



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“CRITERIOS PARA EVALUAR LA SEGURIDAD
ESTRUCTURAL EN CONSTRUCCIONES
HISTÓRICAS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

CARLOS RODOLFO BELLI PEDRAZA

TUTOR:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS



NAUCALPAN DE JUÁREZ, ESTADO DE MÉXICO
MAYO 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**“CRITERIOS PARA EVALUAR LA SEGURIDAD
ESTRUCTURAL EN CONSTRUCCIONES
HISTÓRICAS”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

CARLOS RODOLFO BELLI PEDRAZA

TUTOR:

DR. DARÍO RIVERA VARGAS



NAUCALPAN DE JUÁREZ, ESTADO DE MÉXICO
MAYO 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Darío Rivera Vargas
Secretario:	Dr. Hugo Hernández Barrios
Vocal:	Ing. Carlos Arce León
1 ^{er} . Suplente:	Dr. Fernando Peña Mondragón
2 ^{do} . Suplente:	Mtro. Luis Núñez Quiroz

Lugar donde se realizó la tesis:

Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres, Carlos Belli y Rita Pedraza.

Por el soporte incondicional no solo a lo largo de mis estudios, sino también a lo largo de mi vida.

A mi abuela que en paz descansa, Catalina Pedraza.

Por los sabios consejos que me dio y porque estuvo conmigo en los momentos más difíciles.

A mis hermanas, Ana Karen Belli y Vianey Belli.

Por todo el apoyo y el impulso que siempre me han otorgado para lograr siempre mis objetivos.

A mi asesor, Dr. Darío Rivera.

Por todo el apoyo que brinda a todos sus alumnos sin distinción alguna y por su dedicación, tiempo y paciencia, invertidos para la realización de este trabajo.

A mi profesor, Ing. Carlos Arce.

Por inculcarme un gran interés y cariño en el área de estructuras.

CONTENIDO

I. Introducción	07
1.1 Antecedentes	07
1.2 Objetivo y alcance.....	08
1.3 Contenido de la tesis	09
II. Elementos estructurales de construcciones históricas	10
2.1 Antecedentes	10
2.2 Cimentación	13
2.3 Elementos de soporte	15
2.3.1 Muros	15
2.3.2 Columnas	16
2.4 Sistemas de cubierta.....	17
2.4.1 Bóvedas	17
2.4.2 Cúpulas.....	20
2.4.3 Cubiertas planas	21
III. Comportamiento estructural de construcciones históricas	22
3.1 Antecedentes	22
3.2 Carga vertical	23
3.2.1 Elementos de soporte: muros y columnas	23
3.2.2 Sistemas de cubierta: curvas y planas	25
3.3 Carga lateral	27
3.3.1 Elementos de soporte: muros y columnas	27
3.3.2 Sistemas de cubierta: curvas y planas	31
3.4 Hundimientos del terreno	34
3.4.1 Elementos de soporte: muros y columnas	34
3.4.2 Sistemas de cubierta: bóvedas y cúpulas	35
IV. Evaluación de la seguridad estructural	36
4.1 Antecedentes	36
4.2 Métodos de evaluación estructural.....	36

4.2.1 Métodos simplificados	37
4.2.1.1 Capacidad de carga vertical	38
4.2.1.2 Capacidad de carga lateral	41
4.2.1.3 Desplomos permisibles	42
4.2.1.4 Deformación angular por hundimiento del terreno	45
4.2.1.5 Evaluación de esfuerzos en elementos de cubierta curva	46
4.2.1 Métodos avanzados	50
4.2.2.1 Método de elementos finitos	50
4.2.2.2 Método de elementos rígidos	51
4.3 Métodos simplificados vs métodos avanzados	53
4.4 Propuesta de evaluación simplificada de la seguridad estructural	54
V. Aplicación a la parroquia de Santa María Nativitas	55
5.1 Preámbulo histórico	55
5.2 Ubicación y descripción de la construcción.....	58
5.3 Inspección visual.....	58
5.4 Evaluación simplificada de la seguridad estructural.....	59
5.4.1 Evaluación sísmica.....	59
5.4.2 Evaluación por carga vertical.....	70
5.4.3 Estabilidad de muros y columnas.....	71
5.4.4 Revisión estructural de elementos de cubierta	79
5.5 Evaluación mediante el método de elementos finitos	84
5.5.1 Descripción del modelo.....	84
5.5.2 Resultados	92
5.5.2.1 Periodos y formas modales de vibración	92
5.5.2.2 Esfuerzos axiales en elementos de soporte y elementos de cubierta	95
5.6 Análisis de resultados	97
VI. Conclusiones	99
Referencias	100

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Palacio del Márquez del Apartado, México (García, 2010).....	11
Figura 2.2 La Casa de Montejo, Mérida, Yucatán (García, 2010)	11
Figura 2.3 Parroquia de San Miguel Allende, Guanajuato (Fabiola, 2010)	12
Figura 2.4 Cúpula de la Basílica de San Pedro, Roma, Italia (Diego, 2011)	13
Figura 2.5 Cimiento y muro típico de construcciones históricas de mampostería (Ocaña, 2012)	14
Figura 2.6 Trayectoria de las cargas de la cubierta sobre los muros (Meli y Sánchez, 1993)	15
Figura 2.7 Columnas interactuando con arcos, Catedral de Milán, Italia (Zible, 2004)	16
Figura 2.8 Sillares que conforman las columnas de construcciones históricas	17
Figura 2.9 Bóveda cilíndrica o bóveda de cañón corrido (Cristian, 2010).....	18
Figura 2.10 Bóvedas cruzadas, Catedral el Laberinto, Francia (Castle, 2005)	19
Figura 2.11 Bóvedas nervadas, Catedral de las Palmas de gran Canaria (Gonzalvo 2010)...	19
Figura 2.12 Falsa cúpula, Basílica de San Pedro, Roma, Italia (Bucchi, 2011).....	20
Figura 3.1 Grietas verticales en el muro, generados por concentraciones de esfuerzos en los apoyos de la cubierta (Rivera, 2009)	24
Figura 3.2 Pilastras, Catedral Metropolitana de la Ciudad de México (Sánchez, 1998).....	25
Figura 3.3 Bóveda de cañón con lunetos (García y Martínez, 2010)	26
Figura 3.4 Agrietamientos por contracciones de esfuerzos debidos a los huecos de puertas y ventanas	27
Figura 3.5 Modos de falla en muros debidos al sismo (Rivera, 1997)	29
Figura 3.6 Cambio de verticalidad en muros, causados por los empujes de una bóveda (Rivera, 1997).....	29
Figura 3.7 Arbotantes para contrarrestar los empujes de bóvedas sobre los muros, Catedral de Estrasburgo, Francia (Rubín, 2007).....	30
Figura 3.8 Falta de verticalidad de muros por empuje de cubierta (Rivera, 1997)	31
Figura 3.9 Mecanismo de falla de las bóvedas de cañón por movimientos horizontales de los apoyos (Rivera, 1997)	32
Figura 3.10 Esfuerzos internos, meridiano y paralelo, en una bóveda semiesférica (Rivera, 1997).....	33
Figura 3.11 Plano neutro de los esfuerzos anulares (Rivera, 1997)	33
Figura 3.12 Hundimientos en el terreno (Rivera, Arce y Belli, 2012)	34

Figura 4.1 Columna de mampostería ante la aplicación de una carga excéntrica (Rivera, 1997)	39
Figura 4.2 Calculo de P_{max} en función de e/d , con base en el criterio de Champman y Statford	40
Figura 4.3 Estimación del factor de reducción de carga, con base en el criterio de Champman y Statford	40
Figura 4.4 Ángulo de desplomo permisible de acuerdo al criterio de Heyman (Rivera, 1997)	43
Figura 4.5 Resultante de la combinación de P y W que pasa por el tercio medio de la base (Rivera, 1997)	43
Figura 4.6 Desplomo de una columna por efecto de una carga lateral (P) y hundimiento del suelo (β) (Rivera, 1997)	45
Figura 4.7 Construcción del polígono funicular (Rivera, 1997)	46
Figura 4.8 Datos geométricos para calcular los esfuerzos que obran en una bóveda semiesférica rebajada (Rivera, 1997)	47
Figura 4.9 Datos geométricos para calcular los esfuerzos en cúpulas (Rivera, 1997)	49
Figura 4.10 Modelo de parroquia mediante elementos finitos de la Parroquia de Santa María Nativitas	51
Figura 4.11 Fuerzas y desplazamientos de los elementos rígidos (Peña, 2007; Roeder, 2007; Orduña, 2007)	52
Figura 4.12 Conexión de dos elementos rígidos (Peña, 2007; Roeder, 2007; Orduña, 2007)	52
Figura 5.1 Parroquia de Santa María Nativitas (Peña, 2010; Rivera, 2010; Arce, 2010)	58
Figura 5.2 Esquema de plano arquitectónico 1 (Gutiérrez, 2011)	60
Figura 5.3 Regiones sísmicas de la República Mexicana CFE-1993	65
Figura 5.4 Espectro de diseño elástico de acuerdo a CFE-1993	67
Figura 5.5 Esfuerzos axiales debidos al peso propio en la base de la Parroquia (kg/cm^2)	85
Figura 5.6 Esquema de plano arquitectónico 2 (Gutiérrez, 2011)	86
Figura 5.7 Esquema de plano arquitectónico 3 (Gutiérrez, 2011)	87
Figura 5.8 Esquema de plano arquitectónico 4 (Gutiérrez, 2011)	88
Figura 5.9 Esquema de plano arquitectónico 5 (Gutiérrez, 2011)	89
Figura 5.10 Esquema de plano arquitectónico 6 (Gutiérrez, 2011)	90
Figura 5.11 Esquema de plano arquitectónico 7 (Gutiérrez, 2011)	91

Figura 5.12 Agrietamientos por cortante y tendencia al desprendimiento de la torre con respecto de la fachada (Rangel, Vázquez y Cabrera, 2004)	94
Figura 5.13 Esfuerzos axiales producidos por peso propio (kg/cm ²)	95
Figura 5.14 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en elementos de soporte (kg/cm ²)	96
Figura 5.15 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en bóveda cañón (kg/cm ²)	96
Figura 5.16 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en cúpula (kg/cm ²)	97

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Resumen de la evaluación estructural simplificada.....	54
Tabla 5.1 Inspección visual de deterioros de la Parroquia Santa María Nativitas (Gutiérrez, 2011).....	59
Tabla 5.2 Propiedades mecánicas de los materiales	61
Tabla 5.3 Dimensiones de elementos estructurales (muros) en la dirección “X” y “Y”	62
Tabla 5.4 Valores del cortante resistente en dirección V_{RX}	63
Tabla 5.5 Valores del cortante resistente en dirección V_{RY}	63
Tabla 5.6 Valores del peso (W) de los muros en la dirección V_{RX}	64
Tabla 5.7 Valores del peso (W) de los muros en la dirección V_{RY}	64
Tabla 5.8 Valores para espectro de Diseño Sísmico CFE-1993	66
Tabla 5.9 Resumen de la bajada de cargas	69
Tabla 5.10 Resumen de la evaluación estructural simplificada	82
Tabla 5.11 Parámetros de definición del material	84
Tabla 5.12 Periodos y formas modales de vibración	92
Tabla 5.13 Esfuerzos axiales por peso propio con un modelo de elementos finitos	95
Tabla 5.14 Comparación de resultados.....	97

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La conservación del patrimonio artístico y cultural de una nación debe ser esencial para todo pueblo que quiera preservar su cultura y su historia. La arquitectura forma parte de este patrimonio. Los centros históricos y los edificios considerados monumentos históricos deben de ser capaces de transmitir todo el bagaje histórico – cultural que llevan implícito, pero al mismo tiempo deben de conservar su funcionalidad. Así mismo, el patrimonio arquitectónico no solo tiene un valor de índole cultural sino también económico. A menudo los edificios históricos o monumentos son la atracción principal de una ciudad, siendo el centro de la vida, creando beneficios económicos directos e indirectos. Por lo anterior resulta de vital desarrollar proyectos de investigación relacionados con la conservación y restauración de construcciones históricas (Peña, Rivera y Arce, 2010).

Dentro de este proyecto de conservación, el papel del ingeniero es importante; ya que, debe velar por la seguridad estructural del inmueble. La Ingeniería de la Conservación del Patrimonio Arquitectónico es diferente de la Ingeniería de Edificios Nuevos, pues requiere un conocimiento profundo de las técnicas de construcción e implementos utilizados en la antigüedad; así como del conocimiento estructural de los materiales como la mampostería y la madera. Debido a esta falta de conocimiento, frecuentemente la componente histórica ha sido mutilada o destruida por los ingenieros que no reconocen este hecho, con la aprobación de las autoridades y de otros profesionistas implicados, así las técnicas de refuerzo y rehabilitación aplicables a estructuras modernas no son, en muchos casos, aplicables a este tipo de inmuebles y por tanto su uso puede poner en riesgo su seguridad estructural o alterar, entre otros, la respuesta y el comportamiento originalmente concebido por sus diseñadores. De este modo, la pérdida de conocimiento en materiales y técnicas tradicionales, el desarrollo de materiales y técnicas innovadoras, así como la necesidad de la difusión de información representan un problema importante en el campo de la conservación.

En diversos países sobre todo en los europeos como Italia, España o Portugal, desde hace varios años los ingenieros han participado en las tareas de restauración, a través de diversos estudios sobre los materiales, técnicas constructivas y de diseño, métodos de rehabilitación entre otros (Binda, 1996; Lagomarsino, 1998; Lourenço, 2005). Sin embargo en México no ha sido sino hasta hace algunos años que el ingeniero se ha involucrado en el proceso de restauración, campo que se dejaba únicamente a los arquitectos los cuales a su vez se encontraban desligados de otros profesionistas. Por lo que en nuestro país la restauración, desde el punto de vista de trabajo multidisciplinario, es un campo en el que se ha realizado poca investigación.

A lo largo del último medio siglo, cientos de inmuebles “catalogados” como Patrimonio Histórico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH), construidos en su mayoría entre los siglos XVI y XIX, han sufrido diversos niveles y tipos de daños. Debido a ello, ha sido necesario aplicar múltiples acciones para su rehabilitación estructural.

En lo que respecta al comportamiento estructural de estos edificios, su sistema estructural de conjunto se concibe como de “gravedad”, es decir, las acciones externas son transmitidas a sus elementos estructurales en forma concéntrica y trabajando a compresión, sin embargo al sufrir la carga lateral del sismo el comportamiento anterior se ve alterado, de tal forma, que algunos elementos experimentan cargas excéntricas y esfuerzos de tensión lo cual da lugar a daños en elementos estructurales inclusive hasta su colapso. La construcción de estos monumentos se hacía con base en mampostería simple (sin refuerzo) unida con mortero pobre, cuyas secciones son de grandes espesores (masivas) con adobe, barro, ladrillo, piedras naturales o una combinación de estos materiales. Al ser básicamente mamposterías heterogéneas, sus propiedades mecánicas tienen un alto grado de dispersión.

Este tipo de construcciones han acumulado durante su “vida útil”, problemas de inestabilidad progresiva debida al deterioro por falta de mantenimiento, ya que el intemperismo degrada la capacidad de los materiales y los elementos mismos pierden sección, además del deterioro provocado por la acción recurrente de los sismos y en algunos casos de los hundimientos del terreno. En algunos casos se debilitaron al modificar o eliminar elementos estructurales por cambios en su geometría original al construir puertas, ventanas, nichos y cubiertas; incluso, se han llegado a ligar edificaciones hechas con sistemas constructivos modernos a la estructura principal de los monumentos.

Para realizar trabajos de conservación bajo un enfoque multidisciplinario, es decir, con la participación de historiadores, arquitectos e ingenieros, un factor determinante es el análisis estructural en el que, en la mayoría de las veces, se recurre a herramientas analíticas avanzadas como es la teoría de los elementos finitos para efecto de diagnosticar posibles problemas de capacidad de carga en sus elementos estructurales.

No obstante, el aplicar este tipo de herramientas analíticas, implica un trabajo profundo de modelación matemática de la geometría del inmueble, lo cual imposibilita una valoración preliminar de manera inmediata sobre el estado estructural del mismo, además de que la mayoría de los ingenieros de la práctica no están familiarizados con estos métodos avanzados de análisis, por lo cual se necesita disponer de criterios simplificados, cuyo análisis no esté alejado de los resultados que se obtienen de métodos como el de elementos finitos, con objeto de que los ingenieros puedan valorar de manera simple y rápida la seguridad estructural de este tipo de inmuebles, a manera de una valoración preliminar. Si el diagnóstico que se haga en esto amerita un análisis detallado, se tendrá la certeza de aplicar alguno de los métodos avanzados, con lo cual se justifica su aplicación y el tiempo que consumen.

1.2 Objetivo y alcance

El objetivo de esta investigación radica en proponer un método simplificado para evaluar la seguridad estructural de construcciones históricas, así como estudiar su bondad con respecto a métodos considerados de mejor precisión cuyo análisis es más elaborado y complejo.

El alcance de esta investigación se limita al estudio de edificios históricos de la época colonial, es decir, construidos en México entre los siglos XVI y XVII.

1.3 Contenido de la tesis

El presente trabajo está constituido por seis capítulos. En el primer capítulo se plantea la problemática de la conservación de los edificios históricos, haciendo hincapié en la evaluación de la seguridad estructural, además de describir el objetivo y alcance de la investigación. El capítulo dos se enfoca a la descripción de los elementos estructurales típicos de las construcciones históricas, mientras que en el capítulo tres se comenta sobre el comportamiento estructural de dichos elementos. En el capítulo cuatro se analizan los diferentes criterios simplificados para evaluar la seguridad estructural de este tipo de construcciones con el propósito de proponer un método simplificado. Para efecto de ilustrar la aplicación del método simplificado de evaluación y su comparación con métodos de análisis avanzados, como el de los elementos Finitos, se analizó la estructura de la Parroquia de Santa María Nativitas, tal como se describe en el capítulo V. Las principales conclusiones derivadas de la investigación, así como las recomendaciones para estudios futuros, se comentan en el capítulo VI.

CAPÍTULO 2

ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS

2.1 Antecedentes

Tan solo una pequeña fracción del patrimonio arquitectónico del pasado ha sobrevivido hasta nuestros días, y es necesario preservarla y utilizarla cuidadosamente para permitir que las generaciones futuras puedan seguir enriqueciéndose con la apreciación de las evidencias de las culturas y civilizaciones que las han precedido. Así más que por su valor artístico, los edificios históricos son importantes por ser constancias de las culturas del pasado. Forman parte de nuestra herencia cultural y constituyen evidencias de las grandes realizaciones de la humanidad.

En los edificios históricos suelen distinguirse los monumentos, o sea aquellas construcciones que tienen un valor cultural por sí solas, y los conjuntos o sitios, cuyo valor cultural estriba principalmente en que constituyen una evidencia de la manera de vivir en una o varias etapas históricas. El criterio de conservación puede diferir en las dos circunstancias, porque para los sitios históricos lo importante es preservar la evidencia del conjunto, y son aceptables modificaciones significativas en las edificaciones individuales, especialmente en su interior. Para los monumentos es esencial la preservación del inmueble en sí, y deben evitarse al máximo las alteraciones (Meli, 1998).

Las diferentes manifestaciones históricas durante el siglo XVIII se dieron durante una importante renovación arquitectónica sujeta al apogeo de los lineamientos barrocos; y en las últimas décadas, la renovación, auspiciada por el auge económico general que patrocinaron las reformas borbónicas en la Nueva España, se ajustó a las ideas estéticas neoclásicas de corte académico.

Las residencias de la nobleza colonial son una muestra clara de la adopción que el criollo hace del gran estilo barroco del siglo XVIII (figura 2.1), a fin de identificarse singularmente con y dentro de la cultura y la sociedad del Virreinato. Fundadas en su mayoría al poco tipo del inicio de la denominación, notables ejemplos son: la casa del Dean Don Tomas de la plaza de Puebla, con sus murales inspirados en los triunfos de Petrarca, y la casa del adelantado Francisco de Montejó (figura 2.2), construida a mediados del siglo XVI en la ciudad de Mérida, Yucatán, como una de las más notables portadas platerescas aplicadas a un edificio civil que se diseñaron en la nueva España.

Las diferentes manifestaciones históricas de las construcciones históricas van ligadas a los tipos de elementos estructurales empleados en estas edificaciones, y estos a su vez dieron lugar al desarrollo de los primeros criterios para evaluar su estabilidad estructural.



Figura 2.1 Palacio del Márquez del Apartado (García, 2010)



Figura 2.2 La Casa de Montejo, Mérida, Yucatán (García, 2010)

Una fuente importante para el desarrollo de la práctica estructural de la antigüedad fue la observación de las estructuras creadas por la naturaleza; la lectura inteligente de las mismas y su progresiva extrapolación a las construcciones, permitieron emplear una base empírica de conocimientos, la cual se fue ampliando y perfeccionando. La evolución de las estructuras realizadas por el hombre se basó en gran parte en el método de la prueba y error. Lograr las soluciones que admiramos por su atrevimiento y eficiencia estructural requirió múltiples intentos fallidos mismos que poco a poco fueron definiendo los límites en los cuales debían mantenerse las características de la estructura para que tuviera un comportamiento adecuado para cada uno de los materiales y elementos estructurales comunes. Uno de los casos más

destacados es el de las catedrales góticas (figura 2.3), en los cuales el afán de llegar a formas cada vez más atrevidas llevó a colapsos totales o parciales y a su vez a modificaciones importantes de las características de las construcciones, (Meli, 1998).



Figura 2.3 Parroquia de San Miguel Allende, Guanajuato (Fabiola, 2010)

Resulta sorprendente que el desarrollo de las matemáticas y la física de muchas civilizaciones de la antigüedad, no haya llevado a la aplicación de estas ciencias al cálculo de las estructuras. Como afirma Straub (1952), “ No existe de una aplicación deliberada y cuantitativa de las leyes de las matemáticas y a la física para determinar las dimensiones y la forma de las estructuras... que se obtenían más bien con lo que podría llamarse intuición educada. A pesar del notable desarrollo de la estática y la mecánica, había una mínima conexión entre la teoría y la práctica y pocos intentos de aplicar los conocimientos científicos para propósitos prácticos”.

Así, aunque las bases de la mecánica estructural estaban bien establecidas en una evolución que pasó por Arquímedes, Galileo y Newton, éstas no encontraron una aplicación explícita en el cálculo, por ejemplo, de estructuras tan complejas, esbeltas y eficientes como las catedrales góticas (figura 2.3). Desde luego, esos extraordinarios ejemplos de unidad entre estética y la técnica estructural y constructiva, requirieron de un certero conocimiento de la forma en que las fuerzas generan y se transmiten de uno a otro elemento de la estructura, pero no hay evidencia de que se hayan empleado tales conocimientos en forma cuantitativa.

De igual manera, las formas sumamente complejas y refinadas que se llegaron a emplear en muchas edificaciones, fueron diseñadas y realizadas recurriendo a conceptos geométricos relativamente elementales. Se usaba principalmente la llamada geometría constructiva, basada en la manipulación de cuadros, círculos y triángulos, para definir puntos y trazos necesarios. La geometría euclidiana encontró aplicación directa en la construcción, solo dos mil años después de su formulación (Coldstream, 1991).

Los primeros intentos de sistematización del conjunto de conocimientos empíricos acerca del diseño de las estructuras llevaron a establecer reglas geométricas sobre las proporciones que debían guardarse entre las dimensiones de los elementos estructurales (relaciones altura-espesor, claro-peralte, etc.) para asegurar su estabilidad, mismas que se ampliaron y se difundieron, especialmente en la época del Renacimiento. Particularmente refinadas son las que se desarrollaron para el diseño de arcos y bóvedas.

Se cita como primer caso de aplicación de leyes científicas al cálculo de la seguridad de las construcciones, el que se realizó a mediados del siglo XVIII para la revisión de la cúpula de la Basílica de San Pedro, en Roma (figura 2.4), primero por tres matemáticos franceses y después por Poleni (1748), quien aplicó el concepto de polígono funicular de fuerzas que después constituyó la base para los métodos de estática gráfica usados hasta nuestros días para el análisis de estructuras monumentales. La polémica que suscitó acerca de la validez de estos análisis; es representativa de una diferencia de enfoques que aún subsiste.



Figura 2.4 Cúpula de la Basílica de San Pedro, Roma, Italia (Diego, 2011)

Como se puede notar, son varias las manifestaciones artísticas que ofrecen este tipo de construcciones, asociadas con geometrías complejas en los sistemas de cubiertas, por lo que con todo ello es posible identificar los principales elementos estructurales, que buscan brindarle estabilidad a todo el conjunto de la construcción, tal como se describe en lo que sigue.

2.2 Cimentación

La necesidad de transmitir las cargas de los elementos de soporte (figura 2.5) de la estructura a un suelo con una resistencia menor que la del material de dichos elementos de apoyo, da lugar a la necesidad de una “subestructura” (estructura de transición entre el suelo y la superestructura). Para muchas de las grandes construcciones antiguas se buscó un sitio donde

la roca sólida aflorase, para así desplantar directamente los elementos estructurales (muros y columnas) de mampostería sobre un estrato firme.

El siguiente paso fue el engrosamiento de dichos elementos de soporte para formar zapatas aisladas o corridas, de espesor solo un poco mayor que el de los elementos estructurales. Esta fue una solución típica para la cimentación de edificios sobre suelos de buena calidad.

No son raros los casos de edificios históricos que han presentado problemas estructurales debido a asentamientos diferenciales de los puntos de apoyo de sus elementos de soporte; esto, aun en casos en que el suelo de apoyo era de razonable capacidad de carga. En estos suelos pueden presentarse asentamientos por la presencia de estratos inferiores más deformables o por las modificaciones en las propiedades de los suelos, debidas sobre todo a cambios importantes en los niveles de aguas freáticas. Los daños en estas situaciones pueden aparecer inclusive muchos siglos después de la construcción del edificio, (Meli, 1998).

En construcciones históricas de la ciudad de México se ha visto que por lo regular las cimentaciones se resolvieron a base de zapatas corridas de mampostería. Sin embargo, en algunos casos la cimentación puede estar constituida por una retícula de contratrabes de mampostería de tezontle que se apoyan sobre una plataforma de mampostería de piedra, dicha plataforma descansa a su vez sobre una plantilla, la cual sirve de cabezal a una retícula de estacones de madera de 20 cm de diámetro y dos a tres metros de longitud, espaciados entre cada uno de ellos 60 cm (Serrano, 1995).

El funcionamiento estructural de estos elementos de cimentación no presentan características particulares diferentes de los elementos de la superestructura. Los daños en la cimentación se deben principalmente a efectos de asentamientos diferenciales o a deterioro por la humedad.



Figura 2.5 Cimiento y muro típico de construcciones históricas de mampostería (Ocaña, 2012)

2.3 Elementos de soporte

2.3.1 Muros

Los muros son elementos de soporte del peso propio de la construcción, además cumplen otras funciones estructurales, como las de absorber los empujes laterales, debidos al Coceo (empuje horizontal que se transmite hacia sus apoyos y tiende a voltearlos hacia afuera) de arcos y bóvedas, y al efecto de viento y sismo.

