



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

DE
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLÁN

'97 AGO 27 PM 12 13

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
Acatlán

"ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TORRE
SUR - PONIENTE DE LA CATEDRAL DE LA
CIUDAD DE MÉXICO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

EDILBERTO JESUS JIMENEZ CAMACHO

MÉXICO, D. F.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

JULIO 1997



22
2ej.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

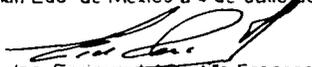
SR. EDILBERTO JESÚS JIMÉNEZ CAMACHO.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
P R E S E N T E .

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha de 3 de Junio de 1995, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de trabajo profesional titulado "ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TORRE SUR-PONIENTE DE LA CATEDRAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO", el cual se desarrollara como sigue:

1. INTRODUCCIÓN.
2. ANTECEDENTES.
3. DESCRIPCIÓN Y ADECUACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO.
4. EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA.
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.
6. RESULTADOS.
7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

Así mismo fue designado como asesor de tesis el ING. ABRAHAM ROBERTO SANCHEZ RAMIREZ, Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares del trabajo profesional, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE
" POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU "
Acatlán Edo. de México a 4 de Julio de 1997


Ing. Enrique del Castillo Frago
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP - ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

INTRODUCCIÓN	3
CAPÍTULO 1	
ANTECEDENTES	7
1.1 Aspectos históricos	8
1.2 Descripción general	13
1.3 Comportamiento de las cimentaciones	15
1.3.1 Problemática	15
1.3.2 Primera recimentación	19
1.3.3 Segunda recimentación	19
1.4 Comportamiento estructural	20
1.5 Proyecto de la subexcavación	21
CAPÍTULO 2	
MODELO ANALÍTICO	23
2.1 Aspectos generales	24
2.2 Descripción del método de análisis	25
2.3 Programa de análisis	26
2.4 Modelo analítico	27
2.4.1 Cimentación	28
2.4.2 Modelo de la superestructura	28
2.4.3 Modelo completo de la torre	29
2.5 Propiedades mecánicas de los materiales	30

CAPÍTULO 3	
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	31
3.1 Aspectos generales	32
3.2 Análisis ante cargas gravitacionales	32
3.2.1 Torre vertical	32
3.2.2 Torre desplomada	33
3.3 Hundimientos diferenciales	33
3.4 Propiedades dinámicas	35
3.5 Evaluación experimental de esfuerzos	37
CAPÍTULO 4	
RESULTADOS	39
4.1 Análisis bajo peso propio	40
4.1.1 Torre en condición ideal	40
4.1.2 Análisis considerando el efecto del desplomo	46
4.2 Hundimientos diferenciales producidos por la subexcavación	53
4.2.1 Entre agosto de 1993 y diciembre de 1996	53
4.2.2 Entre marzo de 1996 y diciembre del mismo año	54
4.2.3 Entre Octubre de 1991 y diciembre de 1996	54
4.3 Evaluación de esfuerzos empleando la técnica de gato plano	55
4.4 Propiedades dinámicas	56
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	58
RECONOCIMIENTOS	63
REFERENCIAS	65
TABLAS	68
FIGURAS	86
APÉNDICE A	143

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

La Catedral Metropolitana es un monumento histórico de valor incalculable, pues forma parte no sólo de nuestro patrimonio cultural, sino que es de interés para América Latina y el mundo entero, dado que actualmente es considerada como patrimonio de la humanidad.

En la fachada principal destacan dos torres de peso y dimensiones considerables cuyo proyecto resultó, sin duda, uno de los más sobresaliente de la época colonial.

Este majestuoso monumento colonial, situado en el centro de la ciudad de México, puede describirse como una estructura de gravedad donde las fuerzas horizontales son resistidas por los muros laterales. Esta solución estructural y el continuo mantenimiento han logrado que resista una intensa historia sísmica, dos grandes inundaciones y enormes hundimientos diferenciales, siendo éstos últimos los que ponen en peligro la seguridad estructural del monumento.

El hundimiento diferencial acumulado desde la construcción de la Catedral hasta diciembre de 1989 provocó un desnivel máximo de 2.4 m entre el altar mayor y la torre surponiente. Esta deformación se ve reflejada en las grietas que presenta la estructura en arcos, bóvedas, muros y columnas. Además, ha provocado desplomos mayores al tres por ciento en algunas columnas, y superiores al dos por ciento en las torres.

Proyecciones hechas con base en estudios realizados por especialistas en mecánica de suelos, prevén que si no se interviene la Catedral y el Sagrario Metropolitanos para detener los giros y desplomos de las estructuras provocados por el asentamiento diferencial, ambos templos sufrirán daños irreversibles.

Por tal motivo, la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural, inicio en 1989 un complejo y delicado proyecto denominado "Corrección Geométrica de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos". La técnica utilizada para realizar esta corrección es la denominada de subexcavación y se basa en la extracción lenta y controlada del subsuelo, haciendo descender las partes altas respecto a las bajas.

El Instituto de Ingeniería apoya el desarrollo del proyecto de restauración, a través de diversos estudios estructurales. Dentro de los cuales destacan la interpretación de la respuesta estructural a partir del monitoreo, el desarrollo de modelos analíticos para estudiar su comportamiento estructural y el proyecto de corrección, para la Catedral y el Sagrario.

Los objetivos principales de este trabajo son:

Elaborar una búsqueda bibliográfica sobre los diversos aspectos relacionados con la construcción de las torres; en particular de la poniente.

Concluir el modelo analítico de la torre poniente aplicando el método de elementos finitos.

A partir del modelo analítico evaluar el comportamiento estructural de la torre ante los siguientes efectos:

La acción del peso propio considerando que la torre se encuentra vertical.

La influencia del giro producido por el hundimiento diferencial en su base.

Hundimientos diferenciales producidos por la subexcavación en distintos periodos.

Por último, determinar las propiedades dinámicas de la estructura y compararlas con los resultados obtenidos de pruebas de vibración ambiental para verificar la bondad del modelo.

CAPÍTULO 1
ANTECEDENTES

1. ANTECEDENTES

1.1 ASPECTOS HISTÓRICO

Para el año de 1524, Hernán Cortés realizó la traza y comenzó la construcción de lo que sería la primera Catedral de la Ciudad de México. Esta iglesia estaba compuesta por tres naves, las dos laterales con techos planos de vigas, y la central con techumbre de dos vertientes. Este templo, terminado en 1532, estaba en la esquina surponiente del atrio de la actual Catedral Metropolitana.

Siempre fue considerada como pequeña e inadecuada para la Capital de la Nueva España; por esta razón, en el año de 1552 se expide en Valladolid una cédula real que ordena la construcción de una nueva Catedral. En el año de 1562 se realiza la traza de la iglesia y comienzan las obras de cimientos. La traza de este nuevo templo se debe a Claudio de Arciniega, [Ref 4].

En 1642 se inició la construcción de los cubos, donde se apoyarían posteriormente las torres y además se reviste la fachada principal con cantera de Chiluca (toba volcánica). En cinco meses, las torres estaban entre la primera y segunda de sus ventanas. En ese entonces se suspendió la obra durante nueve años,

al continuarla, en 1651, se hizo necesario colocar una hilada de ajuste para corregir un desnivel de 22.5 cm en la fachada sur de la torre poniente. El desnivel se produjo por el hundimiento diferencial que sufrió la cimentación del templo y hacia que la torre girará hacia el surponiente a la torre.

Durante lo que resta del siglo XVII se concluyen la construcción del cubo y el sotabanco, los dos cuerpos de la torre del oriente y solo se cierra la bóveda del cubo de la torre poniente. Después de estas obras, prácticamente no se hizo trabajo alguno durante el siglo XVII, hasta que en enero de 1787 se comenzaron las actuales torres.

Para la construcción de las torres, se convocó a un concurso al que concurrieron varios arquitectos. Se tiene conocimiento de tres proyectos, dos de ellos se conservan en el Archivo de la Catedral y el tercero en el archivo de la biblioteca de la Academia de San Carlos.

El primer proyecto fue elaborado por Isidro Vicente de Balbas; constaba de dos soluciones al problema de las torre; una descripción al respecto elaborada por M. Toussaint dice:

"Para la torre oriente presenta un segundo cuerpo que copia al inferior y sobre el un remate que se aleja por completo del clásico cupulín colonial y representa cuatro fajas que dan una superficie cóncava de la que surgen lucarnas.

El proyecto de la otra torre, la torre poniente, resulta más audaz; propiamente es un remate en vez de un segundo cuerpo. Dicho remate se halla construido por grandes campaniles tan fuera de escala que resultan mayores que las portadas del templo. Esos campaniles ostentan balcones salientes y sobre ellos un remate que viene a ser una especie de linternilla colocada sobre estructuras variadas de plano churrigueresco."

El segundo proyecto se debió al Arq. Joaquín García de Torres, una descripción al respecto la menciona M. Toussaint: "recorre a ciertos elementos clásicos como pirámides, pero no olvida el arte de su época: la curva que une el basamento de la torre con el cuerpo central, esta inspirada en los muros apiñonados del Sagrario. La torre se ve rematada en una forma verdaderamente infeliz: sobre el primer cuerpo existente levanta un ático perfectamente inútil, pero que repite la estructura que se ve en la parte baja de la misma torre, oculta hoy por las ménsulas invertidas y el cubo que debía llevar el reloj. Sobre este ático se desplanta un segundo cuerpo, copia del primero de orden jónico, al parecer y de planta ochavada, más con el mismo criterio sustituyendo pilastras por columnas adosadas y, sobre este segundo cuerpo, otro pequeño ático con ojos de buey y óvalos que sostienen el remate de la torre en forma de casquete por gajos, con fajas salientes que los acusan y rematado por una linternilla pequeña".

El proyecto ganador fue el presentado por el maestro en arquitectura José Damián Ortiz de Castro realizándose sin cambio alguno.

Finalmente, el 18 de abril de 1791 quedaron concluidas las torres; su construcción tuvo un costo de \$190,000 pesos, [Ref 3].

Esta obra fue una de las más destacadas de su época; para su elaboración total se emplearon 150 años, y es considerada una de las obras más limpias, dado que no requirió gastos imprevistos ni pérdidas humanas.

Las torres tienen una altura de 60 m, y ocupan una área de 274 m²; el peso de las torres incluyendo su cimentación es aproximadamente 9000 ton.

Las torres destacan también por algunas innovaciones tanto estéticas como técnicas, algunas de ellas se mencionan a continuación:

Innovaciones estéticas

Cruz. En el remate de cada torre existe una cruz franciscana de 3 m de altura con un peso aproximado de 0.73 ton, fabricada de cantera y en su interior tiene un esqueleto de hierro.

Globos. Son las esferas que se localizan sobre el remate de las torres; tienen un diámetro de 1.88 m y 5.5 m de circunferencia, su peso es aproximadamente de 3.86 ton. Dentro de cada globo existe una caja de madera forrada de plomo en la que colocaron *lignum crucis*, relicarios, monedas de proclamación, oraciones devotas y testimonios para memoria en lo futuro, [Ref 3].

Escaleras. Cada torre cuenta con dos escaleras que son de mencionar dada sus características arquitectónicas:

La primera se localiza en el muro sur del cubo; es una escalera de caracol labrada en cantera, destacando su barandal interior, que forma una helicoide perfecta.

La segunda escalera se localiza en el primer cuerpo, es de madera, y al igual que la anterior su geometría es de caracol; se encuentra sustentada por seis polines de sección cuadrada de aproximadamente 15 cm por lado; cuatro exteriores y dos interiores además cuenta con un pasamanos tallado en madera que describe perfectamente una helicoide.

Campanas. La torre poniente cuenta con nueve campanas fabricadas en bronce:

El primer cuerpo cuenta con tres campanas que se localizan en el lado sur y una campana que se encuentra en el lado poniente.

En el segundo cuerpo (considerado como el campanario), cuenta con cinco campanas, dos localizadas en el lado sur, dos localizadas en el lado poniente y una gran campana de 12,410 kg en el centro; ésta última se encuentra sostenida por cuatro vigas de madera.

Innovaciones técnicas

Solera. Destaca el empleo de una solera de 4 pulgadas de ancho sujeta mediante tornillos de 1.5 pulgadas de diámetro a una trabe de cantera, que une a doce columnas, este sistema funciona como un cinturón para confinar y dar mayor estabilidad a dichas columnas. Esta solución se aplicó en las columnas interiores que se ubican en el segundo cuerpo de la torre.

Grapas. En la periferia del segundo cuerpo las balaustradas se encuentran unidas por grapas de hierro formadas con solera cuya sección es de 1 x 0.5 pulgadas y una longitud variable de aproximadamente 7 pulgadas. Las grapas se instalaban en perforaciones previas y posteriormente quedaban embebidas en plomo. Este sistema se empleo para aumentar la estabilidad de las balaustradas fabricadas en cantera.

Sistema de poleas. El Arq. Damián Ortiz diseño un sistema de carga original para reducir los tiempos de construcción. Se considera que dicho sistema es a base de poleas, capaces de levantar un peso de 12 toneladas desde el nivel de feligresía hasta el segundo cuerpo, empleando para ello la fuerza de solo ocho hombres; es decir, cada hombre era capaz de levantar un peso de 1.5 toneladas.

Carro. El Arq. Damián Ortiz también diseño un carro integrado por seis bastidores tres en cada dirección que podía soportar doce toneladas y el cual fue capaz de trasladar de tacuba al Zócalo capitalino la campana de Guadalupe.

Soporte de los globos. La descripción que realiza M. Toussaint dice: "No cuenta con taladro ni perno alguno de hierro, pero desde el centro de los globos baja un perno en dirección norte-sur y otro en la dirección este-oeste de 15 m de largo hasta las crucetas formadas de planchas de cedro en el interior de las torres localizados en el arranque de los remates; que dan la estabilidad a los globos y a las cruces franciscanas", [Ref. 3]. Existe otra referencia, que menciona el mismo autor y que de manera breve dice: "Las grandiosa esferas de piedra se encuentran sujetadas por

medio de un largo perno que atraviesa desde arriba hasta el centro de la cruceta formada por planchas de cedro, la cruceta de soporte se ubica en el interior de cada torre", (Fig 1).

Como se menciona en los párrafos anteriores, no parece haber congruencia en la interpretación de la solución que se adaptó para sujetar a los globos; Por ello, se realizó una visita de campo, en donde se pudo observar que el detalle de la plancha de cedro se encuentra en la torre oriente. En la poniente no se puede apreciar este detalle dado que existe un enladrillado que impide ver el detalle de la solución. Así que no se puede asegurar que la solución empleada en ambas torres sea la misma.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

La torre poniente se encuentra asentada en el extremo sur del templo, y constituyen una parte fundamental de la fachada principal (Fig 2). Constan de cinco cuerpos en el sentido vertical, de abajo hacia arriba: cubo, sotabanco, primer cuerpo, segundo cuerpo y remate, (Fig 3).

Cubo

Esta es la parte más baja de la torre, (Fig 4) formado por tres muros con espesores diferentes. El muro del lado sur tiene un espesor de 5 m, en él que existen tres ventanas que permiten el paso de la luz hacia el interior de la escalera que comunica el sotabanco con el atrio. El muro del lado poniente tiene un espesor de 2.2 m, y tiene una ventana para iluminar a la capilla de los Ángeles y Arcángeles que se encuentra ubicada dentro del cubo. El muro del lado norte tiene el mismo espesor que el anterior; divide a la capilla de los Ángeles y de los Arcángeles, de la capilla de la Soledad. Este cuerpo tiene una altura de 15.46 m y abarca una área de 238 m²; sus elementos resistentes representan aproximadamente el 55 por ciento del área total.

Sotabanco

Cómo se puede apreciar en la Fig 5 su planta tiene una forma rectangular y esta formado por cuatro muros de 2 m de espesor y una bóveda semiesférica; existen dos puertas una en el muro del lado norte y otra en el de lado sur; la que se encuentra en el muro norte conduce hacia el primer cuerpo, y la del lado sur hacia la escalera que llega hacia el atrio sur. Además, existen cuatro grandes roleos dos en el lado norte y dos en el lado opuesto. Este cuerpo ocupa una superficie de 158 m^2 de la cual el 55 por ciento, aproximadamente está destinada para los elementos resistentes. Su altura es de 5.16 m.

Primer cuerpo

Tiene una planta de forma rectangular y cuenta con 12 columnas; su distribución se indica en la Fig 6. Además, cada fachada cuenta con cinco vanos; cuatro de ellos forman ventanas y el otro una puerta central como se puede apreciar en la misma figura. En cada ventana existen balaustradas; y a media altura existe un corredor perimetral interior construido de madera. En la parte central hay una escalera de caracol construida en madera, que comunica con el corredor de madera y con el segundo cuerpo de la torre. Este cuerpo cuenta con una área de 153 m^2 y una altura de 13.51 m; los elementos de soporte ocupan, aproximadamente, el 37 por ciento del área total.

Segundo cuerpo

Tiene una planta rectangular y cuenta con 16 columnas; doce de ellas están distribuidas en un arreglo octagonal como se ilustra en la Fig 7; las cuatro restantes se localizan en las esquinas. Este segundo cuerpo también es considerado como el campanario de la Torre. Su altura es de 10.93 m; el 28 por ciento de su área total que, es de 127 m^2 , la ocupan los elementos resistentes.

Remate

En la parte más alta se encuentra una estructura en forma de campana con base

elíptica (Fig 8), el espesor promedio de 1.10 m; su eje mayor esta orientado en la dirección Norte-Sur con una longitud de 6.5 m, y su eje menor mide 6 m. En la parte superior del remate se encuentra un anillo y el cupulín; en la base existe una balaustrada en todo el perímetro. El remate tiene una altura de 8.7 m y su área en planta es de 156 m² de la cual aproximadamente el 19 porciento la ocupa la estructura.

Las torres son de mampostería heterogénea constituida por tezontle, aglutinado por un mortero de cal y arena, revestidos por chapa de cantera. Sus bóvedas de ambas torre presentan características constructivas diferentes. En 1996, estos elementos se perforaron para instalar una plomada electrónica, lo cual permitió conocer algunos detalles acerca de la construcción de ambas bóvedas; en las Figs 9 y 10 aparece un corte esquemático en el que se ilustra la ubicación y espesores empleados en las bóvedas de ambas torres; como se aprecia, los espesores y la distribución de los materiales difieren de una torre a otra.

1.3 COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

1.3.1 Problemática

La Catedral, desde el inicio de su construcción, ha sufrido hundimientos diferenciales de manera constante, los cuales han alcanzado valores excesivos y han generado distorsiones y daños en la estructura. Una descripción breve, tomada de la referencia 2, sobre la manera que han evolucionado los hundimientos en el templo se presenta a continuación:

1573-1672 Etapa inicial.

La compresibilidad natural de las arcillas del valle de México ha propiciado que el templo sufra hundimientos diferenciales desde la colocación del pedraplén sobre la retícula de estacones; esta situación obligo a que desde aquel entonces fuera necesario trabajar constantemente ajustando los niveles y la geometría de la

construcción.

Los asentamientos diferenciales que ocurrieron durante los primeros 131 años de acuerdo con la referencia 2, se pueden resumir de la siguiente manera:

Los hundimientos que se provocan en el pedraplén aparentemente no generaron problemas estructurales al irse ajustando la geometría en la ejecución de la obra.

Para 1645, la carga aplicada, que era del orden del 60% del peso total, provocó el hundimiento diferencial 80 cm entre las torres de oriente a poniente, la velocidad con la que se generó dicha deformación fue de 2.67 mm/mes.

En al Fig 11 se muestra la evolución de los asentamientos considerando que esos 80 cm eran validos también entre el presbiterio y la Torre poniente.

En la Fig 11, aparece la evolución del fenómeno de consolidación; que de acuerdo con la referencia 2, se considera que la etapa primaria de consolidación se completo por el año de 1667.

1672-1907

A lo largo de estos 240 años la estructura se hundió lentamente por su propio peso; las deformaciones diferenciales acumuladas se originaron por la variación de compresibilidad de las arcillas, consecuencia a su vez de la preconsolidación inducida en la áreas ocupadas por las construcciones aztecas. Adicionalmente influyó que las cargas mayores correspondían a las *torres* y la *fachada principal* (Fig 12a).

Para 1907 el asentamiento diferencial entre el presbiterio y la torre poniente era de 1.53 m, que corresponde a una velocidad de deformación de 0.25 mm/mes.

1907-1927

Durante este período la velocidad de hundimiento diferencial se incrementó a 0.4 mm/mes al aumentar, en la segunda mitad del siglo pasado, la deformación de pozos por la extracción del agua.

1927-1956

Los asentamientos diferenciales se aceleraron notablemente a consecuencia del bombeo profundo, con velocidad de deformación que variaron entre 0.80 y 2.60 mm/mes (Fig 12b y 12c).

Entre 1938 y 1956 se incrementó el fenómeno de hundimiento regional, que llegó a alcanzar una velocidad de deformación vertical hasta de 33.3 mm/mes. Debido a esto, en 1956 el hundimiento total de la Torre Poniente llegó a los 5.20 m.

1956-1967

En estos años se redujo la velocidad de hundimiento regional porque se estableció una veda en la apertura de nuevos pozos de bombeo profundo. A pesar de ello, la estructura continuó sufriendo el proceso de asentamiento diferencial con una velocidad de 0.8 mm/mes (Fig 12d).

1967-1978

En este período el conjunto resistió la influencia de grandes obras que se construyeron a su alrededor y, sobre todo, de su segunda recimentación.

Construcción del metro. Durante la etapa constructiva del cajón de la Línea 2 del metro, que se ubica en los lados oriente y norte, se operó un sistema de bombeo que abatió el nivel freático unos 15 m durante unos seis meses. Posteriormente y de manera permanentemente, el cajón ha continuado abatiendo dicho nivel.

Colector semiprofundo. Este colector, de 3.0 m de diámetro sale de la calle 5 de Mayo, pasa por el frente de los templos y continúa por la Calle de la Moneda. Tiene dos tramos en curva para librar el atrio; su profundidad es del orden de 15 m. Esta estructura produjo abatimiento local del nivel freático durante su construcción en 1967. Para este año la torre poniente presentaba ya una asentamiento de 2.20 m, (Fig 13a).

Segunda recimentación. Durante los trabajos de esta recimentación se incrementó la deformación diferencial en 20 cm, lo cual significó una velocidad de deformación de 9.1 mm/mes. En realidad se sabe [Ref 2], que ocurrieron asentamientos de por lo menos 14.5 cm en los primeros meses de trabajo, 72.2 mm/mes, y que al corregir el procedimiento constructivo se redujeron a 2.8 mm/mes.

1978-1989

La información disponible permitió rehacer las configuraciones topográficas a nivel de feligresía de diciembre de 1983 y enero de 1989 y que llevan a definir que entre mediados de 1978 y enero de 1989, la velocidad de deformación diferencial fue de 0.2 mm/mes, valor que de acuerdo con la referencia 2 resulta paradójicamente pequeño cuando se compara con la velocidad de deformación regional, que varió entre 4.2 y 8.8 mm/mes; por ello la deformación diferencial seguramente es imprecisa. En este período, la torre poniente aumentó su hundimiento diferencial 10 cm, en el hundimiento total entre el ábside y la torre poniente alcanzando un valor de 2.30 m.

Valiéndose de las nivelaciones de enero a noviembre de 1989, la primera obtenida con datos de la empresa PICOSA y la segunda definida por la empresa HIPLAC, resulta alarmante la velocidad de deformación diferencial de 2.7 mm/mes y la enorme deformación existe de 2.4 m entre la torre y el ábside, [Ref 2].

Con el fin de resolver el problema de los hundimientos diferenciales de la **Catedral** y el **Sagrario metropolitanos**, se han realizado varias intervenciones dentro de

los que destacan los trabajos realizados por el Arq. Manuel Ortiz Monasterio y por el Ing. Manuel González en 1929 y 1972 respectivamente. Una descripción breve de estos trabajos se describe a continuación:

1.3.2 Primera recimentación

En 1929, la Comisión Técnica de la Catedral y Sagrario encargó al Arq. Manuel Ortiz Monasterio y Arq. Gayol Ortiz estudiar la cimentación de los dos templos.

De acuerdo con los análisis del Arq. Ortiz Monasterio, al vaciar las celdas de cimentación de la Catedral incluyendo las de las torres, la presión media de contacto en el suelo disminuiría de 14.3 ton/m^2 a 10.8 ton/m^2 , lo que representaba un decremento de 25 por ciento en la presión de contacto, la cual posteriormente se recuperara al construir las criptas, [Ref 1].

Por consiguiente, dicha solución no representó una ayuda a la cimentación de las torres, dado que con sus celdas llenas generan una presión de contacto de 35 ton/m^2 , mientras que vacías, la presión solo se reduce 32 ton/m^2 aproximadamente; por consiguiente, el alivio de presiones, no tuvo mayor trascendencia.

1.3.3 Segunda recimentación

A partir de 1972 la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN) llevó a cabo un estudio estructural y geotécnico.

En el estudio se recomendó la instalación de 280 pilotes apoyados en la capa dura, localizados todos en el interior del templo y distribuidos con mayor densidad en la parte sur. En dicho estudio únicamente se anotó que los pilotes de 40 y 45 cm de diámetro tendrían una capacidad de 72 a 90 ton, respectivamente. Se utilizaron pilotes de concreto reforzado de 250 kg/cm^2 de resistencia a la compresión, en tramos

precolados de 90 cm. El acero de refuerzo se colocó en un paquete central con una continuidad muy pobre.

Las dificultades que se presentaron para instalar los pilotes obligaron a modificar el proyecto, colocándolos donde fue posible; por este motivo de 280 pilotes predestinados, se tuvo que incrementar su número a 387 pilotes.

De los 387 pilotes instalados en todo el templo se emplearon 79 pilotes para las torres, 45 para la torre poniente y 34 para la torre oriente; todos ellos con una capacidad de 126 ton. Es de mencionarse que no todos los pilotes se colocaron correctamente en la capa dura; algunos son cortos y no alcanzan a la capa dura, por ello trabajan como pilotes de fricción; otros se inclinaron en el momento de su incado; y algunos otros se rompieron en el mismo proceso. En la tabla 1 aparece un resumen con esta información y en la Fig 14 aparece la distribución de acuerdo con su clasificación [Ref. 2].

1.4 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Un aspecto que llama la atención es la historia del movimiento que ha tenido la torre poniente. Se considera que durante la primera etapa de su construcción el cubo giró hacia el norte, esto se atribuye a que probablemente la cimentación de la Catedral, que sobre sale alrededor de ocho metros fuera de su traza, quedó apoyada en la zona sur sobre los restos de la Catedral antigua, como se muestra de manera amplificada en el inciso a) y b) de la Fig 15. Esta condición de apoyo propició que el cubo girara hacia el norte, lo cual provocó daños importantes en el muro de la fachada poniente en la zona de contacto entre la torre y el resto de la estructura, así como daños en la bóveda del cubo; como se ilustra en el inciso c) de la Fig 15. Una manifestación adicional de este problema se aprecia en la hilada de ajuste que se realizó para corregir el desnivel que había producido en la fachada poniente; dicho ajuste resultó de aproximadamente 40 cm y actualmente es posible apreciarlo en la

parte superior del cubo como se muestra en el inciso c) de la Fig 15. Posteriormente, en la medida en la que avanzaba la construcción de la torre, la presión de contacto del suelo también se incrementaba. Una vez concluida la construcción de la torre, su movimiento cambio de dirección. Se considera que a partir de este momento se empieza a dar hacia el sur poniente y para el año de 1989 dicha tendencia se mantiene como se aprecia en la Fig 16. De acuerdo con el movimiento que se indica en dicha figura, las torres manifiestan una tendencia a separarse del resto de la estructura producida por el agrietamiento en el templo como se ilustra en la Fig 17. En ese entonces la torre alcanza un desplomo total del orden del 2.2 por ciento hacia el sur-poniente como se ilustra en la Fig 18 en la que además se pueden distinguir las correcciones de verticalidad que se realizaron durante la construcción.

