



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**ESTUDIO DE UNA TÉCNICA DE REFUERZO PARA
EL EDIFICIO DE GOBIERNO DEL ARCHIVO
GENERAL DE LA NACIÓN**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
GUSTAVO MONROY GUZMÁN

ASESOR: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Jurado Asignado

Presidente: Dr. Fernando Peña Mondragón

Secretario: Dr. Darío Rivera Vargas

Vocal: Dr. Hugo Hernández Barrios

1^{er} Suplente: Mtro. Luis Núñez Quiroz

2^{do} Suplente: Dr. Saúl Esteban López Ríos

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS

Dr. Fernando Peña Mondragón

Agradecimientos

Quiero agradecer a mis tías Laura y María de la Luz por todo el apoyo y amor que me han brindado a lo largo de mi vida; por educarme y sacarme adelante; y por estar conmigo en momentos tristes como de alegría. Nuevamente, gracias por todo.

A mi hermano Roberto, la persona con la que más he discutido en mi vida y que siempre busca que no sea tan idealista en mi actitud, sin él mi vida no sería igual.

A mi padre Roberto y a mi madre María Guadalupe por estar siempre apoyándome.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Estudios Superiores Acatlán donde tuve la oportunidad de estudiar y formarme como ingeniero civil, además de tener la fortuna de conocer a profesores excepcionales como el Ing. Carlos Arce León, que gracias a él me interesé por el campo de la ingeniería estructural.

A mis amigos Fernanda, Carlos, Yesenia y David, a quienes tuve la oportunidad de conocer en la carrera. Sin ellos mi etapa en la universidad tanto dentro como fuera de las aulas no hubiera sido lo mismo.

Al Instituto de Ingeniería por brindarme el apoyo económico y técnico para realizar mi tesis.

A mi tutor de tesis el Dr. Fernando Peña Mondragón, a quien le agradezco los consejos, los regaños y la paciencia que tuvo conmigo a largo de la elaboración de la tesis, que además de ayudarme para mi formación profesional también me han servido para mi desarrollo como persona.

A mis compañeros de la carrera y del Instituto de Ingeniería que han estado en toda mi etapa de la licenciatura.

Índice

Introducción	9
1. Antecedentes.....	11
1.1 Monumentos históricos	11
1.2. Mampostería histórica	12
1.2.1 Materiales.....	13
1.2.1 Características de la mampostería	14
1.3. Hundimiento regional de la Ciudad de México	15
2. Edificio de gobierno del Archivo General de la Nación.....	19
2.1. Ubicación y contexto histórico.....	19
2.2. Estudios técnicos realizados al AGN	27
3. Técnicas de refuerzo	35
3.1. Inyecciones	35
3.2. Rejunteo reforzado	36
3.3. Costura armada	37
3.4. Malla electrosoldada	37
3.5. Polímeros reforzados con fibras	38
3.6. Marcos de concreto o metálicos	39
3.7. Presfuerzo	41
3.8. Selección de la técnica de refuerzo	42
4. Modelos numéricos.....	47
4.1. Descripción del modelo.....	47
4.2. Patrón de hundimientos diferenciales.....	48
4.3. Análisis lineales secuenciales.....	50

4.3.1. Modo de reducir el módulo de Young.....	51
4.3.2. Modelo iterado	55
4.4. Modelos reforzados	57
5. Análisis de resultados	61
5.1. Modelos sin refuerzo	61
5.2. Modelos reforzados	67
Conclusiones y recomendaciones	79
Referencias	81

Introducción

La preocupación por preservar el legado construido por las sociedades pasadas no es una cuestión actual. Riegl (1987), cuya obra se publicó originalmente en 1903, escribe muy claro sobre este asunto lo siguiente:

... un edificio antiguo, por ejemplo, que hoy sigue utilizándose con un fin práctico, debe mantenerse en un estado tal que pueda albergar al hombre sin que peligre la seguridad de su vida o salud. Toda grieta ocasionada por las fuerzas de la naturaleza en sus paredes o en su techo habrá de ser tapada... (p. 73)

De este fragmento saltan a la vista dos aspectos. El primero es la necesidad de que el edificio sea seguro para el desarrollo de las actividades humanas y el segundo es el hecho de reparar los estragos ocasionados por los fenómenos naturales (como son sismos, hundimientos diferenciales, incendios, entre otros). Para ello el análisis estructural aplicado en monumentos históricos es una herramienta muy útil para evaluar la seguridad de los edificios ante diferentes solicitaciones y determinar si son necesarias o no medidas de refuerzo.