Los muros de estas construcciones disponen espesores y alturas considerables, que pueden alcanzar más de 2 m de espesor y alturas superiores a 20 m. Los muros se encuentran conectados con los sistemas de cubierta para recibir sus cargas y trasmitirlas a las cimentación (figura 2.6), así también los muros se encuentran acompañados de contrafuertes los cuales pueden estar dentro o fuera de la construcción (Rivera, 1997).

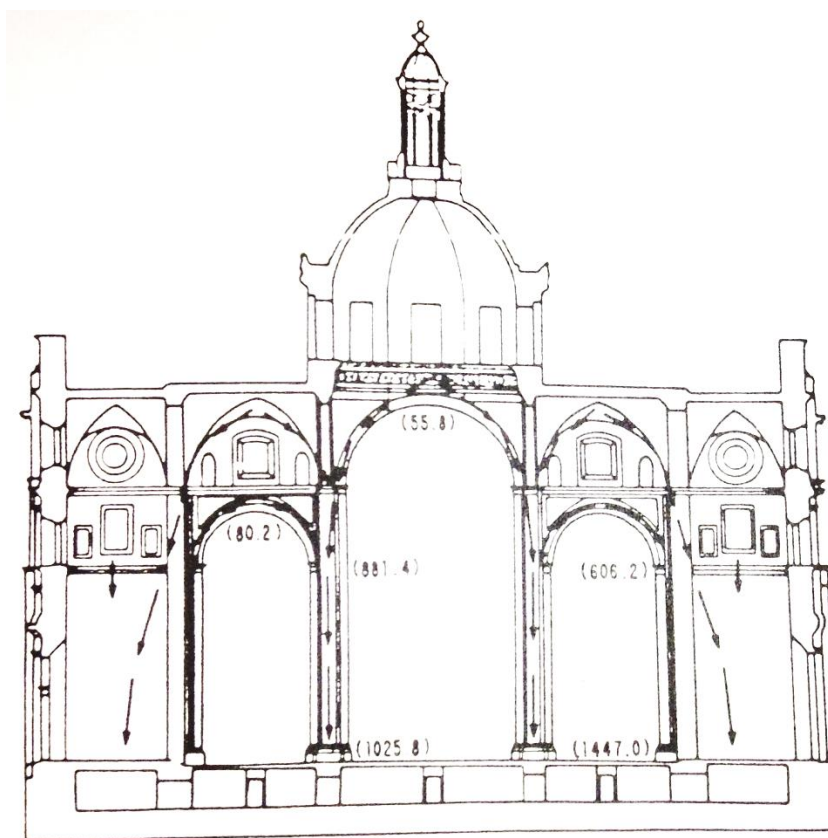


Figura 2.6 Trayectoria de las cargas de la cubierta sobre los muros (Meli y Sánchez, 1993)

El material del que están constituidos estos muros es por lo regular mampostería (figura 2.5), aunque en algunos casos se puede encontrar adobe, ladrillo o una composición de varios materiales. El recubrimiento de los muros puede ser una mezcla de cal-arena-arcilla, una chapa de cantera o piedra negra, entre otros materiales (González, 1988).

2.3.2 Columnas

Son los elementos que cumplen la función básica de soporte del edificio al transmitir el peso del mismo hacia los pisos inferiores, y finalmente a la cimentación, tanto por su forma como por su trabajo, constituyen el elemento estructural más simple, porque reciben cargas esencialmente en la dirección de su eje principal y están sujetos a esfuerzos de compresión que son los que la mampostería y otros materiales resisten eficazmente, (Meli, 1998).

Las columnas al igual que los muros disponen de una sección transversal bastante generosa llegándose a manejar áreas superiores a 4 m² y alturas que pueden alcanzar más de 19 m. Las secciones de estas columnas pueden ser rectangulares, circulares o tener forma irregular. Sobre las columnas se apoyan arcos y pechinas que reciben la descarga de las bóvedas de cañón, bóveda semiesférica y cúpulas (figura 2.7).

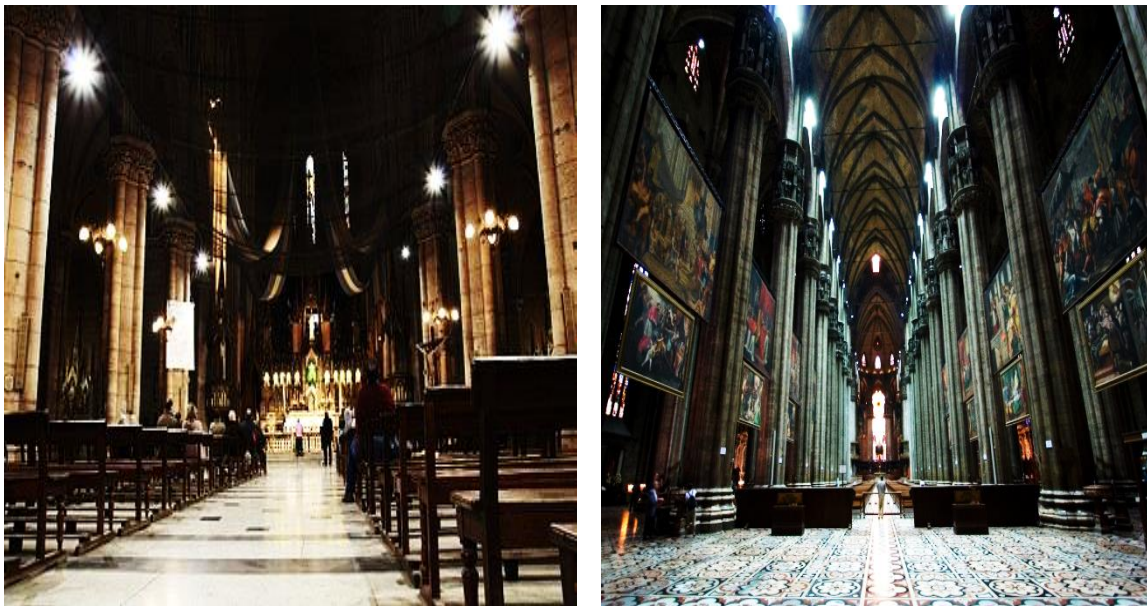


Figura 2.7 Columnas interactuando con arcos, Catedral de Milán, Italia (Zible, 2004)

Las columnas se construían de una sola pieza o mediante la unión de sillares, el material que mayormente se usó fue mampostería o cantera, entre otros (figura 2.8). En templos de la Ciudad de México predominan las columnas de cantera. La calidad del material puede ser mala o buena o la combinación de ambos, de tal forma que se puede dar el caso que la cantera es de muy buena calidad con una resistencia a compresión elevada en la parte baja de la columna y de baja calidad en las partes altas (Rivera, Arce y Belli, 2012).

Adicionalmente, en una columna de un edificio se deben tomar en cuenta los efectos de las posibles excentricidades en la aplicación de la carga, sea por desviación de las fuerzas transmitidas por el techo, ya sea por irregularidades de la forma de la columna o por desplomos inducidos por asentamientos de su cimentación; por ello, es importante detectar si hay alguna

desviación del eje de la columna con respecto a la vertical y determinar las condiciones en que se transmite la carga de la techumbre hacia a la columna.



Figura 2.8 Sillares que conforman las columnas de construcciones históricas

2.4 Sistemas de cubierta

Las cubiertas varían de un tipo de construcción a otra, así para construcciones de carácter religioso es peculiar el uso de grandes cubiertas de superficie curva, mientras que en edificaciones destinadas a la vivienda se emplearon techos planos a base de vigas de madera. Las cubiertas de construcciones religiosas están constituidas, fundamentalmente por bóvedas de cañón, bóvedas semiesféricas y cúpulas.

El material de construcción de las cubiertas de este tipo puede ser una mampostería heterogénea constituida por tezontle y piedra basáltica, aglutinada por un mortero de cal y arena, también puede ser una mampostería de tabique de barro.

2.4.1 Bóvedas

La extensión natural del arco para formar una techumbre completa, es la bóveda cilíndrica bóveda de sección transversal semicircular, soportada por dos paredes o arcadas paralela, figura 2.9, o de cañón corrido, que puede visualizarse como una sucesión de arcos adosados. Su comportamiento, modos de falla y análisis de esfuerzos se pueden estudiar considerando una franja de bóveda de ancho unitario, o sea, un arco.



Figura 2.9 Bóveda cilíndrica o bóveda de cañón corrido (Cristian, 2010)

Al igual que para los arcos, el aspecto crítico para la estabilidad es la rigidez de sus apoyos. En este caso se necesita evitar el efecto hacia afuera en toda la longitud de la bóveda. La necesidad de un apoyo continuo entra en conflicto con la de permitir acceso e iluminación al interior.

Esto se resuelve perforando los muros de apoyo con los arcos u otras aberturas que no afecten significativamente la rigidez del muro. Por la poca aptitud de la mampostería para resistir tensiones, no es común que se haga trabajar la bóveda como viga en sentido longitudinal, si no que se propicia el apoyo continuo en sus bordes.

Se ha empleado en la arquitectura un gran número de variantes de la bóveda cilíndrica, las que dan lugar a formas más eficientes desde el punto de vista estructural. Las bóvedas cruzadas, permiten un trabajo propiamente tridimensional, cuya mayor rigidez le permite cubrir claros mucho mayores que con la bóveda simple, figura 2.10, estas variantes se desarrollaron al principio del segundo milenio de nuestra era y encontraron su más alto nivel de desarrollo en las cubiertas de las grandes iglesias góticas.

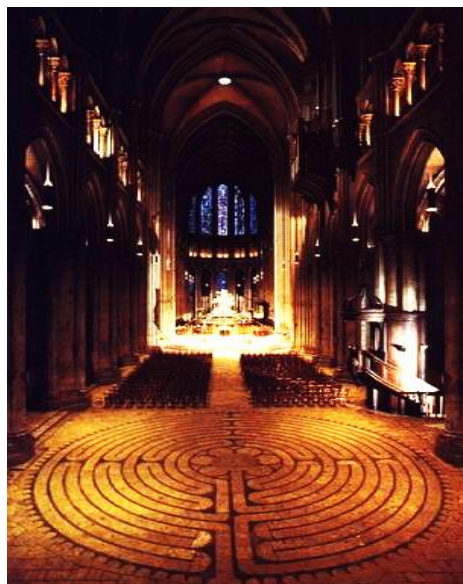
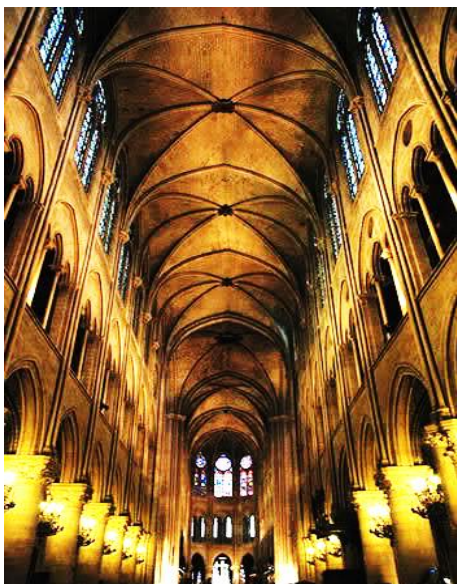


Figura 2.10 Bóvedas cruzadas, Catedral el Laberinto, Francia (Castle, 2005)

Los arcos de encuentro concentran, por ello, cargas elevadas y son los elementos críticos del conjunto, entonces resulta natural engrosar esas partes y formar nervaduras que den lugar a las bóvedas nervadas, bóveda característica de la arquitectura gótica que recibe este nombre porque está conformada por el cruce, o intersección, de dos bóvedas de cañón apuntado, (figura 2.11).



Figura 2.11 Bóvedas nervadas, Catedral de las Palmas de gran Canaria (Gonzalvo 2010)

Las bóvedas intersecadas y las nervadas transmiten el peso del techo en un número reducido de puntos de apoyo, por lo que resulta crítica la carga vertical aplicada a los elementos de soporte, pero sobre todo el coceo que se ejerce en los puntos de apoyo. Esta situación dio lugar a la introducción de los contrafuertes y de los arbotantes característicos de la arquitectura gótica. También típicas de la arquitectura gótica son las bóvedas sextipartitas, que permiten cubrir un área rectangular de mayores proporciones que las cuatrimpartitas (Meli, 1998).

2.4.2 Cúpulas

Igual que para los arcos, el desarrollo de las cúpulas, o domos, pasó por el de la “falsa cúpula” (figura 2.12), en que se construyen anillos circulares cuyas piedras o sillares se proyectan hacia dentro de la hilada anterior, cerrando progresivamente el claro. El problema del volteo hacia dentro es menos crítico en este caso, ya que cada hilada constituye un arco horizontal que contiene la parte ya construida de la cúpula.



Figura 2.12 Falsa cúpula, Basílica de San Pedro, Roma, Italia (Bucchi, 2011)

La cúpula propiamente dicha, requiere el empleo de piedras de geometría compleja para dar forma especial a la misma. Por eso y por el elevado peso del material se encuentran muy pocos casos de cúpulas de piedra. El material común para estos elementos ha sido en ladrillo de barro y con frecuencia el concreto de mortero de cal y aditivos puzolánicos. El proceso constructivo casi siempre requiere el uso de cimbra y de apuntalamiento total o parcial.

Fue con el desarrollo de la cúpula que cambió radicalmente la distribución interior de los templos y de grandes construcciones, al permitir espacios y alturas libres que antes no se podían lograr.

Los elementos rígidos debajo de la base de la cúpula, como el tambor, son de gran utilidad para absorber los esfuerzos de tensión tangencial y evitar agrietamiento; sobre todo si estos elementos contienen materiales resistentes a tensión, como bandas de acero.

La cúpula presenta variantes de forma que van desde la semiesférica hasta la cónica; sin embargo, pocas son las formas de cascarón, que llegaron a usarse ampliamente en las construcciones históricas. Probablemente por las dificultades de trazo geométrico se evitaron las formas tridimensionales más complejas, obteniéndose variantes eficientes estructuralmente a través de combinar superficies cilíndricas.

2.4.2 Cubiertas planas

Respecto a las cubiertas planas, su comportamiento resulta más conocido, sobre todo por los estudios que se han elaborado sobre el comportamiento de elementos a flexión y sobre todo las propiedades mecánicas de la madera. Sin embargo, evaluar la seguridad estructural de este tipo de cubiertas no resulta una tarea simple, debido a que existen diversas incertidumbres sobre la calidad y el estado de conservación del material, en particular de las vigas de madera que constituyen la parte resistente del sistema.

CAPÍTULO 3

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS

3.1 Antecedentes

El sistema estructural que presentan estas construcciones se puede describir como un sistema de gravedad en que las acciones externas impuestas por la acción de su peso propio y carga lateral, se transmiten por esfuerzos de compresión hacia las columnas, muros y contrafuertes (Ballinas, 1995).

Los muros y columnas, son elementos de soporte que no tienen problemas en su estabilidad, en el sentido de que no sufren pandeo ante el considerable peso que tienen que soportar, esto se atribuye fundamentalmente a las dimensiones y a la geometría de sus secciones transversales.

A diferencia de otros elementos estructurales de mampostería, las columnas solo muestran signos claros de daño cuando llegan a condiciones muy cercanas al colapso; su falla es por eso de tipo frágil. Debe presentarse particular cuidado a la detección de síntomas de debilidad de una columna y tomar, en caso de que se presenten, medidas correctivas inmediatas. El principal signo de que se está alcanzando la capacidad de carga de una columna es la aparición de un sistema de grietas verticales que indican que la expansión lateral del material ha alcanzado niveles elevados y que puede comenzar el desprendimiento del material.

El funcionamiento estructural de la cúpula es el prototipo de los cascarones o estructuras espaciales delgadas que transmiten las cargas, debidas sobre todo a su propio peso, esencialmente por esfuerzos de compresión en dos direcciones principales. El problema de pandeo no es crítico en las cúpulas de mampostería, ya que el espesor mínimo que es constructivamente posible con este material, suele ser más que suficiente para evitar este modo de falla. Los esfuerzos radiales de compresión aumentan progresivamente de la clave hacia el arranque en una cúpula hemisférica; por ello, se ha tratado siempre de reducir el peso de la cúpula sobre todo en su parte superior, con la disminución progresiva del espesor, a través del uso de casetones y huecos interiores hasta con la inserción de elementos aligerantes como ánforas del barro.

Como sucede en los arcos, existen condiciones ideales de carga y de forma de la cúpula, para las que esta no produce coceo, aunque en situaciones reales, siempre se presenta cierto coceo. Además, la transmisión de carga vertical de la cúpula a sus elementos de soporte suele ser crítica, ya que arquitectónicamente no se puede dar el apoyo en toda la circunferencia, por lo que se concentra el peso considerable de la cúpula en unos cuantos elementos aislados y se requiere elementos de transición como arcos y pechinas (Meli, 1998).

La gran mayoría de los daños en las cúpulas se debe a los esfuerzos tangenciales, que son de compresión en la parte superior, pero que toman valores crecientes de tensión hacia la base de la cúpula. Por la baja resistencia en tensión de la mampostería, dichos esfuerzos dan frecuentemente a un agrietamiento a lo largo de los meridianos que hace que el domo se separe en una serie de gajos que funcionan como arcos adyacentes. Estos arcos son capaces de transmitir las cargas por esfuerzos normales de compresión, de manera que la cúpula agrietada no pierde estabilidad; sin embargo, los arcos agrietados originan un aumento de coceo sobre los apoyos, y puede ser causa de inestabilidad de la cúpula por el excesivo desplazamiento hacia afuera de dichos apoyos.

3.2 Carga Vertical

3.2.1 Elementos de soporte: Muros y columnas

Las cargas verticales a las que pueden estar sometidos los muros y columnas son cargas muertas y cargas vivas; de las cuales las más sobresalientes son las cargas muertas ya que el peso propio de la construcción constituye una acción severa sobre los elementos de soporte.

En la mayoría de los casos los muros no tienen problemas de inestabilidad por pandeo debido a que sus espesores son considerables y a que las cargas se transmiten casi de manera axial.

Los esfuerzos de compresión de los muros mantienen niveles moderados a pesar de la magnitud de las cargas que reciben. Esto se debe en gran medida al área generosa de su sección transversal, por ejemplo se ha podido estimar que los esfuerzos de compresión a los que están sujetos estos elementos son alrededor del 20 por ciento de la resistencia de una mampostería típica formada con tezontle unido con mortero de cal-arena (Rivera, 1997). Además, otros estudios contribuyen al buen comportamiento de estos elementos a la forma que están dispuestas las piezas que conforman el muro, ya que en la mayoría de los casos se logra un efecto eficiente de trabazón entre las piezas que conforman el muro, aun considerando que el mortero que las une son mezclas de baja resistencia, tales como: mortero cal-arena y lodo (Torroja, 1960; Cadelline, 1992).

Las cargas laterales a las que se ven sometidos estos muros se deben a las fuerzas sísmicas y a los empujes que se generan en las cubiertas. Ambas sollicitaciones pueden actuar en su plano o en la dirección perpendicular a él. Las que actúan en su plano producen grietas diagonales cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia de la mampostería y se ven favorecidas cuando existen aberturas para puertas y ventanas puesto que, además de una reducción implícita en la resistencia, se generan concentraciones de esfuerzos que favorecen el agrietamiento del muro (Macchi, 1991).



Figura 3.1 Grietas verticales en el muro, generados por concentraciones de esfuerzos en los apoyos de la cubierta (Rivera, 2009)

Los daños que se han podido observar por efecto de las cargas gravitacionales generalmente son grietas verticales (figura 3.1). Estos ocurren ante la presencia de concentraciones de esfuerzos, sobre todo cuando la carga se transmite a los muros se hace a través de apoyos aislados y no de manera uniforme, este es el caso de algunas cubiertas planas en donde las vigas de madera que sostienen el techo se apoyan directamente sobre el muro.

A la fecha existe un número reducido de investigaciones sobre el comportamiento estructural de las columnas de este tipo de construcciones. Sin embargo, existen estudios que demuestran algunos avances importantes al respecto, así como criterios para evaluar la seguridad estructural.

En estas construcciones, también se tienen columnas que trabajan en conjunto con los muros; es decir, se encuentran incrustadas dentro del muro (figura 3.2), además tienen la ventaja de tener mayor capacidad de carga, ya que la posible flexión que pueda tener, es restringida por el muro.

Esto se debe fundamentalmente a las grandes secciones que prevalecen en las columnas y sobre todo a una concepción adecuada del sistema estructural que permite que las descargas que generan las cubiertas se transmitan prácticamente de manera axial sobre la columna.



Figura 3.2 Pilastras, Catedral Metropolitana de la Ciudad de México (Sánchez, 1998)

3.2.2 Sistemas de cubierta: curvas y planas

En lo que concierne a las cubiertas curvas como las bóvedas y cúpulas la condición de carga que rige en su comportamiento estructural es la debida al peso propio, ya que se trata de elementos extraordinariamente pesados.

La forma de estas cubiertas permite que la transmisión de su peso propio sea por esfuerzos de compresión de tal forma que limitan el coceo en sus apoyos (Gómez, 1979), esto se ha podido observar en diversos estudios (Peña, 1995; Rodríguez, 1997).

En términos generales, se puede decir que las cubiertas de este tipo tienen un buen desempeño estructural ante esta solicitación, lo cual contribuye a varios aspectos, algunos de ellos son los siguientes:

- El espesor suele ser considerable por lo que generalmente los esfuerzos son reducidos.
- La superficie curva propicia que la sección trabaje solo a esfuerzos de compresión y por consiguiente se logre una mayor eficiencia en el uso del material con el que se encuentra construida, debido a que éste no admite esfuerzos de tensión, por ello cuando la geometría de la cubierta se ajusta a la línea de presiones, desarrolla una resistencia mayor (González, 1988).
- El material empleado en la construcción. Debido a que cuando se emplea una mampostería de piedra en lugar de una de tabique se evita que se generen planos

débiles en las juntas de mortero (Cowan, 1976), en el caso de la mampostería de ladrillo suelen presentarse planos de falla en las juntas de mortero quedando definido el comportamiento de la bóveda por la fricción que se logra generar en la unión de las piezas como se ha detectado en algunos estudios (Luna, 1995).

- Por último otro factor que influye considerablemente en el comportamiento de la bóveda, en particular en las de cañón, es el confinamiento y la rigidez que se logra con los lunetos que se emplearon para permitir la iluminación al interior de la construcción (figura 3.3).



Figura 3.3 Bóveda de cañón con lunetos (García y Martínez, 2010)

En las cubiertas planas tanto la carga debida a su peso propio como las cargas vivas, son las acciones principales que actúan sobre ellas.

La estabilidad estructural de estas cubiertas depende fundamentalmente de las vigas de madera, las cuales se comportan como vigas simplemente apoyadas cuya resistencia depende de su capacidad a flexión, la cual está regida a su vez por la resistencia a tensión de las fibras de madera.

El problema principal que presenta esta tipo de cubiertas, es la degradación que sufren los materiales, sobre todo las vigas. Dicha degradación es propiciada por ataque de hongos y bacterias, así como por la humedad del medio ambiente. Un aspecto que llama la atención y que preocupa, es la sobrecarga que producen los rellenos de tierra, cuando estos se saturan de

agua, los cuales provocan grandes deformaciones a largo plazo y propician degradación acelerada de la madera (Meli y Sánchez, 1993).

3.3 Carga lateral

3.3.1 Elementos de soporte: muros y columnas

Las cargas laterales a las que se ven sometidos estos muros se deben a las fuerzas sísmicas y a los empujes que se generan en las cubiertas, ambas solicitaciones pueden actuar en su plano o en la dirección perpendicular a él.

- Cargas que actúan en el plano del muro

Las cargas laterales que actúan en esta dirección producen grietas diagonales cuando los esfuerzos cortantes exceden la resistencia de la mampostería. Una falla de este tipo se muestra en la figura 3.4, y se ven favorecidas cuando existen aberturas para puertas y ventanas puesto que, además de una reducción implícita en la resistencia, se generan concentraciones de esfuerzos que favorecen el agrietamiento del muro (Macchi, 1991).



Figura 3.4 Agrietamientos por contracciones de esfuerzos debidos a los huecos de puertas y ventanas

- Cargas que actúan en dirección perpendicular al plano del muro

Estas se generan por la acción del sismo o por el empuje de las cubiertas.

Respecto a las distintas formas de falla que se han presentado en estas estructuras, se han podido distinguir mecanismos principales de agrietamiento a través de diversos estudios, en resumen estos mecanismos se presentan a continuación.

a) Fuerza sísmica

Cuando las fuerzas de inercia provocadas por un sismo exceden la capacidad estructural de la mampostería con la que fueron construidos los muros (Meli, 1988; D' Ayala D. F., 1996), se pueden presentar los mecanismos de daño que se describen a continuación:

- 1^{er} modo Este modo consiste en el volteo de los muros ubicados en dirección perpendicular a la acción del sismo. Este efecto se presenta cuando el muro no tiene conexión con otros muros laterales ni con los sistemas de cubierta (figura 3.5a). Otras situaciones que hacen particularmente crítico este modo de falla son aquellos en los que los muros se encuentran desplomados o que deben soportar una bóveda que les transmite empujes provocados por el coceo, en la dirección perpendicular al plano del muro (figura 3.6).
- 2^{do} modo Se presenta una falla por flexión que se manifiesta con agrietamientos horizontales. Este mecanismo se presenta cuando el muro, solo está conectado con los sistemas de cubierta (figura 3.5b).
- 3^{er} modo Este es similar al modo uno, la diferencia estriba en que ahora el muro se encuentra conectado con las paredes laterales, lo que reduce el desplazamiento en la dirección perpendicular a su plano y por consiguiente la posibilidad de volteo, en este caso los daños se manifiestan con agrietamientos verticales (figura 3.5c).
- 4^{to} modo En este caso el problema de volteo total del muro se reduce considerablemente, debido a que se encuentra restringido mediante los sistemas de piso y a través de los muros que se conectan a él; por lo que el muro solo es susceptible de fallar en flexión por un efecto de placa generando un patrón de agrietamiento como el que se ilustra en la figura 3.5d. Este modo de falla se da en un número reducido de casos, sobre todo porque se requieren conexiones que eviten el desplazamiento en los bordes del muro.

