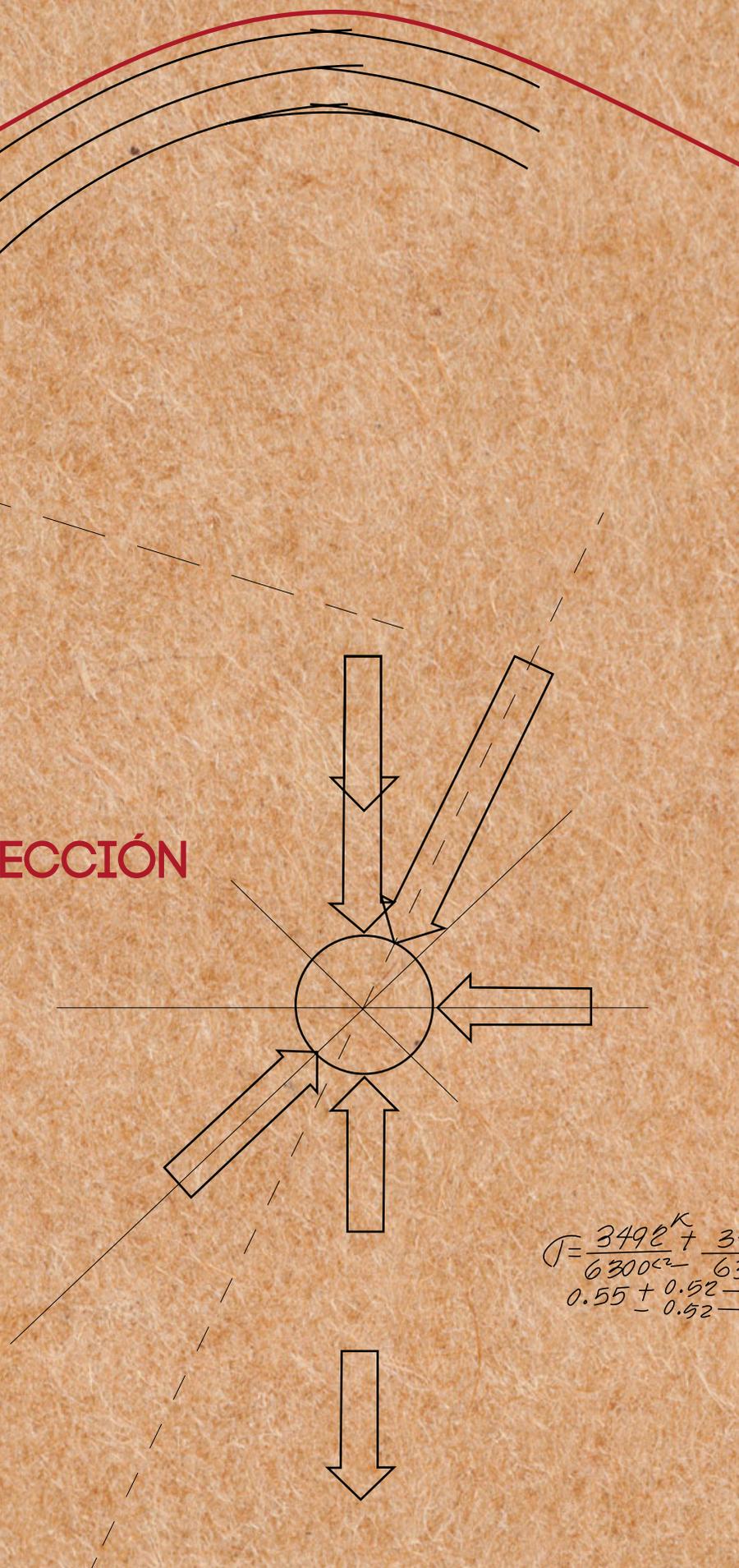


PROYECTO DE CORRECCIÓN GEOMÉTRICA CATEDRAL Y SAGRARIO METROPOLITANOS

Fernando López Carmona
Agustín Hernández Hernández



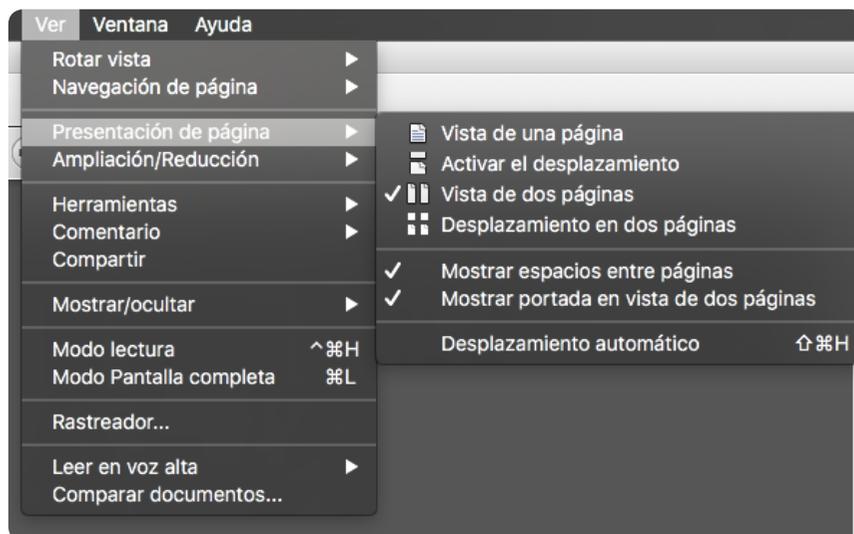
Universidad Nacional
Autónoma de México

RECOMENDACIONES DE VISUALIZACIÓN

En la barra superior de Adobe Reader o Acrobat Pro ir a Ver > Presentación de página

Activar:

- ✓ Vista de dos páginas
- ✓ Mostrar portada en vista de dos páginas





**PROYECTO DE CORRECCIÓN
GEOMÉTRICA
CATEDRAL Y SAGRARIO
METROPOLITANOS**

**Fernando López Carmona
Agustín Hernández Hernández**



México 2017

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Arquitectura

Sobre los autores

FERNANDO LÓPEZ CARMONA

Doctor en Arquitectura y profesor emérito de la Facultad de Arquitectura de la UNAM desde 1992.

Inició su actividad profesional al colaborar de 1942 a 1958 en la oficina del arquitecto Enrique de la Mora, donde se sumó al esfuerzo de impulsar la exploración de la aplicación de la "forma natural" del concreto armado a la expresión arquitectónica en todos los programas que la práctica presentaba.

Esta postura ha prevalecido y, cuando las condiciones del trabajo personal han exigido cambiar de material y de contexto, su validez se ha constatado.

Su incursión en el campo académico, nacional y extranjero, enriqueció la visión que le ha permitido racionalizar al máximo los temas profesionales, y extrapolar conocimientos de la experiencia internacional útiles en nuestro país, como la teoría que Jacques Heyman exponía desde 1966 en Harvard. Esta última se aplicó en Puebla y Veracruz, primero, en Guatemala después, así como en la Ciudad de México más tarde, al colaborar en la preservación del patrimonio monumental.

Así surgió un nuevo campo profesional, el cual le permitió actuar como consultor y asesor de procedimientos y métodos de construcción. La misma postura le ha permitido incorporar la racionalización y adecuación al contexto social y económico contemporáneo.

Ha recibido importantes reconocimientos, como el ingreso al Sistema Nacional de Investigadores, en junio de 1995, la condecoración con la Medalla Bellas Artes 2015 y el Premio Nacional de Ciencias y Artes 2015. Desde 1989 a la fecha es miembro del Comité Técnico para preservar la Catedral y el Sagrario Metropolitanos.

AGUSTÍN HERNÁNDEZ HERNÁNDEZ

**Doctor en Arquitectura, profesor de la Facultad de
Arquitectura de la UNAM.**

En 1993 se incorporó al proyecto de la catedral al apoyar el desarrollo de las investigaciones encabezadas por el Dr. Fernando López Carmona, relativas a salvaguardar dicho monumento, con la intención de fortalecer de manera integral las premisas establecidas por él.

Su participación a contribuyó a cristalizar metas de manera práctica sobre la comprensión de la forma construida, que de forma implícita prolongan la postura de racionalizar la actividad profesional orientada a resultados coherentes con el actual programa general de la arquitectura.

El desempeño y la experiencia obtenidos le permitieron obtener mención honorífica en su disertación doctoral presentada el 7 de diciembre del 2000 en la UNAM, asimismo cultiva dicha área de conocimiento en el seno de la Facultad de Arquitectura y en la Especialización en Diseño de Cubiertas Ligeras de la Universidad.





Equipo editorial

Coordinador editorial

Salvador Lizárraga Sánchez

Edición

José Manuel Márquez Corona

Responsable del diseño editorial

Amaranta Aguilar Escalona

Diseño editorial y formación

Adriana Ivonne Mancilla Torres e Israel Reyes Alfaro

Corrección de estilo y cuidado de la edición

Leonardo Solórzano Sánchez

Apoyo editorial

Oscar Daniel Polo Mandujano

Primera edición: marzo 2017

D. R. © Universidad Nacional Autónoma de México

Ciudad Universitaria

Delegación Coyoacán C.P. 04510 Ciudad de México

ISBN: 978-607-02-8939-2

Prohibida su reproducción total o parcial por cualquier medio
sin autorización escrita del titular de los derechos patrimoniales

Hecho en México





Contenido

Presentación	17
Prólogo	19
Poética y lógica estructural	23
Introducción	47
Capítulo I Causas del problema	53
Tipo de cimentación	57
Necesidad de uniformizar el hundimiento diferencial	59
Análisis de configuraciones topográficas	66
Resistencia de materiales	66
Capítulo II Consecuencias durante la construcción	69
El criterio de corrección ante las deformaciones	71
Evolución del sistema constructivo durante el virreinato	72
Comportamiento estructural	77
Comprensión de la forma construida	100
Medios disponibles y posibilidades formales	107
Capítulo III Ensayo en el Templo de San Antonio Abad	119
Conclusiones de la prueba de subexcavación	120
Aclaraciones a las gráficas	125
Capítulo IV Subexcavación e instrumentación	127
Apuntalamiento	128
Trabajos previos al proceso correctivo	134
Proyecto de subexcavación	135
Nivelaciones topográficas	140
Nivelaciones de bóvedas	144
Coro del sagrario	147

Importancia de la armonía durante la subexcavación	147
Rigidización en la zona norte de la catedral	152
Proyecto de rigidización	154
Consolidación en la zona sacristía	158
Comentario relativo al refuerzo vertical	159
Ajuste al proyecto original de subexcavación	160
Capítulo V Respuesta estructural	163
Configuraciones del suelo	163
Plomadas	168
Eficacia	172
Respuesta estructural de los pilares	177
Inyección de los pilares	182
Comportamiento de la cúpula de la catedral e interpretación de grietas en muros	183
Análisis de la corrección geométrica de la superestructura	192
Inyección del suelo	196
Seguimiento durante la estabilización del suelo	204
Refuerzo de la cimentación	212
Capítulo VI Capilla de las Ánimas	213
Características de la recimentación	216
Capacidad de carga	216
Revisión estructural	217
Procedimiento constructivo	217
Postensado de la cimentación	218
Capilla de las Ánimas	221
Las torres de la catedral	224
Geometría del remate	225
Escaleras helicoidales de madera	228
Comportamiento estructural	229
Bibliografía	233



Fotografía: Andrés Cedillo

Presentación

En el ámbito académico impera la necesidad de transmitir a detalle la experiencia de nuestros profesores, para que las generaciones en formación conozcan descriptivamente y de primera mano razonamientos cualitativos y cuantitativos, así como las herramientas disponibles en el ejercicio de su profesión. La UNAM, a través de la Facultad de Arquitectura, está orgullosa de haber encabezado, desde 1989 el proyecto de corrección geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos. La ejemplar intervención cambió la forma de percibir el fenómeno de los hundimientos diferenciales que aqueja a las construcciones de la Ciudad de México. Al desarrollar la subexcavación primero y la inyección del subsuelo después se generaron tecnologías, cuyo conocimiento y difusión resultan de vital importancia.

La presente publicación es producto de la consignación de diversos estudios y análisis que se llevaron a cabo para tomar las decisiones que orientaron la intervención del conjunto monumental. Su contenido constituye un excelente medio para conocer, desde el entorno histórico, cómo un plan, que en un principio parecía excéntrico e innovador, resultó exitoso a medida que avanzaba y se generaba la técnica, orientada mediante varias mediciones de control geométrico realizadas de acuerdo a las ideas del doctor Fernando López Carmona.

La labor de subexcavación no sólo consistió en extraer arcilla en condición plástica-lodo-, además se requería de una organización que permitiera identificar oportunamente algunas irregularidades, debido a las circunstancias en que se desarrolló el proceso, más el carácter multidisciplinario de la arquitectura. Vale la pena resaltar la importancia de la participación de investigadores de nuestra universidad que intervinieron a lo largo de todo el proceso, como el doctor Roberto Meli Piralla y el ingeniero Roberto Sánchez Ramírez del Instituto de Ingeniería de la UNAM, cuya labor contribuyó en la trascendencia y la calidad de los resultados.

Los autores de esta obra, tanto el doctor Fernando López Carmona, profesor emérito, como su discípulo, el doctor Agustín Hernández Hernández, asumieron desde el principio la importancia de comprender la forma construida bajo la teoría de la resistencia por forma, basada en fundamentos de la geometría y de la estática, para investigar la proporción y la disposición de cada elemento en el espacio construido. Esto condujo a disertar que la fragilidad de las estructuras de mampostería

las aleja de la teoría de la elasticidad –según sus palabras–, lo que llevó a aplicar métodos clásicos de análisis estructural, considerando la geometría impuesta por las deformaciones del suelo y las diversas señales de deterioro.

Cada capítulo resulta particularmente interesante por la calidad expositiva de las argumentaciones que contiene, las cuales se deben al profundo conocimiento de ambos autores. Los textos ofrecen auténticos análisis que revelan el uso riguroso de la escuadra y el compás, acompañados de planos que hoy son valiosas piezas de la historia. Todo ello para establecer, de manera sucesiva, que las edificaciones pétreas resisten por forma, permanecen por masa y subsisten como mecanismos confinados entre masas restrictivas, constituyendo la parte más característica de la catedral; ilustran la forma en que se emplearon las herramientas disponibles para comenzar a abordar la inestabilidad del conjunto monumental.

Las vicisitudes de dicho legado son dignas de conocer porque desempeñaron un gran papel en aquel momento y constituyen una referencia ineludible, capaz de contribuir a consolidar la arquitectura y sus disciplinas afines en la conservación de construcciones históricas.

Marcos Mazari Hiriart

Prólogo

La Catedral y el Sagrario Metropolitanos representan un hito en la historia de la arquitectura en México y marcan una etapa fundamental en el transcurrir cultural de nuestro pueblo. Su construcción, como todos sabemos, fue larga y ardua; como lo ha sido también la labor de su rescate y salvaguarda. Es gracias a ella que, hoy, este recinto simbólico permanece como la joya arquitectónica más preciada de nuestra Ciudad, es considerado el conjunto religioso más importante de América, y uno de los espacios más significativos del Centro Histórico de la Ciudad de México, mundialmente reconocido como patrimonio de la humanidad.

Esta memoria que se inscribe en la serie de publicaciones en torno a la conservación y restauración de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos a partir de 1989, relata desde el diagnóstico hasta la terminación del proceso que implicó su rescate geométrico, el cual estuvo a cargo del Gobierno Federal a través de un comité técnico en el que participó la Facultad de Arquitectura de la UNAM, representada por los doctores en arquitectura Fernando López Carmona, Fernando Pineda y Agustín Hernández Hernández. Dicha corrección geométrica exigió, como los autores de este libro lo indican, entender las razones que generan la forma construida, el programa general de la arquitectura en su tiempo y lugar históricos, así como el programa particular del edificio.

El presente documento se enfoca, por lo tanto, a la lógica de la arquitectura de estos recintos religiosos, ilustres ejemplos de edificaciones cuyos sabios proyectos supieron adecuarse a las dificultades de un suelo lacustre con características muy particulares como el de sus diferentes estados de preconsolidación, entre otros. Más allá de superar esta particularidad, es de resaltar que sus elementos de diseño han garantizado la integridad del conjunto y permitido que ambas estructuras se mantengan en pie. Esto ha sido posible gracias a que el sistema constructivo de estas edificaciones se ha adaptado a su entorno y a los recursos disponibles en cada etapa de su historia, logrando proporciones que realzan su belleza; la estética obtenida con la altura de sus torres hace alarde de una edificación que, a pesar de las vicisitudes provocadas por la naturaleza de la superficie en que se apoya, ha mantenido su integridad y esplendor a lo largo de los siglos, y hoy permanece como símbolo de la grandeza de nuestra nación y testigo de su historia.

A decir de los dos expertos autores de este texto, la permanencia de este monumento depende, prioritariamente, de conocer y comprender cabalmente el diseño del edificio, recuperar su concepción y devolver a la estructura su condición original para que trabaje según su diseño original. Específicamente, se trata de conservar la integridad y capacidad de todo el sistema de contrarrestos, ya que éste es el que mantiene en equilibrio las bóvedas, columnas y arcos de ambas estructuras. De ahí que la primera etapa del proceso se enfocó a trabajar en el subsuelo con el objeto de evitar cualquier situación perversa que provocara que las naves continuaran abriéndose y afectando el comportamiento de la estructura.

El prólogo de la obra que presentamos expone brevemente los antecedentes del caso, así como la organización y la distribución de las primeras acciones. A continuación, una interesante reflexión en torno a la importancia de considerar el tiempo y lugar a las que pertenecen las formas construidas, nos recuerdan que en la restauración debemos atender tanto los conceptos filosóficos, como los científicos y los tecnológicos. Una lectura de las edificaciones pétreas nos introduce al tema de las rotulas frágiles, característica de las mamposterías. La exposición del proceso constructivo de la Catedral Metropolitana y el relato sucinto de los estudios, resultados y observaciones que se hicieron desde 1989, nos anuncian el contenido de este texto, profusamente ilustrado con planos y dibujos que esclarecen cada tema.

El capítulo I describe las causas del problema, así como los procesos de intervenciones anteriores y sus efectos. El capítulo II hace un recorrido por el largo periodo de su construcción, que se extendió durante casi 300 años, e incluye el criterio de corrección ante las deformaciones, tomando como base el sistema constructivo del edificio y la prevención de las consecuencias de las acciones emprendidas; la evolución del sistema constructivo en el virreinato como antecedente importante en estos trabajos; la explicación del concepto de rotula frágil a la que ya hicimos referencia; los resultados de los análisis del comportamiento estructural, de la forma construida y de los medios disponibles así como las posibilidades formales.

En virtud de la envergadura del proyecto, la importancia y dimensiones del inmueble atendido, y cumpliendo con regulaciones internacionales sobre conservación de monumentos, el capítulo III está dedicado al ensayo llevado a cabo en el templo de San Antonio Abad, el cual permitió llegar a conclusiones importantes en torno a los efectos de la técnica elegida. El capítulo IV revisa la subexcavación y su correspondiente instrumentación, las acciones preventivas del proceso correctivo, el apuntalamiento, la construcción de lumbreras, las nivelaciones topográficas y de las bóvedas así como el trabajo realizado en el coro del sagrario y en la sala capitular.

Como todo proyecto de conservación requiere necesariamente de un seguimiento y observación constante para evaluar logros o fallas y corregir lo necesario para continuar una labor acertada, el capítulo V describe el comportamiento de la estructura de ambos edificios, explica la evolución de la respuesta estructural, la manera

en que se fue actualizando el proyecto de subexcavación y los modelos de control que permitieron llevar a cabo los trabajos. Estos incluyeron: el cálculo del descenso inducido, la medición de los desplomos, la cuantificación de la respuesta estructural así como las acciones detalladas realizadas en los pilares, la cúpula en la catedral y las grietas en los muros. Después del análisis de la corrección geométrica de la superestructura y la explicación del proceso para endurecer el subsuelo inyectándole mortero, se describe el seguimiento para evaluar y controlar la estabilización del suelo desde 1999 hasta 2002. El análisis de los perfiles del suelo y los comentarios sobre el refuerzo de la cimentación, cierran este bloque. El último capítulo explica los trabajos desarrollados en la Capilla de la Ánimas, ubicada al extremo norte del predio que ocupa este recinto monumental y en donde también se detectaron deterioros urgentes de atender.

Esta memoria es un recuento exhaustivo, preciso e ilustrativo de lo que ha significado una labor a la que han dedicado su tiempo, esfuerzo, conocimiento y experiencias dos investigadores que forman parte del grupo de expertos, que con pasión y esmero, se han dedicado a la tarea que les fue encomendada hace más de dos décadas.

Fernando López Carmona es profesor emérito de esa Facultad y miembro del Comité Técnico de la Catedral Metropolitana. Ha tenido bajo su cargo la dirección del grupo de expertos en la facultad mencionada que participan en la restauración y conservación de la catedral. El doctor López Carmona ha construido una cantidad importante de inmuebles religiosos; es uno de los protagonistas del grupo de arquitectos que realizaron, por primera vez, construcciones con cubiertas de cascarones de concreto, y ha seguido desarrollando, mediante soluciones innovadoras, diversos géneros de edificios. Es una autoridad en el tema de estructuras históricas en edificaciones de concreto, y el responsable de la aplicación de la teoría de la rótula frágil, propuesta y empleada en otras construcciones por un ingeniero inglés experto en la materia, Jacques Heyman.

Sobre el doctor Agustín Hernández, discípulo del doctor López Carmona, y con quien trabaja en este proyecto de rescate desde 1993, es de destacar que su participación ha sido fundamental para consolidar el trabajo en torno a la comprensión de la forma construida. Además, la eminente calidad académica y profesional del doctor Hernández, quien colabora en el posgrado de la Facultad de Arquitectura.

El rigor de quienes participaron en los estudios y proyectos que dieron forma al rescate geométrico de esta relevante obra monumental merecen, por supuesto, un profundo elogio, ya que no se trata solamente de registrar las condiciones de nuestros inmuebles en el pasado, sino de encontrar en ese pasado la esencia de su construcción y el conocimiento que nos guíe a su debida conservación. Se trata pues, de legar una memoria y un proyecto de cómo se ha recuperado su esplendor y, en este caso, salvando su permanencia.

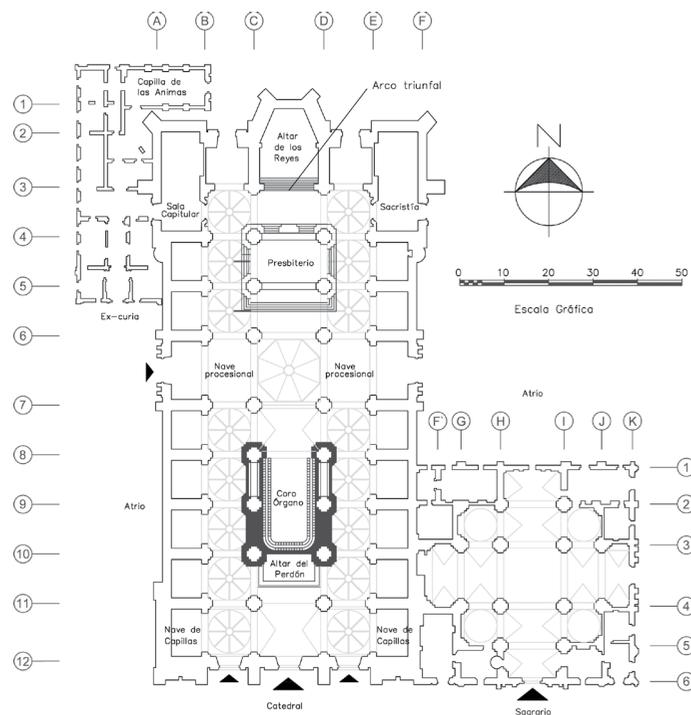
Xavier Cortés Rocha

Poética y lógica estructural

A causa del incidente ocurrido en abril de 1989, cuando una fuerte lluvia provocó escurrimientos considerables en el Altar de los Reyes debido a una gran fractura en la bóveda, que se prolongaba hasta el arco triunfal, la Dirección General de Sitios y Monumentos de la entonces Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), encomendó al arquitecto Fernando Pineda Gómez, director de Obras de Restauración, organizar los trabajos necesarios para abordar el problema sobre los graves deterioros que presentaba la catedral.

El registro de este esfuerzo busca divulgar los resultados, producto de la investigación, análisis y organización de los estudios y acciones llevados a cabo, referentes a la corrección de daños y deformaciones geométricas de la estructura que afectan al monumento, los cuales fueron ocasionados por los hundimientos diferenciales del suelo, en cuyo origen se encuentra la sobreexplotación de los mantos acuíferos.¹ Asimismo, reúne defectos y virtudes de la herencia monumental de nuestra ciudad.

► Planta arquitectónica.

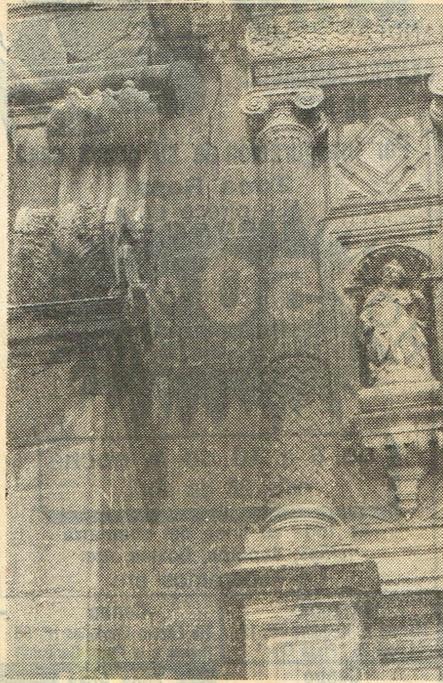


¹ En el capítulo II, los autores consignan el procedimiento empleado para construir la historia de los hundimientos diferenciales, y describen la deducción de la magnitud y la velocidad de ese fenómeno deformable, mediante diversas series de mediciones realizadas *in situ*.

MEXICO, D. F.—VIERNES 28 DE ABRIL DE 1989

Dispone CSG Destinar más Recursos Para Preservar la Catedral Metropolitana

(Información en la página 4)



EN EL exterior —lado poniente— se aprecian los estragos ocasionados por el hundimiento de la Catedral Metropolitana. (Foto de Ale-

◀ Noticia donde se impulsan las acciones para preservar la catedral.

No se Presentan Condiciones de Peligro de Desplome: Sedue

Dispuso Salinas de Gortari Aumentar los Recursos Financieros y Humanos Para Preservar la Catedral

MANUEL MAGAÑA CONTRERAS

El Presidente Carlos Salinas de Gortari dio instrucciones de que se brinde una atención especial a la preservación de la Catedral Metropolitana —cuyos daños se incrementaron por el temblor del martes pasado—, y dispuso aumentar, al máximo posible, los recursos financieros y humanos dedicados a esa tarea.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, dio a conocer la decisión del Jefe del Ejecutivo.

Y en el informe oficial sobre el estado del recinto catedralicio —considerado el primero en su género en América Latina—, la Sedue afirma:

El temblor del martes pasado incrementó las fisuras en el arco de la capilla real, y en la cúpula, y produjo desprendimientos de aplanados en la nave central y en una de las capillas, pero no se presentan condiciones de peligro de desplome.

Agrega que “se detectó un hundimiento diferencial en su esquina nor-oriental, lo que resultó una novedad, ya que históricamente, dicho desnivel había sido hacia la torre sur-poniente, es decir, en la Plaza de la Constitución y Monte de Piedad”.

Explica la Sedue que dicho hundimiento se ha generado, fundamentalmente, porque esa zona se encuentra fuera de las capas de terreno preconsolidado que coinciden con el centro ceremonial de la antigua Tenochtitlán, y de la acumulación de materiales de demolición ocurridas a raíz de la Conquista, y del período de inundaciones de 1629.

Los trabajos de restauración, cabe mencionar, empezaron ayer.

El reporte sobre las labores que se llevan a cabo, señala que de inmediato se empezó a trabajar para la reparación de las grietas y así, evitar la penetración de la lluvia tanto al altar de los reyes, como a las pinturas que complementan dicha obra de extraordinario valor artístico en el mundo.

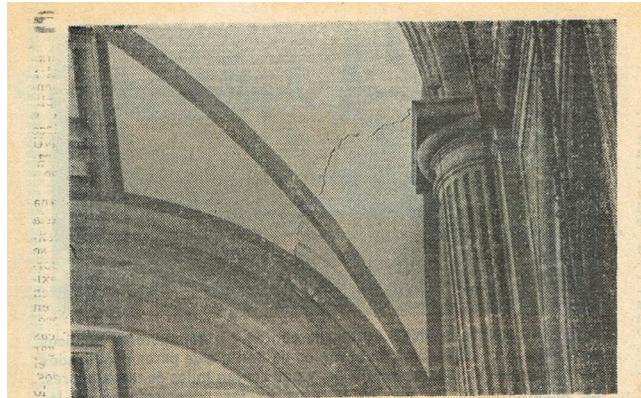
“Ya se inicia la colocación de tensores de carácter preventivo; zunchos en la cúpula y en la base de la linternilla y se aumenta el número de dispositivos que indiquen cualquier movimiento anormal de la Catedral”, se dijo.

SIGUE EN PAG. TREINTA Y TRES

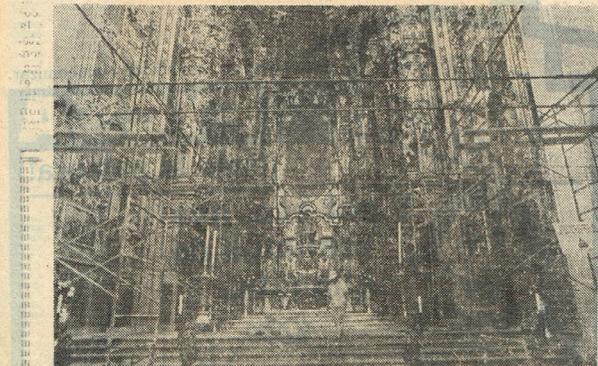
◀ Primera noticia emitida por la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), en 1989.

► Imágenes de los deterioros que exhibía la catedral en 1989.

▼ Noticia donde se menciona que la UNAM encabezaba las investigaciones sobre la restauración de la Catedral de México y aparecen los nombres de los primeros eruditos convocados.



UNA DE las grietas en la nave central de la Catedral Metropolitana, junto al Altar de los Reyes. Por aquí se filtra el agua de la lluvia. (Foto de Alejandro Guzmán)



LA MAJESTUOSIDAD del Altar de los Reyes, obra del arte churrigueresco del sevillano Gerónimo de Albás, en la Catedral Metropolitana. En primer plano, el andamiaje para iniciar su restauración. (Foto de Alejandro Guzmán)

Dispuso Salinas de Gortari Aumentar

Sigue de la página cuatro

Se profundiza en los estudios sobre el edificio, cuya construcción empezó en el siglo XVII, y fue concluida 300 años después.

Los responsables de los trabajos de restauración son el arquitecto Fernando López Carmona, el doctor Marcos Mazari, y los ingenieros Enrique Santoyo, Raúl J. Marshall y Enrique Rivero Carranza.

Todos los estudios relativos a la restauración, serán sometidos a la consideración del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, y de otras instituciones académicas.

La Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, hizo saber que el grupo de especialistas, encabezados por los arquitectos Sergio Zaldivar y Fernando Pineda, director general de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural y director de área de Restauración de la Sedue, se presentaron poco después de ocurrido el temblor para inspeccionar, en la Catedral Metropolitana, tanto su estructura como los daños ocasionados.

El padre Sergio Ruiz, sacristán mayor --se dijo--, ha seguido de cerca los trabajos de restauración y recimentación que se han realizado desde 1977.

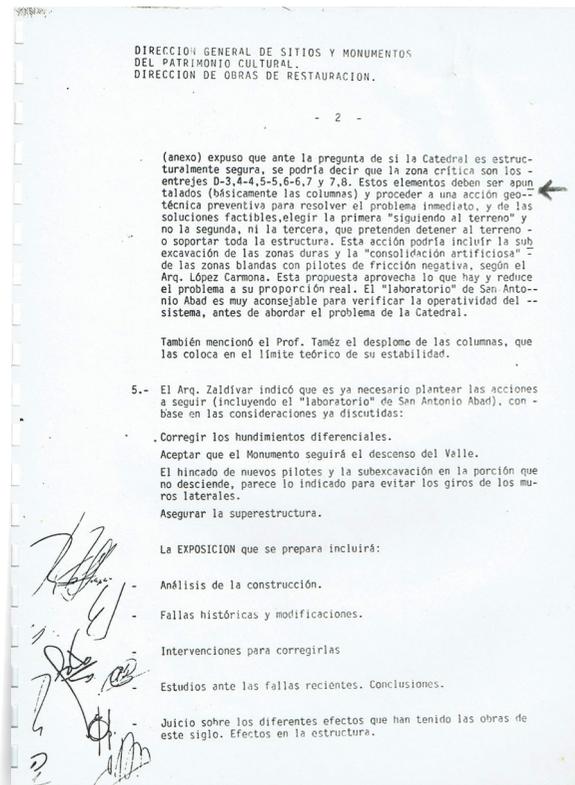
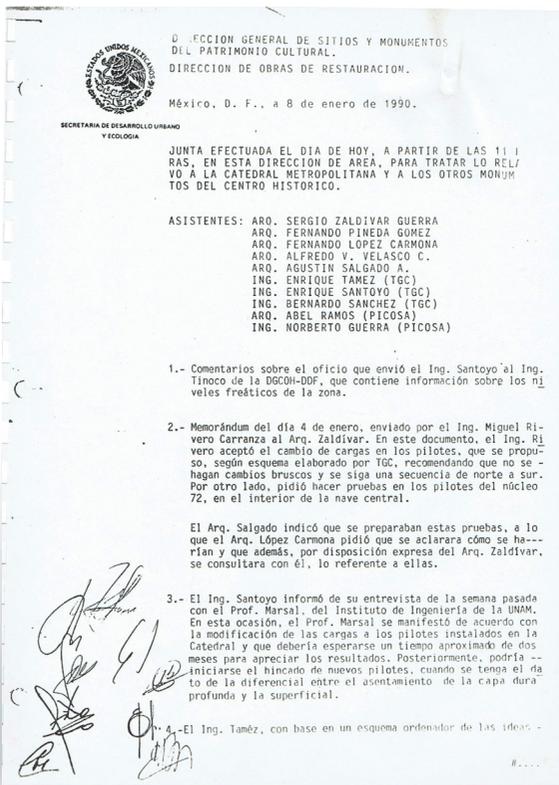
El padre Ruiz, por su parte, reiteró que se espera la colaboración de todos los sectores, puesto que la reparación de la Catedral Metropolitana es algo que deberá efectuarse a largo plazo.

Elaboración del diagnóstico inicial

El arquitecto Fernando Pineda Gómez solicitó al arquitecto Fernando López Carmona, asesor estructural de la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, analizar las causas del deterioro de la catedral. El diagnóstico a partir de la observación de grietas en bóvedas y pilastras, los hundimientos en las esquinas NE y SO de la catedral y los niveles de ambos edificios (Catedral y Sagrario Metropolitanos) fue entregado en mayo de 1989. Ante la complejidad del problema, se requirió la colaboración del ingeniero Enrique Santoyo Villa, para analizar los aspectos geotécnicos, que se juzgaron fundamentales en el caso; en diciembre de ese mismo año, se elaboró un primer informe donde se evidenció que el principal problema fue el giro de las crujiás del contrarresto.

Organización de los trabajos

La investigación del problema se dividió en dos condiciones: la estabilidad de la superestructura y la investigación del subsuelo. Ambas exigieron trabajos de campo y análisis de gabinete, coordinados por la Dirección de Obras de Restauración de la SEDUE.²



² Para la primera quincena de 1990, se aprobó el plan de trabajo que contempló apuntalar de manera inmediata las crujiás del contrarresto y las naves procesionales.

► Minuta de trabajo de la junta efectuada el 8 de enero de 1990.

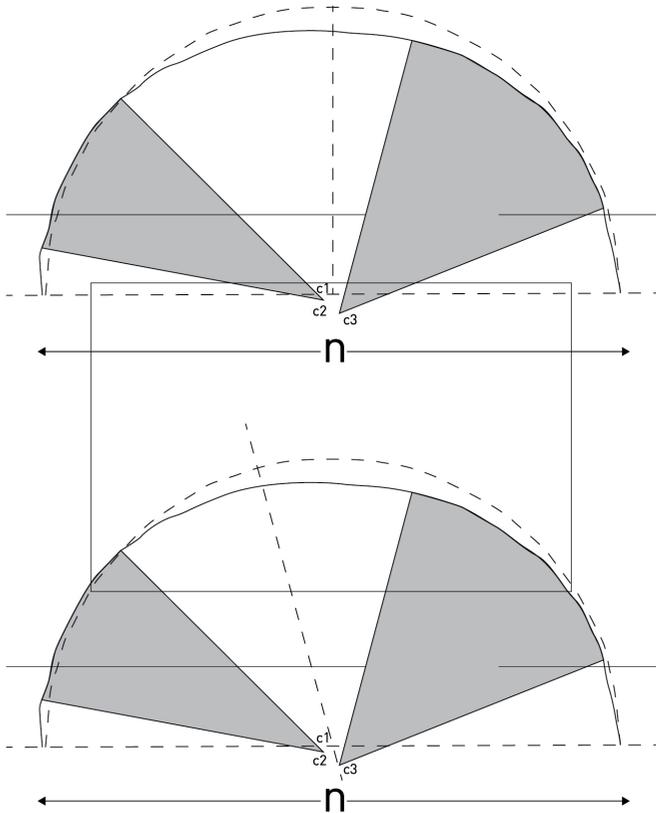
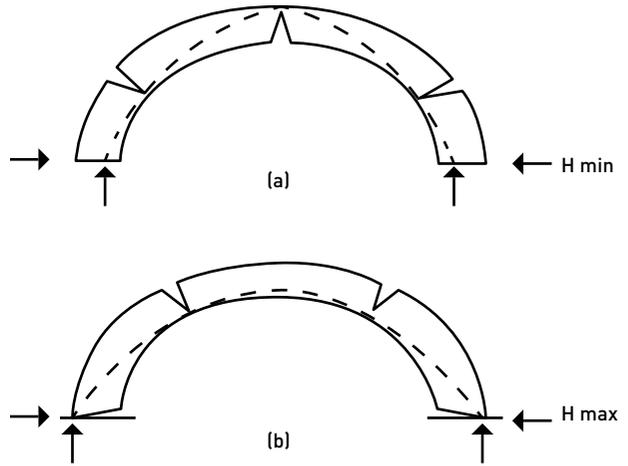
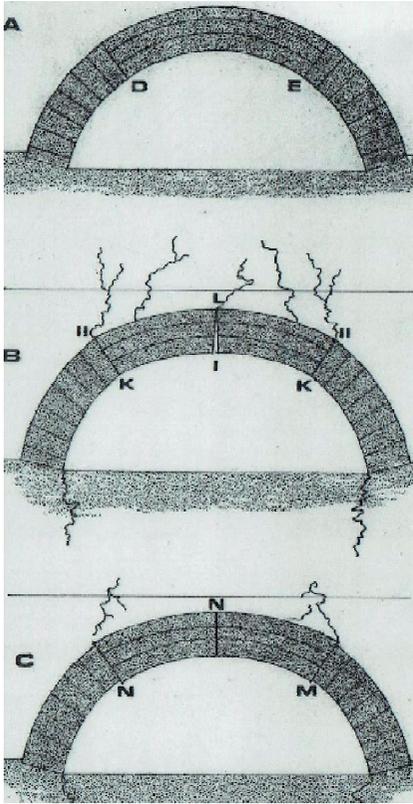


En función de esto, se organizó un taller de arquitectura en la Ex curia, para investigar la geometría de diversos elementos y deformaciones del monumento, así como un equipo de topografía que investigara niveles y hundimientos del suelo. A la par, se inició una campaña de investigación del subsuelo.³

Resulta difícil de estimar el estado de esfuerzo y el tiempo necesario para el flujo plástico en mamposterías de tezontle. Sin embargo, de la observación de edificios deformados y dañados podemos afirmar que las mamposterías de cal, arena y piedra de tezontle se fracturan en las bóvedas aproximadamente en el punto de tangente 1 (45°) y se rompen por flexión, desarrollando un borde comprimido donde el esfuerzo se hace crítico. Este mecanismo de falla es conocido como rótula frágil.

³ Durante el diagnóstico, antes de realizar los levantamientos, se investigaron ideas de Eugène Emmanuel Viollet-le-Duc, sobre los arcos romanos y teorías de Jacques Heyman de la Universidad de Cambridge, quien creó el concepto de "rótulas frágiles". Estos hallazgos técnicos, que describían la existencia de zonas frágiles y rígidas, exigieron la medición cuidadosa y exhaustiva de varios elementos del conjunto monumental, para encontrar en qué puntos se absorben los diferenciales geométricos. Primero, se empezó a levantar cuidadosamente el perfil de las bóvedas en los arcos fajones. Dicho proceso evidenció que la directriz es un arco de medio punto. Ante las circunstancias, los argumentos que guiaron el trabajo fueron la experiencia directa de constructor y la formación de arquitecto. Ello permitió que, sobre los levantamientos obtenidos con el radio original, se identificaran centros de curvatura desplazados por las deformaciones impuestas a través del tiempo. También se comprobó que la zona de los arranques conserva la geometría original y el trazo presentaba mayores diferenciales en las zonas frágiles.

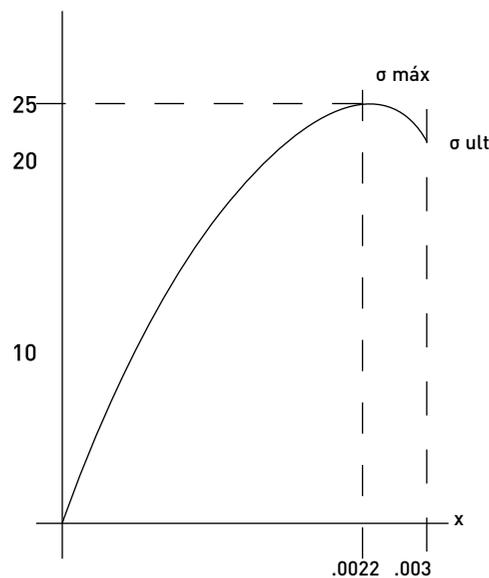
- Se determinaba la pendiente entre las impostas.
- Se establecía una línea como nivel de referencia.
- Se dibujaba la geometría ideal con una línea discontinua.
- Las ordenadas centrales se medían a cada metro a en los extremos a medio intervalo.



• Teorías investigadas previas a la realización de los levantamientos para comprender la forma construida.

La causa del proceso puede explicarse como un incremento o acortamiento de la distancia entre apoyos. Este elemento geométrico se convierte en la herramienta para definir una deformación tolerable en los arcos. Si aceptamos un diagrama de esfuerzo–deformación idealizado como una parábola (Hognestad)⁴, con vértice equivalente al esfuerzo máximo y a la deformación máxima de 2.2 al millar, y esfuerzo último de 3 al millar, se supondría que el esfuerzo permisible a compresión equivale al 10 % del esfuerzo de fluencia. Así, el análisis se hizo mediante el siguiente proceso:

► Deformación unitaria elástica admisible.



Datos
 $\sigma_{ult} = \epsilon = 0.003$
 $\sigma_{máx} = \epsilon = .0022 = 25 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_f = 0.1(\sigma_{máx})$
 $\sigma_f = 2.5 \text{ kg/cm}^2$

Ecuación de la parábola
 Al integrar el σ se puede calcular la ϵ en \bar{T}

$$y = px^2$$

$$P = \frac{y}{x^2} = \frac{25}{(.0022)^2} = 5'165,254.256$$

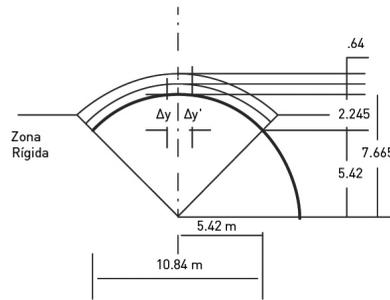
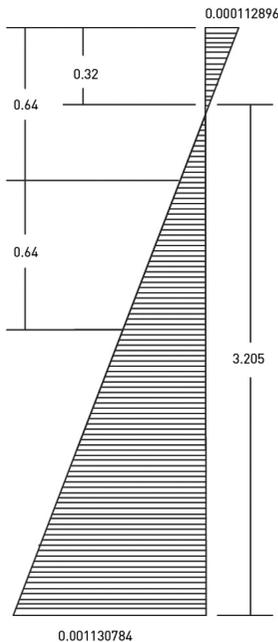
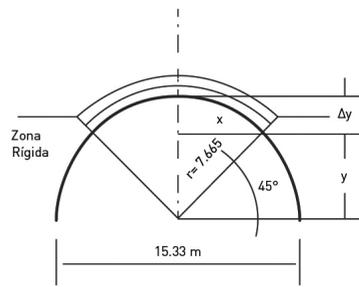
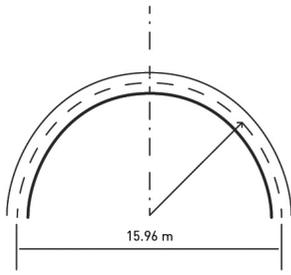
$$y = 5'165,254.265 x$$

$$22.5 = 5'165,289.256 x^2$$

$$x = \sqrt{\frac{22.5}{5'165,284.256}} = .0020871033$$

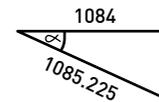
$$\epsilon = 0.0022 - 0.0020371033 = 0.000112396$$

⁴ En 1956, Eivind Hognestad analizó la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto bajo compresión axial, idealizando el diagrama como una parábola. Desde entonces, el Instituto Americano del Concreto (A.C.I.) especifica que el diagrama de esfuerzos del concreto puede ser aceptado como una parábola.



Geometría de la nave central de espesor de la bóveda y arco fajón= 64 cm
 Luz interior= 15.64 - 0.63 = 15.33 cm
 Radio interior= 15.33 / 2 = 7.665 m
 $y = 7.665 (\text{Sen } 45^\circ) = 5.42 \text{ m}$
 $y = x$
 $\Delta y = 7.665 - 5.42 \text{ m} = 2.245 \text{ m}$
 Cálculo de deformaciones
 $\Delta y' = 2.245 + [0.64 + (0.64/2)] = 3.203 \text{ m}$
 0.32 m ----- 0.000112596
 3.205 ----- x
 $x = \frac{3.205 (0.000112596)}{0.32} = 0.001130724$

Es la elongación admisible del arco
 $\Delta x = 1084 \text{ cm} (0.001130724) = 1.225 \text{ cm}$



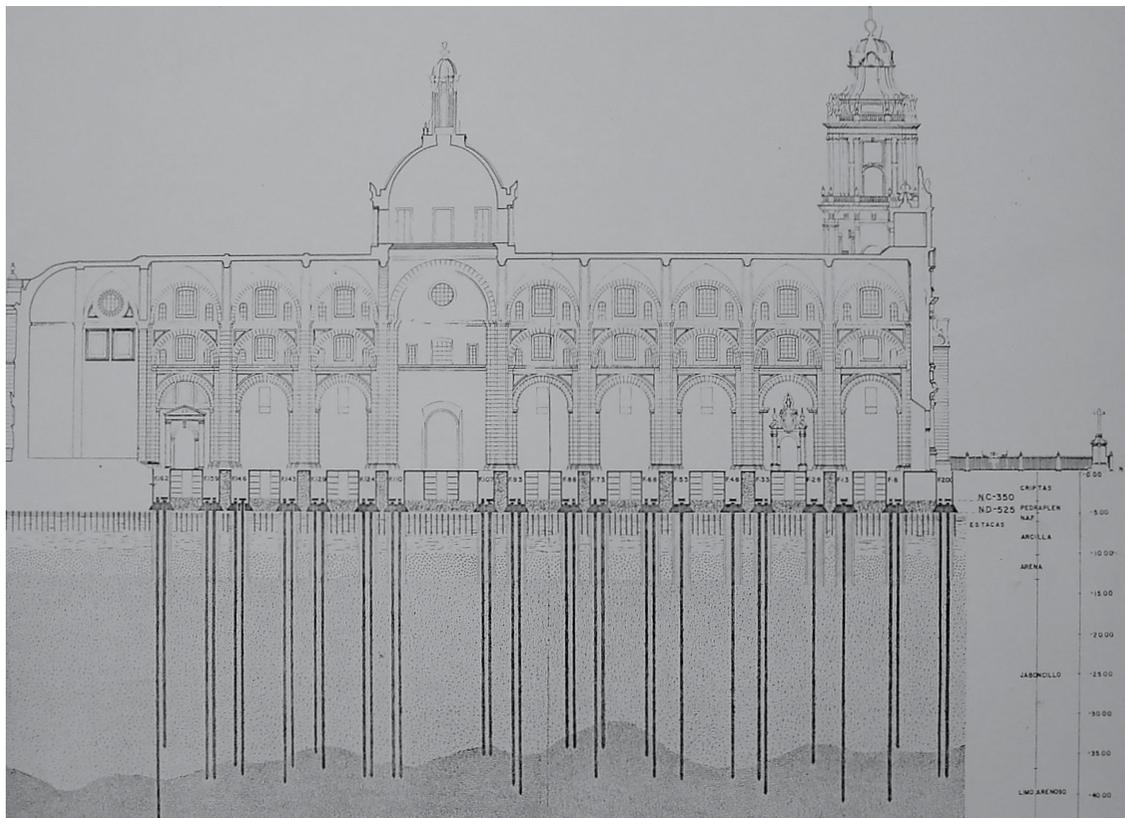
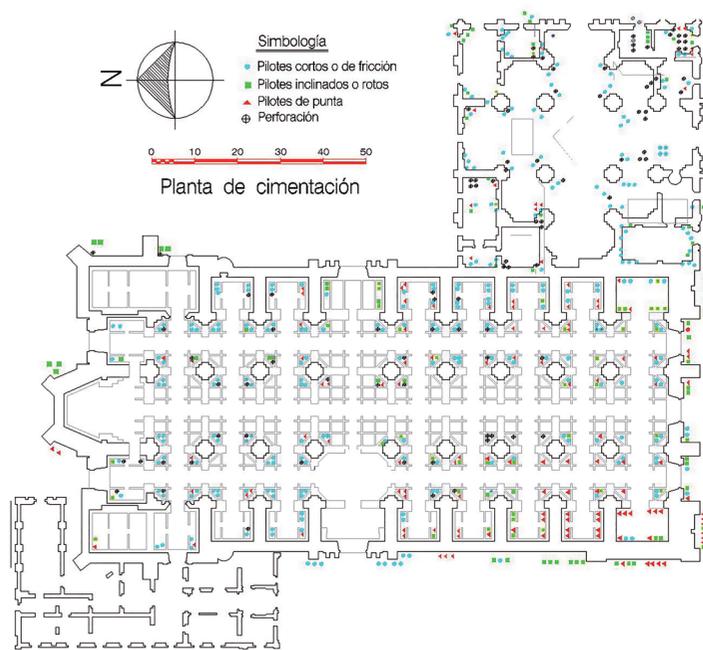
$$\text{Cos } \alpha = \frac{1084}{1085.225} = 2.7226175^\circ$$

Hundimiento admisible del jarjante, a verificar, atendiendo el concepto de "rótulas frágiles"
 $\Delta y'' = 1.225 \text{ cm} (\text{Sen } \alpha) = 0.0581 \text{ cm} = .581 \text{ mm}$

El análisis de gabinete fue tarea del grupo inicial formado por los señores López Carmona, Pineda Gómez y Santoyo Villa, al que posteriormente se incorporó un grupo de consultores, formado por Marcos Mazari Menzer y Roberto Meli Piralla, del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Dirección de las áreas de trabajo

Cada uno de los tres miembros del grupo abordó un aspecto distinto. El arquitecto Pineda organizó la contratación de los trabajos de topografía en la zona, con IMASSA, y formalizó el apoyo y asesoría de los ingenieros Enrique Santoyo Villa y Enrique Taméz González, de la empresa TGC, con la finalidad de investigar la condición real del subsuelo mediante exploraciones con cono eléctrico, y evaluar la condición real de los pilotes de control instalados en 1975; con el apoyo del arquitecto López Carmona, se contrató y organizó el trabajo de investigación de la geometría sobre las deformaciones de la catedral, el sagrario, la Ex curia y de la Capilla de las Ánimas.



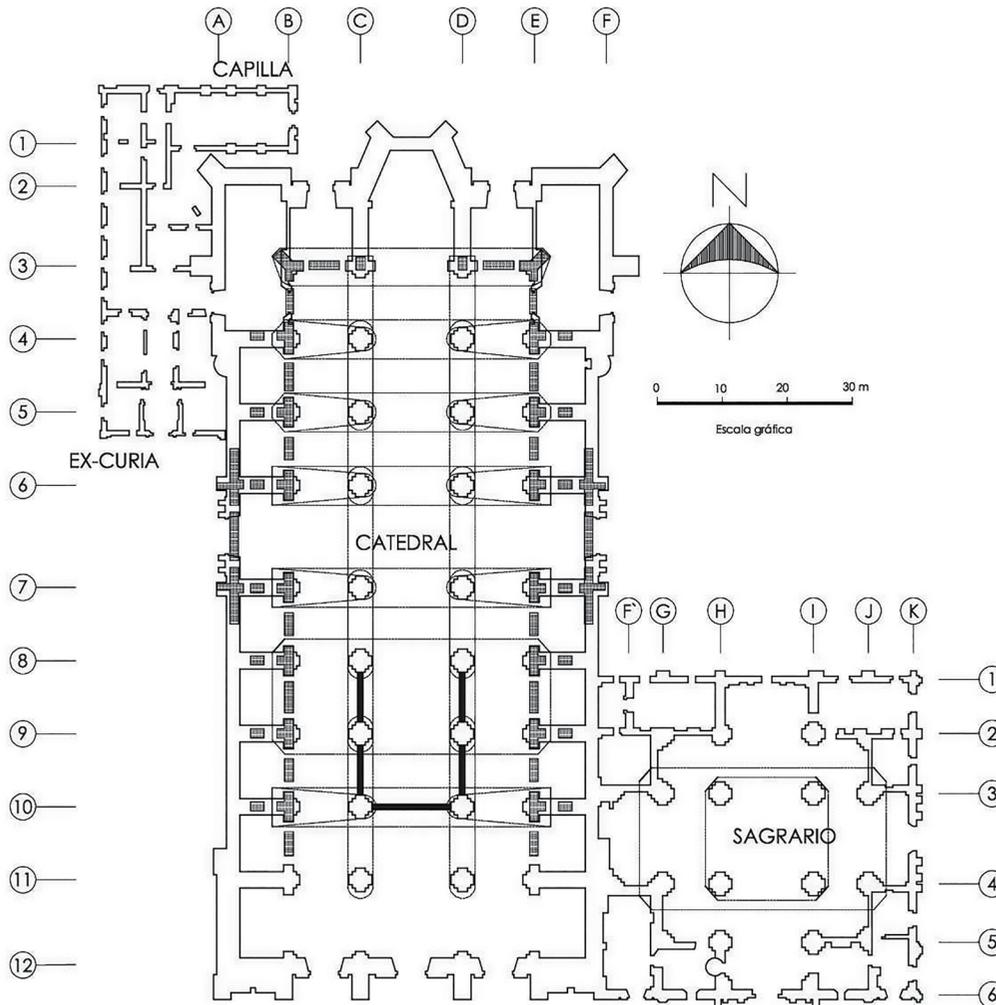
- ▲ Planta de cimentación y corte longitudinal de la catedral donde se ilustran los pilotes de la intervención de 1975.
- (Páginas 28-29) Cripts de la cimentación de la catedral y vestigios arqueológicos en la cimentación del sagrario.





Organización de medidas de protección al monumento

Del diagnóstico inicial elaborado por López Carmona se decidieron acciones preventivas inmediatas, de las cuales la primera fue instalar un sistema de tensores transversales y longitudinales en el nivel mayor de impostas de las naves procesionales, siguiendo y aprovechando la experiencia que se adquirió en el Claustro de Sor Juana.⁵



• Planta con la trayectoria de tensores.

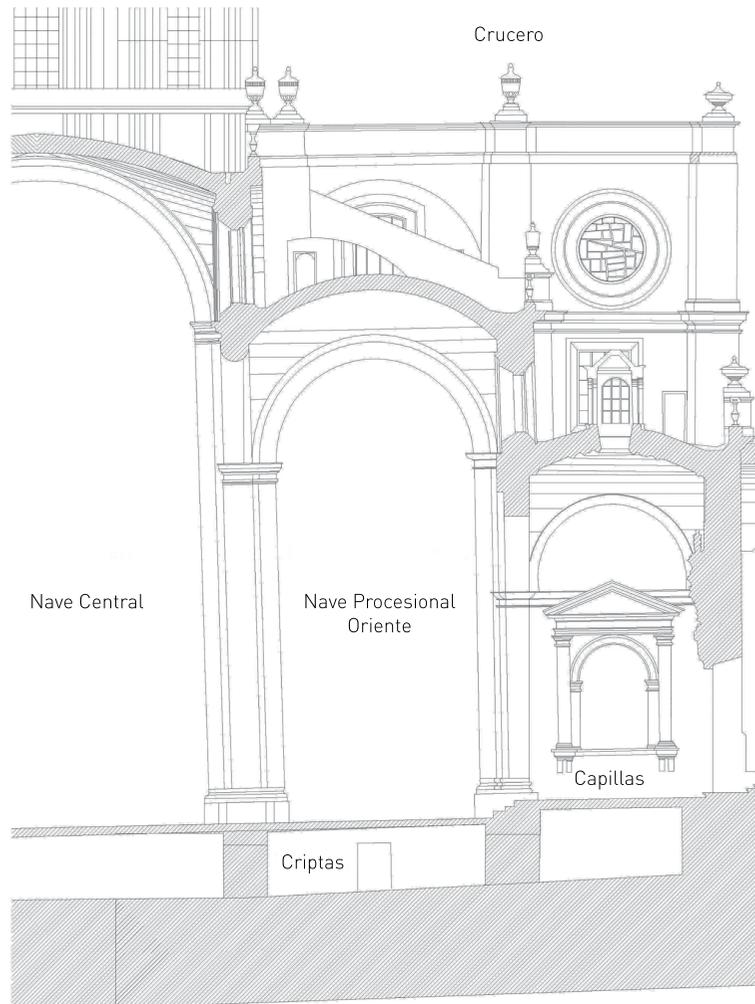
Exploración de medios y posibilidades de solución al problema

De manera simultánea se derivó y confrontó la información sobre la geometría deformada del edificio y el avance en la exploración del sistema de pilotes de control, junto con la información que aportaban los sondeos de cono, para así confirmar el diagnóstico inicial y revisar los resultados de los trabajos previos del edificio. Con ello, se exploró, analizó y dedujeron los métodos de construcción, de corrección de las deformaciones durante ésta y la concepción total del sistema constructivo del

⁵ En el capítulo IV, el ingeniero Hilario Prieto Calderón indica que cada torón se postensó con una carga de 3700 kg. Ello permitió medir también las ordenadas de las catenarias, como instrumento de monitoreo.

monumento. La investigación sobre las deformaciones y la geometría de diversos elementos arquitectónicos condujeron a adicionar una retícula ortogonal de 5 x 5 m, tanto en cortes como en fachadas, para identificar de manera rápida las deformaciones y correcciones. Asimismo se ilustró dónde y cómo se absorbieron esos problemas.

► Corte transversal, lado oriente de la superestructura de la catedral, zona sur.





SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO
Y ECOLOGIA

SUBSECRETARIA DE DESARROLLO URBANO

300.-

717

FORMA CG - 1A

Ciudad de México, 17 de junio de 1991.

ARQ. FERNANDO LOPEZ CARMONA
Profesor de la Facultad de Arquitectura de la
Universidad Nacional Autónoma de México.
P R E S E N T E

Muy estimado señor:

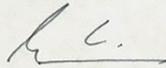
Por medio de la presente queremos comunicarle que la reunión del Grupo Técnico Asesor de las Obras de Catedral, para la que fue usted convocado y que habría de celebrarse el día de hoy, ha debido ser pospuesta por razones de agenda de trabajo.

Considerando el interés del señor Secretario Chirinos de conocer personalmente su valiosa opinión y puntos de vista, respecto al proyecto y obras de la Catedral Metropolitana, nos ha pedido solicitar a usted su asistencia y aceptar su invitación, para reunirnos el próximo miércoles 19 a las 10:30 hrs., en la Sala de Juntas de sus oficinas, para constituir formalmente el Grupo Técnico Asesor, y agradecer su compañía en la visita que se realizará, a continuación, a las obras de la Catedral Metropolitana.

A T E N T A M E N T E,

SUFRAGIO EFECTIVO. NO REELECCION

EL SUBSECRETARIO


LIC. GUILLERMO RIVERA RODRIGUEZ

cc. Lic. Patricio Chirinos Calero.- Secretario de Desarrollo Urbano y Ecología.

• En aquellos años aún no existía la Secretaría de Cultura ni el Consejo Nacional para la Cultura y las Artes (Conaculta). Sin embargo a mediados de 1991, la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), ya había decidido implementar formalmente la organización del grupo técnico asesor para atender la problemática de la Catedral de México.

Definición del problema estructural

Cuando la exploración del suelo, de los pilotes y la investigación de los hundimientos estuvieron completos en diciembre de 1989, fue posible sumar y confirmar los logros de estas tres facetas del problema y definir que la cimentación original es la única capaz de soportar al edificio, no sólo para carga sobre el suelo, sino además porque constituye una parte fundamental del sistema estructural y es deseable que el edificio siga al suelo en su descenso, aunque los hundimientos diferenciales deben controlarse.

Por lo tanto, el reto consistió en atender el cambio de sollicitación al subsuelo, por razón de la sobreexplotación de los acuíferos, que al aplicar una carga uniforme sobre el terreno hizo que la historia de asentamientos produjera una consolidación desigual.

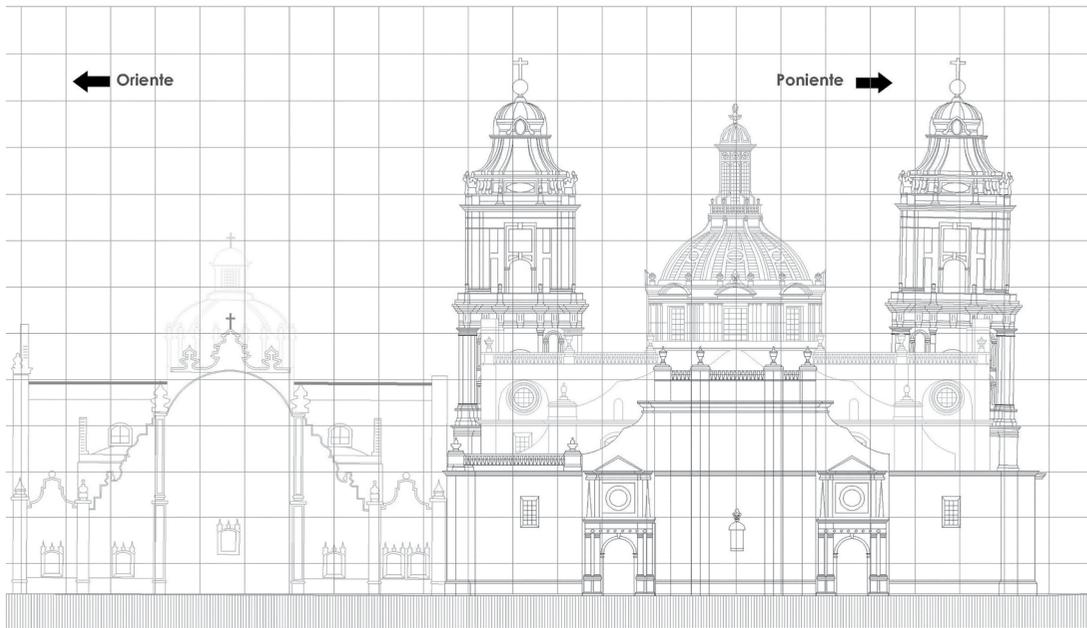
La consecuencia de eso se traduce en diferentes velocidades de hundimiento en zonas identificadas del monumento, lo que indujo giros hacia afuera del sistema de contrarresto, provocando hundimientos desiguales entre el ábside, la cúpula y el resto del edificio, con el punto crítico en la torre poniente.

Por su parte, los resultados de la investigación sobre la geometría del edificio habían fructificado en la información del proceso de construcción y de una cadena de elementos aislados y autosuficientes que, en conjunto, constituyen la catedral.

Lo anterior permitió definir la necesidad de aceptar deformaciones irreversibles y corregir únicamente aquellas que ponen en peligro al monumento, ya que el proceso correctivo implica una deformación que debe ser resuelta con recursos compositivos arquitectónicos.



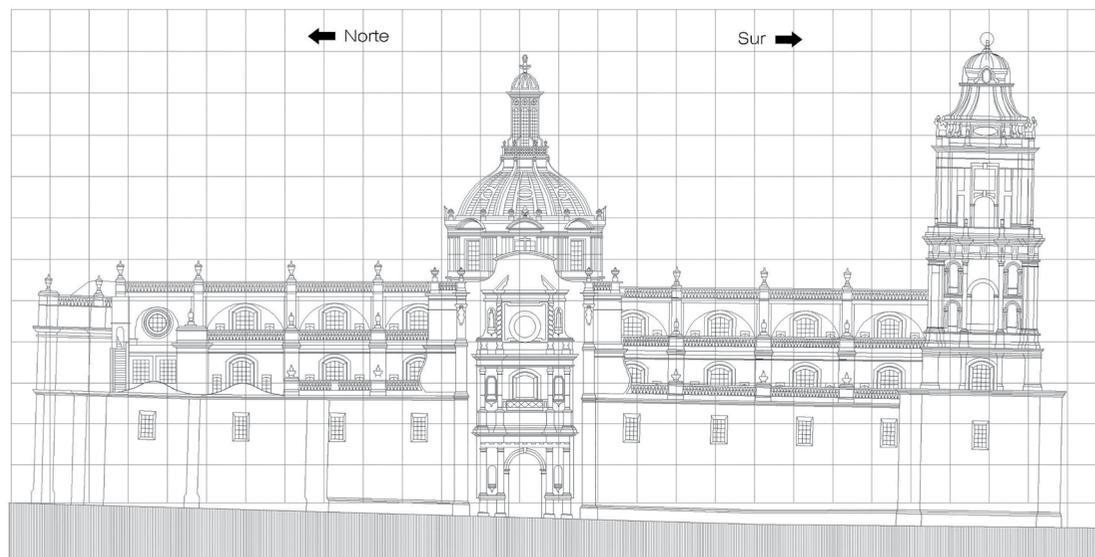
► Fachada sur
Vista de la deformación.



Sagrario (1749 - 1768)
Arq. Lorenzo Rodríguez

▲ **Fachada Norte**

Debido al sistema y proceso constructivo de la catedral, se dedujo que esta es la primera fachada concluida, ya que en 1635 se terminó la bóveda del Altar de los Reyes.

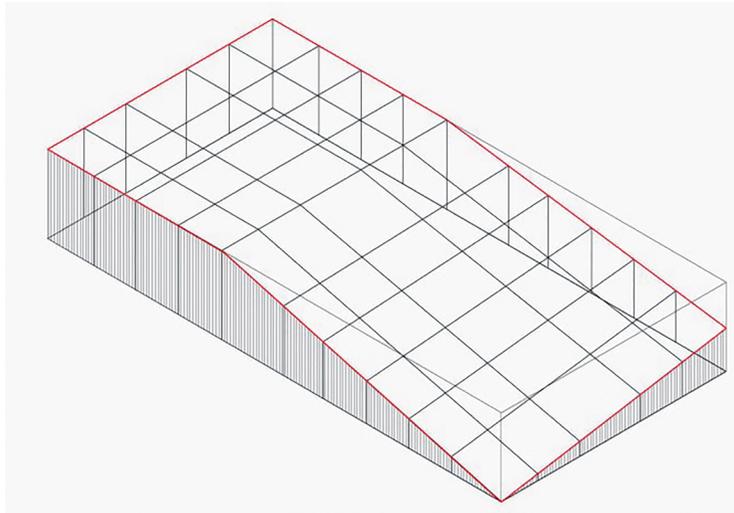


▲ **Fachada Poniente**

En 1660 el maestro mayor Luis Gómez de Transmonte concluye la cúpula central. En 1791 el arquitecto José Damián Ortiz de Castro termina las dos torres. De 1803 a 1812 el arquitecto Manuel Tolsá termina las obras de la catedral imprimiéndole la formalidad y el carácter que actualmente la distingue. Si seguimos la retícula ortogonal refiriéndola a los elementos arquitectónicos, vemos cómo se dispersa en la estructura las correcciones impuestas por el suelo. Por lo tanto, los elementos estructurales tienen geometrías establecidas que varían razonablemente en la longitud del monumento.



► Primera interpretación del terreno.



También, del informe de diciembre de 1989 se derivó que el hundimiento diferencial es función del hundimiento general, y obedece a la misma ley de tipo lineal uniforme, sólo afectada por una constante de aproximadamente $\frac{1}{5}$ del movimiento total.⁶ Este vector de daño interactúa con la preconsolidación del suelo y tiene un patrón de conducta que determina la comparación de quince nivelaciones recientes, las cuales permitieron confirmar y clarificar esa conocida ley.⁷

Con el análisis sobre la información disponible de pilotes, preconsolidación de hundimiento y sus causas en la ciudad, se alcanzó un criterio de solución como se expresa a continuación.

Establecimiento del criterio de solución

Crear un sistema de control de hundimientos que permita uniformar el descenso de la estructura, desacelerando las zonas menos consolidadas y acelerando las más consolidadas, para seguir el paso de las zonas que establecen la velocidad de descenso dominante.

Juicio y definición del método de control

Completar los pilotes necesarios para soportar todo sobre pilotes.

La catedral pesa 127 000 toneladas (Guerrero y Gama: 1975). De los 380 pilotes de 1975, son confiables únicamente 118 y significan 11 800 t, por lo que faltan 115 200 t, que en pilotes son 1 152 adicionales, cuyo hincado significa la destrucción de la actual cimentación, ya que sería un pilote cada 6 m², @ 2.5 m en ambas direcciones, sin descontar el espacio ya ocupado por los colocados en 1975.

⁶ En 1989, la deducción de este porcentaje permitió visualizar que para revertir la deformación, la subexcavación tenía que superar primero la intensidad del hundimiento diferencial.

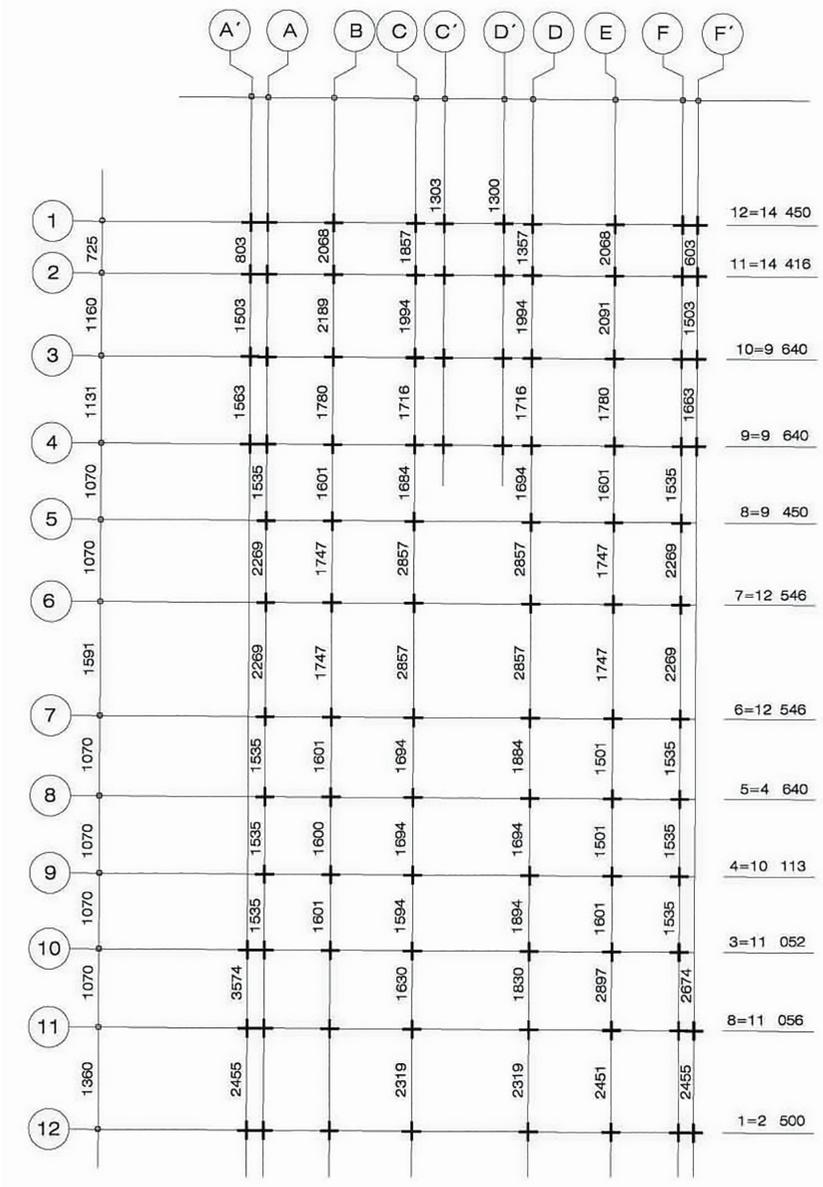
⁷ E. Taméz, E. Santoyo y E. Ovando (1995). Catedral Metropolitana: corrección geométrica, reporte técnico. México.

Las pilastras ya están rodeadas por las obras de 1975 y no pueden aceptar las pilas.

Los puentes necesarios para ubicarlas donde ahora resultan posibles volverán a destruir la cimentación actual.

Incrementar la capacidad de carga del subsuelo en los perímetros críticos, y por fuera, con pilotes de punta sobre la primera capa dura para frenar por fricción negativa, su velocidad de hundimiento, y acelerar el descenso de las zonas duras por el método de subexcavación.

De la suma de todo eso, y por eliminación de cada opción, se alcanzó por fin consenso sobre la utilización de la subexcavación, combinada con los pilotes útiles que existían y los complementos necesarios para controlar los hundimientos diferenciales.



♦ Bajada de cargas sobre la cimentación (Guerrero y Gama: 1975).

Conclusiones de la investigación

No es posible, ni deseable evitar que la catedral siga al suelo en su descenso irregular.

Es indispensable detener las deformaciones diferenciales y para eso hay dos acciones: una de freno y otra de acelerador, que deben corregir las diferencias en velocidad de hundimiento de los distintos segmentos del edificio.

El freno es la acción de fricción negativa que los pilotes de punta hincados en 1972 ejercen, mientras que el acelerador es la subexcavación, de cuyo desarrollo se derivó la inyección del suelo.

Esquema preliminar de trabajo

En vista de los daños causados por la sobreexplotación de los acuíferos que abastecen a la región metropolitana, se decidió iniciar el proceso de rescate de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos de la Ciudad de México.

Este documento inicia con una relación de actividades del grupo de trabajo, continúa con una reflexión personal sobre los temas que van desde la causa del problema, sus consecuencias y factores que influyen durante la concepción del monumento hasta el plan de análisis para comprender las razones que definen el resultado construido.

Después aparecen los documentos que explican sucesivamente las razones que justifican las acciones, así como las ideas que rigieron el trabajo realizado, mediante un proceso interactivo que permitió configurar el criterio final, el cual contó con el consenso del grupo.

Así, a partir del juicio aprobado por el grupo de trabajo, el día 8 de enero de 1990 se estableció el Plan de Trabajo de Acción Correctiva. La primera campaña de trabajo consistió en una acción de corrección enérgica de los daños acumulados, y con una labor de mantenimiento permanente que evitara que éstos se vuelvan a acumular.

Este Plan contempló:

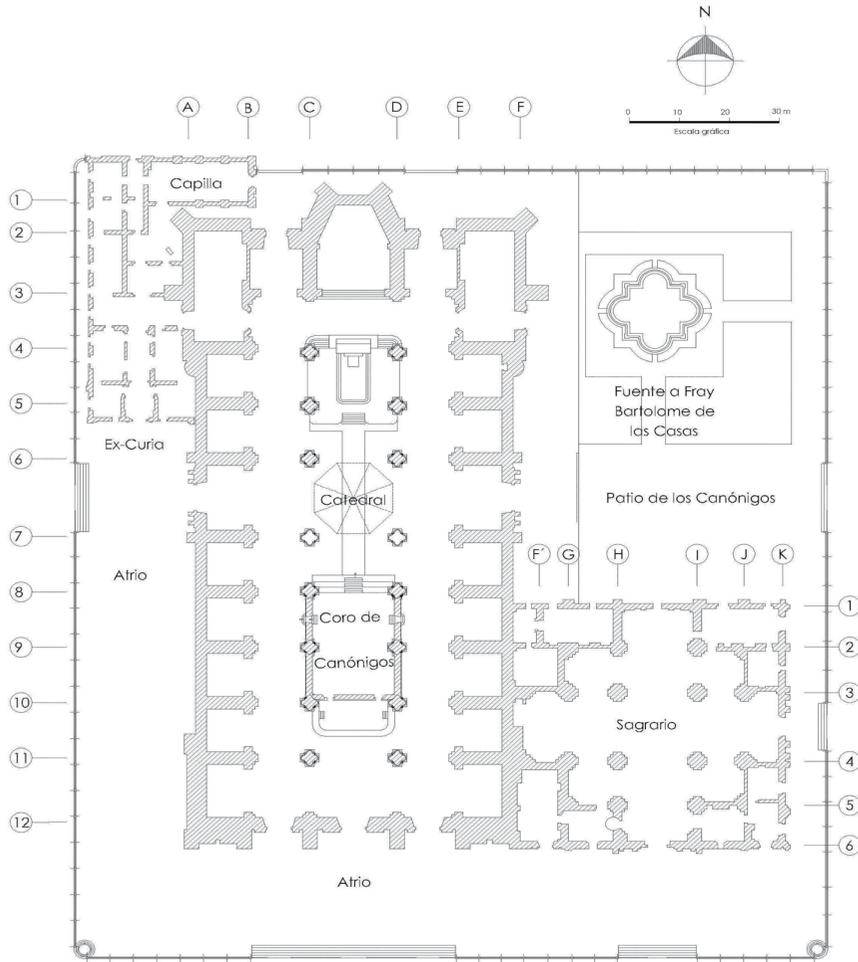
- a) Apuntalar las crujías de contrarresto y las naves procesionales, para hacer que giren como cuerpos rígidos hacia dentro, al subexcavar las zonas duras indicadas, abajo del ábside y de la cúpula.
- b) Colocar un freno en el perímetro del ábside de la catedral y en los vértices orientales del sagrario, así como subexcavar las crujías centrales de ambos monumentos.
- c) La colocación de 36 pilotes de fricción negativa en la porción norte perimetral exterior de la catedral y 27 en el sagrario; para que a través de soportar el subsuelo, reduzcan la velocidad mayor del hundimiento en las esquinas menos consolidadas.

De este mismo plan se derivó:

La clarificación de procedimientos

Respecto al proceso de refinamiento de los métodos para subexcavar la catedral, se propuso –y se aprobó– que el plan de investigación se experimentara en el Templo de San Antonio Abad, en el cual se comprobó que se podía subexcavar controlando

el estrato adecuado, el volumen y la ubicación de la extracción del material, que se puede frenar y detener el movimiento que se induce al edificio, y que éste puede apuntalarse para asegurar que se comporte como un cuerpo rígido.



• Planta arquitectónica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos.

Medidas complementarias de protección al entorno

Una consecuencia de la acción de los pilotes colocados en el perímetro de la catedral (según lo derivado del plan), es que la Capilla de las Ánimas y la Ex curia serían afectadas por el cambio inducido en el suelo, por lo que se autorizó hincar 10 pilotes de punta en el piso de la capilla, apoyados en el estrato duro y libres de fricción, considerando que además de esta interferencia, por el costado norte pasa la línea 2 del Metro. La Ex curia, con los elementos de concreto, como liga horizontal que se le incorporaron en 1975, estaba en mejor condición para soportar el proceso y solamente se mantuvo en observación.

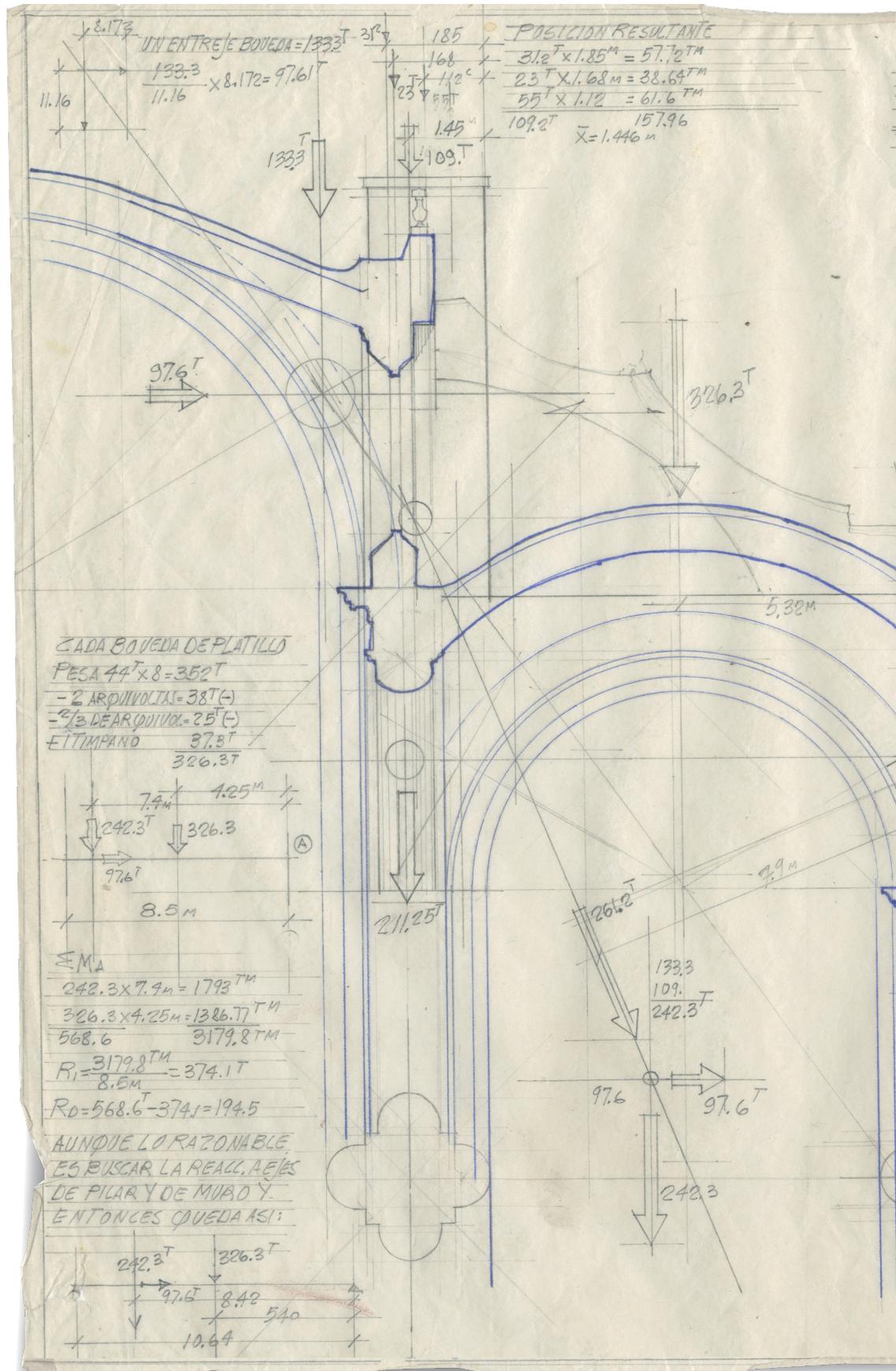
Análisis de la estabilidad (abril – mayo 1990)

La condición de estabilidad de la catedral fue analizada en gabinete por el arquitecto López Carmona, durante los meses de abril y mayo de 1990, para cuantificar los esfuerzos, pero sobre todo para conocer la función específica de cada uno de los elementos que constituyen al monumento. Para ello, se ubicó la trayectoria de fuerzas gravitatorias desde el punto donde se aplican hasta la cimentación, mediante el método de doble integración numérica.⁸

En ese análisis se verificó la condición de equilibrio estable de cada elemento, ya que el proceso constructivo dilatado en tiempo exige concebir un sistema eslabonado de componentes estables que canalicen a los ejes previstos, las acciones generadas en ellos, y transmitan las que se apliquen en los siguientes pasos del proceso, para constituir al final el conjunto catedralicio.

Posteriormente, con la experiencia ya acumulada y con base al análisis de estabilidad se elaboró el plan inicial para subexcavar las crujías centrales de ambos edificios, sin olvidar que el proceso consiste en corregir los daños estructurales, respetando sus exigencias de estabilidad y el criterio de respuesta estructural que establece el manejo de la forma arquitectónica. Como se puede observar en el análisis con el que se dedujeron los patrones de comportamiento estructural y se tomaron las decisiones de la intervención, se realizó de manera clásica, debido a que en aquel tiempo la computadora que teníamos era una PC 286 que tenía un disco duro de 10 megas de capacidad y el análisis de elementos finitos se empezó a aplicar en México hasta 1995.

⁸ Este método de análisis desarrollado por Newmark (1965) resulta una herramienta útil para definir la conducta de una estructura en términos estáticos y ante la acción de un sismo.



► Análisis sobre la condición de equilibrio estático de la superestructura.

$28.1 \times 1.85 = 51.985 \text{ TM}$
 $23 \times 1.68 = 38.64 \text{ TM}$
 $46.72 \times 1.12 = 52.32 \text{ TM}$
 97.85
 142.985 TM
 $\bar{x} = 1.46$

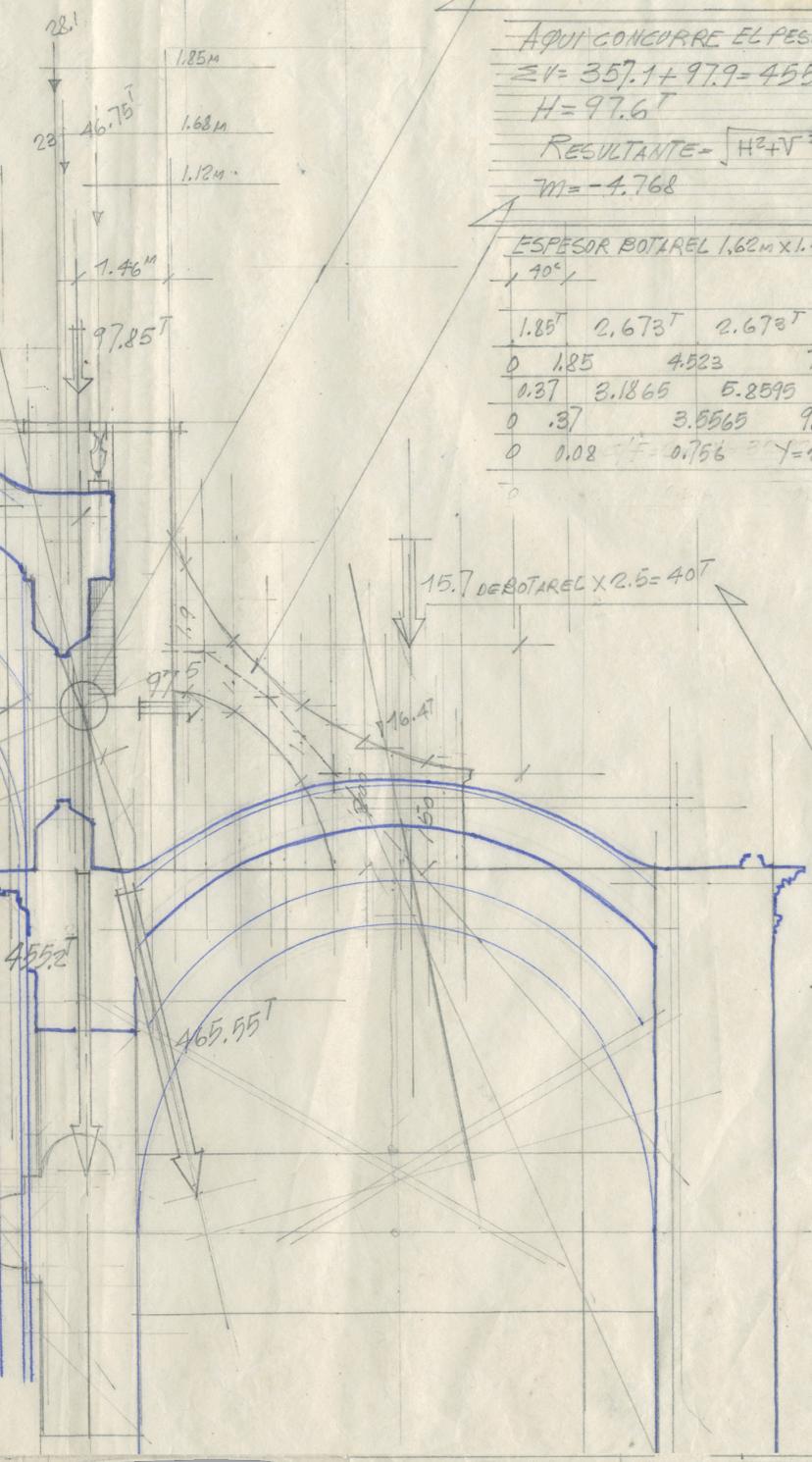
$\sum M = 0 \quad 326.3 \times 5.32 = 1735.916 \text{ TM}$
 $261.2 \times 7.9 = 2063.48$
 $R_1 = \frac{3799.4}{10.64 \text{ m}} = 357.1$
 $\sum V = 0 \quad 568.6 - 357.1 = 211.5 \text{ T}$
 $\sum H = 0 \quad 97.6 \text{ T}$

AQUÍ CONCORRE EL PESO DEL SISTEMA DE FACHADA
 $\sum V = 357.1 + 97.9 = 455 \text{ T}$
 $H = 97.6 \text{ T}$
 RESULTANTE = $\sqrt{H^2 + V^2} = 465.35 \text{ T}$
 $M = -4.768$

ESPESOR BOTAREL $1.62 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}^2 = 2.43 \text{ T}$
 $\gamma = 40^\circ$

	1.85	2.673	2.673	4.86	3.65	dV
0	1.85	4.523	7.196	12.056	15.706	
0	0.37	3.1865	5.8595	9.623	13.881	dH
0	0.37	3.5565	9.416	19.039	30.90	M
0	0.08	F = 0.756	$\gamma = 20^\circ$	$H = 9.416$	$= 4.708$	
				$\sqrt{4.708^2 + 15.706^2} = 16.4 \text{ T}$		

ESTE ANALISIS DEMUESTRA
 QUE LOS BOTAMECES NO SON
 NECESARIOS Y SOLO SIGNIFICAN
 UNA CARGA ADICIONAL.
 QUIERA ESTABILIZEN LA FACHADA
 EN SISMO.