En la actualidad existen diferentes métodos y modelos para evaluar el comportamiento estructural como los métodos de elementos finitos, discretos o continuos los cuales son los más sofisticados. Por otro lado, están los modelos simplificados como el de macroelementos, el de elementos rígidos y el análisis límite. La elección de uno o varios de estos modelos y métodos debe tomarse con base en los siguientes aspectos: la información disponible del edificio (como características de los materiales y alteraciones del edificio, por ejemplo), los resultados esperados de los análisis, el conocimiento teórico para interpretar los resultados, el presupuesto que se tenga así como las herramientas computacionales disponibles, la idealización de los elementos estructural, entre otras consideraciones (Peña, 2010).

Cuando los análisis demuestran que la estructura en su estado actual pelagra, la selección de la o las técnicas de refuerzo debe hacerse teniendo en cuenta no solo la pérdida de vidas humanas, sino también considerando el daño que tendrá el patrimonio ya que este es único y su pérdida es igualmente una tragedia. Otro aspecto de la selección de la técnica de refuerzo es el respeto a los valores intrínsecos, razón por la cual existen documentos como la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964) y los principios ISCARSAH (*International Scientific Committee on the Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage*, comité científico internacional en el análisis y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico) (ICOMOS, 2003a) en los que se enuncian criterios y recomendaciones a seguir para intervenir el patrimonio arquitectónico.

De las solicitaciones que afectan a los edificios históricos, se encuentran los hundimientos diferenciales los cuales ponen en riesgo la estabilidad de las construcciones. En la Ciudad de México este fenómeno se debe principalmente por el hundimiento regional, fenómeno que se origina de la pérdida de presión de poro de las arcillas a causa de la extracción del agua del subsuelo. Sin embargo, el hundimiento no es uniforme debido a que el grado de preconsolidación existente en las arcillas en las que se desplantaron los edificios no es regular en toda la extensión del área de las construcciones (Meli y Sánchez-Ramírez, 2007).

En este trabajo, se aborda como caso de estudio un edificio que forma parte de un conjunto de construcciones que fueron realizados en la época de Porfirio Díaz, con el propósito de ser una cárcel,

función que cumplió hasta el año de 1976. Posteriormente se tomó la decisión de convertir este recinto en la sede del Archivo General de la Nación (AGN), el edificio en cuestión primero fungió como las oficinas del director de la penitenciaría y con el cambio de uso del inmueble se convirtió en el edificio de gobierno del AGN.

Durante su periodo de penitenciaría ocurrieron acontecimientos importantes como el asesinato del presidente Francisco I. Madero y el vicepresidente José María Pino Suárez en la noche del 22 de febrero de 1913 en las inmediaciones de la cárcel (AGN, 2018b). En la actualidad al entrar al Archivo se encuentran los bustos de Madero y Pino Suárez en su memoria. Dentro de sus celdas estuvieron personajes como Francisco Villa, David Alfaro Siqueiros, Ramón Mercader (asesino de León Trotsky), entre otros (Arroyo, 2013).

Además de su parte histórica, al convertirse en el Archivo General de la Nación, hoy en día tiene el laudable cometido resguardar y conservar documentos que son importantes para la nación. Estos van desde la época novohispana hasta la actual. De los tesoros que se albergan en sus muros se pueden mencionar el Acta de Independencia del Imperio Mexicano y las diferentes constituciones con las que se ha regido el país (AGN, 2018c).

