de refuerzo fabricadas para esa aplicación (y que también se utilizan para anclas); más aún, muchos constructores de cimentaciones tienen sus propias versiones.

La experiencia en México en la aplicación de micropilotes a monumentos coloniales aparentemente se reduce sólo al caso del Antiguo Colegio Carolino de Puebla y a la Antigua Escuela de Medicina con resultados satisfactorios. A pesar del hasta ahora raquítico empleo, se puede reconocer que tienen muchas posibilidades de utilidad, aunque se debe tener en cuenta que en las zonas afectadas de hundimiento regional no podrán calificarse como una solución definitiva, sino como un paliativo.

**Pilotes a fricción.** Se define como pilotes de fricción aquellos en los que la capacidad de carga por la adherencia con el suelo de la superficie perimetral o fuste es significativamente mayor que la capacidad de carga por la que se genera en el apoyo de la punta; además ocurre que la resistencia a la fricción se desarrolla en unos 2 a 4 cm y en cambio si la punta está apoyada en un suelo blando, requiere de 10 a 20 cm para desarrollarse. Este comportamiento resulta virtuoso cuando se trata de recimentar una estructura en un sitio afectado del fenómeno de hundimiento regional; porque es factible que se puedan reducir los asentamientos diferenciales. Además, estos pilotes pueden tener dimensiones transversales pequeñas (por ejemplo, 25 por 25 cm) y por ello serían fáciles de instalar en áreas reducidas.

**Pilotes de control.** Fue un ingenioso invento patentado por el Ing. Manuel González Flores para enfrentar el hundimiento regional; se trata de pilotes apoyados en su punta cuya capacidad de carga se suma a la de la losa de cimentación desplantada sobre la superficie del terreno. Los pilotes están conectados a esa losa mediante un marco o puente ajustable que permite hacer descender al edificio en congruencia con el hundimiento regional; pero el descuido en el mantenimiento de los pilotes provoca que la losa reduzca el esfuerzo que aplica al suelo, que los pilotes se sobrecarguen y que se llegue al extremo de que el edificio quede soportado únicamente sobre los pilotes, con un peligroso hueco por debajo. Lamentablemente el Ing. González no dejó ningún escrito sobre los pilotes de control, en el que al menos se mencionen sus problemas y riesgos como ocurre con: los edificios ligeros, los que carecen de rigidez, y los que carecen del indispensable mantenimiento.

La experiencia con estos pilotes para controlar los asentamientos en los edificios rígidos ha sido satisfactoria, en cambio para corregir el proceso de asentamientos diferenciales de los monumentos coloniales de la ciudad de México, que carecen de la rigidez necesaria, se puede calificar como insatisfactoria; así, en la Catedral y Sagrario quedó demostrado que su funcionalidad fue marginal.

Otros casos que indican lo mismo son los templos de San Juan de Dios y La Santa Veracruz localizados en la Av. Hidalgo, ambos con pilotes de control que visiblemente acusan una notable pérdida de verticalidad. Se desconoce si existen otros monumentos que tengan pilotes de control.

**e) Inclusiones rígidas.** Incrementar la capacidad de carga y reducir la deformabilidad de los suelos blandos motivó al sueco Sr. Kjeld Paus en 1967 a inventar las columnas de cal, que consisten en mezclar dentro de una perforación el suelo blando con su humedad natural con cal viva no hidratada o con una mezcla de cal y cemento para generar una columna dura.

Las columnas de cal abrieron un nuevo campo de la construcción geotécnica que motivó nuevos inventos: en Japón se desarrolló el “Deep Mixing” que simplemente se vale de máquinas de mayor tamaño que las suecas. En Inglaterra y China desarrollaron las inclusiones de cal viva que reacciona con la humedad del suelo. Otra manera de cimentar que sigue la misma concepción son los llamados pilotes de grava, que consisten en introducir la grava en una perforación y densificarla sin cementante alguno con ayuda de un vibrador pesado.

La experiencia con inclusiones rígidas de mortero en la Catedral y San Agustín demostraron que reducen significativamente los asentamientos y por ello han ganado un lugar como una herramienta para la conservación de monumentos coloniales en la ciudad de México, en sitios afectados por el hundimiento regional.

**Inyección de compensación.** Abundantes monumentos europeos han sufrido asentamientos consecuentes de la excavación de túneles en el subsuelo que les subyace, a pesar de los notables avances en la tecnología y equipos para construirlos; así, la expansión de sus redes de metros y ferrocarriles subterráneos les obligó a desarrollar la inyección de compensación. Esta técnica consiste en excavar lumbreras o pozos distantes entre sí del orden de 20 m y distribuidas en un eje paralelo al túnel por abrir, desde las cuales se practican perforaciones horizontales en un estrato que sea permeable, ubicado entre la clave del túnel y la cimentación del monumento y se les inyecta un mortero. En la literatura técnica hay dos casos relevantes de la excavación de túneles cerca de edificios históricos, cuyos efectos fueron controlados con esta técnica: el primero fue la Oficina de Correos de Viena (Pototschnik, 1992) y el segundo La Torre de Londres (Harris et al, 2001).

En México no se ha tenido experiencias en la inyección de compensación, pero se puede decir que potencialmente se podrá aplicar para corregir asentamientos diferenciales en templos y conventos de ciudades de la zona del Bajío que sufren hundimiento regional, con la virtud de que se podrá aplicar en repetidas ocasiones a lo largo de los años, para conseguir su permanencia. Para validar esta propuesta, sin duda importante, se deberá realizar un programa experimental que demuestre las virtudes de la compensación con morteros en los suelos aluviales típicos del Bajío. Por otra parte, la aplicación de este tipo de inyección para los monumentos en los suelos blandos de la ciudad de México, hasta ahora parece incierta, incluso recurriendo al empleo de uretanos como se ha promovido recientemente.

**Inyección de morteros por fracturamiento hidráulico.** A las arcillas blandas fácilmente se les pueden inducir planos de fracturas inyectando a presión un fluido, fenómeno que se conoce como fracturamiento hidráulico, y que se ha practicado desde muchos años atrás en la ciudad de México, pero sin comprender la teoría implícita. En la Catedral y en el ex-templo de San Agustín se aplicó esta técnica para reforzar a las masas de suelo que les subyacen, para ello se desarrollaron los conceptos teóricos y el análisis que la optimiza, logrando que su comportamiento sea más favorable.

La experiencia en la ciudad de México con esta técnica sin duda ha sido satisfactoria y por ello se le podrá aplicar en muchos otros casos en los que potencialmente se justifica hacerlo.

**Subexcavación de cimentaciones.** Este ingenio se aplica a las estructuras que se han inclinado a causa de los asentamientos que las han llevado a esa condición, porque se trate de suelos blandos que se han consolidado o en cualquier tipo de suelo afectado por hundimientos diferenciales. Su esencia consiste en extraer el volumen de suelo que conforma una cuña peculiar, de suerte que al retirarla la estructura recupera su verticalidad; el proceso de subexcavación debe ser lento para evitar daños estructurales.

La experiencia con la subexcavación de la Catedral y del Sagrario es la mejor demostración de que se podría aplicar, de ser necesaria, a otros monumentos de la ciudad de México, e incluso de otros en suelos blandos, como los miembros del Comité de Salvamento en su Informe Final la reconocen como “la inspiración para subexcavar la Torre de Pisa” (Settis et al, 2005).

**Inyección de agua.** Esta acción consiste en introducir agua no contaminada a presión en los estratos permeables que acusen una cierta disminución o pérdida de la condición hidrostática; el propósito es inhibir el proceso de consolidación y así evitar que los espesores de los estratos de arcilla se reduzcan. Esta técnica se concibió en la anterior Secretaría de Obras Públicas para aplicarla en el Palacio Nacional, la cual se llevó a cabo experimentalmente en sus dos esquinas norte.

Esta solución en teoría es racional y por ello fue evaluada para aplicarla a la Catedral y Sagrario; sin embargo, la estimación del caudal de agua potable necesario resultó inadmisibles, porque las pérdidas serían incontrolables, a pesar de que se hubiera colocado un muro plástico perimetral al conjunto religioso (Tamez et al, 1995). Esta limitación ha impedido que se intente aplicar y por ello más adelante se explica el traspaleo de agua como una mejor opción.

**Traspaleo de agua.** Este concepto tiene dos antecedentes: a) el ingenio que desarrolló el Prof. Leonardo Zeevaert para reducir los efectos colaterales consecuentes de la extracción de agua durante la excavación de cimentaciones con sótanos por debajo del nivel freático (Zeevaert, 1982) y b) la inyección de agua que se ensayó en el Palacio Nacional, mencionada antes, para conseguir que la presión del agua del subsuelo se mantenga cercana a la condición hidrostática y con ello evitar que se genere la consolidación de las arcillas y su consecuente deformación.

Se podría decir del Traspaleo de Agua en esencia consiste en extraer agua de puntos bajo el monumento para inyectarla en otros, el propósito es lograr el equilibrio de las presiones del agua intersticial y evitar que fluya en la masa de suelo, tanto horizontal como verticalmente. Aunque conceptualmente parece simple, su aplicación práctica es muy compleja.

**Electroósmosis.** Esta técnica consiste en inducir un campo eléctrico continuo en la masa de suelo mediante la instalación de electrodos positivos y negativos con los que se aplica una diferencia de potencial. Esta corriente eléctrica polariza el agua y aumenta temporalmente la permeabilidad del suelo; así el agua fluye en menor tiempo del positivo al negativo donde es extraída.

La experiencia que se ha tenido hasta ahora con la electroósmosis en los monumentos se limita a los trabajos del finado Ing. Oscar Padilla para secado de los muros. Sin embargo, su potencialidad es mayor, aunque no se tiene la experiencia de suficientes casos. Se advierte como posibles aplicaciones el ex-convento de Metztitlan, para extraer el agua del subsuelo, y en dos templos de Zacatecas para secar el contacto de sus cimentaciones con la superficie alterada de la roca. Es muy factible que se podrán identificar otros casos con problemas similares, por ello se propone iniciar investigaciones experimentales para verificar su eficacia en los casos mencionados.

**Jet Grout.** No se cuenta con una buena traducción para denominar a esta técnica inventada hace unos 15 años, ha sido utilizada para mejorar los suelos aluviales de baja capacidad de carga y recimentar algunos edificios históricos Europeos. Consiste en inyectar lechada fluida de cemento a

muy alta presión, a través de una tobera que gira y asciende lentamente; dentro de una perforación vertical. Esta lechada corta al suelo y lo penetra conformando una superficie helicoidal con un paso variable de milímetros a unos centímetros y con diámetro que puede ser de hasta de dos a tres metros. Los equipos para este propósito están integrados con: a) una perforadora que maneja dos tuberías concéntricas, una que conduce la lechada y otra aire a presión y puede haber una tercera para conducir agua, b) una bomba hidráulica de alta presión para la inyección de lechadas o morteros, c) un compresor neumático, d) bombas para agua y mezcladores. Los primeros equipos construidos para esta técnica eran muy grandes, pero se han venido reduciendo en tamaño hasta el punto que en pocos años seguramente podrán ser utilizados para recimentar monumentos.

***Drenes de penetración.*** Estos elementos se instalan en taludes con flujos de agua o cuya humedad les haga inestables, son tubos permeables que se colocan en perforaciones ligeramente ascendentes para facilitar la salida del agua, con el propósito de incrementar la estabilidad del talud.

Se desconoce si en algún monumento se han instalado estos drenes, pero es factible que se justifique hacerlo en monumentos ubicados en taludes potencialmente inestables.

***Pilas y anclas con carga lateral.*** Esta aplicación es usual para estabilizar excavaciones temporales y para taludes definitivos en las carreteras e instalaciones fabriles; las pilas se diseñan para soportar los empujes horizontales y con frecuencia se complementan con anclas que aumentan la capacidad de carga lateral del sistema pila-anclas.

La experiencia con esta técnica para estabilizar una ladera sobre la que se ubica un monumento colonial, se limita al ex-convento de Metztitlan, la cual se puede calificar de racional pero que resultó insuficiente, porque la superficie del deslizamiento de los suelos pasa por debajo del empotramiento de las pilas y anclas. A pesar de esta falla, la solución podrá ser eficaz en otros casos.

### **15.3 MÉTODO OBSERVACIONAL**

La conservación de un monumento puede requerir, como se ha mencionado antes, del refuerzo de su cimentación o del tratamiento del subsuelo que le subyace e incluso de la combinación de ambas acciones. Sin embargo, dada la complejidad geotécnica de cualquiera de los templos y conventos coloniales que se necesite intervenir, obliga a reconocer que las acciones geotécnicas que se podrán adoptar como parte del Proyecto Ejecutivo, es muy factible que necesitarán de correcciones durante la ejecución de los trabajos.

Por ello es indispensable que cualquier intervención que se decida llevar a cabo, se haga de manera gradual, confirmando paso a paso que cada acción mejora el comportamiento de la cimentación y de la estructura. Y cuando esto no ocurra, se deberá evaluar lo que está sucediendo, para identificar las modificaciones que los consultores demuestren que son necesarias.

El proceso deberá cumplir con los principios teóricos y empíricos que Karl Terzaghi, pionero de la mecánica de suelos, aplicó para resolver casos difíciles y que le dio el conocimiento con el que fundamentó ese campo de la ingeniería; a su método de trabajo se le conoce ahora como el Método Observacional aplicado a la Mecánica de Suelos, ver Anexo F.

## 16. COMENTARIOS FINALES

### 16.1 ADVERTENCIAS

Considerando que las deformaciones y daños que sufren los monumentos están en su mayor parte causados por el subsuelo, implica que para su conservación sea necesario identificar las acciones que mejoren su comportamiento; simultáneamente el especialista en estructuras debe analizar las condiciones de esfuerzo deformación del monumento, para diseñar los refuerzos que deben aplicarse a la estructura. Pero ese proceso suele ser tan complejo que conviene citar las siguientes frases de Russell Ackoff: “El arte de resolver problemas se refiere... a nuestra incapacidad para comprender completamente la resolución de problemas y a nuestra habilidad para tomar decisiones a pesar de esta deficiencia”. También anota: “No siempre se aceptan soluciones creativas. Esto no es raro, en vista de la amplia resistencia a los cambios, particularmente por los que propugnan algo nuevo y poco convencional. Debido a esta resistencia es probable que el encargado de resolver problemas no tenga éxito, al menos de que también sea capaz, comunicativo, interesado y más que nada, valiente” (Ackoff, 1994).

Para adentrarse en los aspectos estructurales que intervienen para la conservación de los monumentos, el libro la “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”, del Dr. Roberto Meli, es una excelente referencia que abarca desde los materiales, los elementos estructurales, los métodos de análisis, las técnicas de reparación y se complementa con la descripción de varios casos históricos (Meli, 1998).

En cuanto a la contribución que puede ofrecer la Geotecnia para la conservación de monumentos, en esencia son el diseño y realización del refuerzo de sus cimentaciones o el mejoramiento de su subsuelo. Lo cual deben se debe empezar por comprender lo que los ingenieros geotécnicos franceses, desde hace más de 30 años, denominan la patología de las cimentaciones. Uno de los primeros libros con ese enfoque fue “La Pathologie des Foundations” (Logeais, 1982), en el que ese autor describe mediante casos “las causas de los desordenes y los remedios”. Una visión amplia de la complejidad de este proceso se encuentra en el libro El Rompecabezas de la Ingeniería, que lo aborda en todos sus ángulos; empieza por describir la semejanza entre el ejercicio de la ingeniería y la medicina, cuando a médicos e ingenieros “se les plantea un estado de cosas insatisfactorias”. Entre sus conclusiones reconoce la necesidad de la innovación para resolver casos peculiares a pesar de “los riesgos y hasta peligros que esto implica” (Reséndiz, 2008).

La esencia del diagnóstico geotécnico parte de los sondeos, pruebas de laboratorio y mediciones de campo que integran el estudio geotécnico que se realizará para un cierto monumento, que se deberá fundamentar en el análisis de sus condiciones de cimentación para interpretar o al menos inferir el comportamiento que ha tenido, su condición de seguridad actual; siendo su objetivo esencial elaborar un pronóstico racional de las deformaciones que le podrán afectar en el futuro, marco importante para que el consultor estructural a su vez elabore su diagnóstico.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

## 16.2 APRENDIZAJE DE LOS CASOS PRESENTADOS

Los 24 templos y conventos aquí presentados se iniciaron con los estudios y trabajos realizados en la Catedral y Sagrario de la Ciudad de México; cuya esencia la expresó el Dr. F. López Carmona con la frase: “realizado el diagnóstico y comprendida su patología, se pudo decidir la terapéutica que se consideró más acertada”; esta terminología propia de un médico es sin duda adecuada para identificar la metodología que se debe llevar a cabo para la conservación de templos y conventos del Patrimonio Arquitectónico.

Los casos descritos tienen problemas de comportamiento geotécnico en sus cimentaciones; de los cuales se deriva la siguiente información, que podrá ser de utilidad en el futuro para evaluar su comportamiento y también podrá servir como referencia para casos de monumentos que guarden alguna similitud:

a) Los monumentos que están sobre los suelos blandos de la ciudad de México, inicialmente sufrieron las deformaciones debidas a su propio peso y de manera alarmante desde hace casi una centena de años han estado expuestos al fenómeno del hundimiento regional.

b) Los que se encuentran en Celaya y Salamanca, así como en los valles agrícolas de la zona del Bajío, en los que desde hace unos 50 años se sobreexplotan sus mantos acuíferos, manifiestan hundimientos y severos agrietamientos de la superficie.

c) Los que se encuentran en ciudades y poblaciones desplantadas sobre laderas, como son Zacatecas y Metztitlan, cuyos suelos se están humedeciendo como consecuencia de las deficiencias de las redes de abastecimiento y drenaje, al grado que se desencadenan deformaciones ladera abajo, algunas son lentas del tipo de reptación o “creep”, pero siempre susceptibles a incrementar la velocidad hasta inducir la falla brusca del talud.

d) Los que están en suelos secos que al humedecerse se deforman y generan asentamientos bruscos a las estructuras, como es el caso del templo en Amajac. Existe el caso contrario de suelos que se expanden al humedecerse, aunque hasta ahora no se ha estudiado ninguno.

e) Los monumentos cuyos problemas de comportamiento están asociados a los movimientos sísmicos recientes corresponden a dos escenarios diferentes, en los casos de la ciudad de Puebla, uno se trata de un sitio con subsuelo blando y el otro fue originado por la debilidad de la estructura. El problema de los dos casos del estado de Morelos se debe a la fragilidad de las estructuras.

f) Los casos de la ciudad de Zacatecas son inquietantes, porque en dos de ellos se identifica que están expuestos a un fenómeno de deslizamiento muy lento o “creep” desencadenado por la penetración de agua al contacto de las cimentaciones con la superficie natural del talud. El caso de Santo Domingo es el único en que se comprobó la pobre calidad de la cimentación y errores de nivel en las bases de las columnas.

g) Finalmente, el caso de San Luis Potosí es un templo que se encuentra sobre una zona minada cuyos hundimientos le han causado daños y la futura explotación minera despierta inquietud sobre su estabilidad.

## 16.3 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

a) Los estudios geotécnicos de templos y conventos coloniales que manifiestan deformaciones consecuentes del comportamiento del subsuelo o simplemente porque ya cuentan con cientos de años desde su construcción, constituyen un problema complejo que se debería encomendar a



consultores capacitados, apoyados por personal técnico entrenado y equipado en cada aspecto de esa especialidad.

b) Conservar el Patrimonio Arquitectónico implica que los Arquitectos y Restauradores que ejercen esa labor adquieran un conocimiento básico de la Geotecnia, para encausar los conocimientos de los especialistas en el subsuelo y sobre todo, que sean capaces de advertir soluciones espurias.

c) Se debe tener en cuenta que la geotecnia es un campo poco accesible a los no especializados y por lo mismo se presta a que su ejercicio oculte el bajo nivel técnico del especialista, que incluso puede recomendar soluciones erradas, que pueden causar problemas al monumento en estudio.

d) Los 24 casos expuestos demuestran la utilidad que tiene la Geotecnia para la conservación de los templos y conventos coloniales; se trata de una gama de casos que podrán servir de ejemplos para visualizar y orientar las soluciones que se deben adoptar.

## 17. BIBLIOGRAFÍA

Abel J.F. (1996), Cerro de San Pedro Mine. Open Pit Slope Design. Informe preparado para Metallica Resources Inc. Colorado USA.

Ackoff, R.L. (1994), El Arte de Resolver Problemas. Limusa y Noriega Editores. México.

ACROSA. (1999), Reporte arqueológico de las calas excavadas en el templo de La Compañía.

Alberti, León B. (1450), Los Diez Libros de Arquitectura. Traducido por Francisco Lozano en 1582. Casa de Alfonso Gómez.

Alcántara. M. (2005), Las Misiones de Franciscanas de fray Junípero Sierra. Conaculta, México.

Álvarez Manilla, A., Pérez, M. de la L. (1996), Subsistencia y fallamiento en el Valle de Querétaro, SMMS. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Morelia, Michoacán.

Álvarez Manilla, A. (1997), Caracterización Geotécnica del Valle de Querétaro, Querétaro, Qro. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro

Álvarez Manilla, A. et al (2002), Modificaciones a la zonificación geotécnica del valle y zona metropolitana de Querétaro, SMMS, XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, Santiago de Querétaro, Qro.

Amigos de la Catedral. (1995), Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica, Informe Técnico. Asociación Amigos de la Catedral A.C. Por E. Tamez, E. Santoyo, R. Meli, R. Sánchez, F. López Carmona, E. Gutiérrez, H. Prieto, J. Díaz Padilla y S. Zaldivar. Ediciones Espejo de Obsidiana.

Anónimo. (2003), The History and Civilization of China. The Tiensing Study. The People's Republic of China.

Arellano-Gil. J., P. Velasco-de León, A. Silvia-Pineda, R. Salvador-Flores y F. Beltrán-Romero. (2005), Origen y características geológicas del paleo-Lago de Amajac, Hidalgo. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas Vol. No. 2.

Aristi, O. A. (1999), Reporte técnico estructural, Templo y Convento de la Asunción, Yauatepec Morelos. Informe preparado para INAH.

Artigas, Juan B. (1996), Metztlán, Hidalgo. Arquitectura del siglo XVI. Facultad de Arquitectura. Fundación UNAM. Gobierno del Estado de Hidalgo. Universidad Nacional Autónoma de México.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

- Asimov, I. (1983), *El Cercano Oriente*. Alianza Editorial Mexicana, S.A. México.
- Auvinet, G. (1976), Puebla, Pue. *Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*. Tomo II, SMMS Guanajuato, Gto.
- Báez Macías, E. (1992), *El Convento de San Agustín de la ciudad de México, Noticias sobre la Construcción de la Iglesia*. *Anales del Instituto de Investigaciones Estéticas*, No. 63, UNAM, Vol. 16.
- Barrera, A. (1999), *Comunicación Personal*.
- Bayard, J.P. (1995), *El Secreto de las Catedrales*. Ediciones Tikal. México.
- Beltrán, F. y P. Luna. (1994), *Estudio de la región de Santa María Amajac, Municipio de Atotonilco el Grande*. Estado de Hidalgo. Tesis para Ingenieros Geólogos. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Benhumea, M. y B. Solano. (1997), *Reporte del estudio de tomografía sísmica practicado en los alrededores del templo de San Pedro*. Julio de 1997.
- Boorstin, D.J. (1988), *Los Descubridores*. Editorial Grijalbo. México.
- Bredenberg, H. y B. Broms. (1967), *Lime columns as foudantios for buildings. Piling and Groud Treatment*. Edit. Thomas Telford Ltd. Londres.
- Broms, B. (1964), *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. *Proceedings ASCE*, Vol. 90, N° SM3, New York.
- Calderón, Bernardo y José Luis. (1957-1962), *Reparación y conservación de edificios históricos*. Folleto sin fecha de publicación y de reducida difusión. UNAM-Escuela Nacional de Arquitectura.
- Casiano, G. y A.M. Álvarez. (2003), [www.treklens.com/gallery/North\\_America/Mexico](http://www.treklens.com/gallery/North_America/Mexico). Instituto Nacional de Antropología e Historia.
- Celaya. (2008), *Municipio de Celaya: Falla geológica*. [www.celaya.gob](http://www.celaya.gob).
- CNA, Comisión Nacional del Agua. (1991), *Boletín de Mecánica de Suelos*. Datos del Valle de México Período 1983 - 86.
- Cole, E. (2002), *The Grammar of Architecture*. Barnes & Noble. New Cork.
- Cortés Rocha, X. (2007), *El clasicismo en la arquitectura mexicana, 1524-1784*. Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Arquitectura. Editorial Miguel Ángel Porrúa.
- Costa J.E. y R.L. Schuster. (1991), *Documental Historical Lanslide Dams Around the World*. U.S. Geological Survey Open-File Report 91-239.
- Cram, I. (1992), *The Art of the Stonemason*. Edit. Alan C. Hood & Co., Inc.

Cuesta Hernández, L.J. (2008), La Teoría de la Arquitectura en la Nueva España. Abril 2008. Año 3. No. 14. [www.Destiempos.com](http://www.Destiempos.com).

Curcio, A. Editor. (1981), Antiguas Civilizaciones. Volumen 1. Editorial UTHEA. España.

Chanfón, C. (1991), Tratadística de Arquitectura. Línea de Investigación de Tratados y Documentos de Arquitectura. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Arquitectura UNAM.

de Jesús Chauvet, F. (1980), La iglesia de San Fernando de México y su extinto Colegio Apostólico. Centro de Estudios Bernardino de Sahún A.C.

Della Libera, M. (1997), Comunicación personal.

de la Orta, G.O.F. (1969), Historia de la Ingeniería. Apuntes no publicados, Disponibles en la Biblioteca del Anexo de Ingeniería UNAM.

de la Torre, Oscar (2000), Comunicación personal.

Diamond, J. (2005), Guns, Germs and Steel. Edit. W.W. Norton & Company Inc. New York USA.

Diario El Pulso. (1997), Notificación pública de la presentación de la Manifestación de Impacto Ambiental en su Modalidad General del Proyecto Minera San Xavier, S.A. de C.V. Oct. 16 de 1997.

Díaz, M. (1982), La arquitectura de los Jesuitas en Nueva España. Instituto de Investigaciones Estéticas, UNAM.

DDF. (1975), Memoria de las Obras de Drenaje Profundo del Distrito Federal. Dirección General de Obras Hidráulicas del Distrito Federal.

DGO-BUAP. (2000), Bajada de cargas de la esquina suroriente del Edificio Carolino Dirección General de Obras, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

DGO-GZ. (2005), Reseña Histórica del Antiguo Templo de San Agustín. Dirección General de Obras, Gobierno de Zacatecas.

ERN. (2000), Informe técnico del proyecto de rehabilitación del templo de la compañía. Evaluación de Riesgos Naturales. Ingenieros Consultores. México.

Escalante, P. (1994), La iglesia sumergida. Hallazgos y nuevas ideas sobre las primeras edificaciones agustinas en la zona de Metztlán. Anales del Instituto de Investigaciones Estéticas. UNAM. Vol. XVI, No. 65.

Fagan, B. M. (1974), Men of the Earth. An Introduction to World Prehistory. Little Brown and Company Boston.

Fanelli, G. y M. Fanelli. (2004), Brunelleschi's Cupola. Past and Present of an Architectural Masterpiece. Edit. Mandrágora. Italia.

Feilden, B. (1987), *Between Two Earthquakes Cultural Property in Seismic Zones*. Roma ICCROM. The Getty Conservation Institute.

Fernández, M. (1990), *Ciudad Rota. La ciudad de México después del sismo*. Instituto de Investigaciones Estéticas. UNAM.

Fernández, M. (1997), *La Catedral de México. Problemas. Restauración y Conservación en el Futuro*. Instituto de Investigaciones Estéticas. UNAM.

Fernández, M. (2003), *La Imagen del Templo de Jerusalén en la Nueva España* Coordinación de Humanidades. UNAM.

Ferrari, Luca. (2004), *Geología del cuaternario. Buscar en la red: Luca Ferrari, Lago Cuitzeo*.

Fideicomiso Centro Histórico. (2006), *Corpus Christi. Sede del Archivo Histórico General de Notarías*. Gobierno del Distrito Federal.

Font Fransi J. y M. Villarruel. (2009). *Memoria Técnica. El rescate y la restauración del Real Colegio de Santa Rosa Viterbo*. Poder Ejecutivo del Estado de Querétaro. Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas. Dirección de Sitios y Monumentos.

Galluzzi, P. (1999), *The Art of Invention. Leonardo and Renaissance Engineers*. GIUNTI. Istituto e Museo di Storia della Scienza. Florence. Primera edición 1996.

Gimpel, J. (1971), *Los Constructores de Catedrales*. Centro Editor de América Latina. Buenos Aires.

Gimpel, J. (2005), *Historia de la Arquitectura. De la Antigüedad a Nuestros Días*. Edit. Könemann.

Goebel, Anne. (2005), *Secrets of the Masters Builders*. Max Planck Research Institute for the History of Science. Documento electrónico: Poleni St Peters Cupola. Berlin.

Gómez, B. J. (2006), *Metztitlán ayer y hoy. La traza urbana y las permanencias en la arquitectura*, Informe no publicado.

Gómez Martínez, J. (1996), *Aproximación al estudio de la construcción en la Nueva España*. Actas del Primer Congreso Nacional de Historia de la Construcción. España CEHOPU.

González Tascón I. (1992), *Ingeniería Española en Ultramar (Siglos XVI a XIX)*, CEHOPU, CEDEX, MOPT y CICCOP. España.

GPC. (1999), *Estudio, Evaluación y Propuesta Técnica. Reestructuración del inmueble Convento de Yautepec, Morelos*. Grupo Promotor de la Construcción. Informe preparado para Grupo Promotor de la Construcción.

GPC. (1999), *Estudio, Evaluación y Propuesta técnica. Reestructuración del inmueble Templo de la Inmaculada Concepción, Zacualpan de Amilpas, Morelos*. Informe preparado para Grupo Promotor de la Construcción.

GREAN. (1999), Estudio geotécnico para la rehabilitación estructural del edificio Carolino y templo de la Compañía. Informe preparado por Grupo de Rehabilitación de Alto Nivel. Presentado a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Gutiérrez, C. y A. Cuevas. (1995), Definición del comportamiento de la ex-Biblioteca Nacional San Agustín. Centro Histórico de la ciudad de México. Asesores en Cimentaciones.

Guzmán Barriga, J.C. (2007), Guía de Arquitectura y Paisaje de Michoacán. Gobierno del Estado de Michoacán y Consejería de Obras Públicas de Sevilla.

Hamey L.A. y Hamey, J.A. (1987), Los Ingenieros Romanos. Cambridge University. Ediciones Akal. España.

Harris, D. I., Mair, R. J., Burland, J. B., Standing, J. R. (2001), Control of the Tilt of Big Ben Clock Tower Using Compensation Grouting. Internacional Millennium Congreso, More Than Two Thousand Years in the History of Architecture, Selected Papers, Volume II, Sessions 3 and 6. ICOMOS. Bethlehem, Peace Center.

Henkel, O. (1912), *Estática Gráfica*. Traducido y publicado en México en 1949 por Editora Nacional.

Hernández Franyuti, R. (1997), Ignacio Castera. Arquitecto y urbanista de la Ciudad de México. Instituto de Investigaciones Dr. José María Mora.

Heyman, J. (1966), The Safety of Masonry Arches. *Int. Journal Mech. Sci. Press*.

Heyman, Jacques. (1997), *The Stone Skeleton. Structural Engineering of Masonry Architecture*. Cambridge University Press. Cambridge Gran Bretaña. Publicado en 1966. Primera edición en 1995.

Heyman, Jacques. (2001), *La Ciencia de las Estructuras*. Traducido por Santiago Huerta Fernández. Instituto Juan de Herrera. Escuela Técnica Superior de Arquitectura Madrid. Primera edición en 1999 Imperial Collage Press.

Huerta Santiago. (2000), Modelos físicos y virtuales para el estudio de arcos de fábrica. [www.bma.arch.unige.it](http://www.bma.arch.unige.it). En ese sitio se encuentran varios de los trabajos de Santiago Huerta.

Huerta, Santiago. (2001), *Mechanics of Masonry Vaults: The Equilibrium Approach*. Historical Constructions. Eds. Guimarães.

Huerta Santiago. (2004), Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica. Instituto Juan de Herrera. Escuela Técnica y Superior de Arquitectura de Madrid.

Huerta, Santiago. (2005), The use of simple models in the teaching of the essentials of masonry arch behaviour. Publicado en el Seminario Internazionale en Ravenna Italia. *Teoria e pratica del costruire: sapei, strumenti, modelli-Esperienze didattee a confronto*. Editor G. Mochi. [www.bma.arch.unige.it](http://www.bma.arch.unige.it).

Ibarra, J., M. Benhumea y B. Solano. (Sin fecha), Consideraciones de voladuras para edificios antiguos en la proyectada mina de de tajo abierto en Cerro de San Pedro, S.L.P., México.

INEGI. (1977), Carta Geológica de Zacatecas.

Israde Alcantara I., J. Urrutia Fucugauchi y V. H. Garduño Monroy. (2008), Paleoclimatic and paleoenvironmental study of pleistocene-holocene sediments from Cuitzeo Lake. Unión Mexicana para Estudios del Cuaternario. [www.wmqua.org/news](http://www.wmqua.org/news).

Johnston, Glynis y Burland, John. (2001), An Early Example of the Use os Underexcavation to Stabilise the Tower of St. Chad, Wybunbury in 1832. Internacional Millennium Congress, Selected Papers Volume II, Session 4. ICOMOS. Berthlehem, Jerusalem.

JMAPAC. (2003), Estudios geofísicos y geohidrológicos realizados para la perforación de los pozos “La Alameda y San Agustín”. Junta Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Celaya Gto.

Kerisel, J. (1985), The history of geotechnical engineering up until 1700. Golden Jubilee Volume. Proceedings XXI Int. Conf. Soli Mech. And Found. Eng. San Francisco EUA.

Kimpel, D. K. y R. Suckdale. (1988), The Middle Ages. The Journal of the Society of Architecture Historians. Vol. 47. JSTOR University of Michigan. USA.

Kubler, G. (1982), Arquitectura Mexicana del Siglo XVI. Fondo de Cultura Económica. México.

Lizzi, F. (1982), The Static Restoration of Monuments. Sagep Editrice. Genova, Italia.

Logeais Louis. (1982), La Pathologie des Fondations. Causes des désordres et remèdes. 1985, Nouveau Tirage. Editions du Moniteur. Paris.

López Carmona, F. (1995), Aspectos Arquitectónicos y Estructurales. Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica. Cap. III. Asociación de Amigos de la Catedral Metropolitana de México.

López Carmona, F. (2000), Comunicación personal.

López Carmona, F. y A. Ríos Santa Cruz. (2008), Intervención estructural en Santa Rosa Viterbo. Capítulo de la Memoria Técnica. El rescate y la restauración del Real Colegio de Santa Rosa Viterbo. Poder Ejecutivo del Estado de Querétaro. Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas. Dirección de Sitios y Monumentos.

López Morales, F. J. y A. Ríos Szalay. (2007), Tesoros coloniales de México. Las 7 ciudades de oro. Editores Lunweg España y México.

Lugo-Hubp, J., J. J. Zamorano y G. Gallegos. (1993), Deslizamiento de tierras activo en Metztitlan, Hgo. Geofísica Internacional. Vol. 32 No. 1.

Lugo-Hubp, J., T. García-Arizaga, J. J. Zamorano y O. Salas. (1996), Landslide in Metztitlan (State of Hidalgo) México - causes and effects. Z. Geomorph. N.F. Berlin - Stuttgart.



Maldonado, J. (2002), El concreto como aliado. Revista Construcción y Tecnología. Instituto Mexicano del Memento y del Concreto. Actualizado en 2005.

Marinucci, Gloria. (1988), Technique Costructive Romane. Grupo Archeologico Romana. Italia.

Mazari, M, R. J. Marsal y J. Alberro. (1984), Los asentamientos del Templo Mayor analizados por la mecánica de suelos. Instituto de Ingeniería UNAM:

Mejía, J. A. (2007), Dinámica de la contaminación. Buscar en la red: Mejía dinámica contaminación Salamanca.

Meli, Roberto. (1998), Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos. Fundación ICA. Méx.

Mooser, F. (1993), Comunicación personal.

Mooser, F., et al. (1996), Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla. Estratigrafía, tectónica regional y aspectos geotérmicos. Comisión Federal de Electricidad.

Mooser, F. (2008), Comunicación personal.

Moreno Pecero, G. (1978), Influencia del abatimiento piezométrico en los agrietamientos y hundimientos del subsuelo. Simposio: El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México” SMMS.

Moreno Pecero, G. (1981), Refoundation Research of México's National Palace. X Int. Con. on Soil Mech. And Found. Eng. Estocolmo.

MSC. (2003), Informe del estudio de mecánica de suelos, para realizar las recomendaciones necesarias y la restauración del exconvento de San Francisco de Tzintzuntzan, Mich. Mecánica de Suelos y Construcciones. Morelia.

Musset, A. (1992), El Agua en el Valle de México. Centro de Estudios Mexicanos y Centroamericanos. Editorial Pórtico.

Norwich, John Julius. (1991), Great Architecture of the World. Mitchell Beazeley Publishers Limited. London.

Orozco Villaseñor, F. (1999), Descripción de las muestras recatadas en el entorno del templo de San Pedro S.L.P.

O'Connor, C. (1993), Roman Bridges. Cambridge University Press.

Orozco, Juan Manuel, M. S. D. Sada, A. Mortero y J. Querol. (1976), Zacatecas, Zac. Memorias de la VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo III, SMMS Guanajuato, Gto.

Ovando, E., Tamez, E. y Santoyo, E. (1996), Geotechnical aspects for under excavating Mexico City's Metropolitan Cathedral. Main achievements after three years, Proc. Int. Symposium on Geotechnical Engineering for the Preservation of Historical Sites, Preprints volume, U. of Naples.

Ovando, E., Tamez, E. and Santoyo, E. (1997), Options for correcting differential settlements in Mexico City's Metropolitan Cathedral. Proc. XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.

Pérez de Salazar, F. (1998), Comunicación personal.

Pineda, Fernando. (1996), Vulnerabilidad del patrimonio monumental en el Centro Histórico de la Ciudad de México. Tesis para Doctorado en Arquitectura. UNAM.

Pliego, L., S. Alarcón y R. Vargas. (1992), Informe geotécnico correspondiente al estudio preliminar de estabilidad de la ladera oriente del Convento de los Santos Reyes y de la Tercena en la población de Metztitlán en el Estado de Hidalgo. Colinas de Buen.

Pliego, L. (2003), Informe sobre el Comportamiento del ex-Convento Agustino de los Santos Reyes en Metztitlán, Estado de Hidalgo. Colinas de Buen.

Pliego, L. (2007), Plano de mediciones de los inclinómetros. Ex-Convento Agustino de los Santos Reyes en Metztitlán, Estado de Hidalgo. Colinas de Buen.

Pototschink, M. (1992), Settlement Reduction by Soil Fracturing Grouting. Proceedings of the ASCE Conference. Grouting, soil improvement, and geosynthetics. New York

Prager, F.D. y G. Scaglia. (1970), Brunelleschi. Studies of His Technology and Inventions. The Massachusetts Institute of Technology. Dover Publications New York.

Ramírez, F. (2004), Comunicación personal. Datos de nivelaciones topográficas del Templo del Carmen en Celaya.

Razo, Guillermo. (1992) “Templo y Exconvento de San Agustín”, Revista Grupo Radar.

Reséndiz, D. (2008), El Rompecabezas de la Ingeniería. Por qué y cómo se transforma el mundo. Fondo de Cultura Económica.

Ricard, R. (2005), La conquista espiritual de México. Primera edición JUS 1947, Segunda edición 1986 a Novena reimpresión 2005. Editorial Fondo de Cultura Económica. México.

Rivera Cambas, M. (1974), México Pintoresco, Artístico y Monumental. Tomo 2. Editorial del Valle de México.

Roaf, M. (2005), Mesopotamia. Ediciones Folio, S.A. España.

Rojas, E., G. M. Arroyo y A. Martínez, B. (1997), Recomendaciones de Restauración del Exconvento de Santa Rosa de Viterbo, RECIMENTACIÓN. Informe preparado para la Secretaría de Desarrollo Urbano, Obras Públicas y Ecología del Gobierno del Estado de Querétaro.

Román, J. (2009), “Antiguo templo de la Compañía de Jesús hoy conocido con el nombre de Santo Domingo”, Referencias para la comprensión de su historia.

Romero de Terreros, M. (1985), La Iglesia y Convento de San Agustín. Instituto de Investigaciones Estéticas, UNAM, 2a edición.

Ruiz Castellanos, A. (2004), Arquitectura Religiosa de la Ciudad de México. Siglos XVI y XX. Por los arquitectos, historiadores y maestros: J. B. Artigas, M. Fernández, M. González Galván, A. L. García, V. Medel, L. Noelle, L. Ortiz Macedo y A. Ruiz Catellanos Pbro. Comisión de Arte Sacro de la Arquidiócesis de México.

Salomón, Carlos. (2007), Comunicación personal.

Sánchez Martínez, J. L. (2003), Informe sobre la revisión estructural del estado físico de la bóveda del Refectorio y Ante-refectorio; en el ex - Convento Agustino de los Santos Reyes en Metztlán Estado de Hidalgo. Colinas de Buen.

Santoyo, E. y R. Esquivel. (1975), Stability of canyon walls at Chicoasen dam. 5° Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Buenos Aires.

Santoyo, E, B. Sánchez y H. Prieto. (1989), Renivelación de un conjunto de edificios. Simposio sobre Recimentaciones SMMS.

Santoyo, E., R. Lin Xue y E. Ovando. (1989), El cono en la exploración geotécnica. Publicación de TGC Geotecnia.

Santoyo, E. y J. A. Segovia. (1995), Recimentación y Renivelación de Estructuras y Monumentos. Publicación de TGC Geotecnia, reimpresso en 1999.

Santoyo, E., Ovando, E., Guzmán, X., Cuanalo, O. y de la Torre, O. (1998), Palacio de Bellas Artes. Campañas de inyección del subsuelo. Publicación de TGC Geotecnia.

Santoyo, E. y E. Ovando. (2002), Underexcavation at the Tower of Pisa and at the Mexico City's Metropolitan Cathedral. Proc. International Workshop, ISSMGE – Technical Committee TC36 Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions, Mexico City.

Santoyo, E., E. Ovando, F. Mooser y E. León Plata. (2005), Síntesis geotécnica del valle de México, Publicación de TGC Geotecnia.

Santoyo, E., V. M. Hernández y Segovia, J. (2006), Refuerzo de la cimentación del ex-templo de Coprus Christi. Archivo Histórico General de Notarías. Fideicomiso Centro Histórico GDF.

Santoyo, E. y E. Ovando. (2008), Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección Geométrica y Endurecimiento del Subsuelo 1989 – 2002. Publicación de TGC Geotecnia.

Santoyo, E. y V. M. Hernández. (2008), Estudio geotécnico para el conjunto religioso. Capítulo de la Memoria Técnica. El rescate y la restauración del Real Colegio de Santa Rosa Viterbo. Poder Ejecutivo del Estado de Querétaro. Secretaría de Desarrollo Urbano y Obras Públicas. Dirección de Sitios y Monumentos.

Serlio Boloñés, S. (1552), Tercero y Cuarto Libro de Architectura. Traducido del toscano al romance castellano por Francisco de Villalpando, arquitecto Toledo, en casa de Juan de Ayala, 1552. Edición facsimilar. 360 Aniversario de la Biblioteca Poblana. Editado en 2006 por Secretaría de Cultura del Gobierno del Estado de Puebla, la Facultad de Arquitectura y el Instituto de Investigaciones Bibliográficas-UNAM.

Sescosse, F. (1986), San Agustín de Zacatecas. Vida, muerte y resurrección de un monumento, Sociedad de Amigos de Zacatecas, A.C. Reimpreso en 2005.

Settis, S. M., D'Elia, M. Jamiolkowski, G. Macchi, F. Veniale y C. Viggiani. (2005), La Torre Restituata. Gli studi e gli interventi che hanno consentito la stabilizzazione della Torre di Pisa. Volume Speciale 2005. Bollettino d'Arte. Volume Speciale 1. Ministero per i Beni e le Attività Culturali. (Informe final de los trabajos geotécnicos en la Torre de Pisa, en italiano e inglés),

Simonet Eugéne. (1897), Maçonneries. Editor P. Vicq-Dunod et C<sup>ie</sup>.

Sin autor. (2007), "La natura, L'uomo e le Arti. Orto Botanico – Giovanni Poleni. Il resturo Della Cupola di San Pietro a Roma". Documento electrónico: Poleni Giovanni cupola Vaticano.

Smith, Rod. (2005), Roman Pile Driving. Fact from fiction. The Magazine of Deep Foundation Institute Reproduced by permission of John L. White. President American Piledriving Equipment.

Sokolnikoff, I. y E. Sokolnikoff. (1941), Higher Mathematics for Engineers and Physicists. Mac Graw and Hill Co.

Stovel, Herb. (2001), Risk preparedness a management manual for world cultural heritage. ICRCOM, UNESCO, ICOMOS y WHC. [www.international.icomos.org](http://www.international.icomos.org).

Suter, M. (2004), A neotectonic-geomorphologic investigation of the prehistoric rock avalanche damming Laguna de Metztlán. Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, v. 21, num. 3.

Tamez, E., E. Santoyo, F. Mooser y C. Gutiérrez. (1987), Manual de diseño geotécnico, Vol 1, COVITUR, Departamento del Distrito Federal.

Tamez, E., B. Sánchez y O. de la Torre. (1989), Renivelación de un edificio de 16 niveles. Simposio sobre Recimentaciones SMMS.

Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992), La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección al comportamiento de sus cimentaciones. Volumen Raúl J. Marsal, E Ovando y G. Auvinet. Eds., Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Tamez, E., Santoyo, E. y Ovando, E. (1995), Diagnóstico y proyecto geotécnico. Catedral Metropolitana: Corrección geométrica, Capítulos 2 y 6. Asociación de Amigos de la Catedral Metropolitana de México.

Taylor, R. (2006), Roman Builders. A Study in Architectural Process. Cambridge University Press Cambridge. Primera edición 2003. Los Constructores Romanos. Ediciones Akal. S.A.

Temple, R. (2007), *The Genius of China. 3,000 years of Science, Discovery & Invention. Inner Traditions Rochester, Vermont USA.*

Terán, J., O. Mondragón y M. Aguilar. (1978), “El subsuelo de la ciudad de Celaya, Gto”, IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Vol. 1, SMMS.

Terán Bonilla, J. A. (2006), *Tercero y Cuarto Libro de Architectura. Sebastián Serlio Boloñés, traducido del toscano por Francisco de Villalpando en 1552. Edición facsimilar de la Biblioteca Palafoxiana de Puebla.*

Terracina, F. (1962), *Foundations of the Tower of Pisa. Geotechnique Vol. 12. No. 3.*

Terzaghi, K., R. B. Peck y G. Mesri. (1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice. 3ª Ed. John Wiley and Sons Inc.*

TGC Geotecnia. (1989), *Estudio geotécnico para la recimentación del templo de San Fernando. México D.F. Informe No. 667. Preparado para SEDUE.*

TGC Geotecnia. (1992), *Reconocimiento del ex-Convento y La Tercena de Metztlán. Informe interno No. 1279.*

TGC Geotecnia. (1992), *Medidas correctivas urgentes para las zonas inestables del oriente del ex-Convento y La Tercena en Metztlán, Hgo. Informe interno No. 1312.*

TGC Geotecnia. (1993), *Inspección al Convento y La Tercena de Metztlán. Hidalgo. Informe interno No. 1448.*

TGC Geotecnia. (1993), *Estudio geotécnico del templo de San Fernando. México D.F. Informe No. 1574. Preparado para la SEDESOL.*

TGC Geotecnia. (1996), *Diagnóstico del comportamiento geotécnico de la ex-Biblioteca Nacional (Antiguo templo de San Agustín), Informe No. 1817. Preparado para la UNAM.*

TGC Geotecnia. (1998), *Primera lectura y medición de la instrumentación geotécnica instalada en el templo de San Fernando. México D.F. Informe No. 2108 Preparado para Conaculta.*

TGC Geotecnia. (1998), *Dictamen geotécnico preliminar del claustro mayor del exconvento de San Agustín en Salamanca Guanajuato. Informe No. 2139. Preparado para Arca Construcciones.*

TGC Geotecnia. (1999), *Inspección geotécnica preliminar, Templo de La Compañía y Edificio Carolino. Puebla. Informe No. 2200. Documento interno de TGC.*

TGC Geotecnia. (2000), *Diagnóstico geotécnico del templo de la Compañía en la ciudad de Puebla. Informe No. 2298. Preparado para el INAH.*

TGC Geotecnia. (2000), Recimentación de la esquina suroriente del edificio Carolino de la BUAP. Longitud y cantidad de micropilotes. Informe No. 2329. Preparado para la Dirección General de Obras de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

TGC Geotecnia. (2000), Diagnóstico geotécnico del convento de la Asunción de María en Yautepec, Morelos. Informe No. 2338. Preparado para el INAH.