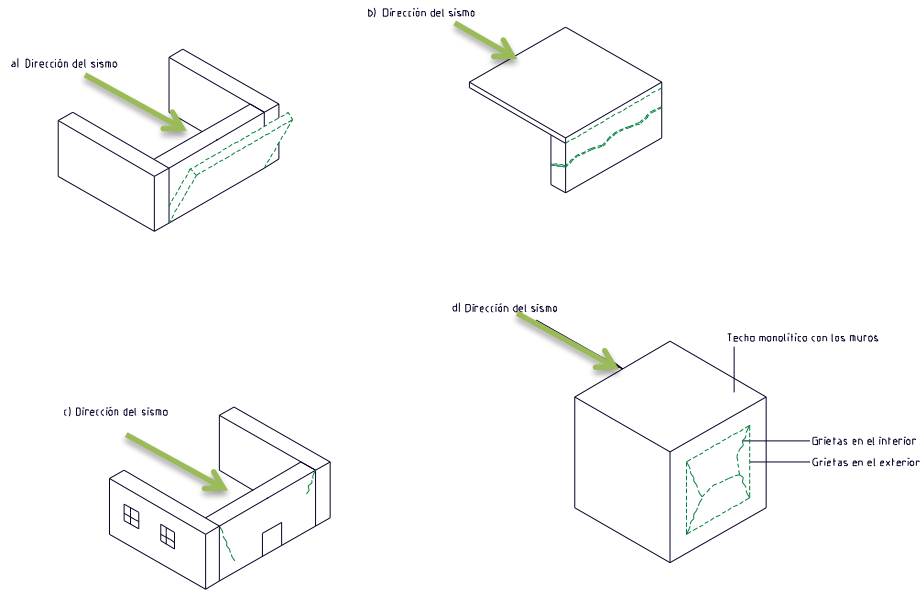


Figura 3.5 Modos de falla en muros debidos al sismo (Rivera, 1997)

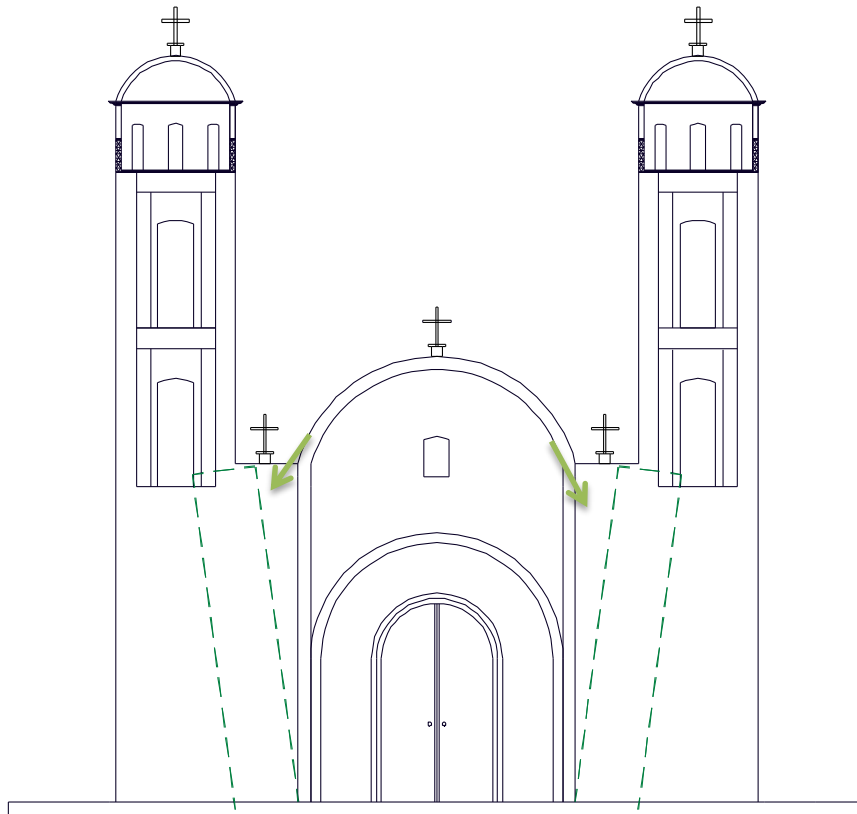


Figura 3.6 Cambio de verticalidad en muros, causados por los empujes de una bóveda (Rivera, 1997)

b) Empujes provocados por los sistemas de cubierta

En la figura 3.6 se presenta un esquema que ilustra el empuje que genera una bóveda sobre los muros, así como la flexión que estos sufren en su base.

Para contrarrestar estos efectos fue común el empleo de contrafuertes y arbotantes como se ilustra en la figura 3.7. Estos elementos reducen los desplazamientos fuera del plano del muro.



Figura 3.7 Arbotantes para contrarrestar los empujes de bóvedas sobre los muros, Catedral de Estrasburgo, Francia (Rubín, 2007)

Cabe comentar que cuando el terreno es deformable, los contrafuertes no suelen contribuir de manera adecuada a la estabilidad del muro, debido a que el peso de estos elementos, en la mayoría de los casos, contribuye a incrementar la magnitud de los hundimientos. Esto origina una pérdida de apoyo lateral para el muro y en consecuencia a incrementar la magnitud de los desplazamientos y por consecuencia los apoyos de la bóveda se mueven, como se indica en la figura 3.8.



Figura 3.8 Falta de verticalidad de muros por empuje de cubierta (Rivera, 1997)

Las columnas también se ven afectadas por las cargas laterales provocadas por los empujes de cubiertas y por las fuerzas sísmicas.

En términos generales, los empujes de las cubiertas sobre las columnas suelen ser poco relevantes, debido a que este tipo de construcciones cuentan con un sistema de contrafuertes que resisten dichos empujes. Sin embargo el empuje de la cubierta sobre las columnas cobra importancia cuando el sistema de contrafuertes pierde eficiencia, lo cual generalmente se da cuando la cimentación del edificio sufre asentamientos diferenciales dado que los contrafuertes pierden apoyo.

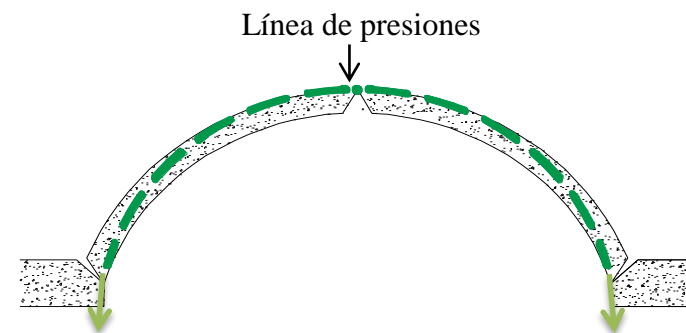
Las cargas laterales que produce un sismo sobre las columnas se atribuyen a que la mayoría de los sistemas de cubiertas no funciona como un diafragma rígido, esto impide que las fuerzas de inercia sean absorbidas en su totalidad por los sistemas de contrafuertes y por consiguiente las columnas se ven afectadas por los movimientos relativos de la cubierta (Meli y Sánchez, 1993).

3.3.2 Sistemas de cubierta: curvas y planas

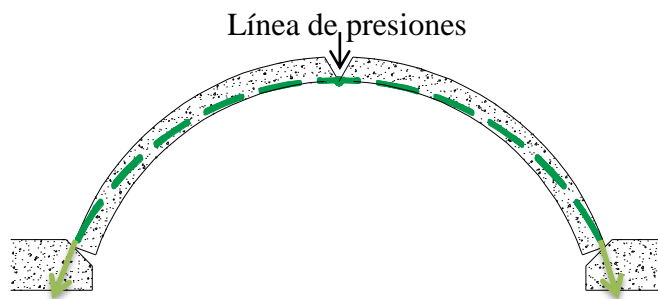
La carga lateral que más influye en el comportamiento estructural de estas cubiertas, es la que generan los sismos. Ante esta acción se han observado predominantemente los daños siguientes:

- Las bóvedas y cúpulas sufren agrietamientos diagonales y otros paralelos al plano de su base. Los primeros se atribuyen a que la fuerza cortante que se generó en la bóveda rebasa la capacidad del material y la segunda se atribuye a un probable deslizamiento que se genera en el plano débil provocado por las características de los materiales y el proceso constructivo empleado.

- En el caso particular de las cúpulas, estas pueden llegar al colapso por la falla del tambor que las soporta, por consiguiente habrá que prestar atención especial a la capacidad de dicho elemento. Los problemas principales que se generan en algunos tambores son agrietamientos diagonales y paralelos a su base, debido a una combinación compleja de efectos tales como flexión, torsión y cortante (Sánchez, 1993).
- En arcos y bóvedas de cañón se generan grietas en tres puntos de su sección transversal como se ilustra en la figura 3.9; como se puede apreciar en la clave, la grieta que se genera por el intradós de la bóveda y en los extremos el agrietamiento se da por el extradós, dicho mecanismo se genera por un incremento en el claro de sus apoyos (figura 3.9 a).
En tanto, cuando se presenta una reducción del claro, el patrón de daños que se presenta es el que se ilustra en la figura 3.9 b).



a) Agrietamiento por aumento del claro



b) Agrietamiento por disminución del claro

Figura 3.9 Mecanismo de falla de las bóvedas de cañón por movimientos horizontales de los apoyos (Rivera, 1997)

Las fuerzas internas que se generan en las bóvedas semiesféricas, actúan en los meridianos y paralelos de estas bóvedas generando esfuerzos conocidos como meridianos y paralelos o anulares, respectivamente. La figura 3.10 muestra de manera esquemática la manera en que actúan estos esfuerzos en un elemento diferencial de la bóveda. Una franja de la bóveda,

definida según los meridianos, tiene un comportamiento similar al de un arco con la misma directriz de la bóveda. Esta franja forma parte de un conjunto de arcos similares que constituyen la superficie total de la bóveda, dicho conjunto de arcos restringe el desplazamiento lateral de la franja, esto propicia el desarrollo de esfuerzos anulares o de anillo en los distintos paralelos, logrando con ello un eficiente comportamiento estructural de estas bóvedas.

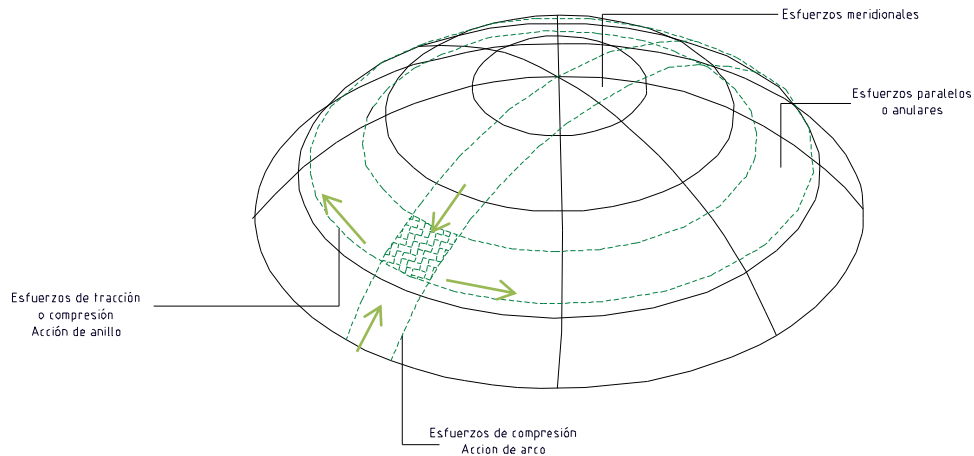


Figura 3.10 Esfuerzos internos, meridiano y paralelo, en una bóveda semiesférica (Rivera, 1997)

Los esfuerzos de membrana meridionales siempre son de compresión o tensión según se tome arriba o abajo del plano neutro, tal como se indica en la figura 3.11, en la que se puede apreciar que dicho plano se encuentra a un ángulo de 52° , aproximadamente, medido con respecto al eje vertical; el caso de una bóveda rebajada a la que se sitúa arriba del plano neutro tanto los esfuerzos meridionales como los anulares son de compresión.

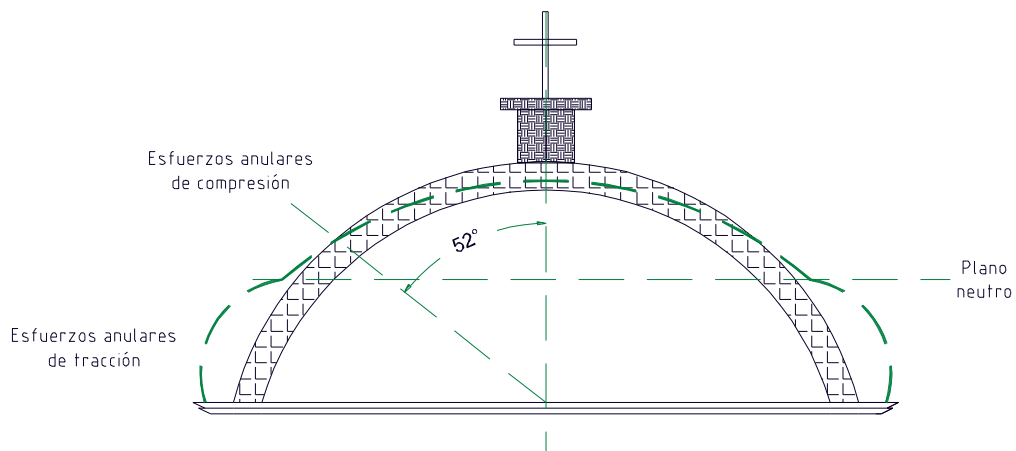


Figura 3.11 Plano neutro de los esfuerzos anulares (Rivera, 1997)

Cubiertas planas

Este sistema de piso se caracteriza por trabajar en una sola dirección con poca o nula de acción diafragma. De acuerdo con Macchi, 1991, esto propicia que la cubierta no se mueva de manera solidaria con los elementos de soporte.

3.4 Hundimientos de terreno

3.4.1 Elementos de soporte: muros y columnas

La falta de verticalidad de los muros constituye un aspecto trascendente para su estabilidad, sobre todo cuando esta se produce en la dirección perpendicular a su plano. Este efecto se genera fundamentalmente por hundimientos diferenciales y empujes de las cubiertas, y en un número reducido de estos casos se atribuye a defectos en su construcción, (figura 3.12).

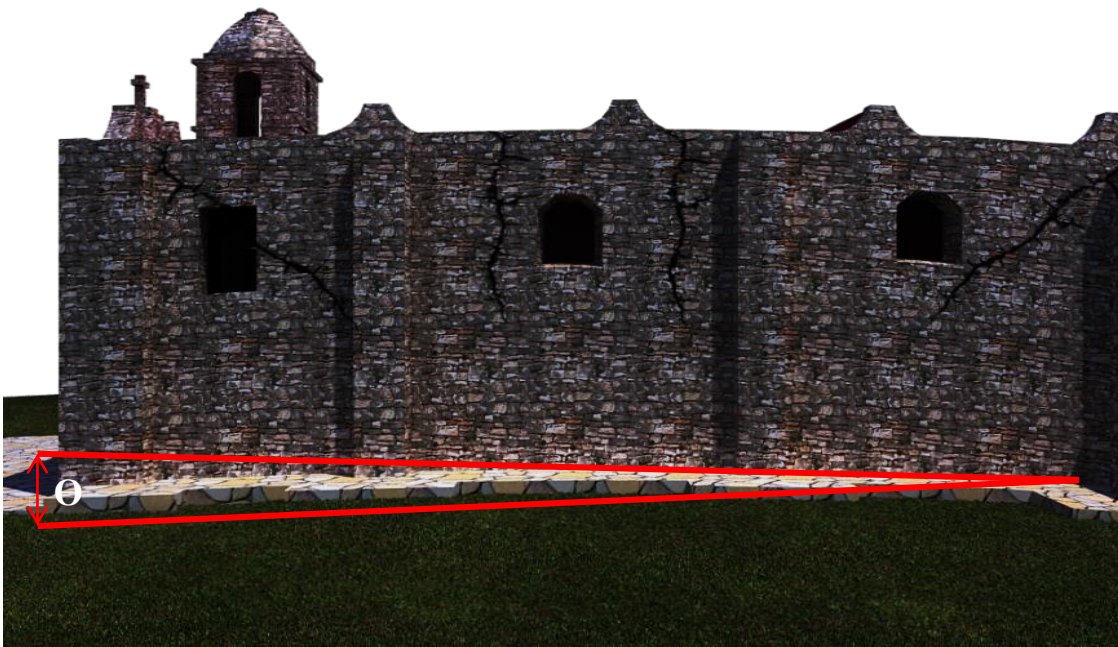


Figura 3.12 Hundimientos en el terreno, (Rivera, Arce y Belli, 2012)

A causa de este efecto, los cambios de verticalidad de los muros producidos en la dirección perpendicular a su plano tienden a flexionarlo. Este efecto se manifiesta con la presencia de agrietamientos horizontales en las zonas próximas a sus apoyos.

La falta de verticalidad en las columnas se atribuye fundamentalmente a los hundimientos diferenciales que experimenta el terreno de apoyo. Esta falta de verticalidad se puede ver incrementada por el empuje lateral de la cubierta provocado por la pérdida total o parcial del apoyo de los contrafuertes.

Las columnas al igual que los muros tienden a girar ante la presencia de este fenómeno geotécnico.

En varias construcciones de la ciudad de México, los hundimientos diferenciales se produjeron desde el inicio de la construcción de las obras, por ello los constructores se veían en la necesidad de ir corrigiendo la verticalidad de la estructura, uno de los ejemplos más claros al respecto se tiene en la Catedral Metropolitana, en donde, antes de construir las cubiertas fue necesario incrementar la altura de los muros y las columnas en más de 85 cm.

3.4.2 Sistemas de cubierta: bóvedas y cúpulas

Cuando los elementos de apoyo de este tipo de cubiertas sufren asentamientos diferenciales, éstos se agrietan de manera considerable, las grietas se pueden manifestar con distintas trayectorias, aunque generalmente éstas obedecen el estado de deformación que inducen en sus apoyos. En ocasiones los agrietamientos suelen producirse en el arranque de la bóveda debido a un cambio de rigidez, dado que su espesor resulta menor que las dimensiones en sus apoyos (Sánchez, 1993).

Los daños que se generan en las bóvedas de cañón a causa de los hundimientos diferenciales consisten en agrietamientos en distintos puntos de la sección transversal de las mismas. En el caso particular que el movimiento de los apoyos propicie un incremento o disminución en el claro de la bóveda, se produce un mecanismo de falla en tres puntos de la sección transversal: en la corona y en los dos puntos de arranque de la bóveda. Dichos daños se atribuyen a una modificación en la posición original de la línea de presiones, tal como se describió en el mecanismo de daño ante la acción del sismo.

CAPÍTULO 4

EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

4.1 Antecedentes

Las acciones anteriores deben hacer reflexionar sobre la importancia, para el diagnóstico de la seguridad estructural, de entender a fondo el funcionamiento estructural de la construcción original y el mecanismo de transmisión de fuerzas concebido por sus constructores. En seguida, deben identificarse los factores que pueden haber modificado el mecanismo original de transmisión de fuerzas y afectado la seguridad estructural: primero entre estos, los daños que la estructura puede haber sufrido por sucesos accidentales como sismos, vientos e incendios, o bien los debidos a hundimientos significativos de sus apoyos y al deterioro por intemperismo o agentes químicos y otros efectos ambientales, así como los generados por modificaciones hechas por el hombre a lo largo de años, como la remoción de partes de la estructura o adiciones que hubieran incrementado las cargas. Para la evaluación confiable de estos factores conviene recurrir a técnicas refinadas de inspección y monitoreo.

Cuando aparezcan dudas sobre el grado en que se ha afectado la seguridad original, sea porque las condiciones de carga han cambiado radicalmente o que las características de la estructura han sido alteradas significativamente, se hace necesaria una cuantificación de la seguridad, basada en la determinación de las propiedades estructurales y en el empleo de métodos de análisis congruentes con el comportamiento real de la estructura.

Después de haber reflexionado en torno a las características de los elementos estructurales que conforman a las construcciones históricas, así como de su comportamiento estructural y sus posibles mecanismos de daño, el siguiente paso es conocer la forma de evaluar su seguridad estructural, dado que son edificaciones antiguas que han sufrido un deterioro en la estructura. Por lo que se hace necesario cuantificar la seguridad, basándose en la determinación de las propiedades estructurales y en el empleo de métodos de análisis congruentes con el comportamiento real de la estructura (Rivera, Arce y Belli, 2012).

4.2 Métodos de evaluación estructural

La evaluación de la seguridad estructural de las construcciones históricas no es tan trivial en comparación con la revisión de edificaciones modernas. Esta situación obedece a dos aspectos primordiales: los materiales de construcción y la disposición de sus elementos estructurales; en ambos casos no se tiene suficiente información para establecer el criterio de valoración a diferencia de la revisión de edificios modernos que están diseñados conforme a los

reglamentos de construcción y en los cuales es posible estimar las propiedades mecánicas de sus materiales, así como los análisis convencionales para evaluar su seguridad.

Por lo anterior se ha visto la necesidad de que la ingeniería estructural se apoye en otras áreas de estudio que le pueden nutrir de dicha información como son la historia y la arquitectura.

Dada la complejidad del sistema estructural que ofrecen este tipo de construcciones, es necesario usar métodos de análisis estructural más poderosos que los convencionales, ya que estos métodos que contribuyen perfectamente a la estimación de las acciones internas de los diferentes elementos estructurales que conforman a los edificios históricos, para efectos de evaluar su seguridad estructural ante diferentes tipos de solicitaciones (carga vertical, sismo, hundimiento del terreno, entre otros), son los correspondientes a elementos finitos y elementos rígidos; tanto en el rango lineal como no lineal (Peña, 2010) .

No obstante , el aplicar los métodos avanzados, implica un trabajo profundo de modelación matemática, la cual trae consigo que no se pueda tener una valoración preliminar sobre el estado estructural del inmueble, además de que la mayoría de los ingenieros de la práctica no están familiarizados con estos métodos, por lo cual se tiene la necesidad de disponer de criterios simplificados, cuyo análisis no esté alejado de los resultados que se obtienen de los métodos avanzados, con objeto de que los ingenieros puedan valorar de manera simple y rápida la seguridad estructural de este tipo de inmuebles, a manera de una valoración preliminar, si el diagnóstico que se haga al respecto amerita un análisis avanzado, se tendrá la certeza de aplicar alguno de los métodos avanzados, con lo cual se justifica su aplicación y tiempo que consumen estos análisis.

Por consiguiente en este trabajo se comentarán dos tipos de métodos de evaluación estructural que han sido estudiados en varios trabajos sobre construcciones históricas, como son: métodos simplificados y métodos avanzados.

4.2.1 Métodos simplificados

En las últimas décadas ha habido un avance importante en los métodos experimentales y analíticos para el estudio estructural de los edificios históricos; además se cuenta con herramientas analíticas muy poderosas que permiten resolver con un trabajo computacional razonable, las estructuras más complejas.

La preparación de un modelo analítico representativo enfrenta serias dificultades que comienzan desde la identificación de la estructura misma y de su geometría. Muchos de los que se dedican a tales tareas están acostumbrados a modelar edificios modernos formados por columnas, vigas, muros y losas, los cuales son geoméricamente muy simples; la tarea es mucho más difícil cuando se debe representar la geometría espacial de la mayoría de los edificios históricos y, sobre todo identificar qué elementos son parte de la estructura resistente y cuales son simplemente decorativos o cumplen otros propósitos constructivos.

Las condiciones de continuidad entre los distintos elementos son también difíciles de establecer. En la construcción moderna se acostumbra tratar con estructuras cuyos elementos están conectados a manera de evitar movimientos relativos entre ellos, para así lograr una

perfecta continuidad. En los edificios históricos los elementos suelen estar simplemente sobrepuestos, y existe la posibilidad de rotaciones relativas en las zonas de contacto.

Heyman da más argumentos en favor de una solución que ignore las condiciones de compatibilidad; afirma que en las estructuras de mampostería, la solución “exacta” no existe o es irrelevante. Las propiedades de rigidez del material y las condiciones de continuidad en los apoyos además de ser difíciles de determinar, varían en el tiempo por diferentes factores. Los morteros están sujetos a flujo plástico, y las deformaciones por este fenómeno modifican la rigidez relativa de diferentes secciones de la estructura; los apoyos se encuentran sujetos a movimientos por asentamientos de la cimentación, y toda la estructura sufre deformaciones debidas a cambios de temperatura; todo esto, además de hacer variar las propiedades con el tiempo, produce agrietamientos que alteran significativamente las condiciones de rigidez. De esta manera la línea de presiones “real” varía en el tiempo y no puede pensarse en una solución única, basta con encontrar una solución que cumpla con la seguridad y que sea más conservadora que la real.

La aplicación de la estática grafica a la solución de estructuras geoméricamente complejas dista de ser trivial; se necesita una clara intuición acerca de la trayectoria de la línea de presiones y de la ubicación de las secciones críticas donde fijar las condiciones de esfuerzo máximo. Si no se eligen de manera adecuada estos puntos, al aplicar el procedimiento se encuentra que la línea de presiones queda fuera del tercio medio o inclusive del espesor total de la sección, con lo cual se viola la condición de límite de resistencia del material; por tanto, la solución es inválida.

Las reservas que existen para la aplicación de métodos cuantitativos para la revisión de la seguridad ante cargas gravitacionales, se vuelven más severas en lo que concierne a los efectos sísmicos. Para estimar la seguridad de una estructura de este tipo suele considerarse suficiente una comprensión cualitativa de la severidad de los movimientos del terreno que la puedan afectar y de la naturaleza de las fuerzas que se generan y la trayectoria que siguen. Cuantificar estos aspectos de la mejor manera posible ayuda a dicha comprensión y a la toma de decisiones al respecto, siempre que se tenga conciencia de las limitaciones de los métodos utilizados y el grado de error involucrado en los resultados.

A continuación se describen algunos criterios simples para tener una estimación sobre la seguridad estructural de sus principales elementos estructurales: muros, columnas y sistemas de cubierta.

4.2.1.1 Capacidad de carga vertical

Elementos de soporte

Para evaluar la capacidad de carga axial a compresión de muros y columnas se puede usar la ecuación que recomienda el reglamento UBC (1997) para estructuras de mampostería, que está dada por:

$$F_a = 0.20f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right] \quad (1)$$

donde, F_a resistencia permisible a compresión, f_m es la resistencia a compresión del material, h y t son la altura y espesor del muro, respectivamente. En el caso de las columnas h y t se interpreta como la altura y dimensión mínima de la columna, respectivamente.

La razón de recomendar la ecuación 1 obedece a que los esfuerzos que estima son del orden de los que prevalecen en este tipo de construcciones, los cuales se han podido corroborar con los trabajos que han realizado Peña (1995) y Rodríguez (1997).

Para el caso de las columnas se tiene otra opción con buena aproximación en la evaluación de la capacidad a carga vertical, como es el criterio de Champan y Statford (Arnold, 1990), el cual consiste en emplear una gráfica (figura 4.2) que es el resultado de la solución de una ecuación diferencial que modela el comportamiento frágil de una columna de mampostería que es sometida a una carga, P , con una excentricidad, e , tal como se muestra en la figura 4.1. En dicha gráfica se entra con la relación e/d , donde, d es el lado de la columna sobre el que ubica la excentricidad, con esta relación se obtiene la carga máxima, P_{max} , como una fracción de la carga de Euler P_{cr} ; para ello primero se tiene que determinar P_{cr} y posteriormente encontrar P_{max} . Para reducir la magnitud de esta carga por efectos de esbeltez, se usa la gráfica de la figura 4.3, en ella se entra con las relaciones e/d y h/d (h es la altura de la columna).