Actualmente, el edificio de gobierno presenta problemas en su estructura por causa de los hundimientos diferenciales, los cuales al ser una acción constante en el tiempo seguirán mermando la estabilidad del edificio. Por lo tanto el objetivo principal de esta tesis es estudiar el uso de una técnica de refuerzo contra los efectos originados por los hundimientos diferenciales, en tanto los objetivos específicos son:

- Seleccionar con base en los criterios internacionales de la restauración una técnica de refuerzo
- Realizar un modelo de elemento finito con un análisis lineal secuencial
- Comparar los efectos de una técnica de refuerzo aplicada en un modelo elástico lineal y en un modelo lineal secuencial

A continuación, se da una descripción del contenido de los capítulos del presente trabajo. El capítulo 1 se presenta de forma general los pasos a seguir en un proyecto de intervención estructural en un monumento histórico, se describen las características de la mamposteara histórica y se da una reseña sobre el hundimiento regional de la Ciudad de México. El capítulo 2 trata sobre el edificio de gobierno del AGN, exponiendo brevemente la historia del recinto y los estudios que se han realizado previamente al AGN. En el capítulo 3 se explican las técnicas de refuerzo que se pueden aplicar a la estructura, así como una metodología para definir qué técnicas se pueden emplear en función de los criterios internacionales de la restauración. En el capítulo 4 se describe el modelo de elemento finito empleado, así como el porqué del patrón de hundimientos diferenciales empleado. También dentro del capítulo se explica el proceso de iteración empleado para desarrollar el análisis lineal secuencial y como se agregó el refuerzo al modelo. En el capítulo 5 se realiza un análisis comparativo entre el uso del modelo elástico y el modelo lineal secuencial. Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

1. Antecedentes

1.1 Monumentos históricos

Los monumentos históricos son la parte tangible de la cultura e historia de cualquier pueblo o nación, razón por la que su conservación es una tarea necesaria para que las generaciones futuras tengan acceso a éstos, en este proceso se busca realizar la menor afectación al monumento. En la conservación de los edificios históricos es necesario asegurar la estabilidad del mismo, para lo cual es necesario primero comprender la estructura del edificio ya que en muchas ocasiones no es sencillo distinguir la estructura de los demás elementos, incluso la estructura puede ser el monumento mismo. En otras situaciones el sistema estructural empleado es lo más destacado e importante del inmueble, debido a la audacia y originalidad de la estructura para la época en que fue concebida (Meli, 1998).

Para comprender un edificio histórico y realizar una intervención estructural es necesaria la formación de un equipo multidisciplinario en el que colaboren especialistas de diversas áreas, tales como: arqueología, historia, arquitectura, ingeniería, química, por nombrar algunas, con el objetivo de conservar los valores intrínsecos del edificio en cuestión. Sin embargo, es común que el ingeniero solo tenga contacto con el arquitecto sin tratar con los otros profesionales, lo cual en ocasiones provoca que la intervención estructural no se apegue a los principios de la restauración y se pierda o se dañe parte de los valores del inmueble (Peña y Lourenço, 2012).

Para lograr el objetivo antes mencionado, el ISCARSAH (ICOMOS, 2003b) plantea una metodología a seguir con el fin de realizar un análisis minucioso sobre la seguridad estructural para determinar, en caso de que lo requiera, las medidas de intervención. Esta metodología se divide en cuatro fases:

- Adquisición de información
- Comportamiento estructural
- Diagnóstico y seguridad
- Medidas de Intervención

La primera fase se enfoca en adquirir información de fuentes históricas y de visitas técnicas al lugar. En ésta se busca comprender la importancia histórica y cultural de la construcción; los materiales y técnicas de construcción empleados; todo lo sucedido en la vida del edificio en cuanto a modificaciones realizadas a la estructura, intervenciones previas, ampliaciones, fenómenos que pudieron afectar al edificio y si han existido cambios de uso (ICOMOS, 2003b).

La información histórica es útil para comprender como se ha comportado el edificio a largo de su vida, tanto por los efectos de los fenómenos naturales así como por las acciones del hombre. Con esta información es posible entender el estado actual del inmueble (ICOMOS, 2003b).