TGC Geotecnia. (2000), Diagnóstico geotécnico del convento de la Inmaculada Concepción en Zacualpan, Morelos. Informe No. 2341. Preparado para el INAH.

TGC Geotecnia. (2003), Revisión geotécnica de la cimentación del templo de Corpus Christi. México D.F. Informe No. 2647. Preparado para el Gobierno de la Ciudad de México.

TGC Geotecnia. (2003), Estudio geotécnico para el templo de Santa María la Redonda en México D.F. Informe No. 2718. Preparado para Conaculta.

TGC. (2003), Estudio geotécnico para el templo de Santo Domingo México D.F. Informe No. 2726. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2003), Estudio geotécnico para el templo de Nuestra Señora de Loreto en México D.F. Informe No. 2727. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2003), Estudio geotécnico para el templo de Nuestra Señora de los Ángeles en México D.F. Informe No. 2728. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2004), Estudio de mecánica de suelos para el templo y ex-convento del Carmen en Celaya, Guanajuato. Informe No. 2838. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2005), Estudio estructural y geotécnico para el antiguo templo de San Agustín en Zacatecas. Zac. Informe No. 3015. Preparado para la UNAM.

TGC Geotecnia. (2007), Diagnóstico geotécnico para el antiguo templo de San Francisco en Zacatecas. Zac. Informe No. 3246. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2007), Diagnóstico geotécnico del exconvento de Santa María Magdalena en Cuitzeo, Michoacán. Informe No. 3248. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2007), Diagnóstico geotécnico del exconvento franciscano de Santa Ana en Tzintzuntzan, Michoacán. Informe No. 3321. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2007), Trabajos de exploración geotécnica y de laboratorio para el ex-convento de Santa Rosa Viterbo en Querétaro. Qro. Informe No. 3362. Preparado para la Dirección de Sitios y Monumento SEDUOP QRO.

TGC Geotecnia. (2007), Estudio geotécnico para el templo de la Santísima Trinidad. México D.F. Informe No. 3370. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2008), Estudio geotécnico y medición topográfica del templo de San Fernando. México D.F. Informe No. 2008. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2008), Trabajos de asesoría geotécnica para el ex-convento de Santa Rosa Viterbo en Querétaro. Qro. Informe No. 3439. Preparado para la Dirección de Sitios y Monumento SEDUOP QRO.

TGC Geotecnia. (2008), Estudio geotécnico y medición topográfica del templo de San Fernando en el Centro Histórico. México D.F. Informe No. 3505. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2008), Medición topográfica del templo de la Santísima Trinidad, México, D.F. Informe No. 3510. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2008), Medición topográfica del templo de la Santísima Trinidad, México, D.F. Informe No. 3521. Preparado para Conaculta.

TGC Geotecnia. (2009), Diagnóstico geotécnico para el templo de Santo Domingo en Zacatecas. Zac. Informe No. 3602. Preparado para I. A. Restaurare S. C.

Timoshenko, S.P. y D.H. Young. (1985), Theory of Structures. Mc Graw Hill New York.

Toman, R. Editor. (1994), El Arte en la Italia del Renacimiento. Arquitectura-Escultura-Pintura-Dibujo. Edit. Köneman. Alemania.

Toman, R. Editor. (1998), El Gótico. Arquitectura-Escultura-Pintura. Edit. Köneman. Alemania.

Toman, R. Editor. (2004), El Románico. Arquitectura-Escultura-Pintura. Edit. Köneman. Alemania.

Torales Pacheco, C. (2001), Documento electrónico [www.historia.uia.mx](http://www.historia.uia.mx).

Tovar de Teresa, G. (1991), La Ciudad de los Palacios: crónica de un patrimonio perdido. Fundación Cultural Televisa. Ediciones Espejo de Obsidiana. México.

Tovar de Teresa, G. (1985), La Utopía del Virrey Mendoza. Revista Vuelta No. 108. Nov. 1985.

Trejo Moedano, A. (1994), Estudio del subsuelo de Santa Rosa Viterbo. Estudio realizado por encargo del Grupo Remi.

Trujillo, C., J. (1985), Subsistencia de terrenos en la ciudad de Celaya, Guanajuato. La Mecánica de Suelos y la Geohidrología, SMMS.

UNAM. (1986), Antiguo Templo de San Agustín, su Restauración. Universidad Nacional Autónoma de México.

UPM. (2002), Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Superior de Arquitectura de Madrid. Fondo Antiguo Digital. [www.aq.upm.es](http://www.aq.upm.es).

Uribe, A. (2006), Antecedentes históricos del templo e Nuestra Señora de los Ángeles. [www.cavdiseno.com.mx](http://www.cavdiseno.com.mx).

Vargas, J., y Anzaldúa, R. (1976), Salamanca, Guanajuato. VIII Reunión Nacional. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Vitruvio Polión, M. (1582), Los Diez Libros de Arquitectura (escrito *circa* del 27 a.C.), Traducción de Miguel de Urrea. Alcalá de Henares, España (Disponible en la Biblioteca José María Lafragua, Benemérita Universidad de Puebla),

Vitruvio Polión, M. (1795), Los Diez Libros de Arquitectura (escrito *circa* del 27 a.C.), Traducción y Comentarios del Presbítero Joseph Ortiz Sanz en el 1795. Ediciones Akal. Madrid, España.

Volpe, Bruno. (2007), Nota periodística. Diario Milenio. Abril 8, 2007.

Waitz, P. (1947), Dos grandes derrumbes que causaron la formación de lagos, uno en el moderno Perú y otro antiguo en el Estado de Hidalgo. Ingeniería Hidráulica de México No. 1.

Watson Percy. (1990), La Construcción de Catedrales Medievales. Universidad de Cambridge. Ediciones Akal. España.

Zamora, C. S. (2006), Estudio de Mecánica de Suelos, Santa Rosa de Viterbo. Informe preparado para el Ing. Salomón Zamudio.

Zeevaert, L. (1982), Foundation engineering for difficult subsoil conditions. Edit. Van Nostrand Reinhold Co. New York.



## **ANEXOS GEOTÉCNICOS**

**A. SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO**

**B. PARÁMETROS MECÁNICOS DE LOS SUELOS**

**C. COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS**

**D. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

**E. TÉCNICAS DE INTERVENCIÓN DE CIMENTACIONES**

**F. EL MÉTODO OBSERVACIONAL**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



## ANEXO A. ZONAS DEL LAGO Y DE TRANSICIÓN ABRUPTA

### A.1 GENERALIDADES

El Centro Histórico de la ciudad de México está dentro de la denominada Zona del Lago, la cual se caracteriza por el espesor de decenas de metros de arcillas blandas y por que desde el siglo pasado sufre el agresivo fenómeno del Hundimiento Regional, el cual ha inducido daños a casi todos los templos y conventos que se ubican dentro de ella, algunos de los cuales se describen en esta tesis. Por otra parte, los monumentos coloniales que se ubican en lo que fue la orilla de lago, en las Zonas de Transición Abruptas, donde las arcillas blandas colindan con los domos volcánicos, también manifiestan problemas de comportamiento; aunque en este trabajo no se incluye ninguno de esos casos, sin duda en pocos años serán motivo de preocupación.

Lo anterior debería incitar a los especialistas en restauración de monumentos a interesarse en: la geología del valle, la estratigrafía de los suelos, los cambios que han tenido los cuerpos lacustres y saber sobre el hundimiento regional; temas que a continuación se describen brevemente.

**Descripción del Valle de México.** El valle mide en la dirección norte sur, de Pachuca a Xochimilco, unos 110 km y de oriente a poniente, de Chapultepec a Apan, otros 80 km; su área es del orden de 9,600 km<sup>2</sup>. La elevación media es de 2,240 msnm en la parte sur y 2,390 msnm en la norte. El valle queda dentro de la Faja Volcánica Transmexicana y por ello su subsuelo es un complejo cúmulo de depósitos de suelos y rocas de origen volcánico con más de 2,000 m de espesor y basamento de rocas sedimentarias continentales. Las edades de las formaciones volcánicas permiten interpretar que la cuenca de México drenaba al Océano Pacífico pero los volcanes de la sierra Chichinautzin, entre ellos el Ajusco, la cerraron hace unos 600,000 años, Fig. A.1.

**Marco geológico.** Federico Mooser ha sido un estudioso de la geología del Valle de México y la ha descrito con detalle (Mooser, 1975), menciona las sierras y los grandes volcanes que conforman la cuenca, entre estos últimos los más altos son: el Iztaccíhuatl, el Popocatepetl, el Ajusco y el San Miguel; los que sobresalen de la planicie lacustre, que son entre otros: el cerro de La Estrella, Chapultepec, el Peñón del Marqués y el de los Baños. Así como las sierras interiores de los volcanes de Santa Catarina y de Guadalupe-Tepeyac. El Xitle fue el último volcán en lanzar coladas de basalto hace unos 2,000 años que cubrieron la antigua población Cuicuilco, el enfriamiento rápido de esas lavas formó costras duras, bajo las cuales siguió escurriendo la roca fluida y al cesar quedaron singulares túneles naturales que descienden de las laderas.

Es interesante decir que el volcán de San Miguel, en Contreras, en sus dos a tres millones de años de vida, expulsó por sus varios cráteres arenas pumíticas y flujos de lahares calientes y fríos que originaron extensos abanicos que conformaron la Zona de las Lomas. En su última actividad, de hace unos 170,000 años, lanzó las abundantes arenas azules.

### A.2 LAGOS Y RÍOS

La información que se presenta aquí fue tomada de las siguientes referencias: Memoria de las Obras del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal (DDF, 1975) y de la interesante publicación de Alain Musset, El Agua en el Valle de México (Musset, 1992).

**Lagos.** Sus antiguas playas permiten interpretar las dimensiones de lo que fue el lago del valle de México, llegó a tener unos 80 km del norte al sur y 45 km de este a oeste, en los períodos geológicos de mayor precipitación. Sus cuatro islas más importantes fueron Tenochtitlan, Tlatelolco, Mixhuca y Tlalpan, así como otras menores y las que apenas salían del agua llamadas tlateles. El lago era alimentado por numerosos ríos, decenas de arroyos y abundantes manantiales; siempre fue somero, de unos pocos metros de profundidad, y se fue sobreelevando gradualmente a medida que se depositaban materiales en su fondo. La parte más profunda coincide con el lago Texcoco, razón por la cual allí se concentró la salinidad, Humbolt midió la densidad de sus aguas en 1.025 y contenido de sales en 33 000 ppm; esto la asemeja al agua de mar; también midió la densidad de las límpidas aguas de Xochimilco y encontró que era de 1.0009. La salinidad del lago Texcoco permitió que en su rivera oriente, desde la época prehispánica, se produjera sal por evaporación y todavía en 1912 se obtenían 1,000 t para consumo humano (Musset 1992). Posteriormente se extraían aguas salobres de su subsuelo que se concentraban como salmuera en el enorme evaporador solar de forma helicoidal y después eran procesadas industrialmente para obtener carbonatos y sosa cáustica.

Las variaciones climáticas provocaron la disminución del nivel del lago y su división en cinco lagos menores cuyas elevaciones en 1864 estaban por arriba del Texcoco, así al norte: el Zumpango o San Cristóbal, estaba a 5.06 m, drenaba al Xaltocan a 3.00 m que descargaba sus aguas al Texcoco. Al sur el Chalco estaba a 2.57 m y el Xochimilco a 2.60 m, ambos drenaban al Texcoco. Los ciclos de inundación y sequía unían o separaban a esos cinco lagos, Fig. A.2. El poblamiento del valle se inició cuando los lagos formaban uno solo, sus pobladores ribereños sufrían durante sus elevaciones, pero las grandes sequías como las 1454 y 1556 les fueron más desastrosas.

El valle es tan grande que tiene diversos climas y diferente régimen de lluvias, en el norte la media actual es de 400 mm, en cambio en el sur es hasta de 1,400 mm. Se puede decir que en el valle llueve durante todos los meses del año aunque en la época de estiaje son locales y muy pequeñas.

**Ríos principales.** De los 25 ríos del valle 8 son los principales; los que históricamente han tenido las mayores crecientes son del poniente: el Cuautitlán, el Tepozotlán y el de la Magdalena Contreras, después en orden de importancia son: el Tlanepantla y el de los Remedios. Los dos primeros fueron los más temidos por los españoles, porque fueron los causantes de las grandes inundaciones del siglo XVII. El único río que llega por el norte, es el de las Avenidas de Pachuca, que raramente ha tenido crecidas; lo mismo ocurre con los del lado oriente, como el Texcoco. Por su parte, el Amecameca y el Tlalmanalco, que se alimentan de los deshielos de los volcanes Popocatepelt e Iztaccúatl nunca han sido peligrosos, es interesante anotar que Humbolt los calificó como de riesgo, porque podría ocurrir un deshielo rápido de los volcanes, como el que presencié en el Chimborazo de Ecuador, a consecuencia de una emisión de cenizas calientes. Para subrayar ese juicio vale recordar que eso mismo ocurrió en 1993 en el Nevado del Ruiz de Colombia y que las erupciones que ha tenido el Popocatépetl desde 1994 siempre conllevan ese riesgo.

### **A.3 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA**

**Antecedentes.** Sobre la estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México, el primero en estudiarla fue Vicente Arellano con un enfoque esencialmente geológico (Arellano, 1951), después el profesor Leonardo Zeevaert la precisó con ayuda de meticulosos sondeos (Zeevaert, 1953) y los profesores Raúl J. Marsal y Marcos Mazari ampliaron el conocimiento con base en cientos de sondeos y miles

de pruebas de laboratorio, entre los años 1947 y 1952, con ese cúmulo de datos pudieron elaborar la zonificación geotécnica del área urbana (Marsal y Mazari, 1959).

**Trabajos posteriores.** En la 5ª Reunión Nacional SMMS se presentó una actualización de la información del subsuelo, incorporando los sondeos realizados en la práctica profesional de varias empresas (Reséndiz et al, 1970). Posteriormente en la reunión de la SMMS: El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México (del Castillo, 1978), volvió a actualizar esa información. Otra versión de la zonificación del subsuelo se elaboró como parte del Manual de Diseño Geotécnico del Metro, Covitur (Tamez et al 1987). La zonificación más actual se encuentra en el Reglamento de Construcciones de la ciudad, versión que sin duda evolucionará.

**Plano de zonificación.** En la Fig. A.3 se muestra la misma zonificación de COVITUR con algunas pequeñas correcciones derivadas de un buen número de sondeos de cono eléctrico y se precisan las zonas consolidadas de las arcillas del lago.

**Zona del lago.** Se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas, dependiendo de la localización e historia de cargas se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial y b) la consolidación inducida en cada sitio. En la Fig. A.4 se comparan las resistencias que alcanzan los suelos de esas tres subzonas, mediante sondeos de cono eléctrico (Santoyo et al, 1989).

a) Lago Virgen. Aunque ya no existen arcillas tan blandas como hace 400 años, a consecuencia de las acciones del hombre, resulta razonable identificar como arcillas en condición virgen a las más blandas de lo que ahora es el vaso del ex-lago de Texcoco; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

b) Lago centro I (LCI). Está asociado al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II. La resistencia de punta del cono eléctrico se ha incrementado por las sobrecargas.

c) Lago centro II (LCII). Esta corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas preconsolidadas por efectos de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas en sitios donde siempre han existido plazas o jardines y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales y calles actuales.

Es importante aclarar que estas tres subzonas están afectadas por la pérdida de presión del agua intersticial y del hundimiento regional, ambos consecuentes de la extracción de agua de pozos.

**Zonas de transición.** En la Fig. A.3 se identifican tres condiciones diferentes:

a) Transición Alta (TAL). Es la más próxima a Las Lomas del poniente, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas.

b) Transición Baja (TBA). Es la colindante a la zona del Lago, en ella la serie arcillosa superior tiene intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II.

c) Transición abrupta (TAB). Es la transición entre las zonas del Lago y los cerros aislados como el Peñón de los Baños, en la que las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino.

**Zona de lomas.** La zona de lomas (LOM) presenta condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

#### **A.4 ZONAS DEL LAGO Y DE TRANSICIÓN ABRUPTA**

Como se mencionó antes en la zona del lago se ubican la mayoría de los monumentos coloniales que exhiben los daños más significativos y también se empiezan a advertir en las zonas de transición abrupta; por ello se explica con mayor detalle la primera y tan sólo se describe el mecanismo de las deformaciones que genera los agrietamientos en las segundas.

##### **A.4.1 Estratigrafía de la Zona del Lago**

La secuencia estratigráfica de los suelos del lago se ilustra con el corte geotécnico de la Fig. A.5, en ella se destaca el orden y uniformidad de los estratos, cuyos detalles se precisan con el sondeo de cono eléctrico de la Fig. A.6; esos estratos se describen a continuación:

**Costra superficial.** Este estrato está formado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

a) Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m, bajo el Sagrario alcanza hasta 15 m de espesor.

b) Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos, que pudo ser el fango que había bajo el último lago, suele tener intercalados lentes de material eólico, que en muchos sitios quedó atrapado por el relleno artificial; casi siempre su espesor es tan delgado, que pasa desapercibido.

c) Costra Seca (SS). Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares y por ello quedó fuertemente consolidado.

**Formación arcillosa superior.** Esta serie (FAS) tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m, aunque muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

a) Arcilla preconsolidada superficial. (PCS). Este estrato superficial se ha endurecido por efecto de las siguientes acciones: el secado solar ayudado por la capilaridad, las sobrecargas y rellenos, el último factor de consolidación son los árboles, cuyas raíces se encargan de absorber la humedad, particularmente en las áreas pavimentadas en que se dificulta la penetración de la lluvia.

b) Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad a la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

c) Arcilla consolidada profunda (NCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

d) Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos o intercalados por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez.

**Capa dura.** Este estrato (CD) es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo-arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy errática, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en lo que fueron orillas del lago.

**Formación arcillosa inferior.** Esta formación (FAI) es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida como para intentar una descripción más completa.

**Depósitos profundos.** Estos depósitos (DP) son una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas, arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida, la parte inferior son estratos menos cementados y hasta arcillas consolidadas.

#### **A.4.2 Hundimientos y grietas en las Zonas de Transición Abrupta**

**Mecanismo de deformación.** Las transiciones abruptas son las franjas de contacto entre los suelos arcillosos blandos con los domos volcánicos que los confinan, en esas zonas el proceso de consolidación de los suelos blandos genera hundimientos diferenciales, porque el espesor de los suelos disminuye hacia las orillas del lago. Esos diferenciales inducen esfuerzos de tensión que los suelos no pueden tolerar y por ello la superficie se fisura, como se ilustra en la Fig. A.7.

Esos hundimientos diferenciales y fisuras provocan daños y hasta destrucción a las instalaciones municipales y a las estructuras, las áreas más afectadas de la ciudad son: a) en el norte, destaca el deslome de la Basílica de Guadalupe a partir de los años 40 y las fisuras en las colonias La Florida y Echegaray en los años 60 y más recientemente en las laderas del Cerro Gordo que exhibe grandes deformaciones diferenciales, b) al oriente se vienen activando en la periferia del Peñón de los Baños y son alarmantes alrededor del Peñón del Marqués, a la altura la Calzada Zaragoza, c) al sur el



fenómeno está ganando importancias desde 1970, con asentamientos y fisuras en las faldas del cerro de La Estrella, en los alrededores de la Noria, Tepepan y Xico y en los últimos años son muy frecuentes e inquietantes en Iztapalapa y Tlahuac.

**Áreas afectadas.** En la Fig. A.8 se advierte que son del orden de 60 km de orillas del lago en la condición de transición abrupta y en todo ese desarrollo se pueden constatar daños crecientes; el más conocido ha sido la rotura de los bordos laterales del río de la Compañía, y la inundación que provocó en la parte baja de la población del valle de Chalco en junio del 2000 se debió a los diferenciales que se presentan entre las laderas del cerro de Tlapacoya y los suelos deformables.

## **A.5 HISTORIA DEL HUNDIMIENTO REGIONAL**

**Antecedentes.** El hundimiento regional ya se advertía desde 1890 y motivó al Arq. Javier Cavallari a realizar la 1ª nivelación topográfica, referida a la Tangente Inferior del Calendario Azteca (TICA) que recién se había fijado a la torre poniente de la Catedral, lo hizo con ayuda de su alumno Antonio Torres Torrija; un año después los ingenieros Francisco Jiménez y Benvenuto Gómez realizaron la 2ª nivelación y colocaron 500 azulejos referidos a la TICA. Por su parte el Ing. Roberto Gayol hizo en 1892 la 3ª nivelación también referida a la TICA, pero al advertir que la Catedral también se hundía, realizó entre 1887 y 1889 la 4ª nivelación referida al atrio del templo Atzacualco, que creyó no estaba sujeto a hundimiento.

La extinta Gerencia de Aguas del Valle de México (GAVM) se encargó desde 1937 de recopilar las mediciones de los hundimientos de una red de puntos de la Ciudad, referidas a partir de 1945 a un afloramiento fijo de roca volcánica que se denominó Banco Atzacualco, por su cercanía con ese templo, y también medía los cambios en las presiones del agua intersticial a varias profundidades. Nabor Carrillo aprovechó esa información y demostró en 1946, con la teoría de la consolidación, que el hundimiento regional era la consecuencia de la extracción del agua del subsuelo, interpretación que fue verificada por los profesores Marsal y Mazari con su extensa y meticulosa investigación experimental.

La GAVM publicó sus mediciones como Boletines de Mecánica de Suelos, el último fue el N° 10 (CNA, 1986), después abandonó esa trascendente labor; en años posteriores el Servicio de Aguas de la Ciudad de México (SACM) retomó las campañas de medición, sin divulgar dato alguno.

**Hundimiento en la ciudad de México.** La extracción de agua es de unos 76.6 m<sup>3</sup>/s, se hace en más de 4,000 pozos profundos; son también significativas las pérdidas de agua por: el bombeo desde sótanos faltos de estanqueidad, de las líneas del metro, de colectores y túneles del sistema de drenaje; las formas indirectas de extracción son: la evaporación solar, el consumo de los árboles y los pozos abandonados y mal sellados.

La ciudad se ha hundido desde 1856 casi 9.0 m, según la referencia de la Catedral Metropolitana, que se hunde actualmente con 6 a 7 cm/año. En cuanto a las zonas con mayor velocidad de hundimiento se identifican con la información del año 1995 de la GAVM en: el Peñón del Marqués con alarmantes 40 cm/año, Coapa y Ecatepec con 20 cm/año y Chalco con 30 cm/año.

En la Fig. A.9 se reproduce la última información que fue puesta a disposición de los usuarios por la GAVM corresponde al año 1995, la cual se debe tomar con reservas porque proviene de una copia.

## A.6 ACTUALIDAD DEL HUNDIMIENTO REGIONAL

La información recopilada con los bancos profundos instalados en la Catedral Metropolitana y en la Alameda Central, entre 1991 a 2005 se reproduce en la **Fig. A.10**, la cual fue correlacionada con nivelaciones topográficas de precisión con el Banco Atzacualco. El tubo exterior de esos bancos se puede describir como una funda deformable y por ello no están afectados por el pandeo de los bancos convencionales. En la Catedral son 4 bancos apoyados a: 40 m, sobre la Capa Dura; a 60 m sobre los Depósitos Profundos; a 80 m en Arcillas Limosas Preconsolidadas y a 100 m en las Arenas Limosas Profundas; el instalado a 60 m se dañó en 1999 (Santoyo, 2007). En la Alameda sólo se cuenta con un banco a 110 m de profundidad y su información concuerda con el de 100 m de la Catedral. Por la trascendencia de esa figura se describe le brevemente a continuación:

**Hundimiento superficial.** En 1991 era de 7.2 cm/año, cuando no había influencia de los trabajos en el subsuelo de la Catedral (cuadro de la Fig. A.10); en 2003 se elevó a 8.7 cm/año por efecto de la subexcavación y bombeo; para 2004 se tenía 7.8 cm/año, para 2005 creció a 9.2 cm/año; la recuperación del comportamiento del subsuelo se advirtió para el año 2006 con el hundimiento de 7.5 cm/año y para 2007 resultó de 6.1 cm/año.

**Consolidación de la Formación Arcillosa Superior.** Con el banco a 40 m de profundidad se pudo medir que en 1991 reducía su espesor en 3.9 cm cada año, lo cual correspondía al 54% del hundimiento total en la superficie, se redujo a 1.5 cm/año para el 2007, con el 24% del total.

**Consolidación de la Formación Arcillosa Inferior.** Con los bancos entre 40 y 80 m se advierte que el hundimiento en 1991 era de 3.3 cm/año que correspondía al 46% del hundimiento total en la superficie y para el 2007 fue de 2.0 cm, con el 33% del total.

**Con los bancos a 80 y 100 m de profundidad.** En 1991 el hundimiento era cero, lo cual significa que los asentamientos medidos en la superficie se debían únicamente a la consolidación de las dos formaciones arcillosas. Posteriormente creció y sin duda fue una consecuencia de los trabajos en la Catedral; pero éstos concluyeron en enero del 2001, así que los 0.6 cm medidos en el 2007 y que se asocian con el 10% del total, se deben en parte a la consolidación de las arcillas y también a la contribución de la deformabilidad de los suelos granulares profundos. Lo anterior es una nueva e inquietante fuente del hundimiento.

**El hundimiento a más de 100 m de profundidad.** En 2007 fue de 2.0 cm/año que corresponde con el 33% del total, lo cual ratifica que los suelos granulares contribuyen al hundimiento.

**Hundimiento según el banco profundo en la Alameda Central.** En 1994 se instaló junto al quiosco de ese jardín un banco profundo a 120 m de profundidad. Las nivelaciones topográficas desde el Banco Atzacualco indican que para septiembre de 2005 el hundimiento superficial era de 11.4 cm/año y el correspondiente a 120 m de profundidad fue de 3.9 cm/año, que significa el 34% del total. Así la información de este banco ratifica las mediciones de la Catedral.

**Propagación de grietas.** A lo largo de todas las zonas de transición abrupta se han abierto grietas y lo hacen con mayor virulencia durante la temporada de lluvias, dañando y amenazando a viviendas e instalaciones municipales, Fig. A.11.

## **A.7 RECARGA DEL ACUÍFERO**

***Infiltración de agua en las arcillas.*** El Reglamento de Construcciones impone la obligación de instalar pozos de infiltración del agua pluvial en las obras nuevas, pero su funcionalidad está fuera de la realidad, por la baja permeabilidad de las arcillas. Un ejemplo es un caso al oriente de la ciudad, donde pozos de 10 cm de diámetro a 22 m de profundidad, con la presión hidrostática, se pudo infiltrar 0.5 l/min; aumentó a 10 l/min con presión menor de 1 kg/cm<sup>2</sup>. Pero al inducir fracturamiento hidráulico con presión de 1 a 3 kg/cm<sup>2</sup> se infiltraron de 100 a 300 l/min.

***Infiltración de agua en las tobas.*** El Ing. Ignacio Sainz Ortiz realizó en 1957 pruebas de infiltración al pie de la presa Mixcoac, para ello habilitó tres pozos a 150 m de profundidad y 40 cm de diámetro con estos resultados: a) en el primero con nivel freático a 86 m infiltró 100 l/s, b) en el segundo, el nivel freático lo localizó a 113 m, fue posible infiltrar 340 l/s, c) en el tercero el agua estaba a 118 m, pero no menciona el gasto de infiltración. Concluyó que con los tres pozos era factible introducir 1.12 m<sup>3</sup>/s. Las pruebas duraron seis días y agotó los 119,400 m<sup>3</sup> de agua que almacenaba la presa. Observó que en otros tres pozos cercanos se recuperaron los niveles en 1 m. Se desconoce la razón por la que se abandonaron estos pozos de infiltración, pero se dice que el agua estaba contaminada.

Es importante aclarar que estas pruebas tuvieron éxito porque de seguro en esas tobas existe algún estrato muy permeable, porque son innumerables los fracasos de infiltrar agua en otras tobas.

***Infiltración de agua en los basaltos.*** Recientemente el Gobierno de la Ciudad realizó la instalación de pozos de absorción en los basaltos del poniente de la ciudad, pero se desconocen los resultados alcanzados. Convendría también considerar que los túneles naturales que dejaron las corrientes de lava podrían también funcionar como medios para infiltración de agua.

## **A.8 COMENTARIOS FINALES**

Sobre el hundimiento regional existía la hipótesis de que una vez consolidadas las arcillas blandas los hundimientos se reducirían; sin embargo, la información presentada, aunque limitada a dos puntos de la ciudad, demuestra que la consolidación aún no termina y que hasta los materiales granulares por debajo de los 100 m de profundidad aportan hundimiento. El problema es tan grave que hasta las zonas de transición abrupta se asientan y ocurren agrietamientos bruscos.

Lo presentado demuestra el reto de conservar la ciudad, sus monumentos, edificios e instalaciones municipales, implica que por lo menos se deben aminorar los hundimientos, por lo cual es urgente actualizar el conocimiento sobre el comportamiento del subsuelo, mediante instrumentos para mediciones geotécnicas y sistemas precisos de posicionamiento geográfico, sólo así se podrá inferir el futuro de la ciudad.

Este problema se extiende a las ciudades de: Celaya, Querétaro, Aguascalientes, Irapuato, Torreón, Toluca y Puebla e incluso otras que ya también manifiestan hundimientos y grietas por la extracción de agua. Esto obliga a autoridades y centros de investigación a que se interesen en optimizar el consumo del agua y experimentar técnicas de inyección del líquido, como ocurrió en las ciudades de Shangai y Bangkok, esta tarea tomará años de esfuerzo y dedicación pero es urgente iniciarla.

## A.9 REFERENCIAS

- Arellano, A.R.V. (1951), Estratigrafía de la cuenca del Valle de México. Memorias del Congreso Científico Mexicano. VI Centenario de la Universidad de México, Vol. III.
- CNA. (CNA), Boletín N° 10 de Mecánica de Suelos. Gerencia de Aguas del Valle de México.
- DDF. (1975), Memoria de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal. México, Dirección General de Obras del Departamento del Distrito Federal.
- Del Castillo Muris, R. (1978), Ciudad de México. El Subsuelo y la Ingeniería Urbana en el Área Urbana del Valle de México. Simposio de la SMMS.
- Marsal, R.J. y Mazari, M. (1959), El Subsuelo de la Ciudad de México. Instituto de Ingeniería UNAM.
- Mooser, F. (1975), Mapa geológico del Valle de México. Memoria de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal. México, Dirección General de Obras. D.D.F.
- Musset, A. (1992), El Agua en el Valle de México. Centro de Estudios Mexicanos y Centroamericanos. Editorial Pórtico. México.
- Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J. y Esquivel, R. (1970), Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. Memorias de la V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. SMMS.
- Sainz Ortiz, I. (1957). Teoría y Practica de los Pozos de Absorción. Conferencia presentada ante la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Santoyo, E., Riquin, L. y Ovando, E. (1989), El Cono en la Exploración Geotécnica. Publicación de TGC Geotecnia.
- Santoyo, E, Ovando, E., Mooser F. y León E. (2005), Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México. TGC Geotecnia. México.
- Santoyo, E. (2007), Historia y actualidad del hundimiento regional de la Ciudad de México. Libro: La Construcción de un País. Historia de la ingeniería civil mexicana. Colegio de Ingenieros Civiles de México e Instituto Politécnico Nacional. México.
- Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F. y Gutiérrez, C. (1987), Manual de Diseño Geotécnico. Vol. 1. Metro en Cajón. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, D.D.F.
- Zeevaert, L. (1953), Outline of the stratigraphical and mechanical characteristics of the consolidated sedimentary deposits in the basin of the Valley of Mexico. Memorias del IV Congreso INQUIA, Roma-Pisa.

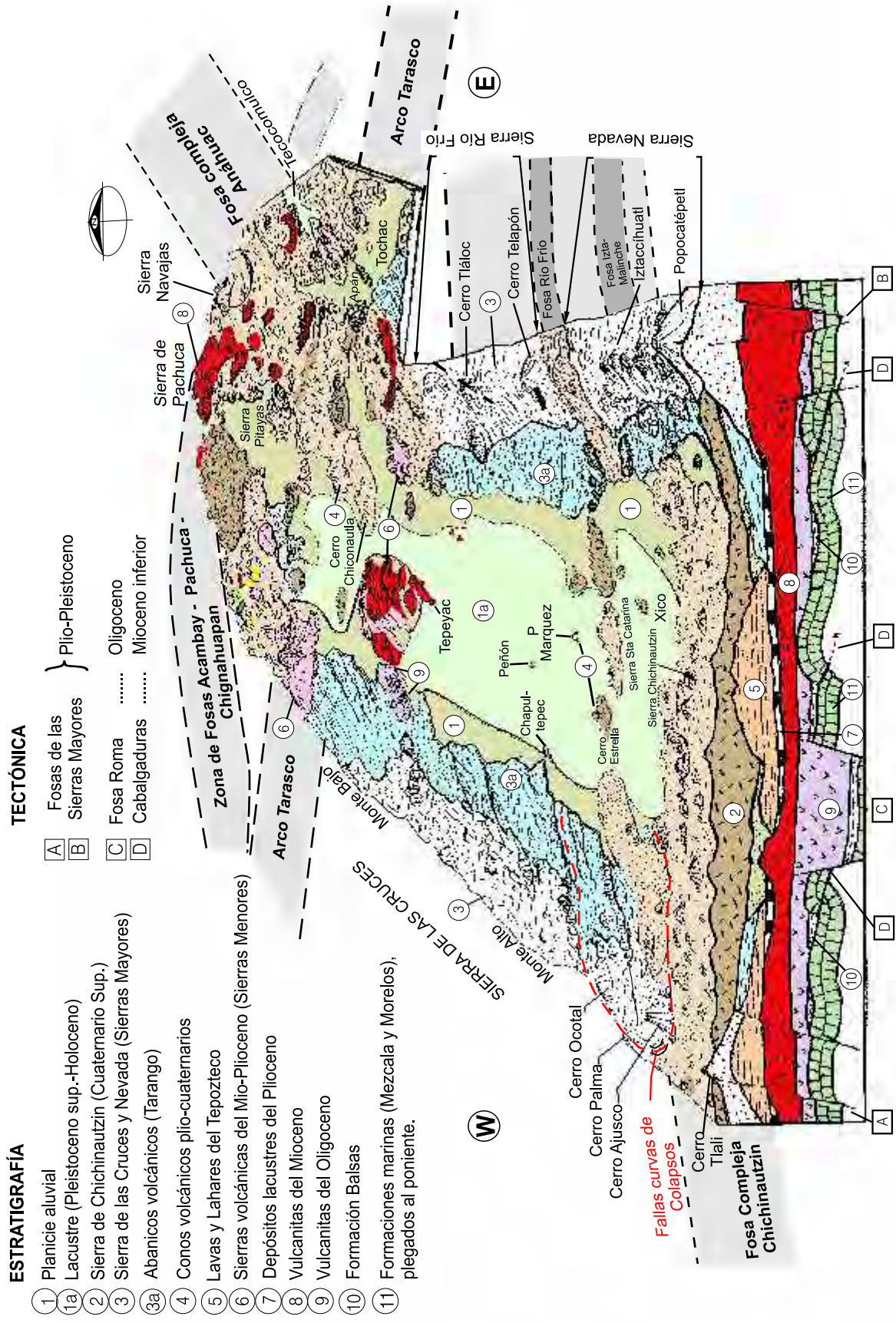


Fig. A.1 Geología y morfología de la Cuenca

### EPOCA DILUVIAL



### COMIENZO SIGLO XIX



### COMIENZO SIGLO XVI



### AÑO 1889

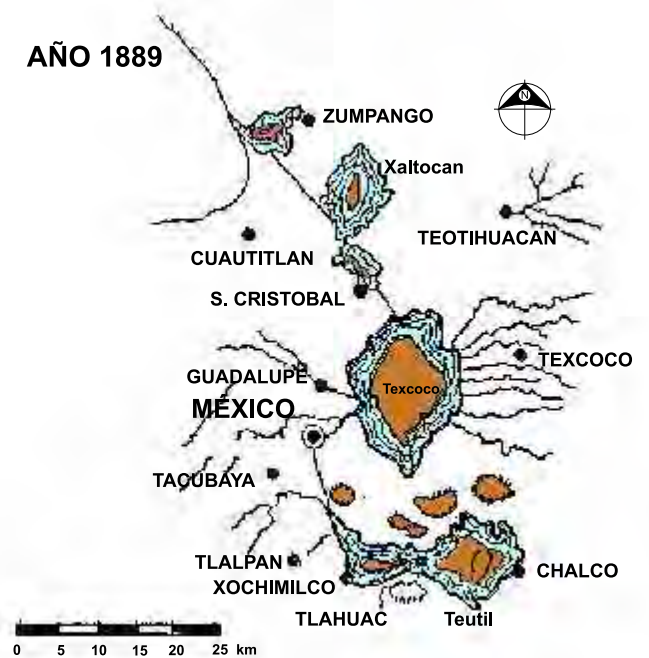


Fig. A.2 Evolución de los lagos

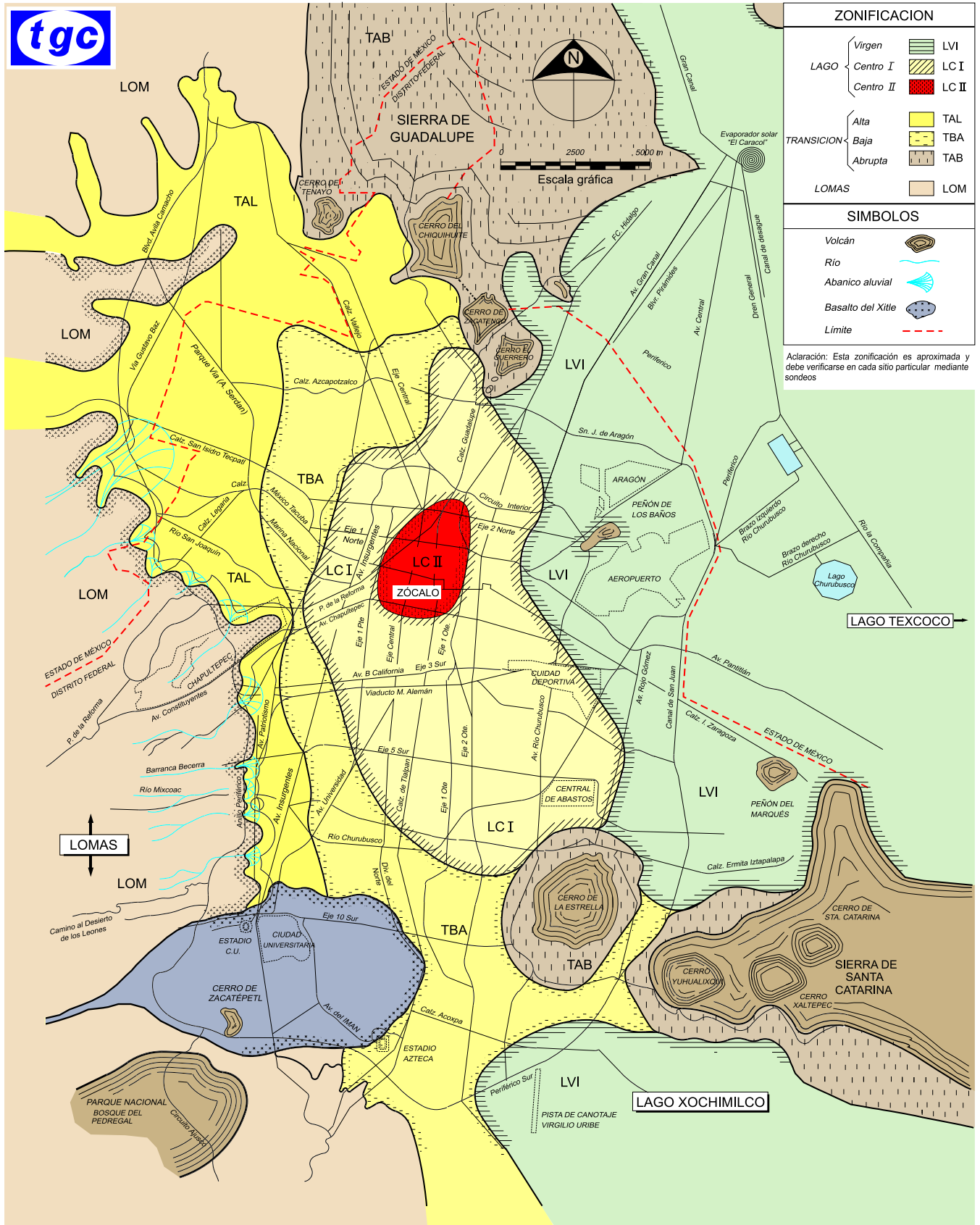
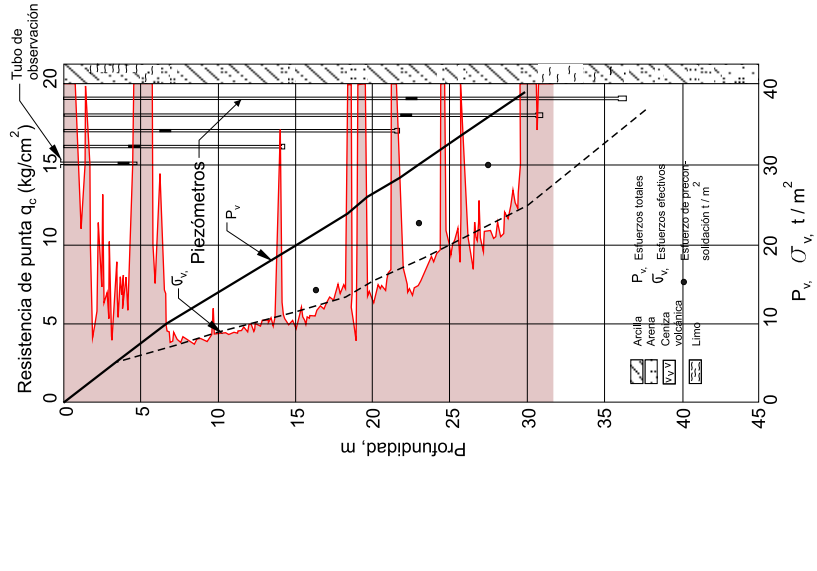
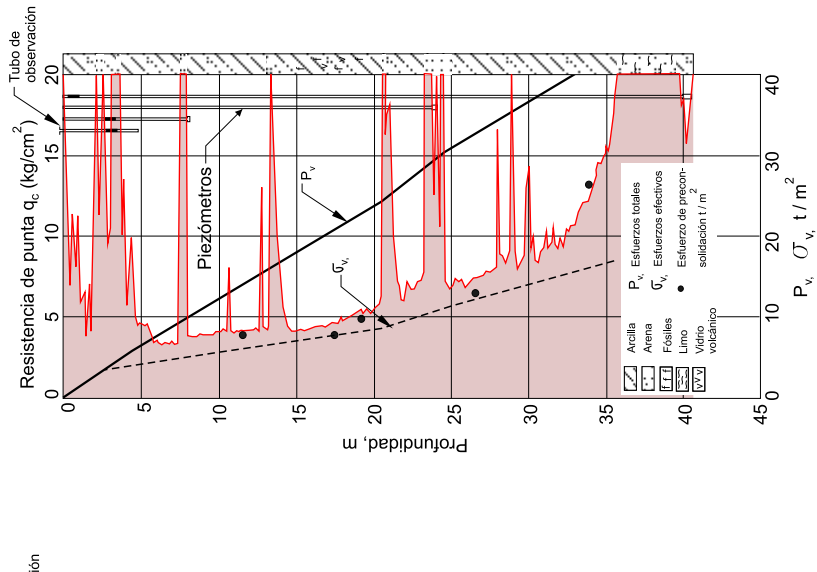


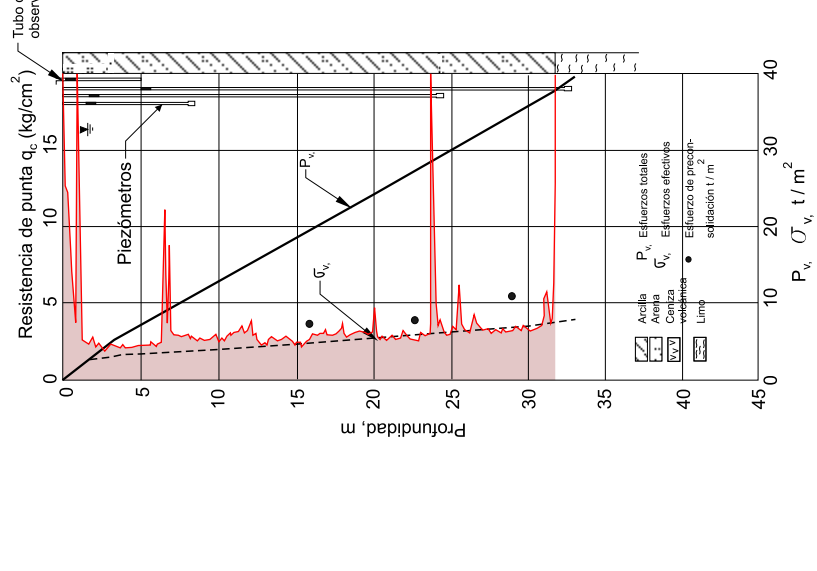
Fig. A.3 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México



Sondeo en la Zona Lago Centro II (LCII)