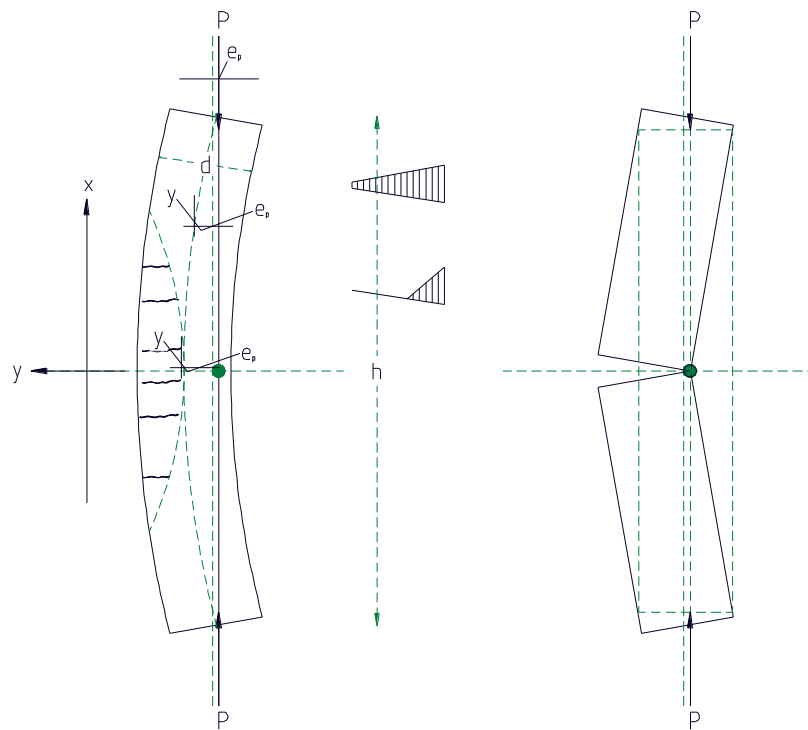


Figura 4.1 Columna de mampostería ante la aplicación de una carga excéntrica (Rivera, 1997)

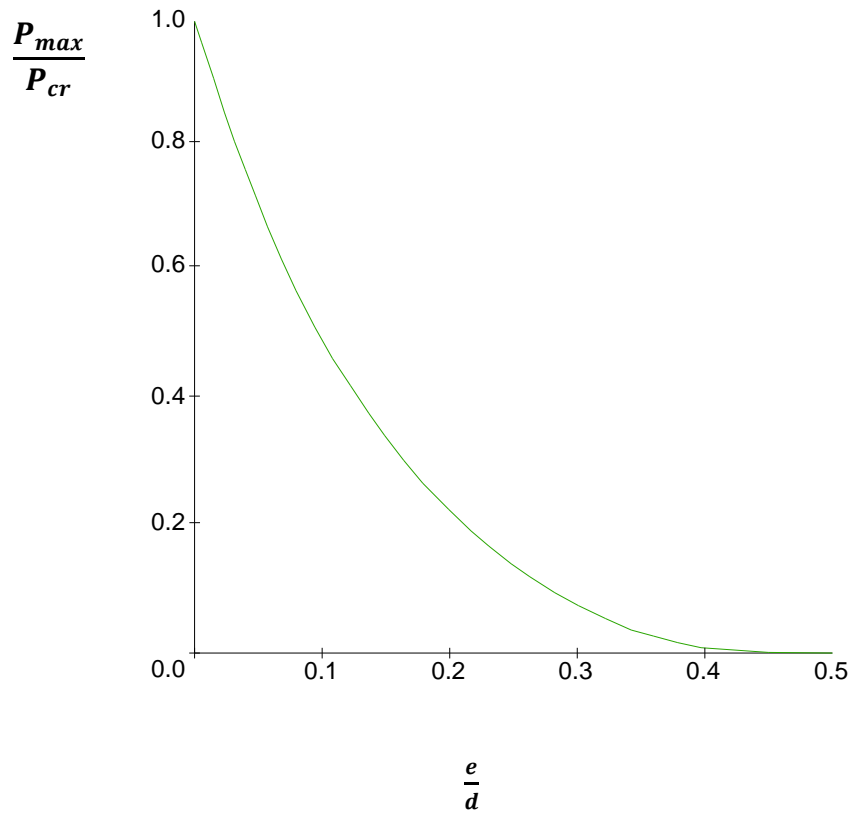


Figura 4.2 Calculo de P_{max} en función de e/d , con base en el criterio de Champman y Statford

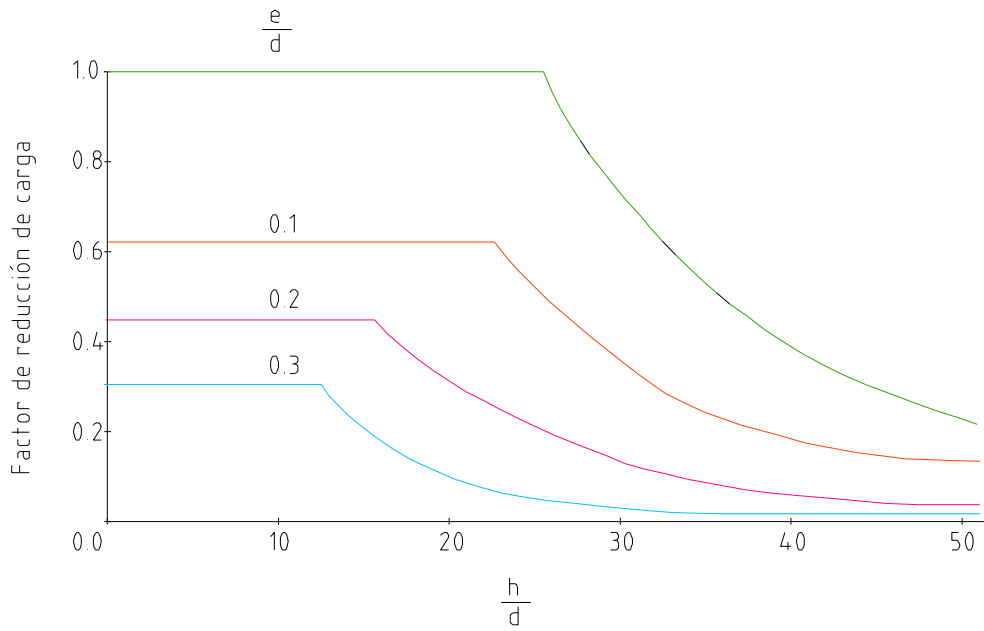


Figura 4.3 Estimación del factor de reducción de carga, con base en el criterio de Champman y Statford

4.2.1.2 Capacidad de carga lateral

Elementos de soporte

Debido a que es difícil tener información completa sobre las propiedades mecánicas de los materiales de estas construcciones, el reglamento UBC (1997) recomienda una ecuación simple para evaluar la resistencia permisible a cortante (F_v) de muros y columnas, en función de la resistencia a compresión de la mampostería (f_m):

$$F_v = 0.3(f_m)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

De acuerdo al trabajo de Rivera (1997) la ecuación 2 da una resistencia admisible a cortante un poco mayor a los registrados en este tipo de construcciones mediante pruebas no destructivas, pero con mejor aproximación respecto a otros criterios.

Para efectos de evaluar la resistencia a carga lateral sísmica de los edificios históricos se puede emplear el método simplificado que especifican las NTC – Mampostería (2004), que considera que los elementos de soporte están basados en muros de carga. Sin embargo, no hay que perder de vista que para la aplicación de dicho método se requiere que el edificio sea regular y simétrico, que los pisos y techos constituyan diafragmas rígidos, y que el modo de falla crítico sea por cortante en el plano de los muros. En la mayoría de las construcciones antiguas, estas dos últimas condiciones no se cumplen, de ahí que la revisión del método simplificado no sea garantía de la seguridad de la construcción; sin embargo, así se obtiene una idea general de la idoneidad del edificio para resistir los sismos, la que deberá ser completada por revisiones adicionales sobre la posibilidad de fallas por efectos locales y por fuerzas locales al plano del muro.

El método se basa en comparar entre la fuerza lateral total impuesta por el sismo, y la capacidad que la estructura tiene para resistir dicha fuerza. La fuerza sísmica total (V_a) se puede considerar al peso total del edificio (W), multiplicado por un coeficiente sísmico (c), por lo que se tiene:

$$V_a = cW \quad (3)$$

Esta fuerza es igual para cada dirección en que actúe el sismo. Por otra parte, el edificio cuenta con una resistencia ante sismos diferente para cada una de sus dos direcciones principales. La fuerza sísmica resistente (V_R) es igual a la suma de las contribuciones de todos los muros alineados en la dirección en que se está revisando la capacidad sísmica; esta contribución se determina como el producto del área transversal del muro (A_m) por el esfuerzo cortante resistente de la mampostería (V_m), por lo que se expresa de la forma siguiente:

$$V_R = \sum A_m V_m \quad (4)$$

El cálculo anterior se puede refinar si se considera que los muros cortos y altos son menos eficientes para absorber las fuerzas sísmicas que los muros largos, ya que los primeros son más flexibles y absorben menor proporción que la fuerza lateral actuante. Las NTC – Mampostería (2004) consideran el factor correctivo (F_{AE}) siguiente:

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad (5)$$

Este factor implica la contribución de los muros en los que la relación entre la altura (H) y la longitud (L) es mayor que 1.33. El factor afecta el área de los muros involucrados, dando lugar a un área efectiva, cuya suma es la que se considera en la ecuación 4 para el cálculo de V_R .

Para una revisión formal, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del sitio y las características de la estructura; también hay que suponer el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante, dada por:

$$F_S = \frac{V_R}{V_a} \quad (6)$$

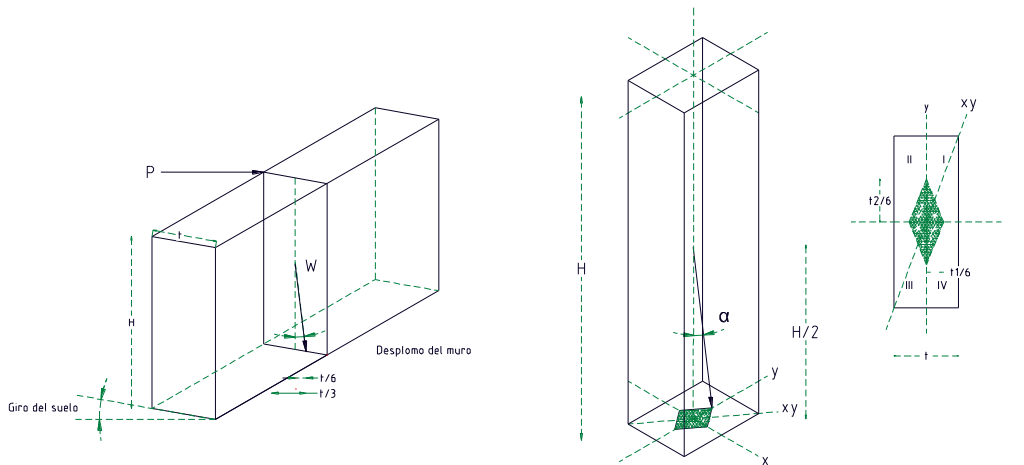
4.2.1.3 Desplomos permisibles

Para analizar la falta de verticalidad (desplomos) en muros y columnas como consecuencia de hundimientos diferenciales, empuje de cubiertas o una combinación de ambos, se puede reducir a expresiones simples con base en conceptos de estática y mecánica de materiales, para tener una referencia sobre su seguridad estructural.

Para hundimientos diferenciales existen diversos tipos de criterios que se basan en limitar el ángulo del desplomo de muro y columna a un valor permisible tal que este no sufra volteo y que los esfuerzos no alcancen la resistencia del material. Al respecto Heyman (Cadelline, 1992) establece que el ángulo de inclinación permisible del muro será aquel que se forme entre el eje axial del muro y la resultante del peso propio, en donde, esta a su vez deberá pasar por el tercio medio del espesor del muro o de la base de la columna (figura 4.4). De acuerdo con dicho criterio el ángulo de desplomo permisible (α) es el siguiente:

$$\text{Tan}\alpha = \frac{1}{3} \frac{t}{H} \quad (7)$$

donde, t y H son el espesor y la altura del muro o columna, respectivamente.



a) Desplomo en muros

b) Desplomo en columnas

Figura 4.4 Ángulo de desplomo permisible de acuerdo al criterio de Heyman (Rivera, 1997)

Al igual que en el caso anterior los muros y columnas se pueden desplomar, pero ahora por el efecto del empuje. Para evaluar la capacidad de la seguridad estructural, ante dicho efecto, se sigue el mismo criterio de Heyman, en donde, se revisa que la resultante de las cargas debidas al empuje y a las cargas verticales pase por el tercio medio de la base del muro, para así garantizar su estabilidad. Como por ejemplo, considérese un muro fijo en su base y libre en su extremo opuesto sometido a un empuje horizontal en su parte superior (figura 4.5); si se considera que dicho muro tiene un peso, W , el empuje P , que provoca que la resultante pase por el tercio medio de la base quedará determinado por la expresión siguiente:

$$P = \frac{Wt}{6H} \quad (8)$$

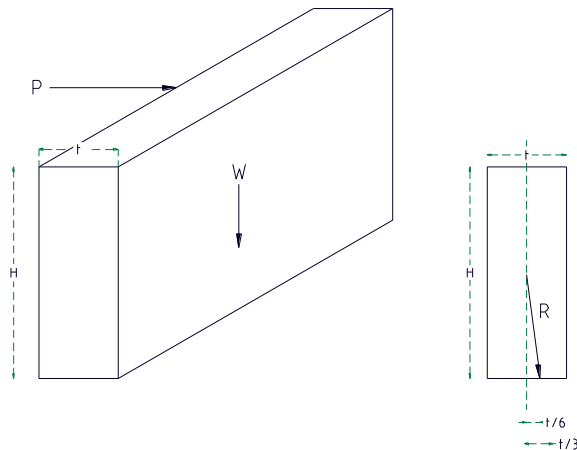


Figura 4.5 Resultante de la combinación de P y W que pasa por el tercio medio de la base (Rivera, 1997)

Aplicando el principio de trabajo virtual y considerando que la componente vertical de la carga es despreciable y que el muro trabaje como una viga en cantiliver, se deriva la siguiente expresión:

$$\Delta_{PERM} = \frac{PH^3}{3EI} \quad (9)$$

Sustituyendo 8 en 9 se obtiene:

$$\Delta_{PERM} = \frac{WtH^2}{18EI} \quad (10)$$

donde, Δ_{PERM} es el desplazamiento permisible del muro o columna, E representa el módulo de elasticidad del material e I es el momento de inercia centroidal.

Estos elementos de soporte además de resistir su peso propio y las cargas gravitacionales que le proporciona la estructura, deben de soportan una combinación de dos efectos, por un lado el empuje lateral en el extremo superior y por el otro un giro provocado por el movimiento en su base (hundimiento del terreno). Evaluar el desplomo permisible ante dichas acciones, constituye un problema complejo. Sin embargo, diversos autores, sobre todo Heyman, sugirieron también que la fuerza resultante en el apoyo del muro o columna quede dentro del tercio medio de su base.

Como por ejemplo, considérese ahora una columna con las mismas condiciones del ejemplo anterior, adicionando un desplomo causado por un giro en su base como se ilustra en la figura 4.6. Con base en dicha figura se realizó un planteamiento estático, para determinar el ángulo de giro del suelo (β) que hace que la resultante se lleve a la frontera del tercio medio, llegándose a la siguiente expresión:

$$\frac{t}{3H} = \frac{2P}{W \cos \beta} + \tan \beta \quad (11)$$

Obsérvese que si no hubiera empuje, es decir, $P=0$ la ecuación 11 se simplificaría a lo establecido en la ecuación 7, que es cuando solo actúa la presencia del giro en la base. Al despejar β de la ecuación 11 se obtiene:

$$\beta = \left[1 - \frac{6HP}{Wt} \right] \tan^{-1} \frac{3}{H} \quad (12)$$

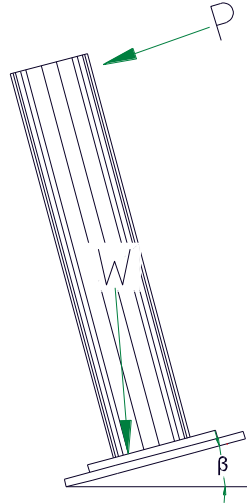


Figura 4.6 Desplomo de una columna por efecto de una carga lateral (P) y hundimiento del suelo (β) (Rivera, 1997)

Otra manera de ver el problema, sería tratar de definir el empuje que puede tomar el muro, cuando este se ve sometido a un giro en su base, en este caso el empuje, P , queda definido por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Wt}{6H} \left[1 - \frac{\beta}{\tan^{-1} \frac{t}{3H}} \right] \quad (13)$$

4.2.1.4 Deformación angular en muros por hundimiento del terreno

Los efectos de la deformación angular en estos muros se manifiestan a través de los agrietamientos que sufren, por lo tanto el análisis se debe enfocar hacia a un valor permisible de la deformación angular que no genere agrietamientos considerables y por consiguiente garantice la seguridad del elemento. En la mampostería artificial se han realizado estudios sobre este tema, distintos autores han propuesto límites de deformación angular para diversos tipos de estructuras con base a la intuición y experiencia personal.

De acuerdo a Meli y Hernández (1975) los muros de tabique hueco en el cual se inicia el agrietamiento se da para una distorsión de $1/1000$, mientras que pruebas de laboratorio realizadas a una construcción histórica típica de la ciudad de México mostraron que para una distorsión de $1/2000$ el material desarrolló el 50% de su resistencia al esfuerzo cortante, por lo que podría servir como referencia para establecer este valor como distorsión permisible.

4.2.1.5 Evaluación de esfuerzos en elementos de cubierta curva

Bóvedas cañón

Las bóvedas de este tipo desarrollan su acción estructural en el sentido transversal de manera similar a la de un arco, dado que en ambos elementos los esfuerzos que actúan son fundamentalmente de compresión; al respecto, diversos autores convergen en que el análisis por peso propio se realice considerando solo una franja de la bóveda como si se tratara de un arco. Hasta antes de que las computadoras cobraran el auge actual, un método usual para evaluar el comportamiento estructural de este tipo de cubiertas fue el polígono funicular (Arnold, 1990; Meli y Sánchez, 1993; Heyman, 1969). Con este método se determinan las fuerzas internas que actúan en una bóveda en función de la carga gravitacional que obra sobre ella.

En estabilidad gráfica se ha visto cómo, valiéndose de un polígono de fuerzas y un polo determinado por aproximaciones sucesivas como se muestra en la figura 4.7a, es posible construir un polígono funicular para cierto sistema de fuerzas. El polígono funicular representa la forma que adoptaría un cable si estuviera sometido a un sistema de fuerzas, de ahí el nombre de funicular. Ante dicho sistema, las fuerzas en el cable serán de tracción.

En el caso del arco, para trazar un polígono funicular se requiere elegir el polo, (0), a la izquierda del polígono de fuerzas, bajo esta condición el polígono resultará invertido; es decir, hacia arriba y las fuerzas serán de compresión como se ilustra en la figura 4.7b, en este caso que define el polígono funicular se le conoce como antifunicular por ser el caso contrario a la del cable, sin embargo es más común llamarle línea de presiones.

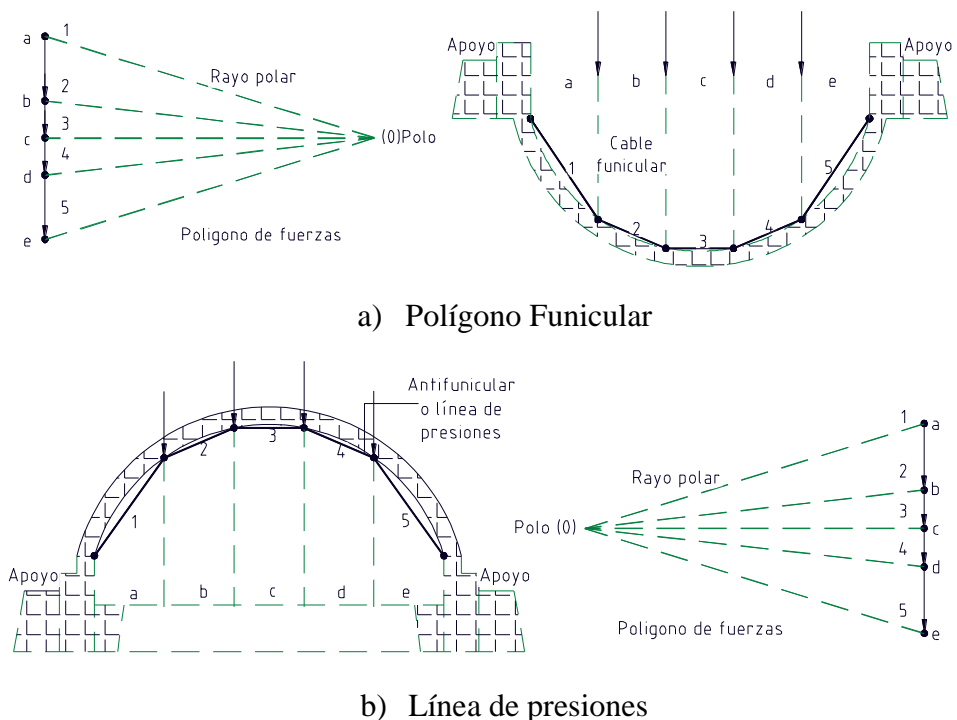


Figura 4.7 Construcción del polígono funicular (Rivera, 1997)

Para evaluar la capacidad de carga, P_R , de las bóvedas de este tipo, Meli y Ramírez (1993) definen la siguiente expresión en función de la resistencia del material a la compresión, f_m , del espesor de la bóveda, t , y de la excentricidad entre la línea de presiones y el eje centroidal del espesor, e .

$$P_R = f_m(0.8t - 2e) \quad (14)$$

Bóvedas semiesféricas y cúpulas

Una manera aproximada de estimar los esfuerzos que actúan en algún elemento de este tipo, es empleando las expresiones básicas que definen los esfuerzos de membrana. Dichas expresiones son una herramienta práctica para estimar las acciones internas principales. A continuación se muestran las expresiones básicas para el cálculo de las fuerzas meridionales y anulares.

Para evaluar la magnitud de las fuerzas meridionales, T , es necesario calcular el radio del meridiano, R , y el ángulo, ϕ , que forma el radio, en el punto de interés, con la vertical como se ilustra en la figura 4.8, de acuerdo con dicha figura.

$$R = \frac{a^2 + f^2}{2f} \quad (15)$$

$$\text{Sen}\phi = \frac{a}{R} \quad (16)$$

donde, a y f son el radio de la base y flecha de la bóveda, respectivamente.

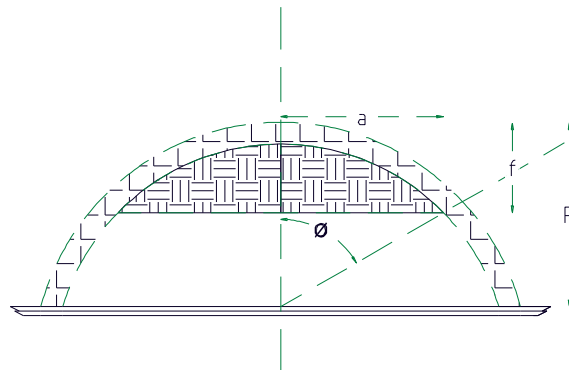


Figura 4.8 Datos geométricos para calcular los esfuerzos que obran en una bóveda semiesférica rebajada (Rivera, 1997)

Conocido el peso por unidad de área de la bóveda, W , así como los parámetros anteriores la fuerza meridional por unidad paralelo, T , queda definida por la siguiente expresión:

$$T = \frac{WR}{1 + \cos\phi} \quad (17)$$

En el caso particular de una bóveda semiesférica la fuerza, T , en el arranque vale el doble que en la clave, dado que:

$$\text{Si } \phi = 0^\circ; T = \frac{WR}{2}$$

$$\text{Si } \phi = 90^\circ; T = WR$$

La fuerza anular, H_0 , definida por unidad de meridiano queda expresada por:

$$H_0 = WR \left(\frac{\cos^2\phi + \cos\phi - 1}{1 + \cos\phi} \right) \quad (18)$$

Donde cada uno de los parámetros que intervienen en esta ecuación tienen el mismo significado que las definidas para la fuerza meridional.

Los esfuerzos anulares pueden ser de compresión y de tracción, para saber dónde se provoca el cambio de signo es necesario determinar el plano neutro. Dicho plano se puede obtener haciendo $H_0 = 0$ en la expresión 18, de esta manera se obtiene que el ángulo donde se encuentra dicho plano es $\phi = 51.49^\circ$.

En la bóveda semiesférica se tiene que:

$$\text{Si } \phi = 0^\circ; H_0 = \frac{WR}{2} \quad \text{compresión en la clave}$$

$$\text{Si } \phi = 90^\circ; H_0 = -WR \quad \text{tracción en el arranque}$$

En este análisis se considera que los esfuerzos positivos son de compresión.

Las fuerzas de membrana por unidad de longitud en las cúpulas se distribuyen de la misma manera que las bóvedas semiesféricas; es decir, a través de meridianos y paralelos. En el caso de las cúpulas estas fuerzas se ven afectadas por la presencia de la abertura que se realiza en sus claves para permitir iluminación al interior del templo.

Para tomar en cuenta la influencia de la abertura, en el comportamiento estructural de la cúpula, Gómez (1979), propone las siguientes expresiones:

$$\text{Fuerza meridional } T = WR \frac{\cos\phi_0 \cos\phi}{\sin^2\phi} \quad (19)$$

$$\text{Fuerza anular } H_0 = WR \left(\text{Cos}\phi - \frac{\text{Cos}\phi_0 - \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right) \quad (20)$$

Donde los ángulos que intervienen en estas expresiones se miden con respecto a un eje que pasa tangente al hueco como se indica en la figura 4.9b.

Para definir el plano neutro, se debe cumplir que las fuerzas anulares sean nulas; es decir, que $H_0 = 0$. En el caso de las bóvedas semiesféricas se vio que esta situación se da cuando el ángulo $\phi = 51.49^\circ$, sin embargo en este caso dicho ángulo cambia y queda en función de las dimensiones de la abertura en la clave de la cúpula. Cuando no existe el orificio la expresión 20 resulta equivalente a la expresión 18.

Para considerar el efecto de la linternilla, P , que soportan estas cubiertas, en la misma referencia se plantea que el peso de la linternilla se puede considerar como una carga concentrada en la clave y ante dicha sollicitación las fuerzas meridionales y anulares son de la misma magnitud aunque de signo contrario; las meridionales siempre son de compresión mientras que las anulares son de tracción en toda la superficie, la expresión propuesta para evaluar estas fuerzas es la siguiente:

$$T = -H_0 = \frac{P}{R} \frac{1}{2\pi \text{Sen}^2\phi} \quad (21)$$

Esta expresión el ángulo, ϕ , se mide con respecto a la vertical como se ilustra en la figura 4.9c; es decir, como si no existiera la abertura (figura 4.8).