1.5 PROYECTO DE LA SUBEXCAVACIÓN

El procedimiento elegido para la corrección de los hundimientos diferenciales es el llamado de subexcavación.

En breve, la técnica de subexcavación consiste en hacer descender las partes altas del terreno mediante la extracción lenta y controlada de suelo de los estratos de arcilla más compresible. La extracción se hace con perforaciones horizontales radiales de pequeño diámetro ejecutadas desde lumbreras estancas, excavadas hasta la profundidad deseada. Mediante un control cuidadoso de la cantidad de suelo en cada zona, es posible producir hundimientos controlados, los cuales reflejan en la superficie como hundimientos diferenciales de la cimentación.

El proyecto consiste en la excavación de 32 lumbreras en las zonas de Catedral y Sagrario como se muestra en la Fig 19, excavadas a partir del piso de las criptas en el interior de la Catedral y hasta una profundidad promedio de 20 m. El procedimiento se complementa con el hincado de pilotes de control los que, sumados a los ya existentes, permiten restringir el descenso de las partes donde se requiere limitar al

mínimo el hundimiento. El objetivo de la corrección de hundimientos es llevar a la estructura a una condición más estable que la actual [Ref 2].

CAPÍTULO 2
MODELO ANÁLITICO

2.1 ASPECTOS GENERALES

Una de las inquietudes principales que se han tenido, es conocer el comportamiento estructural del templo antes diversas condiciones; en primer lugar, bajo la hipótesis de que sus cimientos no hubieran sufrido deformaciones a causa del hundimiento del suelo; en segundo, ante los desplomos que causaron los hundimientos diferenciales; y finalmente, ante los hundimientos que se inducen con el proceso de subexcavación que actualmente se está llevando a cabo, para mejorar las condiciones de estabilidad del templo.

Debido a la complejidad de la estructura, se exploraron alternativas para elaborar un modelo analítico que permitiera estimar los esfuerzos y las deformaciones en la estructura ante las sollicitaciones mencionadas. Se consideró que un modelo desarrollado a través del método de elementos finitos proporcionaría resultados representativos al respecto, dada la experiencia que se ha tenido en la aplicación del método en la revisión de otras estructuras similares a nivel nacional como en el extranjero. Además de que diversos autores han llegado a la conclusión de que si bien las características constructivas de este tipo de obras, las propiedades de sus

materiales y el estado de agrietamiento de la estructura impiden llegar a una solución exacta empleando dicho método, también es cierto que un buen modelo permite obtener un diagnóstico representativo sobre el comportamiento de la estructura.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS

En la actualidad, el método del elemento finito constituye una poderosa herramienta para el análisis de estructuras complejas.

Básicamente, la aplicación del método en cuestión consiste en dividir la estructura en subregiones denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a cada uno de los nudos que integran dicho elemento. Con base a las leyes constitutivas del material (relación esfuerzo - deformación), en función de los desplazamientos, y de las relaciones entre deformaciones unitarias y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces local de cada elemento, usando, por ejemplo, el principio de trabajos virtuales. Estas matrices están referidas a los grados de libertad de los nudos del elemento.

La matriz $[K]$ de rigideces de la estructura completa se obtiene aplicando el método directo de rigideces, es decir, sumando en donde le corresponda los términos de las matrices de rigideces locales de los elementos.

Los desplazamiento $\{U\}$ de los nudos, ante un sistema de cargas $\{P\}$ aplicadas en los mismos, se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones lineales

$$[K]\{U\} = \{P\}$$

Conocidos los valores de $\{U\}$ se puede calcular esfuerzos y deformaciones en cualquier punto de cada elemento, esto es, en cualquier punto de interés.

Existen programas para computadora que permiten aplicar el método del elemento finito a diversos tipos de estructuras. Uno de ellos se describe a continuación.

2.3 PROGRAMA DE ANÁLISIS

El programa que se empleó para realizar los modelos fue el SAP90 (Structure Analysis Program); este programa fue desarrollado en la Universidad de Berkeley en California, por el Prof. Edward L. Wilson. Este programa surgió a raíz de la teoría del elemento finito.

El programa SAP90 se desarrolló en el lenguaje ANSI Fortran 77 y se aplica en una computadora personal (PC). El tamaño del modelo que puede analizarse, depende directamente de la capacidad de memoria disponible en el disco duro de la computadora. El tamaño del modelo está definido por el número de nudos y elementos que se requieran para idealizar una estructura.

El programa realiza análisis de tipo elástico lineal de estructuras planas ó tridimensionales sometidas a distintas combinaciones de carga.

Para crear un modelo analítico es necesario idealizar la estructura; para ello, se requiere discretizar los elementos que lo integran, conocer con detalle su geometría, la distribución de los materiales, las condiciones de apoyo y las solicitaciones a las que será sometida. Esta información se agrupa en un archivo de datos ordenados en bloques de información común que se organizan de acuerdo con el manual del usuario; por ejemplo: coordenadas de los nudos, propiedades mecánicas de los materiales, condiciones de apoyo, tipos de elementos y sus conectividades, entre otras.

El programa está diseñado para trabajar con cuatro tipos diferentes de elementos: FRAME, SHELL, ASOLID y SOLID

- FRAME.- Permite analizar marcos ó armaduras.
- SHELL.- Se emplea para analizar placas
- ASOLID.- Se emplea para modelar estructuras sometidas a estados de esfuerzos planos.
- SOLID.- Se emplea para modelar estructuras tridimensionales con volumen (cubos).

Con el archivo de datos, el programa ejecuta una serie de subprogramas en secuencia. Cada subprograma ejecuta una serie de operaciones específicas, [Ref 7].

Los resultados del análisis quedan grabados en diversos archivos en código ASCII. Entre los resultados del análisis se encuentran: los esfuerzos en el elemento, desplazamientos en cada nudo, fuerzas en cada nudo, etc.

Adicionalmente el programa SAP90 incluye un posprocesador gráfico llamado SAPLOT, que permite visualizar la siguiente información sobre el modelo y sus resultados del análisis:

- Geometría, cargas, materiales, condiciones de apoyo.
- Configuración deformada que resulta del análisis
- Animación de los desplazamientos.
- Diagramas de fuerzas internas en elementos frame.
- Contornos de intensidades de esfuerzo (shell, asolid, solid).

2.4 MODELO ANALÍTICO

El desarrollo del modelo de la torre poniente se dividió en tres etapas: en la primera, se desarrolló exclusivamente la cimentación de todo el templo; en la segunda, el modelo de la superestructura y en la tercera que es motivo de este trabajo, se unieron ambas partes para formar un modelo completo. La descripción se presenta a

continuación.

2.4.1 Cimentación

El modelo de la cimentación contiene elementos sólidos, para representar tanto al pedraplén, como a las contratraves y elementos placa para incluir la participación de la losa a nivel de feligresía. El modelo no toma en cuenta los muros de concreto que se tienen a nivel de criptas debido, principalmente, a que no parecen contribuir de manera significativa a la rigidez de la cimentación.

Este modelo de la cimentación involucra el área completa del templo; cuenta con 1696 elementos sólidos para representar el pedraplén y las contratraves y 619 elementos placa en el caso de las losas de concreto que forman el piso de feligresía. Todos estos elementos están generados con 3720 nudos. (Fig 20)

2.4.2 Modelo de la superestructura

En total se emplearon 2206 nudos y 1073 elementos sólidos para poder representar la geometría de la torre. Este modelo no incluye la cimentación. (Fig 21)

El modelo de la torre se realizó de la siguiente forma:

Remate. El modelo del remate no considera ni la cruz, ni la esfera. Su geometría que es de base elíptica se idealizó con una sección octagonal. Para ello se definieron nueve anillos octagonales concéntricos a diferentes elevaciones, cuyos apotemas se fueron reduciendo según su elevación como se ilustra en la Fig 22. El espesor que se consideró para la bóveda del remate fue de 0.9 m. El modelo consta de 126 nudos y 101 elementos

Segundo cuerpo. El segundo cuerpo, cuyos elementos de soporte están formados por columnas, fue idealizado empleando secciones equivalentes y en el resto del mismo

se conservó la geometría. Como se aprecia en la tabla 4 en todos los casos, las secciones equivalentes conservan el área y los momentos de inercia de la sección transversal de cada una de las columnas reales. En la Fig 23 aparece el modelo de esta parte de la estructura, el cual está formado por 467 nudos y 197 elementos sólidos.

Primer cuerpo. Para tomar en cuenta el espacio que ocupan los vanos de sección semicircular en la idealización se consideró que su geometría era rectangular. Para poder modelar las columnas también fue necesario emplear secciones equivalentes que conserven la mismas propiedades geométricas que las originales, como aparece en la tabla 4. El modelo de esta parte de la estructura se presenta en la Fig 24; está formado por 524 nudos y 201 elementos sólidos.

Sotabanco. La geometría de los muros, así como los huecos de las puertas se incluyen en el modelo con sus dimensiones reales. En la Fig 25 aparece esta parte de la estructura, la cual está compuesta de 277 nudos y 223 elementos.

Cubo. En la Fig 26 aparece el modelo de elementos finitos; en términos generales el espesor de los muros son los mismos que los del prototipo. En este caso la idealización toma en cuenta los espacios que dejan las ventanas y el espacio de las escaleras. El modelo cuenta con 812 nudos y 351 elementos.

2.4.3 Modelo completo de la torre

Al modelo de la superestructura descrito en el inciso anterior se le añadió el de la cimentación; sin embargo el modelo de esta parte de la cimentación se tuvo que rehacer debido a que, desafortunadamente, el modelo de la cimentación construido en la primera etapa no se pudo emplear dado a que su discretización no coincidió con la superestructura.

El modelo de la torre incluyendo su cimentación aparece en la Fig 27, dicho

modelo consta de 2580 nudos, 1305 elementos sólidos y 26 placas. Este modelo no toma en cuenta la influencia del resto del templo, la cual, como se verá más adelante, no resulta relevante debido al estado de agrietamiento que existe entre la torre y el resto de la estructura.

2.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Desafortunadamente, no se conocen las propiedades mecánicas de los materiales con los que fue construida la torre. Sin embargo, para elaborar el modelo se utilizaron los resultados de las pruebas mecánicas efectuadas en una mampostería con características similares, cuyos resultados se encuentran en la Ref 8 y se resumen en la tabla 2. Para fines del modelo, las propiedades mecánicas que se emplearon para la mampostería, aparecen en la tabla 3. En el caso de las bóvedas, sobre todo en el sotabanco y el primer cuerpo, se consideraron las propiedades mecánicas de una mampostería de tabique rojo, cuyas propiedades mecánicas aparecen en la tabla 3.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1 ASPECTOS GENERALES

Una vez concluido el modelo de elemento finito, se realizaron cuatro análisis: El primero, ante la acción del peso propio; el segundo, considerando el desplomo total medido en marzo de 1995 bajo la hipótesis de que dicho desplomo se generó sin ninguna distorsión en la estructura; es decir, como si la estructura fuera rígida; el tercer análisis se realizó ante los hundimientos diferenciales que se han producido desde los inicios de la subexcavación y desde los inicios de la construcción de las lumbreras, ambos hasta finales de 1996; por último, en el cuarto análisis se evalúan las propiedades dinámicas de la torre.

3.2 ANÁLISIS ANTE CARGAS GRAVITACIONALES

3.2.1 *Torre vertical*

La condición de apoyo para este análisis considera una situación ideal; es decir, **que la cimentación se encuentra apoyada sobre una base horizontal firme sin ninguna distorsión**, para ello se restringen los grados de libertad de la base del modelo.

Con este análisis se determinaron: el peso propio de la estructura, y el de cada uno de los cuerpos que la integran, la distribución de cargas de los diferentes elementos que la integran, y en el caso particular de los muros y columnas, se determinó la excentricidad con la que actúan las cargas. Así mismo, se determinó el desplazamiento que sufre la estructura ante esta acción.

3.2.2 Torre desplomada

Este análisis es similar al anterior; la diferencia estriba en que se considera el efecto de un desplomo total de 2.2 por ciento que se produjo desde el inicio de su construcción hasta marzo de 1995.

Las consideraciones para este análisis son similares a las mencionadas en el análisis anterior.

3.3 HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES

Una de las inquietudes principales que se han tenido durante el proceso de subexcavación ha sido conocer la influencia de los hundimientos diferenciales en la respuesta estructural de la torre; por ello en esta parte del estudio se realiza un análisis cuyo objetivo es evaluar la respuesta de la estructura ante dichos efectos. El análisis se divide en dos partes; la primera, involucra los hundimientos que se produjeron en la estructura entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, y la segunda, desde que inicia la construcción de las lumbreras, en octubre de 1991, hasta diciembre de 1996.

Durante el primer período se dio seguimiento al cambio de verticalidad de la **superestructura**, por lo que los resultados del análisis se comparan con los del **monitoreo en este período**. Un esquema que ilustra los movimientos que se han inducido en la estructura aparecen en la Fig 28, en donde se puede apreciar que el **movimiento de la torre** sigue una tendencia marcada hacia el nororiente.

Al inicio de la subexcavación en el período más amplio, se carecía de una instrumentación básica para dar seguimiento al cambio de verticalidad de la estructura, por lo que el análisis de la respuesta de la estructura en esta etapa tiene como finalidad estimar el movimiento que experimentó la torre poniente desde los inicios del trabajo hasta diciembre de 1996 teniendo como base los resultados del primer análisis.

Para realizar estos análisis, en una primera etapa, se intentó tomar como datos los hundimientos registrados en los ocho puntos que se tienen instalados en la base de la torre para monitorear los hundimientos que ésta sufre; sin embargo, después de evaluar los primeros resultados se detectó que la posición de los puntos en planta no estaba registrada correctamente, lo cual se reportó a los responsables de las mediciones para que hicieran las correcciones procedentes. Después de corregir la información, se observó que los hundimientos en la cimentación quedaban comprendidos en un plano, lo cual se atribuye a la gran rigidez de la cimentación y de la superestructura. Dada esta característica se consideró conveniente asociar los desplazamientos verticales de los nudos de la base del modelo a un plano definido por los puntos que se ubican en la intersección de los ejes A-11, A-12 y B-12.

Debido a que en la base del modelo existen 125 nudos resulta una tarea ardua determinar el hundimiento diferencial para cada uno de ellos con base en el plano de deformación, por consiguiente se decidió elaborar un programa de cómputo para automatizar el proceso de cálculo, el programa está escrito en Basic y se encuentra en el apéndice A. En las Fig 29, 30, 31 y 32 aparecen la comparación entre los hundimientos medidos y los obtenidos por el dicho programa en la zona de la torre; se aprecia una excelente correlación en los eje A y 12 y una ligera discrepancia en los ejes 11 y B; esto último probablemente se atribuye a que la posición de los puntos donde se mide el hundimiento no están contenidos en el eje en que se realiza la comparación. Sin embargo, como más adelante se comentará, los desplazamientos que se obtienen de manera analítica tiene una correlación satisfactoria con los desplazamientos medidos a través de los sistema de monitoreo, los cuales se

encuentran descritos con detalle en la Ref 9. En la Fig 33 se aprecia la manera en que se mide el cambio de verticalidad de la torre; estas mediciones se realizan en las cuatro esquinas del cubo, a la altura de las cornisas.

En este análisis las condiciones de apoyo se caracterizan por la restricción de los desplazamientos en tres direcciones del nudo que se encuentra en la esquina surponiente de la base del modelo; los nudos del resto del modelo quedaron libres.

3.4 PROPIEDADES DINÁMICAS

Para evaluar la bondad del modelo analítico se determinaron sus propiedades dinámicas; y estas se compararon con las obtenidas mediante una prueba de vibración ambiental [Ref. 10].

En este análisis se considera que la cimentación se encuentra sobre un apoyo rígido. Para ello, los desplazamientos en las tres direcciones se restringieron en cada uno de los nudos que forman la base de la cimentación.

La técnica de vibración ambiental es una prueba para la obtener de manera experimental las propiedades dinámicas de las estructuras tales como, las frecuencias naturales de vibración y las formas modales asociadas a ellas, así como también el amortiguamiento aunque éste esté asociado generalmente al primer modo. Esta técnica experimental se basa en el hecho de medir vibraciones de la estructura producidas por sollicitaciones ambientales como son el tránsito vehicular y empuje del viento. Para monitorear los movimientos que experimenta la estructura; generalmente, se emplean acelerómetros.

Las señales captadas por sensores se transmiten a unos acondicionadores de señal donde estas se amplifican, si el caso lo requiere, y se filtran para eliminar ruidos de altas frecuencias, para así obtener un registro limpio. La información obtenida es

posible almacenarla en una microcomputadora tipo PC provista de una tarjeta de adquisición de datos.

Para interpretar la información que se obtiene de estas pruebas, es necesario comprender conceptos relacionados con el análisis de señales, sobre todo su sentido físico con el fin de utilizarlo adecuadamente en el análisis y obtención de resultados.

En el análisis de fenómenos reales, las vibraciones que se producen no pueden ser descritas fácilmente en el tiempo por una función matemática; la representación matemática de una de estas señales con respecto al tiempo, resulta compleja, por lo que se recurre a la transformada de Fourier, para evaluar la señal obtenida, y poder expresarla en una suma de funciones más sencillas, donde cada una de estas tiene un factor de contribución, el cual nos indica con que porcentaje participa cada una de ellas en la función original.

La ventaja principal que se obtiene de la aplicación de la transformada de Fourier, es que cambia la función original del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia. Esto es, en un registro de una señal, donde el eje de las abscisas representa el tiempo y en el eje de las ordenadas las amplitudes, se le aplica la transformada de Fourier, se podrá obtener el contenido de frecuencias de la señal y las amplitudes asociadas a cada frecuencia. La gráfica de estos puntos se conoce como espectro de Fourier.

Si se toman los resultados obtenidos de esta transformación, y se calcula su módulo y se eleva al cuadrado, se obtiene el espectro de potencia de esa señal, a partir del cual se pueden obtener las amplitudes y las frecuencias, asociadas a los modos de vibrar de la estructura, lo que resulta más práctico que si la señal se estudiara en el dominio del tiempo.

Los registros de las señales obtenidas simultáneamente pueden correlacionarse,

con el fin de analizar la correspondencia que existe entre ellas, para determinar el tiempo de retraso de una con respecto a la otra y detectar la presencia de señales extrañas.

La expresión matemática a través de la cual se efectúa esta correlación recibe el nombre de función de correlación cruzada. Cuando la expresión anterior se aplica a una sola señal, en el sentido de investigar la relación entre los valores de la misma señal, se obtiene la función de autocorrelación.

De las transformadas de las funciones de correlación y autocorrelación se pueden obtener dos funciones de suma importancia:

La función de transferencia, es aquella que se obtiene de cociente de las ordenadas espectrales de dos puntos de medición en un mismo experimento.

La coherencia representa un índice de la relación de movimiento entre dos puntos de medición. Sus valores van 0 a 1 sin ser próximos a uno esto nos indica que existe una buena proporción lineal entre las dos señales [Ref 11].

3.5 EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE ESFUERZOS

Para corroborar los resultados de los análisis se consideró conveniente emplear una técnica experimental para evaluar los esfuerzos en diversos puntos de la torre.

La técnica empleada es conocida como prueba de gato plano, la cual, en términos generales, consiste en los pasos que se ilustran en la Fig 34 y que a continuación se describen:

Instalar un par de puntos sobre un eje paralelo al eje del elemento; en la mayoría de los casos, dicha distancia suele ser de 20 cm. Una vez instalados los puntos

habrá que medir la distancia inicial que existe entre estos puntos.

A continuación entre los dos puntos se realiza una ranura de sección rectangular, cuadrada o semicircular según convenga.

Después, una vez concluida la ranura esta se deforma y la distancia entre los puntos se acorta; en este momento se mide la distancia a la que quedaron dichos puntos.

En la ranura se introduce un gato plano con la geometría de ésta, al cual se le inyecta aceite a presión hasta que la distancia entre los puntos vuelve a hacer la inicial. Cuando esto sucede la presión en el manómetro es equivalente al esfuerzos que actúa en el elemento.

Una vez concluida la prueba se retira el gato y se rellena la ranura para restituir la integridad del material.

Esta prueba es considerada como no destructiva; en la torre se midieron los esfuerzos en tres puntos cuya ubicación aparece en la Fig 35.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS

4. RESULTADOS

Los resultados que se obtienen de los análisis se dividen en tres partes. Para revisar los resultados de cada análisis se consideraran los cinco cuerpos que forman la torre.

Para conocer la respuesta de cada uno de estos cuerpos se consideró conveniente identificar cada uno de los elementos que lo integran como se muestra en las Figs 42, 43, 44 y 45. Con base en esta identificación a continuación se describen los resultados principales obtenidos de los análisis.

4.1 ANÁLISIS BAJO PESO PROPIO

4.1.1 Torre en condición ideal

En la Fig 36 aparecen los pesos de cada uno de los cuerpos de la torre; como se aprecia en dicha figura, la torre tiene un peso total de 7370 ton a nivel de feligresía y 8886 ton incluyendo su cimentación. Si se considera que el área de la cimentación es de 274 m², la presión de contacto en el suelo resulta de 32.4 ton/m²; esta

magnitud representa alrededor del 200 por ciento de la presión que se genera en el terreno de apoyo del resto del templo.

De acuerdo con la tabla 12, las cargas del remate hacia la cimentación, se transmiten con poca excentricidad; en el remate, en los dos cuerpos, y en el sotabanco es prácticamente nula; mientras que en el cubo se presenta la excentricidad máxima, dicha excentricidad es de 62 cm en la dirección norte - sur, y se encuentra dentro del tercio medio de la base; en la dirección oriente - poniente la excentricidad máxima resultó de 74 cm, ésta también se encuentra en la zona del tercio medio en esa dirección. En términos generales la excentricidad en ambas direcciones, se puede considerar moderada, y se atribuye a la diferencia de rigidez axial de los muros propiciada por la diferencia de espesores, y sobre todo por la falta del muro oriente, ya que de este lado se encuentra el acceso a la capilla de los Ángeles y Arcángeles.

En la Fig 37 aparece la configuración deformada de la estructura; en ella se aprecia que ante la acción del peso propio, la estructura se desplaza hacia el nororiente, cerca de 10 mm. Un esquema con mayor detalle sobre los desplazamientos que experimenta la estructura se presenta en la Fig 38; en el inciso a) de ésta figura se aprecia que en el cubo se presenta el desplazamiento mayor en la dirección norte - sur; dicho desplazamiento representa alrededor del 60 por ciento del desplazamiento total en esa dirección, el cual se estimó de dos milímetros; en el inciso b) de la misma figura se presenta el desplazamiento que sufre la estructura hacia el oriente y se aprecia que el desplazamiento total es de 10 mm; esto indica que el movimiento principal de la torre bajo el peso propio se da hacia el oriente, lo cual también se atribuye a la falta de rigidez axial que origina el hueco del muro en eje oriente.

En las Figs 39, 40, 41 se presenta la distribución de esfuerzos axiales y cortantes que actúan en la estructura. A continuación se describen los desplazamientos, los esfuerzos y las fuerzas que se presentan en los distintos cuerpos de la torre.

REMATE

Desplazamientos.- De acuerdo con los resultados, este elemento no manifiesta distorsión alguna, lo cual indica que posee una rigidez importante.

Esfuerzos.- La campana trabaja como una bóveda, predominan las esfuerzos de compresión y los máximos se encuentran en su cupulín. En el arranque de la bóveda, los esfuerzos son uniformes y alcanzan una magnitud de 1 kg/cm^2 como se muestra en la tabla 8; en la misma tabla se aprecia que los esfuerzos cortantes que actúan en el plano horizontal en la zona de la base son despreciables.

Fuerzas.- En la tabla 5 aparecen las fuerzas que actúan en esta parte de la torre y los momentos que se generan por sus excentricidades. De acuerdo con dicha tabla, la fuerza normal que genera todo el cuerpo es de 256 ton, mientras que las fuerzas cortantes que actúan en la dirección norte - sur y oriente - poniente, solo alcanzan valores de 22.4 ton y 16.6 ton, respectivamente.

SEGUNDO CUERPO

Desplazamientos.- En la Fig 42 aparecen indicados con un vector los desplazamientos relativos que experimentan los elementos de soporte en su parte superior producido por la acción del peso propio; se aprecia un movimiento uniforme hacia el oriente, cuya magnitud en promedio es de 1.7 mm.

Esfuerzos.- Los esfuerzos que actúan en los diversos elementos de este cuerpo son de poca magnitud, los mayores actúan en la dirección vertical y no exceden de 4 kg/cm^2 como se aprecia en la tabla 8. En la misma tabla se observa que los esfuerzos cortantes que actúan en un plano horizontal no exceden de 0.2 kg/cm^2 . Los esfuerzos axiales resultan uniformes y con una dispersión muy baja, lo cual se atribuye a la gran rigidez del remate.

Fuerzas.- En la tabla 5 aparecen las fuerzas que actúan en cada una de las columnas de este cuerpo. Llama la atención el hecho de que las fuerzas resultan proporcionales al área de la sección transversal de cada una de ellas, lo cual, como ya se mencionó depende de la rigidez del remate. También es de considerar el hecho de que las cargas fluctúan alrededor de 93 ton en las columnas exteriores, y entre 45 - 65 ton en la columnas interiores. En términos generales se considera un funcionamiento satisfactorio desde el punto de vista estructural de este cuerpo debido a su estructuración ya que además de una distribución uniforme y bondadosa de columnas, las centrales cuenta con una viga que restringe su desplazamiento lateral y reduce su esbeltez.

PRIMER CUERPO

Desplazamientos.- En la Fig 43 también aparecen representados con un vector los desplazamientos relativos que experimentan las columnas en su parte superior; se observa que en la dirección norte - sur dichos vectores divergen produciendo una ligera abertura en esta dirección; como se aprecia, las columnas que se encuentran al norte tienen una tendencia hacia el nororiente mientras que el lado sur el desplazamiento se manifiesta hacia el surorente, también se aprecia que el desplazamiento principal se da hacia el oriente. En promedio el desplazamiento lateral que experimenta este cuerpo no excede de un milímetro; llama la atención la respuesta de sus esquinas debido a que manifiestan movimientos independientes; esto se atribuye al empuje que genera la bóveda del primer cuerpo, ya que esta soporta buena parte de la descarga que genera las columnas interiores del segundo cuerpo.

Esfuerzos.- En las columnas los esfuerzos predominantes son de compresión, que en promedio no exceden de 6 kg/cm². La distribución de esfuerzos en las columnas tiene poca dispersión como se aprecia en la tabla 9; se puede observar que el valor máximo se encuentra en la columna P10 con un valor de 6.48 kg/cm² y el mínimo en la columna P11 con un valor de 4.82 kg/cm². En la misma tabla se puede ver que los

esfuerzos cortantes son aun de menor magnitud; en promedio no exceden 0.2 kg/cm^2 .

En términos generales los esfuerzos axiales resultaron 60 por ciento superiores a los que se obtuvieron en las columnas del segundo cuerpo. Sin embargo, se consideran que dichos esfuerzos son moderados considerando la capacidad de la mampostería con la que están construidas las columnas.

Fuerzas.- En la tabla 6 aparecen las fuerzas que actúan en las columnas; en términos generales la carga axial promedio es de 190 ton y como se aprecia en la Fig 47 la cargas prácticamente se transmiten sin excentricidad. Con relación a los momentos flexionantes, la tabla 6 muestra que estos son de poca magnitud, lo cual se atribuye a la poca excentricidad con la que la carga actúan sobre la columna. Respecto a las fuerzas cortantes, éstas no rebasan las 7 ton y existe fuerzas tan pequeñas como 0.4 ton.