Introducción

Durante diez años trabajamos en el rescate geométrico de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, desde el diagnóstico hasta la terminación del proceso. La comprensión de la forma construida, como consecuencia del programa general de la arquitectura,¹ define en un tiempo y lugar el programa particular de trabajo para intervenir un edificio del pasado. Particularizar dicho programa exige analizar la geometría del edificio, la trayectoria de las fuerzas que lo solicitan y cómo el material de ese conjunto que resiste por forma se organiza para satisfacer la estabilidad y producir los locales para las funciones que debe cumplir (véase capítulo II).

► Esquema para distinguir las características de los conceptos de diseño de un conjunto o sistema estructural resistente por forma.

Resistente por forma	Geometría curva	C ó T	Forma	Seguridad Geometría	Perímetro rígido
Resistente por masa	Geometría plana	Flexión	Espesor	Seguridad Material	Perímetro flexible

Después, para cuantificar los esfuerzos y corregir las deformaciones de los elementos y las partes del conjunto, se deben leer en esa geometría los síntomas que definen su conducta como esqueleto resistente (hay signos legibles directamente y otros que deben ubicarse para establecer el programa, con base en una hipótesis comprobable). Para ello existen métodos refinados de la ingeniería estructural, pero que, al momento de elaborar el plan de trabajo, no están disponibles por costosos y lentos, lo que hace necesarios instrumentos accesibles que permitan completar el cuadro de tales síntomas y fundamentar una hipótesis. En el trabajo de la catedral padecimos esas carencias y buscamos sustituirlas (véase “Comprensión de la forma construida”, en el capítulo II).

Este trabajo exigió entender las razones que generaron la forma construida, el programa general de la arquitectura en su momento, y el programa particular del

¹ Conjunto de puntos que fundamentan a las obras arquitectónicas. Con frecuencia el doctor Fernando López Carmona utiliza esta frase para denotar lo que en el medio de la investigación se conoce como marco teórico.

edificio. Este último ha permanecido casi invariable, pero aquél, el general, refleja el tiempo transcurrido desde que se concibió, tanto en los recursos económicos y sociales disponibles, como en los materiales y procedimientos (capítulo I). No menos importante es el cambio físico del entorno urbano, el número de sus habitantes y los cambios en los hábitos de vida.

El programa general de la arquitectura establece, en un lugar y en un tiempo, lo que es posible lograr con los recursos disponibles, de los cuales son importantes la ciencia de los materiales, la ciencia de la construcción y el conocimiento de la tecnología, que al determinar las formas adecuadas, definen el alfabeto para el discurso arquitectónico de un momento, dicha particularidad se atiende en “Medios disponibles y posibilidades formales” del capítulo II.

El programa particular del edificio se fundamenta en convicciones filosóficas, pero también en las condiciones tecnológicas y científicas de los arquitectos –en la restauración hay que atender ambos aspectos–. Debemos respetar la anatomía del edificio, pero hay que tener aún más en cuenta los conceptos en que fundamentaron su permanencia quienes lo construyeron.

Del esfuerzo por edificar obtuvimos orden, disciplina y métodos de organización; de las limitaciones de los materiales aprendimos la resistencia por forma,² las estereos estructuras y no hemos cesado de cultivarlas, aunque hoy disponemos de hierro y sabemos preesforzar los pétreos y aún el hierro.

Del esfuerzo por entender el mundo en que vivimos, desarrollamos la geometría; y del rigor de sus demostraciones, aprendimos a plantear, analizar y concluir las leyes que organizan nuestra percepción del mundo. Así, la geometría es un lenguaje en el que percibimos orden, solidez y armonía en nuestro trabajo, valores que compartimos con todos, los cuales son atemporales y universales.

Pero la acción edificadora se efectúa en un lugar y en un tiempo que condicionan los métodos y los procedimientos que los hacen posibles.

Eso que se puede leer en la obra construida, exige conocer el oficio y haberlo practicado, y saber que al campo de lo posible lo acotan los materiales disponibles, la tecnología para procesarlos y el mercado de trabajo.

Las edificaciones pétreas resisten por forma, permanecen por masa y subsisten como mecanismos confinados entre masas restrictivas. Son eminentemente isostáticas y el mantenimiento que se les prodiga no debe alterar esas condiciones, las cuales son las premisas para que permanezcan. Respetar esas premisas significa respetar la cultura de quienes las construyeron.³

² Es una filosofía de diseño estructural que busca inhibir los momentos flexionantes; es decir, el arte de diseñar un arco consiste en que predominen esfuerzos de compresión.

³ El principio de la resistencia por forma establece que la seguridad de este tipo de construcciones depende de la geometría e integridad del perímetro.

Al concebir el volumen hueco para la ocupación humana, en un tiempo y en un lugar, la forma construida debe ofrecer protección y comodidad. Los medios disponibles imponen los materiales y procedimientos de construcción y dejan la tecnología de los materiales como el argumento para realizarlo. Entendida esta tecnología como conocimiento activo que permite el discurso de la cultura a la que los constructores pertenecen, que se desarrolla en el tiempo, en todas partes tiene rasgos comunes con matices particulares.

La forma natural de los materiales pétreos para cubrir una habitación es el arco; del uso adecuado de los arcos derivan las bóvedas, las cúpulas⁴, los contrafuertes y los botareles. Su disposición, impuesta por las leyes físicas, determina la organización espacial de recintos abovedados, claustros porticados, vanos y macizos en los edificios.

Ese conocimiento activo permite manejar la proporción y matizarla con el detalle, la percepción del orden y la organización en los edificios como un eco de cultura que identifica a las sociedades que los crean.

En el magno recinto abovedado de la catedral percibimos cómo lo circunda un sistema de contrafuertes que garantiza la restricción de los empujes horizontales de las cubiertas; también entendimos la concepción del proceso constructivo con el razonamiento anticipado del flujo de recursos humanos y financieros durante la construcción y las previsiones de supervivencia frente a los sismos y los hundimientos del suelo en la excelente estereotomía del edificio, que implica un mecanismo de adecuación permanente de la geometría del sistema, por la aparición de las rótulas frágiles características de las mamposterías, todo confinado dentro del cinturón restrictivo que lo circunda.

La resistencia por forma exige una explicación al cambio de las cargas que inducen los sismos y al cambio de forma que significan los hundimientos.

Los materiales birresistentes contemporáneos capaces de flexionar, alcanzan estados de falla dúctil que redistribuyen las sollicitaciones extremas, de modo análogo, las mamposterías alcanzan fallas frágiles y generan mecanismos que aceptan deformaciones inverosímiles con una conducta isostática, mientras permanezcan las restricciones que evitan la ruina del mecanismo.

Es necesario identificar esa conducta en los monumentos del pasado, así como entender la forma en que actúa, y analizar y cuantificar los límites tolerables del fenómeno, para garantizar la seguridad de quienes los usan, sin atentar contra la postura profesional de quienes los crearon.⁵

⁴ Hernández, A., "La forma natural de los materiales", *Fernando López Carmona, arquitecto 50 años de enseñanza*, México: Facultad de Arquitectura, UNAM, 2010.

⁵ La geometría actual del conjunto ilustra la confiabilidad del sistema constructivo y la hábil disposición de los elementos para lograr un proceso constructivo adecuado al lugar y al momento.

La transposición del concepto de conducta dúctil al concepto de conducta frágil exige entender que las rótulas definen la capacidad de momento y la capacidad para soportar las fuerzas axiales que las solicitan, tanto en las dúctiles como en las frágiles; y si en las dúctiles la plastificación de una última rótula significa la ruina, en los sistemas frágiles, si las restricciones se eliminan, sobrevendrá la ruina.⁶

En el partido arquitectónico de este recinto monumental abovedado y pétreo, se puede demostrar que las restricciones determinan la forma construida y que siguiendo esos esquemas con habilidad compositiva, los arquitectos organizaron las condiciones sociales y económicas para alcanzar las metas de expresión formal.

En la Catedral Metropolitana se puede leer un proceso constructivo orientado para crear una cadena de elementos que produce finalmente un gran recinto abovedado, rodeado por el sistema restrictivo que lo circunda, así como las decisiones formales conducentes a armonizar los factores sociales y económicos con la meta propuesta y, por último, el manejo ornamental para conducir la percepción de los usuarios al valorar las partes de lo edificado, siguiendo el esquema programático.

Entender de esa forma el monumento, frente al cambio en la conducta del suelo que amenaza con frustrar la acción restrictiva de los elementos perimetrales, resulta claro que es en el suelo donde debe actuarse para reponer las relaciones geométricas de las partes organizadas, como el sistema arquitectónico que resuelve el programa catedralicio (véase capítulo IV). También resulta de esta actitud la necesidad de respetar y ponderar en todo su valor las premisas de conducta y mantenimiento de la estructura en que se apoya la solución arquitectónica.

De la revisión conducente a comprender las decisiones de los arquitectos ante el hundimiento del pedraplén y la inescapable supervisión del virrey, se debe aceptar que ellos confiaban en la conducta estructural de lo que proponían.⁷ Sin duda estaba en plena evolución esa confianza en la conducta del edificio. Así lo demuestran otros edificios en la ciudad, y también los cambios en los alzados desde el proyecto inicial de Arciniega hasta el volumen final abovedado que Manuel Toussaint atribuye a Juan Miguel de Agüero⁸, cuyos antecedentes en la Catedral de Mérida y el refinamiento que exhiben las bóvedas en la Catedral de México avalan la afirmación de Toussaint.

En lo expuesto se fundamenta la decisión de subexcavar las zonas duras centrales del recinto abovedado, y después consolidar ese estado obtenido del suelo mediante inyecciones de mortero en las zonas blandas. Lo anterior se hizo respetando al máximo la conducta estructural del monumento, siguiendo la metodología de mantenimiento que consiste en volver a aglomerar los áridos en las zonas dañadas

⁶ Esta aseveración indica que cada grieta se debe interpretar como un indicador de lo que ocurre en la superestructura, la cual es muy sensible a lo que ocurre en el perímetro o cinturón de contrarresto.

⁷ Covarrubias F. y Artigas, J., "El proyecto para la segunda Catedral", *La Catedral de México*. Fundación BBVA Bancomer, España: El Equilibrista, 2014.

⁸ Tovar de Teresa en "Repertorio de artistas en México", t. I. Fundación Cultural Banamex, A.C., 1995, p. 36. Este distinguido arquitecto llega a la Ciudad de México por el año 1599.

inyectando cementantes, y después conservar dicha respuesta del mecanismo hasta donde fue posible, de manera que elimine una crisis del fenómeno del hundimiento diferencial (véase capítulo v).

De la lectura sobre la conducta de estas construcciones se deriva la necesidad de no introducir otros materiales y solamente reponer las relaciones originales entre sus elementos. La evolución del suelo que apoya a la catedral cambió esas relaciones. Reponer la geometría de lo edificado y evitar que se repitan los daños que el cambio del suelo produce, fue el programa que se cumplió.⁹ Sin duda la corrección geométrica fue posible por la capacidad profesional de los geotécnicos, pero no es menos importante la aceptación de que la conducta frágil lo haría posible.

Mucho menos espectacular, pero tanto o más difícil, fue vencer la tentación de intervenir en el proceso de reversión y aceptar lo que el cambio en el suelo indujo a la superestructura.¹⁰

Sin duda, fueron los datos periódicos de la conducta del sistema, como el control de las presiones sobre los apuntalamientos, al demostrar que el mecanismo confinado hacia ascender las claves del sistema abovedado, durante el proceso de subexcavación, hizo posible la restitución de la geometría. Lo anterior condujo, al final, a fortificar el monumento con el método tradicional de aglomerar con cementante los áridos en las zonas dañadas.

En las pilastras que como parte del mecanismo exhiben rótulas frágiles y también por el método de construcción, son probables los huecos en el mortero de asiento de los sillares, por ello se inyectaron a presiones de 25 kilogramos las juntas. Esto garantiza que la totalidad de la sección disponible actuará y los niveles de esfuerzo serán los mínimos necesarios. Se menciona esto como un ejemplo de intervención atinada que hará óptima la condición de las pilastras sin cambiar su conducta (“Inyección de los pilares”, en el capítulo v)

Cuando del proceso de comprensión pasamos a la acción, tuvimos que comprobar las premisas del juicio y las magnitudes de las fuerzas que solicitaban a los elementos, sin olvidar reconocer que las mamposterías son incapaces de tomar flexión por su debilidad a tracción, que la estructura ya está rota y que esa fue la condición final y única que resulta confiable.

Atendiendo a esa condición, las rótulas definen puntos dentro del sistema por donde pasan los polígonos funiculares (para el análisis, resultó un sistema isostático determinado). Los mecanismos confinados irán hasta donde las restricciones lo permitan y así la acción espacial del sistema resuelve las solicitaciones gravitatorias

⁹ Meli, R. y Sánchez, R. (2014) *La Catedral de México, "Siglo XX" "Rehabilitación estructural de la catedral y el sagrario"*, describen el refuerzo estructural de la cimentación de la catedral. Ingeniería estructural de los edificios históricos. España: Fundación BBVA Bancomer, edit. El Equilibrista.

¹⁰ Debido a que en la actualidad la filosofía de resistencia por forma, tanto en arquitectura como en ingeniería resulta muy especializada porque los programas académicos se enfocan al diseño convencional con geometrías planas donde predomina la flexión que puede resolverse con materiales birresistentes, como el concreto armado o el acero.

y las solicitaciones sísmicas, siempre como un sistema isostático que es la condición que impone la fragilidad del material.

Del análisis en el gabinete mediante el método de doble integración numérica que desarrolló Nathan M. Newmark (1910 - 1981), originario de Painfield, Nueva Jersey, Estados Unidos, resulta la necesidad de algunas rótulas inevitables para el mecanismo y éstas no son tan obvias y aparentes en elementos como las pilastras, en contraste con las bóvedas y los muros donde son visibles y obedecen a un patrón conocido (véase “Comportamiento de la cúpula de catedral e interpretación de grietas en muros”, en el capítulo v).

Son indispensables los modelos de gabinete y los métodos de campo accesibles en la etapa de aproximación a la problemática por resolver. En abril de 1996 ensayamos en la catedral el esclerómetro¹¹, que describe la respuesta mecánica de los materiales y permite ubicar, dentro de zonas caracterizadas por su condición mecánica, las rótulas ocultas que complementan la condición del sistema. Posteriormente, con los datos del volumen de inyección en las juntas verificamos los datos del esclerómetro (véase “Inyección de los pilares”, en el capítulo v).

La oportunidad de observar las grietas que el proceso trataba de corregir, y que también hizo visibles, ofreció patrones de conducta de interés para la etapa de aproximar la solución.

En el relato de la forma en que se fracturó el sistema abovedado alrededor del crucero se aprecia la acción de arco tridimensional en las bóvedas y los ángulos de descarga en los muros; en la parte correspondiente al análisis de la eficacia, se ve la tendencia a alcanzar la meta en la curva que tiende a ser asintótica, lo que ya no hace razonable continuar subexcavando (“Eficacia”, en el capítulo v). Después, en la lámina del esclerómetro se ve confirmada la información por los volúmenes de inyección en las juntas, lo que permite ubicar las rótulas en las pilastras con buena aproximación. Consignamos aquí estos datos para orientar la búsqueda de la información en el futuro y finalmente se presentan las velocidades del hundimiento actual donde se observa de manera rápida que se le ganó la batalla al hundimiento regional que afecta a las edificaciones en el Centro Histórico.

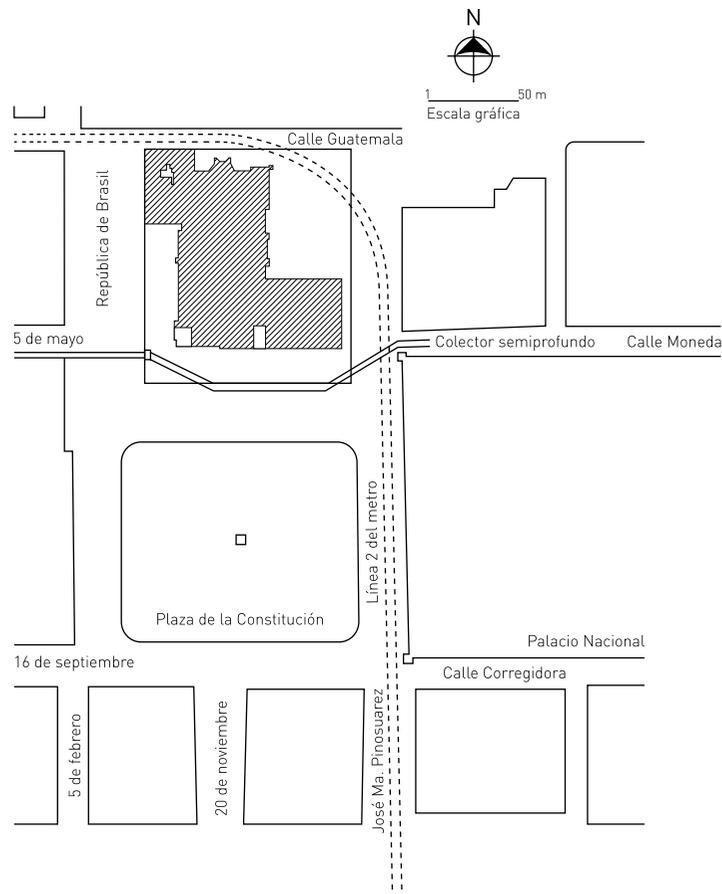
¹¹ Instrumento que permite hacer pruebas físicas sobre dureza, a través de un método no destructivo de investigación.

Capítulo I

Causas del problema

El subsuelo de la Cuenca de México está en evolución acelerada, tal como lo demuestran los perfiles estratigráficos¹, los cuales registran alteraciones provocadas por el intenso bombeo al que son sometidos los mantos acuíferos, debido al incremento en la demanda del consumo de agua por parte de la población. Dicha peculiaridad ad-

► Plano de localización.



¹ Gráficas parecidas a un electrocardiograma pero en posición vertical, que en sentido de las ordenadas registran la profundidad del sondeo y en el sentido de las abscisas la resistencia del subsuelo.

quirió mayor presencia en esta ciudad –establecida sobre una cuenca lacustre por los primeros pobladores mexicas (basta recordar que la batalla final por Tenochtitlán fue un combate naval)– y posteriormente configuró el fenómeno urbano que ha alterado el equilibrio ecológico, identificado desde las obras de drenaje inauguradas en 1975.

Actualmente, la sobreexplotación de los mantos acuíferos constituye el 70% del consumo que requiere la población; esto, sin duda, excede su capacidad de recuperación. Dicha demanda produjo la emigración del agua intersticial que contenía la arcilla de las capas superiores hacia los niveles donde se extrae, lo que ha ocasionado una pérdida de presión de los mantos acuíferos, que induce un proceso de consolidación del subsuelo, el cual da origen al hundimiento diferencial generalizado en gran parte de la ciudad, asentada sobre un vaso desecado del lago de Texcoco.²

La capacidad portante de las arcillas saturadas de agua está en función de la presión del agua que la impregna, así como del volumen del suelo depende del contenido de humedad. Ambos factores, combinados (y en la catedral más que en muchos otros edificios) con la historia de carga del suelo preconsolidado por construcciones prehispánicas, sobre las cuales se sobrepuso el edificio, provocan hundimientos a velocidades distintas del suelo que sustenta a la ciudad.

Los asentamientos en función de esas variables dañan las estructuras de los monumentos del Centro Histórico, debido a que no han cesado de actuar y continúan acelerando su acción sobre el suelo. Por ello, los daños estructurales se incrementan constantemente.

Así, el fenómeno que nos ocupa tiene una historia, y las consecuencias de la acción pasada, al relacionarlas con las condiciones actuales, permiten deducir que debemos combatir y aun prevenir daños futuros con métodos también en evolución.

La labor iniciada desde abril de 1989 hasta junio de 1990 permitió configurar un horizonte de trabajos para enfrentar el problema que confronta la Catedral Metropolitana. Al identificar su causa, se evaluó la capacidad de respuesta del edificio y se determinó la relación causa-efecto.

De eso se derivó la intención de crear un instrumento de control, que al modificar la velocidad de hundimiento del edificio elimine las deformaciones debidas a la respuesta desigual del suelo.

La causa es la sobreexplotación de los acuíferos del valle y se refleja en un cambio de escala geológica. Inicialmente, el proceso de consolidación fue un fenómeno comprensible de arcilla saturada de agua que produjo un patrón de deformación clásico en cazuela,³ típico en los monumentos del Centro Histórico; ahora el fenómeno de consolidación se presenta en toda el área que ocupó el Lago; la catedral, que con todo

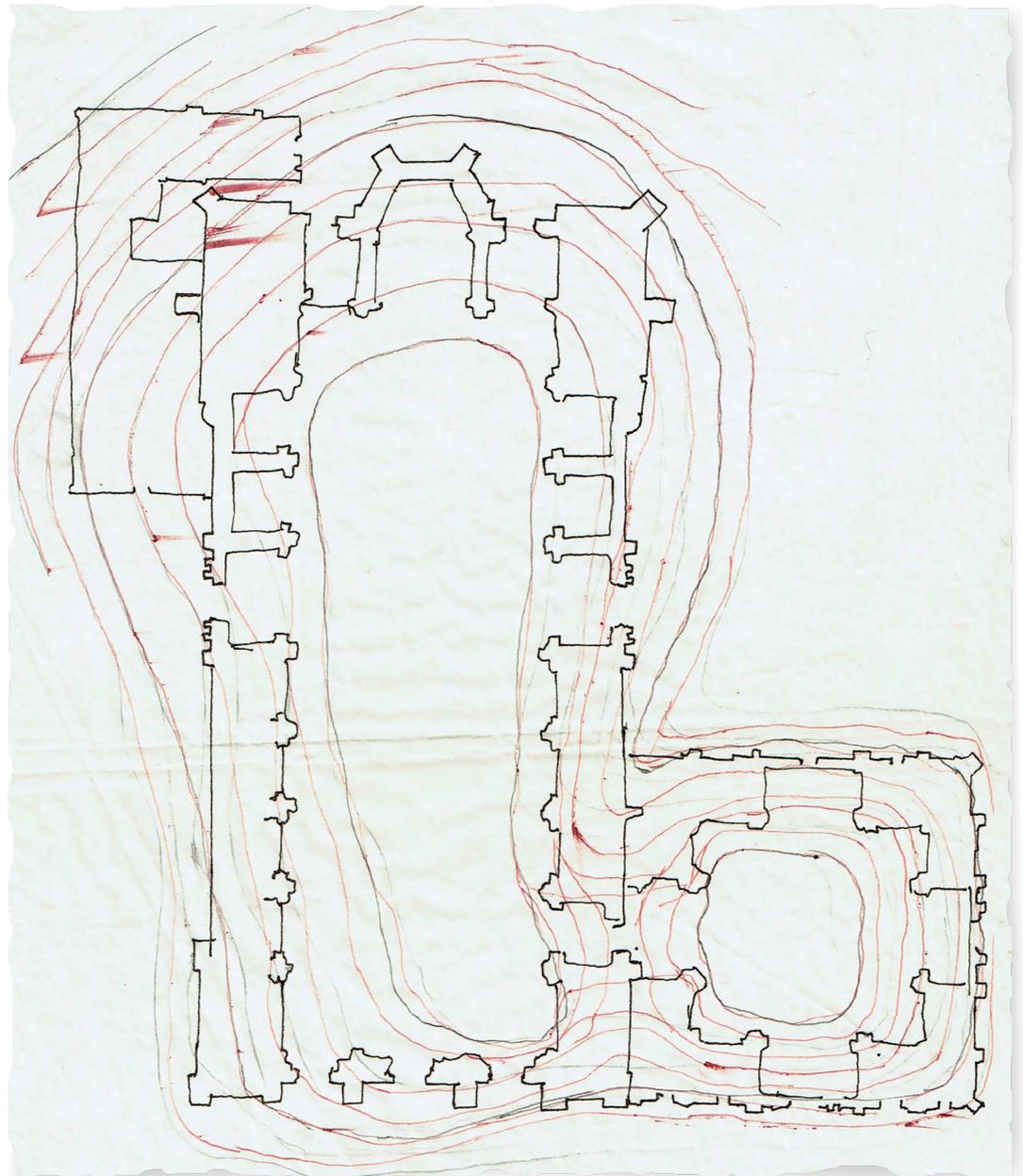
2 La pérdida de presión en el subsuelo es posible conocerla actualmente a través de mediciones de piezocono, así como estimar la conducta del suelo a futuro.

3 Deformación cóncava natural que resulta de la sobreposición de los bulbos de presión hacia la zona central de las construcciones.

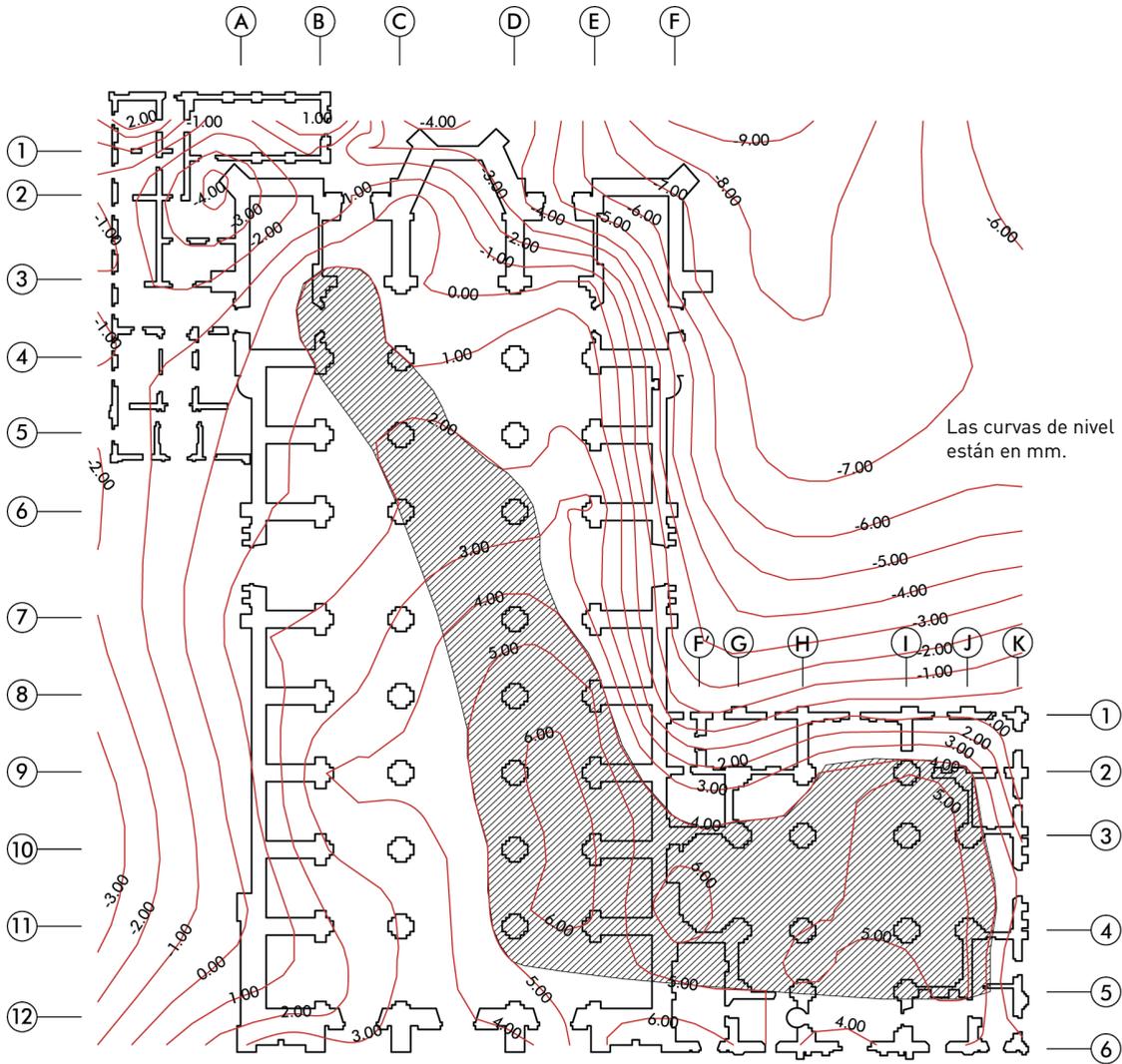
y su gran extensión es un punto dentro del tejido urbano, cuyo subsuelo arcilloso sufre la sollicitación generalizada desde sus estratos inferiores.

Respecto *al efecto* en todos los edificios donde predominó la deformación en cazuela ahora refleja un nuevo proceso de consolidación, el cual invierte la respuesta histórica previa, que preconsolidó la zona central más respecto al perímetro. Por lo tanto, ahora serán críticas las esquinas porque son las zonas más alejadas del centro de la cazuela.

Por ello, se decidió como medida preventiva colocar tensores de acero de preesfuerzo, de media pulgada de diámetro, denominados torones, dispuestos en sentido transversal y longitudinal.



► Primera etapa curvatura del contrarresto.



▲ **Hundimientos diferenciales configurados por la sobreexplotación del acuífero**

Distancia entre la 90 y la 97 nivelación, elaborada por TGC (2 de mayo de 1995-7 de agosto de 1995). En la figura se sombrió la zona dura a revertir, e ilustra las consecuencias a visualizar.

El fenómeno urbano invierte la deformación que ilustra el centro de cargas de los edificios, debido a la aguda extracción de agua para abastecer a la población, e ilustra cómo el fenómeno abre el sistema de contrarresto que garantiza la estabilidad del conjunto monumental.

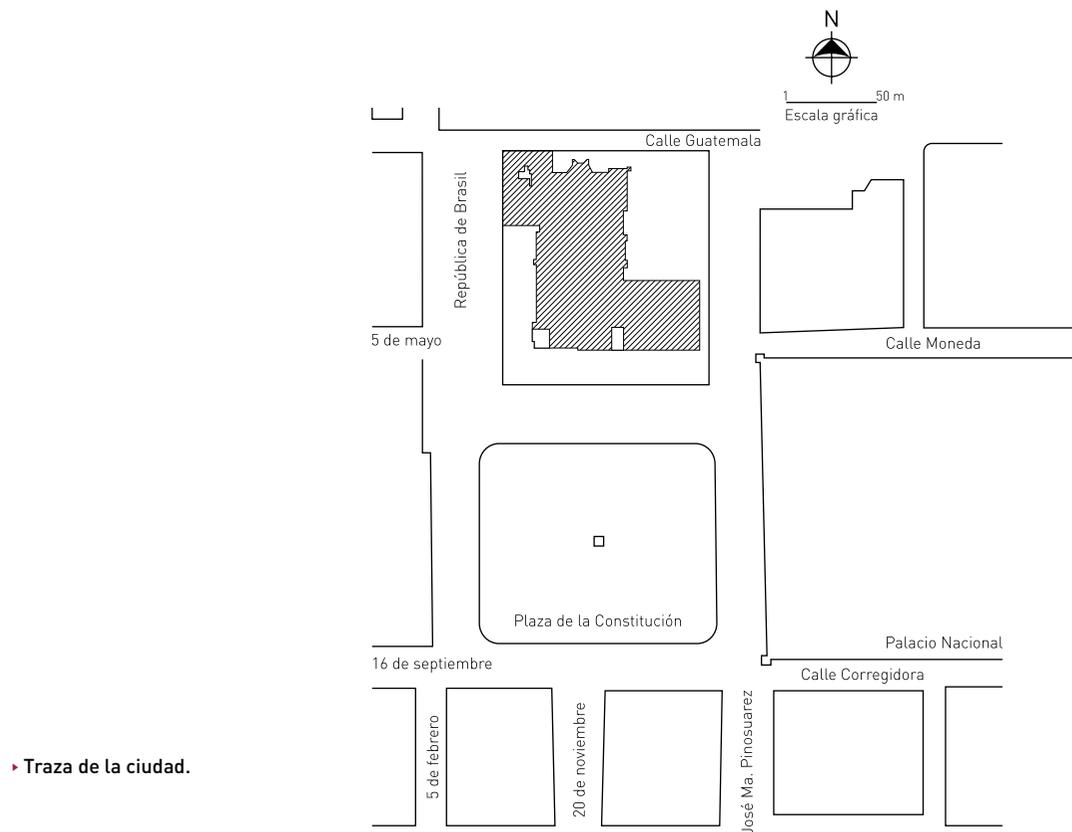
Aprovechar lo existente, complementar en algunos lugares y agregar elementos nuevos para controlar daños previsibles, exige conocer la condición actual del suelo. De allí la necesidad de hacer nuevos sondeos, para actualizar los existentes, de 1972, porque las propiedades del suelo cambiaron significativamente. Los piezómetros que había se perdieron durante la obra de los pilotes de control en 1975; ahora se han restituido. También faltaba información precisa sobre las propiedades de la capa dura donde se apoyan los pilotes.

Aquí la experimentada asesoría de los investigadores universitarios fue valiosa, tanto en aspectos de resistencia de materiales como en aspectos de geometría del edificio. Este caudal de conocimientos orientó los objetivos y dotó al monumento de los instrumentos y metodología para controlar y evitar daños que los hundimientos diferenciales le pudieran causar.

Tipo de cimentación

Es importante entender que la cimentación original de la catedral debe conservarse activa, porque es la única capaz de soportar al monumento y proporciona la capacidad de restricción al sistema abovedado, por lo que las intervenciones posteriores han tenido como objetivo aliviar algún aspecto particular del problema, pero todas son complementarias y ninguna es –ni puede ser– sustitutiva de la cimentación por superficie,⁴ que se concibió como una parte fundamental e insustituible de la estructura arquitectónica del edificio.

Original es también el emplazamiento del monumento dentro de la Plaza, sin limitar el espacio cívico urbano, como objetivo inherente. Sin duda, esta disposición refleja el concepto prehispánico de recinto ceremonial, que configuró el conjunto del



► Traza de la ciudad.

⁴ En arquitectura se distinguen básicamente dos tipos de cimentación, las superficiales y las profundas; la catedral se diseñó con el primer tipo.

Templo Mayor y también en los restos del mismo está el testimonio del origen del pedraplén estacado, característico de las cimentaciones de nuestros monumentos.⁵

En 1927 se hizo un primer esfuerzo por resolver el problema; y en 1934, los arquitectos Antonio Muñoz, Manuel Cortina García y Manuel Ortiz Monasterio vaciaron las celdas de cimentación que estaban llenas de tierra, y capacitaron al pedraplén y soleras del entramado de la cimentación para actuar por flexión, como una cimentación por sustitución, injertando cuerdas capaces de tracción en los lechos superior e inferior de las mismas;⁶ con los muros del sistema de criptas y feligresía constituyeron una plataforma hueca de concreto reforzado.

Gracias a la investigación realizada en el archivo de catedral, se recuperó el documento donde se describen los refuerzos incluidos en 1934 por don Manuel Ortiz Monasterio y se explica la cohesión de esa cimentación en la actualidad.

Con esta recimentación, se aligeró la presión de contacto sobre el suelo y se mejoró su rigidez. Pero la población y la consecuente demanda de agua siguieron creciendo y el cambio geológico modificó cualitativamente el problema que cuantitativamente se había resuelto. Sin embargo, la capacidad de tracción que se incorporó al sistema seguramente ha preservado al monumento como una unidad, evitando su disgregación.

En 1975 se volvió a intervenir contra los hundimientos. El ingeniero Manuel González Flores instaló un total de 383 pilotes de control, según su patente. En 1989, el grupo TGC hizo una evaluación del estado, cuyos resultados se publicaron en 1990 por la SEDUE,⁷ en la cual se aceptó la necesidad de mantenimiento permanente y se previeron las preparaciones para nuevos pilotes; sin embargo, este método no pudo corregir las zonas duras para que desciendan más despacio, ni fue posible soportar la totalidad de la carga del resto con pilotes o pilas, cuyo número era tal que destruiría la cimentación original, mutilando irremediablemente al monumento.

Todo lo anterior fue impulsado por la condición lacustre de la Cuenca de México. Actualmente el fenómeno continúa imponiendo su condición, por encima de la acción humana y como consecuencia de ella.

El comportamiento de las zonas duras, muy localizadas, deberá hacerse compatible con el comportamiento general de la cimentación. La metodología para esto debe desarrollarse con el aprovechamiento del estado actual del arte.

No se puede permitir que los puntos duros bajo catedral continúen propiciando giros hacia fuera de los muros de contrarresto. Si bien no se pueden soportar 127 344

⁵ Doctor Carlos Chanfón Olmos.

⁶ Debido a la proporción de la cimentación, el acero colocado en el lecho superior de las contratrabes era de tal cantidad que se colocaron viguetas "I" de 15" de peralte en lugar de una sola varilla; por ello suelen denominarse cuerdas.

⁷ Estudio de las cimentaciones de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos de la Ciudad de México.

toneladas de la catedral, sí es factible hacer que esas zonas desciendan a un paso compatible con la tolerancia de la estructura.

Necesidad de uniformizar el hundimiento diferencial

Controlar el descenso con respeto las características del monumento es una meta posible, al utilizar la cimentación de superficie, auxiliada por los pilotes de control que hay y aun agregando algunos más.

El esquema de equilibrio de la catedral es extremadamente sensible a los cambios geométricos del edificio. El ascenso o descenso de los apoyos y la variación de distancia entre ellos refleja fallas frágiles localizadas en los arranques y clave de los arcos propiamente dichos; los giros en los muros de las crujías exteriores que contrarrestan los empujes transversales significan variación en la luz de los arcos a nivel de sus apoyos y, por ende, grietas en los riñones y claves.⁸

El edificio pesa 127 344 toneladas, incluido su pedraplén de cimentación. En 1975 el Ingeniero Manuel González Flores hincó 383 pilotes de control para detener los hundimientos de la zona sur del monumento, que históricamente la han aquejado. Pero su evaluación demostró que la capacidad de esta recimentación alcanza solamente el 13% del peso total.

De lo anterior se deriva que los pilotes de control existentes son insuficientes para enfrentar los cambios que sufre el subsuelo, agudizados por la influencia de los restos prehispánicos, que producen condiciones críticas.

Relativo al volumen, lugar y método, el criterio buscará limitar y confinar las deformaciones en una zona, de manera que una vez reparada, sólo se desplace como cuerpo rígido para seguir el reacomodo total, pero ya con su deformación curada.

Lo anterior exige un enfoque total del proceso a través de un sistema de planos de corte creciente, desde la zona más alta hacia abajo. Así, si el primer corte afectara los elementos del ábside, se detendrá hasta repararlos, y el siguiente afectará a otra zona circundante a la inicial donde habrá deformaciones que deberán curarse, pero la primera ya sólo seguirá el movimiento. Los cortes seguirán creciendo sucesivamente hasta que el último afecte a todo el monumento; en cuanto a su posición relativa al entorno, sólo deformará a la última frontera entre lo tratado y lo que se tratará entonces.

El sistema de planos de corte puede ser horizontal o inclinado, e incluso pueden ser superficies no planas; pueden ser equidistantes, paralelos o radiales, pero cada paso debe ser muy específico en cuanto a la zona influenciada, para poder así garantizar paso a paso la seguridad de la catedral.

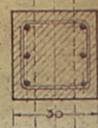
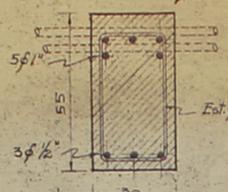
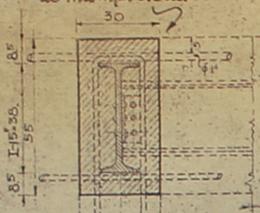
⁸ Cuando se trata de arcos de medio punto, se denomina riñón a una zona intermedia del arco, aproximadamente a 45° respecto al eje horizontal, debido a que ahí presentan la máxima excentricidad y por ende la zona más frágil o sensible.

Cuerda superior del rejuero de las traves de mampostería

Cuerda superior en el claro central de las traves cruzadas

Rejuero vertical en el empotre de las traves cruzadas

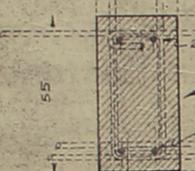
Sección escala 1/10



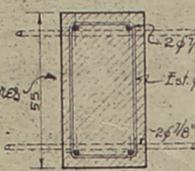
Armadura $4\phi 1/8$ c $2\phi 3/4$ c anillos de $\phi 3/8$ a 20 cm

Escala detalles 1/10

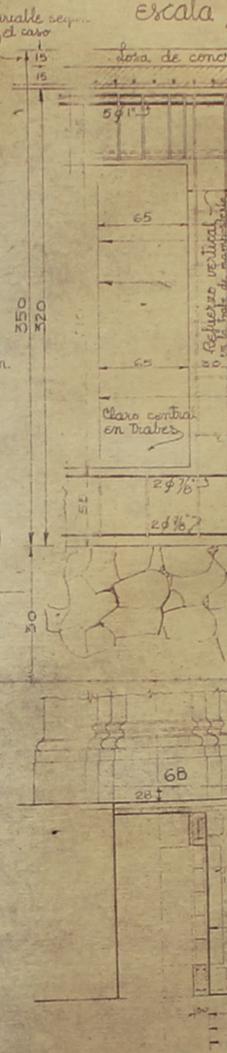
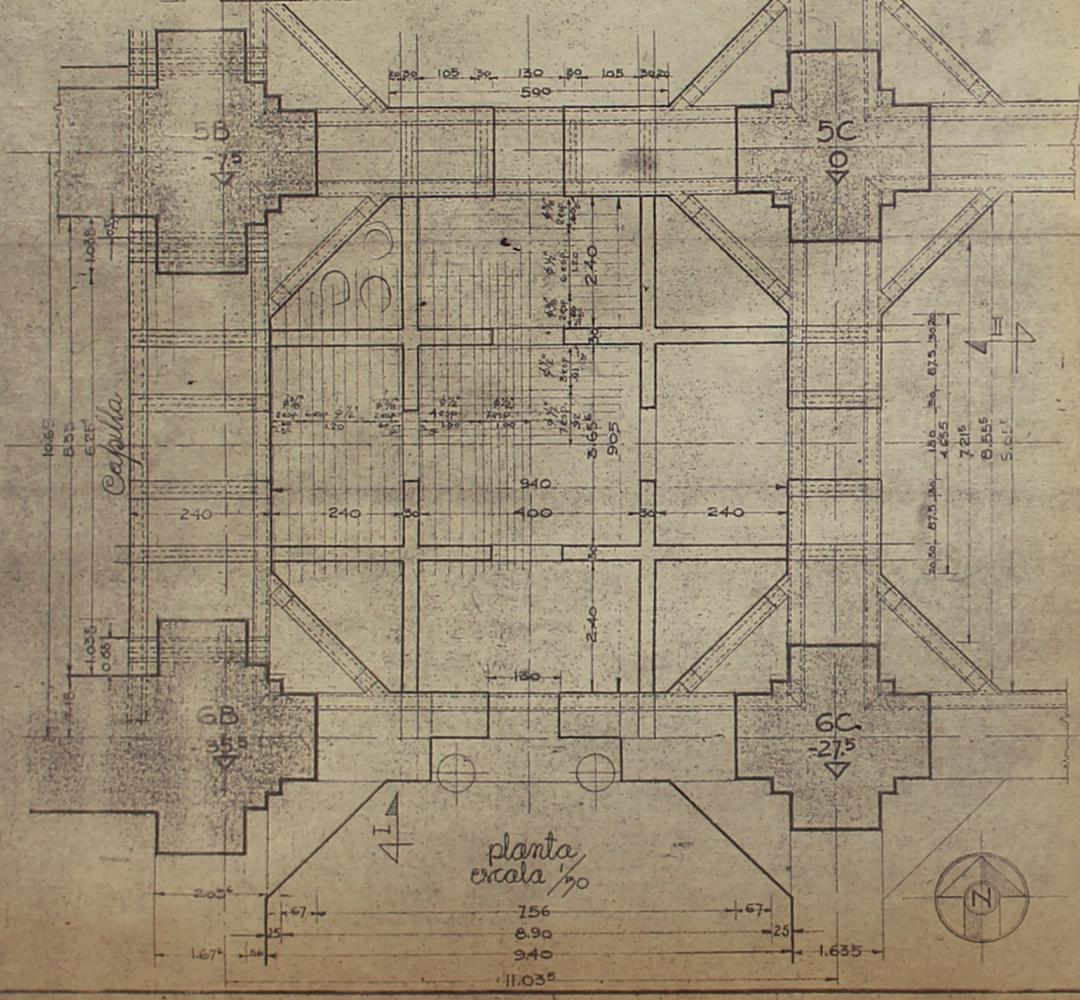
Rejuero vertical a ambos lados del claro de las traves de mampostería y en los chaplanes



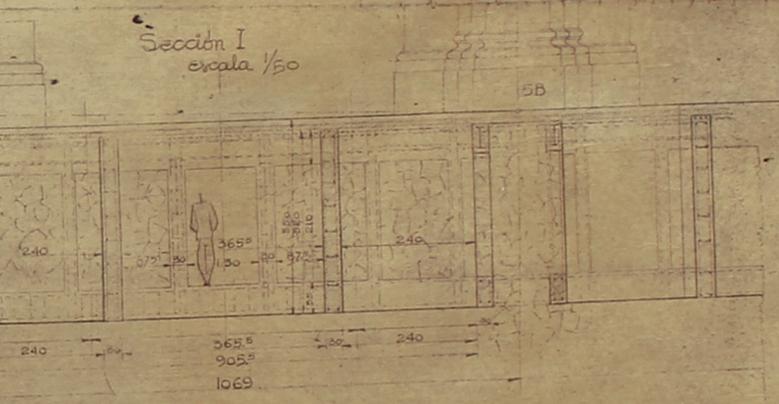
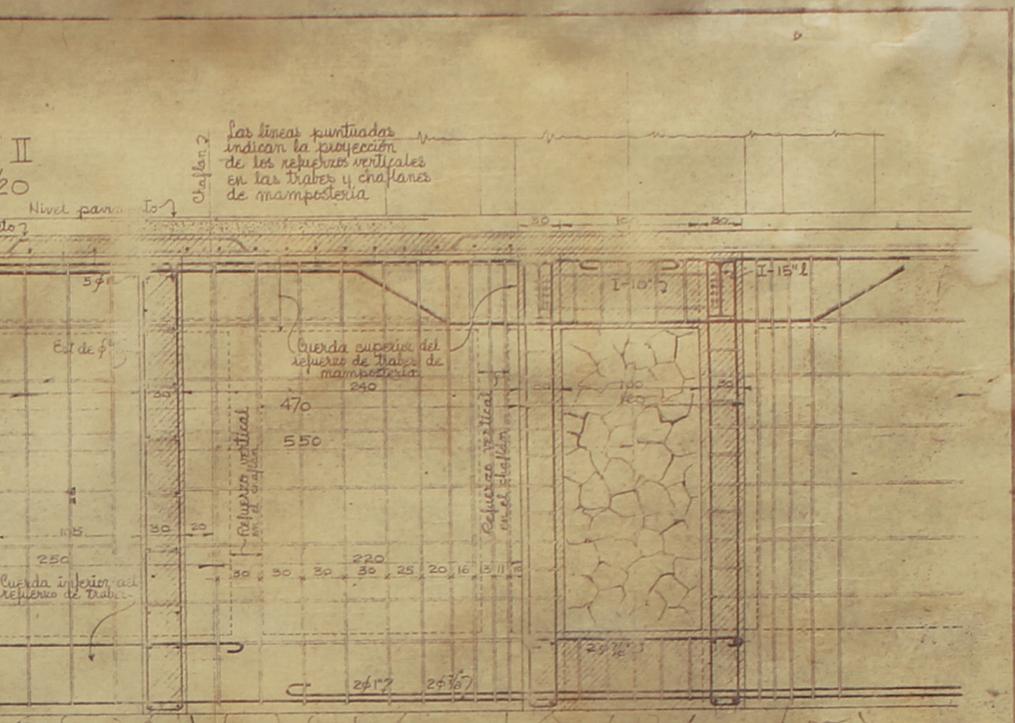
Cuerdas inferiores



Armadura $6\phi 3/8$ c anillos de $\phi 3/8$ a 20 cm



EL ARQUITECTO DE LAS OBRAS DE
A. MUÑOZ



DIRECTOR
CATEDRAL

EL PRESIDENTE DE LA
COMISION DIOCESANA
DE ORDEN Y DECORO

JUAN LAINE

Aprobado por la Comisión Técnica
de Conservación de la Catedral y
Cagrador Meléndez Altamirano en la junta
convocada el día 13 de Mayo de 1943.

EL PRESIDENTE DE LA COMISION

ARQ. JOSE GARCIA-PRECIAT

VEASE LA HOJA NUM. 1029:
CIMBRAS - INSTALACIONES Y
PAVIMENTO.

CATEDRAL

OBRAS A CARGO DE LA
COMISION DIOCESANA
DE ORDEN Y DECORO

REFUERZO DE LA
CIMENTACION

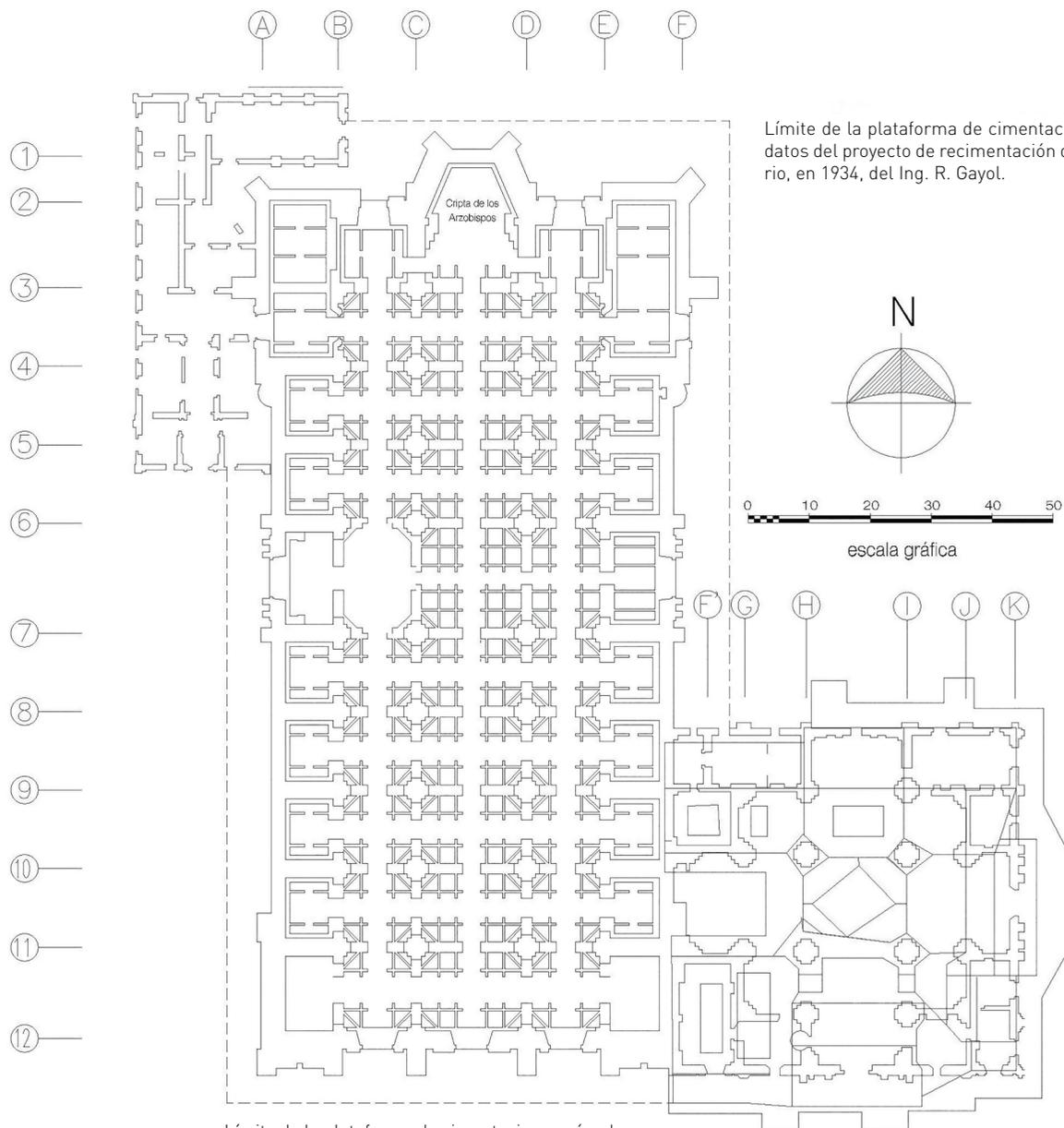
ARQ. A. MUÑOZ G.

MEXICO D.F. ABRIL 27-1943 HOJA N° 1031

CALCULO: ARQ. J. GARCIA-GARCIA - IL. ORTIZ-MONASTERIO

• Refuerzo de cimentación

Esta intervención se efectuó de 1934 a 1937, previo al problema de la sobreurbanización que dañó al monumento y marcó un cambio cualitativo fundamental en su comportamiento. La capacidad profesional del arquitecto Manuel Ortiz Monasterio lo llevó a comprender al monumento como un todo, cuyo comportamiento establecido debía conservarse, y solamente suplementó la capacidad de tomar tracciones e impartirle una conducta dúctil.

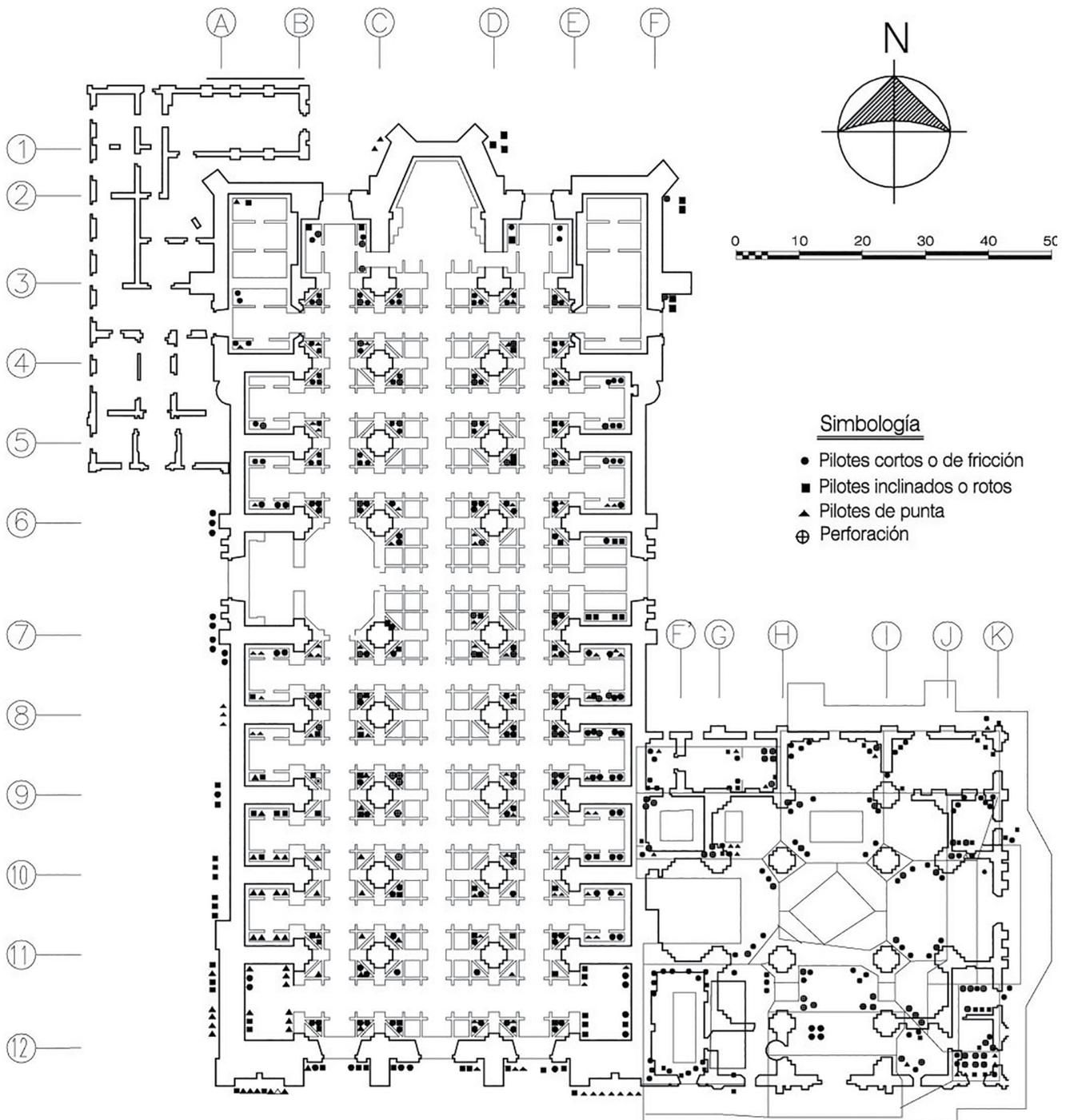


Límite de la plataforma de cimentación según datos del proyecto de recimentación del sagrario, en 1934, del Ing. R. Gayol.

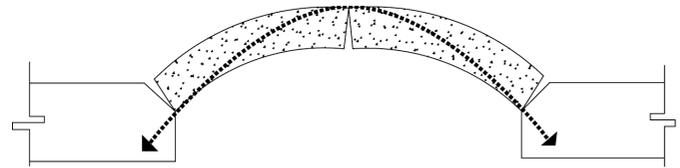
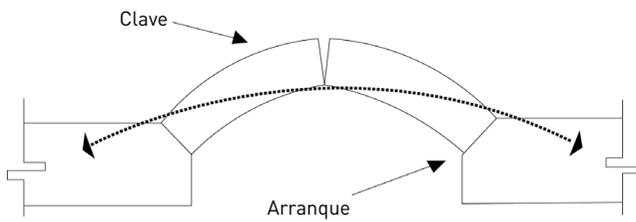
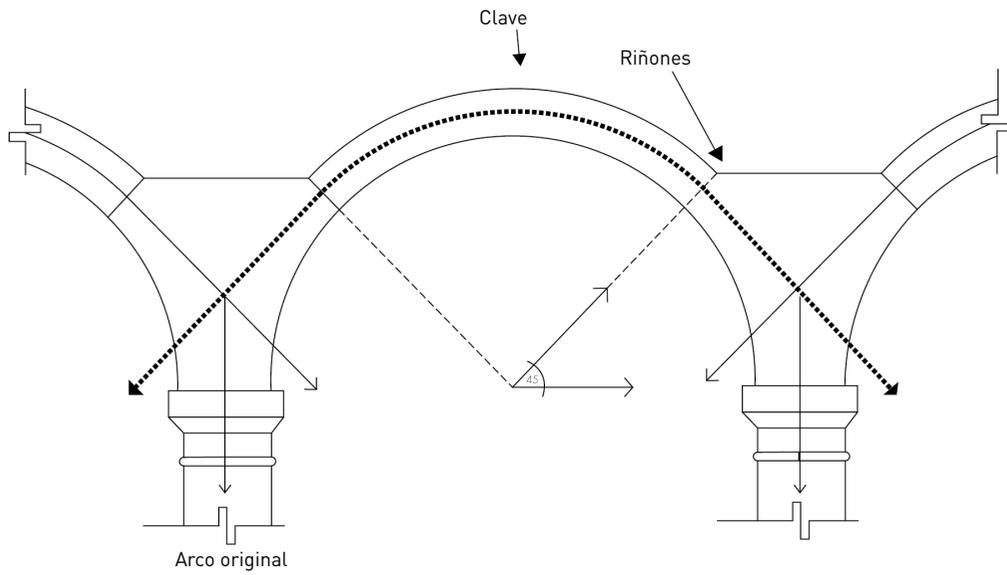
Límite de la plataforma de cimentación según plano de exploración de cimentación y desplante de 1929.

▲ **Planta de la cimentación actual**

La solución del arquitecto Ortiz Monasterio consistió en la construcción de un sistema de cimentación de concreto armado a base de dos placas unidas por contratabes. Posteriormente, al extraer la tierra de los casetones reforzó con vigas secundarias de acero, con la finalidad de utilizar estos huecos como criptas. Dicha solución acertada permitió uniformizar las deformaciones consecutivas. La investigación de la forma construida permitió deducir que el conjunto arquitectónico fue concebido como un todo, que incluye a la cimentación, cuya singularidad permitió conservar al monumento porque es la única capaz de soportarlo y proporcionar la capacidad de restricción del sistema abovedado.

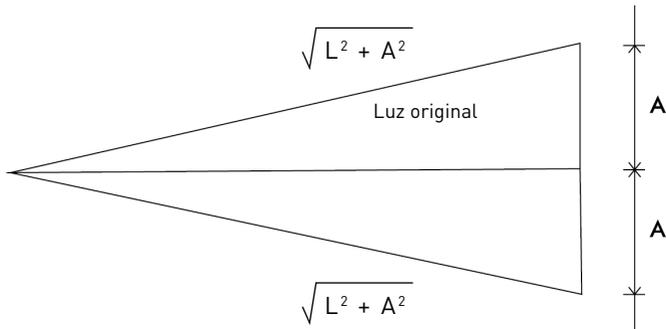


▲ Planta de pilotes.



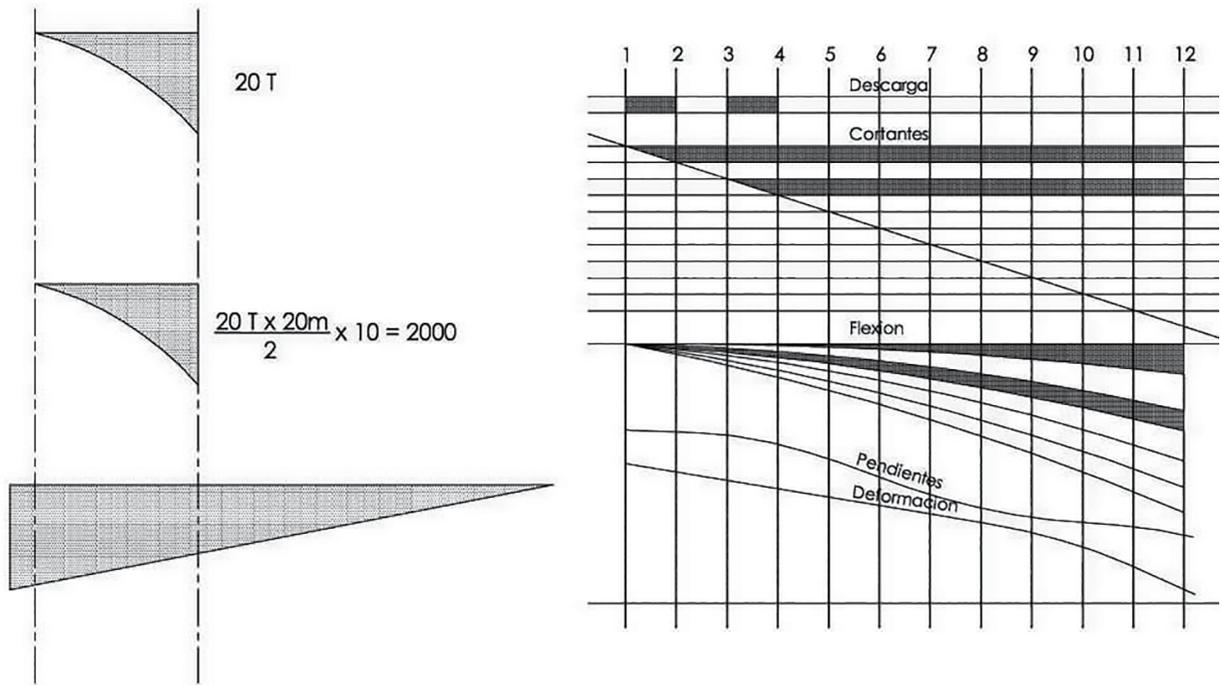
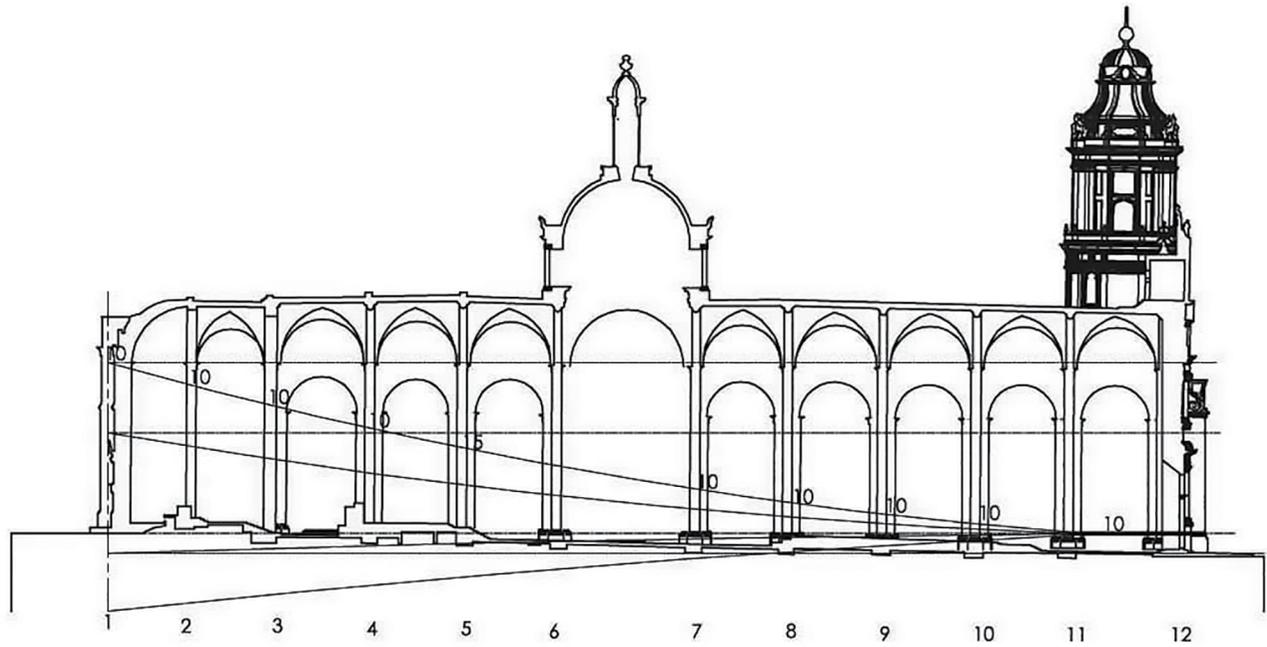
Deformación por disminución de la luz.
 Grieta por extradós en la clave.
 Grieta por intradós en arranques ascenso de la clave pero reducción de la flecha real.

Deformación por aumento de la luz.
 Grieta por intradós en la clave.
 Grieta por extradós en arranques descenso en la clave pero incremento en la flecha real.



Gráfica de incremento o reducción del diámetro.
 El ascenso o descenso de un apoyo significa un incremento en el diámetro, aunque también podrá alterar el patrón de falla cuando ocurren asentamientos diferenciales.

▲ Mecanismo estructural del arco confinado.



▲ Esquematación sobre la secuencia progresiva de corrección

Por el año de 1992, el doctor Fernando López Carmona tenía muy claro lo que requería la estructura, pero el proceso para reducir la deformación aún estaba en investigación; es decir, en ese momento faltaba desarrollar la técnica para hacer la subexcavación.

Análisis de configuraciones topográficas

Ya se describió el cambio de escala del problema como explicación del proceso de consolidación del suelo. Ahora, para la catedral los controles de hundimientos elaborados por el ingeniero Santoyo Villa, a base de las nivelaciones de HIPLAC, permitieron conocer las tendencias y lo que se debería corregir, considerando los datos de topografía (1907, 1927, 1934, 1972, 1975, 1985) encontrados en el acervo documental.

- En las 10 primeras nivelaciones hechas por HIPLAC, se realizaron al tomar de referencia el banco profundo instalado en el Patio de la Emperatriz del Palacio Nacional (cota 2234.323 m.s.n.m.)
- El comportamiento de ese banco profundo es incierto, porque en los aproximadamente 15 años que tenía de instalado, su tubo interior no salió del ademe.⁹
- La incertidumbre del comportamiento del banco profundo impide definir la magnitud de los asentamientos totales que sufre la catedral; pero aún así, la interpretación de sus asentamientos diferenciales es confiable.
- Desde estas primeras nivelaciones al plinto C-3, localizado en la zona del ábside, se le asignó el valor 0.00.
- La precisión de estas nivelaciones es del orden de +/- 1 mm, a pesar de que se emplea un aparato que proporciona números con definición aparente de centésimas de milímetro.

Las masas de suelo blando, como la que subyace bajo la catedral y sus alrededores, están sujetas a sufrir pequeñas deformaciones a volumen constante, causadas por la inercia de la masa de suelo que se hunde.

La combinación de los dos últimos factores introduce una cierta dispersión entre dos nivelaciones de fechas cercanas, porque el valor de los asentamientos diferenciales es pequeño, pero al compararlo con alguna que acumule más tiempo la magnitud de las deformaciones es confiable.

Las nivelaciones realizadas durante el proceso se apoyaron en el banco profundo BNP-100, siguiendo periódicamente el control de los bancos profundos BNP-40 y BNP-60, localizados en el atrio poniente de la catedral. Se ha considerado pertinente evaluar el asentamiento regional del área, con relación a dichos bancos y al TICA de la torre poniente con respecto al banco Atzacalco.

Resistencia de materiales

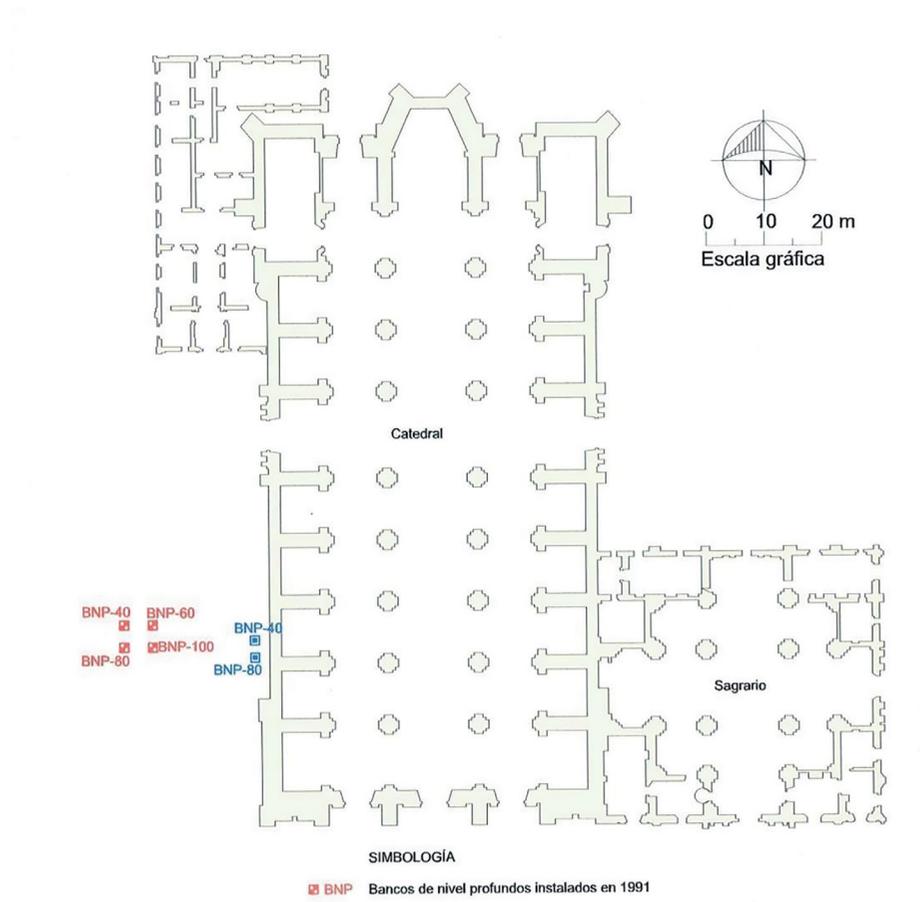
La superestructura es del siglo XVII, las bóvedas se cerraron en 1667 y hasta ahora han actuado como fueron concebidas, y es razonable pensar que así seguirán actuando si no se alteran las condiciones de apoyo, cuyas cualidades deben mantenerse ante los cambios que presenta el suelo.

⁹ Funda metálica para evitar que el suelo circundante interfiera con el interior del tubo.

Todo lo anterior exigió crear sistemas de medición de la estructura y conocimientos sobre la respuesta mecánica de los materiales que la constituyen, para crear un caudal de experiencia que, racionalizado e interpretado, permitiera intervenir a la catedral con la máxima seguridad.

Los análisis de capacidad de carga de mampostería de tezontle, cal y arena se hicieron en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el ingeniero Roberto Sánchez Ramírez, del grupo de trabajo del doctor Roberto Meli Piralla.¹⁰

Nosotros proporcionamos las muestras de ese material, típico del centro histórico que obtuvimos de un trabajo cercano a la catedral, y los resultados indican que su capacidad máxima es de 36 kg/cm² con un $\epsilon=0.002$ a la ruptura en compresión, para muestras sin reparaciones posteriores y de 25 kg/cm² en aquellas que muestran fracturas.



▲ Ubicación de bancos de nivel instalados en el patio poniente de la catedral.

10 Meli, Roberto. [1998] *Ingeniería estructural de los edificios históricos*, en el capítulo sobre materiales estructurales, hace una interesante caracterización de las mamposterías empleadas con mayor frecuencia, y después de un exhaustivo trabajo experimental aporta valores incontrovertibles sobre su comportamiento estructural.

Capítulo II

Consecuencias durante la construcción

La construcción del monumento se extiende de 1536 a 1667, en cuanto al recinto cubierto,¹ y culmina en junio de 1812 en su totalidad, con la intervención de el arquitecto Manuel Tolsá. Las etapas del siglo XVI y XVII, son de gran importancia en este tema, porque en ellas se desarrollaron las deformaciones que están incorporadas a la fábrica del templo.

La investigación en el edificio contempló esos hundimientos a través de varias vías, entre las que destaca la referente al análisis de la diferente longitud de los fustes de los pilares. Estos datos correlativos, a las fechas de construcción, permiten conocer el proceso de los hundimientos iniciales.

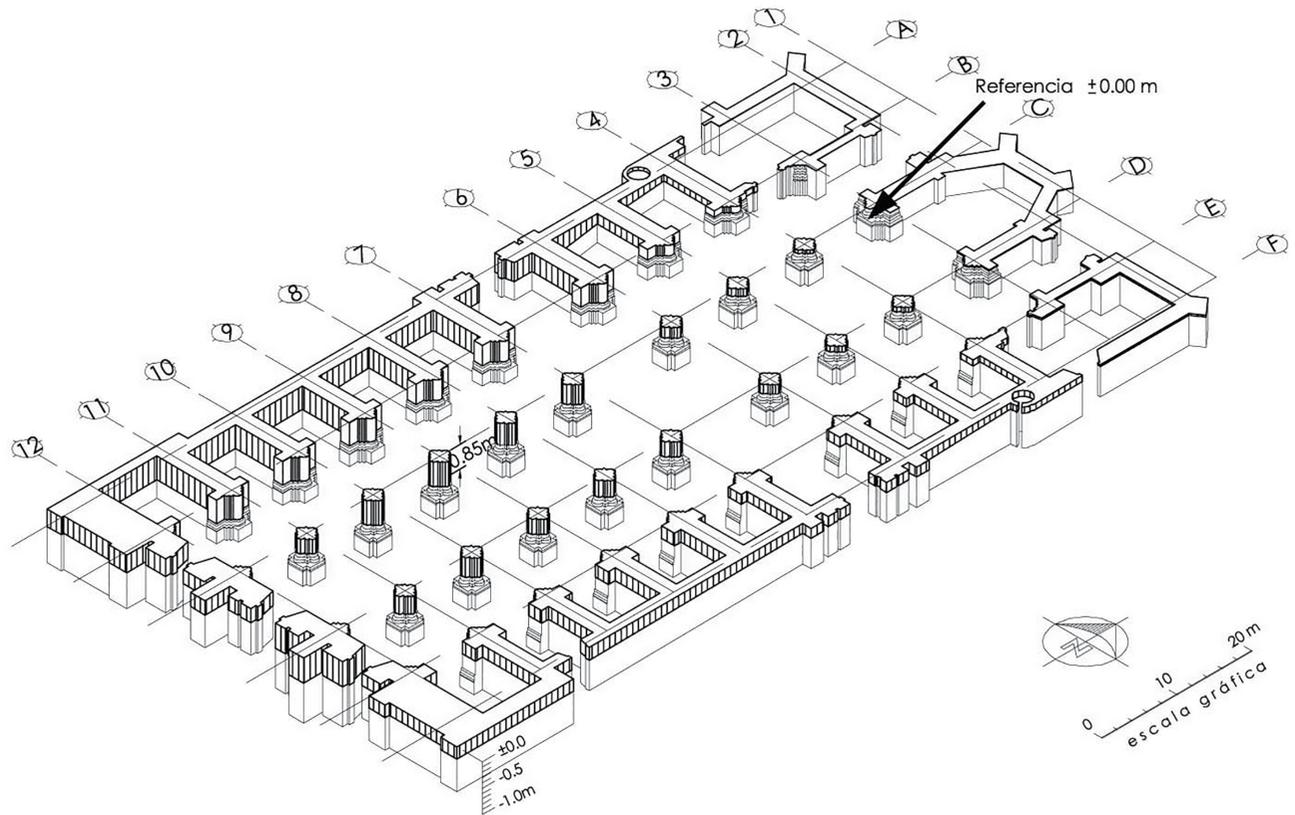
Con el trabajo del taller de arquitectura, que primero se implementó en la zona de la Ex curia y después se trasladó a las casetas provisionales del patio poniente, se logró configurar la deformación de 1573 a 1667 y, también de este periodo, a la colocación de las balaustradas de remate por Tolsá, entre 1803 y 1812, que le aportaron unidad al conjunto monumental. Desde entonces y hasta la fecha están registrados los cambios sobre dónde y cómo se absorbieron esos problemas e ilustra cómo resolver los reacomodos del trabajo de ahora.

Asimismo, la deformación del perfil de las bóvedas, que sin duda se compone de algo inicial ya incorporado, y culmina en correcciones constructivas evidentes relacionadas con la historia de los desplomos y giros posteriores, posibles de deducirse con la herramienta de la geometría.

A su vez, este trabajo de investigación permitió encontrar la presencia de tensores por la zona norte del extradós de la bóveda central,² los cuales confirman que el fenómeno de los hundimientos diferenciales ha estado presente desde hace mucho tiempo, pero el conocimiento explícito del mismo sólo se alcanzó cuando la mecánica de suelos y la geometría alcanzaron mayoría de edad.

¹ Covarrubias F. y Artigas, J. (2014) "El proyecto para la segunda Catedral", describe que el proceso sobre el terreno para emplazar la nueva catedral comentan que por 1546 desde el 4 de agosto de 1536.

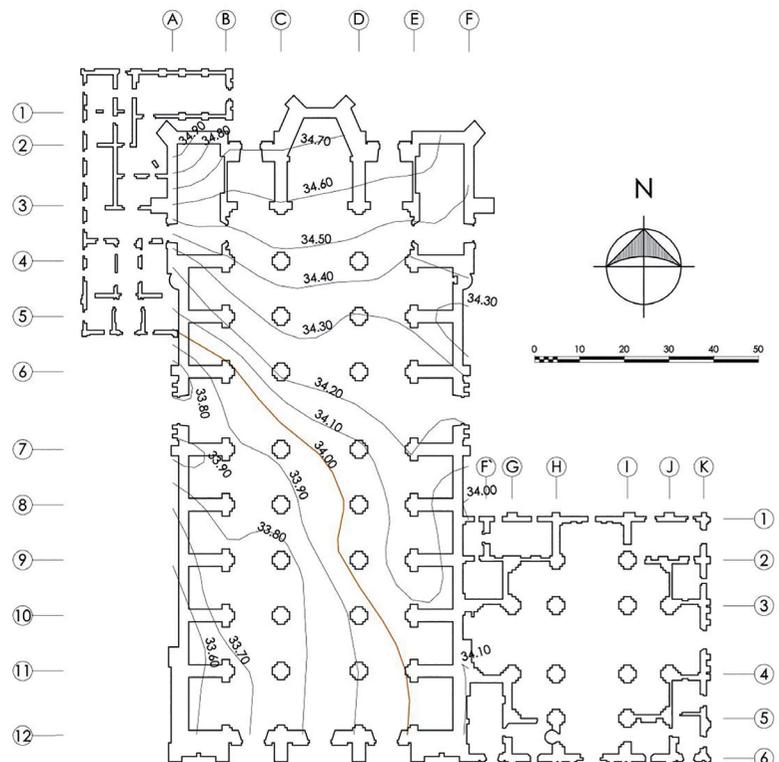
² Los ejes 3, 4 y 5 de la nave central tenían muros tímpanos de mampostería que alojaban en su interior un tensor de hierro forjado de 2" x 2", los cuales se retiraron de manera gradual, porque durante el proceso de subexcavación se descubrió que se interponían al cierre de la nave central.



▲ **Configuración de los hundimientos durante la construcción 1573-1667**

Incremento de fustes de los pilares y muros respecto al punto C-3, durante el proceso de construcción (1573-1667).

La interpretación de las correcciones incorporadas durante la construcción exigió medir cuidadosamente cada elemento del edificio, los cuales describen el proceso geológico.



► **Resultado de la exploración geométrica de la catedral. Base: incrementos de fustes**

El valor de las curvas indica un rango de 34 m porque resulta de restar 2 200 a 2 234 m, que es la altura sobre el nivel del mar de la Ciudad de México.

En la geometría actual del edificio se encuentra el testimonio que corrobora la confiabilidad del sistema constructivo empleado, la sabiduría con que fue elegida cada estereotomía de los elementos y la habilísima disposición de los mismos para lograr un proceso constructivo adecuado a las circunstancias físicas y sociales del momento.

El criterio de corrección ante las deformaciones

El análisis sobre la corrección de las deformaciones contempló distinguir cuáles son las inherentes al edificio y cuáles corresponden al hundimiento posterior. Dicha investigación permitió prevenir consecuencias al regresar diferentes elementos a una condición segura, sobre todo aquellos que sustentan.

Para esto fue necesario establecer la secuencia constructiva y la condición de estabilidad de todas y cada una de estas etapas, así como distinguir las correcciones ya incorporadas a la estructura y cuáles podían eliminarse, o cuáles deformaciones del proceso constructivo debieran aceptarse sin dañar el aspecto del edificio, que resulten indispensables para reponer y mantener el rango de seguridad del monumento. Este proceso se consignó con láminas que indican época de construcción, deformación durante ese tiempo, forma inicial ya deformada y formas deformadas después.

Fue un criterio fundamentado en las características del sistema constructivo, del material empleado y de la experiencia previa de quienes hemos trabajado en estos aspectos. Sin duda, dicho razonamiento permitió prevenir las consecuencias del proceso.

Del sistema constructivo puede decirse que está determinado por materiales incapaces de desarrollar esfuerzos de tracción y por las sollicitaciones sísmicas; la permanencia y la economía son consideraciones que siguen en importancia durante el juicio. En este sistema es importante el oficio compositivo del arquitecto, quien al combinar esas limitaciones con un programa de trabajo reflejará inevitablemente la cultura de la sociedad a la que se sirve.

Lo anterior debe quedar claramente comprendido para juzgar las consecuencias que la subexcavación inducirá durante el proceso correctivo de las deformaciones peligrosas, impuestas por el fenómeno de los hundimientos diferenciales.

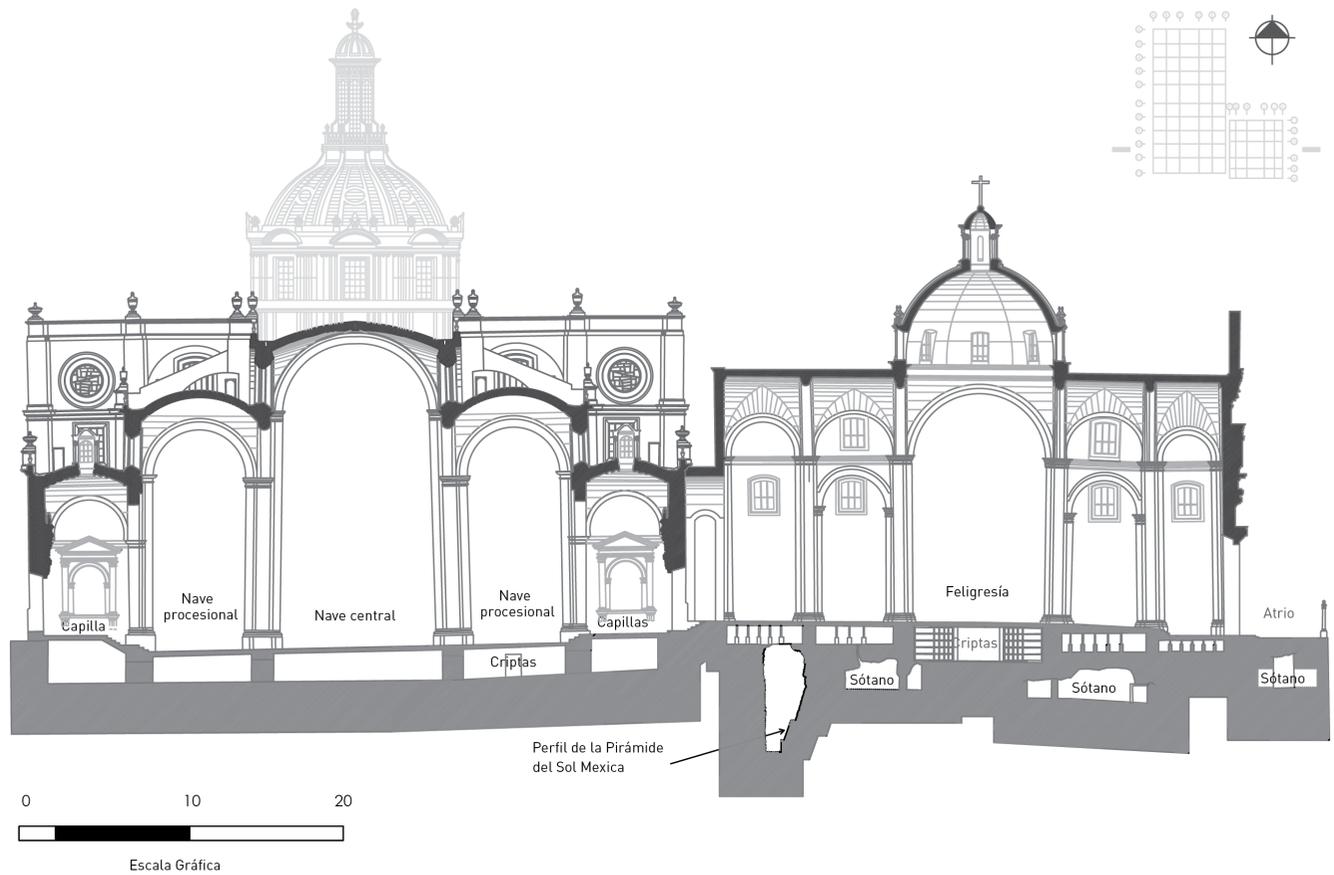
La precaución necesaria al respecto exigió hacer transitoriamente más rígidas algunas zonas, apuntalar y/o contraventear otras tanto en planta como en alzado, porque el fenómeno es tridimensional. Por ello fue fructífero apoyarse en la experiencia de obras intervenidas con anterioridad. Por otro lado, al atender la preocupación por no dañar innecesariamente al monumento, se dispuso de elementos de tracción que, combinados con la capacidad portante³ a compresión de los elementos del edificio permitan construir armaduras capaces de resolver sollicitaciones de flexión en los tres planos cartesianos.

³ En el léxico arquitectónico "portante" suele usarse como sinónimo de soportante o para identificar a los elementos que cargan.

