

01161

7



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

25

ANÁLISIS DE UNA PROPUESTA DE REFUERZO DE LAS COLUMNAS DEL
CRUCERO DE LA CATEDRAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS QUE PRESENTA:

FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

PARA OBTENER EL GRADO DE

**MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

1998

CIUDAD UNIVERSITARIA, DICIEMBRE DE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1998



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

Valor y confianza ante el porvenir hallan los pueblos en la grandeza de su pasado. Mexicano, contemplete en el espejo de esa grandeza. Comprueba aquí, extranjero, la unidad del destino humano. Pasan las civilizaciones; pero en los hombres quedará siempre la gloria de que otros hombres hayan luchado para erigirlas.

Jaime Torres Bodet

Por amor soy de ti y seré
toda la vida, mientras viva ...

El que habita en el lugar secreto del Altísimo,
mora bajo la sombra del Omnipotente.

Salmo 91,1



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	5
1. PROBLEMÁTICA DE LA CATEDRAL.....	8
1.1 DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL.....	8
1.1.1 Geometría.....	10
1.1.2 Estructura.....	16
1.1.3 Columnas.....	21
1.2 HUNDIMIENTO DIFERENCIAL.....	23
1.3 INTERVENCIONES CORRECTIVAS.....	23
1.3.1 Intervenciones previas.....	24
1.3.2 Corrección de hundimientos por subexcavación.....	27
1.3.3 Acciones adicionales.....	28
1.4 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS COLUMNAS.....	29
1.4.1 Modelo de elemento finito.....	32
1.4.2 Excentricidades de las cargas.....	32
1.4.3 Refuerzo temporal.....	34
1.5 PROPUESTAS DE REFUERZO.....	36
2. MATERIALES.....	36
2.1 CANTERA.....	38
2.2 MORTERO.....	38
2.3 CONCRETO.....	39
2.4 ACERO.....	40
2.5 MAMPOSTERÍA.....	42
2.5.1 Módulo de elasticidad.....	42
2.5.2 Resistencia.....	44
2.5.3 Curvas esfuerzo - deformación.....	46
3. ANÁLISIS DE UNA SECCIÓN.....	48
3.1 HIPÓTESIS.....	49
3.2 NÚCLEO DE CONCRETO.....	51
3.3 DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA.....	53
3.3.1 Mampostería simple.....	54
3.3.2 Mampostería con concreto.....	54
3.3.3 Comentarios.....	58
3.4 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN.....	60
4. ANÁLISIS DE UNA COLUMNA.....	60
4.1 MODELO.....	61
4.2 HIPÓTESIS.....	63
4.3 DESPLAZAMIENTOS.....	65
4.4 GIRO EN LA BASE DE LA COLUMNA.....	65
4.4.1 Columna aislada.....	67
4.4.2 Columna C-6.....	70
4.4.3 Comentarios.....	70

5. DEFORMACIONES DIFERIDAS	72
5.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS.....	73
5.1.1 Mampostería.....	73
5.1.2 Concreto.....	75
5.2 HIPÓTESIS	76
5.3 MODELO	78
5.3.1 Mampostería simple.....	78
5.3.2 Mampostería con concreto.....	78
5.4 DEFORMACIONES DIFERIDAS	81
5.4.1 Módulo de elasticidad	82
5.4.2 Deformaciones.....	82
5.4.3 Esfuerzos.....	84
6. REVISIÓN CRÍTICA DE LA PROPUESTA.....	87
6.1 VENTAJAS Y LIMITACIONES	87
6.2 COMPARACIÓN CON OTRAS TÉCNICAS DE REFUERZO.....	90
6.2.1 Inyección.....	90
6.2.2 Confinamiento exterior.....	91
6.2.3 Refuerzo con elementos interiores	91
6.2.4 Sustitución de material defectuoso.....	92
6.2.5 Comentarios.....	92
6.3 PROCESO CONSTRUCTIVO	93
7. COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES	97
AGRADECIMIENTOS.....	101
REFERENCIAS	102
APÉNDICE A. GLOSARIO	I
APÉNDICE B. DESARROLLO DE FÓRMULAS	IV
B.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD	IV
B.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN	V
B.3 DEFORMACIONES DIFERIDAS.....	VIII

INTRODUCCIÓN

La Catedral de la ciudad de México, uno de los monumentos más importantes de América, se encuentra en proceso de rehabilitación. El suelo sobre el que se desplanta este monumento, al igual que muchos del centro histórico, presenta hundimientos diferenciales. En el año de 1989 presentaba, entre el ábside y la torre surponiente, un hundimiento diferencial de 2.42 m. A causa de este hundimiento, la estructura del templo presentaba grandes desplomos y deformaciones en sus elementos, lo que ponía en riesgo su integridad estructural.

El proceso de rehabilitación busca, principalmente, la corrección de los desplomos de los elementos estructurales para aumentar su seguridad, utilizando la técnica de subexcavación. Esta técnica consiste en hacer descender las partes altas, con respecto a las bajas, mediante la extracción lenta y controlada del suelo. Se ha previsto que, una vez terminada la subexcavación será necesario el refuerzo de algunos elementos para aumentar su grado de seguridad. Entre ellos se encuentran las columnas, que son elementos importantes en la seguridad del templo.

Mediante diversos estudios estructurales, el Instituto de Ingeniería (I de I) de la UNAM participa como asesor en este proceso de rehabilitación. A partir de ellos se proponen recomendaciones que sirvan de guía, para realizar las acciones necesarias en beneficio de la seguridad del templo.

Existen diversas propuestas para el refuerzo de las columnas, entre ellas podemos mencionar: inyección de grietas, confinamiento exterior mediante zunchos de acero, sustitución de material defectuoso, desmontaje y reconstrucción de las columnas, y refuerzo con barras de acero.

El I de I realiza estudios analíticos y experimentales con el fin de evaluar las ventajas y limitaciones de cada una de estas propuestas. El presente trabajo, el cual forma parte de los estudios realizados por el I de I, estudia la propuesta de desmontaje y reconstrucción de las columnas. A grandes rasgos, se evalúa la posible reconstrucción de las cuatro columnas del crucero sustituyendo el material dañado o de baja calidad, corrigiendo el desplomo que presentan; además de colocar en el núcleo de la columna un elemento de concreto reforzado con un zuncho, aumentando así la capacidad de deformación y resistencia del elemento con un pequeño incremento en la rigidez de la columna.

Cuando se propuso esta alternativa de refuerzo, se tenían dudas sobre la influencia del núcleo de concreto en el comportamiento estructural de las columnas; se pensaba que éste alteraría la rigidez de las columnas, lo cual modificaría el comportamiento de la estructura, principalmente ante sismos y hundimientos diferenciales.

Por tal motivo, los objetivos y alcances del presente trabajo son:

1. Realizar un estudio analítico de una columna de crucero.
2. Estudiar la influencia del núcleo de concreto en la columna de mampostería.
3. Estudiar la influencia de la sustitución del material de mala calidad.

En el primer capítulo se describe, en forma condensada, la problemática estructural que presenta la Catedral, mostrando la necesidad del proceso de rehabilitación y del refuerzo de las columnas. En el segundo capítulo se habla de los

materiales utilizados en la construcción de las columnas, así como de sus propiedades físicas y mecánicas.

En los capítulos tres y cuatro se presenta el estudio realizado a la columna y sus secciones, para observar el comportamiento de éstas con la inclusión del núcleo de concreto y con la sustitución del material de mala calidad. En el capítulo cinco se estudia los efectos de las deformaciones diferidas en el comportamiento de las columnas. En cada uno de estos capítulos se presentan las hipótesis utilizadas en ellos y la forma en que se discretizó el problema.

En el capítulo seis se hace una revisión crítica de la propuesta de refuerzo analizada; se muestran las ventajas y limitaciones, tanto de la propuesta como de los análisis. Además se presentan algunos aspectos que se deben considerar en el proceso constructivo de la propuesta aquí analizada. Finalmente a manera de conclusiones, en el capítulo siete se dan algunos comentarios generales de la propuesta, así como también algunas recomendaciones finales.

CAPÍTULO 1

PROBLEMÁTICA DE LA CATEDRAL

1.1 DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA Y ESTRUCTURAL

1.1.1 Geometría

La Catedral, en planta, tiene forma de cruz latina orientada de norte a sur, siendo sus dimensiones, incluyendo muros, de 130 m de largo por 64 m de ancho y 61 m de altura, desde el nivel de plintos hasta la punta de las cruces localizadas en las torres. El área total del templo es de 7,366 m² (figs 1 y 2).

Consta de cinco naves atravesadas por el crucero. La nave central, la más alta, está techada con bóvedas de cañón con lunetos; las naves procesionales o de tránsito están cerradas con bóvedas vaídas; las naves más exteriores son las de menor altura y forman siete capillas hornacinas a cada lado. A los costados del ábside se encuentran, en el lado poniente, la Sala Capitular y, en el oriente, la Sacristía. El ábside tiene forma de rectángulo terminado por un trapecio.

La nave central, así como las dos naves procesionales, presentan una puerta al sur. Los brazos del crucero, que también están cubiertos con bóvedas de cañón con lunetos, tienen en sus extremos oriente y poniente una puerta. Al centro del crucero se forman cuatro pechinas que sostienen a la cúpula con su tambor (fig 3).

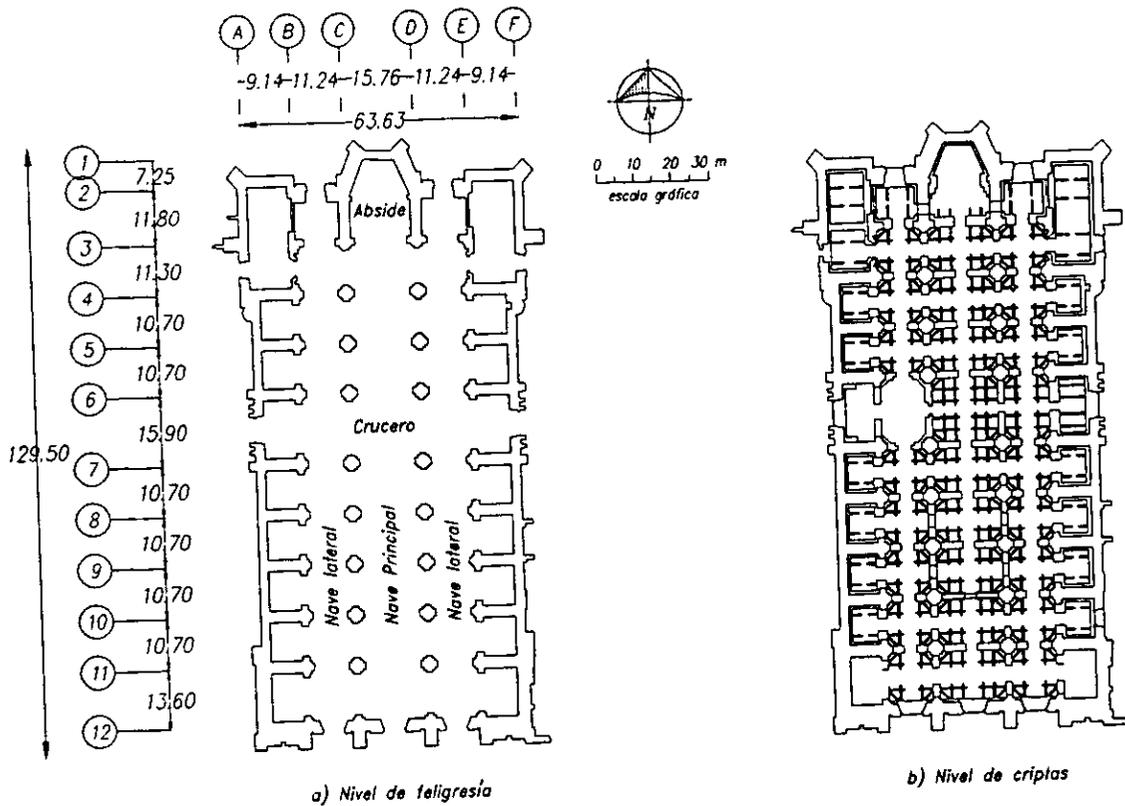


Fig 2. Plantas de la Catedral.

1.1.2 Estructura

La cimentación original está constituida por una retícula de pilotes o estacaones de madera de 20 a 25 cm de diámetro de 2.2 a 3.2 m de longitud, colocados aproximadamente a cada 60 cm. Sobre esta retícula se encuentra un firme de mortero a base de cal y arena de 30 cm de espesor, el cual constituyó la transición al pedraplén que se utilizó para distribuir las cargas. En el pedraplén, que está constuido con roca basáltica y algo de tezontle unida con un mortero de cal y arena y cuyo espesor varía de 0.80 a 1.05 m, se apoyan las contratraves (Tamez et al., 1992). La retícula de contratraves de mampostería, de 3.6 m de peralte y 2.5 m de ancho, recibe los muros y en sus cruceros a las columnas (fig 4).

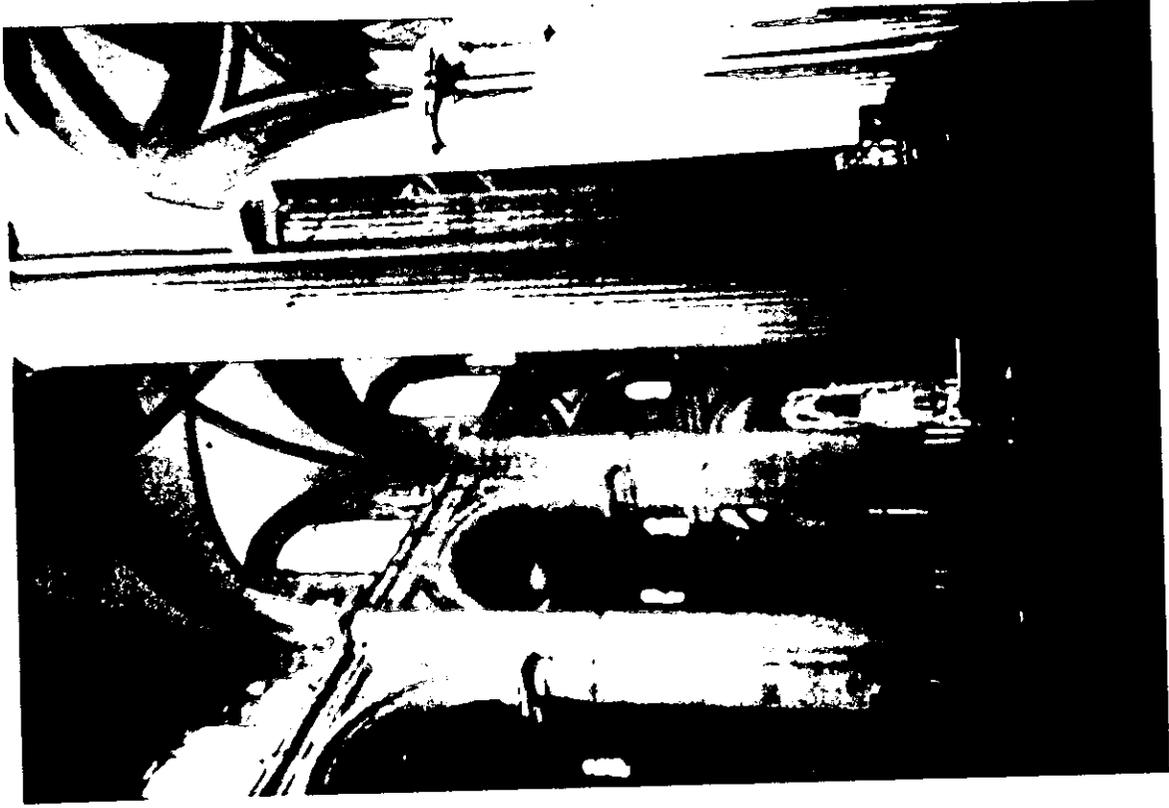
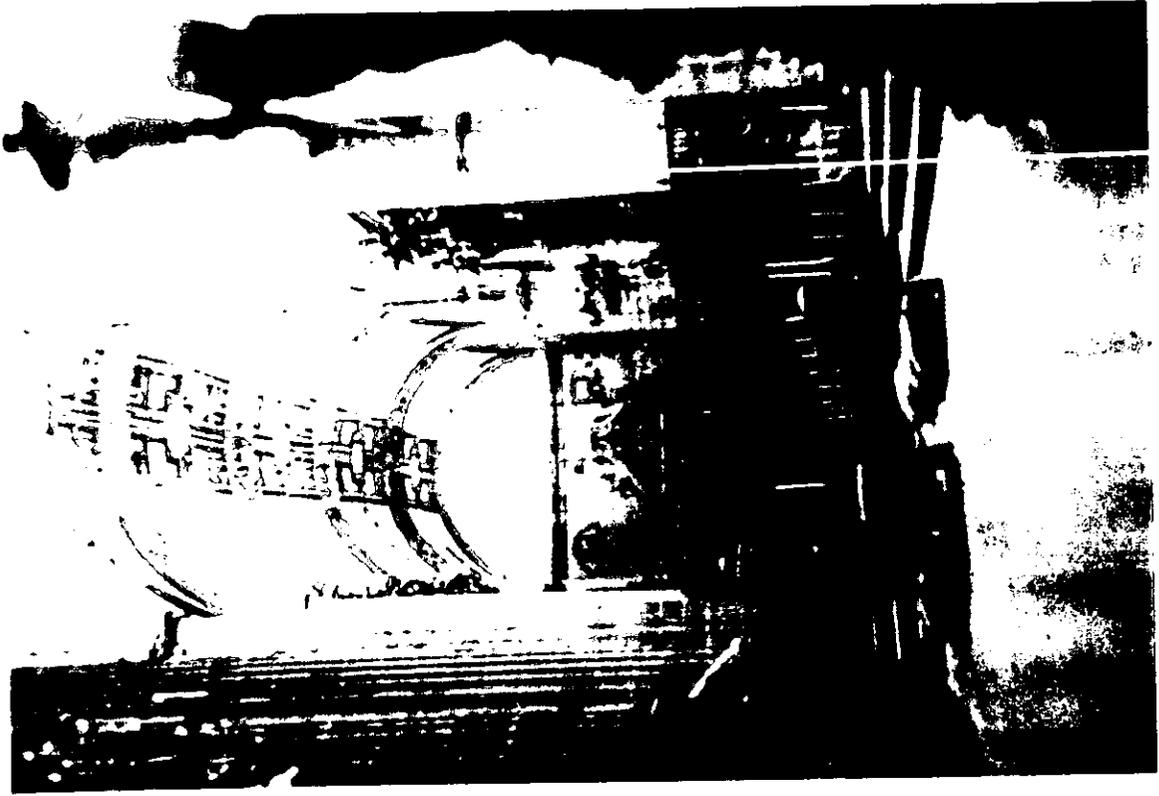


Fig 3. a Detalles de la Catedral.



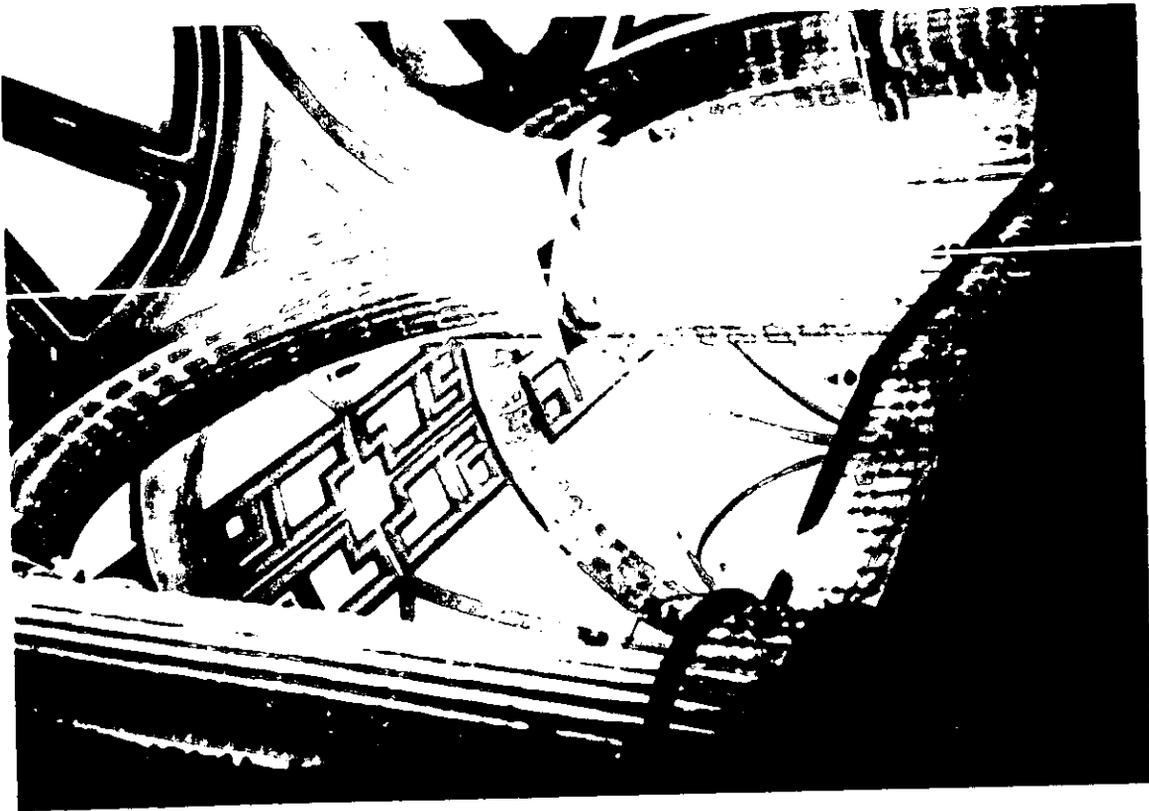


Fig 3.b Detalles de la Catedral.

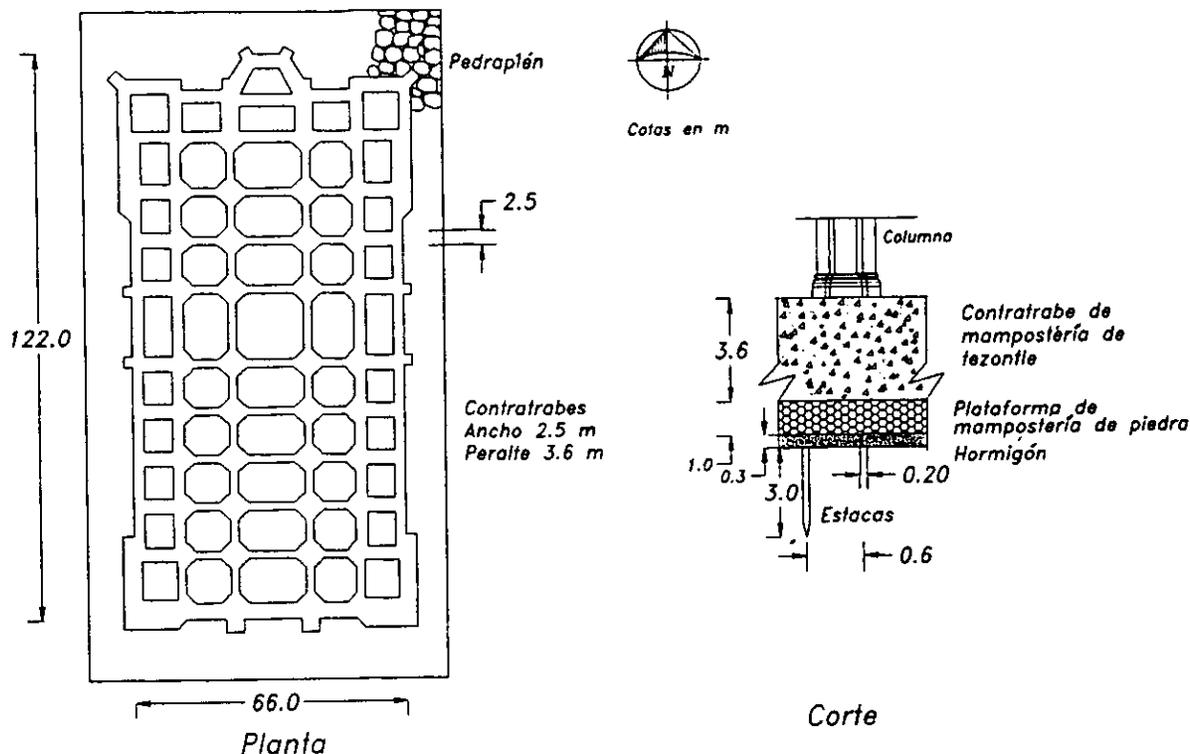
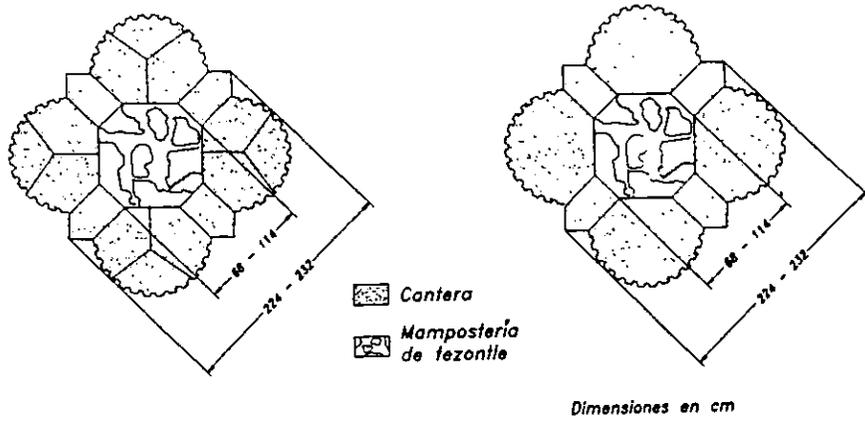


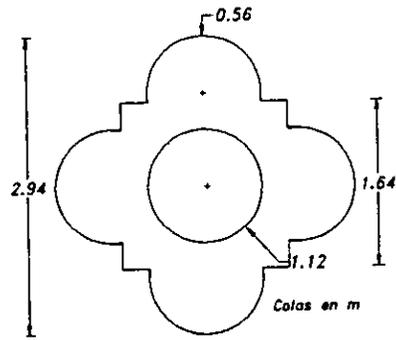
Fig 4. Esquema de la cimentación original.

La Catedral está constituida por 36 columnas: 20 están empotradas a muros, notándose solamente semicolumnas; las 16 columnas restantes, que se encuentran aisladas, a una altura de 13.52 m sostienen los arcos de las naves laterales y a 19.28 m de altura sostienen los arcos de la nave central. La estructura se complementa por botareles que transmiten los empujes de las bóvedas más altas sobre las más bajas, para ser contrarrestados por los muros con que cuenta el templo (fig 3).

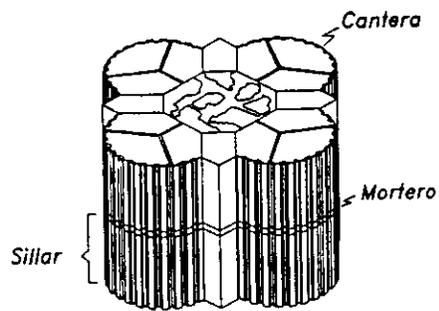
El material primario de construcción es una mampostería heterogénea constituida por tezontle y piedra basáltica, aglutinada por un mortero de cal y arena. El conjunto forma una especie de concreto ciclópeo cuya composición varía según el elemento estructural. En los muros domina el tezontle, con algunas piedras de dimensiones pequeñas. En las bóvedas el tamaño de las piedras de tezontle disminuye y desaparecen prácticamente las piedras de basalto denso.



a) Sección transversal de las columnas de la nave central



b) Sección transversal tipo



c) Detalle constructivo

Fig 5. Sección transversal de las columnas de la nave principal.

La mampostería de sillares de piedra se empleó para los elementos que debían soportar esfuerzos de compresión particularmente elevados: columnas y arcos. Los sillares de las columnas tienen un arreglo que se repite en hiladas alternadas y que deja un hueco central que se rellenó con una mampostería pobre (Meli y Sánchez, 1993). La altura de cada hilada de sillares es aproximadamente de 60 cm. La calidad de la piedra empleada disminuye notablemente con la altura de las columnas (figs 5 y 6).

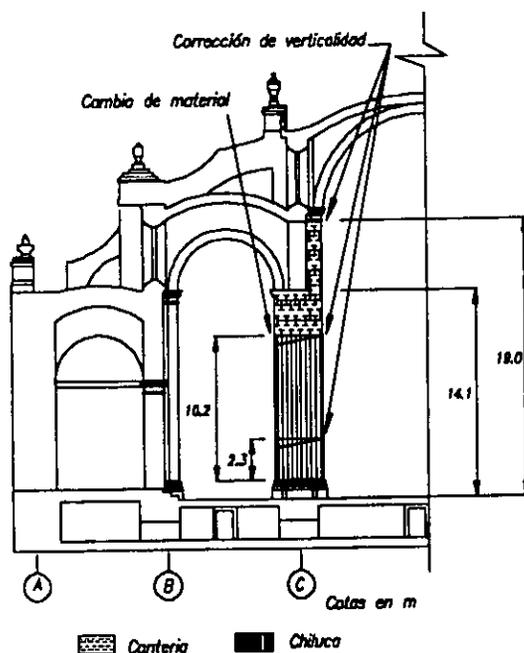


Fig 6. Etapas constructivas de una columna bajo el crucero.

Para los elementos de la cubierta se escogieron formas que permitiesen la transmisión del peso propio de la estructura por esfuerzos de compresión. Se combinan cúpulas hemisféricas y bóvedas constituidas por la intersección de superficies cilíndricas y cónicas ortogonales (Meli y Sánchez, 1993).

Los muros de las cuatro fachadas, los de las capillas en los lados largos y los de las torres en la fachada principal, así como los contrafuertes de la fachada sur, constituyen una franja perimetral que proporciona una gran rigidez lateral al edificio.

Este cinturón de contrarresto tiene gran efectividad para proporcionar un confinamiento lateral a la cubierta y para resistir las fuerzas sísmicas (Meli y Sánchez, 1993) (fig 7).