SOTABANCO

Desplazamientos.- En la Fig 44 se representa de manera esquemática el desplazamiento relativo que experimenta esta parte de la torre. Los vectores que se emplean para ello indican un desplazamiento general hacia el oriente con un valor promedio inferior a un milímetro; también muestran una tendencia ligera de abertura de los muros, la cual se atribuye al empuje radial que genera la bóveda que estos soportan.

Esfuerzos.- En la tabla 10 aparecen los esfuerzos axiales y cortantes que actúan en los muros de esta parte de la estructura. Se aprecia que en las esquinas se concentran los esfuerzos axiales sobre todo en las dos del lado oriente; esto se atribuye a una reducción en la rigidez en el apoyo de ese lado propiciado por el vano del cubo para dar acceso a la capilla de los Ángeles y Arcángeles; en esas esquinas, los esfuerzos alcanzan magnitudes superiores a 7 kg/cm^2 . Esta situación propicia la descarga del

muro oriente, ya que como se ve en dicha tabla en ese muro los esfuerzos solo alcanzan 2.5 kg/cm^2 . Respecto a los esfuerzos cortantes estos son de poca magnitud, los mayores se encuentran en las mismas esquinas donde alcanzan 1 kg/cm^2 .

Fuerzas.- En la tabla 7 se presentan las fuerzas que actúan en cada uno de los muros; en términos generales las fuerzas de mayor magnitud se concentran en los del lado sur, y las de menor del lado oriente, esto último debido a los motivos expuestos en el párrafo anterior. En la Fig 48 se muestran las excentricidades con las que actúan las cargas; en la mayoría de los casos estas son de poca magnitud, aunque sobresale el caso del muro oriente que es donde se alcanza una excentricidad de 50 cm.

CUBO

Desplazamientos.- En la Fig 45 se presentan, de manera esquemática, los desplazamientos que experimenta la parte superior del cubo; se aprecia una tendencia general hacia el nororiente; en este caso, a diferencia de los anteriores, los desplazamientos manifiestan una cierta discrepancia, dado que mientras el muro sur se mueve 2.42 mm, el del lado norte solo se mueve 1.5 mm. Si bien es cierto que estas magnitudes son reducidas, se manifiestan desplazamientos relativos entre los muros, atribuyéndose a una combinación compleja entre el empuje radial que genera la bóveda sobre los muros, la descarga que éstos reciben de la torre y a la variación de sus espesores de los muros. Otro aspecto que llama la atención es que el movimiento tiene una componente franca hacia el nororiente, mientras en los cuerpos superiores, el movimiento principalmente es hacia el oriente; esto indica que entre el cubo y el resto de la estructura se produce un ligero efecto de torsión.

Esfuerzos.- En la tabla 10 se presentan los esfuerzos axiales y cortantes que actúan en los tres muros del cubo; los esfuerzos normales en el muro norte son de 6.2 kg/cm^2 , y en el muro sur son de 5.4 kg/cm^2 . Esta variación se atribuye a que del lado sur el área de la sección transversal del muro es mayor que en la del lado norte; en el

muro del lado poniente el esfuerzo tiene un valor de 4.72 kg/cm^2 . Respecto a los esfuerzos cortantes estos son de poca magnitud, ya que el valor máximo no excede de 0.3 kg/cm^2 .

Fuerzas.- Las fuerzas que actúan en los tres muros del cubo aparecen en la tabla 7; en el muro norte se genera una fuerza axial del orden de 2990 ton, y en el de lado poniente de 1021 ton y en el de lado sur de 3400 ton. Las fuerzas cortantes son más reducidas; en el mayor de los casos dicha fuerza solo representa el 4 por ciento de la fuerza axial. Además, en dicha tabla se puede notar que aproximadamente el 86 por ciento del peso total de la torre lo reciben los muros norte y sur del cubo.

Las excentricidades con las que se aplican las cargas en los muros poniente y sur son poco significativas, sobre todo en la dirección norte - sur; en el caso del muro norte la carga se transmite con una excentricidad mayor, alcanzandose un valor superior a 50 cm, donde dicho muro tiene un espesor del orden de 2 m (Fig 49).

4.1.2 Análisis considerando el efecto del desplomo

En este análisis los pesos de cada uno de los cuerpos no sufren modificación alguna; sin embargo, las excentricidades con la que se transmiten las masas de un cuerpo a otro desde el remate hacia la cimentación sufren modificaciones. En la tabla 20 se aprecian las excentricidades con las que se transmiten la carga en cada uno de los cuerpos; se aprecia que la mayor excentricidad se produce en la base del cubo; ahí la excentricidad en la dirección norte - sur es de 90 cm y la oriente - poniente es de 40 cm; esto implica que la excentricidad total entre el centroide y la fuerza resultante es de 98 cm.

En la Fig 50 aparece la configuración deformada de la estructura; en ella se aprecia que ante la acción del peso propio y del giro de 2.2 por ciento inducido en su base, la estructura sufre un desplazamiento relativo hacia el suroriente; dicho

desplazamiento resultó de 4 mm, lo cual solo representa el 50 por ciento del desplomo que se obtuvo en condiciones ideales; es decir, suponiendo un apoyo horizontal.

Un esquema que compara los desplazamientos relativos se presenta en la Fig 51, algunos de los aspecto principales que muestran esta figura son los siguiente:

En el inciso a) se muestran los desplazamiento que experimenta la estructura en la dirección norte - sur; se aprecia que ante la acción del peso propio, el desplazamiento se da hacia el norte, en la segunda condición el desplazamiento tiene una dirección opuesta.

En el inciso b) se puede ver que el desplazamiento relativo que se produjo por el giro en la base resultó del orden del 40 por ciento del que se generó considerando una base horizontal.

Finalmente en el inciso c) se aprecia que la deformación axial de toda la estructura es similar para ambas condiciones.

En las Figs 52, 53, 54 se presenta la distribución de esfuerzos que actúan en la estructura ante la condición de carga en cuestión. A continuación se describen los desplazamientos, los esfuerzos y las fuerzas que se presentan en los distintos cuerpos de la torre.

REMATE

Desplazamientos.- De acuerdo con los resultados, este elemento no manifiesta distorsión alguna, lo cual corrobora su gran rigidez.

Esfuerzos.- La campana trabaja como una bóveda; predominan las esfuerzos de compresión, y los máximos se encuentran en su cupulín; en el arranque de la bóveda, los esfuerzos son uniformes y alcanzan una magnitud de 1 kg/cm^2 como se muestra en la tabla 16; en la misma tabla se aprecia que los esfuerzos cortantes que actúan

en el plano horizontal en la zona de la base son despreciables. Como se puede ver los esfuerzos normales y cortantes no sufrieron ninguna alteración con respecto al análisis anterior. Probablemente, debido a ello, esta parte de la torre no ha mostrado daños estructurales a causa de los giros que se han producido en la cimentación a causa de los hundimientos diferenciales.

Fuerzas.- las fuerzas que se transmite en la base de este elemento son las mismas que las que se obtuvieron en le análisis anterior la diferencia estriba solo en una modificación ligera en la posición de la fuerza resultante, como se aprecia en la tabla 20.

SEGUNDO CUERPO

Desplazamientos.- En la Fig 55 aparecen indicados con un vector los desplazamientos relativos que experimentan los elementos de soporte en su parte superior producidos por la acción del peso propio; se aprecia un movimiento general hacia el suroriente cuya magnitud, en promedio, no excede de 0.5 mm. Aunque se tienen una dispersión notable en el desplazamiento de cada una de las columnas; dicha dispersión no se considera importante debido a la poca magnitud del movimiento.

Respecto al análisis anterior se puede decir que la tendencia general del movimiento relativo cambia del oriente hacia el suroriente. Además, en este caso los desplazamientos de las columnas exteriores tienen una magnitud aproximadamente dos veces mayor que los desplazamientos de las columnas interiores.

Esfuerzos.- Los esfuerzos que actúan en los diversos elementos de este cuerpo son de poca magnitud, los mayores actúan en la dirección vertical y no exceden de 4 kg/cm² como se aprecia en la tabla 16; en la misma tabla se observa que los esfuerzos cortantes que se producen en un plano horizontal no exceden de 0.2 kg/cm².

Estos resultados indican que en la acción del giro sobre el comportamiento de esta parte de la estructura no tiene mayor trascendencia, dado que no hay variación importante en la magnitud de los esfuerzos.

Fuerzas.- En la tabla 21 aparecen las fuerzas que actúan en cada una de las columnas de este cuerpo. Como se puede apreciar, estas fuerzas prácticamente no cambian de magnitud con respecto al análisis anterior. La Fig 59 muestra que las excentricidades con las que se aplican las cargas tampoco sufren una modificación notable.

PRIMER CUERPO

Desplazamientos.- En la Fig 56 también se representan con un vector los desplazamientos relativos que experimentan las columnas en su parte superior; se observa que en la dirección norte - sur dichos vectores divergen produciendo una ligera abertura en esta dirección, el movimiento de las columnas que se encuentran al norte tiene una tendencia hacia el nororiente, mientras que el lado sur el desplazamiento se manifiesta hacia el suroriente. En promedio, el desplazamiento lateral que experimenta este cuerpo es inferior a que se obtuvo en el análisis ante peso propio, dado que no excede de un milímetro, lo cual se atribuye al efecto del desplomo inicial que se consideró en este caso.

Al comparar los desplazamientos de este análisis con los que se obtuvieron en el análisis considerando la base horizontal (Fig 43), se observa una componente mayor hacia el sur y un movimiento menos uniforme de esta parte de la estructura.

Esfuerzos.- En las columnas los esfuerzos predominantes son de compresión, en promedio no exceden de 6 kg/cm^2 , como en el análisis anterior. Además, la distribución de esfuerzos en las columnas tiene poca dispersión como se aprecia en la tabla 17, donde se puede observar que el valor máximo se encuentra en la columna **P10** con un valor de 6.48 kg/cm^2 y el mínimo en la columna **P11** con un valor de 4.82

kg/cm². En la misma tabla también se puede ver que los esfuerzos cortantes son aun de menor magnitud; en promedio no exceden 0.2 kg/cm². Estos resultados indican que el giro inducido no produce un efecto notable en la respuesta estructural de esta parte de la torre.

En términos generales, los esfuerzos axiales resultaron 60 por ciento superiores a los que se obtuvieron en las columnas del segundo cuerpo. Sin embargo, se consideran que dichos esfuerzos son moderados considerando la capacidad de la mampostería con la que están construidas las columnas.

Fuerzas.- En la tabla 14 aparecen las fuerzas que actúan en las columnas; en general, la carga axial promedio es de 200 ton, es decir, 5 por ciento superiores a las que se obtuvieron en el análisis anterior. En la Fig 60 se observa que las cargas prácticamente se transmiten sin excentricidad, por ello, los momentos flexionante que actúan en las columnas son de poca magnitud como se puede observar en la tabla 14. Las fuerzas cortantes que actúan en las columnas son de poca magnitud, dado que no rebasan las 8 ton y existe fuerzas tan pequeñas como 0.2 ton.

SOTABANCO

Desplazamientos.- En la Fig 57 se representa de manera esquemática el desplazamiento relativo que experimenta esta parte de la torre. Los vectores que se emplean para ello indican un desplazamiento uniforme hacia el suroriente con un valor promedio inferior a un milímetro; también muestran una tendencia ligera de abertura de los muros, la cual se atribuye al empuje radial que genera la bóveda en la parte superior de estos.

Los desplazamientos relativos resultaron menores que los obtenidos en el análisis ante peso propio; esto se atribuye a la influencia del giro que se impuso hacia el surponiente.

Esfuerzos.- En la tabla 18 aparecen los esfuerzos axiales y cortantes que actúan en los muros de esta parte de la estructura, en donde se aprecia nuevamente que en las esquinas se concentran los esfuerzos axiales sobre todo en la surponiente. En dicha esquina los esfuerzos axiales se incrementan del orden del 10 por ciento con respecto a los que se obtuvieron en el análisis anterior; en el resto de la estructura los cambios de esfuerzo resultaron de menor importancia. Dichos cambios se atribuyen a la influencia del giro de la torre.

Respecto a los esfuerzos cortantes estos son de poca magnitud, y no sufren cambios significativos con respecto al análisis anterior. Como se aprecia en la tabla 18 los esfuerzos mayores se encuentran en las esquinas donde alcanzan 1 kg/cm^2 .

Fuerzas.- En la tabla 15 se presentan las fuerzas que actúan en cada uno de los muros; las fuerzas axiales de mayor magnitud se concentran en los del lado sur, y las de menor en el lado oriente. Estos resultados son similares a los que determinaron con el análisis considerando la base horizontal; esto nuevamente indica una influencia reducida del giro de la cimentación en la respuesta estructural.

En la Fig 61 se muestran las excentricidades con las que actúan las cargas; en la mayoría de los casos estas son de poca magnitud, aunque sobresale el caso del muro oriente que es donde se alcanza una excentricidad de 50 cm aproximadamente. Por consiguiente, se puede considerar que la posición de las cargas en los muros tampoco sufren una modificación mayor por el efecto del desplomo.

CUBO

Desplazamientos.- En la Fig 58 se presentan de manera esquemática los desplazamientos que experimentan la parte superior del cubo; se aprecia una tendencia general hacia el nororiente. En esta parte de la estructura, a diferencia de los anteriores, los desplazamientos manifiestan una cierta discrepancia, dado que mientras

el muro sur se mueve 1.44 mm, el del lado norte solo lo hace 0.76 mm. Si bien es cierto que estas magnitudes son reducidas, manifiestan desplazamientos relativos entre los muros; esto se atribuye a una combinación compleja entre el empuje radial que genera la bóveda sobre los muros, la descarga que estos reciben de la torre y a la variación de sus espesores de los muros.

Otro aspecto que llama la atención es que el movimiento tiene una componente franca hacia el nororiente, mientras que en los cuerpos superiores, el movimiento principal es hacia el suroriente. Esto indica que entre el cubo y el resto de la estructura se produce un efecto de torsión de poca magnitud; los resultados indican que el giro hacia el surponiente incrementó este efecto.

Esfuerzos.- En la tabla 18 se presentan los esfuerzos axiales y cortantes que actúan en los tres muros del cubo; los esfuerzos normales en el muro norte son de 5.8 kg/cm², y en el muro sur de 5.5 kg/cm². Esta variación se atribuye a que del lado sur el área de la sección transversal del muro es mayor que en la del lado norte; en el muro del lado poniente el esfuerzo tiene un valor de 5.05 kg/cm². Respecto a los esfuerzos cortantes estos son de poca magnitud, ya que el valor máximo no excede de 0.3 kg/cm².

En este caso, a pesar del ligero efecto de torsión que se comentó en el inciso anterior, el estado de esfuerzos no releva un cambio notable debido al efecto del giro.

Fuerzas.- Las fuerzas que actúan en cada uno de los muros aparecen en la tabla 15; en el muro la fuerza axial es del orden de 2792 ton, en el de lado poniente la fuerza es de 1094 ton y en el de lado sur de 3485 ton. Al comparar estos resultados con los que se obtuvieron en el análisis anterior, se observan que no se generan cambios en las fuerzas axiales superiores a un 7 por ciento.

Las fuerzas cortantes son del orden de 146 ton y también son similares a las que se

obtuvieron en el análisis anterior.

La influencia mayor del desplomo se refleja en la posición de las cargas que actúan en los muros de esta parte de la estructura, debido a que, como se puede observar en la Fig 62, las excentricidades varían hasta en un 20 por ciento; sin embargo, no se detecta ninguna situación indeseable en la respuesta estructural, debido a que dichas modificaciones propician una distribución uniforme de esfuerzos en las bases de los muros como se aprecia en la tabla 18.

4.2 HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES PRODUCIDOS POR LA SUBEXCAVACIÓN

4.2.1 Entre agosto de 1993 y diciembre de 1996

En este periodo la estructura de la Catedral experimentó un hundimiento diferencial hacia el nororiente de 66 cm, medido entre la torre surponiente y el ábside como se ilustra en la Fig 28. Con dicho hundimiento la torre giró en esa misma dirección alrededor de 0.5 por ciento como se ilustra en la Fig 63.

El análisis que se realizó tomando en cuenta este movimiento indica que el estado de esfuerzos en la estructura no sufre cambios notables.

En las Figs 64 a 67 se presentan los desplazamientos que sufren cada uno de los cuerpos; en términos generales se aprecia un movimiento uniforme hacia el nororiente similar al que se produce en su base, estos resultados indican que el movimiento se da como cuerpo rígido, como se ilustra en la Fig 68.

En la Fig 69 se comparan los desplomos medidos en el cubo de la torre a través del sistema de monitoreo manual con los obtenidos del análisis; se aprecia una estrecha correlación entre ambos resultados; la tabla que aparece en dicha figura indica que la mejor correlación se obtiene en el lado poniente, en donde la diferencia entre el desplomo medido y el calculado es inferior a 4 por ciento. Sin embargo, en el

lado opuesto la diferencias alcanzan hasta un 19 por ciento. En promedio dicha relación es del orden del 11 por ciento.

El desplazamiento producido en la parte más alta del remate se estima en aproximadamente 26.2 cm, lo cual coincide con el movimiento obtenido del análisis. Estos resultados indican que entre agosto de 1993 y diciembre de 1996 el desplomo total de la torre se ha reducido en aproximadamente 20 por ciento.

4.2.2 Entre marzo de 1996 y diciembre del mismo año

El movimiento de la estructura inducida por la subexcavación se registró con un sistema de monitoreo continuo. Dicho sistema mide el desplazamiento entre la base del remate y el extrados de la bóveda del cubo. Para verificar la bondad del modelo en un periodo más corto se consideró conveniente evaluar de manera analítica la respuesta de la estructura durante este periodo. Así los desplazamiento obtenidos del análisis se compararon con el sistema de monitoreo continuo y con las mediciones del sistema de monitoreo manual. Los resultados obtenidos aparecen en la Fig 70; en ella se puede ver una correlación satisfactoria entre la magnitud de los desplazamientos obtenidos de manera analítica y los medidos en la estructura, aunque existe una discrepancia en la dirección en la que se da el desplazamiento. En términos generales, los desplazamiento medidos en el cubo indican una mayor componente hacia el oriente que los obtenidos de manera analítica. En la parte superior de la estructura se logra una mejor correlación de los resultado analíticos y medidos tanto en la magnitud como en la dirección. Estos resultados reflejan el efecto de la torsión que se da entre el cubo y el resto de la estructura.

4.2.3 Entre Octubre de 1991 y diciembre de 1996

Los movimientos en la estructura de la Catedral se empiezan a inducir desde el inicio de los trabajos que se realizaron para construir las lumbreras. En aquel entonces

el programa de monitoreo solo contemplaba la medición de los hundimientos que se producían a nivel de feligresía, por lo que se desconoce la respuesta estructural entre octubre de 1991 y agosto de 1992, cuando se incorporan al programa de monitoreo otras mediciones que permite evaluar dicha respuesta.

En la Fig 71 se comparan los hundimientos producidos en los ejes A y 12 en los tres periodos, incluyendo este. En la dirección norte - sur el giro producido entre agosto de 1993 y diciembre 1996 es mayor al que se produjo entre octubre de 1991 y diciembre de 1996, esto indica que entre octubre de 1991 y agosto de 1993 la cimentación de la estructura giro hacia el sur. En la dirección oriente - poniente el giro de la cimentación resultó mayor en el periodo de octubre de 1991 a diciembre de 1996.

El cambio de verticalidad de la torre producido por la subexcavación en este periodo se presenta en la Fig 72, donde se aprecia que la torre logra un incremento ligero en la corrección de su verticalidad entre octubre de 1991 y agosto 1993. En la tabla que aparece en dicha figura se presenta la relación que existe entre el cambio de desplomo producido en el cubo en los periodos mencionados; en ella se ve que en el periodo en cuestión el desplomo no cambia más del 2 por ciento y la dirección tienen una componente mayor hacia el nororiental respecto a la dirección obtenida en el caso anterior la actual difiere alrededor del 10 por ciento de ésta.

4.3 EVALUACIÓN DE ESFUERZOS EMPLEANDO LA TÉCNICA DE GATO PLANO

En la Fig 35 aparecen los esfuerzos medidos mediante la técnica de gatos planos en varios puntos de la estructura; en el muro de la fachada principal de la torre, los esfuerzos resultaron de 10.8 y 9 kg/cm² en los extremos oriente y poniente, respectivamente. En la esquina norponiente no se registro ningún esfuerzo.

En la tabla 21 se comparan los esfuerzos medidos con esta técnica y los que

resultaron del análisis considerando el desplomo de 2.2 por ciento; en términos generales se aprecia que en el muro de la fachada sur los esfuerzos medidos en el sitio son superiores a los obtenidos de manera analítica; el caso más notable se da en la esquina surponiente donde el esfuerzo medido en ese punto resultó cerca de tres veces superior al obtenido de manera analítica.

La diferencia en la magnitud de los esfuerzos en la zona sur se atribuye, fundamentalmente, a que las mediciones se realizaron sobre la cantera, y no sobre la mampostería, dado que, no existe una compatibilidad de deformaciones entre ambos materiales. Esto propicia que la cantera por tener una mayor rigidez tome un esfuerzo superior al de la mampostería.

En el caso de la prueba M59 la falta de esfuerzo se puede atribuir a diversas causas. Sin embargo, probablemente se debe al defecto constructivo en la colocación de la chapa de cantera no se encuentra bien adherida a la mampostería.

4.4 PROPIEDADES DINÁMICAS

Para evaluar la bondad del modelo analítico se determinaron sus propiedades dinámicas y éstas se compararon con los resultados de las pruebas de vibración ambiental que aparecen en la Ref 10.

En la Fig 73 se presentan las cinco primeras formas modales que resultaron del análisis; se aprecia que los dos primeros modos son de flexión en la dirección oriente - poniente y norte - sur, respectivamente. La tercera forma modal es exclusivamente de torsión y las otras dos es una combinación de ambos efectos. En la misma figura aparecen los periodos asociados a cada configuración modal.

En la tabla 22 se comparan los periodos obtenidos con el modelo, y los medidos mediante la prueba de vibración ambiental; en términos generales los resultados

analíticos muestran una estrecha correlación con los experimentales, dado que las diferencias en ambos resultados no son mayores a un 10 por ciento.

**CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES**

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La construcción de la torre resultó una obra excepcional dado que además de haber constituido uno de los mejores proyectos de la época colonial resultó una obra limpia debido a que no requirió gasto imprevistos ni pérdidas humanas.

Destacó la habilidad de los constructores para transportar los materiales que se emplearon en su construcción y sobre todo para instalar varias de sus pesadas campanas

Los ajustes que se pueden observar en las hiladas de la cantera y los levantamientos que se han realizado de su geometría, indican que la estructura sufrió hundimientos diferenciales durante la construcción y que fue necesario corregir la elevación de los elementos de soporte para lograr nivelar los remates de cada uno de los cuerpos. En particular llama la atención los ajustes que se realizaron en la hiladas del muro poniente, dado que indican que al inicio de la construcción el cubo giro hacia el norte y actualmente éste se encuentra desplomado hacia el sur.

Durante la construcción se presentaron problemas estructurales en la bóveda del cubo y en los muros que forman la esquina norponiente debido a los hundimientos diferenciales que se produjeron en la cimentación.

Para 1991 el desplomo hacia el surponiente de la torre era superior al 2.2 por ciento, a pesar de esta magnitud no manifiesta daños estructurales ni intervenciones para mantener su integridad. Las referencias consultadas no indican que se hayan producido daños en el pasado, después de haber corregido los problemas que se presentaron en el cubo.

De acuerdo con la información recabada y con los análisis realizados, se tiene que la estructura mide 58.2 m a partir del nivel de feligresía hasta la parte alta del remate, su peso es de 7370 ton hasta el nivel de feligresía y de 8886.7 ton tomando en cuenta la cimentación, y su base tiene una área de 274 m², por lo que la presión de contacto en el terreno de apoyo es de superior a 30 ton/m².

Ante la acción del peso propio, los análisis indican una excelente concepción estructural de la torre, debido a que los esfuerzos que se generan en los diversos elementos estructurales son de poca magnitud; en la mayoría de los casos no exceden de 6 kg/cm² y solo en algunos sitios se alcanzan esfuerzos del orden de 8 kg/cm². Además, las excentricidades en las bases de las columnas son de poca magnitud, por lo que se puede considerar que las cargas se transmiten prácticamente de manera axial.

El peso del cubo es de 3570 ton esto representa aproximadamente el 50 por ciento del peso de la superestructura; por consiguiente la geometría y la distribución de masas propicia que el centro de gravedad de la estructura en elevación se localice en la zona del cubo. Esto resulta benéfico en el comportamiento estructural tanto ante hundimientos diferenciales, como ante la acción de las cargas laterales producidas por el sismo, dado que se atenúa el problema de volteo.

Se considera que los resultados obtenidos en este trabajo servirán de apoyo para revisar la capacidad de la cimentación.

Los pilotes que instalaron en 1972 tuvieron diversos problemas constructivos por lo que no todos lograron desarrollar su capacidad de diseño. Se estima que su capacidad actual es del orden de 3000 ton, lo cual solo representa alrededor del 30 por ciento del peso total.

De acuerdo con los resultados del análisis entre agosto de 1993 y diciembre de 1996 la torre redujo su desplomo alrededor del 20 por ciento, esto implica que durante este periodo el extremo superior del remate se desplazó hacia el nororiente del orden de 26.5 cm con respecto al nivel de feligresía y entre octubre de 1991 a diciembre de 1996 el desplazamiento resultó de 26 cm; esto indica que aunque este último periodo es más amplio la torre prácticamente no se movió antes de que empezara la extracción del suelo.

Los resultados del análisis indican, que el desplomo hacia el surponiente que la torre tenía en 1991, no modificó de manera substancial el comportamiento de la estructura.

Durante el proceso de subexcavación la torre ha manifestado un excelente comportamiento estructural, sin embargo, llama la atención la presencia de una grieta vertical en el muro del sotabanco; desafortunadamente la fecha en que se originó dicha grieta no se tiene registrada. Probablemente ésta se atribuye a una ligera abertura del arco de la capilla producida por un asentamiento diferencial en su cimentación. Durante el proceso de subexcavación solo se ha detectado una ligera abertura del arco de la capilla que no rebasa un milímetro.

Se sugiere que se preste atención especial en la zona de unión entre el sotabanco y el cubo debido al efecto de torsión que se detectó entre ambos cuerpos.

De los resultados obtenidos de los análisis se observó que los esfuerzos de mayor magnitud se localizan en la parte interior de los muros que forman la capilla de los ángeles y arcángeles, así como en las columnas centrales del primer cuerpo, y en el la esquina suroriente del sotabanco. Por consiguiente se recomienda realizar una nueva campaña de pruebas de gato plano para corroborar dichos resultados y sobre todo para determinar que no existan concentraciones de esfuerzos.

Las pruebas de gato plano constituyen una herramienta útil para conocer el estados de esfuerzos real en algunos puntos de la estructura. Sus resultados permiten verificar la bondad de los modelos analíticos y sobre todo identificar detalles constructivos que influyen en la respuesta de la estructura, y que muchas veces no se detecta con los modelos analíticos.

Los periodos de los modos principales de la estructura obtenidos de manera analítica resultaron coherentes con los obtenidos mediante una prueba de vibración ambiental; esto parece indicar que los efectos de interacción suelo - estructura son poco relevante en la respuesta sísmica. Sin embargo, sería deseable poder instrumentar la estructura mediante acelerógrafos para estudiar la interacción ante una excitación sísmica superior a la de vibración ambiental.