Sabíamos que durante el proceso habría grietas que rellenar y que el cuidado permanente es inevitable, hasta que los hundimientos por la consolidación del suelo cesen, pero era necesario corregir las deformaciones que presentaba la Catedral y el Sagrario Metropolitanos.⁴

Evolución del sistema constructivo durante el virreinato

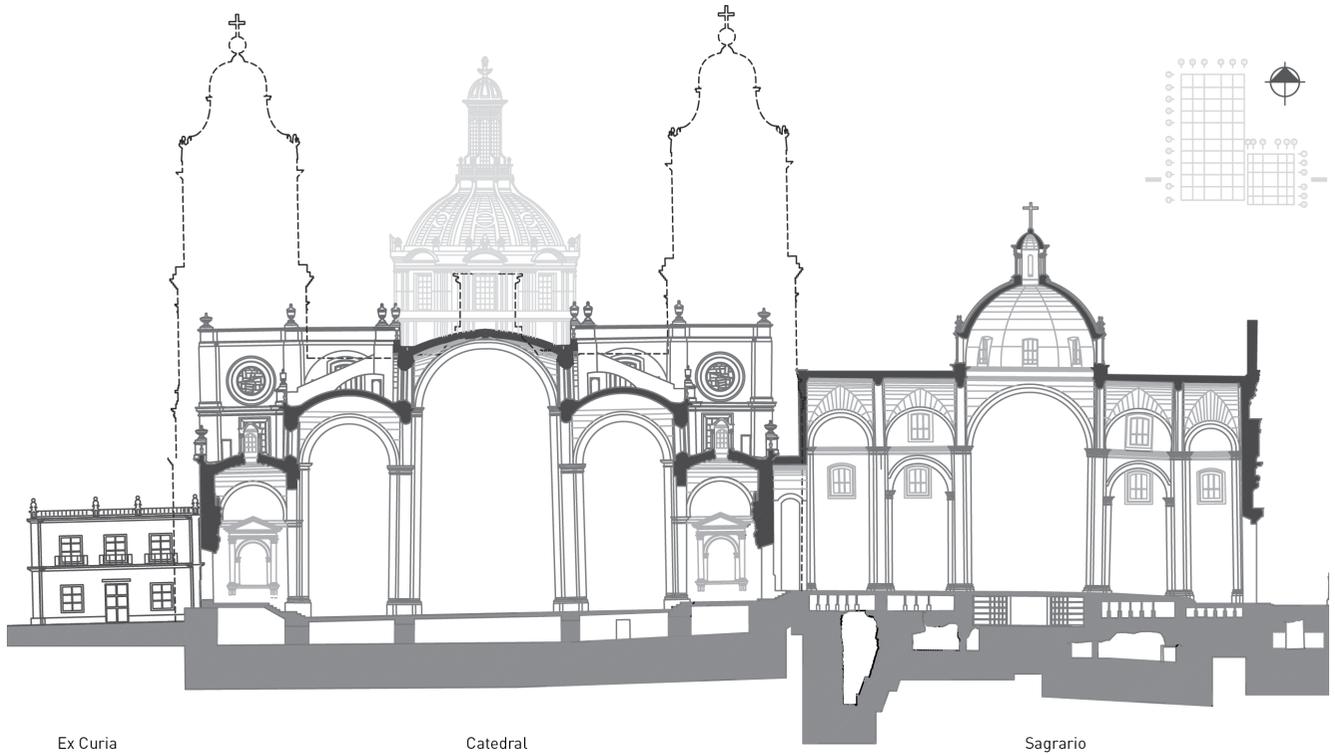
En el aspecto histórico, para ilustrar lo anterior existe una evolución previa que merece comentarse. Sin duda, al emprender la reconstrucción de la ciudad después de la conquista, todo propiciaba el empleo de sistemas de alfarje en madera, gracias a la abundancia de bosques, la facilidad de transporte por agua, la capacidad tecnológica y el modelo de la arquitectura cristiana en tierra de infieles; y así fue la primera catedral. ¿Por qué entonces se cambió tan pronto a un sistema abovedado?



▲ Corte transversal catedral - sagrario

Este corte permitió interpretar las soluciones geométricas y constructivas del conjunto, sobre como se enlazan las naves y como gravitan sobre ellas las cúpulas de ambos edificios.

⁴ Aunque en todo el documento se hace más referencia a la catedral, en la práctica, desde que se empezó a concebir el proyecto de ésta intervención, la Catedral y el Sagrario Metropolitanos se consideraron como un todo.



Ex Curia

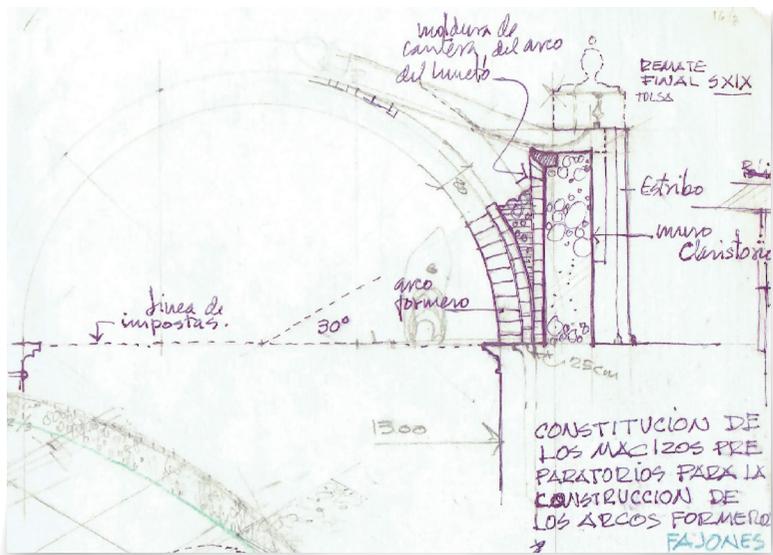
Catedral

Sagrario



▲ **Corte transversal Catedral-Sagrario Metropolitanos de la Ciudad de México**

Este corte complementa al anterior y en él se proyecta la envolvente de las torres, el cual exhibe la armonía del conjunto lograda mediante la composición arquitectónica coherente con el programa del momento, e ilustra su disposición dentro del partido estructural y la organización de los espacios.



◆ **Análisis transversal (estático)**

Mediante el análisis transversal desarrollado con el método de doble integración numérica, se determinó la condición de las bóvedas, así como la trayectoria que sigue el cauce de las fuerzas, respetando la forma imposta.

Sin duda el sismo, omnipresente en la vida de esta ciudad, demostró muy pronto la necesidad de la acción solidaria de todos los elementos de la construcción para enfrentarlos.⁵

Al producir edificios abovedados se logran estructuras monolíticas desde la cimentación hasta la cubierta, a través de los muros. Por ello no es casual que los restos prehispánicos sean monolíticos, de mampostería de tezontle y mezcla de cal; este concreto aligerado, característico de México, resulta ideal para construir en la cuenca del lago.

También los muros espesos son excelentes aislantes contra cambios climáticos, y si logramos que un sistema de muros orientados en dos direcciones ortogonales actúe solidariamente, la rigidez en el plano de esos muros es la mejor protección contra los sismos. Además, nunca entrarán en resonancia con el suelo compresible del lago.⁶

Debemos tomar en consideración el método de análisis simplificado del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y en el capítulo VII de sus normas complementarias para diseño por sismo. Esta tipología constructiva ha sido recuperada en las exigencias del método de análisis simplificado para sismos, donde se consigna la experiencia constructiva de esta ciudad; avala su seguridad, al grado de que en El Decreto de Emergencia expedido inmediatamente después del sismo del 19 de septiembre de 1985, de 7.8° Richter proveniente de las costas del estado de Michoacán, excluye de la aplicación de esas normas a los edificios construidos antes de 1900.⁷

El arquitecto Claudio de Arciniega, autor de la traza de la catedral, era sin duda un constructor ojival, pero al emplazar su templo dentro del Zócalo incorporó el concepto espacial prehispánico al modelo de plaza renacentista, como bien lo apunta el doctor Carlos Chanfón Olmos, ésta es una de las aportaciones del México prehispánico a las corrientes culturales del mundo del siglo XVI.

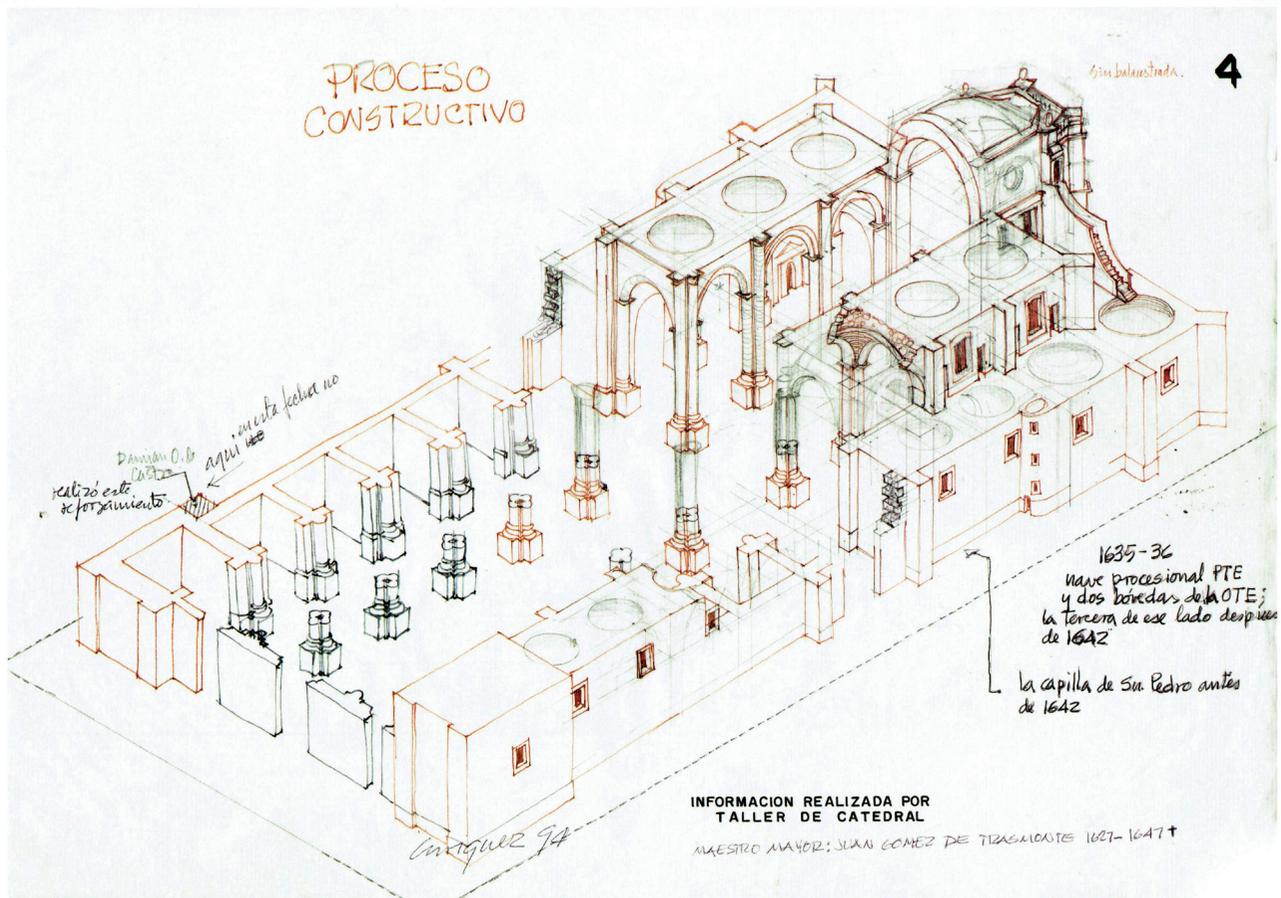
La abundancia de mano de obra, la disponibilidad del concreto mexicana, la madera verde que exige congelar la geometría de manera muy rápida y la curiosidad renacentista por la arquitectura romana, logró su mejor expresión en los alzados del arquitecto Juan Miguel de Agüero, sucesor del arquitecto Arciniega en la catedral. Los ladrillos romanos son ahora sillarejos de tezontle para congelar la geometría y esperar el fraguado de estas bóvedas románicas concesionadas.⁸

5 En un sistema de alfarje que gravita sobre muros de mampostería, ocurre mecánicamente la discontinuidad, en contraste a lo que sucede al combinar bóvedas con muros. Ahí aparecen los primeros rasgos de continuidad.

6 Un equipo de expertos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, encabezado por el doctor Roberto Meli Piralla, ha brindado seguimiento durante varios años a seis acelerógrafos instalados en la catedral y registró que el periodo de vibración del suelo es de 2.55 s; las capillas, 0.2 s; el estrado de la nave central situado a 27 m de altura es igual a 0.4 s; y el remate de los campanarios situados a 60 m de altura es igual a 0.8 s. Estas mediciones corroboran las aseveraciones que hace el doctor Fernando López Carmona.

7 Nuevo Reglamento de Construcción generado después del sismo de 1985 y sus Normas Técnicas Complementarias.

8 Los sillarejos son bloques sólidos de tezontle en forma de paralelepípedo, labrados de manera rústica.



▲ Croquis que recrea el proceso constructivo

Varias interpretaciones del proceso constructivo que formuló de manera técnica el doctor Fernando López Carmona, por el año de 1991, durante 1994 en el Taller de Arquitectura, el ingeniero municipal Francisco Enríquez Manríquez tuvo la curiosidad de dibujarlas y resultó una serie de croquis interesante con anotaciones relevantes que en 1997 publicada por la Dirección de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural de Consejo Nacional para la Cultura y las Artes (Conaculta).

la rigidez de los muros orientados de manera perpendicular, que actúan además como contrarrestos al empuje de las bóvedas; éstas, además, son muy sensibles a los corrimientos en los apoyos. Sin embargo, este ejemplo de construcción aconseja usar formas de doble curvatura para obtener acción espacial en todas las direcciones y manejar una geometría que canalice esas fuerzas al sistema de contrarresto.

Queda por último la particularidad del medio. La cimentación estaba sumergida en el lago, las bóvedas en el aire por lo tanto, fue razonable dosificar la arcilla en la cal para obtener el cementante adecuado (seguramente aquí también influyó tecnología mexicana).

Los tratados de la época y las publicaciones contemporáneas demuestran el caudal de cultura que manejaban aquellos arquitectos. Analizar sin soberbia contemporánea injustificable el esquema constructivo de la catedral con las leyes de la estática, que ellos manejaban y que de ellos hemos heredado, nos permitirá conocer lo que propusieron y lograron crear en este recinto, y con base en ello hacer la tarea que nos corresponde para que después hagan la suya quienes nos sustituyan.

Hay un ilustre profesor en la Universidad de Cambridge, Jacques Heyman, quien pertenece a la vanguardia del diseño plástico con acero, que desde 1960 ha transferido esa inquietud a las estructuras pétreas ojivales del norte de Europa.⁹

Heyman ha creado el concepto de rótula frágil y la estática combinada. Con él permite un análisis isostático a la falla de las estructuras de mampostería para deducir su comportamiento estructural (véase página 234).

Se expone aquí ese criterio empleado desde la antigüedad por Roma, que expone Emanuel Viollet Leduc en su diccionario de arquitectura, y que refrenda Heyman al aplicarlo a las catedrales ojivales. Este criterio fue aplicado con éxito cuando el sismo de Orizaba, ocurrido en 1973, dañó el patrimonio cultural de la región, entre los estados de Veracruz y Puebla.

También ofrecemos aquí el testimonio geométrico que la investigación de la catedral actual nos entrega y se confirma el comportamiento ajustado a estos patrones, que ha tenido la nave central del templo, que tiene un claro de 15.96 m.

Comportamiento estructural

Como resultado de la investigación bibliográfica y de campo, mediante varias series de levantamientos escrupulosos se pudo presentar el trazo geométrico de la nave principal y sus lucernarios.

Este trazo fue verificado en la realidad sobre el último entre-eje hacia el norte de la nave central, y se comprobó que a la información del Manual de Arquitecto de Plo y Camin, corresponde la geometría de estos lucernarios.

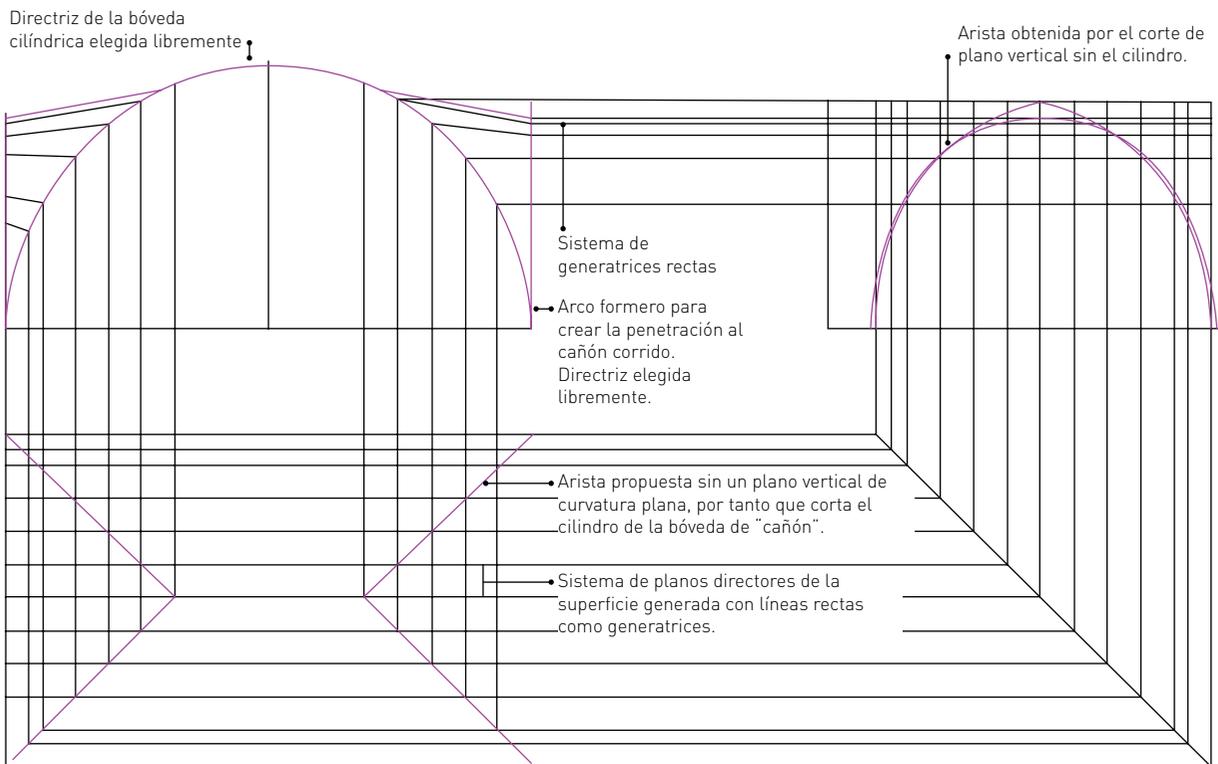
⁹ Según el doctor Santiago Huerta, de la Universidad Politécnica de Madrid, España, quien ha dado seguimiento y traducido todos los ensayos del profesor Heyman.

► **Montea de la bóveda central.**

▼ **Análisis geométrico de la bóveda central**

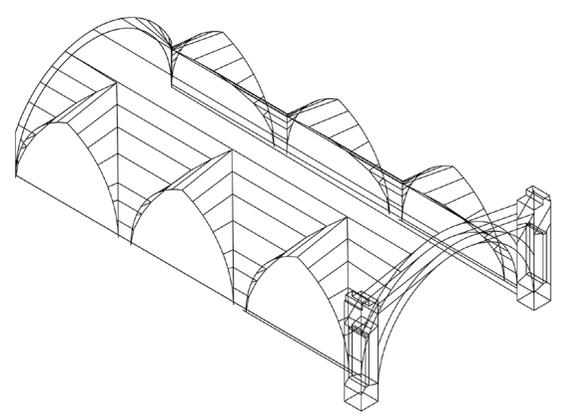
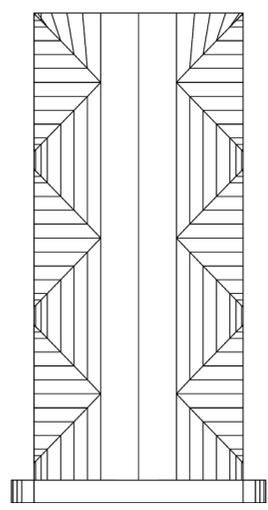
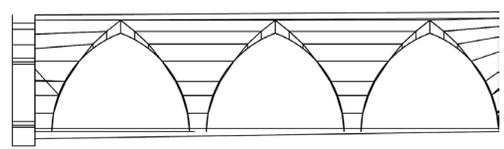
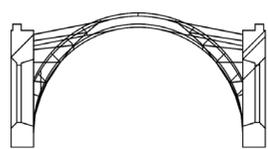
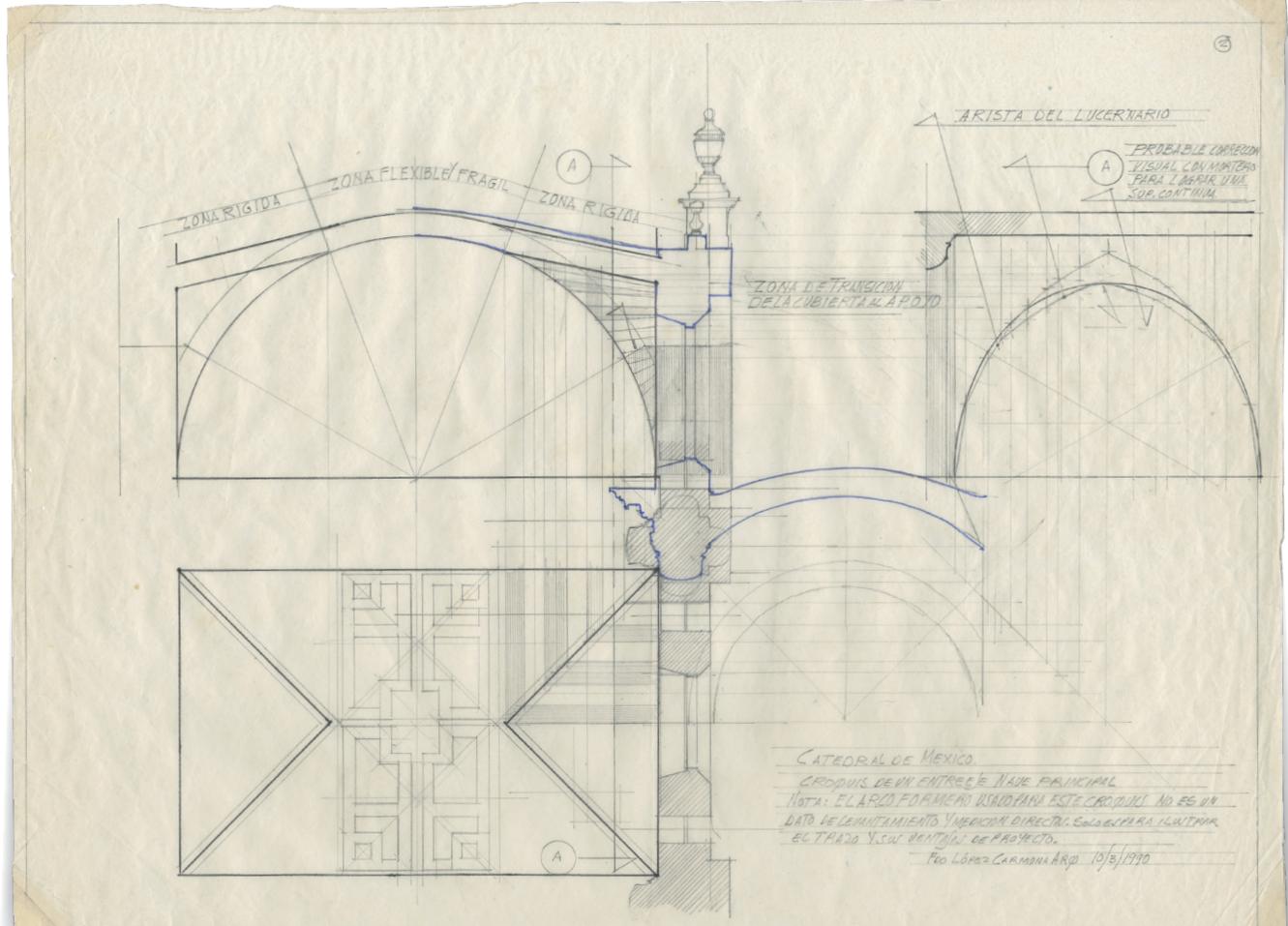
La geometría de la nave principal. Penetraciones para la iluminación, el trazo con rectas simplifica la construcción y el encuentro de dos superficies con generatrices ortogonales en planta, que rigidizan al cañón corrido en sus regiones críticas. Este sistema y también las generatrices pueden elegirse libremente.

D. Antonio Plo y Camín, *El arquitecto práctico, civil, militar y agrimensor*. París: Pillot Fils Aine, 1855.



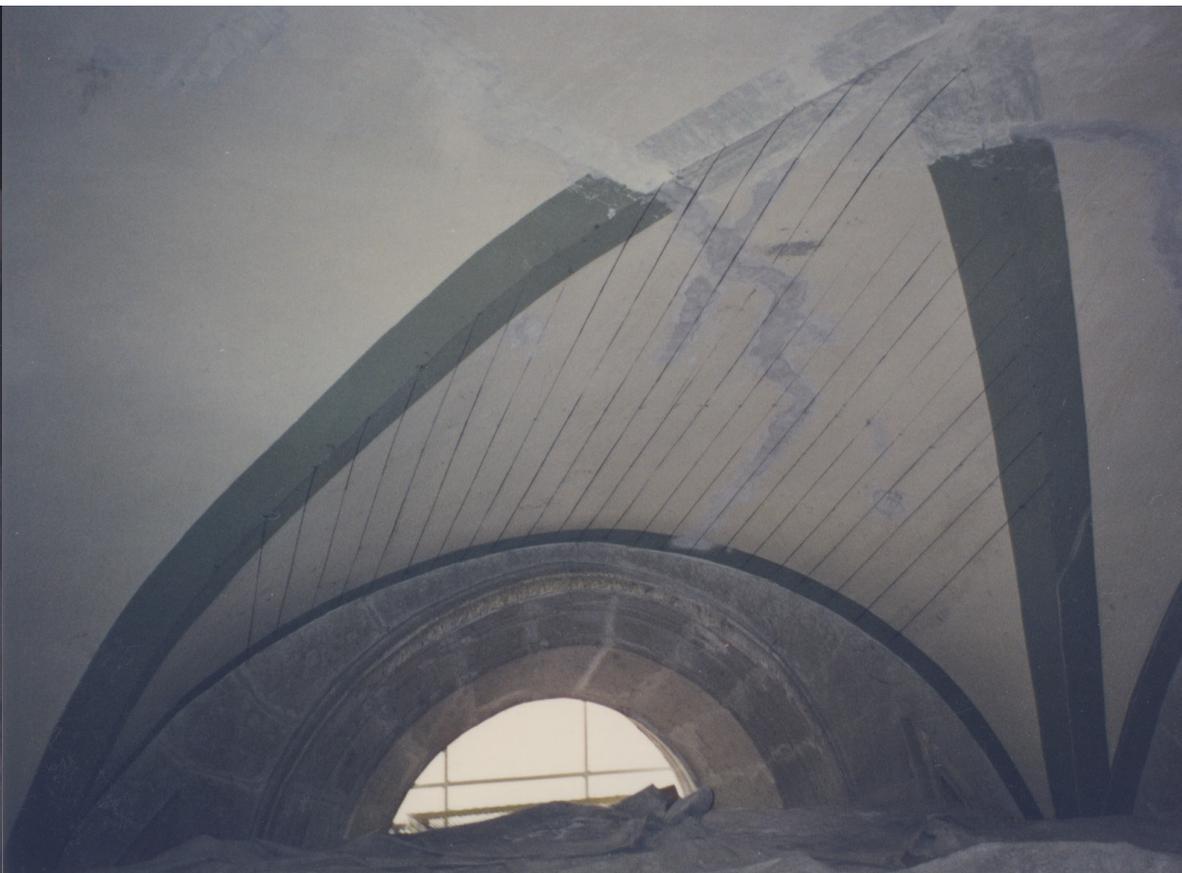
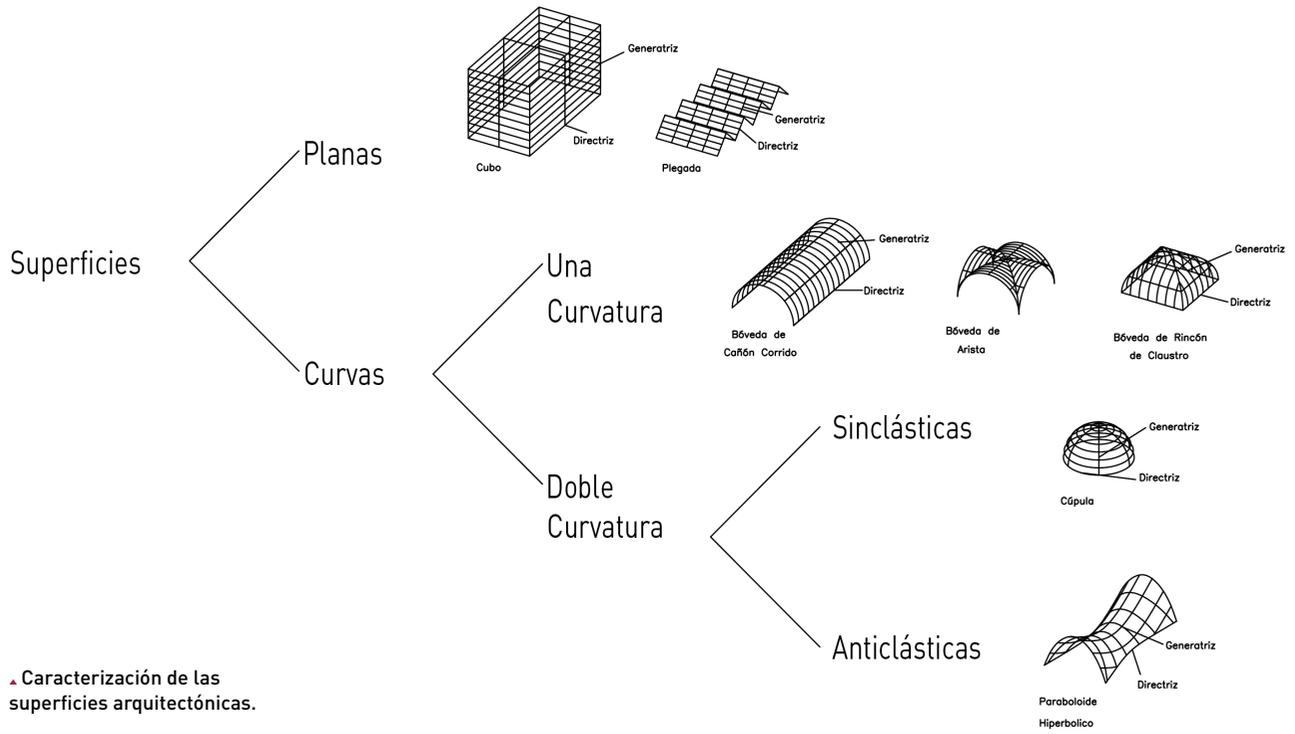
► **Análisis geométrico de la bóveda**

El trazo que aquí se ilustra proporciona libertad máxima al proyectista quien puede elegirlo todo y ajustar la geometría del edificio a su intención formal, sin perder las ventajas de las bóvedas por arista en cuanto a canalizar las fuerzas hacia los contrarrestos, sobre arcos de curvatura sencilla con fuerzas coplanares por simetría con los "lucernarios" adyacentes que conectan las generatrices del cilindro (rectas) entre sí. Los "lunetos" son en verdad mitades de una bóveda por arista separadas y ligadas por la zona no utilizada o no tocada por los lucernarios del cañón corrido. En suma los lunetos son de una curvatura, en contraste a lo que ocurre con los lucernarios.





► Vistas del lucernario por el intradós de la nave central.



Se comprueba que la muy sabia disposición geométrica utilizada permite una gran libertad de elección formal y manejo de proporciones, para satisfacer la necesidad de vanos de iluminación y ventilación del templo, así como otorgar la máxima libertad para canalizar las fuerzas y empujes de la bóveda hacia los puntos de contrarresto, sin complicar los métodos de análisis ni los procedimientos de construcción.

Esta feliz concurrencia aporta soluciones a factores por resolver. Un sistema geométrico de trazo es común en todos los grandes monumentos del pasado y en muchos del presente; como ejemplo la geometría ojival, antecedente directo del que nos ocupa, y en la actualidad las lecciones magistrales de Pier Luigi Nervi,¹⁰ que sobre el trazo liberador de las restricciones que supuestamente impone la congruencia geométrica han permitido una expresión característica de cada época.

Valga apuntar aquí que este trazo descrito para la catedral es solución común en todo nuestro patrimonio monumental e imprime su carácter al espacio interior de esos edificios. Asimismo, introduce luz natural que constituye una característica única de la Catedral de México cuando se relaciona con otras de esa misma época.

El análisis puramente estático se efectuó con el procedimiento analítico basado en el método de doble integración numérica, como herramienta para definir la conducta estructural. El criterio de comportamiento frágil de las mamposterías, debido a la incapacidad inherente al material para desarrollar esfuerzos de tracción, se usó para determinar las constantes de integración.

Los resultados de cargas verticales sobre las pilastras concuerdan muy bien con los ingenieros Guerrero y Gama. De la aplicación de aceleraciones horizontales que determinan un diagrama de fuerzas cortantes parabólico en la condición crítica de estabilidad (resultante en el tercio exterior del muro de fachadas) resultó una capacidad de la estructura de $(P/7)$, lo que confirma el criterio sustentado ante la Comisión de noviembre de 1992, la cual afirma que el problema está en las deformaciones del suelo y no en el edificio.

El análisis se hizo en sentido transversal y sin considerar la cúpula, cuya disposición en planta octagonal sobre el crucero distribuye las aceleraciones a través de las bóvedas principales en las dos direcciones de la estructura, y cuyas dimensiones de los muros del crucero explican la estabilidad de la gran cúpula central. Ésta, a su vez, está zunchada (en documentos del archivo de SEDUE se encontró la información y fue verificada en el lugar). Hay, sin embargo, huellas de desplazamientos en las columnas del tambor que no había en 1940.

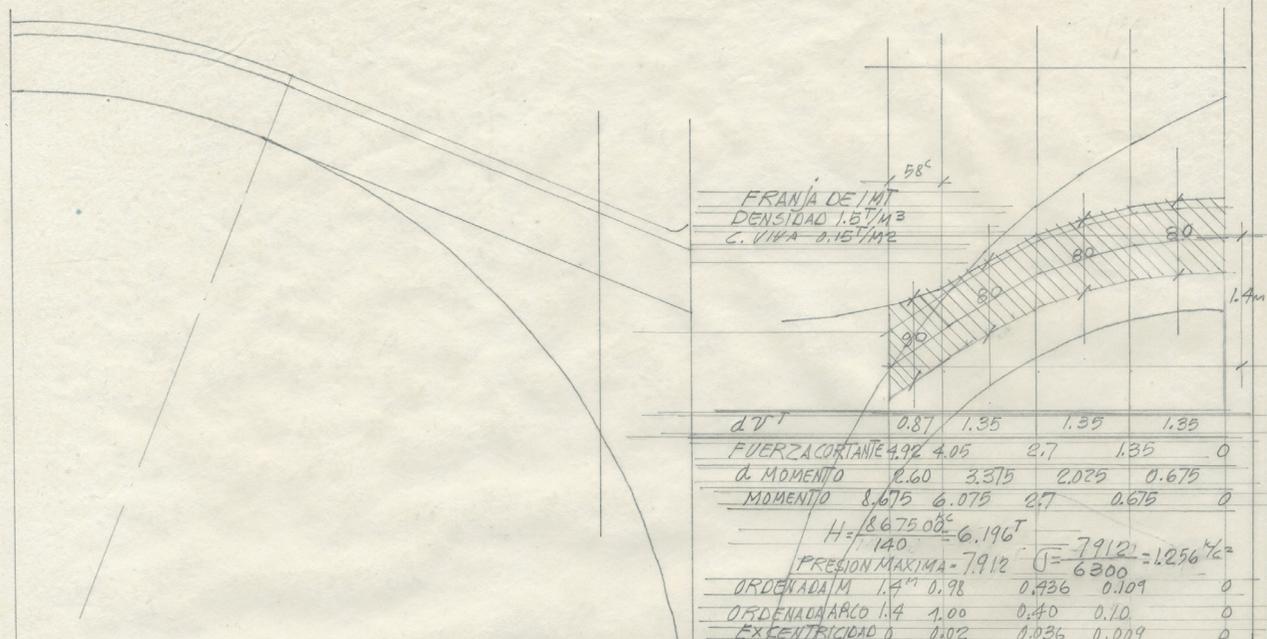
Últimamente se hizo un análisis para estudiar la posibilidad de rigidizar el tambor contra fracturas de cortante sísmico, para después corregir las columnas y reponer su geometría. Ello permitió inyectar con mortero los macizos del tambor sin alterar su conducta original, dejándolos en compresión.

► Geometrización nave central

Equilibrio y condiciones de borde de los lunetos de la nave central.

Los lunetos permiten introducir la luz al interior y conducir los empujes de la nave central hacia los botareles prismáticos.

¹⁰ Ingeniero italiano cuya expresión arquitectónica se caracteriza por la geometría que desarrolló para definir la trayectoria de las nervaduras en superficies de doble curvatura tipo cúpulas.

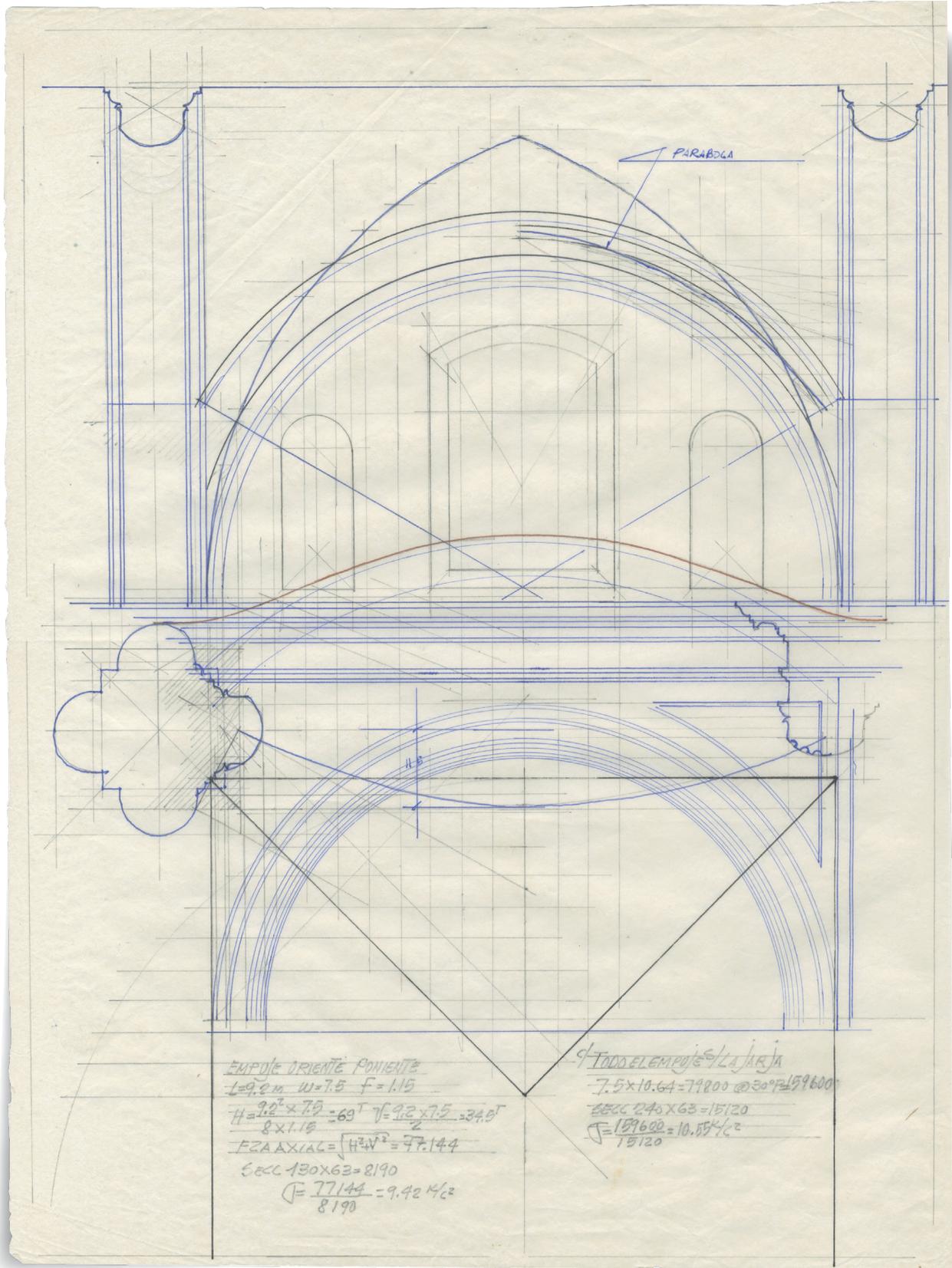


COMENTARIO.

ESTAS CONOIDES SE ENTIBAN ENTRE SI A TRAVES DE LAS GENERATRICES RECTAS Y HORIZONTALES DEL CANON. SU ESFUERZO $\sigma = 1.26 \text{ kg/cm}^2$ ES BAJO Y AUTORIZA A SUPONER QUE ESTE

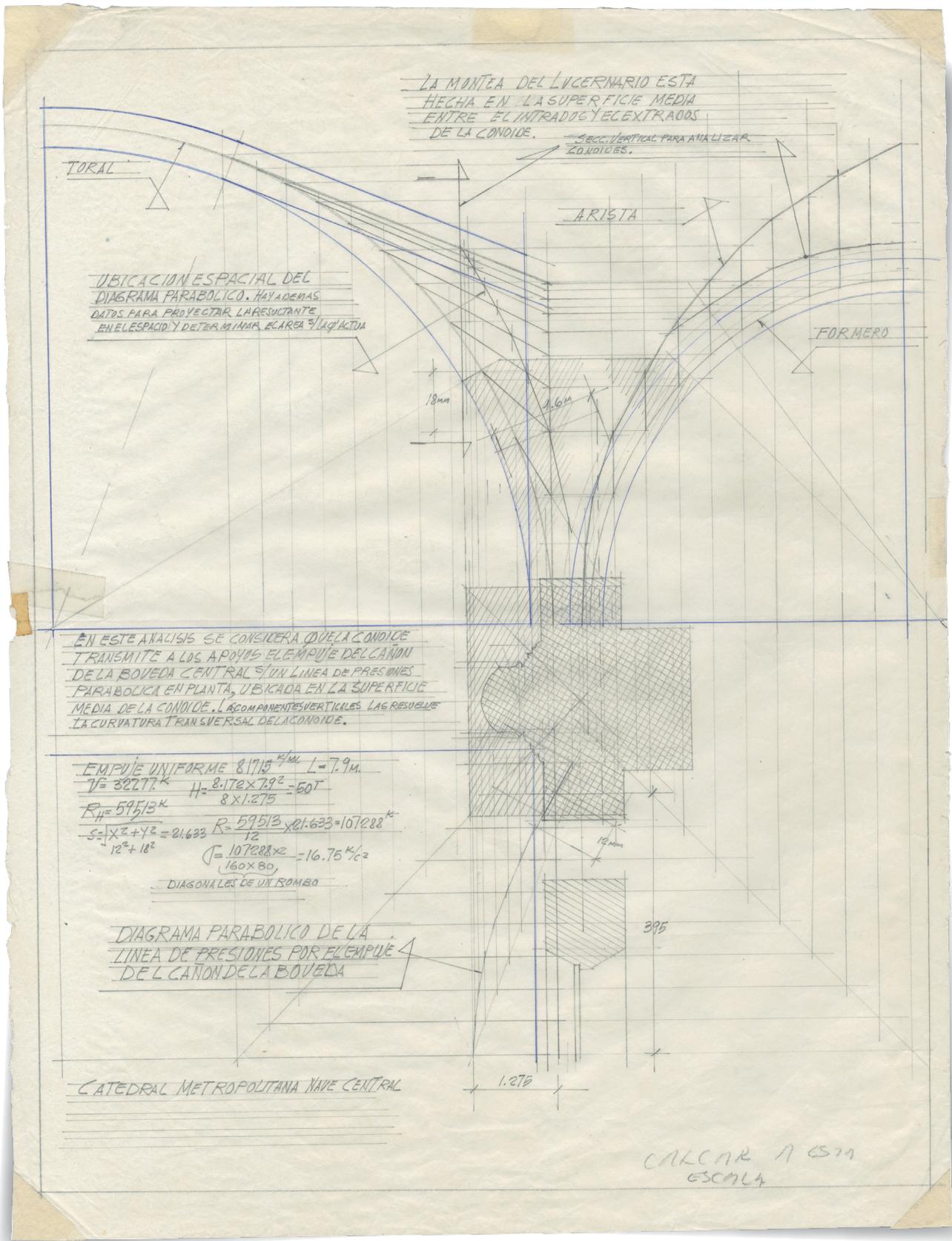
MISMO ARCO PODRA SUPLEMENTAR LAS FZAS VERTICALES QUE EL FUNICULAR PARABOLICO EN PROYECCION HORIZONTAL, QUE SUPUSE COMO CONTRARRRESTO Y CANALIZACION DEL EMPUJE DEL CANON DORMIDO, (VEA HOJA CORRESP) NECESITA PARA YACER EN LA SUP. DE LA CONOIDE.

CATEDRAL METROPOLITANA
LUCERNARIOS DE NAVE CENTRAL



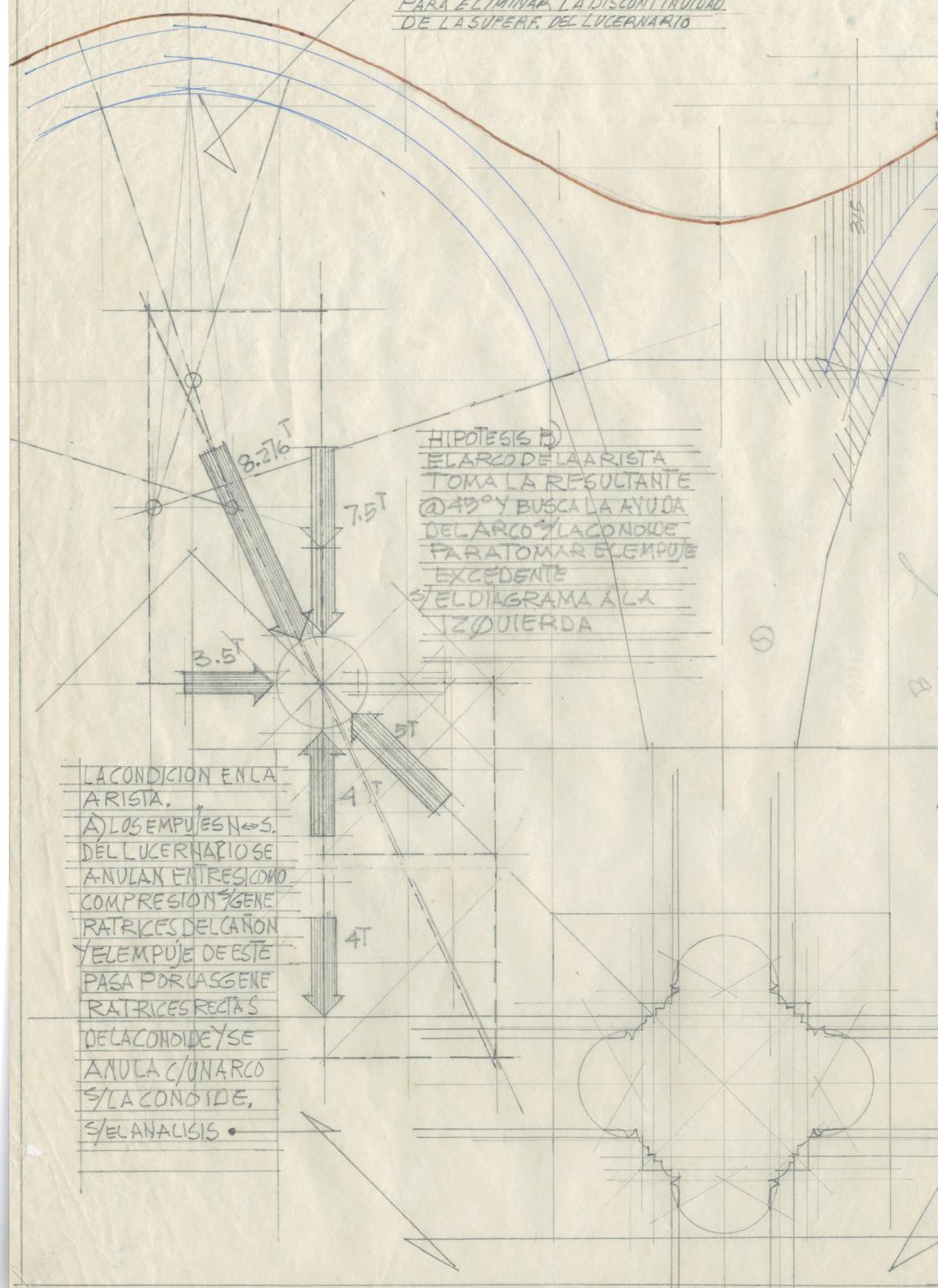
▲ Análisis de luneto

Estos hallazgos no son tan obvios como se podría suponer, ahora que ya se ha logrado exigir un análisis cuidadoso y exhaustivo de los elementos del edificio.



Trayectoria del polígono funicular en planta y alzado
 Diagrama parabólico de la línea de presiones por el empuje del cañon de la bóveda.

PROBABLE CORRECCION DE MEZCLA
PARA ELIMINAR LA DISCONTINUIDAD
DE LA SUPERF. DEL LUCERNARIO

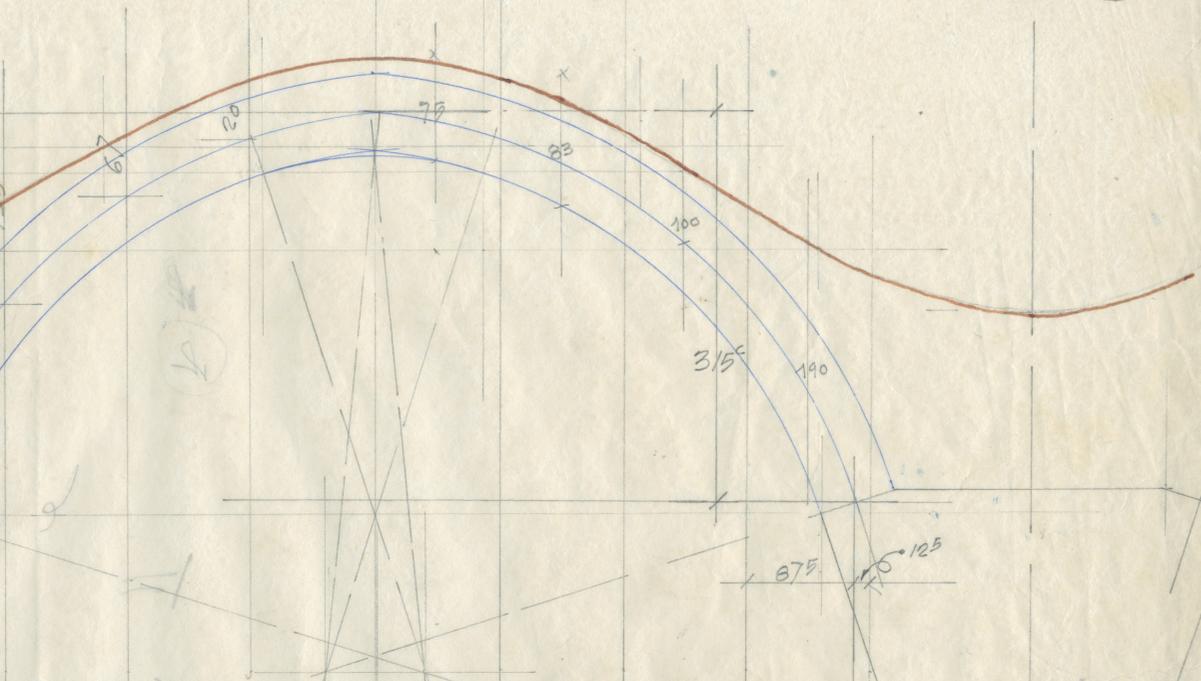


HIPOTESIS D)
EL ARCO DE LA ARISTA
TOMA LA RESULTANTE
@ 45° Y BUSCA LA AYUDA
DEL ARCO Y LA CONOIDE
PARA TOMAR EL EMPUJE
EXCEDENTE
S/ EL DIAGRAMA A LA
IZQUIERDA

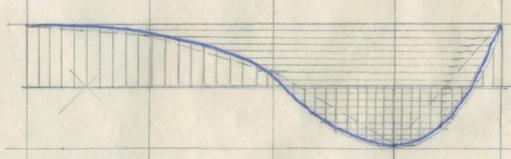
LA CONDICION EN LA
ARISTA.
A) LOS EMPUJES N^oS.
DEL LUCERNARIO SE
ANULAN ENTRE SI COMO
COMPRESION Y GENER-
TRICES DEL CAÑON
Y EL EMPUJE DE ESTE
PASA POR LAS GENE-
RATRICES RECTAS
DE LA CONOIDE Y SE
ANULA C/ UN ARCO
S/ LA CONOIDE,
S/ EL ANALISIS.

► Análisis de equilibrio longitudinal de los arcos de borde considerando la penetración de los lucernarios.

4



	1275 ^K	1395 ^K	1650 ^K	2550 ^K	d.T
0	1275 ^K	2670 ^K	4320 ^K	6870 ^K	T = 6870
	63750 ^{Kc}	197250 ^{Kc}	349500 ^{Kc}	489563 ^{Kc}	d.M
0	63750 ^{Kc}	261000 ^{Kc}	610500 ^{Kc}	1100063 ^{Kc}	M = 1100063 ^{Kc}
0	18.3°	74.7°	174.3°	3/5	H = 3492 ^K
0	20	67	155	3/5	Y _{MOM} P = 6.87 + 3.43 = 10.306
0	1.7	73	19.8	0	Y _{ARCO}
					DIFERENCIA
+	9.9	78.2	22.6	-9.9	+ 9.9



$$f = \frac{3492^2 + 3492 \times 9.9 \times 6}{6300^2 - 63^2 \times 100} = \frac{12100000 + 2100000}{39690000 - 630000} = \frac{14200000}{39060000} = 0.363$$

$$0.55 + 0.82 \rightarrow 1.08 \text{ \%/cm}^2$$

$$0.55 - 0.92 \rightarrow 0.03 \text{ \%/cm}^2$$

CONDICION DEL ARCO DE BORDE EN LA PENETRACION DE LOS LICERNARIOS.

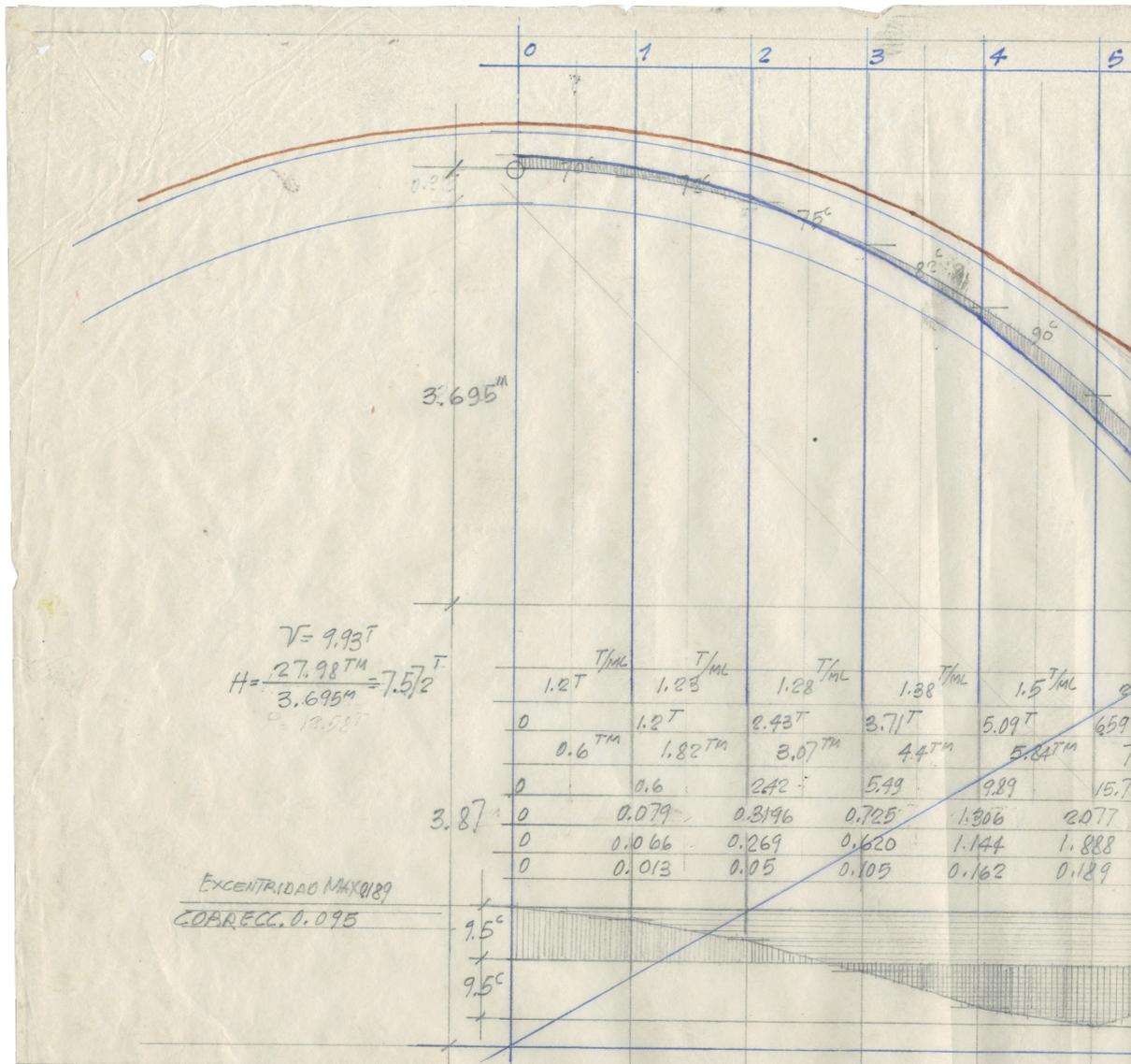
L = 9.3m f = 4.65 (ARISTA @ 45°) (DIAGR. M. PARABOLICA)

$$H = \frac{M = 7.5 \text{ T/ml} \times 9.3^2}{8 \times 4.65} = 17.4375 \text{ T} \quad V = 7.5 \times 4.65 = 34.875 \text{ T}$$

$$P = 39 \text{ T/ml} \quad f = \frac{39000}{6300} = 6.2 \text{ \%/cm}^2$$

SUMANDO LAS CIFRAS DE ARCO

$$f = \sqrt{6.2^2 + 1.1^2} = 6.3 \text{ \%/cm}^2$$



COMENTARIO.

SE MUESTRA EN EL DIAGRAMA DE EXCENTRICIDAD 1° LA CONDICION
 DIAGRAMA TRAZADO S/ EL EJE DE ARCO (HACHURAS HORIZONTALES)
 2° LA CONDICION DEL DIAGRAMA TRAZADO DESDE EL BORDE
 DEL TERCIO MEDIO (HACHURAS VERTICALES) Y ASI DETERMINA
 TAMAÑO NECESARIO DEL NUCLEO QUE MULTIPLICADO POR (3)
 ARROJA EL ESPESOR NECESARIO DEL ARCO.

NOTESE QUE DENTRO DEL RANGO DE COMPRESION A
 O DE EXCENTRICIDAD TOLERABLE HEMOS REPARTIDO
 POR PARTES IGUALES PARA ACOMODAR EL DIAGRAMA
 MAS FAVORABLE; TAL COMO LO HARIA MIS CON UN
 DUCTIL CUANDO ALCANZA LA CONDICION DE FLU
 POR LAS CARACTERISTICAS DEL MATERIAL EN EST
 ESA CONDICION CREARA ROTULAS FRAGILES POR

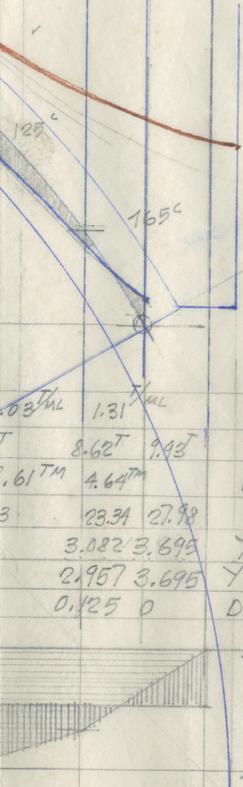
▶ Análisis de estabilidad
 del cañón corrido de la
 nave central.

6 6' 7

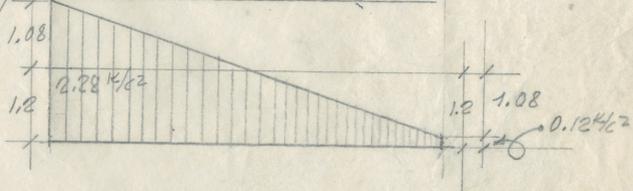
FRAN/A /MT. $W = Vol \times 1.5 \frac{T}{m^3} + 120 \frac{kg}{m^2}$ $dx = 1 \text{ MT}$
 $R = 7.565$ DETERMINACION COORDENADAS PTOS. ORIGEN EN LA CLAVE
 $Y = \sqrt{R^2 - x^2} - 7.565$

4

PTO	X	Y
0	0	0
1	1	-0.066
2	2	-0.269
3	3	-0.620
4	4	-1.144
5	5	-1.888
6	6	-2.957
6'	6.5	-3.695



$$T = \frac{7572^k + 7572 \times 9.45 \times 6}{6300 + \frac{100 \times 63}{1.20 \frac{1}{2} + 1.082 = 2.282 \frac{1}{2} - 1.082 = 0.120 \frac{1}{2}}}$$

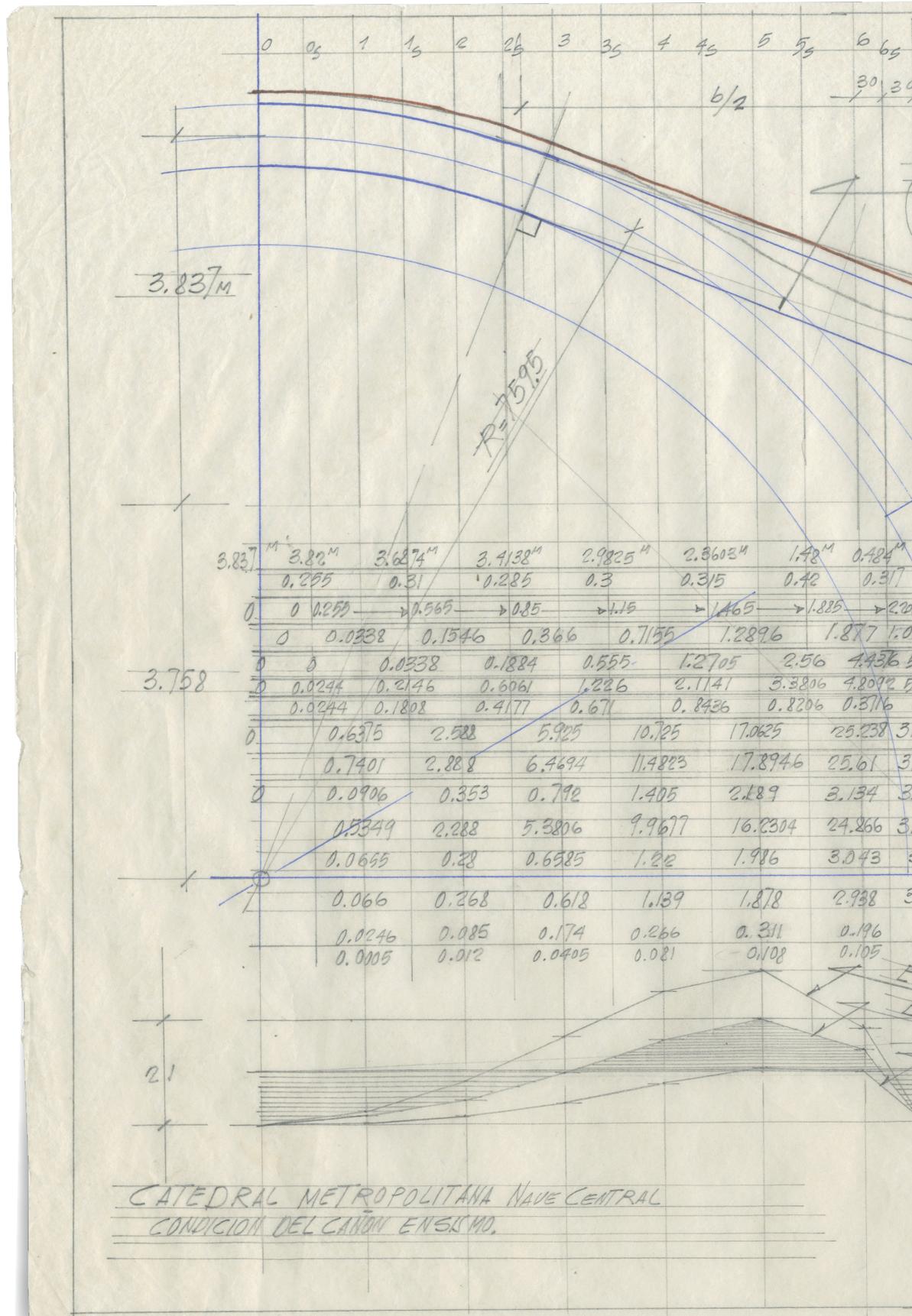


dT
r
dM
M
Y_{MOV}
Y_{ARCO}
DIFERENCIA Y_A-Y_M

18.9cm
 TERCIO MEDIO NECESARIO = 18.9cm
 ESPESOR DE BOVEDA 59.4° < 63°
 CONDICION DE REPASO

EN EL CASO DE UN CAMBIO EN LA DIMENSION DEL CLAVO DEL ARCO LA FUERZA HORIZONTAL (EMPUJE) (H) POR LA DISTANCIA AL EJE DEL ARCO SIGNIFICA UN MOMENTO, PUESTO QUE SE PRESENTA UNA SOLICITACION DE FLEXION, POR LA RAZON DE QUE TODO EL ARCO TIENE LA MISMA RIGIDEZ, LAS FRACTURAS O ROTULAS FRAGILES APARECEN EN LA ZONAS DE EXCENTRICIDAD MAXIMA RESPECTO A LA LINEA DE ACCION DE LA FZA DE CONTRARRESTO AL EMPUJE; ASI PRIMERO SE FRACTURA LA CLAVE Y DETERMINA EL PUNTO DEL DIAGRAMA POR EL PTO DE CONTACTO QUE QUEDA EN LA SECCION FRACTURADA Y LIBERA EL MOM. (EXCENTRICIDAD) QUE TENIA ESE MOM. SE TRANSPORTA AL OTRO EXTREMO Y ESTE CON LA EXCENTRICIDAD INCREMENTADA TAMBIEN SE FRACTURA.
 VOLVEMOS AHORA A TENER UN ARCO DE (3) TRES ROTULAS ISOSTATICO CON LA LINEA BASE DEL DIAGRAMA DETERMINADA POR LAS ROTULAS QUE UBICADAS UNA EN UNACABA Y LAS OTRAS EN LA OPUESTA, USAN LA TOTALIDAD DE LA SECCION COMO NUCLEO.

EL
 UR
 EL
 TRES
 DIVISIBLE
 EC. MOM.
 A LA CONDICION
 MATERIAL
 ENCIENCIA PLASTICA.
 CASO
 FRACTURA.



► Cuantificación de la condición del cañon en sismo adicionándole la sollicitación sísmica

Este análisis permite conocer numéricamente la generosidad del sistema para absorber sollicitaciones sísmicas y ratifica la capacidad arquitectónica de los constructores.

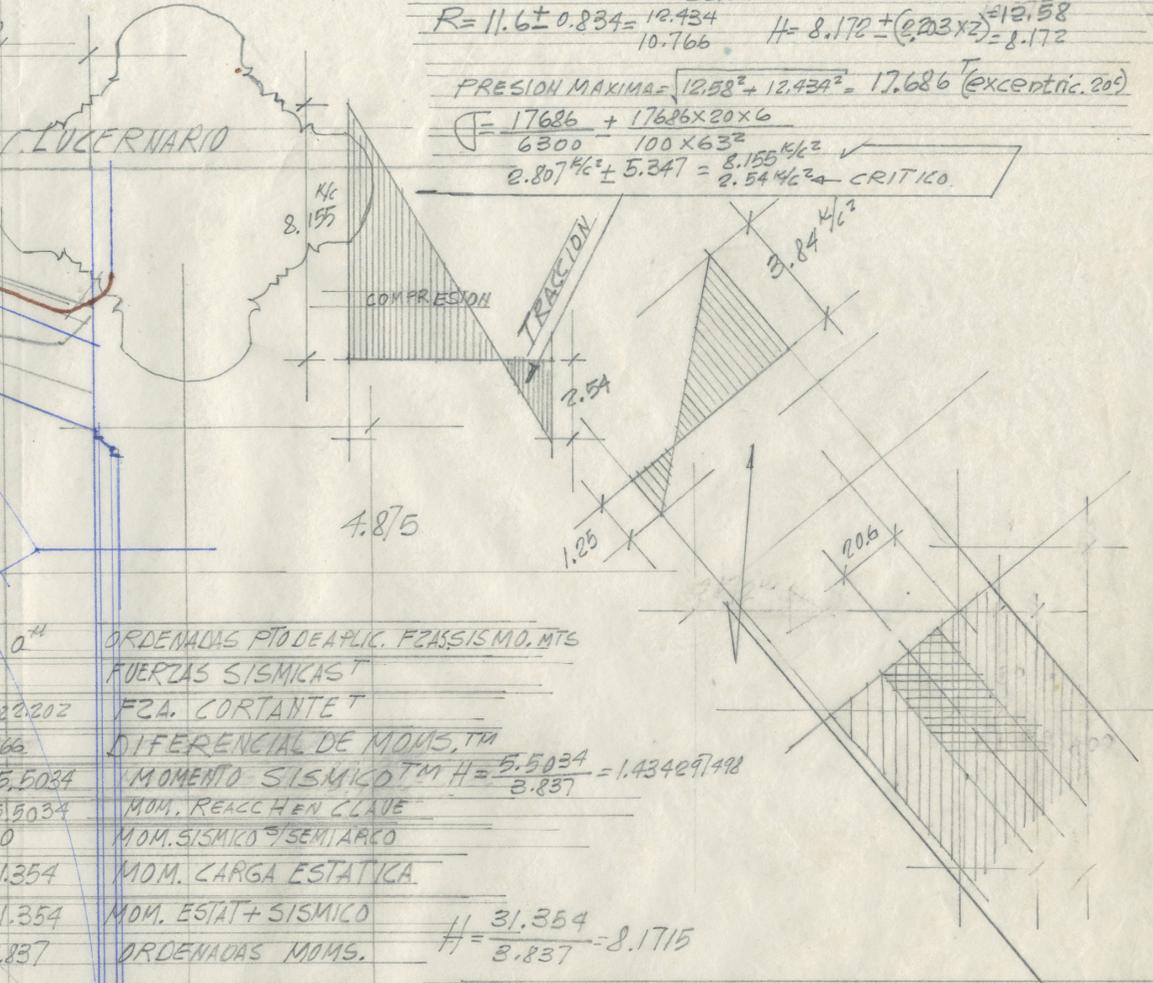
$$\text{MOM. DE VOLCAMIENTO POR SISMO} = \frac{5.5034 \times 2}{13.20} = 0.834^T$$

$$R = 11.6 \pm 0.834 = \frac{12.434}{10.766} \quad H = 8.172 + (2.203 \times 2) = 12.58$$

$$\text{PRESION MAXIMA} = \sqrt{12.58^2 + 12.434^2} = 17.686 \text{ (excentric. } 20^\circ)$$

$$F = \frac{17686}{6300} + \frac{17686 \times 20 \times 6}{100 \times 63^2} = 2.807 \text{ } \frac{\%}{\text{cm}^2} \pm 5.347 = 8.155 \text{ } \frac{\%}{\text{cm}^2}$$

$$2.807 \text{ } \frac{\%}{\text{cm}^2} \pm 5.347 = 2.54 \text{ } \frac{\%}{\text{cm}^2} \text{ CRITICO}$$



0.4	ORDENADAS PTO DE APLIC. FZAS SISMO, MTS
	FUERZAS SISMICAS
22.202	FZA. CORTANTE T
66	DIFERENCIAL DE MOMS, TM
5.5034	MOMENTO SISMICO TM H = $\frac{5.5034}{8.837} = 1.434297498$
5.5034	MOM. REACCHEN CLAVE
0	MOM. SISMICO SEMI ARCO
1.354	MOM. CARGA ESTATICA
1.354	MOM. ESTAT + SISMICO
8.837	ORDENADAS MOMS. H = $\frac{31.354}{8.837} = 8.1715$
1.354	MOM. ESTAT - SISMO
8.837	ORDENA MOMS.
8.837	ORDENADAS ARCO
0	EXCENTRICIDAD

$$\text{EXCENTRICIDAD } 31.1 - 10.5 = 20.6^\circ$$

$$F = \frac{8175^k}{6300} + \frac{8175^k \times 20.6 \times 6}{100 \times 63^2} =$$

$$F = 1.297 \text{ } \frac{\%}{\text{cm}^2} \pm 2.544 = 3.842 \text{ COMPRESION}$$

$$1.247 \text{ TRACCION}$$

EL LUCERNARIO SIN DUDA HACE MAS RIGIDA ESTA ZONA.

PERO ADEMAS LA MAMPRESTERIA DA UNA

* CAPACIDAD DESDE $24 \frac{\%}{\text{cm}^2}$ HASTA $38.5 \frac{\%}{\text{cm}^2}$ A COMPRESION

Y DE $4.65 \frac{\%}{\text{cm}^2}$ HASTA $8.21 \frac{\%}{\text{cm}^2}$ DE EF. CORTANTE

LO QUE HACE SUPONER A LA REGION CRITICA

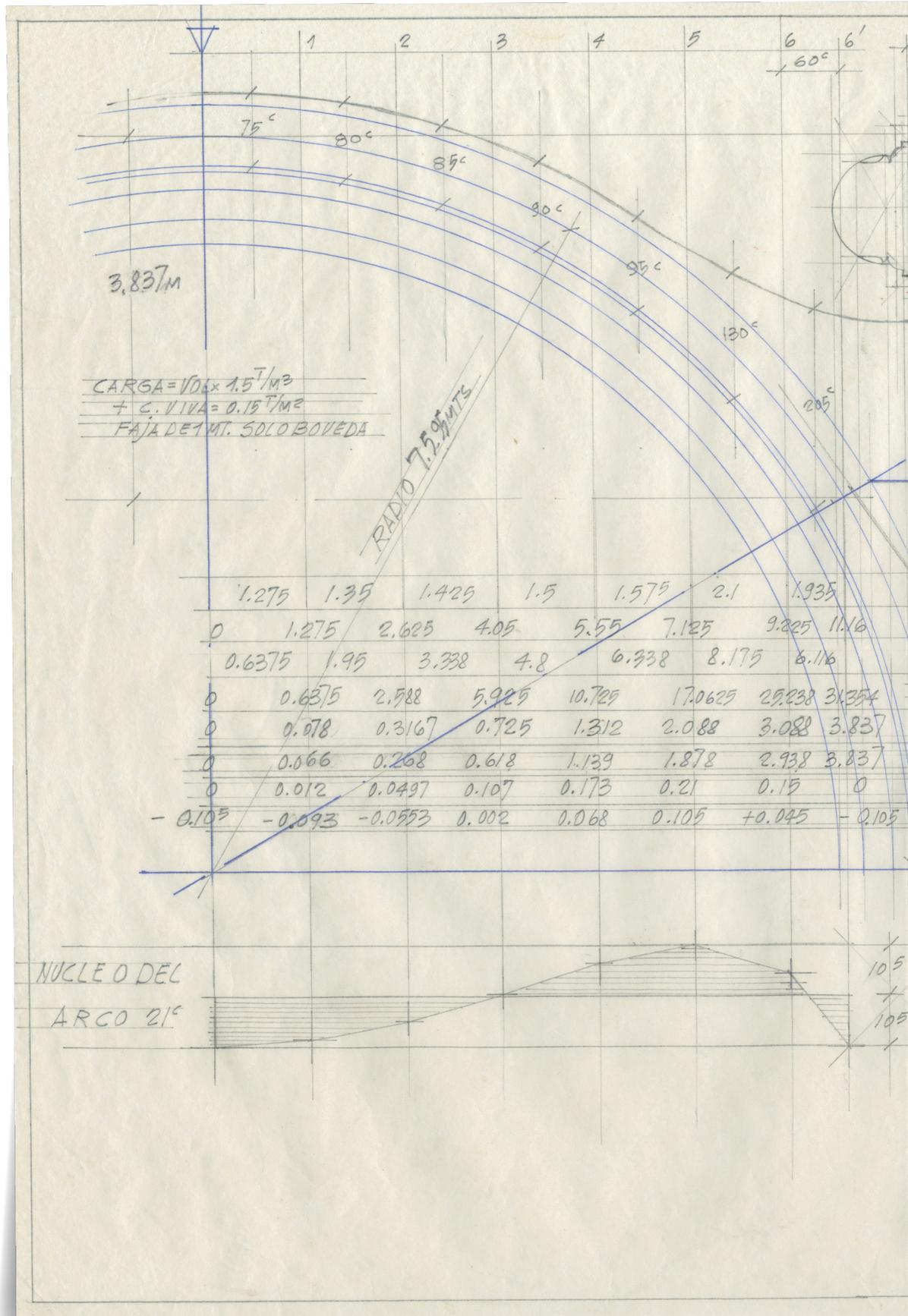
CAPA DE ESAS TRACCIONES

ABRAHAM ROBERTO SANCHEZ RAMIREZ

* DATOS DE ROBERTO MELLI.

INST. DE INGENIERIA 1990

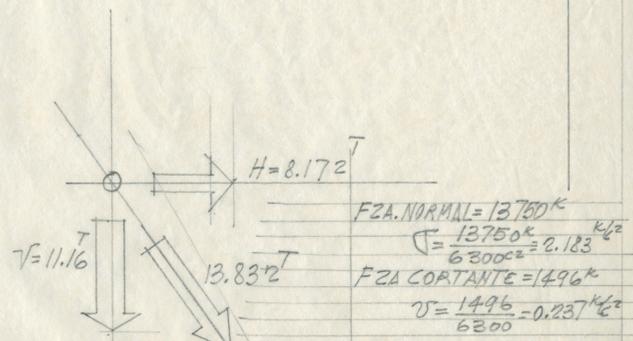
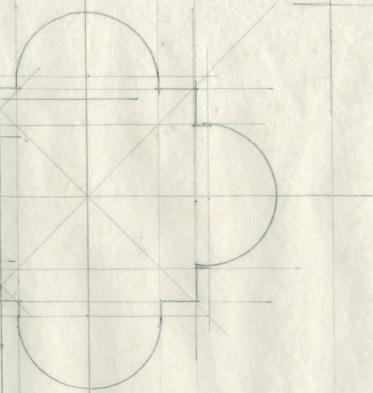
~~ESTATICA MAS SISMO~~
~~ESTATICA~~
~~ESTATICA MENOS SISMO~~



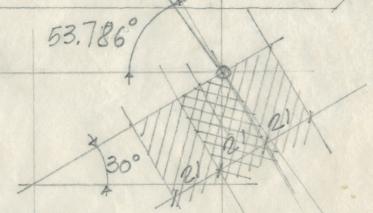
► Condición de esfuerzo del arco transversal

Este análisis permite localizar las rótulas frágiles y definir las zonas solidarias con el arranque de los arcos.

70



RESULTANTE EN EL ARRANQUE
 $\sqrt{8.172^2 + 11.16^2} = 13.8321T$



DIFERENCIAL DE CORTANTE
 FUERZA CORTANTE
 DIF. DE MOMENTO
 MOM. FLEXIONANTE
 $H = \frac{31.354TM}{3.837m} = 8.172$
 ORDENADA MOM. MTS.
 ORDENADA ARCO MTS
 ORD. MOM - ORD. ARCO (E)
 EXCENTRICIDAD DE CALCULO (E - 21/2)

$$\sigma = \frac{8172K + 8172K \times 10.5 \times 6}{6300cm^2 - 100 \times 63^2} = 2.594 \frac{K}{cm^2}$$

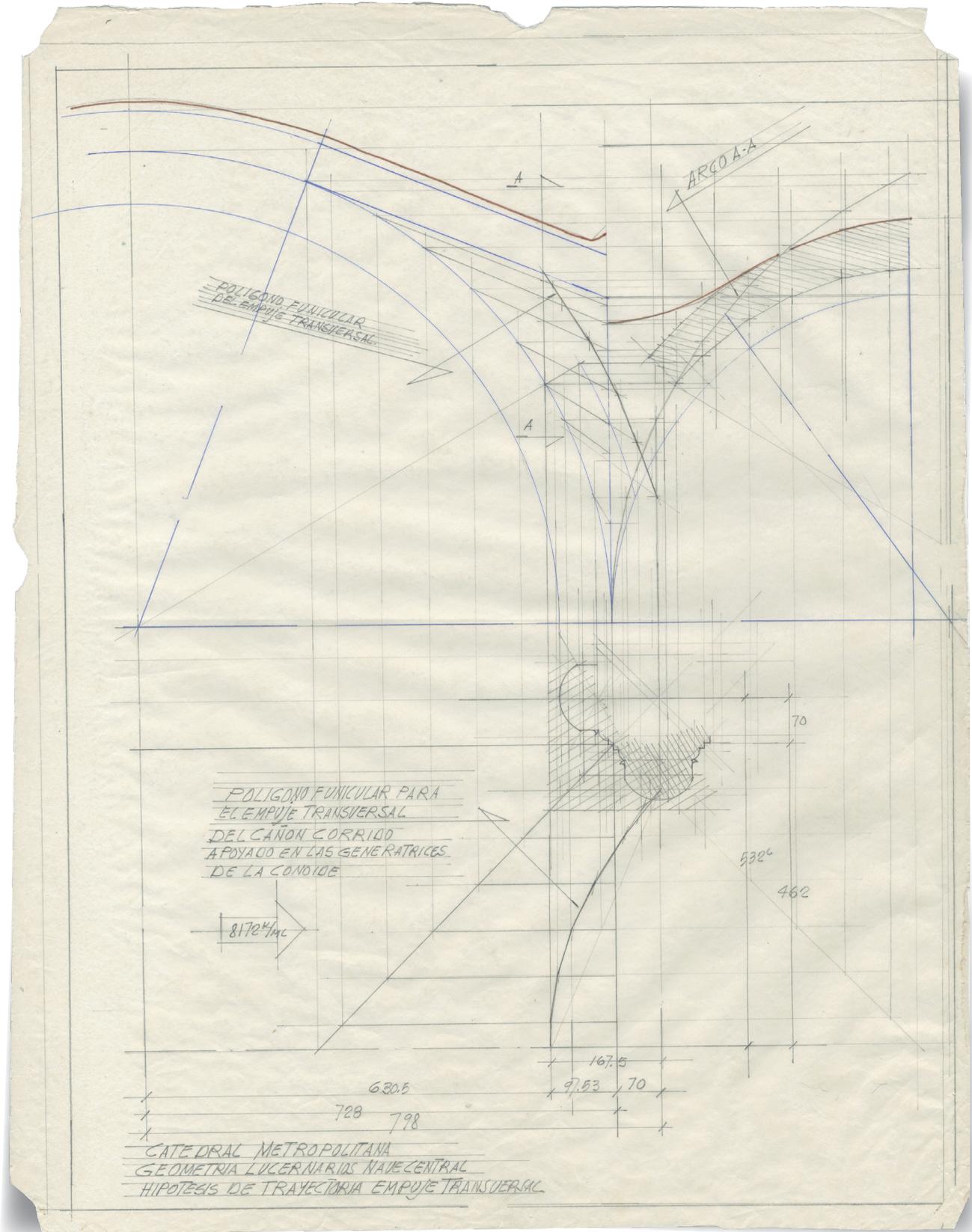
$$1.297 \frac{K}{cm^2} \pm 1.297$$

$$FUERZA CORTANTE = 7125K$$

$$\tau = \frac{7125}{6300} = 1.131 \frac{K}{cm^2}$$

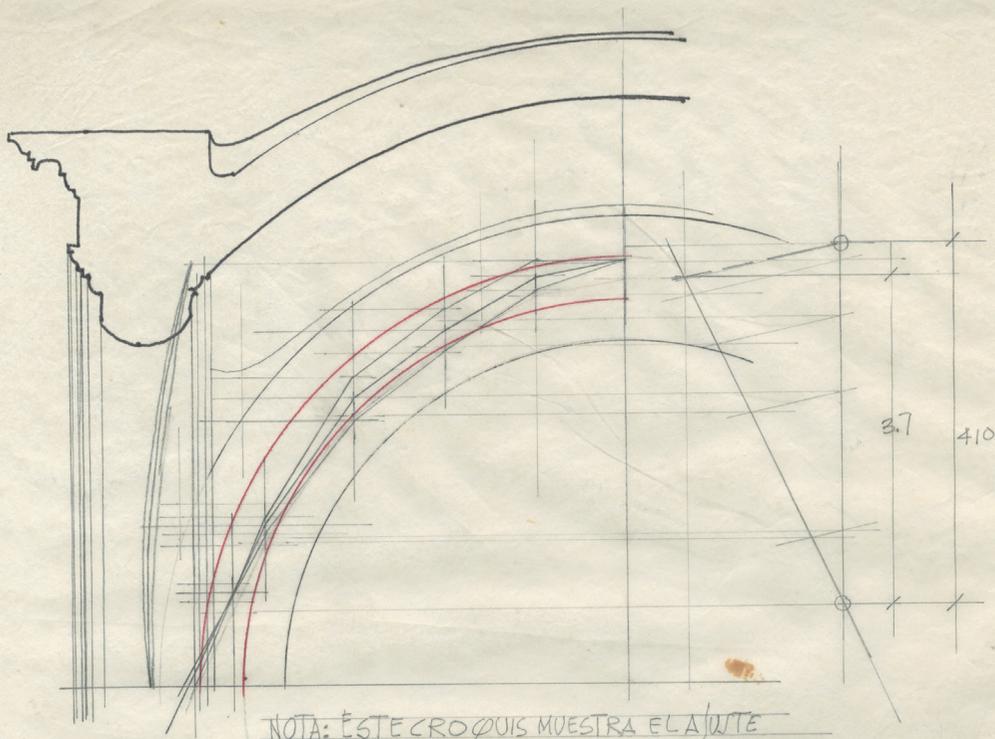
CATEDRAL METROPOLITANA NAVE CENTRAL
 REVISION DE ESFUERZOS EN LA BOVEDA.

CONDICION DE ESFUERO DEL
 ARCO TRANSVERSAL



▲ Análisis transversal del polígono funicular

Esta lámina consigna la trayectoria de las fuerzas de equilibrio hasta los botareles prismáticos, fundamentales para la estabilidad del templo.