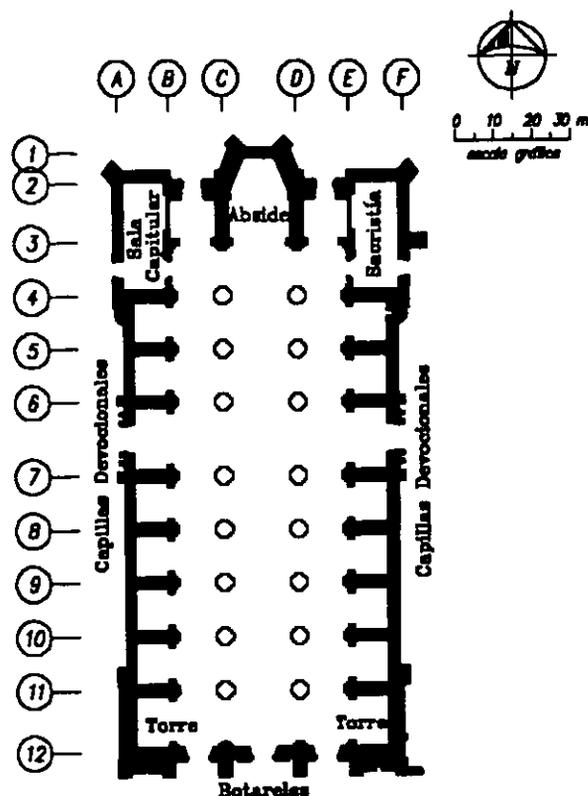


Fig 7. Cinturón de contrarresto.

1.1.3 Columnas

Debido a que se presentaron grandes hundimientos diferenciales desde el inicio de la construcción se realizaron correcciones y ajustes continuos de la geometría del templo. La longitud de las columnas varía según la magnitud de los hundimientos que experimentaba cada una de sus bases en la época en que se nivelaron sus extremos superiores, para proceder a la construcción de los arcos y bóvedas de la cubierta. La diferencia máxima de longitud es de 85 cm (Meli y Sánchez, 1993) (fig 8).

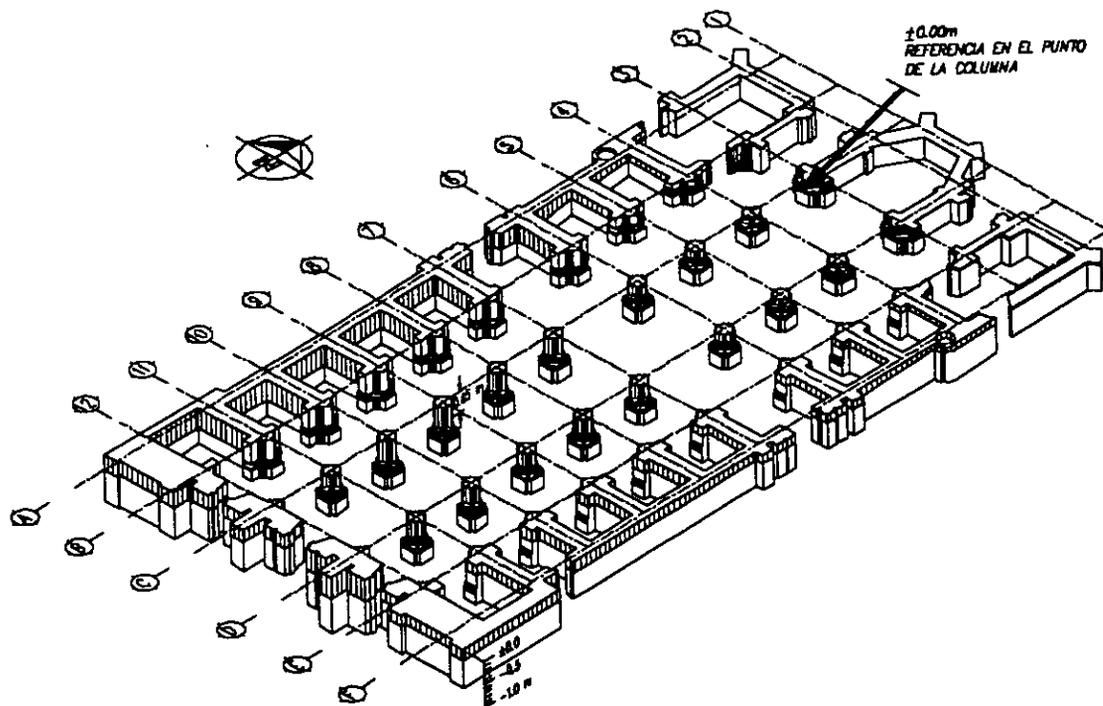


Fig 8. Vista de los incrementos de fustes y muros durante el proceso de construcción (1573 - 1667).

Los desplomos que fueron teniendo las columnas, sobre todo en la zona norte, provocaron que se realizaran correcciones en su verticalidad, cada vez que se interrumpía su construcción por un periodo prolongado. Los cambios de pendiente que presentan sus fustes indican que en una primera etapa se levantaron las columnas hasta una altura de 3.7 m, después hasta 10 m y allí se paró su construcción durante un largo tiempo hasta rematarlas en el arranque de los arcos. Hay una diferencia de pendiente hasta del 1.4 por ciento entre los diferentes tramos del fuste (Meli y Sánchez, 1993) (fig 6).

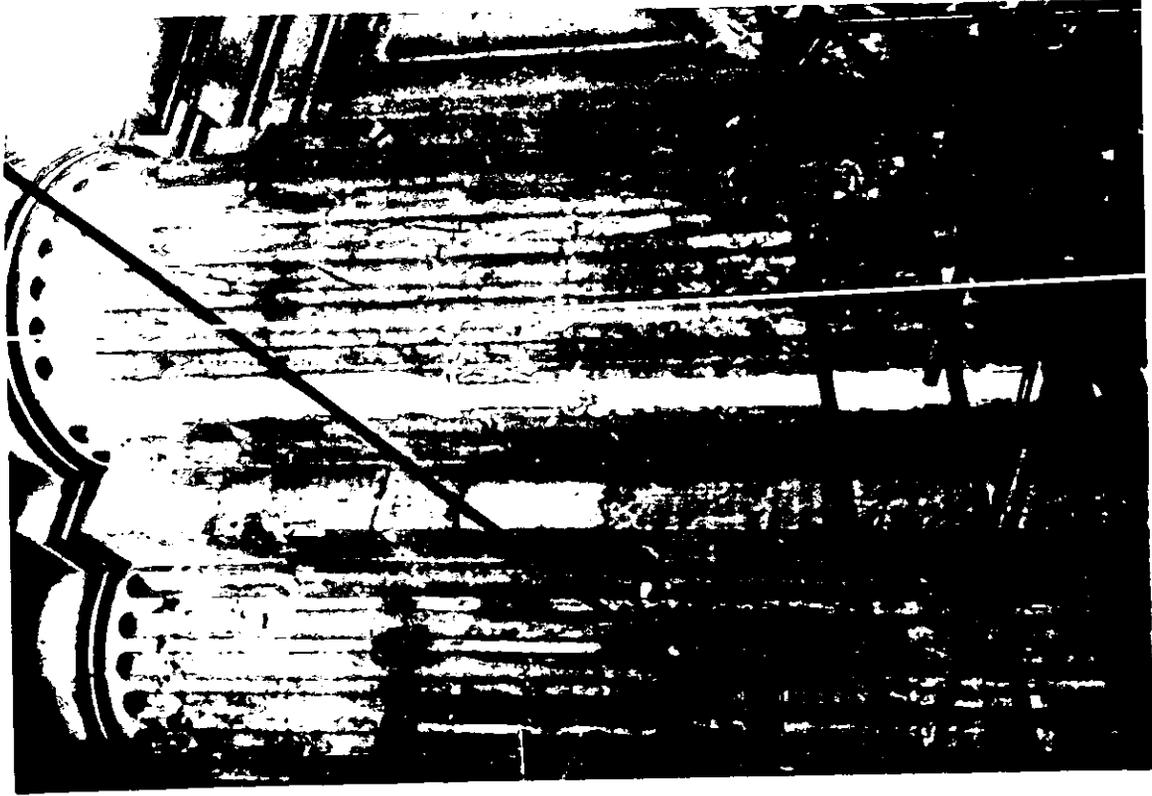
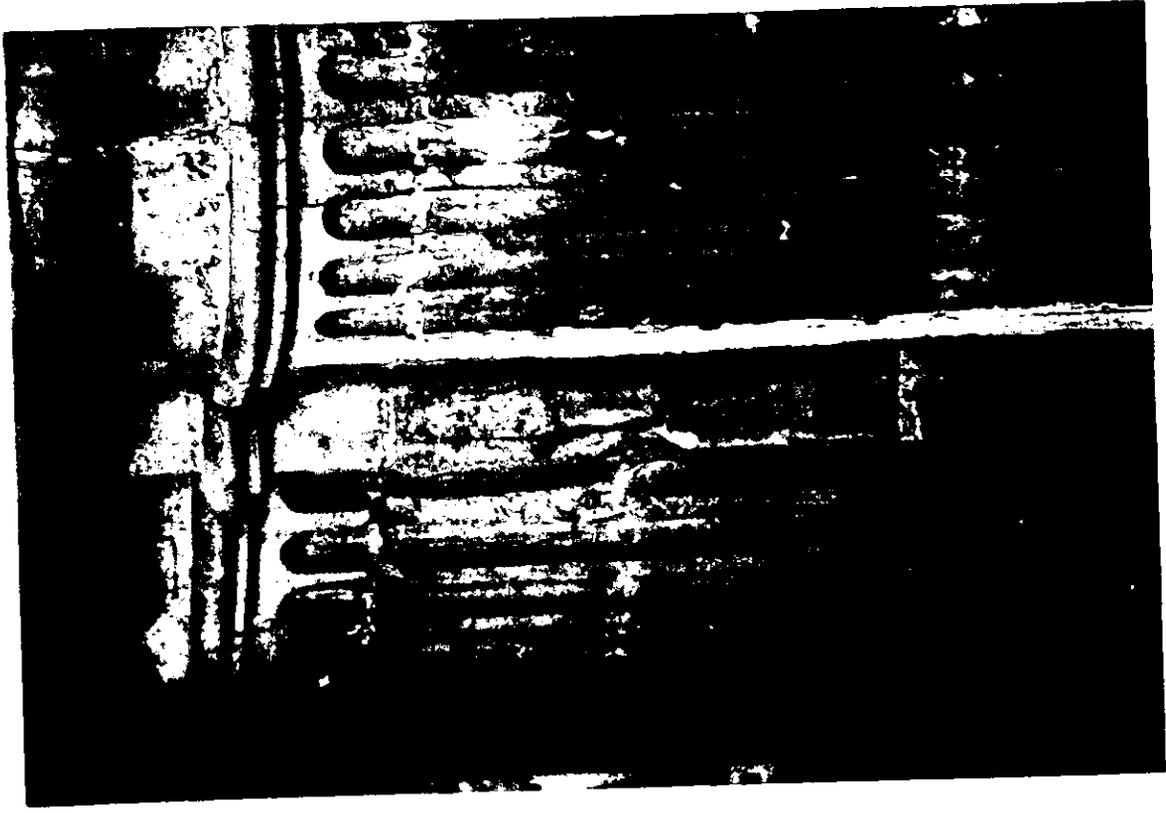


Fig 9. Agrietamiento en el extremo superior del fuste de la columna C-6

En las columnas del crucero, principalmente en la columna C-6, el extremo superior presenta agrietamientos verticales importantes en un lado de la columna, lo que indica que el material ha llegado a su resistencia (fig 9). Este agrietamiento se debe a que la parte superior de la columna ha girado hacia la nave central, a causa de la abertura que ha sufrido ésta por el hundimiento diferencial que ha presentado el templo. Como consecuencia de esta abertura, la clave de la bóveda de la nave central ha descendido. Esto ha propiciado que la pechina, junto con el segmento de la columna bajo ella giraran hacia el centro de la nave, incrementando los esfuerzos de compresión en los sillares de cantera que forman la columna (Sánchez y Meli, 1997) (fig 10).

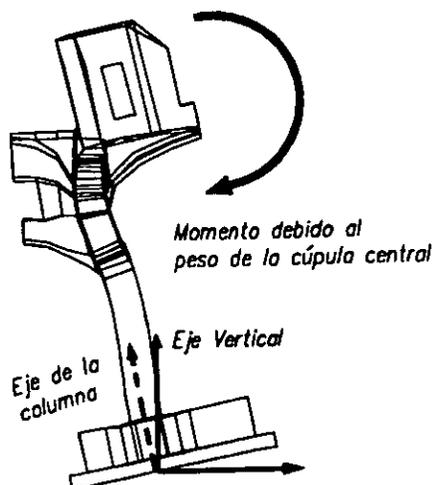


Fig 10. Deformación en el extremo superior de una columna de crucero sobre el eje C, provocada por la acción del peso propio y la abertura de la nave central.

Las columnas que se encuentran sobre el eje C, entre los ejes 3 y 7, presentan grietas verticales en los plintos y en el primer tramo del fuste (fig 11). Estas grietas se han presentado debido a los hundimientos diferenciales que ha sufrido el templo. Estos hundimientos han provocado un quiebre en la cimentación a lo largo del eje C, afectando a la contratrabe de este eje agrietándola a todo lo largo (Sánchez y Meli, 1997).

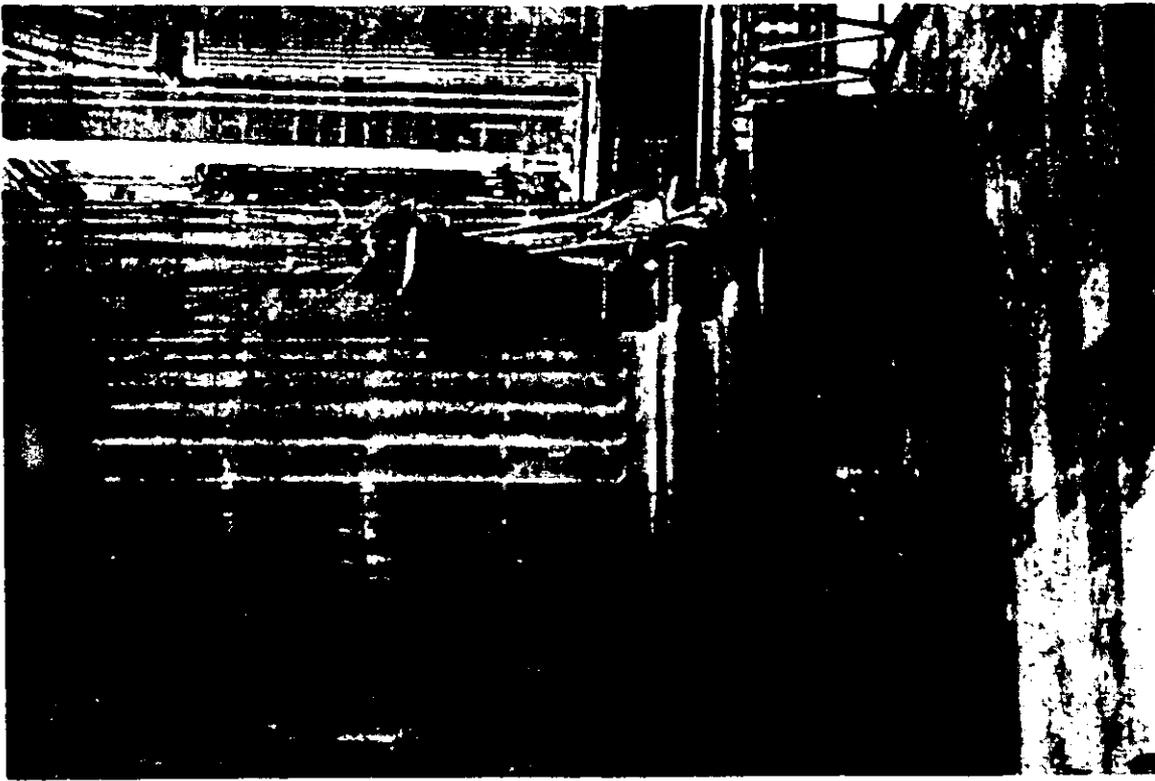


Fig 11. Agrietamiento típico en el primer tramo del fuste de las columnas del eje C.

1.2 HUNDIMIENTO DIFERENCIAL

Debido a la compresibilidad de las arcillas del valle de México, los hundimientos diferenciales de la Catedral Metropolitana comenzaron desde la construcción del pedraplén (1573). Este hundimiento se incrementó al levantar los muros de mampostería. Fue necesario incrementar la longitud de algunas columnas y muros para corregir los desniveles que presentaba la construcción (figs 6 y 8).

El suelo, en el que actualmente se desplanta el templo, fue preconsolidado por las construcciones aztecas; sin embargo, la ubicación y dimensiones de los monumentos prehispánicos indujeron esfuerzos de preconsolidación variables en las arcillas blandas subyacentes, causando zonas de compresibilidad desigual (fig 12).

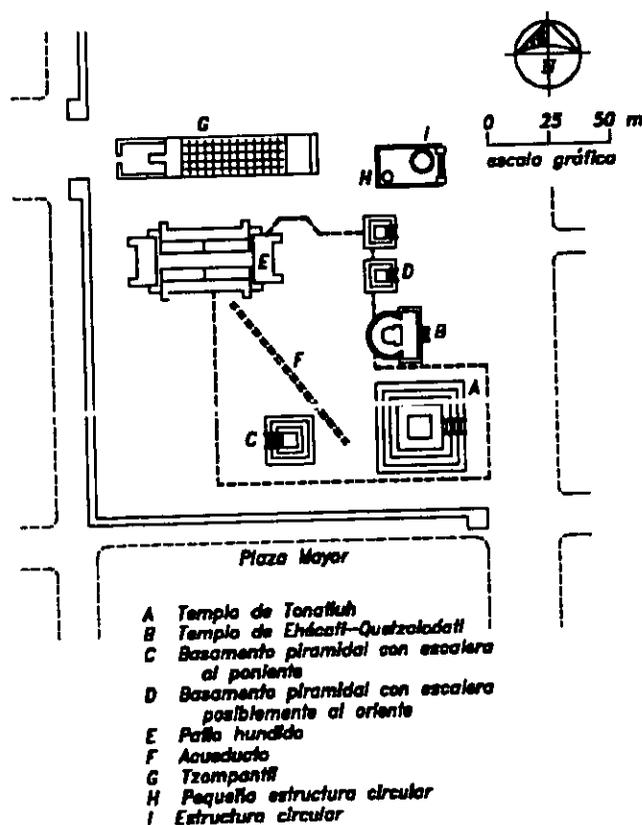
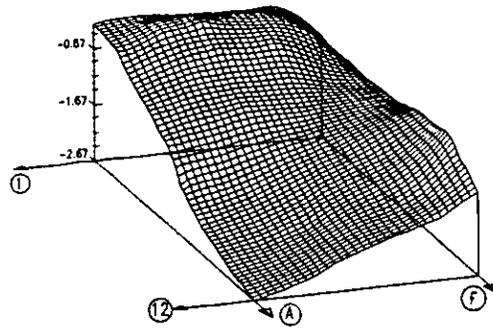
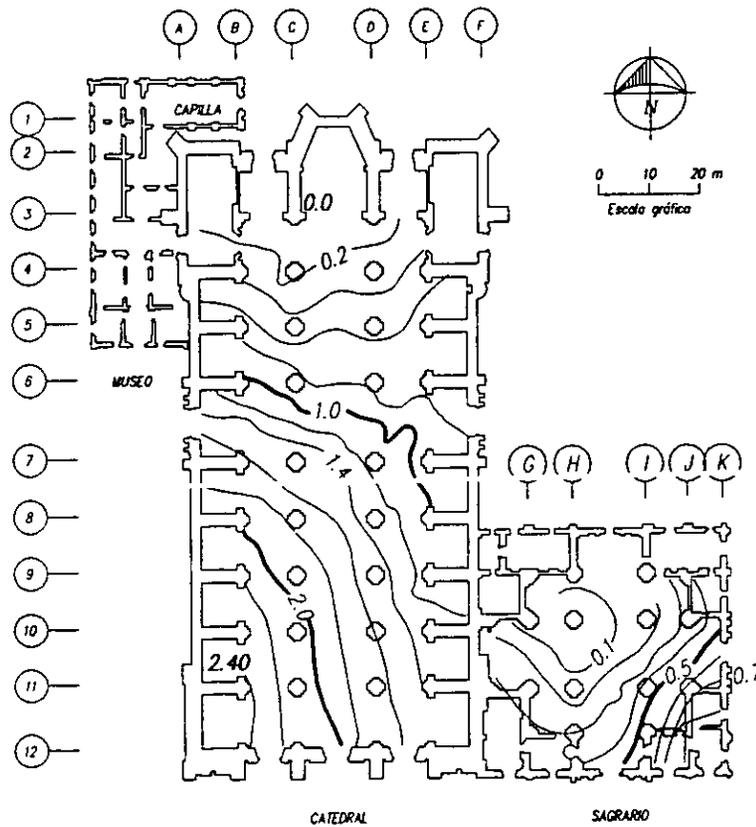


Fig 12. Ubicación probable de basamentos y estructuras prehispánicas (Villalobos, 1991).



a) Configuración del hundimiento diferencial del piso



b) Curvos de nivel

Fig 13. Hundimientos diferenciales acumulados en diciembre de 1989.

Estas diferencias en la compresibilidad contribuyeron sustancialmente al desarrollo de asentamientos diferenciales desde el inicio de la construcción. Los asentamientos acumulados generaron un diferencial de 2.40 m entre el ábside y la torre poniente, y de 1.25 m entre ambas torres (fig 13), observándose en los desplomos de muros y columnas. Tamez *et al.* (1992) describe con detalle la evolución de los hundimientos diferenciales que ha sufrido la estructura, desde el punto de vista geotécnico.

1.3 INTERVENCIONES CORRECTIVAS

Durante el presente siglo, la Catedral ha sido sometida a tres procesos de rehabilitación. Como el problema es fundamentalmente geotécnico, las dos primeras intervenciones se enfocaron principalmente a tratar de detener los hundimientos diferenciales que presentaba el templo; mientras que la última, pretende aumentar el grado de seguridad del templo mediante la corrección de los desplomos de muros y columnas.

A través de los siglos, la Catedral ha sufrido grandes agrietamientos, principalmente en la cimentación y en la cubierta, pero también en muros y columnas. Estas grietas han sido continuamente reparadas. En 1920 se reforzó el tambor de la cúpula y muchos de los arcos mediante la sustitución de las dovelas más dañadas, reforzándolos con estructuras de acero. Esta intervención aumentó la seguridad del templo (López Carmona, 1995).

1.3.1 Intervenciones previas

En el año de 1929, la Comisión Técnica de la Catedral y el Sagrario Metropolitano encargó al Arquitecto Manuel Ortiz Monasterio estudiar la cimentación de la Catedral. De este estudio surgió un proyecto de recimentación, el cual se terminó en la década de los años cuarenta. Esta primera intervención pretendía que,

al vaciar las celdas de cimentación la presión media de contacto disminuyera en un 25 por ciento, el cual se perdió por el peso de las criptas. Sin embargo, durante estos trabajos se concibió al monumento como una sola estructura, incluyendo la subestructura (López Carmona, 1995).

Debido a que los hundimientos diferenciales continuaban incrementándose, en 1972 la Secretaría del Patrimonio Nacional (SPN) realizó estudios estructurales y de mecánica de suelos. Con base en ellos, determinó la necesidad de realizar un nuevo proyecto de recimentación para preservar la integridad del monumento. Este proyecto inició en 1975 y tuvo una duración de 2 años y consistió en hincar 280 pilotes en el interior del templo. Únicamente el 30 por ciento de los pilotes de control que se colocaron trabajan efectivamente como pilotes de punta, el resto o no tocaron la capa dura o la traspasaron, lo que invalida el objetivo con el que fueron colocados.

1.3.2 Corrección de hundimientos por subexcavación

Las dos recimentaciones anteriores no cumplieron su objetivo, ya que no lograron disminuir los hundimientos diferenciales que se presentaban en el templo, los cuales continuaron incrementándose. En diciembre de 1989 se registró un hundimiento diferencial máximo de 2.42 m, entre el altar mayor y la torre poniente. Como consecuencia de los propios asentamientos, las columnas y muros presentaban fuertes desplomos (fig 14). Para evitar que se siguieran acumulando los asentamientos diferenciales y éstos provocaran un incremento de desplomos en elementos estructurales que pudieran rebasar las condiciones de equilibrio, actualmente se está llevando a cabo un nuevo proceso de rehabilitación.

Este proceso utiliza la técnica de subexcavación. Tiene como objetivo corregir los desniveles y desplomos de edificios que han sufrido hundimientos diferenciales, haciendo descender las partes altas respecto a las bajas, como consecuencia de la extracción lenta y controlada del suelo en que se apoya la cimentación. Los

movimientos que se tratan de inducir con la subexcavación pretenden, en términos generales, corregir la inclinación de muros y columnas para aumentar su margen de seguridad; así como aumentar la eficiencia del sistema de contrarresto.

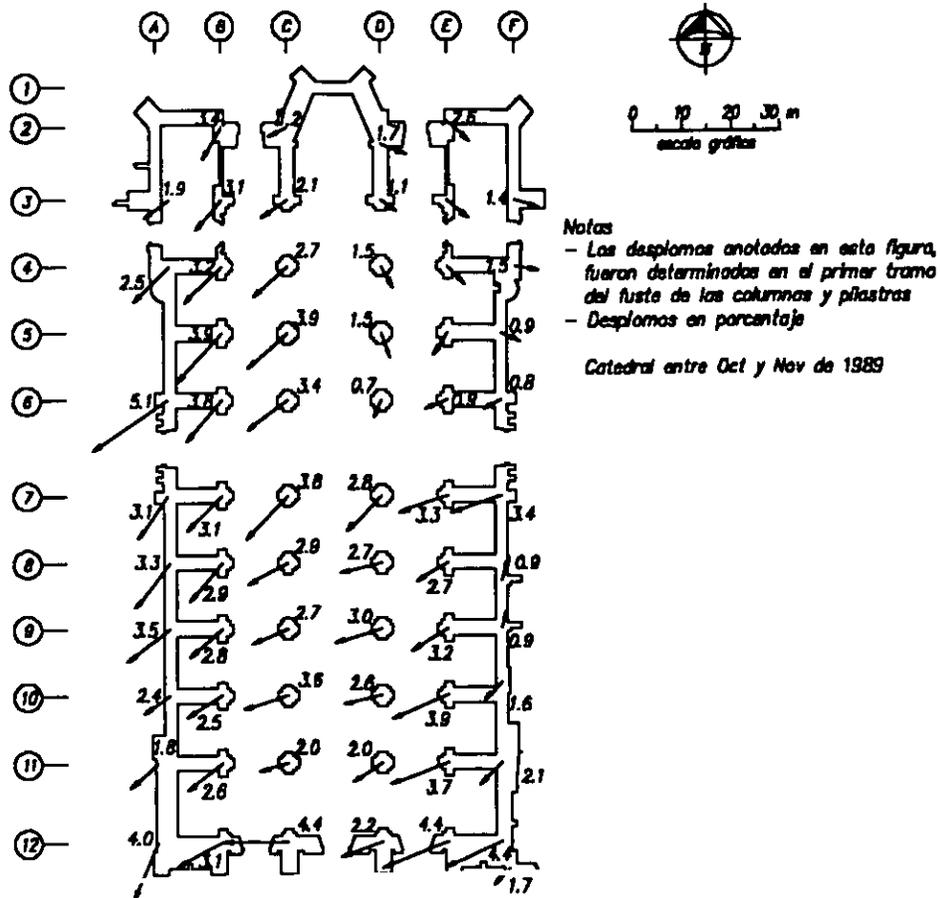


Fig 14. Esquema del desplomo de las columnas de la nave central.

La subexcavación se desarrolla con apoyo de un sistema de apuntalamiento preventivo que evita la posibilidad de colapso de las bóvedas. Este apuntalamiento es a base de torres y arcos formados por tubos y conectores, colocados de tal manera que permiten el uso del templo (fig 15). Las torres se encuentran apoyadas directamente sobre la cimentación. El apuntalamiento ha sido diseñado para resistir al menos dos terceras partes de las cargas verticales que llegan a las columnas y ha

sido provisto de mecanismos que permiten ajustar su altura y las cargas que toman los distintos tubos, a medida que se produzcan los asentamientos del piso por efecto de la subexcavación. Adicionalmente, se colocaron tirantes para restringir la posible abertura de los arcos de las naves principales y procesionales y se realizaron otros refuerzos locales, como el zunchado de las seis columnas más críticas para protegerlas contra alguna posible sobrecarga durante el proceso de subexcavación.

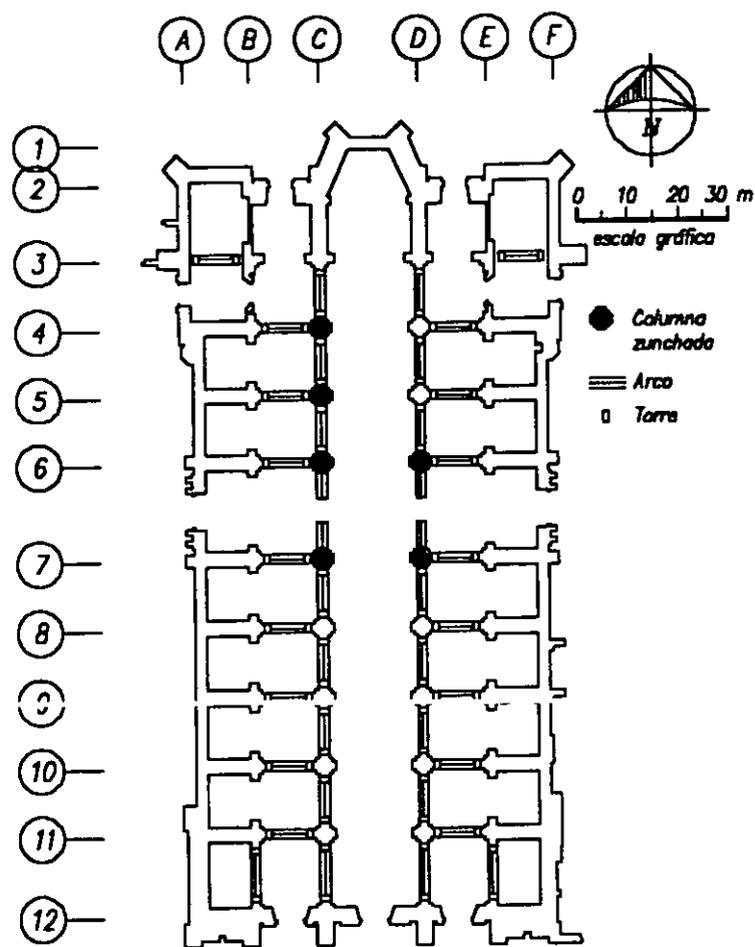


Fig 15. Apuntalamiento de las bóvedas.