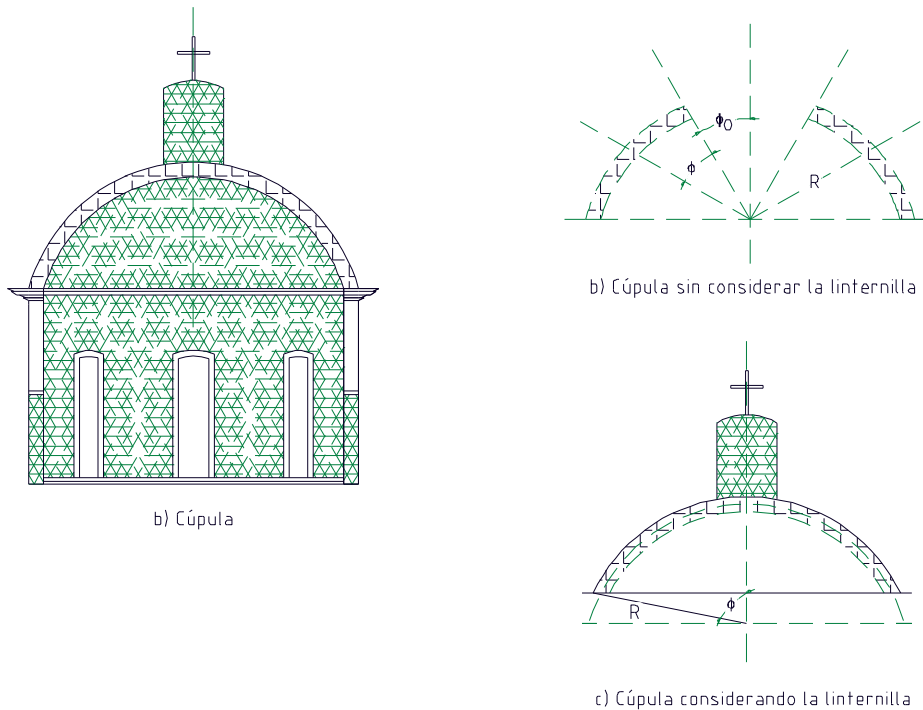


Figura 4.9 Datos geométricos para calcular los esfuerzos en cúpulas (Rivera, 1997)

Para calcular los esfuerzos de membrana en estos elementos, basta con dividir la fuerza por unidad de longitud entre el espesor de la cubierta. Estas expresiones constituyen una herramienta práctica para evaluar su comportamiento estructural. Sin embargo no se debe perder de vista que las hipótesis en las que se basa pueden diferir en un caso real dependiendo de las particularidades que presente.

4.2.2 Métodos avanzados

Para fines de análisis estructural, el ingeniero necesita desarrollar modelos del comportamiento mecánico de los materiales, así como modelos estructurales de las construcciones. Los modelos de comportamiento mecánico de los materiales pueden variar ampliamente, desde los muy complejos y detallados, hasta los simples y aproximados. Los modelos detallados permiten estimar el comportamiento de las estructuras, siempre y cuando los parámetros del modelo, las condiciones de frontera de la estructura y las cargas se conozcan con una buena precisión. Estos modelos pueden representar todas las características esenciales del comportamiento estructural y también muchas que no pueden ser fundamentales en la práctica. Los modelos detallados son adecuados en la evaluación de monumentos, por ejemplo, en donde es posible realizar campañas extensivas de caracterización de los materiales. En el otro extremo, los modelos de material muy simplificados producen información limitada y aproximada acerca del comportamiento estructural. Sin embargo, esta información puede ser suficiente en cantidad y calidad, cuando la información que se dispone acerca de las propiedades mecánicas del material, las condiciones de apoyo y las cargas es igualmente aproximada. Este es el caso, por ejemplo, de edificios de mampostería en centros históricos cuando se evalúa la vulnerabilidad sísmica en conjunto.

Cuando se tienen estructuras con geometría compleja, como es el caso de las construcciones históricas, es fundamental el uso de las herramientas analíticas avanzadas, que a través de una modelación adecuada de la geometría y el material de construcción, se pueden satisfacer las hipótesis básicas de análisis: equilibrio, comportamiento mecánico del material y compatibilidad de deformaciones. En este sentido la modelación mediante elementos finitos es una opción viable para analizar geometrías complejas tanto en el régimen de comportamiento lineal como no lineal. De igual forma se tiene la modelación de con base en elementos rígidos que está pensado para edificios históricos, el cual pretende optimizar el tiempo-computadora, para el caso de analizar construcciones muy masivas como las catedrales.

4.2.2.1 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos, es un método numérico para la solución de problemas de ingeniería comúnmente empleado para la resolución de problemas que involucran un alto grado de complejidad, de matemáticas aplicadas, así como las físico-matemáticas, ya que la gran mayoría de los problemas que se presentan en estas áreas, comúnmente involucran geometrías complejas (figura 4.10), cargas no distribuidas y determinación de propiedades de

los materiales, por lo que generalmente no es posible obtener una solución analítica directamente de expresiones matemáticas.

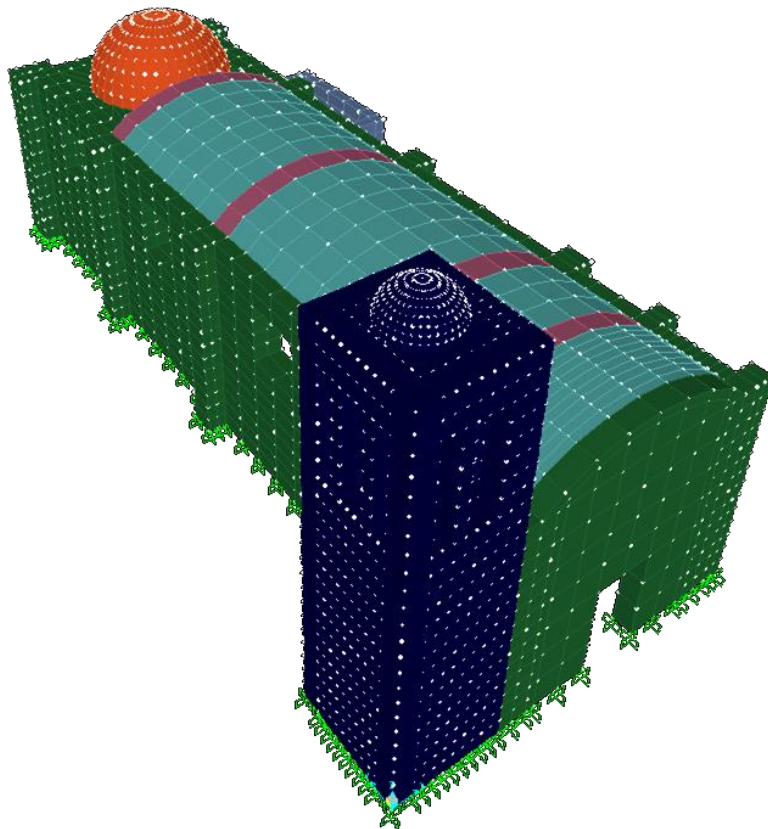


Figura 4.10 Modelo de elementos finitos de la parroquia de Santa María Nativitas

4.2.2.2 Método de elementos rígidos

El método de elementos rígidos (MER), es un método de análisis simplificado que toma en cuenta las características inelásticas de la mampostería. En este método se discretiza la estructura de mampostería en elementos rígidos. Los elementos rígidos representan grandes porciones de mampostería y en los lados de conexión se concentran las deformaciones y los esfuerzos. El método toma en cuenta una ley histerética degradante, con la que se representa el comportamiento frágil de la mampostería. Esto conlleva a tener menos grados de libertad, en comparación con métodos más precisos, como el MEF (Método de Elementos Finitos) no-lineal, por ejemplo, lo cual permite realizar análisis en menos tiempo, tanto computacional, como de preparación de datos e interpretación de resultados.

El MER introduce varias simplificaciones para el estudio estructural de construcciones de mampostería. En este método las estructuras se consideran como un ensamble de elementos rígidos cuadriláteros. La cinemática de cuerpo rígido de los elementos incluye dos desplazamientos lineales y una rotación (figura 4.11). Los elementos rígidos se unen entre sí mediante tres puntos de conexión (resortes inelásticos), dos axiales, separados entre ellos para

tomar en cuenta un par de fuerzas, mientras que el tercer punto es una unión de cortante, colocado al centro de la conexión (figura 4.12).

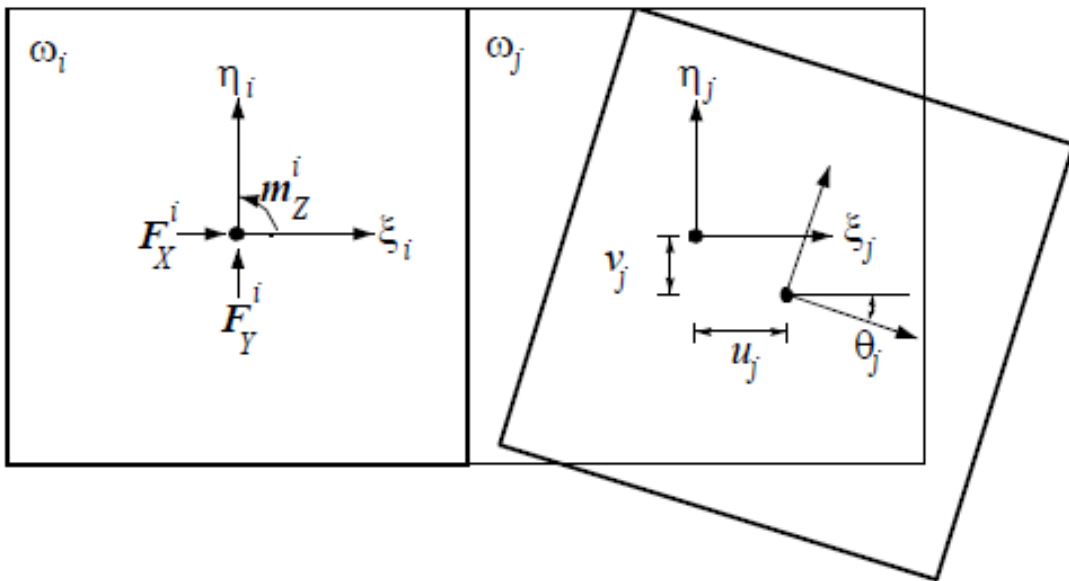


Figura 4.11 Fuerzas y desplazamientos de los elementos rígidos (Peña, 2007; Roeder, 2007; Orduña, 2007)

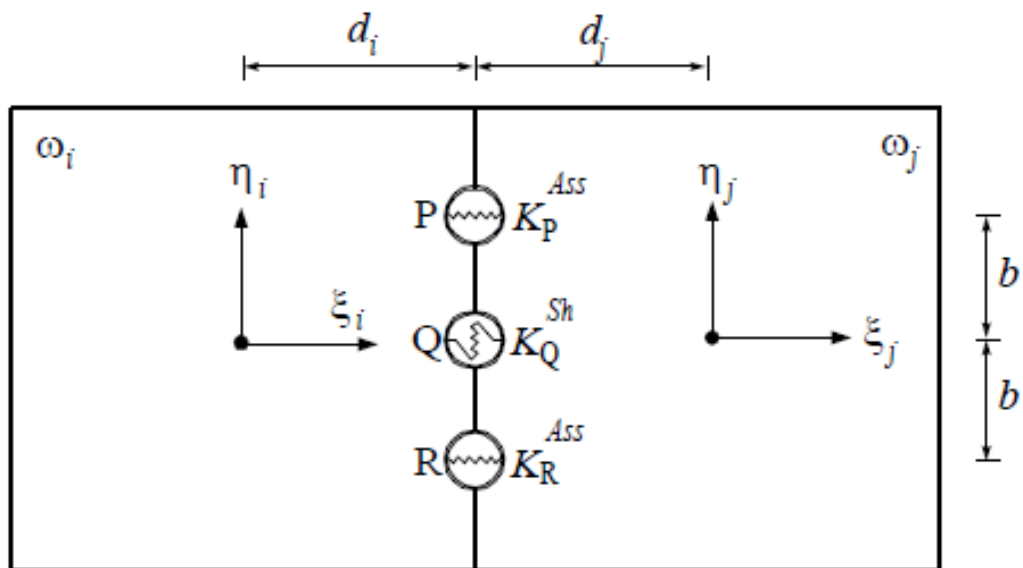


Figura 4.12 Conexión de dos elementos rígidos (Peña, 2007; Roeder, 2007; Orduña, 2007)

En el planteamiento de este método, la mampostería se considera como un material deformable, pero esta deformación se concentra en los puntos de conexión, mientras que el elemento en sí es indeformable (rígido). Los puntos de conexión se encuentran cinemáticamente desacoplados entre sí, sin embargo, desde el punto de vista mecánico, se encuentran acoplados entre ellos mediante las leyes constitutivas del material. En otras palabras, los puntos de conexión representan las características mecánicas del material, pero al mismo tiempo representan la capacidad del modelo para tomar en cuenta la separación o deslizamiento entre elementos.

Un modelo de elementos rígidos puede ser considerado como semi-continuo. En un modelo continuo existe continuidad y compatibilidad entre los elementos que comparten el mismo nodo; mientras que en un modelo discontinuo, los elementos son capaces de separarse o deslizarse entre sí. En el MER puede existir un movimiento relativo entre dos elementos (separación o deslizamiento); sin embargo, las conectividades iniciales del modelo no cambian durante el análisis, y existe una continuidad relativa. De hecho, pueden representarse separación, deslizamiento o superposición entre los elementos adyacentes, que numéricamente significan tensión, cortante y compresión en los puntos de conexión, respectivamente. Se supone que cada elemento es independiente en su movimiento, ya que las estructuras de mampostería no pueden ser consideradas continuas, debido a que parte de su deformación se deriva de un movimiento relativo entre los elementos; sin embargo, sigue existiendo una relación entre los esfuerzos y las deformaciones. Las conectividades iniciales no cambian durante el análisis para optimizar el tiempo de cómputo.

4.3 Métodos simplificados vs métodos avanzados

Debido a la complejidad de la geometría y las características mecánicas del material de las construcciones históricas, éstas se deben analizar con métodos avanzados que permiten tener una mejor estimación de la respuesta estructural ante diferentes acciones externas. Sin embargo para efectos de llevar a cabo una evaluación de la seguridad estructural más simplificada y rápida, de tal forma, que un mayor número de ingenieros de la práctica se involucren en los trabajos de rehabilitación de este tipo de inmuebles, los métodos avanzados dejan de ser atractivos, aunque son necesarios por lo previamente expuesto. Por lo anterior sería deseable contar con métodos simplificados que permitan de manera más práctica evaluar el comportamiento estructural de los diferentes elementos estructurales que conforman a estas construcciones, basado en la medida de lo posible que sus resultados sean cercanos a los que se obtienen con métodos avanzados.


Posiblemente los métodos simplificados no den lugar a emitir un dictamen confiable en los casos en donde se tenga una condición crítica e incertidumbre en cuanto a la capacidad de carga y la distribución de las acciones externas, lo cual amerita el uso de un método avanzado, no obstante un método simplificado puede servir para realizar una evaluación preliminar rápida sobre la seguridad estructural del edificio y con base a ello determinar si es suficiente con dicha valoración o en su defecto amerita un análisis más detallado con un método sofisticado.

4.4 Propuesta de evaluación simplificada de la seguridad estructural

Con el propósito de que el ingeniero de la práctica disponga de una herramienta básica para la revisión preliminar de la seguridad estructural de una construcción histórica, se propone un formato con base en los criterios simples descritos anteriormente para evaluar varios aspectos relacionados con la estabilidad estructural.

El formato que se presenta a continuación (tabla 4.1), será ejemplificado en el capítulo 5.

Tabla 4.1 Resumen de la evaluación estructural simplificada

	CÉDULA DE EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS Edificio histórico: _____ Ubicación: _____	
EVALUACIÓN	RESULTADO	OBSERVACIONES
Carga vertical (CV)		
Carga sísmica (CS)		
Empuje de cubierta (EC)		
Hundimientos de terreno (HT)		

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN A LA PARROQUIA DE SANTA MARÍA NATIVITAS

En este capítulo se ilustra la aplicación de los métodos simplificados y avanzados en la evaluación de un edificio histórico, con objeto de reflexionar sobre la bondad de los resultados obtenidos con el primero de los métodos en comparación con los métodos sofisticados; con lo cual se busca explorar criterios simples para la revisión estructural de este tipo de inmuebles sin tener que realizar modelos elaborados que llevan mucho tiempo para poder permitir un diagnóstico sobre la seguridad estructural.

La aplicación antes referida se hace a la parroquia de Santa María Nativitas, con la cual se puede mostrar el procedimiento a seguir en la evaluación estructural de este tipo de construcciones. De esta forma se inicia con la descripción de un preámbulo histórico para posteriormente comentar la ubicación y las características físicas del edificio, de igual manera es importante tener una inspección visual para que finalmente se pueda emprender la evaluación estructural ya sea con un método simplificado o avanzado.

5.1 Preámbulo histórico

El sitio que actualmente ocupa la colonia de Santa María Nativitas, antes de la llegada de los españoles pertenecía a los territorios de la región Tapaneca, aunque el origen de esta población se remonta muchos siglos antes, cuando era habitada por pobladores otomíes, (Gutiérrez, 2011).

El nombre original de santa María fue Tepantitla, al someterse a la triple alianza cambiaron su nombre para adoptar el de la lengua náhuatl que le fue asignado. Una vez que se llevó a cabo la conquista de la gran Tenochtitlán y los españoles se establecieron en lo que sería la nueva España, realizaron la repartición y organización de las tierras.

Los indios fueron distribuidos en encomiendas después de haberse realizado estudios rápidos para conocer las características de cada sitio y el número de pobladores. Así fue como se dividió el territorio tapaneca por ser una área muy extensa; quedó repartida en tres partes: Cuautitlán, Tacuba y Coyoacán. La zona que nos ocupa se ubica en la parte que corresponde a Tacuba.

Los españoles crearon un sistema político basado en la forma de organizarse de los indígenas antes de la conquista; esto es referente a que había pueblos que tributaban a los Tlatoque de aquellos que los dominaban. Durante la colonia esto se tradujo en el sistema de cabecera-sujeto.

La cabecera era la capital de un distrito que abarca cierto número de sujetos. Estos pueblos subordinados debían tributos, servicios y otras obligaciones a los funcionarios de la cabecera. Debido al poderío de pueblo de Tlacopan, integrante de la triple alianza éste fue nombrado inmediatamente cabecera.

En 1526, Isabel Moctezuma recibió de Hernán Cortes la encomienda del pueblo de Tacuba y sus sujetos. Esta encomienda fue donada a perpetuidad, lo que indica que sus descendientes también gozaron de los tributos del pueblo de Tacuba. En 1560 la encomienda de Tacuba tenía 2700 tributarios.

Además de la organización político-administrativa, también se dividió a los pueblos de manera eclesiástica para tener un mejor control de las actividades evangelizadoras. La jurisdicción parroquial era llamada doctrina, consistía en un pueblo principal (cabecera de doctrina) donde se ubicaba la parroquia y la casa clerical, y una serie de pueblos alrededor llamados visitas.

Al iniciarse la conquista espiritual por los Franciscanos, se fundó en Tacuba el convento de San Gabriel desde donde se comenzó a evangelizar los pueblos aledaños. Esto quiere decir que Tacuba fue cabecera de doctrina y tuvo varios pueblos de visita en los que se oficiaba misa cada semana, uno de ellos fue Santa María Nativitas.

En los pueblos de visita los frailes construyeron pequeñas capillas con materiales perecederos ayudados por la mano de obra indígena. Probablemente eso también sucedió en Nativitas, donde seguramente la iglesia fue construida con madera, ladrillos y algún material neutralizado. Estas edificaciones eran muy sencillas, con escasos ornamentos y muy pequeñas, ya que se usaban únicamente cuando los frailes encargados iban de visita a ofrecer los sacramentos. La construcción de iglesias de visita no dependía de los fondos reales, así que en el momento en que la cabecera no requiriera la mano de obra se podían llevar a cabo esas obras.

El templo de san Bartolomé Naucalpan fue fundado por los franciscanos entre 1600 y 1750, probablemente, como resultado de una congregación de indios. Ya en 1741 se le menciona como un pueblo sujeto a Tacuba que además contaba con trece barrios dependientes de él, entre ellos Santa María Tepantitlan.

Como en todos los pueblos de nuestro país, en Nativitas existe una historia que ha ido pasando de generación en generación. Esta leyenda habla de que originalmente en que el pueblo se encontraba en un lugar distinto al actual, en un terreno al que llamaban La Virgen en la colonia modelo. Se dice que este lugar se inundaba constantemente debido a esto fue abandonado. Cuando los pobladores se trasladaron al lugar que ocupan hoy, tuvieron miedo de que su capilla fuera robada junto con las imágenes valiosas que en ella se encontraban. Por esta razón decidieron demolerla y llevar esas piedras para construir con ellas una nueva iglesia, la que ahora se puede ver. Esta edificación tiene una piedra con la fecha de 1660 labrada; probablemente esta sea la fecha de su construcción.

Lo anterior es una historia que cuentan los habitantes del pueblo, aunque por desgracia ya no queda nadie que lo haya vivido. Sin embargo, de acuerdo con Gibson y Gerhard, Santa María Nativitas formó parte de los centros de congregación del programa iniciado a principios del siglo XVII en el que se ordenó la concentración de las poblaciones de toda la región de Tlalnepantla en distintas locaciones. Esto podría explicar el por qué se trasladó la iglesia,

siendo posible sumado a las inundaciones que sufría el pueblo en su ubicación original, ya que en algunos casos las congregaciones sirvieron no solo para juntar a la población si no para ubicarla en sitios más benéficos.

La ubicación de este pueblo es privilegiada ya que se encuentra cerca del río de los Remedios lo que aunado a la tierra fértil con la que cuenta, fue un factor relevante para desarrollar su carácter agrícola, se sembraba maíz, trigo, frijol, cebada y chícharo.

Las grandes haciendas del Valle de México surgieron mediante otorgación legal, consolidación, expansión, compra, composición y denuncia. Durante la segunda mitad del siglo XVII se habla de la existencia de 60 haciendas en los altos de Tacuba, Tlalnepantla, Azcapotzalco y los Remedios. Una de estas haciendas colindaba con las tierras del pueblo, la de Echegaray.

La hacienda de Echegaray originalmente se llamó de San Nicolás e inició por una merced real otorgada a Juana Rodríguez en 1565 conformada por una caballería de tierra. Esta propiedad fue una de las más importantes y grandes de la zona, siendo valuada en 1793 en 309,508 pesos.

Con la introducción del ferrocarril durante el porfiriato llegó un gran avance a Naucalpan ya que una de las líneas pasaba por este municipio en su camino de México a Morelia. Los molinos ubicados en esta demarcación aprovechan el paso del tren para enviar sus productos a la ciudad de México. En Santa María hubo quejas ya que las vías del tren interrumpían el paso de carros y personas.

En 1916 se realizó un inventario de los bienes que había en las iglesias de Naucalpan. En el caso de Santa María se enlistaron objetos que aún se conservan, lo cual nos indica que son muy antiguos, entre ellos la imagen de la preciosa sangre y la de la Virgen de los Dolores.

Durante el siglo XX y hasta nuestros días, la iglesia ha sufrido varios cambios. Entre ellos la sustitución del techo de la bóveda catalana por una bóveda de cañón corrido construida con concreto armado en 1950 y la construcción de una torre de campanario del mismo material el mismo año, también se refundió la campana que se usaba para llamar a misa. De acuerdo con datos otorgados por don José González, nativo del pueblo, en algún momento nació en el muro de la torre de un árbol que lo fracturo, así fue como él se dio cuenta de que las piedras se encontraban pegadas con alguna mezcla de lodo; actualmente este muro presenta irregularidad en la mampostería que lo conforma.

Otra situación que se presentó entre 1930 y 1950 fue el desfase del arco toral, para solucionarlo se insertó una varilla a todo lo ancho de la nave que lo sujetó por el exterior con un par de cruceros de acero con la finalidad de evitar que los muros se abrieran en la parte superior. Con la sustitución de la cubierta, este implemento dejó de funcionar ya que se colocaron traveses en la azotea para soportar la bóveda.

La iglesia de santa María Nativitas se convirtió en Parroquia en 1970 y tomó el nombre de la Preciosa Sangre por la preciada imagen que se ha venerado en ella desde mucho tiempo atrás y que aún se aloja en este inmueble. En esta década y con la llegada del nuevo párroco, se hicieron algunos trabajos de remodelación como el camino que rodea al edificio y la re-nivelación del jardín para lo cual fueron exhumados los restos del panteón que aún se encontraba ahí.

5.2 Ubicación y descripción de la construcción

La parroquia de Santa María Nativitas actualmente se encuentra ubicada en Cuauhtémoc No. 3, Col. Santa María Nativitas, C.P. 53020 Naucalpan, Estado de México. El templo está formado prácticamente por una “nave” principal, rectangular en planta, en la fachada principal se encuentra una torre campanario (figura 5.1).



Figura 5.1 Parroquia de Santa María Nativitas (Peña, Rivera y Arce, 2010)

El sistema de cubierta es de superficie curva: bóveda de cañón corrido y una cúpula. La altura de la construcción hasta la nave principal es de 7.40 m, con un ancho de 7.60 m, la altura de la cúpula es de 9.08 m, mientras que la altura del campanario alcanza los 13.28 m.

5.3 Inspección visual

La conservación de inmuebles históricos es una tarea que requiere de una observación y supervisión continua. Existen acciones relativamente sencillas que se pueden llevar a cabo para mantener al monumento en buen estado; sin embargo, también hay daños que el edificio ha sufrido durante largo tiempo y que requieren de la intervención de un especialista.

Haciendo una radiografía sobre el estado que guarda el inmueble se puede comentar lo siguiente: no tiene daños la cimentación; algunos de los muros presentan grietas verticales, con desprendimiento de aplanado; se aprecia deterioro en las juntas de los arcos, de la bóveda

cañón y las columnas; en los entrepisos se observa la duela de madera en mal estado (Gutiérrez, 2011).

Para determinar el estado actual del inmueble fue necesaria la realización de una serie de levantamientos, el resultado de los mismos se resume en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Inspección visual de deterioros de la Parroquia de Santa María Nativitas (Gutiérrez, 2011)

Elementos	Causas del deterioro
1. Cimentación	Aparentemente no se encuentran este tipo de daños
2. Muros	Grietas verticales y grietas en juntas
3. Arcos	Juntas dañadas y erosión
4. Platabandas	Erosión
5. Columnas, pilares y pilastras	Deterioro por agentes biológicos, químicos y sociales
6. Entrepisos	Duela de madera en mal estado
7. Cubiertas y cúpulas	No aplica
8. Cubiertas y bóvedas	Aparentemente no existen daños en esta área
9. Aplanados	Por desprendimiento de los mismos

5.4 Evaluación simplificada de la seguridad estructural

5.4.1 Evaluación sísmica

Para obtener las dimensiones de los muros, columnas y algunos otros elementos estructurales de la Parroquia de Santa María Nativitas, se empleó el plano que se muestra en la figura 5.2.