De acuerdo con la coherencia que se encontró entre los resultados analíticos y los medidos en el sitio, se puede considerar que el modelo analítico constituye una herramienta útil y confiable para evaluar la respuesta de la estructura ante hundimientos diferenciales impuestos en su base.

RECONOCIMIENTOS

RECONOCIMIENTOS

El autor del presente trabajo agradece en primera instancia a la Universidad Nacional Autónoma de México, en especial a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Campus Acatlán por la educación y la formación profesional recibidas.

Gracias al Instituto de Ingeniería de la UNAM, que otorgó todas las facilidades y el apoyo necesario para la elaboración de este trabajo.

Un reconocimiento especial al Ingeniero Abraham Roberto Sánchez, persona que supo atinadamente dirigir esta tesis, aportando ideas invaluable durante la elaboración de este trabajo, así como, ilustrar los cambios importantes así requeridos.

Por último, mis agradecimientos a todas las personas que participan directa o indirectamente en el Instituto de Ingeniería y en el Proyecto de la Rehabilitación de la Catedral de la Ciudad de México para la elaboración de este trabajo.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. **Ortiz Monasterio, M.** 1er edición. "Estudios de la Recimentación de la Catedral y el Cálculo del Refuerzo EF-67". 1er edición. Comisión Técnica de la Catedral, México, 1929.
2. **SEDUE.** "Estudios de las Cimentaciones de la Catedral y el Sagrario Metropolitanos de la Ciudad de México". 1er edición. Talleres gráficos de la Nación, México, 1990.
3. **Toussaint, M.** " La Catedral de México y el Sagrario Metropolitano". 1er edición. Archivo General de la Nación, México, 1988.
4. **Zavala, S.** "El Traslado del Culto de la Antigua a la Nueva Catedral de México". 1er edición. Archivo General de la Nación, México, 1988.
5. **Peña M., Fernando.** "Comportamiento Estructural de la Catedral de la Ciudad de México Ante Hundimientos Diferenciales". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlan, UNAM, México, 1995.
6. **Madinaveitia J., Miguel.** "Resistencia a Cargas Verticales de Muros Fabricados con Materiales Usuales". Informe del instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1970.

7. **Wilson, E. "SAP90-Series of Computer Programs for the Finite Element Analysis of Structures. User's Manual". Unica edición. Berkeley C.A., 1989.**
8. **Meli P., Roberto. "Propiedades Mecánicas de la Mampostería Utilizada en las Construcciones de los Monumentos Históricos de la Ciudad de México". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1991.**
9. **Serrano M., Rene. "Interpretación del Comportamiento Estructural de la Catedral de la Ciudad de México Observado al Inicio del Proceso de Restauración". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán, UNAM, México, 1995**
10. **Fundación Javier Barros Sierra. "Estudios Sismográficos con Base en Mediciones de Aparatos Digitales Acelerográficos en la Catedral Metropolitana". Informe de la Fundación Barros Sierra para el Centro de Instrumentación y Registro sísmico, México, 1991.**
11. **Rodríguez G., Gerardo. "Propiedades Dinámicas de un Edificio de Planta Irregular". Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1991.**

TABLAS

Tabla 1. Distribución de los pilotes en las Torres

Tipo de Pilote	Torre Poniente		Torre Oriente	
	No. de pilotes	porcentaje	No. de pilotes	porcentaje
Pilotes cortos ó de fricción	10	22.2	18	52.9
Pilotes inclinados ó rotos	14	31.1	15	44.1
Pilotes de punta	21	46.7	1	2.9
Suma	45	100	34	100

Tabla 2. Resultados de los ensayos obtenidos

Ensaye	f_m kg/cm ²	$V_{m\acute{a}x}$ kg/cm ²	E_m kg/cm ²	μ	$\gamma V_{m\acute{a}x}$	$G_{m\acute{a}x}$ kg/cm ²
1		4.651			0.0069	674
2		8.210			0.0012	6733
3	38.5		19190	0.0902		
4	38.1		32352	0.1930		
5	29.6		12169	0.4095		
6	24.0					

Tabla 3. Propiedades de los materiales a utilizarse en el modelo

Material de la:	E (ton/m ²)	μ	Peso volumétrico (ton/m ³)
Cimentación	350000	0.231	1.6
Bóvedas, primer cuerpo y sotabanco	100000*	0.000	1.500
Elementos restantes	212370	0.15	1.6

* Ref 6

Tabla 4. Geometría y secciones equivalentes para la definición de la columnas de la torre.

Segundo Cuerpo								
Elemento	Sección	Geometría	Área (m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	Rela. de Áreas	Rela. de Iner. I _x	Rela. de Iner. I _y
Pilestra Exteriores	Real		3.005	0.744	0.836	0.998	1.164	1.036
	Modelo		3.000	0.866	0.866			
Primer Cuerpo								
Columnas de Esquina	Real		4.450	1.756	1.497	1.006	0.983	1.054
	Modelo		4.475	1.726	1.577			
Columnas Centrales	Real		3.200	1.318	0.560	1.006	1.010	0.939
	Modelo		3.220	1.331	0.526			

Tabla 5. Fuerzas y momentos de algunos elementos del remate y segundo cuerpo generados por el peso propio

Cuerpo de la torre	Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
Remate	Campana	256.74	22.39	16.55	-0.006	-1.060
Segundo Cuerpo	NE	92.55	-1.62	-3.57	-7.87	-2.13
	NO	91.70	1.40	-3.43	-6.14	-4.58
	SE	91.75	-1.42	3.54	6.79	-1.65
	SO	92.68	1.68	3.70	12.42	-2.87
	S1	46.24	1.15	-1.10	-2.27	-2.87
	S2	61.78	-0.39	0.91	3.21	2.10
	S3	45.78	-1.36	1.36	3.30	2.79
	S4	45.70	1.39	1.35	2.83	-2.79
	S5	61.56	0.38	0.83	3.32	1.17
	S6	46.11	-1.14	-1.24	-2.67	2.72
	S7	46.27	-1.13	1.05	2.04	2.78
	S8	61.94	0.45	-0.95	-3.34	1.05
S9	45.95	1.40	-1.35	-3.40	-2.85	
S10	45.85	-1.47	-1.35	-3.35	3.07	
S11	61.64	-0.46	-0.92	-3.27	-1.29	
S12	46.12	1.14	1.17	-2.40	-2.77	

Tabla 6. Fuerzas y momentos de algunos elementos del primer cuerpo generados por el peso propio

Primer cuerpo					
Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
P1	197.67	2.19	5.92	11.07	-0.79
P2	213.92	2.29	3.22	-4.28	2.78
P3	192.86	1.40	1.98	-0.77	-0.96
P4	194.14	-1.15	2.07	0.00	0.00
P5	210.65	-0.36	5.44	2.11	-5.06
P6	191.79	-3.32	6.06	10.55	4.22
P7	192.23	-2.82	-6.68	-11.53	1.92
P8	212.43	0.58	-5.92	-2.97	-8.07
P9	197.59	-0.61	-2.33	0.00	0.00
P10	195.69	0.42	-2.02	0.78	0.98
P11	204.45	-0.58	-3.80	0.00	8.38
P12	193.61	1.97	-3.95	-5.23	0.00

Tabla 7. Fuerzas y momentos de algunos elementos del sotabanco y cubo generados por el peso propio

Cuerpo de la torre	Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
Sotabanco	CNE	284.24	-14.52	-46.52	-91.24	55.99
	CNO	243.71	2.76	-26.15	-46.79	8.04
	CSE	304.89	-2.46	47.66	91.16	17.68
	CSO	254.97	-8.63	27.41	51.76	31.87
	MSE	484.96	-75.51	22.14	83.41	246.85
	MSN	713.62	48.05	-66.33	-129.88	-162.70
	MSO	599.80	34.56	2.64	69.58	-25.79
	MSS	655.01	24.12	34.82	-64.19	-40.61
Cubo	MN	2949.45	48.02	-118.11	-1585	-1365.6
	ME	1021.33	-9.75	-31.21	38.81	100.09
	MS	3399.23	-38.27	149.32	271.94	2447.44

Tabla 8. Esfuerzos de algunos elementos del remate y segundo cuerpo generados por el peso propio

Cuerpo de la torre	Elemento	Área (m ²)	σ , (kg/cm ²)	$r_{N.S}$ (kg/cm ²)	$r_{E.W}$ (kg/cm ²)
Remate	Campana	23.92	1.07	0.09	0.07
Segundo Cuerpo	NE	2.540	3.64	-0.06	-0.14
	NO	2.540	3.61	0.06	-0.14
	SE	2.540	3.61	-0.06	0.14
	SO	2.540	3.65	0.07	0.15
	S1	1.390	3.33	0.08	-0.08
	S2	1.840	3.36	-0.02	0.05
	S3	1.390	3.29	-0.10	0.10
	S4	1.390	3.29	0.10	0.10
	S5	1.840	3.35	0.02	0.05
	S6	1.390	3.32	-0.08	-0.09
	S7	1.390	3.33	-0.08	0.08
	S8	1.840	3.37	0.02	-0.05
S9	1.390	3.31	0.10	-0.10	
S10	1.390	3.30	-0.11	-0.10	
S11	1.840	3.35	-0.02	-0.05	
S12	1.390	3.32	0.08	0.08	

Tabla 9. Esfuerzos de algunos elementos del primer cuerpo generados por el peso propio

Primer cuerpo				
Elemento	Área (m ²)	σ_x (kg/cm ²)	$\tau_{N.S}$ (kg/cm ²)	$\tau_{E.W}$ (kg/cm ²)
P1	3.020	6.55	0.07	0.20
P2	4.250	5.03	0.05	0.08
P3	3.020	6.39	0.05	0.07
P4	3.020	6.43	-0.04	0.07
P5	4.250	4.96	-0.01	0.13
P6	3.020	6.35	-0.11	0.20
P7	3.020	6.37	-0.09	-0.22
P8	4.250	5.00	0.01	-0.14
P9	3.020	6.54	-0.02	-0.08
P10	3.020	6.48	0.01	-0.07
P11	4.250	4.81	-0.01	-0.09
P12	3.020	6.41	0.07	-0.13

Tabla 10. Esfuerzos de algunos elementos del sotabanco y el cubo generado por el peso propio

Cuerpo de la torre	Elemento	Área (m ²)	σ , (kg/cm ²)	τ_{N-S} (kg/cm ²)	τ_{E-W} (kg/cm ²)
Sotabanco	CNE	4.250	6.69	-0.34	-1.09
	CNO	4.250	5.73	0.06	-0.62
	CSE	4.250	7.17	-0.06	1.12
	CSO	4.250	6.00	-0.20	0.64
	MSE	19.480	2.49	-0.39	0.11
	MSN	16.100	4.43	0.30	-0.41
	MSO	13.205	4.54	0.26	0.02
	MSS	16.100	4.07	0.15	0.22
Cubo	MN	47.890	6.16	0.10	-0.25
	ME	21.650	4.72	-0.05	-0.14
	MS	62.880	5.41	-0.06	0.24

Tabla 11. Desplazamientos de la Torre por peso propio

Cuerpo	Desplazamiento Dir N-S (mm)	Desplazamiento Dir E-W (mm)	Desplazamiento Vertical (mm)
Remate	-2.28	9.98	-9.92
Segundo cuerpo	-2.03	7.78	-9.40
Primer cuerpo	-1.75	5.27	-8.09
Sotabanco	-1.47	2.79	-5.98
Cubo	-1.38	1.49	-4.62
Cimentación	-0.003	0.004	-0.476

Tabla 12. Excentricidades generales de cada uno de los cuerpos de la Torre

Cuerpo	Excentricidad Dir N-S (x) (m)	Excentricidad Dir E-W (y) (m)
Remate	0.00	0.00
Primer cuerpo	0.00	0.00
Segundo cuerpo	0.00	0.00
Sotabanco	-0.00	0.03
Cubo	-0.62	0.74
Cimentación	-0.59	0.72

Tabla 13. Fuerzas y momentos de algunos elementos del remate y segundo cuerpo generados por la acción del giro en su base

Cuerpo de la torre	Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
Remate	Campana	256.72	24.34	17.82	-20.011	-18.871
Segundo Cuerpo	NE	87.74	-1.59	-3.79	-5.00	-6.58
	NO	92.26	1.96	-2.89	1.29	-9.32
	SE	91.32	-0.85	4.12	14.34	-8.95
	SO	97.39	1.52	3.33	15.97	-7.11
	S1	48.60	0.58	-1.22	-1.17	-3.55
	S2	64.65	-1.07	0.13	3.75	2.20
	S3	47.69	-1.36	0.85	3.72	1.05
	S4	47.25	1.82	1.07	3.73	-5.15
	S5	61.14	0.92	1.67	6.73	-1.96
	S6	43.83	-1.47	-0.70	-0.13	2.10
	S7	43.84	-1.61	1.01	3.38	2.24
	S8	58.95	-0.14	-1.65	-2.95	0.35
S9	44.04	1.48	-1.82	-2.91	-4.40	
S10	44.35	-0.97	-1.60	-2.75	0.67	
S11	62.18	0.06	-0.12	0.62	-4.48	
S12	48.38	0.74	1.63	4.84	-3.68	

Tabla 14. Fuerzas y momentos de algunos elementos del primer cuerpo generados por la acción del giro en su base

Primer Cuerpo					
Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
P1	210.00	0.17	6.32	17.22	-5.88
P2	235.81	1.92	1.88	-0.71	-4.01
P3	202.13	2.00	0.46	3.44	-10.51
P4	199.64	0.27	-0.28	25.95	-8.58
P5	207.88	1.11	7.44	11.64	-15.18
P6	183.79	-5.51	7.86	20.22	0.74
P7	180.03	-4.29	-5.45	-4.32	-2.34
P8	189.28	0.73	-6.14	0.57	-13.63
P9	187.42	0.44	-3.58	3.75	-9.56
P10	189.92	2.28	-4.23	2.09	-8.74
P11	208.81	1.38	-1.78	9.81	-2.51
P12	202.29	-0.50	-2.50	2.63	-3.03

Tabla 15. Fuerzas y momentos de algunos elementos del sotabanco y cubo generados por la acción del giro en su base

Cuerpo de la torre	Elemento	Fuerza Normal (ton)	Fuerza Dir N-S (ton)	Fuerza Dir E-W (ton)	Momento Dir N-S (ton-m)	Momento Dir E-W (ton-m)
Sotabanco	CNE	249.32	-13.66	-45.86	-81.28	43.38
	CNO	220.79	-5.92	-21.68	-35.77	1.77
	CSE	300.25	-3.72	44.47	91.28	10.51
	CSO	281.30	-10.58	24.81	57.95	28.13
	MSE	455.29	-78.50	35.64	170.73	229.01
	MSN	681.52	54.68	-73.19	-121.31	-218.08
	MSO	643.80	25.12	9.46	139.70	-34.12
Cubo	MSS	680.55	32.59	26.37	-69.42	-112.97
	MN	2791.74	47.50	-132.83	-1479.6	-2046.3
	ME	1093.63	-21.08	-13.27	-1.42	1.29
	MS	3484.63	-26.41	146.10	-1.36	0.95

Tabla 16. Esfuerzos de algunos elementos del remate y segundo cuerpo generados por la acción del giro en su base

Cuerpo de la torre	Elemento	Área (cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	$\tau_{N.S}$ (kg/cm ²)	$\tau_{E.W}$ (kg/cm ²)
Remate	Campana	23.92	1.07	0.10	0.07
Segundo Cuerpo	NE	2.540	3.45	-0.06	-0.15
	NO	2.540	3.63	0.08	-0.11
	SE	2.540	3.60	-0.03	0.16
	SO	2.540	3.83	0.06	0.13
	S1	1.390	3.50	0.04	-0.09
	S2	1.840	3.51	-0.06	0.01
	S3	1.390	3.43	-0.10	0.06
	S4	1.390	3.40	0.13	0.08
	S5	1.840	3.32	0.05	0.09
	S6	1.390	3.15	-0.11	-0.05
	S7	1.390	3.15	-0.12	0.07
	S8	1.840	3.20	-0.01	-0.09
S9	1.390	3.17	0.11	-0.13	
S10	1.390	3.19	-0.07	-0.12	
S11	1.840	3.38	0.00	-0.01	
S12	1.390	3.48	0.05	0.12	

Tabla 17. Esfuerzos de algunos elementos del primer cuerpo generados por la acción del giro en su base

Primer Cuerpo				
Elemento	Área (cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	τ_{x-s} (kg/cm ²)	τ_{z-w} (kg/cm ²)
P1	3.020	6.95	0.01	0.21
P2	4.250	5.55	0.05	0.04
P3	3.020	6.69	0.07	0.02
P4	3.020	6.61	0.01	-0.01
P5	4.250	4.89	0.03	0.18
P6	3.020	6.09	-0.18	0.26
P7	3.020	5.96	-0.14	-0.18
P8	4.250	4.45	0.02	-0.14
P9	3.020	6.21	0.01	-0.12
P10	3.020	6.29	0.08	-0.14
P11	4.250	4.91	0.03	-0.04
P12	3.020	6.70	-0.02	-0.08

Tabla 18. Esfuerzos de algunos elementos del sotabanco y cubo generados por la acción del giro en su base

Cuerpo de la torre	Elemento	Área (cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	T_{N-S} (kg/cm ²)	T_{E-W} (kg/cm ²)
Sotabanco	CNE	4.250	5.87	-0.32	-1.08
	CNO	4.250	5.19	-0.14	-0.51
	CSE	4.250	7.06	-0.09	1.05
	CSO	4.250	6.62	-0.25	0.58
	MSE	19.480	2.34	-0.40	0.18
	MSN	16.100	4.23	0.34	-0.45
	MSO	13.205	4.88	0.19	0.07
	MSS	16.100	4.23	0.20	0.16
Cubo	MN	47.890	5.83	0.10	-0.28
	ME	21.650	5.05	-0.10	-0.06
	MS	62.880	5.54	-0.04	0.23

Tabla 19. Desplazamientos relativos de la torre generados por el giro inducido en su base

Cuerpo	Desplazamiento Dir N-S (mm)	Desplazamiento Dir E-W (mm)	Desplazamiento Vertical (mm)
Remate	0.91	4.13	-9.77
Segundo cuerpo	0.50	3.28	-9.25
Primer cuerpo	-0.07	2.38	-7.96
Sotabanco	-0.57	1.38	-5.86
Cubo	-0.79	0.70	-4.53
Cimentación	-0.002	-0.02	-0.48

Tabla 20. Excentricidades generales de cada uno de los cuerpos de la generados po el giro inducido en su base

Cuerpo	Excentricidad Dir N-S (m)	Excentricidad Dir E-W (m)
Remate	-0.07	-0.08
Segundo cuerpo	-0.14	-0.15
Primer cuerpo	-0.20	-0.23
Sotabanco	-0.23	-0.22
Cubo	-0.91	0.41
Cimentación	-0.90	0.39

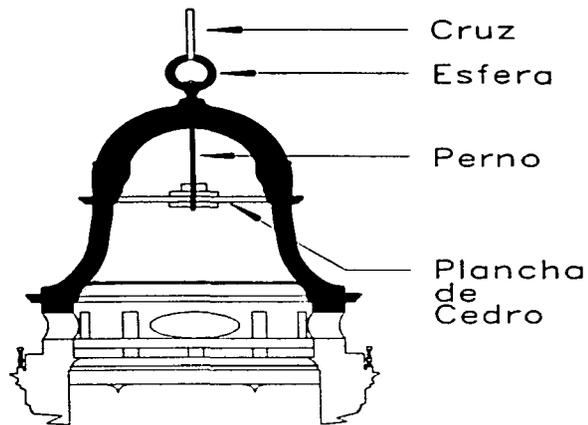
Tabla 21. Comparacion de los resultado obtenidos de los gatos planos y los resultados del modelo

Método	Punto		
	M56 (kg/cm ²)	M57 (kg/cm ²)	M59 (kg/cm ²)
Gatos planos	10.8	9.0	Descarga
Modelo	6.6	3.3	6.6

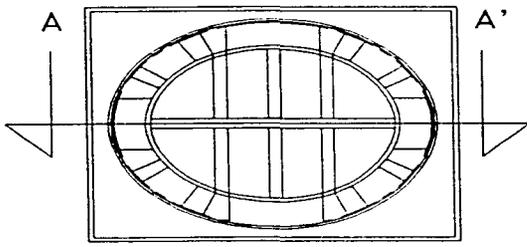
Tabla 22. Comparación de los periodos fundamentales de la estructura

Ensaye	Modelo analítico			Vibración ambiental		
	Modo	periodo	Despla.	Modo	periodo	Despla.
1	1	0.86	flexión	1	0.80	Flexión
2	5	0.26	Flexotorsión	2	0.25	Flexión

FIGURAS



Corte A - A'



Planta

Fig 1 Sistema de sujeción de la esfera en el remate de la torre oriente

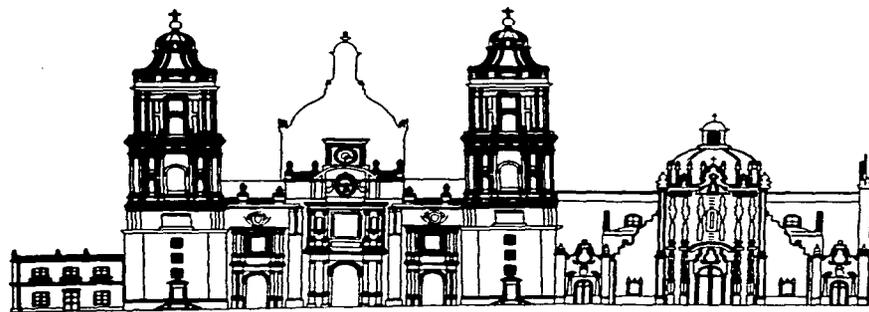
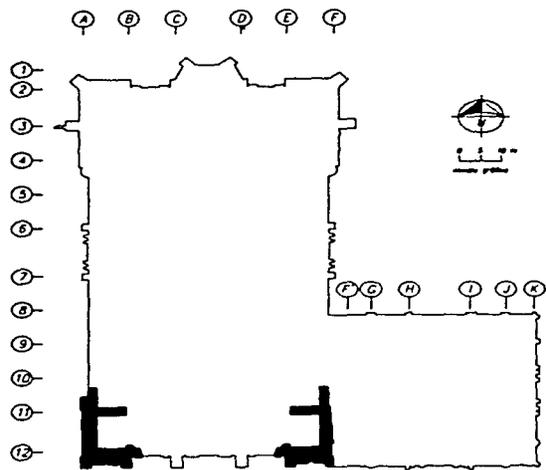
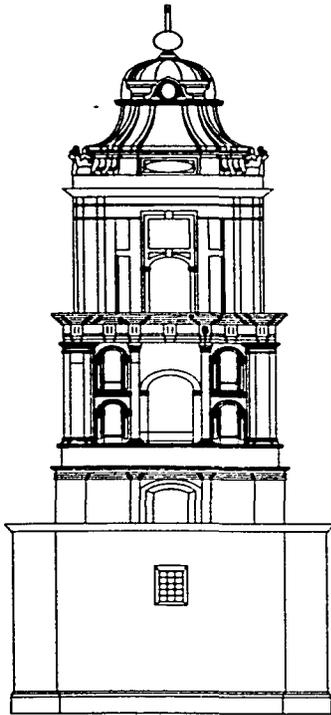
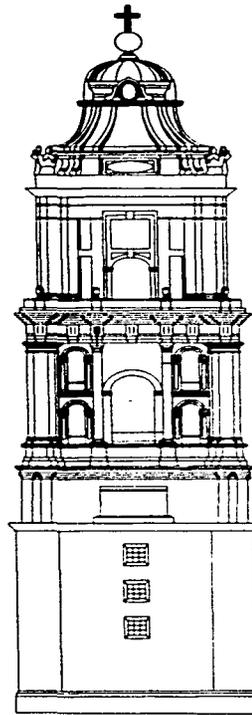


Fig 2 Localización de las torres en la Catedral



Fachada Oeste



Fachada Sur



Fig 3 Fachada principal y lateral de la torre poniente

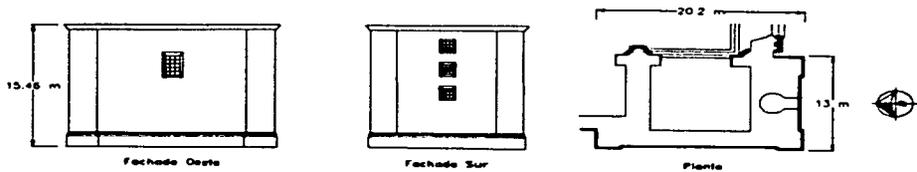


Fig 4 Vistas principales del Cubo

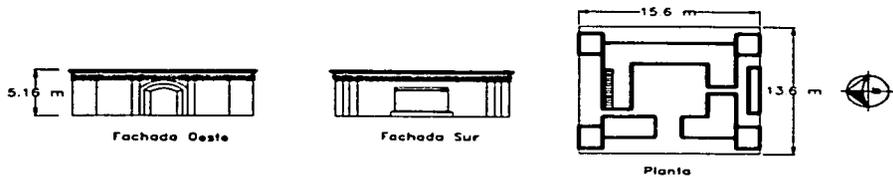


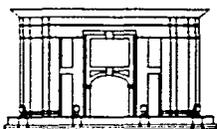
Fig 5 Vistas principales del Sotabanco



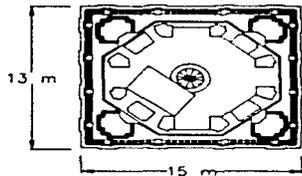
Fig 6 Vistas principales del Segundo cuerpo



Fachada Oeste



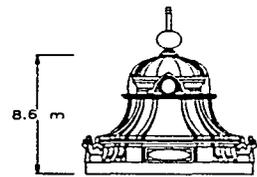
Fachada Sur



Planta



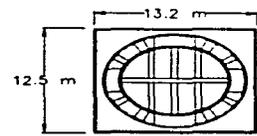
Fig 7 Vistas principales del Segundo cuerpo



Fachada Oeste



Fachada Sur



Planta



Fig 8 Vistas principales del Remate

TORRE PONIENTE

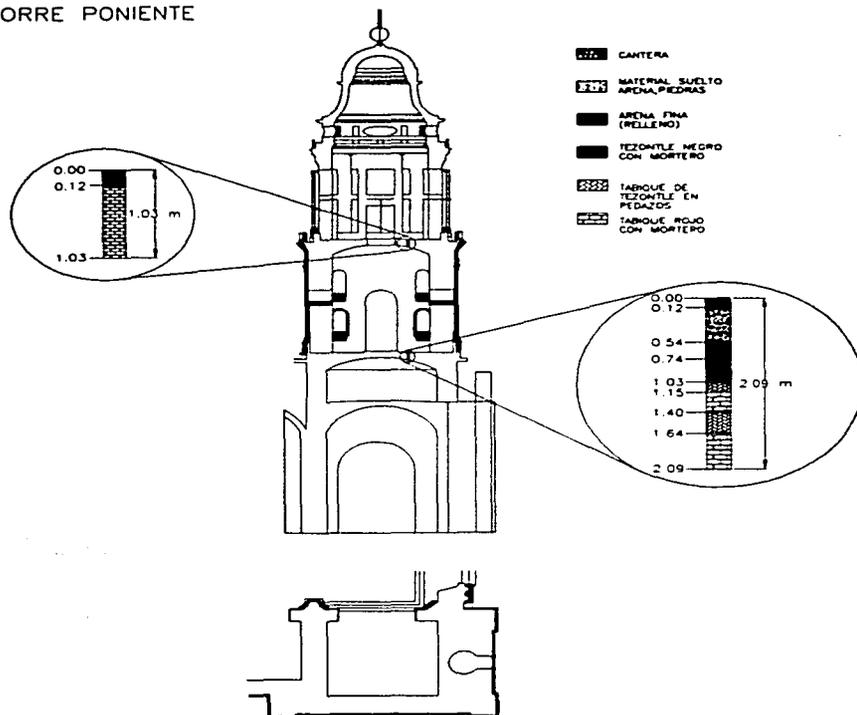


Fig 9 Diagrama esquemático de la constitución de las bóvedas del segundo cuerpo y sotabanco de la torre poniente