Este sistema de apuntalamiento y refuerzo sólo es temporal y se utiliza para favorecer que la construcción siga los movimientos impuestos por la subexcavación. Una vez terminado este proceso será necesario un refuerzo definitivo de la estructura. Se ha previsto que serán necesarios los refuerzos de varias columnas y de algunos arcos y bóvedas; así como la liga entre partes de la construcción que se encuentran separadas (Meli y Sánchez, 1993).

1.3.3 Acciones adicionales

Gracias al proyecto de subexcavación se han producido correcciones importantes y favorables de los hundimientos diferenciales de la construcción. La nave central se ha cerrado y las fachadas laterales están girando hacia adentro, produciendo un efecto favorable de contrarresto a la estructura. Las columnas han tenido giros que, casi en su totalidad, son de corrección a los desplomos que presentan (Meli y Sánchez, 1995).

En la fig 16 se aprecia el desplomo que tenían las columnas al inicio de la subexcavación y el esperado al finalizar ésta. Se observa un desplazamiento en la dirección correcta, pero de poca magnitud. La posición que deberían alcanzar todas las columnas correspondería a un desplomo de uno por ciento, lo cual se considera aceptable. La mayoría de las columnas no alcanzarán ese desplazamiento, por lo que será necesaria la revisión de la seguridad de las columnas y el refuerzo de algunas de ellas; así como también el de otras partes de la estructura, como son las bóvedas, muros, cimentación y contrafuertes.

Como el problema es principalmente geotécnico, una vez terminada la subexcavación, se ha propuesto la consolidación del suelo. Esto con el fin de que el templo presente en el futuro un hundimiento menor y más uniforme, evitando daños en la estructura. Esta consolidación se puede lograr mediante la inyección a presión de una lechada de cemento en el terreno, donde después fragua dando una mayor resistencia y rigidez al suelo.

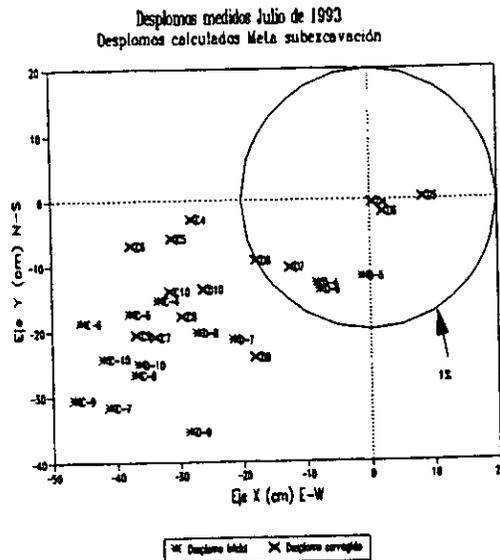


Fig 16. Desplomo calculado al finalizar la subexcavación.

1.4 REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS COLUMNAS

Los hundimientos diferenciales que presenta el templo han ocasionado una rotación hacia afuera de las columnas y de las naves laterales, así como la abertura de los arcos y bóvedas. Resultan particularmente críticas las columnas bajo la cúpula central por las elevadas cargas verticales que deben soportar. La excentricidad total entre la sección superior e inferior de las columnas C-6 y C-7 es de 66 cm, lo que representa casi un 30 por ciento del tamaño de la sección (Meli y Sánchez, 1993) (fig 17).

Debido a la magnitud de los desplomos y cargas de las columnas, estas excentricidades implican momentos flexionantes significativos, del orden del 70 por ciento del momento resistente. Parte de estas excentricidades provienen del desplomo inicial de las columnas antes del cierre de las bóvedas. Otra parte se debe a los asentamientos y giros de las bases de las columnas por los hundimientos diferenciales. Existe agrietamiento vertical en la parte superior de las columnas C-4,

C-5 y C-6 (fig 9). Estas grietas tienden a indicar que las distorsiones de las columnas han provocado momentos flexionantes elevados que, sumados a los efectos de la carga vertical, han conducido al comienzo del aplastamiento de la zona de las columnas donde la resistencia es menor (fig 10).

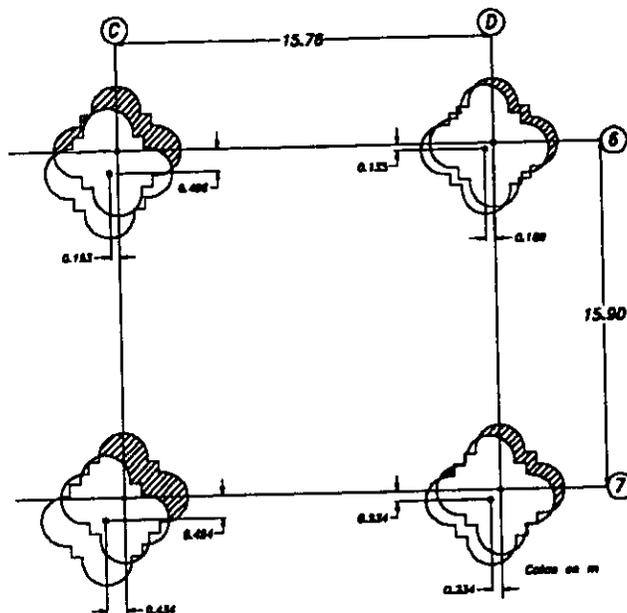
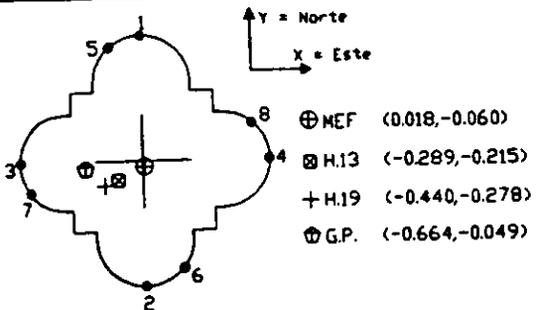
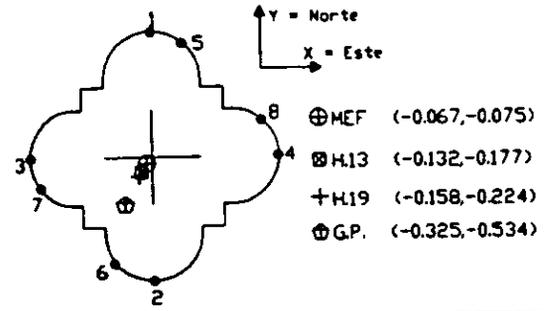
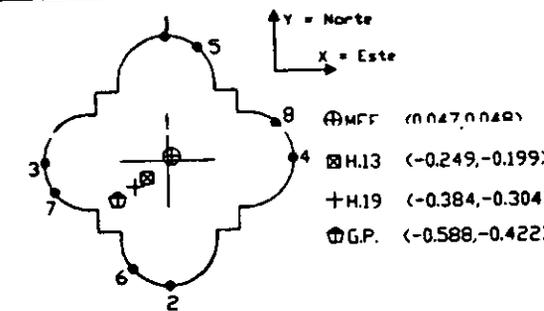
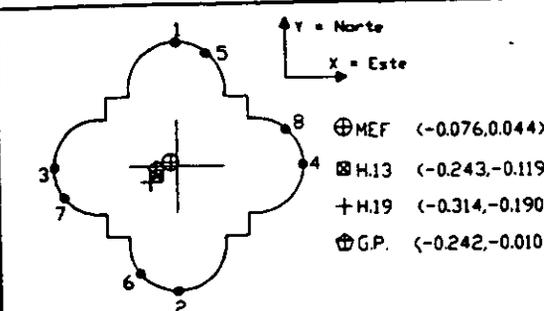


Fig 17. Desplomo de las columnas del crucero.

1.4.1 Modelo de elemento finito

Se realizó un modelo de elemento finito de la parte central del templo (Peña, 1995). Con este modelo se hizo un análisis refinado de los esfuerzos introducidos por el peso de la construcción. El modelo considera la configuración teórica del templo sin tomar en cuenta las distorsiones producidas por los hundimientos diferenciales. Los esfuerzos obtenidos en las columnas no sobrepasan los 25 kg/cm^2 , esfuerzo muy por debajo del que resiste la cantera (300 kg/cm^2) a pesar de las elevadas cargas que soporta la sección. También se observa que el peso de la cubierta se transmite hacia la cimentación mediante cargas axiales en las bóvedas, arcos, columnas y muros (tabla 1 y fig 18). Esto muestra la buena concepción estructural con que fue diseñada la construcción.

Tabla 1. Comparación de esfuerzos en la base de las columnas de crucero (kg/cm²).

Columna	Punto	Método del Elemento Finito	Columna aislada		Medición con Gatos Planos
			H=13.5	H=19.3	
<p>C-6</p>  <p> \oplusMEF (0.018,-0.060) \boxtimesH.13 (-0.289,-0.215) $+$H.19 (-0.440,-0.278) \oplusG.P. (-0.664,-0.049) </p>	1	16.69	7.81	4.24	----
	2	23.58	32.50	36.08	----
	3	19.13	36.73	45.58	----
	4	21.15	3.59	-5.06	----
	5	16.82	12.79	11.52	24.00
	6	23.26	25.16	25.43	16.50
	7	20.03	37.47	45.87	60.00
	8	19.91	2.85	-5.30	6.00
	σ_{med}	20.14	20.16	20.16	26.60
	<p>D-6</p>  <p> \oplusMEF (-0.067,-0.075) \boxtimesH.13 (-0.132,-0.177) $+$H.19 (-0.158,-0.224) \oplusG.P. (-0.325,-0.534) </p>	1	15.91	10.02	7.35
2		24.47	30.37	33.04	----
3		24.04	27.77	29.25	----
4		16.34	12.62	11.14	----
5		15.41	9.20	6.44	7.50
6		25.05	31.29	34.05	43.50
7		24.78	29.70	31.73	24.00
8		15.65	10.69	8.61	15.00
σ_{med}		20.19	20.20	20.20	22.50
<p>C-7</p>  <p> \oplusMEF (0.027,0.028) \boxtimesH.13 (-0.249,-0.199) $+$H.19 (-0.384,-0.304) \oplusG.P. (-0.588,-0.422) </p>		1	22.63	8.66	2.73
	2	17.20	31.31	37.24	----
	3	17.23	34.12	41.79	----
	4	22.60	5.85	-1.82	----
	5	23.01	6.12	-1.22	20.25
	6	16.82	33.68	40.91	54.00
	7	16.84	35.45	43.80	75.00
	8	22.94	4.81	-3.38	12.00
	σ_{med}	19.92	19.99	19.99	40.30
	<p>D-7</p>  <p> \oplusMEF (-0.076,0.044) \boxtimesH.13 (-0.243,-0.119) $+$H.19 (-0.314,-0.190) \oplusG.P. (-0.242,-0.010) </p>	1	22.57	13.27	9.19
2		17.50	26.83	30.90	----
3		24.32	33.91	37.93	----
4		15.71	13.27	2.16	----
5		20.74	10.27	5.71	43.50
6		18.92	29.26	33.73	36.00
7		23.32	34.02	38.54	24.00
8		17.13	6.51	1.82	0.00
σ_{med}		20.01	20.05	20.05	25.00

Bajo la condición de peso propio se obtienen excentricidades muy pequeñas en la carga aplicada a las columnas, aún cuando se toman en cuenta los elevados desplomos que presentan. Esta situación se atribuye al efecto de contrafuerte que imponen las zonas de capillas y de fachada (fig 7).

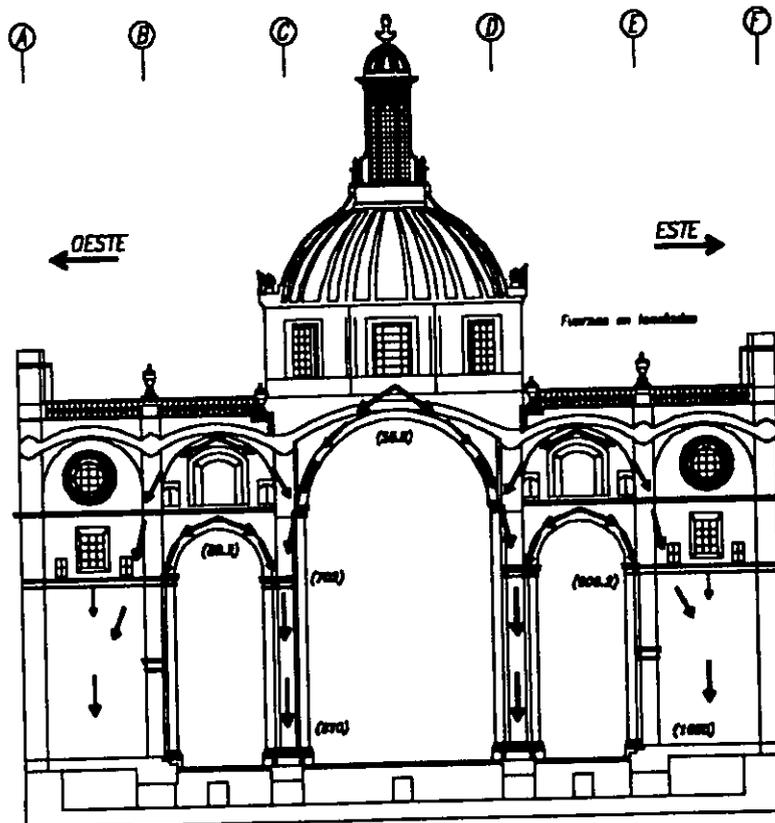


Fig 18. Trayectorias de cargas en un eje transversal.

Si se hace el análisis de una columna aislada imponiendo el desplomo como una excentricidad, se tienen flexiones elevadas, lo que genera esfuerzos importantes en la sección; pero menores que los determinadas con la técnica de gatos planos (tabla 1). Las diferencias se atribuyen por una parte a que el contrarresto exterior no ha sido efectivo en diversas partes de la estructura, debido a que ha girado hacia afuera y se ha separado de la nave central. Por otra parte, la falta de uniformidad en la transmisión de esfuerzos a lo largo de la columna, por la falta de mortero en partes de las juntas, produce que se hayan medido

concentraciones de esfuerzos en los puntos que sí están en contacto (Meli y Sánchez, 1995).

1.4.2 Excentricidades de las cargas

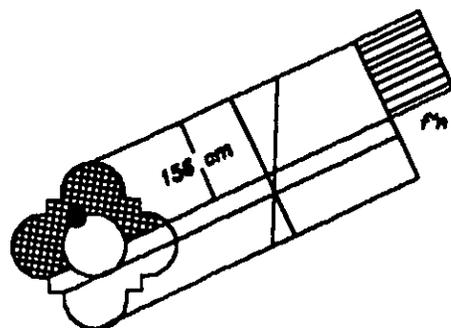
Para la revisión de la seguridad de las columnas en su condición actual deformada, debe considerarse que la carga producida por el peso de la cubierta actúa en combinación con un momento flexionante generado por la excentricidad debida a la falta de verticalidad de la columna, por la inclinación de la carga aplicada con respecto al eje de la columna y por los efectos de segundo orden.

La revisión de la capacidad de carga en la sección crítica de la columna, abajo del arranque de arcos debido al cambio de material, para una de las columnas del crucero, se presenta con detalle en Meli y Sánchez (1993). Se utilizaron las hipótesis usuales para secciones de concreto o mampostería: ignorar la resistencia en tensión, secciones planas y esfuerzos de compresión constante en un rectángulo equivalente de plastificación. Para la excentricidad existente sobre la sección al inicio de la subexcavación, se obtiene que la carga de falla es aproximadamente 50 por ciento mayor que la que se encuentra aplicada a la sección. Este factor de seguridad es insuficiente para este tipo de material y de estructura. Además, la carga actuante produciría el colapso si la excentricidad creciera en 50 por ciento, así que el incremento de los hundimientos conduciría a la columna a una condición cada vez más peligrosa (fig 19).

1.4.3 Refuerzo temporal

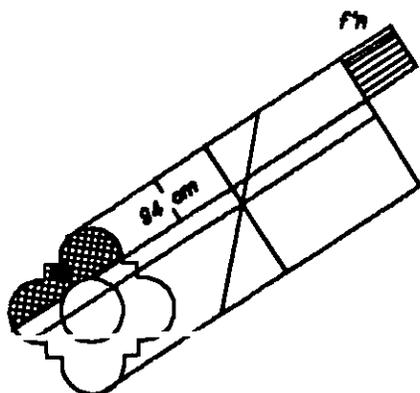
Debido a la baja rigidez lateral de las columnas de la nave central, éstas no participan en forma significativa a la resistencia de las fuerzas sísmicas. Sin embargo, su situación es tan crítica debido a sus desplomos, que los movimientos laterales que sufrirían en un sismo severo podrían llevarlas al colapso. De allí la necesidad de su apuntalamiento. Las seis columnas más críticas se zuncharon para

protegerlas contra alguna posible sobrecarga durante el proceso de rehabilitación (Meli y Sánchez, 1993) (fig 15).



$$\begin{aligned}
 A &= 2.40 \text{ m}^2 \\
 f_m &= 54.4 \text{ kg/cm}^2 \\
 e_x &= 29 \text{ cm} \\
 e_y &= 45 \text{ cm} \\
 e_r &= 53.5 \text{ cm} \\
 \text{Carga resistente } P_u &= 1305.6 \text{ t} \\
 \text{Carga acotante } P &= 830 \text{ t} \\
 \text{Factor de seguridad} \\
 F_s &= \frac{P_u}{P} = 1.57
 \end{aligned}$$

a) Factor de seguridad para la excentricidad actual



$$\begin{aligned}
 A &= 1.52 \text{ m}^2 \\
 \text{Carga acotante } P &= 830 \text{ t} \\
 \text{Excentricidad de falla:} \\
 e_x &= 42 \text{ cm} \\
 e_y &= 65 \text{ cm} \\
 e_r &= 77.4 \text{ cm} \\
 \text{Excentricidad actual} &= 53.5 \text{ cm} \\
 F_s &= \frac{P_u}{P} = \frac{770}{535} = 1.44
 \end{aligned}$$

b) Excentricidad que produciría el colapso

Fig 19. Capacidad de carga de las columnas.

De acuerdo con Meli (1993), el objetivo principal del zunchado de las columnas de la Catedral es el de proporcionar un confinamiento a la sección transversal que evite la posibilidad de una falla frágil. El confinamiento modifica la curva esfuerzo - deformación del material. Tanto la resistencia a compresión, f_c ,

como la deformación última del material, ϵ_u , aumentan linealmente con la cuantía de refuerzo, ρ . Para el cálculo del zunchado se supuso como hipótesis que, el apuntalamiento de una columna pudiera llegar a estar despegado de la cubierta en cierto momento de la subexcavación, y que una sobrecarga accidental pudiera llevar a la columna a su capacidad máxima y por tanto, a un colapso frágil, si no contara con confinamiento.

1.5 PROPUESTAS DE REFUERZO

El objetivo principal en la restauración de monumentos históricos es la preservación y muestra de los valores históricos y culturales del edificio (Penelis, 1996). Por este motivo, las propuestas de refuerzo para el caso de las columnas de la Catedral, deben considerar los siguientes puntos:

1. Preservar el sistema estructural original.
2. Respetar el estilo arquitectónico del templo.
3. Aumentar la capacidad de deformación y resistencia de las columnas.
4. Evitar un cambio importante en la rigidez de estos elementos.

Se han propuesto varios métodos para reforzar las columnas, entre los que podemos mencionar (Sánchez y Meli, 1997):

1. Inyección de lechadas de mortero o de materiales sintéticos en las juntas y grietas que presenta la cantera.
2. Confinamiento exterior mediante zunchos de acero que restrinjan la expansión lateral debida a las cargas axiales, incrementando así la resistencia del elemento.
3. Desmontaje y reconstrucción de las columnas, principalmente las del crucero, sustituyendo el material dañado o de baja calidad. Con lo que se lograría corregir los desplomos y eliminar los defectos constructivos.

4. Refuerzo con elementos interiores. Este método es conocido como "costuras armadas" y consiste en insertar una serie de barras horizontales o diagonales en barrenos que se inyectan con lechada. Con este procedimiento se incrementa la resistencia y ductilidad de las columnas.

En este trabajo se analiza la propuesta de refuerzo que consiste en el desmontaje y reconstrucción de las columnas del crucero, sustituyendo el material dañado o de baja calidad. Esta opción presenta las ventajas siguientes:

1. Las columnas nuevas se pueden construir corrigiendo total o parcialmente su desplomo.
2. En el núcleo se puede colocar una columna de concreto reforzado con zuncho, lo que permitiría aumentar la capacidad de deformación y la resistencia de la columna.
3. El material que conforme la columna sería homogéneo y de buena calidad.
4. El objetivo del núcleo de concreto reforzado es el de proporcionar una reserva de capacidad, en caso de que la columna de cantera llegara a una condición de colapso por el aumento excesivo de la excentricidad de la carga vertical, debido a hundimientos diferenciales o sismo.

Sin embargo, presenta la desventaja de que es un procedimiento complejo y delicado, en el cual se necesitaría un apuntalamiento capaz de soportar, por lo menos, 1.25 veces la carga que actúa sobre cada columna (Sánchez y Meli, 1997).

CAPÍTULO 2

MATERIALES

Los monumentos de mampostería de piedra tienen un comportamiento estructural complejo y difícil de analizar, debido a la irregularidad de los materiales y técnicas de construcción (Verras *et al.*, 1996). Por esta razón es de suma importancia conocer lo mejor posible las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la mampostería. La extracción de especímenes de escala natural de la mampostería, para obtener las propiedades mecánicas de ésta, llega a ser demasiado destructiva, por lo que no es recomendable para un monumento. Debido a esto, es común que el procedimiento para obtener los valores de estas propiedades sea mediante fórmulas empíricas (Penelis, 1996).

2.1 CANTERA

Para estimar la capacidad de carga de las columnas se realizó una investigación detallada de la calidad de la cantera empleada en ellas. Se extrajeron núcleos de 7.5 cm de diámetro atravesando la sección transversal de las columnas en diversas direcciones y a distintas alturas. Además, se revisó la calidad de la cantera mediante medición de velocidad de pulso en varias secciones. Luna (1995) describe con detalle los procedimientos empleados en estas pruebas.

De estas pruebas se determinaron las dimensiones del núcleo interior de mampostería (fig 5). En cuanto a la resistencia, se concluyó que se utilizaron dos

tipos de cantera. La de mayor calidad corresponde a los sillares del primer tramo del fuste, la cual tiene una resistencia que varía entre 250 y 330 kg/cm². La de menor calidad se localiza en el extremo superior del fuste y tiene una resistencia que varía entre 80 y 110 kg/cm². El cambio más drástico se tiene para todas las columnas a una altura de 12.5 m desde el piso de feligresía (fig 6). A partir de esta altura se usó una cantera mucho más ligera, porosa y de color más oscuro. Esto hace que la sección crítica de las columnas sea la que se encuentra directamente abajo del arranque de los arcos.

La deformación asociada a la resistencia de la cantera de los sillares superiores tiene un promedio de 0.0036. El material de mejor calidad tiene una deformación promedio de 0.0030. La fig 20 muestra las curvas esfuerzo - deformación para estos sillares (Luna, 1995).

Se realizó una sola prueba para obtener la resistencia a tensión del material, el cual tuvo un valor de 37.2 kg/cm². Esta prueba se llevó a cabo en la cantera de buena calidad.

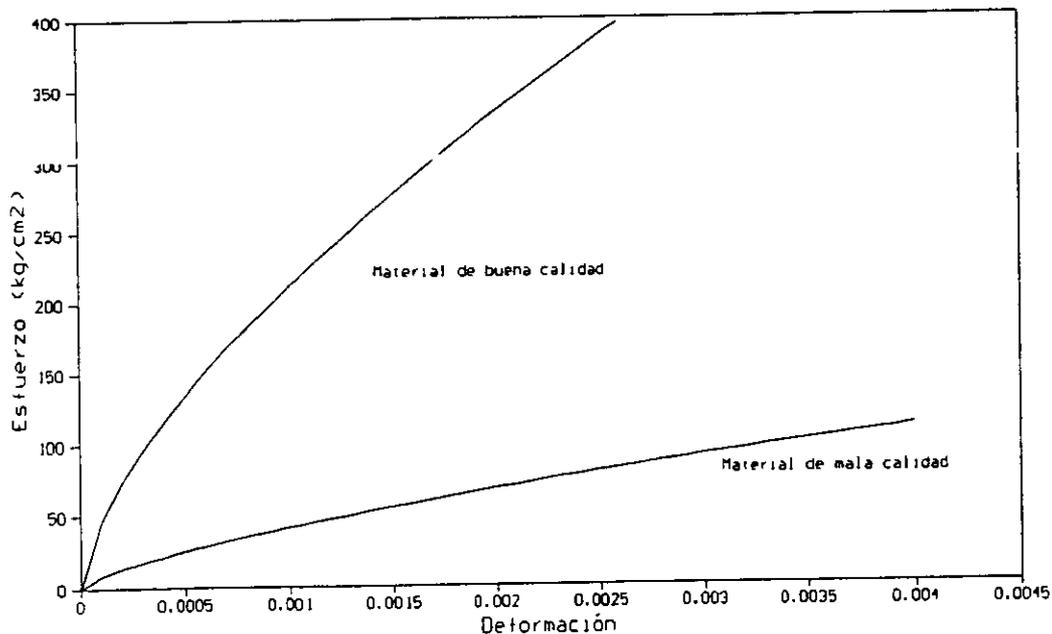


Fig 20. Curvas esfuerzo - deformación de la cantera.

2.2 MORTERO

El mortero, que une los sillares de cantera en las columnas, está constituido por cal y arena. No se tienen pruebas de laboratorio de las propiedades mecánicas de este material; ya que el espesor reducido de las juntas no permiten la extracción de muestras suficientemente grandes para determinar sus propiedades mecánicas. Las relaciones cal - arena que comúnmente se utilizan en este tipo de mortero son del orden de 1:3. Penelis (1996) reporta, para mamposterías similares, proporciones de mortero entre 1:2.5 y 1:3.1, con resistencias a la compresión que varían entre 12 y 46 kg/cm². Las propiedades mecánicas del mortero se tomaron de Sahlin (1971) (tabla 2).

Cuando se realizó la medición de esfuerzos con los gatos planos, se encontró que el mortero que une los sillares que conforman la columna no estaba uniformemente distribuido sobre toda la sección transversal del elemento. En general, el mortero se concentraba en el perímetro de la sección, dejando la zona intermedia sin apoyo. Esto modifica la distribución de esfuerzos sobre la sección transversal, concentrándolo en algunos puntos (Meli y Sánchez, 1995).

2.3 CONCRETO

En la propuesta que se está estudiando se prevé colocar una columna de concreto zunchada en el núcleo central de las columnas (fig 25); por lo que se requiere el modelo constitutivo del concreto zunchado. Se utilizó el modelo de Mander, Priestley y Park (1988); ya que utiliza una misma función para definir la rama ascendente y descendente de la curva, proporciona la deformación última del concreto y toma en cuenta la influencia del acero longitudinal (tabla 2 y fig 21).

El concreto sería de tipo I según las Normas Técnicas Complementarias NTC-C (1992), con una resistencia, f_c , de 250 kg/cm^2 y un peso volumétrico de $2,400 \text{ kg/m}^3$. Por lo que su módulo de elasticidad se obtiene mediante:

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} = 221,360 \text{ kg/cm}^2$$

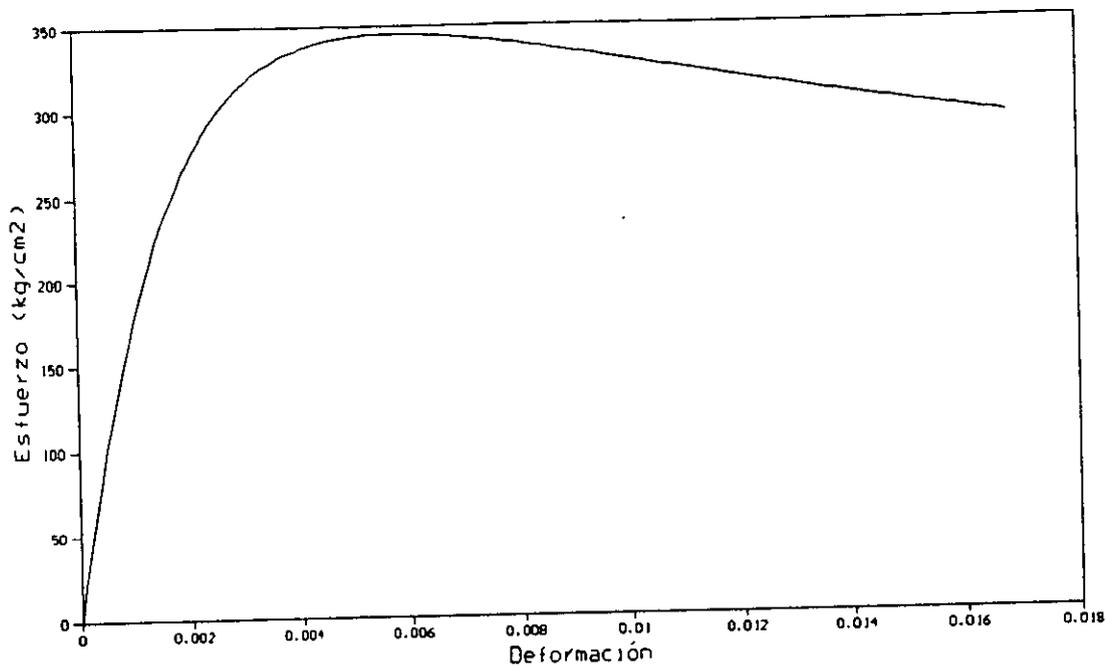


Fig 21. Curva esfuerzo - deformación del concreto zunchado.

2.4 ACERO

La fig 22 muestra la gráfica esfuerzo - deformación empleada para el acero de refuerzo, la cual considera el incremento de resistencia debido al endurecimiento por deformación. El diagrama esfuerzo - deformación del acero es el mismo para tensión como para compresión (tabla 2).