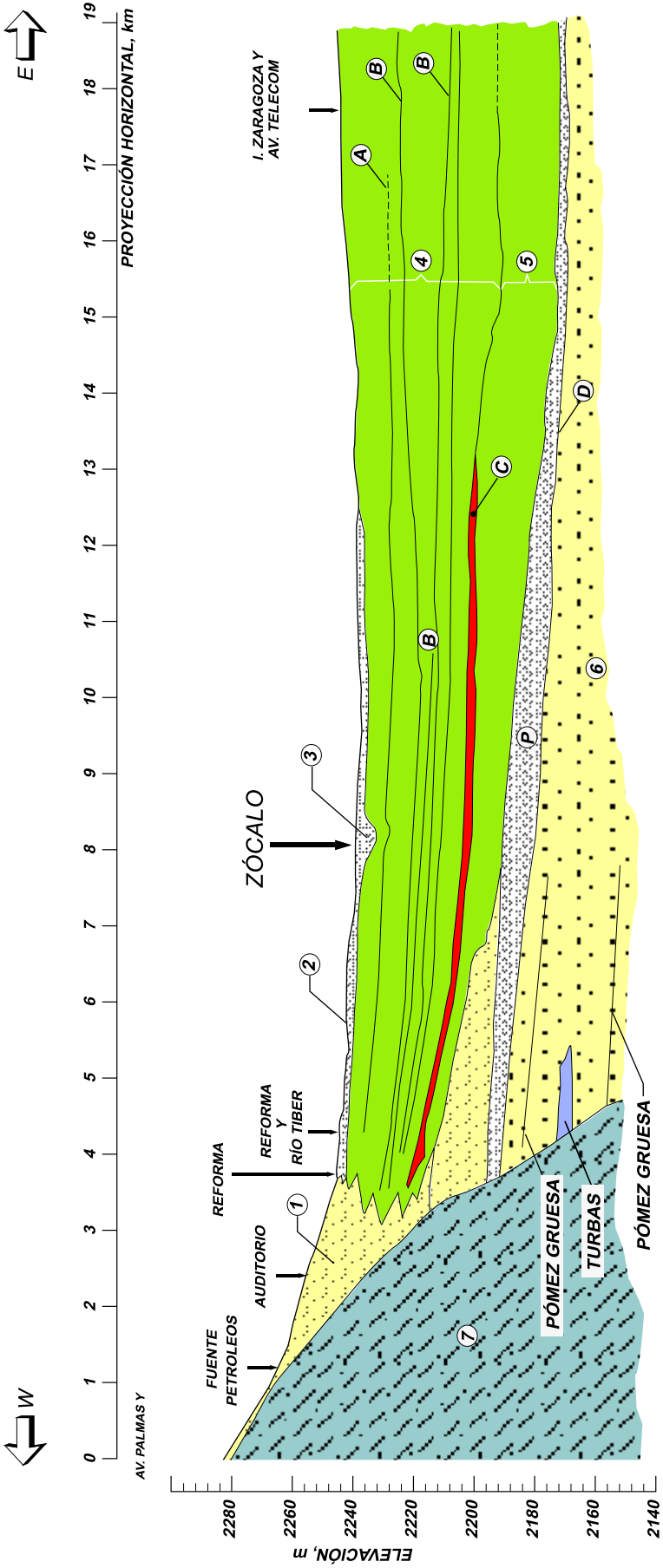
Sondeo en la Zona Lago Centro I (LCI)



Sondeo en la Zona Lago Virgen (LV)

Fig. A.4 Resistencia al corte de las arcillas en la Zona del Lago





- ① SUELOS DE PRADERA (Qal)
- ② COSTRA SUPERFICIAL Y RELLENO
- ③ HUNDIMIENTO BAJO TEMPLO MAYOR Y CATEDRAL
- ④ SERIE LACUSTRE SUPERIOR: ARCILLAS BLANDAS
- ⑤ SERIE LACUSTRE INFERIOR: ARCILLAS CONSOLIDADAS
- ⑥ DEPÓSITOS PROFUNDOS
- ⑦ FORMACIÓN TARANGO
- DAL DEPÓSITOS ALUVIO-LACUSTRES P Playas
- A Ceniza negra a 10 m\* C Capa Dura x  
\*28 600 años bp
- B Cenizas volcánicas D Depósitos profundos
- x Coincide con 2 grandes erupciones de pómez

Fig. A.5 Secuencia pleistocénica debajo de la Ciudad

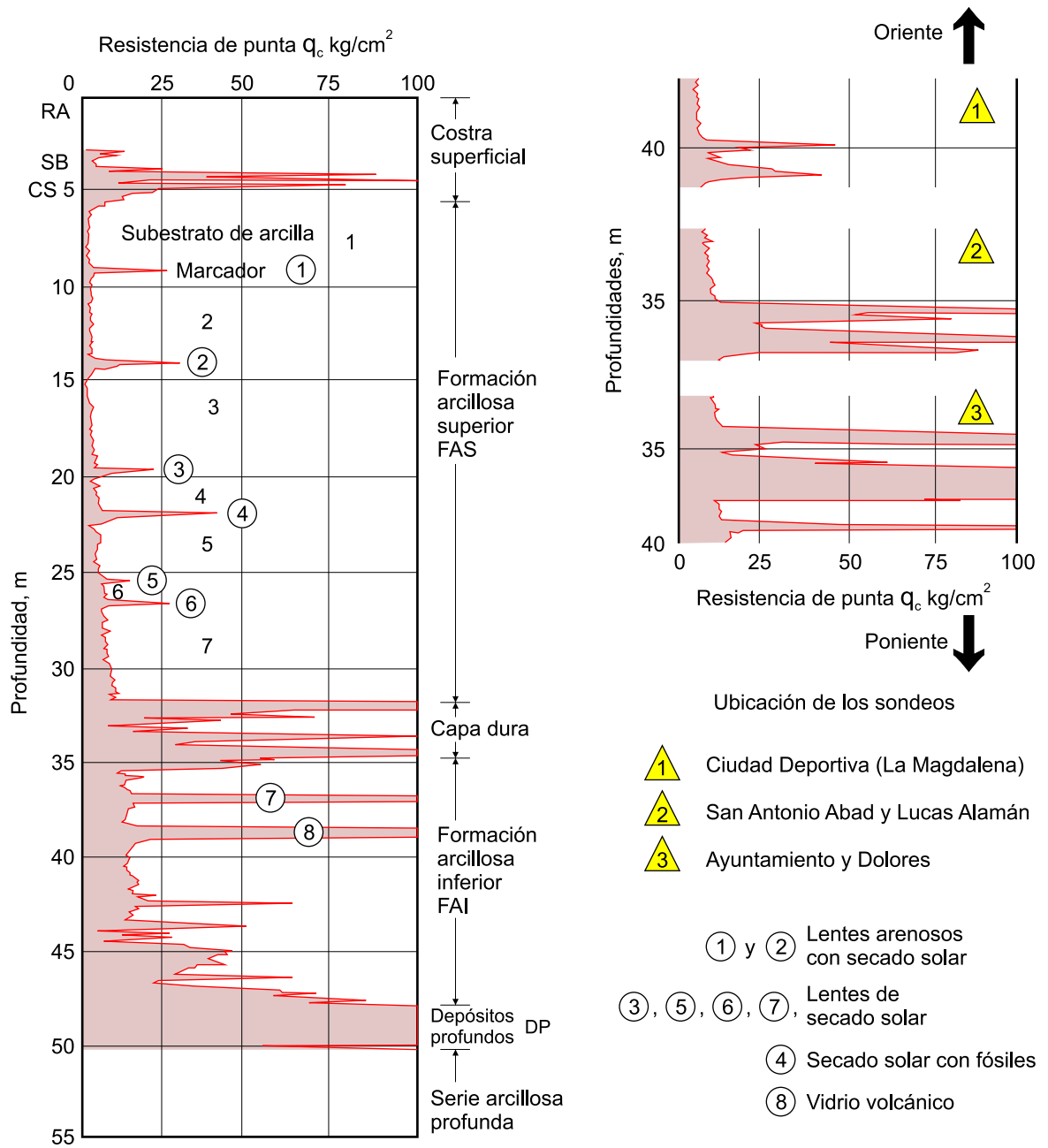
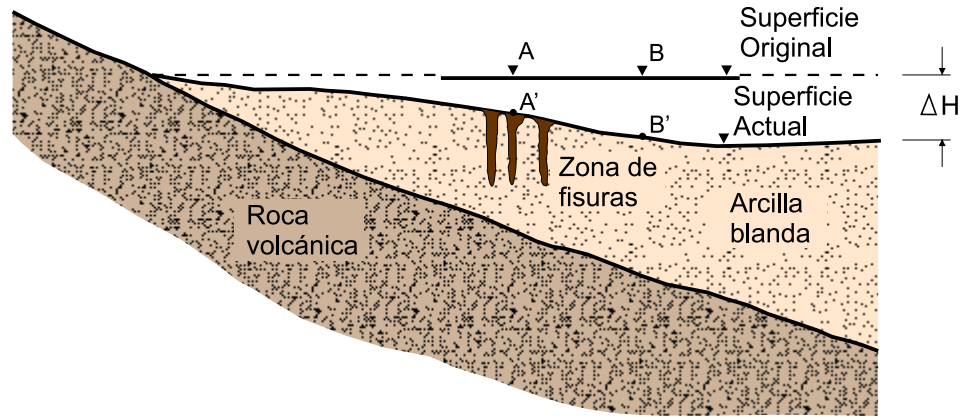
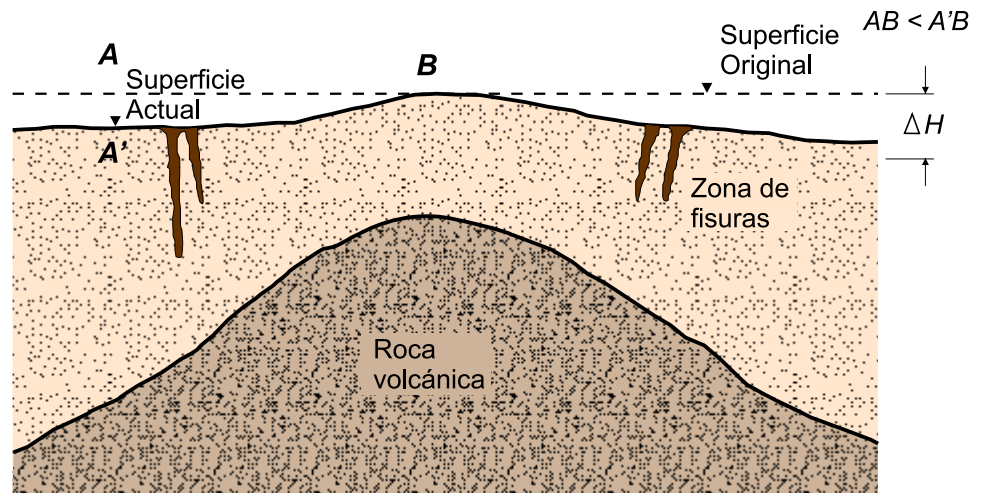


Fig. A.6 Sondeo que ilustra los estratos marcadores y las variaciones de resistencia de la capa dura



$\Delta H$  : Hundimiento regional  
 $A'B' > AB$

### Mecanismo de fisuración a la orilla del lago



### Mecanismo de fisuración sobre un domo cubierto

Fig. A.7 Condiciones de frontera que generan grietas

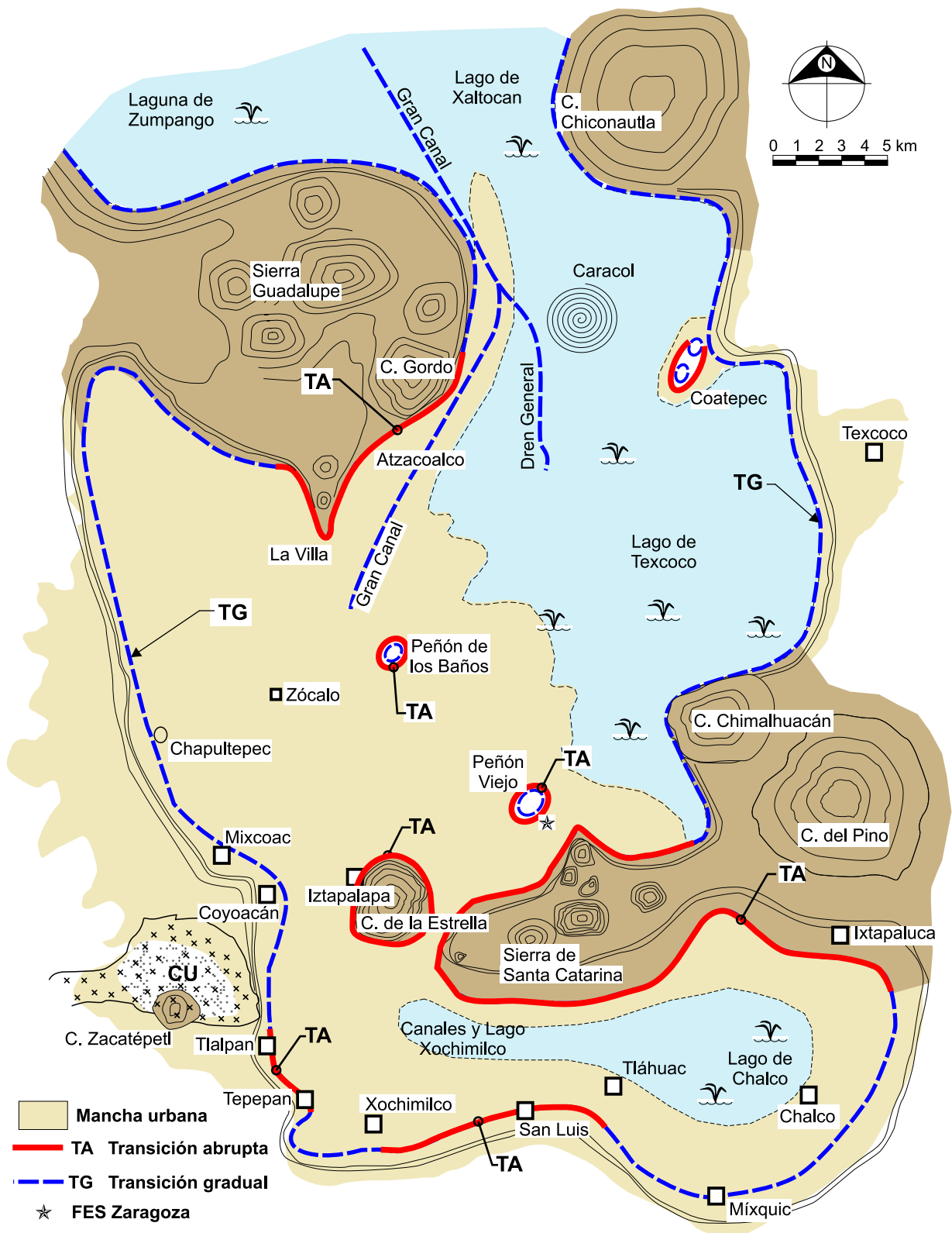
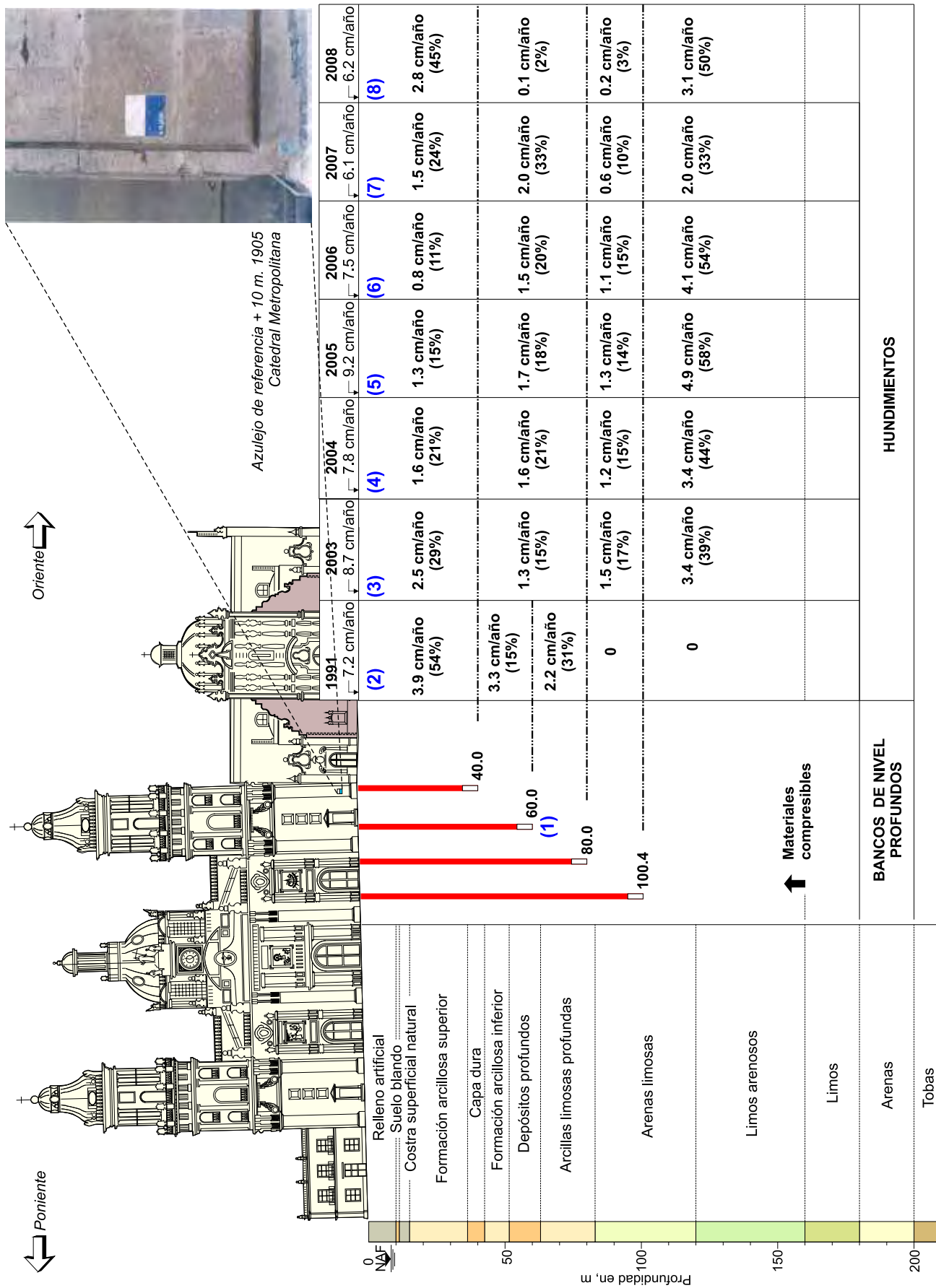


Fig. A.8 Croquis de localización de las zonas de transición





- (1) El banco de 60 m dejó de funcionar en 1999
- (2) Medidos entre marzo 23 de 1991 y mayo 4 de 1992
- (3) Medidos entre julio 14 de 2002 y agosto 15 de 2003
- (4) Medidos entre agosto 15 de 2003 y julio 20 de 2004
- (5) Medidos entre julio 20 de 2004 y septiembre 1 de 2005
- (6) Medidos entre septiembre 1 de 2005 y septiembre 27 de 2006
- (7) Medidos entre septiembre 27 de 2006 y octubre 26 de 2007
- (8) Medidos entre octubre 26 de 2007 y noviembre 14 de 2008

Fig. A.10 Distribución de hundimientos anuales entre 1991 y 2008 en la Catedral



Fig. A.11 Grieta típica

## **ANEXO B. PARÁMETROS ÍNDICE Y MECÁNICOS DE LOS SUELOS**

### **B.1 ORIGEN Y TIPOS DE SUELOS**

**Generalidades.** Conforme a la Ingeniería, se denomina como suelo a un conjunto de partículas de minerales no cementados cuyos espacios huecos los llenan agua y aire, que se les denomina las fases sólida, líquida y gaseosa. El origen principal de esas partículas sólidas es la descomposición físico-química de una roca, otras provienen de las cenizas lanzadas por un volcán y por último de materia orgánica.

La Fig. B.1 ilustra el origen y las fases del proceso de formación de un suelo, cuyas partículas provienen de los tres orígenes antes mencionados, y que fueron sometidas a un proceso de alteración físico-químico, el cual se encargó de transformarlas en partículas de suelo, las cuales pueden encontrarse en el sitio de su origen o bien haber sido arrancados por los agentes de la erosión y transporte (gravedad, viento y agua); así, cuando permanecen en su origen se les identifica como suelos residuales y por el contrario se denominan como suelos transportados los que fueron removidos de su lugar.

Los suelos residuales son en esencia homogéneos, ya sea que se trate de la alteración de rocas, cenizas volcánicas o materia orgánica; en cambio los suelos transportados son heterogéneos e integrados por mezclas de partículas de dos e incluso de los tres orígenes citados. Pero los procesos anteriores son complejos y por ello siempre se pueden encontrar depósitos de suelos integrados con estratos de suelos transportados intercalados con otros residuales.

Un buen ejemplo del complejo proceso de formación de un subsuelo es el la ciudad de México; donde predominan los estratos de arcilla blanda cuyo origen es la descomposición de cenizas volcánicas depositadas en el lago, algunos de ellos tienen abundantes sedimentos de diminutos ostracodos y restos de vegetación acuática, en otros por el contrario, no existen esos sedimentos; otros estratos son de cenizas volcánicas que mantienen su condición mineralógica sin alteración y finalmente existen algunos estratos de una verdadera turba o materia orgánica.

### **B.2 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE LOS SUELOS**

A las partículas de suelo se les clasifica según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) en: gravas, arenas, limos y arcillas, cuyos tamaños son: de 76.2 a 4.75 mm para las gravas, 4.75 a 0.075 mm para las arenas, 0.075 a 0.002 para los limos y menores de 0.002 para las arcillas.

La importancia de los tamaños radica en esencia en las fuerzas entre las partículas, así: a) entre las partículas gruesas de los suelos, gravas y arenas, predomina la fuerza de la gravedad, b) a los suelos finos constituidos por partículas microscópicas, limos y arcillas, están gobernadas por fuerzas de atracción y repulsión, c) lo anterior implica que las partículas de los limos y arcillas tienen una cierta cohesión entre ellas y d) además, en un cierto subsuelo puede haber bloques de roca mayores de 30 cm, boleos de 15 a 30 cm y grava gruesa de 4.75 a 15 cm.

La importancia de la superficie de las partículas de arcilla se comprende con imaginar que se pudieran separar todas las partículas de tan sólo 9 gr de arcilla de montmorilonita (unos  $6\text{cm}^3$ ), y que colocadas como un mosaico serían suficientes para cubrir un campo de fútbol (Lambe et al, 1972). Más aún, para reafirmar que el tamaño de las partículas de una arcilla no es suficiente para explicar su comportamiento, se dice que si fuera posible triturar una roca a partículas de 0.002 mm y menores, tan sólo se tendría polvo de roca. Esa pequeñez implica que las arcillas son coloides con cargas eléctricas positivas al centro y negativas en la periferia, de suerte que mezcladas con agua,



cuyas partículas son bipolares, exhiben la compleja propiedad conocida como la plasticidad. Además, en función de su origen las arcillas se identifican como minerales de tres tipos principales: caolinitas, montomorilonitas e illitas; además existen numerosos subgrupos.

Los limos tienen también plasticidad pero es aparente y por ello fácilmente la pierden, porque sus cargas eléctricas son muy débiles.

### **B.3 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA**

Para determinar la secuencia de las capas o estratos que conforman el subsuelo de un sitio se recurre a alguno de los siguientes tipos de penetrómetro, los más usuales son los siguientes:

**Penetrómetro estándar**, es el de uso más difundido; consiste de un tubo de acero de 3.5 cm de diámetro interior con una zapata afilada, se hince a percusión con una maza de 64 kg dejada caer de 75 cm de altura, para obtener el número N de golpes necesario para hincarlo 30 cm; el cual sirve como un indicador de la resistencia al corte del suelo; además recupera una muestra que se define como alterada, porque sus partículas han perdido su acomodo original, Fig. B.2a. En cada operación se retira el dispositivo, se limpia y se vuelve a hincar.

**Cono dinámico**, es una punta simple de acero que se hince a percusión con idéntico procedimiento al penetrómetro estándar para obtener el número N; aunque este cono no recupera muestras; tiene la virtud que se hace penetrar de manera continua, Fig. B.2b.

**Cono eléctrico**, es un aparato complejo que se hince a presión con una velocidad de 1 a 2 cm/s, a medida que lo hace, gracias a las celdas electrónicas que tiene en su interior mide los siguientes parámetros: la resistencia de punta, con la que hace fallar al suelo y la resistencia a la fricción, Fig. B.2c. Estos conos pueden estar instrumentados para medir la inclinación con la que desciende y los más complejos pueden determinar: la salinidad de los suelos, su resistividad y conductividad e incluso elementos contaminantes.

**Nivel freático**. Es el nivel de agua estable del subsuelo, el cual se debe determinar con ayuda de un tubo permeable instalado en el sitio.

### **B.4 MUESTREO DE SUELOS**

**Tipos de muestras**. Una vez conocida la estratigrafía se procede a tomar las muestras de los estratos más significativos del subsuelo del sitio. Para ello, se debe decidir que tipo de muestras se deben recuperar, las cuales pueden ser de tipo alteradas, inalteradas y representativas:

a) Muestras alteradas son las que han perdido arreglo de sus partículas, pero conservan su contenido natural de agua; sirven para identificar el suelo y realizar con ellas pruebas denominadas como índice, que se realizan para clasificar el tipo de suelo y de manera indirecta inferir su resistencia y hasta su posible comportamiento.

b) Muestras inalteradas son las que conservan el contenido natural de agua y el arreglo de sus partículas o estructura del suelo; con ellas se realizan las pruebas mecánicas con las que se precisa su resistencia al corte y deformabilidad elástica y plástica. Este tipo de muestras es indispensable para realizar las pruebas de consolidación y saturación bajo carga que se mencionan más adelante.

c) Muestras representativas son las que han perdido el arreglo de sus partículas y conservan o han perdido su contenido de agua; solo sirven para hacer la identificación del tipo de suelo.

d) Muestras remoldeadas son las que se dañaron durante el muestreo, o como consecuencia del transporte descuidado o también por malas prácticas de conservación. Es importante aclarar que casi siempre se presume que se trata de muestras inalteradas y que una vez ensayadas pueden conducir a errores importantes.

**Penetrómetro estándar.** Para rescatar muestras alteradas de suelos blandos y suelos duros se utiliza extensamente el penetrómetro estándar, antes mencionado, Fig. B.2a.

**Tubos para muestreo inalterado.** Para tomar muestras inalteradas de suelos blandos se recurre al tubo Shelby de 10 cm de diámetro interior, que debe cumplir la geometría que lo define como de pared delgada, Figs. B.3a y b. Se puede también recurrir a tubos con funda interior cuya zapata cumpla con la geometría mencionada, la Fig. B.3c es el muestreador TGC.

**Muestreadores a rotación.** Para los suelos duros y secos se recurre al tubo dentado (Fig. B.4), también es usual utilizar el identificado como tubo Denison, aunque este muestreador fácilmente altera las muestras. Cuando se trata de suelos muy duros o rocas se recurre a barriles con broca de tungsteno o de diamante.

**Sondeos con pozos a cielo abierto.** Mediante la apertura con herramienta manual de pozos se puede observar directamente la estratigrafía del sitio y labrar muestras inalteradas de forma en cubo de 25 a 30 cm de lado. En particular para los suelos secos o granulares es la técnica más confiable, pero las limitaciones prácticas y económicas para excavarlos suele hacerlos poco aplicables.

**Conservación y transporte de las muestras.** Este aspecto debe ser meticulosamente vigilado, porque es frecuente que se dejen las muestras expuestas a los rayos del sol y bastan unos minutos para que pierdan humedad y se sequen, alterando sus propiedades mecánicas. El transporte descuidado también las altera por golpes y vibraciones, así que se debe hacer evitando esas acciones.

**Calidad de los sondeos.** Conviene subrayar que la confiabilidad de un estudio geotécnico está en función directa de la calidad de las muestras que rescaten y se ensayen en el laboratorio. Por ello la ejecución de sondeos se debe reconocer como un trabajo especializado que requiere de personal capacitado y equipo adecuado; advirtiéndole que las malas prácticas en la ejecución de los sondeos casi siempre pasan desapercibidas, incluso para algunos consultores geotécnicos.

Además, con la finalidad de reducir el costo de los sondeos se recurre a simplificar los trabajos de campo; un buen ejemplo de esto lo constituyen los llamados sondeos mixtos, que consisten en intercalar la recuperación de muestras alteradas e inalteradas de manera sistemática; el error a lo que con frecuencia conlleva es que suelen obtenerse muestras inalteradas de estratos duros y muestras alteradas de estratos blandos que deberían ser ensayadas en el laboratorio.

## **B.5 PARÁMETROS ÍNDICE**

Son los siguientes ensayos de laboratorio con muestras alteradas, inalteradas o remoldeadas:

**Clasificación SUCS.** El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos consiste en la aplicación de reglas simples: a) los suelos gruesos se identifican visualmente, en piedras, gravas y arenas, b) los suelos finos, limos y arcillas, se identifican en estado seco y húmedo, mediante tacto manual; las arcillas tienen resistencias altas en seco y si están húmedas su comportamiento es estable, por su parte, los limos son frágiles cuando están secos.

**Pesos, volúmenes y densidad.** Son determinaciones de una muestra de suelo, de sus pesos húmedo natural y secado al horno, de la medición del volumen del espécimen y de la densidad de los sólidos de ese suelo.

**Contenido de agua.** Se mide en pequeñas porciones de suelo, secándolos durante 12 hr a 100°C; se determina por la relación de la diferencia de los pesos húmedo y seco (peso del agua), entre el peso seco, expresado en por ciento.

**Relaciones gravimétricas.** Las fases sólida, húmeda y gaseosa de un espécimen de un suelo tienen sus correspondientes pesos y volúmenes, a las fases húmeda y gaseosa juntas se les denomina el volumen de vacíos del suelo y su peso es el del agua implícita en esa muestra de suelo, porque se acepta que los gases no pesan. Los pesos y volúmenes tienen relaciones entre sí que caracterizan a ese suelo; entre ellas las más significativas son:

- a) peso volumétrico húmedo  $\gamma_w$ , que suele ser de 1,2 a 1,8 t/m<sup>3</sup>.
- b) peso volumétrico seco  $\gamma_s$ .
- c) grado de saturación G, en un suelo cuyos huecos estén ocupados por agua G =100% y difícilmente es menor de 10%.
- d) relación de vacíos e, se trata de una relación conceptual adimensional, expresada por el cociente del volumen de vacíos al de sólidos, cuyos valores varían de 0.2 a 10.

En la Tabla B.1 se anotan valores usuales de esas relaciones.

Tabla B.1 Valores típicos de pesos y relaciones de vacíos

Descripción	Relación de vacíos		Peso seco máximo
	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{min}}$	$\gamma_{\text{smin}} \text{ (t/m}^3\text{)}$
Arcilla Cd. de México	9.0 ( $\omega=400\%$ )	4.0 ( $\omega=200\%$ )	0.8
Arena limpia uniforme	1.00	0.40	1.33
Limo inorgánico	1.10	0.40	1.28
Arena limosa	0.90	0.30	1.39
Arena fina a gruesa	0.95	0.20	1.36
Arena limosa con grava	0.85	0.14	1.42

**Granulometría por cribado.** Los suelos gruesos se separan por tamaños con una batería de mallas.

**Granulometría en húmedo.** Los tamaños de los suelos finos se deducen con pruebas de hidrómetro.

**Límites de consistencia.** Son contenidos de agua que definen como: a) límite líquido a la frontera entre el comportamiento líquido y plástico, b) límite plástico a la frontera entre el comportamiento plástico y el semisólido y c) límite de contracción a la frontera entre los estados semisólido y sólido; la muestra esquemáticamente sobre un eje de contenidos de agua (Fig. B.5).

Las determinaciones de los contenidos de agua correspondientes a esos límites consisten en:

- a) El límite líquido LL de una muestra de suelo amasado es el contenido de agua que colocada en la Copa de Casagrande y una vez ranurada, se cierra en 12.7 mm con 25 golpes de ese dispositivo.

- b) El límite plástico LP de una muestra amasada se define como su contenido de agua que al rolarlo en cilindros de 3 mm de diámetro se le empiezan a observar pequeñas fisuras.
- c) El índice de plasticidad IP se define como la diferencia numérica entre los límites líquido y plástico  $IP = LL - LP$ .
- d) El límite de contracción LC de una muestra amasada se define como su contenido de agua que colocado en un molde ya no experimenta cambios de volumen.

La Fig. B.5 permite explicar tres importantes casos particulares: a) un suelo con contenido de agua algo menor que el LL es un suelo muy blando b) un suelo con contenido de agua intermedio entre los límites líquido y plástico es un suelo de consistencia media y c) cuando el contenido es cercano o menor al límite plástico, se trata de un suelo duro.

**Errores comunes.** Aunque las determinaciones de los límites de consistencia se pueden calificar de simples, están sujetas a errores consecuentes de equipos que no cumplen con las especificaciones y de la falta de capacitación del personal. Un error frecuente consiste en decir que un suelo tiene un contenido de agua mayor que el límite líquido; aún para un espécimen del subsuelo de la ciudad de México es muy poco factible que ocurra esa condición; la cual corresponde a suelos muy peculiares que se encuentran en Noruega y Canadá y que se conoce como las “quick clays”, porque con una vibración pierden su cohesión aparente.

**Carta de Plasticidad de Casagrande.** Se trata de una recopilación estadística de centenas de límites líquidos y plásticos de suelos diversos que ensayó el Prof. Arthur Casagrande y los correlacionó con la clasificación SUCS, Fig. B.6. La Carta tiene dos líneas fundamentales:

- a) Línea A separa a las arcillas C de los limos M y suelos orgánicos O; las primeras que quedan sobre esa línea y los otros bajo ella.
- b) Línea B separa los suelos de alta plasticidad H de los de baja plasticidad L, que pueden ser arcillas, limos o bien orgánicos.

## B.6 TIPOS DE LOS SUELOS

Los parámetros anteriores índice permiten identificar, de manera preliminar y adelantada, el tipo de suelo, sus probables parámetros mecánicos y hasta hacer una predicción de su comportamiento mecánico. Esta rápida interpretación siempre es de enorme utilidad, pero nunca se le debe aceptar como definitiva y confiable; siempre deberá ser verificada mediante los resultados de las pruebas mecánicas. En cuanto al comportamiento de los suelos típicos en el país, se reconocen estos tipos:

**Arcillas blandas.** Son las que tienen contenidos de agua  $\omega$  cercanos al límite líquido; es frecuente encontrar arcillas blandas con contenidos de agua de 40%; por su parte, las arcillas de la ciudad de México son únicas, porque llegan a tener contenidos de hasta de 500%. Las arcillas blandas son compresibles porque bajo una carga el agua de su interior se drena.

**Suelos secos.** Son los que su contenido  $\omega$  está por arriba, pero cercano, al límite plástico. Se debe revisar su comportamiento cuando se humedecen, porque pueden ser estables o de los siguientes dos tipos.

**Suelos expansivos.** Son suelos arcillosos cuyo contenido  $\omega$  está por debajo del límite plástico y su peso volumétrico seco es alto; los cuales son capaces de succionar agua e incrementar su volumen.

**Suelos colapsibles.** En general son limos muy secos, que cuando se humedecen, sus partículas pierden las fuerzas de atracción porque su plasticidad es aparente; esto genera la pérdida de su estructura y su colapso brusco.

**Suelo residual.** Como se mencionó antes son suelos residuales son los que se generan por la alteración de la roca y permanecen en el sitio donde nacieron, en muchos casos pueden hasta tener apariencia de roca sólida.

**Tobas volcánicas.** Se les puede clasificar como rocas muy blandas o suelos muy duros.

**Suelos aluviales.** Son los materiales que arrastran las corrientes de agua y los depositan en las llanuras, los suelos de la región del altiplano mexicano denominado el Bajío son suelos aluviales. Los tamaños de sus partículas están en función de la inclinación o pendiente del terreno y por ello contienen desde arcillas a gravas.

**Depósitos de talud.** Son los suelos que se depositan en la zona cercana a las montañas de donde provienen los materiales, su granulometría es casi siempre muy errática, pero predominan las partículas gruesas y pueden tener trozos de roca.

**Arenas limosas licuables.** Son arenas cuyas partículas reducen y pueden hasta llegar a perder temporalmente las fuerzas de contacto entre ellas porque el agua freática intersticial incrementa su presión, fenómeno que ocurre como consecuencia de un sismo; en ese momento las arenas fluyen como un líquido y las estructuras que les sobreyacen sufren daños e incluso la destrucción total.

**Suelos orgánicos.** Son aquellos que provienen de depósitos de vegetales o turbas, los más frecuentes se encuentran en los pantanos; son suelos muy deformables aún bajo cargas pequeñas.

**Lutitas.** Aunque se trata de rocas de origen sedimentario, pueden estar tan alteradas que se comporten más cercanos a los suelos secos y hasta pueden perder resistencia al humedecerse.

## **B.7 PARÁMETROS MECÁNICOS**

El objetivo para determinar los parámetros mecánicos de un suelo son esencialmente dos:

a) Evaluar la capacidad de carga del subsuelo para soportar el incremento de cargas que se les aplique, así como los asentamientos inmediatos de tipo elástico que ocurrirán en la superficie, porque se trate de un suelo seco o bien uno saturado, pero sin que le ocurra cambio volumétrico, es decir, sin que drene el agua intersticial.

b) Evaluar las deformaciones que ocurrirán a causa de la carga aplicada en la superficie por la consolidación de los suelos que se genera por la fuga del agua intersticial; otras dos causas que inducen la consolidación de los suelos son: el abatimiento del nivel freático que implica un incremento de cargas, porque se reduce el efecto de flotación del principio de Arquímedes; y la disminución de la presión del agua intersticial profunda por la extracción del agua del subsuelo, que incrementa la presión entre las partículas de suelo.

### **B.7.1 Resistencia al corte**

La resistencia al corte de los suelos se determina con ayuda de pruebas de laboratorio y también de pruebas de campo. El objetivo es determinar los parámetros de resistencia de un suelo que se lleva a la falla y cuyos resultados se interpretan con el criterio de Mohr Coulomb como: a) la cohesión  $c$  y

b) el ángulo de fricción interna  $\phi$ . A continuación se hace una breve descripción de las pruebas más usuales:

**Prueba de compresión simple.** Consiste en ensayar un espécimen de suelo, usualmente de forma cilíndrica de 3.6 cm de diámetro ( $10 \text{ cm}^2$ ) y 7.6 cm de altura. La Fig. B.7 es un esquema de esta prueba; incluyendo la interpretación con el círculo de Mohr, para deducir que la resistencia al corte es la mitad de la compresión simple  $q_u$ .

$$\text{Con esta prueba: } c_u = q_u/2 \text{ y } \phi = 0 \quad (1)$$

Se debe aclarar que los suelos siempre trabajan confinados lateralmente, en cambio la condición de ensaye de esta prueba como columna es falsa y por ello sus resultados sólo se pueden asumir como indicativos de la resistencia de un suelo. La Tabla B.2 es útil para identificar al suelo arcilloso.

Tabla B.2 Correlación entre la consistencia y la compresión simple  $q_u$  de un suelo

Consistencia del suelo	$q_u$ ( $\text{kn/m}^2$ )
Muy blanda	0-25
Blanda	25-50
Media	50-100
Firme	100-200
Muy firme	200-400
Dura	>400

$$(1 \text{ kn/m}^2 = 0.1 \text{ t/m}^2)$$

**Pruebas triaxiales.** Estas pruebas permiten ensayar especímenes de suelos confinados lateralmente y con distintas condiciones de drenaje del agua intersticial; con estas facilidades se logra simular el efecto de la sobrecarga aplicada a un suelo y las correspondientes deformaciones con el tiempo, consecuentes de las condiciones de drenaje del agua, hasta llegar a determinar la resistencia al corte correspondientes a esas condiciones.

Para realizar estas pruebas se requiere una cámara triaxial que consiste en un recipiente translúcido y hermético que aloja al espécimen de suelo de forma cilíndrica de 3.6 cm de diámetro ( $10 \text{ cm}^2$ ) y 7.6 cm de altura metido dentro de una delgada membrana de latex. El suelo se someta a una presión confinante con agua y a una fuerza axial vertical con el émbolo de la cámara, que induce el esfuerzo desviador. Puede tener ductos para drenar el agua intersticial.

Los datos que se recopilan son: a) la presión de confinamiento, b) la fuerza axial aplicada y c) el tiempo de duración de la prueba. En cuanto al agua intersticial se pueden tener dos condiciones: no permitir la salida del agua (y opcionalmente medir la presión del agua intersticial) o bien abrir la válvula que facilita el drenaje y disipar la presión del agua intersticial, denominada como presión de poro, para lograr la consolidación del suelo. La es Fig. B.8 es una ilustración muy conocida de una cámara triaxial.

Las pruebas se realizan en dos etapas, en la primera se confina el espécimen con presión de agua y esfuerzo vertical; esto reproduce las condiciones de esfuerzos vertical y horizontales que tenía el espécimen a la profundidad que se extrajo y en la segunda etapa se aplica carga en incrementos hasta inducir la falla, que se denomina la fuerza axial o esfuerzo desviador.

a) Triaxial no consolidada no drenada. En la primera etapa se aplica el confinamiento sin permitir drenaje, por lo que no se consolida, y en la segunda etapa, se lleva a la falla con el esfuerzo

desviador sin permitir el drenaje del agua, sin consolidar; por ello la muestra se monta en una base y cabeza selladas. Usualmente se hacen otras dos pruebas con presiones de confinamiento mayores y con los resultados se obtiene la envolvente de falla con la representación de Mohr, que para suelos saturados resulta ser una horizontal, Fig. B.9, que define la cohesión  $c_u$  y un ángulo  $\phi = 0$ .

A esta prueba se le conoce también como triaxial rápida y se realiza en suelos blandos saturados para definir su resistencia en condiciones de carga rápida, por lo que se aplica para diseñar cimentaciones de construcción nuevas. En el caso de monumentos sólo tendría utilidad para evaluar la estabilidad de alguna construcción que se levante cercana a un monumento.

b) Triaxial consolidada no drenada. En primera etapa se aplica la condición de esfuerzos que tenía el espécimen a la profundidad que se extrajo y se permite drenar el agua para consolidarlo, por ello la muestra se monta en una base y cabeza drenadas. En estas condiciones la muestra se asemeja a un elemento del suelo. En la segunda etapa, se cierra el ducto de drenaje del agua, para aplicar la fuerza axial o esfuerzo desviador en incrementos, hasta inducir la falla. Se deben hacer por lo menos otras dos pruebas con presiones de confinamiento mayores y con los resultados se obtiene la envolvente de falla con la representación de Mohr, que para suelos saturados resulta ser una línea inclinada. Para un suelo normalmente consolidado la Fig. B.10a, que define la cohesión  $c = 0$  y su ángulo  $\phi_{cu}$ ; en cambio para uno preconsolidado se define una cierta cohesión, Fig. B.10b.

Esta prueba se realiza en cualquier tipo de suelo para definir su resistencia en las condiciones que guarda el suelo. En el caso de monumentos tiene utilidad para evaluar para evaluar la seguridad actual que tiene su cimentación.

c) Triaxial consolidada drenada. A esta prueba se le conoce también como la triaxial lenta. En la primera etapa se consolida la muestra de manera similar a la prueba anterior, permitiendo el drenaje del agua. En la segunda se mantiene el drenaje del agua para también inducir consolidación durante la construcción de una estructura, se aplica en incrementos la fuerza axial o esfuerzo desviador hasta inducir la falla. También se deben hacer por lo menos otras dos pruebas con presiones de confinamiento mayores y con los resultados se obtiene la envolvente de falla con la representación de Mohr. Para un suelo normalmente consolidado la Fig. B.11a, que define la cohesión  $c = 0$  y su ángulo  $\phi_D$ , en cambio para uno preconsolidado se define una cierta cohesión, Fig. B.11b, que define la cohesión  $c$  y su ángulo  $\phi_D$ .

Esta prueba se realiza en cualquier tipo de suelo para definir la resistencia que tendrá un suelo cuando se le carga lentamente y se facilite que se consolide.

c) Comentario. La prueba triaxial lenta permite explicar que gracias al proceso de carga lento que se adoptó para levantar los pesados templos y conventos sobre el suelo blando de la ciudad de México, fueron estables como consecuencia de la consolidación inducida que incrementó gradualmente la capacidad e carga. Se puede decir que si hoy se construyera en el Zócalo de la ciudad de México un templo con las características y peso de la Catedral Metropolitana, sería indispensable empezar por construir una cimentación profunda con grandes pilas, porque a la velocidad de construcción no se podría consolidar el subsuelo.

**Pruebas de corte directo.** Estas pruebas precedieron a las triaxiales, siguen siendo de utilidad en particular para ensayar especímenes con deformaciones grandes, lo cual es casi imposible de realizar con las triaxiales. Las pruebas son de dos tipos: a) con una muestra cilíndrica o rectangular confinada con dos anillos o marcos que se desplazan entre sí para inducir una superficie de corte y b) con una muestra anular confinada entre dos anillos que giran para también inducir la superficie de falla. Estas pruebas tienen especial importancia para definir la estabilidad de taludes.

Para el caso de monumentos ubicados sobre taludes se debería aplicar este tipo de prueba para la interpretación más confiable de su seguridad; por ejemplo, para el caso del convento de Metztitlan.

**Cono eléctrico.** Este instrumento ha ganado amplia importancia para la exploración y medición indirecta de las propiedades de los suelos, en particular para las arenas poco compactas y para los suelos blandos. Los conos eléctricos tienen en su punta área transversal de  $10 \text{ cm}^2$ , que corresponde a un diámetro de 3.57 cm, Fig. B.2c y la funda de fricción usual es de  $150 \text{ cm}^2$ .

Para los suelos blandos se dispone de correlaciones empíricas de la resistencia de punta  $q_c$ , con la resistencia al corte  $\tau$  no drenada de los suelos blandos. La más simple se expresa como:

$$\tau = q_c / N_k \quad (2)$$

Donde:  $N_k$  es el coeficiente de correlación

$N_k = 13$  para las arcillas blandas de la ciudad de México

$N_k = 10$  para las arcillas preconsolidadas

**Pruebas de campo.** Para determinar la resistencia al corte de los suelos difíciles de muestrear se puede recurrir a varios tipos de pruebas de campo:

- a) Para los suelos blandos se puede recurrir a la prueba de veleta.
- b) Para suelos duros o secos se realizan pruebas de placa, que permiten determinar la carga máxima que soporta el suelo y la gráfica esfuerzo-deformación.
- c) En el caso de taludes se cuenta con la prueba de phicómetro, que consiste en un dispositivo cilíndrico que se introduce en una perforación, donde incrementa su diámetro con agua a presión y después se jala para inducir la falla en la superficie cilíndrica; se obtiene el esfuerzo radial y la fuerza tangencial con tres ensayos se obtiene la envolvente de resistencia.

## B.7.2 Módulos de deformabilidad

**Suelos blandos.** De las gráficas esfuerzo deformación de las pruebas triaxiales en la etapa de falla se puede deducir el coeficiente de deformación, que suele llamarse coeficiente de elasticidad de Young.

Se puede también recurrir al presiómetro de Menard, dispositivo cilíndrico que se introduce en una perforación, donde incrementa su diámetro con agua a presión, se obtiene el esfuerzo radial y la deformación radial con el volumen de agua que se introduce al aparato; la gráfica de esas variables proporciona los módulos de deformación y se puede correlacionar con la relación de Poisson.

Otro dispositivo que se puede utilizar es el dilatómetro de Marqueti, se trata de una paleta metálica hueca que tiene una membrana de acero que se infla con agua a presión. El incremento gradual de la presión permite medir el volumen correspondiente de deformación y con ello, de manera semejante al Menard, proporciona los módulos de deformación y se puede correlacionar con la relación de Poisson.

**Suelos duros o secos.** En esos suelos las pruebas de placa permiten determinar los coeficientes de deformabilidad de la gráfica esfuerzo-deformación. Se puede también aplicar el presiómetro de Menard con funda rígida y existen también otros presiómetros de mayor rigidez.



### B.7.3 Consolidación de suelos

Las pruebas de consolidación son esenciales para determinar los asentamientos que se producirán por la fuga de agua de algunos estratos del subsuelo. El fenómeno de consolidación de los suelos es un proceso lento que tiene dos etapas:

- a) La consolidación primaria que se debe a la expulsión del agua del interior del suelo, proceso que reduce su volumen y que puede durar de meses a unos años.
- b) La consolidación secundaria que ocurre a volumen constante, porque no implica fuga de agua; es una deformación plástica generalmente muy lenta que toma decenas de años.

**Modelo de Terzaghi.** La prueba de consolidación unidimensional permite determinar la magnitud de la deformación debida a la consolidación primaria, fue uno de los aportes de Karl Terzaghi, padre de la Mecánica de Suelos, que ilustró con ayuda de su modelo, Fig. B.12. Se trata de un recipiente cilíndrico con tapa-pistón que puede deslizarse y tiene una válvula de salida; el interior del recipiente contiene agua y un resorte.