TORRE ORIENTE

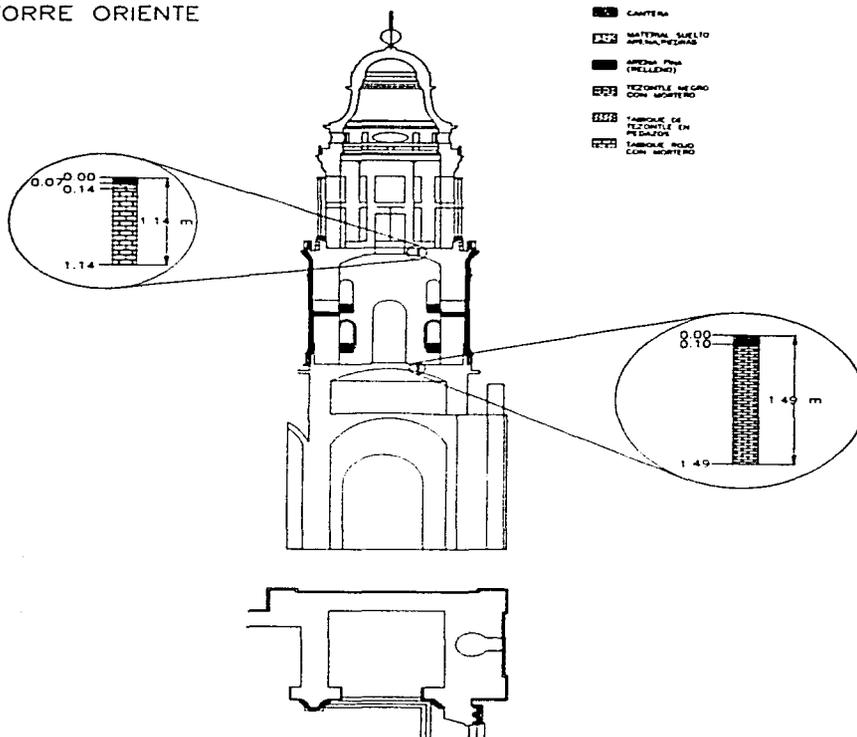
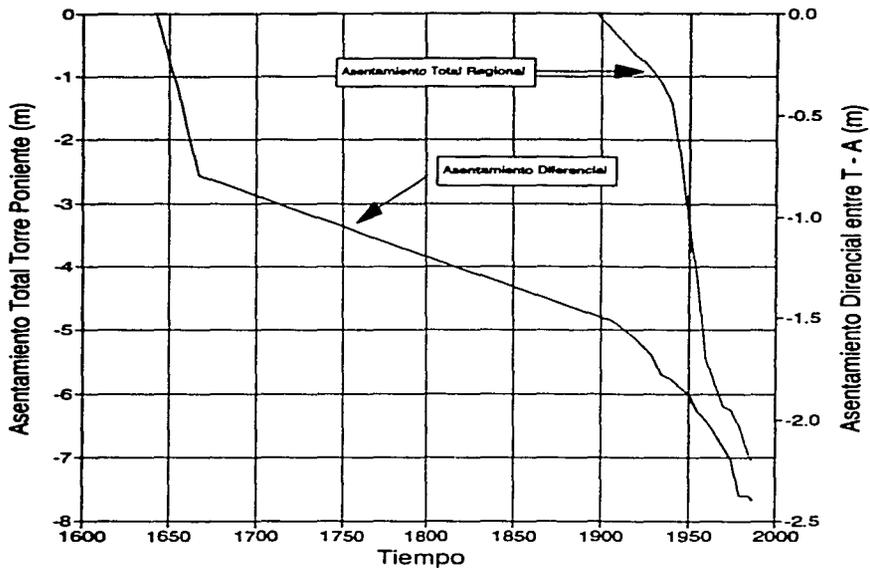


Fig 10

Diagrama esquemático de la constitución de las bóvedas del segundo cuerpo y sotabanco de la torre oriente



EVOLUCIÓN DEL ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MÁXIMO

PERIODO	DESARVEL. cm	DESARVEL. DIFERENCIAL mm	AÑOS	VEL. DEF. mm/mes	COMENTARIOS
1642 - 1681	23.3	- 228	9	2.1	
1681 - 1687	80.0	- 373	16	3.0	
1687 - 1907	153.3	- 733	240	0.25	
1907 - 1927	163.7	- 104	19.92	0.4	
1927 - 1934	178.2	- 125	6.75	1.5	
1934 - 1953	-	-	19	0.8	
1953 - 1955	-	- 60	1.92	2.85	Inicio de bombeo
1955 - 1970	-	-	13.83	0.8	Valor aproximado
1970 - 1972	220.0	- 63	2	2.6	Metro (IESA)
1972 - 1975	-	-	2	9.1	
1975 - 1976	-	- 200	7	1.2	
1976 - 1977	-	-	7	0.5	
1977 - 1983	236.8	-	-	-	Reconstrucción
1983 - 1989	240.2	- 14	3.08	0.2	
1989 - oct. 1989	240.2	0	0.83	0.0	

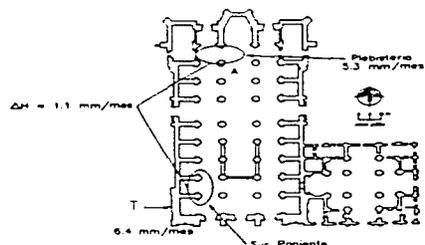


Fig 11 Evolución de los asentamientos regional y diferencial en la torre

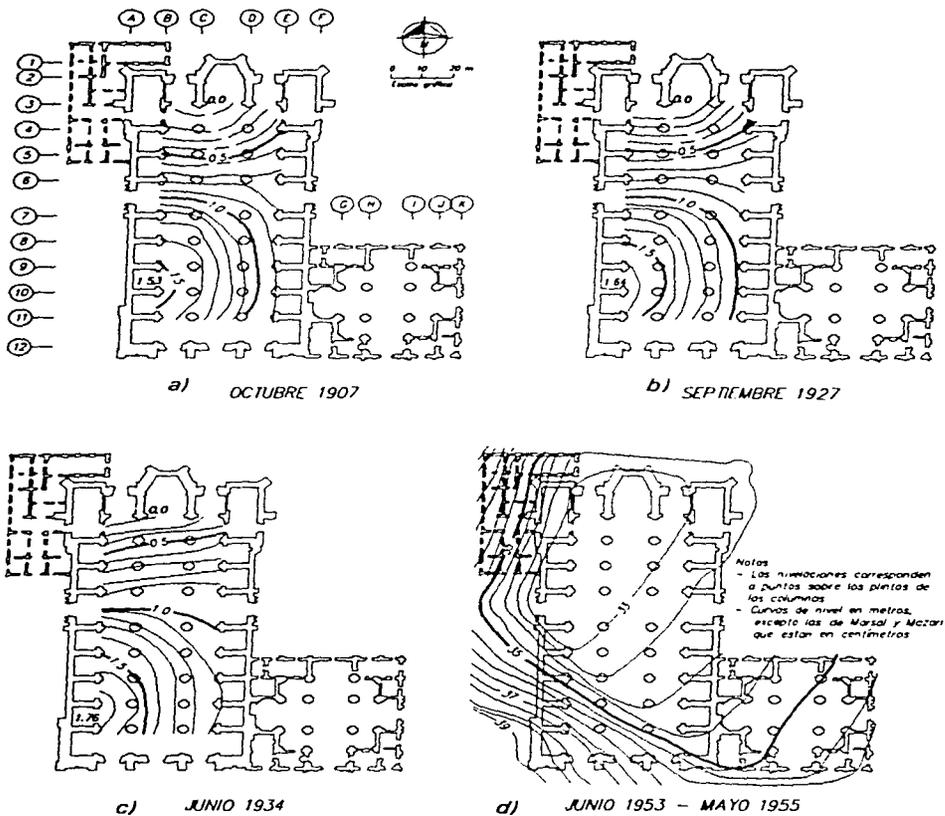
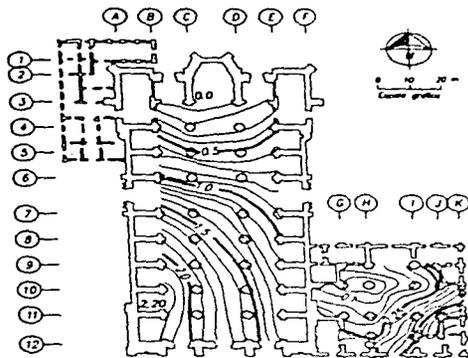
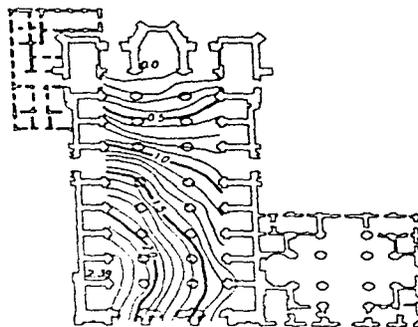


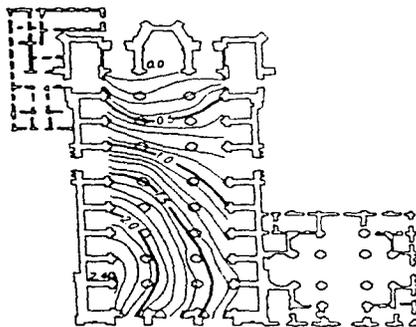
Fig 12 Asentamientos diferenciales medidos entre 1907 y 1934



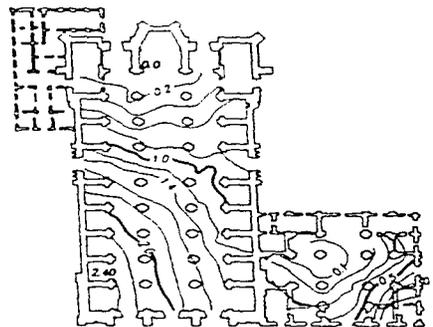
a) ENERO - 1972



b) 14 DICIEMBRE 1983

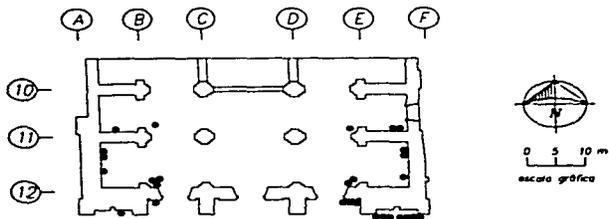


c) 25 ENERO 1989

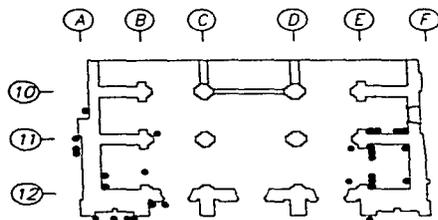


d) DICIEMBRE 1989

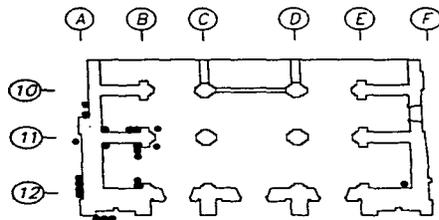
Fig 13 Asentamientos diferenciales medidos entre 1972 y 1989



Pilotes Cortos o de Fricción



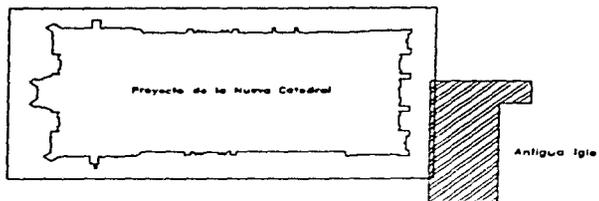
Pilotes inclinados o rotos



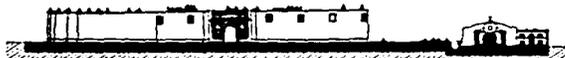
Pilotes de punta

Fig 14 Distribución de los diferentes tipos de pilotes en las torres

a)



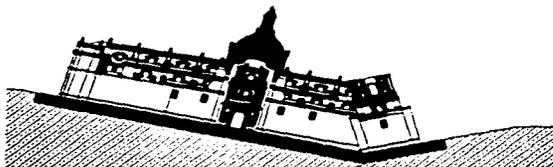
b) 1641



c) 1651



d) 1788



d) 1791

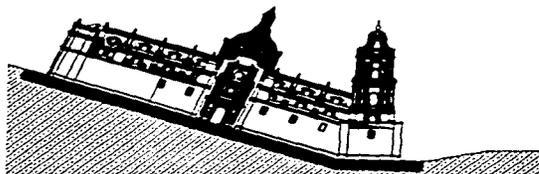


Fig 15 *Hipótesis sobre el posible movimiento que sufrió la torre poniente desde el inicio de su construcción*

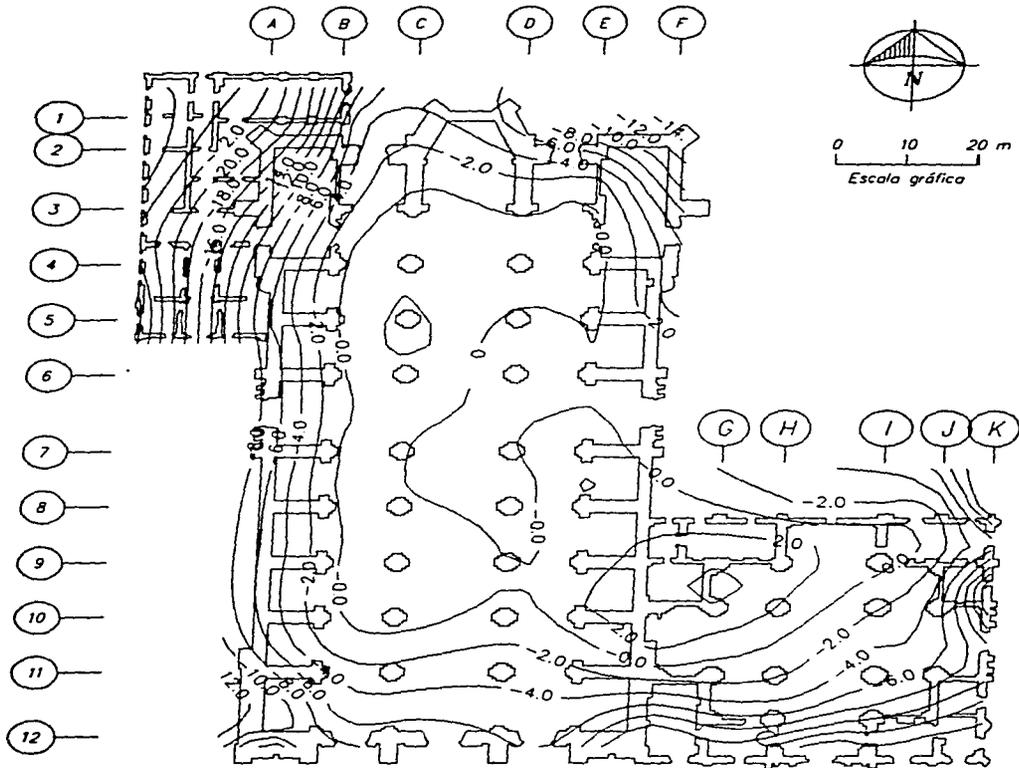


Fig 16 Configuración de velocidades de hundimientos anuales en mm/año medidos entre el 7/ene/91 y el 2/sep/91

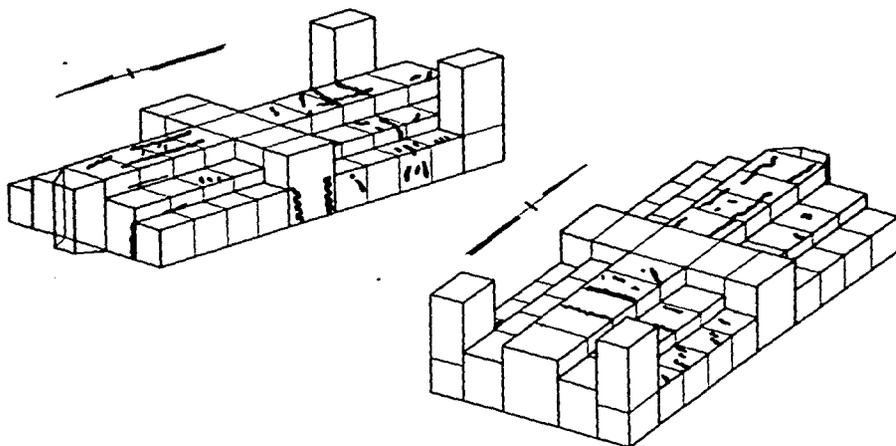


Fig 17 Esquema de grietas en fachadas y cubiertas

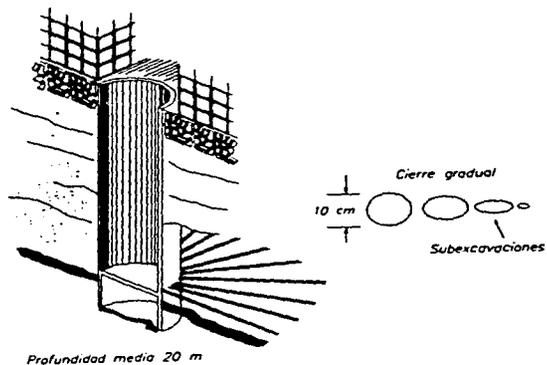
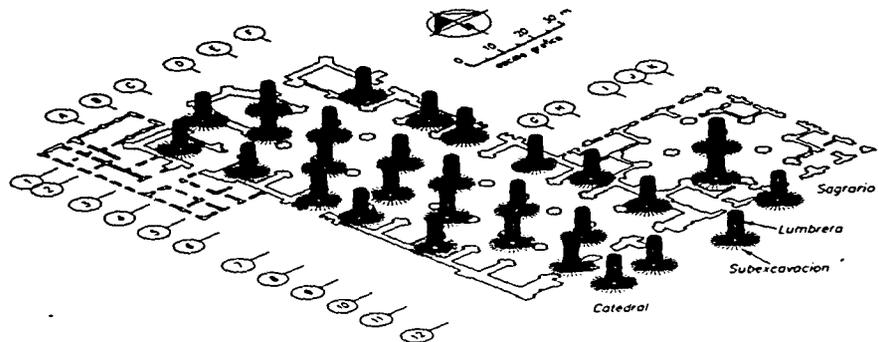


Fig 19 Lumbreras y radiaciones de la subexcavación

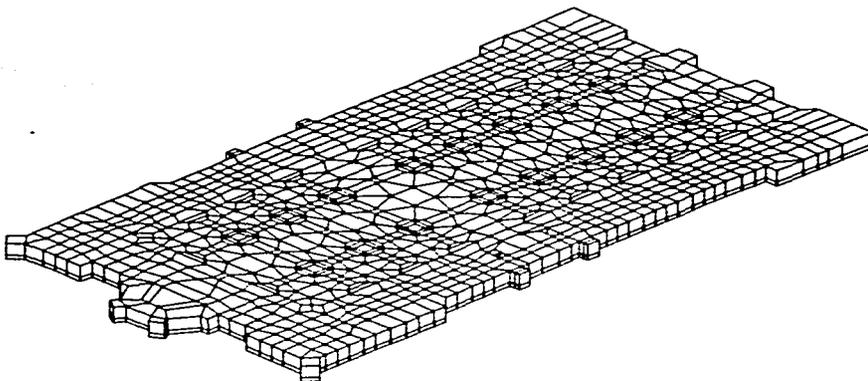


Fig 20 *Modelo tridimensional de elemento finito de la cimentación*

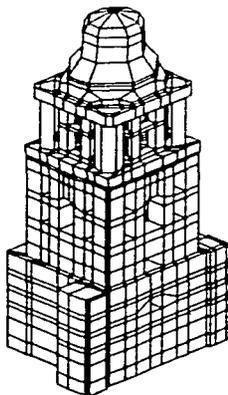


Fig 21 *Modelo tridimensional de elemento finito de la torre*

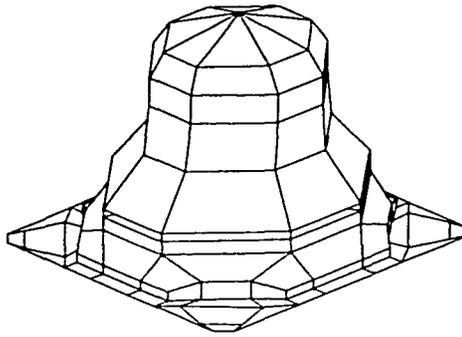


Fig 22 *Modelo de elemento finito del remate de la torre*

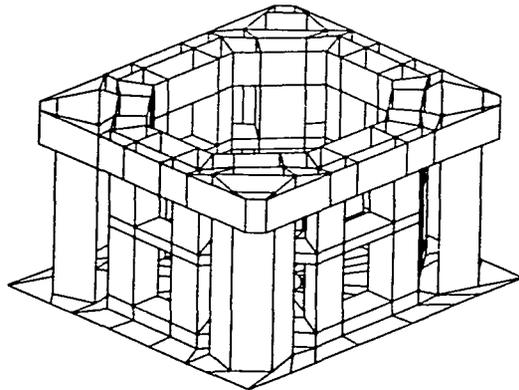


Fig 23 *Modelo de elemento finito del segundo cuerpo de la torre*

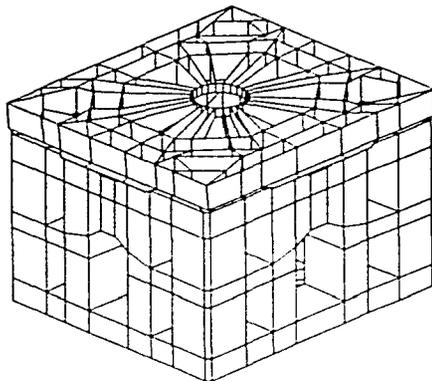


Fig 24 *Modelo de elemento finito del primer cuerpo de la torre*

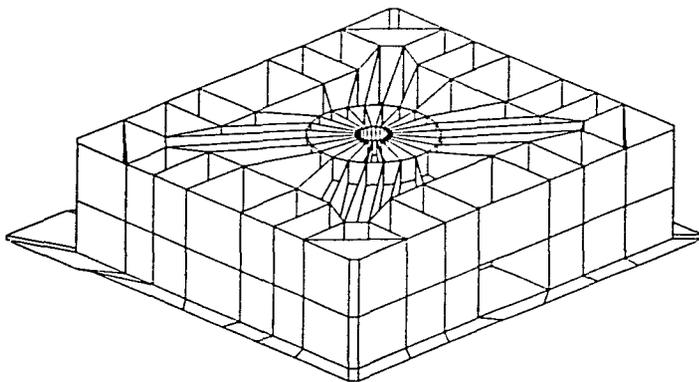


Fig 25 *Modelo de elemento finito del sotabanco de la torre*

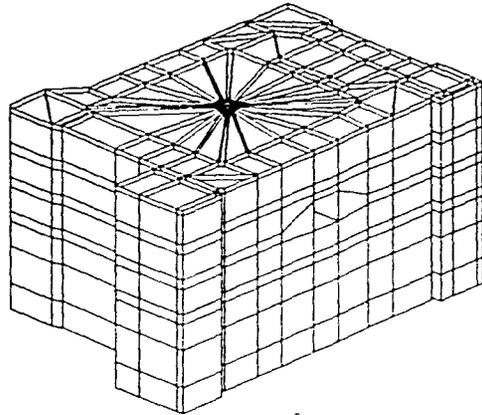


Fig 26 Modelo de elemento finito del cubo de la torre

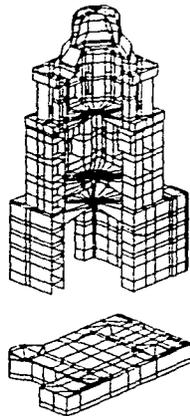


Fig 27 Corte del modelo de elemento finito, incluyendo su cimentación

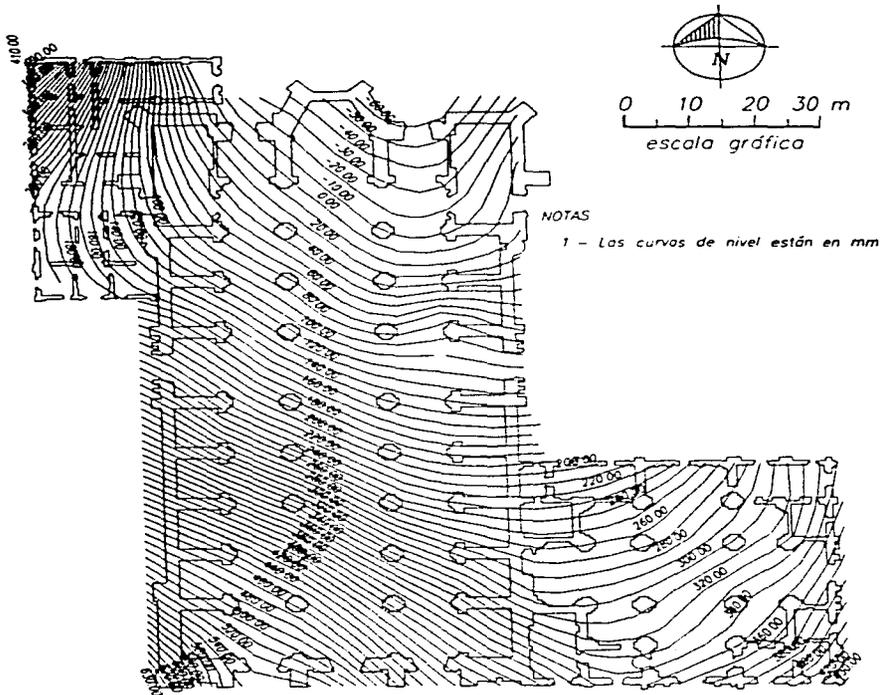


Fig 28 *Curvas de igual hundimiento diferencial de piso en el periodo comprendido entre octubre 1991 y diciembre de 1996*

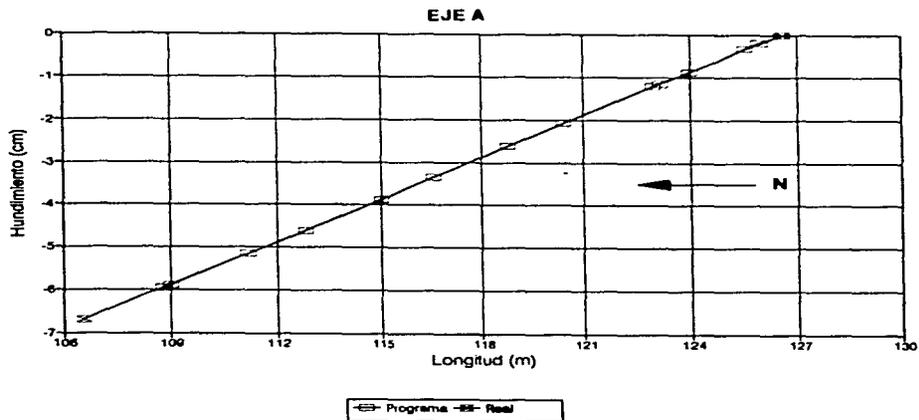
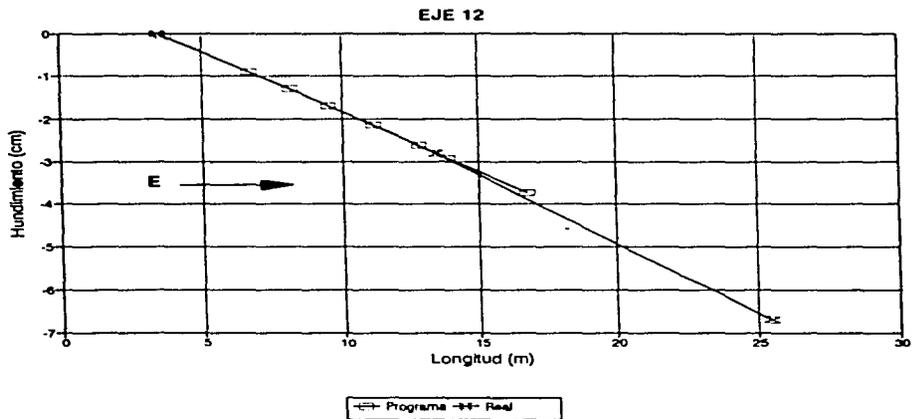