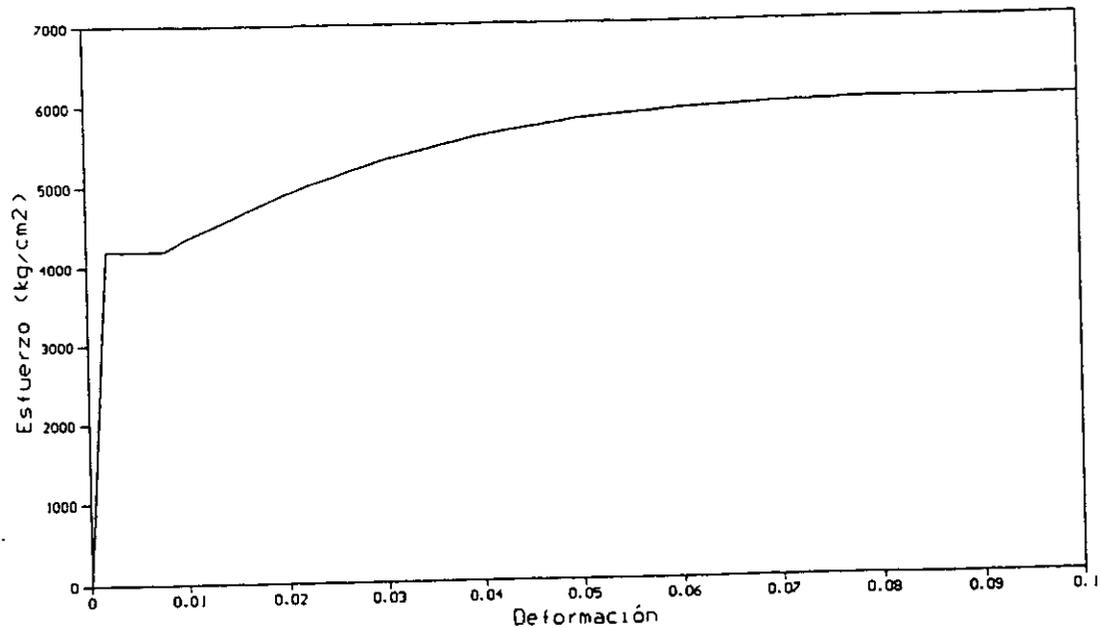


Fig 22. Curva esfuerzo - deformación del acero de refuerzo.

2.5 MAMPOSTERÍA

Las columnas están formadas por mampostería de sillares de piedra (cantera) (fig 5). La altura de cada hilada varía entre 56 y 62 cm, siendo la altura promedio de 60 cm. Los sillares están unidos por un mortero de cal y arena, cuyo espesor varía entre 1.30 y 2.50 cm; el espesor promedio de la junta es de 2 cm. La relación espesor de junta - altura de sillar para esta mampostería es de 1:30.

Los factores más importantes que determinan la capacidad a compresión de la mampostería son:

1. Características de los sillares: resistencia, geometría, altura relativa.
2. Características del mortero: resistencia, deformación relativa, espesor relativo.
3. Mampostería: adherencia, dirección del esfuerzo aplicado, esfuerzos locales.

El comportamiento global de una estructura de mampostería se puede modelar sin la necesidad de representar cada uno de los elementos que la componen. La misma estructura sujeta a las mismas cargas pero hecha de un

material homogéneo presenta un comportamiento similar, con la ventaja de que se puede discretizar con un número menor de elementos (Anthoine, 1995).

Se han publicado diversos métodos para obtener las propiedades de un material homogéneo equivalente. Varios autores (Sahlin, 1971; Gerrard, 1982; Hendry, 1990; Anthoine, 1995; Anand y Bhatia, 1996) proponen un módulo de elasticidad y el esfuerzo máximo resistente de la mampostería, de acuerdo con el tamaño y características mecánicas del mortero y sillares que conforman la mampostería.

Tabla 2. Propiedades de los materiales.

Material	Resistencia (kg/cm ²)		Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Deformación máxima
	Compresión	Tensión		
Cantera de mala calidad	110.00	10.20	40,000	0.0040
Cantera de buena calidad	400.00	37.20	150,000	0.0026
Mortero	25.00	-----	6,600	0.0080
Mampostería mala calidad	54.30	cero	34,386	0.0032
Mampostería buena calidad	191.61	cero	88,190	0.0043
Concreto simple	250.00	cero	221,360	0.0040
Concreto zunchado	345.00	cero	221,360	0.0180
Acero *	6,000.00	6,000.00	2'100,000	0.1000

* Los valores que se presentan para el acero de refuerzo corresponden a la resistencia y deformación máxima considerando endurecimiento por deformación.

2.5.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería está relacionado con el módulo de elasticidad de la cantera y el mortero. En forma teórica, el módulo de elasticidad de la mampostería se puede determinar mediante la siguiente ecuación (Sahlin, 1971):

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_j} + \frac{\delta}{E_b}} \quad \dots 1$$

donde: E_m = módulo de elasticidad de la mampostería
 E_j = módulo de elasticidad del mortero
 E_b = módulo de elasticidad de la cantera
 δ = relación de espesores

$$\delta = \frac{T_b}{T_b + T_j}$$

donde: T_b = espesor del sillar de cantera
 T_j = espesor de la junta

Utilizando las propiedades de la cantera y del mortero (tabla 2), y sustituyéndolas en la ecuación 1, obtenemos el módulo de elasticidad de la mampostería.

De buena calidad: $E_m = 88,190 \text{ kg/cm}^2$

De mala calidad: $E_m = 34,386 \text{ kg/cm}^2$

2.5.2 Resistencia

Cuando una pieza de mampostería es cargada verticalmente, los sillares y el mortero se expanden hacia los lados; pero el mortero se expande más que los sillares, lo que provoca que éstos últimos se tensionen lateralmente. Esto provoca

un estado triaxial de esfuerzos en los sillares: compresión vertical y tensión lateral en ambas direcciones (Sahlin, 1971).

Los factores que modifican la resistencia a compresión de la mampostería son:

1. La resistencia a compresión uniaxial de la cantera.
2. La resistencia a tensión biaxial de la cantera.
3. La envolvente de falla de la cantera bajo un estado triaxial de esfuerzos.
4. La resistencia a compresión uniaxial del mortero.
5. El comportamiento del mortero bajo un estado triaxial de compresión.
6. El coeficiente de no uniformidad U , el cual es una medida adicional de esfuerzo no uniforme de la junta y los sillares; así como sus propiedades (Sahlin, 1971). Es función de la calidad de mano de obra, tipo y resistencia del mortero y sillares y forma de la mampostería.

La resistencia a compresión de la mampostería está dada por (Sahlin, 1971):

$$f'_m = \frac{f'_b}{U_u} \left(\frac{f'_{bt} + \alpha f'_j}{f'_{bt} + \alpha f'_b} \right) \quad \dots 2$$

donde: f'_m = resistencia a compresión de la mampostería

f'_b = resistencia a compresión de la cantera

f'_{bt} = resistencia a tensión de la cantera

f'_j = resistencia a compresión del mortero

$$\alpha = \frac{T_j}{4.1T_b}$$

U_u = Coeficiente de no uniformidad a la falla, definido como la relación entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo promedio sobre el área. Los valores de este coeficiente varían entre 1.1 y 2.5.

$$U_u = 2 - \frac{f'_j}{350} \quad \text{para } f'_j < 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Debido a la baja resistencia del mortero, el coeficiente U_u es casi dos. La resistencia de la mampostería que se obtiene al utilizar la ecuación 2 es:

$$\text{De buena calidad: } f'_m = 191.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{De mala calidad: } f'_m = 54.30 \text{ kg/cm}^2$$

2.5.3 Curvas esfuerzo - deformación

Existe poca información concerniente a las curvas completas esfuerzo - deformación de la mampostería. Esto se debe a que la mayoría de los reglamentos se han desarrollado considerando un diseño elástico. En el diseño elástico se requiere conocer únicamente el módulo inicial de elasticidad, E_m , y el esfuerzo máximo resistente, f'_m . Mientras que otros parámetros del comportamiento a compresión, como son la deformación última y la forma de la curva esfuerzo - deformación no son necesarios en un diseño elástico. Por esto, la mayor cantidad de información sobre mampostería ha sido enfocada a encontrar los parámetros E_m y f'_m (Paulay y Priestley, 1991).

En los últimos años, varios autores han propuesto una curva parabólica para definir la curva esfuerzo - deformación de la mampostería, (Dhanasekar *et al.*, 1985; Hendry, 1990; Beolchini, 1992; Ranjbaran, 1995). La ecuación está dada por:

$$f_m = 2f'_m \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'} \right) - f'_m \left(\frac{\epsilon}{\epsilon'} \right)^2 \quad \dots 3$$

- donde:
- f_m = esfuerzo a compresión
 - f'_m = resistencia a compresión
 - ϵ = deformación
 - ϵ' = deformación asociada a la resistencia

$$\epsilon' = \frac{2 f'_m}{E_m}$$

donde: E_m = módulo inicial tangente

Sustituyendo las propiedades mecánicas de la mampostería, obtenidas con las ecuaciones uno y dos (tabla 2), se obtienen las ecuaciones de las curvas esfuerzo - deformación (fig 23).

Mampostería de buena calidad: $f_m = 89,302\varepsilon - 10'383,991\varepsilon^2$

Mampostería de mala calidad: $f_m = 33,937.5\varepsilon - 5'302,734\varepsilon^2$

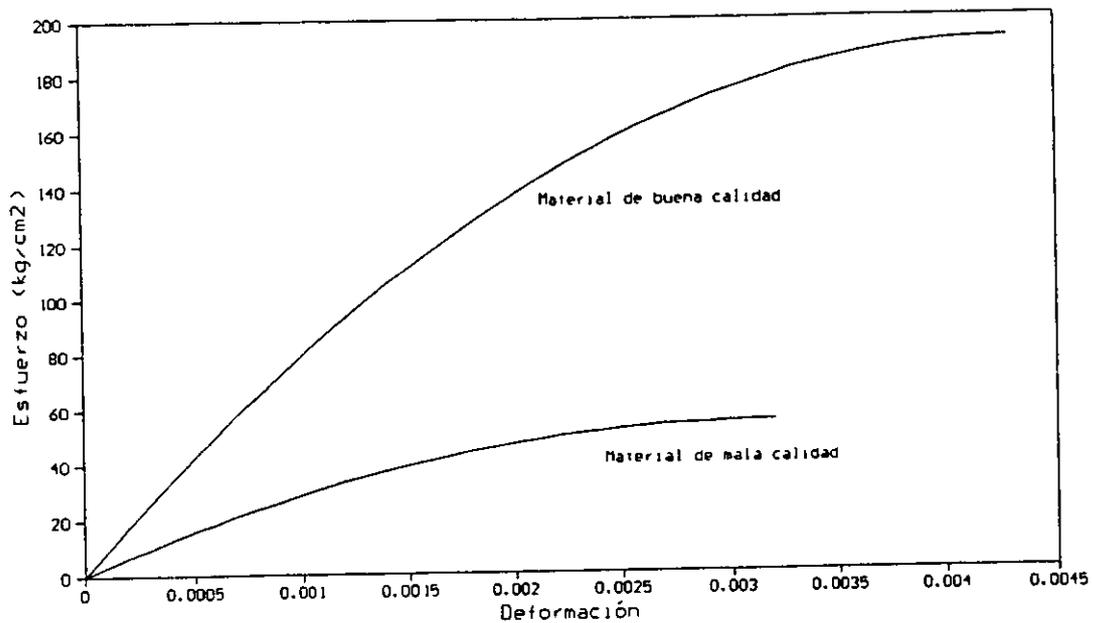


Fig 23. Curvas esfuerzo - deformación de la mampostería.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE UNA SECCIÓN

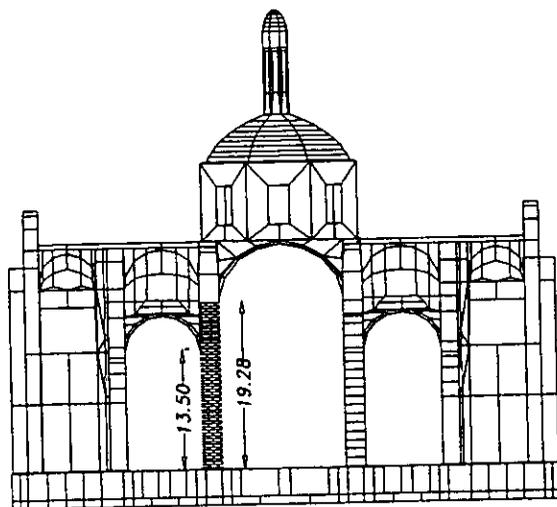
El análisis de la sección de un elemento permite conocer su capacidad de carga; además de que, conociendo las relaciones momento - curvatura es posible conocer las deflexiones de éste.

Diversos autores han estudiado el comportamiento de columnas de mampostería (Romano *et al.*, 1993; La Mendola *et al.*, 1993, 1995; Ranjbaran, 1995; Ganduscio y Romano, 1997). De estos estudios se puede derivar que, al utilizar las hipótesis usuales para secciones de concreto o mampostería, los resultados analíticos que se obtienen concuerdan con pruebas experimentales.

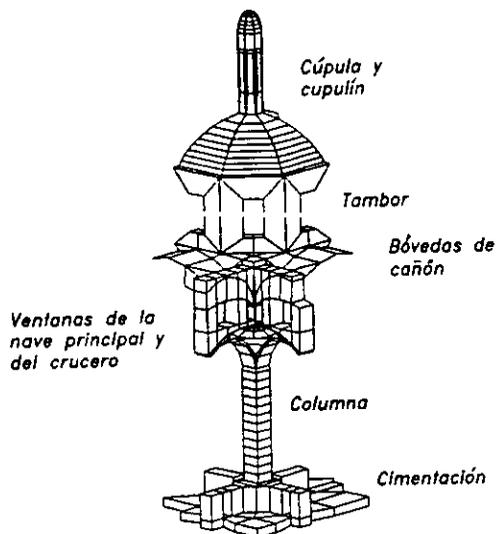
Cuando se extrajeron núcleos de las columnas, para conocer las propiedades de la cantera, se observó que la sección tiene un núcleo de mampostería de mala calidad. Este núcleo es consecuencia del método constructivo utilizado en la época colonial, el cual es común en construcciones europeas (Tomazevic y Sheppard, 1982; Anicic, 1993; Ferrari da Passano, 1993; Vintzileou y Tassios, 1995). Se ha observado que al desprestigiar la capacidad de carga del núcleo, los resultados obtenidos analíticamente coinciden con pruebas de laboratorio (Vintzileou y Tassios, 1995).

Las dimensiones del área transversal de las columnas, varían de una sección a otra (fig 5.a). Para simplificar los análisis se utilizó una sección tipo, la cual es la

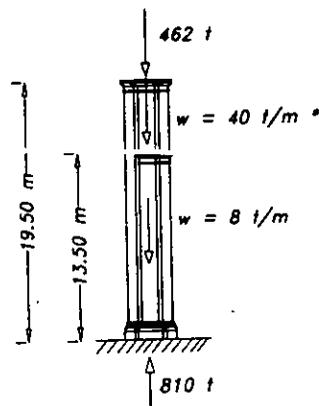
que presenta la menor área y momento de inercia, entre las distintas secciones que se midieron (fig 5.b).



a) Eje transversal



b) Detalle



* Peso de la columna más bóveda y pechina

w, peso propio por unidad de longitud

c) Cargas en la columna

Fig 24. Detalle de una de las columnas de crucero.

En este capítulo se estudian las secciones formadas por mampostería de buena y de mala calidad; así como estas mismas secciones considerando el núcleo de concreto. Se llamará mampostería con concreto a la sección que considera el núcleo de concreto, y mampostería simple a la que considera el hueco del núcleo.

3.1 HIPÓTESIS

Para el análisis de este método de refuerzo, se consideraron las siguientes hipótesis:

1. Se desprecia la capacidad a tensión de la mampostería y el concreto (tabla 2).
2. Las secciones planas permanecen planas, antes y después de la deformación (fig 26).
3. Existe compatibilidad de deformaciones; es decir, todos los elementos de la estructura deformada permanecen unidos entre sí, conservando las condiciones de continuidad iniciales.
4. Existe equilibrio local entre las fuerzas externas y las fuerzas internas aplicadas en elementos aislados de la columna.
5. Existe equilibrio entre las fuerzas actuantes y las reacciones en los apoyos.
6. Las columnas, debido al arreglo de los sillares que las conforman, presentan un núcleo de mampostería pobre. En el análisis se consideró la influencia de este núcleo.
7. A pesar de la gran heterogeneidad en los materiales de construcción, éstos se consideraron homogéneos.
8. Las dimensiones de la sección transversal de las columnas son variables. En este análisis se trabajó con una sección tipo (fig 5.b).
9. Las fuerzas actuantes corresponden a una columna del crucero con una fuerza aplicada en la parte superior de la columna; la cual corresponde a las cargas debida al peso de las bóvedas y la cúpula, más el peso propio del elemento repartido en toda la altura de la columna (fig 24.c).

10. La adherencia entre el acero y el concreto, así como también entre el concreto y la mampostería, proporciona compatibilidad de deformaciones entre los distintos materiales.
11. El concreto es de clase I, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento del Distrito Federal (NTC-C, 1992).
12. La columna es continua, se toma en cuenta la influencia de las juntas de mortero mediante un material equivalente.

3.2 NÚCLEO DE CONCRETO

El núcleo de la columna es de forma irregular y sus dimensiones varían entre 68 y 114 cm. Para simplificar el problema, la forma del núcleo se consideró circular con un diámetro de 112 cm (fig 5). La resistencia del concreto es de 250 kg/cm^2 , con un peso volumétrico de $2,400 \text{ kg/m}^3$, armado con ocho varillas del número 12 como refuerzo longitudinal; mientras que, el zuncho está formado por varillas del número cuatro, con un paso de 6 cm (fig 25). El acero de refuerzo es de $4,200 \text{ kg/cm}^2$. Más adelante se explica por qué se utiliza este armado.

El Reglamento de Construcciones del D.F. indica en sus Normas Técnicas Complementarias para Concreto (NTC-C; 1992) que el acero longitudinal no será menor que $20/f_y$ ni mayor que 0.00.

$$\frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.00472$$

porcentaje del acero de refuerzo:

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{91.20}{9852} = 0.00923 > 0.00472$$

Las Normas Técnicas señalan que el porcentaje de refuerzo helicoidal ρ' no será menor que:

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} = 0.00037 \quad \text{ni que} \quad 0.012 \frac{f'_c}{f_y} = 0.00714$$

por tanto:

$$\rho' = \frac{4A_e}{s ds} = 0.00756 > 0.00714$$

La carga axial resistente está dada por:

$$P_r = F_R (f'_c A_g + A_s f_y) = 1,750 t$$

El cortante resistente se obtiene mediante:

$$V_R = V_{CR} + V_S$$

$$V_{CR} = 0.7 (0.5) F_R A_g \sqrt{f'_c} = 45 t$$

$$V_S = \frac{F_R A_v f_y d}{S} = 85 t$$

$$V_R = 130 t$$

Con ayudas de diseño (González y Robles, 1993) se obtuvo el momento máximo resistente del núcleo con la carga axial de 810 t:

$$M_R = 280 t \cdot m$$

Esto muestra que el núcleo de concreto es capaz de resistir la carga axial, cortante y momento flexionante que actúan sobre la columna actualmente.

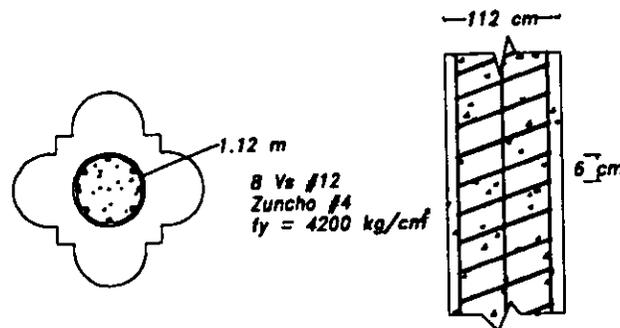


Fig 25. Esquema del núcleo de concreto.

3.3 DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA

La capacidad de carga se obtiene calculando el área de la sección que se encuentra en compresión. La resultante del bloque de compresión debe ser igual a la carga axial aplicada en la sección, la cual se obtiene mediante (fig 26):

$$P = \int_{A_c} f(x) dA \quad \dots 4$$

donde: P = fuerza resultante de compresión
 $f(x)$ = esfuerzo en el punto x , en la zona de compresión
 A_c = área de la zona de compresión

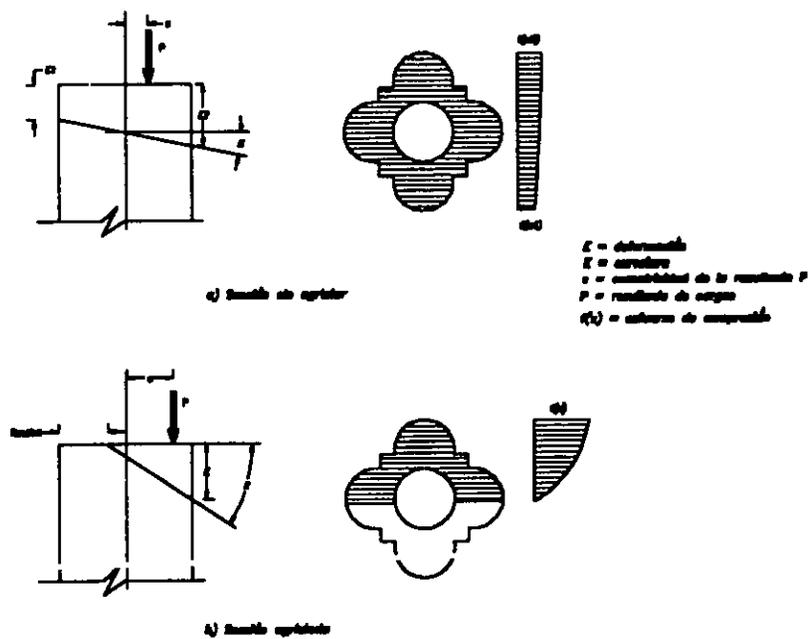


Fig 26. Curvatura y esfuerzos en secciones transversales de mampostería.

El momento M , de la fuerza de compresión sobre el centroide plástico de la sección, se obtiene mediante:

$$M = \int_{A_c} f(x) x dA \quad \dots 5$$

donde: x = distancia de un punto de la zona de compresión al centroide plástico

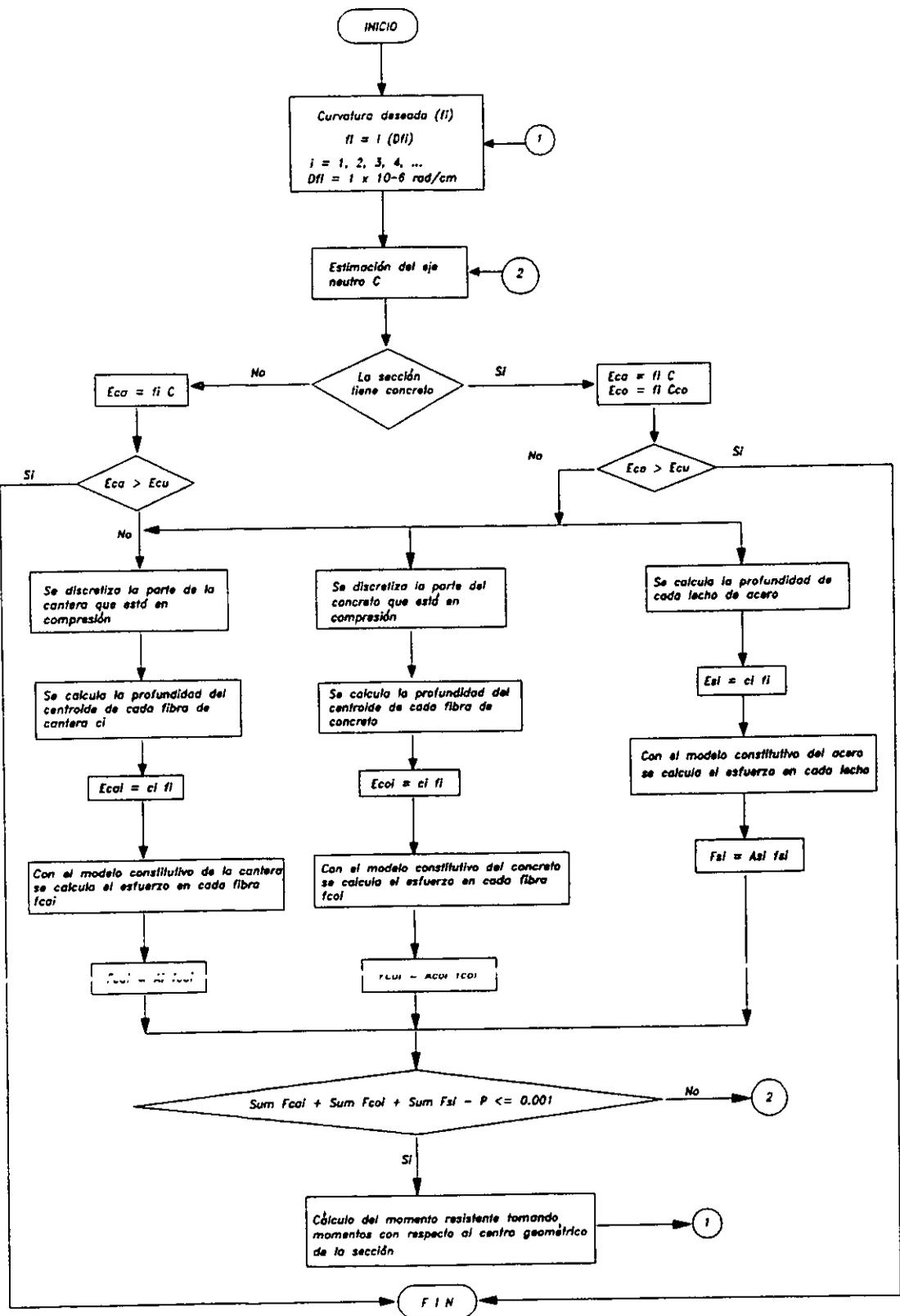


Fig 27. Diagrama de flujo del cálculo de diagramas momento - curvatura.

La excentricidad de la carga se puede calcular mediante:

$$e = \frac{M}{P} \quad \dots 6$$

Para obtener estos diagramas se realizó un programa de computadora. En la fig 27 se presenta el diagrama de flujo empleado para las gráficas momento - curvatura en la sección tipo, con o sin núcleo de concreto zunchado.

3.3.1 Mampostería simple

En la fig 28 se presentan los diagramas momento - curvatura para los dos tipos de mampostería con distinta carga axial. Se aprecia que el comportamiento lineal de este material finaliza al alcanzar un momento de 200 t-m para la mampostería de mala calidad y de 300 t-m para la de buena calidad. También se nota la diferencia de rigidez entre las dos calidades de mampostería, así como entre la curvatura última. Se observa que conforme aumenta la carga axial, aumenta el momento máximo resistente, pero disminuye la curvatura última de la sección.

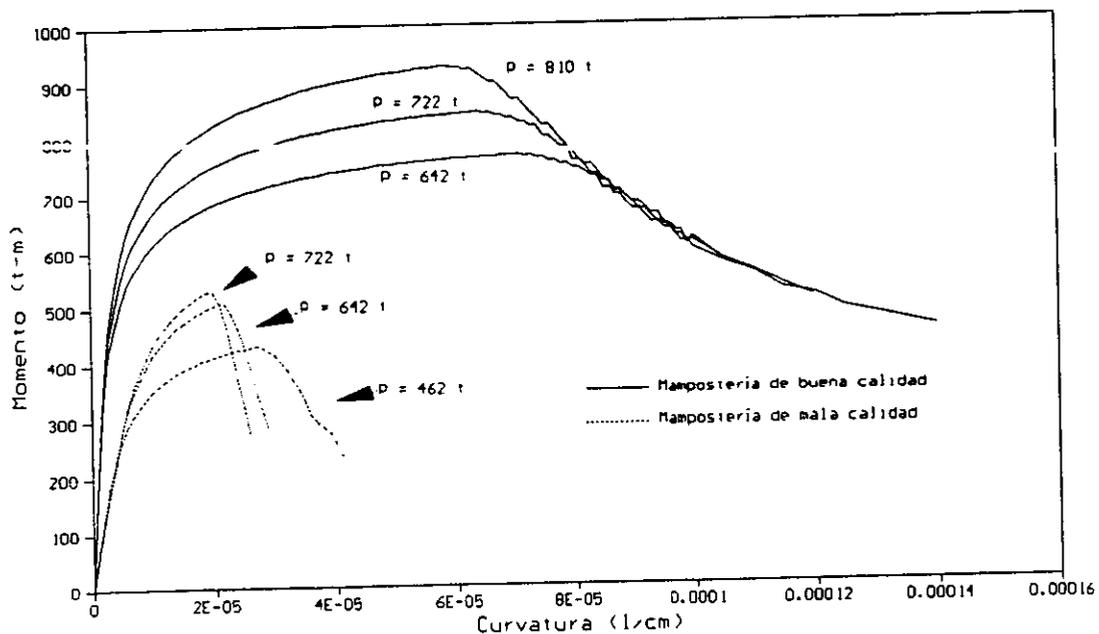


Fig 28. Curvas típicas momento - curvatura de mampostería de cantera.

3.3.2 Mampostería con concreto

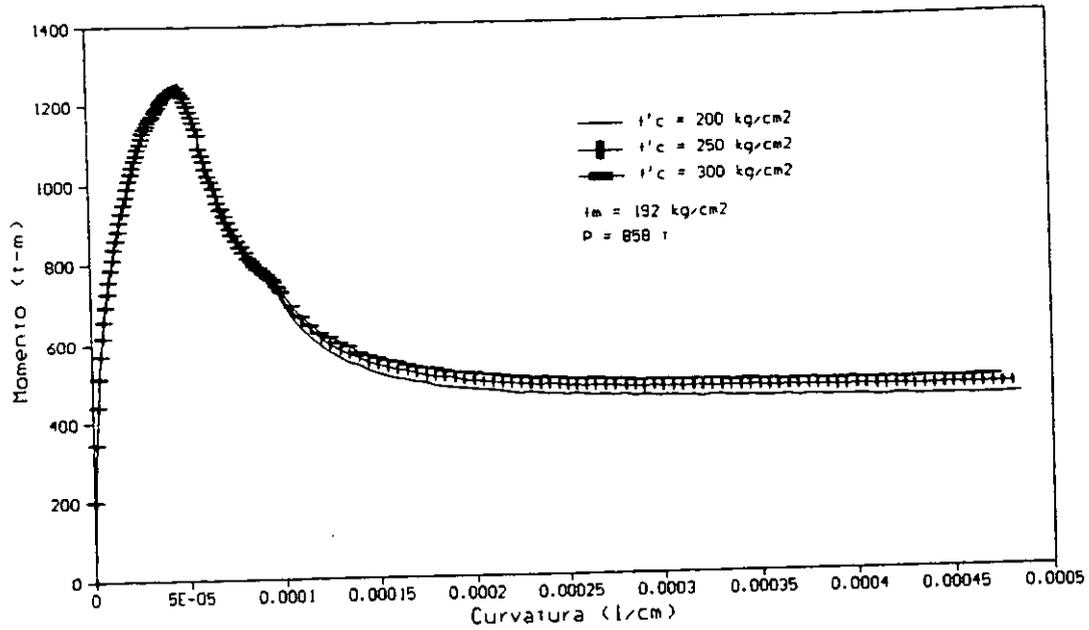
En este tipo de secciones se realizaron, fundamentalmente, dos tipos de análisis: el primero consistió en variar la resistencia del concreto y mantener el porcentaje de refuerzo constante; en el segundo se varió el porcentaje de refuerzo mientras se mantenía constante la resistencia del concreto.