- a) Condición inicial. Con la válvula cerrada se le aplica al pistón una carga axial  $P$ , que será una constante durante la demostración; esa carga se transforma en una presión  $q$ , que debe soportar el agua dado que es un fluido incompresible; en cambio el resorte no recibe ninguna carga.
- b) Al tiempo cero. Se abre la válvula para permitir la lenta expulsión del agua; así el agua pierde de manera gradual la presión y la empieza a tomar el resorte. La suma de la presión en el agua y de la carga que toma el resorte equivale a la carga  $q$ .
- c) A tiempo largo. El agua ha perdido toda la presión y ahora el resorte soporta toda la carga  $P$ .

La gráfica carga aplicada vs tiempo ejemplifica una curva de consolidación, en la cual el tiempo es función de la permeabilidad del suelo; así en una arena la transferencia de carga del agua a los sólidos es inmediata; en cambio en una arcilla siempre es un proceso muy lento.

**Consolidómetro.** Es el aparato con el que se realiza esta prueba, Fig. B.13a, el espécimen de suelo es cilíndrico y está confinado lateralmente en un anillo de acero con base y tapa porosas para facilitar la salida del agua; el proceso de ensaye consiste en aplicar la carga en incrementos que se mantienen por lo menos 24 hrs. Las dimensiones del espécimen o pastilla son 7.5 cm de diámetro y 2.0 cm de altura, la cual se monta en una cazuela traslúcida con agua, Fig. B.13b.

**Proceso del ensaye.** La primera carga empieza en  $0.025 \text{ kg/cm}^2$ , la siguiente se duplica y así sucesivamente, hasta alcanzar un valor muy por arriba del que aplicará la estructura o en su caso de la pérdida de presión de agua. Cada incremento de carga se mantiene durante las 24 hrs y se mide con frecuencia la disminución de altura de la pastilla con precisión de 0.01 mm, para gradualmente definir la curva de consolidación correspondiente a cada incremento de carga; el conjunto de gráficas se dibujan con el logaritmo del tiempo contra deformación vertical, Fig. B.13c.

**Gráfica presión-relación de vacíos.** La interpretación de las pruebas de consolidación se vale de resumir todas las curvas de consolidación como puntos en la gráfica de logaritmo de la presión  $\sigma$  contra la relación de vacíos de cada etapa, la Fig. B.14a es típica de una de estas pruebas, en la cual deben ser evidentes las siguientes características:

- a) Inicio de la prueba. Se debe consignar la relación de vacíos inicial del espécimen  $e_0$ , debida a la expansión que sufrió cuando se rescató de su lugar y se anuló el confinamiento que tenía.

b) Tramo de recarga. Es el tramo definido entre los puntos 1 y 2, que significa que la muestra recupera el estado de esfuerzos que tenía en su lugar de origen.

c) Tramo virgen. Segmento lineal de la gráfica, con la carga máxima aplicada para llegar al punto 3.

d) Tramo de descarga. Corresponde al segmento 3 a 4.

e) Carga de preconsolidación. Entre el tramo de recarga y la línea virgen se debe definir un sector con curvatura fuerte, la prolongación de la recarga y de la virgen definen un punto que corresponde a la carga vertical que tiene o tuvo ese suelo y que se denomina la carga de preconsolidación  $\sigma_c$ .

e) Segundo ciclo de carga. Si se cargara de nuevo la pastilla, se tendría un nuevo tramo de recarga y se retornaría a la línea virgen hasta el punto 5; esto se hace en pocas ocasiones.

Caso NC. Se dice que un suelo esta Normalmente Consolidado cuando el esfuerzo vertical actual que tiene el suelo coincide con el valor de la carga de preconsolidación, esto implica que un incremento de carga  $\Delta\sigma$  deformará al suelo según la línea virgen y por ello los asentamientos serán grandes, Fig. B14b.

Caso OC. Se dice que un suelo esta Preconsolidado (overconsolidated) cuando el esfuerzo vertical actual que tiene el suelo es menor que el valor de la carga de preconsolidación, esto implica que un incremento de carga  $\Delta\sigma$  deformará según el tramo de recarga y por ello los asentamientos serán menores, salvo que la carga invada a la línea virgen, Fig. B14c.

Errores comunes. Las gráficas presión-relación de vacíos se distorsionan como consecuencia de la alteración que tengan las muestras que se ensayen; esto es muy frecuente que ocurra por la mala técnica de extracción, así que se deben rechazar como válidas las pruebas que no tengan las características descritas de la Fig. B14a.

#### **B.7.4 Expansividad bajo carga**

Los suelos expansivos tienen bajos contenidos de agua, índice de plasticidad grande y peso volumétrico alto, para verificar si lo son se deben someter a esta prueba de humedecimiento controlado y evaluar los asentamientos que pueden sufrir e incluso ser hasta bruscos. La prueba consiste en montar un espécimen de suelo de manera similar a la prueba de consolidación, pero sin el agua circundante, se le aplica una carga y una vez que ya no ocurre deformación axial, se inunda la cazuela con agua para medir la expansión con la que responde el suelo. Se realizan otros ciclos con cargas mayores, hasta verificar la magnitud de la carga a la que no ocurre la expansión.

La interpretación de la prueba es simple y consiste en comparar la carga que aplicará la cimentación con las expansiones experimentadas por el espécimen, para juzgar si ocurrirá ese fenómeno en el prototipo.

#### **B.7.5 Ensayo de colapso**

Los suelos colapsibles tienen muy bajos contenidos de agua, índice de plasticidad reducido y peso volumétrico bajos, para verificar si lo son se deben someter a esta prueba de humedecimiento controlado y evaluar los asentamientos que pueden sufrir que casi siempre son bruscos. El procedimiento de la prueba sigue los mismos pasos que para los suelos expansivos, pero cuando se inunda el entorno del espécimen ocurre la disminución de la altura.

Estos suelos son potencialmente peligrosos, así si se tiene que el  $LL < 45$  e  $IP < 25$ , junto con un peso volumétrico entre  $1.0$  y  $1.5 \text{ t/m}^3$ , de seguro se está en caso crítico.

## **B.8 COMENTARIO FINAL**

Las notas incluidas en este Anexo constituyen una guía simple de los parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos, para mejor comprensión del tema se recomienda consultar la siguiente bibliografía.

## **B.9 BIBLIOGRAFÍA**

Das, M. Braja. (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Editorial Thomson Learning.

Sowers G.B. y G.F. Sowers. ( 1968), Introductory Soil Mechanics and Foudation. The Macmillan Company. New York.

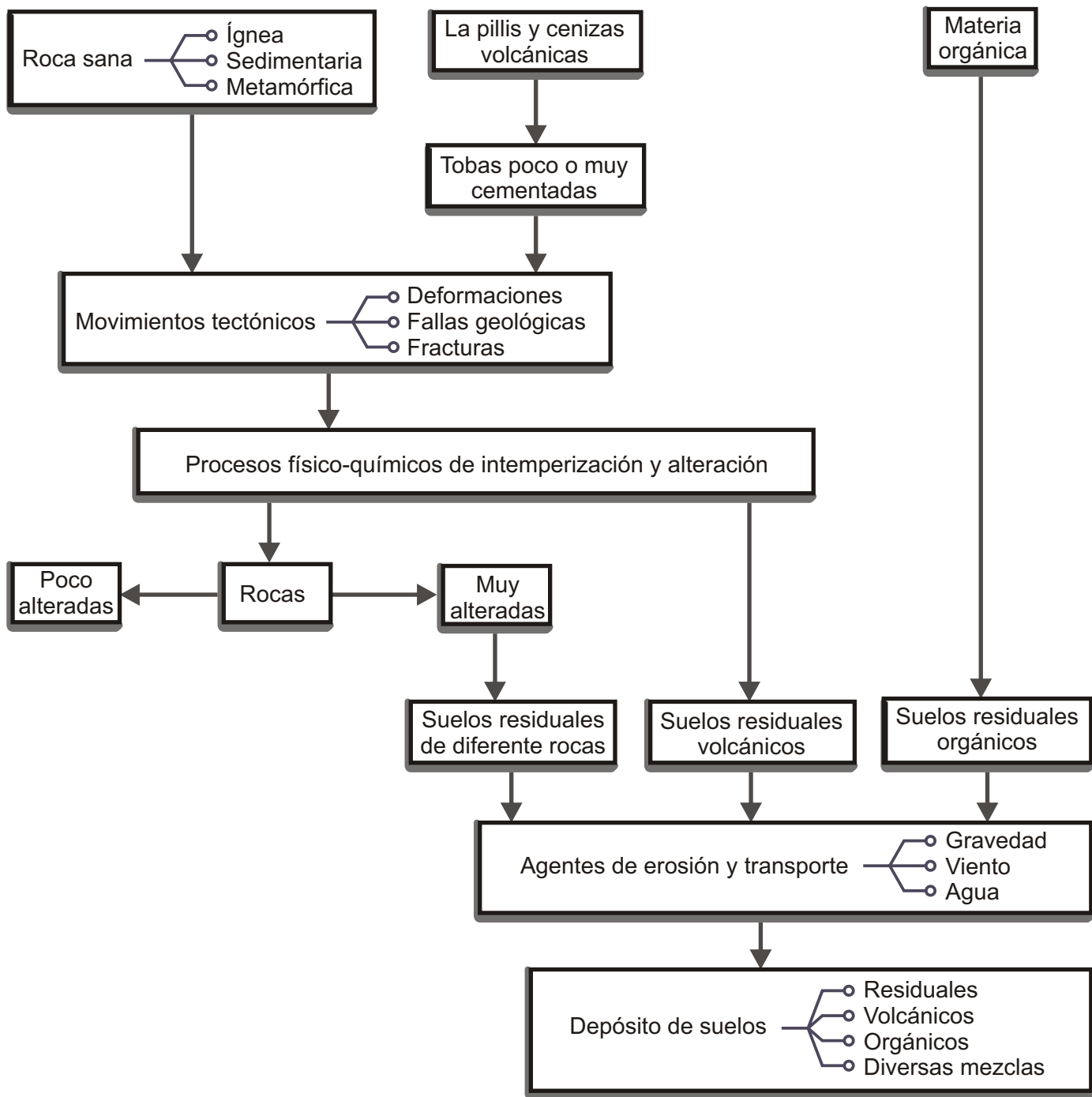
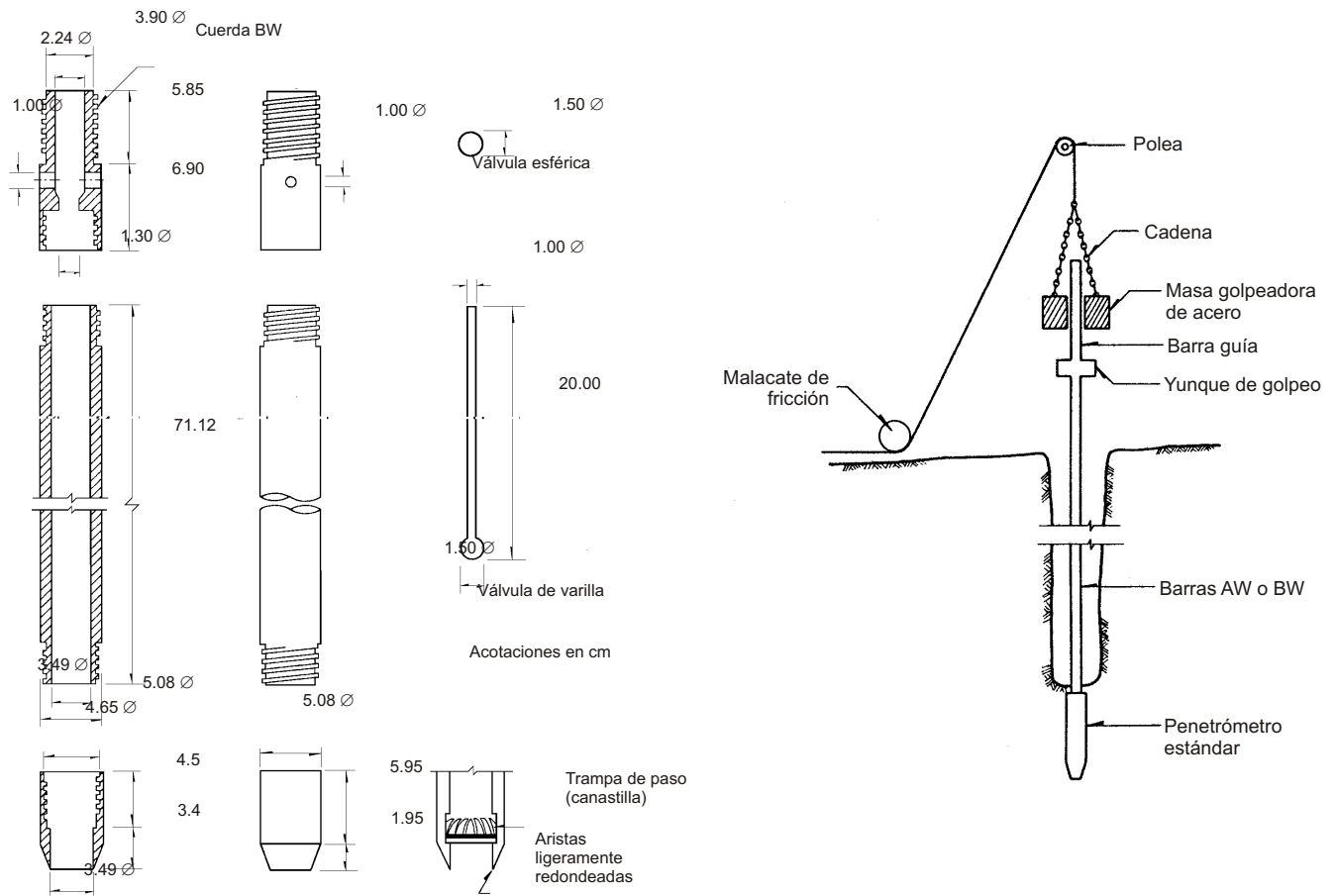


Fig. B.1 Origen y tipos de suelos



a) Penetrómetro estándar

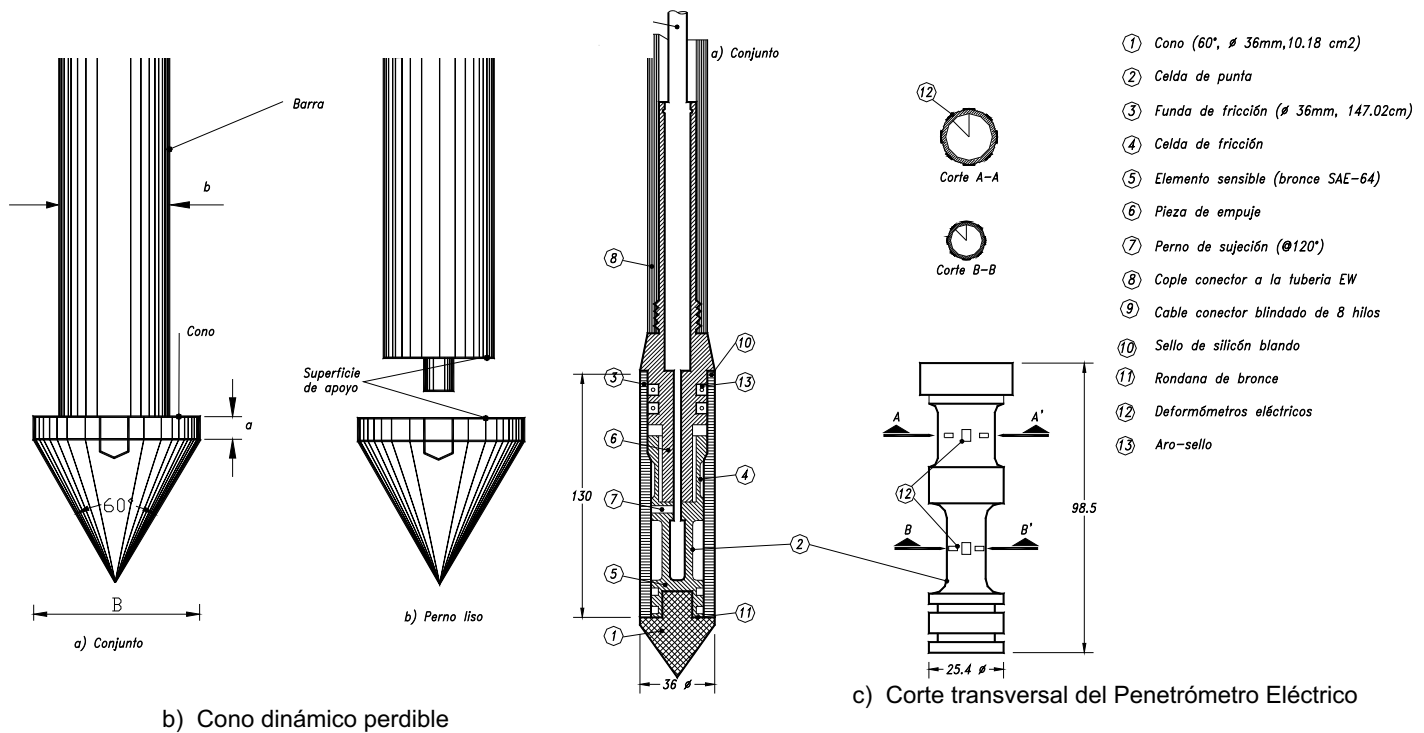
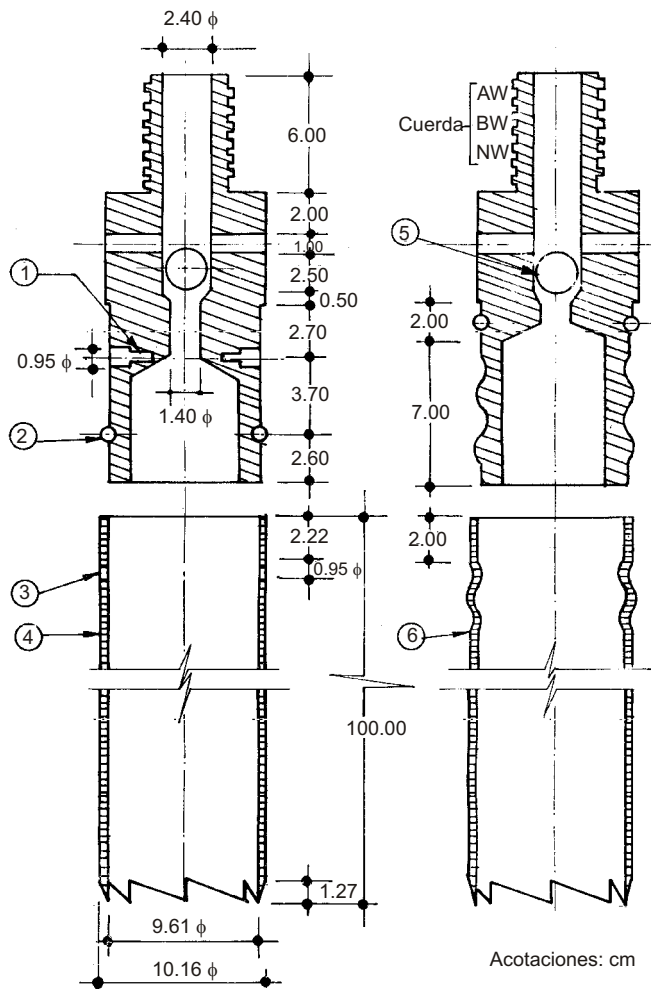


Fig. B.2 Penetrómetros para exploración

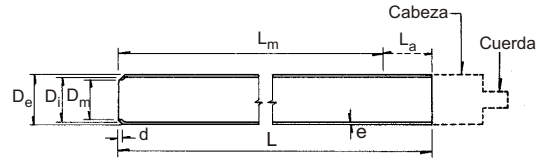


$$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$D_e$  Diámetro exterior

$$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 15\%$$

$D_i$  Diámetro interior  
 $D_m$  Diámetro de la muestra



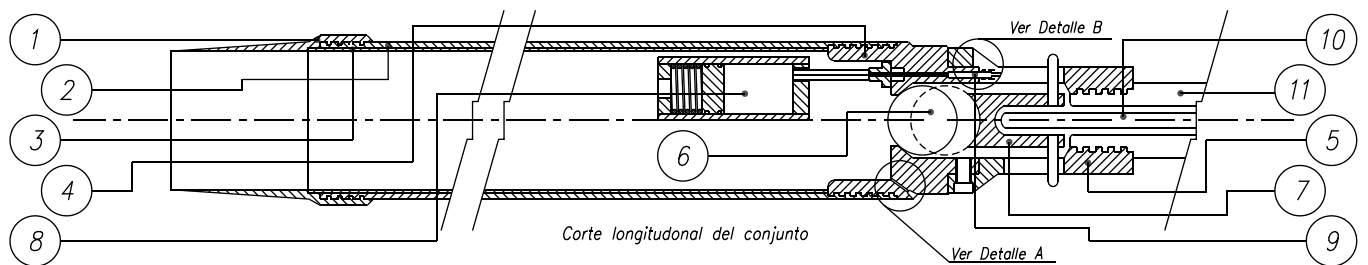
Diám. Nominal, en cm	$D_e$ en cm	$D_i$ en cm	$D_m$ en cm	e en cm	d en cm	L en cm	$L_m$ en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	AW NW

$D_e$  Diámetro exterior  
 $D_i$  Diámetro interior  
 $D_m$  Diámetro de la muestra  
e Espesor  
D Longitud aguzada  
L Longitud del tubo  
 $L_m$  Longitud de muestreo recomendable  
 $L_a$  Espacio para azolves

## b) Dimensiones de los tubos de pared delgada

- ① Tres tornillos allen @120°  
② Aro sello de hule  
③ Perforación  
④ Tubo  
⑤ Esféra metálica  
⑥ Cuerda repujada
- Unión con tornillos allen**      **Unión de cuerda repujada**

## a) Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie



- ① Zapata de acero templado con diámetro interior de 9.88mm  
② Tubo exterior de acero con cuerdas hembra y macho, tratado al cadmio.  
③ Camisa interior de aluminio anodizado, de 10cm diámetro y 1.2mm de espesor  
④ Cople inferior de acero  
⑤ Cople superior de acero  
⑥ Válvula de pie, pelota de hule de 4.4cm de diámetro y 35.8 g de peso  
⑦ Empujador de plástico delrin, con brazos de aluminio.  
⑧ Válvula de vacío (Acumulador de aire) con resorte  
⑨ Pivote neumático.  
⑩ Varilla de empuje de 1.25cm de diámetro y 100cm de longitud.  
⑪ Barra BW convencional.

NOTA: Acotaciones en centímetros

## c) Muestreador TGC

Fig. B.3 Muestreadores de pared delgada



Fig. B.4 Tubo dentado

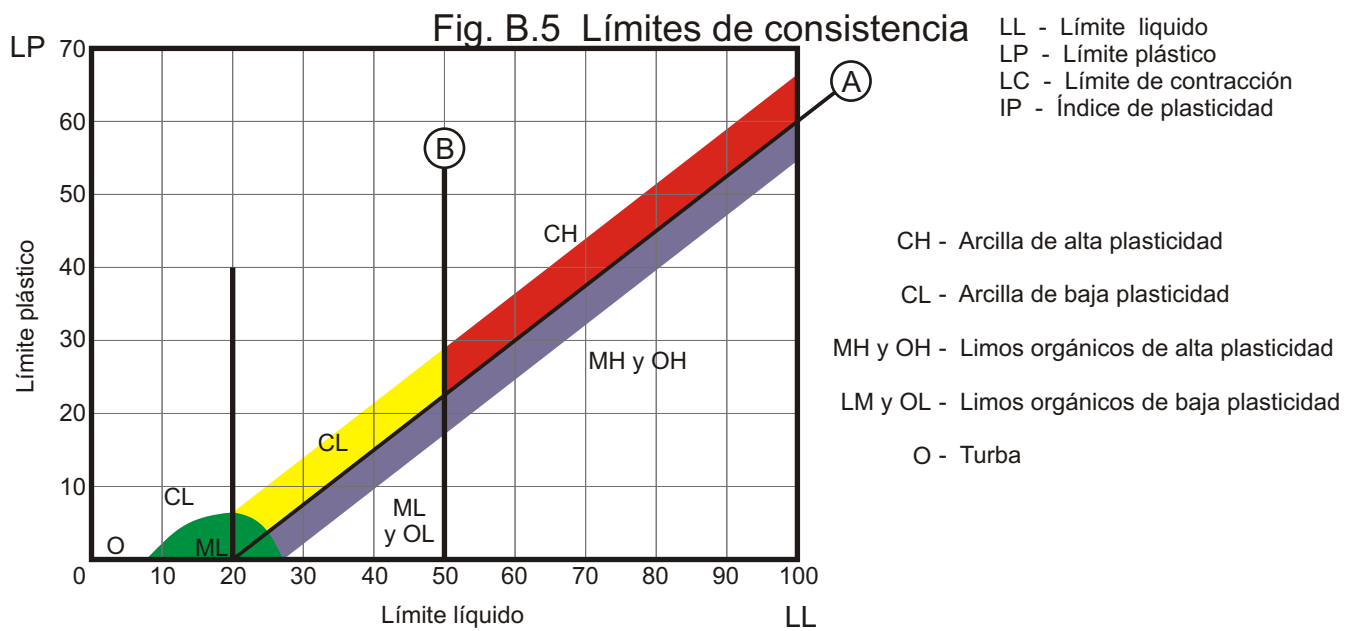
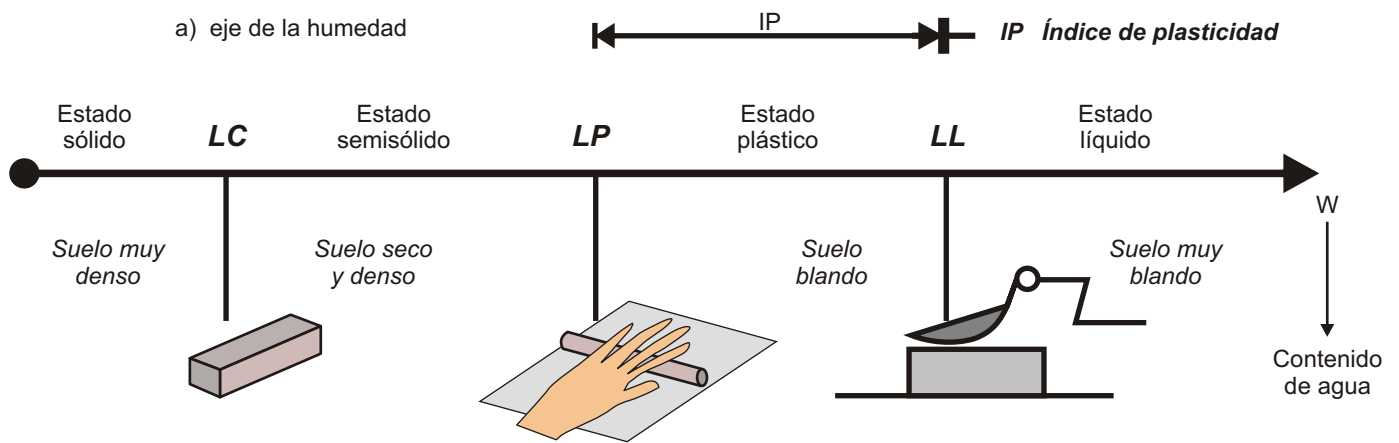


Fig. B.6 Carta de plasticidad de Casagrande

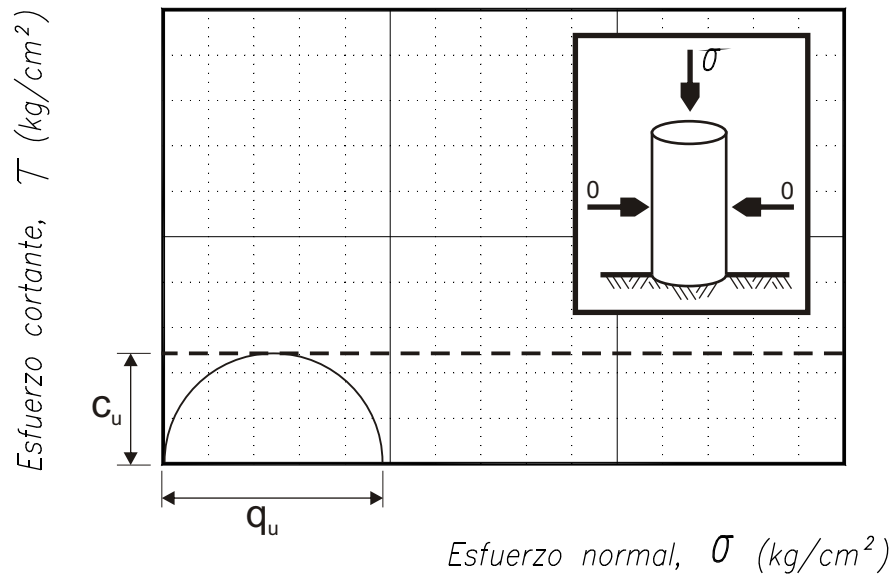


Fig. B.7 Prueba de compresión simple

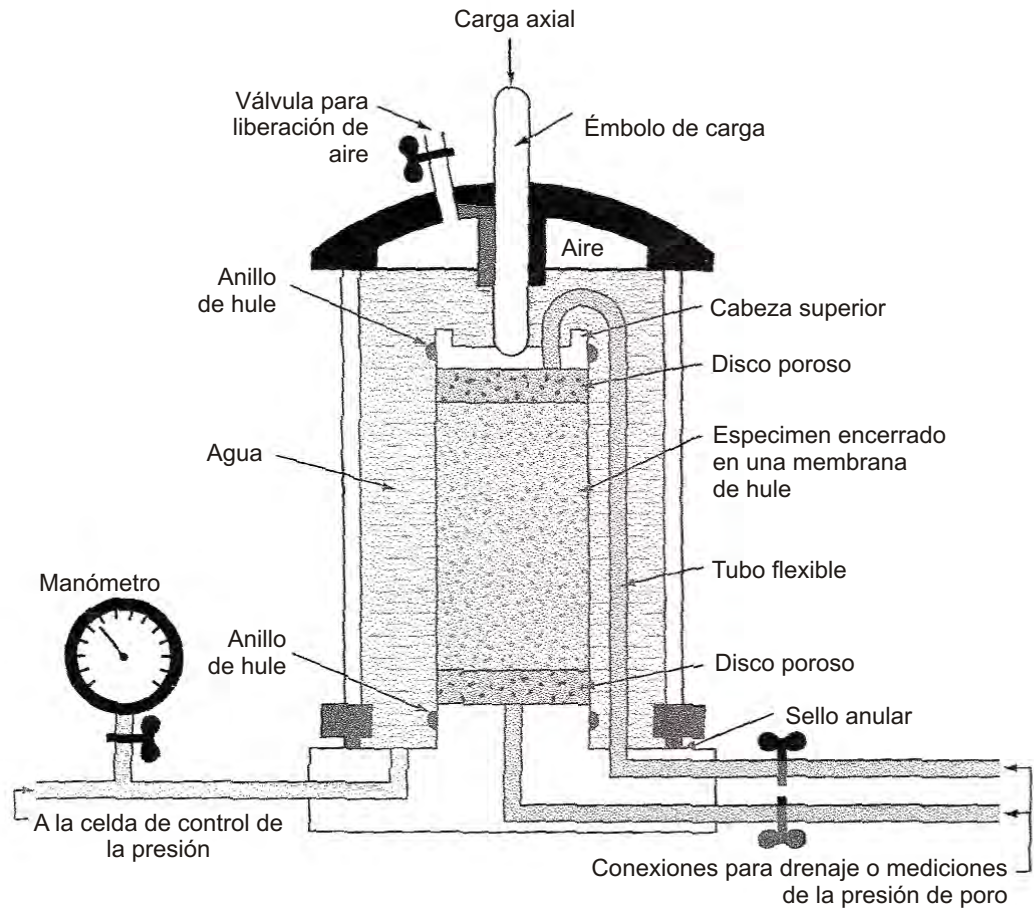


Fig. B.8 Diagrama del equipo de prueba triaxial (Das, 2001)



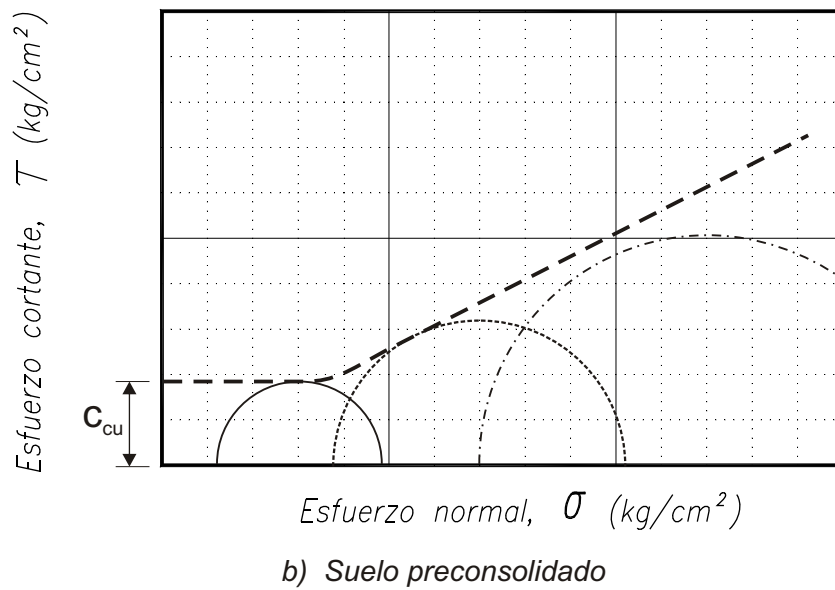
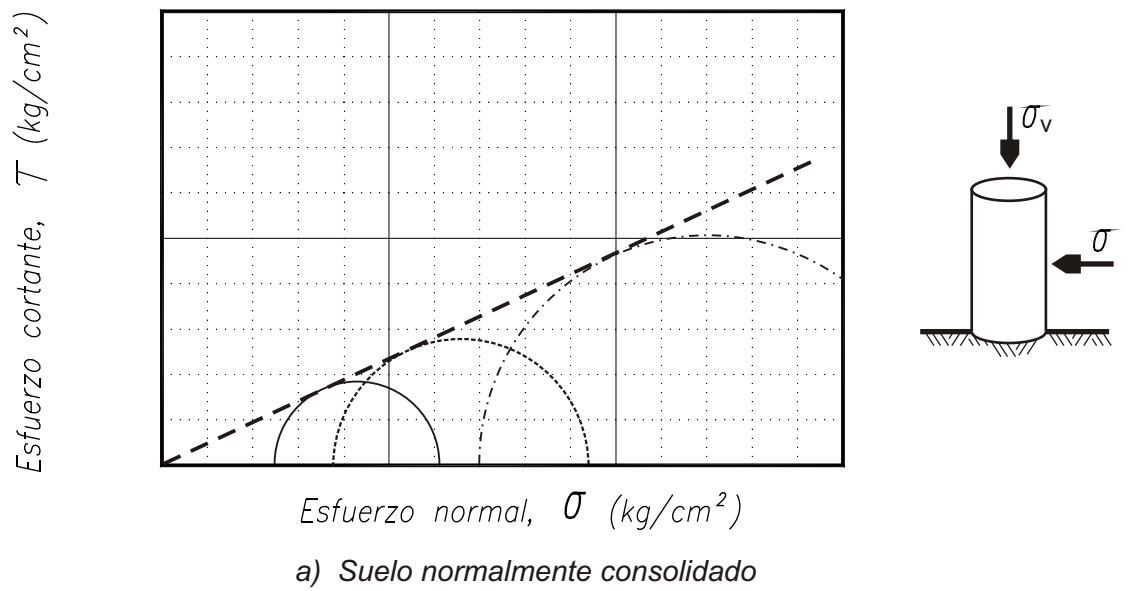
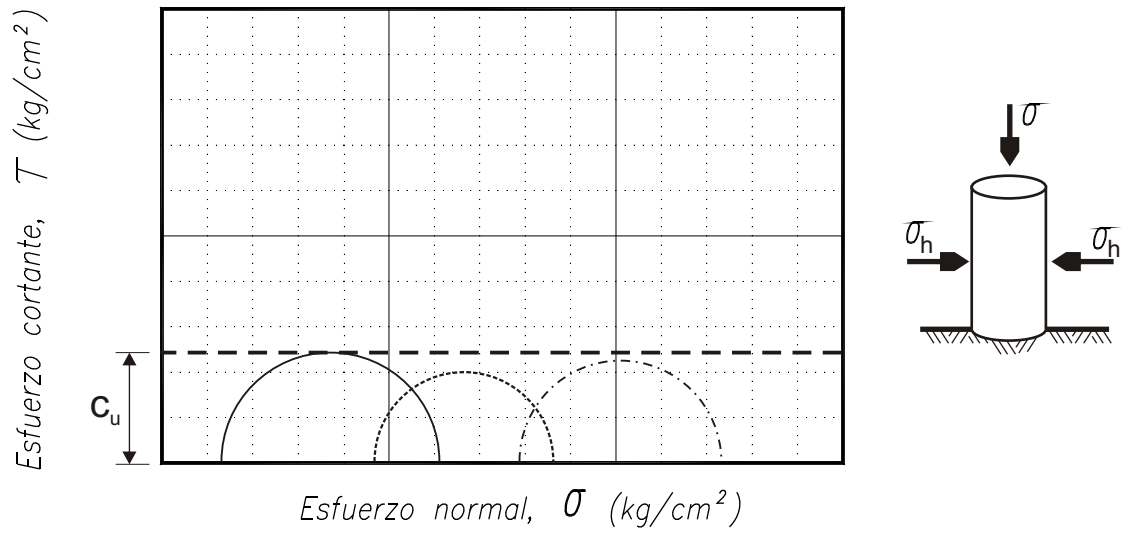
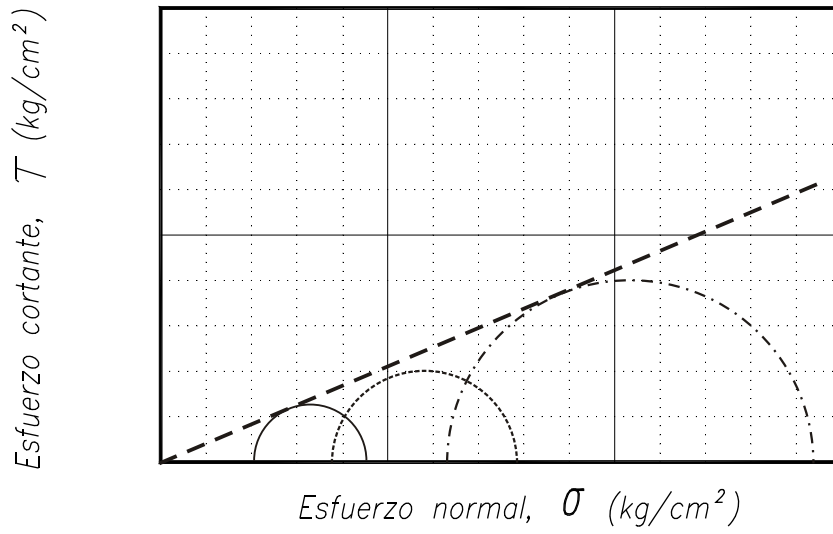
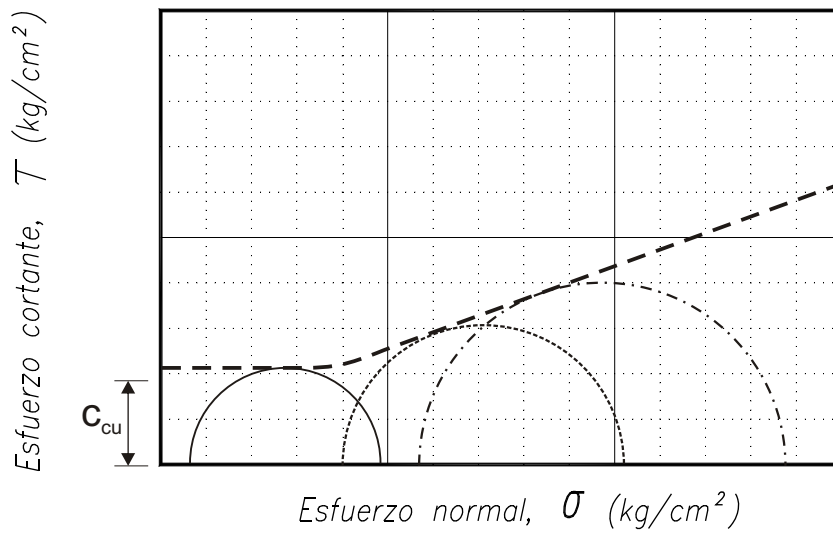


Fig. B.10 Prueba triaxial consolidada no drenada

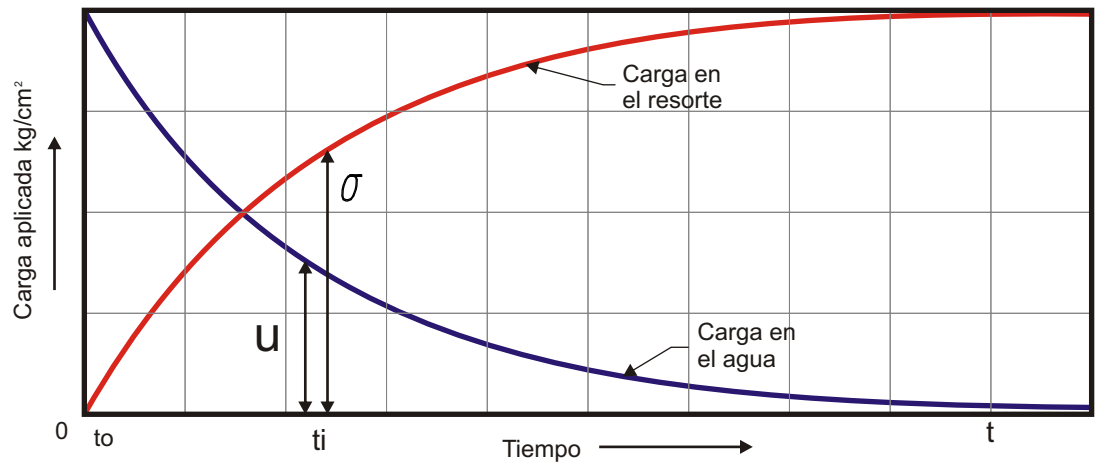
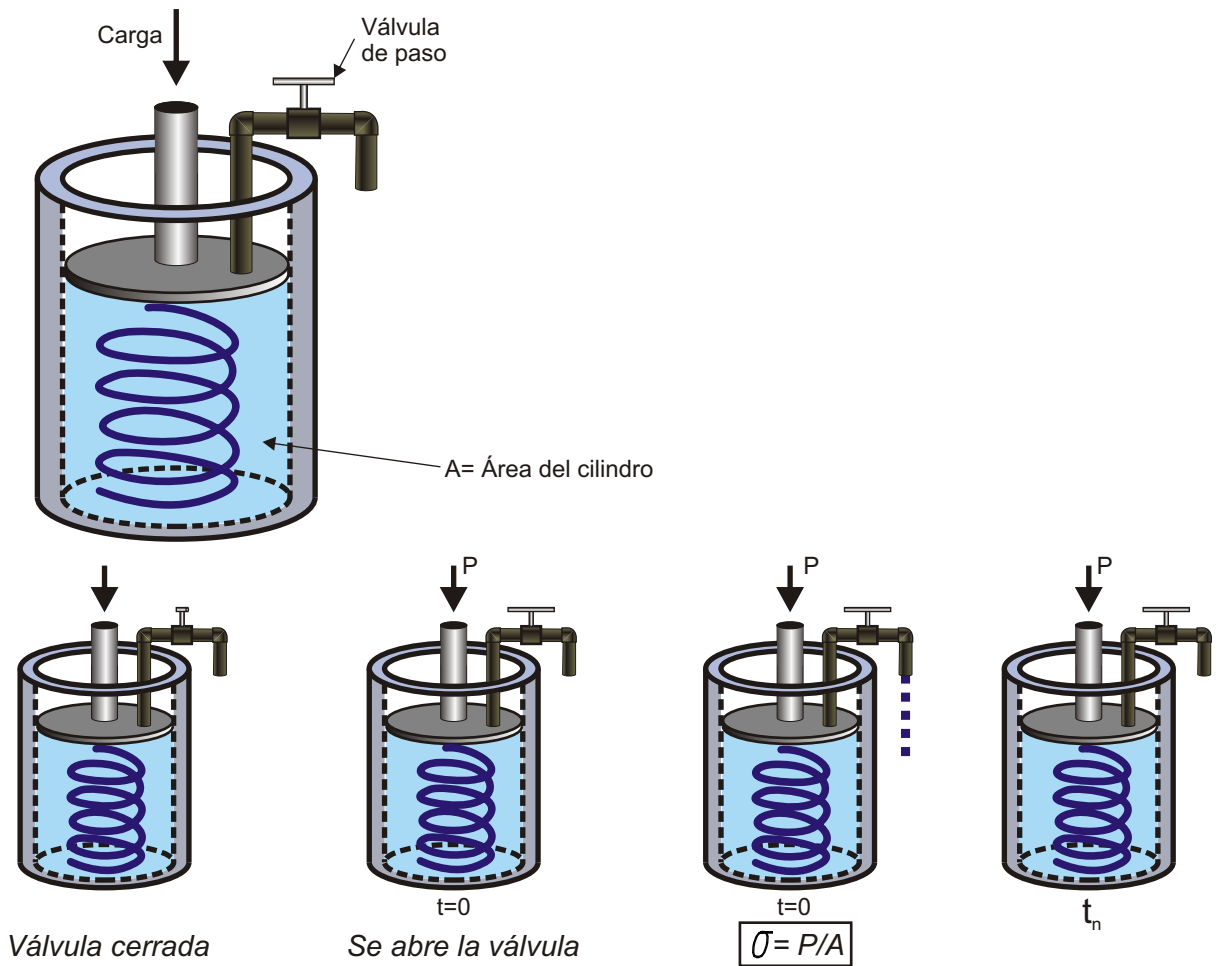


a) Suelo normalmente consolidado



b) Suelo preconsolidado

Fig. B.11 Prueba triaxial consolidada drenada

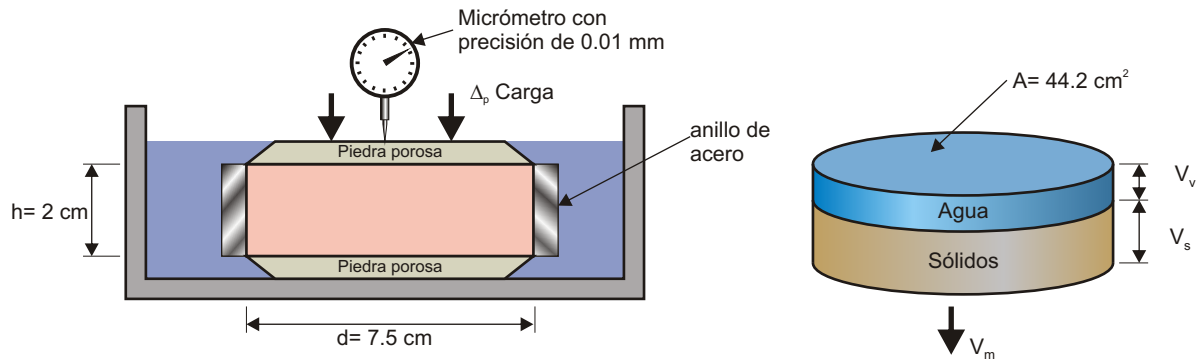


$$q = \sigma + u \begin{cases} t=0, \sigma=0 \rightarrow q=u \\ t=t \rightarrow q=\sigma+u \\ t=\text{grande}, u=0 \quad q=\sigma \end{cases}$$