Fig 29

Comparación de las pendientes medidas y obtenidas de manera analítica en los ejes 12 y A durante el periodo comprendido entre agosto de 1993 y diciembre de 1996

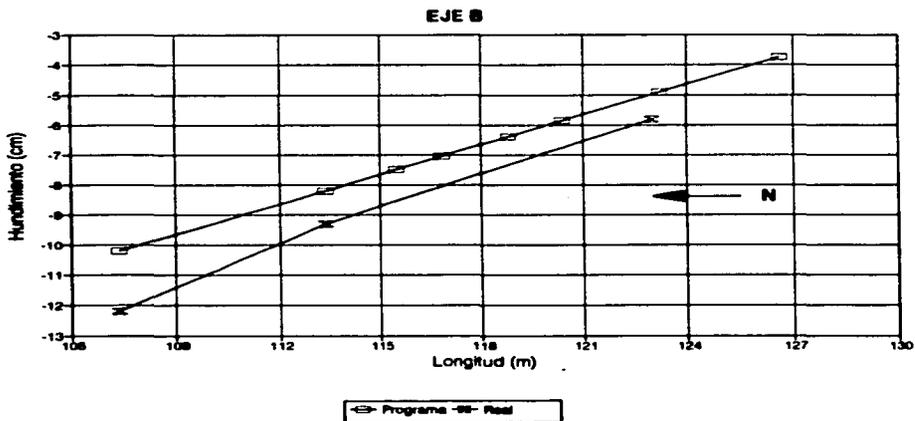
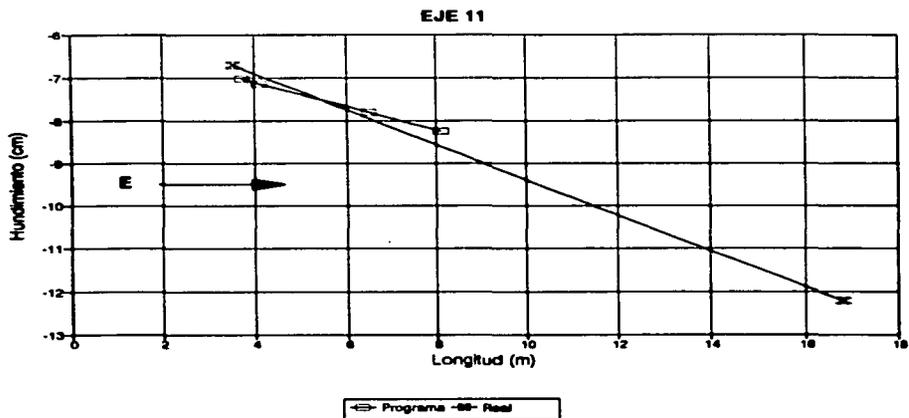


Fig 30

Comparación de las pendientes medidas y obtenidas de manera analítica en los ejes 11 y B durante el periodo comprendido entre agosto de 1993 y diciembre de 1996

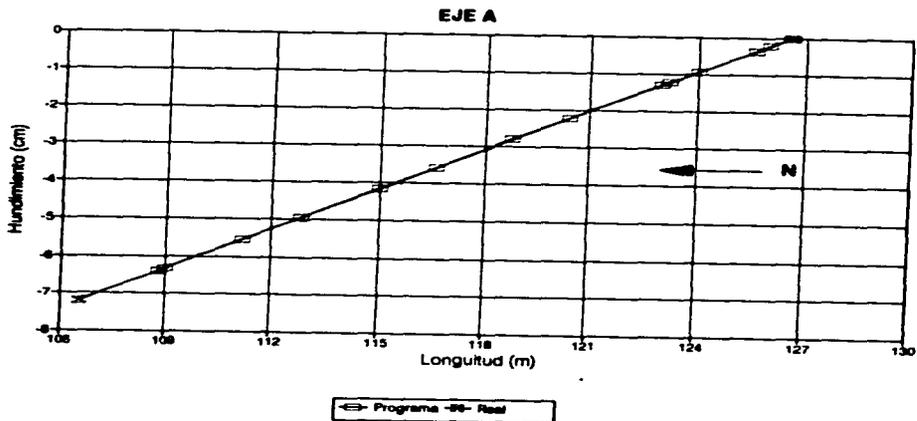
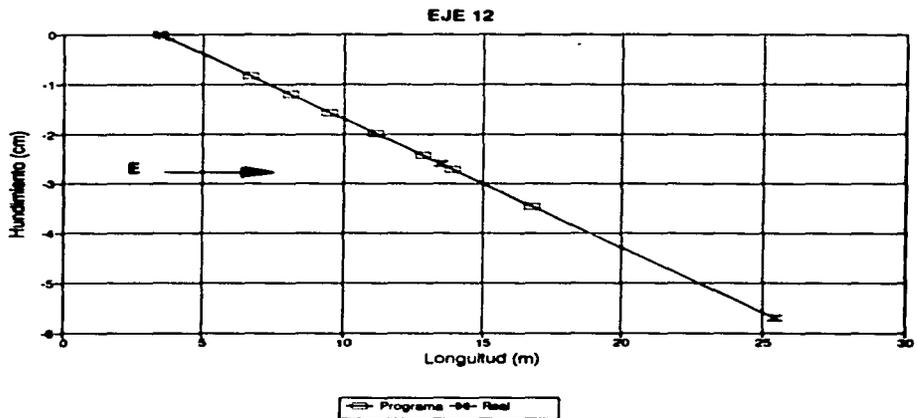


Fig 31

Comparación de las pendientes medidas y obtenidas de manera analítica en los ejes 12 y A durante el periodo comprendido entre octubre de 1991 y diciembre de 1996

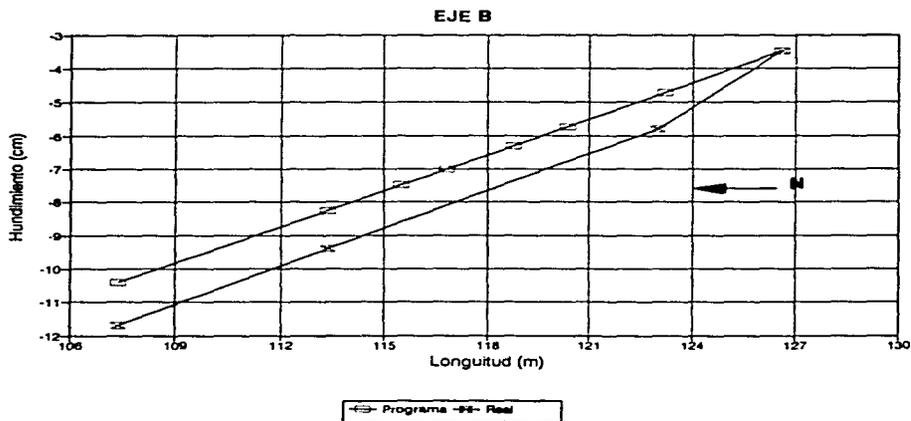
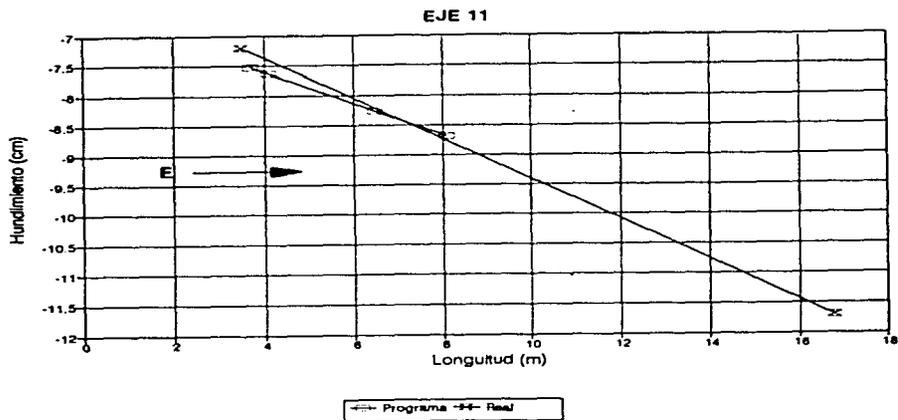


Fig 32

Comparación de las pendientes medidas y obtenidas de manera analítica en los ejes 11 y B durante el periodo comprendido entre octubre de 1991 y diciembre de 1996

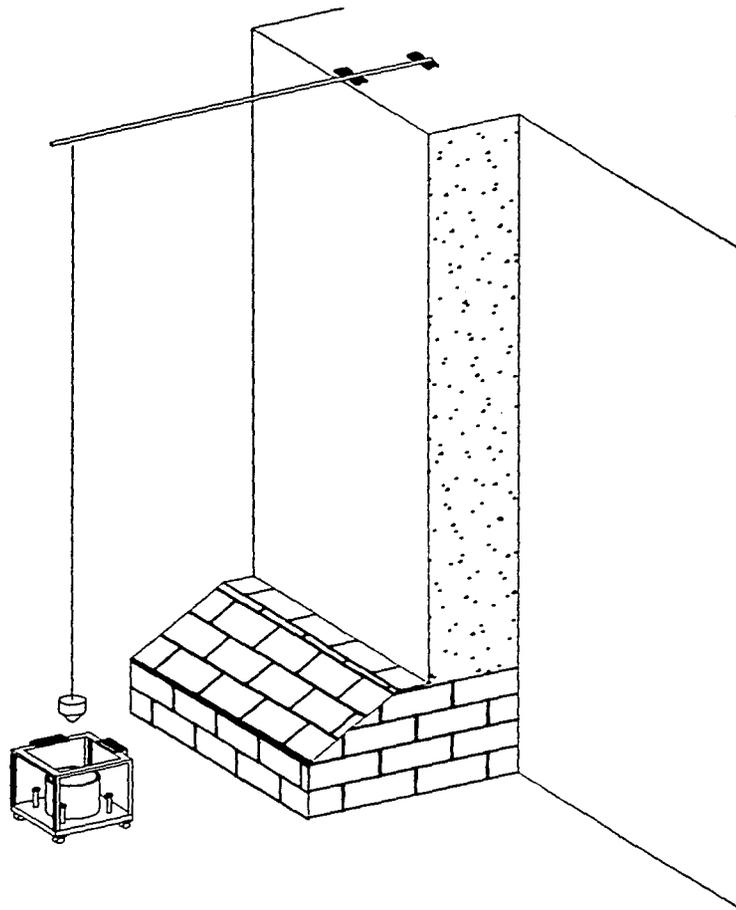


Fig 33 Esquema de medición de desplomos en un muro de la torre

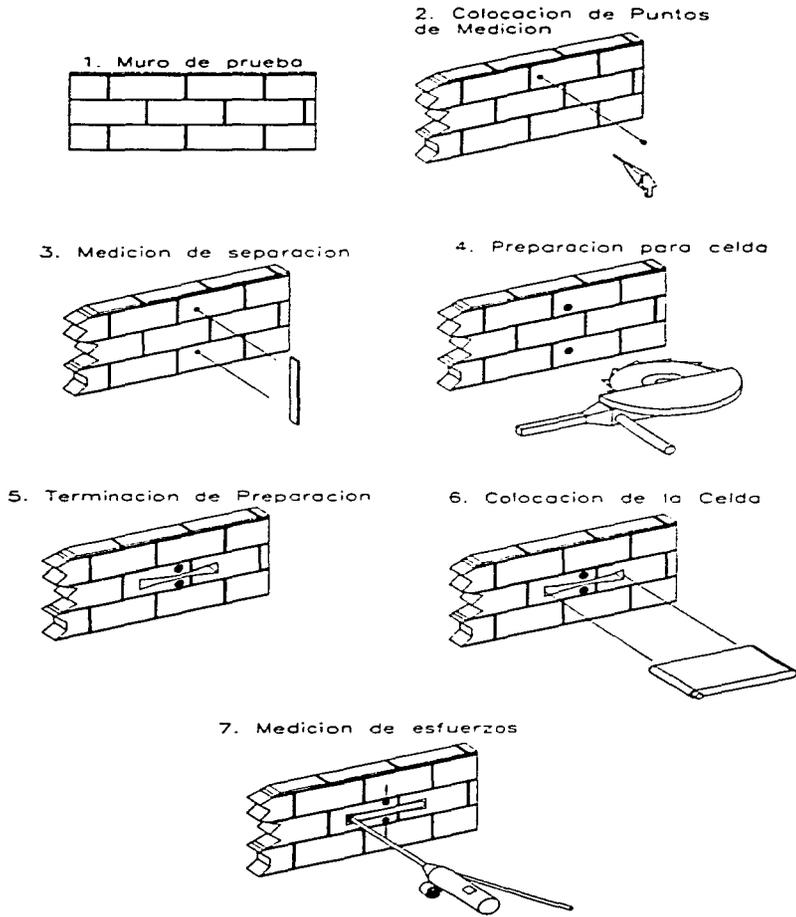


Fig 34 Descripción general de la prueba de gato plano

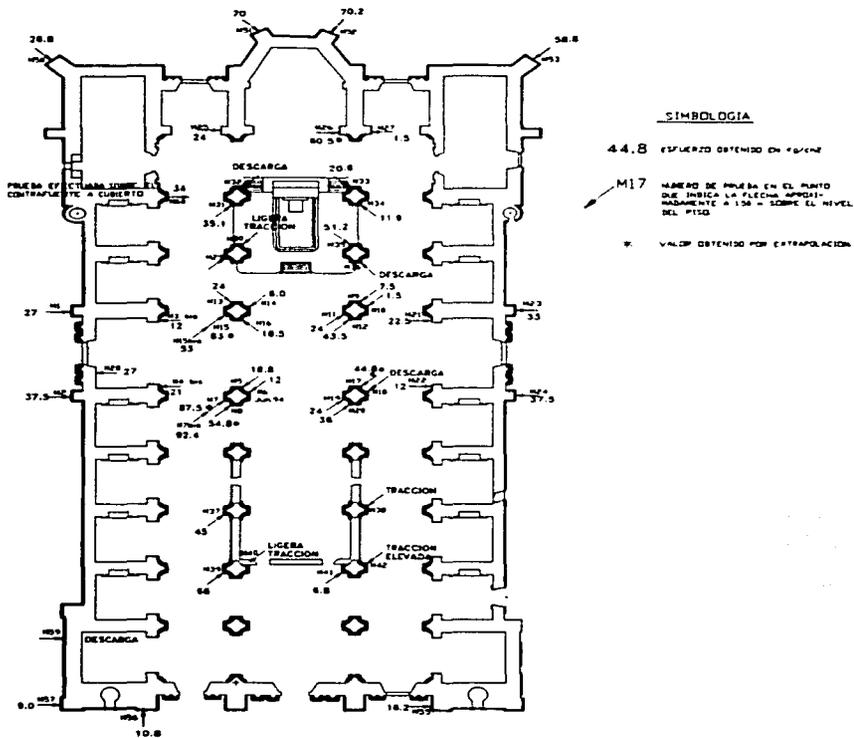


Fig 35 Ubicación y resultados de los ensayos de gato plano

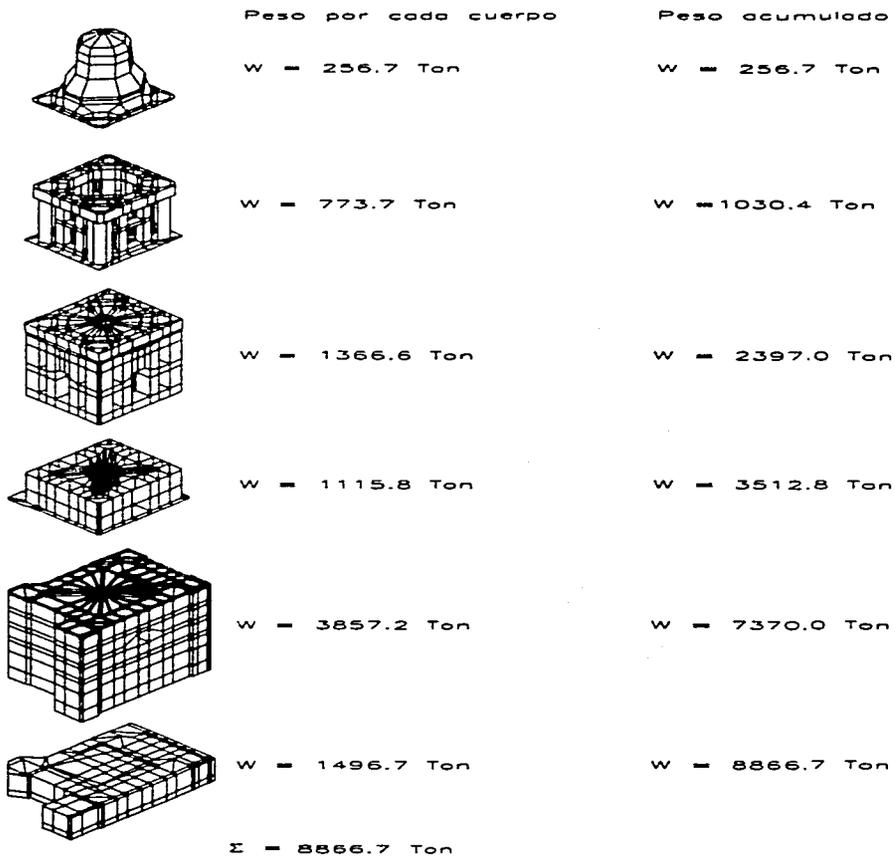


Fig 36 Distribución parcial y acumulada de los pesos de la torre

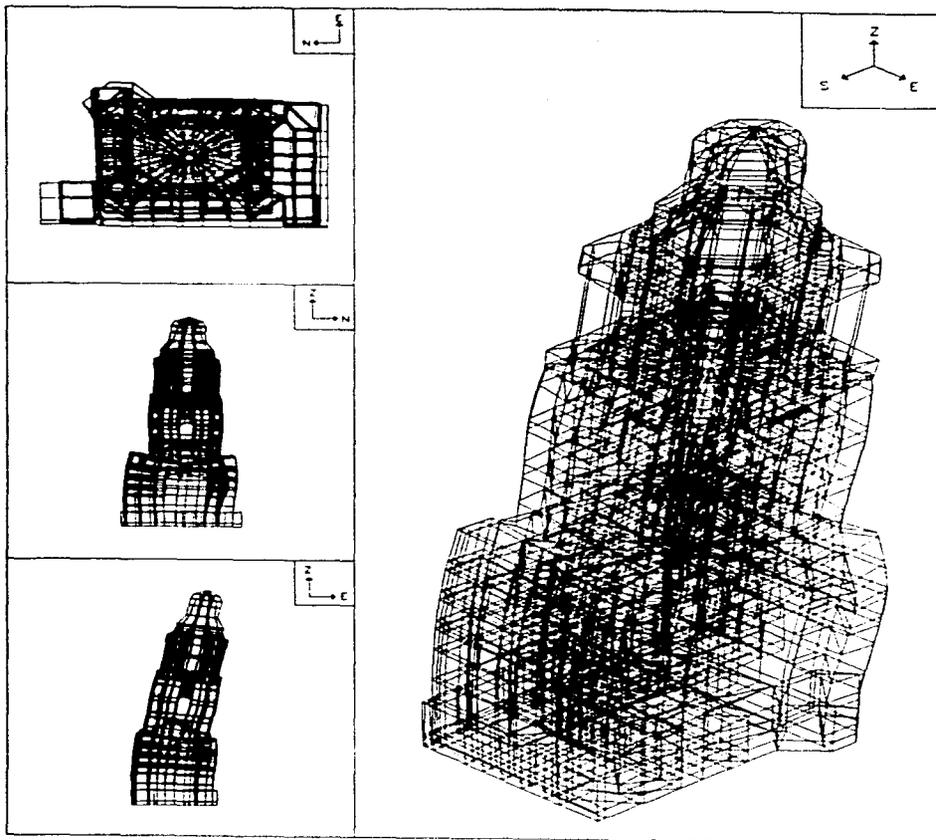


Fig 37 Geometría deformada de la torre por la acción del peso propio

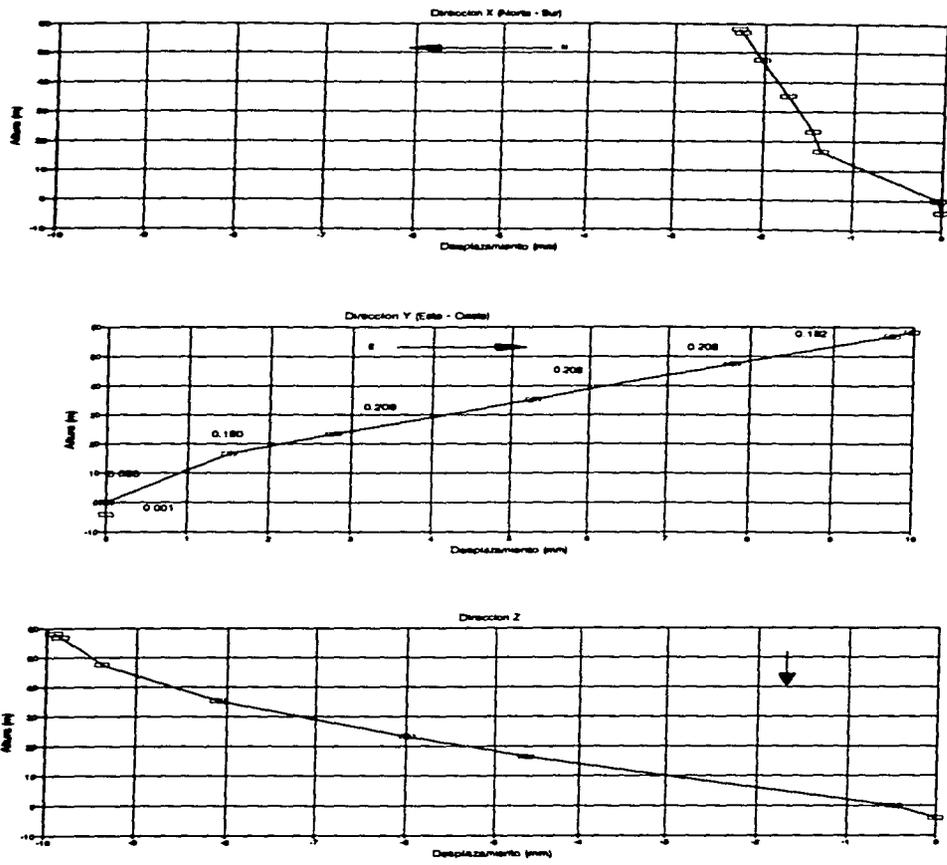


Fig 38 Desplazamientos de la torre en las tres direcciones producidos por la acción del peso propio

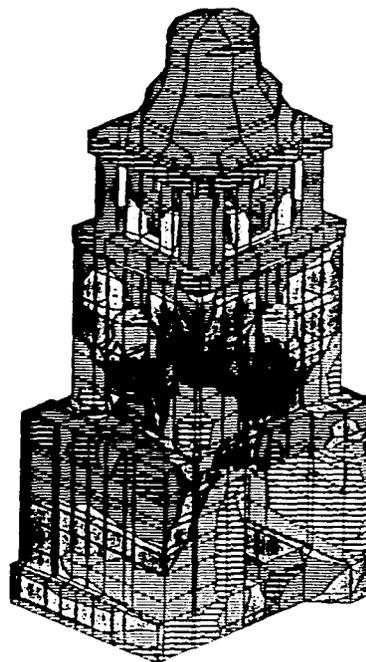
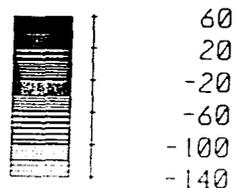
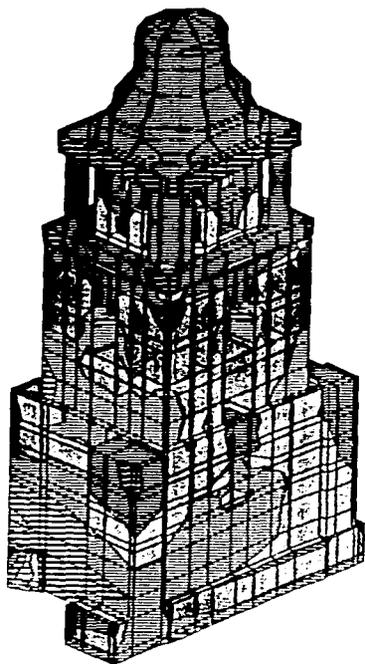
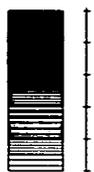
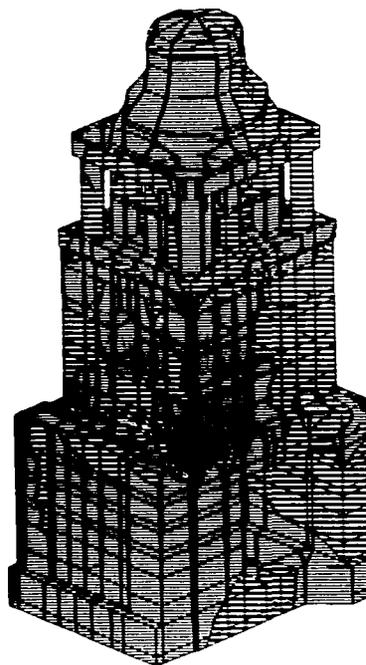
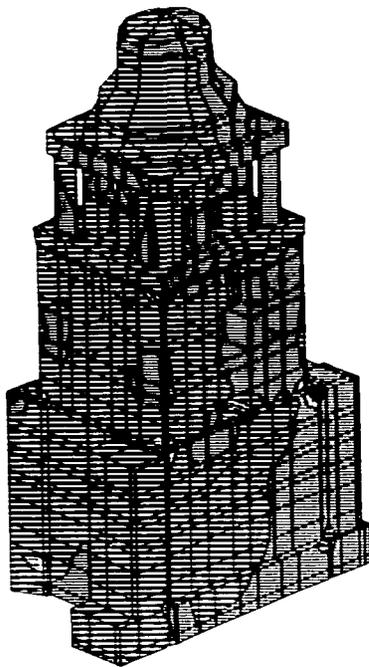