Se encontró que la resistencia a compresión del concreto no es un factor que modifique el comportamiento de la sección. Sin embargo, el cambio en el porcentaje de refuerzo longitudinal aumenta o disminuye el momento máximo que resiste la sección. Se decidió colocar la cuantía mínima de acero, que es del uno por ciento, para que la sección presentara una mayor ductilidad y evitar que se incrementara excesivamente el momento resistente. La resistencia del concreto se consideró de 250 kg/cm^2 . En las figs 29 y 30 se presentan los diagramas momento - curvatura de las secciones analizadas.

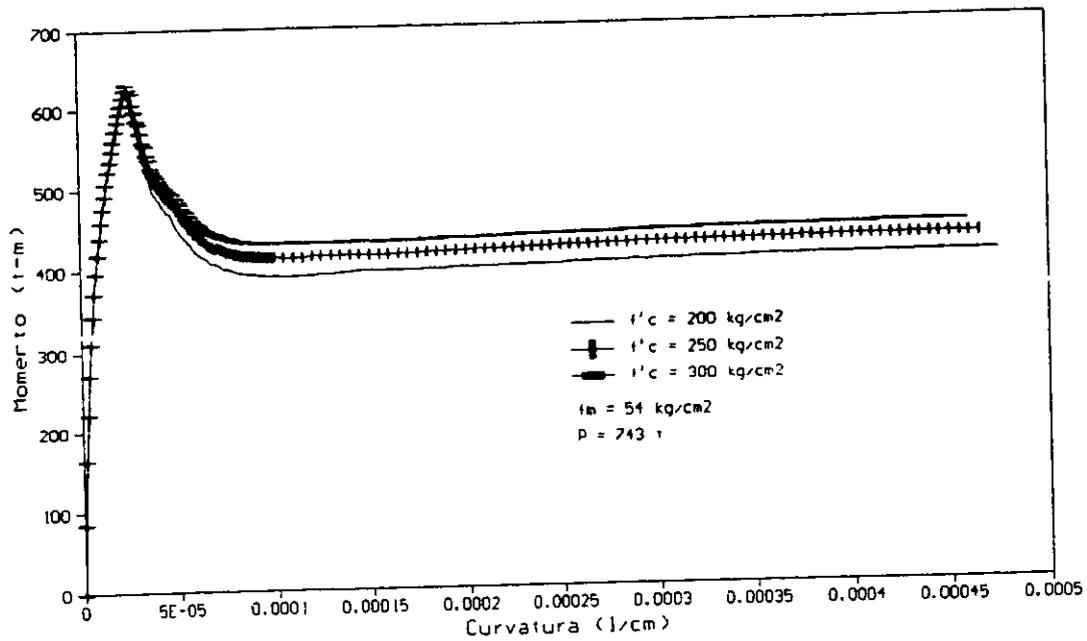
3.3.3 Comentarios

En la fig 31 se comparan los diagramas momento - curvatura de las secciones con mampostería simple y la mampostería con concreto. Se observa que no aumenta la rigidez inicial de la sección, pero sí aumenta la capacidad a momento cuando la sección tiene el núcleo de concreto.

Una vez que la sección alcanza el momento máximo, la mampostería falla por aplastamiento y la sección comienza a perder capacidad de resistir momento. La mampostería simple presenta una falla frágil; mientras que, la sección de mampostería con concreto disminuye su capacidad a flexión, hasta que se pierde completamente la mampostería y comienza a trabajar únicamente el núcleo de concreto, el cual puede girar hasta cinco y diez veces más que la mampostería de buena y de mala calidad, respectivamente.

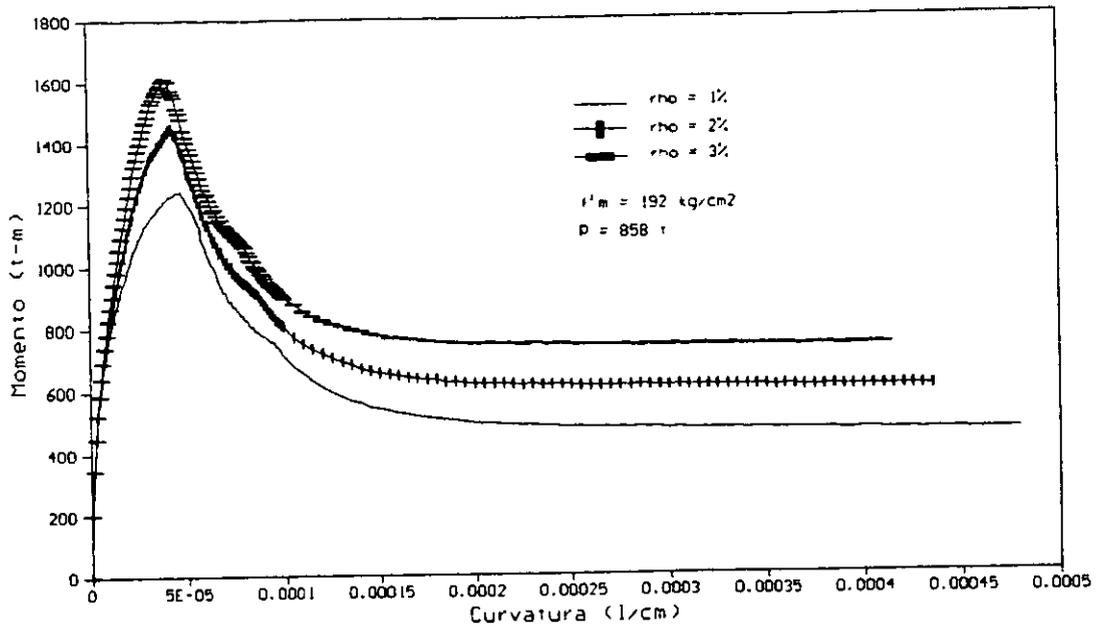


a) Mampostería de buena calidad.

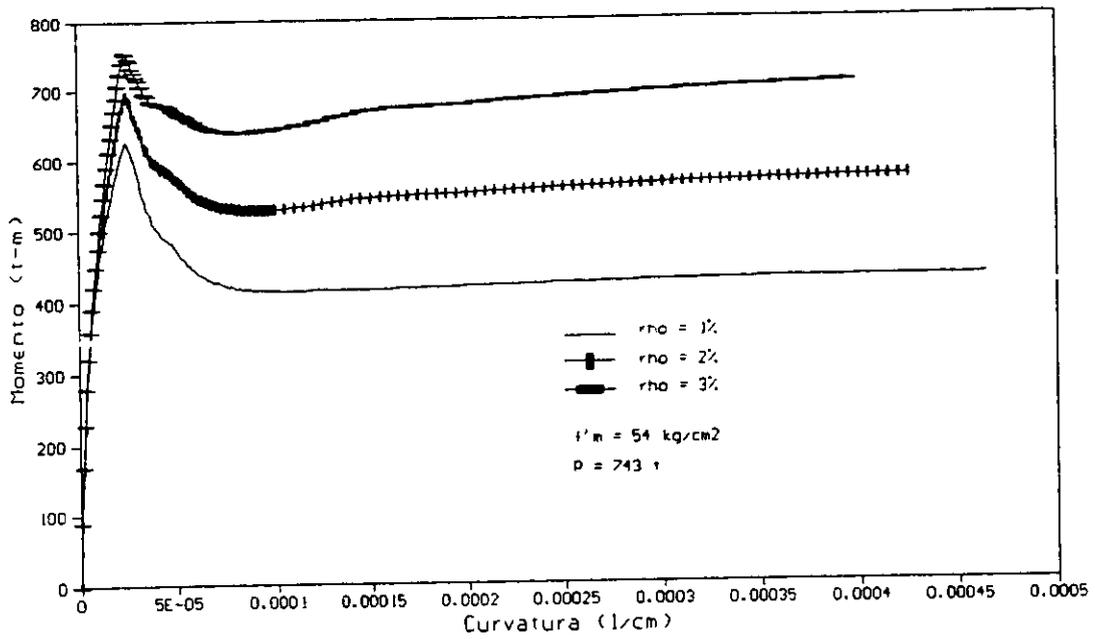


b) Mampostería de mala calidad.

Fig 29. Diagramas momento - curvatura para diferentes valores de $f'c$.

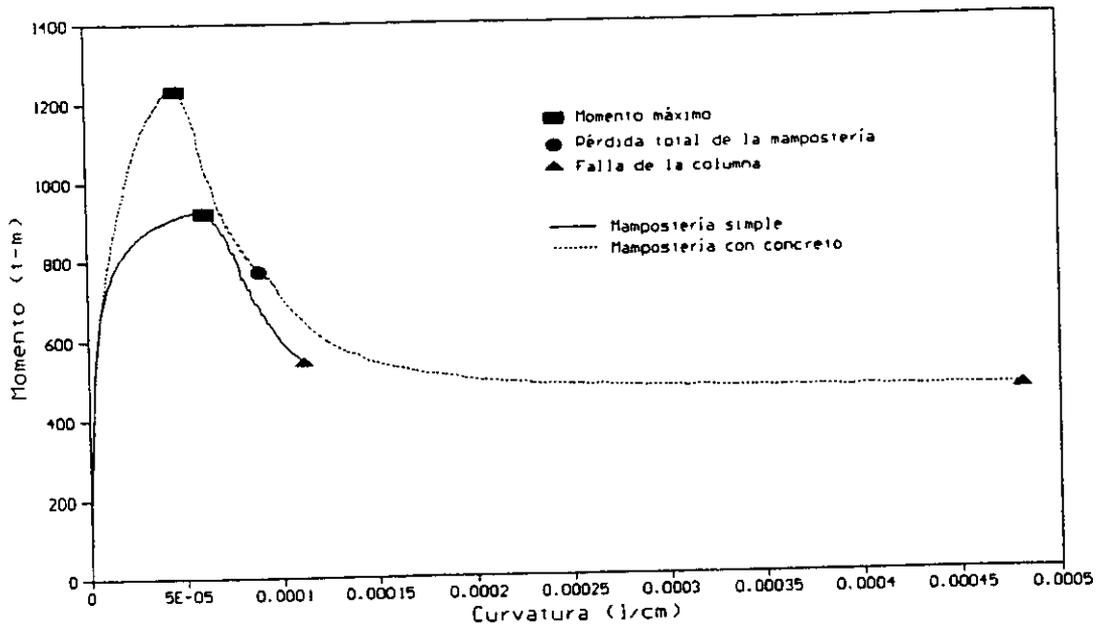


a) Mampostería de buena calidad.

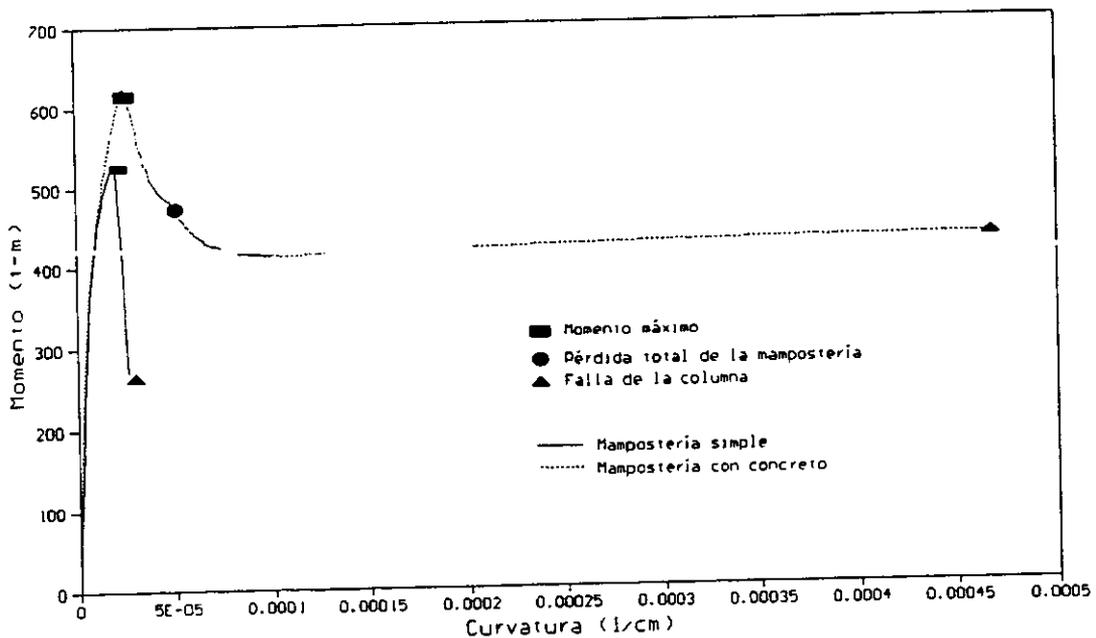


b) Mampostería de mala calidad.

Fig 30. Diagramas momento - curvatura para diferentes cuantías de acero.



a) Mampostería de buena calidad.



b) Mampostería de mala calidad.

Fig 31. Comparación entre la mampostería simple y la mampostería con concreto.

Para las cargas y excentricidades que actualmente presentan las columnas (tabla 1) se obtiene un factor de seguridad, para el incremento en la excentricidad de la carga, de 2.6 y 1.7 para mampostería simple de buena y mala calidad, respectivamente. En caso de que las secciones contaran con el núcleo de concreto, el factor de seguridad, para las mismas excentricidades, sería de 3.3 y 1.9, para la mampostería de buena y de mala calidad, respectivamente.

3.4 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

En la fig 32 se presentan los diagramas carga axial - momento para la mampostería simple y la mampostería con concreto. Estos diagramas se obtuvieron considerando la máxima deformación, en la fibra extrema de la cantera. Se observa que la mampostería simple no puede tomar tensiones, así como su momento resistente es pequeño cuando la carga axial es pequeña, menor al cinco por ciento de la carga axial resistente. La mampostería con concreto, es capaz de tomar tensiones gracias al refuerzo del núcleo.

Estas curvas muestran que, la carga axial que actúa sobre la columna es del orden del 10 por ciento de la carga máxima resistente, para la mampostería de buena calidad; la carga axial que actúa en la sección formada por mampostería de mala calidad varía entre 20 y 37 por ciento de la carga que resiste esta sección.

En caso de que se presentara una sobrecarga en la columna, la sección formada por mampostería de buena calidad sería capaz de resistirla, así como un aumento en el momento flexionante (fig 28). La sección formada con mampostería de mala calidad, también podría resistir una sobrecarga, pero en menor proporción que la cantera de buena calidad. Además, la mampostería formada por material de mala calidad no soportaría un incremento importante en el momento flexionante; ejemplo de esto lo observamos en el aplastamiento de la mampostería de mala calidad, que se encuentra en el fuste superior de tres columnas del eje C.

El núcleo de concreto aumenta la capacidad de resistir flexiones, así como la de carga axial. Cuando la carga axial es menor al momento balanceado, el incremento de la resistencia del momento flexionante, debido al núcleo de concreto en relación con la mampostería simple, es del orden de 1.4 veces; mientras que por arriba del momento balanceado, este incremento va creciendo conforme aumenta la carga axial del orden de 1.5 a 5 veces.

El factor de seguridad para un incremento en la carga axial, manteniendo constante la excentricidad de las cargas, es de 7.9 y 2.0 para la mampostería simple de buena y de mala calidad, respectivamente. En caso de que las secciones presentaran el núcleo de concreto, este factor de seguridad se incrementaría a 11.6 y 6.1 para mampostería de buena y mala calidad, respectivamente. Estos factores de seguridad son grandes; sin embargo, cabe recordar que un aumento importante en la carga axial disminuye la capacidad de deformación de la sección.

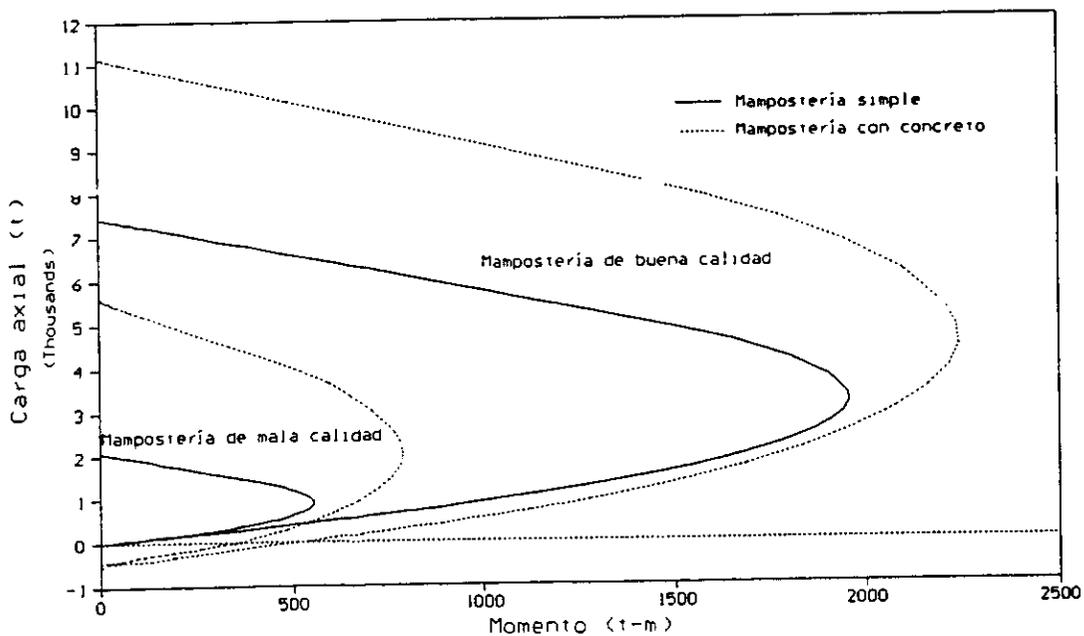


Fig 32. Diagramas carga axial - momento para diferentes mamposterías.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE UNA COLUMNA

En el capítulo anterior se obtuvieron las gráficas momento - curvatura de las secciones, utilizando las hipótesis tradicionales de la mampostería. Conociendo estas relaciones y mediante integración es posible conocer las deflexiones y giros en los elementos. De esta forma se comparan las rigideces, resistencias y desplazamientos de las columnas reforzadas con las columnas originales.

Debido al cambio de material con la elevación del elemento, se estudiaron dos tipos de columnas: una considera el cambio de material que existe en elevación, y la otra considera una columna formada únicamente con mampostería de buena calidad; esto último dado el caso de que se quieran reemplazar los sillares de cantera de mala calidad. En este trabajo, a la columna que está formada por dos materiales se le llama columna original, para diferenciarla de la columna formada sólo por mampostería de buena calidad. Cuando se hable de mampostería con concreto, se refiere a la columna de mampostería que tiene en su núcleo una columna de concreto. A la sección de la columna que no considera el núcleo de concreto se le denomina mampostería simple.

4.1 MODELO

Por las condiciones de apoyo que presentan las columnas de la nave principal, éstas se pueden idealizar como columnas que se encuentran empotradas

en su base. Sin embargo, debido a las condiciones de frontera de la parte superior de la misma, esta idealización no es válida; ya que, en la parte superior de la columna se encuentran los arranques de arcos, las pechinas y ventanas, lo que le dan cierta restricción al movimiento de ese extremo (fig 24). Por esto, se decidió considerar un apoyo en el extremo superior, que restringe el desplazamiento vertical y el giro, pero permite el desplazamiento horizontal del elemento (fig 33.a).

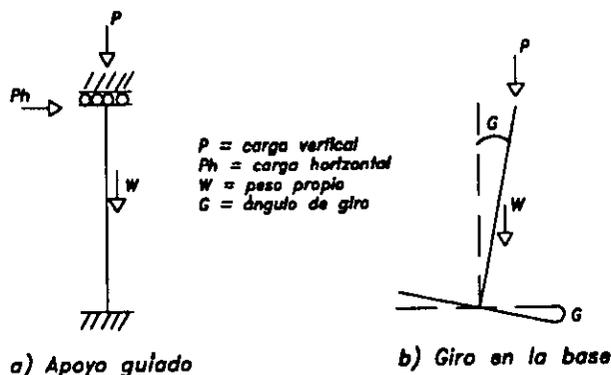


Fig 33. Modelos analizados.

4.2 HIPÓTESIS

Se puede calcular la deflexión, Δ_{AB} , de un elemento, definido entre los puntos A y B, integrando las rotaciones a lo largo del mismo mediante la siguiente expresión (fig 34).

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \phi \, dx \quad \dots 7$$

- donde:
- A y B = dos puntos cualesquiera del miembro
 - dx = diferencial de longitud del miembro
 - ϕ = curvatura en el elemento
 - x = distancia del elemento dx desde A

Esta ecuación se utiliza cuando se conocen las relaciones momento - curvatura y la distribución del momento flexionante. La curvatura es constante para cada sección y varía con la altura del elemento; la cual puede ser positiva o negativa, dependiendo del signo del momento flexionante, actuando sobre el elemento (Ganduscio y Romano, 1997) (figs 26 y 34).

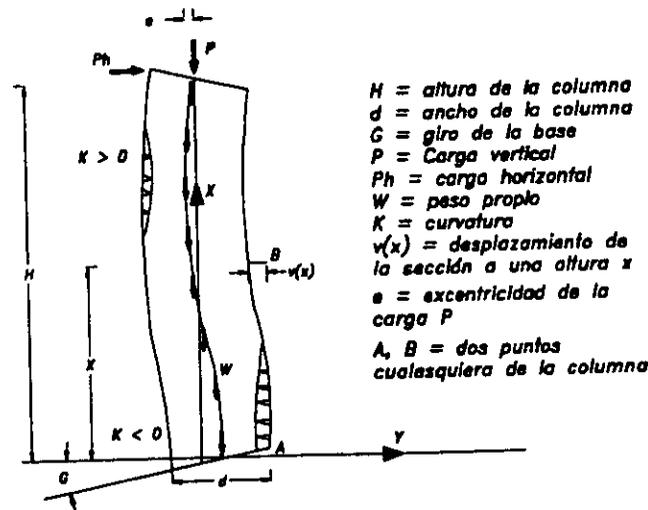


Fig 34. Deformación de un elemento de mampostería bajo la acción de carga vertical y lateral, peso propio y giro en la base.

En el caso de la mampostería con concreto, cuando se rebasa el momento máximo en la sección, la mampostería comienza a fallar por aplastamiento y no puede tomar más momento pero se sigue deformando hasta alcanzar la curvatura última. Es en este caso cuando el núcleo de concreto comienza a trabajar, presentándose grandes curvaturas en la sección. Cuando el núcleo de concreto alcanza el momento máximo se considera que se forma una articulación plástica en la columna. Paulay y Priestley (1991) proporcionan una ecuación con la que se puede obtener, con buena aproximación, la longitud, l_p , de la articulación plástica:

$$l_p = 0.08 l + 0.00215 d_b f_y \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

donde: l_p = longitud de la articulación plástica
 l = longitud del elemento
 d_b = el diámetro de las barras del acero de refuerzo

En nuestro caso:

$$l_p = 0.08 (19.5) + 0.00215 (0.0381) 4200 = 1.90 \text{ m}$$

que es la longitud supuesta de la articulación plástica que se forma en el núcleo de concreto, una vez que se alcanza el momento máximo y ha fallado la cantera.

4.3 DESPLAZAMIENTOS

En la fig 35 se presenta el desplazamiento que experimenta la columna, en función de la carga horizontal que se aplica en su extremo superior; esto se realizó considerando tres situaciones diferentes: la columna original, la columna de mampostería de buena calidad y las columnas de cantera con concreto. La columna original alcanza un desplazamiento mayor que la columna que considera todos los sillares de cantera de buena calidad. Esto se debe a que la distribución de momentos, debidos a un desplazamiento horizontal en la parte superior, cambia de una a otra. En la columna original la distribución de momentos no es simétrica, debido al cambio de rigidez del fuste con la altura; por otra parte, en la columna con mampostería de buena calidad la distribución de momentos sí es simétrica (fig 36).

La sección inferior de la columna es más rígida y resistente que la sección superior del elemento debido a la carga axial actuante en cada sección (figs 28 y 24.c). Por esta razón, la falla de la columna se presenta en la parte superior del elemento y la sección inferior no alcanza su momento máximo resistente. La columna original falla al alcanzar un momento, en la parte superior, de 430 t-m; mientras que en la columna con cantera de buena calidad este momento se incrementa a 578 t-m. Debido a la distribución de estas fuerzas internas, el momento que se presenta en la base de la columna original es de 686 t-m, alcanzando una

curvatura de 9×10^{-6} 1/cm; en la columna de mampostería de buena calidad, el momento máximo que resiste la base es de 580 t-m y una curvatura de 4.6×10^{-8} 1/cm (fig 28).

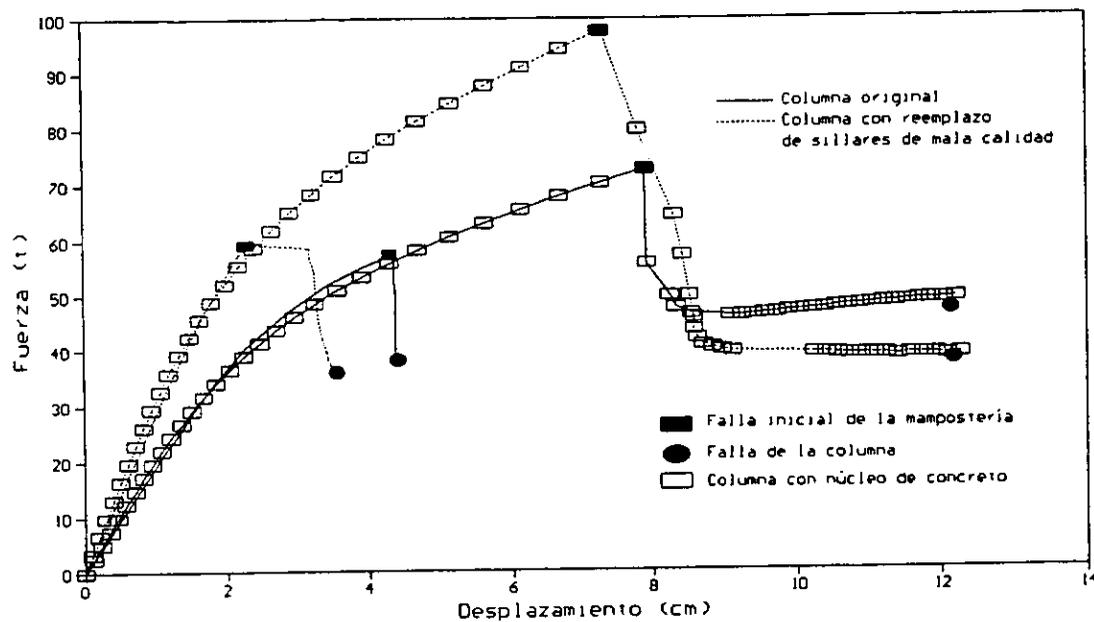


Fig 35. Curvas fuerza horizontal - desplazamiento máximo.

Este mismo efecto se presenta en las columnas de mampostería con núcleo de concreto. Sin embargo, el desplazamiento máximo del elemento se incrementa considerablemente; dicho desplazamiento es tres veces superior al que alcanza la columna de mampostería simple. El desplazamiento máximo que desarrolla la columna antes de fallar la mampostería se incrementa en dos veces, cuando se considera el núcleo de concreto (fig 35).

Se realizó un análisis P- Δ para tomar en cuenta los momentos de segundo orden. Sin embargo, el comportamiento que presenta este modelo, al tomar en cuenta este efecto, no cambia en forma significativa que cuando no se consideran, debido a los pequeños desplazamientos que desarrolla la columna.

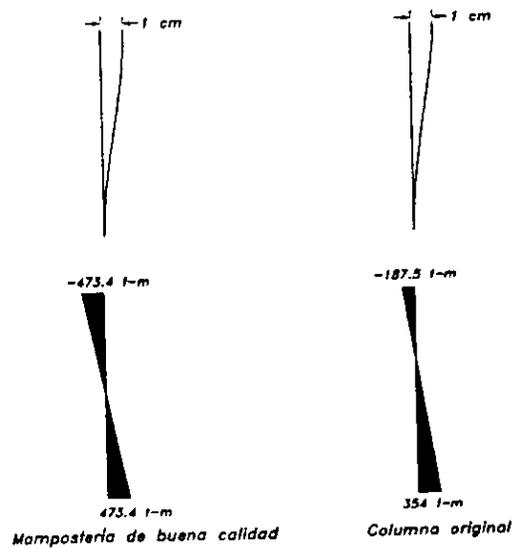


Fig 36. Distribución de momentos.

4.4 GIRO EN LA BASE DE LA COLUMNA

De acuerdo con los resultados del inciso anterior, las columnas de la Catedral son capaces de resistir un desplazamiento máximo de 4 cm; sin embargo, hay columnas que presentan desplomos mayores a 40 cm. Esto se debe a que se consideró empotrada la base de las columnas. En realidad estas columnas presentan un giro en la base debido a los hundimientos diferenciales que se han desarrollado en el templo.

4.4.1 Columna aislada

Para estudiar la influencia del giro de la base de la columna, se realizó un primer análisis considerando una columna aislada que presenta un movimiento de cuerpo rígido debido a un giro de su base. En este análisis se consideran los momentos de segundo orden provocados por la carga axial que resiste la columna (fig 33.b).