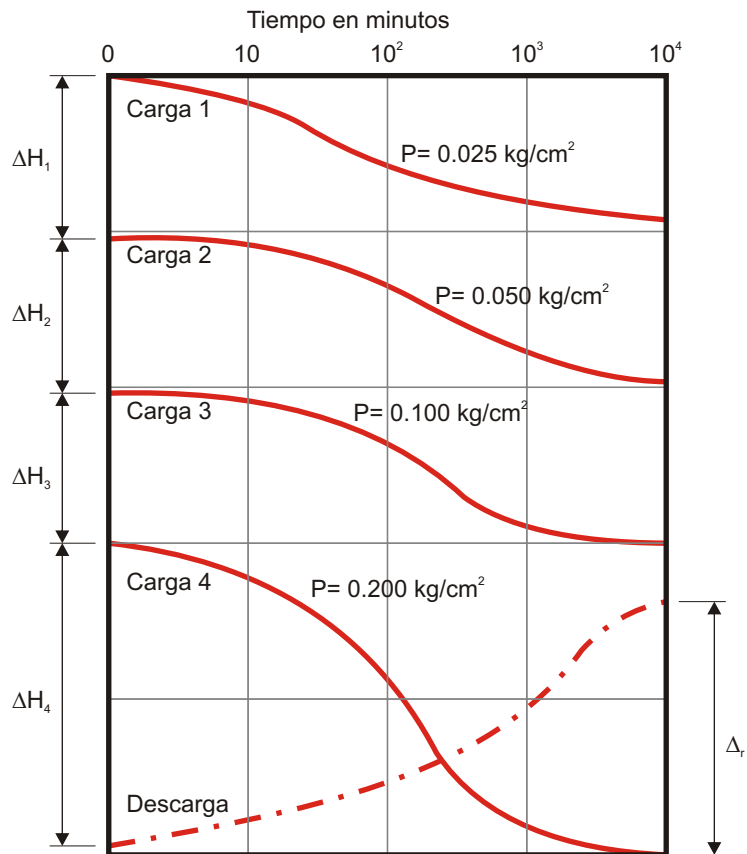
Fig. B.12 Modelo de K. Terzaghi



a) Consolidómetro



b) Modelo esquemático



$$V_m = V_v + V_s = \frac{\pi d^2}{4} h$$

$$W_m = V_v \gamma_o + V_s \gamma_s$$

Al inicio  $e_o = V_{vo}/V_s$

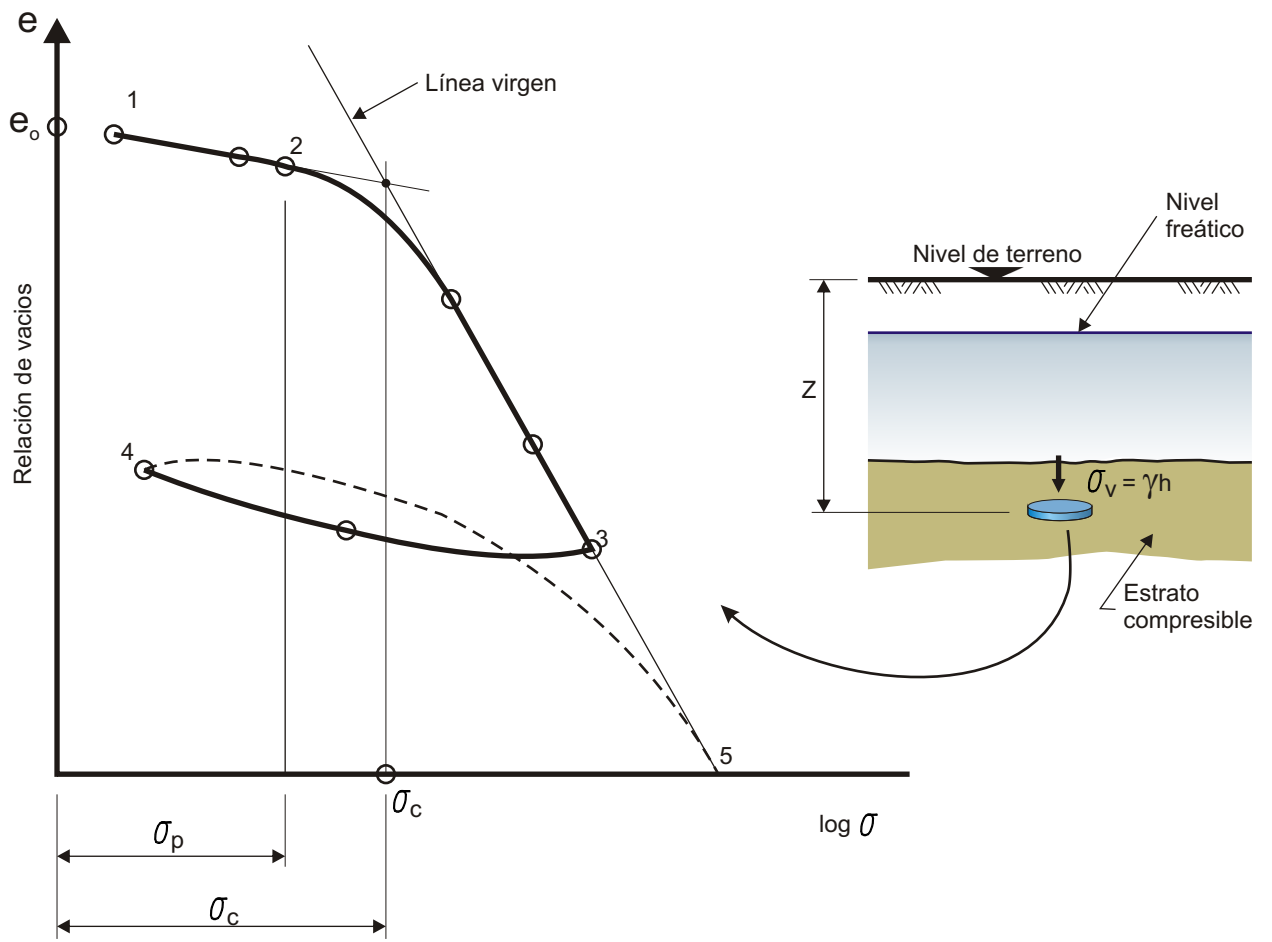
Al final  $e_f = V_{vf}/V_s$

$$\Delta e = e_o - e_f$$

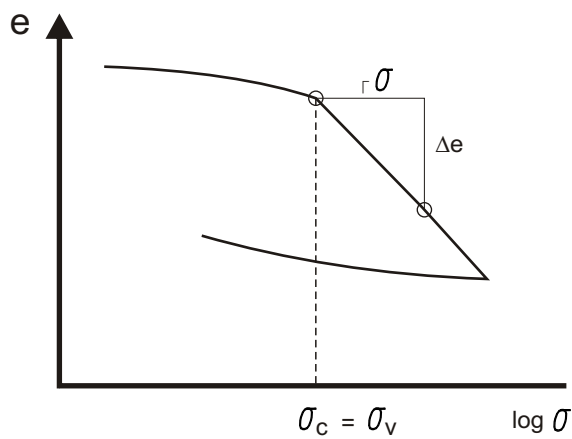
$$V_o - V_f = \Delta V = \frac{\Delta e}{1 + e_o}$$

c) Curvas de consolidación

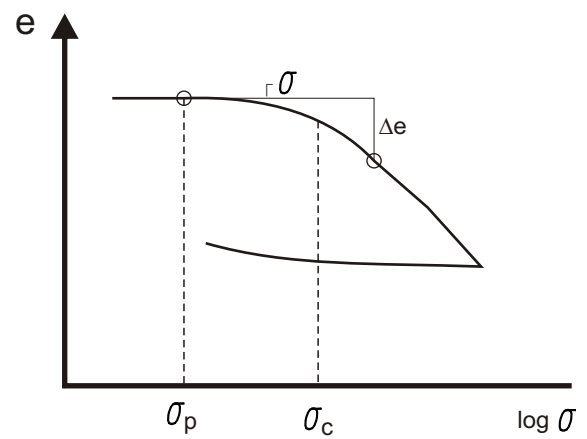
Fig. B.13 Prueba de consolidación



a) Curva típica



b) Caso NC  
Normalmente consolidada



c) Caso OC  
Preconsolidada

Fig. B.14 Gráfica presión-relación de vacíos

## ANEXO C. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS

### C.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen brevemente las expresiones con las que se han calculado las cimentaciones de los templos y conventos expuestos en esta tesis: a) las capacidades de carga, en función de los tipos de suelos, b) los asentamientos elásticos y por consolidación de los suelos y c) los asentamientos que puede inducir un sismo. Para aplicar las expresiones que se mostrarán más adelante se recurre a los parámetros descritos en el Anexo B.

### C.2 CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de un cierto suelo se deduce en función del tipo al que pertenece así se tienen en esencia dos casos diferentes: suelos cohesivo friccionantes y suelos cohesivos. Aunque es importante anotar que los monumentos coloniales no pueden tener problemas de capacidad de carga, puesto que han estado estables durante centenas de años, sin embargo, se debe revisar esta condición para los posibles incrementos de carga que podrán ocurrir; por ejemplo los que se generan debido al efecto del descenso del nivel freático y los que se presentan cuando se decide aprovechar el monumento para algún uso diferente para el que fue construido.

**Caso de suelos cohesivo friccionantes.** La capacidad de carga última en condiciones estáticas de una cimentación apoyada sobre suelos cohesivo friccionantes que tienen cohesión  $c \neq 0$  y ángulo de fricción interna  $\phi \neq 0$ . Los suelos que típicamente tienen estos parámetros son limos arenosos o arcillas muy arenosas. Para estos suelos la capacidad de carga última que corresponde a la condición de falla se obtiene con la expresión:

$$q_u = 1.2cN_c + \sigma_d N_q + 0.4\gamma B N_\gamma \quad (1)$$

Donde:  $c$  Parámetro de cohesión  
 $\sigma_d$  Esfuerzo efectivo al nivel de desplante  
 $\gamma$  Peso volumétrico del suelo bajo el nivel de desplante  
 $B$  Ancho del cimiento  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  Factores de capacidad de carga propuestos por Veşic o Terzaghi

El esfuerzo efectivo  $\sigma_d$  se calcula tomando en cuenta la profundidad  $z$  a la que se ubica el desplante de la cimentación, la cual puede estar por arriba o abajo del nivel freático NF, el cual se encuentra a una profundidad  $h$ .

- a) Cuando  $z$  está por arriba del NF ( $z < h$ ) entonces:  $\sigma_d = \gamma H$   
b) Cuando  $z$  está por abajo del NF ( $z > h$ ), entonces  $\sigma_d = \gamma h + \gamma' (z-h)$   
Donde:  $\gamma'$  es el peso sumergido del suelo:  $\gamma' = \gamma - 1$

Los factores de capacidad de carga última difieren según el autor, los propuestos por K. Terzaghi son los más conservadores y se ilustran en la Fig. C.1 y los determinados por A. Veşic que conducen a una estimación de la capacidad de carga menos conservadora se presentan en la siguiente tabla. En ambos casos se obtienen en función del ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ , deducida de las pruebas triaxiales.

Tabla C. 1 Factores de Capacidad de Carga (Valores propuestos por el Prof. A. Vešić.

$\phi^\circ$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi^\circ$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	3.53	34	42.16	29.44	41.06
1	5.38	1.09	0.07	18	13.10	5.26	4.07	35	46.12	33.30	48.03
2	5.63	1.20	0.15	19	13.93	5.80	4.68	36	50.59	37.75	56.31
3	5.90	1.31	0.24	20	14.83	6.40	5.39	37	55.63	42.92	66.19
4	6.19	1.43	0.34	21	15.82	7.07	6.20	38	61.35	48.93	78.03
5	6.49	1.57	0.45	22	16.88	7.82	7.13	39	67.87	55.96	92.25
6	6.81	1.72	0.57	23	18.05	8.66	8.20	40	75.31	64.20	109.41
7	7.16	1.88	0.71	24	19.32	9.60	9.44	41	83.86	73.90	130.22
8	7.53	2.06	0.86	25	20.72	10.66	10.88	42	93.71	85.38	155.55
9	7.92	2.25	1.03	26	22.25	11.85	12.54	43	105.11	99.02	186.54
10	8.35	2.47	1.22	27	23.94	13.20	14.47	44	118.37	115.31	224.64
11	8.80	2.71	1.44	28	25.80	14.72	16.72	45	133.88	134.88	271.76
12	9.28	2.97	1.69	29	27.86	16.44	19.34	46	152.10	158.51	330.35
13	9.81	3.26	1.97	30	30.14	18.40	22.40	47	173.64	187.21	403.67
14	10.37	3.59	2.29	31	32.67	20.63	25.99	48	199.26	222.31	496.01
15	10.98	3.94	2.65	32	35.49	23.18	30.22	49	229.93	265.51	613.16
16	11.63	4.34	3.06	33	38.64	26.09	35.19	50	266.89	319.07	762.89

Una vez determinada la capacidad de carga última se deduce la carga admisible aplicando un factor de seguridad FS, siendo el valor más usual FS = 3 con la siguiente ecuación:

$$q_a = \frac{q_u}{3} \quad (2)$$

**Caso de suelos cohesivos.** Para los casos de estructuras cimentadas sobre suelos de arcillas y limos cohesivos con  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ , la expresión (1) se simplifica y se elimina el factor adicional de 1.2, quedando:

$$q_u = 5.14c + \gamma D_f \Delta h \quad (3)$$

Donde:  $c$  Parámetro de cohesión  
 $D_f$  Nivel de desplante  
 $\gamma$  Peso volumétrico del suelo arriba del nivel de desplante  
 $\Delta h$  Espesor del suelo

En el caso de que la cimentación esté desplantada por debajo del nivel freático se hace la corrección descrita por efecto de la flotación.

**Capacidad de carga de micropilotes.** La capacidad de carga última ( $Q_{ult}$ ) a la compresión de los micropilotes se estimó con la siguiente expresión:

$$Q_{ult} = Q_{pu} + Q_{fr} \quad (4)$$

Donde:  $Q_{pu}$  capacidad de carga última por punta  
 $Q_{fr}$  fricción en el fuste del pilote

Y la capacidad de carga admisible se estima como:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (5)$$

A partir de los resultados del sondeo de cono,  $Q_{pu}$  se calcula mediante la siguiente expresión propuesta por Vesic.

$$Q_{pu} = q_c \cdot A_p \quad (6)$$

Donde:  $q_c$  Resistencia de punta del cono, representativa del estrato de apoyo del pilote, por ejemplo  $75 \text{ kg/cm}^2$

$A_p$  Área transversal de la punta del pilote, por ejemplo de 21 cm, resulta de  $346 \text{ cm}^2$

La fuerza de fricción en el fuste del pilote se determina con la siguiente ecuación:

$$Q_{fu} = 0.3w \int \sigma_0 dz \quad (7)$$

Donde:  $w$  perímetro del pilote

$\int \sigma_0 dz$  área del diagrama de esfuerzos efectivos verticales iniciales en la longitud del pilote.

De una manera simplificada se puede expresar como:

$$Q_{fu} = L \times P \tau \quad (8)$$

Donde:  $L$  Longitud activa del micropilote, por ejemplo 18 m

$P$  Perímetro del micropilote, para 21 cm  $P = 0.66 \text{ m}$

$\tau$  Resistencia al corte del suelo

$\tau = q_c / N_k$  ( $N_k = 13$  para arcillas blandas) ( $\tau = 75/13 = 5.8 \text{ t/m}^2$ ) (9)

Con las expresiones anteriores aplicadas a los micropilotes de 22 cm de diámetro se obtiene una capacidad de punta  $Q_{pu}=26 \text{ t}$  y de fricción  $Q_{fu}= 69 \text{ t}$ , resultando una carga admisible con un factor de seguridad de 2 igual a  $Q_{adm} = 47.5 \text{ t}$ .

**Número de micropilotes.** El número de micropilotes necesario por condición estática se determina con la expresión siguiente:

$$N_p = \frac{W}{Q_{adm}} \quad (10)$$

Donde:  $W$  Peso total de la estructura, t

$Q_{adm}$  Capacidad de carga admisible por micropilote, t

### C. 3 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

**Asentamientos de tipo elástico.** Aunque los suelos tienen comportamiento plástico, usualmente se admite que se pueden estimar los asentamientos de tipo elástico inducidos por las cargas en condiciones estáticas, que primordialmente ocurrieron al final de su construcción y por los sismos ocurridos a lo largo de su historia.

Para el cálculo de asentamiento se empleó la siguiente expresión:

$$\delta_N = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{qB}{E} F_f \quad (11)$$



Donde:  $\delta_N$  Asentamiento en condición natural del suelo, cm  
 $E$  Módulo de Young equivalente representativo del suelo, por ejm. 220 kg/cm<sup>2</sup>  
 $q$  Esfuerzo transmitido por la cimentación, por ejm. 2.6 kg/cm<sup>2</sup>  
 $B$  Ancho de la cimentación, por ejm. 120 cm  
 $F_f$  Factor de forma, 1.33  
 $\nu$  Relación de Poisson, con valor usual de 0.25

El asentamiento calculado con los valores anteriores resulta de un par de centímetros que ocurrieron al final de la construcción.

**Predicción de asentamientos por consolidación.** Estos asentamientos se calculan con base en la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi con ayuda de las gráficas presión aplicada vs relación de vacíos, para cada estrato característico de la estratigrafía de un sitio:

$$\Delta h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h \quad (12)$$

Donde:  $\Delta h$  Deformación vertical que sufrirá un cierto estrato  
 $h$  Espesor del estrato en cuestión, dato del sondeo del sitio  
 $\Delta e$  Cambio en la relación de vacíos debido al incremento de esfuerzo  $\Delta\sigma$ . Dato que se deduce de la curva de compresibilidad  
 $e_0$  Relación de vacíos correspondiente al esfuerzo efectivo antes del incremento de esfuerzo. Dato que se toma de la curva de compresibilidad

El asentamiento total que ocurrirá es  $\Delta H$  función de la suma de las deformaciones que sufren los estratos:

$$\Delta H = \sum \frac{\Delta e}{1 + e_0} h_i \quad (13)$$

Este cálculo implica que se disponga de suficientes pruebas de consolidación; sin embargo, lo usual es que se disponga de un número reducido de esas gráficas y por ello se recurre a la correlación de la resistencia de punta del cono eléctrico con el coeficiente de compresibilidad volumétrica  $m_v$  de la Fig. C.2.

Procedimiento de cálculo. Los registros de los sondeos de cono eléctrico muestran la variación de la resistencia de punta  $q_c$  medida; la cual se validó previamente para los resultados de laboratorio del sitio como se explica a continuación.

El módulo de compresibilidad volumétrica  $m_v$  se estima con la siguiente expresión:

$$m_v = \frac{\Delta h}{\Delta\sigma \cdot h} \quad (14)$$

Donde:  $\Delta h$  Es el asentamiento de cada estrato compresible  
 $\Delta\sigma$  Es el incremento de esfuerzos para ese estrato  
 $h$  Es el espesor del estrato

$$\Delta h = m_v h \Delta\sigma \quad (15)$$

Tomando en cuenta todos los estratos compresibles se tiene que:

$$\Delta H = \sum m_v h \Delta \sigma \quad (16)$$

**Estimación de asentamientos sísmicos.** El orden de magnitud de los asentamientos ( $\delta$ ) que sufrió la cimentación durante el incremento de carga inducido por el sismo del 15 de junio de 1999, con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{\Delta \sigma \cdot H}{E} \quad (17)$$

Donde:  $E$  Módulo de rigidez representativo del suelo, por ejemplo 2400 t/m<sup>2</sup>  
 $\Delta \sigma$  Incremento medio de esfuerzo sísmico en el estrato, t/m<sup>2</sup>  
 $H$  Espesor total del estrato

#### **C.4 BIBLIOGRAFÍA**

Braja M Das. (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Editorial Thomson Learning.

Sowers G.B. y G.F. Sowers. ( 1968), Introductory Soil Mechanics and Foudation. The Macmillan Company. New York.

## **ANEXO D. MEDICIONES DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL**

### **D.1 GENERALIDADES**

El comportamiento estructural de los templos y conventos construidos entre los siglos XVI a XVIII se debe verificar rutinariamente con mediciones de precisión de las deformaciones que exhiben y de las que se estén manifestando. El programa de mediciones conviene que se enmarque en una evaluación de la magnitud de los asentamientos que ocurrieron durante la construcción.

La Mecánica de Suelos cuenta con herramientas de análisis para hacer la estimación de: a) Lo que se puede denominar las deformaciones históricas, aunque estos procesos en casi todos los casos tuvieron larga duración e incluso frecuentes interrupciones; por ejemplo los jesuitas levantaron algunos de sus colegios en unos 6 años, muchos conventos tomaron más de 20 años y el caso más prolongado fue la Catedral con duración de más de 150 años; esto condiciona a que estos análisis sean sólo aproximados y b) Los asentamientos que podrán ocurrir a consecuencia de los cambios del subsuelo; esta predicción será más acertada cuando se cuente con información confiable de la estratigrafía del sitio y de las propiedades mecánicas de los suelos.

Los asentamientos diferenciales históricos y los que podrán ocurrir son dos escenarios que podrá aprovechar el Ingeniero Estructuralista para interpretar la geometría de las deformaciones que manifiesta el monumento en estudio y evaluar las consecuencias de las futuras. Con esta base y su conocimiento podrá sustentar la seguridad estructural actual y su eventual disminución futura; en ambos casos, de ser necesario propondrá la intervención de la estructura e incluso cuestionará si se puede mejorar el comportamiento del subsuelo.

Finalmente, para intervenir uno de estos monumentos o su subsuelo es necesario documentar el comportamiento que exhibe y con este fundamento se podrá justificar reforzar de alguna manera su estructura e incluso de mejorar el comportamiento del subsuelo. El caso de la Catedral Metropolitana constituye un excelente ejemplo de las mediciones estructurales de un monumento (Gutiérrez y Ríos, 1995). A continuación se describen las técnicas disponibles para la medición de las deformaciones estructurales.

Es importante advertir que la precisión de los aparatos que se describen más adelante es la declarada por el fabricante, la cual obtiene en condiciones controladas muy favorables y es difícil lograr en cualquier sitio; por otra parte, se debe tener en cuenta que existen otras versiones de esos dispositivos y más aún, que evolucionan constantemente, así otros modelos podrán tener mayor precisión que la consignada aquí.

La conservación de monumentos europeos ha generado vasta experiencia en las técnicas de medición de las deformaciones, así como en el desarrollo de equipos y entrenamiento de personal especializado. El Internacional Colloquium de Bérghamo de 1997, sobre la Inspection and Monitoring of the Architectural Heritage contiene interesantes casos de control de monumentos.

## **D.2 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL**

El levantamiento estructural se puede hacer con una Estación Topográfica que opera con prismas ópticos, cintas reflejantes o láser; en general esos aparatos tienen una precisión de las medidas angulares de  $\pm 1$ seg de arco y en cuanto a las mediciones de distancias menores de 100m alcanzan las siguientes precisiones: con prisma óptico  $\pm 1.2$  mm, con cinta reflejante  $\pm 2$  mm y con láser  $\pm 3$  a 4 mm.

Las prestaciones de estas estaciones permiten determinar las coordenadas de tantos puntos que resulta posible definir la altura de sus elementos, las curvaturas de las bóvedas y arcos, la inclinación de columnas y pilastras; en suma se descifra la geometría de los monumentos, con la condición de que el operador esté entrenado en este tipo de levantamientos, que deberá empezar por fijar una retícula de coordenadas para enmarcar todas las mediciones, incluyendo la configuración topográfica antes descrita. En cuanto a la inclinación de columnas, pilastras y muros, se puede lograr mayor precisión con la técnica que se describe a continuación.

## **D.3 IDENTIFICACIÓN Y CONTROL DE GRIETAS**

Se deberán identificar y ubicar en un plano todas las fisuras que se detecten en un monumento, la Fig. D.1 es un ejemplo de esa labor. Lo siguiente es verificar la actividad que pueden tener, para ello se dispone de tres procedimientos:

a) Medición de placas sobrepuestas. Son dos placas transparentes que se fijan a cada lado de la grieta; la superior tiene grabada una escala y la inferior una línea de referencia. Los cambios de ancho de la grieta se miden con precisión de  $\pm 1$  mm y el rango total es de 2 cm, Fig. D.2a.

b) Medición con vernier. A cada lado de la grieta se coloca un perno de bronce de referencia (ver inciso D.3), marcados con un punto central en el que se apoyan las puntas del vernier para medir los cambios de separación, la precisión depende del calibrador y puede ser de  $\pm 0.1$  a 0.01 mm, Fig. D.2b.

c) Medidor bidireccional. Consiste de dos pequeños marcos de aluminio que se fijan a cada lado de la grieta para medir en el plano de la misma los incrementos de ancho y también su variación en el plano ortogonal; para ello se hacen mediciones con un micrómetro apoyado en cada marco. La precisión de las mediciones es de  $\pm 0.01$  mm, Fig. D.2c.

## **D.4 CONFIGURACIONES TOPOGRÁFICAS**

La determinación de las superficies topográficas de puntos arquitectónicos significativos, como son los pisos originales, los plintos de las columnas y en algunos casos las cornisas, permiten deducir las deformaciones o asentamientos diferenciales que ha sufrido un templo o convento; en algunos casos los niveles de las bardas de los atrios también pueden tener utilidad para interpretar las deformaciones.

Esas configuraciones asociadas a las fechas de cada nivelación topográfica son indicadoras de los cambios de forma de un cierto monumento; por ello se requiere que los puntos de medición sean fijos e inviolables y se les puede definir como pequeñas referencias confiables a muy largo plazo.

Las referencias más adecuadas son varillas de acero inoxidable de 5 cm de longitud, 6.3 mm de diámetro, alojados en una perforación de 9.5 mm de diámetro y fijados con un pegamento de tipo epóxico, Fig. D.3; deben sobresalir 5 mm para servir de apoyo al estadal o regleta de medición. Las nivelaciones se deben referenciar a un banco fijo confiable que esté protegido contra el vandalismo; en el caso de la ciudad de México, es muy conveniente que sea un banco profundo; más adelante se describe este tipo de banco.

Las mediciones se deben realizar con un nivel topográfico con resolución de  $\pm 0.01$  mm y un estadal invar con código de barras, para alcanzar una precisión de 1 mm con dos mediciones en una distancia de 1,000 m (entre otros, el nivel Wild NA 2000 tiene esta precisión). Esto significa que los errores de medición en un templo son muy confiables.

## D.5 MEDICIÓN DE LA INCLINACIÓN DE COLUMNAS, PILASTRAS Y MUROS

**Plomada Óptica.** El objetivo es definir el desplomo de las pilastras, columnas y muros en puntos en toda su altura, así como la dirección hacia donde están inclinadas en una cierta fecha; para ello se utiliza una plomada óptica o cenital que debe tener una resolución de  $\pm 0.5$  mm en 100 m y un estadal con graduación en milímetros, para asegurar que la precisión de las mediciones sea de  $\pm 1$  mm en 30 m (entre otras, la plomada Wild ZL tiene esa precisión).

La metodología para estas mediciones consiste en los siguientes pasos: a) se fija un punto en el piso de feligresía que representa el origen de la medición, b) se hace centro en dicho punto con la plomada óptica, c) en la columna, pilastra o muro se marcan puntos a cada metro, c) en cada una de esas referencias se coloca el estadal y d) se hace la lectura de la distancia a la línea vertical imaginaria que define la plomada óptica, Fig. D.4. Esta técnica de medición se puede también aplicar de manera simplificada, que consiste en medir la distancia horizontal entre el punto más alto, respecto al nivel de piso.

**Tiltmeter.** Este aparato tiene en su interior un acelerómetro que mide la desviación con la vertical del punto en que se instale, puede ser de tipo fijo o portátil; el portátil tiene la ventaja de que se puede utilizar en varios monumentos. El sensor de este dispositivo tiene una resolución de  $\pm 5$  seg de arco, que permite definir cambios de inclinación de  $\pm 0.25$  mm en una altura de 10 m. El sensor está montado en un marco de acero de base 14.0 por 6.3 cm y 14.0 cm de altura.

Este aparato se monta temporalmente sobre un disco de cerámica o aluminio fijo a una ménsula adherida al elemento estructural del monumento, Fig. D.5. Se permite que la lectura se establezca por los movimientos y el cambio térmico, lo cual puede tomar de 2 a 5 min antes de registrar la inclinación de ese día.

Es importante advertir que esta medición es puramente local, por ello se deben hacer en por lo menos tres niveles y aún así, se debe considerar como una medición significativa para ese punto; es decir es una medición local.

## D.6 PLOMADAS DE REFERENCIA

**Plomada simple.** Se trata de un cilindro metálico de unos 7 kg de peso que cuelga temporalmente de un alambre de acero de 0.5 mm, cuya parte superior pende de una ménsula fija; el cilindro está sumergido en un recipiente con líquido viscoso que reduce la influencia del viento. El recipiente es un tanque rectangular portátil que se centra y nivela mediante pernos, como se ilustra en la Fig. D.6; la parte superior del tanque es un marco de referencia con reglas graduadas a 1mm y tiene dos niveles de burbuja para confirmar que esté en posición horizontal.

La medición consiste en colocar y nivelar el tanque en el sitio, colgar el cilindro, esperar a que el líquido se estabilice y con ayuda de una regla T medir la posición del alambre en dos direcciones.

**Plomadas de precisión.** El Istituto Sperimentale Modelli e Strutture de Bérgamo Italia desarrolló lo que denominó el Teleordinometro WIPOT (wire position optical transducer), aparato que mide de manera continua y automática la posición de alambres verticales de plomadas, con el propósito de determinar su desplazamiento horizontal. Las primeras aplicaciones fueron para verificar la estabilidad de las cortinas de presas con arco de concreto; posteriormente lo adaptaron para edificios altos, puentes y monumentos, (ISMES, 1992). La Fig. D.7 es un esquema de este aparato, al lado de uno de estos dispositivos instalado en una iglesia italiana.

El principio consiste en una fuente de luz Led que pasa por un diafragma a un sistema de lentes que proyectan la luz y el alambre su sombra a una placa sensible (CCD Array Reader de la Texas Instruments), la cual se encarga de transformarla en una señal electrónica a una computadora. Las especificaciones de este aparato son: a) puede ser mono o bidireccional, b) su rango es de 50 mm en dos direcciones, c) la resolución es de  $\pm 0.001$  mm y d) la precisión entre 0.01 y 0.1 mm. Las lecturas se controlan automáticamente con ayuda de una computadora.

En la Catedral de la ciudad de México cuenta con seis de estos aparatos. Los de las torres penden de alambres del orden de 35 m, esto implica que considerando una precisión de 0.01 mm, pueden detectar cambios angulares de 0.06 seg de arco ( $1/3,500,000$ ), esta magnitud es tan pequeña que de seguro está influida por varios factores, entre otros la temperatura y el viento; así que resulta suficiente aceptar que los desplazamientos mínimos sean de 1 mm. Por su parte para las cuatro columnas del crucero con alambre de unos 10 m y aceptando que la precisión sea de sólo 0.1 mm, se miden cambios angulares de 2 seg de arco.

## D.7 MEDICIÓN DE CONVERGENCIAS

El término medición de convergencia se desarrolló para la construcción de túneles y consiste en la determinación de los cambios de separación entre pares de puntos fijos en una cierta fecha. La misma técnica se aplica para medir la distancia de separación entre pilastras o columnas de un monumento. Lo usual es medir las distancias horizontales en tres elevaciones y para verificar conviene también medir las distancias inclinadas.

a) Medición con extensómetro. Se recurre a una cinta de acero montada en un dispositivo con un resorte de tensión constante y que llevan en sus extremos ganchos que se ensartan en armellas, instaladas de manera permanente en el fuste de las columnas o pilastras a alturas diferentes (por

ejm. 2.5, 5.0 y 9.0 m del piso de feligresía). El extensómetro de cinta con longitudes de 15, 20 o 30 m con resolución de  $\pm 0.25\text{mm}$  y precisión de 1.0 mm, Fig. D.8.

La medición consiste en: a) fijar el extensómetro entre el par de armellas, b) se ajusta la marca de tensión constante en el indicador y c) se hace la lectura de la distancia, usando la escala de la cinta y de la carátula del extensómetro; a continuación se retira el equipo y se repite la operación anotando las lecturas. El extensómetro se calibra antes de iniciar y terminar un día de medición, mediante un marco de referencia metálico que asegura su calibración.

b) Medición electrónica. Este es un medidor continuo con un sensor electrónico, que puede ser del tipo de los LVDT (Transformador Diferencial de Variación Lineal), que se monta cercano a una columna o pilastra, en un extremo tiene un resorte de tensión constante y en el otro un alambre que se fija a la columna o pilastra opuesta. El medidor se instala de manera permanente a alturas diferentes fuera del alcance de los feligreses (por ejm. 5.0 y 9.0 m). Este aparato tiene una precisión de  $\pm 0.01\text{ mm}$ , Fig. D.9.

Este aparato permite hacer mediciones con ayuda de otro aparato de monitoreo que puede estar conectado a una computadora para realizar las mediciones automáticamente con lecturas a cada lapso de tiempo fijo, desde minutos a horas; la frecuencia se puede controlar en función de la velocidad de las deformaciones.

## D.8 CELDAS Y ESTACIONES PIEZOMÉTRICAS

**Tipos de piezómetros.** Los piezómetros son dispositivos que permiten determinar a una cierta profundidad la presión del agua o columna equivalente dentro del subsuelo. Este dato permite precisar el estado de esfuerzos que guarda la masa de suelo y se requiere conocer con dos propósitos esencialmente diferentes: a) en condiciones de cambios de presión a corto plazo, para trabajos de construcción y b) en condición estable, en que la presión puede tener cambios pero lentos en el tiempo. La diferencia fundamental entre los dos casos y que puede ser en el mismo suelo, obliga a que el tiempo de respuesta del piezómetro sea la acorde al propósito:

**Piezómetros de membrana.** Son los que miden en corto tiempo tienen una celda con una cámara cuya membrana es sensible a la presión, el agua penetra e infla la membrana con un pequeño volumen de agua que se drena del suelo (unos 2 a 3  $\text{cm}^3$ ). La membrana esta instrumentada con un sensor electrónico o neumático y se mide con un sensor en la superficie, la precisión debe ser de  $\pm 0.001\text{ kg/cm}^2$ , equivalente a 1 cm de columna de agua.

**Piezómetros abiertos.** Son los que reaccionan en mayor tiempo, son abiertos, permiten que el agua entre en la cámara y suba libremente por el tubo vertical (de unos 2.5 cm de diámetro), que sale a hasta la superficie, **Fig. D.10**; la lentitud de respuesta de este tipo de piezómetro radica en que el volumen de agua es considerable (unos 300  $\text{cm}^3$  por metro de tubo). Para medir la presión del agua se introduce dentro del tubo una sonda que marca el nivel del agua, con una precisión de  $\pm 1\text{ cm}$ .

**Estación piezométrica.** Se da este nombre a un conjunto de piezómetros de membrana o abiertos que miden la presión del agua en los distintos estratos del subsuelo que interesen. Los abiertos

sólo pueden operar en estratos permeables que drenan agua con facilidad; en cambio los piezómetros de membrana pueden ser instalados en estratos poco permeables.

Para el caso de monumentos se requieren únicamente los de tipo abierto, salvo que se esté realizando algún trabajo en el subsuelo que obligue a instalar piezómetros de membrana.

## **D.9 BANCOS DE NIVEL SUPERFICIALES**

Se trata de referencias simples, que deben ser fijas y capaces de sobrevivir al vandalismo; pueden ser pequeñas mojoneras con pernos de acero e incluso sólo los pernos cementados a las banquetas de concreto o muros de mampostería; nunca pueden ser referencias señaladas con sólo pintura, ya que son fácilmente destruidas.

## **D.10 BANCOS DE NIVEL PROFUNDOS**

**Generalidades.** La medición del hundimiento regional en un punto cercano a un monumento colonial de la ciudad de México puede ser necesaria para predecir su comportamiento futuro y para ello se recurre a instalar un banco de nivel profundo. Esta medición es compleja y por ello se requiere conocer la funcionalidad que tienen los distintos tipos de bancos profundos (Takahashi y Santoyo, 1999).

**Banco de tipo convencional.** Un banco profundo tradicional consiste de un tubo testigo de fierro con base cilíndrica que se apoya sobre un estrato duro, tiene otro tubo exterior o ademe cuya función es liberar al tubo interior para que pueda emerger libremente, en función de la reducción de espesor del suelo. La falacia de su operación consiste en que una vez que el suelo se adhiere al ademe le genera una fuerza descendente o fricción negativa que los deforma y pandea, así el ademe entrapa al tubo interior y deja de emerger, usualmente ocurre en unos pocos años, y en zonas con hundimiento regional mayor a 10 cm por año se puede reducir a unos meses (Santoyo, 1981).

**Banco con funda plegable.** Es un instrumento capaz de eliminar la influencia de la fricción negativa, consiste por una funda exterior deformable integrada por segmentos de 20 cm de tubo de aluminio unidos con bandas geotextiles de 5 cm y la tubería metálica concéntrica, Fig. D.11; la funda exterior es comprensible axialmente y tolera deformaciones de hasta el 20% entre la superficie y la profundidad de desplante del banco.

La operación de este tipo de banco es simple, basta con medir cuánto ha emergido el tubo interior, se mide con precisión de  $\pm 1$  mm; los primeros cuatro bancos de este tipo se instalaron en el atrio poniente de la Catedral a profundidades de 40, 60, 80 y 100 m (Tamez et al, 1992). Se requiere contar con bancos a distintas profundidades para deducir la contribución de los distintos estratos al hundimiento regional. Para verificar si el banco instalado a la máxima profundidad ya no se hunde, se debe correr nivelaciones topográficas a un banco superficial fijo, si su emersión es menor que la medida topográfica, significa que a esa profundidad ocurre hundimiento.

**Banco de referencias múltiples magnéticas.** Consiste de una columna de tramos de tubos de PVC unidos con segmentos de manguera-fuelle de PVC flexible; los tubos llevan adheridas por el exterior pastillas magnéticas a profundidades seleccionadas. La medición consiste en detectar la



posición de los imanes con una sonda sensible al magnetismo y con ello cambios de profundidad que van teniendo con el tiempo, la precisión con estos bancos es de  $\pm 1$  cm .

Se instalaron dos de estos bancos para el control de la subexcavación de la Catedral y se constató que son muy adecuados para medir los hundimientos en subsuelos con diferentes estratos de distinta compresibilidad; esto les da ventaja sobre los de funda plegable, pero tiene la desventaja que para su medición se requiere de la sonda sensible al magnetismo. Algunos proveedores comercializan estos bancos en Europa y Canadá.

## **D.11 COMENTARIO FINAL**

Las campañas de mediciones topográficas y de la instrumentación que se deben adoptar para un cierto monumento deben ser conciliadas entre los ingenieros estructural y geotécnico, así como el arquitecto responsable de la restauración del monumento, para asegurarse que permita reunir la información suficiente para conocer el comportamiento de su estructura y la influencia que puede tener el subsuelo.

Otros instrumentos que podrán ser necesarios a instalar son: inclinómetros cuando el monumento se ubique en un talud que puede ser inestable, así como sismógrafos para registrar el comportamiento de la estructura durante un sismo y advertir la vulnerabilidad del monumento.

## **D.12 REFERENCIAS**

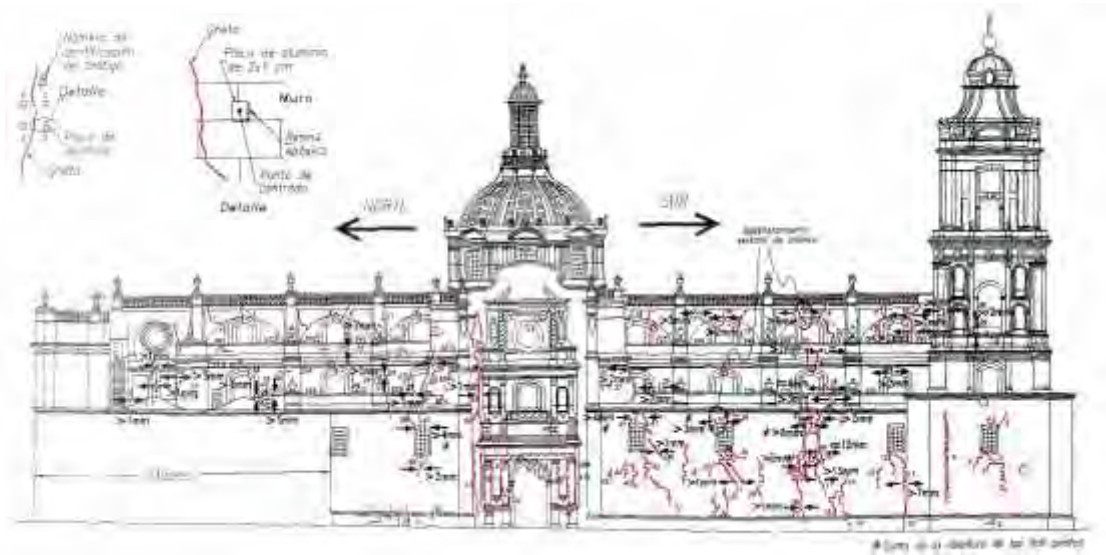
Gutiérrez Evangelina y M. Ríos García. (1995), Control de Movimientos Inducidos. En el libro: Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica, Informe Técnico. Asociación Amigos de la Catedral.

ISMES. (1992), Mono and Bidirectional Optical Telecordinometer for Vertical Wire Systems. Technical Report. Istituto Sperimentale Modelli e Strutture. Bérghamo, Italia.

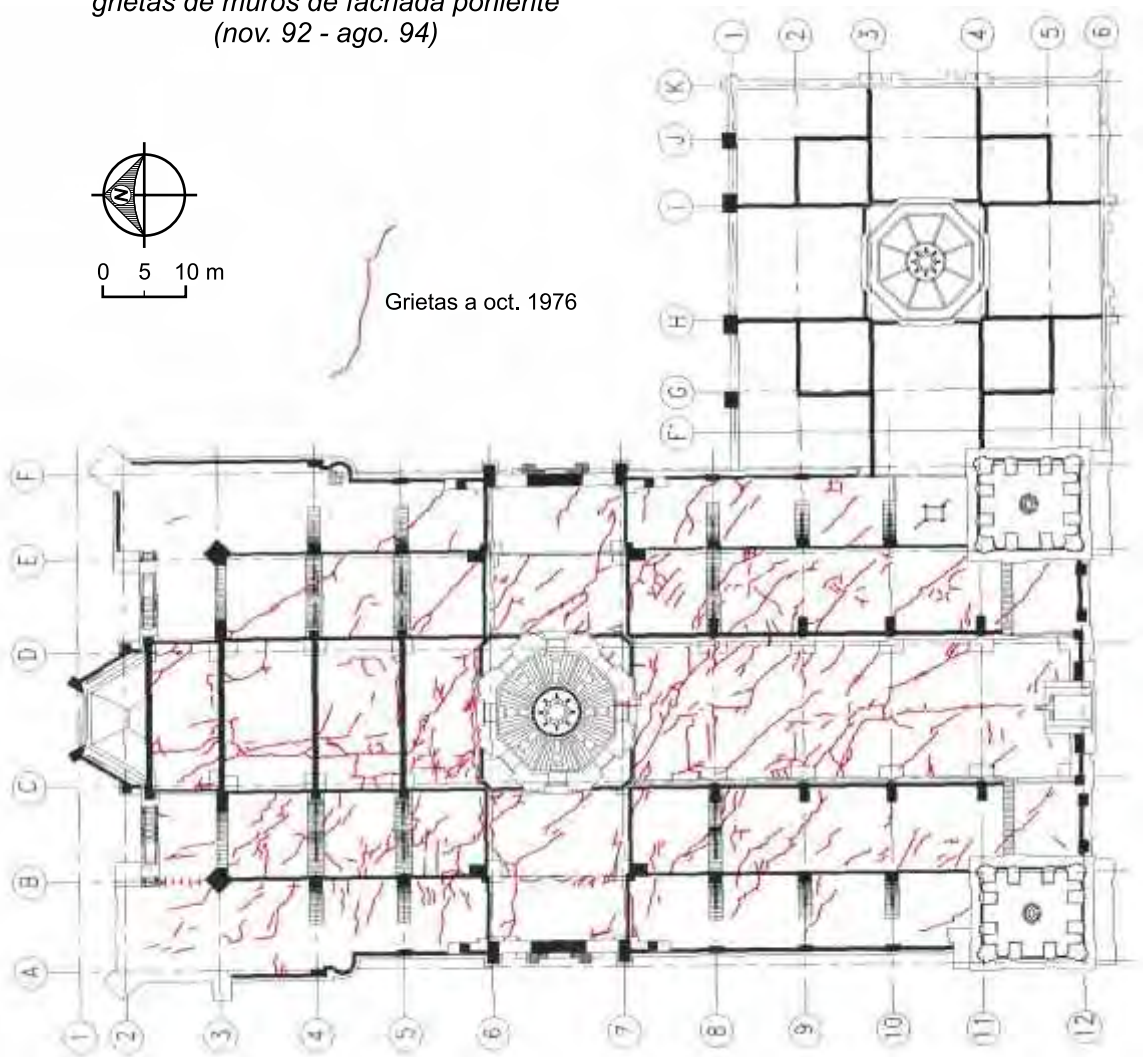
Santoyo, E., Díaz, C. y Luna, A. (1981). Comportamiento de la Tubería de Inclinómetro en Suelos Blandos. Simposio de Instrumentación y Mediciones en Túneles, Oaxtepec, Mor. México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Takahashi, V. y E. Santoyo. (1999), Bancos Profundos con Referencias Múltiples. III Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y obras Subterráneas.

Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992), La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección al comportamiento de sus cimentaciones. Volumen Raúl J. Marsal, E Ovando y G. Auvinet. Eds., Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.