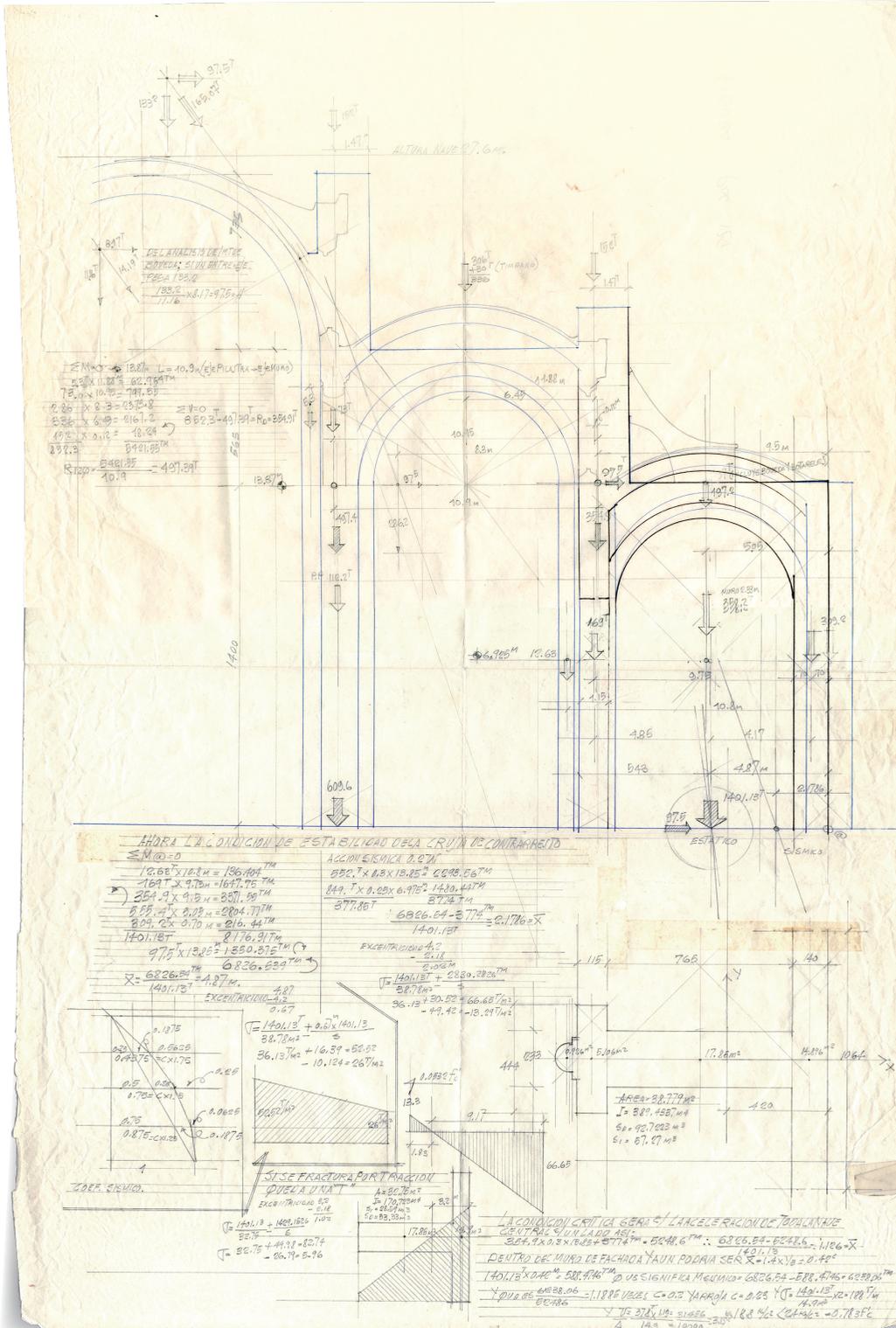


NOTA: ESTE CROQUIS MUESTRA EL AJUSTE
 TRAZO NECESARIO PARA ACOMODAR EL
 DIAGRAMA ESTÁTICO + SISMO DENTRO
 DEL TERCIO MEDIO DEL ARCO.
 A) SE REDUJO LA FLECHA DE 4.10 MTS @ 3.70 MTS
 B) SE DESPLAZO EL DIAGRAMA AL EXTRADOS DEL
 TERCIO MEDIO (65+63) DE PARALELO @ SI MISMO

C) SE CONSIDERA QUE AL TRAZAR EL DIAGRAMA COMO UNA
 CURVA CONTINUA PASARA DENTRO DEL TERCIO CENTRAL

EN CUANTO A LA VISTA LATERAL DEL DIAGRAMA SE VE QUE
 15° DE DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DE 24° = 24 x .15 = 3.63m @ ESCALA 0.56 - 0.15
 SIGNIFICA 1.70 DE MM VER CROQUIS SIGUE DENTRO DEL ARCO 3.7
 RECUERDESE QUE NO SE CONSIDERO LA CARGA VERTICAL
 QUE DESCENDE DE LA NAVE CENTRAL (TIMPANO + UCERNARIO)

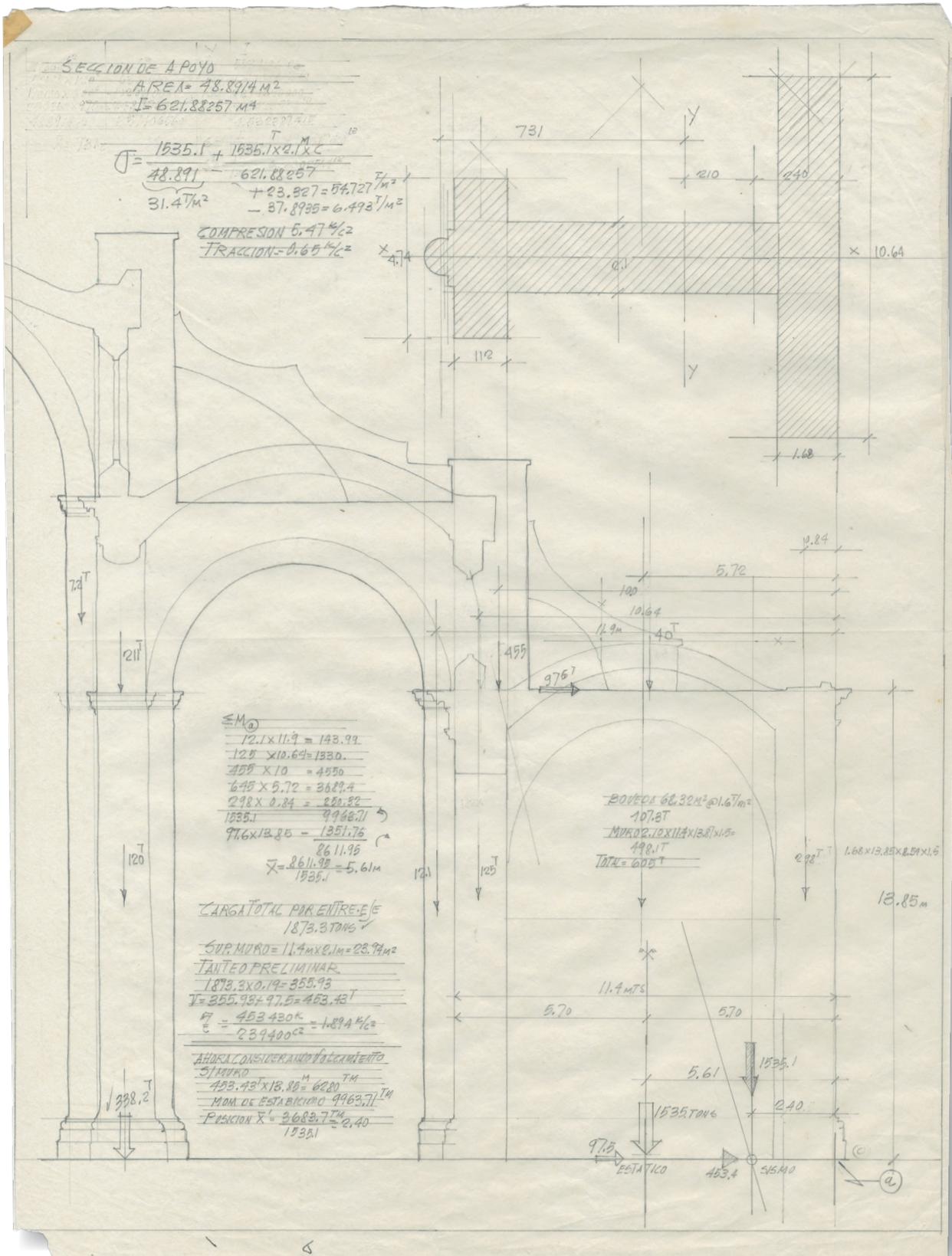
▲ Ajuste de trazo, diagrama estático + sismo.



▲ Condición de equilibrio transversal del sistema estructural

La solución integrada en los sucesivos pasos constructivos transmite el empuje central hasta el contrarresto exterior.

La trayectoria de fuerzas que ilustra este análisis, hasta el contrarresto y el piso, demuestra que los botareles exteriores no son necesarios para la estabilidad del templo y esto explica que no existan en el costado oriente de la nave central a la altura del coro y que los construidos son producto de otras razones.



▲ Diagrama de cortante rectangular.



▲ La columna del lado derecho ilustra dislocamientos como un mecanismo para absorber la gran deformación de la torre poniente.

La práctica tradicional repara grietas en los edificios, retacándolas con el mismo material, y aun, acuñado con rejones de piedra, el mortero fresco dentro de las grietas; los restauradores contemporáneos reinyectan morteros de fraguado sin contracciones y aun expansivos en las grietas.¹¹

En todo caso se busca reponer el contacto completo entre las superficies fracturadas, para evitar que las presiones ejercidas sobre áreas reducidas por las fracturas alcancen niveles peligrosos. Pero también estas superficies reducidas y con niveles altos de esfuerzo definen los puntos a través de los cuales se transmiten las presiones, y se pueden considerar como rótulas frágiles.

Contemplar un arco fracturado permite hablar de un arco de tres articulaciones, prototipo de estructura isostática. Contemplar la totalidad del edificio hace del mismo un problema determinado y puramente estático.

Si además tenemos el testimonio de las deformaciones que presenta el edificio y las podemos fechar, conociendo la geometría de las bóvedas y los efectos de la rigidización por forma, que influyen en el comportamiento del edificio, podemos estimar si son o no perceptibles las deformaciones existentes y las nuevas que, por la corrección de los plomos, van a aparecer. También tendremos la facultad de resolver el problema de reponer plomos y preservar las bóvedas sin dañar el aspecto del monumento.

Inducir giros al renivelar un cuerpo rígido es inevitable; esto produce desplazamientos verticales y horizontales. Al combinar estas reacciones en dos cuerpos rígidos y opuestos podremos abrir o cerrar la luz de una bóveda. De igual manera, al girar más un cuerpo que otro, se podrán corregir deformaciones asimétricas; esto puede ser simultáneo o con un solo cuerpo girando y el otro en reposo. Dicha armonía fue el objetivo principal de control geométrico durante el proceso de subexcavación.

Cerrar la luz de la bóveda de la catedral implica que toda la zona del contrarresto gire en sentido inverso a su deformación, su deformación anterior; el ángulo que se desee corregir propiciara fracturas en la clave y riñones de la bóveda, al acomodarse a la nueva geometría que impone el cinturón de contrarresto.

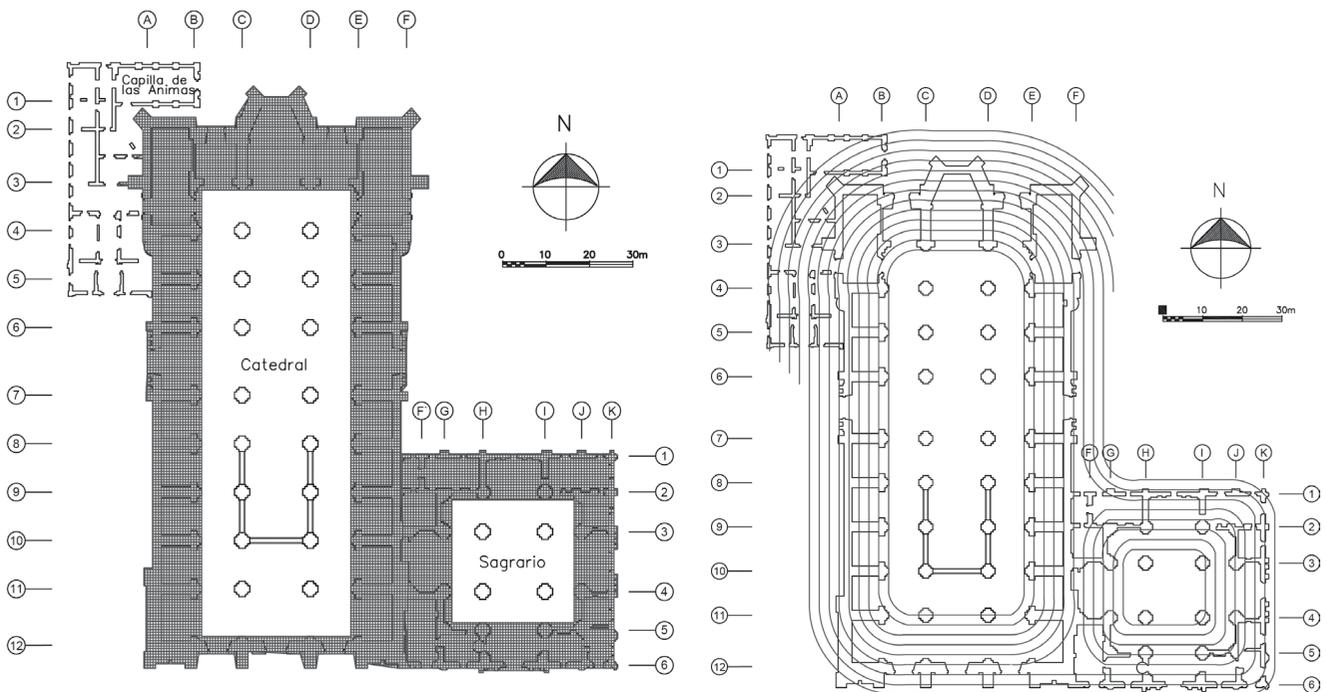
La geometría peculiar de estos monumentos permite definir tanto zonas rígidas como frágiles, y con herramientas de cálculo y geometría determinar los puntos de fractura. Conocido lo anterior deberán considerarse los efectos que esta conducta esperada en la bóveda y se percibían como un mecanismo adicional para aproximarse al esquema original de equilibrio.

¹¹ El proceso consistió en colocar puertos de inyección a cada 30 o 50 cm, distribuidos de manera uniforme a lo largo de las grietas. Después se fijaban con grout no ferroso, se sellaban las grietas y se procedía a la consolidación mediante la inyección de lechada con la siguiente proporción: 14 kg de cemento puzolánico, 0.08 kg de pozzolith, 0.84 kg de flowcable y 5.32 l de agua limpia. El procedimiento iniciaba de los puertos más bajos hacia los más altos, mediante un abomba manual a una presión de 3 kg/cm².

Comprensión de la forma construida

La forma arquitectónica la determinan las limitaciones de los materiales y la disponibilidad de la tecnología constructiva, junto con las posibilidades económicas del lugar y la época. Estos factores deben combinarse para realizar una obra como la que nos ocupa.

Su comprensión, como consecuencia del programa arquitectónico, fue una labor fundamental para interpretar las grietas durante la regresión, las cuales constituyen las rótulas frágiles del mecanismo de falla. No obstante el sistema de restricciones impuesto garantiza la estabilidad del sistema estructural.



En el sistema de contrarresto ambos edificios establecen las restricciones que garantizan su estabilidad.

▲ Condiciones de estabilidad relativas al sistema de contrarresto

Hay dos condiciones básicas:

1. La reposición de las restricciones que el sistema de contrarresto impone al recinto avoheado tanto en catedral como en el sagrario.
2. Reducir el alabeo del segmento sur del crucero de catedral debido a la mayor velocidad de hundimiento del vértice sur occidental.

Ambas acciones replomearán el sistema restrictivo y los pilares tomarán otra vez una mejor condición.

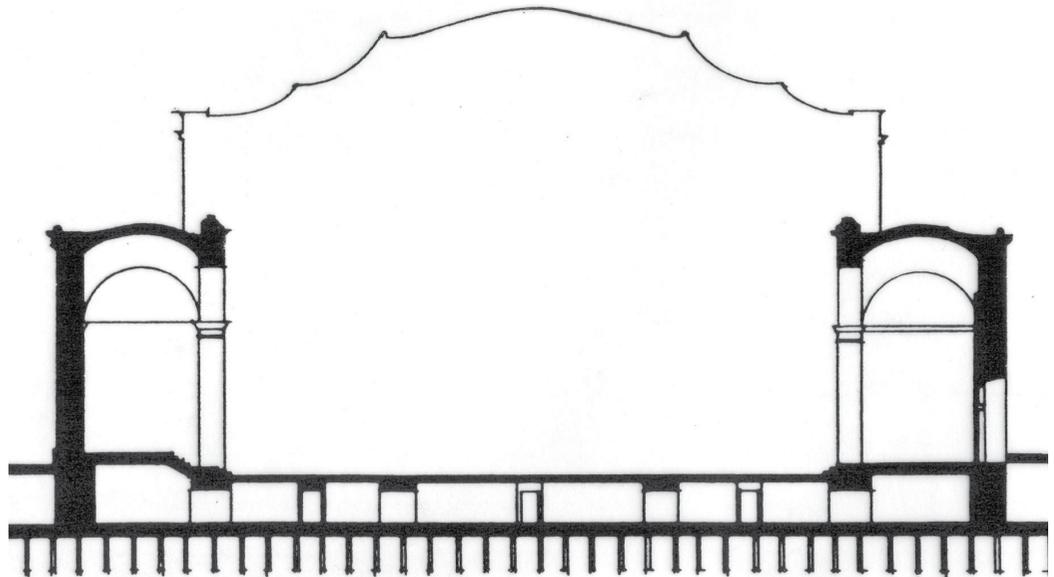
El conjunto monumental fue concebido como una totalidad que incluye a la cimentación, cuya eficacia le ha permitido sobrevivir durante el proceso de deterioro, gracias a la cohesión de la placa dúctil, la cual podrá regresar también.

La investigación del suelo del sistema de pilotes y su interacción con la placa original de cimentación, mejorada en 1937, condujo a las siguientes consideraciones:

- La cimentación original debe conservarse activa, porque es la única capaz de soportar al monumento y es la que proporciona la capacidad de restricción al sistema abovedado.
- Las condiciones hidráulicas de la cuenca son una circunstancia que no podemos modificar.

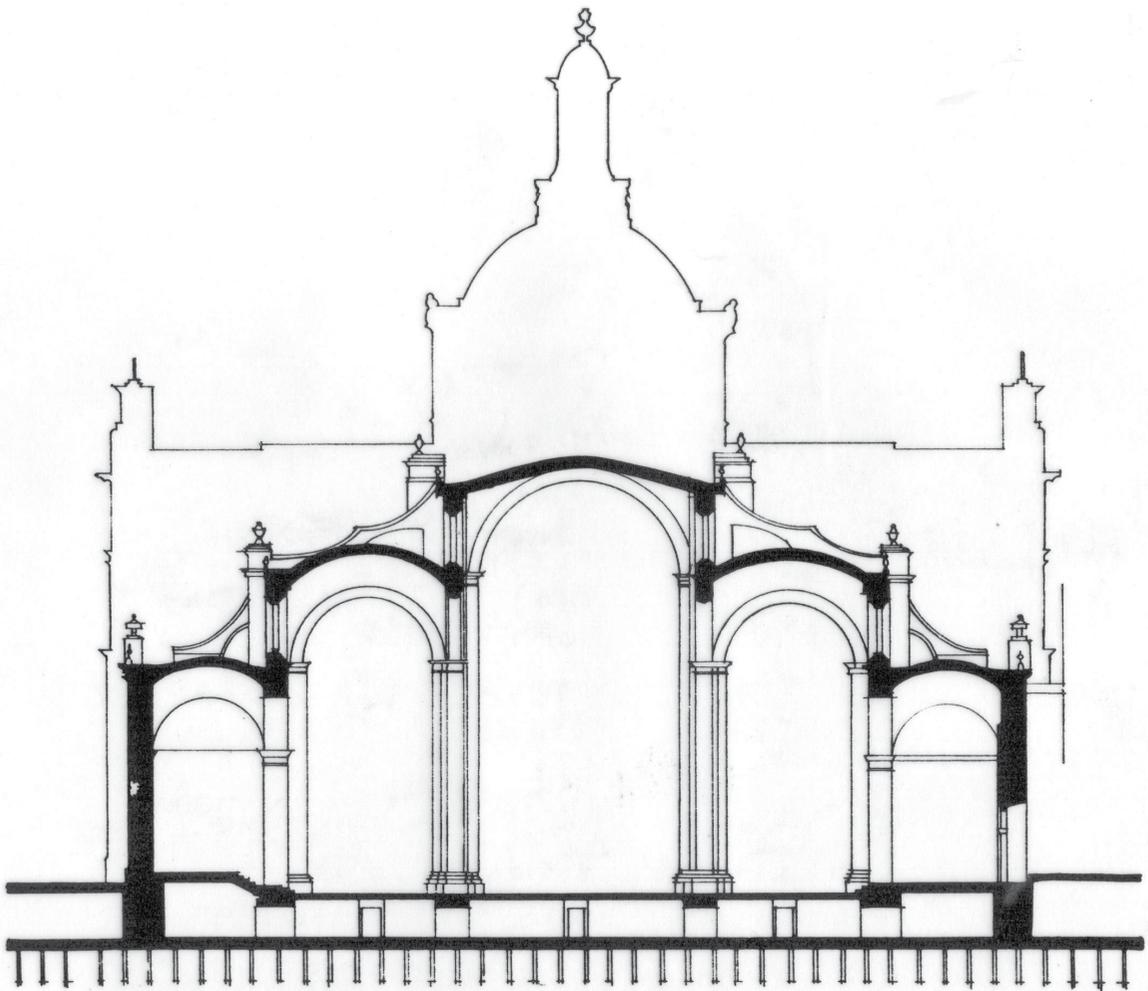
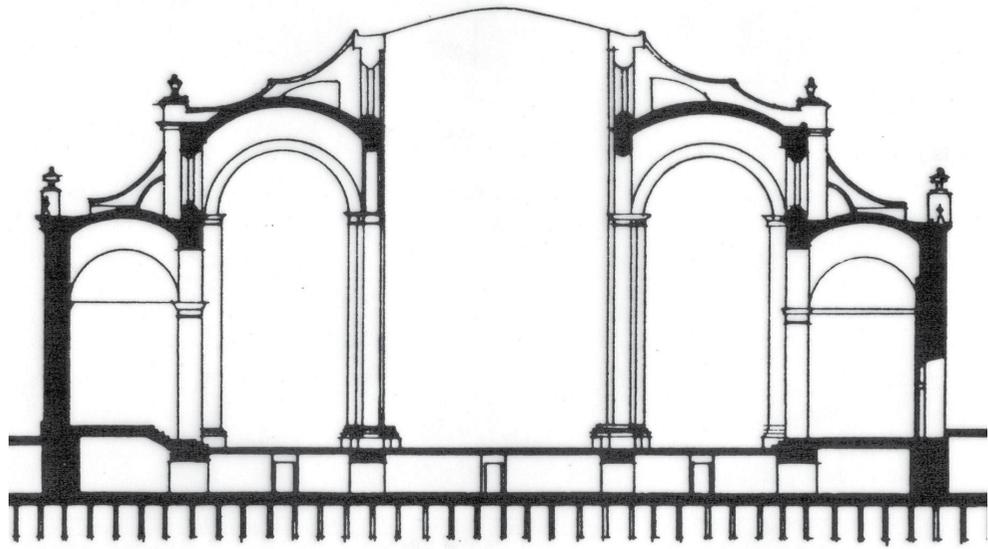
Hay tratados y documentos de la época que permiten afirmar que estas soluciones son parte de la cultura profesional de sus autores y que permanecen e informan de los cambios estilísticos, que son el ropaje de un criterio de estabilidad tradicional y que asume, además, las circunstancias geográficas, económicas y sociales de la época.

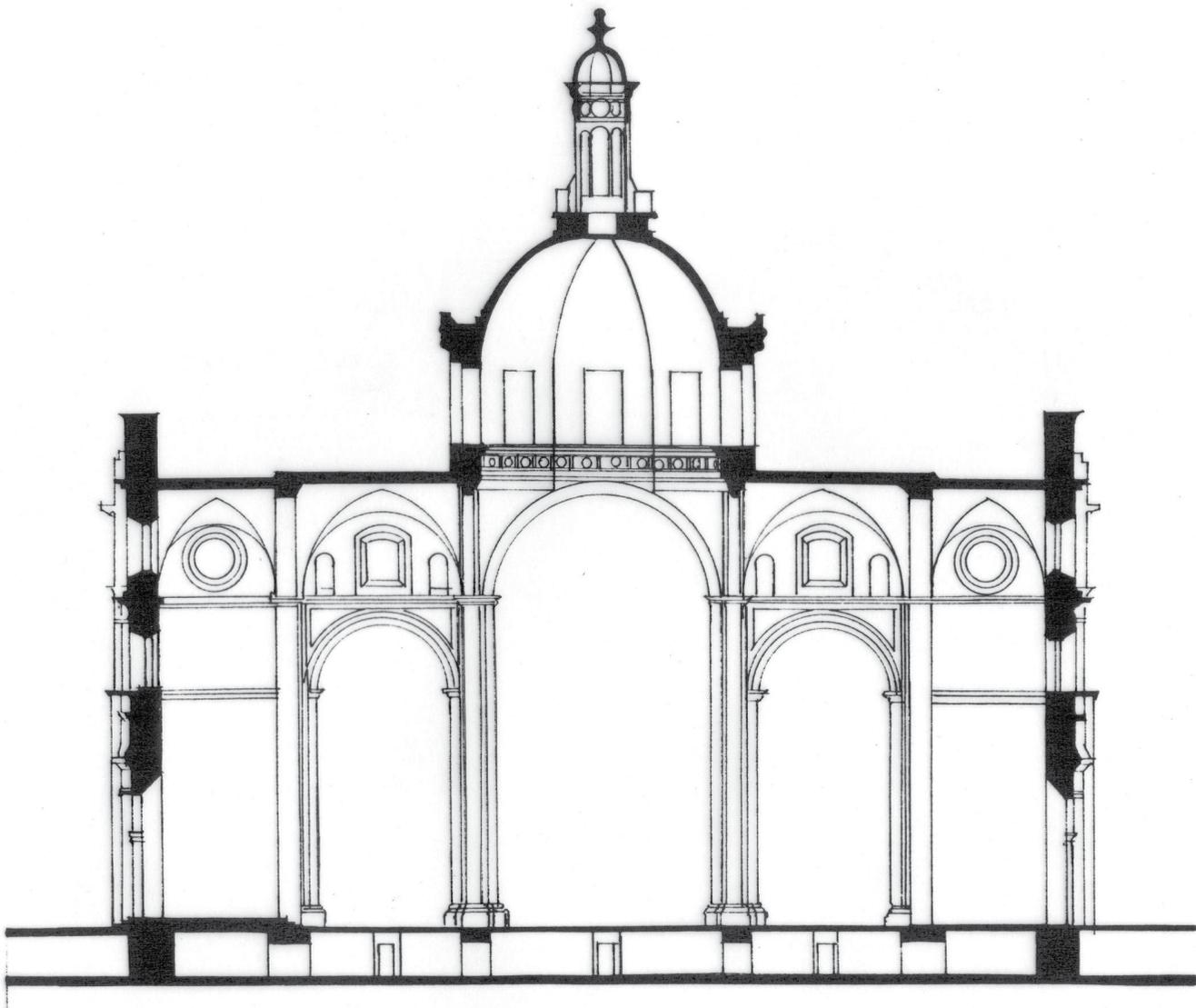
La descripción del proceso constructivo permitió comprender la estructuración de ambos edificios y las cicatrices de sus elementos, a la luz de una teoría adecuada de validez demostrable; asimismo, comprobar la hipótesis de comportamiento estructural en ambos edificios y el análisis que las deformaciones ilustran sobre el comportamiento ante las sollicitaciones externas. De allí se derivaron las acciones de rescate y de ellas, así como los métodos para controlar el proceso.



El proceso constructivo inicia en la zona norte. El pedraplén de 1.2 a 2.1 de espesor se inicia desde 1536 y la estructura en 1573 por el arquitecto Claudio de Arciniega. Los muros de la fachada, los de división entre capillas y los que dan a las naves procesionales de las crujiás exteriores del templó, junto con el pedraplén de cimentación son el contrarresto tubular y continuo para las bóvedas del templo y se construyen primero.

Las naves procesionales techadas con bóvedas de platillo transmiten a los muros de contrarresto el empuje de la bóveda de la nave central y por ellas continua eslabonándose los elementos en el espacio arquitectónico y en el tiempo.

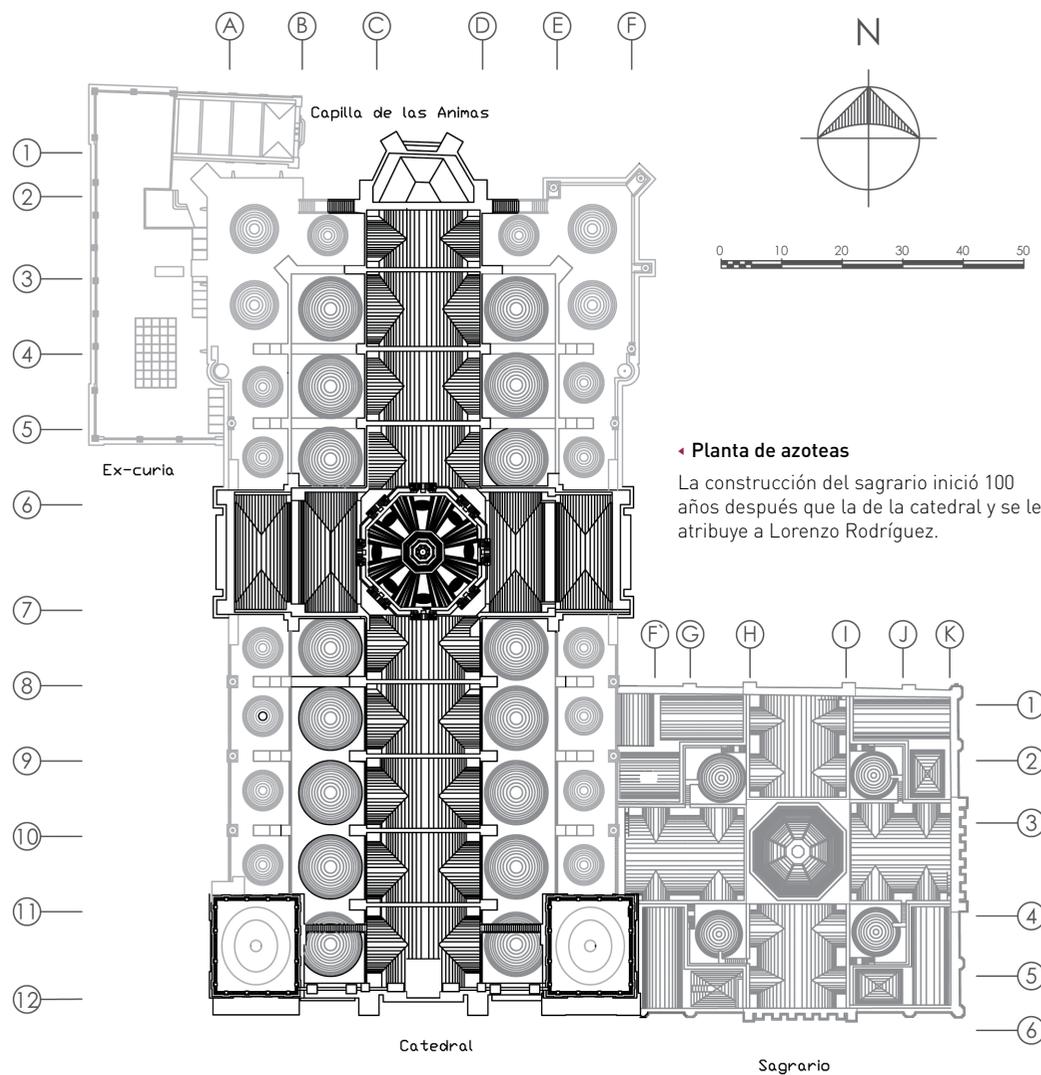




▲ **Evolución del sistema constructivo (continuación)**

El proceso constructivo culmina con la nave central circundada por las capillas devocionales, el ábside, la sala capitular y la sacristía como refuerzo en el norte y al sur por la fachada con sus dos contrafuertes y flanqueada por ambas torres; queda finalmente enmarcada dentro de un sistema apto para enfrentar sismos.

La cúpula central emerge como contraste lógico en el cruce de las bóvedas interiores que entiban. En 1667 el maestro mayor Luis Gómez de Trasmonte termina la cúpula principal. En 1791 el arquitecto José Damián Ortiz de Castro terminó ambas torres de la catedral y de 1803 a 1812 el arquitecto Manuel Tolsà terminó las obras de la catedral logrando correcciones visuales que realizan la obra monumental.



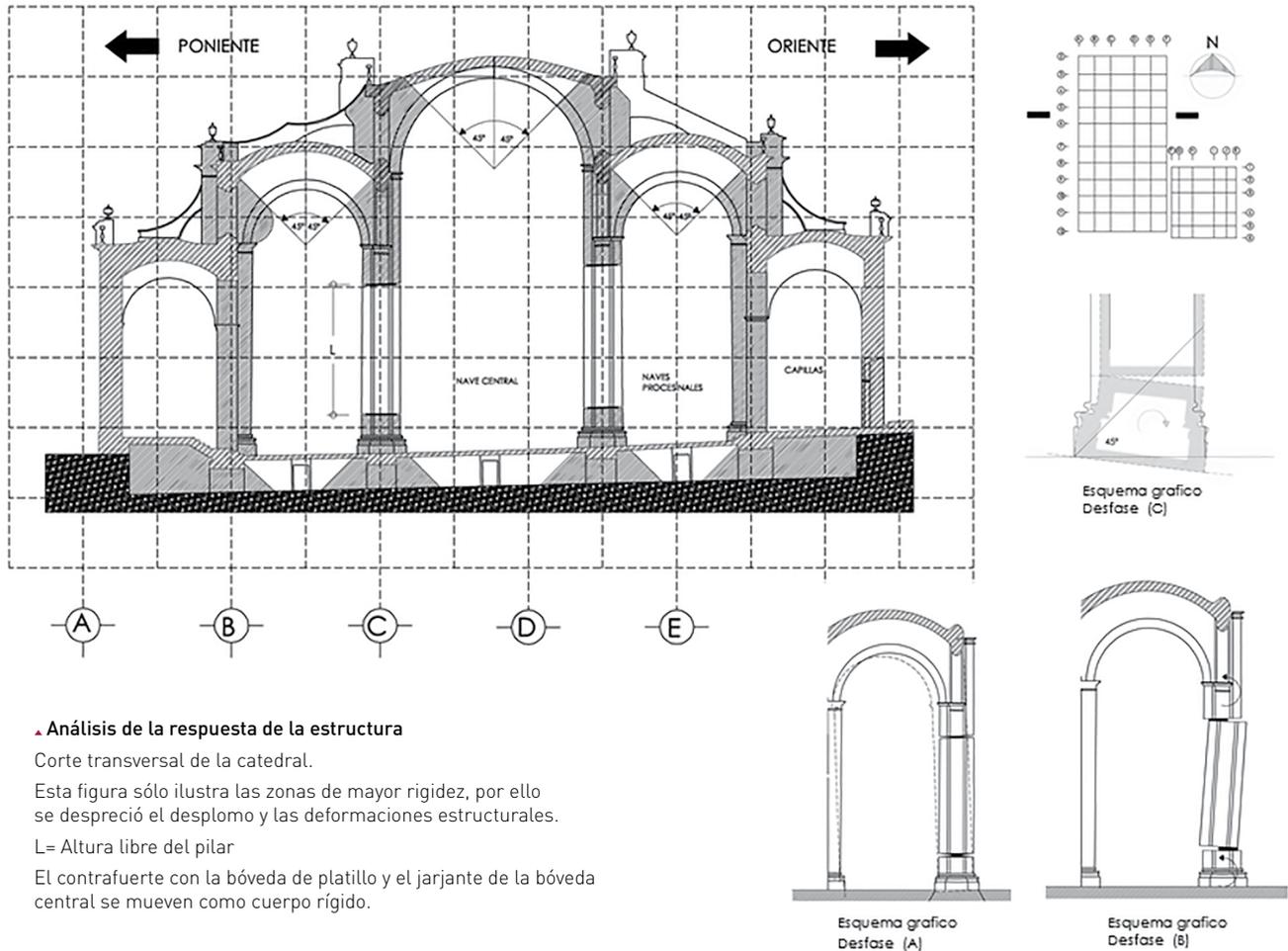
El desnivel entre el vértice sur occidental y el borde oriental del ábside de 2.40 m provocó una torsión que alcanzó hasta 2% de pendiente en el lindero sur, respecto a la porción norte, que conserva una condición cercana a la horizontal en la nave central y el costado oriental, pero que acusa un quiebre sobre el borde occidental (eje "C") con un giro hacia afuera de la nave procesional y las capillas devocionales.

Las grietas reparadas por el mantenimiento en el pasado, ahora serán solicitadas al revés, las zonas retacadas serán comprimidas y las que fueron comprimidas ahora se extenderán; debemos esperar una condición recíproca en el sistema de grietas que exigirá reparaciones permanentes para conservar el nivel de esfuerzo dentro del rango mínimo.

Los límites de este proceso pueden y deben determinarse a partir de la información del nivel de feligresía; la interacción suelo estructura es función de los cambios del suelo. Para la investigación, estos cambios resultaron ser el instrumento para controlar el rescate del conjunto arquitectónico.

Respecto a la necesidad del modelo teórico del comportamiento de la estructura de la catedral durante el proceso de corrección, éste se fundó en el trabajo del señor

Jacques Heyman, descrito en la publicación titulada *The safety of Masonry Arches*, en la cual menciona los efectos de las grandes deformaciones sobre los arcos de mampostería,¹² cuya directriz está condicionada por los materiales disponibles y su característica de sólo absorber esfuerzos de compresión que exige usar conceptos de resistencia por forma.



▲ **Análisis de la respuesta de la estructura**

Corte transversal de la catedral.

Esta figura sólo ilustra las zonas de mayor rigidez, por ello se despreció el desplomo y las deformaciones estructurales.

L= Altura libre del pilar

El contrafuerte con la bóveda de platillo y el jarjante de la bóveda central se mueven como cuerpo rígido.

¹² La consolidación de grietas se realizó después del mes de julio de 1998, cuando concluyó el proceso correctivo. Por ello en algunos archivos fotográficos aparece el extradós de las bóvedas con el color de las lonas, las cuales impedían que se infiltrara el agua hacia el interior.

Esa condición de inestabilidad del proyecto que nos ocupa ha provocado formas y características que evolucionan desde el desarrollo de la técnica de extracción, corte y labrado de piedra, hasta la creación de la geometría y manejo conceptual del problema que significa la estéreoforma.

Otro aspecto muy relevante del tema es el contexto físico y social en que actúa la cultura profesional de los constructores. En nuestro caso, la veloz evolución desde el estilo mudéjar, pasando por las bóvedas de tracería góticas hasta la solución renacentista, fue provocada sin duda por el suelo lacustre, los sismos y la abundancia de mano de obra.

Así, el problema compositivo exigió ubicar la materia en la trayectoria de las fuerzas resultantes de la interacción entre la gravedad y las restricciones que imponemos a un sistema edificado.¹³ Este último aspecto es particularmente importante para comprender por qué las deformaciones no han destruido al monumento y cómo esa misma capacidad permitiría recuperar una condición segura para él mismo.¹⁴

El proceso constructivo, la restricción a las deformaciones, la necesidad de enfrentar sismos, la sabiduría que conjuga la acción de diafragma de las bóvedas con los muros de contrarresto y la cimentación, definen el modelo estructural que eligieron los arquitectos y puede describirse como un cinturón perimetral de contrarresto que confina al gran recinto abovedado sobre las pilastras en la nave central y el crucero, localizando en su intersección a la cúpula central, desplantada sobre cuatro trompas cilíndricas.

Los hundimientos del suelo y las aceleraciones sísmicas producen desplazamientos en los apoyos, los cuales inducen momentos flectores que se expresan como excentricidades mayores a las admisibles en la clave y en el salmer de las bóvedas. La incapacidad de las mamposterías frente a las tracciones fractura reduce aún más su rigidez, provocando una rótula frágil en esos puntos, con lo cual restablece de manera natural la condición de equilibrio en los arcos que las tres rótulas determinan. Este es un esquema de equilibrio que describe el modelo estructural que se observó en la catedral.

También, los pilares sometidos a sollicitaciones de flexión por giros en los plintos y arranque de las bóvedas se deforman en un proceso semejante al de las bóvedas, pero con sólo una o dos rótulas. Desde esta óptica, se concibe la reversión de la deformación como una marcha atrás del mecanismo, cuando el cinturón de contrarresto regrese a la posición favorable que perseguimos.

¹³ Es un concepto distinto al convencional porque, basándose en una geometría creativa, busca que los elementos tengan mayor resistencia con el mínimo de material. Un ejemplo más reciente sobre dicho concepto fue la experiencia de los cascarones de concreto donde México destaca a escala internacional.

¹⁴ Una técnica de diseño práctica para ubicar el material en la trayectoria de las fuerzas es el polígono funicular, que puede calcularse de manera gráfica o analítica mediante métodos clásicos como el de doble integración numérica desarrollado por Newmark, en 1965.

Todo lo anterior es posible gracias a la ductilidad que las obras de 1937 le impartieron a la cimentación original, la cual debe considerarse inseparable del concepto del edificio. Como arquitecto esta fue la razón para elegir el método de corrección respetuoso de su conducta, en vez de sustituirla por algo ajeno al concepto original.

El modelo de cimentación sobre estacados y con un pedraplén aparece en el Templo Mayor de Tenochtitlán, mientras que las soleras de mamposterías aparecen en la basílica de Santo Domingo de Guzmán en República Dominicana. Estamos ante un ejemplo claro de mestizaje cultural.¹⁵

Medios disponibles y posibilidades formales

Los arquitectos que de la península vinieron a la Nueva España a construir la infraestructura tenían la formación ojival que distinguió claramente su preparación en la cantera de la edificación, adecuada al lugar y por ello la preocupación por la versatilidad geométrica del trazo y facilidad de ejecución con los medios y obreros disponibles.

Estos últimos fueron indígenas, así como sus materiales (ya apuntamos antes su influencia), pero también el tiempo y la inversión debieron considerarse, al igual que las consecuencias de lo dilatado del calendario de trabajo, así como las correcciones que la compresibilidad del suelo exigía aplicar.¹⁶ El recuerdo de la elevación del piso de feligresía sobre la calle de las Escalerillas, hoy República de Guatemala, es un dato más sobre la previsión de Arciniega.

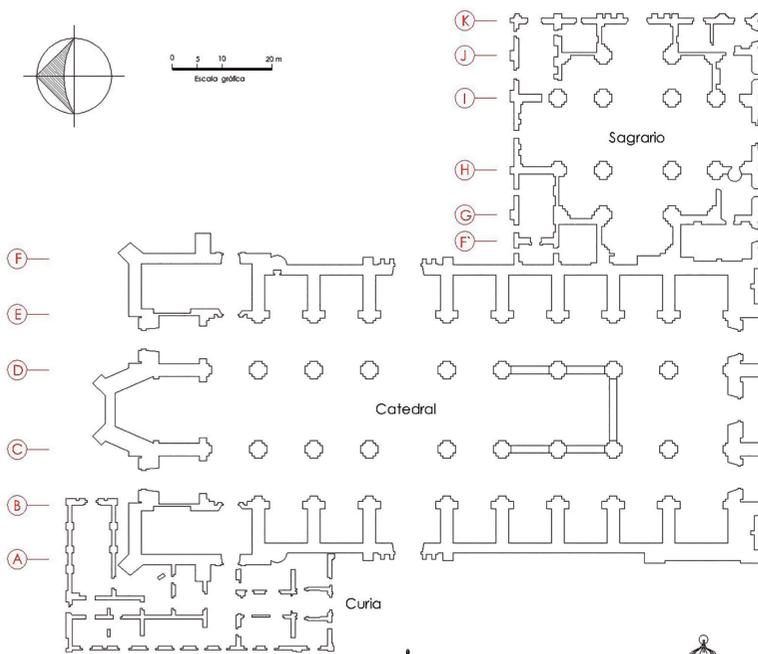
La arcilla lacustre y el sismo exigieron una evolución veloz del alfarje en madera a las bóvedas de mampostería y del virtuosismo ojival a la robusta arquitectura barroca. La cimentación original de la catedral fue suficiente mientras la cuenca y su población convivían sin sobreexplotar los acuíferos. Cuando ese equilibrio desapareció por el incremento de los habitantes del valle, las deformaciones del terreno afectaron al monumento.

De lo anterior se ve la necesidad de frenar o de acelerar, selectivamente, el descenso del edificio, que deberá seguir a la zona donde se ubica.

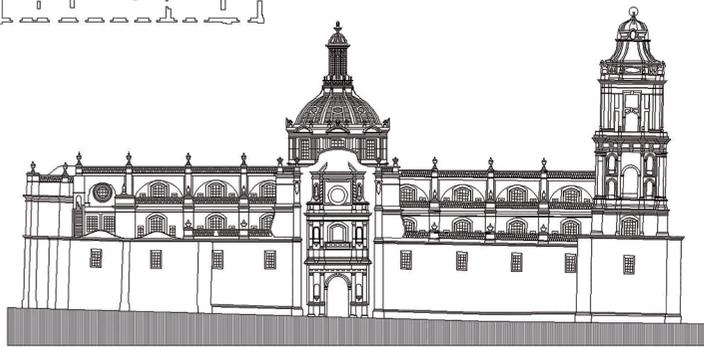
La interacción entre la cimentación y la superestructura tiene una larga historia de correcciones y adecuaciones. Revertirla exige además disponer de los medios para eliminar los hundimientos diferenciales, conocer los límites de la acción correctiva necesaria para volver al edificio a una condición segura, y prevenir las consecuencias de esa corrección.

¹⁵ En el concepto de diseño de resistencia por forma, la seguridad estructural depende sólo de la estereotomía, que es la geometría constructiva, en contraste al concepto de resistencia por masa, donde la seguridad depende principalmente del material.

¹⁶ De manera conceptual puede aceptarse que las pirámides prehispánicas solían ser cimentadas mediante grandes plataformas de piedra. Mientras que la arquitectura que llegó de España era cimentada mediante la prolongación de los muros, es decir, soleras de mampostería. Sin embargo, del encuentro de ambas culturas surgió un sistema híbrido.



« Interpretación de la deformación e intervenciones.

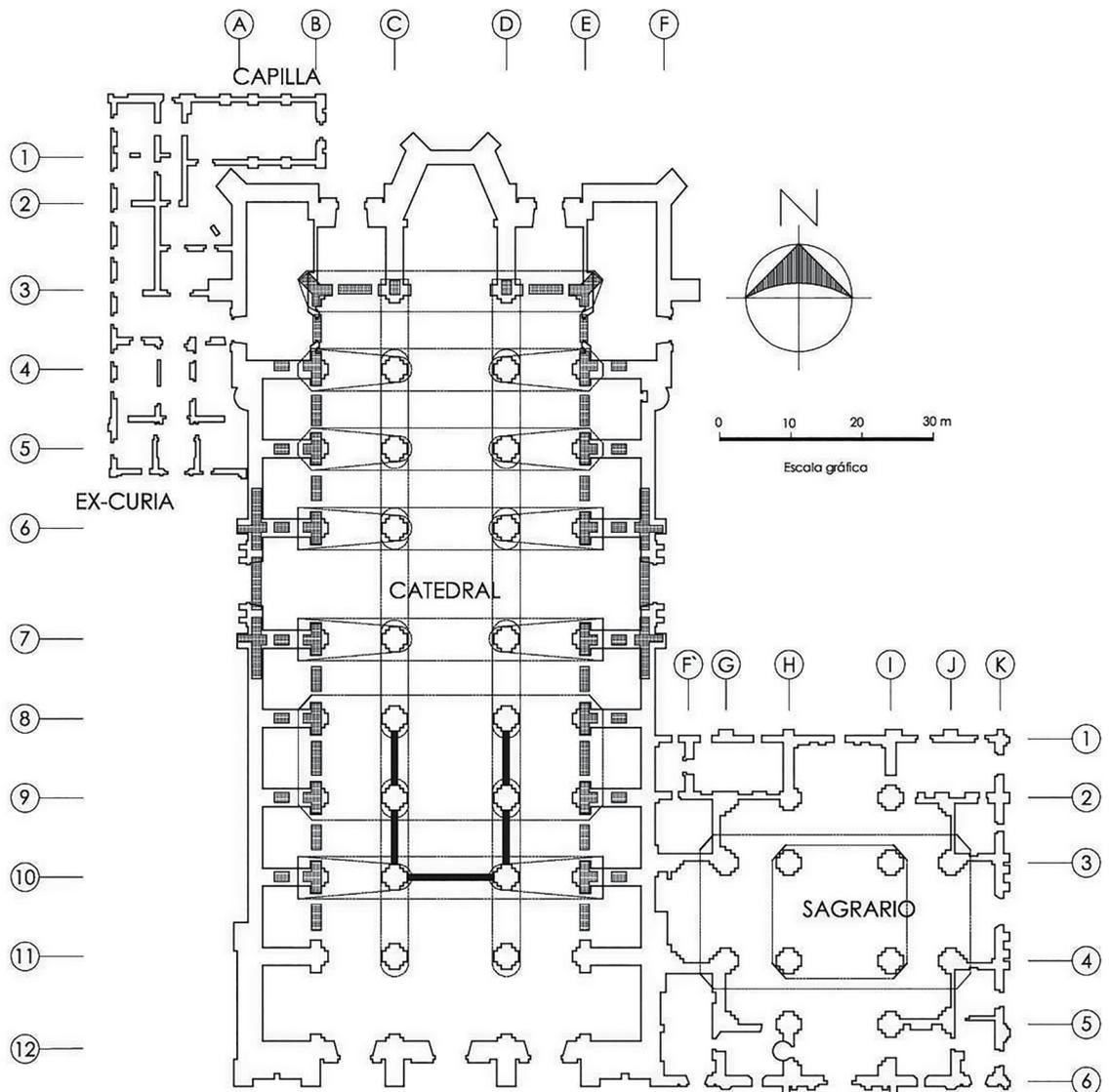


Deformación	año	Técnica de intervención
0.0	1537	Inicio del proyecto Arq. Claudio de Arciniega.
.8	1667	Incrementos de altura
1.6	1934	Recimentación Arq. Manuel Ortiz Monasterio.
2.0	1970	Pilotes de control Ing. Manuel González Flores.
2.4 m.	1990	Subexcavación y Mejoramiento del suelo. Comité Técnico.

La capacidad de hacer rígidas y/o frágiles unas zonas en las estructuras exige combinar el conocimiento del patrón de comportamiento de las formas construidas en mampostería, frente a las solicitaciones inducidas en la cimentación, con el del método de inducir esos efectos y con la respuesta de la mampostería.

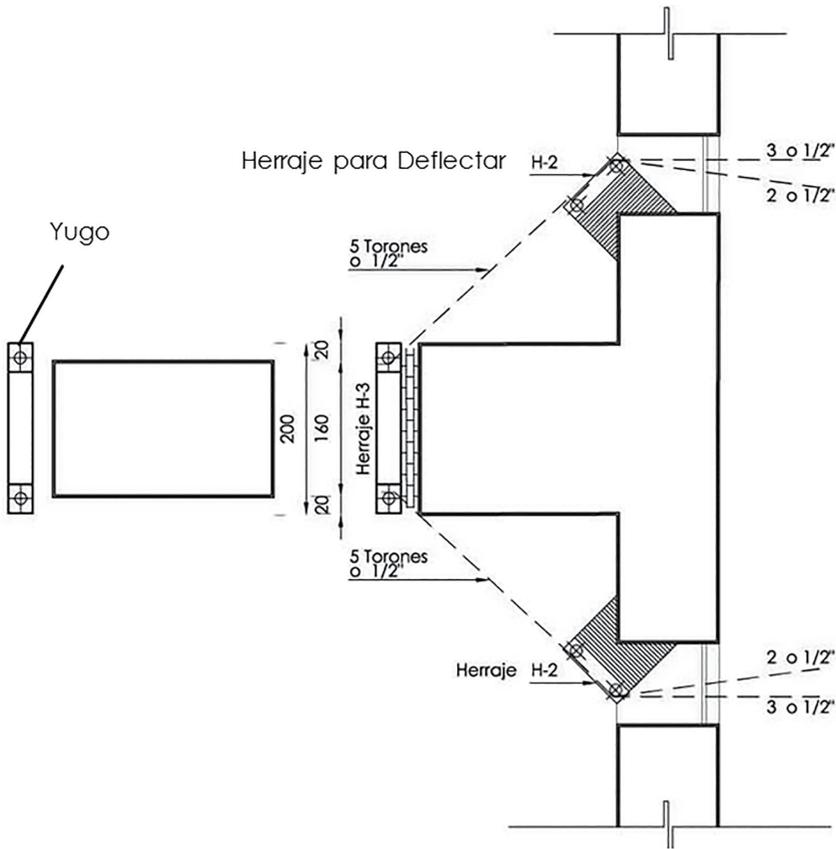
Respecto a la subexcavación, en esta etapa del proyecto fue necesario conocer con mayor precisión los límites seguros de la deformación a inducir, para no dañar innecesariamente los elementos de la catedral. Así, se ensayó el procedimiento en el Templo de San Antonio Abad, para corregir su desplomo, verificar tolerancia de los muros de mampostería al descenso de zonas y la influencia de la subexcavación, así como la reacción de los arcos y bóvedas apuntalados y contraventados.

El sistema de tensores, tanto en catedral como en el sagrario, es fruto de experiencias previas en el Claustro de Sor Juana, donde se garantizó que la descarga rápida de la calle junto al templo de San Jerónimo no hiciera temer por la bóveda del mismo. El método de atar a través de las ventanas los ejes de soporte sin dañar al edificio, mediante yugos de acero dulce,¹⁷ con barriletes y cables de preesfuerzo, permitió medir el postensado de 3 700 kg, así como sus catenarias y verificar periódicamente el tensado, sin soltar la fuerza de los cables.

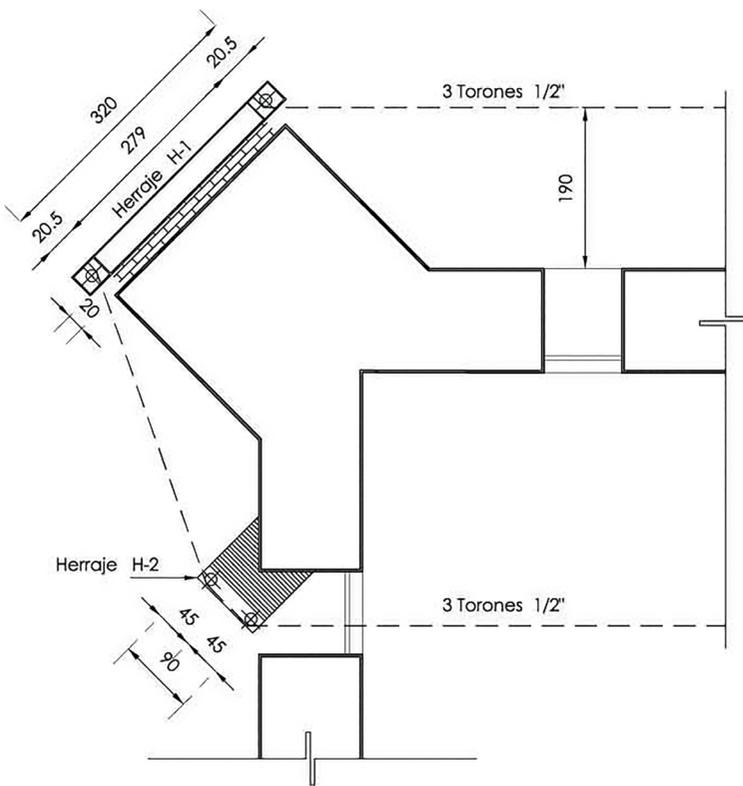


▲ Planta a nivel de capillas.

¹⁷ Se le denomina yugo al elemento metálico capaz de transmitir la fuerza de los cables al monumento y al mismo tiempo sirve para sujetar al sistema de cables en el espacio.



◀ Detalles sobre la colocación de los tensores.



◀ Trayectoria de tensores

Como se trataba de un sistema preventivo, mensualmente se verificaba la carga de los cables desde los yugos y se medían las catenarias respecto a las vigas maderas "IR".

Se propuso como medida precautoria un sistema transversal en cada eje, y uno longitudinal sobre las arcadas entre las naves procesionales y la central. Se dispuso su instalación con cojines de concreto colocados *in situ* y rozaderas para deflectar los cables en las ventanas y alrededor de las pilastras. Se dosificaron para 84 t con 70% de F_y y 120 t en sentido longitudinal, después de haber analizado que el empuje teórico con carga viva resultó de 97 t y de 84 t, considerando únicamente el peso muerto de la bóveda central. Se ubicaron al pie de los contrafuertes verticales que flanquean a los lucernarios, en la azotea de capillas laterales, porque allí es donde son efectivos y no al pie de los botareles, que no actúan como contrarrestos y además no existen botareles en tres ejes 8, 9 y 10.

Estos tensores de cables de acero, tejidos con alambre estirado en frío, garantizan, por su fabricación, calidad y módulo elástico de 170 kg/mm^2 , ser materiales usuales pertenecientes a un sistema integrado de elementos constructivos confiables. Los yugos se proporcionaron para que tengan falla dúctil antes que los cables, y actúen como fusibles.¹⁸

El mantenimiento de retacar permanentemente las grietas ha preservado el bajo nivel de esfuerzo, característico en estas estructuras así concebidas, sobreviviendo hasta ahora al hundimiento del suelo arcilloso y a los sismos. Dicha actividad ha mejorado y actualmente se reinyectan con morteros fluidos de contracción inhibida al fraguar, aplicados por presión hidrostática, y se verifica con testigos la totalidad del relleno.

El estudio para iniciar a cuantificar la demanda del proyecto correctivo consistió en comparar las deformaciones del suelo de 1667, 1934 y 1991, donde se determinó que la primera mitad se produjo entre 1667 y 1934, y el resto entre 1934 y 1991.

También se demostró que la cimentación, antes de la intervención de 1937 por Manuel Ortiz Monasterio, estaba fracturada y presenta perfiles de líneas quebradas, mientras que los perfiles posteriores se configuran más suavizados y continuos.

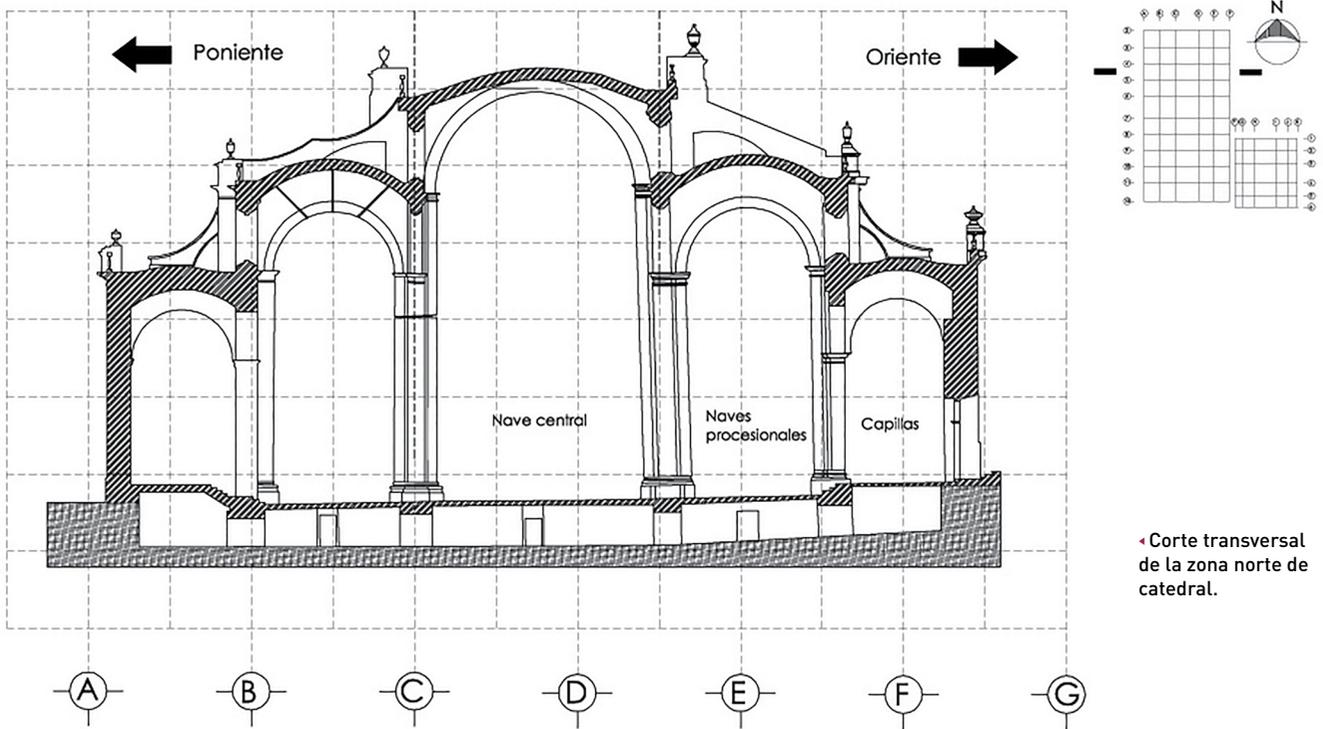
El análisis comparativo se hizo situando los tres perfiles en un origen común ubicado en el vértice sur occidental de la catedral (A - 12) y al trazarlos se obtuvo el volumen deformado desde 1667 hasta 1991; el perfil de 1934 quedó sensiblemente equidistante entre ambos límites. De la investigación anterior, se derivó la propuesta de regresar a la condición de 1934, al considerar la cimentación como una placa dúctil, capaz de ir desde 1991 hasta 1934.¹⁹

El mecanismo frágil sobrevivió por la restricción del cinturón de contrarresto que lo circunda y por el mantenimiento permanente, que se le prodigó. Ambos permitieron el proceso de reversión de la deformación desde la placa de cimentación.

¹⁸ El concepto de diseño empleado para dimensionar cada yugo indica que, durante una solicitación extraordinaria, fallarán primero los yugos y después los cables.

¹⁹ Durante ésta etapa se analizaba, en el seno del Comité Técnico, la forma de establecer la meta de la subexcavación. El doctor Fernando López Carmona hacía el siguiente razonamiento: "La catedral tiene una deformación congénita de 80 cm, ahora imaginemos que es un jorobado, que si nos empeñamos en ponerlo derecho, lo vamos a matar. Asimismo, de 1667 a 1934 hay 80 cm irreversibles, pero de 1934 a la fecha disponemos de otra deformación de 80 cm reversible".

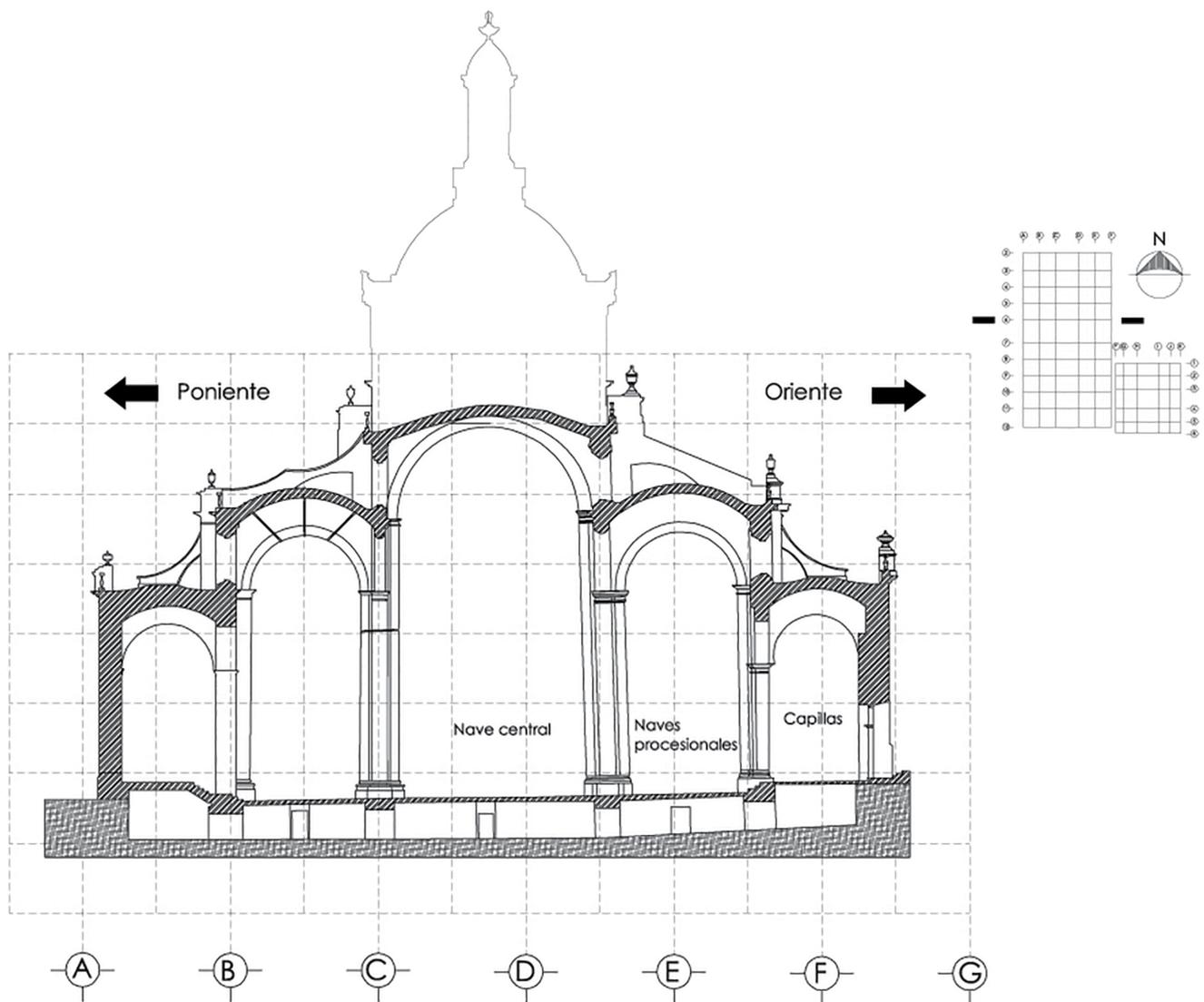
La evidencia de que se comportara según las premisas de las rótulas frágiles, y la certeza de que es posible corregir al edificio con recursos de la composición arquitectónica, se obtuvo durante la investigación de la forma construida realizada entre 1989 y 1990.



• Corte transversal de la zona norte de catedral.

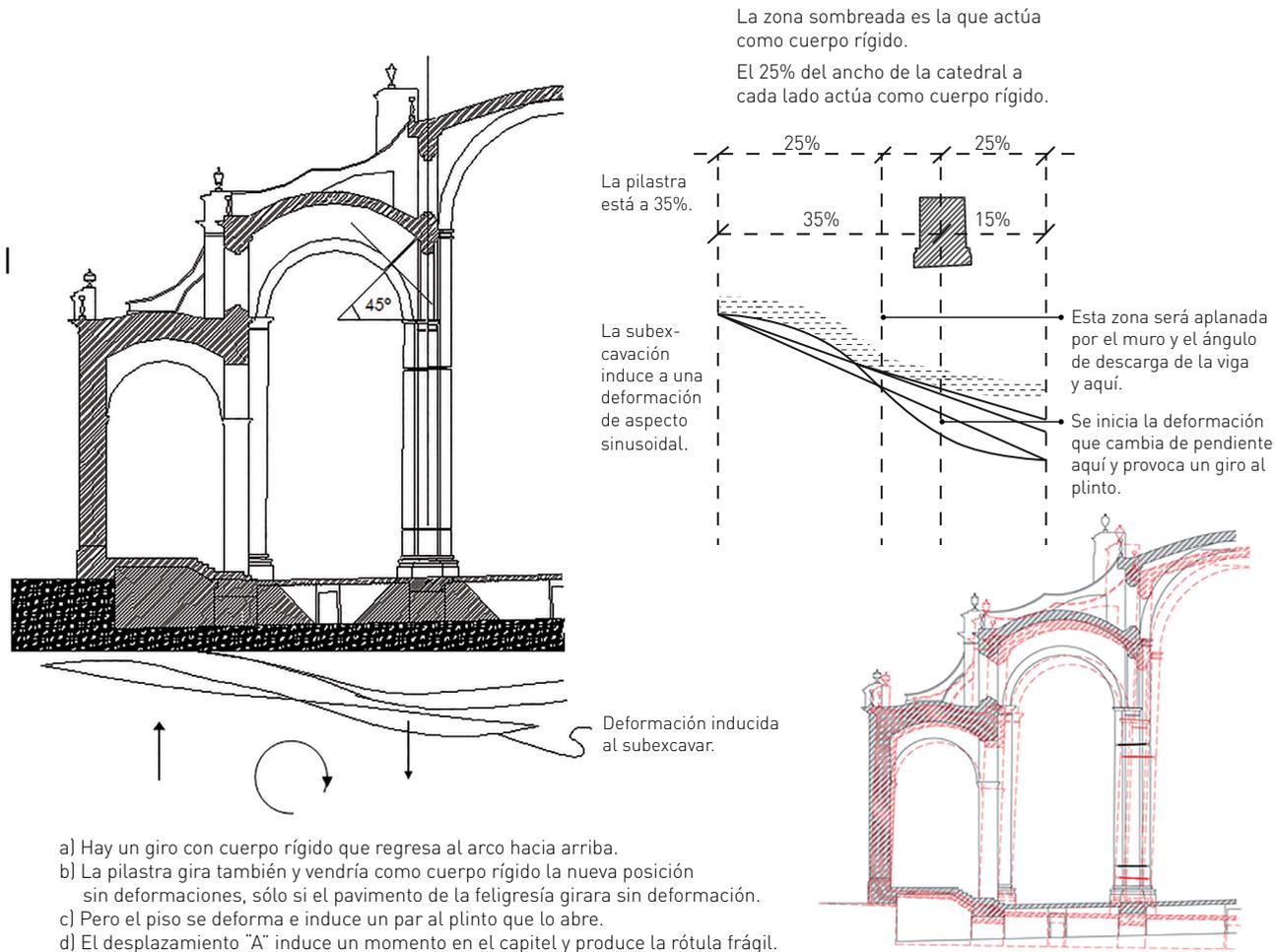
El presente corte permite interpretar el partido arquitectónico, el cual consta de cinco naves donde:

- a) Las de capillas junto con el ábside y los magnos botareles de la fachada, constituyen el cinturón de contrarrestó el cual confina y estabiliza el sistema estructural.
- b) La nave procesional trasmite los empujes de la nave central sobre los muros de contrarresto.
- c) La nave central constituye el nivel mas alto y de mayor claro y constructivamente entiba el sistema.



▲ Corte transversal de la zona sur de catedral.

La retícula ortogonal de 5 m permite interpretar el significado de las correcciones incorporadas durante la construcción, e interpretar los requisitos de estabilidad como condición del programa por lo dilatado en el tiempo y como condición necesaria de corrección sin arriesgar la estabilidad. Como corolario final surge la cúpula del tambor y este de las falsas pechinas.



▲ Esquema sobre la respuesta de los pilares.

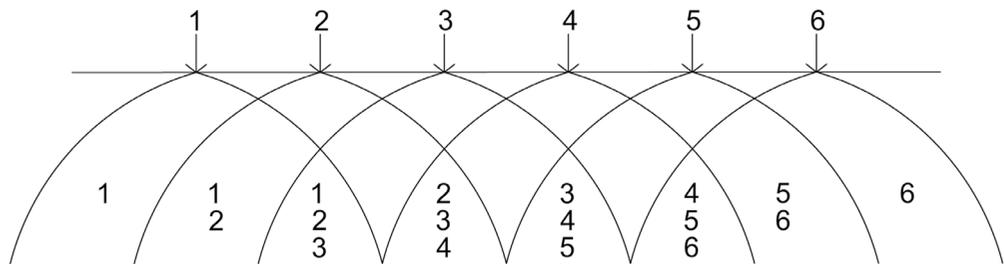
Así, la propuesta consistió en extraer un volumen equivalente a la mitad de la deformación total, siguiendo la forma del volumen definido por las configuraciones analizadas. Dicho proceso fue simultáneo en toda la superficie construida y dosificado según las ordenadas del volumen de cada punto.

Lo anterior evitó concentraciones agudas de esfuerzo y permitió un reacomodo simultáneo de los elementos del edificio. La vigilancia acuciosa de la geometría del edificio durante el proceso fue indispensable para garantizar la seguridad permanente del monumento.

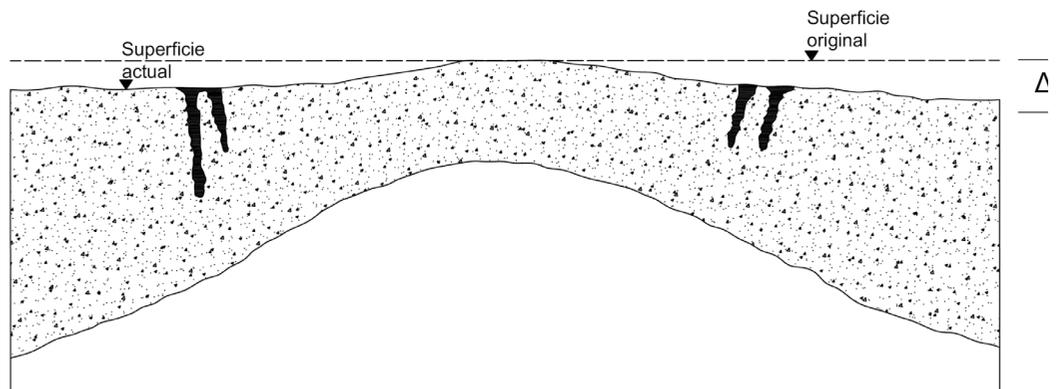
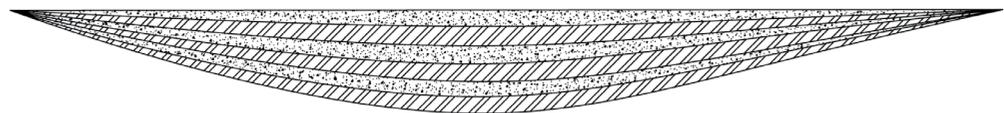
Este mantenimiento de retacar las grietas con mortero, después de la subexcavación, aceptó la nueva condición de equilibrio y la geometría deformada. Aunque la historia de rellenos y deformaciones fue acumulando cambios geométricos que, de manera paulatina, sufrieron los edificios y se valoraban mediante los acumulados de las mediciones.

El primer aspecto se origina fundamentalmente por la historia de carga del suelo preconsolidado por estructuras prehispánicas, sobre las cuales se sobrepuso la

catedral, también el patrón del comportamiento del suelo compresible según la teoría clásica de Boussinesq,²⁰ que se desarrolló inicialmente con centro de cargas dentro de la catedral, pero el crecimiento de la ciudad provocó la sobreexplotación de los acuíferos y cambió el centro de cargas dentro del recinto por el de la ciudad. Las nuevas solicitaciones responden a la historia de cargas del suelo y ahora los contrarrestos sometidos a una deformación en “cazuela” inicial, prevista por los constructores. El fenómeno urbano los hizo girar hacia afuera, porque ahora el perímetro de la “cazuela” se consolidó menos en la zona central.



► Esquemas que ilustran la teoría del matemático francés Joseph Boussinesq y la manera en que se invierte la respuesta histórica del suelo.



Ese giro hacia afuera hizo crecer las luces de las bóvedas. Éstas se han acomodado tal como lo confirmaron las mediciones, las cuales certifican la aparición de las tres rótulas y que los segmentos de arcos entre ellas giran y se acomodan sin deformarse.

²⁰ Joseph Boussinesq, físico y matemático francés que en 1883 creó la teoría a base de bulbos de presión, que permite determinar la manera en que se distribuyen los esfuerzos aplicados en la superficie del suelo.

La geometría peculiar de las bóvedas de la nave central, que son prototipo de nuestra herencia cultural, demuestra y explica por qué fueron tan populares, como respuesta adecuada a la función de iluminación claustral, al permitir elegir directrices y generatrices sin complicar el proceso constructivo. Esto propicia todas las ventajas del método románico de construcción, pero produciendo las superficies de doble curvatura en los lucernarios²¹, que hacen compatibles las condiciones que se eligieron previamente.

Las aristas, que también se eligen con toda libertad, rigidizan la zona donde se disponen y dejan una porción menos capaz de absorber cambios en la trayectoria de las resultantes, y es allí donde se provocan las rótulas frágiles de la clave. Esa disposición de zonas rígidas y flexibles determina la ubicación de las rótulas y propicia el reacomodo de los mecanismos de falla en las bóvedas de la nave central.

La acción es tridimensional por acción de la doble curvatura de las penetraciones conoidales, sobre la bóveda y la simetría respecto a las pilastras en sentido longitudinal, que provocan un entibe muy eficaz entre ellos, por las generatrices de los cañones de la nave central y el crucero. Este artificio modifica la respuesta espacial de las bóvedas que no es simple, como se explica arriba, para un solo arco con cargas en su mismo plano.

Hay otras dos zonas caracterizadas en este análisis, los plintos y el jarjante de la bóveda sobre los capiteles de las pilastras. La primera es solidaria con las soleras de la cimentación y gira con ellas; la segunda se ubica entre el arco de la bóveda con el fuste de la pilastra y en la cercanía del capitel. Esta zona es solidaria con el contrafuerte y el tímpano externo de los arcos torales de las naves procesionales; también constituye el jarjante de los arcos formeros de la nave principal. En los puntos de contacto entre estas dos zonas y el capitel se producen rótulas de los mecanismos de reacomodo del sistema y son de hecho los puntos donde se aplican las restricciones del sistema de contrarresto.

Esta es la fundamentación del tipo de apuntalamiento que se ha construido. Con él buscamos garantizar que la zona de contrarresto gire solidariamente, incluyendo el jarjante de las bóvedas centrales, y que los plintos, al seguir a la cimentación, puedan aceptar el reacomodo del fuste, el cual al enderezarse recobrará su longitud inicial pero hacia abajo, cuando la rótula superior gire siguiendo al cinturón de contrarresto en su regreso a la posición de 1934.

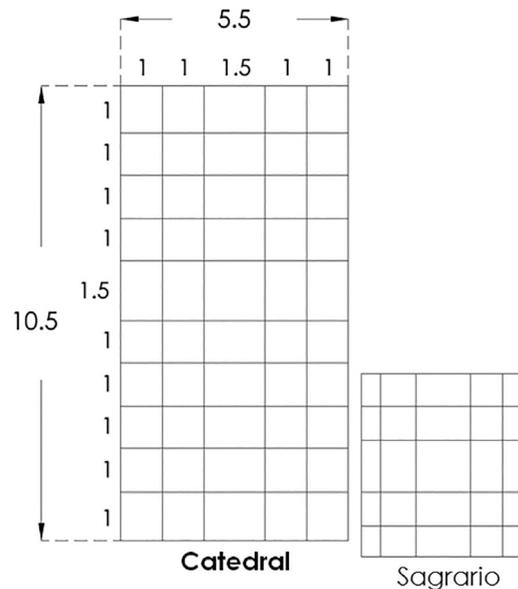
Los giros de estas dos rótulas de las pilastras no fueron simultáneos, sino que primero giró el plinto y después el capitel, los cuales reflejaban la acción de descenso de la zona central al subexcavar, porque el perfil del cuenco de corrección provoca una sinusoidal, haciendo girar primero la zona central y después a la exterior.

²¹ Cuando se intersecan dos superficies cilíndricas con la misma directriz resultan los lunetos, que son superficies de una curvatura. Sin embargo, en la nave central de la catedral las directrices son distintas, lo cual configura superficies que el doctor López Carmona denominó lucernario, por tener doble curvatura.

Deben distinguirse dos zonas, una de jarjante, que es una prolongación en consola de la pilastra que constituye el capitel efectivo, y el arco propiamente dicho, separadas a 45°, debido a que es la dirección de los esfuerzos principales en un segmento plano bidimensional sujeto a una fuerza cortante vertical. Lo anterior se cumple rigurosamente en la realidad porque el fenómeno es tridimensional y el monumento presenta desplomos importantes, que ilustran el fenómeno y lo encuadra en la bibliografía clásica de mecánica de materiales.

Los movimientos de los apoyos significan momentos sobre el arco, que se piensa inicialmente reacciona como una pieza elástica, pero la limitada capacidad en tracción de las mamposterías hace que se fracturen en los arranques y nuevamente un arco bidimensional permite comprender el cambio de la sollicitación.

► Traza modular de la catedral.



Merece un análisis adicional el paramento interior de los lucernarios en las naves centrales.

Datos:

Módulo = 10.64 m

Claro de nave central = 1.5 módulos

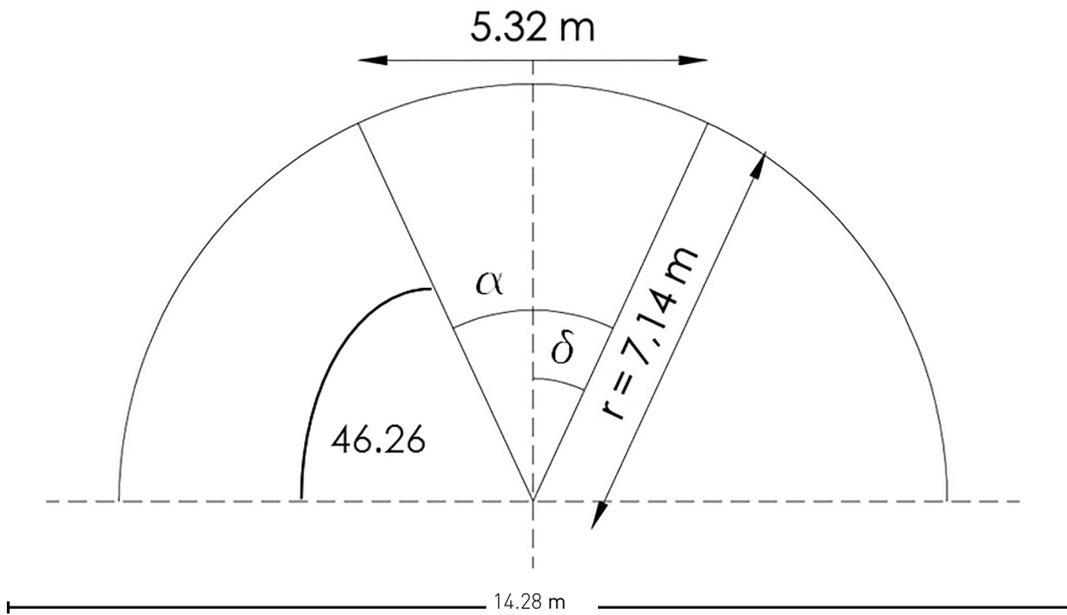
Dimensión (10.64 m) (1.5 módulos) = 15.96 m

Dimensión a ejes de la bóveda

$15.96 \text{ m} - (2 \times 0.84 \text{ m de espesor}) = 14.28 \text{ m "luz interior"}$

Radio del cañón = $14.28 / 2 = 7.14 \text{ m}$

Dimensión en planta de la zona decorada del claro central, el cual equivale a 2 x 0.5 veces.



• Caracterización para identificar zonas de distinta rigidez en la nave central.

Claros formeros

Módulo – (espesor x 2)

$$10.64 \text{ m} - (0.84 \text{ m} \times 2) = 8.96 \text{ m}$$

Franja central que el arquitecto hábilmente realizó, ya que el decorado del relieve del intradós diluyó la discrepancia geométrica para que las deformaciones pasen desapercibidas.

$$14.28 \text{ m} - 8.96 \text{ m} = 5.32 \text{ m, equivalente a } \frac{1}{2} \text{ módulo.}$$

Luego el arco vale $2 \text{ sen}(d)$

$$\begin{aligned} \text{sen}(d) &= (5.320 \text{ m} / 2) / r = \\ &= 2.660 \text{ m} / 7.140 \text{ m} = 21.873^\circ \\ a &= 21.873^\circ \times 2 = 43.746^\circ \end{aligned}$$

Y si actúa como muro cuando aparezca un momento flector se va a agrietar por tracción según el otro eje de la bóveda, junto a las capillas devocionales. El muro de fachada es aún más bajo pero macizo con un mínimo de vanos.

Capítulo III

Ensayo en el Templo de San Antonio Abad de la Ciudad de México

¿Qué buscamos verificar en San Antonio Abad? Responder las siguientes preguntas:

- a) ¿En qué estrato actuar por plasticidad de la arcilla, por profundidad, espesor y compacidad del mismo?
- b) ¿Cómo se dispersa en la estructura la acción inducida en el suelo?
- c) ¿Qué tanto responden los apuntalamientos?
- a) Existen varios estratos para actuar. En general, podrán usarse los profundos para intervenir de manera más uniforme sobre grandes segmentos de edificios, y los más superficiales para lograr acciones localizadas y específicas. En el primer caso, además de la dispersión reductiva del volumen que vemos en función de la profundidad, interviene también la rigidez de los estratos duros y gruesos que se interponen entre la subexcavación y los cimientos; en contraste, cuanto más cerca del cimiento se extraiga el volumen, menor será la dispersión de su efecto y más eficaz la acción.¹
- b) También es necesario considerar que las deformaciones existentes en las estructuras tienen una geometría ya establecida y que no es igual en toda la longitud del monumento. Por lo tanto, la capacidad de dosificar la acción cuantitativa y cualitativa por zonas, es la más importante experiencia que debemos obtener en San Antonio Abad.
- c) Correlativamente, verificar la interacción entre estructura y apuntalamiento, debe ser considerada.

Según lo acordado en la reunión de expertos, realizada en la Subsecretaría de Desarrollo Urbano el 16 de febrero de 1990, donde se recomendó una experimentación previa para los trabajos de subexcavación a realizar para corregir los deterioros de la catedral, se pensó en que el modelo para ensayar las técnicas idóneas sería el Templo de San Antonio Abad, de la Delegación Cuauhtémoc de la Ciudad de México.

¹ En ese tiempo, el doctor López Carmona pronosticaba que la investigación del suelo permitiría identificar a qué profundidad se localizaba la enfermedad, para extraer ese estrato.

En este pequeño edificio, que estaba restaurado desde 1985 y desocupado, concurren aspectos similares a la estructura de la catedral (bóveda de cañón corrido con lunetos, estructura de mampostería, subsuelo muy similar, y un desplomo de 35 cm hacia el sur). Por estas razones fue recomendado por la Comisión de Asesores como obra inducida de la catedral, para instrumentarlo como modelo de laboratorio.

Por lo anterior, a partir de marzo se empezaron los sondeos del subsuelo y los apuntalamientos del edificio. En el mes de junio se inició con las lumbreras colocadas al lado norte, desde donde se harían las subexcavaciones y se terminó en septiembre, lo cual permitió empezar la operación en el mes de noviembre.

Para enero de 1991, el edificio se había movido como cuerpo rígido² y, además de los datos técnicos registrados, se decidió la operación de frenado del movimiento, para iniciar posteriormente los giros de torsión.

Conclusiones de la prueba de subexcavación

Del reporte de TGC, se derivó que es posible hacer girar como cuerpo rígido al edificio. Esta afirmación la comprueban las gráficas de los desplomos de las pilastras.³

Las gráficas de desplazamientos verticales relativos en los muros hacen pensar en la influencia que la rigidez del muro pudo haber tenido para mantener sensiblemente uniforme el descenso y, por consecuencia, la necesidad de considerar esa rigidez en el plano de los grandes muros de las crujías exteriores de la catedral, en contraste con la sucesión de pilares de la nave central.

Las torsiones que estas rigideces laterales puedan inducir en las naves interiores piden conocer los límites de la deformación posible antes de fracturarse, tanto en torsión como en desplazamientos verticales y coplanares a los muros.

De lo anterior, se deriva la posibilidad de controlar, a través de la extracción de la arcilla, volúmenes en lugares adecuados, las acciones que el suelo ejerce sobre la cimentación del monumento y, que la rigidez de los elementos del edificio debe ser considerada y aprovechada para obtener los cambios necesarios de su geometría.

Desde esta óptica la subexcavación constituye el método sensato para acelerar el descenso de las zonas preconsolidadas y corregir las deformaciones acumuladas, sin buscar detener el descenso del suelo, sino sumándose al fenómeno y sirviéndose de la fuerza de gravedad, al acelerar unas zonas respecto a las demás, sin agredir al conjunto monumental.⁴

² Mecánicamente el concepto de cuerpo rígido se asocia a la capacidad de un elemento estructural de desplazarse o girar sin experimentar deformaciones.

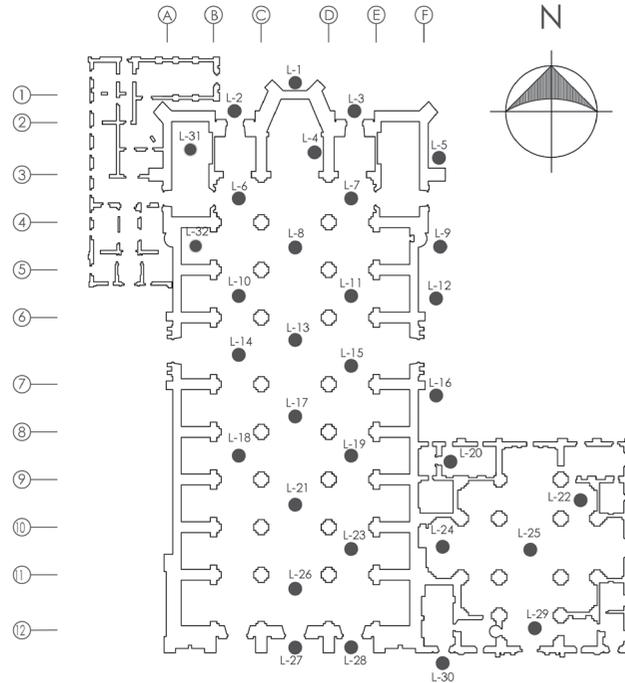
³ En éste documento, el término "desplomo" se refiere a la medición que se hace a elementos verticales que están desviados de la vertical, porque el "desplome" se aplica cuando un elemento ya se cayó.

⁴ En nuestro campo profesional, cuando se analiza la estabilidad de una construcción, siempre se tiene presente la segunda ley de Newton, que establece que "un cuerpo se mueven por la aceleración" cuya expresión es $F = (m)(a)$. Si despejamos "m", resulta $m = (F/a)$. En nuestro caso, "F" se iguala a "w", que es el peso propio de una construcción, y la aceleración del movimiento será igual a la aceleración de la gravedad ($g = 9.8 \text{ m/s}^2$), de manera que la ecuación quedaría $m = (w/g)$. Ambas actúan hacia abajo.

En la Catedral y el Sagrario Metropolitanos esta acción exigió construir 32 lumbreras localizadas en los entrejes y ubicadas de manera alternada, para subexcavar las zonas más consolidadas.

► **Planta de lumbreras**

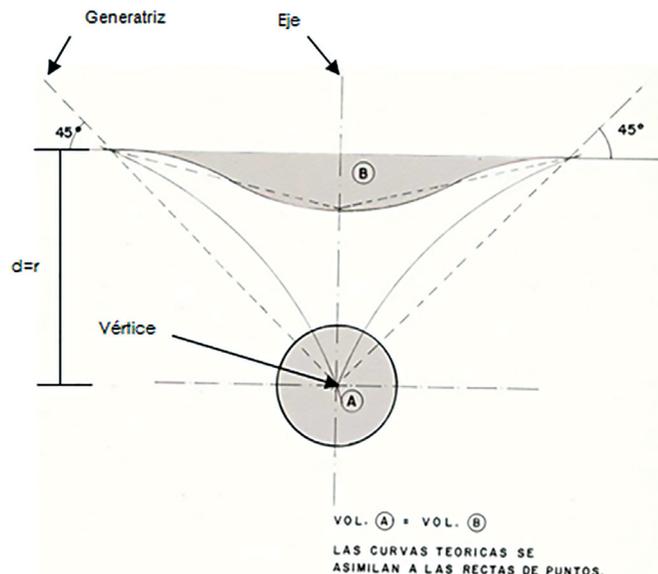
El fondo de las lumbreras coincide con el estrato más compresible a extraer (20 m de profundidad aproximadamente) su localización responde a la demanda que estableció el proyecto de subexcavación.

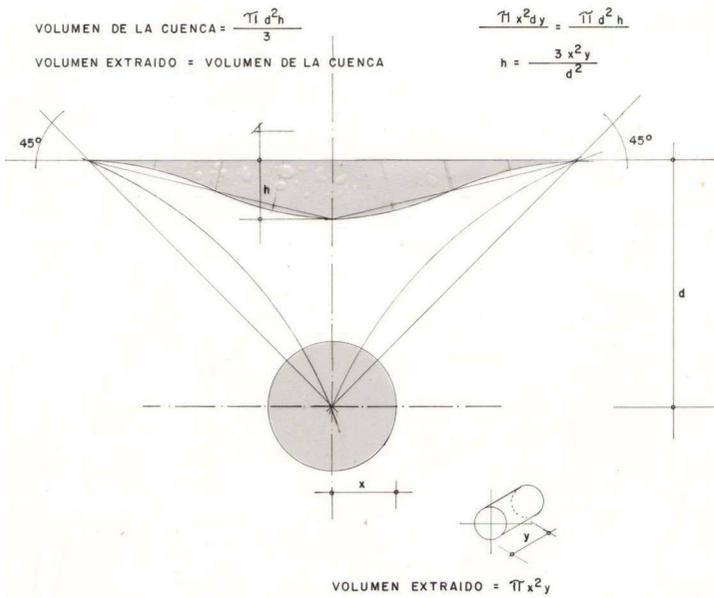


A continuación se muestra la representación gráfica de los resultados de la instrumentación existente, elaborada por TGC Geotecnia, S.A., en San Antonio Abad, correspondiente al periodo comprendido entre el 19 de noviembre de 1990 y el 28 de mayo de 1991.