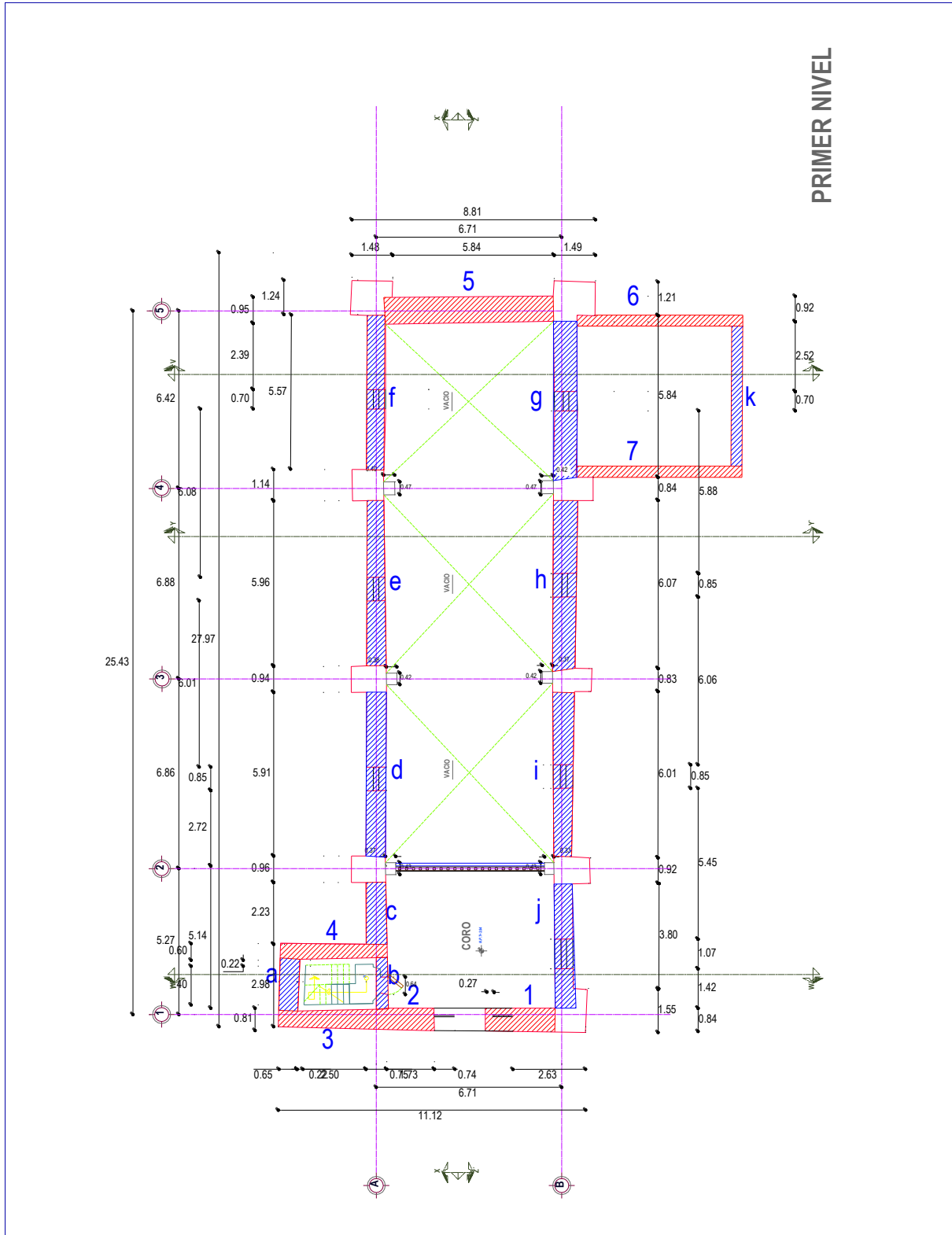


Figura 5.2 Esquema de plano arquitectónico 1 (Gutiérrez, 2011)

En este tipo de inmuebles es difícil conocer las propiedades mecánicas de los materiales que lo conforman, por lo que para tener una referencia sobre dichas propiedades se consultó el trabajo de Rivera (1997), del cual se obtuvo la siguiente información:

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Mampostería	
Propiedades	Magnitud
Módulo de Young E (kg/cm ²)	21,237
Coefficiente de Poisson ν	0.2
Peso volumétrico γ (kg/cm ²)	2,000
Factores de reducción F_R	0.6 ó 0.7
Módulo de cortante G (kg/cm ²)	8848.75
Esfuerzo cortante máximo V_{max} (kg/cm ²)	6.43
Resistencia a la compresión f_m (kg/cm ²)	32.52

De acuerdo con las NTC-Mampostería 2004, las resistencias deberán reducirse por un factor de Resistencia (F_R). Se acepta aplicar estos valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado y satisface el Apéndice Normativo A. Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

En muros sujetos a compresión axial

$F_R = 0.6$ para muros confinados o reforzados interiormente.

$F_R = 0.3$ para muros no confinados ni reforzados interiormente

En muros sujetos a fuerza cortante

$F_R = 0.7$ para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior

$F_R = 0.6$ para muros no confinados ni reforzados interiormente

En la página 43 de este documento se menciona que la aplicación del Método Simplificado no es garantía para revisar la seguridad estructural, sin embargo la distribución de muros de este templo se ajusta a las hipótesis de comportamiento del Método Simplificado de las NTC-Sismo-2004 por lo cual es factible aplicarlo.

El método consiste en calcular la Resistencia a cortante que ofrece cada uno de los muros, para posteriormente evaluar la Resistencia total que ofrece la planta del edificio en las direcciones principales (X y Y).

Para obtener el dimensionamiento del inmueble se consultó el trabajo de Gutiérrez (2011), de la cual se obtuvo la siguiente información:

Tabla 5.3. Dimensiones de elementos estructurales (muros) en la dirección “X” y “Y”

Muros (X)	A _t (m ²)	Muros (Y)	A _t (m ²)
a	1.30	1	2.20
b	0.80	2	1.65
c	1.60	3	2.30
d	4.20	4	2.00
e	3.90	5	5.74
f	3.40	6	2.40
g	4.71	7	2.90
h	5.20		
i	4.25		
j	3.20		
k	3.40		

Resistencia a cortante en muros de mampostería en dirección V_{RX}:

Ejemplo de cálculo de la resistencia a cortante de un muro.

Datos del muro “a” en dirección V_{RX}:

$$A_t = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_{\max} = 6.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = 0.7$$

Cálculo del cortante resistente del muro “a”:

$$\left(6.43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \left(\frac{1 \text{ t}}{1000 \text{ kg}}\right) \left(\frac{10000 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}^2}\right) = 64.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$V_{RX} = (1.30 \text{ m}^2) \left(64.3 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right) (0.6) = 50.15 \text{ t}$$

$$V_{RX} = 50.15 \text{ t}$$

Tabla 5.4. Valores del cortante resistente en dirección V_{RX}

Muro	A_t (m ²)	V_m (t/m ²)	F_R	V_X (t)
a	1.30	64.3	0.6	50.15
b	0.80	64.3	0.6	30.90
c	1.60	64.3	0.6	61.70
d	4.20	64.3	0.6	162.10
e	3.90	64.3	0.6	150.50
f	3.40	64.3	0.6	131.20
g	4.70	64.3	0.6	181.70
h	5.20	64.3	0.6	200.60
i	4.25	64.3	0.6	163.90
j	3.20	64.3	0.6	123.40
k	3.40	64.3	0.6	131.20
			Σ	1,386.30 t

Resistencia a cortante en muros de mampostería en dirección V_{RY} :

Tabla 5.5. Valores del cortante resistente en dirección V_{RY}

Muro	A_t (m ²)	V_m (t/m ²)	F_R	V_Y (t)
1	2.20	64.3	0.6	84.90
2	1.65	64.3	0.6	63.65
3	2.30	64.3	0.6	88.75
4	2.00	64.3	0.6	77.20
5	5.74	64.3	0.6	221.50
6	2.40	64.3	0.6	92.59
7	2.90	64.3	0.6	111.90
			Σ	740.50 t

Cálculo del peso total de los muros en la dirección V_{RX} :

Datos del muro “a” en dirección V_{RX}

$$A_t = 1.30 \text{ m}^2$$

$$H = 11.20 \text{ m}$$

Calculo del peso del muro “a” (W):

$$V = 1.30 \text{ m}^2 (11.20 \text{ m}) = 14.50 \text{ m}^3$$

$$\gamma_m = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

donde:

$$\gamma_m = \text{Peso específico del material, t/m}^3$$

$$W_m = \text{Peso total del elemento, t}$$

$$V_m = \text{Volumen total del material, m}^3$$

$$W_m = V_m \gamma_m$$

$$W_m = 14.50 \text{ m}^3 (2.0 \text{ t/m}^3) = 29.00 \text{ t}$$

$$W_m = 29.00 \text{ t}$$

Tabla 5.6. Valores del peso (W) de los muros en la dirección V_{RX}

Muro	A _t (m ²)	H (m)	V (m ³)	γ_m (t/m ³)	W (t)
a	1.30	11.20	14.50	2.0	29.00
b	0.80	11.20	8.95	2.0	17.90
c	1.60	7.40	11.85	2.0	23.70
d	4.20	7.40	31.10	2.0	62.20
e	3.90	7.40	28.90	2.0	57.80
f	3.40	7.40	25.20	2.0	50.40
g	4.70	7.40	34.80	2.0	69.60
h	5.20	7.40	38.50	2.0	77.00
i	4.25	7.40	31.45	2.0	62.90
j	3.20	7.40	23.70	2.0	47.40
k	3.40	4.60	15.60	2.0	31.30
				Σ	529.20 t

Cálculo del peso total de los muros en la dirección V_{RY}:

Tabla 5.7. Valores del peso (W) de los muros en la dirección V_{RY}

Muro	A _t (m ²)	H (m)	V (m ³)	γ_m (t/m ³)	W (t)
1	2.20	7.40	16.30	2.0	32.60
2	1.65	7.40	12.20	2.0	24.40
3	2.30	11.20	25.80	2.0	51.60
4	2.00	11.20	22.40	2.0	44.80
5	5.74	7.40	42.50	2.0	85.00
6	2.40	4.00	9.60	2.0	19.20
7	2.90	4.00	11.60	2.0	23.20
				Σ	280.80

Algunas dependencias se han dado la tarea de hacer una regionalización sísmica del territorio mexicano, en función de la aceleración del terreno, y que tan frecuentes son los sismos en dicha región. Una de estas, es la regionalización que propone la Comisión Federal de Electricidad CFE, la cual se utiliza en este trabajo, y se muestra en la figura 5.3.

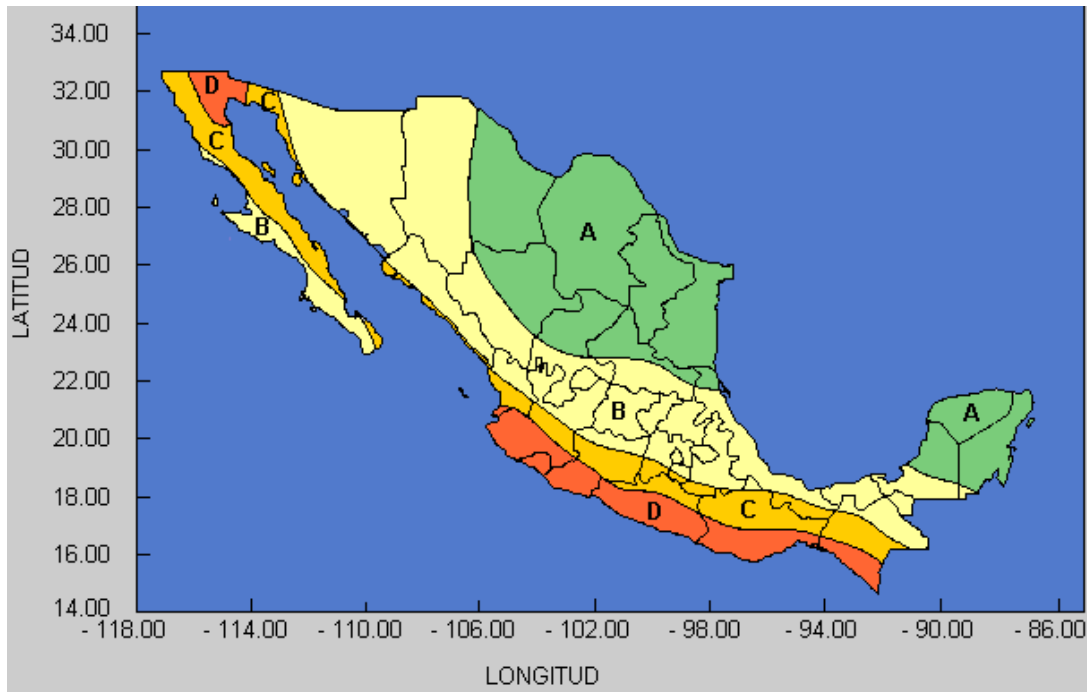


Figura 5.3 Regiones sísmicas de la República Mexicana CFE-1993

Esta regionalización está compuesta por las regiones A, B, C y D; en donde la zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por las altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo (Servicio Sismológico Nacional SSN, 2012). El municipio de Naucalpan de Juárez se localiza en la zona B, una zona intermedia.

Una vez que se conoce la regionalización sísmica, esta nos brinda la posibilidad de analizar o diseñar edificaciones según su ubicación, porque con esto es posible construir espectros de diseño que nos van a predecir, según el periodo natural de vibración de una estructura, a que aceleración estará expuesta esta.

Los espectros de diseño están en función de los valores que se muestran en la tabla 5.8.

Tabla 5.8. Valores para espectro de Diseño Sísmico CFE-1993

Zona sísmica	Tipo de Suelo	c	a ₀	T _a ¹	T _b ¹	r
A	I	0.08	0.02	0.2	0.6	1/2
	II	0.16	0.04	0.3	1.5	2/3
	III	0.20	0.05	0.6	2.9	1
B	I	0.14	0.04	0.2	0.6	1/2
	II	0.30	0.08	0.3	1.5	2/3
	III	0.36	0.10	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.09	0.2	0.6	1/2
	II	0.5	0.13	0.3	1.4	2/3
	III	0.64	0.16	0.6	1.9	1
D	I	0.5	0.13	0.2	0.6	1/2
	II	0.68	0.17	0.3	1.2	2/3
	III	0.86	0.21	0.6	1.7	1
E	I	0.16	0.04	0.2	0.6	1/2
	II	0.32	0.08	0.3	1.5	2/3
	III	0.40	0.10	0.6	3.9	1

En donde:

a₀ = aceleración máxima del terreno;

c = coeficiente sísmico;

T_a y T_b = límite inferior y superior respectivamente de la meseta del espectro;

r = parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales.

Para el caso específico de la Parroquia de Santa María Nativitas, se considera como monumento histórico lo cual nos permite incluirla dentro de la clasificación del grupo A de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles diseño por sismo de la Comisión Federal de Electricidad. Dentro de este grupo se considera que las estructuras requieren un grado de seguridad alto, debido a que si se llegase a presentarse una falla estructural, causaría pérdidas humanas, económicas o culturales importantes.

Para construir el espectro de diseño de edificaciones del grupo A, se recomienda multiplicar los valores de la tabla 5.8, por 1.5 a fin de tener la importancia de la estructura.

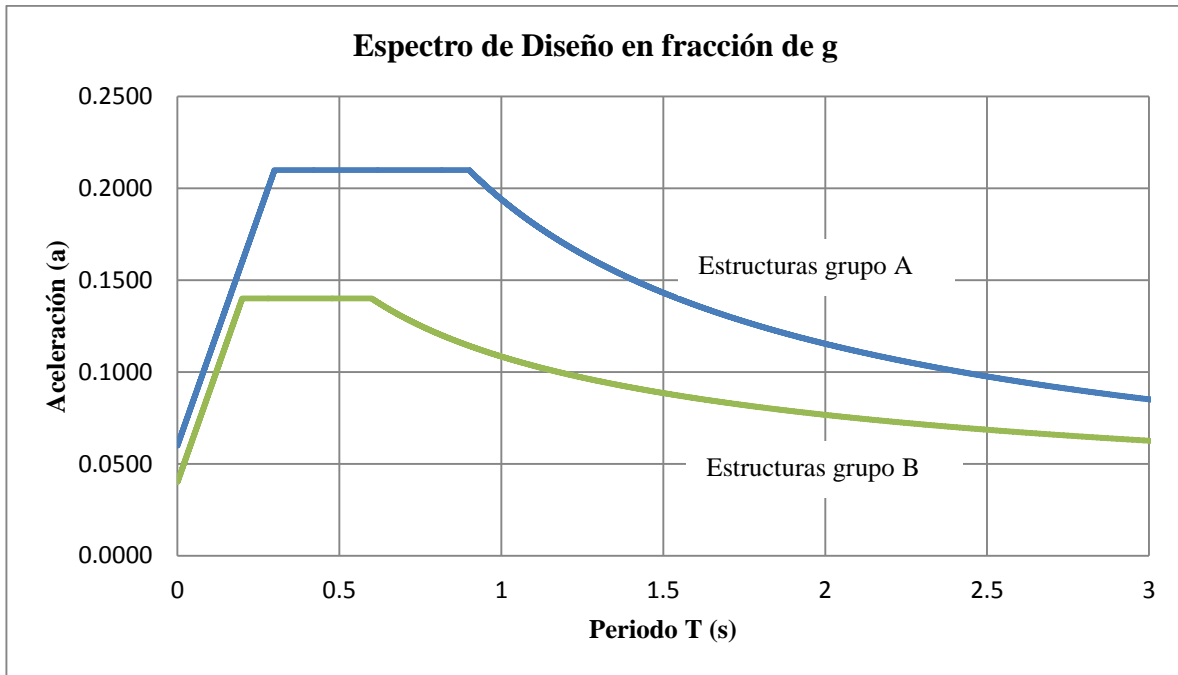


Figura 5.4 Espectro de diseño elástico de acuerdo a CFE-1993

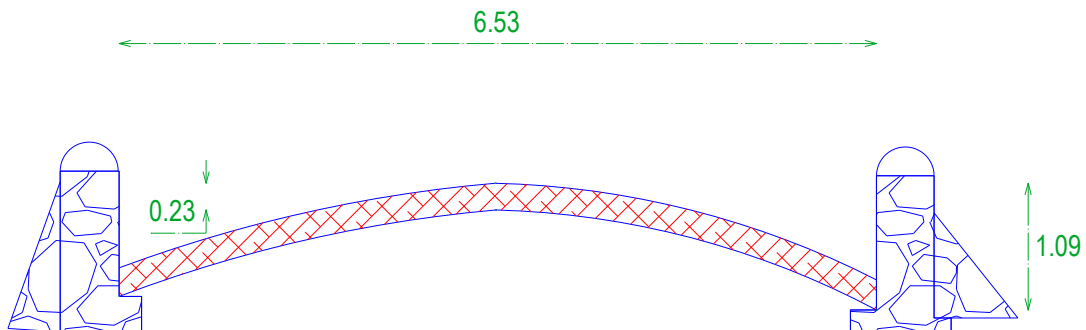
Los criterios utilizados son los siguientes:

$$V_{RX} = V_{RY} = c W$$

Con el método simplificado se toma el valor de la meseta, es decir; $c = 0.21$

Cálculo del peso de la cubierta:

Geometría de la bóveda cañón:



Datos obtenidos del trabajo de Gutiérrez (2011):

$$d = 6.92 \text{ m}$$

$$h = 17.90 \text{ m (longitud de la bóveda)}$$

$$A = 1.60 \text{ m}^2$$

$$V = Ah$$

$$\gamma_m = 2.4 \text{ t/m}^3 \text{ (peso volumétrico del concreto)}$$

Cálculo del peso de la bóveda cañón:

$$V = 1.60 \text{ m}^2 (17.90 \text{ m}) = 28.65 \text{ m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$W_m = V_m \gamma_m$$

$$W_m = 28.65 \text{ m}^3 (2.4 \text{ t/m}^3) = 68.80 \text{ t}$$

Cálculo del peso de las columnas:

$$A = 10.95 \text{ m}^2$$

$$V = 10.95 \text{ m}^2 (7.40 \text{ m}) = 81.03 \text{ m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$W_m = V_m \gamma_m$$

$$W_m = 81.03 \text{ m}^3 (2.0 \text{ t/m}^3) = 162.10 \text{ t}$$

Cálculo del peso de la cúpula:

$$V = 16.80 \text{ m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

$$W_m = V_m \gamma_m$$

$$W_m = 16.80 \text{ m}^3 (2.0 \text{ t/m}^3) = 33.60 \text{ t}$$

Tabla 5.9 Resumen de la bajada de cargas

Sección	Peso (t)
Muros	810.00
Columnas	162.10
Bóveda cañón	68.80
Cúpula	33.60
ΣW	1074.50

Aplicación del método simplificado:

$$\Sigma W = 810.00 + 162.10 + 68.80 + 33.60 = \mathbf{1074.50 \text{ t}}$$

$$V_b = 0.21 (1074.5 \text{ t}) = 225.65 \text{ t}$$

$$V_b = 225.65 \text{ t (cortante actuante)}$$

$$V_{R_x} = \mathbf{1386.30} > \mathbf{225.65 \text{ t}}$$

$$V_{R_y} = \mathbf{740.50} > \mathbf{225.65 \text{ t}}$$

$$F_{sx} = \frac{V_{R_x}}{V_a} = \frac{1386.30 \text{ t}}{225.65 \text{ t}} = 6.14$$

$$F_{sy} = \frac{V_{R_y}}{V_a} = \frac{740.50 \text{ t}}{225.65 \text{ t}} = 3.28$$

De acuerdo con los resultados obtenidos del método simplificado, se puede observar que en ambas direcciones de la planta del inmueble ofrece un amplio factor de seguridad por sismo.

Además con el peso total, se puede obtener un parámetro importante para este tipo de estructuras, el esfuerzo medio que actúa en la base de los muros:

$$\sigma_m = \frac{W_T}{A_T}$$

donde:

W_T = Peso total, t

A_T = Área total de los muros que llegan a la cimentación, m²

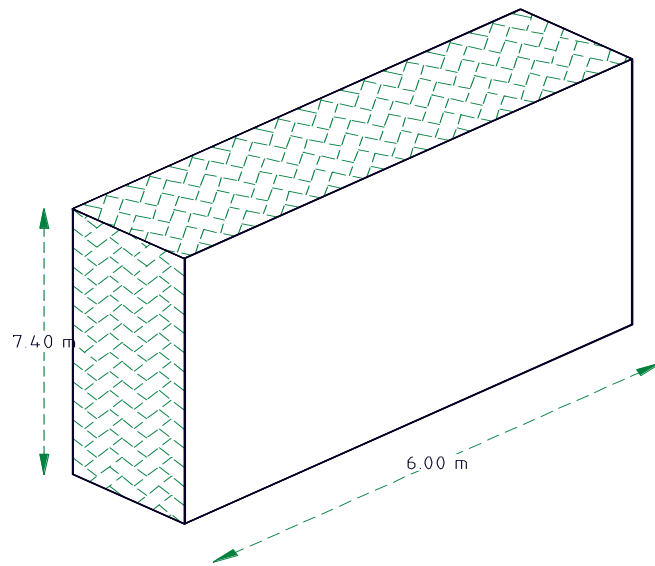
σ_m = Esfuerzo medio que actúa en la base de los muros

$$\sigma_m = \frac{W_T}{A_T} = \frac{1074.50 \text{ t}}{55.15 \text{ m}^2} = 19.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_m = 1.95 \text{ kg/cm}^2$$

5.4.2 Evaluación por carga vertical

Cálculo de la resistencia de un muro de mampostería sometido a una carga vertical, empleando el reglamento UBC-1997.



Datos:

$$H = 7.40 \text{ m}$$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$f_m = 32.50 \text{ kg/cm}^2$$

Reglamento UBC-1997:

$$F_a = 0.20f_m \left[1 - \left(\frac{h}{42t} \right)^3 \right]$$

F_a resistencia permisible a compresión,

f_m resistencia a compresión del material

h y t altura y espesor del muro, respectivamente

$$F_a = 0.20(32.50) \left[1 - \left(\frac{740}{42(60)} \right)^3 \right] = 6.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = 6.33 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente (supuesto) en este tipo de monumentos por carga vertical es del orden del 20% de la resistencia a la compresión, por lo cual el $F_{\text{resistente}} = 6.5 \text{ kg/cm}^2$.

$$F_a = 6.33 \text{ kg/cm}^2 < 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS = \frac{6.50 \text{ kg/cm}}{6.33 \text{ kg/cm}} = 1.02$$

∴ El FS es muy cercano a 1.0, lo que justifica las grietas en la inspección ocular.

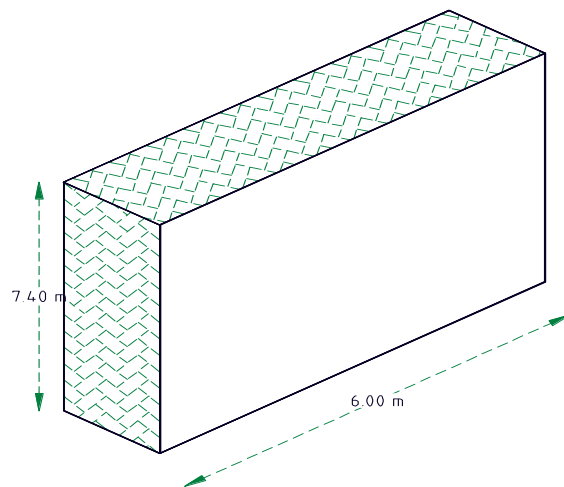
5.4.3 Estabilidad de muros y columnas

En esta parte se pretende establecer criterios tendientes a revisar la estabilidad de muros y columnas ante la acción de empujes laterales, en la dirección perpendicular al muro, por asentamiento de terreno y por la combinación de empuje lateral y hundimiento del terreno. Dichas expresiones fueron tomadas del trabajo de Rivera (1997), con base en relaciones geométricas de muros y columnas, así como de aplicar la estática. A continuación se muestra las revisiones realizadas con dichas expresiones.