Desplazamientos registrados, en mm, en las grietas de muros de fachada poniente (nov. 92 - ago. 94)

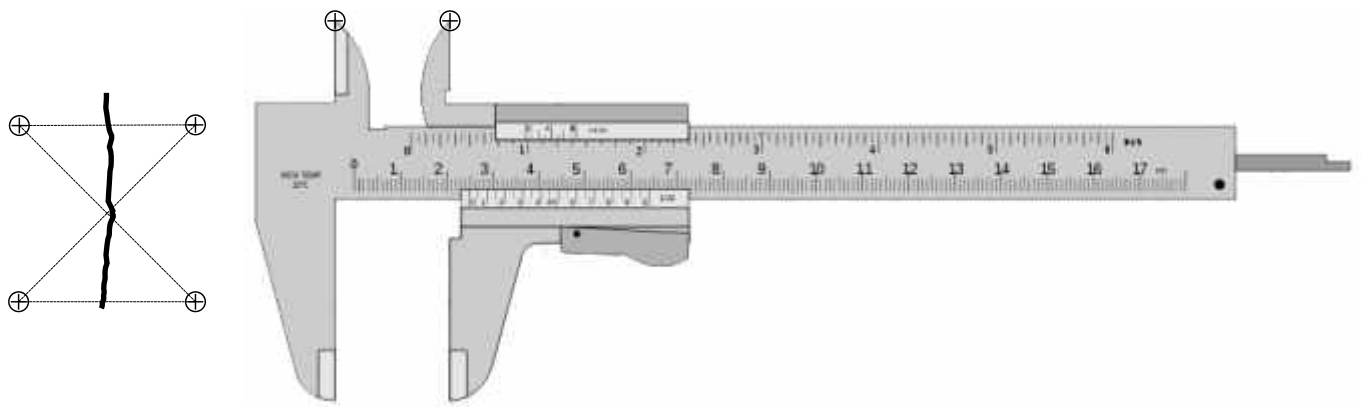


“Fisuras manifestadas durante el proceso de recimentación”  
copia de un plano de SPN, con fecha octubre de 1976

Fig. D.1 Ejemplo de identificación de grietas (Gutiérrez y Ríos, 1995)



a) Medidor de placas



b) Medición con Vernier



c) Medición bidireccional

Fig. D.2 Medición de la abertura de grietas



Fig. D.3 Perno de referencia

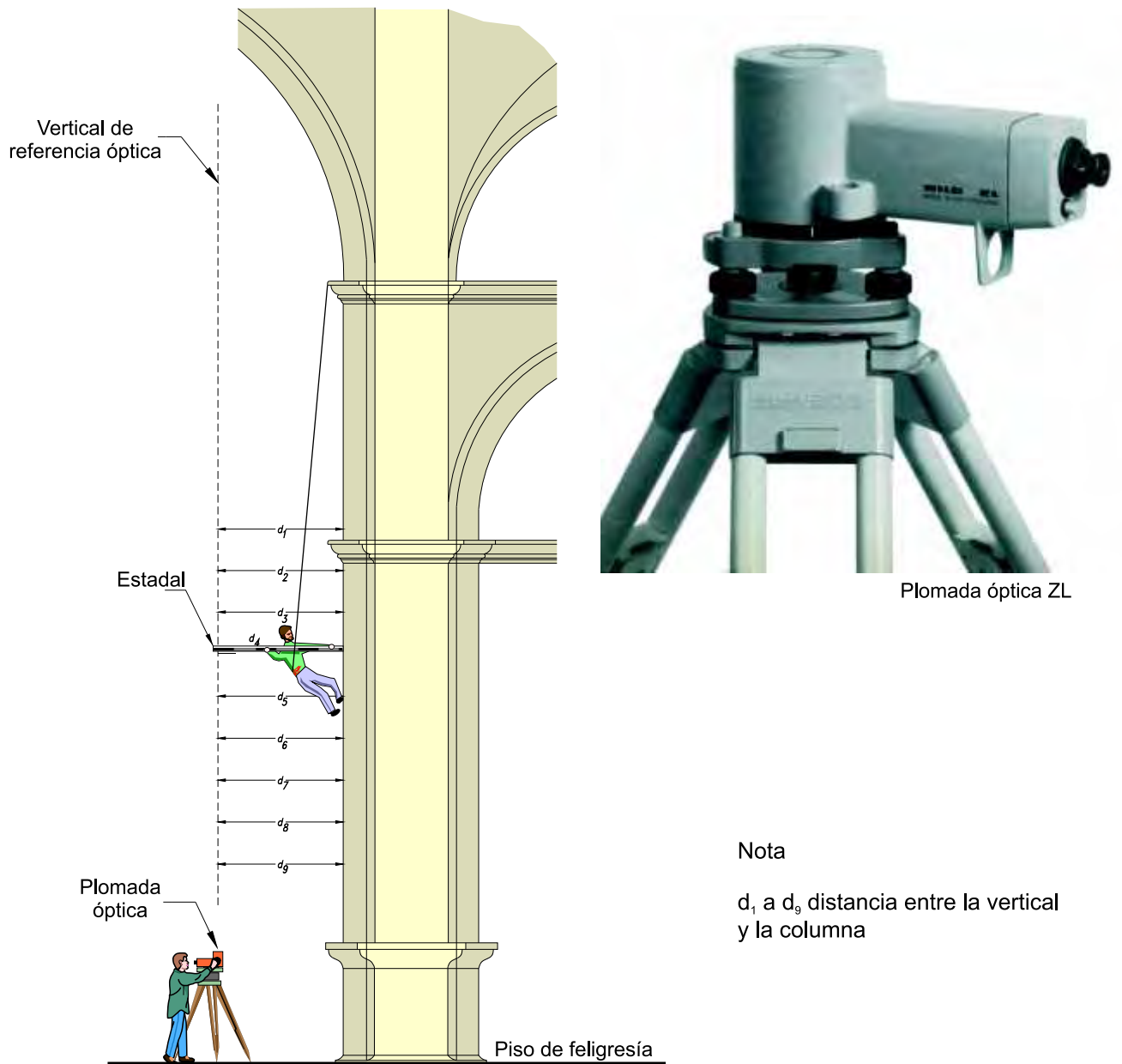
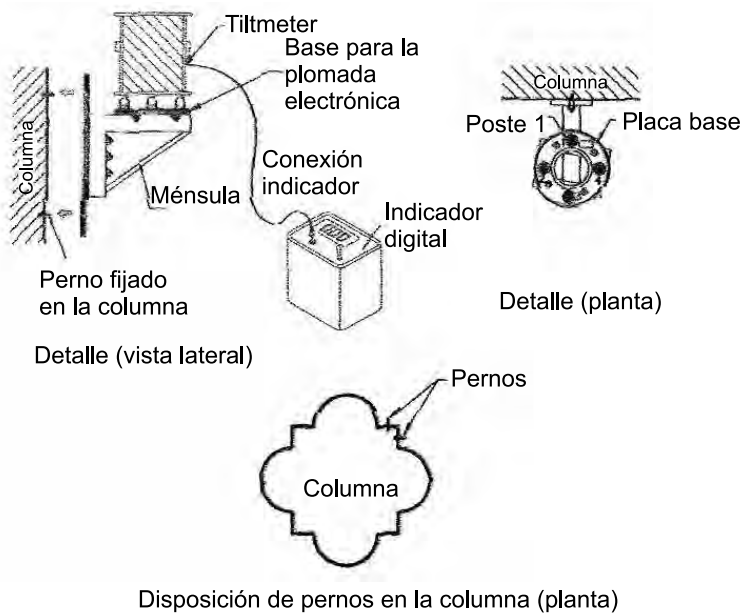
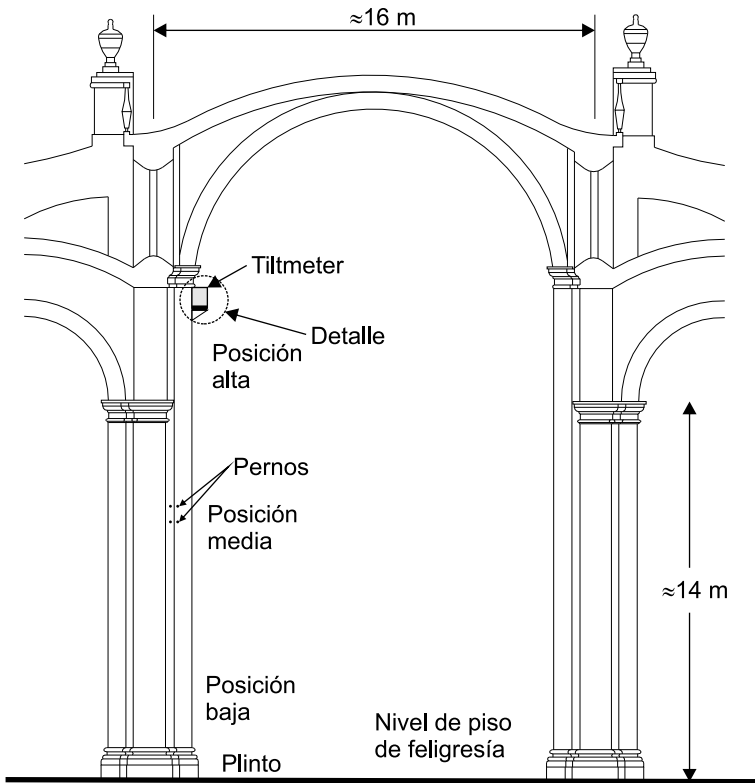


Fig. D.4 Técnica para la medición de desplomos de fachadas y pilastras



Esquema de la medición de cambios de inclinación

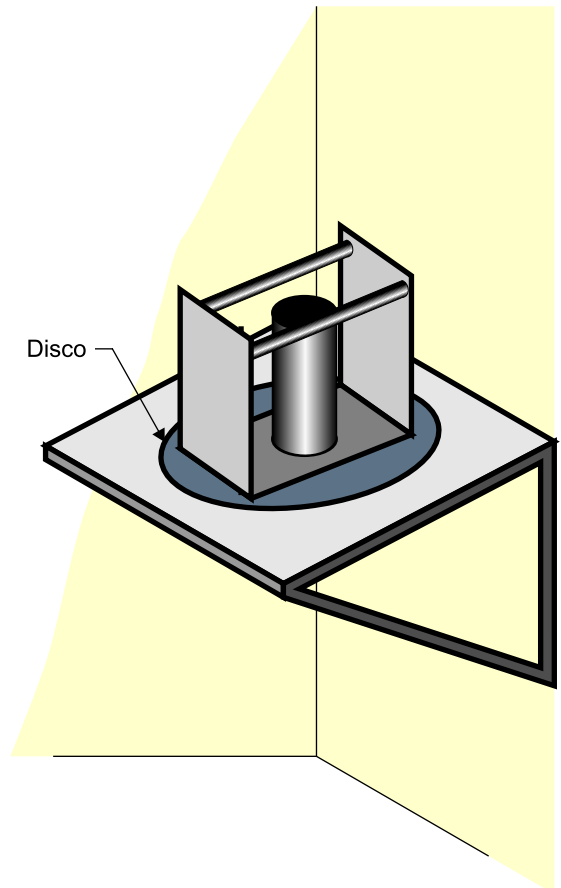


Fig. D.5 Mediciones de inclinación local con el Tiltmeter

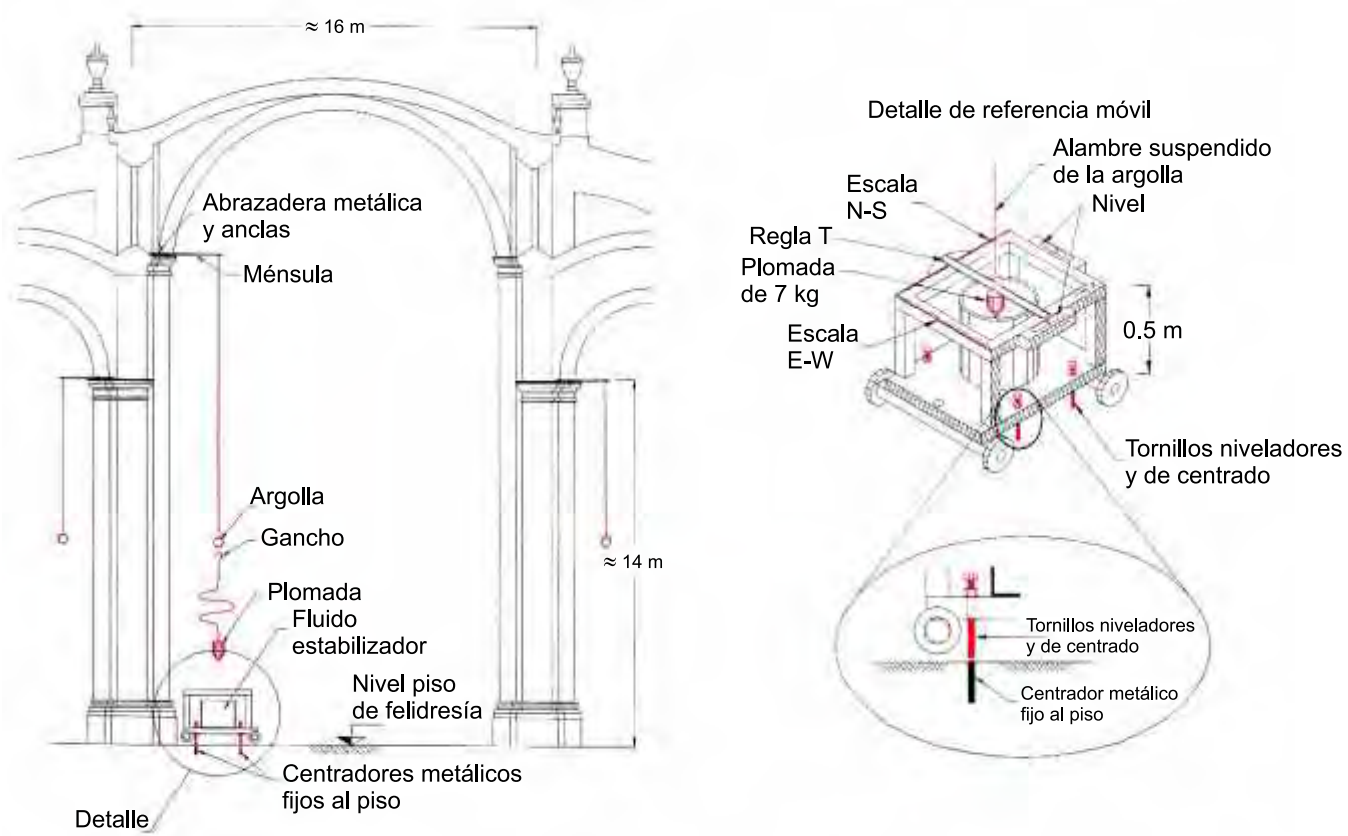
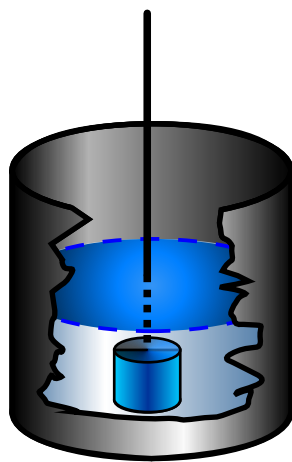
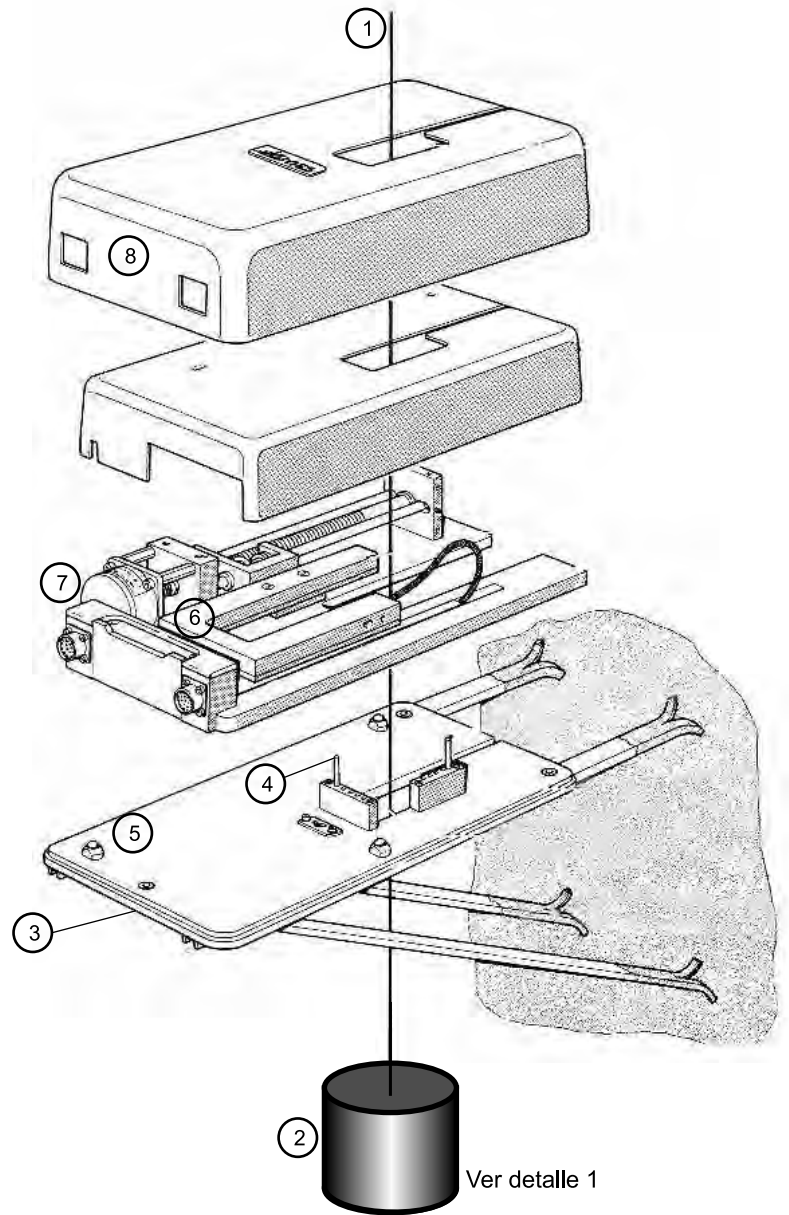


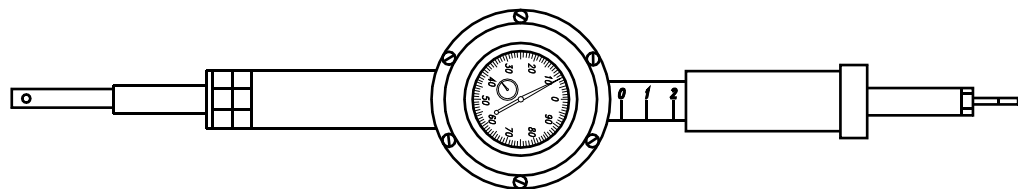
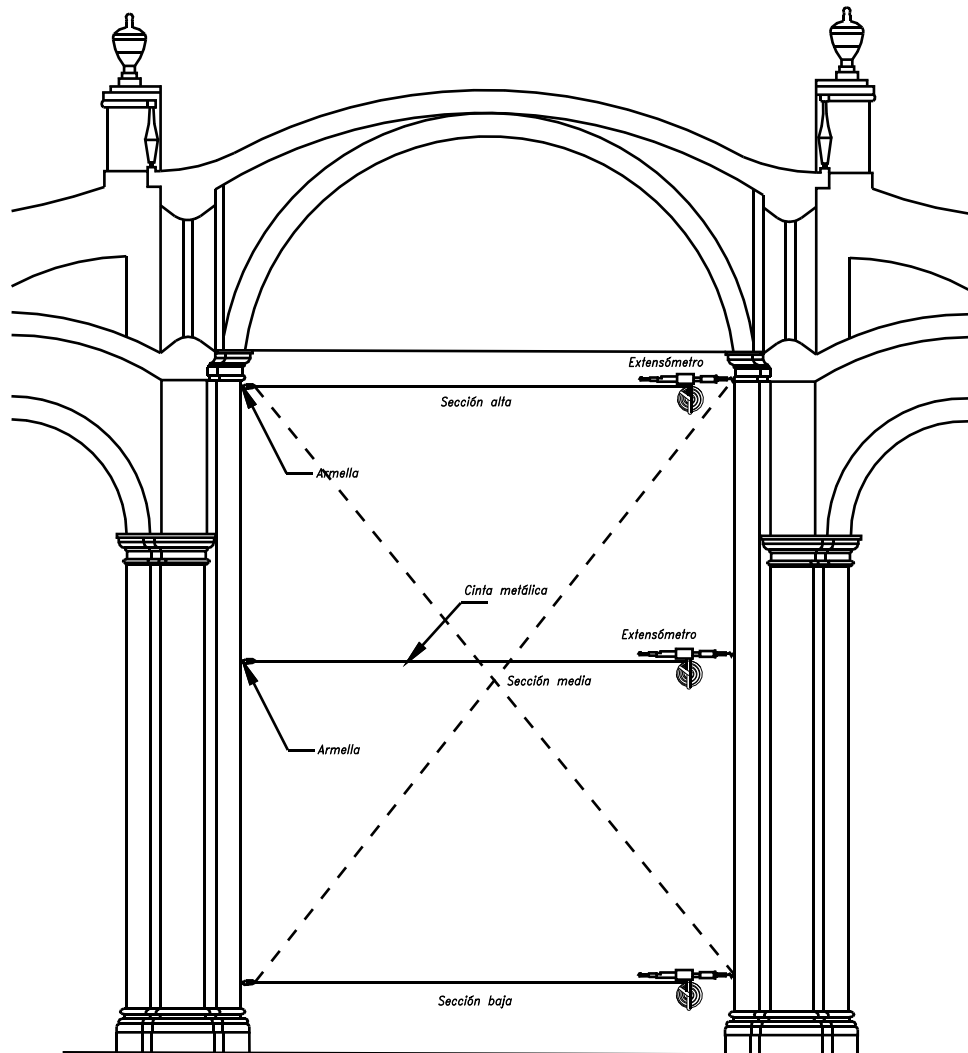
Fig. D.6 Plomada simple



*Detalle 1*

- ① Alambre de referencia
- ② Tanque con líquido viscoso
- ③ Ménsula de soporte
- ④ Referencias para medición y calibración
- ⑤ Placa base
- ⑥ Unidades ópticas emisoras de luz
- ⑦ Sensor final de margen (CCD Array Reader)
- ⑧ Cubierta

Fig. D.7 Plomada de precisión (Telecordinómetro)



Vista superior del micrómetro del extensómetro

Fig. D.8 Medición de convergencias con cinta de acero



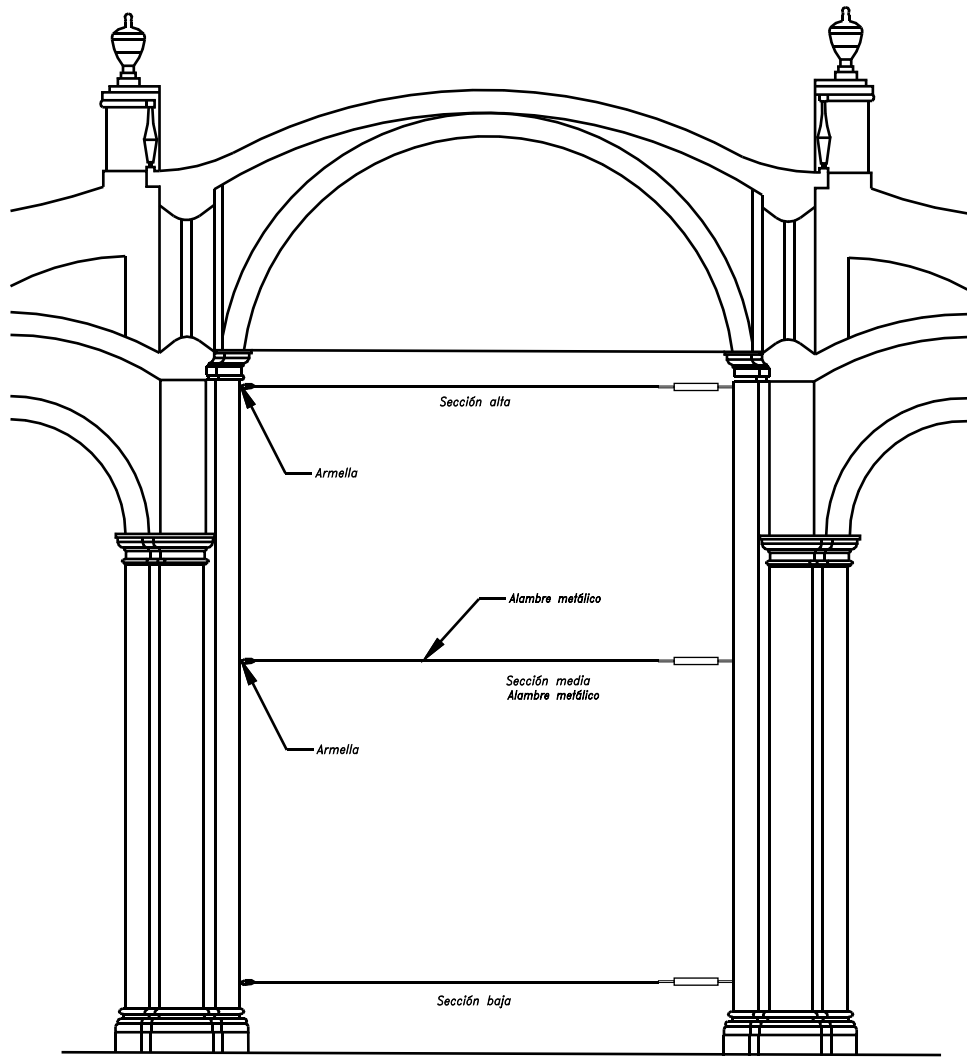
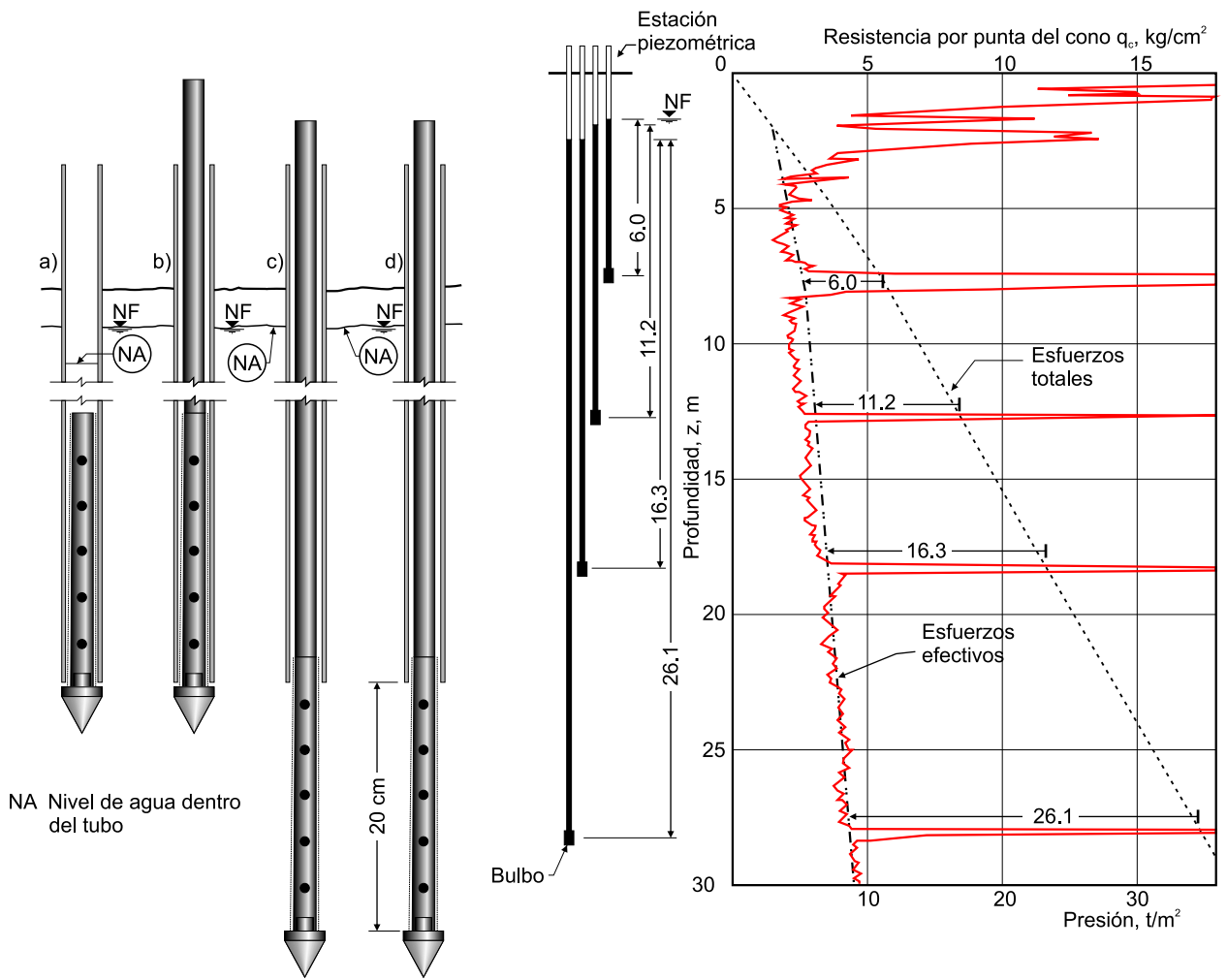


Fig. D.9 Medición de convergencias con sensor electrónico



Instalación de punta piezométrica

Criterio de instalación de piezómetros y variación de los esfuerzos efectivos de un sitio

Fig. D.10 Piezómetro abierto

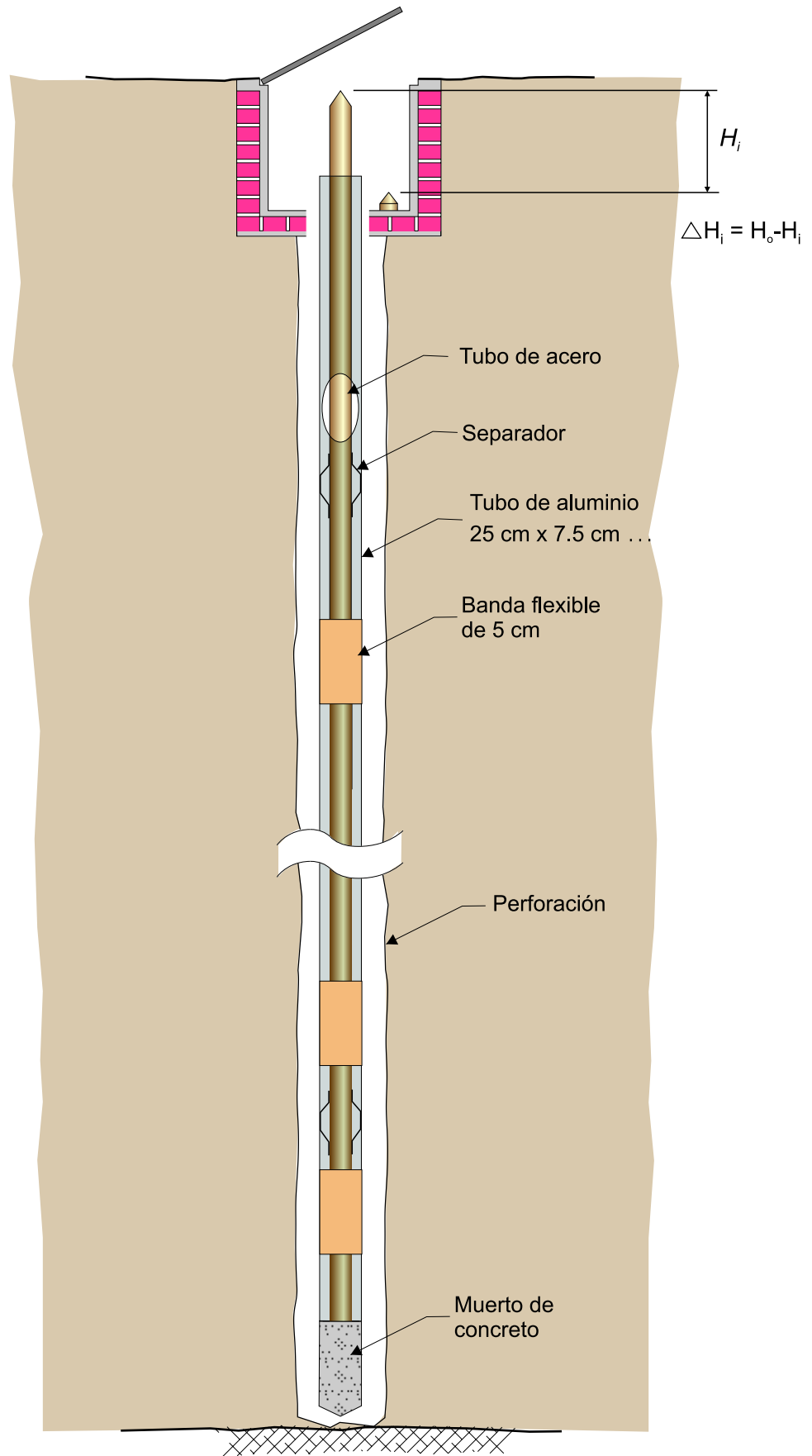


Fig. D.11 Banco Profundo de Referencia Fija

## ANEXO E. TÉCNICAS DE INTERVENCIÓN DE CIMENTACIONES

### E.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan de manera sucinta las técnicas de Ingeniería Geotécnica para intervenir a las cimentaciones de los templos y conventos y mejorar su comportamiento; se trata de un vasto campo de la geotecnia aplicada a la construcción que se puede agrupar en tres grandes conjuntos:

- Refuerzos de la masa de suelo que se agrupan en dos áreas: la inserción de elementos esbeltos de concreto o de mortero, que se denominan como Inclusiones Rígidas y la inyección de morteros.
- Mejoramiento de la masa de suelo; el cual tiene dos vertientes: densificación de las arenas sueltas o mezclando el suelo con cementantes que endurezcan a los suelos blandos.
- Otras técnicas e ingenios que contribuyen a mejorar el comportamiento de las cimentaciones.

En la Tabla E.1 se anotan las técnicas más conocidas, cuyos detalles evolucionan constantemente y cada avance parece anular al anterior; sin embargo, la esencia de los métodos subsiste con numerosas variantes para suelos peculiares, lo que ha dado lugar a numerosas patentes. El orden en que se presentan corresponde a su aplicación para intervenir las cimentaciones de los monumentos.

Tabla E.1. TÉCNICAS PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES

Técnica de intervención		Año	Comentario	
I N C L U S I O N E S	Inclusiones y pilotes diversos	Micropilotes	1950	Su empleo es creciente
		Pilotes a fricción	1920	Se han empleado siempre
		Pilotes de control	1955	Su empleo es muy abundante
		Columnas de piedra	1960	Su empleo es creciente
		Pilotes de cal	1980	Su empleo es limitado
	Inyección de morteros	Fracturamiento radial	1960	Se emplean ocasionalmente
Para compactación		1970	Su empleo se está difundiendo	
Fracturamiento hidráulico		1998	Se ha empleado en México	
M E J O R A R	Mezclado del suelo con Cementantes	Columnas de cal	1967	Se emplean abundantemente
		Mezclado en húmedo	1970	Se emplean poco
		Mezclado en seco	1970	Se emplean abundantemente
		Jet Grout húmedo	1972	Se emplean abundantemente
		Jet Grout seco	1981	Se desconoce
O T R A S	Subexcavación	Diversas herramientas	1962	Empleo convencional
	Manejo del agua	Inyección de agua	1978	Aplicación experimental
		Traspaleo de agua	1999	Aplicación poco conocida
	Tratamiento electrosmótico	Abatir el nivel freático	1941	Se emplea ocasionalmente
		Endurecimiento de suelos	1941	Su empleo es limitado
	Pilas ancladas	Confinamiento lateral	----	Se emplea en taludes
Muros milán	Confinamiento lateral	----	Empleo convencional	
Drenes horizontales	Drenaje de agua del suelo	1965	Se emplea en taludes	

Nota: La vibroflotación de arenas es una importante técnica de mejoramiento de suelos; sin embargo, se omitió porque se considera que es inaplicable en monumentos históricos

**Selección de la técnica.** La implantación de alguna de esas técnicas tiene que estar respaldada por experiencias anteriores y, cuando se carece de este apoyo, los tramos experimentales son la mejor opción para confirmar la validez de la que se podría emplear. La selección final debe contestar a las siguientes dos preguntas: ¿cuál es la técnica más confiable para mejorar el comportamiento de una cimentación? y ¿cuál será su costo? A continuación se hace una descripción breve de las distintas opciones y se comenta su aplicación, para orientar la respuesta a la primera pregunta; en cuanto al costo de cualquiera de ellas, sólo se anotan generalidades.

## **E.2 INCLUSIONES Y PILOTES DIVERSOS**

**Micropilotes.** Son elementos de cimentación profunda cuyo diámetro usual es de 10 a 30 cm, difieren de los pilotes que son de 30 a 60 cm y de las pilas cuyo diámetro se acepta como mayor de 60 cm y alcanza más de 250 cm; todos ellos se conforman introduciendo el concreto o mortero fresco dentro de una perforación previa y por ello se les clasifica como colados en el lugar; cabe aclarar que los micropilotes y los pilotes también pueden ser hincados a percusión.

El Ing. Fernando Lizzi fue el inventor de los micropilotes y los denominó como “palo radice” por su semejanza con las raíces de los árboles, fueron ignorados por muchos años e incluso combatidos, porque en algunos códigos europeos de construcción se prohibía expresamente que se pudiera confiar en elementos colados de concreto con diámetros menores a 40 cm y más aún siendo inclinados. Pero los éxitos de Lizzi en el refuerzo de la cimentación de numerosos monumentos italianos y en particular el del Ponte Vecchio en Florencia, realizado en 1966; junto con la publicación en inglés de su libro “The Static Restoration of Monuments” (Lizzi, 1982), terminaron por romper las barreras y ahora se aceptan en todo el mundo, en especial para su aplicación en el refuerzo de cimentaciones.

El reconocimiento a los micropilotes ha sido tal que en 1994 se conformó la Sociedad Internacional de Micropilotes, que convoca a reuniones anuales, donde se imparten conferencias maestras; llama la atención que la de 2009 fue con el tema de “Los micropilotes en la Edad Media”, lo que implica que este concepto es ancestral; en México se también se tiene experiencia antigua, desde que los mexicas recurrieron a los micropilotes para reforzar el suelo para que soportara el enorme peso de sus templos.

Los micropilotes ideados por el Prof. Fernando Lizzi se muestran en la Fig. E.1, los fabricó verticales e inclinados para facilitar su conexión con la estructura. Su éxito dio lugar a gran número de variantes de técnicas de fabricación, algunas patentadas (Santoyo y Segovia, 1995); hoy se les emplea en la cimentación de todo tipo de estructuras, en estabilización de taludes y también para reforzar masas de suelo. En la literatura técnica se acepta que los micropilotes pueden soportar cargas verticales de 5 a 30 t y excepcionalmente hasta 50 t trabajando de punta.

Es interesante mencionar que se empezó a recurrir a fundas de tela para controlar el colado de los micropilotes y que el Ministerio de Transportes de Francia (MTD, 1978) experimentó sobre las características que deberían cumplir las fundas de confinamiento, sus pruebas demostraron que las fundas reducen la capacidad de fricción del elemento. Esta negación ha perdido validez gracias a las fundas permeables ahora disponibles, las que tienen particular importancia en los suelos blandos de la Ciudad de México porque el vaciado del concreto o mortero genera fracturamiento hidráulico y por ello el pilote en vez de engrosar su diámetro se deforma sin control y puede conformar una lámina de concreto o mortero. Por ese defecto se hace necesario emplear fundas permeables y deformables para conseguir que la superficie del fuste sea lo más rugosa posible y controle la forma cilíndrica del pilote, Fig. E.2.

Los micropilotes se pueden también conformar introduciendo el concreto fresco a baja presión con ayuda de una manguera. El concreto que se utiliza en general es de 150 a 200 kg/cm<sup>2</sup> y casi siempre

se podrá demostrar que en suelos blandos un concreto de  $50 \text{ kg/cm}^2$  es suficiente; en cuanto al armado de acero podrá ser mínimo, puede ser práctico aunque más costoso adoptar un tubo de acero como refuerzo; en cualquier caso se debe recurrir a una funda de tela para evitar que ocurra fracturamiento hidráulico.

**Pilotes a fricción.** En sitios cuyo subsuelo son arcillas y limos blandos y que estén afectados por el fenómeno de hundimiento regional, se puede emplear este tipo de pilotes, la razón que justifica su capacidad de carga depende esencialmente de la adherencia de su área perimetral con el suelo y en menor medida y casi nula de su capacidad de punta.

La transferencia de carga de estos pilotes permite que cuando la superficie del suelo se asiente los pilotes conserven su capacidad de carga; por ello en su diseño se debe cuidar que exista espacio suficiente entre la punta de esos pilotes y la profundidad a la que se ubique un estrato duro, de manera de que a pesar del asentamiento no se llegue a provocar que los pilotes se apoyen en ese estrato e incrementen su capacidad de carga en la punta; porque de hacerlo surgen dos problemas: a) las irregularidades del apoyo podrán generar desajustes locales al monumento y b) aún cuando todos los pilotes estuvieran bien apoyados su capacidad de carga por punta de seguro será insuficiente para soportar el peso del monumento, más la carga parásita consecuente de la fricción negativa.

Estos pilotes usualmente son precolados e hincados a percusión; sin embargo para el caso de monumentos lo más adecuado será prefabricarlos en tramos cortos con concretos de  $200 \text{ kg/cm}^2$  y colocarlos a presión, aunque se podrán también conformar vaciando el concreto fresco con ayuda un tubo tremie; el concreto que se utiliza en general es de  $200 \text{ kg/cm}^2$ , aunque podrá demostrarse que  $100 \text{ kg/cm}^2$  es suficiente; en cuanto al armado de acero podrá ser el mínimo necesario.

Para los pilotes prefabricados e hincados a presión se debe evaluar el volumen que desplazan los pilotes porque genera remoldeo del suelo, por ello es recomendable practicar una perforación previa para conseguir que el volumen de los pilotes sea compensado con el de las perforaciones.

En cualquiera de los procedimientos se debe tener en cuenta los siguientes dos aspectos: a) que la punta quede por arriba del estrato duro más cercano para evitar que funcionen como pilotes apoyados en su punta, b) en el caso de que no se pueda evitar lo anterior, en los últimos años se viene haciendo la perforación previa del estrato duro para cada pilote, con el propósito de destruir su capacidad de carga y asegurar de que la podrán penetrar.

Otro aspecto importante que se debe considerar, es optimizar las dimensiones de los pilotes, porque el área perimetral de un conjunto de estos elementos está en función del volumen total del concreto necesario; así, para pilotes desplantados a una cierta profundidad, mientras las dimensiones de su sección transversal sean menores, el volumen de concreto también será menor; aunque el número de pilotes se incremente, la Fig. E.3 muestra esta peculiaridad que suele pasar desapercibida y que se aprovecha en práctica europea de construcción de pilotes, con la generalización de que los pilotes cuadrados sean de 30 cm de lado y los colados en el lugar sean de 30 cm de diámetro; en cuanto a los pilotes triangulares, aunque sean los que conllevan al mayor ahorro, son poco confiables, porque durante su manejo e hincado sufren muchas roturas que disminuyen su continuidad (Santoyo y Gutiérrez, 1986).

**Pilotes de control.** Muchos edificios de la ciudad de México cimentados con pilotes apoyados sobre un estrato de suelo duro han emergido con la consecuente reducción de su seguridad, porque la losa de la cimentación se despega del suelo. Para corregir este comportamiento el Ing. Manuel González Flores inventó los Pilotes de Control cuyo funcionamiento se basa en que cada uno tiene un “puente de carga ajustable” que permite hacer descender al edificio y mantener el contacto de la losa con el suelo.

El puente de carga es un marco de acero anclado a la losa con las “arañas de empotramiento” y la unión con el pilote se hace mediante tres camas de “cubos de madera” que se deforman a causa de los incrementos de carga y el edificio desciende unos milímetros (los cubos son de 5 cm de lado y cada uno soporta del orden de 2t), la Fig. E.4 es un croquis de estos pilotes. El mantenimiento consiste en que cuando la madera ha perdido su capacidad de ajuste o el pilote ha sobresalido varios centímetros, es necesario soltar los puentes recortar los pilotes y colocar nuevos cubos de madera. Desafortunadamente el Ing. González Flores nunca describió los detalles su invento, de su operación y tampoco del mantenimiento; su patente está vencida y varias empresas los instalan, algunas con mejores diseños que el original.

Una importante condición para la operación de los pilotes de control es que se requiere que la estructura sea rígida para que se puedan dominar a las deformaciones diferenciales; así, en edificios modernos y pesados han demostrado su utilidad, incluso para corregir las pérdidas de verticalidad. Pero también les han ocurrido fracasos, durante los sismos de 1985 sucedió el colapso de varios edificios con estos elementos; la inspección de esos casos detectó que los errores principales fueron: a) la falta de mantenimiento y b) la inestabilidad de los marcos o puentes, que como decía Don Manuel “el sismo fue tan fuerte que se botaron los controles” y c) en edificios ligeros su peso no fue suficiente para hacerlos descender al grado que la losa no estaba en contacto con el terreno. Durante los sismos de 1985 se observaron abundantes casos de pilotes que se hundieron bruscamente, por incrementos de carga, al lado de otros que lo resistieron (Tamez, 1990).

El criterio de instalación de estos pilotes fue por muchos años equivocado, porque se hincaban a presión y al alcanzar las 100 t se les consideraba pilotes confiables, si quedaban o no apoyados en la llamada Capa Dura, no se le daba importancia; esto es un error, porque tratándose de pilotes de punta debía ser indispensable que estuvieran correctamente apoyados.

Otra incertidumbre de estos pilotes, es que están segmentados en tramos de 1 m, en los que la continuidad estructural se confiaba a varillas empalmadas dentro de un hueco cilíndrico, Fig. E.5. Con la intención de mejorar la continuidad, otros constructores han colocado cables y hacen el postensado.

Por lo que respecta al mantenimiento, se presenta la dificultad de falta de uniformidad en la deformabilidad de la madera, como se demuestra en la Fig. E.6, así como a la corrosión de las partes de acero; el primer aspecto es el más complejo, por ello se empieza a sustituir la madera por neopreno de dureza controlada. En cuanto a la corrosión las pinturas epóxicas y el engrasado frecuente son la única solución.

González Flores realizó la recimentación de varios templos, destacan la Basílica de Guadalupe y su anexo el Colegio de las Capuchinas, el Pocito y los templos de San Juan de Dios y la Santa Veracruz; lamentablemente estos tres últimos acusan problemas de comportamiento.

El Ing. José Marcos Aguilar ha desarrollado un marco de carga con cuatro apoyos y sin rótula para darle mayor estabilidad durante un sismo (Aguilar, 2000), por su parte TGC Geotecnia instaló algunos pilotes de control en el Sagrario Metropolitano con marcos cuatro apoyos que les dan estabilidad durante un sismo (Santoyo y Ovando, 2001).

**Columnas de piedra.** Esta técnica tradicional consiste en conformar columnas de grava gruesa en arenas y suelos finos mediante la operación de vibradores pesados que licuan localmente la masa de suelo en un diámetros de unos 80 cm y de profundidad de unos 10 a 30 m; con esto permiten que la grava descienda para formar la columna y densificarla.

Una técnica reciente más simple conocida como Pilas de Agregado Apisonado, ha sido patentada como Geopier y consiste en hacer una perforación de 30 a 90 cm de diámetro hasta la profundidad en que se encuentre un estrato somero de suelo duro, de 2 a 10 m de profundidad; en seguida se introduce grava en capas de unos 30 cm y se apisona con un martillo de impacto que debe desplazar lateralmente la grava para aumentar su sección transversal de cada elemento; otro detalle radica en que los dos a tres metros superiores se compactan con mayor energía. Sus promotores afirman que sirven para reforzar taludes y terraplenes, así como de apoyo para cimentaciones superficiales y losas de pisos.

Se puede decir que la técnica anterior tiene un antecedente que se denominó como pilotes apisonados, que no están protegidos por una patente, para los cuales se sigue la siguiente secuencia: se realiza la perforación de 30 a 60 cm de diámetro hasta la profundidad del desplante de los pilotes, en seguida se introduce un tubo-ademe de acero con segmentos de 1 a 2 m, a continuación se mete el acero de refuerzo. Luego se tienen dos opciones: a) si no hay nivel freático se introduce unos 30 cm de concreto seco y se apisona con una maza de fierro que pasa al centro del acero de refuerzo, para desplazarlo lateralmente, se continúa así en capas de 30 cm hasta llegar a la superficie y b) cuando hay nivel freático se introduce el concreto húmedo a presión alta para generar el desplazamiento lateral. Una variante que se realiza en varios países es conformar estos pilotes con concreto seco o húmedo, con o sin acero de refuerzo; más aún, en el caso de recurrir a concretos con bajo contenido de cemento se puede lograr una columna pétreo de buena capacidad estructural, Fig. E.7.

**Pilotes de cal.** En China se han utilizado pilotes de cal viva desde 1960 para mejorar los suelos saturados blandos (Rogers y Bruce, 1991); se basan en introducir la cal granulada, utilizan tubos perforadores que la llevan en su interior. En la Fig. E.8 se muestra un procedimiento inglés de colocación que consiste en penetrar el suelo con un tubo de acero de punta cónica que opera como válvula de pie, el tubo se hinca con un vibrador y cuando llega al fondo se introduce la cal en incrementos para compactarla con el mismo vibrador y aumentar el diámetro de la columna de cal a casi el doble.

Los efectos benéficos de esta técnica son la compactación que se hace de la cal que incrementa los esfuerzos horizontales y por supuesto la reacción química de la cal viva que eleva la temperatura a más de 100° C, lo que para algunos propicia que el hidróxido de calcio se combine con la sílice y alúmina de las arcillas.

Otros efectos son: la cal incrementa su volumen hasta dos veces y se presenta la migración de iones de calcio, sin embargo, la resistencia estructural de la columna con la cal una vez hidratada es baja y por ello este procedimiento se ha difundido poco. Las mediciones realizadas indican que con esta técnica un suelo incrementó su resistencia al corte de 0.4 kg/cm<sup>2</sup> a 3 kg/cm<sup>2</sup>, lo que se advierte como demasiado optimista.