Esquema 1
Regla práctica para estimar el efecto de la superficie de extracción de un volumen conocido de arcilla

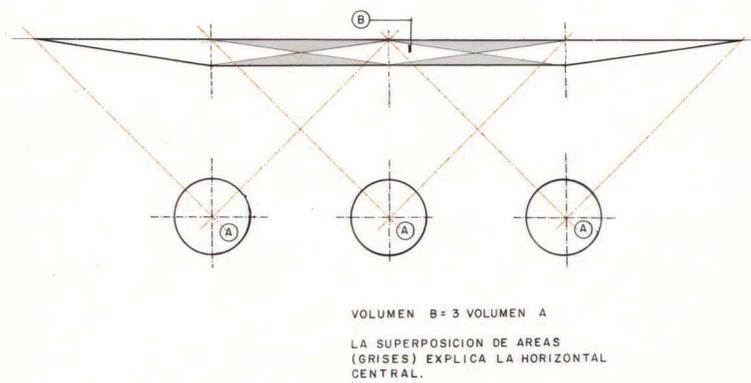
Se establece un volumen cónico con el vértice en el punto donde se extrae el suelo y cuyos generatrices hacen un ángulo de 45° con la vertical, para determinar así la zona de influencia en la superficie, como una circunferencia de radio igual a la altura del cono.





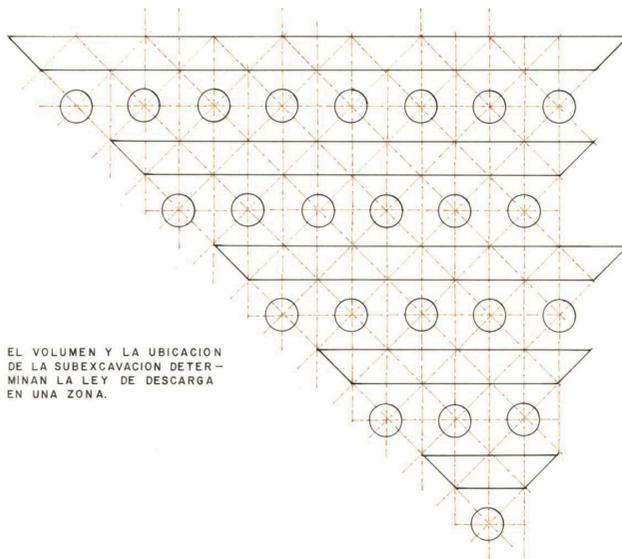
Esquema 2
Regla práctica para estimar la profundidad de la cuenca que produce la extracción de un volumen conocido de arcilla

La depresión que se producirá en el suelo será una cazuela de perfil sinusoidal que también puede asimilarse a otro cono, cuyo eje coincide con el anterior y su volumen es el mismo que se extrajo abajo.



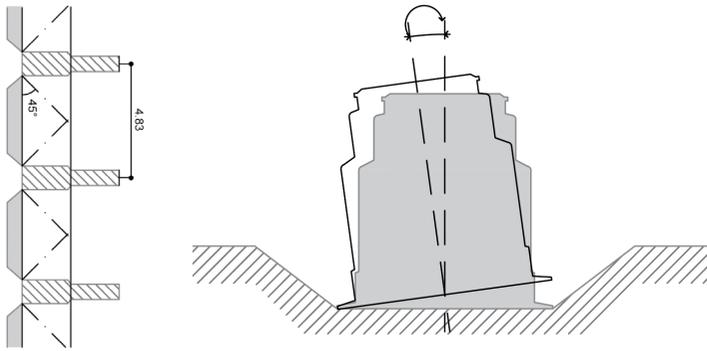
Esquema 3
Método para deprimir una zona continua

La adición de una serie continua de extracciones iguales a distancias iguales a la profundidad de extracción, produce por la superposición de los cuencos un surco continuo en la superficie de perfil y profundidad constantes.



Esquema 4
Método para deprimir de una manera variable una zona

La extracción en volúmenes crecientes o decrecientes permitirá producir hundimientos variables en la superficie y así inducir los efectos buscados sobre la estructura.



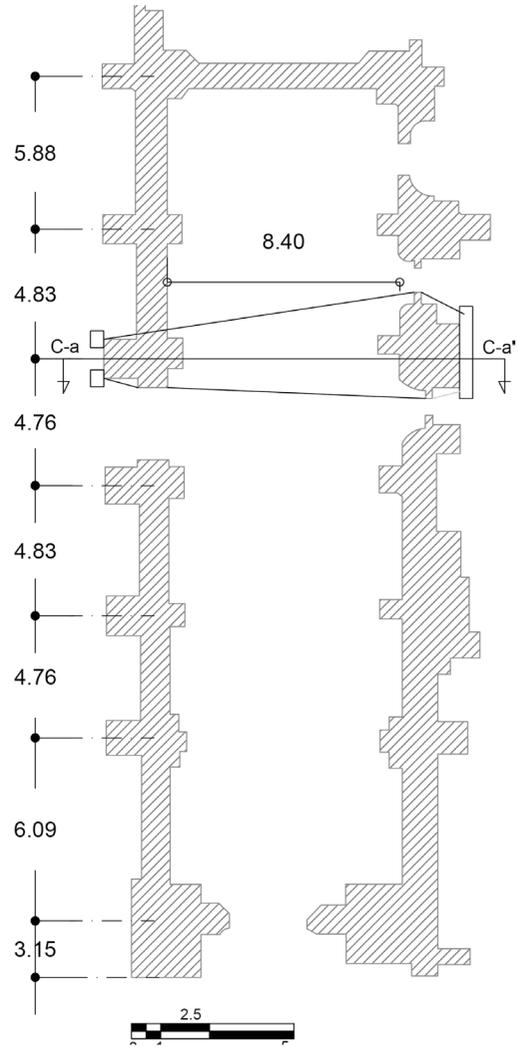
Esquema de descarga para provocar giro como cuerpo rígido

Primer paso
Giro de todo el edificio como cuerpo rígido hasta volver al "plomo" aunque con la geometría deformada.

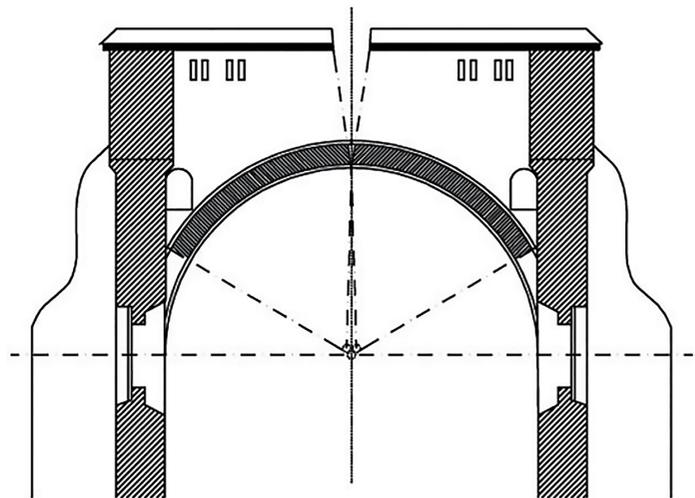
Esquema 5

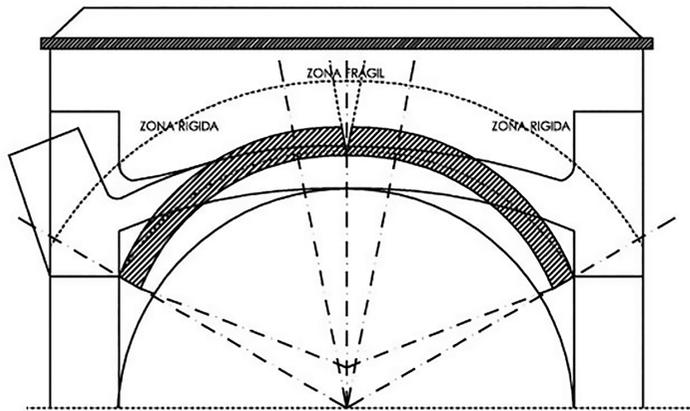
Apuntalamiento para que actúe como cuerpo rígido. La capacidad de hacer rígidos y/o frágiles zonas en las estructuras del patrimonio histórico, exige combinar el conocimiento del patrón de comportamiento de las formas construidas en mampostería, frente a las solicitaciones inducidas en la cimentación, con el método de inducir esos efectos y con la respuesta de la mampostería.

Podemos disociar el fenómeno en (dos) aspectos, y en el primero operar todo un segmento como cuerpo rígido y por tanto sin deformación y sin consecuencia en el edificio; los cambios se inducen y actúan únicamente en el suelo y con ellos se replomean los edificios como conjunto.

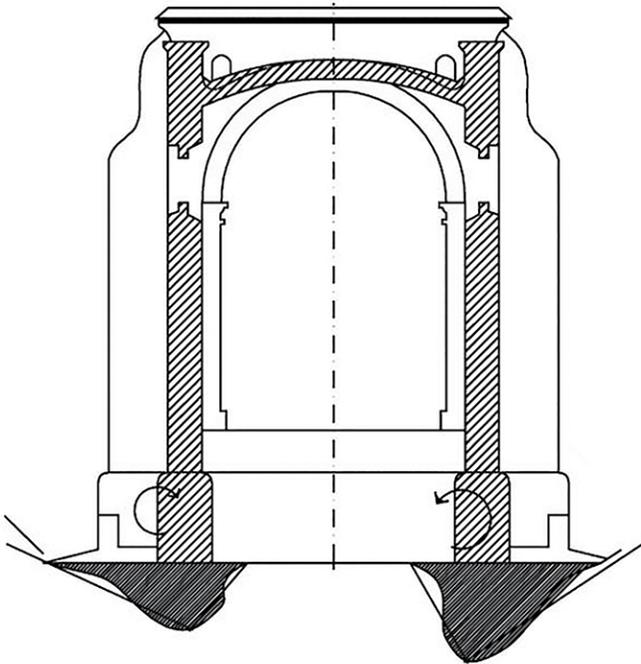


La reducción de la luz de la bóveda producirá tres rótulas frágiles por la incapacidad de la mampostería para tomar fracciones. Los tensores adicionales superiores deben permitir el movimiento esperado.



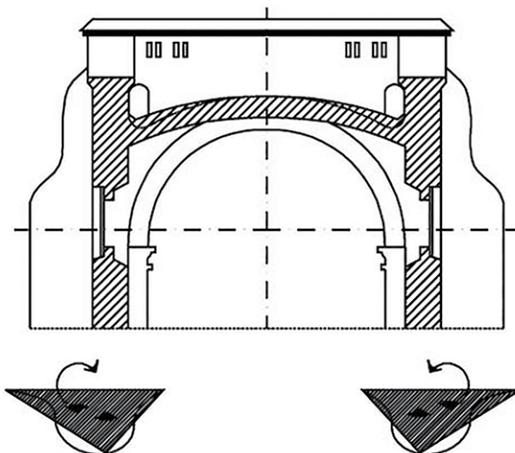


En las rótulas el área de contacto se reduce, por lo que deberá retacarse la fractura para recuperar un nivel de esfuerzo tolerable y reiniciar el proceso cuando se vuelva a tener un esfuerzo seguro.



Esquema 6

Producir giros encontrados y desiguales puede "cerrar" la apertura simétrica que registran las mediciones lo que puede ser simultáneo o bien en pasos sucesivos. En este caso debe actuar como estructura frágil.



Subexcavación asimétrica en cada apoyo, aunque simétrica en todo el sistema; introduce un giro opuesto al empuje de la bóveda.

Aclaraciones a las gráficas

Enrique Taméz González

Los esquemas ilustran reglas prácticas para manejar el fenómeno. En ellos se ilustra una simplificación de los volúmenes de arcilla que se deforman cuando se extrae una cantidad conocida de suelo, de un estrato debajo de la superficie que nos interesa.

Se establece un volumen cónico con el vértice en el punto donde se extrae el suelo y cuyas generatrices hacen un ángulo de 45° con la vertical, para determinar así la zona de influencia en la superficie, como una circunferencia de radio igual a la altura del cono.

La depresión que se producirá en el suelo será la “cazuela” de perfil sinusoidal que también puede asimilarse a otro cono, cuyo eje coincide con el anterior y su volumen es el mismo que se extrajo abajo.

De las condiciones anteriores, se puede determinar la profundidad del cuenco y/o cono, como función del volumen extraído y la profundidad.

La adición de una serie continua de extracciones iguales a distancias y a la profundidad de extracción produce, por la superposición de los cuencos, un surco continuo en la superficie, de perfil y profundidad constantes.

La extracción en volúmenes crecientes o decrecientes permitirá producir hundimientos variables en la superficie, y así inducir los efectos buscados sobre la estructura.

Podemos disociar el fenómeno en dos aspectos: el primero, operar todo un segmento como cuerpo rígido y, por tanto, sin deformación y sin consecuencias en el edificio; los cambios se inducen y actúan únicamente en el suelo y con ellos se replemean los edificios como conjunto. La segunda faceta del fenómeno busca corregir las deformaciones que el tiempo y las circunstancias han impuesto a los edificios. Aquí es pertinente recordar que la incapacidad de resolver tracciones de magnitudes significativas es inherente al material, por eso es que hablamos de conducta frágil y no pensamos en corregir formas sino condiciones de estabilidad, todo ello a través de más deformación, pero en la dirección adecuada.

Capítulo IV

Subexcavación e instrumentación

Los efectos del proceso correctivo tenían que reflejarse necesariamente en la superestructura, por lo que prevenir oportunamente sus consecuencias era indispensable. En general podemos describir esa acción como una regresión de las deformaciones ya digeridas.

En mayo de 1990 se analizó la condición de estabilidad de la catedral en sentido transversal, mediante un análisis puramente estático, porque la capacidad de las mamposterías en tracción es muy limitada. El análisis arrojó una capacidad de $P/7 = 0.143$ de la gravedad, como carga crítica admisible por el edificio, lo cual está avalado por los 325 años que tiene de concluido su sistema de cubierta, al momento de dicha cuantificación. Este análisis supone una geometría ideal sin deformaciones, pero la investigación de campo hecha en esta ocasión demuestra que ya en 1665 había hundimientos de 80 cm, los cuales los constructores habían corregido e incorporado en la fábrica del templo.

Este proceso continuó en el tiempo y podemos afirmar que el mantenimiento permanente ha incorporado las deformaciones actuales al edificio, que alcanzaron 2.4 m en una longitud de 114 m, y significan 0.021 de pendiente genérica de norte a sur y una del mismo orden, en sentido transversal, sobre el lindero sur.¹

Para corregirla se investigó la manera de respetar la integridad del templo mediante un proceso sucesivo de regresión de las deformaciones, que afectara más cuantitativamente, pero mucho menos cualitativamente, al edificio. Sintéticamente, el resultado de esta fase consistía en una serie de cortes muy delgados progresivos, capaces de reorientarse para corregir las deformaciones ya acumuladas.²

¹ La teoría señala que después de 0.002 de deformación unitaria, las estructuras de mampostería suelen presentar grietas. La deformación acumulada supera esta referencia teórica, por lo que resultó razonable deducir que la tarea de mantenimiento del monumento también incluyó resanar las grietas.

² El concepto de subexcavación fue creado en 1962 por el italiano Fernando Terracina para enderezar la famosa Torre de Pisa, pero no desarrolló la tecnología para su aplicación. Cuando en México se empezó a trabajar sobre la forma de extracción de la arcilla, el doctor López Carmona imaginó extraerla como "rebanadas de pastel", inclinadas para controlar el descenso. Después, el Comité Técnico analizó que, como el manto a extraer estaba a 20 m de profundidad, la extracción sería mediante tubos de acero de 4" de diámetro, es decir, que en lugar de extraer "rebanadas de pastel", se extrajeron "baguetes".

Así, podríamos corregir idealmente paso a paso y dentro del rango elástico del material la deformación, hasta alcanzar una condición segura en cada elemento. La fragilidad de la mampostería haría inalcanzable dicha respuesta con deformaciones elásticas únicamente, pero el control del rango de deformación permitió saber dónde y cómo se romperían los elementos arquitectónicos, y mediante la observación visual directa y sus verificaciones geométricas, se aceptaron grietas de reajuste y aun provocar holguras, para relevar esfuerzos excesivos en puntos críticos. Simultáneamente se concibió que después de la recuperación se podrían curar esos aspectos cuando el conjunto se desplace sin deformarse. La experiencia obtenida en San Antonio Abad permite afirmar que los cortes delgados sucesivos del proceso pueden detenerse y reiniciarse a voluntad. Todo lo anterior exigió proteger la estructura, obedecer los resultados de las mediciones que registraban los cambios geométricos y su traducción a esfuerzos. La información se consignó en modelos claros de corrección geométrica y objetivos que contribuyeron a orientar los trabajos de conservación del monumento durante este proceso.

Apuntalamiento

La propuesta inicial para apuntalar la catedral suponía una estructura *ad hoc* con uniones soldadas.³ Los funcionarios de la SEDUE valorando el tiempo y la recuperación, posibilitaron la adquisición de un sistema versátil de apuntalamiento con tubería y uniones de producción nacional.

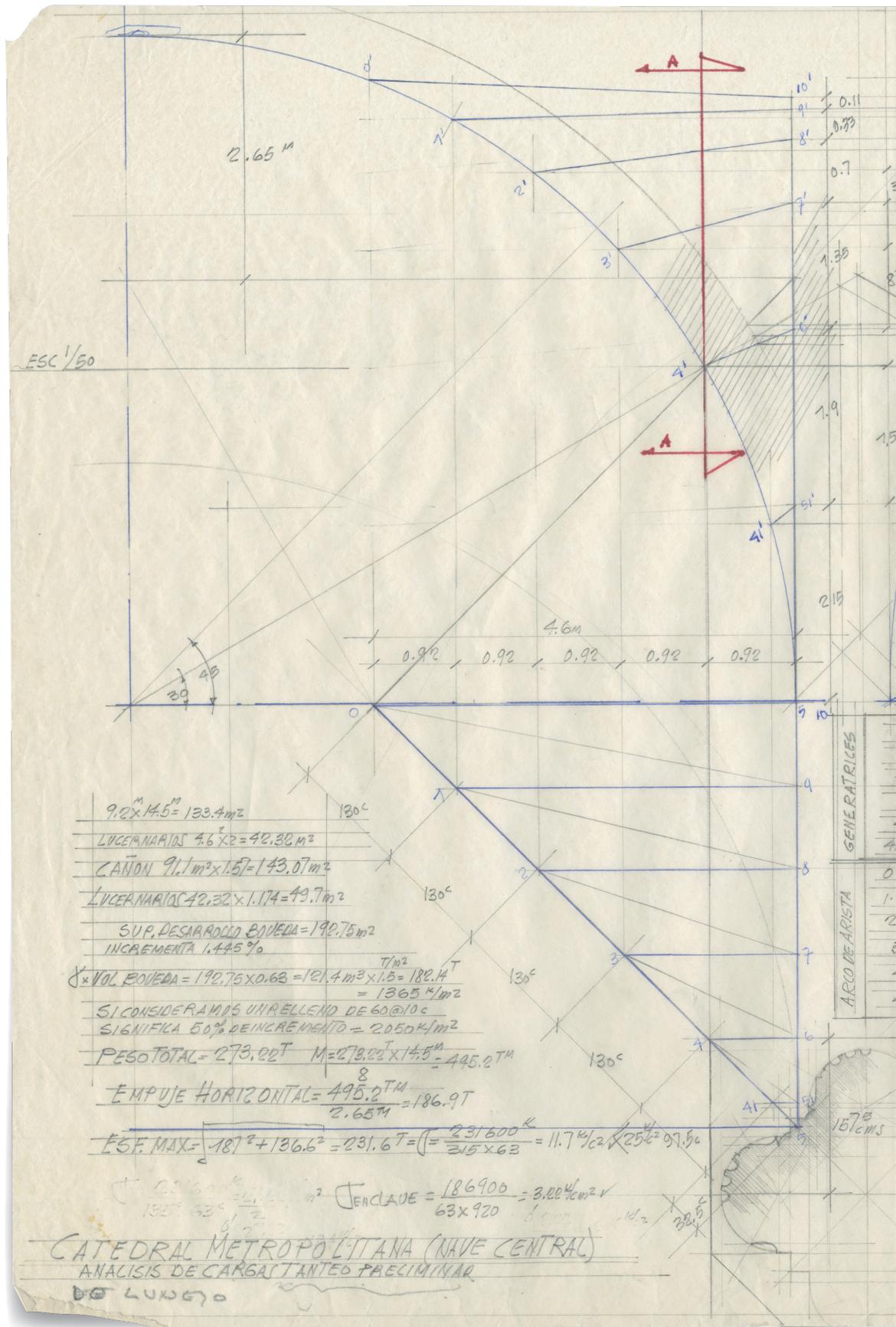
EXACTA, la empresa ganadora del concurso, sometió un proyecto de uso de sus materiales elaborado por el ingeniero Hilario Prieto Calderón, de FASA. Se verificó el esfuerzo de diseño para las cargas que proporcionó el Taller de Catedral y resultó aceptable, por lo que se autorizó la erección del apuntalamiento. Sin embargo, para dar por recibida oficialmente la obra, la Dirección de Obras de Catedral exigió una prueba de carga a todos los elementos del sistema y del proyecto de apuntalamiento.⁴

El apuntalamiento tubular que se instaló, multiplicó el número de apoyos y su régimen de trabajo fue fundamentalmente a compresión, su diseño respondió a una estructura clásica contemporánea desplantada sobre vigas de acero, cuyo comportamiento se conoce, su análisis se domina y el material cumple con las premisas de proyecto y cálculo, para que a través de la instrumentación se puedan medir sus esfuerzos y derivar las cargas del arco apuntalado, y así conocer el efecto de subexcavación sobre esa zona.

La zona elegida, para protegerla que un eventual sismo no altere su equilibrio, es la más cercana al punto de máxima velocidad de hundimiento, donde la rigidez local de las contratraves conservó su geometría.

³ El primer diseño de apuntalamiento, propuesto por el doctor López Carmona, en febrero de 1990, fue la base para definir la versión definitiva, que tuvo la virtud de multiplicar el número de apoyos, los cuales sirvieron después para monitorear la recuperación geométrica desde el intradós de las arquivoltas.

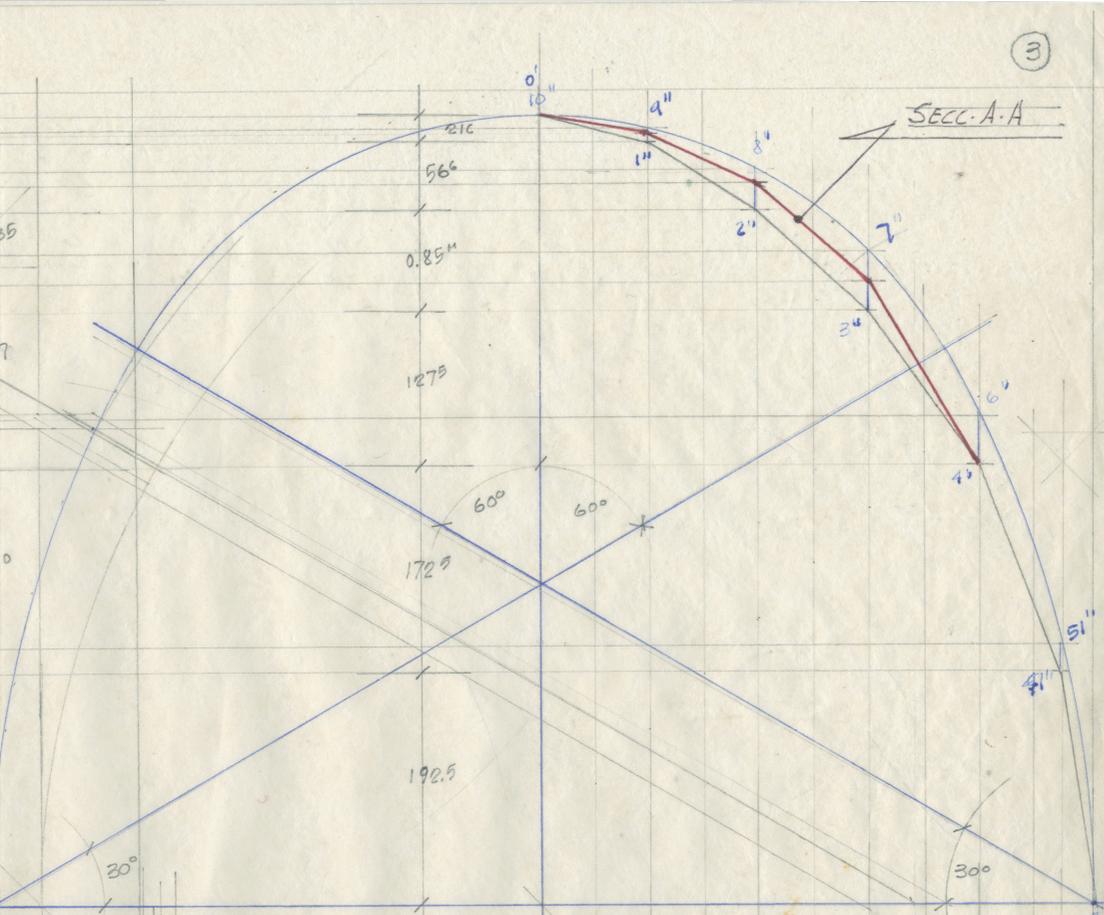
⁴ En dicho experimento, que duró más de quince años, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, a través del doctor Roberto Meli Piralla, participó también desde el punto de vista experimental con la infraestructura de frontera que dispone para realizar todas las series de pruebas que se requerían.



► Apuntalamiento

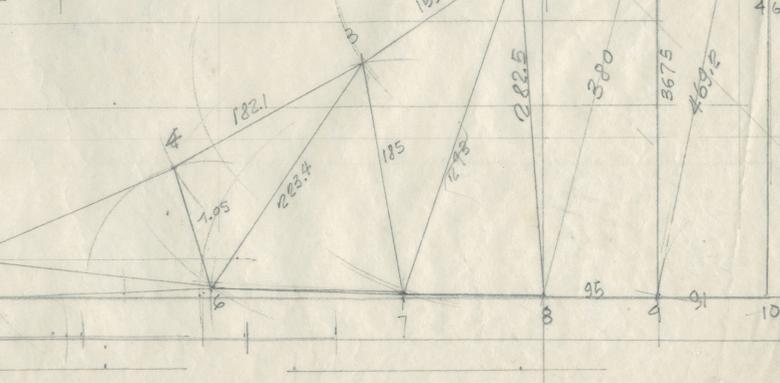
Análisis de apuntalamiento *ad hoc* en sentido longitudinal, donde se considera la presencia de los lucernarios.

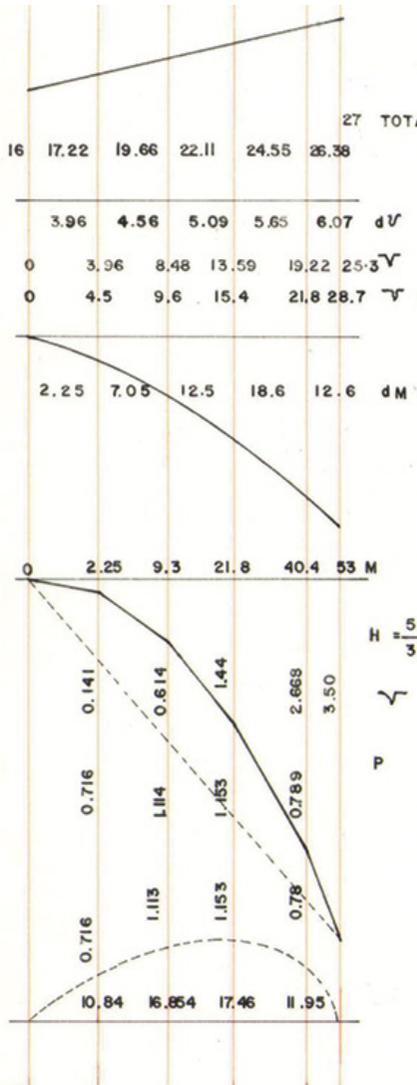
3



0-10	4.6	5-51	2.15
1-9	3.678	51-6	2.09
2-8	2.825	6-7	2.15
3-7	1.85	7-8	1.17
4-6	1.05	8-9	0.99
1-51	0.325	9-10	0.91
1	1.317	4-51	1.810
2	1.415	3-6	2.234
3	1.553	2-7	2.930
3-4	1.821	1-8	3.800
4-41	1.981	0-9	4.692
41-5	1.992		

LAS GENERATRICES (FRONTALES) @ ESCALA
 EL ARCO FORMEADO (FRONTAL) @ ESCALA
 LAS DIAGONALES = $\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$
 LA ARISTA $\frac{1}{2}$ LA PROYECC. PLANA $\sqrt{30^2 + 2^2}$
 APROXIMANDO LA CURVA @ UNA PARABOLA
 SUPERFICIE DE LA PENETRACION 16.2X 4.6
 24.84 m²
 3 CUADROS 21.16 m²
 INCREMENTO 1.174%
 Y EL CANTON INCREMENTA 1.57%
 460 m





27 TOTAL = 120T

$$H = \frac{53}{3.5} = 15.143T$$

$$\gamma = 28.7$$

$$P = 52.46T$$

AHORA LA FLEXION LOCAL OBTENIDA DE LA Y MOM. DESDE LA CUERDA

$$d = 1.85m.$$

$$\frac{M}{f} = \frac{1746000}{185} = \bar{c} = \bar{T} = 9437.8 K$$

65

SECCION PARA 24540 K

$$A_s = \frac{24540}{1260} = 19.48 C^2$$

$$\frac{9438}{160} \times \sqrt{50^2 + 160^2} = 24540 K$$

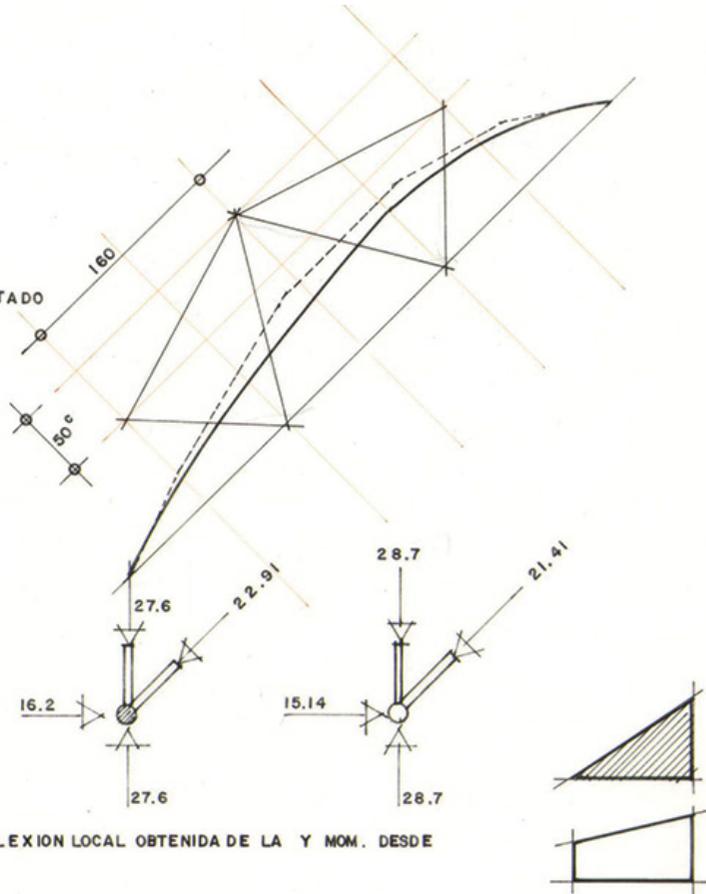
$$L = 1.75 m$$

$$LONG. DE PANDEO = 175 \times 0.6 = 105$$

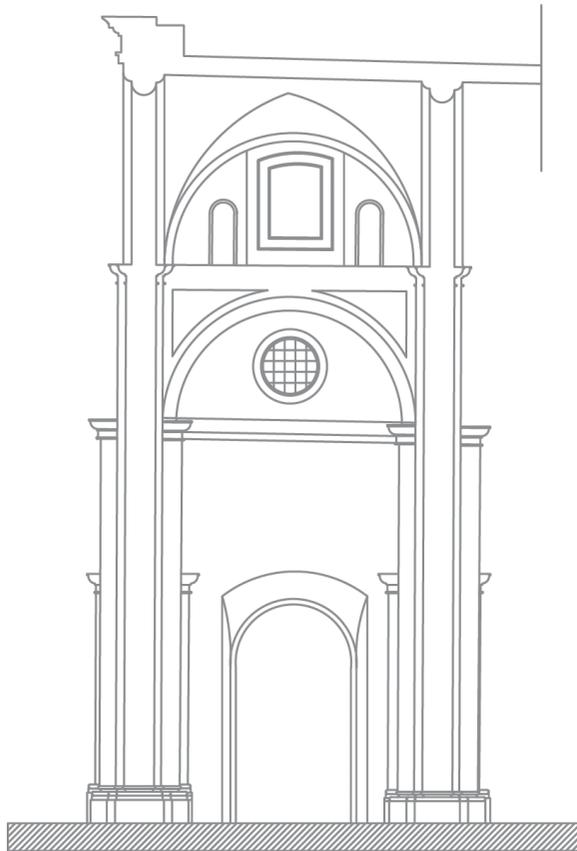
- FLEXION LOCAL

$$P = 23.33 T/m \times 7.65 m = 38.5 T$$

$$M = \frac{38.5 \times 1.65}{12} = 5.29348 TM$$



▲ Análisis para determinar la configuración y proporción del apuntalamiento para las arquivoltas.



◀ **Esquema de un entreje longitudinal visto desde la nave central hacia el exterior**

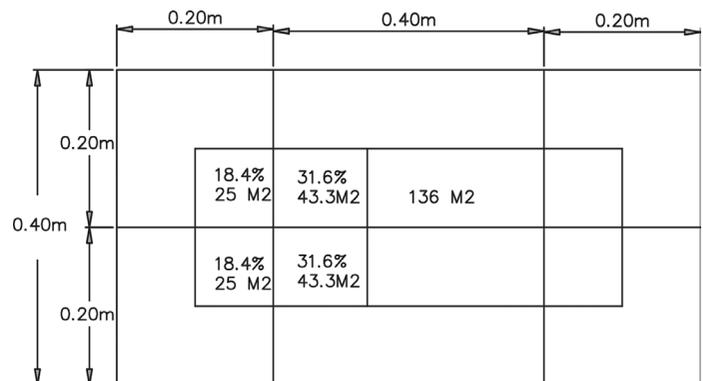
Típanos $r = 5.00 \text{ m}$
 $a = 39.27 \text{ m}^2 - (3.6 \times 3.6) - (2 \times 2.6) - (9.36 + 5.20) = 24.71 \text{ m}^2$
 enjuntas = $60 \text{ m}^2 - 39.27 = 20 \text{ m}^2$
 sólo son en total = 44.7 m^2

Porque los arcos se descarga por el exterior soporta cornisas y balaustradas en el sistema que concurre a los botareces.

$44.7 \text{ m} \times 0.84 \times 1.8 \text{ t/m}^3 = 67.6 \text{ t}$

Los arcos analizados antes capaces de 57 t (28.7×2) y los muros son de tezontle y a los tubos les quedan (14477.1130) el 23.5% de reserva.

Luego el doble sistema de arcos es capaz, las naves de cruceo deben tomar las deformaciones según estudio del ingeniero Vicente Guerrero y Gama son 409.76 , de cuales el 18.4% es $75.26 = 37.6 \text{ t}$ c/u y c/2 arcos deben soportar. La fuerza máxima sobre una pieza es de 25540 kg .



Por indicación del doctor Roberto Meli Piralla, se instaló un gato de tornillo en cada tubo, lo que permitió controlar las variaciones de carga sobre ellos, y conocer así la conducta de la superestructura durante la subexcavación.

Se buscó medir tanto el esfuerzo como las deformaciones directas durante el proceso de subexcavación, aprovechando la disposición de la serie de “Marcos Torre tipo”, que mediante la flexión y continuidad son modelos típicos de estructuras hiperestáticas. De su comparación con el esqueleto de piedra que apuntalan, se pudieron deducir de manera directa las solicitaciones que los arcos debieran soportar si no estuvieran apuntalados. Sin duda, esa información fue útil para comprender cabalmente día a día el proceso correctivo.

El apuntalamiento consistió en una presión controlada, mediante gatos de tornillo de 500 kg en cada tubo colocadas en el intradós de las arquivoltas. Esta carga inducida se verificaba quincenalmente y nunca registraron incrementos significativos, lo cual indicó que la estructura pétreo fue capaz de transmitir sus cargas a la cimentación sin apoyarse en el apuntalamiento mecánico, lo que demostró que cumple con su función preventiva para el que fue diseñado. Esta experiencia permite afirmar que en intervenciones similares, podrán hacerse sin apuntalar. La medida de seguridad que significan los cables tampoco es necesaria, porque nunca presentaron cambios significativos en sus catenarias.

De manera paralela a esta medida preventiva se zuncharon los pilares para proporcionar confinamiento transversal,⁵ acorde a las ideas de Poisson sobre deformación transversal de expansión o contracción. Además, se colocó una estructura triodética en el nivel de impostas de la nave central, para facilitar los trabajos de mantenimiento. Dicha estructura no se opuso al cierre de la superestructura, porque quedó prevista de apoyos simples, también se le colocó una malla de protección para caídos sobre la capa superior, que tenía una plataforma de madera por donde caminaban los trabajadores.

Trabajos previos al proceso correctivo

Las obras iniciaron el 25 de octubre de 1991, con la construcción de 30 lumbreras de 3 m de diámetro y una profundidad de 20 m en promedio, a partir del nivel de feligresía, ubicadas de manera alternada para satisfacer la demanda de la primera propuesta de subexcavación formulada por el doctor Fernando López Carmona. Su construcción permitió ampliar el conocimiento respecto a las características del subsuelo y la determinación más exacta de vestigios arqueológicos.

Desde la construcción de estos fosos, y después de su terminación, se bombeó para poder excavar y mantenerlos secos. Los efectos esperados empezaron a aparecer en la

⁵ La base técnica para diseñar los zunchos de acero A-36 sobre el fuste de los pilares fue con la relación que en 1928 presentó el matemático francés Simón Daniel Poisson, en la Academia de París, conocida como el módulo de Poisson, el cual, para materiales anisótropos como la piedra, la constante elástica de deformación transversal de expansión equivale a 0.20. Con ella puede estimarse la magnitud de una deformación producida por otra deformación.

nivelación del 30 de abril de 1992. Con el bombeo dirigido se empezaron a provocar los primeros descensos y movimientos en la estructura, como se había pronosticado.

Durante el descenso provocado por el bombeo se detectaron zonas que aparentemente emergían en la relación al movimiento inducido. Al atender esta reacción, el 26 de marzo de 1993 se inició la revisión de los pilotes de ambos edificios, y se concluyó que efectivamente algunos impedían descender a la estructura. Posteriormente, el 3 de mayo de 1993 se procedió a aflojarlos y así el bombeo recuperó la tendencia inicial.

Conscientes de la innovación de esta técnica y de la trascendencia del proyecto, su ejecución se desarrolló mediante fases, siguiendo la demanda formulada por la Facultad de Arquitectura.

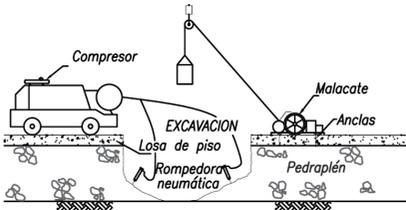
El 9 de junio de 1993, se comenzó a subexcavar alrededor de la columna C-5, en forma preoperativa, con el fin de conocer la respuesta estructural, adiestrar al personal y poner a prueba los equipos. Estos factores sirvieron para elaborar las estrategias que exigía el proyecto. Posteriormente, el 23 de agosto de 1993 se inició formalmente la subexcavación de manera gradual por las zonas más consolidadas, con el fin de cerrar la nave de crujiás. Sus efectos se empezaron a manifestar hasta los dos meses, cuando las nivelaciones quincenales empezaron a registrar el descenso en el piso y modificaron la tendencia de desplazamiento que se venía dando en las bóvedas, y permitieron recuperar gradualmente la verticalidad de los elementos portantes. Se anexan láminas que ilustran los trabajos previos al proceso correctivo desarrollado por TGC.

Proyecto de subexcavación

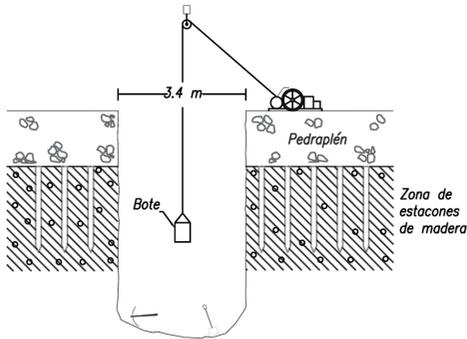
El 14 de diciembre de 1993 se entregó al Comité de Catedral el proyecto de subexcavación que prevaleció cualitativa y cuantitativamente durante el proceso correctivo. En dicha propuesta se consignó el descenso de todos y cada uno de los puntos de ambos monumentos, y se fundó en la necesidad de revertir simultáneamente la deformación de los monumentos, para evitar concentraciones agudas de esfuerzos en zonas intervenidas y aún sin tratar. Esta labor implicó determinar la correspondencia entre las pendientes del suelo y los plomos de los elementos que sobre ese suelo gravitan.

La teoría basada en la relación cuantitativa entre el volumen de extracción de arcilla y el descenso de la superficie del suelo, contempló la corrección de la deformación correspondiente al tiempo transcurrido entre la construcción del sistema de criptas y la condición de 1993.

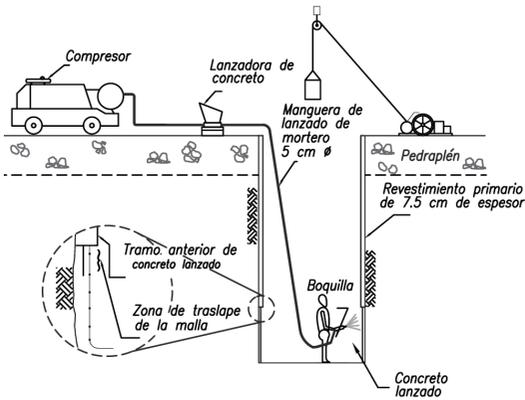
Esa deformación se pudo recuperar porque la placa de cimentación congeló la geometría deformada desde 1667 hasta la década de 1930 a 1940, sin que la intervención de 1975 significará una dificultad adicional, puesto que no alteró la capacidad de la placa de cimentación y sólo trató de incrementar la capacidad de carga en los puntos donde se hincaron los pilotes.



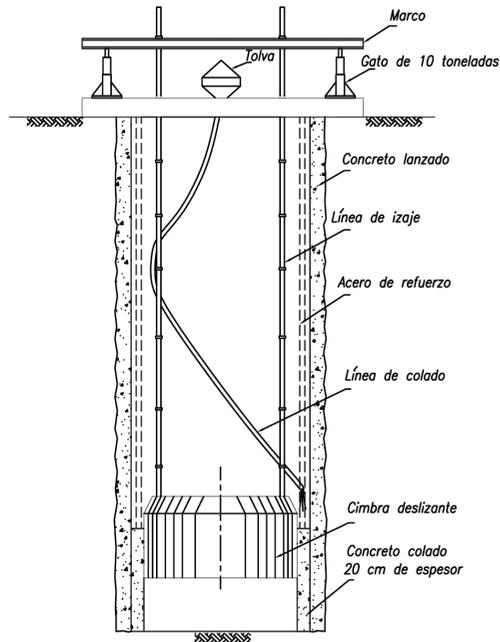
a) Demolición de losa de piso y pedraplén



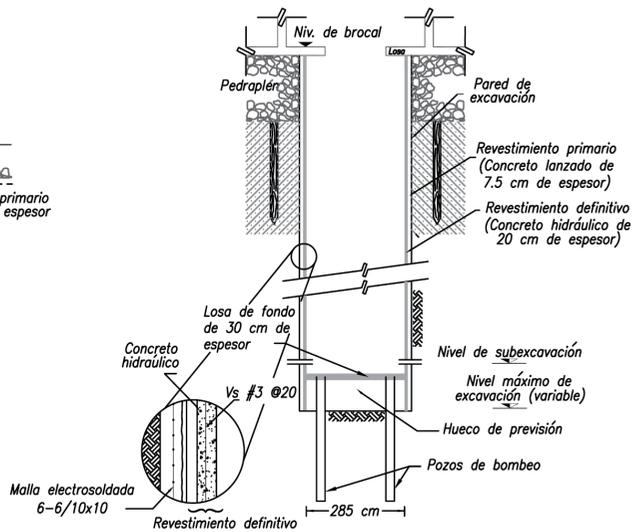
b) Excavación manual de lumbrera (pico y pala)



c) Colado del revestimiento primario de la lumbrera



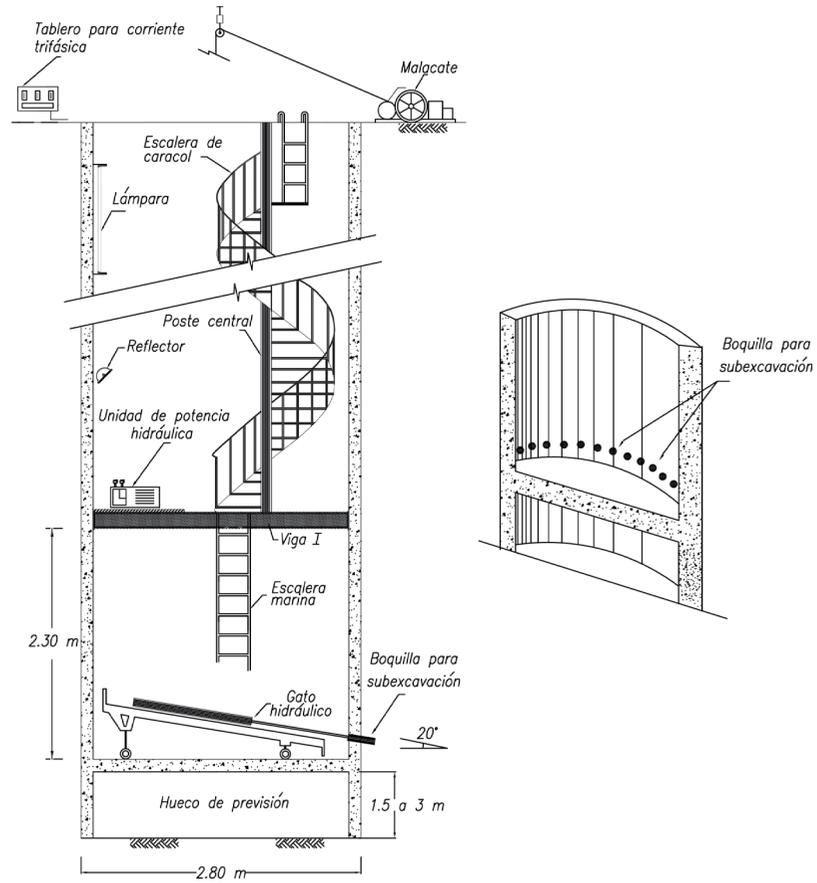
d) Colado del revestimiento definitivo



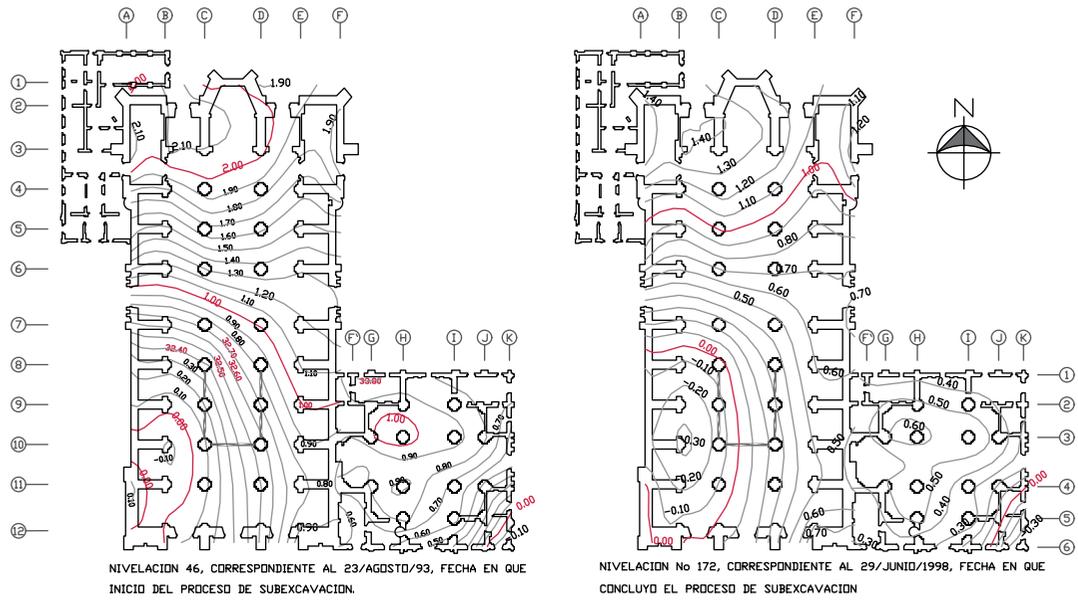
e) Características de la construcción de lumbreras

▲ Procedimiento constructivo de las lumbreras desarrollado por TCC.

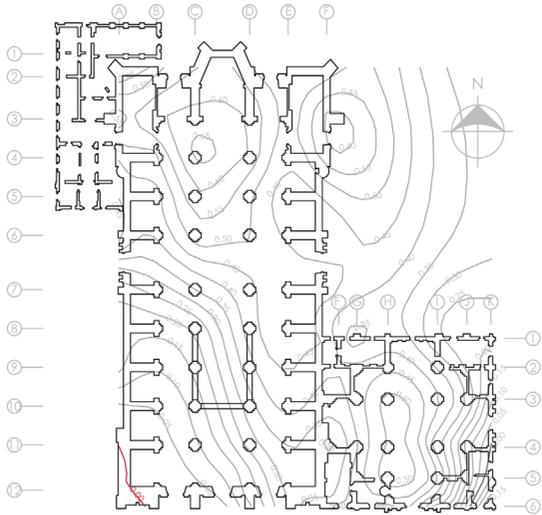
► Instalaciones en las lumbreras para la subexcavación aplicada en la catedral por TCC.



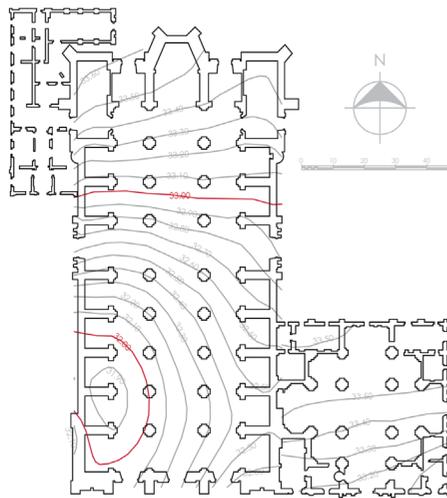
El origen de la deformación está en el vértice A-12. Las unidades de las elevaciones están en metros, para definir las curvas de nivel en ambos edificios las elevaciones se ajustaron por separado. Al referir las configuraciones a nivel de plintos se consideró que los muros de contrarresto se comportan como cuerpo rígido.



CURVAS DE NIVEL REFERIDAS A NIVEL DE PLINTOS, DE CADA EDIFICIO.



DEMANDA DEL PROYECTO DE SUBEXCAVACION 1996.



META DEL PROYECTO DE SUBEXCAVACION 1996

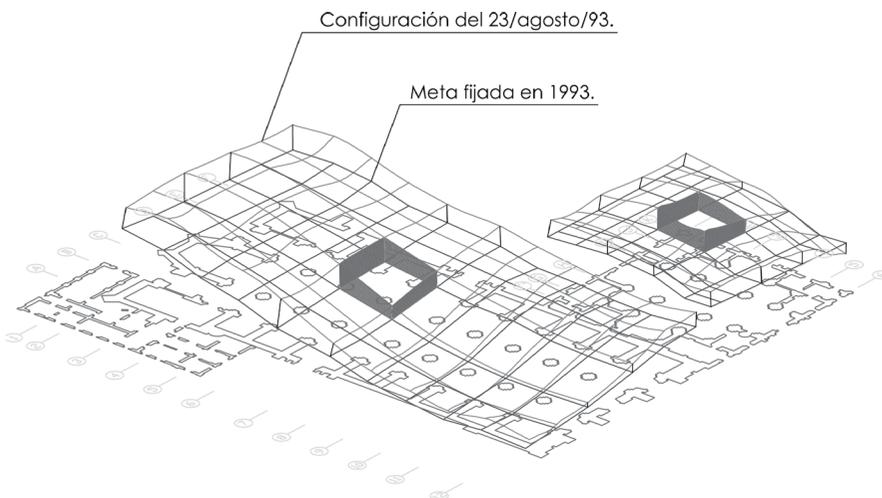
• **Proyecto ajustado**

La zona de mayor demanda se localiza alrededor de la intersección C-4 y define una corrección transversal de los muros de contrarresto que, combinada con el descenso de la crujía oriental, corregirá el alabeo de la zona sur, e implica la acción sobre el sagrario cuya mayor demanda se localiza en la parte central del eje G.

La deformación de 1570 hasta 1993 alcanzó 2.4 m, de desnivel entre el ábside y la torre poniente, 80 cm se produjeron durante la construcción del monumento, ésta fue corregida y resuelta por los constructores y podemos definirla como congénita y desde 1667 hasta 1934 se produjeron otros 80 cm con una cimentación frágil, que fue reforzada en 1937. Nuevamente hay una deformación que debemos aceptar como permanente por causa de la introducción de refuerzos metálicos, que cambia la conducta de la cimentación de frágil a dúctil.

En esa ductilidad, se funda la posibilidad de recuperar esos 80 cm de deformación.

Para concretar e ilustrar dicha propuesta se hizo corresponder el punto más bajo de la topografía actual (B - 10) con una superficie ideal promedio entre 1667, definida a partir del levantamiento de la geometría del edificio y la situación actual para considerar los dos periodos del comportamiento frágil primero, y dúctil después, pero con la misma magnitud de deformación. En el sagrario se trabajó con la información topográfica de 1934 y la actual.



• **Ilustración de la corrección geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos**

Demanda del proyecto de subexcavación.

La propuesta desde su conceptualización buscó corregir simultáneamente el desnivel entre la torre poniente, el ábside y el sagrario, para resolver los desplomos de las pilastras y el alabeo de la porción al sur de la cúpula de catedral y lograr armonizar el descenso sin olvidar las acciones correctivas locales en ambos edificios, que deberán hacer girar hacia adentro a los cinturones de contrarresto de las zonas abovedadas, al aplanar la pirámide en el sagrario y el borde duro a lo largo del eje C de la catedral.

Dicho proyecto deberá entenderse e interpretarse como el plano de volúmenes a extraer en planta, donde se establece la velocidad de descenso ideal durante el proceso, al subexcavar simultáneamente toda el área que ocupan ambos monumentos, asimismo busca la armonía entre lo deseable y lo posible a inducir a través del suelo, al extraer un total de 3 912.193 m³, del cual el 78% corresponde a la catedral (3 037.347 m³) y el 22% a la superficie del sagrario (874.847 m³).

Estas premisas parten de que la experiencia adquirida permite avanzar desde los puntos de máxima demanda hacia el de demanda nula, porque la respuesta del suelo exige tiempo y admite ir avanzando paso a paso hasta alcanzar la acción generalizada sobre ambos monumentos.

La capacidad de manejar las velocidades de descenso permitió compensar desajustes iniciales del sistema, así como la preocupación por alcanzar cuanto antes la condición descrita en el proyecto, para hacer mínimas las concentraciones de esfuerzos.

Queda por último describir la tercera faceta del proceso correctivo relativa al refuerzo de tracción a incluir en los ejes transversales C y D de la catedral, el tratamiento de la placa de piso del sagrario, la solución de su vértice sur-oriental cuyo desnivel respecto a la zona central del mismo seguirá siendo grande, aun si se alcanza este plan en su totalidad. Como se puede inferir en este momento todas las ideas del comité técnico se concentraban en la subexcavación, aún no aparecían las ideas del mejoramiento del suelo, incluso el doctor Fernando López Carmona comentaba que las lumbreras quedarían implementadas como parte de un manual de mantenimiento permanente de la catedral para conservar sus condiciones de comportamiento estructural.

El proceso de reinyección de todos los sistemas abovedados, la reposición de sillares dañados y la armonización de los elementos arquitectónicos de lo edificado, será corolario final del proceso.

La información disponible de las etapas anteriores nos autorizó a plantear una metodología así, en vez de establecer metas que atiendan únicamente a partes sin considerar al todo, para que el sistema instalado sea útil y permita mejorar la condición general del monumento en el futuro.

Nivelaciones topográficas

Las nivelaciones de control bisemanales, elaboradas por la empresa TGC, se analizaban para valorar permanentemente el trabajo inducido en sus seis versiones, y permitían analizar la evolución de los efectos en forma parcial y acumulada, como se describe en el ejemplo relativo a la nivelación 133, correspondiente al 23 de diciembre de 1996.

a) Parcial. Esta configuración ilustra el efecto de las acciones en las lumbreras durante las últimas dos semanas y exhibe los puntos duros que invierten parte del efecto que produce la subexcavación. Asimismo ilustra ocasionalmente giros negativos del suelo al remodelar la arcilla, como en este caso, no obstante permite evaluar el énfasis a seguir en cada punto.

La figura 133 f ilustra la amplificación de la curva 0.00 mm hacia gran parte de la catedral y del sagrario. El descenso más concentrado se localizaba desde la zona del ábside, incluyendo al contrarresto oriente hasta el vértice noroeste del sagrario; la configuración de la zona sur corrige principalmente el alabeo y explica la consolidación del eje F en dicha zona. El sagrario presenta un cierre con mayor descenso en la parte poniente de la fachada norte, su zona central baja verticalmente y exhibe la consolidación del entreeje I-J, sobre el eje 4.

b) Mensual (fig. 133 e). Contiene el efecto de un mes y presenta la curva cero más concentrada en la porción noreste, la cual agudiza los descensos de esta zona. A partir del eje 7 se observa una corrección longitudinal definida por la horizontalidad de las curvas y el giro de la crujía sur-este hacia el norte. El sagrario gira en dirección noroeste con mayor descenso en la fachada norte del eje F al I; asimismo se exhibe como emerge el entreeje I-J, del eje 3 al 6, que provoca un giro negativo al sistema de contrarresto oriente. El comportamiento también se relacionaba con la geometría del partido arquitectónico.

c) Trimestral (fig. 133d). Esta figura acusa una tendencia de descenso en dirección hacia el norte en ambos edificios, con un giro concentrado hacia el noreste de la torre poniente. La curva cero se continua desplazando hacia al noroeste y exhibe el cierre de todo el contrarresto occidental de la catedral. Dicha respuesta cerraba simultáneamente algunas grietas y reducía la deformación general.

d) Reanudación (fig. 133c). Muestra el efecto de las acciones correctivas a partir del reinicio del proceso. Aquí ya aparecen las curvas de la zona norte de catedral en dirección favorable, cuyo giro más uniforme incluye a ambos edificios y el patrón correctivo ilustra cómo disminuye el alabeo al recuperarse como cuerpo rígido, así como lo solicitó el proyecto de subexcavación ajustado, siguiendo la dirección del eje de giro que se definió en función al fenómeno urbano.

e) Subexcavación (fig. 133b). Estas curvas de nivel contienen el efecto logrado por la subexcavación desde el 23 de agosto de 1993 a dicha fecha y exhibe el perfil correctivo que han tomado los edificios en descenso y giro. La suma de ambas variables indica la corrección de la deformación lograda mediante el proceso de subexcavación en todos los puntos del monumento.

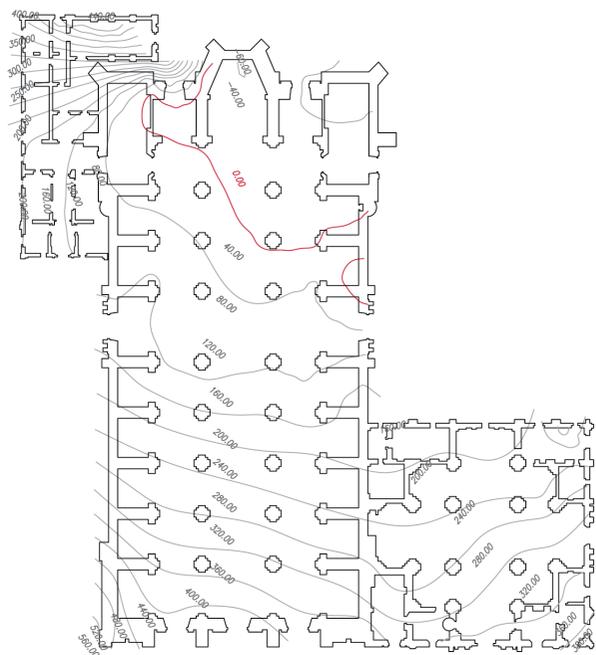
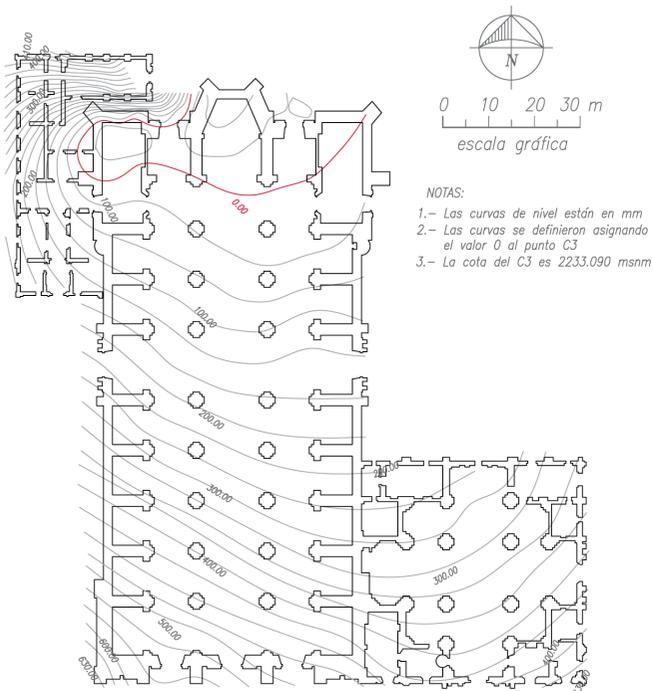
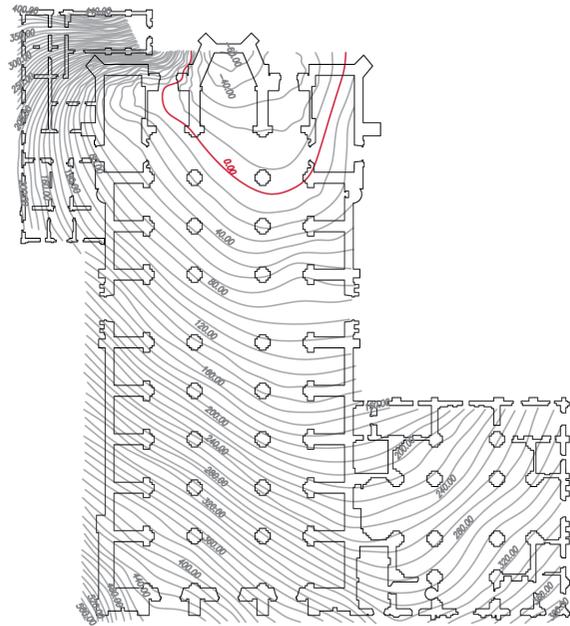
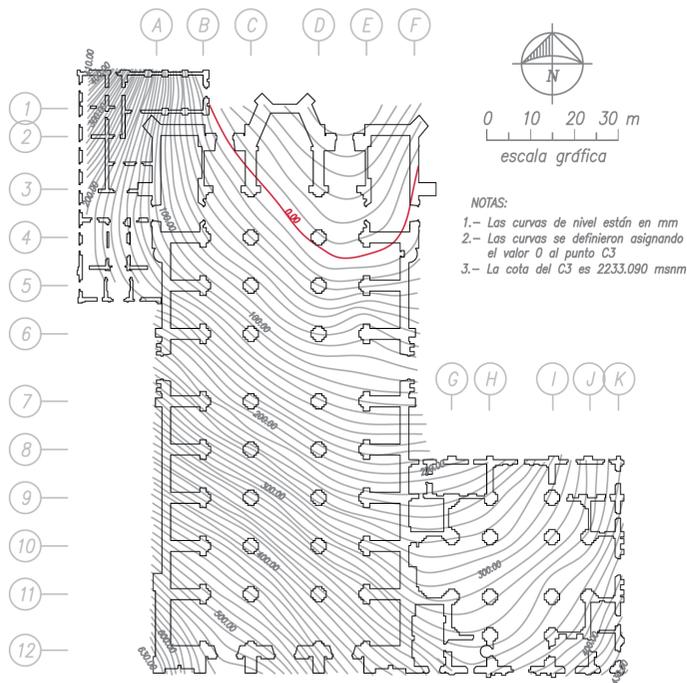


Fig. 133c. diferencia entre la 96a y 133a nivelación elaboradas por TGC (24/Jul/95 - 23/Dic/96)

Fig. 133d. diferencia entre la 129a y 133a nivelación elaboradas por TGC (28/Oct/96 - 23/Dic/96)

▲ Configuraciones topográficas para conocer velocidades de hundimientos durante la subexcavación.

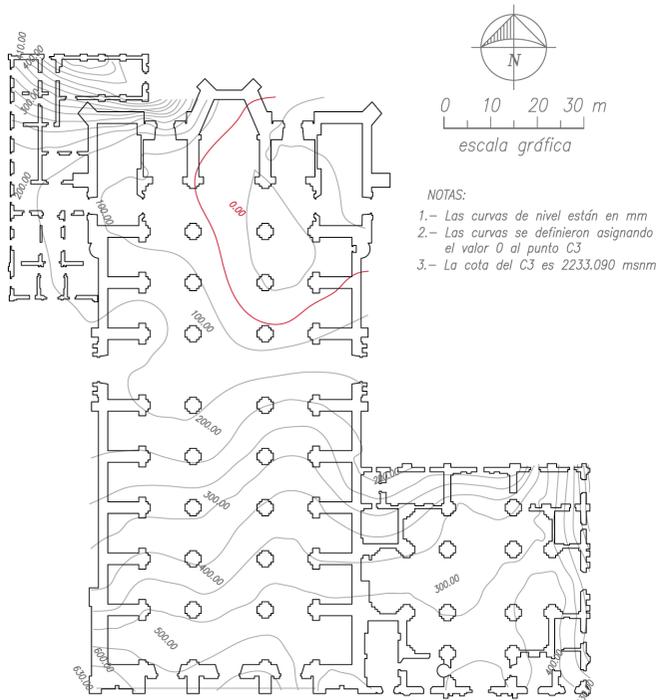


Fig. 133e. diferencia entre la 131a y 133a nivelación elaboradas por TGC (25/Nov/96 - 23/Dic/96)

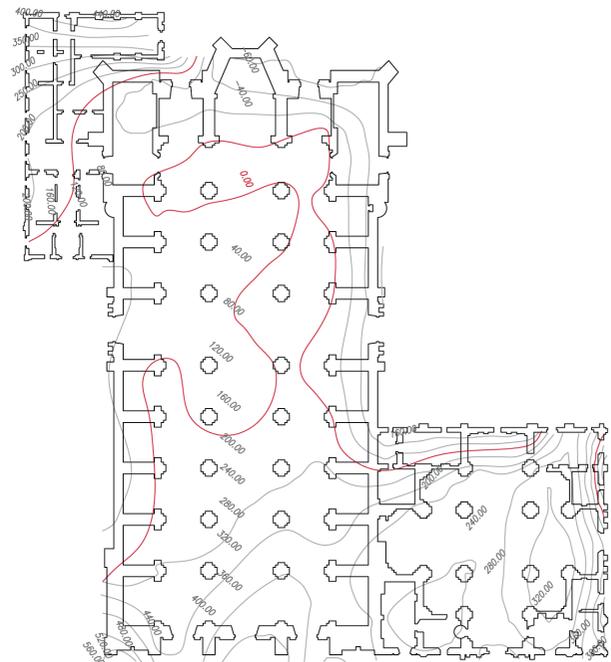


Fig. 133f. diferencia entre la 132a y 133a nivelación elaboradas por TGC (09/Dic/91 - 23/Dic/96)

▲ Configuraciones topográficas para conocer velocidades de hundimientos.

Dicha recuperación del punto A-12 al D-2 alcanza 61 cm por efectos de la subexcavación, que consiste en la extracción de arcilla operando las lumbreras en forma proporcional y controlada para lograr un movimiento continuo y armónico congruente con el plan establecido en 1993.

f) *Acumulado* (fig. 133a). Esta versión indica que la corrección longitudinal total de esta intervención es de 69 cm. Dicha cifra contiene el efecto de la subexcavación más el efecto logrado con el bombeo controlado durante la construcción de las 30 lumbreras iniciales; transversalmente indica 24 cm, que representan la reducción del paraboloide.

La corrección geométrica que permitió modelar la superficie del suelo y reducir las deformaciones concluyó el 29 de junio de 1998, y logró revertir 98 cm de los cuales 86 cm fueron por subexcavación. Estos valores se registraron en la nivelación número 171, medida sobre el nivel de plintos el 15 de junio de 1998.

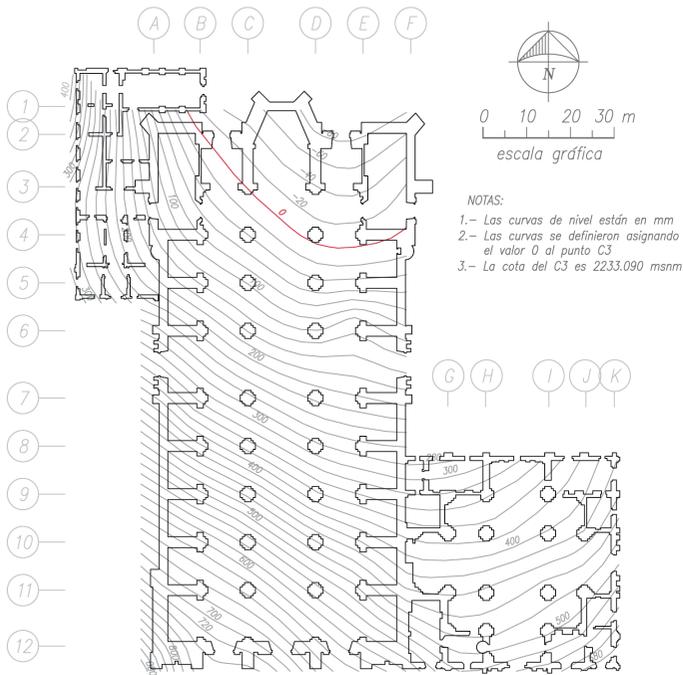


Fig 172a. Diferencia entre la 1a y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (25/oct/91 - 29/jun/98)

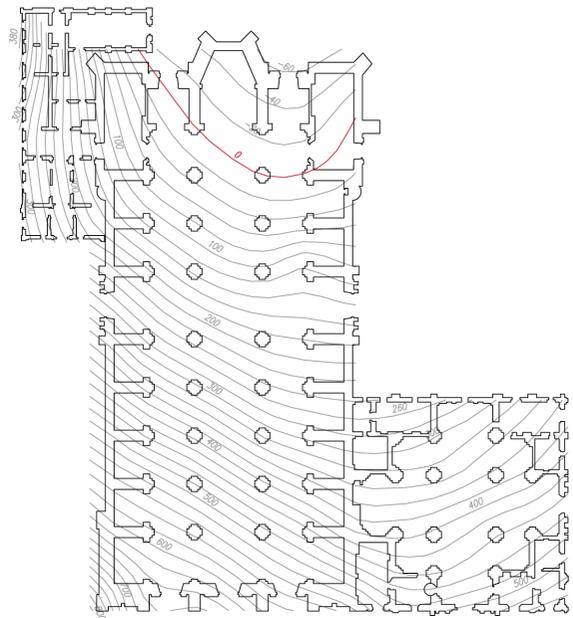


Fig 172b. Diferencia entre la 46a y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (23/ago/93 - 29/jun/98)

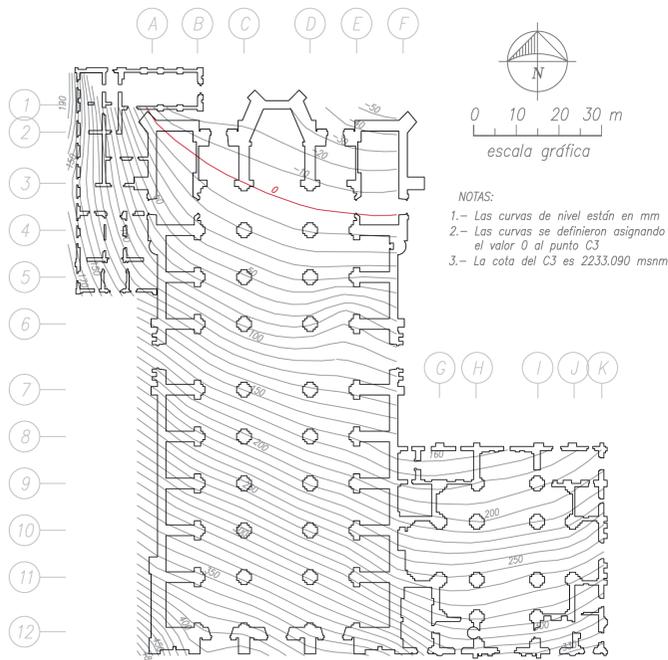


Fig 172c. Diferencia entre la 96a y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (24/jul/95 - 29/jun/98)

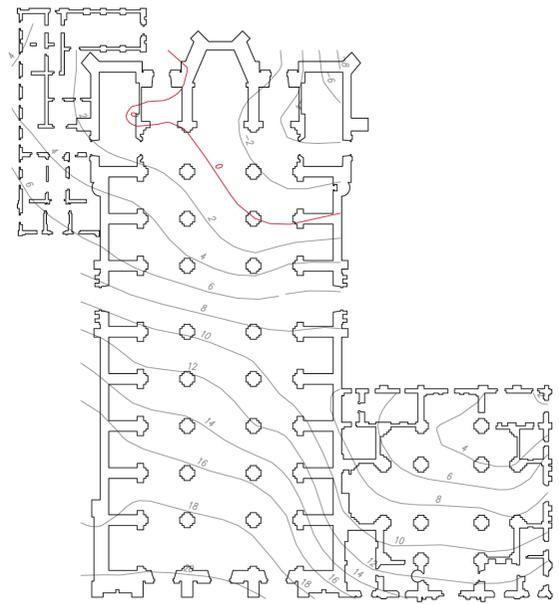


Fig 172d. Diferencia entre la 165a y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (23/mar/98 - 29/jun/98)

▲ Nivelación de bóvedas.

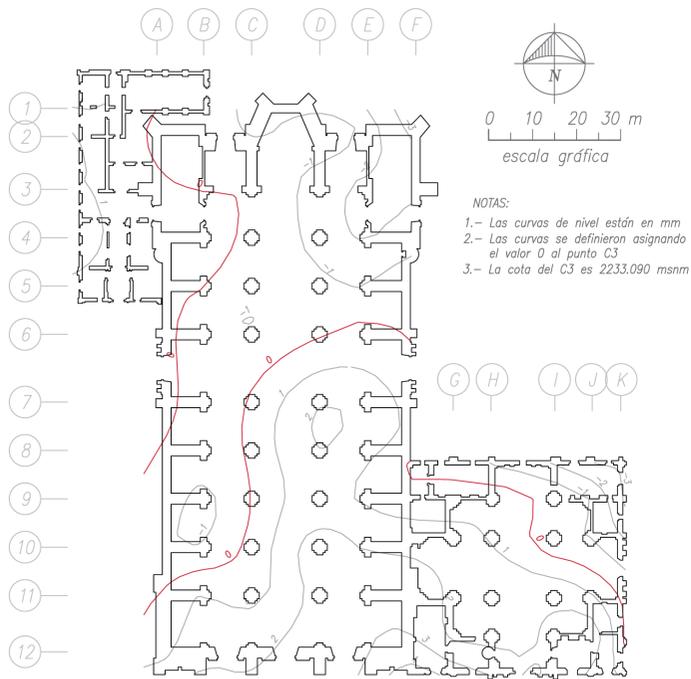


Fig 172e. Diferencia entre la 170a y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (01/jun/98 - 29/jun/98)

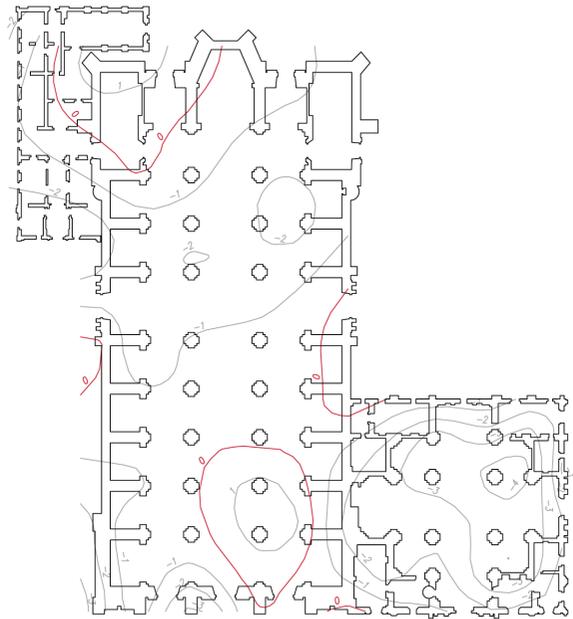


Fig 172f. Diferencia entre la 171 y 172a nivelación elaboradas por T.G.C (15/jun/98 - 29/jun/98)

Nivelación de bóvedas

El proyecto buscó establecer las condiciones para que el monumento conserve el comportamiento estructural inicial. Por ello se fundó en la historia de los hundimientos diferenciales, sin despreciar las intervenciones que ha tenido a través del tiempo. Debido a que la interpretación del significado de esas correcciones incorporadas desde la fábrica del mismo, trasciende cuestiones de aspecto cuantitativo, su análisis constituyó documentos descriptivos del proceso geológico y de los límites de las deformaciones e ilustraron cómo restituir la imagen del edificio, a pesar de que no podremos recuperar su geometría ideal.

En cada punto de medición el dispositivo para implementar el sistema de monitoreo sobre el movimiento de las bóvedas durante la subexcavación, consistió en una varilla hincada en el seno de la bóveda protegida, mediante una camisa de tubo galvanizado con tapa removible para evitar que se infiltre el agua.

Los registros de nivelaciones y distancias de las cabezas de estos tubos, menos la constante saliente, determinaban el perfil del extradós de las naves y sus posibles variaciones.

La presentación en planta de las curvas de nivel permitía detectar fácilmente los efectos de la subexcavación, así como las zonas donde la concavidad de la nave central se incrementaba, o donde se resistía. Las grietas generadas en las bóvedas ante dichos efectos fueron signos naturales propios del sistema, pronosticadas durante el

análisis estático de la estructura mediante el cual el doctor Fernando López Carmona explicó la teoría de las rótulas frágiles.

Cuando el permanente análisis del proceso indicaba que la primera fase del proyecto se acercaba a su fin y debería iniciarse a mejorar las condiciones de estabilidad de los edificios, sin interferir en su mecanismo de reacomodo, se empezó a rehabilitar la estructura inyectando las grietas en todas las bóvedas y muros del conjunto arquitectónico. Esta actividad inició en octubre de 1997, así como los estudios sobre las condiciones estructurales del coro del sagrario.

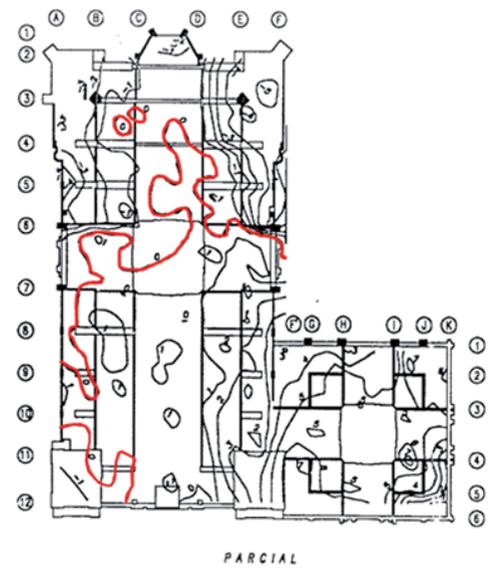
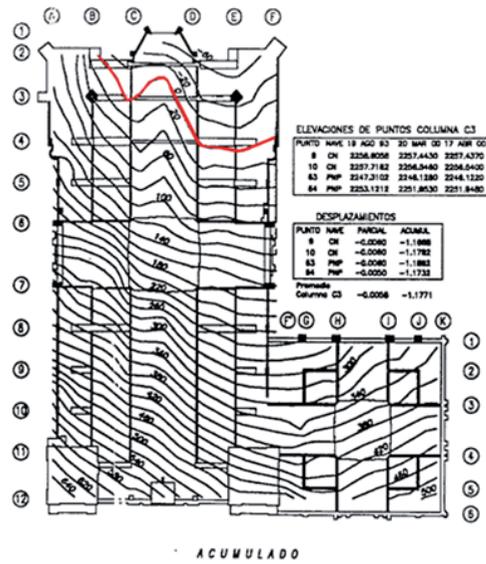
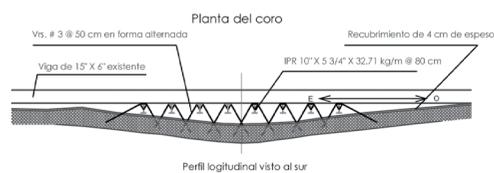
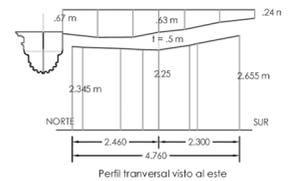
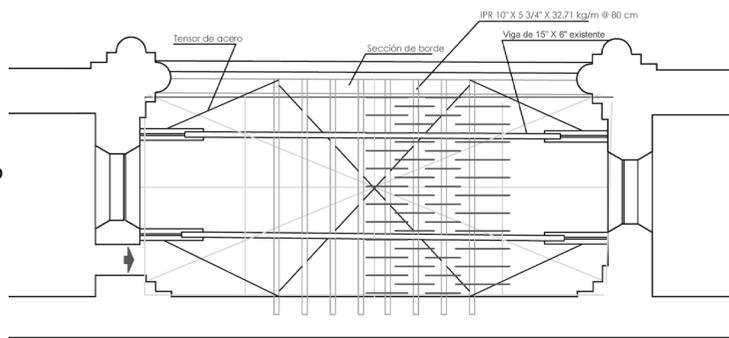
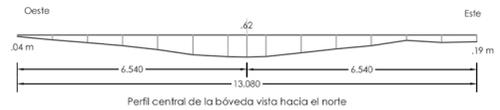
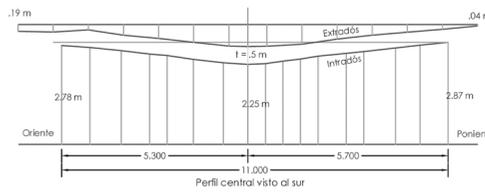
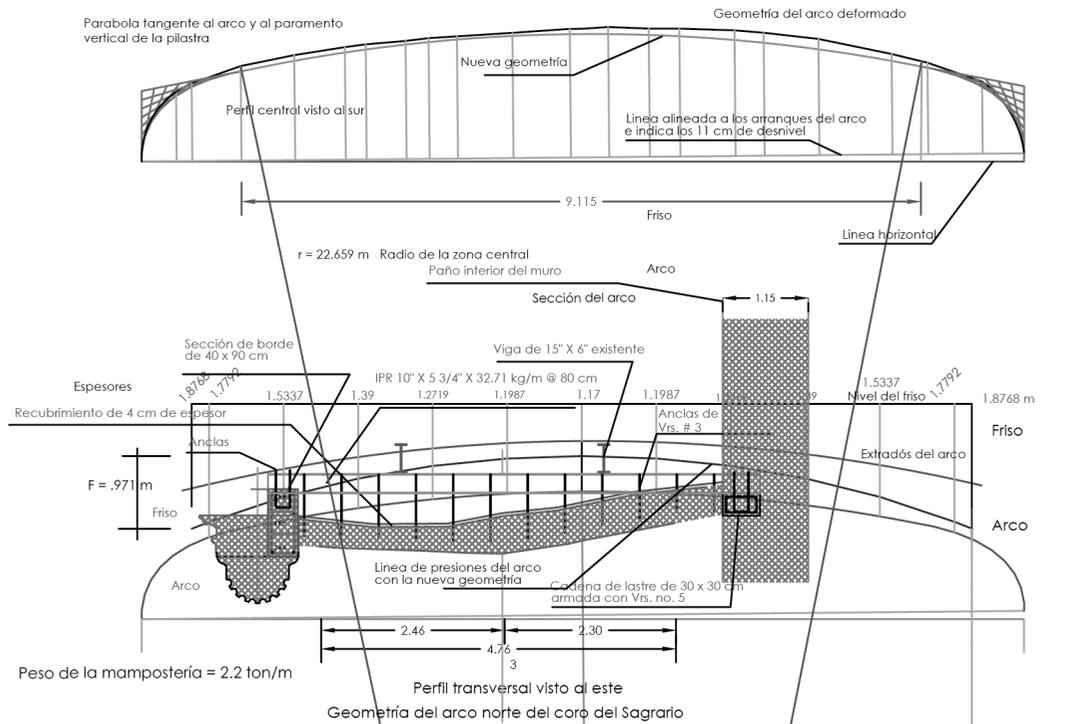


Fig 93 Curvas de igual desplazamiento vertical (mm) entre la 12a y 53a nivelación de bóvedas con referencia al punto C3 (19 ago 93 - 17 abr 00, fechas de terminación)

Fig 93a Curvas de igual desplazamiento vertical (mm) entre la 92a y 93a nivelación de bóvedas con referencia al punto C3 (20 mar 00 - 17 abr 00, fechas de terminación)



► Arco norte del coro del sagrario.



Peso de la mampostería = 2.2 ton/m

Perfil transversal visto al este
Geometría del arco norte del coro del Sagrario

Distancias	2341	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2341	m
D.V.	941	3.644	3.216	2.938	2.718	2.606	2.606	2.718	2.938	3.216	3.644	941	ton
V	941	4.585	7.801	10.729	13.447	16.053	18.659	21.277	24.305	27.521	31.165	32.106	ton
Ri.		16.053 ton											
V		[Diagram showing a linear load distribution across the arch span]											
		Rd. = 16.053 ton											
D.M.	.11	2.763	6.193	9.265	12.088	14.75	17.356	20.018	22.841	25.913	29.343	32.106	ton-m
M	.11	2.873	9.066	18.331	30.419	45.69	62.525	82.543	105.384	131.297	160.64	168.046	ton-m
Claro	2341	1.234	2.234	3.234	4.234	5.234	6.234	7.234	8.234	9.234	10.234	10.234	m
M	3.758	19.811	35.864	51.917	67.97	84.023	100.076	116.129	132.182	148.235	164.288	168.046	ton-m
M.F.	0.0	3.648	16.938	26.798	33.586	37.551	38.854	37.551	33.586	26.798	16.938	3.648	ton-m
		$H = \frac{38.854 \text{ ton-m}}{.971 \text{ m}} = 40.04 \text{ ton}$											
Z. Momento	0.0	.091	.423	.67	.839	.938	.971	.938	.839	.67	.423	.091	0.0 m
Z. Arco	0.0	.0877	.4121	.6593	.8333	.9367	.971	.9367	.8333	.6593	.4121	.0877	0.0 m
Excentricidad	0.0	.003	.011	.011	.006	.001	0.0	.001	.006	.011	.011	.003	0.0 m

Análisis estático del arco norte del coro

▲ Análisis para revisar la condición de equilibrio del arco del coro del sagrario.

Coro del sagrario

Con atención del reporte del 26 de mayo de 1999 de la Facultad de Arquitectura, enviado al comité técnico de la Catedral de México, se levantó el pavimento para revisar la condición del coro, el cual tenía dos viguetas "I" de hierro de 15" de peralte, acarteladas en los extremos para duplicar su momento resistente. Además, estaban entibadas entre sí, con una varilla enfundada entre tubos.

También había evidencias de que la estereotomía del arco de la bóveda fue rebajada al insertar una viga de concreto armado, que estaba rota en el centro y en los extremos, con tracción inferior al centro y superior en los extremos.

La geometría de la bóveda por el extradós era desalentadora. En la dirección norte-sur estaba colgada al centro y con pendiente notable de descenso hacia el norte. La sección transversal con penetraciones presentaba mejor estado, pero el apoyo de las ojivas no eran confiables.

Después de hacer un levantamiento del extradós y del intradós para juzgar su seguridad estructural, se formuló el proyecto para conservarla, y se aseguró que la inestabilidad que presentaba no se incrementara. Primero se propuso la reconstrucción del arco del borde norte, bajando sus arranques para dejarlo a nivel respecto al borde de la bóveda; en los extremos, se sustituyó la geometría inicial por la de una parábola tangente al arranque del arco y al paramento vertical de apoyo.

Esta medida de rehabilitación contempló regular la superficie del extradós, con un firme de concreto armado con malla electrosoldada para asegurar, a su vez, el anclaje y posibles fracturas al momento de retirar el apuntalamiento.