Evaluación del desplomo permisible de un muro de mampostería, ante los siguientes efectos:

- a) Asentamientos diferenciales
- b) Empuje de cubierta

Considerando que el muro está fijo en su base y libre en su extremo opuesto



Datos:

$$H = 7.40 \text{ m}$$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 2.0 \text{ t/m}^3$$

$$E = 212,370 \text{ t/m}^2$$

Cálculo del desplomo:

$$I = \frac{L t^3}{12} \quad \therefore \quad I = \frac{(6.00 \text{ m})(0.70 \text{ m})^3}{12} = 0.1715 \text{ m}^4$$

$$t/H = \frac{0.70 \text{ m}}{7.40 \text{ m}} = 0.095$$

a) Cálculo del desplomo ante asentamientos diferenciales:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{3} \left(\frac{t}{H} \right) \quad \therefore \quad \alpha = \tan^{-1} \frac{1}{3} \left(\frac{0.70 \text{ m}}{7.40 \text{ m}} \right) = 1.80^\circ$$

$$\alpha = 1.80^\circ$$

b) Cálculo del desplomo permisible

$$\Delta_{\text{permisible}} = H \text{ sen } \alpha$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = (7.40 \text{ m})(\text{sen } (1.80^\circ)) = 0.23 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.23 \text{ m}$$

c) Cálculo por el desplomo de empuje de cubiertas

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{W t H^2}{18 E I}$$

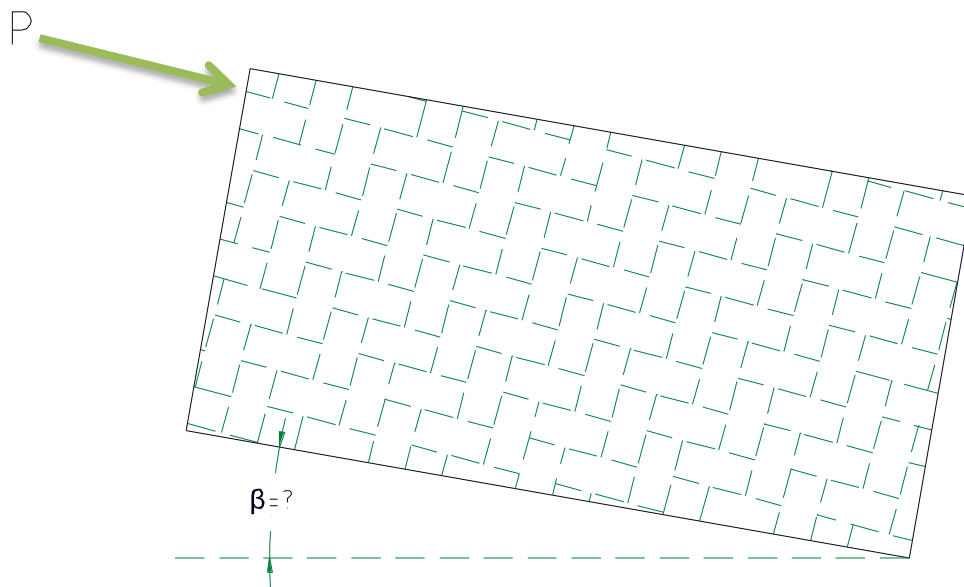
$$W_{\text{muro}} = (0.70 \text{ m})(6.00 \text{ m})(7.40 \text{ m})(2.0 \text{ t/m}^2) = 62.16 \text{ t}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = \frac{(62.16 \text{ t})(0.70 \text{ m})(7.40 \text{ m})^2}{18 (212370 \text{ t/m}^2)(0.1715 \text{ m}^4)} = 0.0035 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{permisible}} = 0.0035 \text{ m}$$

Por efecto de desplomo, el desplazamiento permisible asociado a un posible hundimiento del terreno. Dando lugar a un desplazamiento fuera del plano del muro. La forma de evaluar su valor permisible es calculando que la resultante del peso propio no supere el tercio medio de su espesor. De esta manera se puede establecer que mientras este tipo de muros no alcancen desplomos mayores de 2° o un desplazamiento lateral de 23 cm el muro no presentará problemas generales de estabilidad.

Cálculo del ángulo de giro permisible que puede experimentar el muro del ejercicio anterior, en caso de hundimiento del suelo, considerando que dicho muro está sometido a un empuje supuesto de 0.5 t.



Datos:

$$P_{(\text{supuesto})} = 0.5 \text{ t}$$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

$$H = 7.40 \text{ m}$$

Cálculo del ángulo de giro del piso:

$$\beta = \left[1 - \frac{6 H P}{W t} \right] \tan^{-1} \frac{t}{3 H}$$

$$W_{\text{muro}} = (0.70 \text{ m})(6.00 \text{ m})(7.40 \text{ m})(2.0 \text{ t/m}^2) = 62.16 \text{ t}$$

$$\beta = \left[1 - \frac{6 (7.40 \text{ m})(0.5 \text{ t})}{(62.16 \text{ t})(0.70 \text{ m})} \right] \tan^{-1} \frac{0.70 \text{ m}}{3 (7.40 \text{ m})} = 0.88$$

$$\beta = 0.88$$

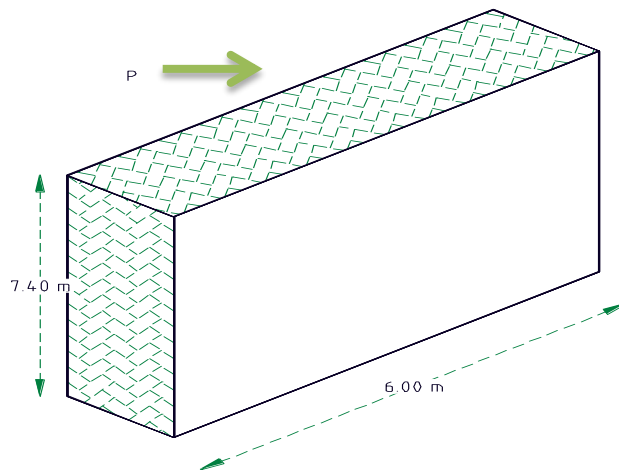
$$\tan\beta = \frac{h}{1 \text{ m}} \quad \therefore \quad h = \tan\beta (1 \text{ m})$$

$$h = (\tan(0.88))(1 \text{ m}) = 0.015 \text{ m/m}$$

$$h = 1.5 \text{ mm/m}$$

En algunos casos se puede tener que un inicio de estas construcciones esté sometido simultáneamente a una carga lateral por empuje de cubierta (P) y un hundimiento terreno (β), por lo que para el mismo muro se realizó el análisis y se encontró que para un $P_{(\text{supuesto})} = 0.5 \text{ t}$ el muro puede experimentar un hundimiento diferencial en su base hasta de 0.88° ; lo que equivale a un desnivel de 1.50 mm por cada metro en la que al superar este valor el elemento puede sufrir agrietamientos cerca de su base.

Cálculo del empuje que puede resistir un muro de mampostería en la dirección perpendicular a su plano. Se considera que dicho muro esta fijo en su base y libre en su extremo opuesto, las acciones que actúan sobre él, son su peso propio y el empuje.



Datos:

$$H = 7.40 \text{ m}$$

$$t = 0.70 \text{ m}$$

$$L = 6.00 \text{ m}$$

$$\gamma_m = 2.0 \text{ t/m}^3$$

Cálculo del empuje:

$$P = \frac{W t}{6H}$$

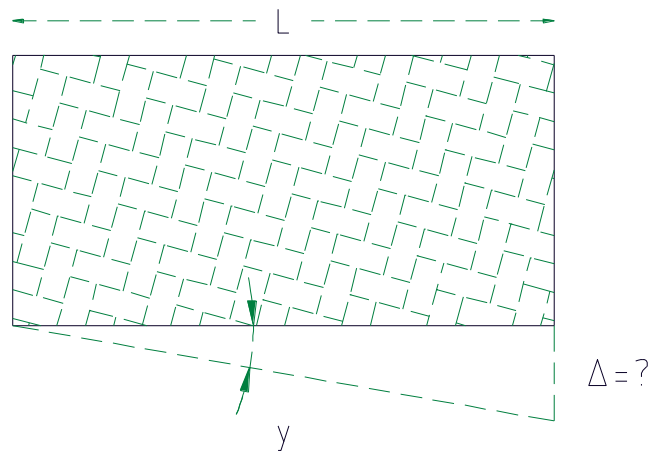
$$W_{\text{muro}} = (2.0 \text{ t/m}^3)(0.70 \text{ m})(7.40 \text{ m})(6.0 \text{ m}) = 62.16 \text{ t}$$

$$W_{\text{muro}} = 62.16 \text{ t}$$

$$P = \frac{(62.16 \text{ t})(0.70 \text{ m})}{6(7.40 \text{ m})} = 0.98 \text{ t}$$

El valor obtenido de 0.98 t significa que basta con que el muro experimente una acción lateral perpendicular a su plano con dicha intensidad para que tienda a sufrir un posible volteo. De acuerdo al levantamiento de daños se observan grietas en las juntas de los muros la cual se puede relacionar posiblemente a un volteo, en donde, el muro pudo haber sufrido una fuerza superior a la de una tonelada.

Cálculo del asentamiento diferencial permisible que puede tener el muro, para algunos valores de distorsión que se recomiendan.



Datos:

$$L = 6.00 \text{ m}$$

Cálculo del asentamiento diferencial:

Valores recomendables de deformación angular

Caso 1

$$Y = 1/2000$$

Valor que resulta de pruebas de laboratorio, las cuales se realizaron al edificio del ex – arzobispado. Este valor se alcanza cuando el material desarrolla el 50% de su resistencia al esfuerzo cortante.

Caso 2

$$Y=1/1000$$

Valor propuesto por el Instituto de Ingeniería para muros de tabique hueco, en el cual se inicia el agrietamiento.

Cálculo del asentamiento

Caso 1

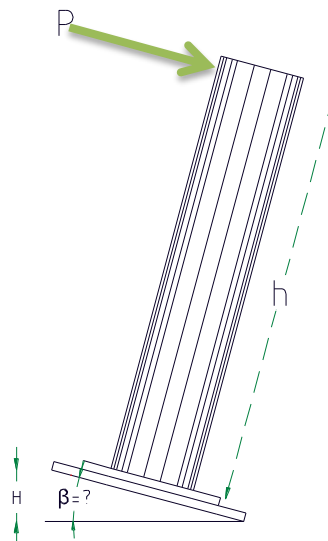
$$\Delta= \gamma L = \frac{1}{2000} (600 \text{ cm}) = 0.3 = 3 \text{ mm}$$

Caso 2

$$\Delta= \gamma L = \frac{1}{1000} (600 \text{ cm}) = 0.6 = 6 \text{ mm}$$

Los valores anteriores son indicativos, pues no son aplicables a la mampostería que prevalece en este monumento, sin embargo da una idea del nivel de deformación que puede dar lugar al inicio de daño y hasta una posible reparación, en la cual se aprecia que la construcción no tiene problemas por hundimiento del terreno.

Cálculo del ángulo de giro permisible que puede experimentar la base de la columna de sección maciza que se encuentra fija en su base y libre en un extremo, además está sometida a un empuje $P_{(\text{supuesto})} = 0.5 \text{ t}$, como se indica en la siguiente figura.



Datos:

$$P_{\text{(supuesto)}} = 0.5 \text{ t}$$

$$t_1 = 1.51 \text{ m}$$

$$t_2 = 1.51 \text{ m}$$

$$H = 7.40 \text{ m}$$

$$\text{Peso Volumétrico} = 2.0 \text{ t/m}^3$$

Cálculo de giro de la base de la columna:

$$\beta = \left[1 - \frac{6HP}{Wt} \right] \tan^{-1} \frac{t}{3H}$$

$$V = H t_1 t_2$$

$$V = (7.40 \text{ m})(1.51 \text{ m})(1.51 \text{ m}) = 16.87 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{columna}} = \gamma_m V$$

$$W_{\text{columna}} = (2.0 \text{ t/m}^3)(16.87 \text{ m}^3) = 33.74 \text{ t}$$

$$\beta = \left[1 - \frac{6(7.40)(0.5)}{32.74(1.51)} \right] \tan^{-1} \frac{1.51}{3(7.40)} = 2.19$$

$$\beta = 2.19$$

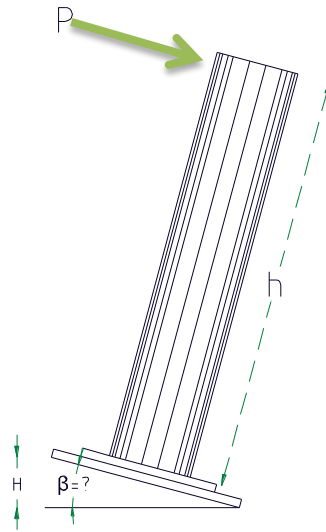
$$\tan = \frac{h}{1 \text{ m}} \quad \therefore \quad h = \tan(1 \text{ m})$$

$$h = (\tan(2.19))(1 \text{ m}) = 0.0382 \text{ m/m}$$

$$h = 3.82 \text{ mm/m}$$

En algunos casos se puede tener en un inicio de estas construcciones esté sometido simultáneamente a una carga lateral por empuje de cubierta (P) y aun hundimiento terreno (β), por lo que para el mismo muro se realizó el análisis y se encontró que para un $P= 0.5 \text{ t}$ la columna puede experimentar un hundimiento diferencial en su base hasta de 2.19° ; lo que equivale a un desnivel de 3.82 cm por cada metro en la que al superar este valor el elemento puede sufrir agrietamientos cerca de su base.

Cálculo del empuje permisible que puede tomar una columna que se encuentra desplomada por efecto de giro del suelo.



Datos:

$$B_{\text{(supuesto)}} = 1^\circ$$

$$t_1 = 1.51 \text{ m}$$

$$h = 7.40 \text{ m}$$

Cálculo del empuje permisible:

$$P = \frac{wt}{6H} \left[1 - \frac{\beta}{\tan^{-1} \frac{t}{3H}} \right]$$

$$V = (7.40 \text{ m})(1.51 \text{ m})(1.51 \text{ m}) = 16.87 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{columna}} = \gamma_m V$$

$$W_{\text{columna}} = (2.0 \text{ t/m}^3)(16.87 \text{ m}^3) = 33.74 \text{ t}$$

$$\tan^{-1} \frac{t_1}{3H} \quad \therefore \quad \tan^{-1} \frac{1.51}{3(7.40)} = 3.89$$

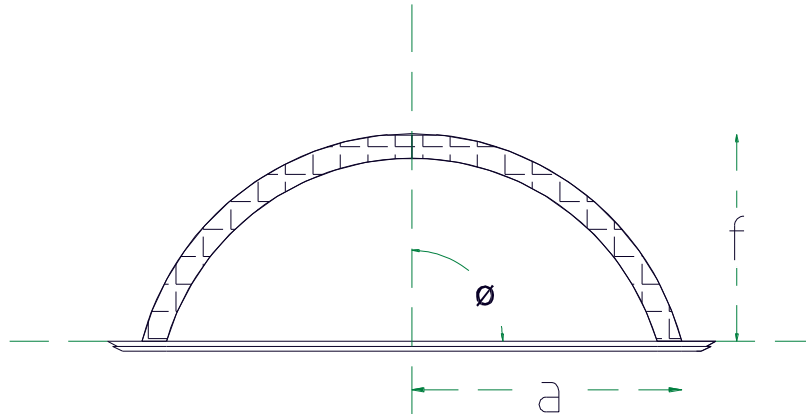
$$P_1 = \frac{33.74(1.51)}{6(7.40)} \left[1 - \frac{1^\circ}{3.89} \right] = 0.85 \text{ t}$$

$$P_1 = 0.85 \text{ t}$$

Basta con que la columna experimente un empuje de 0.85 t para que este pueda experimentar un hundimiento diferencial y se generen agrietamientos en este elemento estructural.

5.4.4 Revisión estructural de elementos de cubierta

Cálculo de los esfuerzos que genera una cúpula ante la acción de su peso propio.



Datos:

$D = 6.60 \text{ m}$

$a = 3.30 \text{ m}$

$f = 1.70 \text{ m}$

Espesor de la cúpula

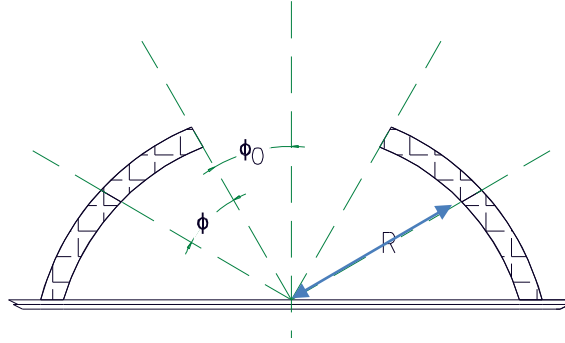
$t = 0.40 \text{ m}$

Material: Mampostería

Peso volumétrico = 2.00 t/m^3

Cálculo de los esfuerzos en la cúpula:

Los esfuerzos que se calculan a continuación, se refieren a la base de la cubierta, por considerar que es ahí donde se presentan los esfuerzos mayores:



$$\text{Radio} = \frac{a^2 + f^2}{2f}$$

$$\text{Radio} = \frac{(3.30\text{m})^2 + (1.7\text{ m})^2}{2(1.70\text{ m})} = 4.05\text{ m}$$

Ángulo ϕ

$$\text{sen}\alpha = \frac{a}{R} \quad \therefore \text{sen}\alpha = \frac{3.30\text{ m}}{4.05\text{ m}} = 0.81$$

$$\alpha = \text{sen}^{-1}(0.81) = 54.09^\circ$$

Carga:

$$W = \gamma_m t \quad \therefore W = (2.00\text{ t/m}^3)(0.40\text{ m}) = 0.80\text{ t/m}^2$$

Esfuerzos meridionales

$$T1 = WR \frac{\text{Cos}\phi_0 \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi}$$

$$T1 = (0.80)(4.05) \frac{(\text{Cos}(0))(\text{Cos}(54.09))}{\text{Sen}^2(54.09^\circ)} = 2.90\text{ t/m}^2$$

$$T1 = 2.90\text{ t/m}^2$$

Para evaluar el esfuerzo meridional en la base de la cubierta, la fuerza meridional por unidad de paralelo, T1, se divide entre el espesor de la cubierta.

$$Ts1 = \frac{T}{1(0.40)} \quad \therefore Ts1 = \frac{2.90\text{ t/m}^2}{1(0.40)} = 7.25\text{ t/m}^2$$

$$Ts1 = 0.725\text{ kg/cm}^2 \quad \text{Compresión} < 32.5\text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

Esfuerzos anulares

$$H_0 = WR \left(\cos\phi - \frac{\cos\phi_0 \cos\phi}{\sin^2\phi} \right)$$


$$H_0 = (0.80)(4.05) \left(\cos(54.09) - \frac{(\cos(0))(\cos(54.09))}{\sin^2(54.09)} \right) = -1.00 \text{ t/m}^2$$

$$T_{s1} = -0.10 \text{ kg/cm}^2 \text{ Tension} < 32.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{OK}$$

De acuerdo con la convención de signos esta fuerza es tensión, debido a que la base de la cúpula se encuentra por debajo del plano neutro, ya que $\phi > 54.09^\circ$.

Al evaluar los esfuerzos meridionales y anulares se encuentra que estas se encuentran por debajo de la resistencia del material, en el supuesto de que la cúpula fuera de mampostería de roca natural, por lo cual la estructura no tiene problemas en su seguridad estructural lo cual coincide con lo observado en el levantamiento de daños, en la cual no se aprecia daños estructurales en la cúpula.

Tabla 5.10. Resumen de la evaluación estructural simplificada

	<p align="center">CÉDULA DE EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS</p> <p>Edificio histórico: <u>Parroquia de Santa María Nativitas</u></p> <p>Ubicación: <u>Cuauhtémoc No. 3, Col. Santa María Nativitas, C.P. 53020 Naucalpan, Estado de México</u></p>	
Evaluación	Resultado	Observaciones
Evaluación sísmica	$F_{sx} = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{1386.30 \text{ t}}{225.65 \text{ t}} = 6.14$ $F_{sx} = \frac{V_{Rx}}{V_a} = \frac{740.50 \text{ t}}{225.65 \text{ t}} = 3.28$	En ambas direcciones de la planta el inmueble ofrece un amplio factor de seguridad por sismo.
Desplomo permisible en muros por hundimientos del terreno	$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{3} \left(\frac{t}{H} \right) = \tan^{-1} \frac{1}{3} \left(\frac{0.70 \text{ m}}{7.40 \text{ m}} \right) = 1.80^\circ$ <p>$\Delta_{\text{permisible}} = 0.23 \text{ m}$</p>	El desplazamiento permisible por efecto de desplomo se asocia a un posible hundimiento del terreno que da lugar a un desplomo fuera del plano del muro, en la que una forma de evaluar su valor permisible es cuidar que la resultante del peso propio del muro no supere el tercio medio de su espesor. De esta forma, se puede establecer que mientras que estos muros no alcancen desplomos del orden de dos grados o un desplazamiento lateral de 23 cm el muro no presentara problemas de estabilidad.
Angulo de giro permisible que puede experimentar el piso de apoyo de un muro	$\beta = \left[1 - \frac{6HP}{Wt} \right] \tan^{-1} \frac{t}{3H}$ $\beta = \left[1 - \frac{6(7.40)(0.5)}{62.16(0.70)} \right] \tan^{-1} \frac{0.70}{3(7.40)} = 0.88$ <p>$h = \tan(0.88) (1) = 0.015 \text{ m/m}$</p> <p>$h = 1.50 \text{ mm/m}$</p>	En algunos casos se puede tener que un inicio de estas construcciones esté sometido simultáneamente a una carga lateral por empuje de cubierta (P) y aun hundimiento terreno (β), por lo que para el mismo muro se realizó el análisis y se encontró que para un $P_{(\text{supuesta})} = 0.5 \text{ t}$ el muro puede experimentar un hundimiento diferencial en su base hasta de 0.80° ; lo que equivale a un desnivel de 1.50 cm por cada metro en la que al superar este valor el elemento puede sufrir agrietamientos cerca de su base.

Evaluación	Resultado	Observaciones
Distorsión angular en muros	Asentamiento permisible: $\Delta = \gamma L = \frac{1}{2000} (600) = 0.3 = 3 \text{ mm}$ Inicio del daño $\Delta = \gamma L = \frac{1}{1000} (600) = 0.6 = 6 \text{ mm}$	Tomando como referencia el muro más largo (600 cm), se estima que si el muro experimenta asentamientos superiores a 3 mm empezará a sufrir algunos daños. De momento el inmueble no presenta agrietamientos diagonales por distorsión diagonal.
Ángulo de giro permisible que puede experimentar el piso de apoyo de una columna	$\beta = \left[1 - \frac{6HP}{Wt} \right] \tan^{-1} \frac{t}{3H}$ $\beta = \left[1 - \frac{6(7.40)(0.5)}{33.74(1.51)} \right] \tan^{-1} \frac{1.51}{3(7.40)} = 2.19^\circ$ $h = (\tan(2.19^\circ)) (1) = 0.0382 \text{ m/m}$ $h = 3.82 \text{ mm/m}$	En algunos casos se puede tener que un inicio de estas construcciones esté sometido simultáneamente a una carga lateral por empuje de cubierta (P) y aun hundimiento terreno (β), por lo que para el mismo muro se realizó el análisis y se encontró que para un $P_{\text{(supuesta)}} = 0.5 \text{ t}$ la columna puede experimentar un hundimiento diferencial en su base hasta de 2.19° ; lo que equivale a un desnivel de 3.82 cm por cada metro en la que al superar este valor el elemento puede sufrir agrietamientos cerca de su base.
Empuje permisible que puede tomar una columna que se encuentra desplomada por efecto de giro del suelo	$P = \frac{wt}{6H} \left[1 - \frac{\beta}{\tan^{-1} \frac{t}{3H}} \right]$ $P = \frac{13.47(1.51)}{6(7.40)} \left[1 - \frac{1^\circ}{3.89} \right] = 0.85 \text{ t}$	Basta con que la columna experimente un empuje de 0.85 t para que este pueda experimentar un hundimiento diferencial y se generen agrietamientos en este elemento estructural.
Esfuerzos actuantes en cúpula	Fuerza meridional $T = WR \frac{\text{Cos}\phi_0 \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi} = 0.72 \text{ kg/cm}^2$ Compresión Fuerza anular $H_0 = WR \left(\text{Cos}\phi - \frac{\text{Cos}\phi_0 \text{Cos}\phi}{\text{Sen}^2\phi} \right) = -0.10 \text{ kg/cm}^2$ Tensión	Al evaluar los esfuerzos meridionales y anulares se encuentra que estas se encuentran por debajo de la resistencia del material, en el supuesto de que la cúpula fuera de mampostería de roca natural, por lo cual la estructura no tiene problemas en su seguridad estructural lo cual coincide con lo observado en el levantamiento de daños, en la cual no se aprecia daños estructurales en la cúpula.

5.5 Evaluación mediante el método de elementos finitos

5.5.1 Descripción del modelo

Para obtener unos resultados válidos mediante el uso del método de los elementos finitos es fundamental tratar de reproducir de la forma más fiel posible las condiciones reales del ensayo en el sistema de cálculo por lo que se definieron las siguientes condiciones de entorno y propiedades.

Parámetros de los materiales

Los elementos a considerar en el análisis por el método de elementos finitos son la mampostería de roca y concreto.

Las características de los materiales utilizadas en el modelo se obtuvieron por medio de la literatura, donde se consideró que las propiedades del material son homogéneas (tabla 5.10).

Tabla 5.11. Parámetros de definición del material

Mampostería	
Propiedades	Magnitud
Módulo de Young E (kg/cm ²)	21,237
Coefficiente de Poisson ν	0.2
Peso volumétrico γ (kg/cm ²)	2,000

Concreto	
Propiedades	Magnitud
Módulo de Young E (kg/cm ²)	113,137
Coefficiente de Poisson μ	0.2
Peso volumétrico γ (kg/cm ²)	2,400

Discretización del modelo

La Discretización del Modelo consiste en dividir el modelo en un número finito de partes denominados “Elementos”, cuyo comportamiento se especifica mediante un número finitos de parámetros asociados a puntos característicos denominados “Nodos”. Los Nodos son los puntos de unión de los elementos con los adyacentes.

Se optó por construir un modelo con un grado de refinamiento global, relativamente burdo en cuanto a tamaño de la malla, esto permitió estudiar la estructura completa, constituida por un sistema formado prácticamente por una “nave” principal, rectangular en planta, con una torre de campanario en la fachada principal.

Ejecución del Modelo de Elementos Finitos, análisis por carga vertical (peso propio)

El nivel de esfuerzos en la base de los muros (figura 5.5) es del orden de 1.91 kg/cm², los cuales no se disparan mucho del esfuerzo medio calculado en la página 73, que es del orden de 1.93 kg/cm².