Los pilotes de cal viva se han difundido extensamente como tratamiento de suelos expansivos para controlar la actividad química de las arcillas y con ello reducir su capacidad de absorber agua e incrementar su volumen. En cambio en los suelos blandos saturados poco se han aplicado, porque su rigidez final es baja; sin embargo su capacidad de reducir el contenido de agua en la masa de suelo les podrá dar utilidad en el campo de los suelos blandos.

**Comentario.** En México se requiere aumentar las opciones para el tratamiento de los suelos blandos y en particular para los de la Ciudad de México se deben implementar tecnologías para el mejoramiento de una masa de suelo, como alternativa o complemento de las cimentaciones convencionales.



### E.3 REFUERZOS DE MORTERO INYECTADO

**Concepto básico.** La inyección de morteros a presión en una masa de suelo se desarrolló en Francia e Italia para el tratamiento de consolidación e impermeabilización de las masas de suelo bajo las cimentaciones de presas de tierra y de concreto; la aplicación de esta técnica a los suelos blandos muchos la han visto como un desacierto, sin embargo, las últimas experiencias europeas y mexicanas demuestran que es una técnica que va a ganar creciente utilidad para reducir la deformabilidad e incrementar la resistencia de esos suelos.

**Técnicas de inyección.** Cuando se aplica una inyección puntual de cierta viscosidad en los suelos finos, éstos pueden reaccionar de cuatro maneras en función de su permeabilidad, textura, estructura y estado de esfuerzos de la masa del suelo, de tal forma que puede inducirse: a) fracturamiento hidráulico radial al punto de inyección, b) fracturamiento en un plano, con una componente principal, c) desplazamiento volumétrico esferoide y d) impregnación del suelo; aunque este último sólo ocurre en suelos muy permeables.

**Fracturamiento radial.** Se le conoce también como encapsulado o de estructura de naipes al azar; en suelos blandos este modelo siempre ocurre y, para que su geometría se conserve, el volumen de cada etapa de inyección debe ser controlado, ya que el exceso causa que la geometría del flujo de inyección se pudiera concentrar en un plano y transformar la estructura de mortero en una del segundo tipo, Fig. E.9a.

**Inyección de impregnación.** En suelos granulares constituidos por arenas, que pueden tener un contenido de gravas se introduce un mortero fluido a presión capaz de penetrar los huecos de ese suelo, el cual una vez endurecido le da una resistencia al corte en función de la dosificación del mortero, Fig. E.9b.

**Inyección de compactación.** Se trata de generar esferoides por desplazamiento radial del suelo inducido por la presión aplicada, lo cual se logra sólo con morteros muy viscosos; lo contrario produce fracturamiento hidráulico, Fig. E.9c.

Este procedimiento de inyección es correctivo y también preventivo; la aplicación más destacada consiste en que cuando un túnel avanza por la extracción de suelo de su frente, genera un cierto volumen de asentamiento en la superficie, el cual se evalúa de acuerdo a las propiedades mecánicas del suelo del sitio. Así, al mismo tiempo que el túnel progresa se inyecta mortero en las perforaciones horizontales con un volumen igual al de la predicción; esto debería anular o compensar los asentamientos potenciales. Pero, las imprecisiones de la teoría y la erraticidad de los suelos hacen necesario controlar meticulosamente el proceso de construcción tomando como guía las mediciones topográficas de precisión que se manifiestan en la superficie para ajustar la velocidad del avance de la excavación, para hacerla congruente con el volumen del mortero por inyectar en cada perforación; en la Fig. E.10 se ilustra como se aplica este tipo de inyección, que se considera sería aplicable en algún templo de la zona del Bajío.

Es oportuno mencionar que en la ciudad de México se inyectó uretano líquido bajo las pistas del aeropuerto para que al reaccionar y convertirse en espuma rígida levantara localmente la superficie de rodamiento y corrigiera hundimientos locales; esta experiencia llevó a un especialista a proponer anular los hundimientos diferenciales de una importante casa colonial con ese compuesto químico; sin embargo, es casi imposible que hubiera tenido éxito, porque la presión que genera la expansión del uretano es insuficiente para levantar una pesada estructura colonial; más aún, es factible que se comprima a la arcilla blanda que subyace sin lograr la corrección geométrica propuesta.

***Inyección por fracturamiento hidráulico.*** Este tipo de inyección aprovecha el estado de esfuerzos en la masa de suelo para generar una fisura por la presión del mortero líquido que se induce en perforaciones paralelas y que al endurecer forma una lámina vertical dura continua, Fig. E.9d; al repetir esto en otras líneas paralelas se consigue reforzar el suelo con una familia de láminas verticales de mortero (ver Fig. 6.1.26).

Los trabajos de Corrección Geométrica de la Catedral dieron la oportunidad de realizar una campaña de pruebas de inyección por fracturamiento hidráulico en el ex lago de Texcoco, en donde se ensayaron las técnicas y materiales de inyección que se podrían aplicar en la arcilla de la Ciudad de México; en esas pruebas se aprovecharon experiencias anteriores en las técnicas de perforación y los ensayos de laboratorio de los distintos morteros, que de años atrás se venían acumulando para la construcción de micropilotes.

La observación directa de las láminas generadas en el campo demostró que la influencia del estado de esfuerzos de la masa de suelo es decisiva y que la penetración del mortero es coincidente con la orientación que guarda el plano principal menor.

***Inyección para inducir expansión.*** Una manera peculiar de aprovechar las técnicas de la inyección por fracturamiento hidráulico y de compensación permite generar el levantamiento de una cierta área superficial de un sitio, la cual puede servir para corregir los asentamientos diferenciales que exhiben construcciones ligeras, Fig. E.11.

***Inclusiones rígidas.*** Esta técnica experimental se desarrolló en México en septiembre de 1997 para reducir la deformabilidad de los suelos bajo la Catedral y se le denominó como Núcleos Reductores de la Deformabilidad que consistieron en injertar columnas de mortero simple, descritas en el inciso 6.1; posteriormente se difundió que en Francia se hacía algo muy similar con el nombre de “Inclusiones Rígidas”. Siendo este término muy explícito, se adoptó para el Informe Final de la Catedral (Santoyo y Ovando, 2008). En años posteriores al 2000 han surgido diversas técnicas para conformar Inclusiones Rígidas, algunas muy ingeniosas, otras inadecuadas para los suelos de la ciudad de México por su proclividad a inducir fisuras y remoldeo a las arcillas.

Este concepto ha ganado tanta importancia que ahora se define como inclusión rígida de una masa de suelo de suelo blando, a cualquier refuerzo vertical que se injerta en una masa de suelo blando, casi siempre desconectados y separados de la cimentación. Para su análisis suelen considerarse como elementos de fricción o punta, que pueden estar por arriba de las eventuales capas duras profundas.

Los procedimientos para colocar esos refuerzos son numerosos, pueden ser como los descritos antes y hasta los pilotes convencionales de concreto, precolados y colados en el lugar, se pueden adoptar como un tipo de inclusión rígida. Otra forma de conformar inclusiones rígidas es recurrir a la técnica de construcción de pilotes de hélice continua ahora muy empleada en Europa, aunque se requiere de una máquina especializada se podrían resolver muchos casos de mejoramiento masivo. En China se emplean pilotes de hormigón de cal, los cuales se pueden fabricar tradicionalmente con un tubo punzonador o mandril o con una perforación previa estabilizada con lodo y vaciando el hormigón con tubo tremie, eso mismo se ha realizado en México (Santoyo, 1982). Estos últimos procedimientos no deberían emplearse en el caso de monumentos, porque inducen remoldeo de las arcillas y generan hundimientos que anteceden al efecto benéfico de las inclusiones.

#### **E.4 MEJORAMIENTO CON CEMENTANTES**

***Columnas de cal.*** Esta técnica la desarrolló en Suecia el Sr. Kjeld Paus; posteriormente el Prof. Bengt Broms, quien era investigador del Instituto Geotécnico Sueco, la impulsó y divulgó. El equipo de construcción consiste de una perforadora cuyas barras de perforación llevan una broca batidora

similar a la empleada en las cocinas para batir huevos o chocolate Fig. E.12. Se emplea cal viva (hidróxido de calcio sin hidratar), en forma granulada de tamaño de arena fina a gruesa, que debe conservarse en un recipiente hermético a presión; con un flujo de aire a presión la cal se lleva a la punta de la broca batidora. El diámetro de la brocas empleadas en Suecia es de 50 a 100 cm y la profundidad más usual era de 10 m y ahora las fabrican hasta de 20 m. La cantidad de cal que emplean es de 5 a 15 % del peso seco del suelo de la columna (15 a 20 kg de cal/m), se puede realizar una columna de 10 m en unos 20 min (Rogers y Bruce, 1991).

La reacción por hidratación de la cal viva alcanza temperaturas mayores a los 100° C, lo que genera avidez de la cal por el agua del subsuelo reduciendo el contenido de agua; también genera cierto intercambio de iones y reacción puzolánica. En pruebas experimentales en Inglaterra con una arcilla de resistencia natural no drenada  $C_u = 0.1 \text{ kg/cm}^2$  (arcilla de Weald, muy citada en la literatura técnica), mezclada en una columna de cal incrementa su resistencia hasta en 18 veces y el módulo de compresión inicial de  $50 \text{ kg/cm}^2$  puede incrementarse de 30 a 40 veces (Bredenberg y Broms, 1984). Por su parte, el tiempo en que ocurren estos cambios en los suelos de Suecia resulta de 3 a 4 meses.

El empleo de estas columnas en las arcillas de México con contenidos de agua entre 200 y 500 % obligaría a una mayor cantidad de cal y también herramientas batidoras de mayor energía; además se requiere demostrar experimentalmente su efectividad.

**Mezclado en seco.** Esta tecnología fue desarrollada en Japón, utilizando barras helicoidales en el equipo que se emplea para mezclar el suelo con cal o cemento; la descarga del cementante se hace en seco por la parte inferior de la sarta de barras y también por la parte superior, con el propósito de lograr la mayor uniformidad de la distribución de la cal o el cemento empleados; se podría decir que el mezclado se hace a todo lo largo de la columna helicoidal. Las máquinas que se han construido para esta técnica suelen tener dos, tres y hasta cuatro columnas de helicoides paralelas, unas giran en sentido derecho y las otras en izquierdo, pudiendo invertir su dirección de giro. Para suelos de humedad natural de 60 a 200% se requieren de 100 a 300 kg de cemento para alcanzar resistencias de 2 a 20  $\text{kg/cm}^2$ . El equipo para aplicar esta técnica hasta ahora es tan grande, que resulta poco utilizable para operar en un monumento.

**Jet grout.** Esta técnica la desarrolló el Instituto Kajima de Japón, el concepto resultó tan exitoso que desde 1977 varias empresas constructoras europeas desarrollaron sus variantes, al grado que ahora hay un gran número de ellas que se pueden agrupar en tres tipos básicos: F1, F2 y F3 y existen otros tipos más especializados (Chida, 1996). Es conveniente aclarar que los primeros equipos para realizar Jet grout eran enormes y que en pocos años han reducido su tamaño, al grado de que se han empleado en España e Italia para reforzar cimentaciones de algunos monumentos; así que es previsible que a corto plazo sean todavía más pequeños y se puedan utilizar desde el interior de cualquier monumento.

Todos ellos consisten de una sarta o columna de tubos de acero que llevan una broca en la punta que penetra a rotación y presión con ayuda de un fluido de perforación, que puede ser agua o lodo bentonítico, Fig. E.13. Una vez que llega a la profundidad requerida se inicia la inyección de la lechada de cemento, que corta al suelo y lo erosiona con una presión tan alta como 300 a 500  $\text{kg/cm}^2$ , así abre un hueco laminar horizontal y lo reemplaza con lechada de cemento, maniobra que se lleva a cabo gradualmente al girar y levantar la tubería; de esta manera se injerta una helicoide de mortero en la masa de suelo. En la Fig. E.13 se ilustra la boquilla F3 con una salida de aire, otra de agua y la tercera de la lechada. La boquilla F2 tiene una salida de agua o lodo y otra para la lechada y la tipo F1 sólo tiene una boquilla para la salida de lechada; esta última se aplica donde en el suelo predomina material granular que se aprovecha como parte del mortero.

**Experiencia mexicana.** En la Ciudad de México se realizó una interesante prueba con Jet grout en el ex-lago Texcoco (Sámano, Schmitter y Ayala, 1999), que consistió en formar tres hileras de 13

columnas de tratamiento cada una; se llevaron a 4.2 m de profundidad y su separación centro a centro fue de 1.5 m. Aplicando una presión de  $460 \text{ kg/cm}^2$ , se consiguió que las columnas fueran de hasta 111 cm de diámetro, en tanto que con presión de  $120 \text{ kg/cm}^2$ , las columnas resultaron de 60 a 70 cm.

La cantidad de cemento utilizado fue de 230 a  $360 \text{ kg/m}^3$ , dependiendo de la velocidad de extracción de la herramienta de mezclado. La resistencia del suelo cemento a los 30 días fue de 5 a  $8 \text{ kg/cm}^2$ , considerada baja por los autores, pero podría ser debida a problemas en la extracción de las muestras.

## E.5 SUBEXCAVACIÓN DE CIMENTACIONES

**Antecedentes.** Esta técnica fue propuesta para corregir la Torre de Pisa (Terracina, 1962), aunque no fue aceptada en Italia, fue desarrollada en México para corregir edificios inclinados por los sismos de 1985, con lo que se ganó experiencia desde entonces (Tamez et al, 1989 y Santoyo et al, 1989). Esos dos casos junto con el de la Catedral fueron reconocidos como el antecedente técnico para subexcavar la Torre de Pisa (Settis, 2004). Es interesante mencionar que años atrás el Ing. Manuel González Flores también realizó una subexcavación, la hizo bajo la fachada de la Basílica de Guadalupe para cerrar la grieta estructural que tenía (Santoyo y Segovia, 1995). Por su parte el Prof. John Burland se enteró y publicó antiguas experiencias olvidadas de subexcavación de iglesias (Johnston y Burland, 2001).

**Descripción de la técnica de subexcavación.** Consiste en practicar un conjunto de pequeñas horadaciones o túneles paralelos, horizontales o con cierta inclinación. La forma de esos túneles es circular, de unos 10 cm de diámetro o rectangular de la misma altura y se ubican en el primer estrato de suelo blando que subyace al edificio. El pequeño hueco se colapsa por los esfuerzos que soporta la masa de suelo, lo cual induce un pequeño hundimiento correctivo en la superficie. Cuando se ha cerrado el hueco, se reabre la horadación y también se hacen otras nuevas; repitiendo sucesivamente el procedimiento se acumulan los hundimientos correctivos necesarios.

Las horadaciones para subexcavar una cimentación se practican en un estrato que se puede deformar plásticamente, lo cual con frecuencia tiene el inconveniente de que los suelos someros suelen estar muy fracturados y por ello pueden ser inestables e incluso estar expuestos a sufrir caídos locales que entorpecen el trabajo. Las perforaciones o ventanas se hacen paralelas con separación variable, en planos horizontales o inclinados, para inducir los asentamientos correctivos, también se han realizado esas horadaciones radiales desde una lumbrera.

La técnica de subexcavación implica la aplicación de alguna técnica de perforación para hacer las horadaciones o túneles con cuya falla se inducen las deformaciones correctivas y van desde hacerlas manualmente, o con perforadoras convencionales y recientemente se empieza a hacerlo con equipo diseñado para este propósito.

**Perforación manual.** Se recurre a tubos que operan a manera de sacabocados, son de 10 cm de diámetro con pared de 2 mm con filo agudo o cortados con dientes en forma de sierra; se montan en una cabeza unida a barras que se empujan manualmente como se muestra en la Fig. E.14. También se han utilizado palas cuadradas que para algunos facilitan el control de la excavación. La penetración eficiente que se logra manualmente es de menos de unos 6 m. El trabajo es simple, pero se requiere que lo hagan obreros entrenados porque es difícil lograr la uniformidad del descenso del edificio.

**Perforación a presión hidroneumática.** Esta técnica, que fue la adoptada para la Catedral, consistió en hincar un tubo sacabocados con la ayuda de barras de acero unidas con pasadores simples; para ello se requirió de una mesa giratoria en cuya superficie se apoyaba un cilindro hidráulico con el cual se empujaban las barras. Para agilizar los movimientos el sistema tenía acumuladores de nitrógeno que daban impulso rápido a la penetración y a las maniobras de extracción. El tubo sacabocados tenía

10 cm de diámetro y 100 cm de longitud; las perforaciones se hicieron a 20° bajo la horizontal y la penetración varió de 8 a 12 m, con ocasionales de 21 m, Fig. E.15.

**Perforación con helicoides.** En la Fig. E.16 se muestra la subexcavación de un edificio con barras y broca helicoidales operadas con una perforadora ligera. En esta manera de perforar resulta difícil controlar con precisión el volumen de suelo retirado, porque se debe reconocer que estas barras también pueden cortar lateralmente suelo sin control de donde lo hacen. En el caso de la Torre de Pisa decidieron utilizar broca y barras helicoidales, lo que les llevó a construir una máquina pesada que cortara suelo con la broca y la conducción fuera con las barras helicoidales dentro de una tubería exterior lisa que giraba en sentido contrario lo cual les permitió cortar con precisión.

**Perforación con Rotor.** Esencialmente se basa en licuar el suelo con una broca en forma de hélice que gira a 800 rpm accionada con un motor hidráulico montado directamente atrás de la broca, lo que elimina a las barras de perforación convencionales y con ello la broca recibe toda la potencia que genera el motor. La Fig. E.17 muestra las características generales de esta máquina con el tipo de broca general, pero pueden adaptarse otras de geometrías distintas. Las perforaciones de subexcavación se hacen de 10 cm de diámetro y la capacidad de penetración horizontal o inclinada actual es de unos 15 m. Para retirar el material cortado se recurre a un fluido de perforación que puede ser agua o una espuma química que fluye al exterior.

**Perforación con Hidrotopo.** Es también una técnica que se basa en licuar al suelo con tres brocas de hélice montadas en paralelo que abren un hueco rectangular con lados semicirculares, las dimensiones de la horadación son 24.5 cm de ancho y 10 cm de alto; también se opera con un motor hidráulico y requiere de agua y espuma química como fluidos para sacar el material cortado, Fig. E18. La geometría del hueco conformado reduce el tiempo en el que ocurre de la deformación correctiva y complementa el trabajo del Rotor.

**Conclusiones sobre la subexcavación.** El gran número de edificios inclinados de la ciudad de México hacen necesario practicar su subexcavación como una acción correctiva; sin embargo, al paso de los años el inevitable incremento de este conjunto hará que la subexcavación se transforme en una acción de mantenimiento para recuperar la seguridad y comodidad de los usuarios.

La subexcavación en suelos en la ciudad de México hasta ahora se ha practicado predominantemente con herramientas manuales en un trabajo artesanal; pero hacerla con precisión es casi imposible de lograr, lo cual se ha superado empleando el Rotor y el Hidrotopo, que incluso permiten variar la dirección de las horadaciones y adaptarse aún a suelos muy fisurados.

## **E.6 MANEJO DEL AGUA INTERSTICIAL**

**Inyección de agua.** Esta técnica fue descrita por el Ing. Gabriel Moreno Pecero para tratar de reducir los hundimientos diferenciales que acusaba el Palacio Nacional a finales de los años 60; para ello en sus esquinas sur oriente y sur poniente se realizó una instalación experimental consistente en sendos pozos de absorción que se alimentaban de agua potable desde tanques colocados en la azotea del monumento, aproximadamente a 10 m de altura; el concepto en que se basó el ensaye era recuperar la presión hidrostática en los lentes permeables y con ello inhibir el progreso de la consolidación de las arcillas blandas. Los beneficios de esta técnica se pueden demostrar teóricamente con la teoría unidimensional de la consolidación; sin embargo, la duración de la prueba fue muy breve, de tan sólo un par de meses, y por ello no se logró una demostración contundente de su efectividad, (Moreno Pecero, 1978 y 1981).

La limitante esencial para la aplicación de esta técnica radica en que el consumo de agua potable se debe mantener por tiempo indefinido, porque al suspender el flujo de inmediato se pierde su efecto;

esto resulta insostenible porque el consumo de agua potable es elevado. Posteriormente el Ing. Moreno Pecero propuso que se podría superar el consumo de agua mediante el traspaleo de agua, que se describe en el siguiente párrafo.

**Traspaleo de agua.** Esta técnica conceptualmente es simple, aunque la manera de lograrlo debe ser compleja, no se cuenta con una descripción del Ing. Luis Pliego que la ha venido aplicando; se puede inferir que la instalación de la red de pozos requiere de: a) Explorar el subsuelo con certeza para identificar todos los estratos permeables que existen en el sitio, b) Instalar una red de piezómetros para medir los valores de la presión de agua en los estratos permeables del subsuelo bajo la estructura, en varios puntos y a diferentes profundidades, para detectar las diferencias que sean capaces de generar asentamientos diferenciales que se están observando, c) Analizar las condiciones de flujo de agua horizontal en los estratos permeables y del flujo vertical entre ellos y d) Diseñar la red de pozos que se operará, en los dos tipos, los de extracción y los de inyección.

La operación del sistema de extracción-inyección de agua debe ser vigilada para hacer las correcciones que los piezómetros pudieran detectar, porque es muy factible que se requiera, que un cierto pozo de extracción convenga trasformarlo en pozo de inyección porque las condiciones piezométricas así lo demuestren.

La experiencia se reduce a dos casos: un conjunto de edificios localizados en la Av. Hidalgo y el monumento catalogado conocido como la Casa del Apartado; sin que se conozcan los detalles de los logros alcanzados, se sabe que en ambos casos los resultados son satisfactorios. Sin embargo, el costo perenne de este procedimiento junto con la reacción que tendrá el subsuelo al dejar de operar el sistema de Traspaleo de Agua, genera incertidumbre sobre sus ventajas.

## **E.7 TRATAMIENTO ELECTRO-OSMÓTICO**

Leo Casagrande inició su investigación sobre la electroósmosis en 1939 y la aplicó con fines militares en Alemania, durante la Segunda Guerra Mundial, para controlar el abatimiento del nivel freático y endurecer los suelos arcillosos de pantanos y realizar excavaciones en las arcillas blandas en Noruega; continuó su investigación en la Universidad de Harvard con la aplicación práctica de tratamientos electro-osmóticos para obras civiles.

El fenómeno electro-osmótico consiste en hacer circular una corriente continua en un suelo saturado mediante dos electrodos previamente hincados; en ese campo eléctrico el agua se polariza y fluye del electrodo positivo o ánodo al electrodo negativo o cátodo. Esto incrementa la permeabilidad natural del suelo a la permeabilidad electro-osmótica que es una función del gradiente de potencial aplicado. Arthur Casagrande demostró que esta permeabilidad electro-osmótica es casi una constante para todos los suelos, con un valor medio de  $5 \times 10^{-5}$  cm/s (Terzaghi y Peck, 1948), lo cual puede ser una permeabilidad notablemente mayor en 70,000 veces, como por ejemplo ocurre con la arcilla de Londres cuya permeabilidad natural es de  $7 \times 10^{-9}$  cm/seg. (Casagrande, 1953).

La aplicación de un potencial eléctrico genera el flujo de agua al cátodo, que puede tener una bomba extractora y así inducir consolidación en las arcillas; Casagrande también experimentó introduciendo por el ánodo sales químicas que reaccionaran con el suelo e incrementarían la fuerza de las ligas entre las partículas de suelo; tuvo éxito limitado con limos, en cambio en las arcillas observó la formación de fisuras que reducían la eficiencia del tratamiento.

Muchos años después el Prof. James K. Mitchell demostró con las leyes de la termodinámica que la electroósmosis funciona satisfactoriamente en los limos y las arcillas con minerales de caolín y que es de muy baja eficiencia en las arcillas de illita y bentonitas, en las que incluso amplía las fisuras naturales existentes y que actúan como acumuladores de la energía eléctrica (Mitchell, 1970).

**Técnica disponible.** Hasta ahora se practica la técnica experimentada por Leo Casagrande, en la que el ánodo es una varilla de acero que sufre una intensa corrosión en los estratos con mayor flujo de agua, donde incluso puede desaparecer, lo que obliga a contar con piezas de repuesto. El cátodo usualmente es un tubo metálico con ranuras y una malla plástica de filtro, en el interior de ese tubo se aloja la bomba de extracción. Actualmente los cátodos son tubos ranurados de plástico y llevan varillas metálicas laterales para formar el campo eléctrico. El potencial aplicado es del orden de 100 volts y la corriente de por lo menos de 150 amperes.

**Comentarios.** Quizá la más exitosa aplicación de la electroósmosis ha sido el puente del río Big Pic en Canadá cuya cimentación es de pilotes de acero de perfiles H, hincados a casi 17 m en una arcilla barbadada con limo; después de 34 días de tratamiento la capacidad de carga de los pilotes pasó de 35 a 90 t. Ese endurecimiento se pudo incrementar agregando sales que incrementen las ligas químicas entre las partículas de suelo (Mitchell, 1970).

El Ing. Enrique Tamez (1963) impulsó en México el uso de la electroósmosis, haciendo tratamientos de 5 a 10 días previo al inicio de las obras que requerían de excavaciones, aplicando voltajes de 90 a 150 volts, con una distancia entre electrodos de 3 a 5 m, para lo cual era necesario contar con plantas de 105 kW operando a 70 volts y 1 500 amperes, suficientes para operar 64 cátodos a 16 m de profundidad y 24 ánodos a 12 m de profundidad con un gradiente de voltaje inicial de 0.3 volt/cm y corriente del orden de 200 amperes. Esta experiencia generó divergencias todavía abiertas sobre la eficiencia de la electroósmosis en las arcillas de la Ciudad de México (Alberro, 1970).

El Ing. Tamez también desarrolló el concepto de pilotes electro-metálicos; éstos eran tubos de acero que se conectaban como ánodos para secar su entorno, obteniendo incrementos de resistencia del orden del 50% (Paniagua y Silva, 1966). Es interesante mencionar que este fenómeno es reversible; por ejemplo, un pilote endurecido con electroósmosis fue capaz de soportar por adherencia 3 t/m<sup>2</sup> a la tensión; posteriormente, después de tratarlo como cátodo durante 10 minutos con una corriente de 0.2 volt/cm, esa resistencia disminuyó a 0.1 t/m<sup>2</sup>, porque se induce un cierto flujo de agua al pilote.

Se advierte que para la conservación de templos y conventos la electroósmosis puede tener interesantes aplicaciones; un buen ejemplo es su aplicación a pequeña escala que hizo el finado Ing. Jorge M. Padilla para secar los muros en varios conventos, que denominó como “Impermeabilización y estabilización iónica del subsuelo”, desafortunadamente su habilidad de integrar sales de carbonato de calcio y de hidróxido de sodio con ayuda de una corriente eléctrica se perdió, pero con la información contenida en las referencias bibliográficas anotadas, se puede recuperar. En el capítulo dedicado al Ex-convento de Metztlán se menciona como una opción para su estabilización, que convendría experimentar para verificar su utilidad.

## **E.8 PILAS Y PILOTES CON CARGA LATERAL**

Esta técnica se ha empleado para la estabilización de taludes en los Estados Unidos y Japón, para los norteamericanos lo usual ha sido utilizar pilotes inclinados y también en parejas en dos direcciones, con el arreglo que se le denomina como de tijeras. El Prof. Lizzi empleó esta disposición en varios de los casos que presenta en su libro (Lizzi, 1982). El caso del convento de Metztlán es un intento de utilizar pilas coladas en el lugar para soportar las fuerzas horizontales inherentes al desplazamiento horizontal de una masa de suelo inestable; aunque ha sido insuficiente para detener a la masa de suelo a pesar de las anclas complementarias fijadas a las pilas, sin duda habrá casos en que esta solución pudiera ser suficiente para estabilizar algún monumento que se ubique a la orilla de un talud y probablemente ayudada con los drenes que se mencionan más adelante.

El diseño geotécnico de la capacidad lateral de las pilas o pilotes es un problema complejo, cuya solución sólo es aproximada para estimar su magnitud probable (Bredenberg, H. y B. Broms, 1967).

## **E.9 MUROS MILÁN**

**Muros colados en el lugar.** Hasta ahora esta técnica sólo ha sido aplicada con el propósito de estabilizar arcillas blandas en excavaciones profundas; seguramente su elevado costo ha impedido su uso en aplicaciones de mejoramiento masivo; el uso de celdas rectangulares podría ser una manera formidable de incrementar la rigidez superficial de una formación de suelos blandos.

Es interesante mencionar que para el ex-templo de Corpus Christi se consideró construir un muro milán perimetral y profundo como la mejor manera de protegerlo; el arreglo iba a consistir en confinar la estructura y su subsuelo hasta la capa dura, como un prisma rígido dentro del área de lo que iba a ser un estacionamiento profundo. Esta solución se abandonó porque se modificó el proyecto arquitectónico inicial; sin embargo, esta aplicación es muy factible que pudiera ser una solución para un caso similar.

La construcción de muros milán es un campo vasto de la Ingeniería Geotécnica, que requiere de personal entrenado y equipo especializado; en el Manual de Construcción Geotécnica de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos se encuentra un capítulo detallado sobre el tema (Santoyo y Segovia, 2002).

**Muros milán precolados.** Esta opción sería similar a la anterior con la ventaja de que se tendría un mayor control durante el proceso de construcción, lo cual podrá ser de importancia para proteger al monumento de que se trate. Se debe aclarar que las piezas precoladas deben tener integrados conectores que les den continuidad estructural para hacerlas capaces de soportar los esfuerzos de tensión necesarios para el confinamiento del suelo del prisma.

## **E.10 DRENES DE PENETRACIÓN**

Este ingenio sirve para facilitar y acelerar la salida del agua intersticial libre de una masa de suelo o de rocas, fue desarrollado para la estabilización de cortes y taludes naturales en las carreteras, con el propósito de reducir la presión del agua y con ello incrementar la seguridad del corte o talud; su demostrada efectividad hizo que después se haya extendido a otras aplicaciones. Así para los monumentos que estén en un terreno inclinado cuyo subsuelo se ha humedecido de manera natural o bien por alguna acción del hombre, se podrá justificar extraer el agua libre porque el humedecimiento dañe al monumento y más aún si está causando deformaciones inadmisibles a la estructura.

Los drenes de penetración se instalan en perforaciones sobre la horizontal, usualmente de 5 a 15°, y con la longitud necesaria para interceptar la superficie de falla potencial del corte o talud; se trata de tubos usualmente de PVC con perforaciones laterales y superiores o ranuras en esas partes de manera que permitan la penetración del agua y su conducción al exterior por la parte inferior del tubo, operando como canal. El tubo se envuelve en una malla permeable que retiene las partículas gruesas de los suelos y evita la erosión descontrolada, Fig. E.19.

En los casos presentados, sólo para el Templo de Santo Domingo en Zacatecas se propone la instalación de drenes; sin embargo, seguramente habrá otros casos en que se podrá recurrir a ellos para facilitar la reducción de la humedad en el subsuelo. Vale la pena aclarar que en el caso del convento de Metztitlan, los drenes de penetración difícilmente tendrán alguna utilidad, porque el agua está por debajo de la superficie del terreno.



## E.11 REFERENCIAS

- Aguilar, José Marcos. (2000), Comunicación personal.
- Alberro, Jesús. (1970), Comunicación personal
- ASTM. (1987), Soil Improvement. A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication Nr. 12, American Society for Testing Materials.
- Bredenberg, H. y B. Broms. (1967), Lime Columns as Foundations for Buildings. Piling and Ground Treatment. Edit. Thomas Telford Ltd. London.
- Casagrande, L. (1953), Review of Past and Current Work on Electro-Osmotic Stabilization of Soils. Harvard Soil Mechanics Series, N° 45.
- Chida. S. (1996), Recent Engineering for Ground Improvement. Short Course on Problematic Soils and Ground Improvement Techniques. Bangkok, Thailand.
- Lizzi, F. (1982), The Static Restoration of Monuments. Sagep Editrice, Genova, Italia.
- Mitchell, J.K. (1981), Soil Improvement – State of the Art Report. Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, Sweden.
- Paniagua, W. y Silva, H. (1966), Experiencias sobre Pilotes Electrometálicos en la Ciudad de México. Publicación Interna de Solum N° 15.
- MTD. (1978). Les Pieux Forés. Recul de r cueil de règles de l’art. Ministère des Transports. Direction Générale des Transports Int rieurs. Paris, CEDEX 15.
- Moreno Pecero, G. (1978), Influencia del abatimiento piezométrico en los agrietamientos y hundimientos del subsuelo. Simposio: El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el  rea Urbana del Valle de México” SMMS.
- Moreno Pecero, G. (1981), Refoundation Research of México's National Palace. X Int. Con. on Soil Mech. And Found. Eng. Estocolmo.
- Potoschnik, M.J. (1992), Settlement Reduction by Soil Fracture Grouting. Proc ASCE Conference Grouting Soil Improvement and Geosynthetics. Geotechnical Special Publication N° 3,
- Rogers C.D.F. and Bruce, C.J. (1991), Slope Stabilization Using Lime. Slope Stability Engineering. Edit. Thomas Telford Ltd. London.
- S mano A.A., Schmitter, J.J. y Ayala, R.M. (1999), Mejoramiento de Suelos Blandos Mediante “Jet-Grouting”. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Foz de Iguazú, Brasil.
- Santoyo, E. (1982). Cimentación de la Central Telefónica Roma. Trabajo no publicado.
- Santoyo, y C. Gutiérrez. (1986), Recimentación de edificios con pilotes de fricción. Los sismos de 1985. Casos de Mecánica de Suelos, SMMS.

Santoyo, E. y Segovia, J.A. (1995), Recimentación y Renivelación de Estructuras y Monumentos. TGC Geotecnia SA de CV.

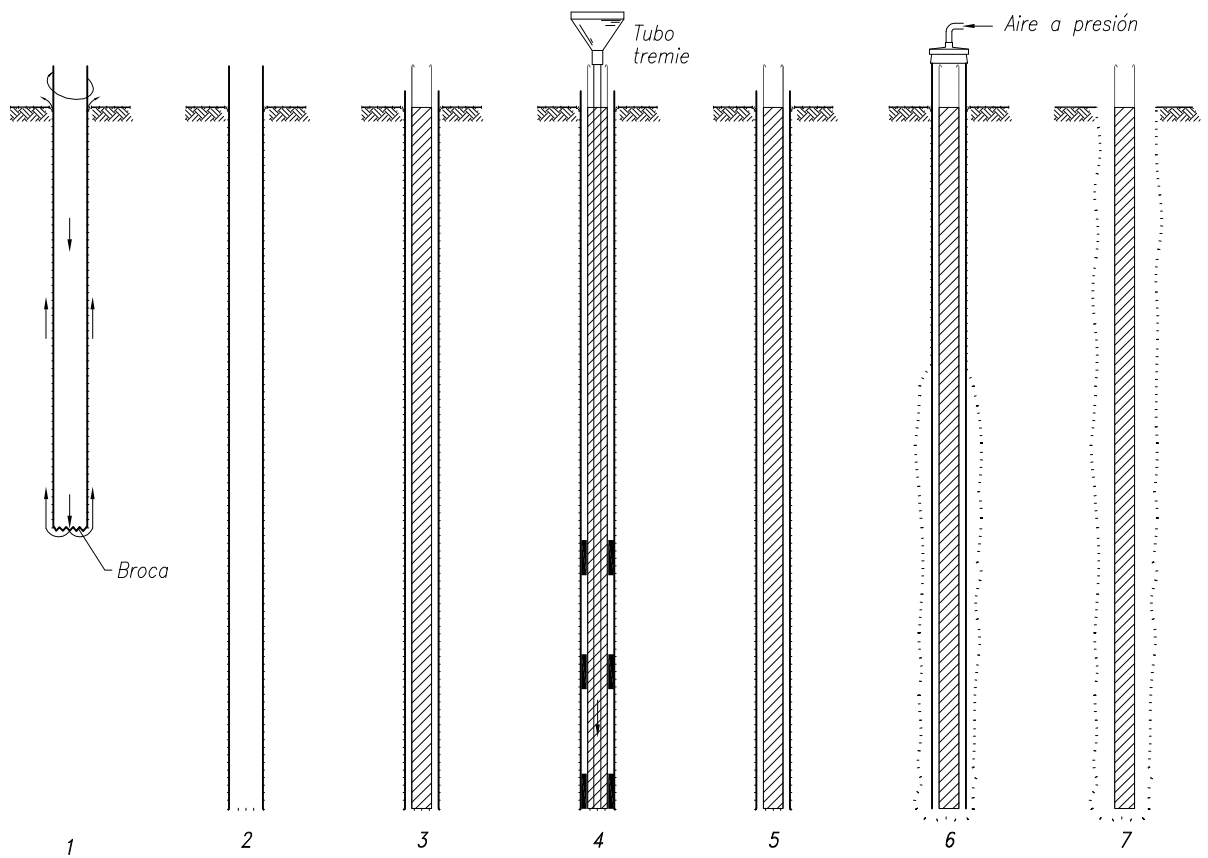
Santoyo, E. y Ovando, E. (2001), Catedral y Sagrario de la Ciudad de México. Corrección Geométrica y Endurecimiento del Subsuelo. CONACULTA. Por publicarse.

Santoyo, E. y J. Segovia. (2002), Muros Milán. Capítulo 3 del Manual de Construcción Geotécnica. SMMS.

Settis, S. (2005). La Torre Restituita. Gli studi e gli interventi che hanno consentito la stabilizzazione della Torre di Psa. Volume 1. Salvatore Settis, Coordinatore del Comitato Scientifico (Consultores geotécnicos: Michele Jamilkowski y Carlo Viggani). Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Bolettino d'Arte.

Tamez, E. y Flamand, C. (1963), Electrósmosis Aplicada a la Construcción. Publicación interna de Solum N° 5.

Tamez, E. (1990), Criterios para el Diseño Sísmico de Cimentaciones sobre Pilotes de Control. Reunión sobre Recimentaciones, SMMS.



**NOMENCLATURA**

- 1 Y 2 Perforación y colocación de ademe
- 3 Colocación del refuerzo
- 4 Colado de pilote con tubo tremie

- 5 Colado completo
- 6 Extracción del ademe con aire a presión
- 7 Pilote terminado

**Fig. E.1 Instalación del "Palo radice" de F. Lizzi**

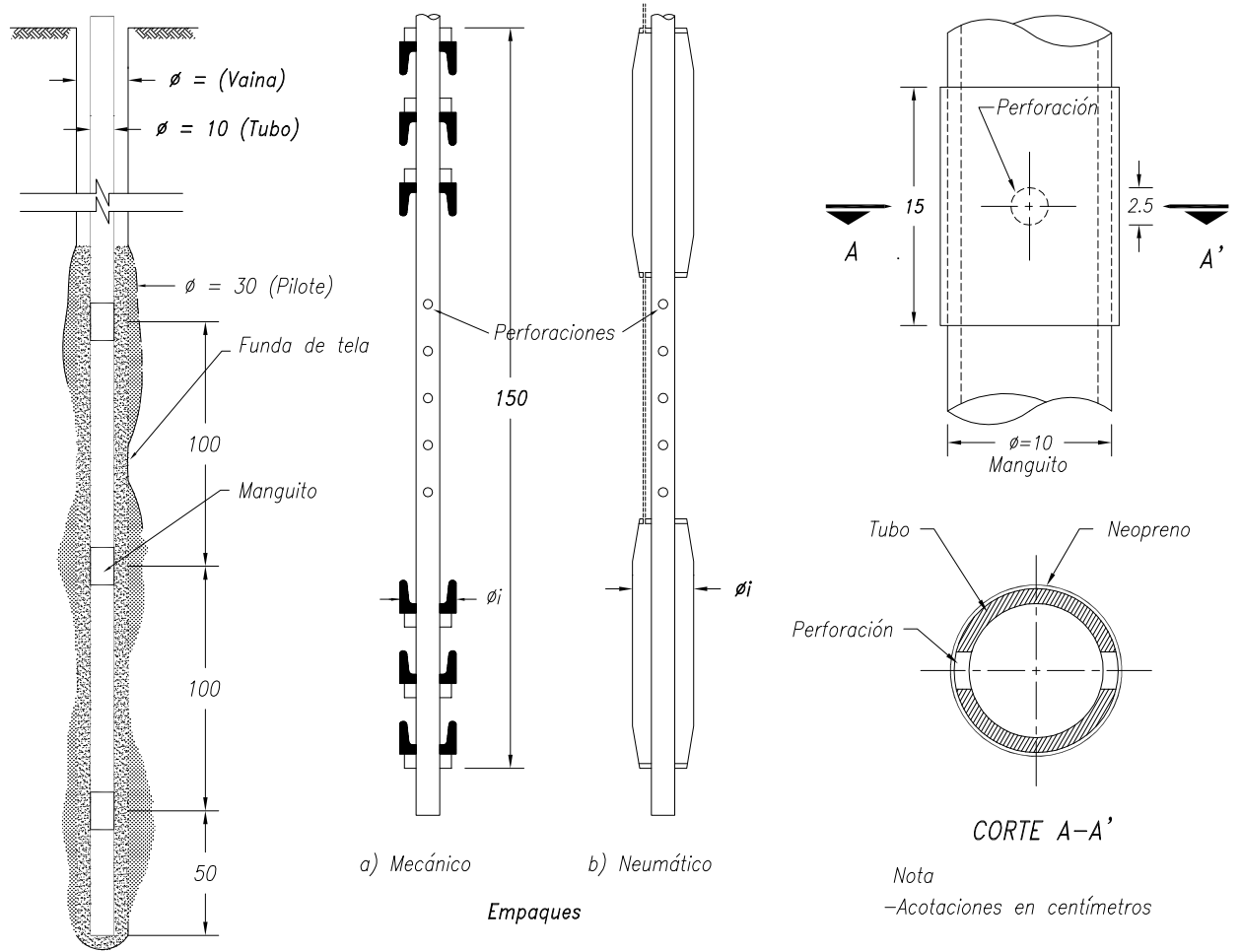
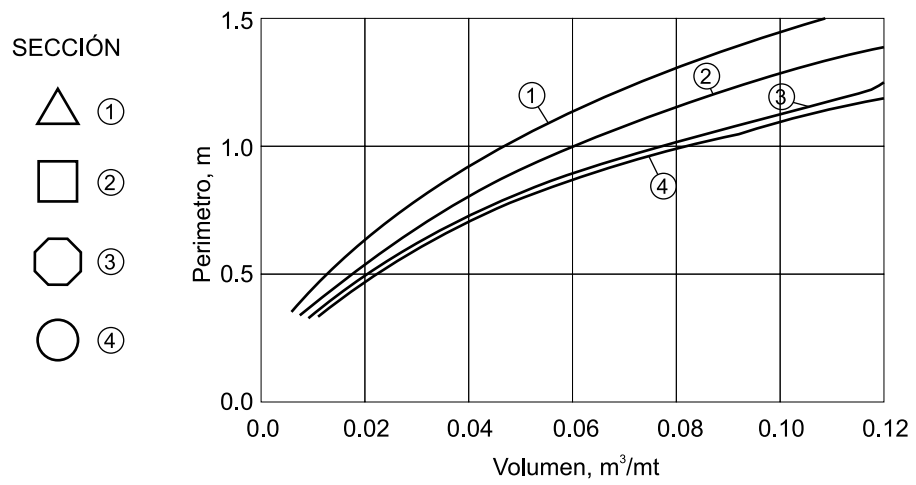


Fig. E.2 Micropilote convencional



Ejemplo:

Area lateral necesaria = 1250 m<sup>2</sup>

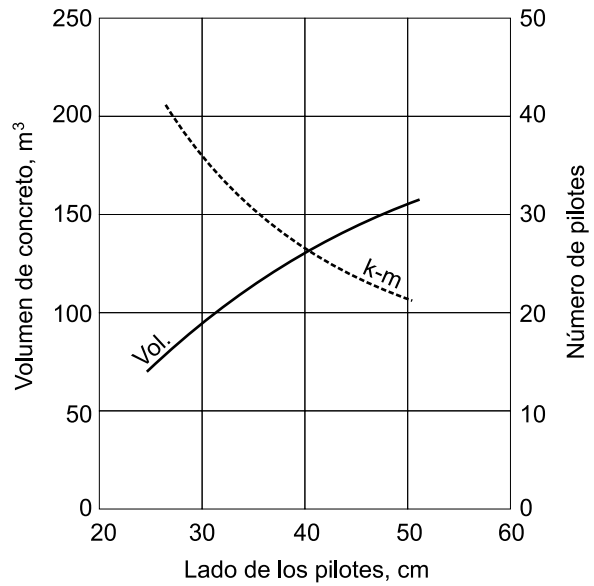
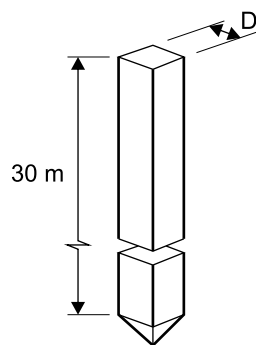


Fig. E.3 Comparación de la eficacia de las secciones transversales de pilotes de fricción