Importancia de la armonía durante la subexcavación

Una de las premisas que la Facultad de Arquitectura siempre hizo prevalecer fue la armonía del descenso, con el apoyo de sus modelos de control geométrico, los cuales advertían oportunamente los avances o retrasos, y permitían deducir dónde se concentraban esfuerzos locales que se manifestaba físicamente como:

- Levantamiento del piso de la feligresía. 19 de febrero de 1994.
Las manifestaciones de compresión en el piso de feligresía fueron señales de alejarse del descenso armónico contemplado en el proyecto. Esto configuró zonas de retraso que se ilustraban transversal y longitudinalmente en las ediciones de control geométrico. Ante dicho efecto, el pavimento de mármol operó como sensor que indicó dónde se debía poner énfasis para matizar las estrategias operativas.
- Accidente de la dovela de la ventana sur de la zona poniente, en el crucero de la catedral. 30 de marzo 1994.

La grieta que provocó el desprendimiento de las jambas se debió a que el muro de la fachada poniente giró a menor velocidad que el contrarresto contiguo del eje 7. Ante esta respuesta, se solicitó apuntalar e inyectar las platabandas y arcos del conjunto, para prevenir otro accidente similar. Esta medida de seguridad redujo holguras como la que permitió el desprendimiento de la dovela.⁶

También se registró un incidente aislado de nula consecuencia, pero que en su momento advirtió reforzar medidas de seguridad. El viernes 4 de febrero de 1994, al subexcavar la lumbrera 25, ubicada bajo la cúpula central del sagrario, el tubo subexcavador se conectó con un manto acuífero, lo cual provocó la inundación de la lumbrera. El nivel del agua ascendió a más de 10 m, sobre el nivel del fondo de la misma.

Relativo a la sala capitular

Con la idea de generalizar la subexcavación en la zona abovedada, el 9 de agosto de 1995 se decidió construir dos lumbreras, adicionales a las treinta existentes, una de ellas en la porción norte de la sala capitular y otra en la capilla de San Felipe de Jesús.

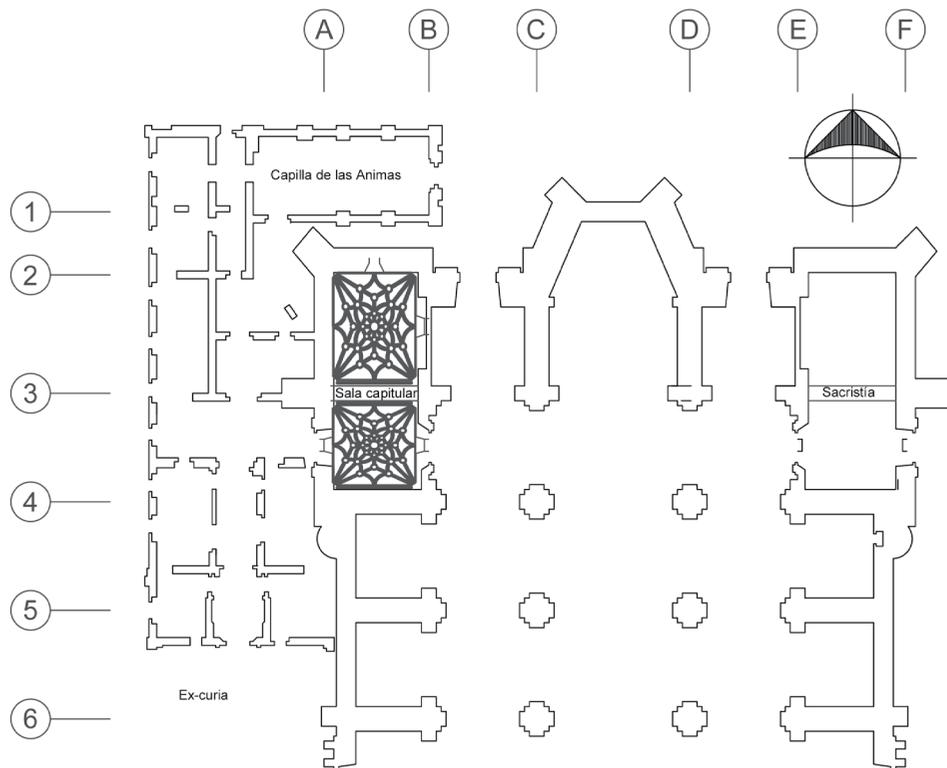
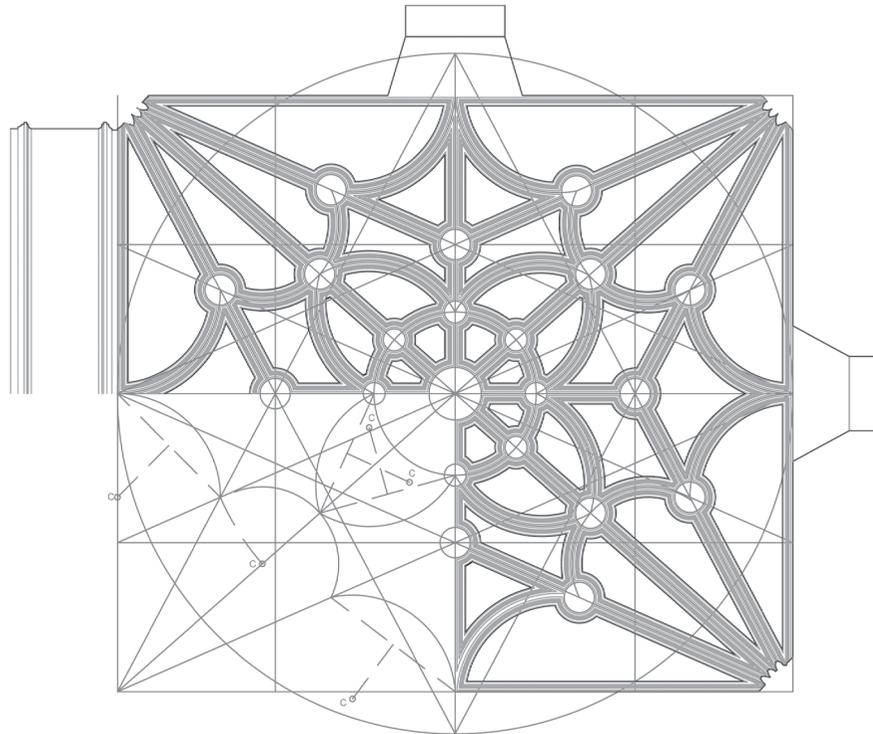
La bóveda de tracería, que cubre la sala capitular, es parte del trazo genérico de las iniciales durante el proceso constructivo, y es, sin duda, la más elaborada. Su plementería de piedra cortada es un alarde a la conservación, con particular cuidado por el testimonio de la cultura relativo a superficies de traslación talladas, con un concepto ingeniosamente aplicado, que posibilita crear un poliedro con cuadriláteros inscritos por el intradós de elementos, o bien por el extradós de la tracería, que es más probable. Por esta razón, así como su función dentro del conjunto y el valor formal, exigió tomar toda clase de precauciones.

Ambas se excavaron sobre el nivel de las criptas, sin afectar el nivel de la feligresía. Previo a esta obra, se zunchó la superestructura donde gravita dicha bóveda, para garantizar su integridad, con especial cuidado de que las dimensiones lineales y angulares del desplante no se alteren. También se contraventearon los vanos, particularmente el arco del eje B, entre los ejes 2 y 3, el cual tenía posibilidad de cambio dimensional.

Estas magníficas bóvedas de tracería, así como las de la sacristía, son impresionantes. El trazo en planta permite apreciar la armonía de su composición.

⁶ Desde que inició la subexcavación, el Comité Técnico decidió colocar lonas sobre el extradós del sistema abovedado para no resanar grietas activas, que se tenían que cerrar solas durante el proceso correctivo. Sin embargo, algunas se cerraban a mayor velocidad de otras. Esto permitió identificar un patrón diferencial, que condujo a emprender una campaña de resanes selectivos para reponer las áreas de contacto necesarias en la transmisión de esfuerzos y así evitar que éstos se agudicen junto con las deformaciones.

► Planta de la bóveda de tracería de la sala capitular.



► Planta a nivel de plintos de la zona norte con localización de la sala capitular.

► (Página 150) Intradós de las bóvedas de la Sala Capitular.

► (Página 151) Comparación geométrica de la bóveda de la Sala Capitular y la sacristía.

Zona Norte de Catedral





Vale la pena señalar que fueron de las primeras cubiertas que se concluyeron en el siglo XVI y, al comprender la forma construida, se identifica que su geometría de doble curvatura debió exigir al arquitecto Claudio de Arciniega profundos conocimientos de estereotomía, control y capacidad tecnológica, que seguramente desde un principio impresionó a varios.

La superficie esférica está engendrada por un arco diagonal de medio punto, girado 22.5° hacia ambos lados para conformar los terceletes. Su frontera se geometriza mediante arcos formeros o fajones de distinto radio. Los cuatro pinjantes donde se intersectan los terceletes con el arco rampante tienen la misma altura y las claves de los bordes son las más bajas del sistema.

A primera vista, la tarea para entender la estereotomía que el arquitecto impuso a las molduras en cada nervadura es exigente. Sin embargo, en la traza de la planta los terceletes tienen pinjantes intermedios donde concurren nervaduras secundarias curvas, proyectadas en la superficie esférica, es decir, de doble curvatura. Pero su rigurosa modulación permite generar, por simetría, piezas iguales, hasta la clave polar, donde se encuentra otro sistema de nervaduras secundarias, que entiban el sistema como un todo. Sin duda, la plementería, que también es de doble curvatura, exigió claridad y precisión de los sólidos necesarios durante la ejecución.

La condición de equilibrio estático que establece la geometría, se puede inferir mediante la disposición de cada elemento a través de sus 25 claves. Todo lo anterior, así como su permanencia, permite afirmar que el diseño es sísmicamente estable, donde la geometría resulta fundamental para que predominen esfuerzos de compresión en toda la superficie.

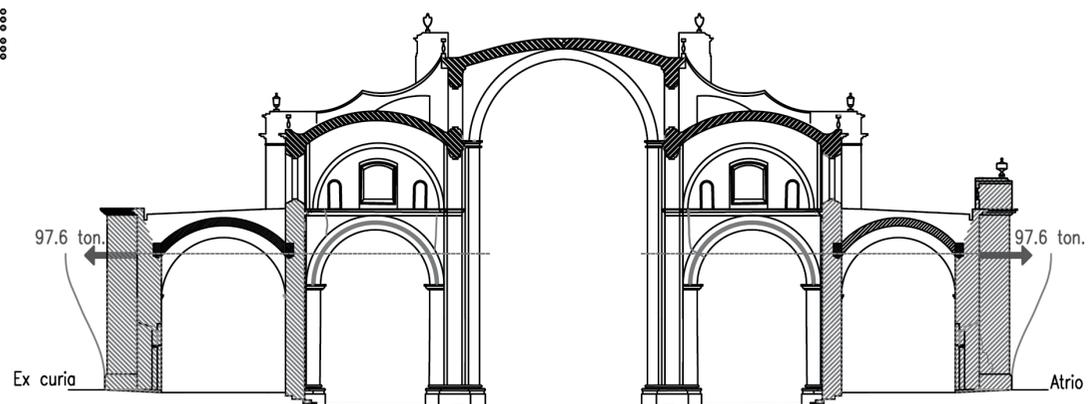
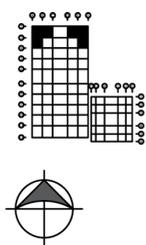
Rigidización en la zona norte de la catedral

En 1996, durante el proceso de subexcavación, se identificó que el borde oriente de la sacristía giraba hacia fuera, mientras que las pendientes del piso hacia dentro a una velocidad superior. Esa incompatibilidad generó una grieta en la jamba de la puerta inmediata al contrafuerte F3, que después se resanó.

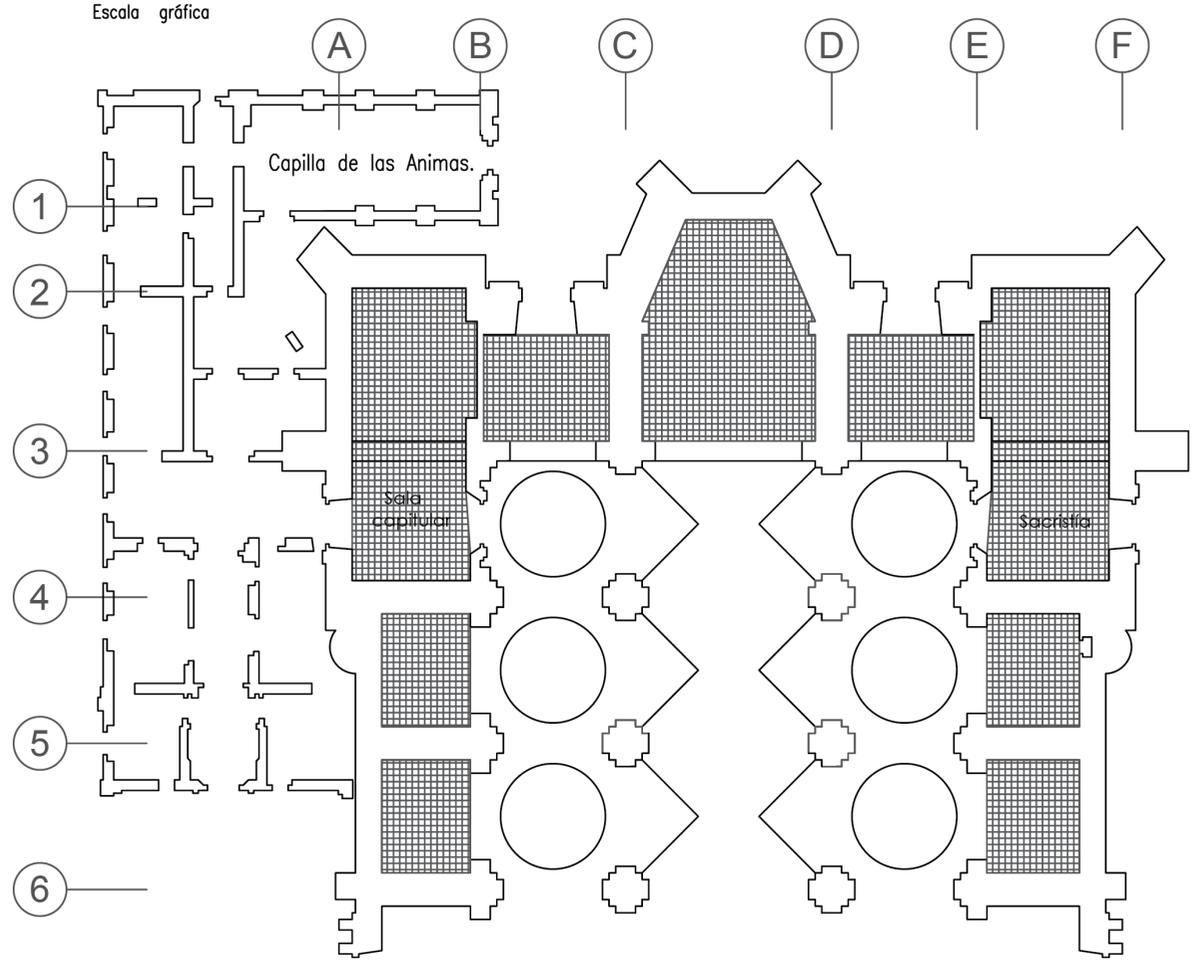
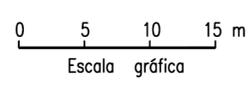
Desde entonces, el doctor Fernando López Carmona ha manifestado la necesidad de rigidizar dicha zona para garantizar la acción de contrarresto, ya que, como señala, “el recinto abovedado es un mecanismo confinado por el cinturón de contrarresto del cual depende su permanencia”. En función a esta premisa arquitectónica, en ese tiempo se solicitó incrementar el gasto de las lumbreras localizadas en la zona central y manipular los pilotes para inhibir tal efecto.

También en ese año, como en el siguiente, se realizó una medición de desplomo en diversos elementos adyacentes y se identificó un giro negativo del contrafuerte F3, en función al objetivo general de la subexcavación.

Durante la revisión de la estabilidad sobre la crujía de contrarresto, se identificó que la situación crítica aparece con la aceleración del conjunto, que advierte el em-



Corte sobre el eje "3", visto hacia el norte.



Configuración espacial del sistema de contrarresto en la zona norte de la Catedral.

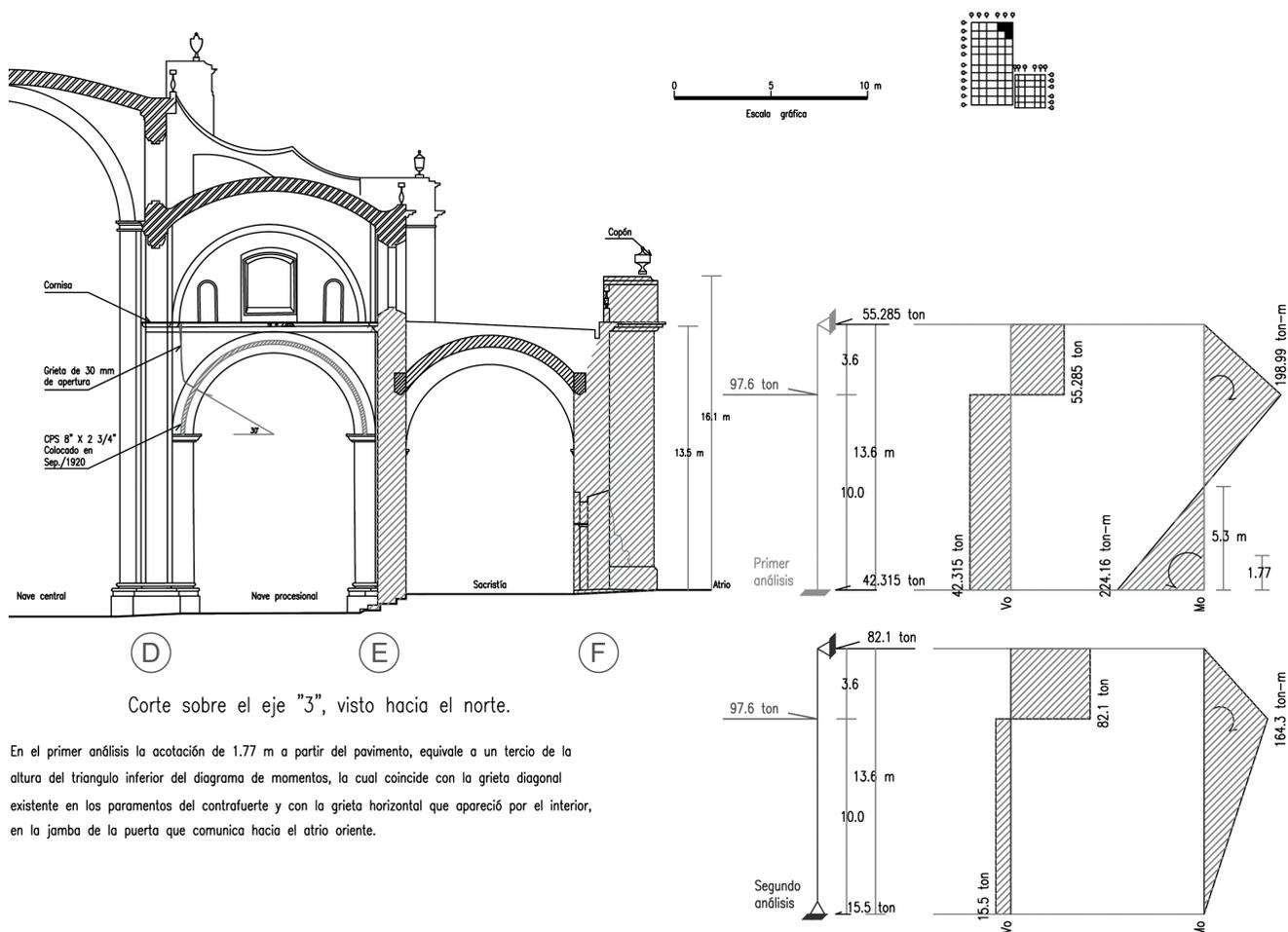
▲ Planta a nivel de plintos donde se localiza la sacristía y la Sala Capituluar.

puje de 97.6 t, generado desde la bóveda central, que en los ejes distintos al tres se neutraliza con la ingeniosa disposición de los muros que dividen a las capillas, como elementos que aseguran que es vital la permanencia del cinturón de contrarresto.

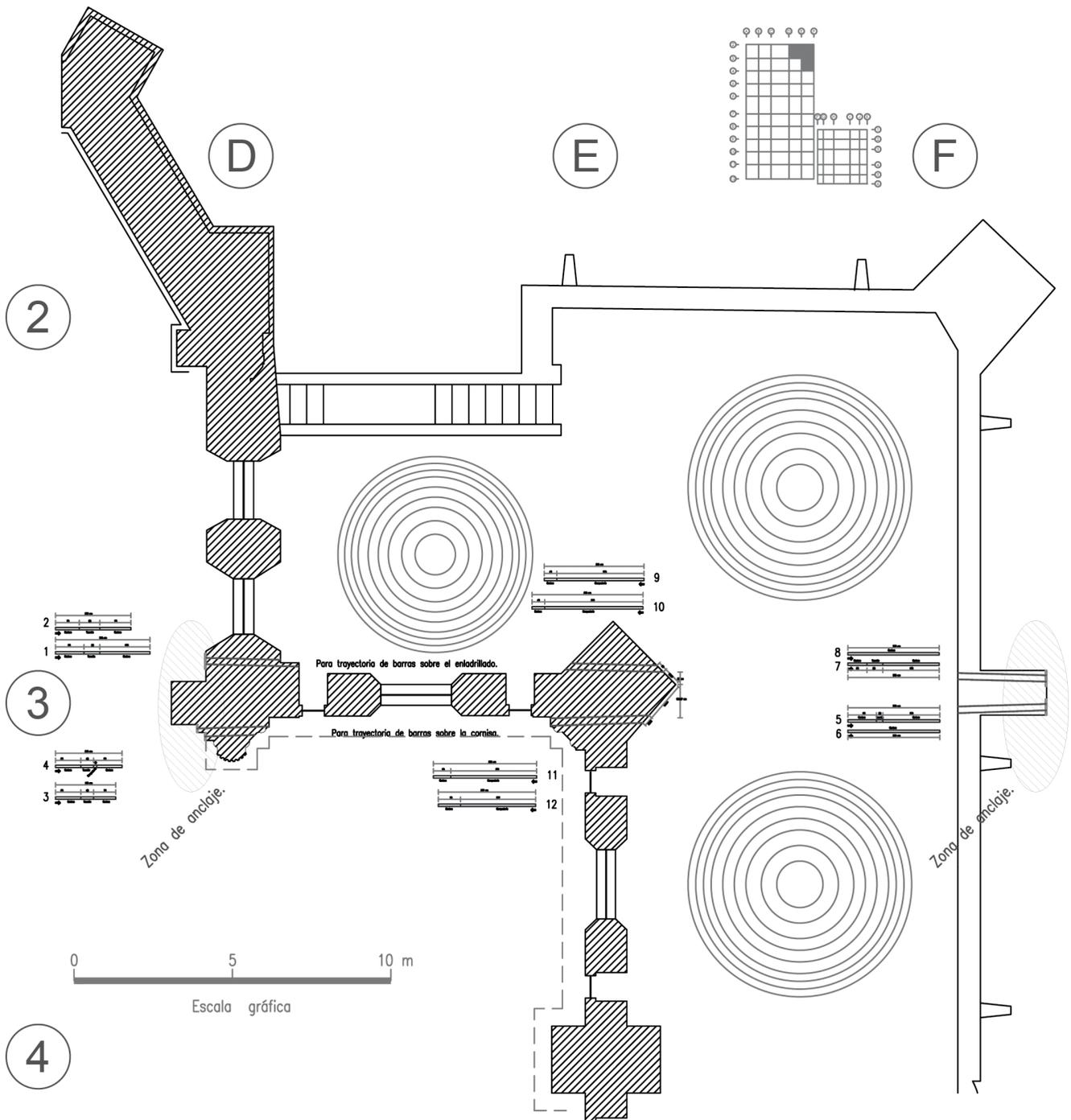
Ante la carencia de muros de contrarresto en la sacristía como en la Sala Capitulare, durante las sesiones del comité técnico se consideró la convivencia de corresponder de manera similar en ambas zonas de la catedral, por lo cual se decidió ejecutar como primera etapa el costado oriente con el lado poniente del eje 3.

Proyecto de rigidización

El proyecto de rigidización en la zona de la sacristía de la Catedral Metropolitana consiste en colocar, a nivel de impostas de la nave procesional, un tensor horizontal integrado por cuatro barras de acero inoxidable $\varnothing 1\frac{1}{2}$, con rosca en los extremos apretadas al contacto, con el fin de garantizar la acción del sistema de contrarresto.



▲ Análisis de estabilidad del contrafuerte F3.



- La pilastra "D3" es de sección compuesta de 10.075 m² con un núcleo tezonle de 2.83 m² y a nivel de cornisa registra una enjuta de mampostería de 36 cm en el plano de arranque, la cual se encuentra aplanada de mortero.
- El contrafuerte "E3" tiene una sección de 11.393 m² con recubrimiento de cantera de 28 cm de espesor hacia arriba de la superficie del enladrillado, en su interior aloja a una bajante de aguas pluviales de mampostería y a partir del nivel de impostas tiene una enjuta aplanada con mortero.
- El contrafuerte "F3", es de sección compuesta con un núcleo de tezonle de 1.487 m²

▲ Deducción de la fábrica de los elementos por donde pasa el tensor.

El tensor se sujeta en los extremos mediante placas de anclaje, que transmiten su acción a la mampostería a través de un aplastamiento, el cual se establece desde el momento en que se realiza su instalación, con la aplicación inicial de una fuerza de contacto en cada barra. Esta se determinó con el 20% de esfuerzo de trabajo a tracción del acero inoxidable.

$$f_s = f_y (0.60) = 2050 \text{ kg/cm}^2 (0.60) = 1230 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s' = f_s (0.20) = 1230 \text{ kg/cm}^2 (0.20) = 246 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fuerza de contacto} = f_s' (A) = 246 \text{ kg/cm}^2 (11.4 \text{ cm}^2) = 2804.4 \approx 2.8 \text{ t}$$

Dicha fuerza de contacto individual significa una presión de sujeción inicial sobre la placa, cuya magnitud puede inhibir un esfuerzo cortante prematuro entre las partes conectadas y transformar de manera inmediata una tracción del tensor en compresión de la mampostería.

El proceso de barrenado en la pilastra D-3 se realizó del interior de la nave central hacia el oriente. Durante el registro de cada extracción se identificó que dicho elemento está conformado con tezontle en su interior y cantera hacia el exterior.

Durante el barrenado se identificó que en el parámetro exterior, el proceso fue más lento respecto al interior. Al relacionar este diferencial de velocidad con la dureza del material, se concluyó que la cantera del parámetro interior es más blanda que la del exterior.

De acuerdo a nuestro registro, los corazones extraídos son de mampostería (tezontle con argamasa) tipo ciclópea, en condición disgregada, en contraste a la fábrica sobre los ejes D y F. Aunado a éstas sorpresas, vale la pena señalar que, durante el barrenado, la corazonadora generó varias descargas eléctricas, toques que según su operador suelen ocurrir cuando los elementos a taladrar registran mucha humedad.

Respecto a la fábrica se identificó que la pilastra D-3 tiene una sección poligonal abierta, de perímetro de cantera con núcleo de tezontle. Esto significa que su contorno no alcanza a cerrar, debido a la presencia de la enjuta norponiente de la bóveda de la nave procesional, enlucida con aplanado de mortero y pintura, situación que condujo a proponer más puertos de inyección para incrementar la rigidez de la zona, con el fin de suplir esta carencia de origen, ya que, como sabemos, las secciones cerradas resultan más rígidas.

El contrafuerte de esquina E-3 resultó también con sección abierta, similar a la de la pilastra D-3, pero constituida principalmente de mampostería ciclópea, que se encuentra en condición disgregada. Finalmente, el contrafuerte F-3, correspondiente a la fachada oriente, tiene una sección cuadrangular con recubrimiento de cantera, también de 28 cm de espesor (fig. 19e). Según esta investigación, su fábrica es de cantera, tezontle y mampostería.

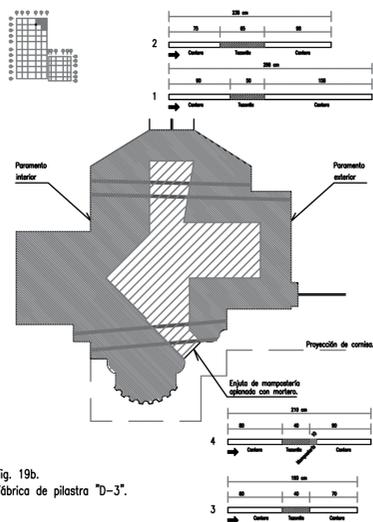


Fig. 19b. Fábrica de pilastro "D-3".

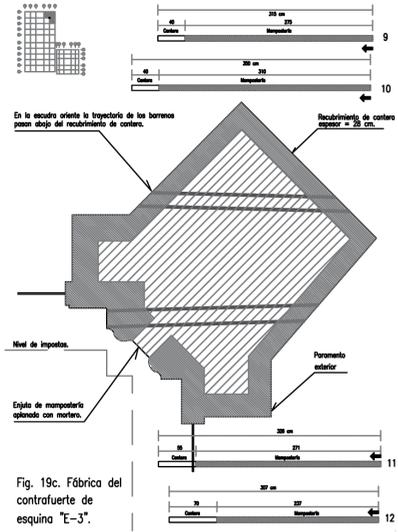


Fig. 19c. Fábrica del contrafuerte de esquina "E-3".

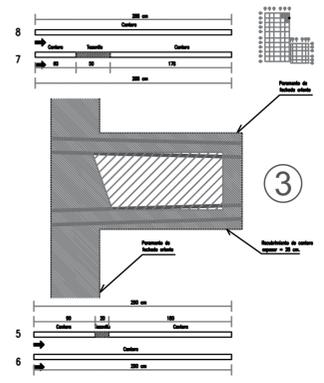
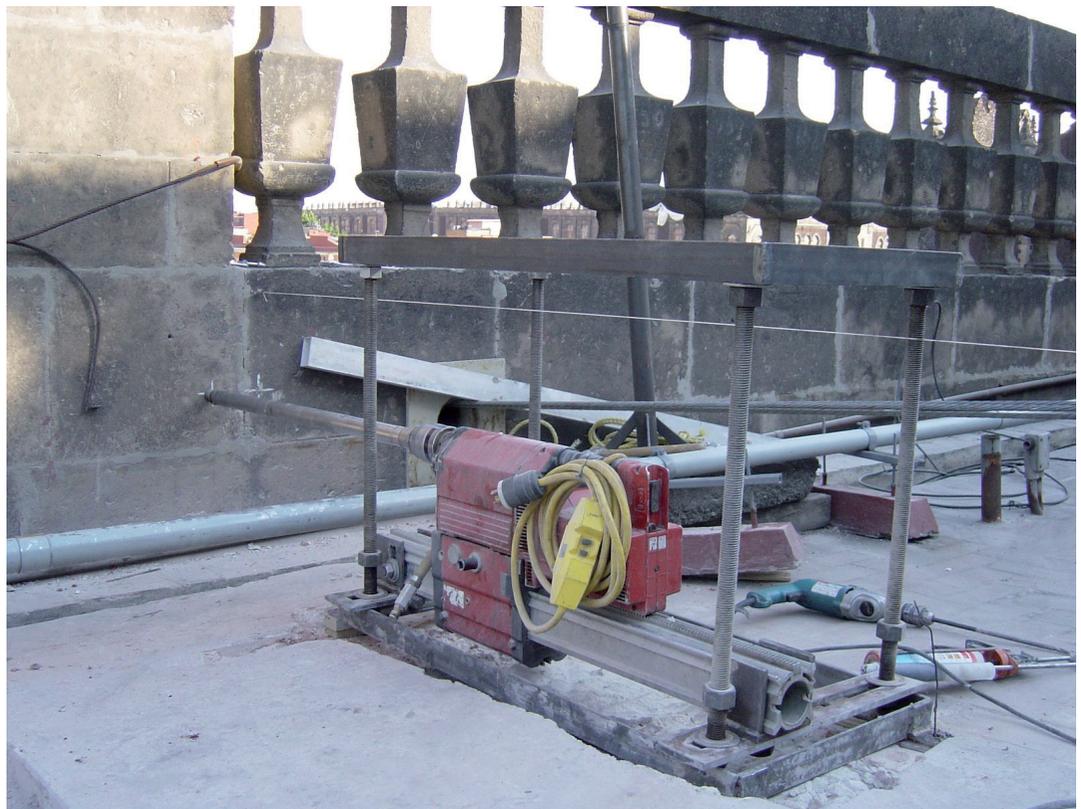


Fig. 19e. Fábrica de contrafuerte "F-3".

► Imagen de la corazonadora empleada durante el barrenado.



Consolidación en la zona de la sacristía

Esta etapa inició el día martes 8 de junio del 2010 en la pilastra E3, con diversos trabajos preliminares de calas, colocación de tubo flexible de cobre (pictel) diámetro ½", con tuerca cónica en el extremo y calafateado contiguo a la pipeta, para consolidar las zonas donde se apoyan las placas de anclaje e intervenir grietas que se descubrieron durante el proceso. En la mayoría de los casos, se utilizó mortero con cemento pozzolánico, pozzolith y flowcable, mezclados con agua, inyectado con bomba manual a una presión de 3 kg/cm².



• Imagen sobre la bomba para realizar la consolidación.



• Acercamiento sobre un puerto de inyección.

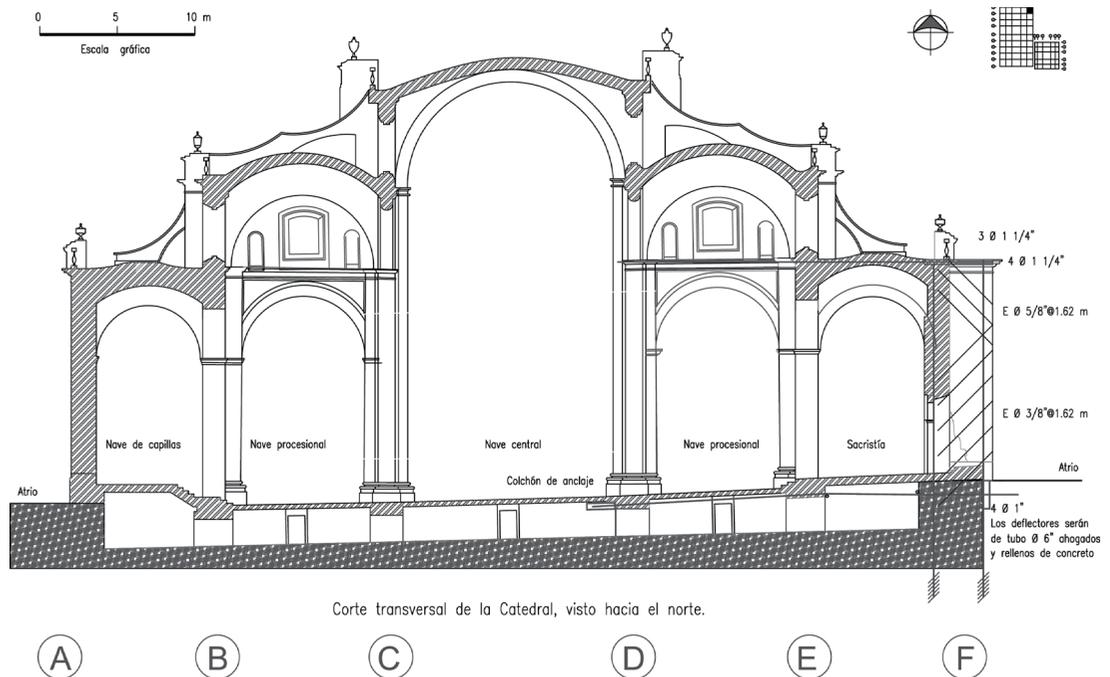
Comentario relativo al refuerzo vertical

Al trasladar la trayectoria del tensor 3.6 m hacia arriba del empuje que fluye por el arco fajón, dispuesto entre las bóvedas que cubren a la sacristía, surgen flexiones sobre el desarrollo del contrafuerte F3, así como lo ilustran los diagramas del análisis estructural, consignados en la figura 9, que exhibe los esfuerzos internos a equilibrar mediante la acción del refuerzo sobre el plano vertical.

El diseño del refuerzo vertical permite transformar la tracción longitudinal en una compresión distribuida sobre la corona del contrafuerte, mediante una losa de reparto. Dicho artificio constituye un dispositivo típico en la práctica del concreto preesforzado, donde la característica del acero, como técnica de refuerzo activo, es su capacidad de contribución mediante la fuerza inducida en el momento de su instalación, para que entre rápido en función cuando se presenten cargas posteriores.

En sentido transversal, el patrón de deformación hace pensar que el contrafuerte se construyó después que los muros, debido a que cada parámetro gira hacia afuera del eje del muro, por lo que resulta necesario conectar transversalmente, como se ilustra en ambos anexos. No obstante, el esfuerzo cortante excedente se resuelve mediante la inclusión de una serie de barras inclinadas de acero inoxidable, cuyos barrenos se rellenarán con “grout” para asegurar su adherencia con la mampostería, así como la unidad requerida. Ambos refuerzos están encaminados a mejorar el comportamiento estructural, cuando la estructura original ceda por degradación o deformaciones asociadas al fenómeno de hundimiento diferencial.

► Esquema sobre la primera propuesta de rigidización derivada del primer análisis, resuleta con acero carbonizado.



Ajuste al proyecto original de subexcavación

Como consecuencia de la suspensión de la subexcavación y del bombeo (del 2 de mayo de 1995 al 7 de agosto de 1995) salió nuevamente a la luz el fenómeno deformable, que hace emerger las zonas preconsolidadas. Sin embargo, el monitoreo durante dicho periodo permitió conocer el patrón de hundimientos diferenciales en ubicación y en magnitud. Aplicarnos a disminuir sus efectos modificando la conducta del suelo, fue lo indicado para no alterar ni el concepto original que presidió la concepción del monumento, ni el mecanismo defensivo, que sin duda conocieron, aceptaron y en el que confiaron quienes lo construyeron.

El dibujo describe una artesa en forma de “L”, que circunda la zona construida. Dicha artesa boca bajo, con una cresta dura adentro, se revertió en una cuenca. Sin embargo, esta figura ilustró el alcance del fenómeno y aconsejó incorporar el atrio al análisis permanente e ir concibiendo las operaciones iniciales sobre la conclusión de la corrección geométrica, a partir de la referencia del fenómeno deformable.

Después de acumular experiencia con el seguimiento del proceso, se conoció el perfil correctivo del monumento durante su recuperación inicial. Posteriormente, la preocupación por lograr un giro como cuerpo rígido que permitiera llevar a los pilares hacia la vertical, definió el eje de giro de A-2 a K-6, con punto fijo en A-12, basado en la información obtenida durante el periodo de suspensión de la obra. Este nuevo proyecto de subexcavación, entregado al Comité el 27 de noviembre de 1995, sumaba la demanda del 23 de agosto de 1993 con el giro como cuerpo rígido para plomear las pilastras. Aunque el plomo es la condición original (1667) de las mismas, que sin duda tienen intrínsecas deformaciones congénitas que implican necesariamente desplomos.

Para evaluar esta nueva meta, se produjeron secciones transversales y longitudinales que ilustraban una demanda inicial incrementada, la cual contenía el esfuerzo adicional para obtener el máximo fruto del trabajo realizado. Su aplicación fue adecuada porque sí reorientó su rumbo de la intervención y permitió hacer revaloraciones periódicas para formular el final del proceso.

La ductilidad agregada desde la intervención de 1937 garantizó la reversión de las últimas deformaciones. Insistir más sobre ello solicitaría dislocamientos asociados a la conducta frágil de la mampostería, que exigirán más ductilidad a la cimentación y reacomodos sobre los que sólo tenemos conceptos generales que podemos abordar por estos métodos de ajuste gráfico, ya que en la actividad profesional hemos recogido experiencias y métodos de trabajo que podemos manejar con este mismo lenguaje gráfico.

Respuesta estructural

Una de las metas del presente capítulo consiste en describir el comportamiento de la estructura de ambos edificios, explicar la evolución del conocimiento al respecto y la manera en que se fue actualizando el proyecto de subexcavación, así como los modelos de control que permitieron conducir los trabajos.

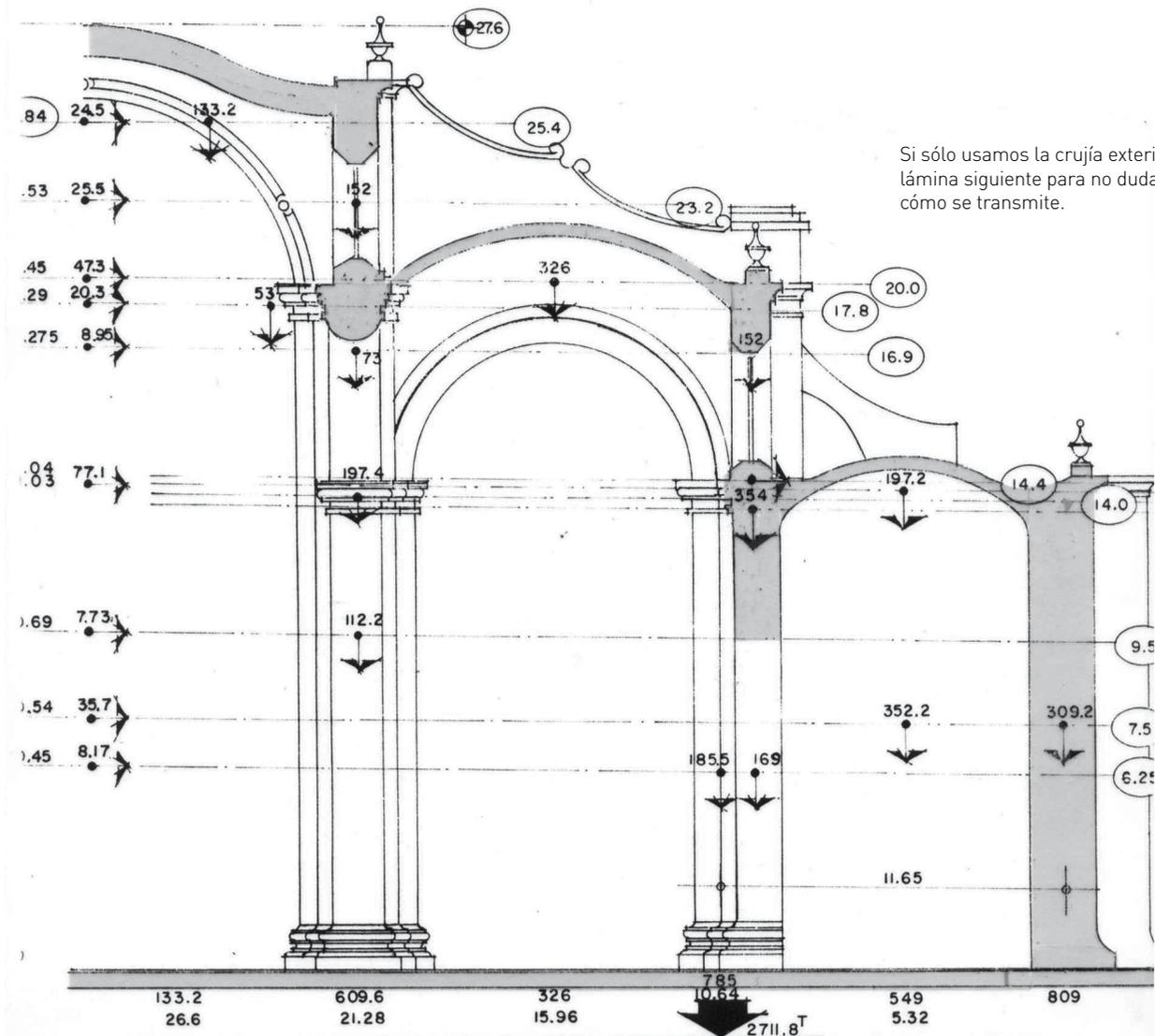
El análisis concluido en 1990 sobre la estabilidad de la estructura dio la pauta para hacer adecuaciones locales a las nivelaciones topográficas, con el fin de desarrollar el control geométrico en función a las características arquitectónicas del edificio.

Así, en la zona de capillas, la pendiente del descenso se determinó en relación al desplomo medido de los muros, aplicando la tesis de comportamiento como elemento rígido. De esta manera se refirieron todos los puntos al nivel de plintos en ambos edificios, con el fin de obtener una configuración que ilustrará con mayor claridad la deformación diferencial del suelo. Los puntos ubicados en el museo se trataban genéricamente, ya que su condición nunca se agravó. El resultado de estas precisiones también sirvió para analizar el promedio de las nivelaciones de 1667, obteniendo como resultado una condición muy próxima a la nivelación de 1934, la cual permitió determinar la meta del proceso.

Durante esta etapa, la visión del contexto planteaba la necesidad de concebir un mantenimiento después de la subexcavación, para corregir periódicamente los efectos progresivos del fenómeno deformable usando las instalaciones existentes. Al respecto, se implementó un sistema de niveles de agua que indica permanentemente las deformaciones, con su respectivo manual de mantenimiento. La experiencia acumulada permitió explorar el mejoramiento del suelo, tema que por juzgarlo importante respecto a lo logrado se amplía más adelante.

Configuraciones del suelo

La continuidad y simultaneidad de la subexcavación exigieron la necesidad de diseñar un modelo de control geométrico a partir de los cambios del suelo.



Si sólo usamos la cruja exterior en la lámina siguiente para no dudar sobre cómo se transmite.

▲ Análisis de momento de equilibrio.

Momento sísmico

- 24.5 T x 25.4 m = 622.3 Tm
- 25.5 T x 23.2 m = 591.6 Tm
- 47.3 T x 20 m = 946.0 Tm
- 20.3 x 17.8 = 361.34
- 0.95 x 15.9 = 151.25
- 77.1 x 14.2 = 1094.82
- 35.7 x 7.5 = 267.75

$$8.17 \times 6.25 = \frac{51.0625}{4159.5625 \text{ Tm}}$$

$$\frac{315599.64}{4159.962} = 7.6 \text{ veces}$$

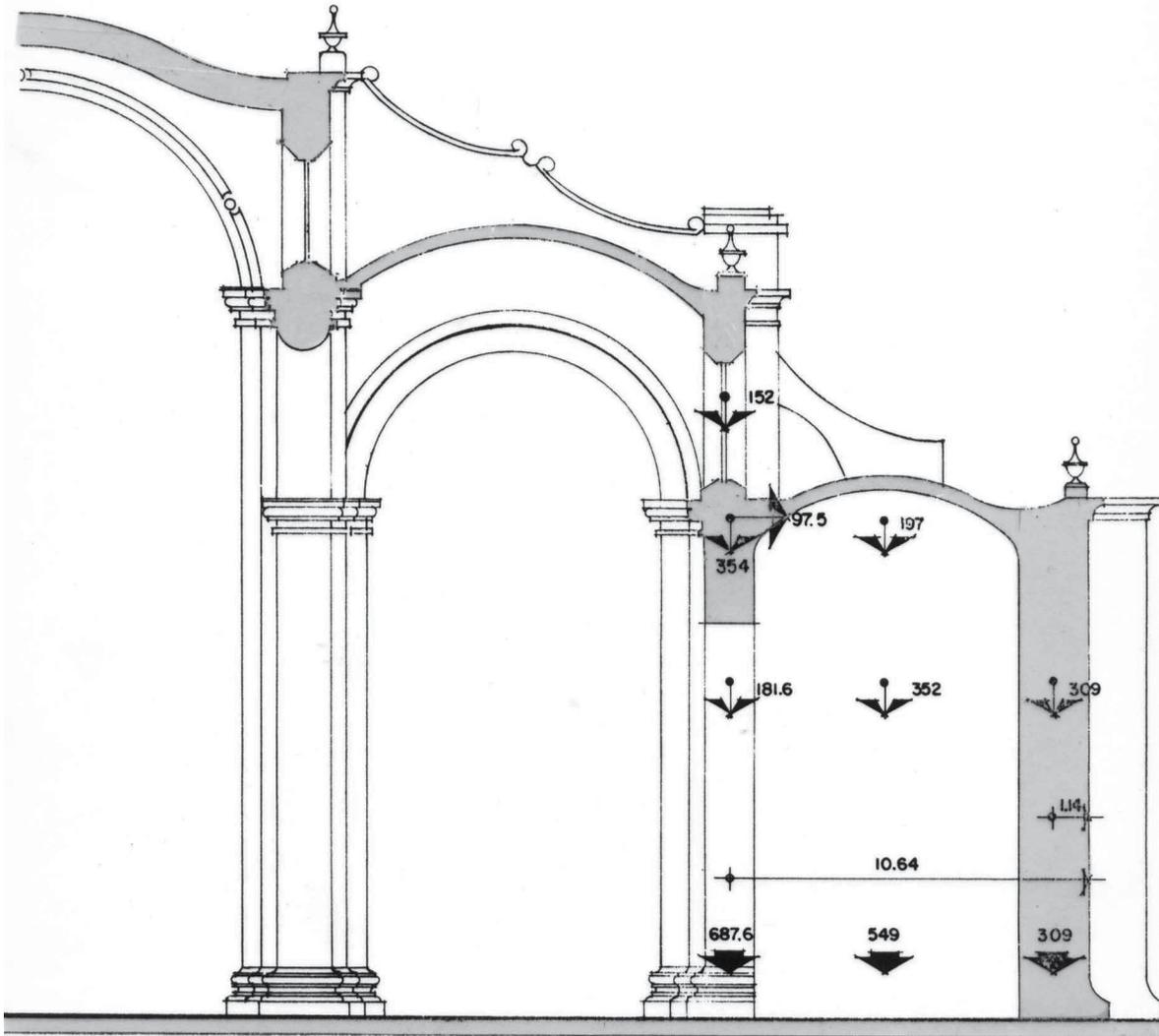
Momento de equilibrio posición resultante

- 133.2 T x 26.6 m = 3543.12 Tm
- 609.6 T x 21.3 m = 12904.46 Tm
- 326.0 T x 15.96 m = 5202.96 Tm
- 785.0 x 10.54 = 8352.4
- 549.0 x 3.22 = 2920.68

$$\frac{309.0}{2711.8 \text{ T}} \times 0 = \frac{0}{33003.64 \text{ Tm}}$$

$$-H \times 14.4 \text{ m} \cdot 37.5 \times 14.4 = \frac{1404}{31599.64}$$

$$x = \frac{31599.65}{2711.2} \cdot 11.65$$



▲ Análisis sísmico con diagrama de cortante parabólico

De esta información se interpretan las condiciones de estabilidad, en sus aspectos como condición del programa dilatado en tiempo de ejecución y la necesaria capacidad de corrección sin poner en peligro la estabilidad.

M estático	T	m	Tm
	309	x 1.14	= 352.26
	549	x 6.44	= 3535.556
	6875	x 10.64	= 7316.06
	1545.5		11203.88

$$97.5 \times 14.4 + \frac{1404.000 \text{ Tm}}{9799.224}$$

$$x = \frac{9800 \text{ Tm}}{15.45.6} = 6.34$$

Si el momento estático máximo vale $1545.6 \times \left[\frac{6.34 - 1.14 \times 2}{3} \right] = 8625.23 \text{ Tm}$

Y el momento sísmico para $(p / 10)$ es 4159.5625 Tm

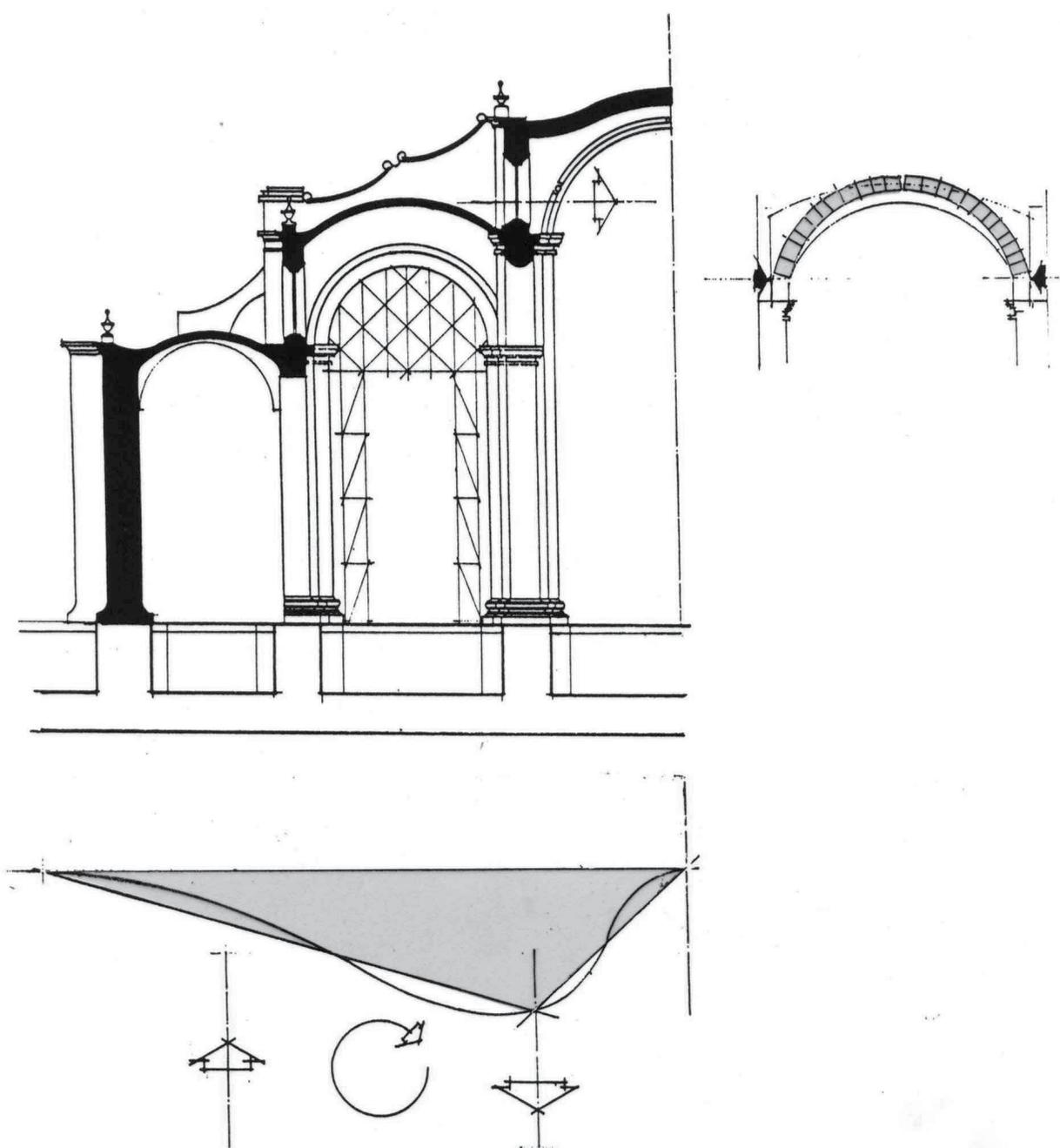
El valor de la aceleración crítica es $8625.23 = 2.07 \text{ veces } p / 10 = p / 5$

En la dirección contraria con las tres naves sobre un solo contrarresto

$$41.59.3625 \times 2 = \frac{1545.6^* \times 4.73}{10} = 6856 \text{ Tm}$$

La capacidad es $9800 = 1.43 \times P / 10 = 0.143P = P / 7$
5856

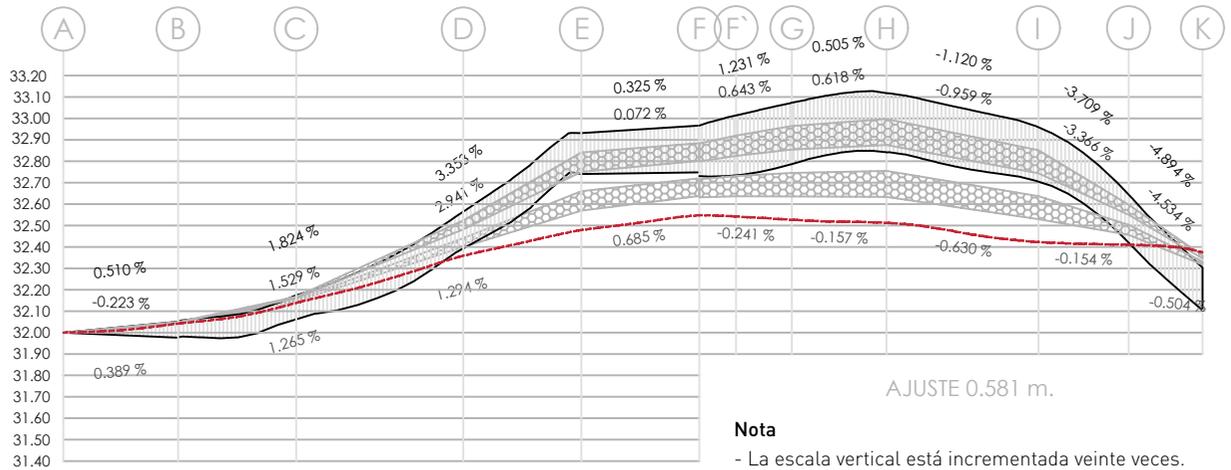
* aceleración del contrarresto no utilizado



▲ Esquema de giro

Al producir una depresión controlada debajo de las pilastras entre la nave principal y las naves procesionales se producirá el efecto buscado de un giro hacia adentro de las naves de contrarresto, que junto con las naves procesionales apuntaladas, actuarán solidarias y como cuerpo rígido. La bóveda central actuará como arco frágil e isostático.

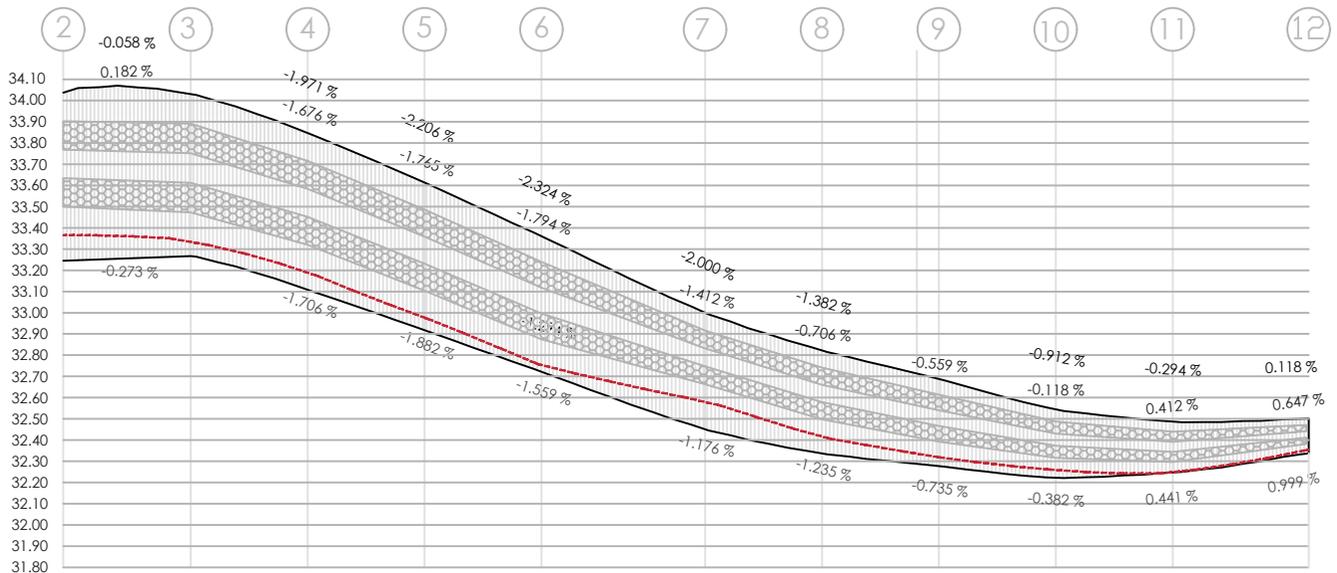
Si ahora consideramos el efecto de apuntalar selectivamente zonas de la estructura, podremos comprender cómo canalizar los efectos de la subexcavación a los lugares que deseamos corregir.



EJE 12

Nota

- La escala vertical está incrementada veinte veces.
- Las elevaciones tienen su origen en el punto "A-12".
- El valor de las pendientes está en por ciento y corresponde al desplante de los elementos verticales.



EJE D

La línea superior corresponde a la nivelación del 23 de agosto de 1993.

La línea inferior del sombreado corresponde a la nivelación del 29 de junio de 1998.

La línea inferior de color sepia corresponde a la corrección geométrica.

▲ Ejemplo de gráficas sobre el control geométrico implementado a partir de las nivelaciones topográficas en eje 12 (transversal visto hacia el norte) y eje D (longitudinal visto hacia el oriente).

Este inició con la nivelación número 46, correspondiente al 23 de agosto de 1993, y permitió adicionar las sucesivas para conocer el avance evolutivo de manera directa, así como detectar y cuantificar el descenso inducido. Este seguimiento oportuno se facilitó al calcular cuatro líneas que dividen la demanda de cada punto en cinco partes iguales, las cuales funcionaron como referencias proporcionales al 20% de la solicitud en cada punto del proyecto de subexcavación.

Para apreciar el cambio del suelo, la acción correctiva tenía que superar primero al hundimiento diferencial regional que deterioraba al monumento. Meta que prevaleció durante todo el proceso y su permanente seguimiento permitió conocer la presencia de un patrón de respuesta, ilustrado mediante las secciones longitudinales y transversales del piso de feligresía. Asimismo, admitía realizar comparativos entre el proyecto y lo logrado, a través del valor de las ordenadas, las cuales permitían evaluar las pendientes del suelo periódicamente.

Dichas ediciones de control geométrico, elaboradas con la información de las nivelaciones topográficas a nivel de plintos, permitían describir el perfil correctivo mediante la homogeneidad de las curvas. Los perfiles sucesivos también ilustraban reacciones locales, como la acción rigidizante que impusieron los muros del coro y las fachadas en razón del reacomodo.

Este seguimiento en ambos edificios resultó útil para apoyar los juicios que se requerían durante el trabajo, ya que ilustraban la necesidad de cuidar el aspecto de movimiento generalizado armónico y continuo del proceso correctivo.

La condición alcanzada hasta el 29 de junio de 1998 se consideró aceptable, por ello se propuso mantenerla mediante inyecciones de mortero para estabilizar la conducta del suelo. Dicha acción preventiva permitió tratar las áreas que durante el proceso correctivo mostraron poca sensibilidad a la recuperación, tratando las zonas compresibles de manera aditiva para uniformizar la reacción del suelo y garantizar la permanencia de los monumentos.

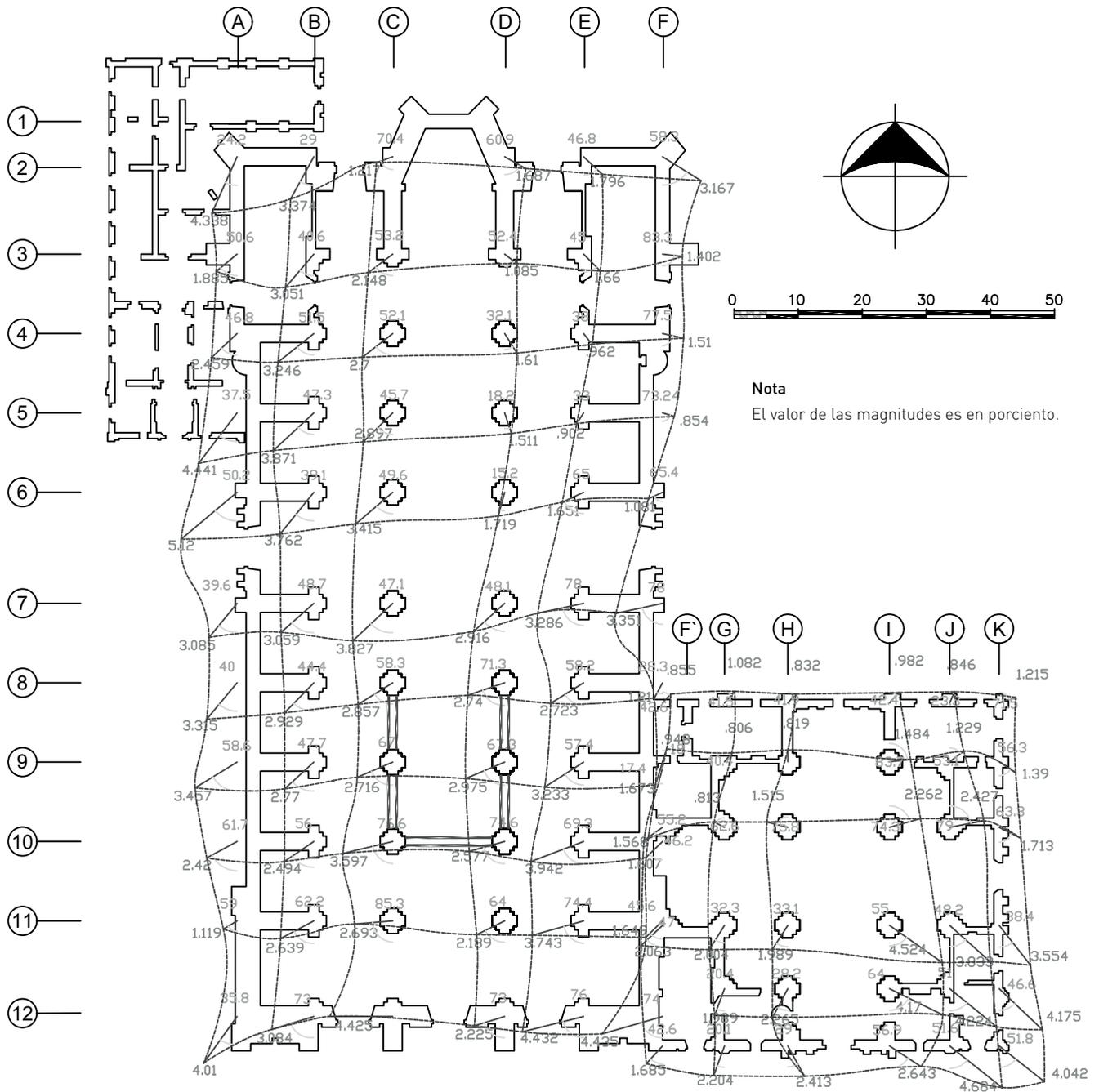
Plomadas

En junio de 1990, se midieron los desplomos de la catedral y el sagrario, para evaluar la estabilidad de ambos edificios. Estos resultados ilustraron la manera en que la estructura se adaptó para continuar transmitiendo las cargas, ajustando sus líneas de presiones de tal manera que continúen predominando los esfuerzos directos de compresión en la sección de sus elementos. Al conocer las características del sistema constructivo, resulta razonable aceptar que la dirección y magnitud de los desplomos dependen principalmente de las deformaciones que ha sufrido el suelo.

En la zona norte de catedral se configura la conducta irregular del suelo y podemos notar que las fachadas giraron más hacia fuera que los elementos interiores, aunque en éstos últimos predomina más la componente hacia el sur.

Al sur de la cúpula llama la atención la acción del anillo de contrarresto y de los muros del coro. Estos últimos disminuyeron el desplazamiento en dirección longitudinal, junto con los botareles de la fachada principal. La zona de crujías poniente redujo las componentes transversales que solicitó a los pilares centrales; este desplazamiento fue suprimido arquitectónicamente, distribuido hacia la otra dirección.

Dicha solución razonable e ingeniosa unificó la respuesta estructural y evitó su apertura, debido a la disposición de los contrarrestos laterales que separan a las ca-



▲ Desplomos correspondientes al año de 1990

Este plano de desplomos ilustra la forma en que el contrarresto restringe el mecanismo de falla y cómo la deformación del suelo contradijo hasta antes de la subexcavación el patrón clásico de asentamientos.

En ambos edificios la restricción que los circunda es una propiedad arquitectónica que se les indujo desde su concepción, su valor se refleja en la respuesta estructural positiva ante el fenómeno, mediante la forma lógica del partido y la capacidad del sistema de liberar energía a través de su mecanismo de acomodado.

pillas. Por ejemplo, la componente al poniente en el pilar C-10 se reduce en el punto B-10. Respecto a la fachada sur, los seis magníficos botareles, que le dan carácter a las portadas en la otra dirección y definen su estabilidad, disminuyeron la componente hacia el sur del patrón de desplomos desde el eje 7.

Respecto al desplomo que presentan los pilares localizados bajo la cúpula del sagrario, también llama la atención por la forma en que el partido estructural disminuyó los desplazamientos hacia el perímetro, debido a la simetría en ambas direcciones con contrarrestos en escuadra, que constituyen los anexos de los costados. Dicha solución también confina a la estructura y la hace más resistente.

El conocimiento sobre la respuesta estructural en edificios sometidos a subexcavación se confirmó mediante el permanente análisis de datos que proporcionó la instrumentación, como el de las plomadas colocadas sobre los elementos verticales, las cuales fueron fundamentales para determinar fenómenos de desplomo, torsión y flambeo, así como sus consecuencias sobre el conjunto.

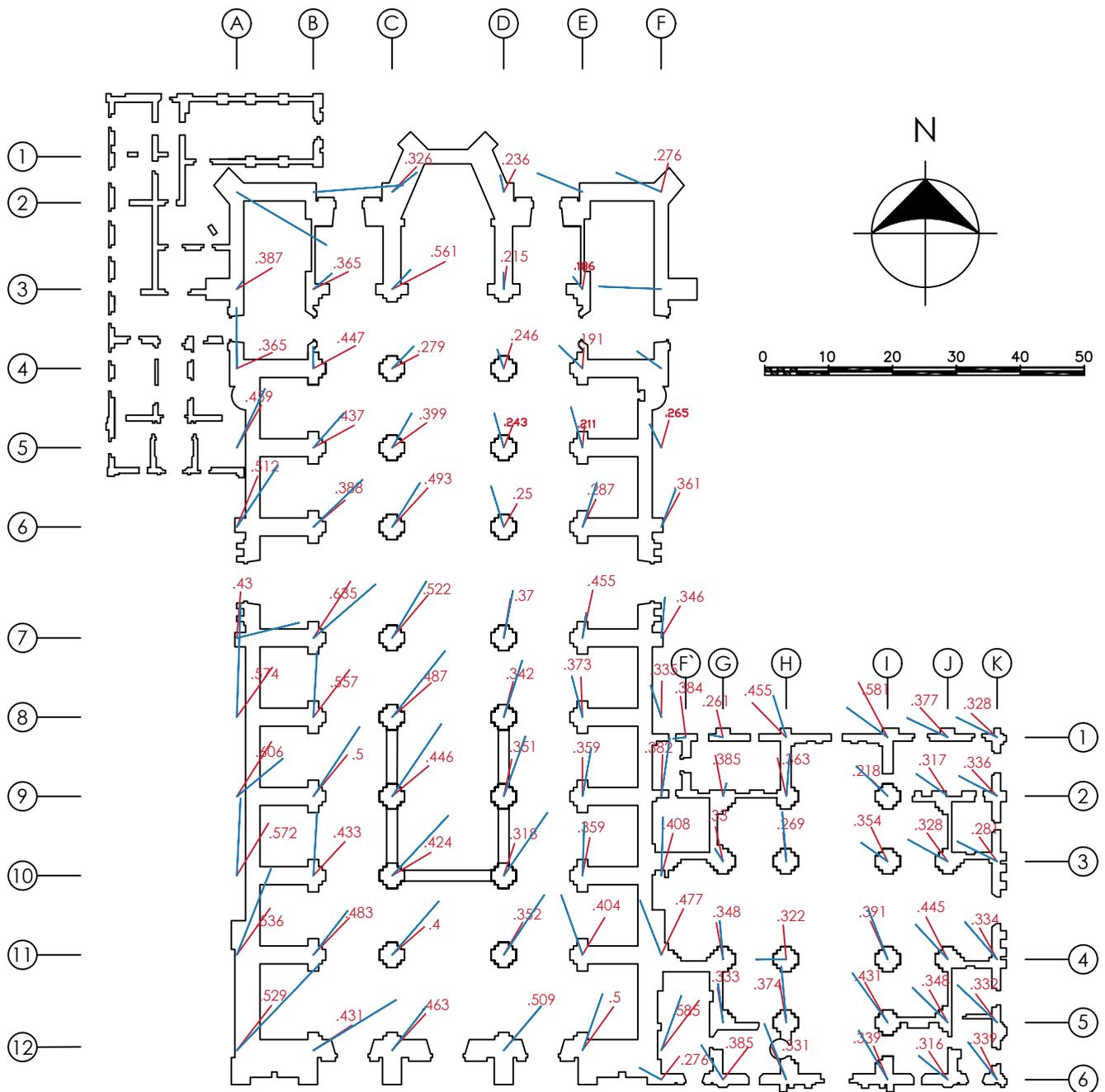
Si consideramos que la proyección del ábaco de los pilares y medias muestras corresponde al perímetro del basamento, el análisis de las diferencias de orientación y posición en ambos elementos determinaba cuantitativamente las variables que definen los fenómenos citados anteriormente.

Para su disposición, se tomó como referencia la alineación que determinan los basamentos de los elementos portantes, por ser ésta una clara trama ortogonal orientada sensiblemente según los puntos cardinales. En cada basamento, y conforme a su ubicación, la plomada responde a un sistema de referencia individual, donde se transportaban los ejes coordenados para realizar lecturas de desplazamientos, correspondientes a las componentes x y y .

Los movimientos producidos por la subexcavación varían en magnitud respecto a los desplomos, sin embargo, permiten indicar los cambios de los paramentos verticales, cuyo valor, expresado en por ciento (unidad de pendiente), fue práctico para cuantificar la dirección, magnitud y el movimiento en varios puntos del elemento, así como localizar grietas y poder relacionarlas con la respuesta del piso, de manera particular y general.

Estas mediciones se hacían a distintas alturas del fuste de los pilares, debido a la anatomía de ambos edificios y los cambios de rigidez que presentan. Con la idea de seguir periódicamente su tendencia durante el proceso, se determinó un vector promedio que representaba el giro de los elementos verticales, y a la vez permitía relacionarlos con los vectores de máxima pendiente del piso.

Desde que inició la corrección, los desplomos acusaron una tendencia generalizada hacia el norte, con un giro hacia adentro de los contrafuertes de manera ascendente y constante; esto incrementó la contraflecha de la nave central. El sagrario presentó un comportamiento con giros positivos en ambas direcciones, y en su costado poniente la corrección estuvo influida por la torre oriente de catedral, como lo registró



▲ **Tendencia de los desplomos durante la subexcavación**

Esta figura ilustra que durante el proceso correctivo la reacción de los elementos portantes fue positiva, coherente con el movimiento inducido y con el partido estructural, donde todo el conjunto monumental se movía hacia el norte.

El vector color azul indica la magnitud del movimiento registrada a nivel de plintos, el cual siempre fue mayor que el movimiento que registraban las bóvedas ilustrado en color rojo.

la dirección de los vectores del entreeje G-H, sobre el eje 6, los cuales acusan una presión considerable que sugirió vigilar el estado de las grietas de esta zona.

Con el mismo formato, se elaboró un modelo con los vectores de máxima pendiente del área de cada plinto, que ilustra el efecto directo de la subexcavación. Éste se desarrolló a partir de las gráficas de control geométrico, al considerar la sección del plinto y en los contrarrestos la pendiente de todo el muro como cuerpos rígidos, para así determinar las componentes del vector resultante que ilustra la corrección en escala numérica y angular del conjunto arquitectónico.

Sobre la misma planta de los edificios se adicionó el vector del cambio de pendiente de plintos. Ello admitía estudiar simultáneamente lo que ocurría en el suelo y en la superestructura, cuantificar los cierres o aperturas para actuar oportunamente, como cuando se decidió retirar los tímpanos superiores o en azotea sobre los ejes 3, 4, y 5, que impedían el cierre libre de la luz de las bóvedas respecto al nivel de plintos.

La suma de ambas tendencias de movimiento permitió deducir el patrón correctivo de los extremos. En la zona norte, los vectores siguieron una tendencia favorable, y en ambos casos la diferencia angular fue de un ángulo agudo, excepto los puntos 3-F y 4-F, que se salen de dicho patrón.

En el sur ambos planos de seguimiento registraron un cierre de la nave central, con clara tendencia hacia el norte, como se aceptó al adicionar el giro como cuerpo rígido. En el sagrario es notorio que su simetría permitió una respuesta más homogénea, aunque generalmente en ambos edificios el vector del extremo inferior siempre fue mayor que el del plano superior. Este modelo constituye la representación vectorial de la eficacia.

Para conocer el efecto y la forma de la tendencia de los desplomos, se le restó a los vectores de 1990 la corrección acumulada durante el proceso de subexcavación. Esta reducción de desplomo alcanza en promedio el 11.5 %; sin embargo, dicho porcentaje es orientador y podría considerarse como mínimo, porque para deducirlo no fue posible considerar la recuperación lograda durante el periodo del bombeo dirigido.

La representación de la condición del desplomo tiene en el extremo de los vectores una línea discontinua que ilustra el desplazamiento de la estructura e indica las zonas que solicitan revalorar su condición y las que deben ser procuradas con mayor frecuencia.

Eficacia

El análisis de las mediciones, aunado a la preocupación por comprender las condicionantes del comportamiento, propició el desarrollo de modelos que permitieron cuantificar la respuesta estructural durante el movimiento inducido.

Al conocer la máxima pendiente del plano inferior de los elementos portantes, así como el desplomo directo, se dividió el diferencial medido en plomadas entre el valor de la corrección inferior y el cociente obtenido, el cual representa la respues-

ta de cada elemento. Con este conjunto de datos se calculó la media aritmética, la cual permitió sintetizar la eficacia del conjunto. De manera genérica se puede decir que del efecto provocado por la subexcavación solamente 2/3 del cambio inducido actúan para corregir la deformación de la superestructura. A dicho porcentaje, se le denominó eficacia del trabajo.

También, la información que genera dicho modelo, y con las facilidades que proporciona el ordenador, se calculan curvas de igual eficacia sobre la planta de ambas construcciones. Esto es producto de una interpolación general sobre todo el sistema estructural abovedado que ilustra los puntos duros debajo de la cimentación, identificándolos con valores mayores a uno, y las zonas blandas con curvas menores a la unidad. Estas zonas permitieron conocer la distribución en planta del sistema de bielas durante el movimiento del conjunto y revalorar los resultados y planteamientos desarrollados al inicio del proceso.

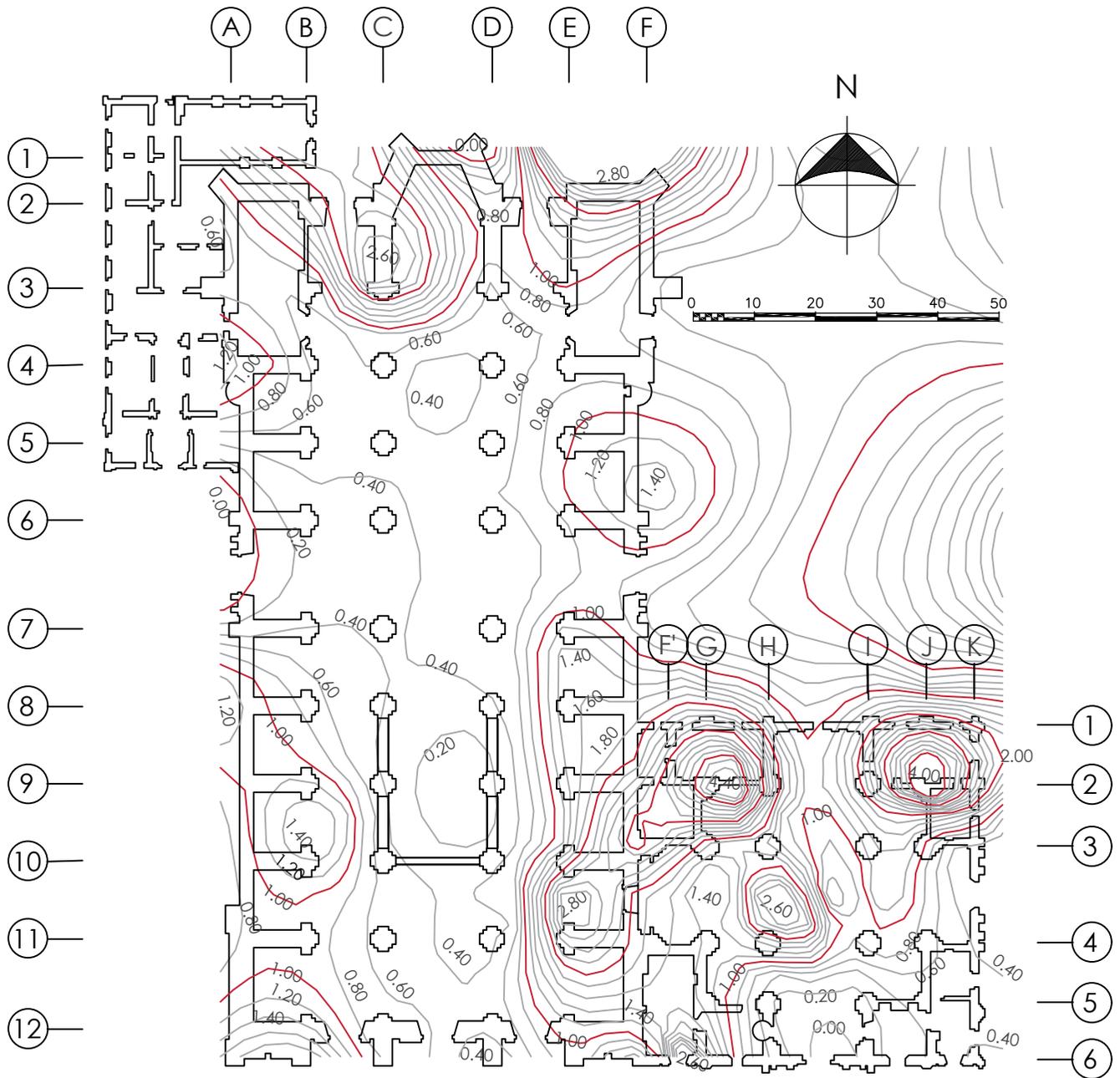
Respecto a las configuraciones de igual respuesta, se detectó que al final de la intervención se redujeron las curvas indicativas. Este efecto prueba que la eficacia tendió a ser más uniforme y los puntos localizados como más sensibles se mantienen, pero ya no difieren demasiado del conjunto.

Estos índices confirman que la rigidez es heterogénea, y por lo mismo resulta aceptable abandonar la hipótesis de respuesta como cuerpo rígido de la estructura durante el trabajo correctivo. En cambio es razonable buscar modelar la respuesta del edificio, atendiendo a la condición del suelo. Por lo tanto, el modelo de control geométrico permite regular las velocidades de descenso, y el de eficacia para conocer la respuesta del mecanismo confinado. Es decir, la suma de ambos permite ubicar las zonas frágiles de los elementos que definen el comportamiento del edificio.

Refiriéndonos específicamente a la superestructura, al interpretar la configuración se deduce que las zonas con valores mayores a la unidad indican que la estructura supera ese número de veces al giro provocado, en contraste con lo que sucede cuando las curvas son menores a uno y las zonas inscritas en curvas iguales a uno indican que dichas porciones reaccionan como cuerpo rígido. Esta variabilidad de respuesta se reflejó en el incremento o disminución del trabajo inducido, ya que los elementos siguieron un comportamiento proporcional y armónico a la rigidez efectiva.

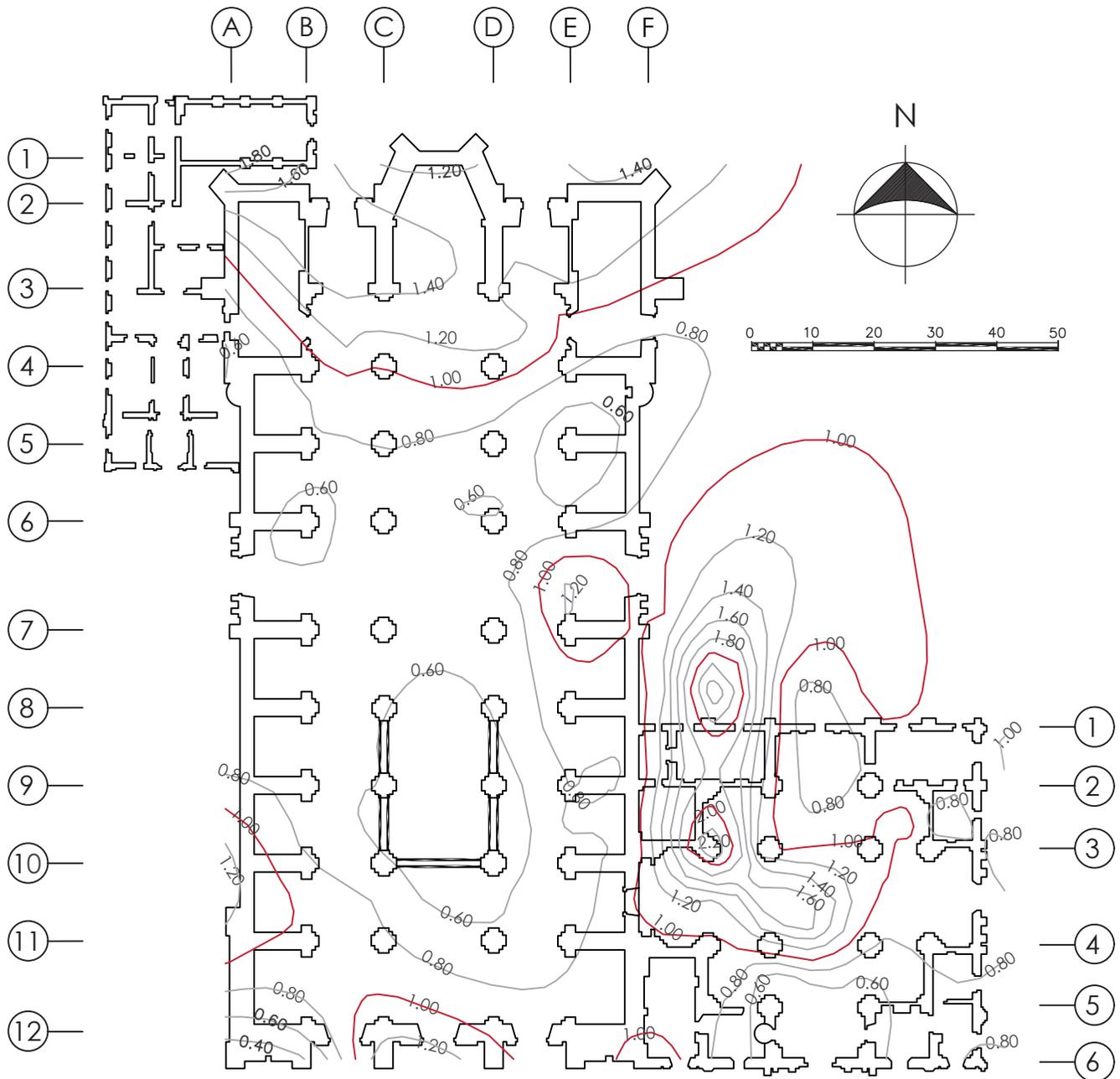
Al final, éste modelo de control, que permitió conocer cómo interactúa el suelo con la superestructura, anticipó el ambiente de provisionalidad, para emprender acciones locales que mejoren la integridad del monumento, ya que la recuperación estructural depende de la condición en que se encuentre.

El seguimiento de la eficacia a través del tiempo se realizó con el valor promedio del total de puntos en la catedral y del sagrario. Para cada uno de estos casos, los resultados sintetizan la eficacia del proceso, los cuales definen en función al tiempo la tendencia de la intervención. En la imagen de la página 158 se observa que la conducta estructural al inicio (del 13 de agosto de 1993 al 14 de agosto de 1995) era irregular, porque presentaba un reajuste que le aportó la posibilidad de seguir un giro más cercano a la homogeneidad.



▲ Zona de reacción similar de los elementos portantes

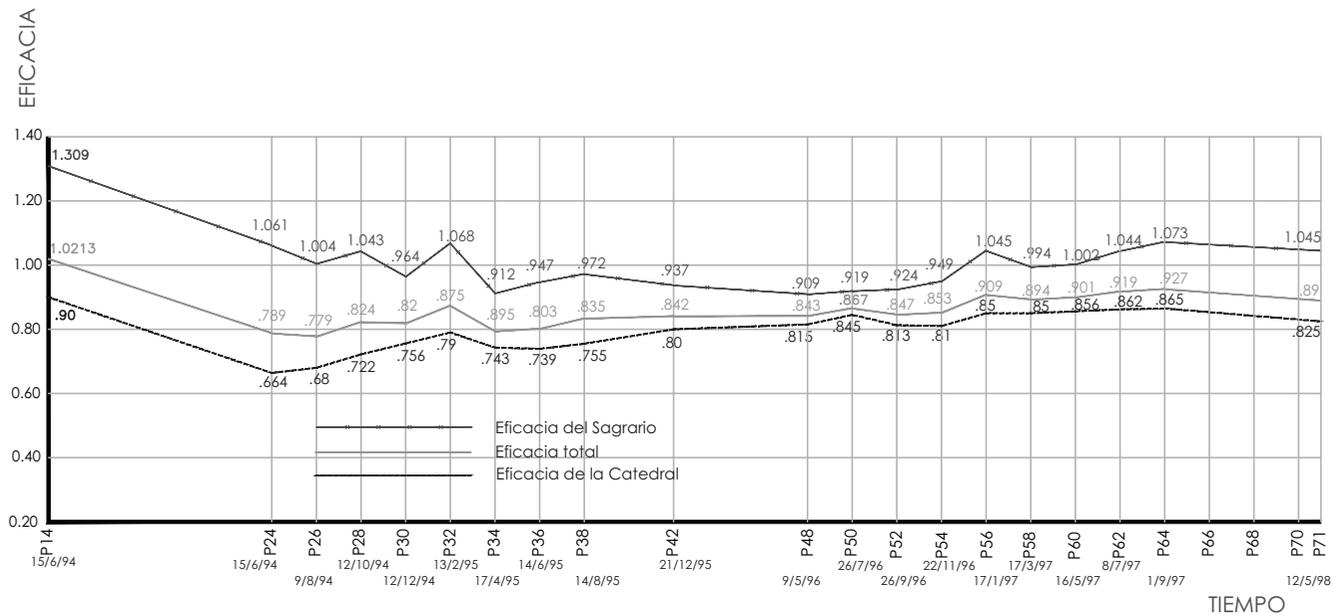
Del acumulado registrado en la medición desplomo número 14 entre la nivelación número 67.