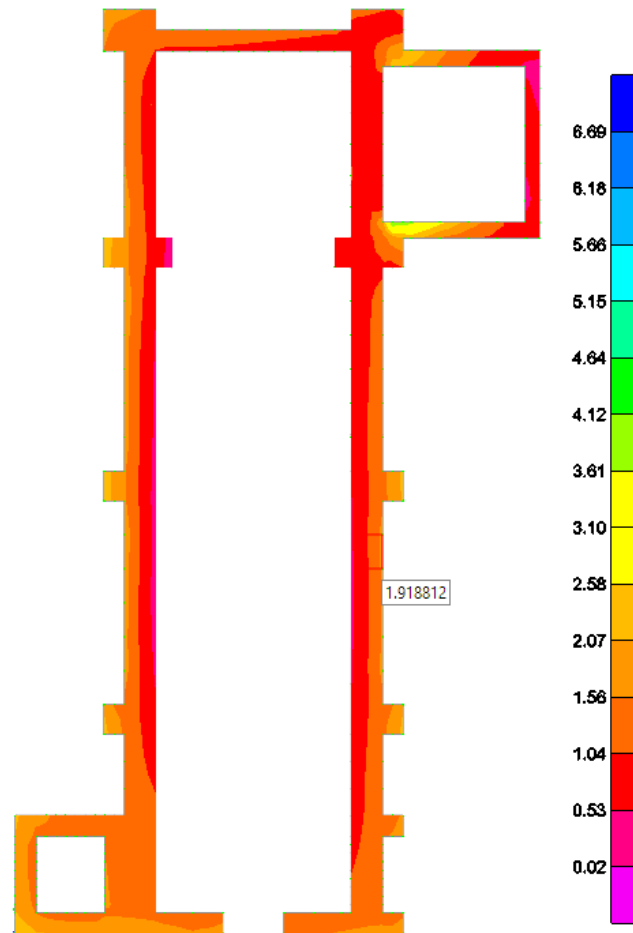


Figura 5.5 Esfuerzos axiales debidos al peso propio en la base de la Parroquia (kg/cm²)

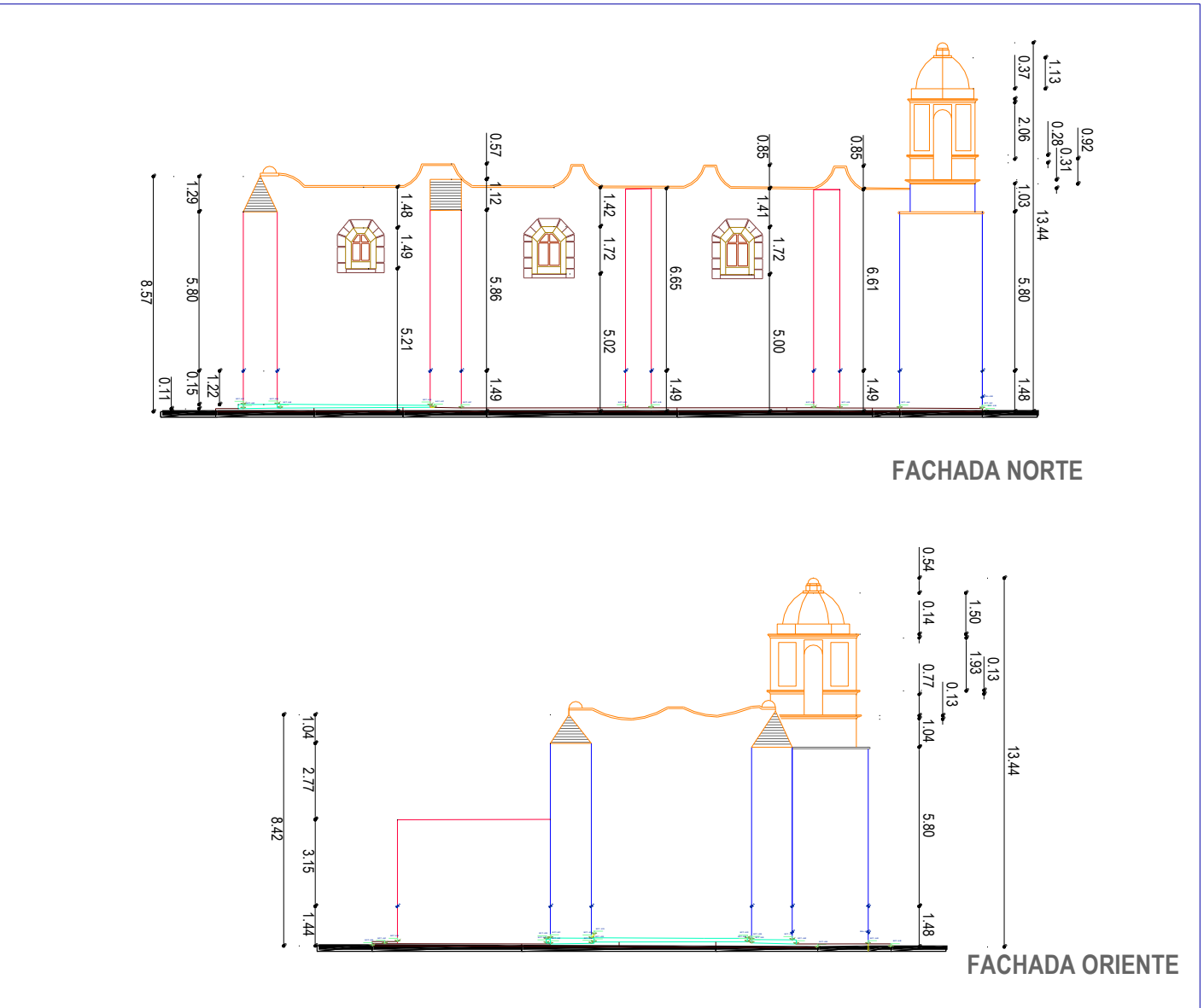
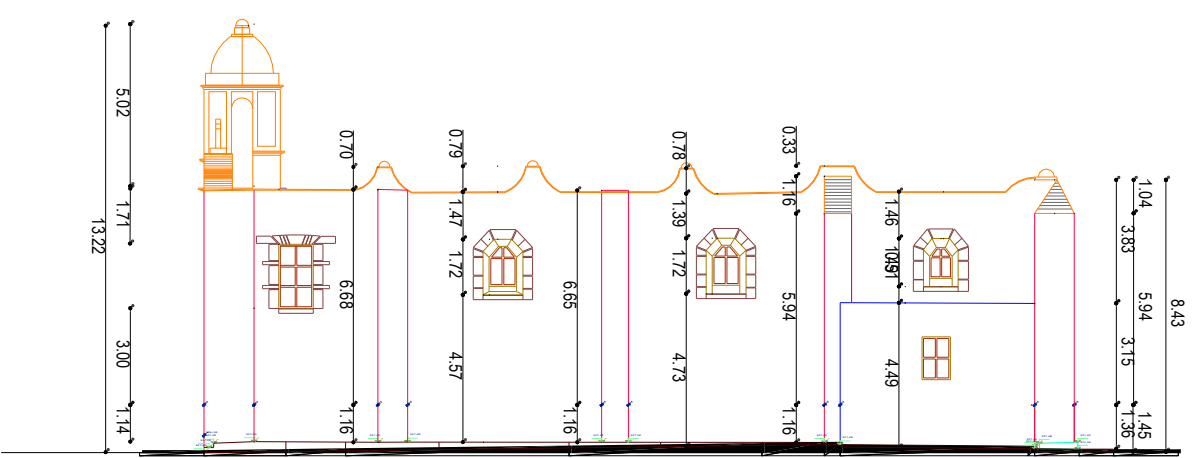


Figura 5.10 Esquema de plano arquitectónico 6 (Gutiérrez, 2011)



FACHADA SUR



FACHADA PONIENTE

Figura 5.11 Esquema de plano arquitectónico 7 (Gutiérrez, 2011)

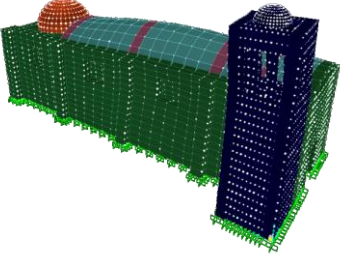
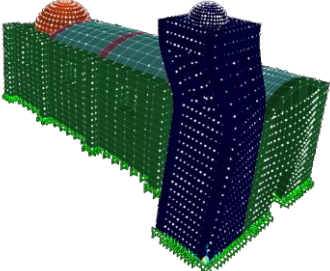
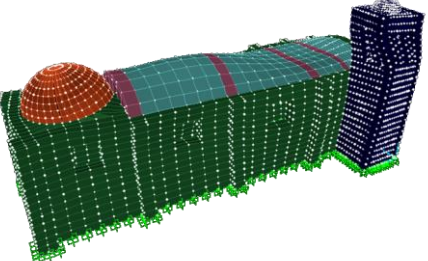
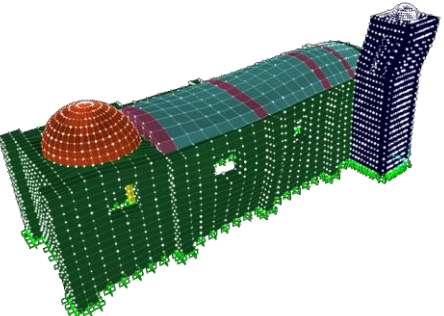
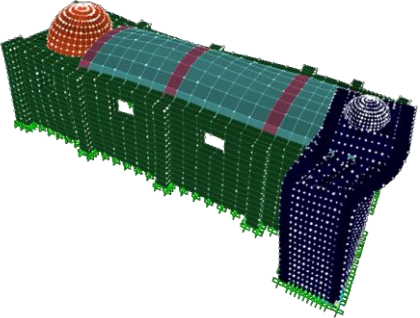
5.5.2 Resultados

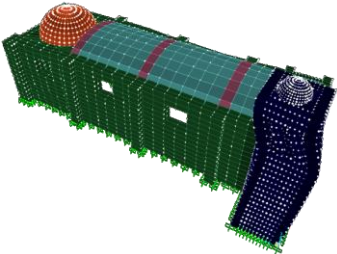
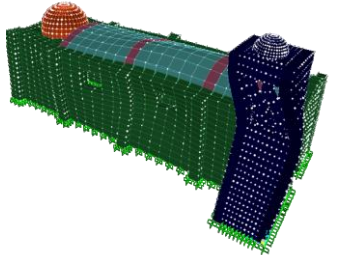
5.5.2.1 Periodos y formas modales de vibración

En la tabla 5.11, se presentan los periodos y las formas modales de vibración de los primeros 12 modos de vibración.

Tabla 5.12. Periodos y formas modales de vibración

Modo	T (s)	Comportamiento
1	0.194674	
2	0.189614 s	
3	0.158048 s	
4	0.139704 s	
5	0.123436 s	

Modo	T (s)	Comportamiento
6	0.097236 s	
7	0.093828 s	
8	0.076075 s	
9	0.072172 s	
10	0.06871 s	

Modo	T (s)	Comportamiento
11	0.64833 s	
12	0.63620 s	

Como se observa en la tabla 5.11, el primer modo de vibración tiene un comportamiento de flexión simple y ese se presenta directamente en la torre. Esta flexión que se produce genera grietas horizontales, pero rara vez el volteo, debido que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y cierran sucesivamente; en este proceso llamado zapateo, se disipa parte importante de la energía introducida por el sismo.

Las grietas horizontales confirman que la tendencia de falla frecuentemente es por fuerza cortante en las zonas donde el área de muros se reduce sustancialmente por las aberturas como es el caso del área donde se alojan las campanas o existen vanos ventanas en cada cuerpo de la torre.



Figura 5.12 Agrietamientos por cortante y tendencia al desprendimiento de la torre con respecto de la fachada (Rangel, Vázquez y Cabrera, 2004)

5.5.2.2 Esfuerzos axiales en elementos de soporte y elementos de cubierta

En las figuras 5.13, 5.15, 5.15 y 5.16 se presentan los esfuerzos axiales verticales de los elementos estructurales debidos al peso propio.

Tabla 5.13. Esfuerzos axiales por peso propio con un modelo de elementos finitos

Elemento estructural	Esfuerzo axial actuante en compresión (kg/cm ²)
1. Muros	1.97
2. Columnas	3.22
3. Bóveda Cañón	6.73
4. Cúpula	2.21

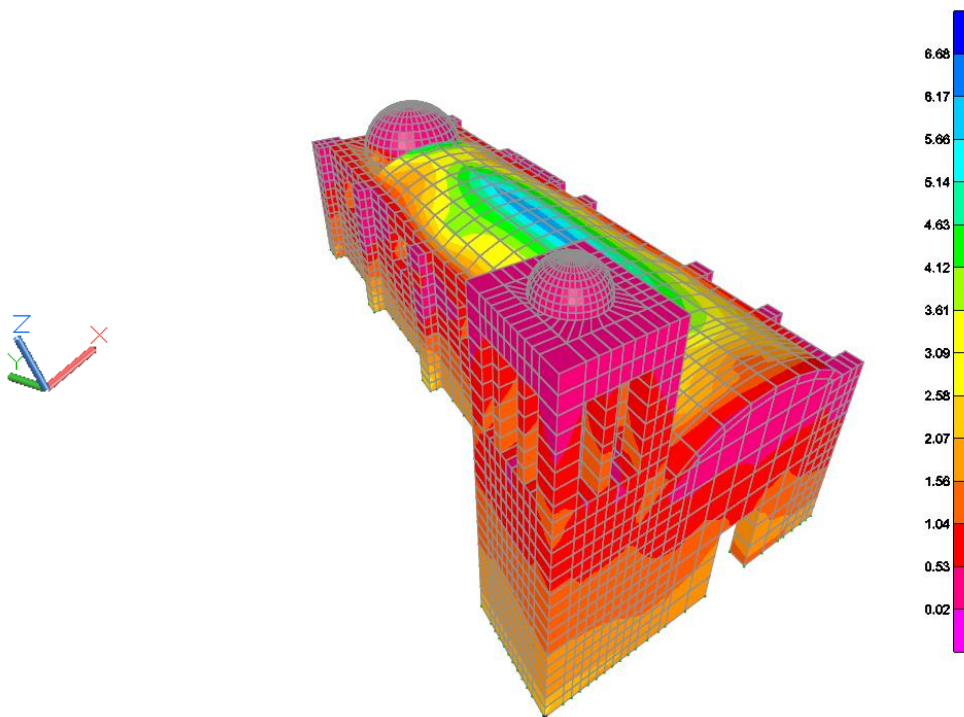


Figura 5.13 Esfuerzos axiales producidos por peso propio (kg/cm²)

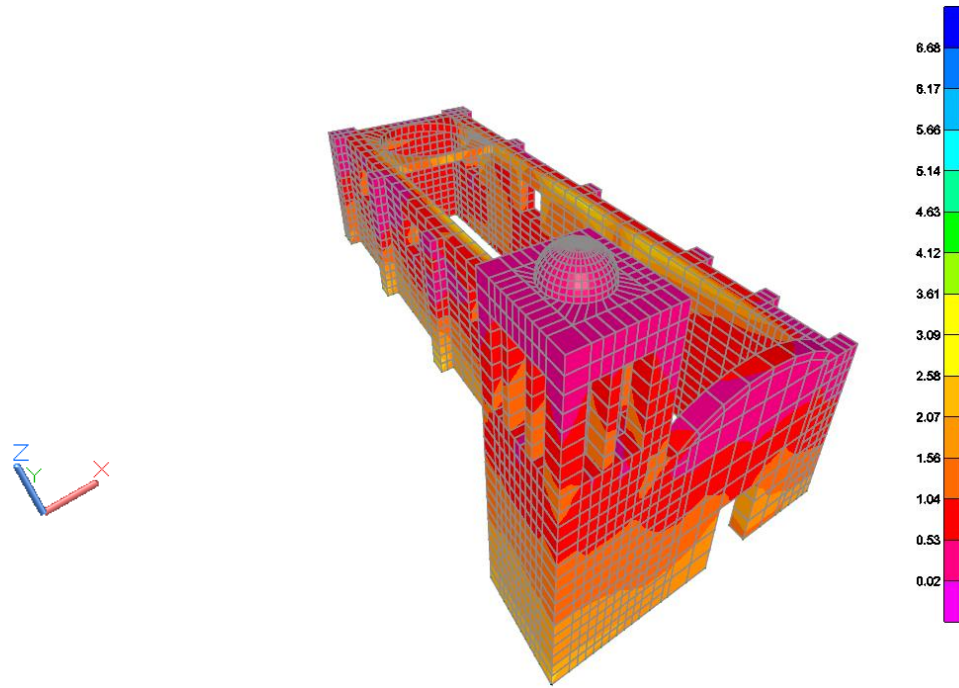


Figura 5.14 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en elementos de soporte (kg/cm²)

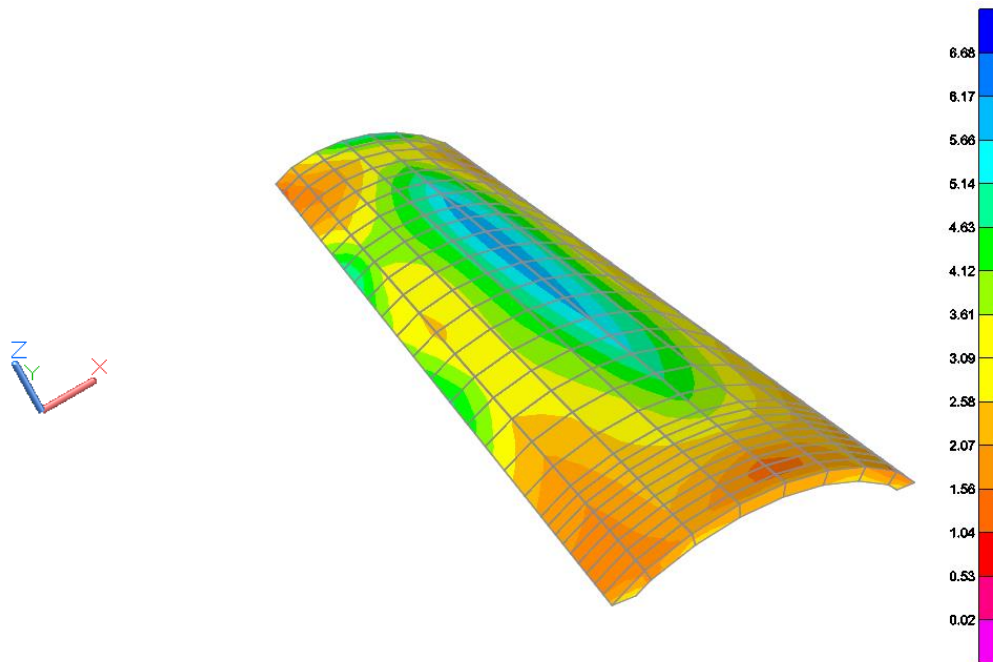


Figura 5.15 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en bóveda cañón (kg/cm²)

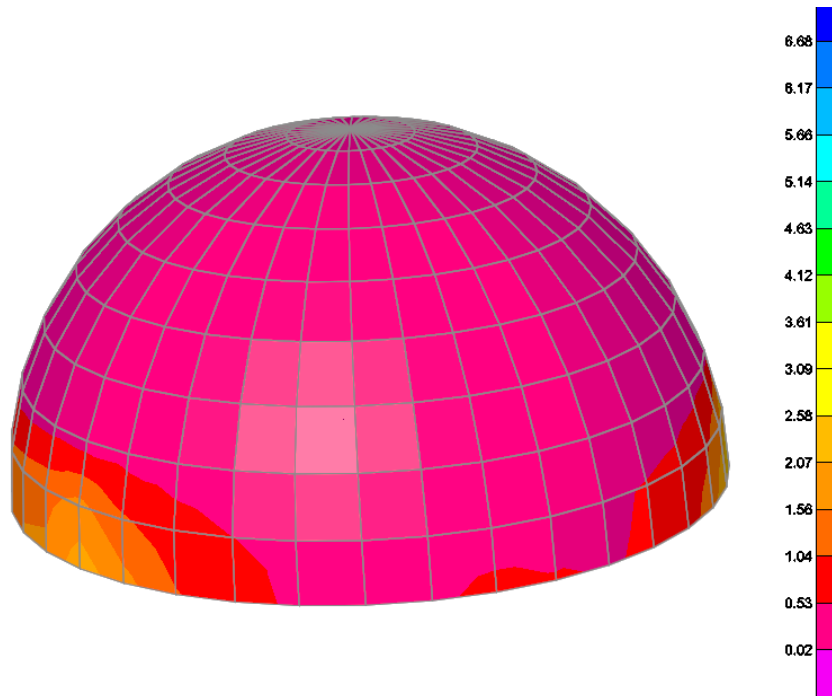


Figura 5.16 Esfuerzos axiales producidos por peso propio en cúpula (kg/cm²)

5.4 Análisis de resultados

El modelo de elementos finitos nos permite hacer una comparativa de los esfuerzos obtenidos con este y los esfuerzos obtenidos con los métodos simplificados (tabla 5.14).

Tabla 5.14. Comparación de resultados

Elemento	Método simplificado Esfuerzo actuante (kg/cm ²)	Método Avanzado Esfuerzo actuante (kg/cm ²)
Elementos de soporte (muro)	1.93	1.91
Elementos de soporte (columna)	6.44	3.10
Elementos de cubierta (cúpula)	0.72	1.50

Haciendo una comparativa (tabla 5.14) se puede observar que el esfuerzo máximo axial obtenido con el método de los elementos finitos es del orden de 1.91 kg/cm^2 y el esfuerzo medio calculado con métodos simplificados es del orden de 1.93 kg/cm^2 . En lo que se refiere a los elementos de cubierta la diferencia de nivel de esfuerzos en general no es muy grande.

En la figura 5.13 el esfuerzo mínimo axial de acuerdo con el programa SAP 2000 es del orden de 0.018 kg/cm^2 y el esfuerzo máximo axial es del orden de 6.73 kg/cm^2 y este principalmente se presenta en la bóveda cañón y esto se debe principalmente a que la bóveda cañón tiende a empujar los muros hacia afuera (coceo) y además en su parte central de la bóveda esta tiende a agrietarse en el centro.

Con los resultados mencionados anteriormente se comprueba que no se presentan esfuerzos de tensión, lo que confirma que la estructura fue concebida de manera adecuada. Además la representación gráfica permite observar distintos niveles de esfuerzos axiales, figuras 5.13, 5.14, 5.15 y 5.16.

CONCLUSIONES

En este trabajo se realizó una comparativa entre métodos simplificados y métodos avanzados para evaluar la seguridad estructural de construcciones históricas, con el objetivo de que los ingenieros de la práctica puedan emitir una opinión rápida sobre la seguridad estructural que guarda el inmueble sin la necesidad de realizar un análisis avanzado con algún programa de cómputo.

Sin embargo, una de las grandes diferencias entre un método y otro son los recursos que se requieren para la obtención de los resultados, ya que el análisis por el método avanzados (elementos finitos o elementos rígidos) requiere de más recursos computacionales, más recursos de horas hombre y tiempo de lo que requiere el análisis simplificado. Por otro lado los métodos simplificados posiblemente no sean los adecuados para emitir un dictamen confiable en los casos en donde se tenga una condición crítica, lo cual ameritaría un análisis con algún método avanzado.

No obstante, un método simplificado puede servir para realizar una evaluación preliminar rápida sobre la seguridad estructural del edificio y con base a ello determinar si es suficiente con dicha valoración o si en su defecto amerita un análisis más detallado con un método sofisticado.

Finalmente, en general la seguridad de la Parroquia de Santa María Nativitas es aceptable, sin embargo es importante recalcar, que este trabajo solo brinda un panorama general de la amplia gama de estudios que necesitan ser llevados a cabo para dar un diagnóstico más apropiado de seguridad estructural de este monumento, por lo que será necesario realizar un análisis más detallado de la Parroquia, ya que en general la capacidad de este tipo de edificaciones para resistir efectos sísmicos puede irse reduciendo con el tiempo por diversas razones: como el deterioro natural de los materiales, por el debilitamiento ocasionado por efectos de sismos anteriores y por modificaciones de la estructura.

REFERENCIAS:

- Arnold W. H. (1990), "Structural masonry", Macmillan, Hong Kong.
- Ballinas J. X. (1995), "Algunos estudios sobre el comportamiento estructural del Sagrario Metropolitano", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Bianda L. (1996), "The knowledge of materials and construction techniques: an important step for the evaluation of masonry structures", Memorias del Learning from practice II, Los Angeles.
- Calladine C. R. (1992), "Masonry construction", Ed. Kluwer Academic Publishers, Cambridge.
- Calderón Cabrera J. L., "Reparación y Conservación de los Edificios Históricos de la Ciudad de México", 96/97, Ed. Arquitectura, tomo XXII, año XXIX, No. 156.3, México.
- Cowan H. J., "The Structure of Gothic Cathedrals", Department of Architectural Science University of Sidney NSW Australia, 2006, 1976.
- D'Ayala D. F. (1996), "Vulnerability of buildings in historic town centres: a limit state approach", XI World Conference Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Gómez R. (1979), "Diseño estructural simplificado", Universidad de Guadalajara.
- González A. (1988), "Manual técnico de procedimientos para la rehabilitación de monumentos históricos en el Distrito Federal", INAH, México, D. F.
- Gutiérrez M. (2011), "Análisis arquitectónico e histórico de la parroquia de Santa María Nativitas en Naucalpan, Estado de México", Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.
- Heyman J. (1969), "The safety of masonry arches", International Journal of Mechanical Sciences, V. 11.
- Lagomarsino S. (1998), "A new methodology for the post-earthquake investigation for ancient churches", Memorias del 11th European Conference on Earthquake Engineering.
- López Carmona (1995), "Aspectos arquitectónicos y estructurales", en la Catedral Metropolitana. Corrección geométrica, informe técnico, México, espejo de obsidiana ediciones.
- Lourenço P. B. (2005), "Assessment, diagnosis and strengthening of Outeiro Church, Portugal", Construction and Building Materials, vol. 19, pp. 239-251.
- Macchi G. (1991), "Structural diagnosis and rehabilitation of historical buildings", Barcelona.
- Meli R. y Hernández O. (1975), "Efectos de hundimientos diferenciales en construcciones a base de muros de mampostería", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 350.

Meli R. y López O. (1988), “Seguridad sísmica de edificios para vivienda en monumentos históricos de la ciudad de México”, estudio realizado para renovación habitacional popular, Instituto de Ingeniería UNAM.

Meli R. y Sánchez R. (1993), “Rehabilitación de la Catedral metropolitana de la ciudad de México. Aspectos estructurales”, Informe elaborado para la SEDESOL, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Meli R. (1998), “La ingeniería estructural en las Construcciones Históricas”, Fundación ICA.

NTC-Mampostería (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”, Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

NTC-Sismo (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis, México.

Olguín Olguín G. (1987), “Glosario de Elementos Arquitectónicos en la Catedral Metropolitana”, Apuntes de la ENEP Aragón UNAM, México.

Olguín Olguín G. (1993), “Glosario de Elementos Arquitectónicos”, Apuntes de la ENEP Aragón UNAM, México.

Peña (1995), “Comportamiento estructural de la Catedral de la Ciudad de México ante hundimientos diferenciales”, Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Peña F., Rivera D. y Arce C. (2010), “La conservación del patrimonio arquitectónico mediante una visión multidisciplinaria: el papel de la ingeniería”, XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Gto.

Peña F. (2010), “Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas”, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 83, pp. 43-63.

Peña, F y S Casolo (2003). “Análisis dinámico de estructuras de mampostería usando un modelo de elementos rígidos: aplicación en el estudio de la seguridad sísmica de una iglesia barroca”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León, Artículo IX.

Rivera D. (1997), “Comportamiento de elementos estructurales de construcciones coloniales y algunas aplicaciones”, Tesis de licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Rivera D., Arce C. y Belli C. (2012), “Criterios Simplificados para Evaluar la Seguridad Estructural de Construcciones Históricas”, XVIII Congreso de Ingeniería Estructural, Acapulco, México.

Rodríguez G. (1997), “Estudios sobre el comportamiento estructural del Sagrario Metropolitano”, Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Sánchez A. R. (1993), “Consideraciones sobre el sellado de grietas en las bóvedas”, Informe técnico 93/07, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Serrano Márquez René, (1995), “Interpretación preliminar del comportamiento estructural de la Catedral de la ciudad de México, observado al inicio del proceso de restauración”, Tesis de licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Acatlán, UNAM.

Straub Hans (1952), “A history of civil engineering and outline from ancient to modern times, Londres, L. Hill.

Torroja E. (1960), “Razón y ser de los tipos estructurales”, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, España.

UBC (1997), “Uniform Building Code”, USA.