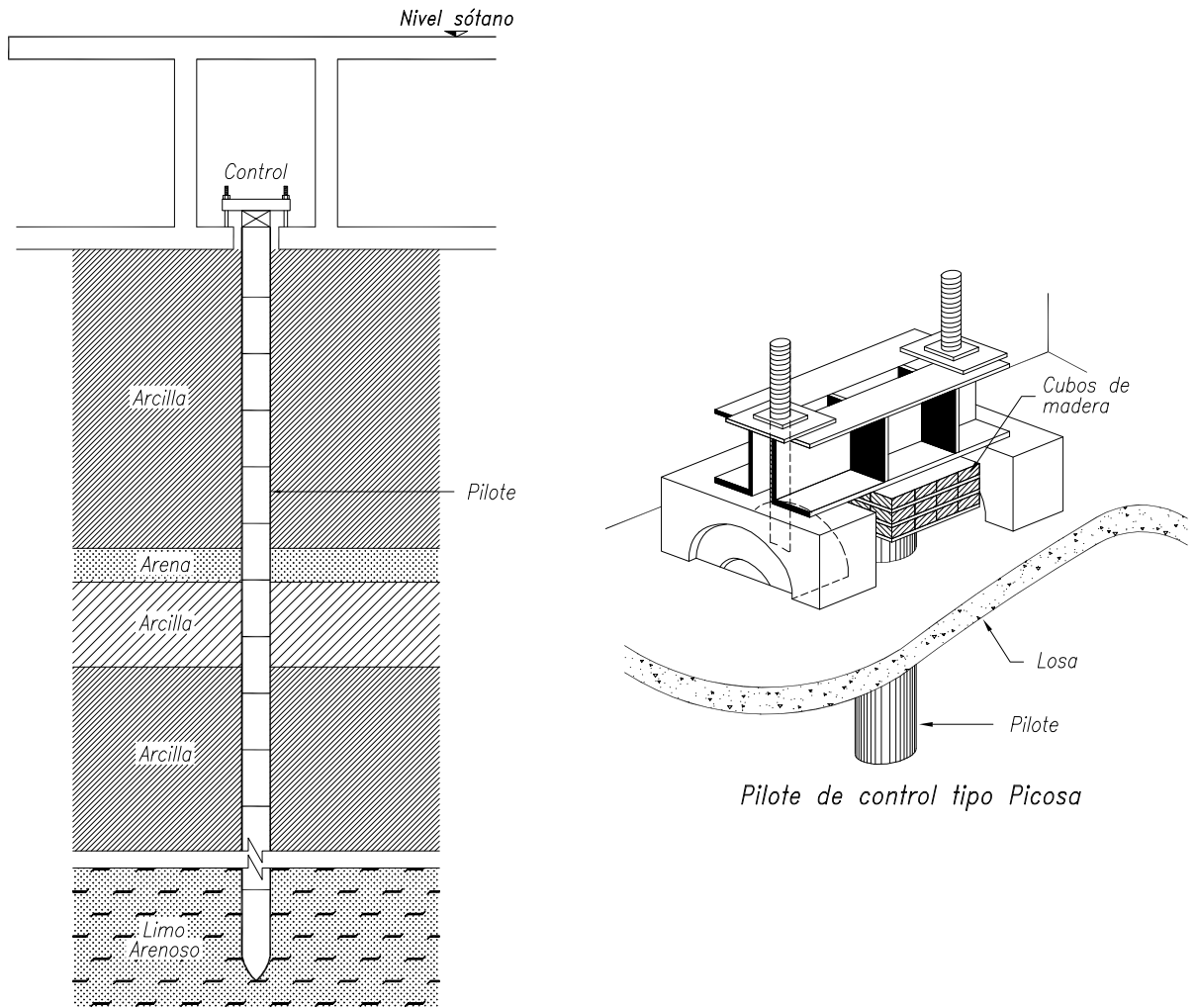


Fig. E.4 Marco de carga de los pilotes de control

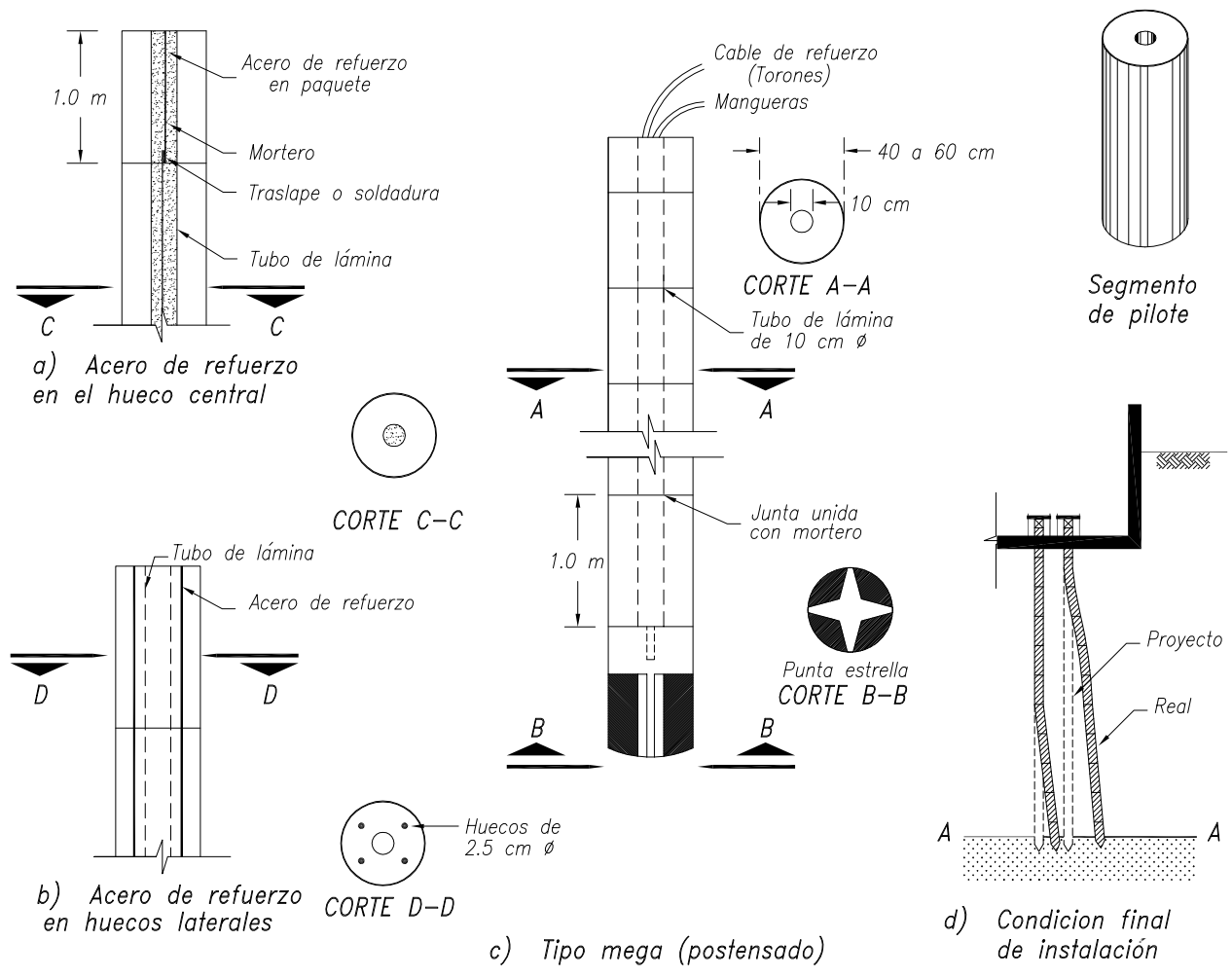


Fig. E.5 Pilotes segmentados

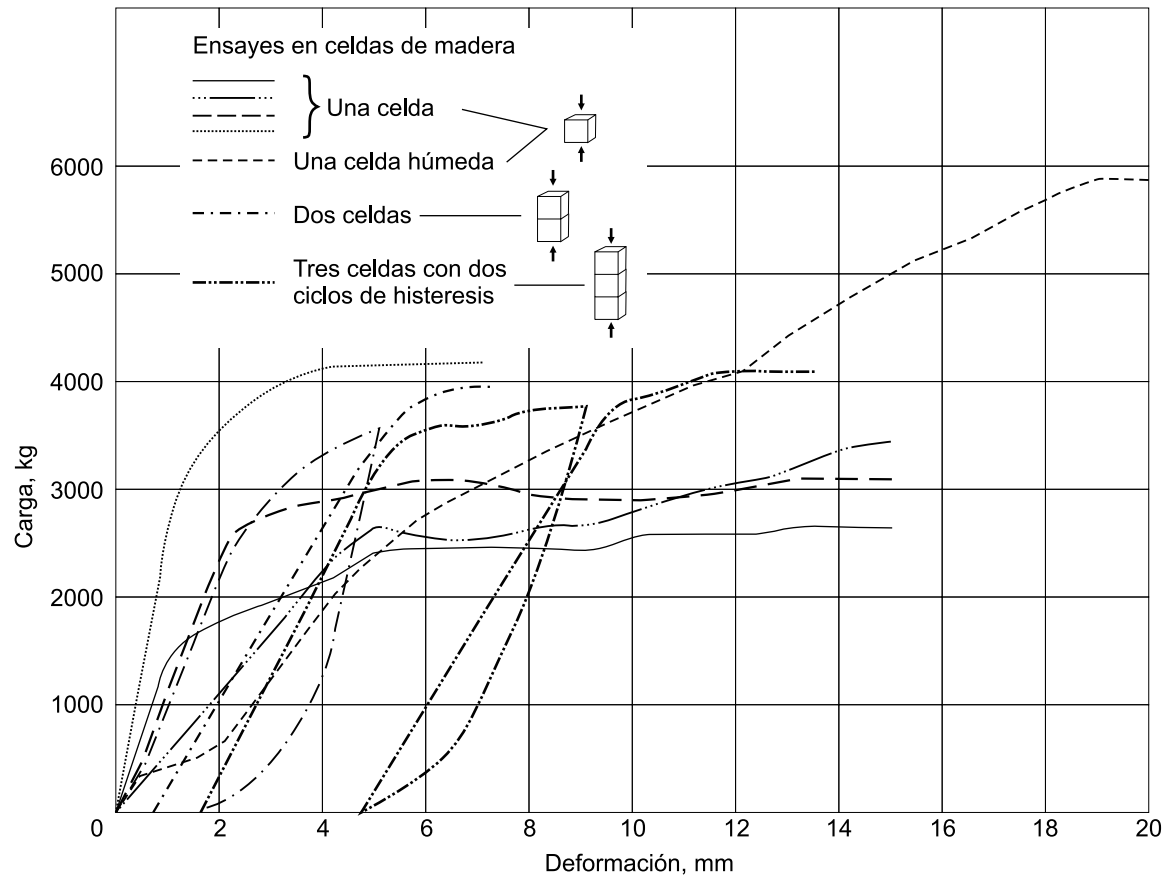


Fig. E.6 Comportamiento de las celdas de madera



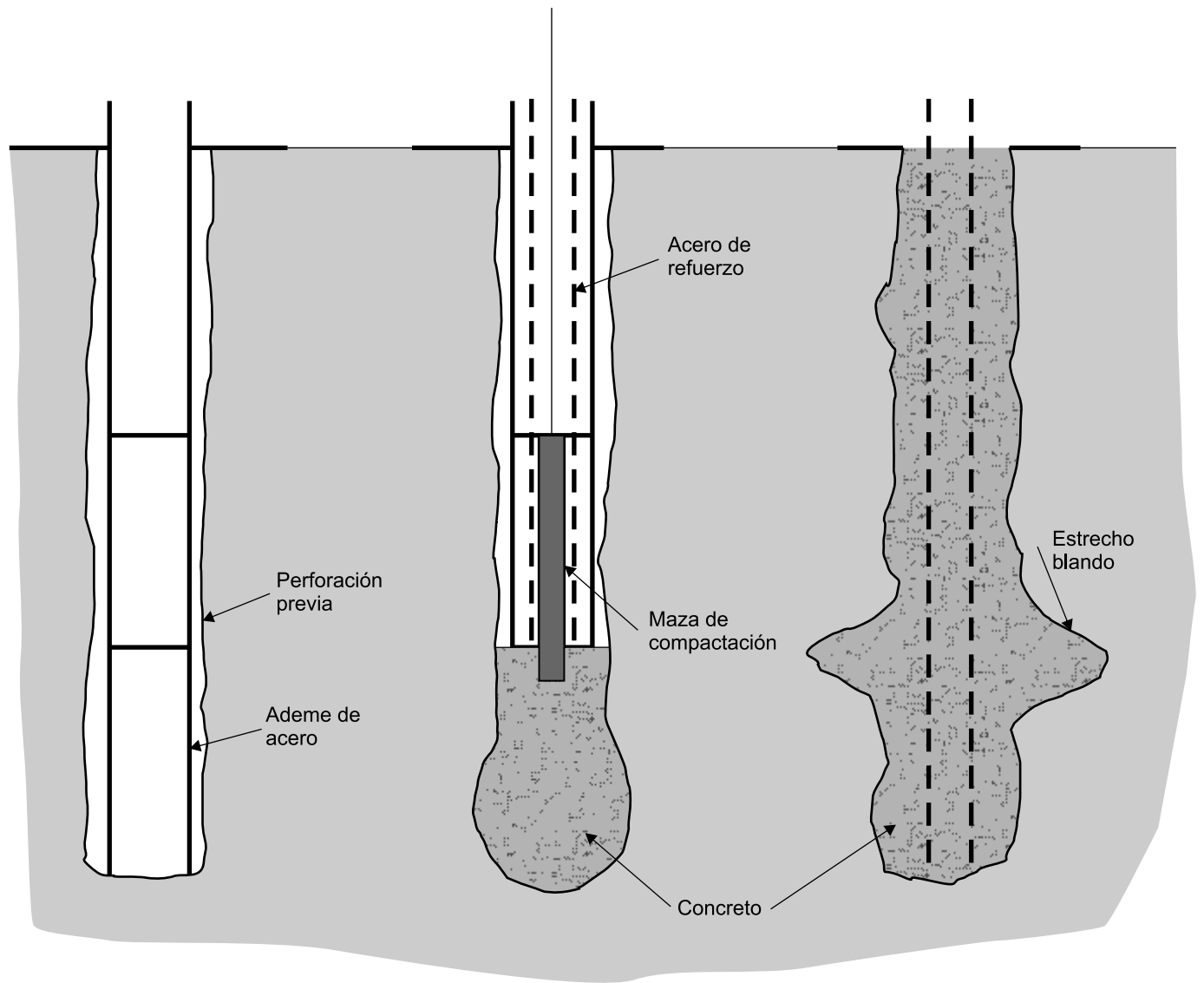


Fig. E.7 Pilotes apisonados (compactados con una maza o "tamper")

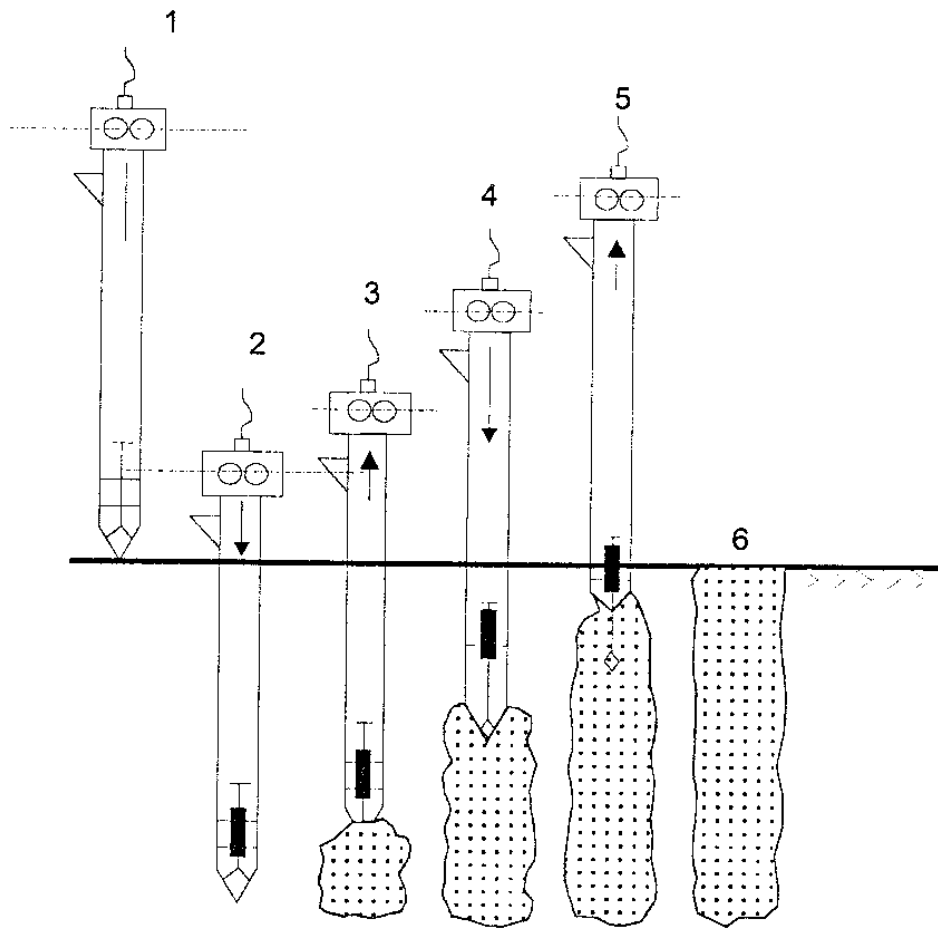
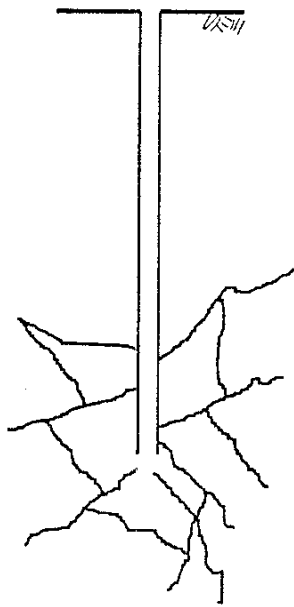
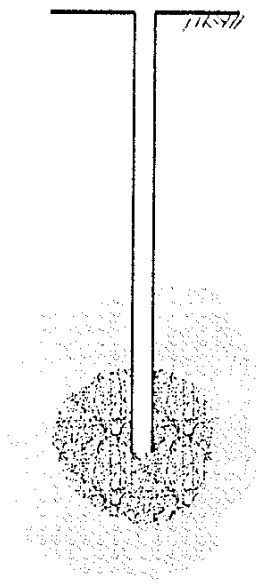


Fig. E.8 Fabricación de pilotes de cal (Según Ingles y Metcalt)



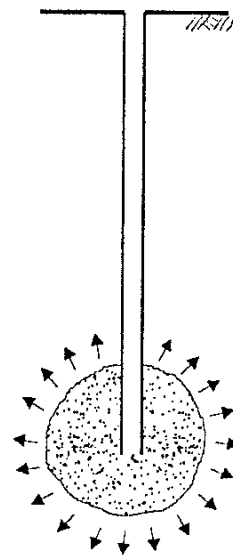
a) Fracturamiento hidráulico radial

(El mortero envuelve pedazos de suelo)



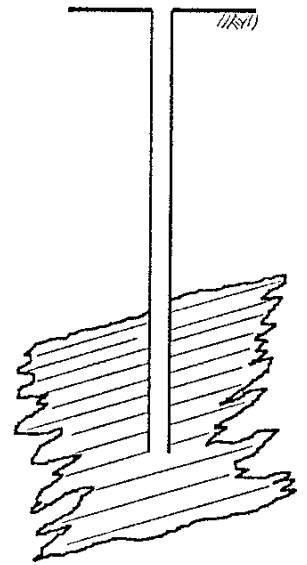
b) Impregnación

(El mortero ocupa los vacíos)



c) Inyección de compactación

(Desplazamiento volumétrico)



d) Fracturamiento en un plano principal

(El mortero se aloja en un plano vertical)

Fig. E.9 Tipos de inyección de suelos

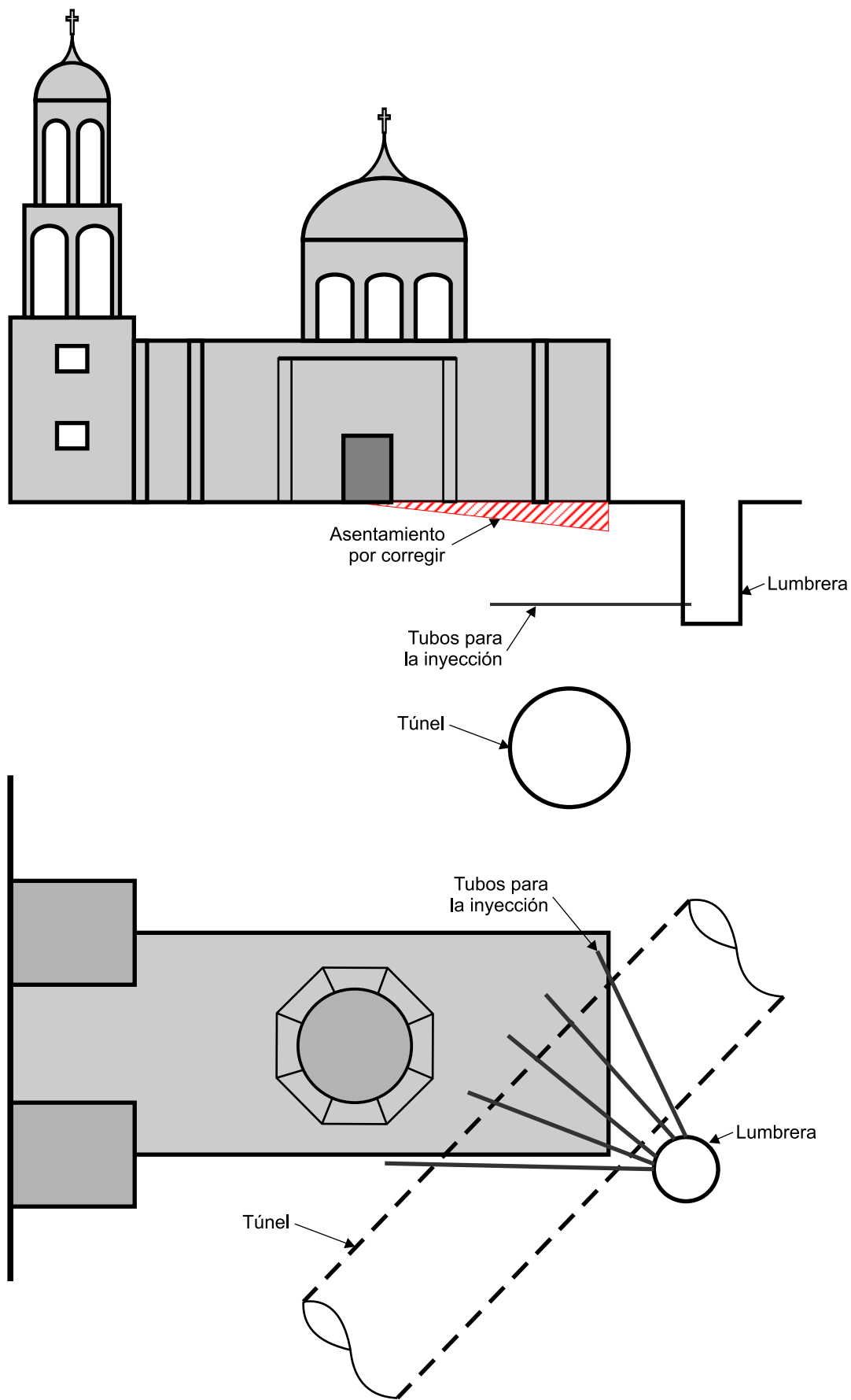


Fig. E.10 Inyección de compensación

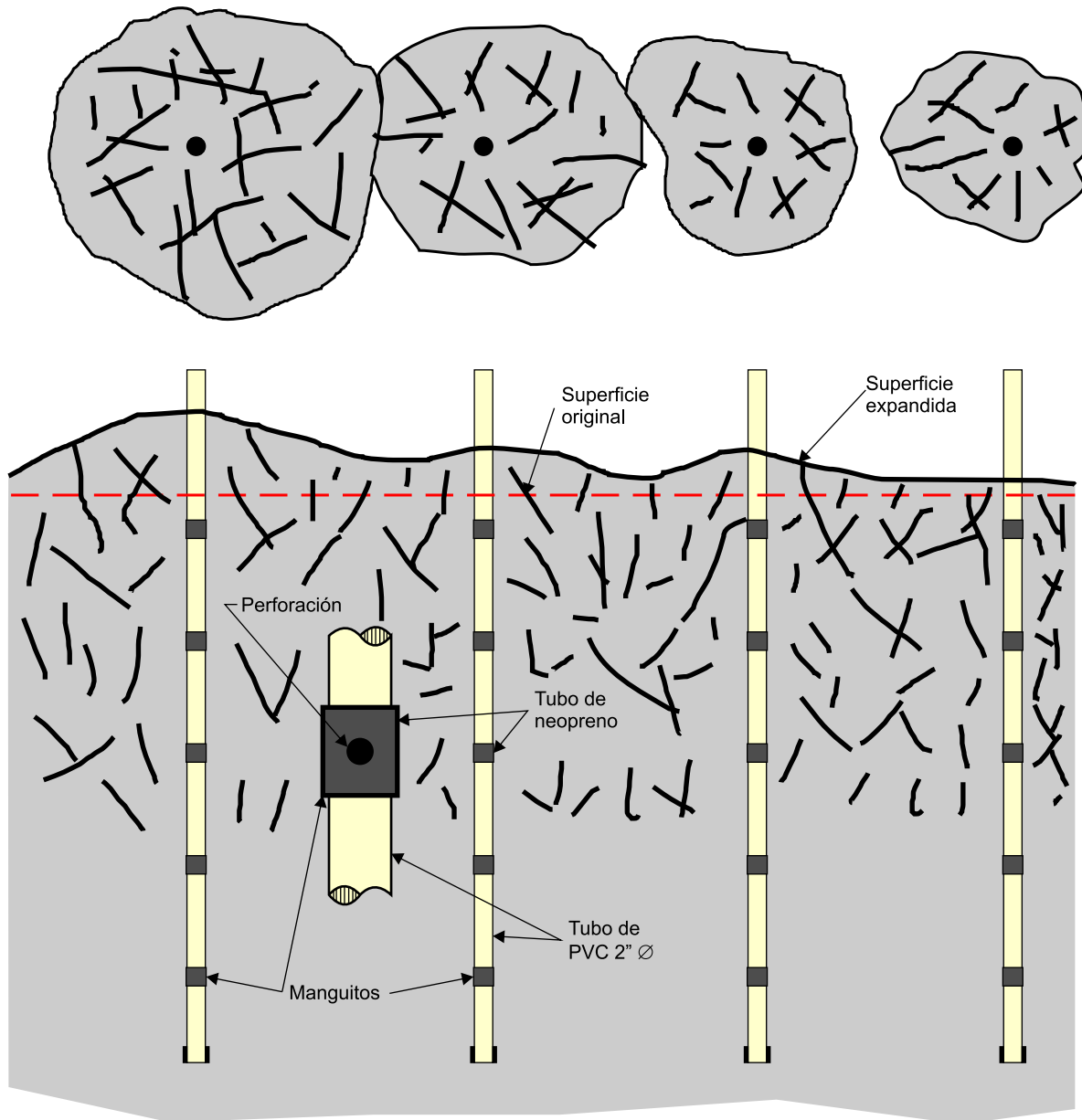


Fig. E.11 Expansión por fracturamiento hidráulico

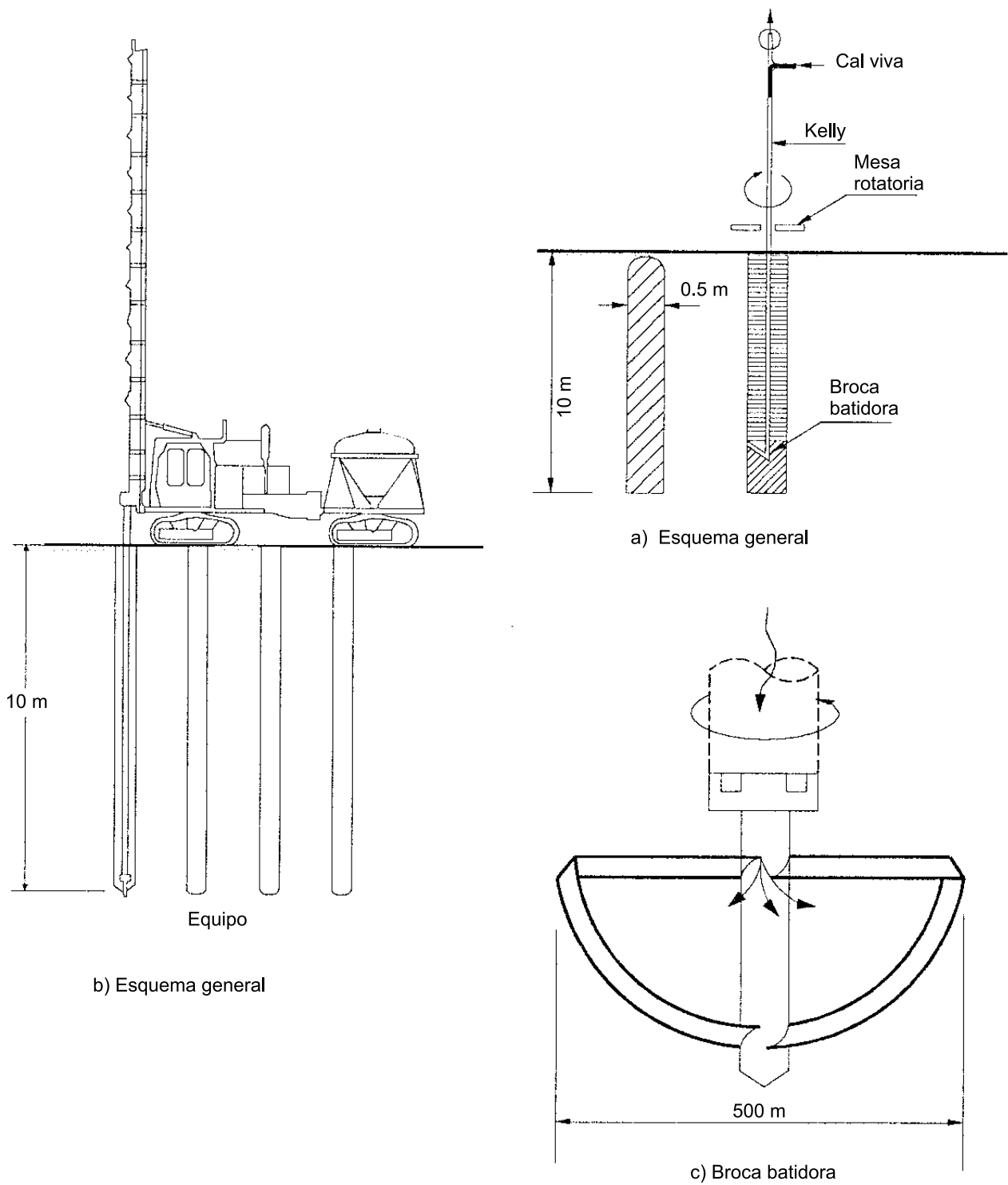
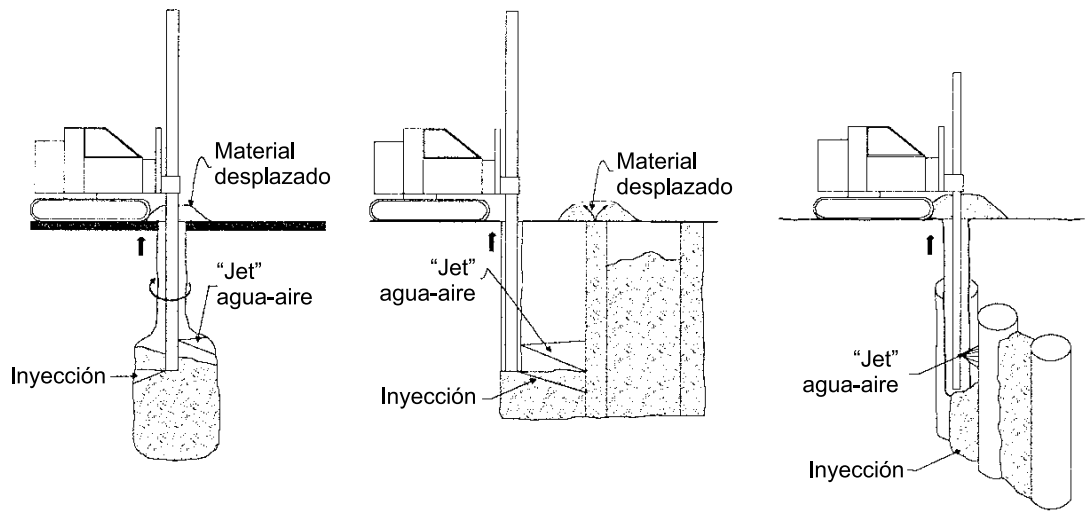
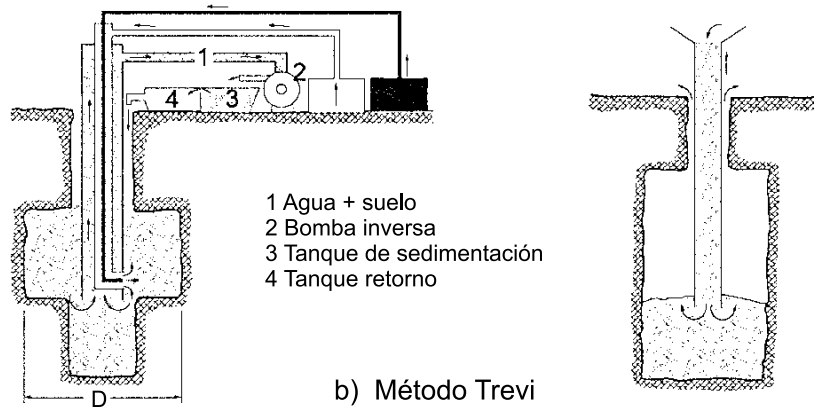


Fig. E.12 Columnas de cal



a) Esquema general



b) Método Trevi

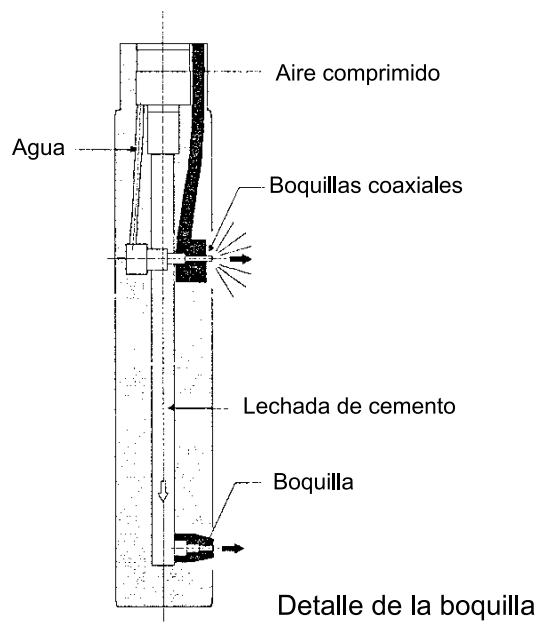


Fig. E.13 Jet Grout

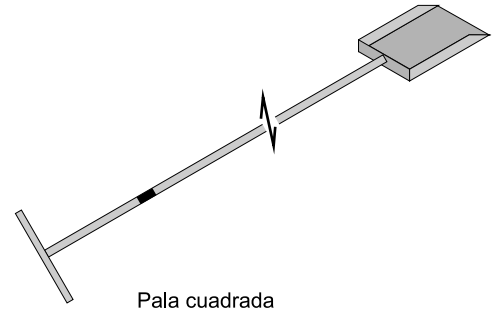
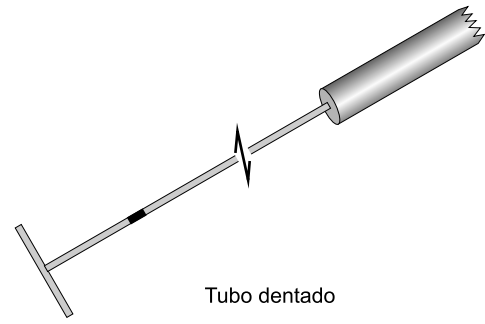


Fig. E.14 Subexcavación manual

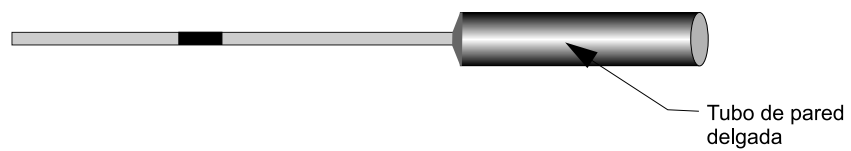


Fig. E.15 Subexcavación con equipo hidroneumático





Fig. E.16 Subexcavación con helicoides

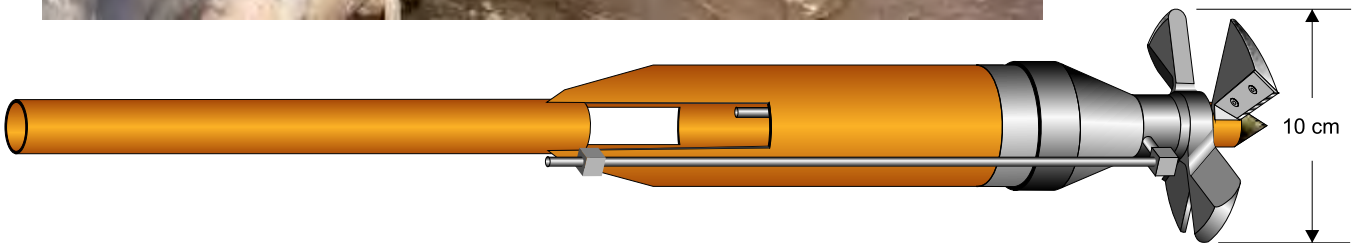


Fig. E.17 Subexcavación con Rotor

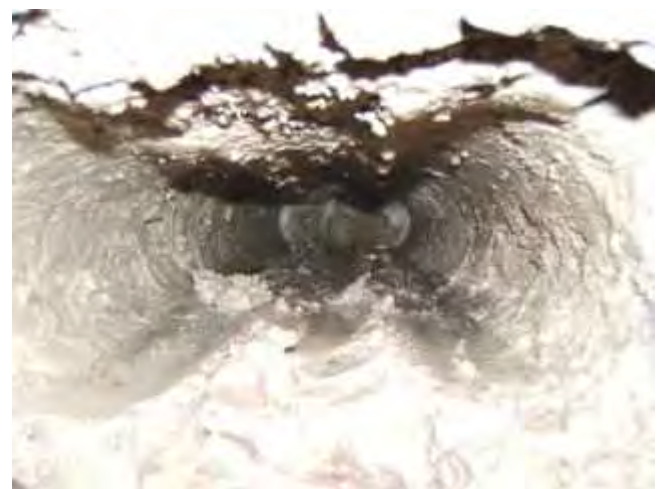
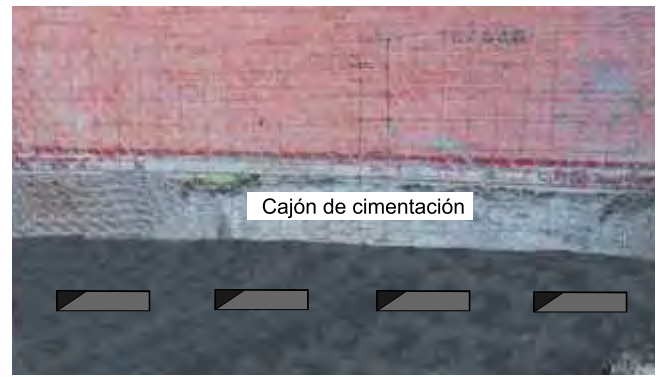
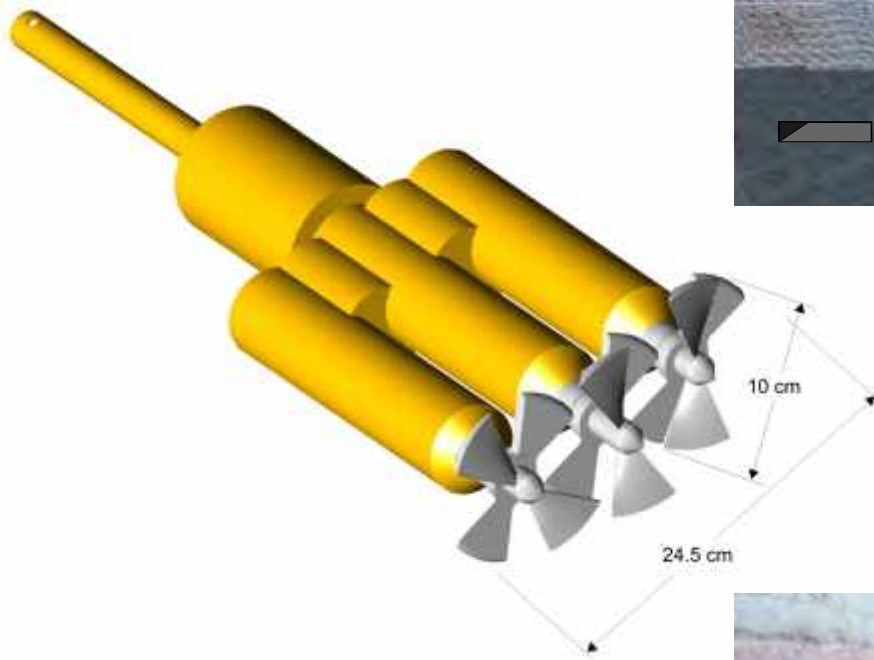


Fig. E.18 Perforación con hidrotopo

## ANEXO F. EL MÉTODO OBSERVACIONAL

### F.1 INTRODUCCIÓN

La complejidad inherente a la intervención de un monumento colonial justifica reflexionar sobre los métodos que se han adoptado para resolver problemas difíciles de diseño y construcción: Hardy Cross (1885-1959), que influyó notablemente en la ingeniería con su método iterativo de análisis estructural y también sobre la educación de los ingenieros, le preocupaba que los analistas descuidaran los aspectos prácticos y fueran teóricos abstraídos; decía que “los ingenieros tenemos tres maneras de tratar de resolver los problemas: analítica, experimental y sintética”, pero también reconoció que “mucho del mejor trabajo de los ingenieros es resultado de corazonadas, o de analogías con otros casos con los cuales han trabajado” (Cross, 1998).

Otro gran líder de la ingeniería, Karl Terzaghi (1883-1963), a partir de sus estudios de ingeniería mecánica complementados con cursos de geología e ingeniería civil, desarrolló la Mecánica de Suelos apoyándose en sus conocimientos de geología, la observación directa de la construcción de obras y experimentos básicos que le permitieron comprender el comportamiento de los suelos. Una de sus experiencias clave ocurrió de diciembre de 1938 a junio de 1941, cuando participó como consultor en la construcción del metro de la ciudad de Chicago con la ayuda de Ralph Peck y la colaboración de Hardy Cross; fue una extraordinaria oportunidad para evaluar la seguridad y asentamientos inducidos por la construcción de túneles, la extracción de agua del subsuelo, la consolidación de las arcillas, los empujes en tablestacas y muros; todo ello observado con ayuda de una instrumentación confiable (Goodman, 1999).

Los avances en el conocimiento, la seguridad y economía que se lograron en esa construcción, Terzaghi los reconoció como logros del método experimental aplicado; después, en sus últimos escritos y recordando esas experiencias, afirmó que era casi imposible enseñar la Mecánica de Suelos en las aulas: la única opción consiste en transmitir el conocimiento en la práctica profesional con alumnos aprendices que a lo largo de los años terminarán por conocer el oficio.

Años más tarde, Ralph Peck en 1969 impartió la 9ª Conferencia Rankine con el tema “Ventajas y limitaciones del Método Observacional aplicado a la Mecánica de Suelos”; esencialmente describe el método seguido por Terzaghi. Esta formulación ahora influye de manera decisiva en la solución de muchos problemas de ingeniería en el mundo, sobre todo en Europa a consecuencia de la construcción de túneles y estaciones de metro en la vecindad de edificios antiguos y monumentos históricos (Powderham, 2003).

### F.2 BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS

**Método científico.** El punto de vista tradicional sobre el método de las ciencias empíricas lo liga a la inducción, es decir, que a partir de la recolección de observaciones particulares se formulan las teorías, pasando de enunciados singulares a enunciados universales; así se tendrían las siguientes etapas que se cumplirían en orden, cada una dando lugar a las siguientes: a) la observación y recopilación de datos; b) generalización inductiva, que desemboca en c) la elaboración de una hipótesis o una teoría que explique los datos y hechos observados; d) experimentación para demostrar la validez de la hipótesis o teoría, de la cual resulta e) la prueba o rechazo. Como corolario se podría decir que una hipótesis o una teoría es algo que debe ser comprobado estadísticamente.

La concepción vigente del Método Científico debe mucho a Karl Popper (1902-1994), este notable filósofo de la ciencia ha influido en los sociólogos y científicos con el criterio para verificar la

validez de una cierta teoría, para lo cual se centra en la importancia de buscar los argumentos y casos que la nieguen como una teoría confiable (Suárez-Iniguez, 1999),

**Método Observacional de Terzaghi.** En esencia su metodología es paralela con el planteamiento de Popper, y considerando que ninguno influyó en el otro, simplemente muestra que dos personas geniales pueden proponer enfoques similares.

La aplicación de este Método Observacional (MO) tiene como objetivo eliminar o al menos reducir al mínimo los errores que ocurren con frecuencia durante el diseño y la realización de una cierta construcción, así como optimizar el costo. Según Ralf B. Peck (1969), textualmente debe cumplir con los siguientes pasos:

- a) Exploración suficiente para establecer al menos la naturaleza general, forma y propiedades de los depósitos, pero sin entrar necesariamente al detalle.
- b) Estimación de las condiciones probables y de las desviaciones más desfavorables que se pueden concebir de esas condiciones. En esta estimación la geología tiene un rol mayor.
- c) Establecimiento del diseño basado en hipótesis de trabajo del comportamiento anticipado bajo las condiciones de trabajo más probables.
- d) Selección de los aspectos que serán observados a medida que la construcción proceda y cálculos de sus valores anticipados sobre la base de las hipótesis de trabajo.
- e) Cálculo de los mismos aspectos bajo las condiciones más desfavorables compatibles con los datos disponibles sobre las condiciones del subsuelo.
- f) Selección anticipada de las acciones por tomar o de la modificación del diseño para las desviaciones predecibles de las observaciones realizadas en comparación a las pronosticadas sobre la base de las hipótesis de trabajo.
- g) Medición de los aspectos que serán observados y evaluación de las condiciones reales.
- h) Modificación del diseño para ajustarse a las condiciones reales.

R.B. Peck propone dos maneras de aplicar el MO: a) Como la mejor salida (Best way out): cuando se presentan en el sitio problemas inesperados durante la construcción, el MO es la única esperanza para el buen éxito de la obra y b) Desde el inicio (Ab initio): en los que el uso del MO se ha visualizado desde el inicio del proyecto.

Las aplicaciones del primer tipo son las más frecuentes: durante la ejecución de un trabajo complicado, en que se hace evidente que el diseño es insuficiente para resolver el caso; la mejor herramienta para percatarse de las incertidumbres en el resultado es la instrumentación de campo, que puede haber sido instalada desde el principio o bien es la primera acción del consultor que orienta la aplicación del MO.

En el segundo tipo de aplicación, desde el inicio se deben analizar las condiciones más probables del caso (propiedades del subsuelo y geometría), para deducir el comportamiento que podrá tener el subsuelo o la estructura térrea. Se deben también analizar las condiciones más desfavorables, para identificar los riesgos posibles e incluso la falla; con esto se podrá deducir la instrumentación que se debe instalar, así como los planes de emergencia que se aplicarán.

Como en ambos tipos de aplicaciones del MO la instrumentación es el apoyo indispensable, el procesamiento e interpretación oportuna de las mediciones es fundamental para verificar el comportamiento.

### **F.3 ENEMIGOS DEL MÉTODO OBSERVACIONAL**

Peck y sus seguidores mencionan que el MO tiene un sinnúmero de enemigos; en nuestra sociedad los más frecuentes son:

*Nº 1.* Es el ingeniero geotécnico que elabora su estudio con errores fundamentales: el más frecuente es la exploración insuficiente del subsuelo; el otro error que comete es soslayar las consecuencias de su trabajo en la ejecución y seguridad de la obra.

*Nº 2.* Es el cliente, que puede ser el promotor o el dueño del proyecto, y que siempre está en la búsqueda del geotécnico del menor precio posible, olvidando además el tiempo de responsabilidad durante la construcción.

*Nº 3.* Es la distorsión en la relación cliente/geotécnico que se basa en que el ingeniero es contratado para hacer un estudio y absurdamente se le toma como si fuera un proyecto ejecutivo; este punto genera los problemas más complejos.

*No 4.* Son los concursos conforme a la Ley de Obra Pública que supone que el diseño es tan certero que hace innecesario cualquier ajuste durante la ejecución del trabajo; esta hipótesis con mucha frecuencia es falsa y hace imposible los necesarios cambios que se deberían incorporar durante la construcción a medida que se hacen evidentes las limitaciones y errores del diseño. Además, la aplicación del MO casi siempre se inicia con la reducción de velocidad de la construcción, para comprender las dificultades y racionalizar los cambios, lo cual repercute negativamente en los programas y fechas de terminación.

### **F.4 RECOMENDACIÓN**

El Método Observacional se aplica en Europa en casi todas las obras que se identifican como difíciles de construir, en especial en Inglaterra se le considera casi como obligatorio en la conservación de monumentos (Institution of Civil Engineers, 1996). Se propone que este método debería ser utilizado como parte del control de cualquier intervención a un monumento colonial, recurriendo a la instalación de la instrumentación que se describe en el Anexo D.

### **F.5 REFERENCIAS**

Cross, H. (1998), Ingenieros y Torres de Marfil, editado por Robert C. Goodpasture y traducido por Fernando Fosass Requena, México, de McGraw Hill.

Goodman, R.E. (1999), Karl Terzaghi. The Engineer as Artist, ASCE Press.

Institution of Civil Engineers (1996), The Observational Method in Geotechnical Engineering, Londres, Thomas Telford Publishing (Este libro incluye el artículo original de R.B. Peck, así como varios artículos sobre el tema).

Peck, R.B. (1969), “Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics”, Géotechnique 19, No. 2.

Powderham, A. (2003), “Protecting Historical Infrastructure using the Observational Method”, en: Proceedings of the International Geotechnical Conference Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering, San Petersburgo.

Suárez-Iñiguez, E. (1999), La Fuerza de la Razón, Introducción a la Filosofía de Karl Popper, México, Edit. Nueva Imagen.