▲ Zonas de reacción similar entre el plano derecho de los elementos portantes, del acumulado registrado en la medición desplomo número 71 entre la nivelación número 171

Los elementos diferenciales y la heterogeneidad de la estructura reducen su respuesta de corrección en forma variable, esta condición se definió como eficacia del trabajo.

Numéricamente la eficacia es el cociente del cambio de pendiente en el piso entre la variación angular de los parámetros verticales. La configuración de estos valores exhibe las zonas blandas y duras donde se localizan las más sensibles. Y describe gráficamente la interacción suelo-estructura del conjunto y los valores indican la condición de todos y cada uno de los elementos.



▲ Seguimiento de la eficacia de la respuesta estructural durante el proceso de corrección geométrica

El valor de las ordenadas corresponde a la eficacia, el cual es el cociente de la máxima pendiente entre la resultante del desplomo.

Al final las tres curvas tendieron a concurrir a un valor cercano a la unidad. Este grado de respuesta indica que a partir de este momento el movimiento fue más uniforme. De igual manera se podrá aceptar la posibilidad de mover todo el conjunto como bloques rígidos de porciones del área construida, porque las zonas donde pasó el periodo de reacomodo se pueden desplazar sin sufrir deformaciones agudas.

Después de septiembre de 1997, la eficacia empezó a disminuir. Para la Facultad de Arquitectura este patrón de respuesta anunciaba que si se insistía en la extracción de arcilla, se podrían generar concentraciones de esfuerzo en algunos elementos. Estos síntomas coincidían con la aparición de rótulas como la del pilar D-11, que se explica en el tema relativo a la respuesta estructural los pilares.

Por esos meses, se iniciaron los trabajos analíticos y experimentales por parte de TGC, de inyección de mortero en el subsuelo por fracturación hidráulica de las arcillas, para aplicar en el monumento una técnica capaz de mantener la geometría del edificio alcanzada al final de la etapa correctiva, fundada en la comprensión de la arquitectura y con la particularidad de desarrollarse de manera gradual.

Respuesta estructural de los pilares

Hay tres deformaciones, una congénita, demostrada en la primera etapa de la investigación, y dos claramente establecidas. La meta era únicamente corregir la última, considerada como reversible en cuanto a la conducta cohesiva y dúctil de la cimentación. A ella van ligadas de manera indisoluble los plintos de las pilastras adosadas y las exentas, tanto por cargas que gravitan sobre ellas, como por las losas de piso sobre las soleras pétreas reforzadas con hierro en 1937, como lo definían las fracturas de los plintos desde el eje 3 al 8 a lo largo del eje C, que también indicaban la incapacidad inherente del material de tomar solicitaciones de flexión, además del testimonio del comportamiento de biela que las arrastró con el contrarresto hacia el poniente durante el sismo de 1985.

Al respecto, la crujió poniente por acción del empuje de la bóveda central, después de la fractura en los plintos, sustituyó los pares de empotramiento por otro par, ahora con la altura de la pilastra como distancia con incrementos iguales y opuestos en las rótulas frágiles de los plintos y en los extremos superiores.¹

En función a estos antecedentes, el proceso correctivo propició el reacomodo dúctil de la cimentación, que al remodelar la arcilla en condición plástica permitió al monumento descender y cerrar el sistema de contrarresto, activando mecánicamente el sistema de bielas, el cual ha colaborado en su permanencia. Esta característica constituye una virtud que, asociada a la ductilidad de la cimentación, permitió regenerar la capacidad de trabajo en ambos edificios.

El tema que nos ocupa trata sobre los pilares, los cuales algunos registraban en 1990 desplomos de 0.03%. Cabe agregar aquí que el núcleo de éstos es de 133 cm contra su dimensión externa, que alcanza $300/\sqrt{2} = 212.1$ cm, y que su sección transversal es tubular, debido al núcleo de mampostería, cuya contribución puede despreciarse y aun así quedan 4.50 m² de sección transversal.

Respecto a la deformación de doble curvatura inversa, que algunos pilares presentan, se puede entender como el acortamiento elástico que producen las compresiones dentro del núcleo al transmitir las de un borde hacia otro, siempre dentro del núcleo, únicamente se desarrolla por diferencia entre los acortamientos de las caras.

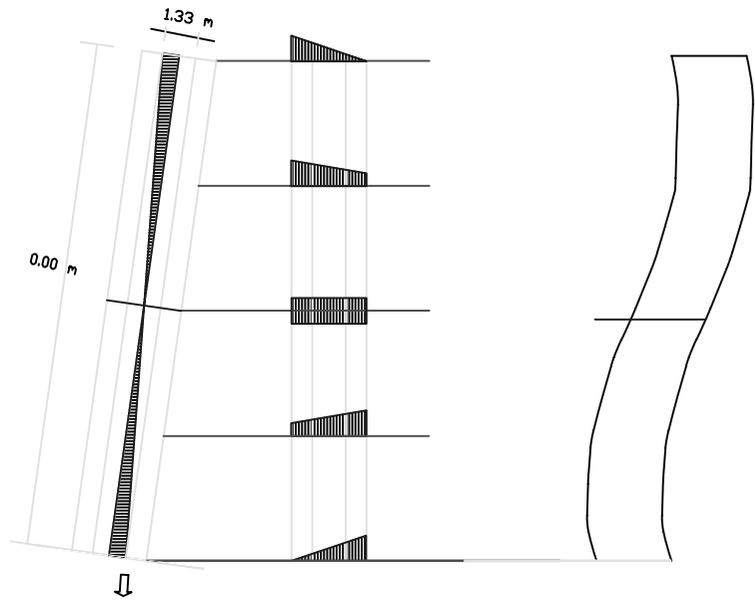
El reporte del 17 de abril de 1996, que el doctor Fernando López Carmona entregó al Comité de Catedral, es una descripción sobre la preocupación por buscar incrementar el factor de seguridad de las pilastras, e indica que no es posible desmontar y desplazar el desplante de las pilastras, ni es recomendable cambiar súbitamente la conducta estructural en un punto de un sistema tan extenso, esta postura lo llevó a recomendar que lo más razonable es hacer una fortificación *in situ* e informó que los

¹ El término "pares" se emplea con frecuencia en temas de estabilidad, cuando se refiere al par de fuerzas paralelas de igual magnitud pero con sentido opuesto, capaz de producir una rotación o momento.

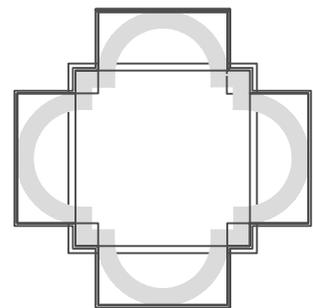
$$d = \frac{900000}{43880} = 20.51 * 2 = 41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = \frac{1210}{1220} = .992$$

$$I = \frac{1210^3}{1220^3} = .976^3$$



Area	Y	dAY ²	Σ dAY ²	Individual	
50	6.6	2178			
620	68	2866880	2869058	198606.66	
840	7.5	47250	2916308	493920	692526.66
150	64	617400	3530708	2812.5	695339.17
1150	57.5	38021875	7332895.5	1267395.883	1962735
1200	60	4320000	11652895.5	1440000	3402735
1200	60	4392000	16044895.5	1440000	4842735
1200	60	4392000	20436895.5	1440000	6282735
1200	60	4392000	24828895.5	1440000	7722735
1140	57	3703860	28532755.5	1234620	7517355
700	70	3430000	31962755.5	285833.33	7803188.33
700	70	3430000	35392755.5	285833.33	8089021.66
800	72.5	4205000	39597755.5	285833.33	8374855



▲ Análisis sobre la condición de los pilares.

$$A = 10970 * 4 = 43880 \text{ cm}^2 \quad I = 39597755.5 + \frac{8374855}{47972610.5 \text{ cm}^4 [4]} = 191890442 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{191890442}{43880}} \quad r = 66.13 [0.992] = 65.6$$

$$\text{Reducción} \quad r = \sqrt{\frac{.972}{.992}} = 0.992$$

estudios ya se iniciaron mediante un proyecto específico de investigación planteado a la DGAPA de la UNAM, dentro del programa PAPIIT.

Durante esta fase, el pilar D-11 exhibía en el arranque del fuste, sobre el toro del plinto, fisuras características de una “rótula frágil”, que separaba el fuste del lado sur-oeste, debido a que en el borde comprimido a flexión solicitó a la pilastra en el lado opuesto. Al respecto, se comentó que esos síntomas anunciaban que la subexcavación estaba alcanzando la máxima corrección posible; posteriormente estos signos se multiplicaron hasta en los muros.

La observación de estrías rotas en los pilares y los síntomas que evidenciaba la estructura condujeron a la revisión con esclerómetro, realizada por el Centro de Investigación aplicada y Tecnológica del estado de Querétaro (CIATEQ) en los sillares de los pilares. Se probó una de cada dos hiladas, donde se hicieron tres mediciones y se consignó la media aritmética en el cuadro de registro, por lo tanto se midieron 16 pilares con 24 sillares que significan $16 \times 12 = 192$ datos, producto de 576 mediciones. En un análisis estadístico desarrollado por el Doctor Fernando Greene Castillo, de la Facultad de Arquitectura de la UNAM, se derivó que los valores máximos corresponden al extremo inferior de los pilares.

Resulta interesante que, aunque la construcción de las pilastras se desarrolló a lo largo de un siglo (1570-1667), todas compartan el sillar más blando en el extremo superior y el más duro en los plintos. La dureza de los plintos es, sin duda, porque así lo determinaron quienes construyeron, pero lo observable en el extremo superior se debe a la acción del mecanismo confinado, que hemos asumido como premisa necesaria a la acción correctiva debida a la subexcavación; es la rótula frágil de la pilastra empotrada en su extremo superior por los muros del lucernario y las pechinas de las bóvedas de la nave procesional. El empotramiento de los pilares en la cimentación fue evidente desde el principio en los plintos del eje C, desde el eje 8 hasta el 3, en los que sus fracturas permitieron el giro conjunto de las dos crujías entre los ejes A y C y liberaron la flexión crítica en las pilastras al reacomodar la resultante por la rótula frágil.

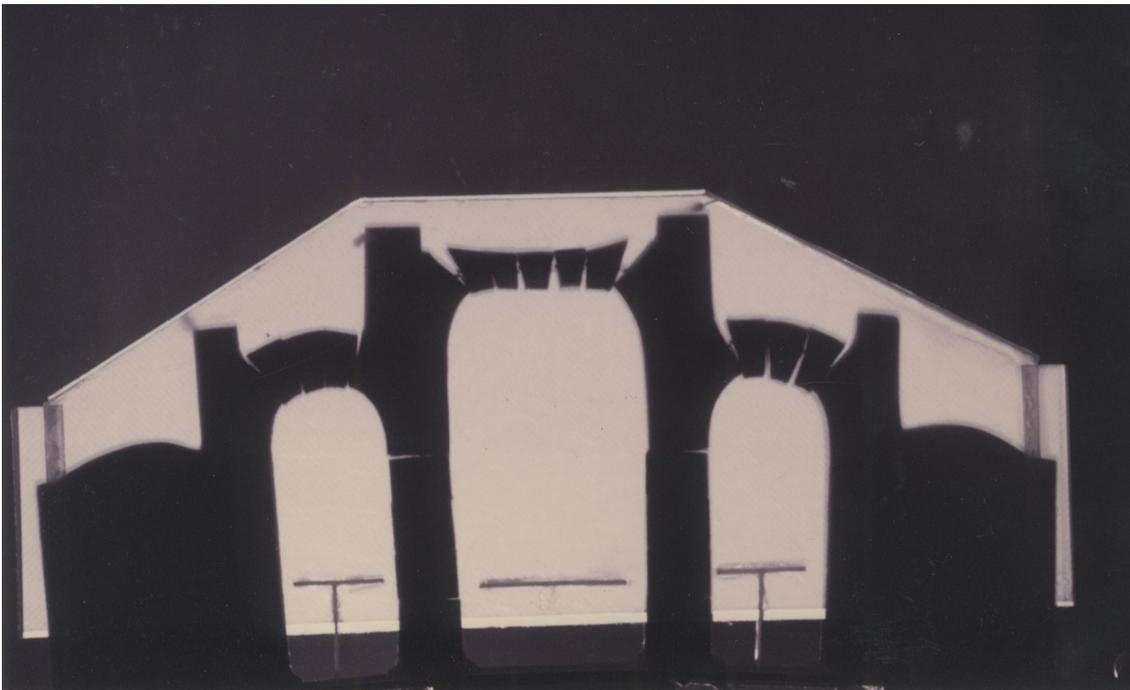
Esta teoría, se ilustra en un modelo que recrea dicho mecanismo desarrollado dentro de un Programa de Servicio Social de la Facultad de Arquitectura de la UNAM, el cual permite exhibir nuestro criterio sobre el límite frágil de las deformaciones

Las distintas condiciones que ilustra el modelo permiten describir las deformaciones del proceso geológico.

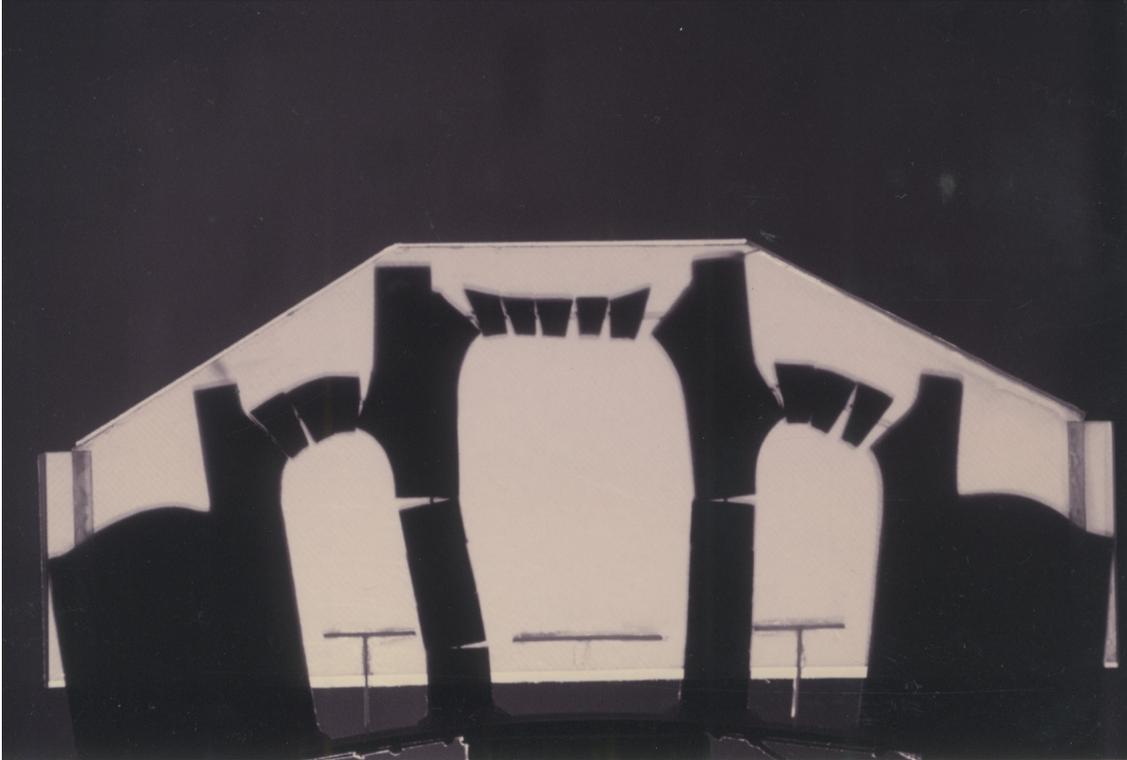
Sin duda, podemos afirmar que en cada pilar hay dos rótulas ya identificadas y que el criterio de mecanismo confinado, dentro del cinturón restrictivo, quedó confirmado. También podemos asegurar que los pilares tienen 12 metros de altura máxima, que al inyectar el núcleo, éste se incorporó a la columna; el radio de giro ahora vale 61.44 cm, y eso autoriza hasta 10% de empuje horizontal equilibrante del desplomo. Si tenemos en cuenta que la pilastra recibe 500 toneladas, este empuje sería de 50 toneladas, la mitad del empuje de la bóveda central (97 t, análisis 1990)



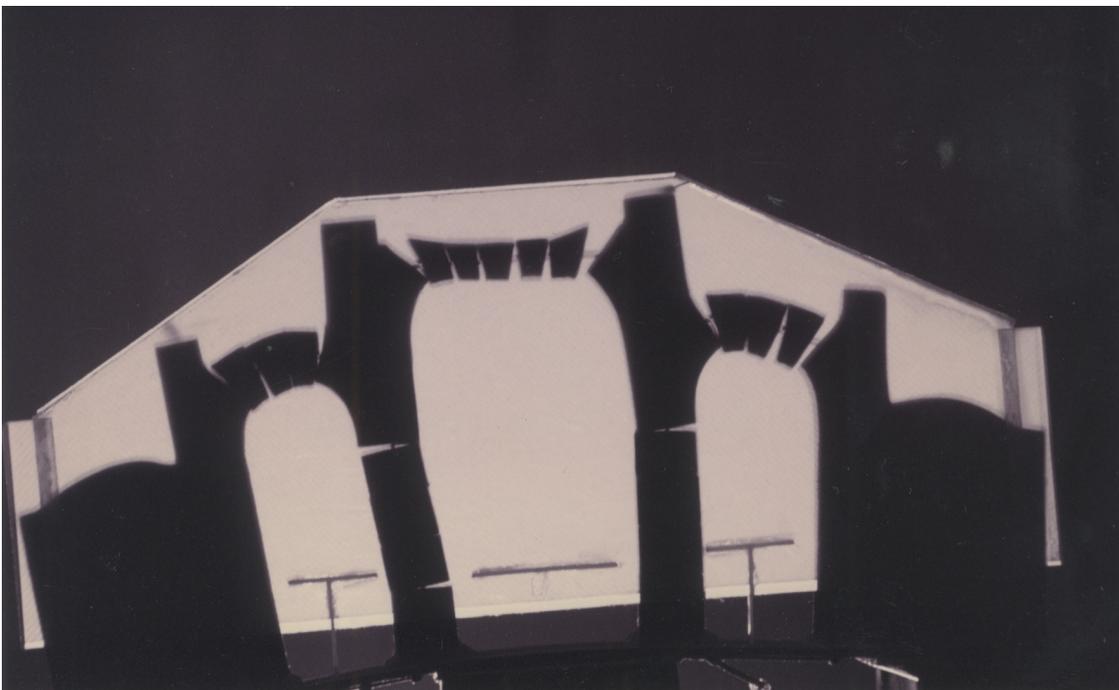
▲ Imagen del modelo sin solicitaciones por hundimiento del suelo: geometría ideal.



▲ Geometría cuando las pendientes del contrarresto gira hacia fuera.



▲ Al incrementar el giro hacia fuera se acentúan las rótulas frágiles en bóvedas y pilares.



▲ Configuración de la respuesta, cuando el contrarresto izquierdo gira hacia fuera. El pilar del lado izquierdo ilustra dos rótulas frágiles.

y el incremento de compresión $500/\cos 5.8467^\circ = 502.6$ t. Todo lo anterior conduce a afirmar que la restricción es el tema fundamental.

En función al análisis estructural, el empuje crece $500 \text{ t} \times \tan 5.8467^\circ = 51.2$ t, esto significa $51.2/97 = 0.5278\%$ de incremento a la excentricidad sobre el contrarresto. Así como se demostró en el análisis estático de 1990 que la resultante cae al centro de los muros entre las capillas devocionales, estaremos a cada 0.764 del muro, cuya acción combinada con los de fachada constituyen el contrarresto, con centro de gravedad a 7.31 m del paño de la nave procesional.

Inyección de los pilares

Los resultados de la exploración con esclerómetro, hecha en forma intercalada al centro de las hiladas que conforman a los pilares de la catedral, se representaron en gráficas que indican el número de hilada en el sentido de las ordenadas, y la dureza en Brinells en dirección de las abscisas.

El perfil de cada gráfica advierte un diferencial de durezas sobre los fustes, y en general las piedras de la parte superior registraron menor respuesta respecto a las inferiores. Para distinguir las zonas críticas en esta edición, se sombreó con mayor intensidad las hiladas de menor dureza y así estudiar las posibilidades de fortificarlas *in situ*, para uniformizar las características de los pilares e incrementar su factor de seguridad. El sombreado de estas hiladas permitió relacionar las piedras blandas con las rótulas frágiles localizadas en puntos conocidos de las pilastras.

Después de interpretar los resultados de esta edición, se realizó un análisis fotográfico de todos y cada uno de los pilares de la catedral y del sagrario, elaborado con alumnos del servicio social de la Facultad de Arquitectura, en el cual se relacionó el estado físico de las piedras con la medición del esclerómetro. De este reporte, se derivó que en las zonas de menor dureza los sillares se encontraban carcomidos, incluso algunos sin estrías. Así como las gráficas iniciales consignaban diferencias de consistencia, este análisis indicó un evidente diferencial de permeabilidad, es por ello que la relación entre los Brinells y el estado físico es válida, ya que aporta resultados complementarios como la conclusión de que, donde se localiza la zona de baja respuesta elástica, las piedras presentan una condición significativamente porosa.

En este estudio también se confirmaron las grietas sobre los fustes. En general, predominan las horizontales, localizadas en las juntas de los sillares. Hasta este momento, el estado era preocupante, porque se evidenciaba una pérdida de contacto, fundamental en la transmisión de esfuerzos. Por ello, se empezaron a desarrollar paralelamente estudios que permitieron concebir soluciones para restituir la integridad de los elementos, sin alterar la percepción visual del partido decorativo del monumento.

La solución para mejorar la rigidez de los pilares consistió en inyectar una lechada de cemento por las juntas horizontales, en ocho direcciones coplanares, orientadas respecto a los ejes longitudinales, transversales y diagonales de la sección, mediante los puertos de inyección de tubería flexible de cobre. Esta acción buscó aportar mayor cohesión en sentido transversal de los elementos e integrarlos verticalmente, para devolver el área de contacto en las zonas contiguas a las rótulas frágiles y así reducir el mecanismo de deterioro por concentraciones agudas de esfuerzos.

El proceso de inyección consistió en retirar las piedras que los constructores colocaron en las juntas horizontales (calzas), las cuales se consolidaron con mortero de cemento, cal, polvo de cantera y sellador vinílico. Después se colocaron tubos de cobre *pictel* de 3/8", sellados con Fester Grouth NM. La mezcla de cemento gris y Flow-Cable se inyectó en las direcciones establecidas a una presión de aproximadamente 25 kg. La cantidad inducida de cementante fue variable en el desarrollo de los fustes y se confirmaba su saturación hasta que el mortero brotaba por las juntas.

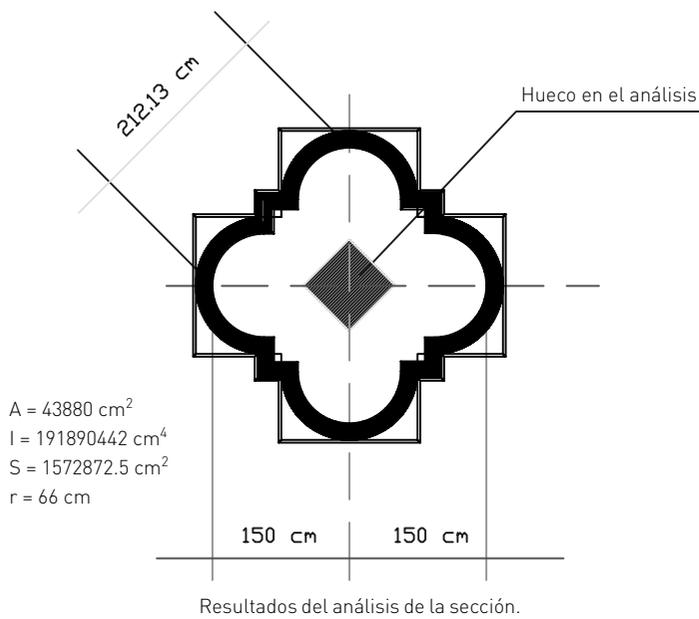
Con los datos de la inyección se realizaron gráficas que relacionan el volumen de lechada con el número de junta y permiten localizar de manera rápida la zona que aceptó más litros de aglutinante. Estos modelos complementan a los de dureza; en ambas se calculó la media aritmética con los valores de cada fuste. Al inicio, esta referencia sirvió para definir los puntos más desiguales, los cuales advertían la necesidad de uniformizar la resistencia de los pilares. Durante la inyección en las zonas blandas fue donde los pilares aceptaron más cementante.

Es evidente que cada gráfica relaciona distinta información, pero ambas son complementarias e indican cómo se distribuyen las rótulas, porque en ambas la línea que indica la media identifica directamente las zonas de menor dureza, y corresponden a las juntas que registraron mayor cantidad de lechada. Por lo tanto, dicha metodología constituye una forma confiable de orientar la rehabilitación de estructuras de mampostería, en plazos acordes al calendario de este tipo de intervenciones.

Del conjunto de gráficas, llama la atención el caso del pilar C-5 y H-3, ya que aceptaron en la primera junta 157.4 l y 144.6 l de mortero respectivamente. Respecto al primero, seguramente se debió a que la lechada selló la fractura del eje C, cuando el contrarresto poniente giro hacia afuera durante el sismo de 1985; el segundo responde a que este punto ha sido históricamente el más consolidado del sagrario, y seguramente al descender menos que el resto funcionó como pivote; por lo tanto es donde se acusan más fracturas.

Comportamiento de la cúpula de la catedral e interpretación de grietas en muros

El 10 de marzo de 1997, presentamos al comité un reporte e interpretación sobre las grietas que la subexcavación activó en la zona del crucero. En aquella ocasión la



▲ Fotografías que ilustran la ubicación de los tubos de inyección en los fustes de los pilares.

conducta de los pilares pudo dilucidarse como una acción conjunta y solidaria de los entreejes adyacentes a la cúpula, característica que resulta tranquilizadora en cuanto a nivel de esfuerzo de los doce pilares que la soportan.

Los cortes en ambas direcciones registran grietas a 45° respecto a los ejes de la catedral, desde la nave central hasta el contrarresto, las cuales están presentes sobre los ejes 6 y 7, y C y D, e ilustran cómo se propagan las cargas del sistema.²

Las deformaciones que sufrió la catedral a través del tiempo, así como la configuración de su partido arquitectónico, le solicitó esfuerzos y momentos a la cúpula central, ocasionando agrietamientos a los macizos que constituyen el tambor, los cuales se inyectaron durante las campañas de consolidación. De esa forma se logró restituir su capacidad de trabajo e hizo innecesario colocar un refuerzo adicional para tomar esfuerzo cortante.

La grieta horizontal que corría desde el eje 3 hasta la mitad del tramo D, en 5–6, visible sólo por el interior, confirmaba que el lucernario es una conoide reglada, generada por planos directores transversales a la nave central, con generatrices rectas que operan como puntales, las cuales habían generado una flexión hacia fuera del muro oriente.

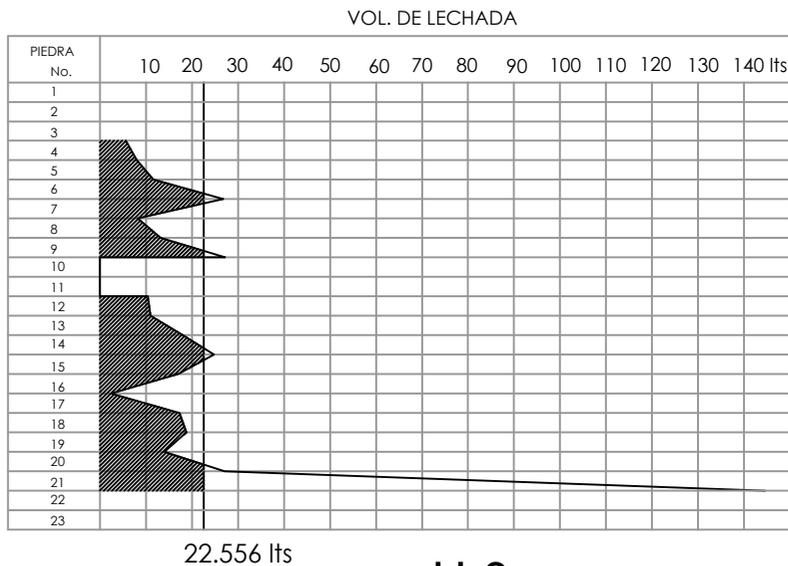
En ese tiempo se solicitó a la empresa TGC, encargada de hacer la subexcavación, un cambio en el gasto de las lumbreras, que aliviarían la situación porque los síntomas descritos arriba anticipaban que la estructura ya no aceptaba más cambios geométricos, y que sólo se debían atacar puntualmente la zona del punto C-4 y del eje F, para hacer descender la porción norte, y que en el sur continúe su giro gradual al sagrario.

Por lo tanto, el tiempo de iniciar la mejora del suelo había llegado y también la decisión de cómo y dónde reforzar puntualmente elementos arquitectónicos del templo. Posteriormente, hubo una transferencia perceptible del empuje horizontal del sistema abovedado en la porción norte del crucero.

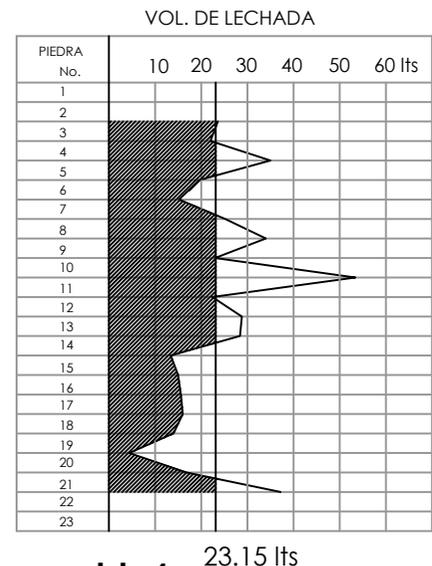
Esta transferencia hizo actuar a los arcos botareles, cuya acción no es necesaria en la condición estática del sistema, como quedó demostrado en el análisis de 1990, porque las fuerzas horizontales de la nave central pasan por el interior de los botareles prismáticos, y a través del tímpano de los platillos de la nave procesional transitan hasta el contrarresto exterior y, desde allí, nuevamente a través de los botareles prismáticos de la nave procesional, sin que los arcos botareles inferiores intervengan.³

² Este hallazgo es interesante porque en un principio parece que la cúpula está soportada por cuatro pilares; sin embargo, el crucero tanto por encima de las naves procesionales como de las devocionales, está conformado por muros de rigidez. Este fantástico artificio arquitectónico permite distribuir la carga de la cúpula a través de los doce pilares de manera proporcional.

³ La superficie de las bóvedas de las naves procesionales tienen una geometría de casquete esférico, que en el medio de la construcción también se les denomina bóvedas de platillo, y se caracterizan por ser sencillas y estables.



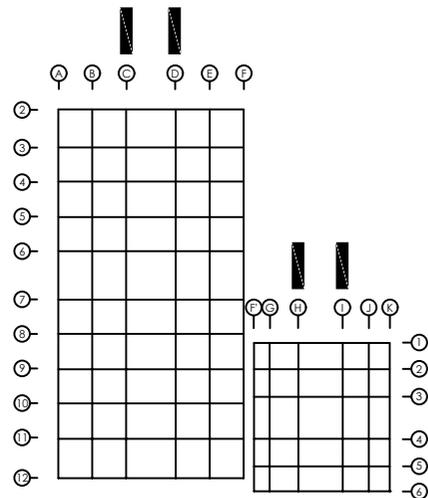
H-3



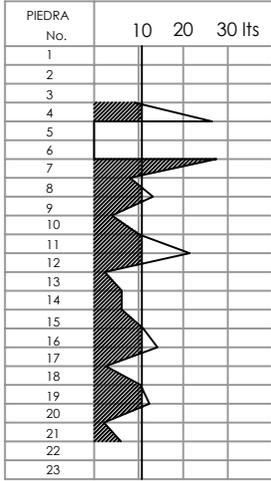
H-4

Los puntos en forma de "x" ubican el plano de mínima dureza, que coincide con la serie de puntos donde se registró el máximo volumen de lechada.

► Relación entre máximo volumen de lechada y mínima dureza.



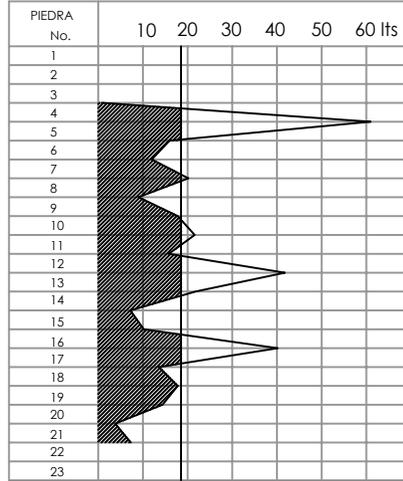
VOL. DE LECHADA



10.722 lts

I-3

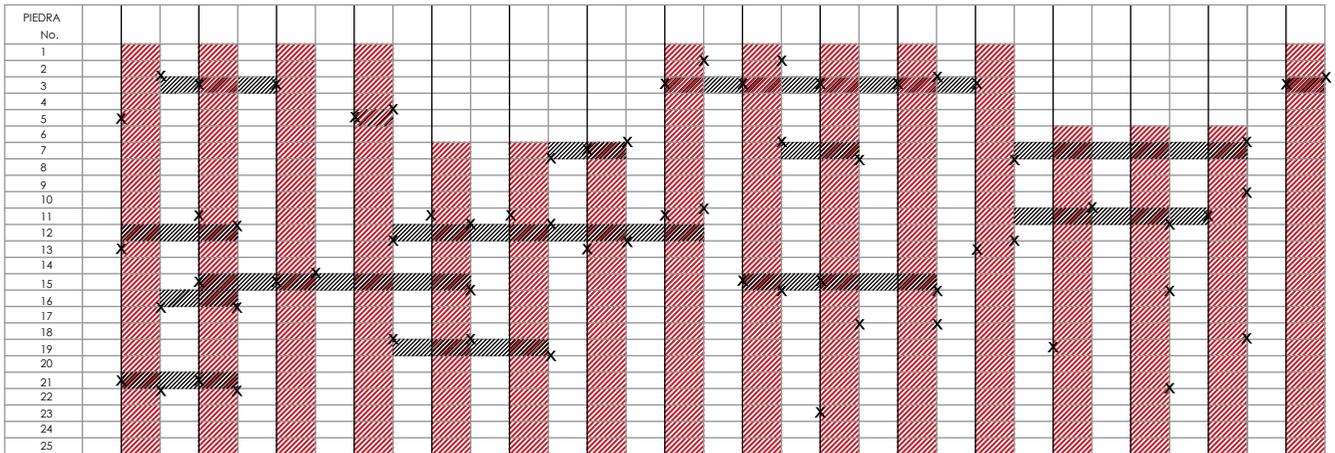
VOL. DE LECHADA

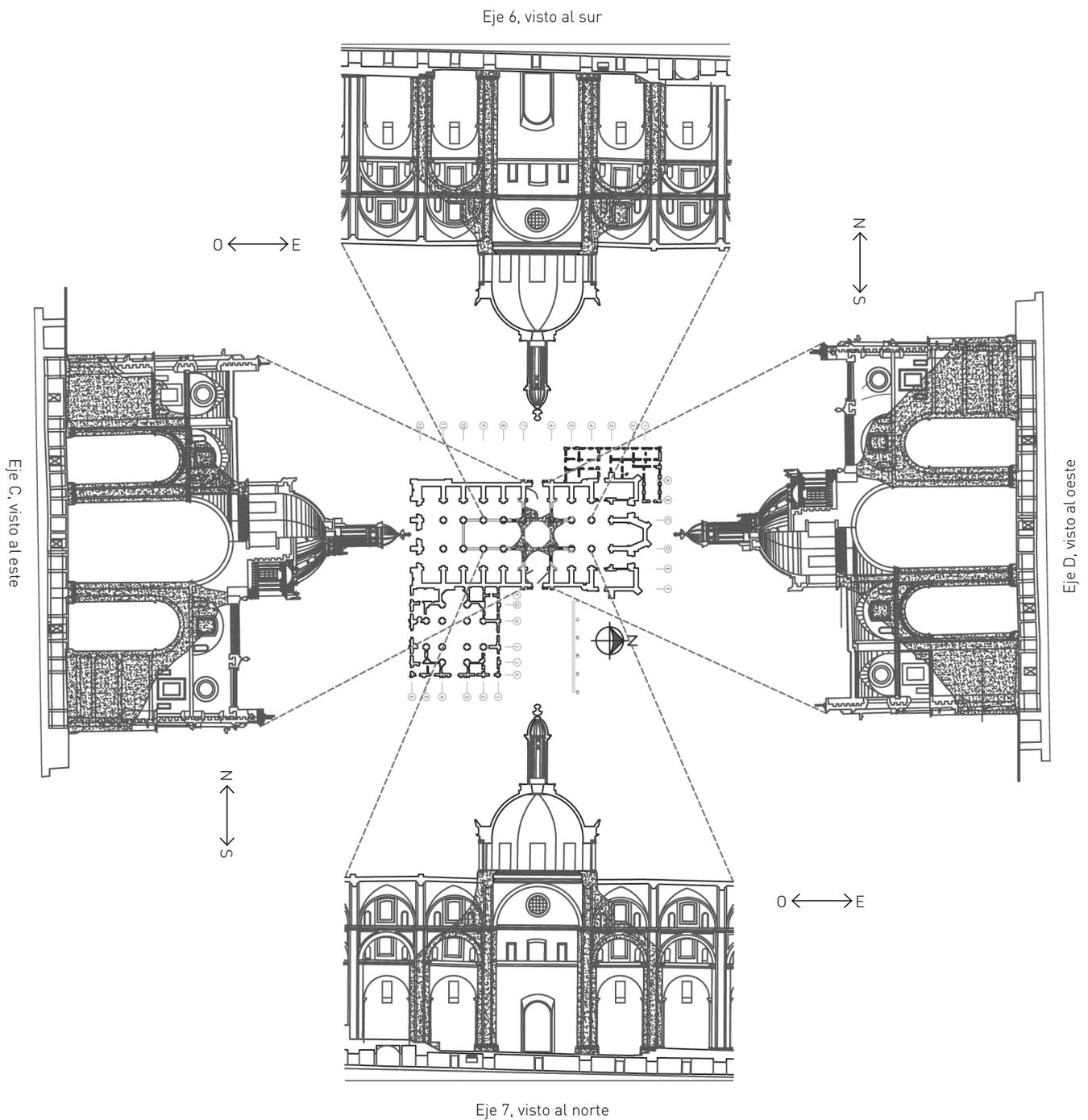


18.542 lts

I-4

C-4 C-5 C-6C C-7C C-8 -9 -10 C-11 D-4 D-5D -6 D-7D -8 D-9 D-10 D-11





▲ Interpretación de la conducta estructural a partir de las grietas en la zona de la cúpula

Las fracturas en estas estructuras indican las zonas solicitadas a tracción, así como las zonas donde se reubicó el punto de aplicación de las fuerzas del sistema isostático y las zonas solidarias.

Las trayectorias asociadas a los muros de rigidez, en ambos planos ortogonales, ilustran una condición intrínseca del sistema, así como la necesidad de corrección sin arriesgar la estabilidad del mismo.

En estos monumentos el sistema natural de rótulas y generalizado impone una permanente condición dependiente de las restricciones que lo confinan.

$$135 \text{ nave central} = 1 \text{ entreeje} = (2 \times 1/2) = 135 \text{ T}$$

$$\text{Nave procesional} = (336 \text{ T} / 4) = 84 \text{ T}$$

$$\text{Timpanos "alto + bajo"} = \frac{95 \text{ T}}{314 \text{ T}}$$

$$\text{Sobre cada columna} = (2030.5 \text{ T} / 4) = \frac{507.6 \text{ T}}{821.6 \text{ T}}$$

$$\text{Peso propio de cada pilar} = (4.5 \text{ m} \times 14 \text{ m} \times 2 \text{ t/m})^3 = \frac{126 \text{ T}}{947.6 \text{ T}}$$

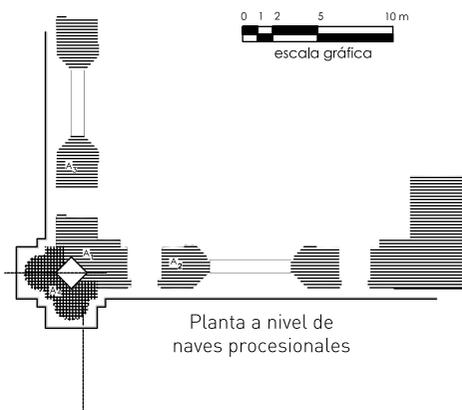
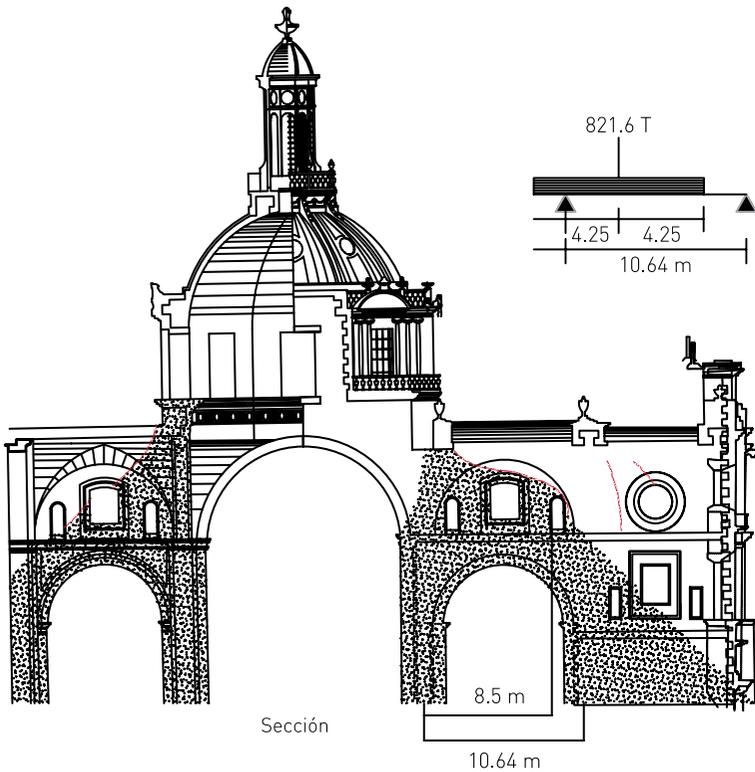
$$\frac{[821.6 \times 4.25]}{10.64 \text{ m}} = 328.18 \text{ T}$$

$$RI = (821.6 - 328.18) = 493.42 \text{ T}$$

$$\text{Carga final sobre la pilastra} = (493.42 + 126) = 619.42 \text{ T}$$

$$\frac{619420}{45000} = 13.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{120}{13.78} = 8.7$$



$$\text{Media muestra } a = 25118 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_1 &= 63205 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= 17420 \text{ cm}^2 \\ A_3 &= 17420 \text{ cm}^2 \\ &= 98045 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$N = \frac{f'c \text{ piedra}}{f'c \text{ mampostería}} = 4$$

$$\text{Incremento} = \frac{25118 \times (4 - 1)}{173399 \text{ cm}^2 \text{ Sección transformada}}$$

$$1) \text{ Sección neta} = \frac{2030500 \text{ kg}}{(4 \times 98045 \text{ cm}^2)^2} = 5.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$2) \text{ Sección transformada} = \frac{2030500 \text{ kg}}{(4 \times 173399 \text{ cm}^2)^2} = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

▲ Cuantificación de esfuerzos en los pilares y pilastras.

La razón de la preocupación expresada en varias ocasiones es que estos arcos botareles no existen en sentido transversal sobre los ejes 8, 9 y 10, que corresponden al coro de canónigos.⁴

Sin embargo, es deseable que la zona norte descienda respecto al resto de la estructura y reparar los daños, reponiendo el contacto pleno de estos botareles y los muros.

Análisis de la corrección geométrica de la superestructura

Al extraer el manto compresible, de acuerdo al proyecto de subexcavación, se condujo al sistema de contrarresto a una condición que le permite absorber, en condiciones permisibles de trabajo, las sollicitaciones que exige la estabilidad. Tal como lo indica el análisis relativo a los paramentos verticales.

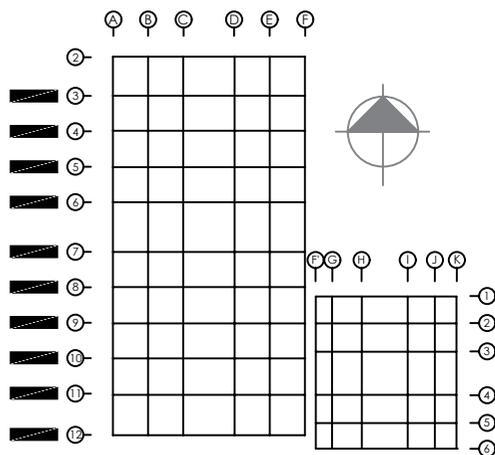
Con la magnitud de las componentes ortogonales de la medición de plomadas, se calculó el por ciento acumulado del desplomo promedio, multiplicado por la altura del piso de feligresía al arranque de los arcos perimetrales del sistema de bóvedas.

Cada vector se ubicó en el nivel de imposta correspondiente y por representación se unió el extremo de cada uno al arranque del respectivo paramento vertical con una línea, para indicar de manera lineal la tendencia de movimiento experimentado durante la subexcavación. Dicho modelo permite comparar de manera rápida el desplazamiento de los ejes del sistema y detectar las zonas donde se presentaron cierres o aperturas en la estructura.

Este último aspecto derivado del diferencial existente entre las magnitudes de las componentes se representa en planta, donde el sentido de las flechas indica el aumento o disminución de luz en cada entreeje e identifica cuál elemento fue más sensible o insensible a la recuperación geométrica. La magnitud de estos cambios de geometría está en centímetros, y se calcularon para cada altura de impostas.

Los diagramas transversales ilustran la forma en que se cerró la nave central mediante el giro al oriente del contrarresto poniente y la recuperación geométrica del eje C. Asimismo, la zona oriente presenta un patrón distinto, coherente con las condiciones del suelo en esa porción y a la simetría del partido estructural, donde se observa la forma en que el contrarresto oriente giró, principalmente hacia el norte, permitiendo recuperar las pendientes de su crujía. Sin embargo, llama la atención el desplazamiento del punto 3-F hacia el oriente y el escaso giro al oriente del punto 7-A.

⁴ Durante el año 2000, la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural del CONACULTA decidió colocar los botareles transversales de los ejes 8, 9, 10 y 11. En este último había una escalera que técnicamente era un arco piedra con apoyos a desnivel, que se sustituyó por una escalera metálica de caracol.



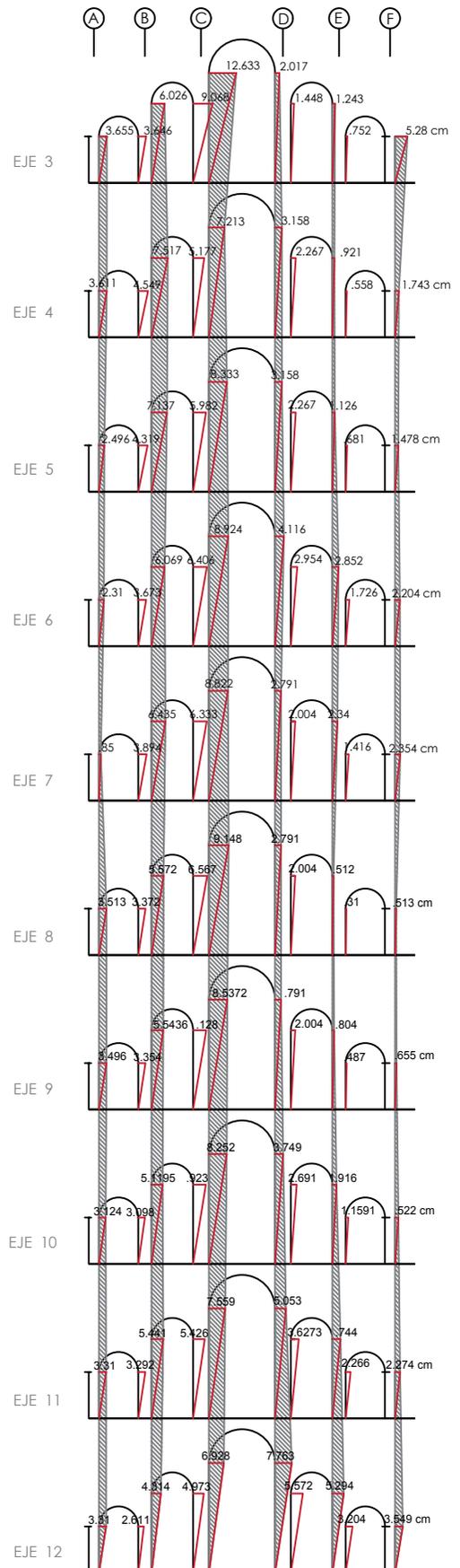
▲ **Respuesta estructural en dirección transversal lograda durante el proceso de corrección**

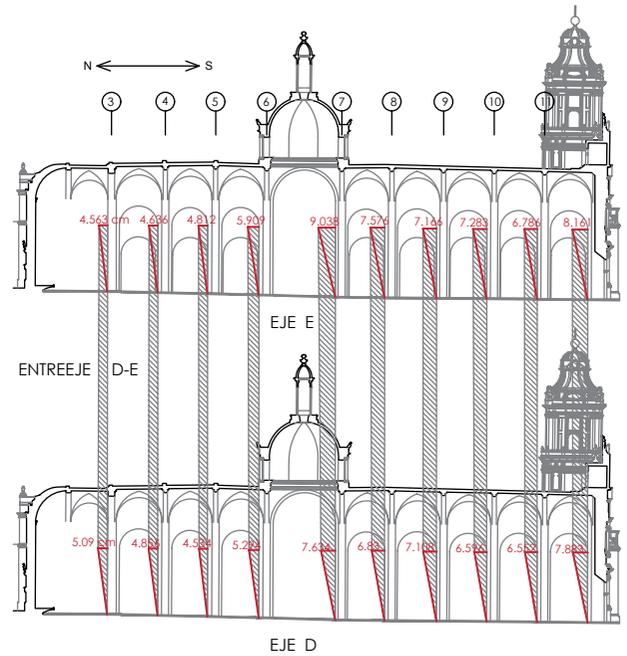
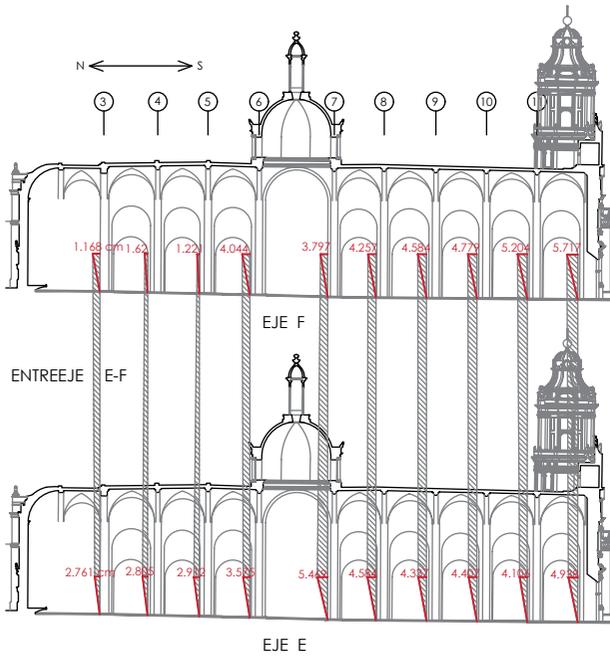
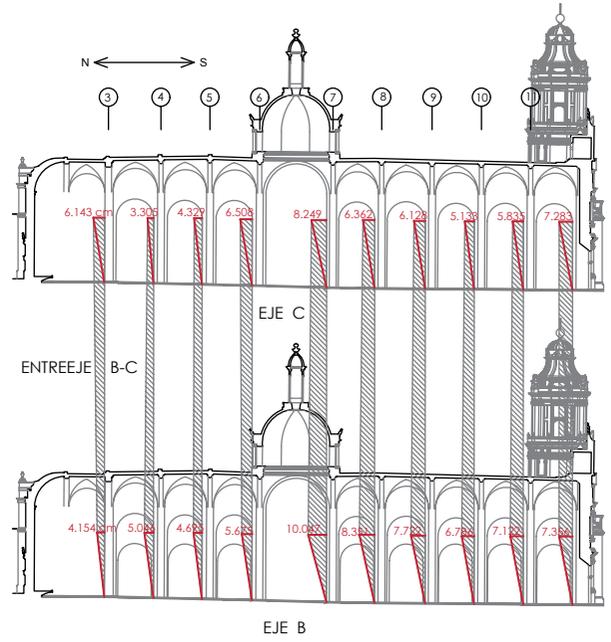
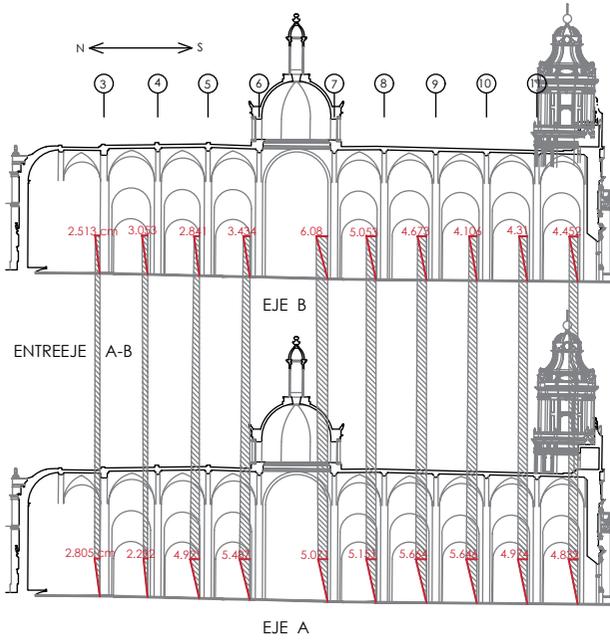
Análisis de la corrección geométrica de la catedral, alcanzado durante el proceso de subexcavación.

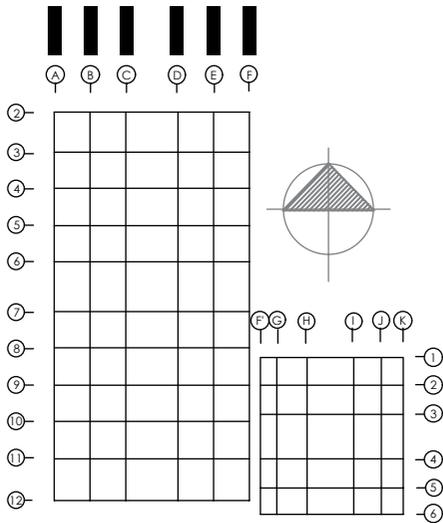
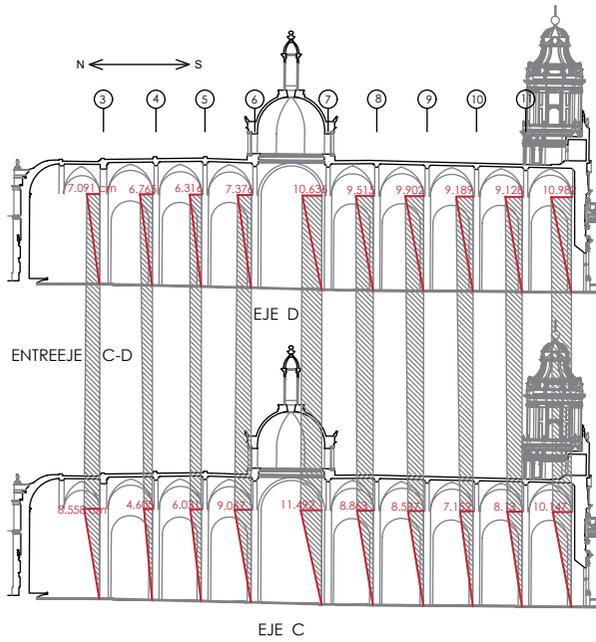
Al analizar los entrejes, como un sistema sucesivo de distintas alturas y claros, se observa que la recuperación geométrica es proporcional a la morfología del partido arquitectónico.

Los cortes esquemáticos del partido estructural y están vistos hacia el norte.

El valor de los componentes está en centímetros y se calculó multiplicando el porcentaje de la componente del desplomo acumulado en esta dirección, por la altura del nivel de imposta respectivo.







◀ **Respuesta estructural en sentido longitudinal de los pilares**

La variación angular de los pilares redistribuye las cargas verticales dentro del núcleo con excentricidades, pero dentro del tercer medio.

Estas dos figuras ilustran la forma en que las crujías giraron hacia adentro y hacia el norte la restricción sur.

Estos diagramas ilustran que el desplazamiento de los elementos portantes es absolutamente positivo.

El valor de la magnitud se calculó multiplicando el porcentaje de la componente del desplomo por la altura del nivel de imposta respectivo.

Este mismo estudio también se hizo con las componentes norte-sur, y se presentó tanto en alzado como en planta; en ambas direcciones la respuesta dista de ser homogénea, sin embargo permite definir el patrón correctivo sin desprestigiar las deformaciones congénitas señaladas en la primera parte de la investigación –donde se explicó que el trazo geométrico de detalle describe problemas y decisiones durante el proceso de construcción–, asimismo testimonian la cultura profesional de los constructores y de sus convicciones sobre la conducta del sistema que crearon.

Inyección del suelo

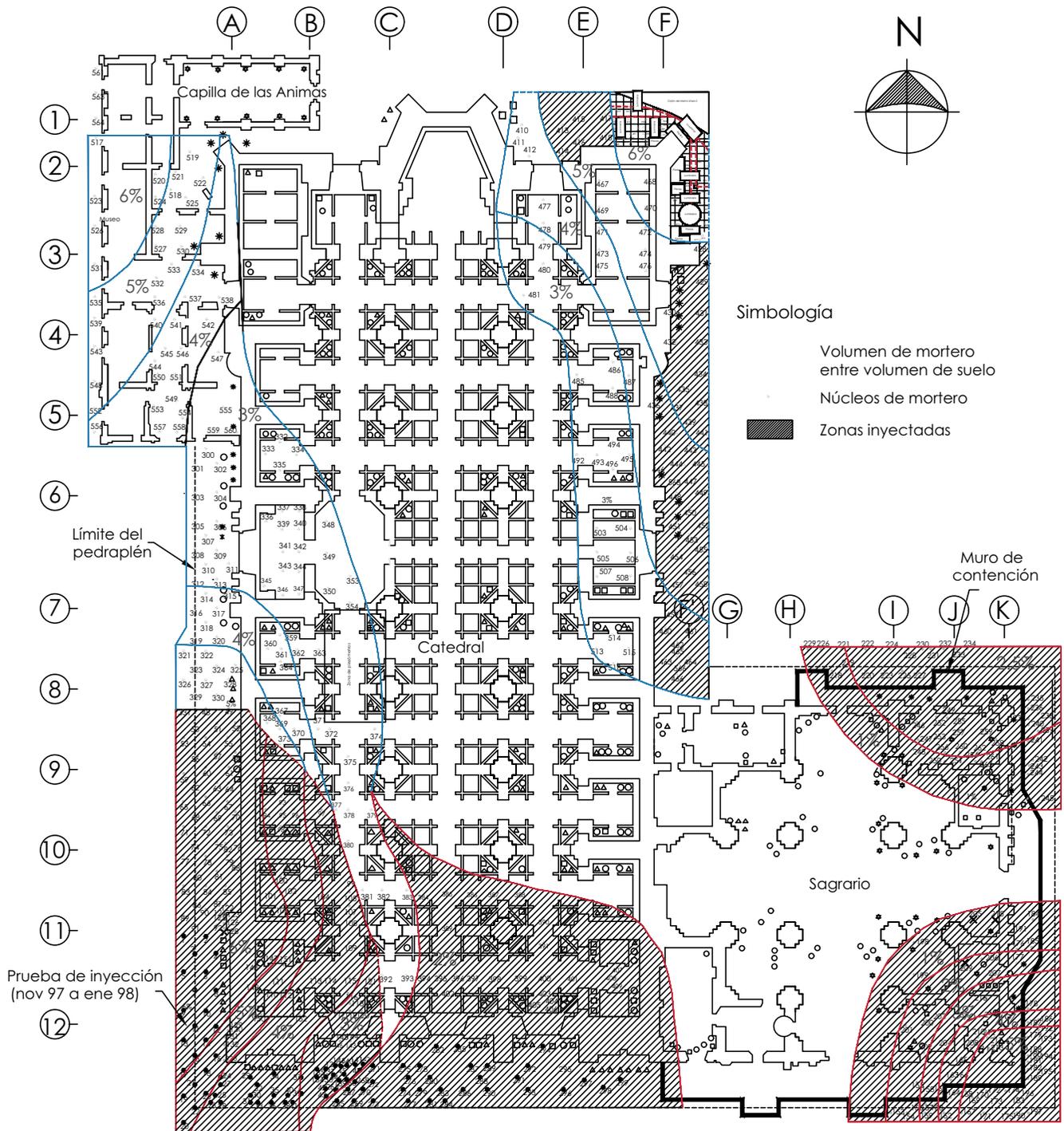
Durante la crisis económica que se vivió en México en 1995, se suspendió temporalmente la subexcavación. Sin embargo, el seguimiento de control geométrico implementado permitió configurar el fenómeno deformable, donde volvieron a salir a la luz las zonas más consolidadas y las más compresibles.

El proceso de subexcavación concluido el 29 de junio de 1998 cumplió con el objetivo de reducir la deformación, extrayendo arcilla en el manto más compresible sin homogeneizar la conducta del suelo, y a la vez permitió generar conocimiento para analizar su dureza en función a las velocidades del hundimiento diferencial, con el objetivo de estabilizar su geometría, y tratar con mortero las zonas compresibles de tal manera que a futuro se puedan revertir las deformaciones que ponen en riesgo la permanencia del monumento.

La perforación de núcleos para la inyección de mortero inició el 8 de septiembre de 1998, a una profundidad de entre 37.5 m y 12.5 m aproximadamente, para tratar un estrato de 25 m de espesor. Esta actividad empezó en las porciones más blandas, como donde se localiza la torre poniente y el vértice sureste del sagrario, los cuales definen significativamente la deformación del suelo.

Esta fase preventiva es razonable debido a la imposibilidad de detener el desarrollo urbano de la ciudad. Al igual que la subexcavación, la inyección mantiene la característica de solución integral y busca detener el proceso de deterioro, al endurecer el primer estrato compresible, apoyándose en las experiencias de inyección del Palacio de Bellas Artes, y los avances de la tecnología para estabilizar en corto plazo las zonas compresibles. Desde la fase experimental se identificó que la inyección de mortero al fracturar la arcilla configuró una estructura a base de láminas verticales de un centímetro de espesor aproximadamente, a partir de los núcleos de inyección, capaz de reforzar el suelo y reducir su deformabilidad.

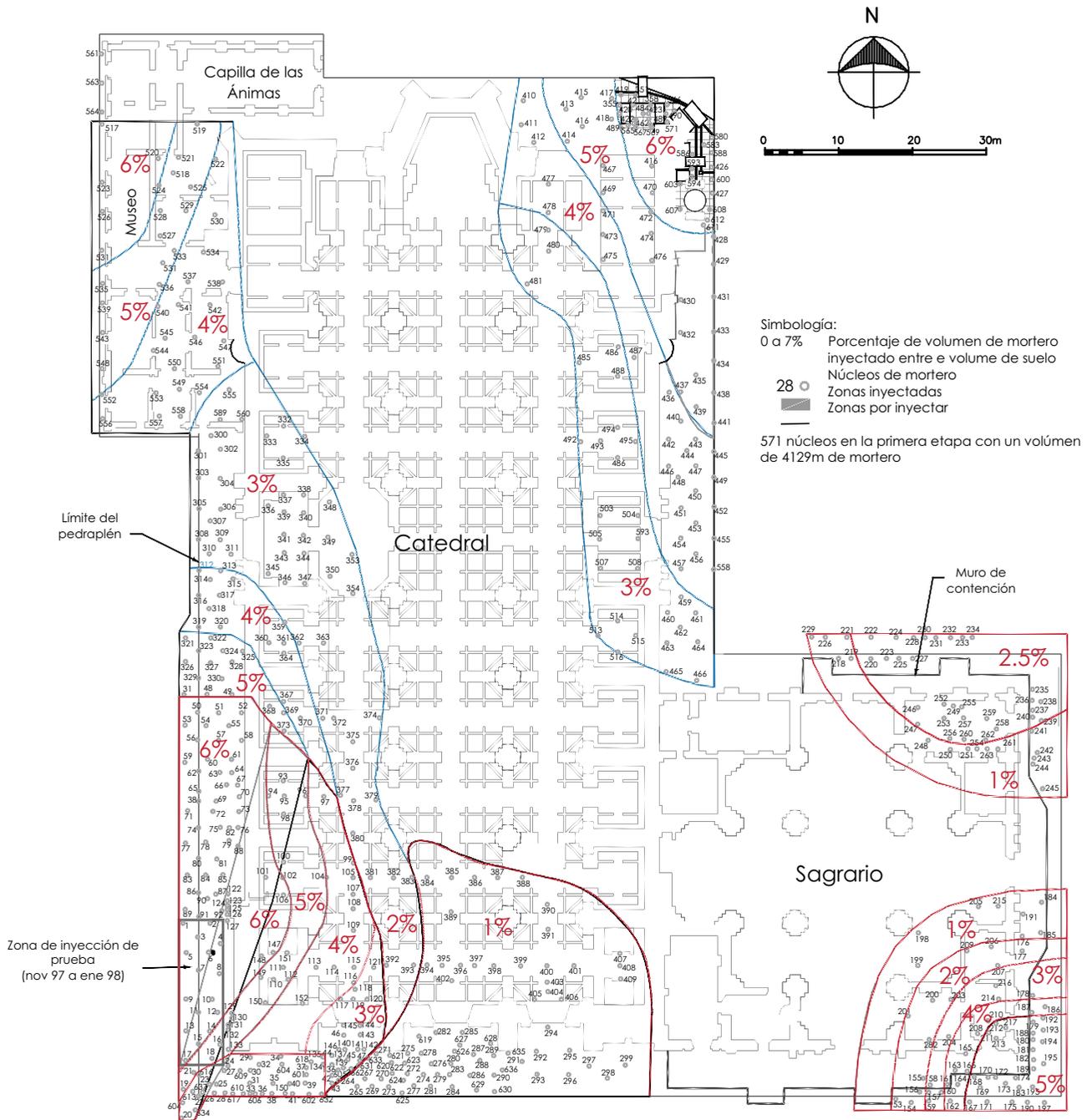
Durante este proceso de mejoramiento del suelo, el seguimiento de las nivelaciones indicaba una estabilización gradual respecto a la que registró durante la suspensión de la subexcavación. Por ejemplo, la nivelación 234 (ver página 184) indica que la consolidación del suelo, desde la primera serie arcillosa, es posible, incluso



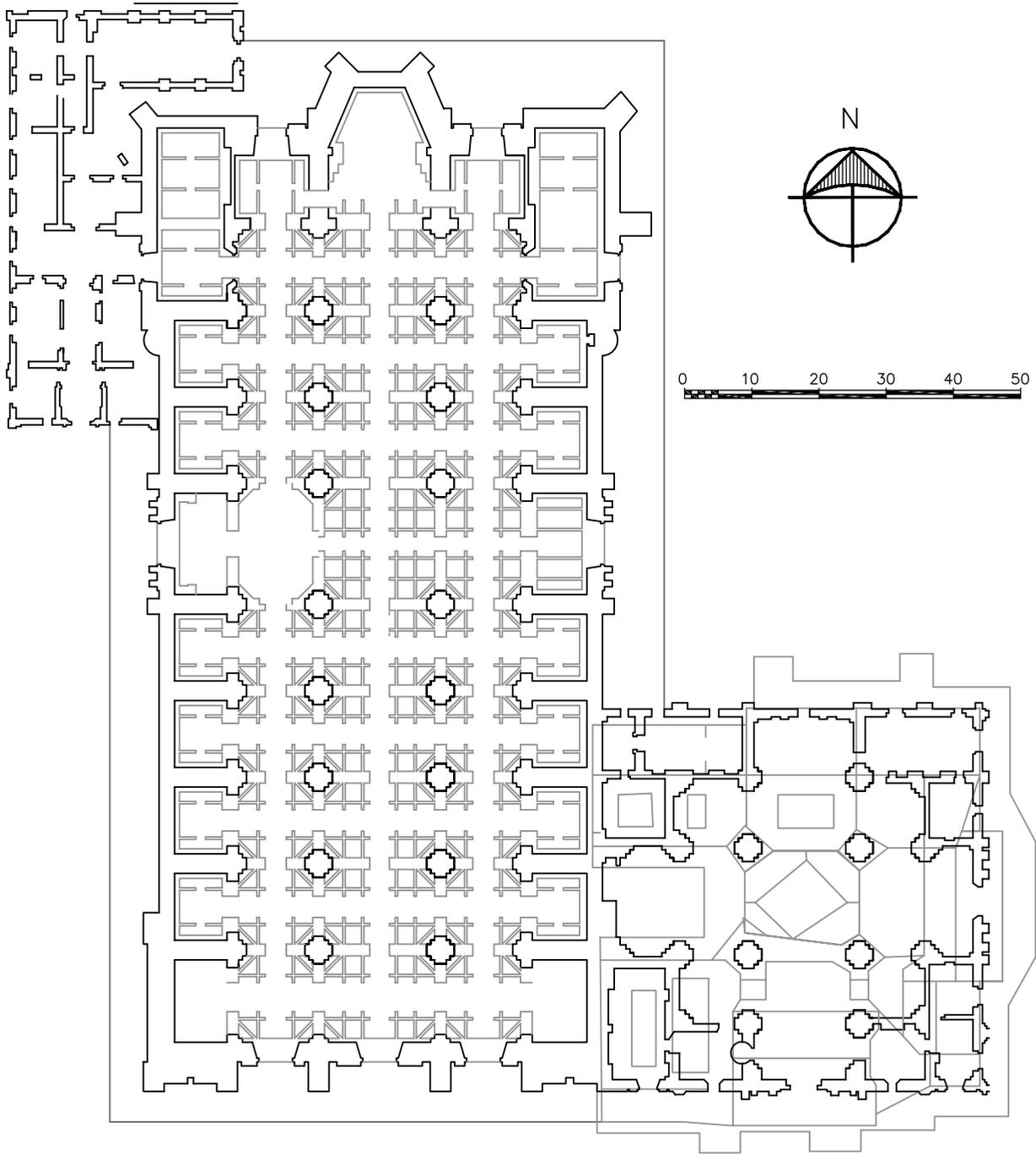
▲ Primera etapa de inyección del suelo

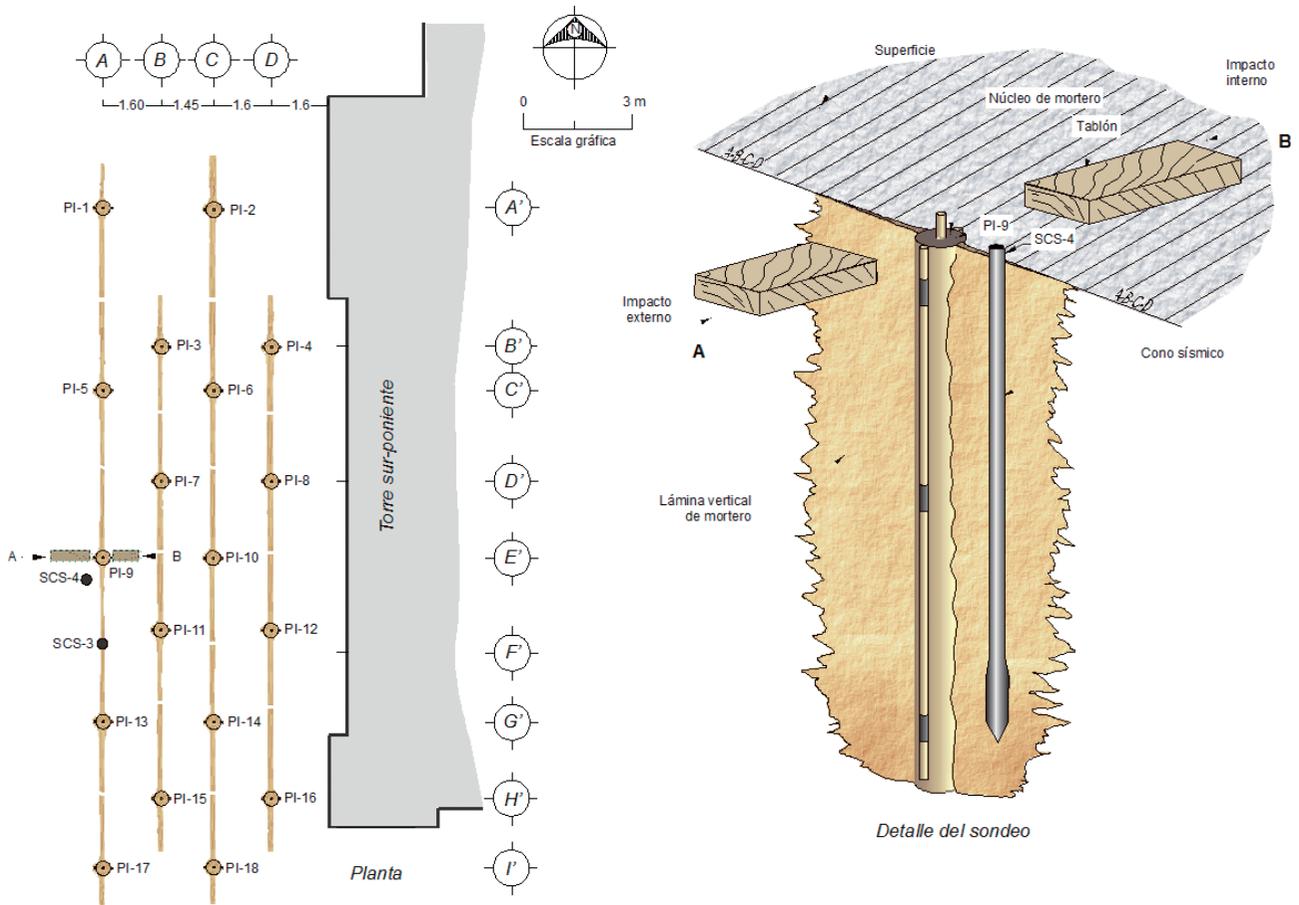
Proyecto de inyección del suelo

El proceso de consolidación es inevitable en las condiciones urbanas actuales, que conlleva en sí los hundimientos diferenciales, y si no los podemos frenar, sí podemos uniformizar la conducta del suelo con inclusiones de material menos deformable.

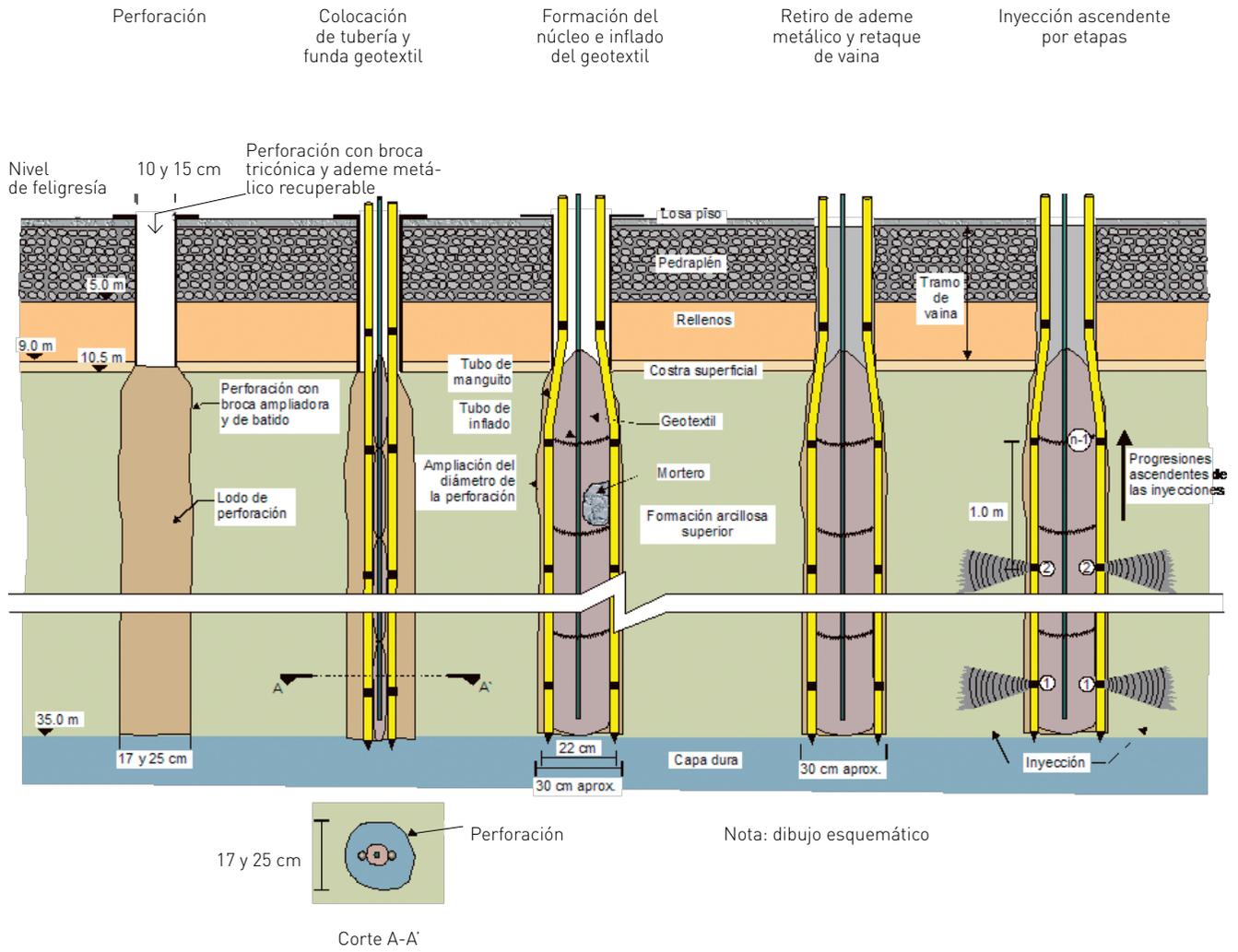


▲ Inyección del subsuelo de catedral. Etapa 1: septiembre de 1998 a septiembre de 1999 y etapa 2: mayo a julio de 2000.

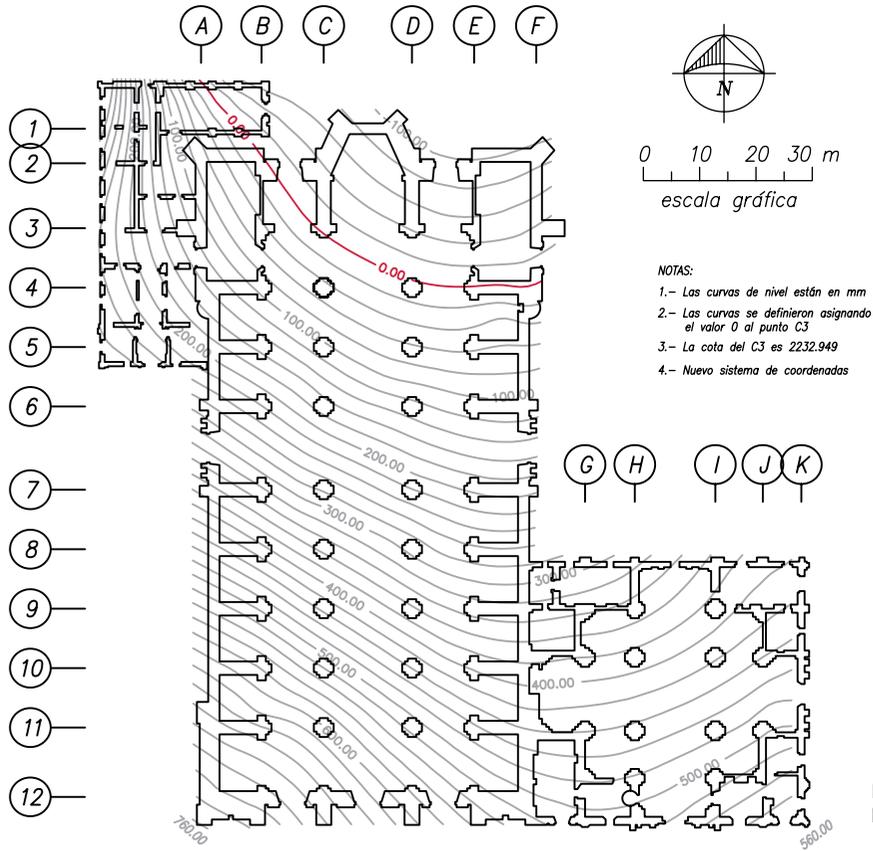




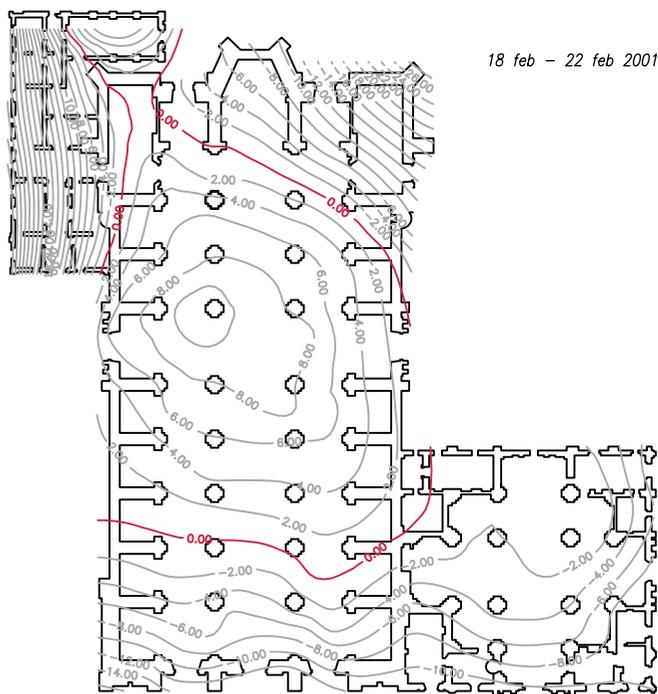
▲ Croquis del sondeo de cono sísmico posterior a la inyección desarrollada por rcc.



▲ Procedimiento de perforación, inflado de núcleo e inyección horizontal.

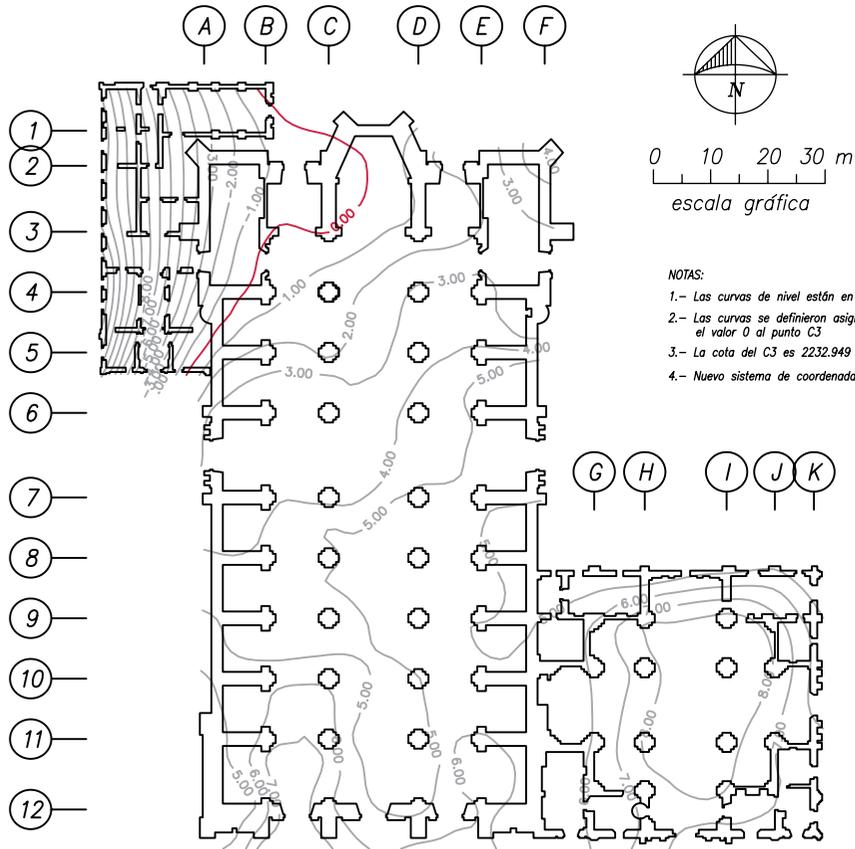


Plano 1. Diferencia entre la 1ª y 234ª nivelación elaboradas por τcc [25/oct/91 - 25/feb/02].

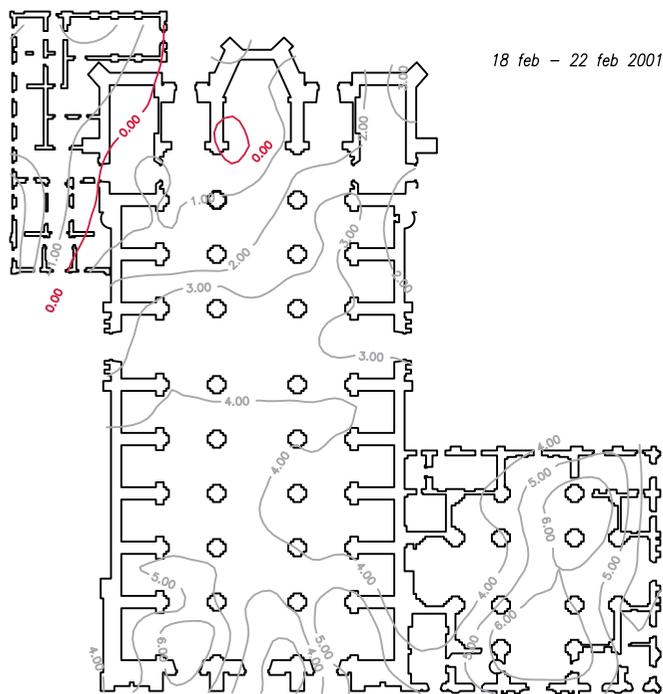


Plano 3. Diferencia entre la 203ª y 234ª nivelación elaboradas por τcc [20/sep/99 - 25/feb/02].

▲ Configuraciones topográficas para conocer velocidades de hundimientos durante la inyección.



Plano 2. Diferencia entre la 232ª y 234ª nivelación elaboradas por τcc (31/dic/01 - 25/feb/02).



Plano 4. Diferencia entre la 233ª y 234ª nivelación elaboradas por τcc (28/ene/02 - 25/feb/02).

provocar una nueva ley de descenso a largo plazo, de tal manera que el fenómeno sea despreciable.

A consecuencia de estos resultados positivos, mediciones como las de desplomos, que inicialmente se hacían mensualmente, se suspendieron debido a que los movimientos empezaron a ser cada vez menores. Ese mismo patrón de resultados apareció en la medición de grietas que se monitoreaban por el extradós de las bóvedas.

La configuración a nivel de plintos número 234 correspondiente al 25 de febrero de 2002, registra en el plano 1, que la respuesta de este último mes es positiva porque ambos edificios emergen respecto al punto C-3, es decir, la cuenca ahora acusa el foco en el punto tradicionalmente más estable.

En el plano 2, relativo al último año, el diferencial del punto C-3 al A-12 fue sólo de 4 mm, e ilustra que toda la zona contigua a la fachada sur del conjunto y oriente del sagrario, descendieron uniformemente.

El plano 3 exhibe la repuesta del suelo desde que concluyó la inyección al 25 de febrero de 2002 (tres años cinco meses), e ilustra que los puntos tradicionalmente consistentes ya no definen el patrón de deformación, porque la curva 0.00 mm se ha amplificado hacia ambas construcciones. La porción sur de la catedral con el sagrario reacciona con un gradiente predominante hacia el norte, con un diferencial de la fachada sur durante dicho periodo de 4 mm.

El plano 4 indica que la corrección alcanzada del conjunto monumental durante toda la intervención alcanza 86 cm del vértice sur-oeste al noreste, durante el bombeo de la subexcavación e inyección del suelo; en general se acusa el giro como lo buscó la postura inicial.

Dichos resultados coinciden con los objetivos iniciales de reducir la deformabilidad del suelo, con la estabilización de su conducta para evitar que, ha corto plazo, se presenten deformaciones como las que ambos edificios tenían en 1990, ya que al frenar el descenso de la torre poniente respecto al resto del conjunto monumental, permitió evitar que se vuelva a generar el alabeo combatido y ponderar la cimentación por superficie.

Seguimiento durante la estabilización del suelo

Origen de las configuraciones

Durante el proceso correctivo, el modelo de control geométrico se realizó a partir del punto más bajo (A-12), el cual permitió evaluar el movimiento del monumento en función al descenso de dicho origen, que respondía básicamente al hundimiento regional, mismo que debía ser superado por los efectos de la subexcavación para que la acción correctiva empezara a notarse.

Entonces, bajo la premisa de tomar como referencia un punto sin influencias inducidas que permitiera conocer el efecto de las inyecciones en función a la naturaleza del fenómeno a inhibir, se eligió el punto C-3 como base para conocer la respuesta del suelo, y a partir de él cuantificar las velocidades del hundimiento diferencial.

La asignación del valor relativo 0.00 al punto identificado históricamente como el más estable es congruente con el planteamiento inicial, porque durante la etapa de mejoramiento del suelo, el proyecto de inyección no contempló la zona inmediata a C-3.