Fig 39

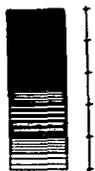
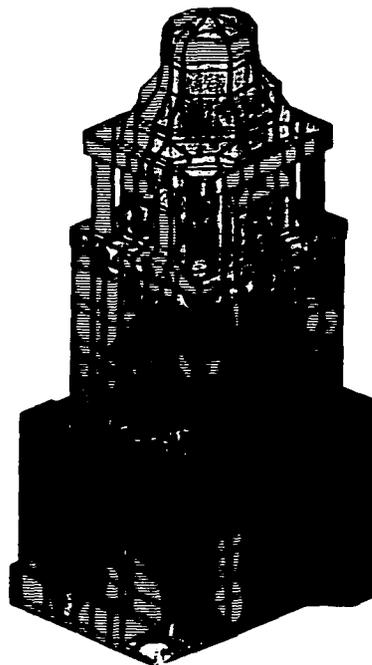
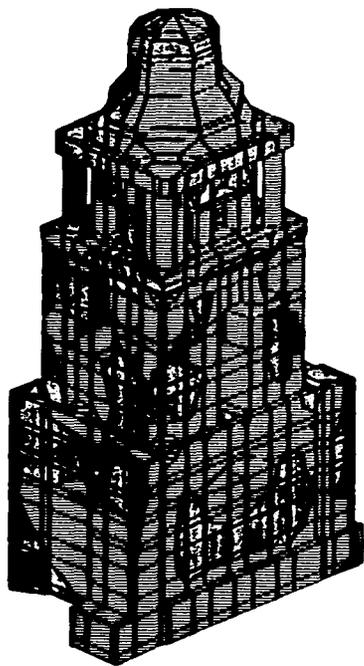
Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical debido a la acción del peso propio, en ton/m²



84
56
28
0
-28
-56

Fig 40

Distribución de esfuerzos cortantes en la dirección norte - sur debidos a la acción del peso propio, en ton/m²



50
30
10
-10
-30
-50

Fig 41

***Distribución de esfuerzos cortantes en la dirección oriente - poniente
debidos a la acción del peso propio, en ton/m²***

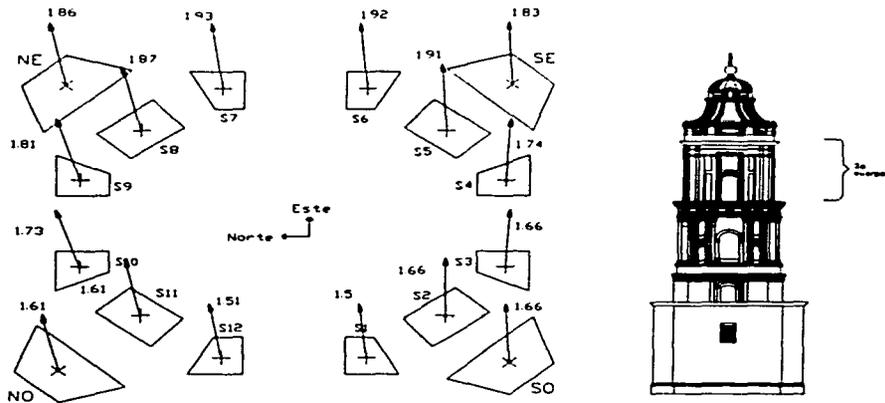


Fig 42 Desplomos del segundo cuerpo de la torre debidos a la acción del peso propio, en mm

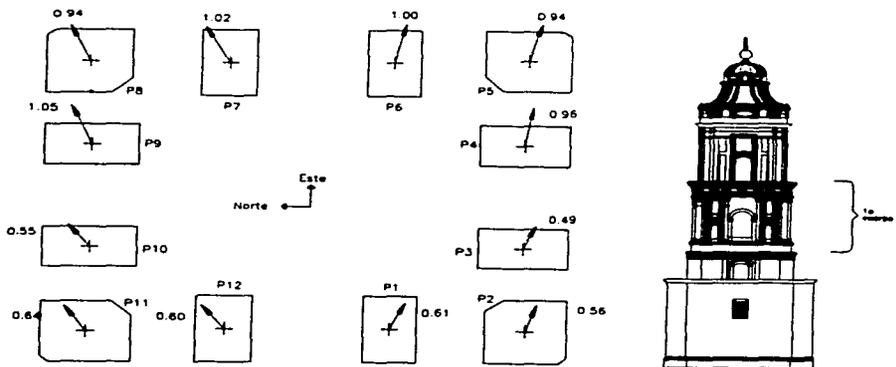


Fig 43 Desplomos del primer cuerpo de la torre debidos a la acción del peso propio, en mm

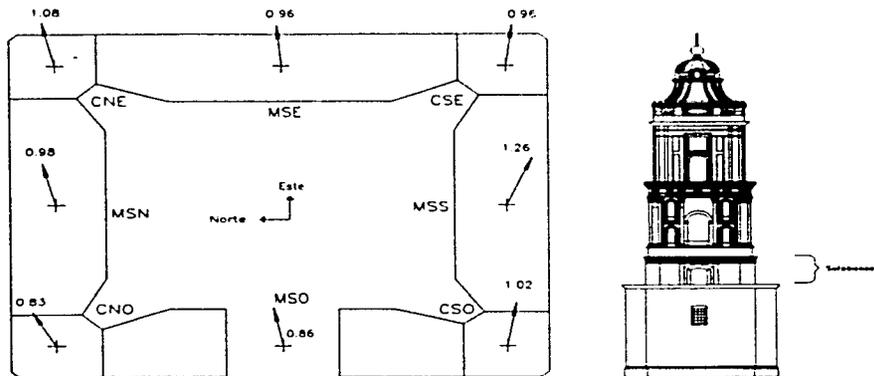


Fig 44 Desplomos del sotabanco de la torre debidos a la acción del peso propio, en mm

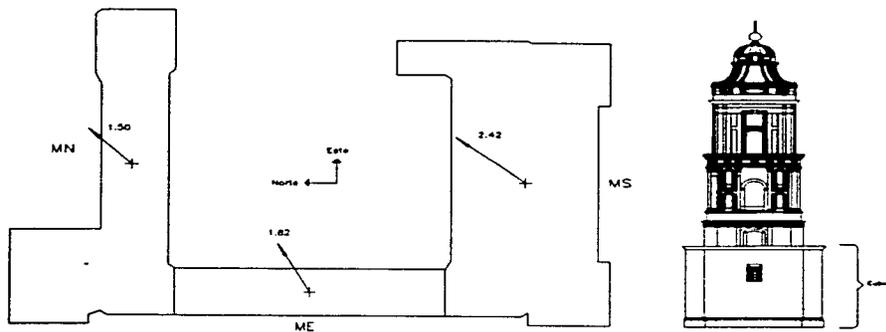


Fig 45 Desplomos del cubo de la torre debidos a la acción del peso propio, en mm

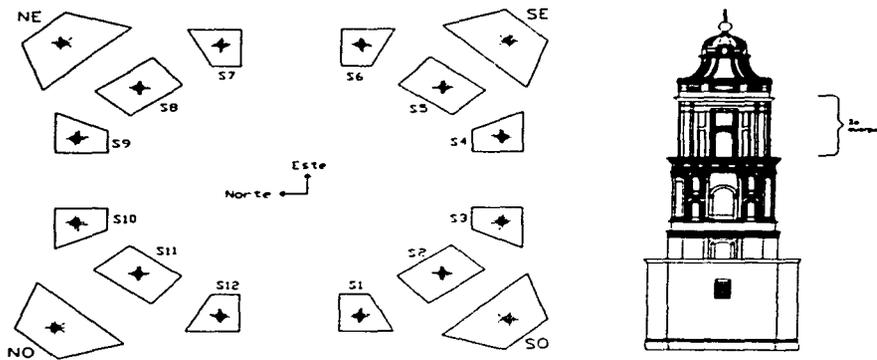


Fig 46 Posición de la fuerza vertical y del centroide de la columna en el segundo cuerpo de la torre generados por la acción del peso propio

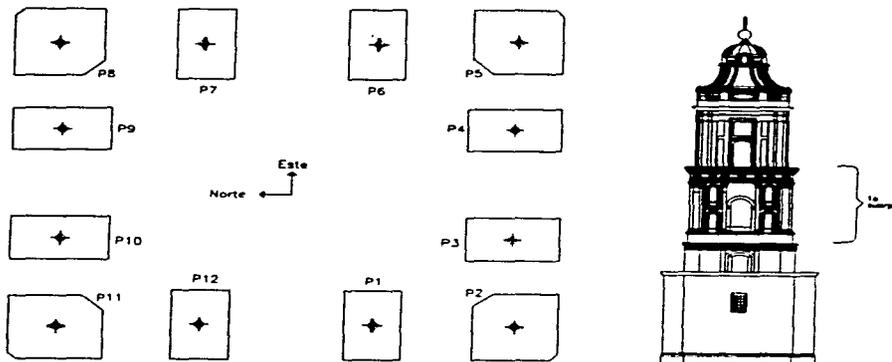


Fig 47 Posición de la fuerza vertical y del centroide de la columna en el primer cuerpo generados por la acción del peso propio

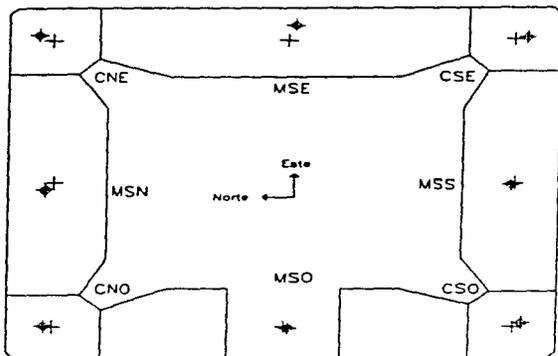


Fig 48 *Posición de la fuerza vertical y del centroide en los muros del sotabanco de la torre generados por la acción del peso propio*

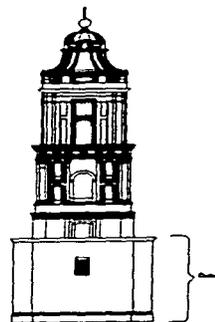
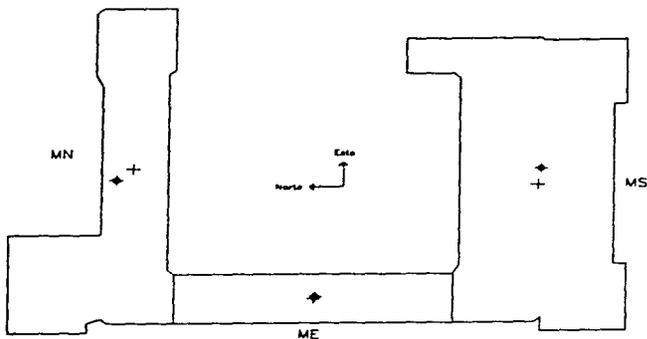


Fig 49 *Posición de la fuerza vertical y del centroide en los muros del cubo generados por la acción del peso propio*

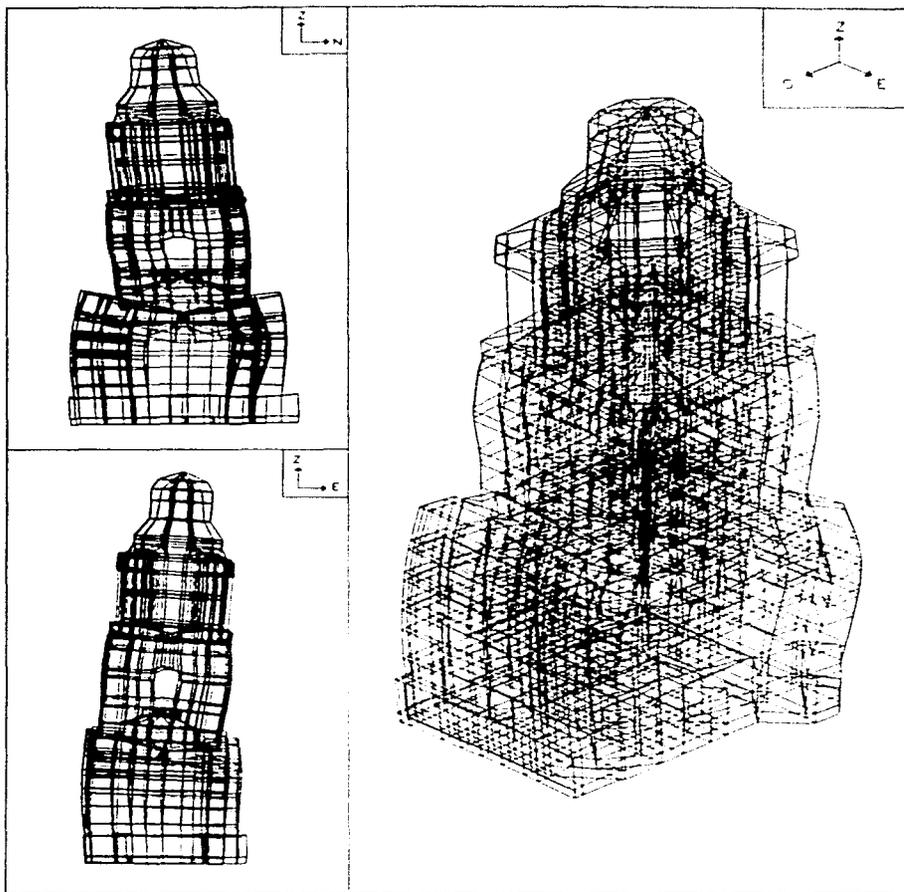


Fig 50 *Desplazamientos relativos en la torre producidos por la acción del peso propio y el desplomo del 2.2%*

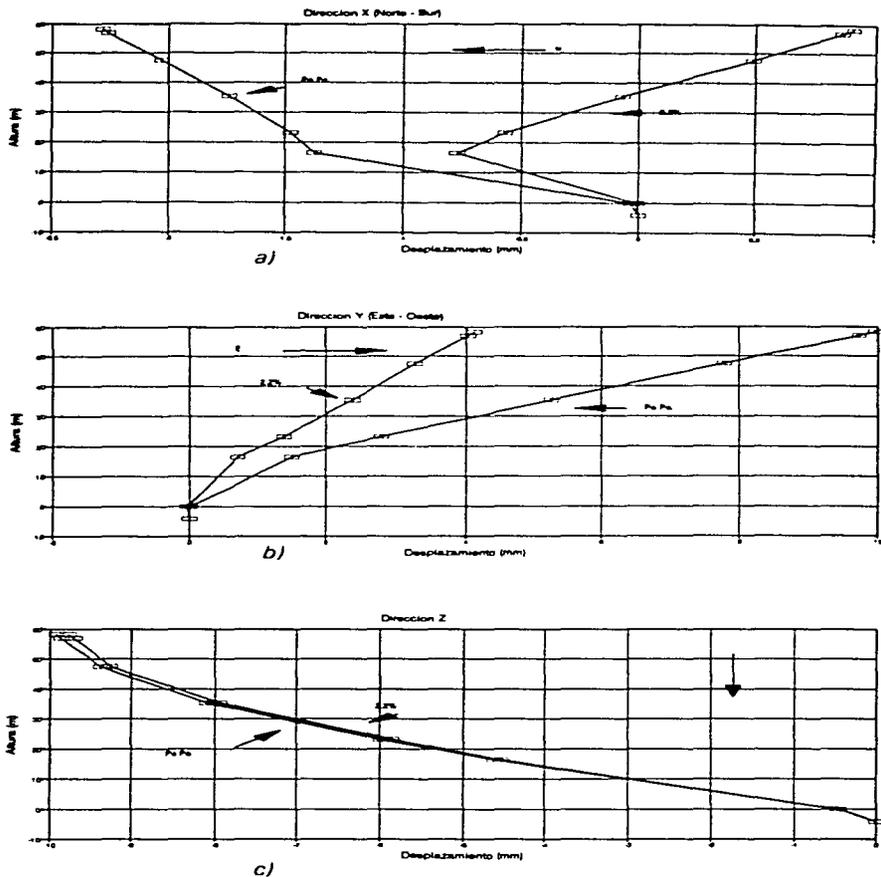
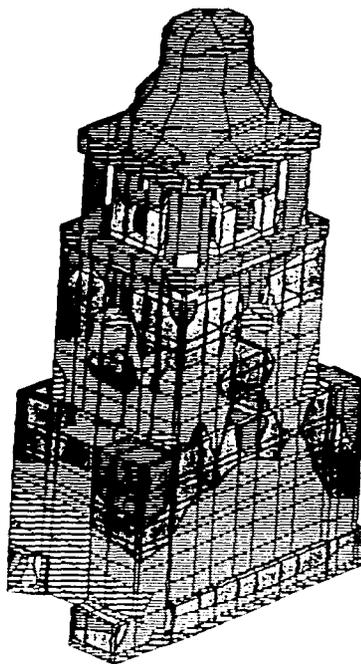
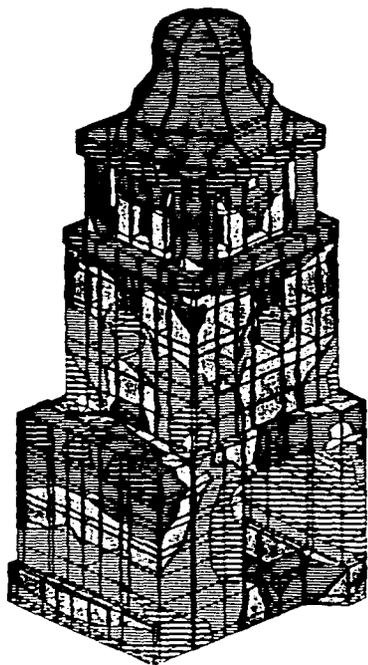


Fig 51 Desplazamientos relativos de la torre en las tres direcciones generados por la acción del peso propio y el desplomo del 2.2%



54
18
-18
-54
-90
-126

Fig 52

Distribución de esfuerzos normales en la dirección vertical debidos a la acción del peso propio y el desplomo del 2.2%, en ton/m²

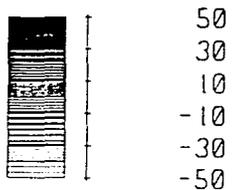
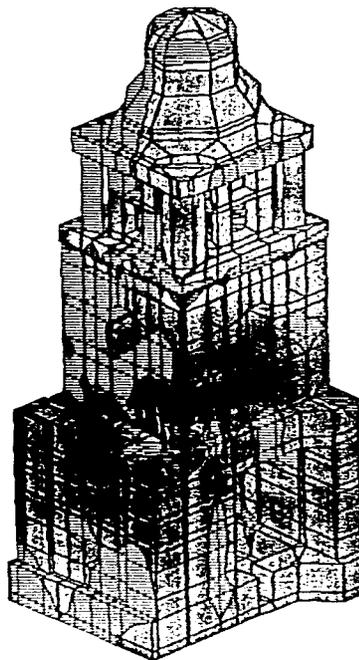
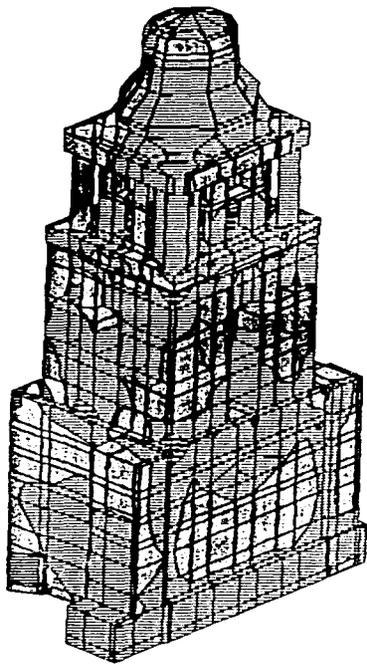


Fig 53

Distribución de esfuerzos cortantes en la dirección oriente - poniente debidos a la acción del peso propio y el desplomo del 2.2%, en ton/m²

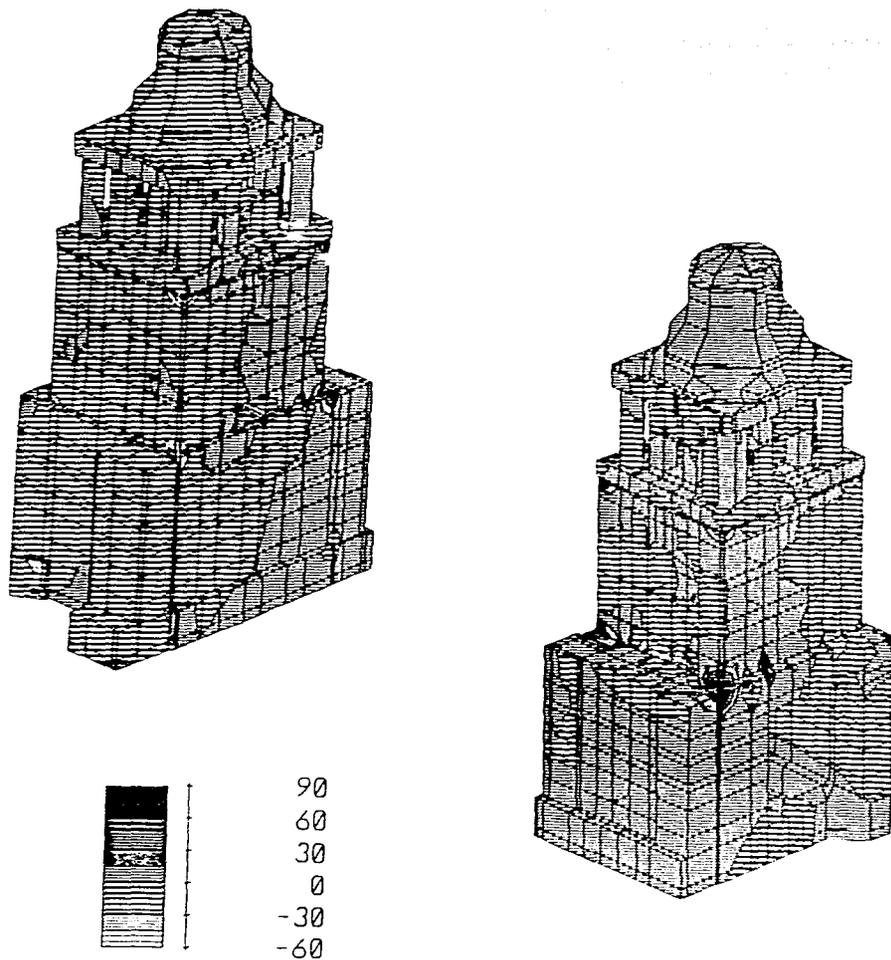


Fig 54

Distribución de esfuerzos cortantes en la dirección norte - sur debidos a la acción del peso propio y el desplomo del 2.2%, en ton/m^2

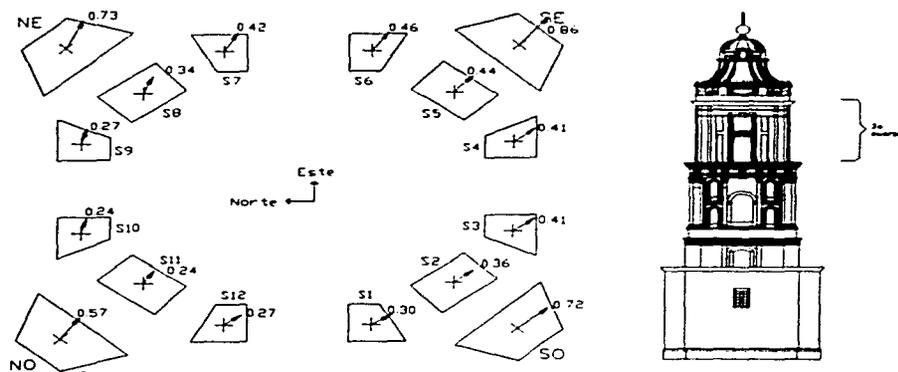


Fig 55 Desplomos relativos del segundo cuerpo de la torre producidos por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio, en mm

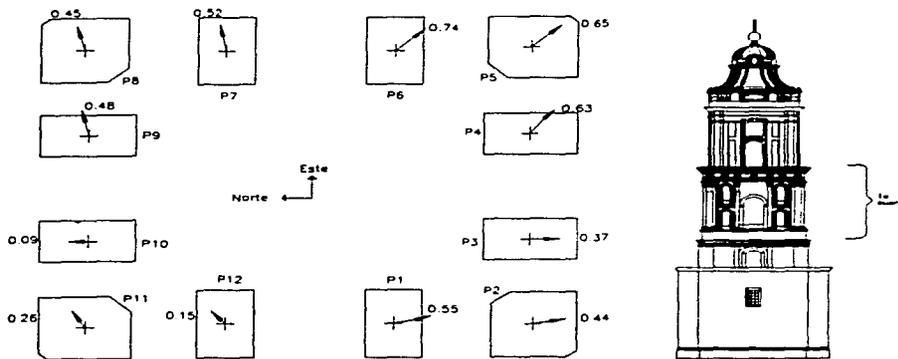


Fig 56 Desplomos relativos del primer cuerpo de la torre producidos por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio, en mm

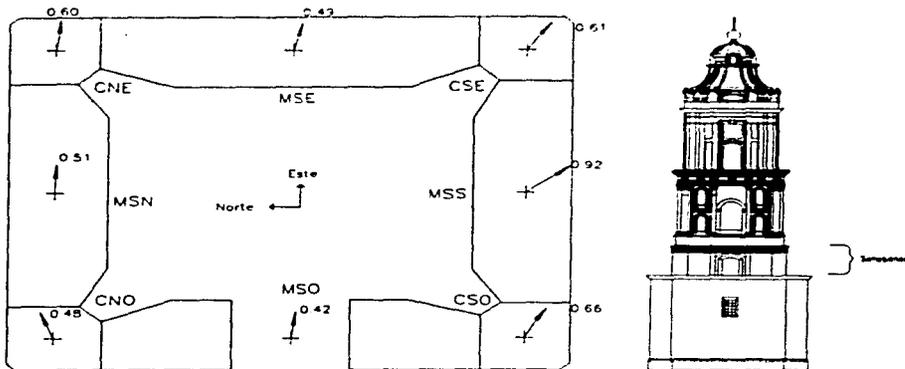


Fig 57 Desplomos relativos del sotabanco de la torre producidos por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio, en mm

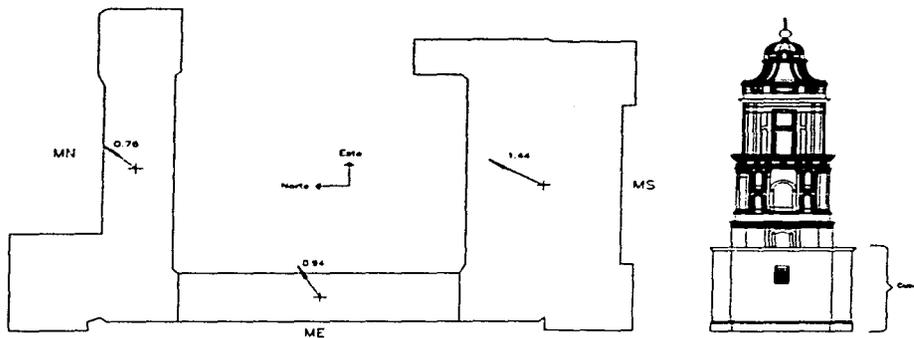


Fig 58 Desplomos relativos del cubo de la torre producidos por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio, en mm

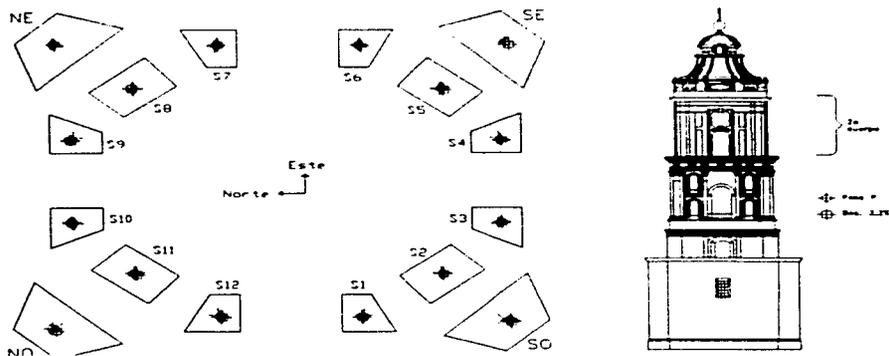


Fig 59 *Excentricidades de las columnas del segundo cuerpo de la torre producidas por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio*