En la fig 37 se presenta la gráfica giro de la base - desplazamiento. Se observa que la columna original alcanzaría un desplazamiento de 1.25 m, que corresponde a un giro de 3.17° . Tomando en cuenta el núcleo de concreto, la columna alcanzaría un desplazamiento de 1.75 m, con un giro de la base de 4.1° ; es decir, 1.4 veces el desplazamiento de la columna original. El reemplazo de los sillares de mala calidad no representa alguna diferencia significativa en el comportamiento de las columnas.

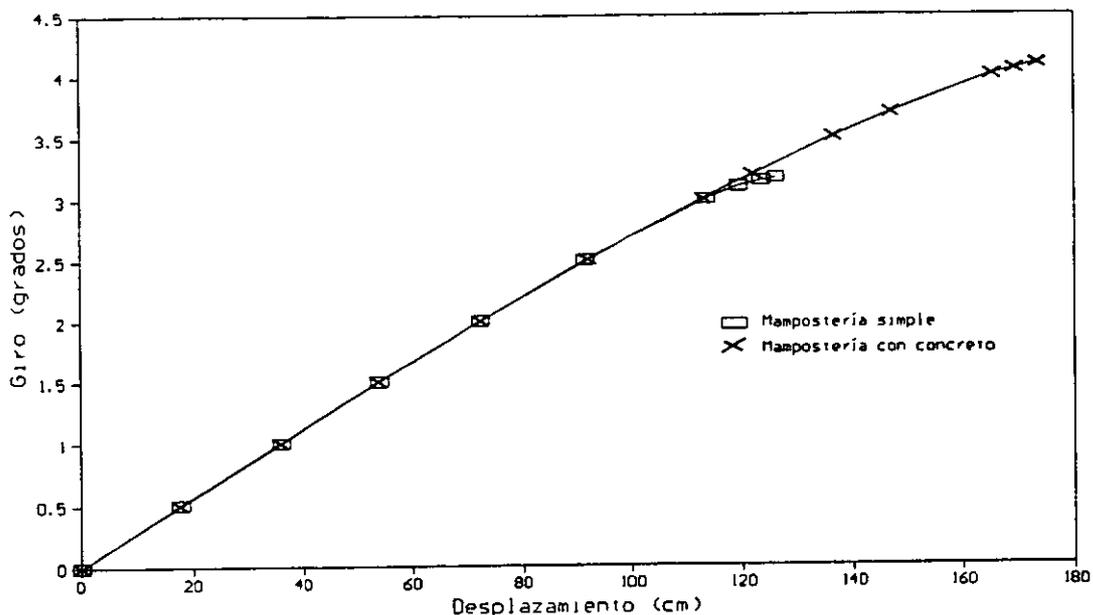


Fig 37. Curvas giro en la base - desplazamiento máximo.

También, se observa que para giros de la base menores a 1.5° el desplazamiento que presenta la columna se debe, prácticamente, a un movimiento de cuerpo rígido; ya que, el desplazamiento provocado por los momentos de segundo orden, representan cerca del 2 por ciento del desplazamiento total. El desplazamiento que se obtiene con un giro en la base de 1.5° es del orden de 55 cm, lo que representa el 2.7 por ciento de la longitud total de la columna. Esto se debe a la rigidez inicial del material, la cual es capaz de soportar grandes momentos

flexionantes con curvaturas pequeñas (fig 28). Para giros de la base menores a 3° , ambas columnas, con y sin núcleo de concreto, presentan los mismos desplazamientos, esto último debido a que la rigidez inicial de las secciones son iguales para ambos materiales (fig 31).

Cabe hacer la aclaración que cada 0.1° corresponde a 0.5 cm de hundimiento diferencial en la base de la columna. Esto significa que, la columna original soportaría un hundimiento diferencial de su base de 16.5 cm; mientras que, con el núcleo de concreto, este hundimiento se incrementaría a 20.5 cm. Como punto de referencia, el giro que presentaban las columnas al inicio del proceso de subexcavación (agosto de 1993) era de 1.33° ; esto es, 6.6 cm de hundimiento diferencial. Con estos resultados se puede obtener un factor de seguridad para el giro de cuerpo rígido, el cual es de 3.1 y 2.4, para la columna con y sin el núcleo de concreto, respectivamente.

4.4.2 Columna C-6

Para calibrar el modelo desarrollado, se realizó una comparación entre el modelo y la columna C-6. Se tomó como referencia esta columna debido a que:

1. Presenta los mayores daños en la parte superior (Meli y Sánchez, 1993) (fig 9).
2. El desplomo que presentaba al inicio de la subexcavación era del 2.8 por ciento (CCM, 1993).
3. Se realizaron mediciones de esfuerzos en la base, mediante la técnica de gatos planos (tabla 1).
4. El comportamiento de la columna se puede representar, en forma aproximada, de manera uniaxial; tanto el desplomo, como la excentricidad de las reacciones (tabla 1).

Para realizar la comparación, en el modelo se consideró (fig 38):

1. El giro de la base de la columna, debido al hundimiento diferencial, al inicio de la subexcavación.

2. El diagrama de momentos que representara en la parte superior el aplastamiento de la cantera, y en el inferior el esfuerzo obtenido mediante la técnica de gatos planos.
3. Los desplazamientos debidos a efectos de segundo orden provocados por la carga axial.

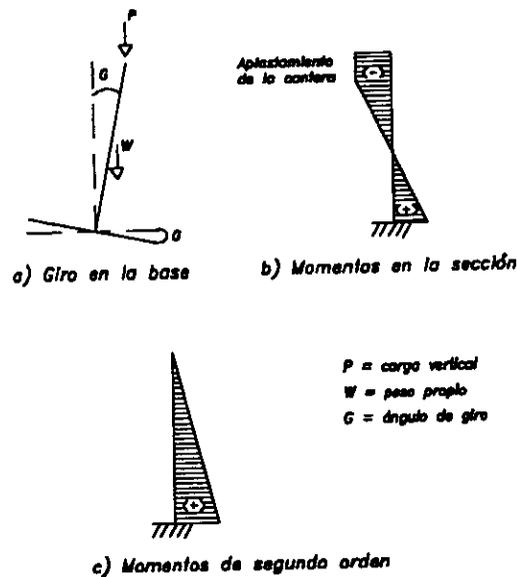


Fig 38. Esquema del modelo de la columna C-6.

En la tabla 3 se presenta los resultados obtenidos. Se observa que el desplazamiento calculado es prácticamente igual al desplomo medido. Esto indica que, el modelo representa en forma adecuada el desplomo que presenta la columna C-6.

Manteniendo estas mismas condiciones, se comparó el desplazamiento de la columna original con la columna con sillares de cantera de buena calidad y las columnas de mampostería con concreto. En la tabla 3 se presentan los resultados obtenidos.

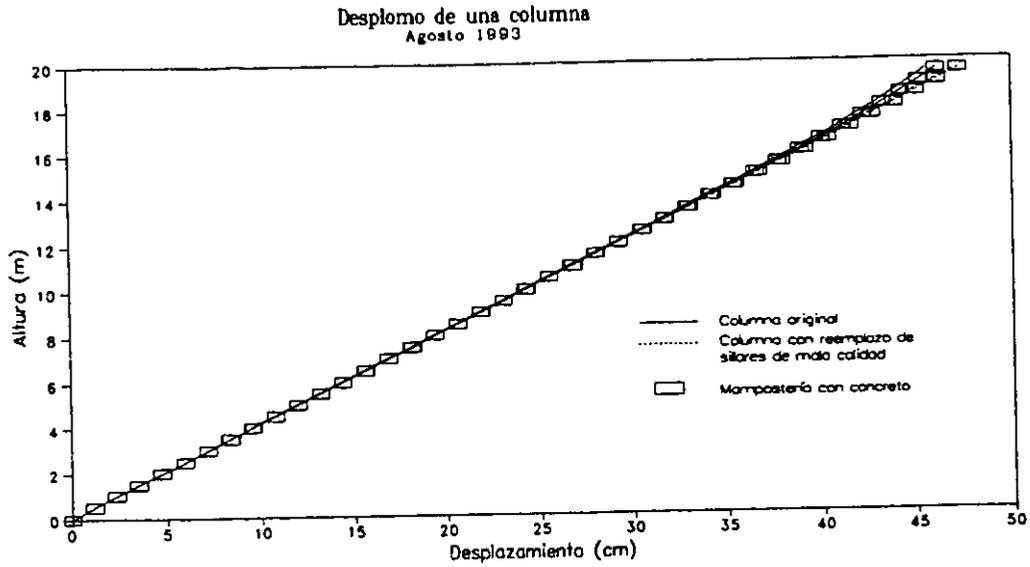


Fig 39.a. Esquema del desplazamiento de columnas formadas con distintas mamposterías.

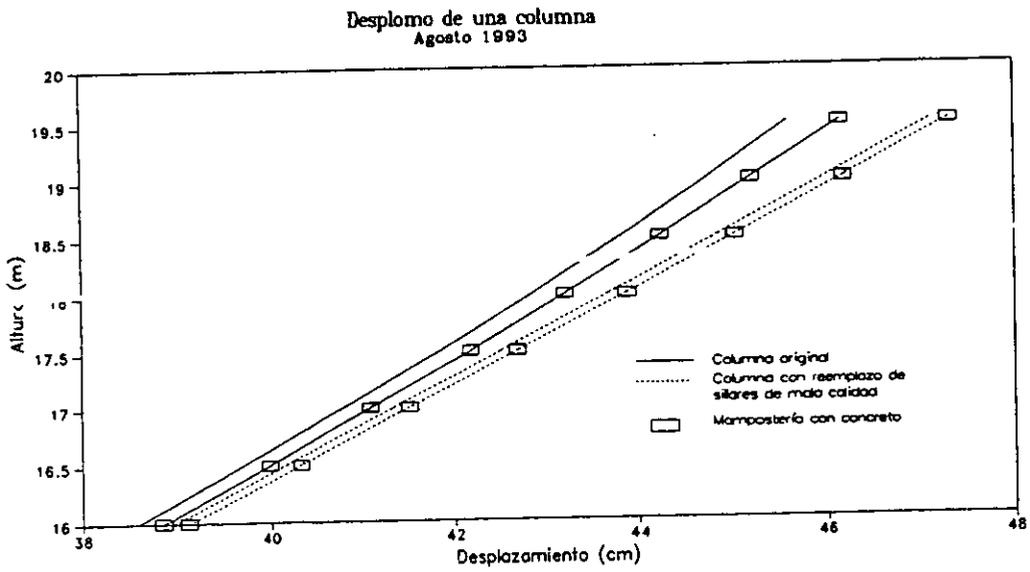


Fig 39.b. Esquema del desplazamiento de columnas formadas con distintas mamposterías (detalle).

Tabla 3. Comparación entre el desplomo medido y el calculado, columna C-6.

Columna	Desplomo (cm)	Calculado/Medido
Medido	45.46	1.00
Columna original	45.64	1.00
Reemplazo de sillares	47.14	1.04
Con núcleo de concreto		
Original	46.15	1.02
Reemplazo de sillares	47.33	1.04

Se observa que cuando a la columna original se le reemplazan los sillares de cantera de mala calidad, se obtiene un desplazamiento cinco por ciento mayor que en la columna original. La columna con el núcleo de concreto presenta un desplazamiento dos por ciento mayor que la columna original. El desplazamiento obtenido, para la columna de mampostería con sillares de buena calidad y el núcleo de concreto, es similar a la columna de mampostería simple a la cual se le reemplazaron los sillares de mala calidad.

Al cambiar los sillares de cantera de mala calidad por cantera de buena calidad se obtiene un desplazamiento mayor que el de la columna original. Esto se debe a que la deformada de la columna presenta doble curvatura, con lo que la parte superior de la columna gira menos hacia adentro de la nave principal debido a la rigidez del material, lo que provoca que el desplomo total medido sea mayor, que el de la columna que considera un material más flexible en su fuste superior (fig 39).

4.4.3 Comentarios

El mayor porcentaje del desplomo que presentan las columnas se debe a un giro en la base de las mismas. Los esfuerzos que presenta la columna se deben

principalmente a dos efectos: el empuje de los arcos principal y procesional sobre la columna y los momentos de segundo orden.

Al desplomarse la columna, crece el claro del arco de la nave principal, lo que provoca que se reduzca la flecha de las bóvedas, se reduce el brazo de palanca del par de equilibrio y por ende crecen los empujes horizontales (López Carmona, 1995). También, al aumentar el claro del arco, el peso de la cúpula provoca un momento en sentido opuesto al desplomo, en la parte superior de la columna (fig 10). En condiciones normales, los muros de capilla y fachada imponen un contrarresto a estos empujes, logrando que la carga baje en forma axial sobre la columna. Este contrarresto no es del todo efectivo por los hundimientos, lo que ha provocado que se presenten grandes esfuerzos en la base de las columnas, así como el inicio del aplastamiento de la cantera en la parte superior de las mismas (Meli y Sánchez, 1995).

CAPÍTULO 5

DEFORMACIONES DIFERIDAS

Debido a la gran importancia de los monumentos históricos, es necesario estudiar el efecto de las deformaciones a largo plazo en este tipo de estructuras. Las relaciones entre el esfuerzo y la deformación en los materiales son una función del tiempo; el aumento gradual de deformación que se produce con el tiempo y bajo carga constante se debe al flujo plástico. El flujo plástico es el aumento de deformación que se presenta bajo esfuerzos sostenidos y puede ser varias veces mayor que la deformación causada por la carga.

La deformación producida por flujo plástico que presenta un elemento depende del material, magnitud de la carga aplicada, tiempo de aplicación de las cargas, temperatura, humedad y relación entre el volumen y superficie del elemento (Neville, 1989).

En los capítulos anteriores se estudió una columna del crucero, ante cargas de corto plazo. En este capítulo se analiza la misma columna, con y sin el núcleo de concreto, considerando el flujo plástico en los materiales que la conforman. Cuando se hable de material equivalente, se estará haciendo mención a un material formado por la mampostería de cantera y el núcleo de concreto.

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS DEFORMACIONES DIFERIDAS

5.1.1 Mampostería

En mampostería, la deformación por flujo plástico es provocada principalmente por el mortero. En los primeros tres o cuatro meses después de aplicada la carga es cuando se produce la mayor deformación por flujo plástico. Esta deformación empieza a estabilizarse después de ocho o diez meses. Después de un año, la deformación total de la mampostería es aproximadamente igual a 1.8 a 2 veces la deformación instantánea al momento de aplicar la carga; esto es para mampostería de tabique con relaciones de espesor junta - pieza de 1:5 (Mikluchin, 1969; Grimm, 1975).

El proceso de flujo plástico está íntimamente relacionado con el nivel de esfuerzo al que está sometido el elemento en estudio. Para niveles de esfuerzo menores a 0.5 ó 0.6 del esfuerzo máximo resistente de la mampostería (f_m), se presenta un fenómeno de linealidad de flujo plástico. Para niveles de esfuerzo entre 0.6 a 0.85 f_m , deja de existir proporcionalidad y se presenta el fenómeno de no linealidad de flujo plástico. Para niveles de esfuerzo que exceda 0.85 f_m , la deformación por flujo plástico se incrementa con el tiempo hasta llegar a la falla del material (Mikluchin, 1969; Boukharov *et al.*, 1995) (fig 40).

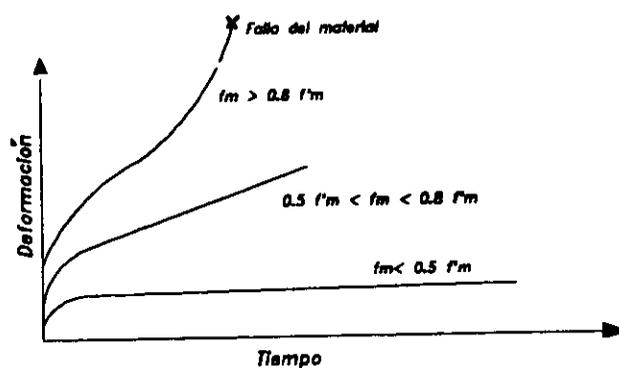


Fig 40. Curvas deformación diferida - tiempo

El flujo plástico en la mampostería depende del espesor de la junta de mortero y de la forma y tamaño del sillar; se reduce el flujo plástico al aumentar el espesor de los

sillares de la mampostería con respecto al mortero. La edad de la mampostería al ser cargada, también afecta al flujo plástico; cuando se incrementa la edad de la mampostería se reduce la deformación por flujo plástico.

Si la mampostería está formada por varios materiales y éstos tienen diferentes respuestas a la deformación por flujo plástico; entonces en el transcurso del tiempo, los esfuerzos del material con mayor deformación por flujo plástico serán transferidos al material con menor deformación.

Para esfuerzos menores a 0.5 fm, la deformación por flujo plástico se puede obtener mediante (Hendry, 1990):

$$\epsilon_{ct} = \frac{t}{a + bt}$$

donde: t = tiempo en días

ϵ_{ct} = deformación por flujo plástico

a, b = constantes obtenidas mediante pruebas de laboratorio

Si tomamos $t = \infty$, obtenemos:

$$\epsilon_{ct} = 1/b = \epsilon_{c \text{ max}}$$

Si $C_c = \epsilon_{c \text{ max}} / \epsilon_i$, donde $\epsilon_{c \text{ max}}$ = deformación máxima por flujo plástico, ϵ_i = deformación instantánea, tenemos que:

$$\epsilon_{c \text{ max}} = C_c \epsilon_i \quad \dots 8$$

El coeficiente C_c es llamado coeficiente de flujo plástico y depende del tipo de material. Grimm y Fowler (1979) utilizan coeficientes para mampostería de tabique que varían de 1.1 a 1.5 y coeficientes que varían de 2.1 a 4 para mampostería de concreto. Hernández y Aguilar (1983) reportan coeficientes que varían de 0.3 a 1.6 para mampostería de tabique y para la mampostería de concreto coeficientes que varían entre 1.7 a 3.1; siendo el promedio de estos coeficientes 0.88 y 2.33, para la mampostería de tabique y de concreto, respectivamente. El flujo plástico en la

mampostería de tabique es aproximadamente cuatro o cinco veces menor que en el concreto (Grimm, 1975).

Anand y Rahman (1991) y Boukharov *et al.* (1995) presentan dos métodos para calcular la deformación debida a flujo plástico mediante la utilización de las curvas deformación por flujo plástico - tiempo, para el material en estudio, las cuales se obtienen mediante pruebas experimentales.

5.1.2 Concreto

El flujo plástico en el concreto tiene características similares a las de la mampostería; ya que éste depende de la magnitud de la carga aplicada, tiempo de aplicación de las cargas, humedad y relación entre volumen y superficie del elemento. La deformación por flujo plástico en el concreto es una función del contenido volumétrico de pasta de cemento. Esta función no es lineal (Neville, 1989).

La velocidad a la que se presenta la deformación por flujo plástico decrece con el tiempo en forma continua. Se ha observado que el 26 por ciento de la deformación diferida a 20 años se presenta en dos semanas, el 55 por ciento en 3 meses y el 76 por ciento en un año (Mendoza, 1984) (fig 41).

Si se toma la deformación por flujo plástico a un año como la unidad, los valores promedios de ésta a edades posteriores son: 1.14 después de dos años, 1.20 después de cinco, 1.26 después de 10, 1.33 después de 20 y 1.36 después de 30 años. Estos valores muestran que la deformación diferida última es 1.36 veces mayor que la deformación diferida a un año, aunque para cálculos se supone frecuentemente que la deformación diferida última es igual a $4/3$ de la deformación diferida a un año (Neville, 1989).

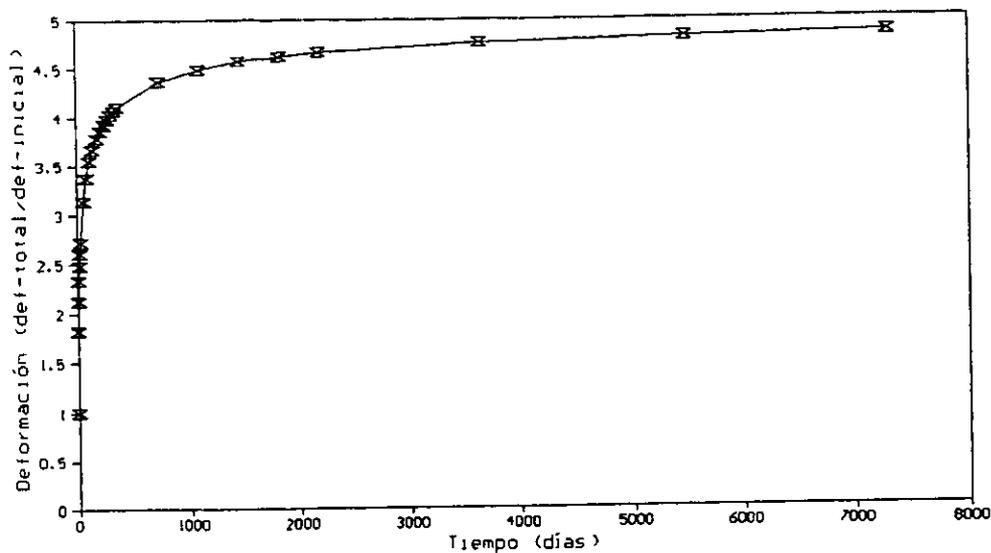


Fig 41. Deformación diferida en el concreto.

El coeficiente de flujo plástico en el concreto varía entre 3.12 y 7.14 para concretos construidos en el Distrito Federal, mientras que en la literatura, estos coeficientes varían entre 1.3 y 4.15 (Mendoza, 1984). La variación del coeficiente de flujo plástico, con respecto al tiempo se puede obtener mediante:

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{10.4 + t^{0.6}} 4.04 \quad \dots 9$$

donde: C_t = coeficiente de flujo plástico en el tiempo t

t = tiempo en días

5.2 HIPÓTESIS

Para estudiar el fenómeno de las deformaciones diferidas en las columnas del crucero, se tomaron en cuenta las siguientes hipótesis:

1. Las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales son lineales.
2. Únicamente se consideran las deformaciones axiales, el incremento de las deflexiones por flujo plástico se consideran despreciables.

La primera hipótesis se basa en el hecho de que, los esfuerzos provocados por las cargas permanentes son menores al 10 por ciento del esfuerzo resistente, para la mampostería de buena calidad, por lo que esta parte de la curva esfuerzo - deformación, se puede aproximar mediante una recta. Aunque en el caso de la mampostería de mala calidad, los esfuerzos son del orden del 30 por ciento; por lo que, el error que se obtiene, al considerar una relación lineal, es del 10 por ciento.

La excentricidad de una carga axial provoca momentos flexionantes sobre una sección, la cual genera una distribución de esfuerzos no uniformes. Esta variación de esfuerzos provoca un incremento en las deformaciones por flujo plástico, lo que aumenta la curvatura de la sección y con esto los desplazamientos laterales, provocando un efecto adicional de momentos de segundo orden debido a la deflexión causada por el flujo plástico. Sin embargo, para elementos cortos este efecto suele ser muy pequeño (Maksoud y Drysdale, 1995).

Como se vió en los capítulos anteriores, en las columnas de la Catedral no son importantes los momentos de segundo orden, aún cuando se tengan desplomos muy grandes. En estos elementos más del 95 por ciento del desplomo por hundimientos diferenciales está dado por un giro de cuerpo rígido; el cinco por ciento restante está dado por las cargas aplicadas a la columna. Esto indica que las deflexiones adicionales por flujo plástico no modificarían sensiblemente los resultados obtenidos anteriormente.

En la mampostería, el flujo plástico se debe principalmente a la acción del mortero. El coeficiente de flujo plástico para el mortero se consideró igual que para el concreto. Con esta simplificación se sobrestima el coeficiente de flujo plástico para la mampostería, con lo cual obtendríamos un límite superior de las deformaciones diferidas.

5.3 MODELO

Para el cálculo de las deformaciones diferidas, se ha propuesto el concepto de módulo efectivo, E_f , el cual está definido mediante (Hendry, 1990):

$$E_f = \frac{\sigma}{\varepsilon_i + \varepsilon_c} = \frac{\sigma}{\varepsilon_t} \quad \dots 10$$

donde: σ = esfuerzo en la sección
 ε_i = deformación instantánea
 ε_c = deformación por flujo plástico
 ε_t = deformación total

5.3.1 Mampostería simple

El módulo efectivo en la mampostería simple se puede obtener mediante la ecuación 10, pero si sustituimos la ecuación 8 en la 10, y recordando que $\varepsilon_i = \sigma/E$, obtenemos:

$$E_f = \frac{E}{1 + C_c} \quad \dots 11$$

Para este tipo de mamposterías se considera que después de un año de aplicada la carga, los cambios en la deformación total del elemento son muy pequeños (Mikluchin, 1969; Anand y Bhatia, 1996). Se obtienen los siguientes módulos efectivos (tabla 4):

De buena calidad: $E_f = 53,774 \text{ kg/cm}^2$

De mala calidad: $E_f = 20,883 \text{ kg/cm}^2$

5.3.2 Mampostería con concreto

Anand y Bhatia (1995, 1996) proponen la ecuación 12 para obtener el módulo de elasticidad efectivo de la mampostería en cualquier tiempo. Esta ecuación

considera las propiedades en el tiempo de los sillares y de las juntas de mortero, horizontales y verticales (fig 42).

$$\frac{1}{E_{f_m}} = \frac{b_h c}{H} \frac{1}{E_{fb}} \left[\frac{A_m}{A_b + A_c \frac{E_{fc}}{E_{fb}}} \right] + \frac{m_t (c+1)}{H} \frac{1}{E_{fh}} \quad \dots 12$$

- donde:
- E_{fm} = módulo de elasticidad efectivo de la mampostería
 - E_{fb} = módulo de elasticidad efectivo del sillar
 - E_{fc} = módulo de elasticidad efectivo de la junta vertical
 - E_{fh} = módulo de elasticidad efectivo de la junta horizontal
 - A_m = área transversal total de la mampostería
 - A_b = área transversal total del sillar
 - A_c = área transversal total de la junta vertical
 - b_h = altura del sillar
 - m_t = espesor de la junta horizontal
 - H = altura total de la pieza de mampostería
 - c = número total de sillares en la pieza de mampostería

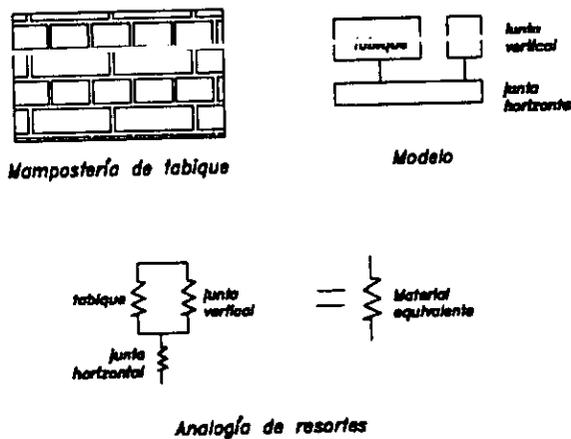


Fig 42. Esquema de una mampostería de tabique (Anand y Bhatia, 1996).

Los módulos efectivos de los diferentes materiales, que se utilizan en la ecuación 12, se pueden obtener con la ecuación 11. En caso de no tomar en cuenta la junta vertical, con la ecuación 12 se obtienen los mismos resultados que con la ecuación 1.

La ecuación 12 se puede utilizar para obtener el módulo de elasticidad efectivo de un material equivalente, formado por la mampostería de cantera y el núcleo de concreto. El último término de esta ecuación toma en cuenta la influencia de la junta horizontal de mortero, en nuestro caso esta participación está incluida en el material equivalente de la mampostería, el cual toma en cuenta la cantera y la junta de mortero. También, la junta vertical puede ser sustituida por el núcleo de concreto (fig 43). Por lo anterior, la ecuación 12 se simplifica y se obtiene:

$$\frac{1}{E_{eq}} = \frac{A_t}{A_m E_{fm} + A_c E_{fc}} \quad \dots \quad 13$$

- donde:
- E_{eq} = módulo efectivo del material equivalente
 - E_{fm} = módulo efectivo de la mampostería
 - E_{fc} = módulo efectivo del concreto
 - A_t = área transversal de la sección
 - A_m = área transversal de la mampostería
 - A_c = área transversal del núcleo de concreto

Se obtienen los esfuerzos en cada material mediante:

En el material equivalente: $f_{eq} = \frac{P}{A_t} \quad \dots \quad 14$

En la mampostería: $f_m = \frac{A_t f_{eq}}{A_m + A_c \frac{E_{fc}}{E_{fm}}} \quad \dots \quad 15$

En el concreto: $f_c = \frac{A_t f_{eq} - A_m f_m}{A_c} \quad \dots \quad 16$

Las deformaciones en la sección se obtienen mediante:

$$\varepsilon = \frac{f_{eq}}{E_{eq}}$$

... 17

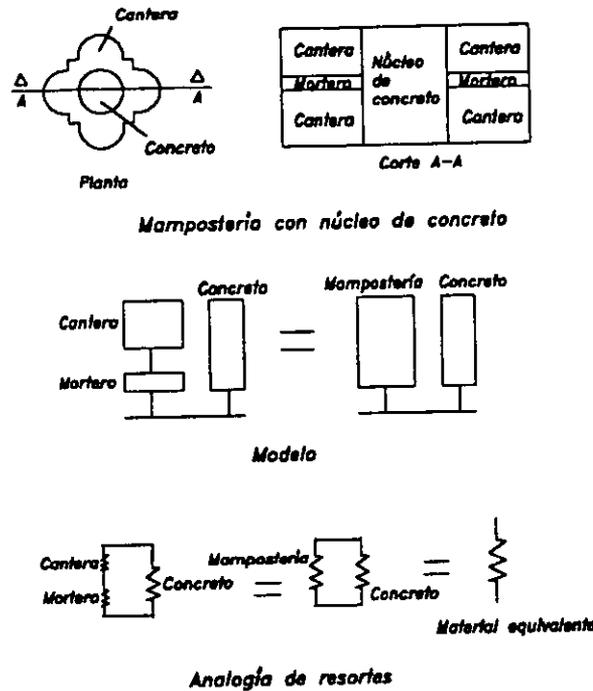


Fig 43. Esquema del material equivalente.

5.4 DEFORMACIONES DIFERIDAS

Para estudiar el efecto de las deformaciones diferidas, se tomó en cuenta tres periodos de estudio: al momento de aplicar la carga, al primer año y a los 20 años de aplicada la carga. El primero considera la deformación instantánea del elemento, el segundo y tercero es cuando la mampostería y el concreto, respectivamente, presentan su máxima deformación por flujo plástico.