Análisis de las configuraciones

La preocupación por ilustrar el comportamiento del suelo después de la subexcavación permitió verificar su conducta mediante curvas de nivel correspondientes a periodos definidos de tiempo, los cuales admiten identificar entre sí velocidades, características de los gradientes y las zonas que acentúan el fenómeno a inhibir para derivar lo conducente en la estructura.

El proceso correctivo concluyó el 29 de junio de 1998. En septiembre de ese mismo año se empezó a inyectar la zona de la torre poniente. A la fecha han transcurrido más de cuatro años, ello significa que si establecemos periodos de doce meses, mediante cuatro configuraciones, podemos conocer las variaciones que ha experimentado el suelo en periodos de tiempo de un año cada uno.

Año 1. Para conocer la configuración correspondiente al primer año, se tomó como base la nivelación número 172, relativa al día en que concluyó la subexcavación. Entonces el primer diferencial se calculó entre el 29 de junio de 1998 y el 28 de junio de 1999, estableciendo el nivel relativo 0.00 en el punto C-3, al cual se referirán los valores de hundimiento durante la interpretación en planta de las curvas de velocidad, determinadas a partir de la interpolación de los diferenciales de cada periodo.

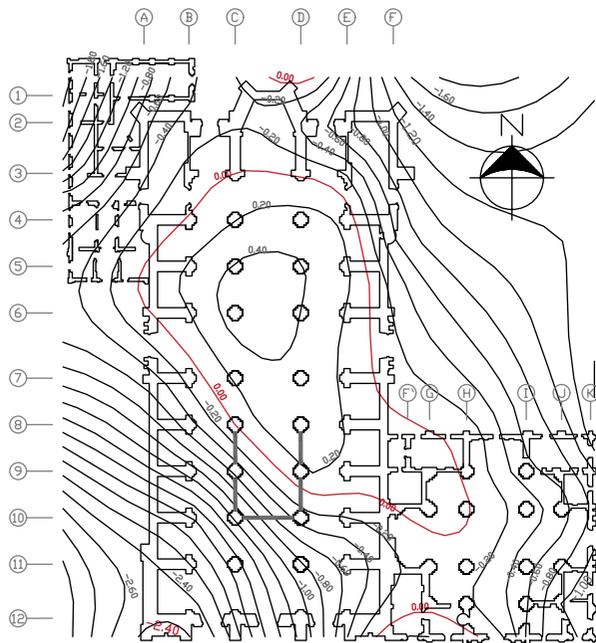
En esta primera figura la densidad de curvas advierte una respuesta heterogénea del suelo, e ilustra que la zona dura, identificada cuando se formuló el proyecto de subexcavación, persiste y agudiza el descenso de las zonas blandas.

Si al analizar el gradiente, asumimos que la zona preconsolidada tiende a emerger. Dicho efecto tiende a abrir a la estructura, porque el perímetro registra mayor hundimiento que la zona central. Respecto a este patrón de deformación que se exhibe, podemos identificar los siguientes parámetros:

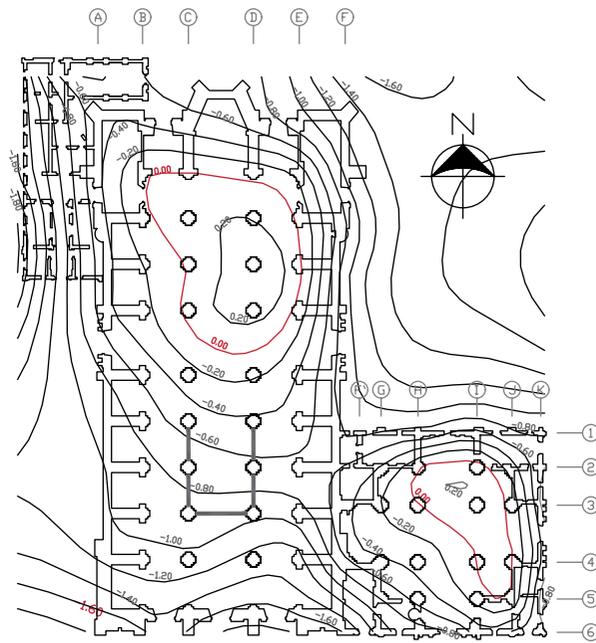
Diferencia del origen a la torre poniente = 2.4 cm

Diferencia del origen al vértice 2-F = 1.2 cm

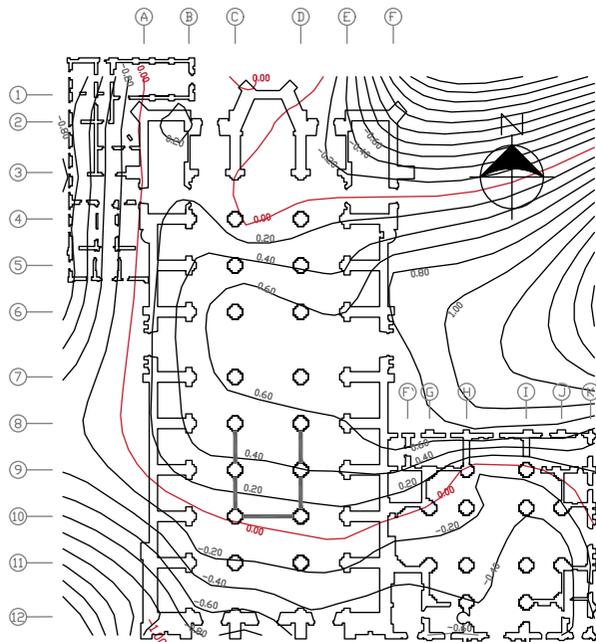
Diferencia del origen al vértice sureste del sagrario = 1.0 cm



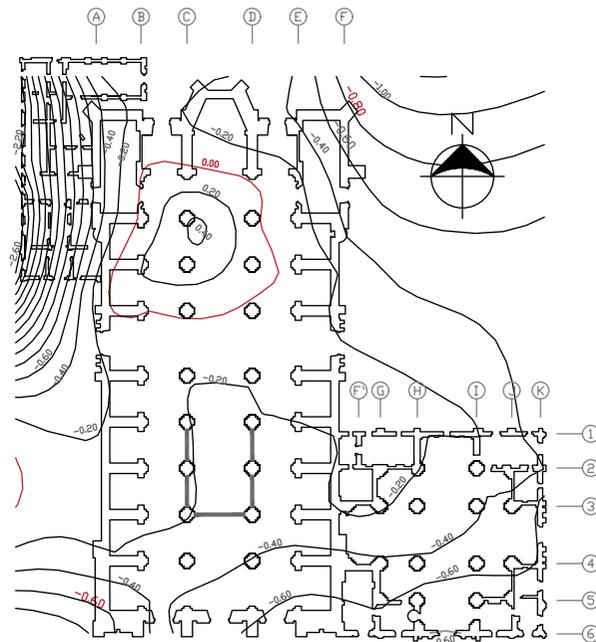
Velocidad del 29/junio/1998 al 28/junio/1999 (Año 1).



Velocidad del 28/junio/1999 al 26/junio/2000 (Año 2).



Velocidad del 26/junio/2000 al 18/junio/2001 (año 3)



Velocidad del 18/junio/2001 al 17/junio/2002 (Año 4).

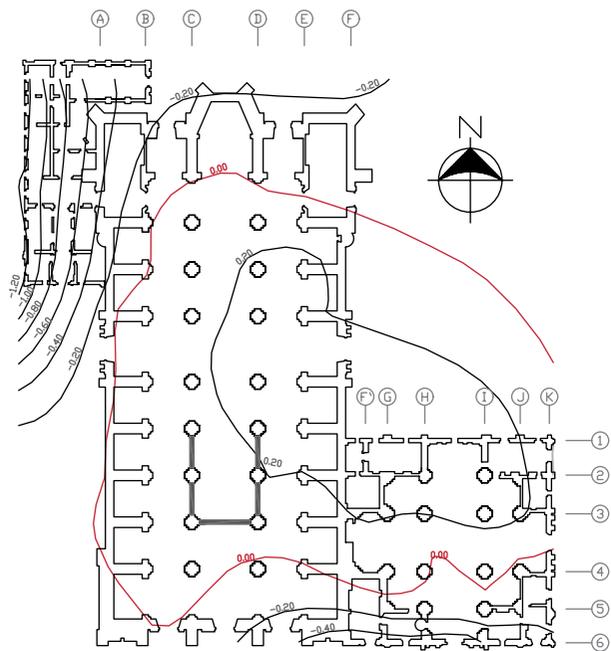
▲ Configuraciones relativas a las velocidades de hundimiento despues de la inyección.

Nota:

Las curvas de velocidad estan en centímetros.

El origen 0.00 corresponde al punto C-3.

Cada configuración corresponde a un periodo de un año.



Velocidad del 17/junio/2002 al 14/julio/2003 (Año 5)

Año 2. La primera configuración exhibe en planta la manera cómo disminuyó el área de la zona dura en la catedral, y cómo empezó a adquirir presencia en el sagrario. Esta respuesta indica que las inserciones de mortero empezaban a estabilizar gradualmente las zonas blandas.

Ahora el diferencial a la torre poniente disminuyó a un centímetro y la trayectoria de las curvas define sólo una deformación transversal en la porción sur de la catedral, e indican que los efectos de las inyecciones suprimieron el giro al suroeste.

Año 3. Al analizar esta figura, que consigna el resultado del tercer periodo, se observa que la zona que inscribe los valores positivos se ha generalizado hasta el sagrario, mientras que el punto duro que inicialmente coincidía en C-3, se desplazó al sur, donde se acentuaba la compresibilidad. Esta señal indica que la respuesta tiende a ser uniforme e inicia a configurar una zona de igual hundimiento en la fachada sur del conjunto.

Año 4. En esta configuración se aprecia que el número de curvas ha disminuido notablemente respecto a las anteriores, e indica que el efecto de las inyecciones se aproxima a unificar la respuesta del suelo. Por ejemplo, ahora la diferencia del ábside a la torre poniente disminuyó 75% (de 2.4 cm a 0.60 cm) y la fachada sur baja como cuerpo rígido. Asimismo, la tendencia inicial ha empezado a invertirse y aquel efecto que tendía a abrir la estructura desapareció.

Las pocas curvas de velocidad indican que el movimiento diferencial del suelo disminuyó en ambos edificios. Sin embargo, la única zona que acusa inestabilidad corresponde al museo, debido a que apenas en enero del 2002 se terminó de inyectar y este periodo de análisis se cerró en junio del mismo año.

Año 5. Ilustra muy pocas curvas de velocidad, lo que significa que la catedral ya casi no se mueve, debido al mejoramiento del suelo. Incluso el movimiento que se registra es inverso respecto al patrón del hundimiento histórico.

Este reporte, relativo al seguimiento permanente sobre el comportamiento del suelo, acredita a la inyección de mortero como una tecnología confiable accesible, de calidad aditiva, con resultados graduales, capaz de inhibir los hundimientos diferenciales que vulneran las construcciones del centro histórico, sin alterar su integridad ni su condición de respuesta original.

Análisis de los perfiles

Durante el proceso de subexcavación la forma de trabajo sugirió graficar los perfiles del suelo que definían, a nivel de plintos, las nivelaciones topográficas quincenales, de acuerdo a los ejes que rigen la respuesta estructural, con el fin de valorar las acciones inmediatas a seguir.

Dichos perfiles están inscritos en una retícula a base de líneas verticales, que corresponden a los ejes de la estructura y una serie de líneas horizontales a cada 0.5 cm, las cuales permiten cuantificar el hundimiento de todos y cada uno de los puntos en función a la referencia 0.00. En su extremo izquierdo está consignado el

valor de las ordenadas, cada uno alineado a su respectiva línea horizontal, la cual permite valorar de manera rápida los movimientos en todo el desarrollo del corte.

Los perfiles que ilustran la respuesta periódica del suelo se leen en función a su separación de la línea horizontal, correspondiente a la elevación 0.00. Esta referencia relativa indica que, cuando el perfil se aleja, advierte inestabilidad. Por aspectos de edición de la serie de perfiles transversales y longitudinales, que permiten conocer la conducta del área construida, sólo describiremos tres cortes, que a nuestro juicio consideramos más representativos.

Eje 12. Por su ubicación, es posible ilustrar en alzado el comportamiento que experimenta una zona preconsolidada y una zona virgen, localizadas al sur, mediante cuatro perfiles del suelo vistos hacia el norte, que incluyen a la catedral y al sagrario.

El perfil correspondiente al primer año advierte una depresión en la zona poniente e identifica una emersión entre los ejes E-I. Hacia el año dos y tres, este patrón de deformación se suaviza, hasta disminuir gradualmente la desigual compresibilidad del suelo y quedar casi paralelo a la línea horizontal de referencia.

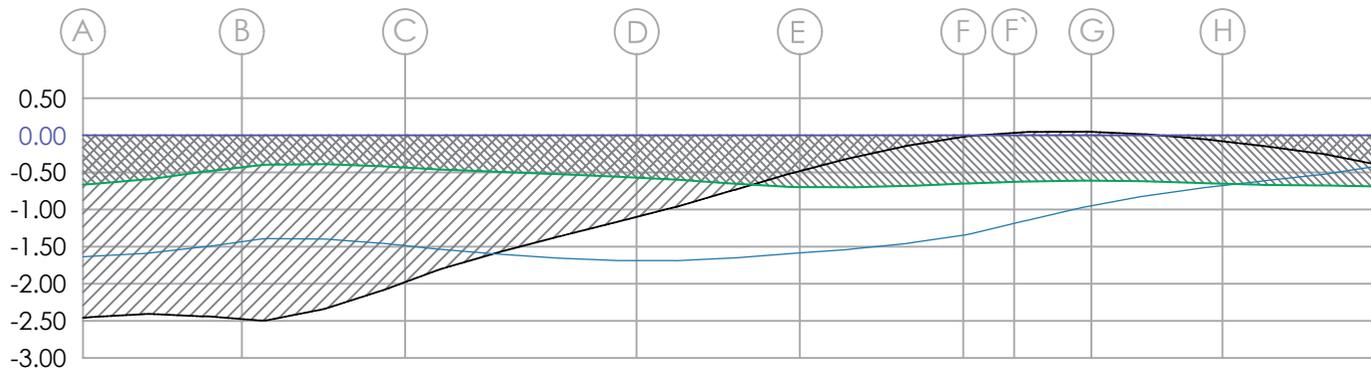
Eje A. En este corte, visto al oriente, se puede observar un giro inicial hacia el sur a partir del eje 6, e ilustra una notable recuperación de la zona compresible durante el cuarto periodo. Asimismo, se deriva que la velocidad de hundimiento tiende a ser la misma en toda la fachada poniente.

Respecto a la zona norte, se ha mantenido prácticamente estática. Su comportamiento ilustra la capacidad técnica de TGC, relativa al mejoramiento del suelo mediante inyecciones de mortero por el método de manguitos, ya que la clara distinción que había entre zonas duras y blandas ha desaparecido.

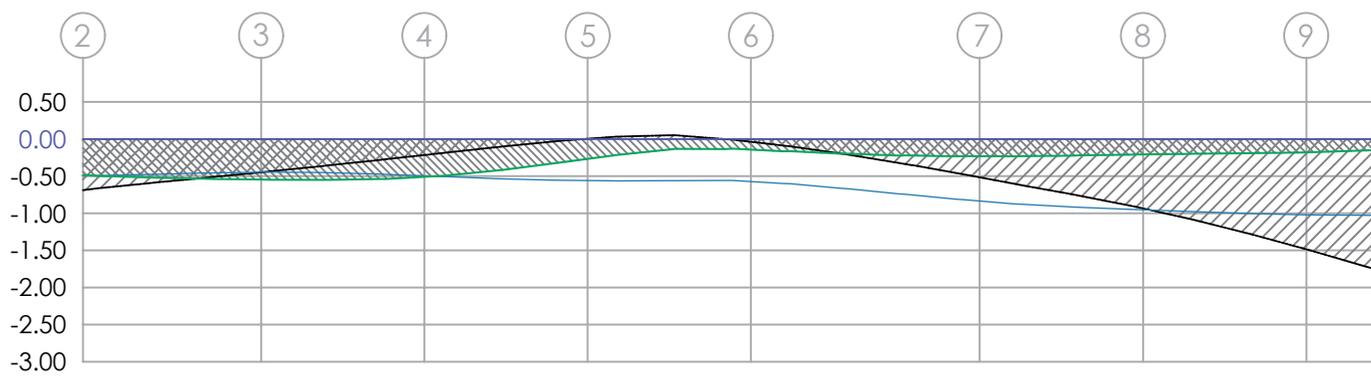
Eje F. Los resultados de este corte muestran un claro ejemplo de homogeneización. El perfil que grafica la respuesta del primer año acusa que la zona central emergía respecto al perímetro; ahora la configuración en alzado del cuarto año exhibe una recuperación de los extremos, los cuales han alcanzado a las zonas duras, logrando que todo el perfil descienda casi de manera equidistante. Los movimientos irregulares residuales que aparecen son insignificantes a la escala del problema.

De acuerdo a la descripción de los resultados es notable que, durante el primer año, el suelo acusaba una inestabilidad significativa, mientras que en los consecutivos empezó a mostrar una franca recuperación gradual, congruente con el objetivo de las inserciones de mortero, las cuales han logrado cambiar el patrón de deformación inicial en dirección e intensidad y configurar perfiles equidistantes a la referencia que indica estabilidad.

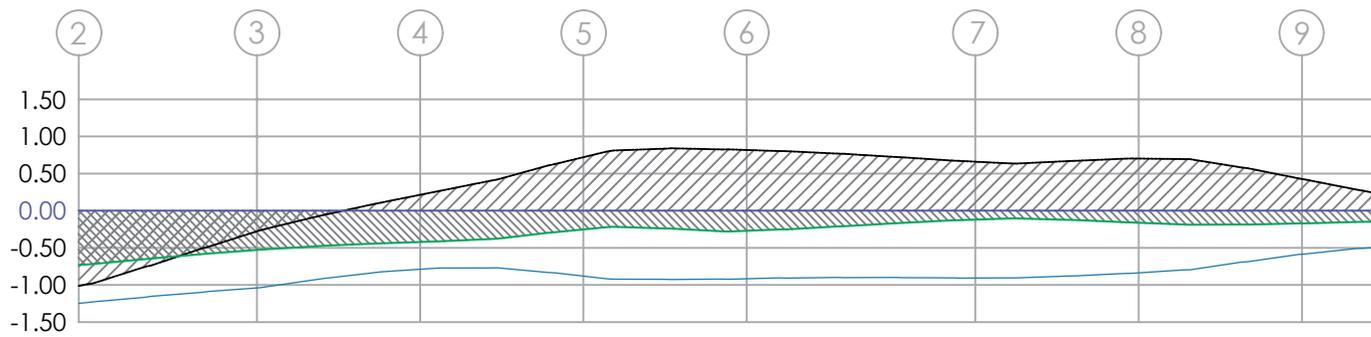
Durante este proceso de diagnóstico, la observación directa al edificio condujo a analizar simultáneamente puntos neurálgicos como el 2-F, el cual registró una respuesta baja durante esta fase, tal como lo ilustra el presente modelo de análisis, cuya advertencia en planta y alzado permitió confirmar la necesidad de plantear un refuerzo para rigidizar la zona de la sacristía.



EJE 12



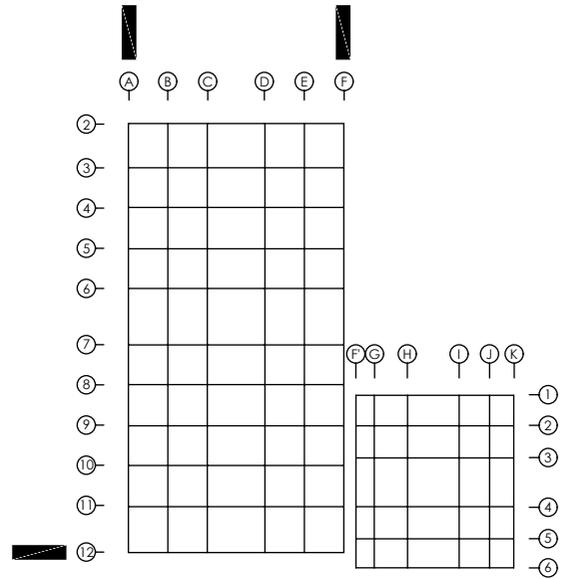
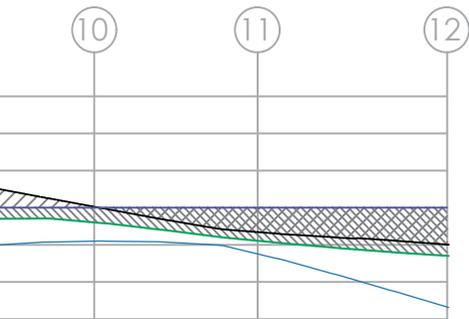
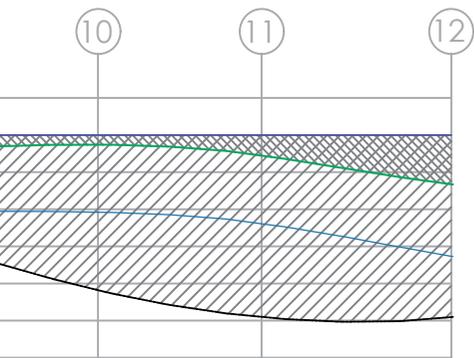
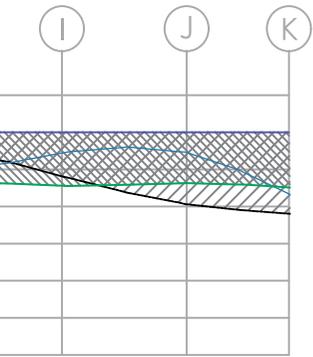
EJE A



EJE F

- El perfil correspondiente a la nivelación del 29/junio/1998 al 28/junio/1999
- El perfil correspondiente a la nivelación del 28/junio/1999 al 26/junio/2000
- El perfil correspondiente a la nivelación del 26/junio/2000 al 18/junio/2001
- El perfil correspondiente a la nivelación del 18/junio/2001 al 17/junio/2002

▲ Perfiles del suelo a nivel de plintos.



Nota:

Las unidades de las ordenadas están en cm.

La escala vertical se incremento cinco veces.



Ilustra el patrón de deformación inicial



Ilustra la conducta relativa al cuarto año

No obstante, el trazo del arquitecto Claudio de Arciniega contemplaba cuatro torres; al suprimir durante el proceso de construcción las dos del norte, fue necesario restituir las esquinas del cinturón de restricciones, reforzando verticalmente los contrafuertes aprovechando la masividad estructural, para generar su propio sistema de anclaje.⁵

Refuerzo de la cimentación

En 1940 se introdujo acero en las soleras de liga de la cimentación. Quienes lo hicieron buscaban capacitarlas para flexión y así descargar de tierra las celdas. De allí se derivó la propuesta de subexcavar para revertir los hundimientos desde 1937 hasta 1990, confiando en que la ductilidad de ese hierro evitó que se dislocarían las soleras, lo que no se puede afirmar de las deformaciones desde 1665 a 1937.

Ahora, después de explorar la losa tapa de la cripta, se propone ligarlas para garantizar la continuidad del refuerzo de hierro en toda la superficie del monumento, que no existe actualmente, porque dichas losas se construyeron en etapas.

Respecto a las intervenciones en los edificios patrimoniales, una de las posturas de la Facultad de Arquitectura es que deben sujetarse al más estricto respeto del concepto original. Sólo así es razonable suplir las diferencias que en su momento no se solucionaron por carencias de materiales y tecnología.

También ha expuesto que quienes concibieron y construyeron el conjunto monumental confiaron en el sistema constructivo, capaz de mantener la restricción perimetral, aunque las deformaciones crearían mecanismos inestables. Estas ideas justifican la postura de conservar el concepto de estabilidad y geometría del conjunto.

La idea de rigidizar la cimentación se originó al concebirla como una losa corrida, con contratrabes de liga que, en 1937, el arquitecto Manuel Ortiz Monasterio, le injertó refuerzos de tracción con acero para tomar tracciones.

Ahora, la propuesta de conectar la placa del nivel de feligresía y la del nivel de criptas, usando los muros de los nichos y las contratrabes originales como placas de alma y las placas horizontales como lechos de compresión o tracción, se adaptó a la idea en que coincidió el Comité de Catedral, debido a que no altera el concepto generador ni degrada la solución de 1937.

La preocupación de rigidizar la placa de cimentación, colocando el acero necesario sin limitarse por los resultados de la respuesta del suelo, debido a las inyecciones de mortero, prevaleció, mientras que el proyecto ejecutado fue resultado de una serie de propuestas. Éste alcanzó consenso por el objetivo de integrar el trabajo del sistema en ambas direcciones, aunque la respuesta de la inyección haya funcionado.

⁵ Véanse las Fig. 95 y Pág. 485 del capítulo sobre Rehabilitación Estructural de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, escrito por el Dr. Roberto Meli Piralla y A. Roberto Sánchez R. del libro La Catedral de México de la Fundación BBVA Bancomer.

Capítulo VI

Capilla de las Ánimas

Esta capilla, ubicada al extremo norte del predio que ocupan la Catedral y el Sagrario Metropolitanos, data de mediados del siglo XVIII y en un tiempo fue utilizada como museo de arte religioso. Actualmente funciona como sala de actos, anexa a la Ex curia. Su contratrase de cimentación del lado Norte está a 30 cm del muro Milán, de la Línea 2 del Metro, que pasa por debajo la calle Guatemala, para seguir a Tacuba.

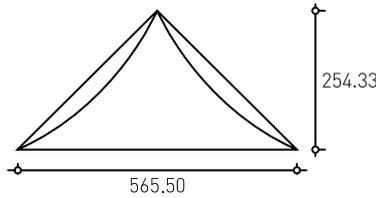
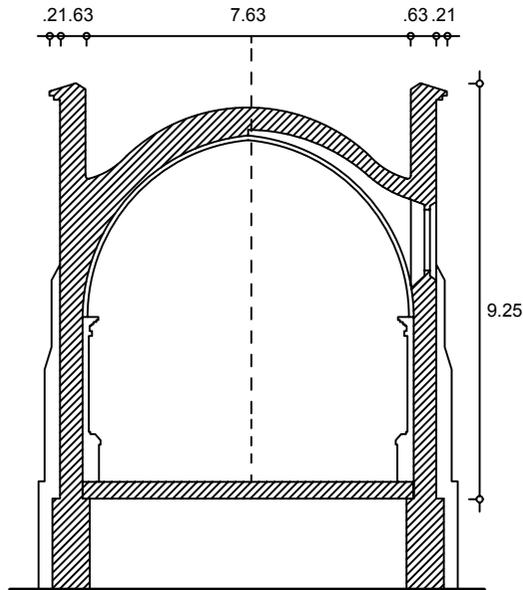
Desde principios de la intervención empezó a mostrar deterioros que se incrementaban constantemente. Dichas evidencias sugirieron al Comité Técnico una inspección. Como resultado decidieron recimentarla con 10 pilotes de concreto enfundados, y colocar los refuerzos de concreto necesarios. De esta manera, la construcción quedaría protegida contra los efectos del cajón del Metro y de la subexcavación de la catedral, la cual se iniciaría precisamente en la parte norte.

Estructuralmente, la capilla está desligada del edificio de la Ex curia, por lo que la solución adoptada es la adecuada, ya que su estructura estará libre y apoyada en el suelo, pero nivelada por pilotes que evitarán desplomos que la pongan en riesgo.

A continuación se presenta una síntesis del proyecto de recimentación ejecutado por TGC, a partir de las consideraciones expresadas antes, y con base en la información de cargas que se les proporcionó (peso total de la estructura = 1002 t).

La Capilla de las Ánimas está formada por una nave de mampostería de 19.54 m de longitud, 9.30 m de ancho y 9.25 m de altura, medida a partir del nivel de banqueta y cimentada con zapatas corridas de mampostería. Las fisuras se iniciaron en el muro sur, debido seguramente al asentamiento diferencial entre el apoyo del contrafuerte central y los laterales.

Por otra parte, considerando que los trabajos correctivos del comportamiento de la catedral provocarían asentamientos diferenciales en la capilla, los cuales podrían afectar su seguridad estructural, se consideró necesario habilitar su cimentación para controlar a voluntad los movimientos verticales de la estructura, independientemente del comportamiento de la catedral y del hundimiento general del Valle de México.



Superficie = 7.2 m²
 Vol = 7.2 x 0.7 = 5 m² peso 7.5 T

Nave Central

R = 3.615

Perímetro

3.815 x 3.14 = 11.98 = 12 m

Superficie

18.84 x 12 / 3 x 1 / 2 x 2 = 75.36 m²

Penetración

18.84 x 12 / 3 x 1 / 2 x 2 = 75.36 m²

Superficie total

151 m² x 0.7 m = 105.5 m³ x 1.5 T / m³ = 158.26 T

más Lunetos = $\frac{60 T}{218.25}$

Muros (norte y sur)

19.54 x 9.25 x 0.63 x 2 = 227.8 x 1.5 T = 341.6 T

Muros (oriente y poniente)

9.31 x 9.25 x 0.63 x 2 = 108.5 m³ x 1.5 T / m³

Total 618

W = 620 T + medidas muestras

6.4 x 0.84 x (0.21 + 42)

$6 \times 3.38 \text{ m}^3 \times 2 = \frac{40.6 T}{659.4 T}$

Bóveda + muros norte y sur = 550 T

$\frac{25.25 t}{7.63} = 3.31 T / \text{ml}$

$\frac{560}{18.84 \times 2} = 14.86 T / \text{ml} + \text{cimentación}$

Cimentación

1.05 m x 2.1 m x 7.5 T/m = 18.2 T/ml

Muros, fachada y abside

$\frac{108.5}{9.71 \times 2} = 5.827 T/\text{ml} + 3.31 = 9.14 T/\text{ml}$

Superficie de cimentación (solo las soleras)

8.47 x 5 x 1.05 = 44.4675 m²

19.68 x 2 x 1.05 = $\frac{41.328 \text{ m}^2}{85.7955 \text{ m}^2}$

Presión de contacto = 11.7 T/m²

(similar a la de catedral)

Peso total

Bóveda 218.25 T

Muros 514.36 T = 732.61 T

Cimentación

Solera longitudinales

19.68 x 2 x 3.31 T/ml = 130.28 T

Solera transversales

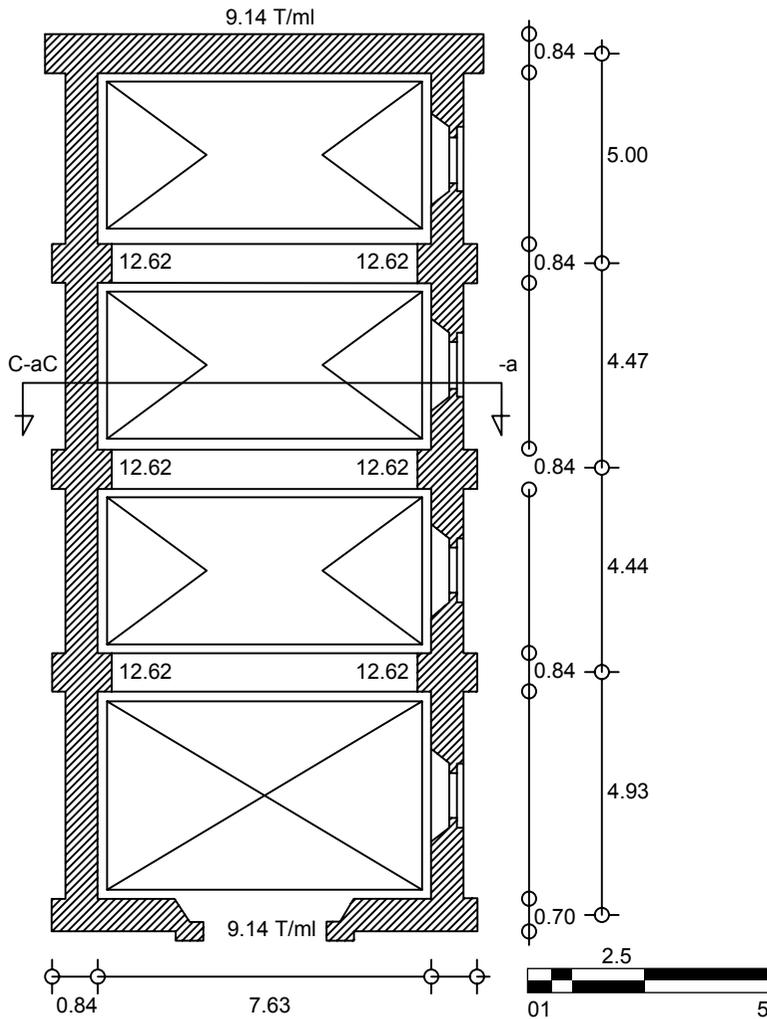
8.47 x 5 x 3.31 T/ml = $\frac{140.18 T}{270.46 T}$

732.61 + 270.46 = 1003.1 T

Peso S/M2 = 1003.1 T = $\frac{525 T/M2}{20.52 \times 9.31}$

Nota: no existen datos de cimentación.

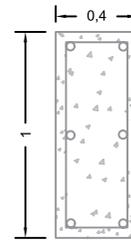
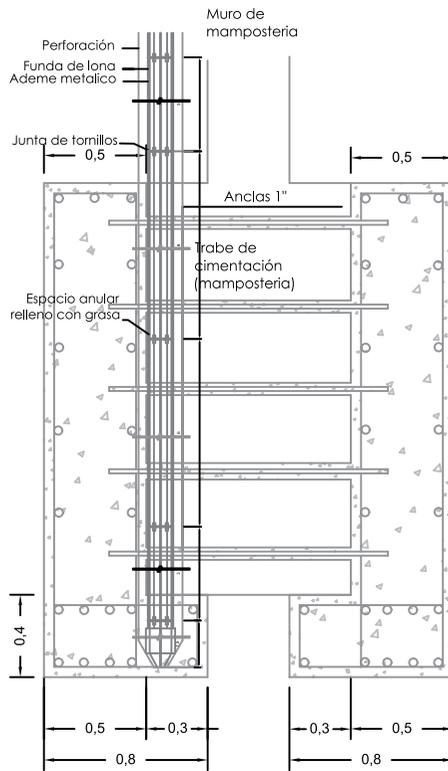
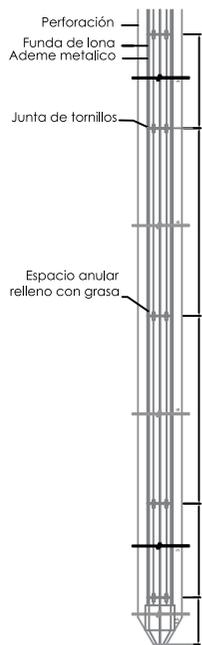
Corte a - a'



Capilla de las Ánimas

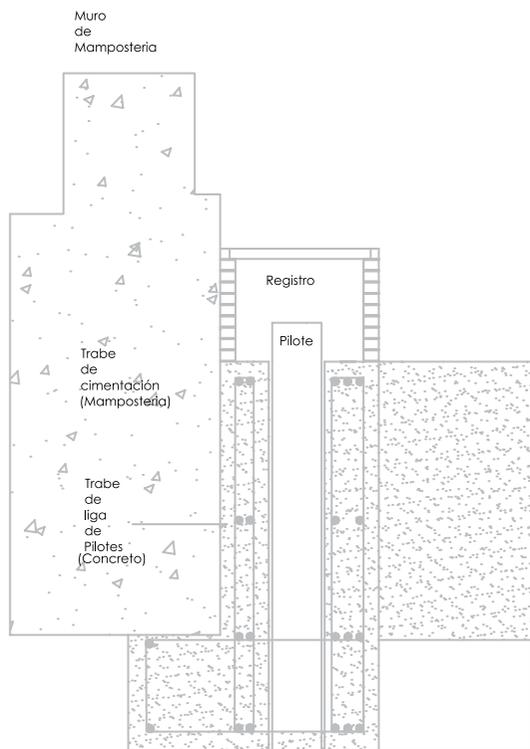
▲ Memoria de cálculo Capilla de las Ánimas.

Cortes de traves de cimentación



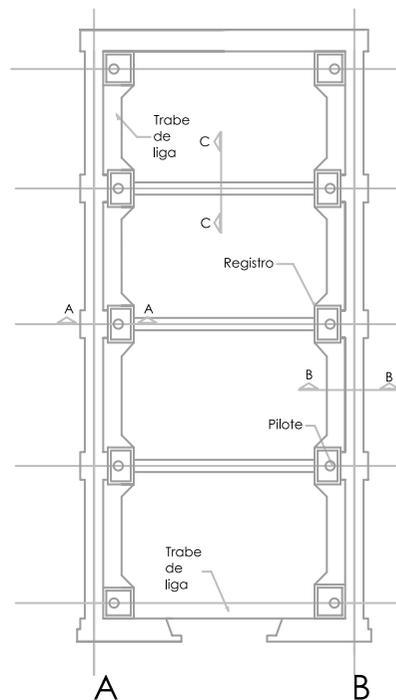
▲ Detalles de cimentación.

Corte B - B'



▲ Detalles de cimentación.

Planta a nivel de feligrésia



Características de la recimentación

Para recimentar la capilla se propuso emplear pilotes apoyados en la capa dura, provistos de una funda metálica que evita la fricción negativa; con ellos, se soportará la totalidad del peso de la estructura. Además, estarán equipados con mecanismos que permitan el control total de los desplazamientos verticales, asociados al hundimiento regional del Valle de México.

Estos pilotes precolados, de concreto reforzado y de sección octagonal, se constituyen por un tramo inicial denominado punta o botón, de 40 cm de diámetro del círculo inscrito y 1.5 m de longitud; los tramos siguientes que conformarán el fuste son de 30 cm de diámetro y 6.0 m de longitud. Los tramos de los pilotes se unen entre sí en poco tiempo, por medio de juntas que además proporcionan la continuidad estructural requerida en este tipo de elementos.

A excepción del tramo inicial o botón, el resto del fuste del pilote tiene una funda en forma de ademe, con capacidad para deformarse verticalmente, formada por tramos de lámina alternados con tramos de lona impermeable. El espacio anular entre el pilote y la funda está relleno con grasa mineral que elimina la fricción entre ambas piezas.

Capacidad de carga

Del estudio geotécnico realizado para la Catedral Metropolitana, se tiene que, para la zona que ocupa la Capilla de las Ánimas, la resistencia de la capa dura, la penetración del cono eléctrico (q_c) en promedio vale:

$$q_c = 2\,100 \text{ t/m}^2 \quad \frac{210\,000\,0000}{1\,0000} \quad 210 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de carga admisible de los pilotes se determinó con la expresión siguiente:

$$Q_{ac} = Q_{ap} = A_p q_c / F_s$$

En donde:

Q_{ac} : Capacidad de carga admisible en la cabeza de los pilotes

Q_{ap} : Capacidad de carga admisible en la punta de los pilotes

A_p : Área de la punta = 0.136 m²

q_c : Resistencia promedio de la capa dura a la penetración del cono eléctrico = 2100 t/m².

F_s : Factor de seguridad = 2

Sustituyendo, se obtuvo una capacidad de carga admisible por pilote de 142 t.

Revisión estructural

Al tomar como base que los pilotes serán fabricados con concreto de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, reforzados longitudinal con ocho varillas del número 5, se puede obtener la resistencia estructural del pilote de la siguiente expresión:

$$R_{ep} = 0.80 (A_c f'_s + A_s F_y)$$

En donde:

R_{ep} : Resistencia estructural del pilote

A_c : Área de concreto = 770 cm^2

$F'_s = 300 \text{ kg/cm}^2$

A_s : Área de acero de refuerzo = 9.95 cm^2

$F_y = 400 \text{ kg/cm}^2$

Al sustituir, resulta que la resistencia estructural del pilote al límite es de 218 t, con lo cual se obtiene un factor de seguridad de 2.2. Al tomar en cuenta que la estructuración consta de cinco ejes transversales, rematados con contrafuertes laterales, resultó conveniente instalar un pilote bajo cada contrafuerte y uno más en cada una de las esquinas de la Capilla.

Procedimiento constructivo

Para realizar la recimentación propuesta se prefabricaron los pilotes, que evitaron riesgos de fractura por las maniobras de carga y transporte. Se realizaron perforaciones por batido de 45 cm de diámetro hasta la profundidad de desplante, agregándole agua a la perforación para adelgazar el lodo generado. Después, mediante una aspiradora neumática (*air lift*) se extrajo el lodo de las perforaciones, y fue sustituido por lodo bentonítico limpio.

Dentro de las perforaciones con el lodo limpio, se introdujeron los tramos de pilote y de funda hasta llegar a la profundidad de desplante. Una vez instalado el pilote, el espacio anular entre el suelo y la funda se rellenó con una mezcla de bentonita-cemento, colocada a partir del fondo por medio de una tubería de inyección. La mezcla se elaboró con la siguiente dosificación:

1° Fabricar el lodo con 100 kg de bentonita por cada m^3 de agua.

2° A cada m^3 de lodo bentonítico agregarle 200 kg de cemento.

Los mecanismos de control permiten mantener una carga constante y con desplazamiento automático de la cabeza de los pilotes. De esta manera, se reducen sustancialmente los trabajos y los costos de mantenimiento. Se ligan a la estructura mediante contratraves perimetrales adosadas a las zapatas de mampostería y tres traves de

liga los ejes 2, 3 y 4. En cada sitio de los pilotes se construyó un dado para anclar el marco de carga de los mecanismos de control. En éstos mismos existen registros para las visitas de inspección y mantenimiento.

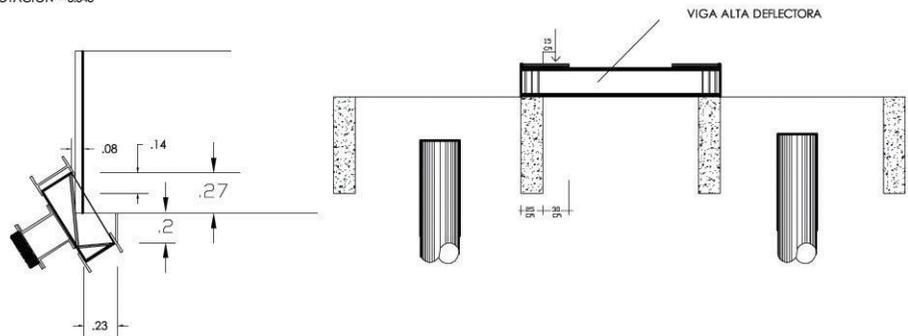
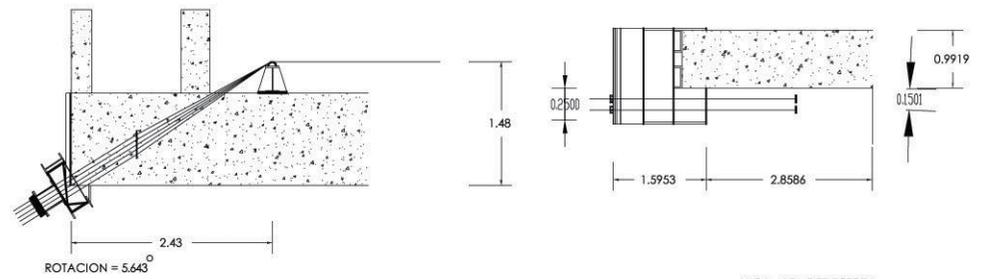
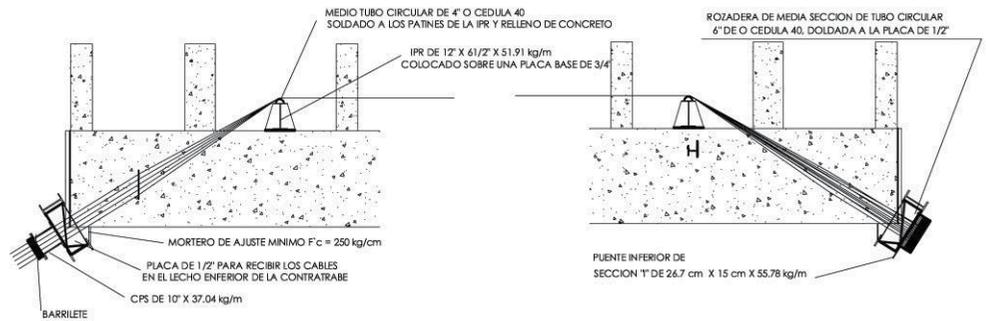
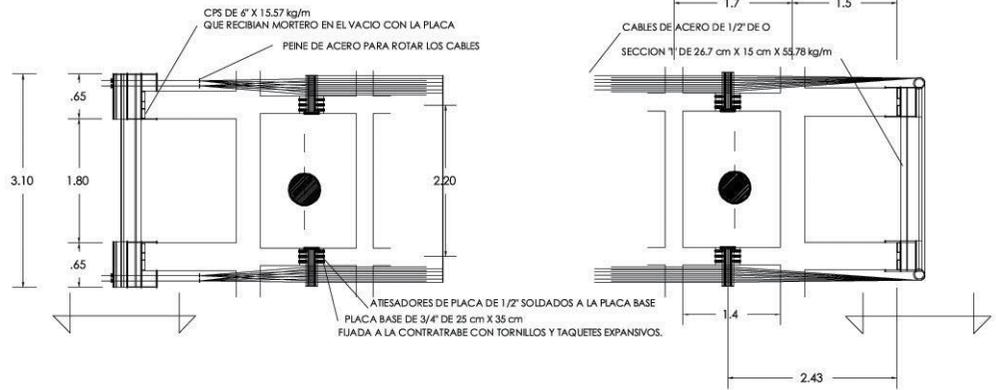
Postensado de la cimentación

Como resultado de la respuesta estructural de la Capilla de las Ánimas, ante la solicitud de movimiento que pedía la subexcavación, en enero de 1996 se dedujo el problema de capacidad de trabajo de su cimentación, cuando se intentó girarla para corregir su desplomo. Esta respuesta se determinó mediante configuraciones del suelo y posteriormente se decidió desligarla de la catedral, del cajón del Metro y del museo.

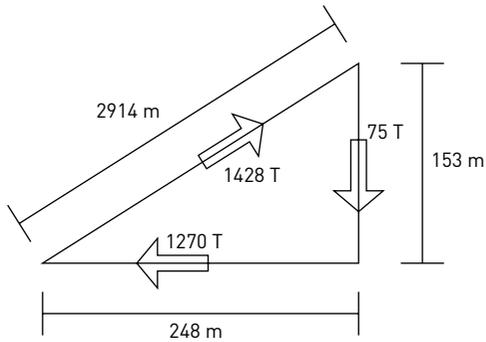
Esta acción se inició abriendo una zanja perimetral alrededor de la capilla, para descubrir su cimentación y el pedraplén, la cual permitió elaborar un plano detallado de su estado, fundamental para analizar la estructura y diseñar la obra transitoria que permitió continuar los trabajos ante las condicionantes básicas y especiales que presentaban las contratraves.

Durante esta actividad se observó cómo la cimentación de la catedral y del museo se prolongaba debajo de la capilla; además el cajón de la Línea 2 del Metro, que corre por la calle Guatemala, impedía el descenso del muro norte debido a que el cimiento en cuestión se apoyaba sobre el brocal del muro Milán.

La entibación de la cimentación a dicho muro y a la catedral se hizo apoyándose en los extremos de las contratraves, siguiendo la solución elaborada por López Carmona, quién el 4 de junio de 1996 entregó el proyecto ejecutivo para postensar las contratraves transversales con cables de acero de ½" de diámetro enfundados y protegidos con grasa, sujetándolos mediante yugos en los extremos, lo cual permite controlar sus asentamientos solo mediante los pilotes. Respecto al sentido longitudinal, la conceptualización del edificio conforma un sistema de muros capaces de absorber las sollicitaciones de la estructura.



► Cálculo y dibujos del sistema de tensado en las contratraves de cimentación.



Postensado de la cimentación de la Capilla de las Animas.

Carga sobre el sistema = 150 ton
 (Cambio de puentes en pilotes adyacentes)
 Revisión de fuerzas sobre el proyecto final.

$$[2914] = 142.84 = 10 \text{ @ } 1/2'' @ 14.28 \text{ ton}$$

$$[248] = 10 \text{ @ } 1/2'' @ 12.17 \text{ ton ton}$$

Los tensores cerrarán por fuera de los pozos para los pilotes.
 La pieza deflectora está desplazada 10 cm del alimento de los pilotes.

Placa de asiento
 Presión de contacto
 $(75000 \text{ kg}) / (25 \text{ cm}) = 3000 \text{ kg/cm}$
 Con 90 kg/cm^2 requiere 33.33 cm de ancho

$$M = (75 \text{ ton}) (15 \text{ cm}) = 11.25 \text{ t-m}$$

$$S = (1125000) / (1525) = 740.13 \text{ cm}^3$$

Ménsula $(90 \times 2 \times 4) = 720$

Usar $12'' \times 61/2'' \times 51.91 \text{ kg/cm}$
 $A = 66.45 \text{ cm}^2$
 $S = 747 \text{ cm}^3$

$$h = \frac{\sqrt{(720 \times 6)}}{(1 \times 1520)} = 17 \text{ cm} = 3/4''$$

Cortante
 $ESF. = (75000) / (66.45) = 1128.67 \text{ kg/cm}^2$
 Puente inferior

Con 3 atisadores de placa de $1/2''$

$$M = (121.7 \text{ ton}) (0.12 \text{ m}) = 1460400 \text{ kg-cm}$$

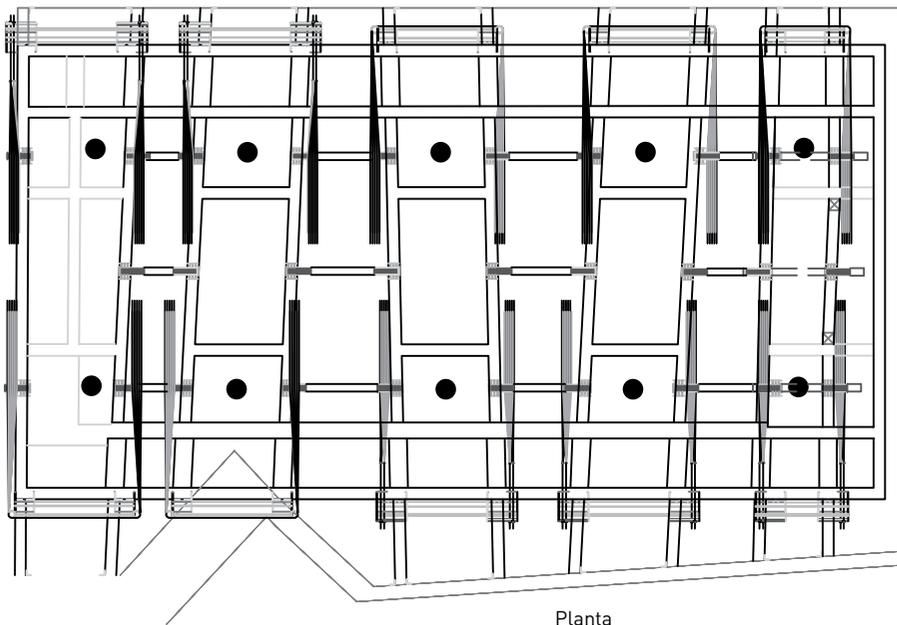
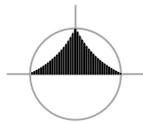
$$S = (1460400) / (1520) = 960.8 / 2 = 480.4 \text{ cm}^3$$

Usar viga "I" de $26.7 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} \times 55.78 \text{ kg/m}$

$$S = 585.18 \text{ cm}^3$$

$$A = (70.33) (2) = 140.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cortante} = (121700) / (140.66) = 865.2 \text{ kg/cm}^2$$



Nota: se propone emplear soldadura 70.18 con soldadura de filete de 6 mm a tope.

▲ Trayectoria de los torones para postensar transversalmente la cimentación de la Capilla de las Ánimas.

Capilla de las Ánimas

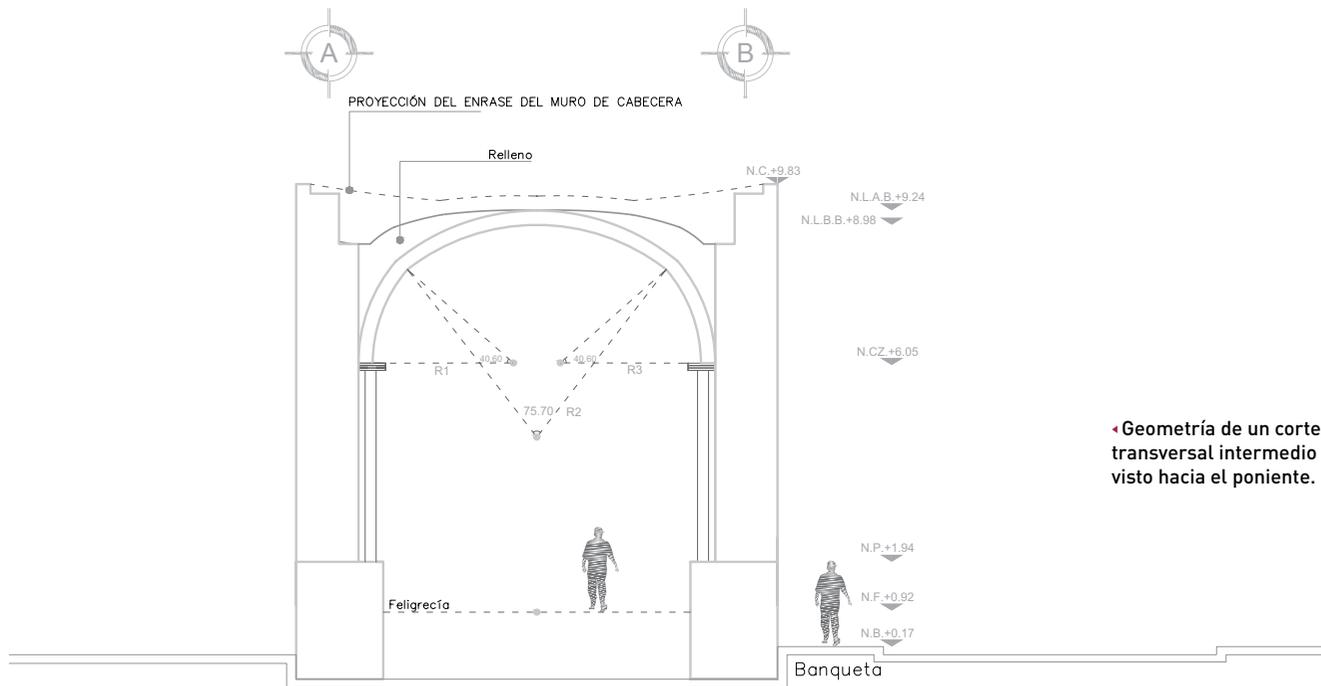
La capilla de las Ánimas, que se localiza en la zona noroeste del conjunto monumental fue edificada por el arquitecto Pedro de Arrieta. El sistema estructural está conformado por muros de carga, de una nave cubierta por bóvedas de directriz circular de tres puntos, que en tres entrejes configuran bóvedas de cañón corrido con lunetos; en el cuarto entreje se resuelve con una bóveda de arista poco peraltada.

Debido el fenómeno de los hundimientos diferenciales por el año de 1992, se colocaron torones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro, cuya trayectoria atravesaba la nave en el arranque de las bóvedas. Sin embargo, desde el 2011 se identificó la existencia de grietas en la bóveda con un aflojamiento evidente de los tensores. En primera instancia, la Dirección General de Sitios y Monumentos de Patrimonio Cultural del Conaculta, decidió requintarlos. Sin embargo, la Facultad de Arquitectura propuso que aprovechando la experiencia obtenida durante la rigidización de la zona norte de la catedral, donde se pudieron controlar las tres coordenadas geométricas durante el barrenado, podía hacer una propuesta, que se presenta de manera sucinta mediante fotografías de tres modelos: primero solos y luego con carga para recrear el mecanismo de comportamiento estructural, ante una misma carga conocida.

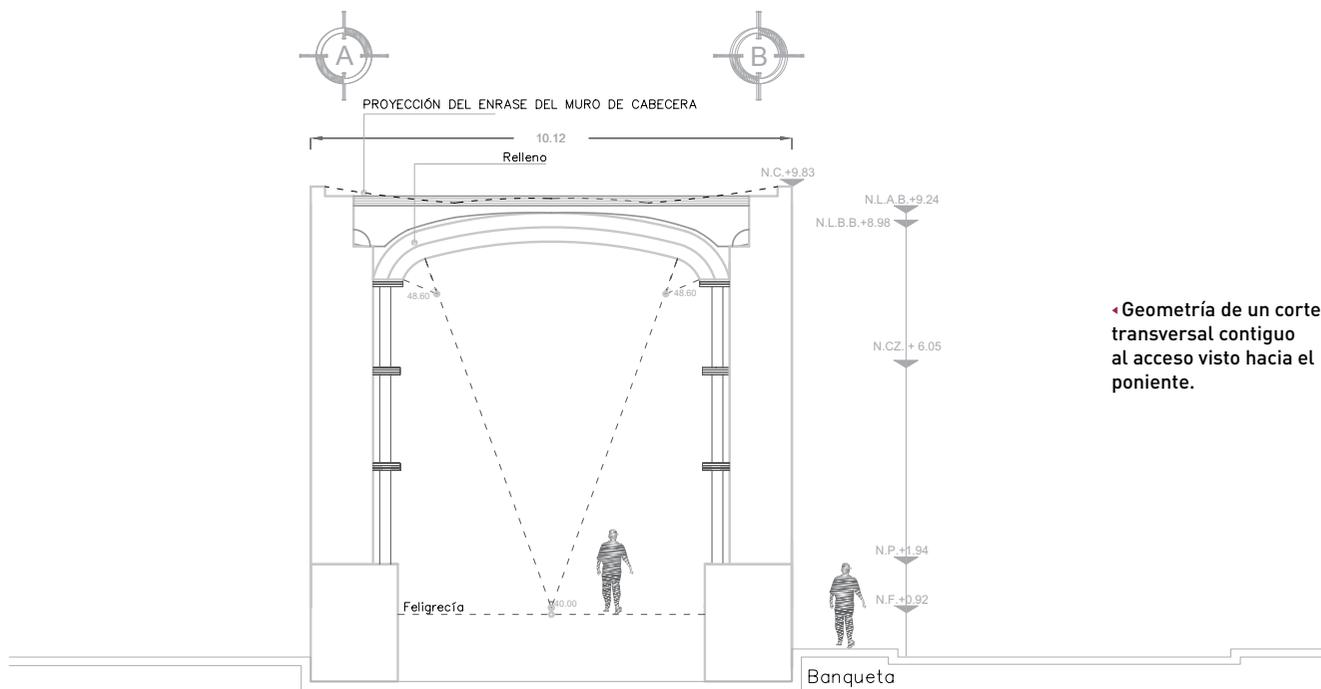
El primer modelo ilustra la trayectoria original de los tensores que suele ser convencional, porque se sitúan en el arranque de la bóveda, y al aplicarle carga de manera inmediata presenta deformaciones y rótulas de manera clara.

El segundo modelo con tensores fue en la parte donde se determinó analíticamente la mayor excentricidad, es decir aproximadamente a medio peralte. Al aplicarle la misma carga no registró ninguna deformación, es decir resultó una propuesta efectiva mecánicamente.

El tercer modelo también buscó anular el coceo, pero sin alterar la visual, por lo que se diseñó el tensor, calculando el polígono funicular para materializar la resultante y equilibrándola por simetría. Al aplicarle la misma carga, no presentó ninguna deformación. Sin embargo, es importante señalar que por argumentos de presupuesto, se decidió colocar el nuevo sistema de tensores acorde al segundo modelo.



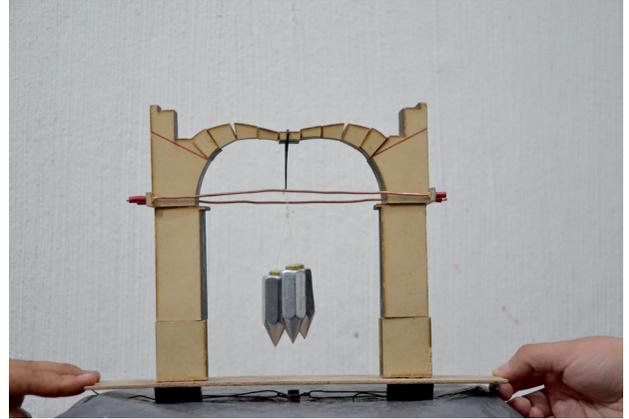
• Geometría de un corte transversal intermedio visto hacia el poniente.



• Geometría de un corte transversal contiguo al acceso visto hacia el poniente.



▲ Modelo 1 sin carga.



▲ Modelo 1 con carga.



▲ Modelo 2 sin carga.



▲ Modelo 2 con carga.



▲ Modelo 3 sin carga.



▲ Modelo 3 con carga.

Las torres de la catedral

La historia sobre las torres de la catedral podemos iniciarla desde que el cabildo eclesiástico convocó a un concurso en 1786 para terminarlas junto con las fachadas, ya que en ese entonces sólo existía el primer cuerpo de la torre oriente. Los tres proyectos finalistas fueron de los arquitectos Isidro Vicente de Balbás, José Joaquín García Torres y José Damián Ortiz de Castro, de los cuales se escogió el del último, quién se desempeñaba en ese entonces como académico de la Real Academia de San Carlos.

En su diseño Ortiz de Castro respetó lo que ya estaba construido. De esta manera en la fachada sur sólo agregó seis modillones invertidos sobre los botareles prismáticos, que enfatizan el partido estructural del monumento, los cuales aportan integración y armonía de la estructura con el monumento, sin alejarse del comportamiento mecánico original. Respecto a los basamentos, solamente a la altura del sotabanco adicionó rectángulos flanqueados por guirnaldas.

Este criterio pragmático de continuar la estructuración preestablecida, realmente refleja una acertada concepción del problema, porque seguramente en aquel tiempo el asentamiento del suelo ya era perceptible y al valorar la gran masividad del basamento decide continuar la construcción hacia arriba pero reduciendo las cargas muertas. De esa manera adapta el concepto de los elementos de soporte y disminuye las dimensiones en planta de manera concéntrica para conseguir una mejor proporción y armonía.

Si tratamos de contextualizar estas características formales en el siglo XVIII, llama la atención la aplicación de la elipse como elemento de diseño, que en ese momento significaba una aplicación vanguardista, ya que de acuerdo a la revisión que nos ha tocado hacer en otros monumentos, puede identificarse que en las trazas del siglo XVI y XVII predominó la circunferencia. Sin embargo, es natural aceptar que las disciplinas evolucionan y en varias ocasiones las innovaciones encuentran sus inicios en las instituciones.

Aquí cabe recordar que por ese tiempo en México, la Academia de San Carlos ya desempeñaba varias actividades y, según sus registros, el autor de dichas torres era egresado y profesor de matemáticas y geometría de la entonces Real Academia de San Carlos. Con este antecedente, suena lógico que un arquitecto de este perfil se haya atrevido a aplicar éstas fórmulas de diseño innovador y salir adelante en la hazaña que significó el proceso constructivo.

Por supuesto que la aplicación de ésta curva cerrada llamada la elipse aparece desde el primer cuerpo de las torres, como directriz de las escaleras helicoidales de madera y como forma que define la base de piedra donde gravitan los pies derechos con los postes centrales. Se consigna la geometría rectangular de dicho desplante, en ella se identifican los ejes ortogonales que permiten localizar el centro geométrico al dividir entre dos la dimensión de cada lado.

Geometría del remate

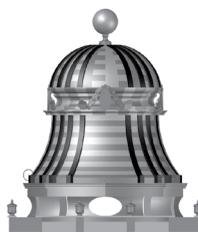
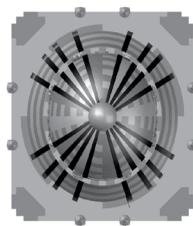
Al observar las torres desde cualquier ángulo, se puede deducir de manera rápida que ambos remates tienen forma campaniforme. Es evidente que al tratar de inscribir una campana de directriz circular en un rectángulo resulta difícil que sean equidistantes a los lados del perímetro, debido a que la proporción sólo puede controlarse en una dirección. Limitante que seguramente se alejaba de la armonía arquitectónica que el autor buscaba transmitir desde cualquier perspectiva.

Ante esa premisa de diseño, más los argumentos que ofrecían las fronteras del conocimiento de aquel momento, apareció una singular curva cónica denominada elipse, que tiene la virtud de configurarse a partir del centro en relación a dos ejes de distinta dimensión. Asimismo permite controlar la proporción de manera simultánea en ambas direcciones del rectángulo, ésta característica satisfizo de manera natural las cualidades compositivas que el arquitecto no estaba dispuesto a sacrificar.

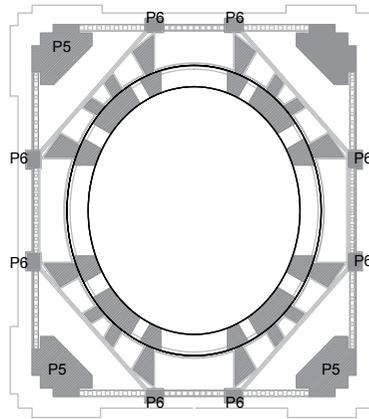
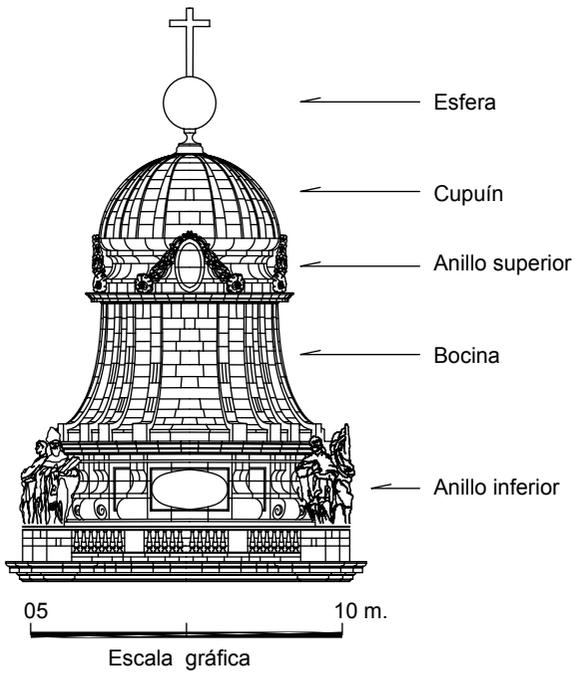
Respecto al desarrollo del modelo tridimensional, se consideró que el remate como una cúpula de base elíptica, la cual se generó localizando los focos de dicha elipse y dividiéndola en cuatro cuadrantes.

Después surgió la necesidad de hacer el despiece dividiendo el modelo en cada sólido que lo constituye, con el fin de conocer la geometría de cualquier elemento del cuerpo, y así generar su monte y estar en posibilidad de reemplazar las piedras deterioradas en el cuerpo real.

La bocina es el elemento geometrizado de mayor área, configurado mediante una superficie de doble curvatura inversa, con nervaduras en relieve que definen las directrices de la forma y como generatrices, anillos elípticos horizontales con plementería de doble curvatura. Sin embargo, al profundizar en el tema surge la hipótesis geométrica de que esta superficie sea parte de un manto de hiperboloide de revolución elíptica, donde la cornisa o anillo inferior es la arista directriz.

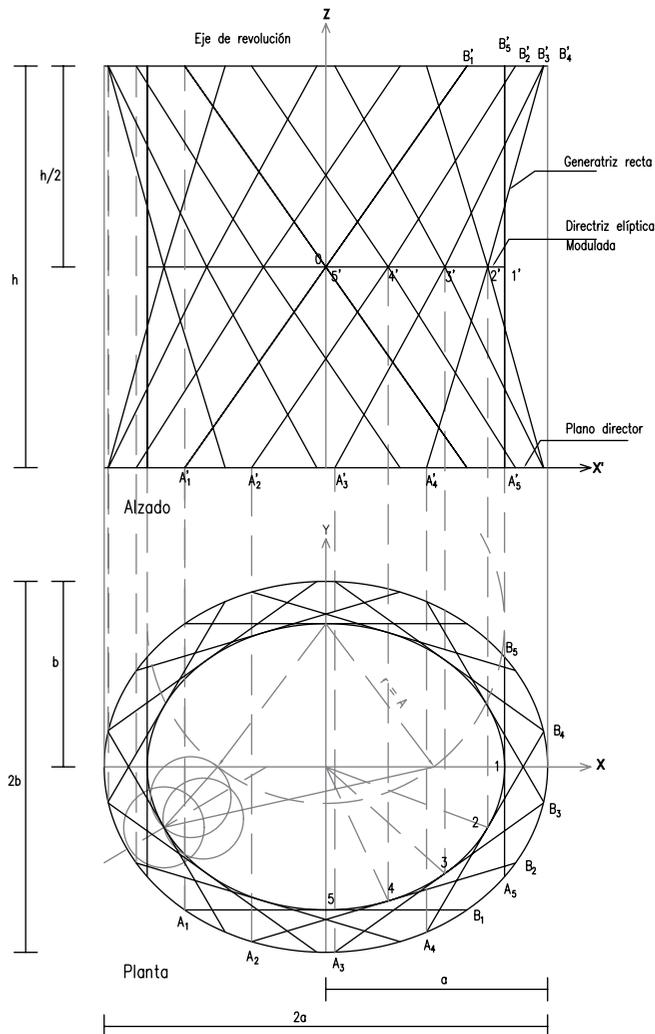


► Modelo geométrico en tres dimensiones del remate.



Planta y alzado del remate de las torres.

• Planta y alzado del remate de las torres con su nomenclatura para su análisis.

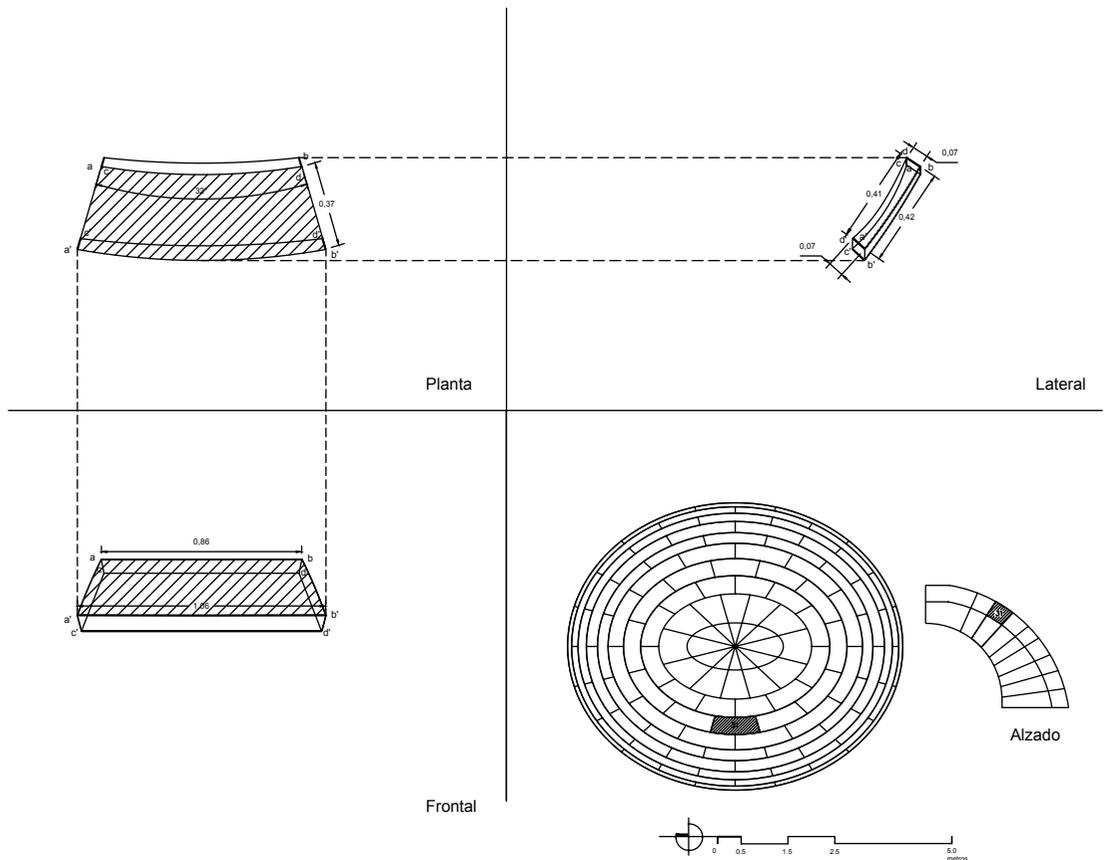


• Trazo de la bocina de directriz elíptica donde se ubican los focos con compás.

► Comprobación de las generatrices rectas de hiperboloide de un manto de revolución elíptica aplicado en la bocina de los remates.



► Ejemplo de montea de un plemento del cupuín.



Escaleras helicoidales de madera

En función a los registros históricos que aparecen en varias publicaciones, ambas torres se desplantan sobre el sotabanco que configura un rectángulo y tiene la característica de presentar variaciones morfológicas entre los elementos que la integran a medida que desarrollan hasta llegar al remate. En relación a la geometría de dicha planta base, el arquitecto José Damián Ortiz de Castro diseñó de manera pragmática el desarrollo de las torres con un remate en forma de campana de directriz elíptica, que contribuye de manera importante a la majestuosidad del monumento. Con el mismo concepto creó las escaleras helicoidales de madera que permiten acceder al segundo cuerpo.

La catedral y el sagrario conforman un conjunto monumental cuyos componentes siempre guardan sorpresas fantásticas, que resultan de gran interés cuando se analizan desde su génesis compositiva, como lo constata la investigación realizada sobre las escaleras de madera del siglo XVIII, localizadas en el primer cuerpo de ambas torres.

Entre la composición de dichas torres destacan el primer y segundo cuerpo, que funcionan como campanarios, por lo que para satisfacer esta función resulta imprescindible garantizar el acceso a los vanos que se han ocupado a través del tiempo (basta recordar que en el año 2002 se colocó una nueva campana con motivo de la canonización de San Juan Diego). Dicha necesidad progresiva es resuelta de manera sencilla y elegante con las escaleras helicoidales de madera de casi 14 m de altura, así como los pasillos intermedios, cuya composición hace alarde del arte de la construcción con madera, fundamentado en la geometría que materializó su autor, el ilustre arquitecto mexicano José Damián Ortiz de Castro.



• Trazo de la elipse en el sitio, con dos puntos fijos (focos) y el punto móvil, que al trasladarlo en todo el desarrollo interior resultó tangente al paramento interior de 8 pies derechos. Esta demostración confirma que la directriz de la escalera y del remate de las torres son una auténtica elipse.

Comportamiento estructural

El análisis estructural se hizo con el fin de comprender el comportamiento de las escaleras, el cual inicia con la investigación sobre la geometría actual. Después se empezó a concebirlas como un cilindro de revolución elíptica, de donde se derivó la hélice como una curva matemática que lleva intrínseca una verdad de ser para, que con generatrices rectas se configurara la helicoides, e interpretar con geometría proyectual las características de su proporción.

Con los elementos de geometría, clarificados durante la etapa de levantamientos, se determinó la ecuación paramétrica de la elipse como fundamento para establecer la expresión de la hélice elíptica, desde donde se genera la superficie reglada denominada helicoides, que ofrece la posibilidad de controlarse con una recta fija que equivale al eje de cada escalera.

Debido a las características formales en que se desarrolla la estereotomía de ambas escaleras, analíticamente resultó un lugar geométrico que se repite de manera idéntica para cada 2π radianes, por lo que en los esquemas que ilustran dicho análisis, así como el cálculo de coordenadas fue suficiente revisar un ciclo, puesto que se trata de una función periódica.

Debido a las dimensiones de la escalera, fue necesario hacer un análisis de cargas considerando la estereotomía de todos a cada uno de los elementos que la conforman, y un peso propio de 600 kg/m^3 , cuyo resultado final indica que cada escalera pesa 3 891.95 kg.

En general la escalera puede verse como una columna de sección compuesta por elementos verticales espaciados, que trabajan predominantemente a compresión. Al analizar la manera en que se transmiten las cargas permanentes más las eventuales, el resultado indica que el perímetro recibe 3 366.41 kg y el anillo interior recibe 765.34 kg.

Respecto al desempeño, las solicitaciones de los pies derechos no presentan ninguna preocupación, ya que se encuentran trabajando con un factor de seguridad superior a cinco; sin embargo, al revisar como la hélice el anillo interior, éste se encuentra en la frontera de su capacidad de comportarse como cuerpo elástico, por lo que es más susceptible al pandeo.

Sobre la conducta de este magnífico caso de estudio de más de 200 años, en primera instancia constata la durabilidad de la madera y la confianza que desde ese entonces se le tiene en el arte de la construcción. Como todo sistema, la parte neurálgica para resistir y transmitir cargas depende de la manera en que están unidos sus componentes, los cuales permiten estimar que ambas escaleras presentan un comportamiento tolerable, por lo que es posible restituirles su capacidad de trabajo, anulando el aflojamiento de las uniones con procedimientos usuales en el mantenimiento de estructuras de madera, que pueden contribuir a garantizar su permanencia ante cargas eventuales posteriores y alejarlas de que cedan por degradación o deformaciones diferidas.

Ciudad Universitaria, D. F., a 24 de marzo del 2010.

Proyecto integral de intervención para escaleras helicoidales de madera.

- a). Acciones internas de conservación.
- 1). Retiro de elementos metálicos.
 - 2). Colocación de clavos faltantes de forja.
 - 3). Restitución de soleras en alfardas.
 - 4). Inclusión de elementos de madera en holguras.
 - 5). Resanar oquedades, hendiduras e injertos.
 - 6). Recuperación de sección en peldaños con mayor desgaste.
 - 7). Aplicación de tratamiento preservador.
- b). Acciones externas de conservación.
- 1). Rehabilitación de base de cantera. "Escalera oriente"
 - 2). Consolidación de anillo superior de cantera. "Escalera oriente"
 - 3). Consolidación de anillo superior de madera. "Escalera oriente"
 - 4). Rehabilitación de pies derechos y mejorar sujeción. "Escalera oriente"
 - 5). Acuñar alfardas.
 - 6). Acuñar peldaños.
 - 7). Acuñar pasamanos.
 - 8). Reponer barrotes. } "Escalera oriente en extremo superior"
 - 9). Consolidación de anillo interior.
 - 9a). Restituir ensambles tipo cola de milano.
 - 9b). Colocar ensambles tipo cola de milano en hendiduras verticales.
- c). Acciones indirectas de conservación.
- 1). Protección contra la intemperie.
 - 2). Consolidación de bóvedas intermedias y de sotabanco.
 - 3). Restitución de pavimentos y pendientes.
 - 4). Restitución de aplanados.
 - 5). Rehabilitación de pasillos intermedios.
 - 5a). Restitución de elementos.
 - 5b). Mejorar conexiones.
 - 5c). Mejorar condición de apoyos.

Dr. Fernando López Carmona.

Dr. Agustín Hernández Hernández.

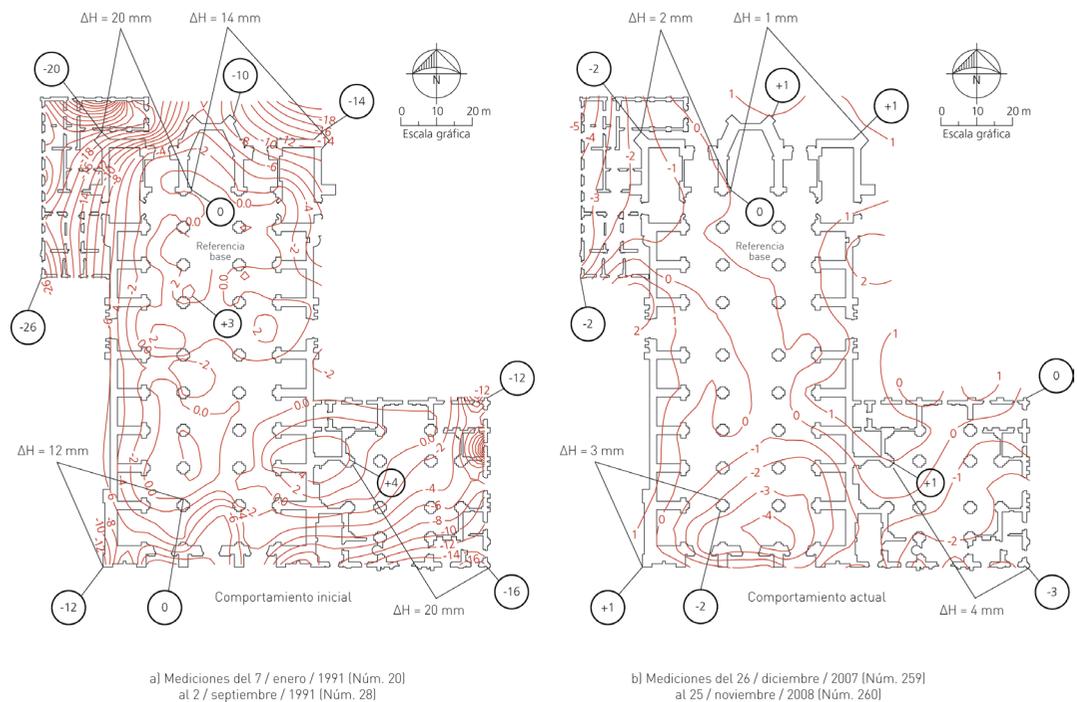
▲ Síntesis sobre el diagnóstico de las escaleras de madera donde se indican los elementos y el tipo de acción que se propone en función a un proyecto integral de intervención.

La Catedral de México es una magnífica obra arquitectónica del siglo XVI, que se empezó a construir cuando las teorías de diseño convencional que conocemos ahora no existían, debido a que los personajes que han configurado el conocimiento científico aún no nacían. Es por ellos que su simple presencia constituye un referente ineludible para varias disciplinas, porque además se construyó sin acero y sin concreto.

En el ámbito de la investigación, la intervención donde se desarrolló la subexcavación y la técnica para mejorar el suelo permitió generar información valiosa para atender varios monumentos del país. Es decir, en dicho proyecto progresó la tecnología en el campo de la conservación de monumentos, con el que, mediante el análisis de sistemas de patrones de comportamiento, se dedujo que estos no son aleatorios como podía creerse, sino un fenómeno atemporal que impacta de diversos modos a las construcciones. Asimismo, como dato curioso en el contenido del presente documento, aparecen varios planos a mano, porque son evidencia de la manera en que se hizo todo durante la toma de decisiones, en un contexto donde, por fortuna, el sistema de hipótesis funcionó con la tecnología disponible en el lugar y el momento. Así pues, las lumbreras, los núcleos para la inyección y los bancos de nivel permanecen en el sitio como un testimonio de un proyecto que, al principio, parecía como un plan excéntrico, pero la siguiente figura revela la manera en la que se redujo la velocidad del hundimiento diferencial.

► **Comparación de velocidades de hundimiento anual en mm.**

La configuración del inciso a) indica los diferenciales sin ninguna intervención, y la configuración del inciso b) indica que la magnitud de los valores diferenciales ha disminuido, además contiene menos curvas, ello significa que la catedral se mueve menos.



Bibliografía

- Arnal Simón, Luis y Betancourt Suárez, Max. (2005). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Edit. Trillas. México.
- Colección México, Espacio y Tiempo. (2014). *La Catedral de México*. BBVA Bancomer. Edit. El Equilibrista. España.
- D' Anselmo, Marcello. (2014). *Messico Italia Restauro*. Le Univesità di Città del Messico (UNAM) e Chieti-Pescara(Ud'A) in venti anni di collaborazione. Edit. Gangemi. Italia.
- Hernández Hernández, Agustín (2000). *Propiedades geométricas y estructurales de las construcciones virreinales de mampostería*. Tesis Doctoral. Facultad de Arquitectura, UNAM. México.
- Heyman, J. (1969). *The safety of Masonery Arches*. Int. J. Mech. Sci, Pergamo Press, vol. II.
- Guzmán, X., Hernández, A., y San Martín, I. (2010). *Fernando López Carmona, arquitecto 50 años de enseñanza*. Facultad de Arquitectura. UNAM, México.
- López Carmona, F. (1992). *Estudios de la condición actual de la Catedral Metropolitana*. Tesis doctoral. Facultad de Arquitectura, UNAM. México.
- Meli Piralla, Roberto. (1998). *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. Edit. Fundación ICA, México.
- Santoyo, E., Ovando, E., Guzmán, X., Cuanalo, O. y de la Torre, O. (1998). *Palacio de Bellas Artes. Compañías de inyección del subsuelo*. Edit. TGC Geotécnia S.A. de C.V. México.
- Santoyo Villa, Enrique. (2010). *Cimentaciones de templos y conventos de los siglos XVI a XVIII: 25 casos de comportamiento problemático*. Tesis Doctoral. Facultad de Arquitectura. UNAM. México.
- Taméz, E., Santoyo, E., Meli, R., Sánchez, R., López, F., Gutiérrez, E., Prieto, H., Díaz, J., y Saldívar, S. (1995). *Catedral Metropolitana: Corrección geométrica, informe técnico*. Asociación Amigos de la Catedral Metropolitana de México, A.C. Edit. Espejo de Obsidiana. México.
- Toussaint, M. (1973). *La Catedral de México y el Sagrario Metropolitano: su historia, su tesoro, su arte*. 2° edición. Ed. Porrúa. México.
- Varios autores. (2008). *José Damián Ortiz de Castro. Maestro mayor de la Catedral de México, 1787–1793*. Edit. Conaculta– UNAM. México.

Cómo aproximarse a un proyecto [heroico]

1. Según la historia conocida (M en Arq Xavier Cortés): la construcción de más de 350 años (dejando a un lado la información histórica) ▶ Arqueología; no solo la cimentación (Pirámide Azteca debajo del Sagrario) sino también el trabajo que registra la mampostería – sus dimensiones , cargas y grietas.
2. Entendiendo la estructura con el Dr. Roberto Meli Piralla. Fallas, equilibrio y fuerzas. Profesor López Carmona: completó un análisis detallado a partir de las grietas prolongadas (sistema de rotulas frágiles) ;Sin elementos finitos!, estática simple (¡nada fácil!). Análisis ilustrativo. Fuente alternativa.
3. Tomando precauciones. El ingeniero estructurista Maestro [Hilario] Prieto [Calderón] fue el responsable del diseño de los andamios, instalación del sistema de torones, sobre todo, los dispositivos de monitoreo para observar que ocurría en cada etapa.
4. Subexcavación. (El ingeniero geotécnico [Efraín] Ovando [Shelley] investigó un método. Comparando con Pisa (con la misma ingeniería). Ejecutado con una observación continúa.

De hecho, todo el proyecto provee información científica y fue realizado con gran cuidado. A pesar de las condiciones, requiere un enorme valor para poder llevar a cabo éste trabajo. Seguirá siendo monitoreado, pero parece haber sido completamente exitoso.

Notas al margen:

Dr. Jorge Díaz Padilla. De la empresa SYSTEC.

Roberto Sánchez . Del Instituto de Ingeniería.

Dr. Xavier Cortés Rocha. En ese entonces, Director General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural del Conaculta.

**PROYECTO DE CORRECCIÓN
GEOMÉTRICA
CATEDRAL Y SAGRARIO
METROPOLITANOS**

Editado por la Coordinación Editorial
de la Facultad de Arquitectura de la UNAM,
Se utilizaron las tipografías Palatino y DINPro



MD 78 MD 86
EXCMO. SR.
D. PEDRO MOYA
DE CONTRERAS
3

MD 92 MD 96
EXCMO. SR.
D. ALONSO
FERNANDEZ
DE BONILLA
4

MDC 1 MDC 6
EXCMO. SR.
FRAY GARCIA DE
SANTA MARIA Y
MENDOZA, O.S.J.
5

MDC 8
EXCMO. SR.
FRAY GARCIA
GUERRA
6

MDC 26
O. SR.
PEREZ
7

MDC 29 MDC 35
EXCMO. SR.
D. FRANCISCO
MANO Y
ZUNIGA
8

MDC 36
EXCMO. SR.
D. FRANCISCO
VERDUGO
9

MDC 39 MDC 40
EXCMO. SR.
D. FELICIANO
DE LA VEGA
10

MDC 42
EXCMO.
D. JUAN
BALTAZAR
MENDOZA
11

MDCC 71 MDCCC
EXCMO. SR.
D. ALONSO
NUNEZ DE PABO
Y PERALTA
23

MDCCC 2 MDCCC 11
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
22

MDCCC 12 MDCCC 14
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
21

MDCCC 15
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
20

MDCCC 16
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
19

MDCCC 17
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
18

MDCCC 18
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
17

MDCCC 19
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
16

MDCCC 20
EXCMO. SR.
D. FCO.
DE LA
Y BEA
15



MDC 43
EXCMO. SR. D. JUAN DE MANOZGA Y ZAMORA.

MDC 43
EXCMO. SR. D. JUAN DE MANOZGA Y ZAMORA.

MDC 53
EXCMO. SR. D. MARCELO LOPEZ DE AZCONA.

MDC 53
EXCMO. SR. D. MATEO SAGADE BUGUEIRO.

MDC 53
EXCMO. SR. D. DIEGO OSORIO DE ESCOBAR Y LLANAS.

MDC 64
EXCMO. SR. D. ALONSO DE CUEVAS Y DAValos.

MDC 64
EXCMO. SR. D. ALONSO DE CUEVAS Y DAValos.

MDC 67
EXCMO. SR. FRAY NARCOS RAMIREZ DE PRADO.

MDC 89
EXCMO. SR. FRAY PAGO ENRIQUEZ DE RIVERA.

MDC 98
EXCMO. SR. D. FERNANDEZ DE SANTA CRUZ Y SAHAGUN.

MDC 98
EXCMO. SR. D. FRANCISCO DE AGUIAR Y SEBAS.

MDC 99
EXCMO. SR. D. JUAN DE ORTEGA Y MONTANEZ.

MCA 8
EXCMO. SR. D. JUDGE MORA Y DEL RIO.

MCA 28
EXCMO. SR. D. JUDGE MORA Y DEL RIO.

MCA 29
EXCMO. SR. D. PASQUAL DIAZ Y BARRETO.

MCA 37
EXCMO. SR. D. LUIS ALFARO MARTINEZ Y RODRIGUEZ.

MCA 56
EXCMO. SR. D. ALFONSO DARIO MIRANDA GOMEZ.