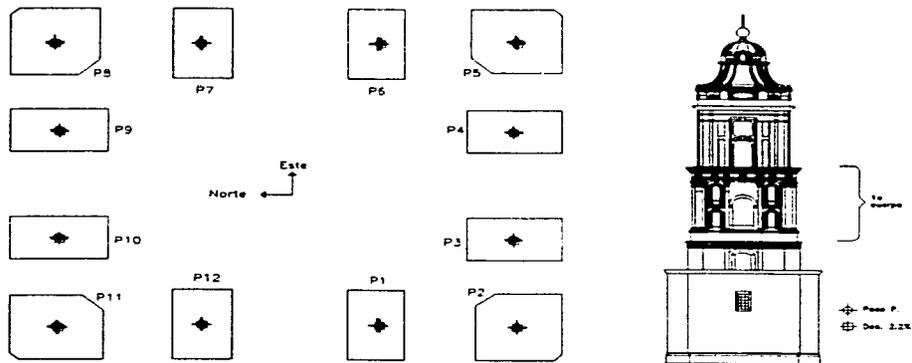


Fig 60 *Excentricidades de las columnas del primer cuerpo de la torre producidas por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio*

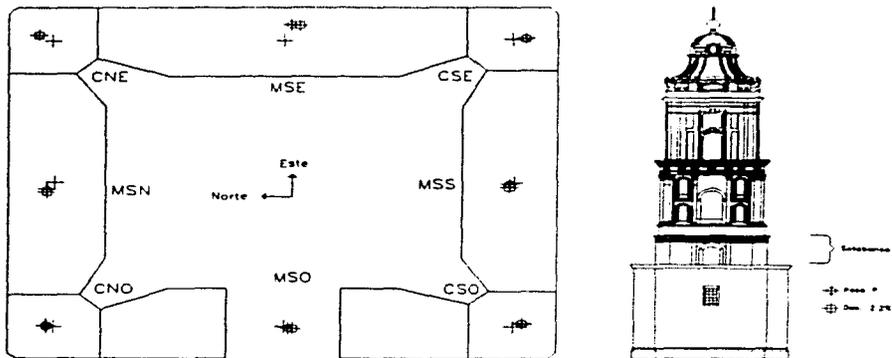


Fig 61 *Excentricidades de los muros del sotabanco de la torre producidas por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio*

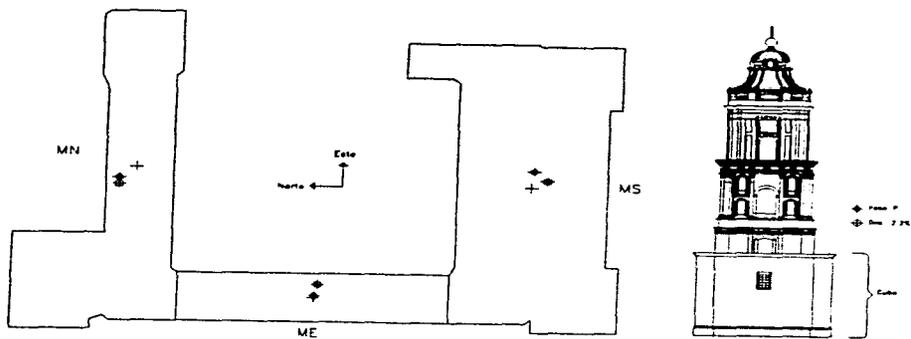


Fig 62 *Excentricidades de los muros del cubo de la torre producidas por el giro del 2.2% y por la acción del peso propio*

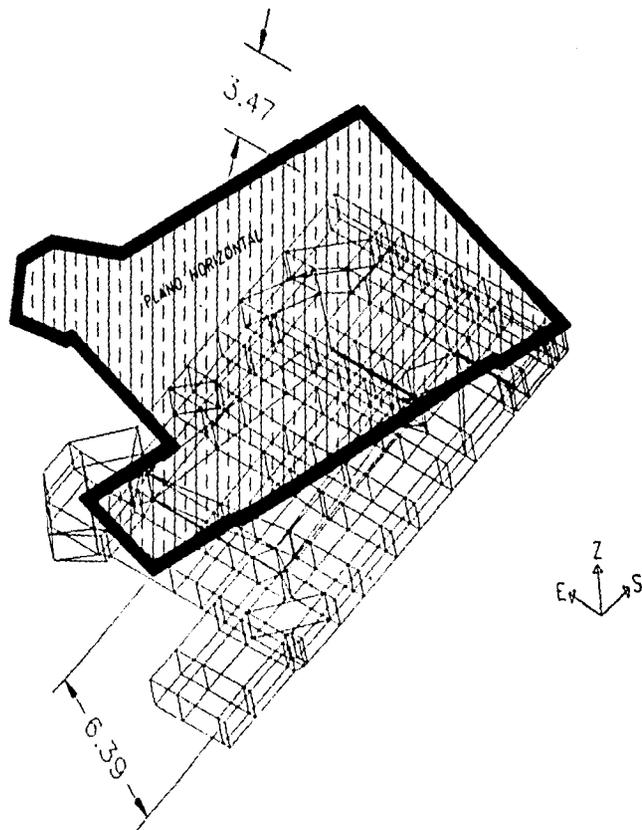


Fig 63

Giro del pedraplén producido por los hundimientos diferenciales provocados entre agosto de 1993 y diciembre de 1996

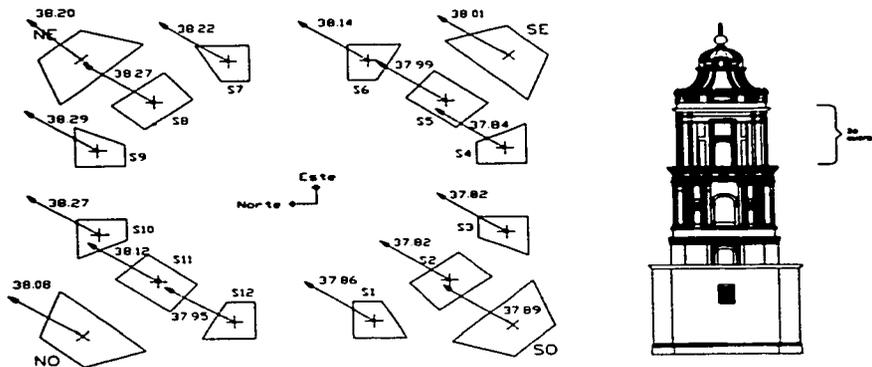


Fig 64 Desplomos del segundo cuerpo de la torre producidos por los hundimientos diferenciales provocados entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, en mm

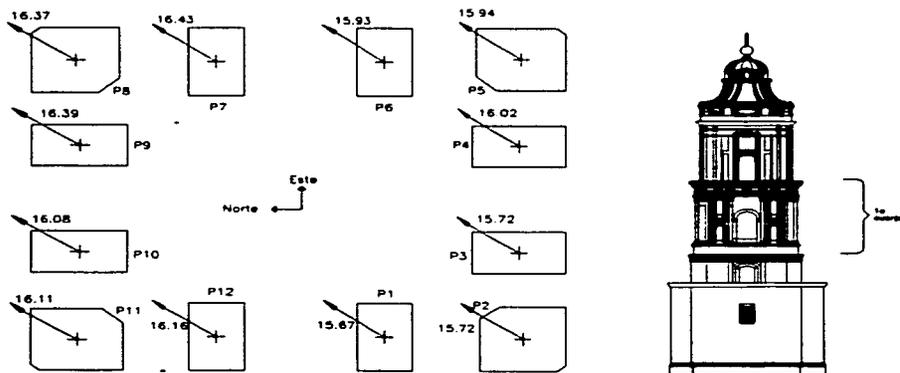


Fig 65 Desplomos del primer cuerpo de la torre producidos por los hundimientos diferenciales provocados entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, en mm

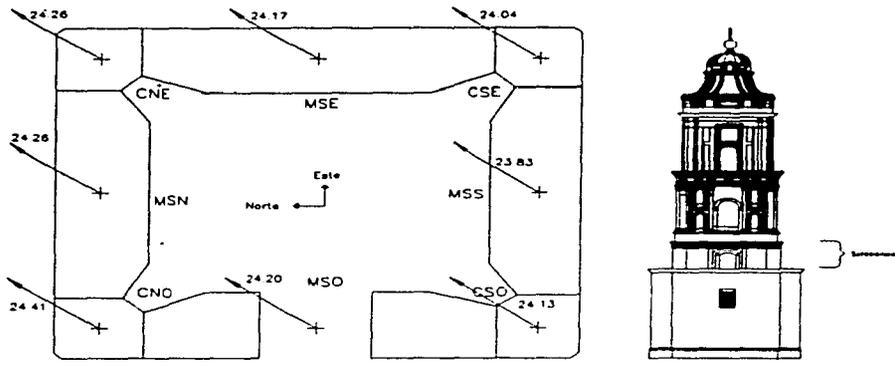


Fig 66 . *Desplomos del sotabanco de la torre producidos por los hundimientos diferenciales provocados entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, en mm*

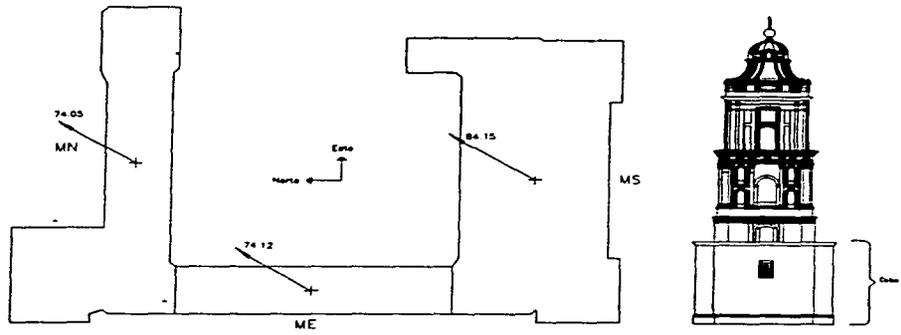


Fig 67 *Desplomos del cubo de la torre producidos por los hundimientos diferenciales provocados entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, en mm*

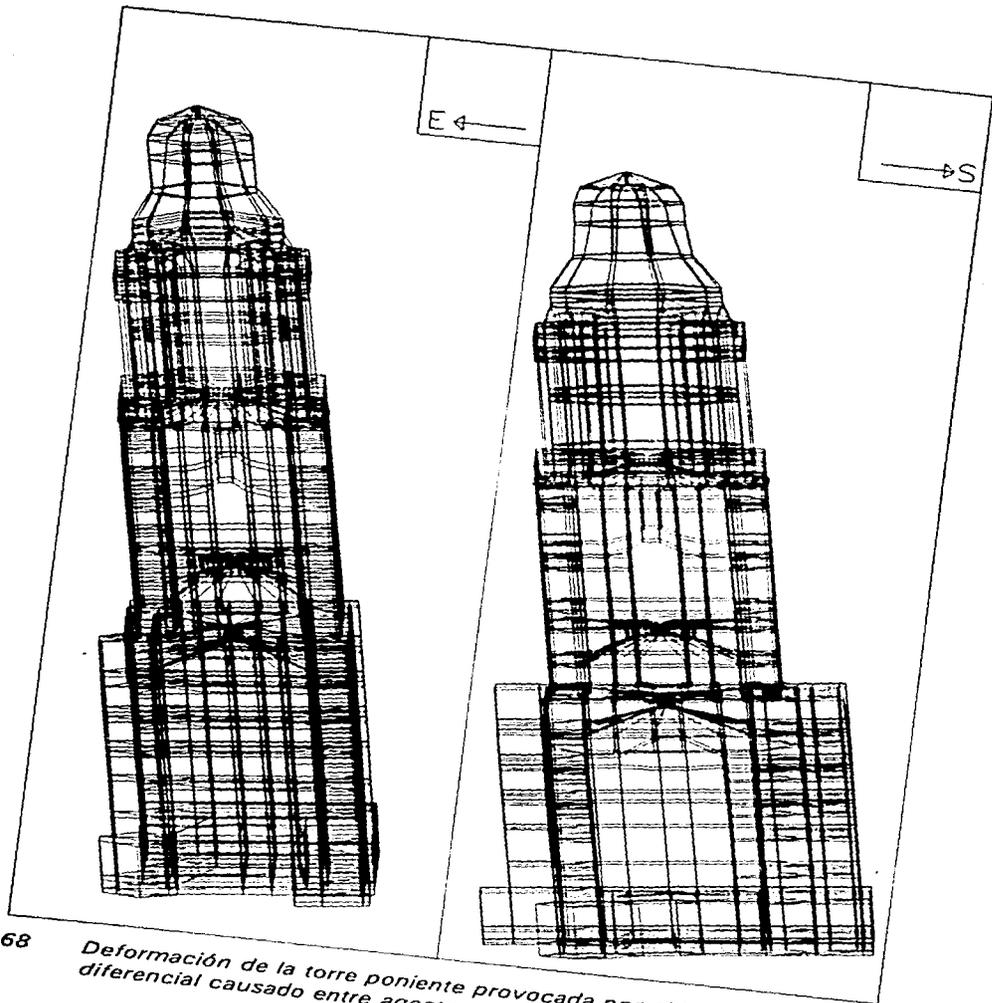
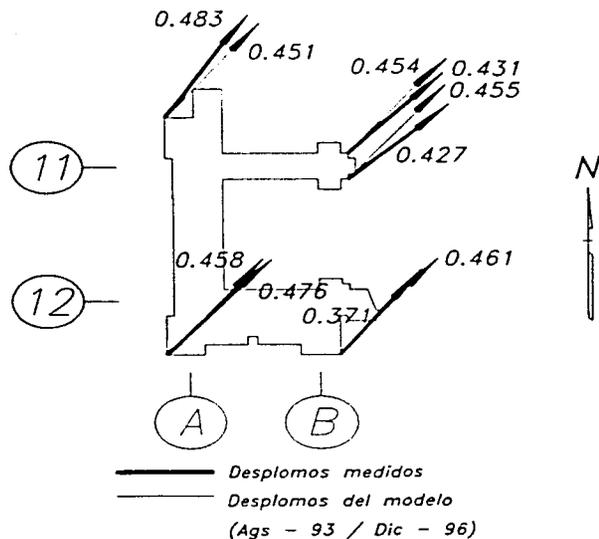


Fig 68

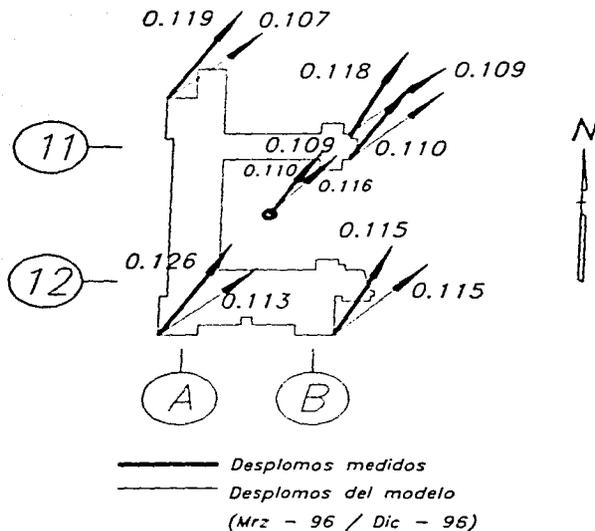
Deformación de la torre poniente provocada por el hundimiento diferencial causado entre agosto de 1993 y diciembre de 1996



Punto	Real			Modelo			Diferencias	
Nombre	Desplomo (mm)	Ángulo (grados)	Rumbo	Desplomo (mm)	Ángulo (grados)	Rumbo	Dif. Desp. (mm)	Dif. Áng. (grados)
A11NO	75.3	30.3	NE	73.5	36.5	NE	2.4	16.9
A12O	77.6	38.2	NE	74.7	36.5	NE	3.7	4.5
B11NE	63.9	39.9	NE	74.1	35.9	NE	13.7	10.1
B11SE	62.9	44.4	NE	74.2	36.0	NE	15.2	18.9
B12S	60.5	34.2	NE	74.9	35.6	NE	19.0	3.9
prom.	68.0	37.4	NE	74.3	36.1	NE	10.8	10.9

Fig 69

Comparación de los desplomos medidos y obtenidos del análisis, entre agosto de 1993 y diciembre de 1996, en por ciento



Punto	Real			Analítico			Diferencias	
	Desplomo (mm)	Ángulo (grados)	Rumbo	Desplomo (mm)	Ángulo (grado)	Rumbo	Dif. des. (%)	Dif. Áng. (%)
A11NO	19.7	30.5	NE	17.4	46.9	NE	11.7	35.0
A12O	20.6	29.1	NE	18.5	46.1	NE	9.8	36.9
B11NE	17.5	23.6	NE	17.7	44.2	NE	1.1	46.6
B11SE	16.1	29.7	NE	17.9	44.5	NE	10.1	33.3
B12S	18.8	25.2	NE	18.7	43.4	NE	0.5	41.9
prom.	18.5	27.6	NE	18.0	45.0	NE	6.6	38.7

Fig 70

Comparación de los desplomos medidos y obtenidos del análisis, entre marzo de 1996 y diciembre de 1996, en por ciento

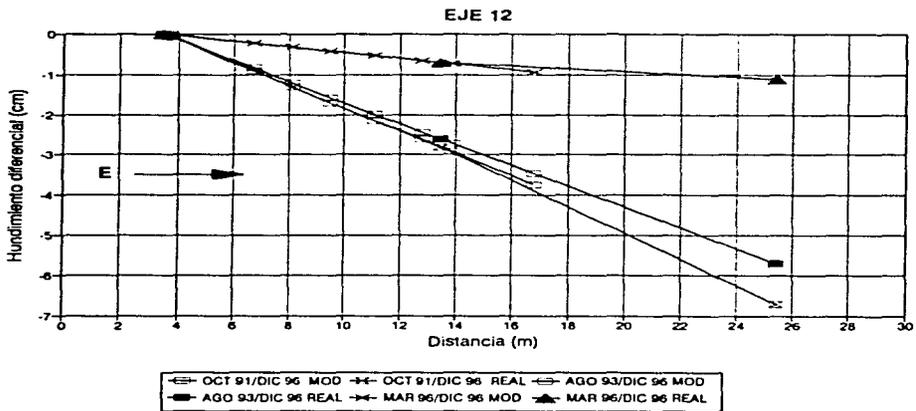
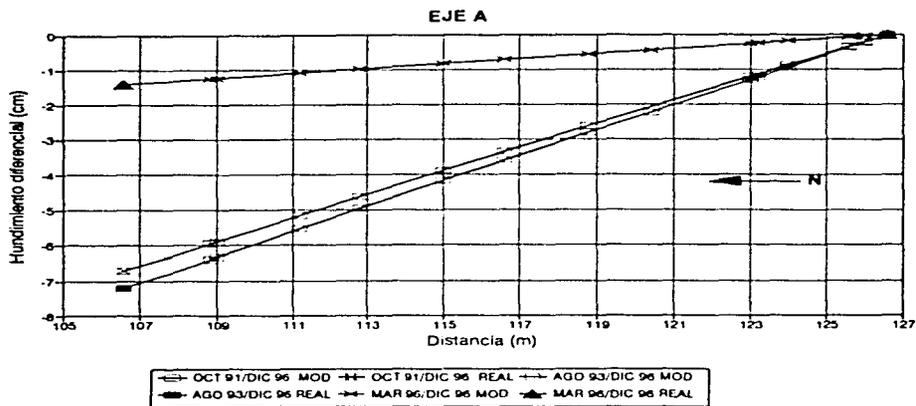
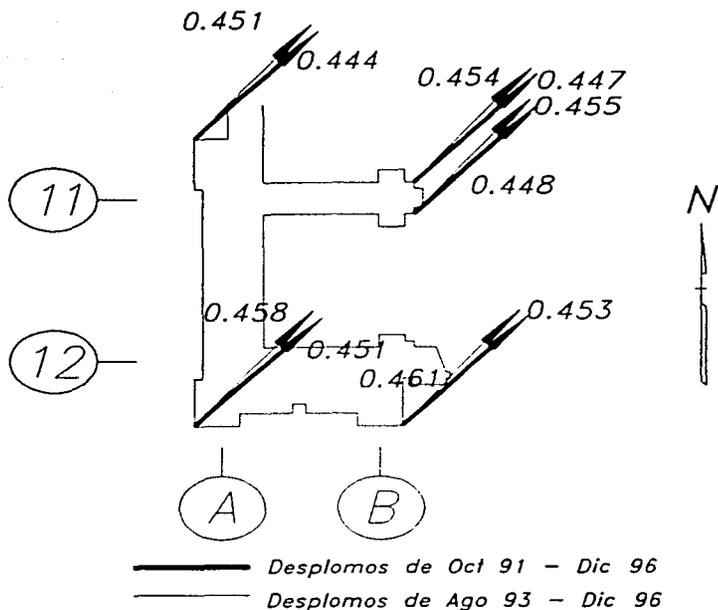


Fig 71 Comparación de los perfiles de hundimientos diferenciales en tres periodos



Punto	Ago 93 - Dic 96			Oct 91 - Dic 96			Diferencias	
	Desplomo (mm)	Ángulo (grados)	Rumbo	Desplomo (mm)	Ángulo (grados)	Rumbo	Dif. Des. (%)	Dif. Áng. (%)
A11NO	73.5	36.5	NE	72.4	40.5	NE	1.6	9.9
A12O	74.7	36.5	NE	73.6	40.4	NE	1.5	9.7
B11NE	74.1	35.9	NE	72.9	39.9	NE	1.6	9.9
B11SE	74.2	36.0	NE	73.0	39.9	NE	1.6	9.9
B12S	74.9	35.6	NE	73.9	39.8	NE	1.3	10.4
prom.	74.3	36.1	NE	73.1	40.1	NE	1.5	10.0

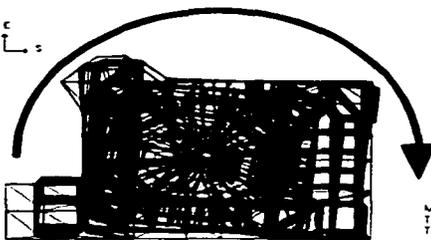
Fig 72 Comparación de los desplomos de hundimientos diferenciales, en por ciento



MODO 1
 $T = 0.86$
Transversal



MODO 2
 $T = 0.68$
Longitudinal



MODO 3
 $T = 0.32$
Torsion



MODO 4
 $T = 0.28$
Flexion



MODO 5
 $T = 0.26$
Flexorotacion

Fig 73 Principales configuraciones modales

APÉNDICE A

Programa para calcular los hundimientos diferenciales en la base de la torre empleando la ecuación del plano

A.1 Listado

```

CLS
DIM NUD(200), X(200), Y(200), Z(200), XE(200), YE(200), ZE(200)
'.....
'      ENTRADA DE DATOS
'.....
LOCATE 5,3: PRINT "Para el uso de este programa se solicitaran 3 puntos de medicion
que son"
LOCATE 6,3: PRINT "el punto 3, 5 y 6; de los cuales exclusivamente se dara su cota
en Z"
LOCATE 8,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 3 ";PZ3
LOCATE 9,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 5 ";PZ5
LOCATE 10,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 6 ";PZ6
10 CLS
  LOCATE 5,5: PRINT "Estan correctos los valores:"
  LOCATE 7,5: PRINT "Punto 3 = ";: PRINT USING "#####.#####";PZ3
  LOCATE 8,5: PRINT "Punto 5 = ";: PRINT USING "#####.#####";PZ5
  LOCATE 9,5: PRINT "Punto 6 = ";: PRINT USING "#####.#####";PZ6
  LOCATE 15,5: INPUT "S-SI, N-NO";D$
  IF D$ = "S" OR D$ = "s" THEN 20

```

```

CLS
LOCATE 5,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 3 ";PZ3
LOCATE 6,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 5 ";PZ5
LOCATE 7,3: INPUT "Cota del punto de nivelacion 6 ";PZ6
GOTO 10
.....
'      CALCULO DE LA ECUACIÓN DEL PLANO
.....
20 CLS
PT1X = 0: PT1Y = 9.96: PT2X = -20.03: PT2Y = 0
PT1Z = PZ3-PZ5
PT2Z = PZ6-PZ5
NX = ((PT1Y*PT2Z)-(PT1Z*PT2Y))
NY = -((PT1X*PT2Z)-(PT1Z*PT2X))
NZ = ((PT1X*PT2Y)-(PT1Y*PT2X))
VLX = NX*-126.6
VLY = NY*-3.5
VLZ = NZ*-PZ5
ZT=-VLX-VLY-VLZ
.....
'      IMPRESIÓN DE LA ECUACIÓN DEL PLANO
.....
LOCATE 3,3: PRINT "COMPONENTES DE LA NORMAL DEL PLANO "
LOCATE 5,5: PRINT "NX = ";NX
LOCATE 6,5: PRINT "NY = ";NY
LOCATE 7,5: PRINT "NZ = ";NZ
LOCATE 8,5: PRINT "VLX = ";VLX
LOCATE 9,5: PRINT "VLY = ";VLY
LOCATE 10,5: PRINT "VLZ = ";VLZ
LOCATE 11,5: PRINT "ZVLT = "; ZT
X$ = INPUT$(1)
L = 0
.....
'      LECTURA DEL ARCHIVO DE DATOS
.....
OPEN "NUD.DAT " FOR INPUT AS 1
30 IF EOF(1) GOTO 40
L = L + 1
INPUT #1, NUD,X,Y
NUD(L) = NUD
X(L) = X
Y(L) = Y
GOTO 30
40 CLOSE #1

```

```

.....
/ ASIGNACIÓN DEL VALOR CORRESPONDIENTE
.....

```

```

CLS
LOCATE 5,5: PRINT "Lectura de nudos y coordenadas"
X$ = INPUT$(1)
FOR I = 1 TO L
PRINT NUD(I), X(I), Y(I)
NEXT I
CLS
FOR I = 1 TO L
Z(I) = ((ZT-(NX*X(I))-(NY*Y(I)))/NZ)
PRINT Z(I)
NEXT I
X$ = INPUT$(1)

```

```

.....
/ CREACIÓN DEL ARCHIVO DE SALIDA
.....

```

```

CLS
LOCATE 3,3: PRINT "LECTURA DE HUNDIMIENTOS"
X$ = INPUT$(1)
OPEN "DESPL.SAP" FOR OUTPUT AS 2
PRINT #2, "DISPLACEMENTS"
FOR I = 2 TO L
PRINT USING "#####"; NUD(I);
PRINT " U=0,0,";
PRINT USING "###.####"; Z(I)
PRINT #2,USING "#####"; NUD(I);
PRINT #2, " U=0,0,";
PRINT #2, USING "###.####"; Z(I)
NEXT I
CLOSE #2
PRINT "O.K"
BEEP 1: BEEP 1: BEEP 1: BEEP 0: BEEP 0: BEEP 1
END

```

A.2 Ejemplo del archivo de datos

NUDO	X	Y
3917	126.6	3.5
3900	104.05	3.7
3901	104.05	4.1
3902	104.05	6.5

v

3903	104.05	8.1
3904	108.8	3.5
3905	109	3.5
3906	111.2	3.5
3907	112.8	3.5
3908	115	3.5
3909	116.6	3.5

A.3 Ejemplo de archivo de resultados

DISPLACEMENTS

3900	U=0,0, -0.0816
3901	U=0,0, -0.0826
3902	U=0,0, -0.0889
3903	U=0,0, -0.0931
3904	U=0,0, -0.0640
3905	U=0,0, -0.0633
3906	U=0,0, -0.0554
3907	U=0,0, -0.0496
3908	U=0,0, -0.0417
3909	U=0,0, -0.0359