5.4.1 Módulo de elasticidad

La tabla 4 presenta las reducciones de los módulos de elasticidad por efecto del flujo plástico. El módulo de elasticidad inicial del concreto es 4.1 y 4.9 veces mayor que el módulo efectivo a 1 y 20 años, respectivamente; mientras que en la mampostería estas relaciones son de 1.5 y 1.7. Para el material equivalente, formado por mampostería de buena calidad y concreto, el módulo inicial es 2.0 y 2.2 veces mayor que el módulo efectivo; mientras que para el material equivalente de mampostería de mala calidad, esta relación varía entre 2.5 y 2.7. Estas diferencias se deben al flujo plástico de los distintos materiales.

Tabla 4. Módulo de elasticidad efectivo.

Material	Módulo de Elasticidad (kg/cm ²)		
	Instantáneo	1 año	20 años
Concreto	221,360	53,990	45,641
Mampostería			
Buena calidad	88,190	58,019	53,774
Mala calidad	34,386	22,600	20,883
Equivalente *			
Buena calidad	114,294	57,229	52,180
Mala calidad	71,036	28,752	25,736

* Material formado por mampostería de cantera y el núcleo de concreto

5.4.2 Deformaciones

Con el módulo de elasticidad efectivo se pueden obtener las deformaciones de los elementos bajo esfuerzo constante (ecuación 17), en cualquier tiempo. En las tablas 5 y 6 se presentan las deformaciones y acortamientos para los diferentes materiales y columnas.

Tabla 5. Deformación unitaria diferida.

Material	Deformación		
	Instantánea	1 año	20 años
Mampostería			
Buena calidad	0.00020	0.00030	0.00033
Mala calidad	0.00033	0.00050	0.00054
Equivalente *			
Buena calidad	0.00013	0.00025	0.00028
Mala calidad	0.00016	0.00036	0.00040

* Material formado por mampostería de cantera y el núcleo de concreto

Se observa que el material de mala calidad tendría una deformación dos veces mayor que el de buena calidad; lo cual se debe a la menor rigidez axial del material de mala calidad. Cuando se considera el núcleo de concreto disminuye la deformación del material; ya que, la columna de concreto aumenta el módulo de elasticidad del material equivalente.

Tabla 6. Acortamiento diferido.

Columna	Acortamiento (mm)		
	Instantáneo	1 año	20 años
Original	6.4	9.7	10.5
Sillares de buena calidad	3.9	5.8	6.5
Con núcleo de concreto			
Original	3.1	7.0	7.7
De buena calidad	2.5	5.0	5.5

El acortamiento de la columna original, después de 20 años de aplicada la carga, sería del orden de 10 mm; mientras que para la columna a la que se le

reemplazaron los sillares de mala calidad, este acortamiento sería del orden de 6.5 mm, es decir, 35 por ciento menos que el acortamiento de la columna original. También, el núcleo de concreto disminuye el acortamiento de la columna, entre 26 y 45 por ciento del acortamiento que experimenta la columna original (fig 44).

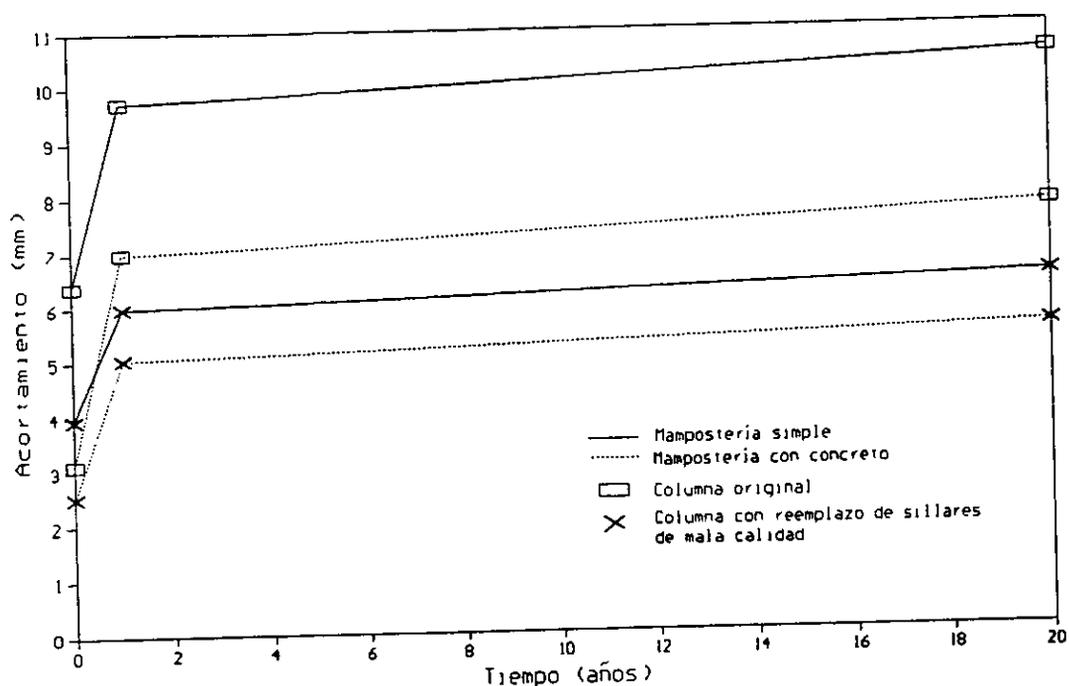


Fig 44. Acortamiento diferido en las columnas de la nave principal.

5.4.3 Esfuerzos

Las deformaciones diferidas no producen esfuerzos adicionales o redistribución de esfuerzos, en la mampostería simple. Sin embargo, cuando se considera el núcleo de concreto se presenta una redistribución de esfuerzos, entre la mampostería y el concreto.

Los esfuerzos que se presentan en la mampostería simple son del orden de 18 y 20 kg/cm² para la mampostería de mala y buena calidad, respectivamente.

Estos esfuerzos representan el 33 y 10 por ciento de la resistencia del material; además de que no varían por efectos del flujo plástico.

En la mampostería con concreto disminuye el esfuerzo promedio en la sección un 15 por ciento, debido a que el área transversal de la sección aumenta, por el núcleo de concreto. También se presenta una redistribución de esfuerzos en el tiempo, entre la mampostería y el concreto.

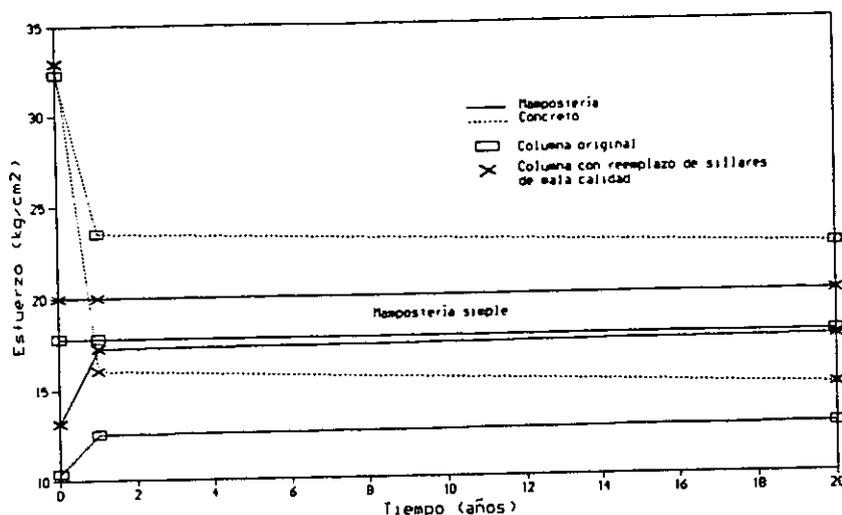
Tabla 7. Redistribución de esfuerzos por deformaciones diferidas.

Material	Esfuerzo					
	Instantáneo		1 año		20 años	
	kg/cm ²	% *	kg/cm ²	% *	kg/cm ²	% *
De buena calidad						
Equivalente	17.00	----	17.00	----	17.00	----
Concreto	32.92	9.54	16.04	4.65	14.87	4.31
Mampostería	13.12	6.83	17.23	8.97	17.52	9.13
Mampostería simple	20.00	10.42	20.00	10.42	20.00	10.42
De mala calidad						
Equivalente	14.66	----	14.66	----	14.66	----
Concreto	32.29	9.36	23.49	6.80	22.57	6.54
Mampostería	10.36	19.19	12.51	23.04	12.77	23.52
Mampostería simple	17.77	32.91	17.77	32.91	17.77	32.91

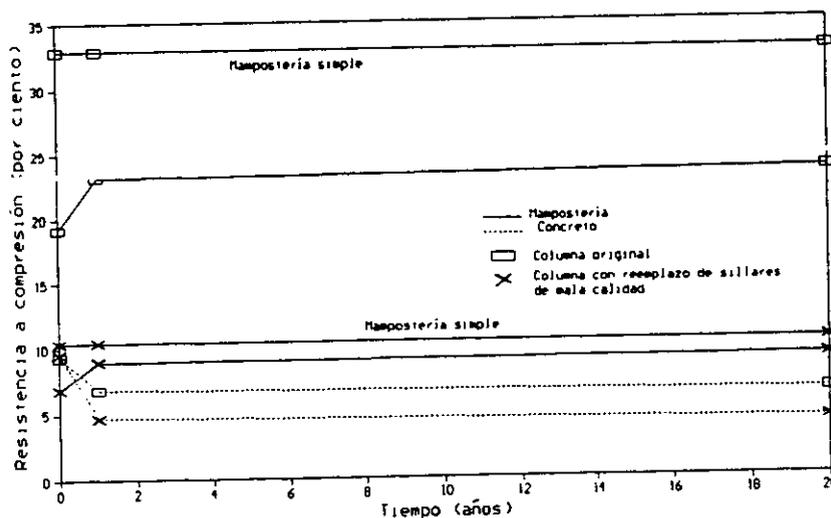
* Porcentaje de la resistencia del material (f_m/f_m)

En la tabla 7 se presentan los valores del esfuerzo en los distintos materiales, los cuales se calcularon con las ecuaciones 14 a 16. Se observa que en la mampostería de buena calidad, el esfuerzo inicial es de 13 kg/cm², mientras que en el concreto el esfuerzo es de 33 kg/cm². Después de 20 años de aplicada la carga, el esfuerzo en el concreto disminuye un 50 por ciento, mientras que en la

mampostería se incrementa un 30 por ciento. En la mampostería de mala calidad, el esfuerzo en el concreto disminuye un 30 por ciento, mientras que en la mampostería se incrementa un 27 por ciento. A pesar de los incrementos en los esfuerzos de la mampostería, éstos son menores que los esfuerzos que presenta la sección formada por mampostería simple (fig 45).



a) Esfuerzos en Kg/cm^2 .



b) Esfuerzos en porcentaje de la resistencia del material.

Fig 45. Redistribución de esfuerzos en la sección.

CAPÍTULO 6

REVISIÓN CRÍTICA DE LA PROPUESTA

6.1 VENTAJAS Y LIMITACIONES

Los resultados obtenidos permiten realizar una valoración del procedimiento de refuerzo analizado. Estos resultados presentan las ventajas y limitaciones de dicho método. Aquí cabe recordar que los principales objetivos de la presente propuesta son: el evitar modificar la rigidez lateral del elemento e incrementar la capacidad de desplazamiento lateral de la columna.

Los objetivos propuestos se cumplen cabalmente. El análisis de las secciones muestra que la rigidez inicial del elemento no se incrementa con la incorporación del núcleo de concreto. También se observa que se incrementa la resistencia a momento flexionante, aunque con una pequeña pérdida en la capacidad a rotación, en comparación con la sección que no considera el núcleo de concreto.

Una vez que se alcanza la resistencia a momento, la sección puede seguir girando, produciendo daño en la sección. Esto provoca que la capacidad a momento flexionante disminuya conforme aumenta la curvatura. La sección que tiene el núcleo de concreto puede girar más que la sección que no lo tiene; debido a que, una vez que se ha perdido toda la cantera, el núcleo de concreto es el que toma la carga axial y el momento flexionante. La columna de concreto es capaz de resistir la fuerza axial y momento flexionante que se le imponga a la sección.

Al obtenerse las curvas carga axial - momento se observa que, la carga axial que soporta la columna es del orden del 10 por ciento de la carga axial resistente, para la mampostería de buena calidad. Por lo que, en teoría, la columna puede soportar una sobrecarga, así como también un aumento en la excentricidad de la fuerza axial. Sin embargo, la mampostería de mala calidad resiste una carga del orden del 35 por ciento de la carga axial resistente, por lo que también puede soportar un incremento en la carga axial y en la excentricidad, pero mucho menor que en la mampostería de buena calidad, del orden del 15 por ciento del incremento de la carga que soportaría la mampostería de buena calidad.

Incrementando la carga axial en una sección, se puede aumentar la capacidad de resistir momento flexionante, pero al mismo tiempo, se reduce la capacidad de deformación del elemento. Esto indica que, un elemento al sobrecargarse puede fallar debido a las deformaciones que presente.

Guerrero y Gama (1976) realizó una bajada de cargas en la que se indica que las columnas de crucero soportan una carga de 950 t. En este análisis se utilizó la distribución de fuerzas que resulta de un análisis por elemento finito, el cual indica que la carga axial de las columnas de crucero es de 810 t (fig 24.c). Estas discrepancias se deben principalmente a que el área transversal de las columnas es significativamente mayor en la bajada de cargas realizada por Guerrero y Gama, que en el modelo de elemento finito; para las columnas centrales, Guerrero y Gama considera un área transversal de 5.9 m^2 , mientras que en el modelo analítico, el área de estas columnas es igual a 4.0 m^2 . También, Guerrero y Gama utiliza un solo peso volumétrico para todos los materiales de 1.8 t/m^3 , mientras que en el modelo de elemento finito, estos pesos se consideraron igual a 1.6 t/m^3 para la mampostería de tezontle y de 2 t/m^3 para la cantera (Peña, 1995). A pesar de la diferencia de cargas, 15 por ciento, los resultados aquí obtenidos no cambiarían sustancialmente debido a que, el incremento en la carga es pequeño, en comparación con lo que la sección es

capaz de resistir, este incremento es del orden del tres por ciento de la carga resistente (fig 32).

Al estudiar el comportamiento de una columna de crucero, se observa al igual que en las secciones, que el núcleo de concreto no incrementa la rigidez inicial del elemento. Existe un incremento en la rigidez inicial de la columna, debido al cambio de sillares de cantera de mala calidad, por cantera de buena calidad, siendo 50 por ciento mayor en la columna formada por sillares de cantera de buena calidad. Sin embargo, la inclusión del núcleo de concreto aumenta la capacidad de deformación de la columna; así como también, la capacidad de giro de cuerpo rígido de la misma (figs 35 y 37).

Al estudiar la capacidad de deformación lateral de una columna de crucero, se observa que el cambiar el material de mala calidad por cantera de buena calidad, aumenta la rigidez de la columna, disminuye su capacidad de deformación y la fuerza lateral que produce la falla inicial de la mampostería es igual para ambas columnas (fig 35). Esto plantea la interrogante: ¿Qué tan efectiva es la sustitución del material de mala calidad?

Para contestar a esta pregunta, hay que tomar en cuenta el giro en la base de la columna. Al considerar sólo material de buena calidad no se presenta una disminución de la capacidad de deformación de ésta, en comparación con la columna original. Por el contrario, la sustitución del material de mala calidad evita que aumente el giro del elemento hacia dentro de la nave principal (fig 10); debido a que el material de buena calidad es más rígido y resistente que el de mala (figs 28 y 39), con esto se reducen los daños en la columna, en el arco principal y en la pechina.

La inclusión del núcleo de concreto mejora el comportamiento de las columnas del crucero ante deformaciones diferidas. Las deformaciones axiales

decrecen hasta en un 30 por ciento. También, los esfuerzos en la mampostería son menores que los que presenta la sección formada por mampostería simple; disminuyendo el esfuerzo entre un 30 y 15 por ciento, en la mampostería de mala y buena calidad, respectivamente.

6.2 COMPARACIÓN CON OTRAS TÉCNICAS DE REFUERZO

La ventaja principal que tiene la propuesta que aquí se analiza, en comparación con otros métodos de refuerzo, es que la primera elimina el desplomo y los defectos constructivos que presenta la columna. Sin embargo, esta ventaja se convierte en su principal desventaja, debido al proceso constructivo. Además, los otros métodos de refuerzo se pueden llevar a cabo, aún cuando todavía no termine la subexcavación y no necesitan un apuntalamiento adicional al que se encuentra presente. A pesar de esto, ninguno de esos métodos corrige los desplomos y defectos constructivos; así como tampoco cambia el material de mala calidad o excesivamente dañado.

Se presenta una breve descripción de los métodos de refuerzo, así como algunas de sus ventajas y limitaciones, con el fin de enfatizar los pros y contras de la propuesta aquí estudiada.

6.2.1 Inyección

Mediante la inyección de lechadas de cemento o de materiales sintéticos se puede aumentar la capacidad de carga de un elemento. Este método se utiliza principalmente cuando se tiene pérdida del mortero de las juntas o grietas internas.

Vintzileou y Tassios (1995) no recomiendan la utilización de morteros a base de polímeros, ya que éstos presentan incompatibilidad con los materiales antiguos y porque no tienen buen comportamiento en el tiempo. Los morteros a base de

cemento tienen la ventaja de tener un comportamiento conocido; sin embargo presentan la desventaja de que pueden llegar a presentar eflorescencia, además de que tienen poca penetración en grietas menores a los tres mm.

Este método presenta la ventaja de que al sellar grietas y rellenar las juntas de mortero se incrementa la resistencia del elemento entre 50 y 100 por ciento (Grimm, 1994); pero presentan la desventaja de que reduce la capacidad de deformación del material, volviéndolo más frágil (Vintzileou y Tassios, 1995).

6.2.2 Confinamiento exterior

Este confinamiento se logra mediante zunchos de acero, los cuales restringen la expansión lateral del material, debida a las cargas axiales, aumentando la resistencia a compresión y la deformación última de la mampostería.

Este método presenta la ventaja de que es de fácil construcción. Actualmente, seis columnas de la nave principal se encuentran zunchadas. Otra ventaja que presenta este método, es que este procedimiento es reversible, es decir, se puede modificar o quitar fácilmente, sin dañar a la columna. Sin embargo, presenta la desventaja de que modifica el aspecto arquitectónico del templo, por lo que esta solución debe ser sólo temporal: con lo cual en un futuro se debe optar por otro tipo de solución.

6.2.3 Refuerzo con elementos interiores

Este método consiste en la inserción de una serie de barras horizontales o diagonales en barrenos, los cuales posteriormente se inyectan con lechada. A este proceso de refuerzo se le conoce como costuras armadas. Con este método se incrementa la resistencia y ductilidad de las columnas. En este tipo de solución se deben usar barras de acero inoxidable, para evitar la corrosión de las mismas

(Jurina, 1993). Además, se debe garantizar una correcta adherencia entre las barras y la mampostería.

6.2.4 Sustitución de material defectuoso

Con este método se pretende aumentar la capacidad de carga de las columnas, mediante la sustitución del material dañado y de mala calidad. Esta propuesta presenta la desventaja de que necesita un apuntalamiento que soporte la carga axial de la columna, mientras ésta es reparada. Con esto, presenta las mismas desventajas que el desmontaje y reconstrucción de la columna. Los análisis aquí desarrollados muestran que la sustitución del material dañado y de mala calidad, aumentaría el grado de seguridad de la columna.

6.2.5 Comentarios

Para dar una opinión final sobre que método de refuerzo es el más adecuado, para llevarlo a cabo en la Catedral, es necesario realizar varios estudios más (algunos de los cuales se están realizando en forma paralela a este trabajo); sin embargo, es posible dar algunos comentarios preliminares sobre las propuestas de refuerzo.

El refuerzo de las columnas está íntimamente ligado al grado de seguridad de las columnas, que presentarán al finalizar la subexcavación; así como también de la efectividad de la consolidación del suelo.

En caso de que el grado de seguridad de las columnas sea bajo, los métodos que, en primera instancia, presentan las mejores ventajas son el de costuras armadas y el del cambio del material defectuoso con la incorporación de una columna de concreto reforzada; ya que, ambos procedimientos aumentarían la resistencia y capacidad de deformación de las columnas. La ventaja del segundo,

sobre el primero, es que elimina los desplomos y defectos constructivos; pero presenta la desventaja de la dificultad técnica para llevarlo a cabo.

El método de inyección de grietas y el de zunchado de columnas son procedimientos de refuerzo que serían convenientes en caso de que la columna presentara, al finalizar la subexcavación, un factor de seguridad adecuado y que la consolidación del suelo resultara satisfactoria; ya que, serían soluciones adecuadas y sencillas de realizar.

6.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se presenta brevemente el procedimiento constructivo que sería necesario llevar a cabo para la realización del método analizado (Sánchez y Meli, 1997):

1. Apuntalamiento de la parte del templo en donde se desmontará la columna. El cual debe ser capaz de soportar, por lo menos, el 125 por ciento de la carga que actúa sobre ésta.
2. Desmontaje de la columna, comenzando por los sillares por debajo del primer arranque de arcos y continuando hasta el piso de feligresía. Los sillares que se encuentren en condiciones óptimas podrán ser reutilizados.
3. Acondicionamiento de la cimentación. Será necesario el incremento en las dimensiones del dado, para recibir a la columna en su nueva posición, debido a la corrección de los desplomos que presenta. El dado se reforzará con un anillo de concreto reforzado, cuyas dimensiones dependerá de la nueva posición de cada columna.
4. Reconstrucción de la columna, la cual tendrá un nuevo centro de su base. El núcleo central de mampostería será sustituido por una columna de concreto zunchada. El núcleo se colará en tramos que pueden variar entre tres y cinco sillares, dependiendo de la dificultad técnica para realizarlo, procurando que las juntas de colado no coincidan con las juntas de la mampostería.

5. La parte superior de la columna, después del último sillar que entre entero, se colará con concreto.
6. Refuerzo de la zona entre los arranques de arcos de la nave procesional y el de la nave principal. En general, esta parte de la columna se encuentra con agrietamientos y aplastamientos lo que hace necesario su refuerzo con el procedimiento más adecuado para esta zona.
7. El desmontaje del apuntalamiento se deberá hacer una vez que el núcleo de concreto, así como también las juntas de mortero, hayan alcanzado su resistencia máxima.
8. Como una etapa adicional, sería conveniente la instrumentación y monitoreo de las columnas mediante deformímetros o gatos planos, para verificar el nivel de esfuerzos sobre la columna.

Para la realización del desmontaje y reconstrucción de las columnas es necesario considerar diversos aspectos que afectan, principalmente, al proceso constructivo.

El apuntalamiento de las bóvedas debe ser capaz de resistir una carga axial superior a las mil toneladas; además de poder resistir fuerzas horizontales, que se puedan originar por el empuje de los arcos o algún evento sísmico. Presenta la desventaja de que se tiene poca experiencia en este tipo de trabajos monumentales.

Existen pocos trabajos sobre reconstrucciones de columnas similares a las de la Catedral; uno de ellos se presenta en Ferrari da Passano (1993). En este caso, se sustituyeron sillares defectuosos por sillares de buena calidad, en las cuatro columnas que se encuentran por debajo de la cúpula principal y en 21 columnas secundarias, de la Catedral de Milán. El sistema de apuntalamiento usado en este caso fue cubrir las columnas con un cinturón de concreto reforzado, comenzando la sustitución de los sillares de arriba hacia abajo. Se han presentado otros casos de sustitución de columnas de cantera, los cuales se han llevado a cabo sin

complicación alguna; sin embargo, estas columnas eran de poca altura y sección transversal pequeña, siendo sus cargas axiales también reducidas, en comparación con las columnas de la Catedral (Beckett y Banks, 1983).

Una vez que se cargue la columna reconstruida, al momento de quitar el apuntalamiento, presentaría una deformación debida al acortamiento elástico del elemento, el cual se incrementaría con el tiempo debido al flujo plástico de los materiales. Estas deformaciones provocarían que las bóvedas bajaran, en relación con el resto de la estructura, con lo que las cargas en la columna se modificarían. Sin embargo, estas deformaciones serían del orden de 6 mm (tabla 6), lo que representaría un acortamiento de 0.0003 de la longitud total de la columna; estas deformaciones al ser tan pequeñas se pueden considerar despreciables (Heyman, 1966).

La reconstrucción del dado de la cimentación está en función del desplomo de las columnas. La máxima corrección del desplomo es del orden de 40 cm, la cual se encuentra dentro del área del dado de cimentación, por lo que a las cuatro columnas del crucero se les puede corregir completamente su desplomo (fig 16). También, dentro de los trabajos de adecuación de la cimentación, es necesario que se tomen las medidas necesarias para garantizar el empotramiento del núcleo de concreto.

Con la reconstrucción de la columna se eliminarían los desplomos y defectos constructivos de la misma. Las deformaciones de la estructura, en el capitel de la columna, no se corregirían, por lo que sería necesario un elemento de transición que absorbiera dichas deformaciones. Este elemento se podría realizar con concreto, debido a su facilidad constructiva. Sin embargo, al emplear este elemento de concreto se deben de considerar ciertos factores, que pueden modificar el comportamiento de la estructura.

Entre ellos podemos mencionar que el contacto entre el concreto y la cantera puede producir sulfatación de la piedra, produciendo degradación y pérdida de las propiedades físicas y mecánicas de ésta. Este problema se presenta principalmente por humedad del ambiente (Iñiguez, 1961; Harris, 1992; Prado, 1997). Sin embargo, se puede proteger a la cantera mediante la utilización de sustancias químicas para aislarla del concreto (Beckett y Banks, 1983).

CAPÍTULO 7

COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se ha demostrado que la inclusión del núcleo de concreto en una columna de la Catedral, aumentaría la resistencia y ductilidad de ésta, sin modificar la rigidez inicial del elemento. Estos estudios muestran que este método de refuerzo cumple cabalmente con los objetivos planteados para su uso; sin embargo, es necesario realizar estudios más detallados, principalmente del proceso reconstructivo de las columnas, antes de dar una opinión final sobre este método de refuerzo.

López Carmona (1992) y Meli y Sánchez (1995) muestran que en condiciones ideales de la estructura, en la que no se consideran desplomos ni distorsiones iniciales, el templo hubiera tenido un excelente comportamiento ante cargas gravitacionales (fig 18). Sin embargo, la aparición de los hundimientos diferenciales, desde el inicio de su construcción, modificaron el comportamiento estructural.

Mientras no se evite la aparición de hundimientos diferenciales, la Catedral seguirá presentando problemas en su estructura. La subexcavación redujo las distorsiones que tenía el templo; sin embargo, cuando se suspenda volverán a incrementarse los hundimientos diferenciales y con ellos las distorsiones en la estructura. Por esta razón se tiene planeada la consolidación del subsuelo mediante la inyección de mortero. En teoría, con esta consolidación se deben detener los hundimientos diferenciales, observándose un hundimiento uniforme de la iglesia, lo que garantizaría la estabilidad de la estructura. Sin embargo, si la consolidación no

es tan efectiva, se seguirán presentando hundimientos diferenciales; por lo que aumentarían las distorsiones en el templo por el incremento de estos hundimientos.

Por todo lo anterior, el corregir los desplomos y defectos constructivos de las columnas del crucero, las cuales son las más críticas, tanto por sus desplomos actuales, como por la elevada carga que soportan, aumentaría el grado de seguridad de la estructura; ya que, éstas podrían deformarse y aumentar la excentricidad de la carga sin poner en peligro su seguridad estructural.

En este trabajo se analizó a la columna como un elemento aislado. Se debe tomar en cuenta que la estructura es todo un conjunto de elementos, que trabajan como una unidad, desde el pedraplén de la cimentación hasta el cupulín de la linternilla. Esto significa que se deben de tomar en cuenta otros elementos, como son los arcos y las pechinas.

Es por esto que, se puede reforzar la columna, lograr que ésta soporte grandes cargas axiales, momentos flexionantes y pueda deformarse generosamente, pero si los elementos que llegan a la columna, como son los arcos, las pechinas y las ventanas que forman las naves principal y de crucero (fig 24), no soportan estas sollicitaciones o deformaciones, la estructura comenzará a fallar en las partes débiles, que serían estos elementos. Como ejemplo podemos mencionar que, en los trabajos de refuerzo que se hicieron en los años 20, las partes que se reforzaron fueron arcos y pechinas, que eran los elementos más dañados.

El procedimiento de refuerzo que se utilice en las columnas de la Catedral, está en función del factor de seguridad que alcancen las columnas al finalizar la subexcavación. En este trabajo se obtuvieron los factores de seguridad para el incremento en la excentricidad de la carga, para un aumento en la carga axial y para el incremento en el giro de la base de la columna. Estos factores se relacionan entre sí, ya que al producirse un hundimiento diferencial, se incrementa el giro en la base

de la columna, con esto se incrementan los momentos en la sección y por alguna posible redistribución de fuerzas, se puede incrementar la carga axial. Debido a esto, los factores anteriores no se pueden tomar de manera aislada, por lo que se recomienda se realicen estudios sobre el factor de seguridad de la columna, al finalizar la subexcavación.

Las columnas se pueden reforzar combinando dos o más técnicas. Por ejemplo, la columna desde su base hasta el primer arranque de arcos, se puede reconstruir con el núcleo de concreto zunchado; mientras que en la zona entre arcos se puede utilizar las costuras armadas, inyección de grietas o ambos al mismo tiempo. Esto disminuiría un poco el problema constructivo, así como también, en caso de que se necesite, con estos mismos procedimientos se podrían reforzar algunas otras zonas, como las pechinas y los arranques de arcos.

De acuerdo con Casanovas (1997.b), en trabajos de restauración se han presentado malas experiencias con el uso indiscriminado del acero, concreto reforzado y de otros nuevos materiales, debido a que éstos presentan un mal comportamiento en el tiempo o son incompatibles con las técnicas tradicionales. Por su parte, Penelis (1996) comenta que las técnicas y materiales tradicionales son los más adecuados para una restauración; así como también, la utilización de materiales nuevos, como concreto y acero, se deben utilizar garantizando la durabilidad y compatibilidad de estos materiales con los tradicionales. La utilización de técnicas y materiales modernos se deben utilizar únicamente cuando las técnicas tradicionales no garantizan la seguridad de la construcción.

Es por esto que, se debe garantizar la correcta adherencia de la cantera con el concreto, para que la columna tenga un trabajo en conjunto. También, se debe estudiar que el contacto entre el concreto y la cantera no produzca sulfatación de la piedra debida a la humedad del ambiente (Iñiguez, 1961; Harris, 1992; Prado, 1997). Sin embargo, parece que este efecto no es muy importante en la Catedral; ya que, el

refuerzo de acero en los arcos no presentan oxidación, ni algún problema con la cantera. Además, el tamaño de la cantera que recubre al núcleo de concreto, proporciona una protección adicional contra la humedad.

Finalmente, en caso de que se lleve a cabo el método aquí analizado, se puede aprovechar el material que se obtendría al desmontar la columna, para que se realicen algunas pruebas de laboratorio de la mampostería de sillares de piedra, para conocer sus características mecánicas, como son: módulo de elasticidad, resistencia y curvas esfuerzo - deformación. Sin embargo, estas propiedades se pueden obtener también mediante pruebas no destructivas, como puede ser la utilización de la técnica de gatos planos (Rossi, 1990; Kariotis y Nghiem, 1993).

Asimismo, se recomienda que se realicen algunas pruebas para conocer el comportamiento de estas mamposterías ante cargas a largo plazo. Una vez conocidos estos datos, se puede estudiar, de forma más exacta, este fenómeno considerando el núcleo de concreto, para conocer las deformaciones que se pueden presentar, así como la redistribución de esfuerzos en la sección.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México por la educación recibida y al Instituto de Ingeniería por las facilidades otorgadas para la realización de este trabajo.

Al Dr. Roberto Meli Piralla que hizo posible que este trabajo se terminara antes de lo previsto; así como también, al Ing. Abraham Roberto Sánchez Ramírez, por las ideas, consejos y comentarios que lo enriquecieron.

Finalmente, un reconocimiento muy especial al Dr. Alfonso Peña Torres y a la Sra. Rosa María Mondragón del Moral, por el apoyo recibido durante estos años de estudio.



REFERENCIAS

- Ali, S. y A. Page (1988).** "Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, agosto, pp 1761-1784.
- Anand, S. y A. Rahman (1991).** "Numerical Modelling of Creep in Composite Masonry Walls". Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 7, julio, pp 2149-2165.
- Anand, S. y N. Bhatia (1995).** "Modelling Creep in Masonry Based on Creep of Units and Mortar". Restructuring: America and Beyond, Proceedings of Structures Congress XIII, ASCE, Boston, pp 397-400.
- Anand, S. y N. Bhatia (1996).** "2D and 3D Finite Element Models to Estimate Creep Strains in Masonry Walls and Piers". Seventh North American Masonry Conference, Indiana, pp 725-737.
- Anicic, D. (1993).** "Historic Monuments in Zones of High Seismicity: Vulnerability and Strengthening". Earthquake Engineering. Proceedings of the Seventeenth Regional European Seminar on Earthquake Engineering, Israel, pp 431-442.
- Anthoine, A. (1995).** "Derivation of the In-Plane Elastic Characteristics of Masonry Through Homogenization Theory". Int. J. Solids Structures, Elsevier, Vol. 32, No. 2, pp 137-163.
- ASCE (1996).** "Coring Technique Reinforces Historic Masonry". Civil Engineering, News, ASCE, mayo, pp 13-14.
- Ballardini, R. y C. Gavarini (1992).** "Seismic Protection of Monumental Buildings in Italy". Tenth World Conference Earthquake Engineering, Madrid, Vol. 9, julio, pp 5311-5316.
- Ballio, G. (1993).** "Structural Preservation of the Fraccaro Tower, Pavia". Structural Engineering International. Journal of the IABSE, Vol. 3, No. 1, pp 9-11.

Beckett, D. y K. M. V. Banks (1983). *"Structural Investigation and Restoration of Lloyds Arch, Cornhill, Ipswich"*. Repair and Renewal of Buildings. Proceedings of a Conference Organized by the Institution of Civil Engineers, Londres, pp 35-45.

Benedetti, D. y A. Castellani (1980). *"Experimental Determination of the Seismic Resistance of Repaired Masonry Structures"*. Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Estambul, Vol. 6, pp 159-166.

Beolchini, G. C. (1992). *"Mechanical Properties of Old Stone Masonries"*. Tenth World Conference Earthquake Engineering, Madrid, Vol. 6, pp 3499-3504.

Boukharov, G. N., M. W. Chanda y N. G. Boukharov (1995). *"The Three Processes of Brittle Crystalline Rock Creep"*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Elsevier, Vol. 32, No. 4, pp 325-335.

Breiholz, D. (1993). *"Centercore Strengthening System for Seismic Hazard Reduction of Unreinforced Masonry Bearing Wall Buildings"*. Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation. Proceedings of the Structures Congress'93, California, abril, pp 319-325.

Casanovas, X. (1997.a). *"Cimientos. Diagnósis, Patologías y Sistemas de Intervención"*. Apuntes del II Curso Internacional Técnicas de Rehabilitación y Restauración del Patrimonio Arquitectónico. Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

Casanovas, X. (1997.b). *"Traslado de Edificios y Conservación de Fachadas Derribando el Interior"*. Apuntes del II Curso Internacional Técnicas de Rehabilitación y Restauración del Patrimonio Arquitectónico. Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

CCM (1993). *"Presentación de los Resultados del Levantamiento con Distanciómetro, de la Geometría de Columnas de Catedral y Sagrario. Primer Informe"*. Memorandum No. C-82. Control de Calidad y Mediciones.

Corsanego, A. y S. D'Agostino (1992). *"Guidelines for Decisions Concerning Monuments in Italy"*. Tenth World Conference Earthquake Engineering, Madrid, Vol. 9, julio, pp 5307-5310.

CVS (1993). *"Catedrales de México"*. CVS Publicaciones, México.

Dhanasekar, M., P. Kleeman y A. Page (1985). *"Biaxial Stress-Strain Relations for Brick Masonry"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 5, mayo, pp 1085-1100.

Ferrari da Passano, C. (1993). *"Preservation of the Duomo of Milan"*. Structural Engineering International. Journal of the IABSE, Vol. 3, No. 1, pp 17-19.

Ganduscio, S. y F. Romano (1997). *"FEM and Analytical Solutions for Buckling of Nonlinear Masonry Members"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 1, enero, pp 104-111.

Gerrard, C. M. (1982.a). *"Equivalent Elastic Moduli of a Rock Mass Consisting of Orthorhombic Layers"*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Pergamon, Vol. 19, pp 9-14.

Gerrard, C. M. (1982.b). *"Elastic Models of Rock Masses Having One, Two and Three Sets of Joints"*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr., Pergamon, Vol. 19, pp 15-23.

González, O. y F. Robles (1993). *"Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado"*. Limusa, México.

Grimm, C. (1975). *"Strength and Related Properties of Brick Masonry"*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST1, enero, pp 217-232.

Grimm, C. y D. Fowler (1979). *"Differential Movement in Composite Load - Bearing Masonry Walls"*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST7, julio, pp 1277-1288.

Grimm, C. (1994). *"Void Mortar Joints: Bane of Brick Masonry"*. Journal of Construction Engineering and Management, ASCE, Vol. 120, No. 1, marzo, pp 152-161.

Guerrero y Gama, V. (1976). *"Algunos Cálculos Relativos a la Recimentación de la Catedral Metropolitana"*. Informe no Publicado, Mexico.

Harris, J. E. (1992). *"Weathering of Rock, Corrosion of Stone and Rusting of Iron"*. Meccanica, Kluwer Academic Publishers, Vol. 27, pp 233-250.

Hendry, A. (1990). *"Structural Masonry"*. MacMillan, USA.

Hernández Basilio, O. y H. Aguilar (1983). *"Deformaciones Diferidas en Mampostería Postensada. Recomendaciones de Diseño"*. Series del Instituto de Ingeniería, No. 470, UNAM, México.

Heyman, J. (1966). *"The Stone Skeleton"*. Int J Solids Structures, Vol. 2, pp 249-279.

- Iñiguez, J. (1961).** *"Alteración de Calizas y Areniscas como Materiales de Construcción"*. Publicaciones del Ministerio de Educación Nacional, Dirección General de Bellas Artes, Madrid.
- Jurina, L. (1993).** *"Reinforcement of Palazzo della Ragione, Milan"*. Structural Engineering International. Journal of the IABSE, Vol. 3, No. 1, pp 32-33.
- Kariotis, J. y D. Nghiem (1993).** *"In-situ Determination of the Compressive Stress-Strain Relationship of Multi-Wythe Brick Masonry Walls"*. Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation. Proceedings of the Structures Congress'93, California, pp 1421-1426.
- La Mendola, L. y M. Papia (1993).** *"Stability of Masonry Piers Under Their Own Weight and Eccentric Load"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 6, junio, pp 1678-1693.
- La Mendola, L., M. Papia y G. Zingone (1995).** *"Stability of Masonry Walls Subjected to Seismic Transverse Forces"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 11, noviembre, pp 1581-1587.
- Lee, J. S., G. N. Pande, J. Middleton y B. Kralj (1996).** *"Numerical Modelling of Brick Masonry Panels Subject to Lateral Loadings"*. Computers and Structures, Elsevier, Vol. 61, No. 4, pp 735-745.
- Lenczner, D. (1969).** *"Creep in Model Brickwork"*. Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Proceedings of the International Conference on Masonry Structural Systems, pp 58-67.
- López Carmona, F. (1992).** *"Estudio de la Condición Actual de la Catedral Metropolitana. Las condiciones de la Estructura en Función del Suelo"*. Tesis para obtener el título de Doctor en Arquitectura. UNAM, Facultad de Ingeniería.
- López Carmona, F. (1995).** *"Aspectos Arquitectónicos y Estructurales"*. Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica. Informe Técnico. Varios autores. Espejo de Obsidiana, México.
- Luna, J. L. (1995).** *"Propiedades Mecánicas de la Cantera Utilizada en Construcciones de la Época Colonial"*. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Maksoud, A. y R. Drysdale (1995).** *"Creep Effects on Unreinforced Slender Concrete Block Walls"*. Seventh Canadian Masonry Symposium, Ontario, pp 353-363.

Mander, S., M. J. N. Priestley y R. Park (1988). *"Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, agosto, pp 1804-1826.

McNary, S. y D. Abrams (1985). *"Mechanics of Masonry in Compression"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, abril, pp 857-870.

Meli, R. (1993). *"Criterios para el Diseño del Zuncho en Columnas"*. Informe Técnico 93/06. Instituto de Ingeniería, UNAM. México.

Meli, R. y R. Sánchez (1993). *"Rehabilitación de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. Aspectos Estructurales"*. Informe del Instituto de Ingeniería de la UNAM para la Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Nacional. SEDESOL, México.

Meli, R. y R. Sánchez (1995). *"Respuesta Estructural a la Subexcavación"*. Catedral Metropolitana: Corrección Geométrica, Informe Técnico. Varios autores. Espejo de Obsidiana, México.

Meli, R. y R. Sánchez-Ramírez (1996). *"Considerations on the Seismic Safety of Historical Monuments"*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Art. No. 2087.

Mendoza, C. J. (1984). *"Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal"*. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras). Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Mikluchin, P. T. (1969). *"Rheological Behaviour of Masonry Structures"*. Designing Engineering and Constructing with Masonry Products. Proceedings of the International Conference on Masonry Structural Systems, pp 68-73.

Naraine, K. y S. Sinha (1992). *"Stress-Strain Curves for Brick Masonry in Biaxial Compression"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 6, junio, pp 1451-1461.

Neville, A. M. (1989). *"Tecnología del Concreto"*. Tomo 2, Noriega editores, México.

Niu, Z. (1982). *"Earthquake Resistant Strengthening of Brick Structures"*. Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Atenas, septiembre, pp 295-304.

NTC-C (1992). *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal"*. Diario Oficial de la Federación. México.

Olguin, G. (1993). *"Glosario de Elementos Arquitectónicos en la Catedral Metropolitana"*. Apuntes de la ENEP-Aragón, UNAM, México.

Park, R. y T. Paulay (1991). *"Estructuras de Concreto Reforzado"*. Limusa, México.

Paulay, T. y M. J. N. Priestley (1991). *"Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings"*. John Wiley and Sons, EUA.

Penelis, G. (1996). *"Techniques and Materials for Structural Restoration"*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Art. No. 2089.

Peña, F. (1995). *"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 Acatlán, UNAM, México.

Prado, R. (1997). *"Restauración de Canteras"*. Apuntes del II Curso Internacional Técnicas de Rehabilitación y Restauración del Patrimonio Arquitectónico". Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

Ranjbaran, A (1995). *"A Computer Model for the Analysis of Masonry Columns"*. Computers and Structures, Elsevier, Vol. 55, No. 3, pp 543-551.

Romano, F., S. Ganduscio y G. Zingone (1993). *"Cracked Nonlinear Masonry Stability Under Vertical and Lateral Loads"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 1, enero, pp 69-87.

Rosell, J. R. y X. Casanovas (1997). *"Metodología para el Reconocimiento y la Diagnósis de la Estructura Muraria"*. Apuntes del II Curso Internacional de Técnicas de Rehabilitación y Restauración del Patrimonio Arquitectónico. Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

Rossi, P. P. (1990). *"Non Destructive Evaluation of the Mechanical Characteristics of Masonry Structures"*. I quaderni dell'ismes, No. 278. ISMES, Italia.

Sahlin, S. (1971). *"Structural Masonry"*. Prentice-Hall, Inc, New Jersey.

Sánchez Ramírez, R. y R. Meli (1997). *"Bases para Definir el Proyecto General de Rehabilitación de la Catedral y del Sagrario de la Ciudad de México"*. Informe técnico 97/03. Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Sanpaolesi, L. (1993). *"Structural Behaviour of the Leaning Tower, Pisa"*. Structural Engineering International. Journal of the IABSE, Vol. 3, No. 1, pp 20-21.

Shrive, N. G. (1995). *"Creep Data for Design of Masonry"*. Restructuring: America and Beyond. Proceedings of Structures Congress XIII, Boston, 381-384.

Tamez, E., E. Santoyo y A. Cuevas (1992). *"La Catedral Metropolitana y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección del Comportamiento de sus Cimentaciones"*. Volumen Raúl J. Marsal, Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, México.

Tomazevic, M. y P. Sheppard (1982). *"The Strengthening of Stone-Masonry Buildings for Revitalization in Seismic Regions"*. Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering, Atenas, septiembre, pp 275-282.

Verras, D. P., P. G. Triantafillidis, K. E. Loukakis y S. E. Dritsos (1996). *"Seismic Analysis of Stone Masonry Monuments Using CAD Models"*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Art. No. 547.

Villalobos, A. (1991). *"Estructuras del Templo Mayor"*. Cuadernos de Arquitectura Mesoamericana, No. 4, Facultad de Arquitectura, UNAM, México.

Vintzileou, E. y T. Tassios (1995). *"Three-Leaf Stone Masonry Strengthened by Injecting Cement Grouts"*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 5, mayo, pp 848-856.

APÉNDICE A

GLOSARIO

- ÁBSIDE** Parte del templo, abovedada y semicircular, situada en la fachada posterior, y donde estaban antes el altar y el presbiterio.
- ARCO** Elemento arquitectónico de trazo muy variado, a base de porciones de círculo, utilizado comúnmente en cerramientos de puertas y ventanas.
- ARCO DE MEDIO PUNTO** Es el que está trazado por una media circunferencia completa.
- ARCO FORMERO** Cada uno de los arcos de una bóveda vaída.
- ARCO TORAL** Arco principal. Cada uno de los arcos en que se apoya la estructura de una cúpula.
- ARGAMASA** Mezcla de cal, arena y agua, que se emplea en las obras de albañilería.
- ATRIO** Patio cercado de pórticos o andén que hay delante de algunos templos.
- BOTAREL** Mampostería que sobresale de un muro para aumentar la resistencia del mismo contra el empuje de un tejado o de una bóveda.
- BÓVEDA** Obra de fábrica, que sirve para cubrir el espacio comprendido entre dos muros o varios pilares.
- BÓVEDA DE CAÑÓN** La de superficie cilíndrica.
- BÓVEDA VAÍDA** Formada de un hemisferio cortado por cuatro planos verticales, cada dos de ellos paralelos entre sí.

CAPILLA HORNACINA	Se encuentran adosadas a los costados de las naves teniendo por esta misma el acceso.
CAPITEL	Parte superior que corona la columna.
CATEDRAL	Templo principal de una diócesis en la cual se encuentra el trono del obispo, teniendo en ella su sede rodeada por su cabildo.
COLUMNA	Soporte o sostén de forma cilíndrica. Se compone generalmente de tres partes: la base que sirve de pie, el fuste o elemento intermedio y el capitel que corona el fuste.
COLUMNA ADOSADA	La que está incorporada o embutida en parte de una pared, sobresaliendo, sin embargo, más de la mitad de su diámetro.
COLUMNA TESTICULAR	La que está formada por dos pares de columnas.
CONTRAFUERTE	Pilar saliente en el paramento de un muro para fortalecerlo.
CRUCERO	Espacio comprendido en el punto en que se cruzan la nave mayor de una iglesia y la que la atraviesa.
CÚPULA	Bóveda de forma semiesférica que se alza a partir de plantas de trazo circular, cuadrada, hexagonal, octagonal o elíptica.
EFLORESENCIA	Formación de depósitos de sales en la superficie de un elemento de concreto.
FÁBRICA	Cualquier obra hecha con piedra o ladrillo y argamasa.
FUSTE	Cuerpo principal de la columna, o sea, lo comprendido entre la base y el capitel.
HILADA	Serie horizontal de ladrillos o sillares que se van poniendo en un edificio.
IMPOSTA	Hilada de sillería voladiza y en ocasiones molduras, sobre la que se apoya un arco o bóveda.
LINTERNILLA	Cuerpo de coronamiento en forma de torrecilla con ventanas que sirve para iluminar, adornar o rematar cúpulas, torres o bóvedas.

LUNETO	Bovedilla en forma de media luna, abierta en la bóveda principal, para dar luz a ésta.
NAVE	Cada uno de los espacios que entre muros o filas de arcadas que se extienden a lo largo de los templos.
NAVE DE CRUCERO	La nave perpendicular a la nave principal de una iglesia, en cuya intersección se forma el crucero.
NAVE LATERAL	Cualesquiera de las naves paralelas a la nave principal.
NAVE PRINCIPAL	La que ocupa el eje principal del templo. Generalmente es la de mayor altura que las demás.
PECHINAS	Cada uno de los cuatro triángulos curvilíneos que forma el anillo de la cúpula con los arcos torales.
PLINTO	Cuadrado sobre el que se asienta la base de la columna.
SACRISTÍA	Anexo de una iglesia, en donde se depositan los vasos sagrados, las vestiduras sacerdotales y los ornamentos litúrgicos.
SALA CAPITULAR	Sala donde se reúnen las ordenes religiosas o canónicas de una catedral.
SILLAR	Cada una de las piedras labradas que forman parte de una construcción.
TAMBOUR	Muro cilíndrico que sirve de base a una cúpula.

APÉNDICE B

DESARROLLO DE FÓRMULAS

B.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad de la mampostería está relacionado con el módulo de elasticidad del mortero y del sillar. Si se considera que la junta vertical no tiene influencia en el módulo de elasticidad de la mampostería y se asume que los materiales siguen la ley de Hooke, entonces la deformación total de un sillar y una junta de mortero esta dada por:

$$\Delta T = \Delta T_j + \Delta T_b \quad (\text{B1-1})$$

donde: ΔT = deformación total
 ΔT_j = deformación del mortero
 ΔT_b = deformación del sillar

La deformación de la junta del mortero está dada por:

$$\Delta T_j = \epsilon_j T_j \quad (\text{B1-2})$$

donde: T_j = espesor de la junta de mortero.
 ϵ_j = deformación unitaria del mortero.
 $\epsilon_j = \sigma/E_j$ (B1-3)
 E_j = módulo de elasticidad del mortero.
 σ = esfuerzo en la junta.

Sustituyendo la ecuación B1-3 en B1-2, obtenemos:

$$\Delta T_j = \frac{\sigma}{E_j} T_j \quad (\text{B1-4})$$

en forma similar se pueden reescribir los desplazamientos ΔT y ΔT_b , y sustituyéndolos en la ecuación B1-1, obtenemos:

$$\frac{\sigma}{E_m} T = \frac{\sigma}{E_j} T_j + \frac{\sigma}{E_b} T_b \quad (\text{B1-5})$$

donde: E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería

E_j = Módulo de elasticidad del mortero

E_b = Módulo de elasticidad del sillar

T_j = Espesor de la junta de mortero

T_b = altura del sillar

$T = T_j + T_b$

Si consideramos la relación: $\frac{T_b}{T_b + T_j} = \frac{T_b}{T} = \delta$, la ecuación B1-5 se puede

reescribir como:

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_j} + \frac{\delta}{E_b}} \quad (\text{B1-6})$$

B.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN

Los factores que modifican la resistencia a compresión de la mampostería son:

1. La resistencia a compresión uniaxial de la cantera.
2. La resistencia a tensión biaxial de la cantera.
3. La envolvente de falla de la cantera bajo un estado triaxial de esfuerzos.
4. La resistencia a compresión uniaxial del mortero.
5. El comportamiento del mortero bajo un estado triaxial de compresión.

La siguiente ecuación describe la envolvente de falla de la cantera:

$$\sigma_x = \sigma_y = f'_{bt} \left(1 - \frac{\sigma_z}{f'_b} \right) \quad (\text{B2-1})$$

donde: $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = esfuerzos en la dirección x, y, z (fig B-1)
 f'_b = resistencia a compresión uniaxial de la cantera
 f'_{bt} = resistencia de la cantera bajo tensión biaxial $\sigma_x = \sigma_y$

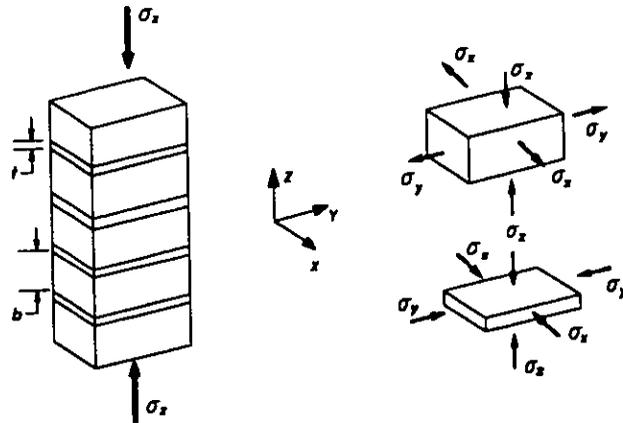


Fig B-1. Esfuerzos en los materiales que conforman la mampostería.

Los esfuerzos σ_x, σ_y son, al mismo tiempo, los esfuerzos de confinamiento del mortero. La resistencia triaxial del mortero, debido al confinamiento, se puede describir mediante la ecuación establecida por Richart para el concreto (Sahlin, 1971):

$$\sigma_z = f'_j + 4.1\sigma_2 \quad (\text{B2-2})$$

donde:

$\sigma_2 = \sigma_x = \sigma_y$ = esfuerzo lateral de confinamiento (compresión) en el mortero.
 σ_z = esfuerzo local de compresión en el mortero, perpendicular a la junta.
 f'_j = resistencia a la compresión uniaxial del mortero.

Por condiciones de equilibrio, es necesario que se cumpla:

$$\sigma_{xb} \cdot b = \sigma_{xj} \cdot j \quad (\text{B2-3})$$

donde: σ_{xb} = esfuerzo lateral de tensión en la cantera
 σ_{xj} = esfuerzo lateral de compresión en la junta de mortero
 b = altura del sillar
 j = espesor de la junta de mortero

Sustituyendo σ_{xj} por σ_z en la ecuación B2-2, obtenemos:

$$\sigma_x = \frac{j}{4.1 b} (\sigma_z - f'_{j}) = \alpha (\sigma_z - f'_{j}) \quad (\text{B2-4})$$

donde: $\alpha = \frac{j}{4.1 b}$

Igualando las ecuaciones B2-1 y B2-4, y despejando σ_z , obtenemos:

$$\sigma_z = f'_{b} \frac{f'_{bt} + \alpha f'_{j}}{f'_{bt} + \alpha f'_{b}} \quad (\text{B2-5})$$

Introduciendo el coeficiente de no uniformidad U_u , definido como la relación del esfuerzo máximo y el esfuerzo promedio sobre el área transversal. El esfuerzo promedio de la mampostería a la falla se puede calcular mediante:

$$\sigma_{zm} = f'_{m} = \frac{\sigma_z}{U_u} \quad (\text{B2-6})$$

Sustituyendo la ecuación B2-5 en B2-6, obtenemos:

$$f'_{m} = \frac{f'_{b}}{U_u} \left(\frac{f'_{bt} + \alpha f'_{j}}{f'_{bt} + \alpha f'_{b}} \right) \quad (\text{B2-7})$$

El coeficiente U_u está en función de la calidad de la mano de obra, del tipo y resistencia a la compresión del mortero, del tipo de sillar y de la forma de la mampostería. Los valores de U_u varían entre 1.1 y 2.5. Conforme se incrementa la resistencia del mortero, decrecen los valores de U_u . Mediante pruebas de laboratorio, se ha observado que el coeficiente U_u se puede aproximar mediante dos valores (Sahlin, 1971):

1. $U_u = 1.5$

2. $U_u = 2 - f_j/350$ para $f_j < 280 \text{ kg/cm}^2$

B.3 DEFORMACIONES DIFERIDAS

Un elemento de mampostería, compuesto por tabiques y juntas verticales y horizontales de mortero, se puede representar esquemáticamente como lo muestra la figura B-2. Aceptando que los materiales cumplan la ley de Hooke, entonces la deformación total de un elemento de mampostería se puede obtener mediante:

$$H \epsilon_{wy} = b_h C \epsilon_{bmy} + m_t (C+1) \epsilon_{hmy} \quad \text{(B3-1)}$$

- donde:
- H = altura total del elemento de mampostería
 - c = número de hiladas
 - b_h = altura del tabique
 - m_t = espesor de la junta horizontal de mortero
 - ε_{wy} = deformación unitaria vertical del elemento de mampostería
 - ε_{bmy} = deformación unitaria vertical del tabique y mortero vertical
 - ε_{hmy} = deformación unitaria vertical de la junta horizontal de mortero

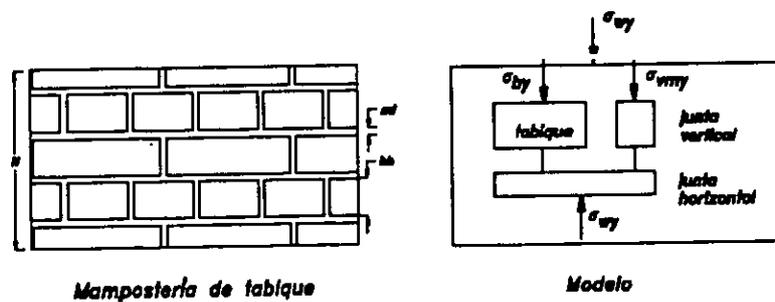


Fig B-2. Esquema de una mampostería de tabique (Anand y Bhatia, 1996).

Estas deformaciones unitarias se pueden expresar en términos de esfuerzo y módulo de elasticidad de cada material.

$$\varepsilon_{wy} = \frac{\sigma_{wy}}{E_{wy}}, \varepsilon_{bmy} = \frac{\sigma_{wy}}{E_{bmy}}, \varepsilon_{hmy} = \frac{\sigma_{wy}}{E_m} \quad (\text{B3-2})$$

donde: σ_{wy} = esfuerzo vertical en el elemento de mampostería
 E_{wy} = módulo de elasticidad equivalente de la mampostería
 E_{bmy} = módulo de elasticidad equivalente del tabique y la junta vertical
 E_m = módulo de elasticidad del mortero

Sustituyendo la ecuación B3-2 en B3-1, dividiendo ambos miembros entre H y cancelando el esfuerzo σ_{wy} , se obtiene la expresión para el módulo de elasticidad equivalente de la mampostería:

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{b_h c}{H E_{bmy}} + \frac{m(c+1)}{H E_m} \quad (\text{B3-3})$$

Sin embargo, es necesario expresar E_{bmy} en términos de los módulos de elasticidad del tabique, E_{by} , y del mortero de la junta vertical, E_m . Tomando en cuenta las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones entre los dos materiales, se obtiene:

$$\varepsilon_{bmy} = \varepsilon_{by} = \varepsilon_{vmy} \quad (\text{B3-4})$$

donde: ε_{by} = deformación unitaria vertical del tabique
 ε_{vmy} = deformación unitaria vertical de la junta vertical de mortero

La ecuación B3-4 se puede reescribir en términos de esfuerzos y módulos de elasticidad:

$$\frac{\sigma_{wy}}{E_{bmy}} = \frac{\sigma_{by}}{E_{by}} = \frac{\sigma_{vmy}}{E_m} \quad (\text{B3-5})$$

donde: $\sigma_{by}, \sigma_{vmy}$ = esfuerzos en el tabique y el mortero, respectivamente

De la ecuación B3-5 se obtiene:

$$\frac{1}{E_{bmy}} = \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{wy}} \frac{1}{E_{by}} \quad (\text{B3-6})$$

El equilibrio de fuerzas actuando en el tabique y la junta vertical se obtiene mediante:

$$A_w \sigma_{wy} = A_b \sigma_{by} + A_m \sigma_{vmy} \quad (\text{B3-7})$$

donde: A_w = área de la sección transversal del elemento de mampostería
 A_b = área total de la sección transversal de tabiques
 A_m = área total de la sección transversal de las juntas verticales

Sustituyendo $\sigma_{vmy} = \sigma_{by} (E_m/E_{by})$ de la ecuación B3-5 y sustituyendo en la ecuación B3-7, obtenemos:

$$\sigma_{by} = \frac{A_w \sigma_{wy}}{A_b + A_m \frac{E_m}{E_{by}}} \quad (\text{B3-8})$$

Sustituyendo el valor de σ_{by} en la ecuación B3-6 y simplificando, obtenemos el valor del módulo de elasticidad equivalente del tabique y el mortero:

$$\frac{1}{E_{bmy}} = \frac{1}{E_{by}} \left[\frac{A_w}{A_b + A_m E_m / E_{by}} \right] \quad (\text{B3-9})$$

Finalmente, sustituyendo la ecuación B3-9 en la ecuación B3-3 obtenemos el módulo de elasticidad equivalente de la mampostería:

$$\frac{1}{E_{wy}} = \frac{b_h c}{H} \left[\frac{A_w}{A_b E_{by} + A_m E_m} \right] + \frac{m_t (c+1)}{H} \frac{1}{E_m} \quad (\text{B3-10})$$