Con las visitas al sitio se busca obtener datos acerca de los daños, los materiales existentes y las irregularidades de la estructura. Esta información se debe recabar con la finalidad de generar una idea del comportamiento estructural a grandes rasgos (ICOMOS, 2003b). La ejecución de estudios preliminares es de gran utilidad para la caracterización de los materiales y la detección del daño, se recomienda el uso de técnicas no destructivas o semidestructivas, estas técnicas se dividen en: sónicas,

de radar, termografía, vibración ambiental, gatos hidráulicos, entre otras. Sin embargo, dichas técnicas tienen la desventaja de ser costosas y de requerir de personal capacitado para la interpretación de los resultados (Peña y Lourenço, 2012).

En el segundo paso es necesario realizar un modelo o modelos de la estructura, tomando en cuenta la información recolectada, con la cual se definirán la estructura y las cargas a considerar para analizar y comprender el comportamiento estructural (ICOMOS, 2003b)

En la etapa de diagnóstico y seguridad se determinan las causas de los daños existentes y si la seguridad estructural es adecuada o requiere de alguna medida de refuerzo. Esta decisión debe basarse en información histórica, cualitativa y cuantitativa (ICOMOS, 2003b).

La información cuantitativa procedente de los modelos numéricos realizados tiene un cierto grado de confiabilidad debido a que no siempre se llegan a conocer todas las alteraciones y reparaciones realizadas previamente al inmueble, así como las características de todos los materiales de la obra, entre otras consideraciones. Por lo que el análisis histórico y cualitativo tienen la misma relevancia que el cuantitativo, el primero parte de la comprensión del comportamiento del edificio en el pasado y el segundo se basa en la observación de los daños existentes y de la experiencia adquirida del análisis de otros edificios históricos con características similares (ICOMOS, 2003b).

En el último paso se debe elegir una técnica de refuerzo que solucione los problemas desde la génesis de los mismos y que no sólo se centre en los síntomas (es decir el daño o los problemas visibles). La técnica seleccionada debe alcanzar un balance entre la seguridad estructural y el grado de daño o pérdida de los valores intrínsecos, por esta razón no existe una técnica preferente sobre las demás, debido a que la riqueza cultural e histórica así como las condiciones actuales de un monumento histórico es distinta para cada caso (Peña y Lourenço, 2012). En el capítulo 3 se explicará más sobre las técnicas que se pueden utilizar y de los criterios internacionales de la restauración.

1.2. Mampostería histórica

La mampostería es un sistema constructivo que consiste en agrupar y unir una serie de piezas, sean estas de piedras naturales o elementos de barro, las cuales pueden tener o no mortero para su unión. Sin embargo, a pesar de ser una forma fácil de construir, este material compuesto tiene un comportamiento anisótropo y con una baja resistencia a la tensión, por lo que es fácil que se presenten agrietamientos.

La mampostería puede clasificarse en dos grupos: mampostería organizada (fig. 1.1a) que es aquella de piedra labrada, ladrillo o adobe en que existe un aparejo regular y en mampostería irregular (fig. 1.1b) en la cual las piedras (poco o sin labrar) se encuentran distribuidas de forma desorganizada unidas por mortero. También existen muros mixtos en los cuales la parte externa es de mampostería organizada y la interna es irregular (fig. 1.1c y 1.1d) (Meli, 1998).

Dentro de la mampostería organizada pueden existir una gran cantidad de variantes en la composición del aparejo, como es el caso de aparejo sencillo, doble y triple con piezas de igual tamaño (figuras 1.2a, 1.2b y 1.2c), un aparejo más complicado en el cual una hilada es de tres piezas y la siguiente de dos (fig. 1.2.d) y el caso en el que el paramento exterior es de sillería y el interior está compuesto por ladrillos (fig. 1.2e) (Torres, 2001), prácticamente el límite del arreglo del aparejo dependía del ingenio y necesidades del constructor.

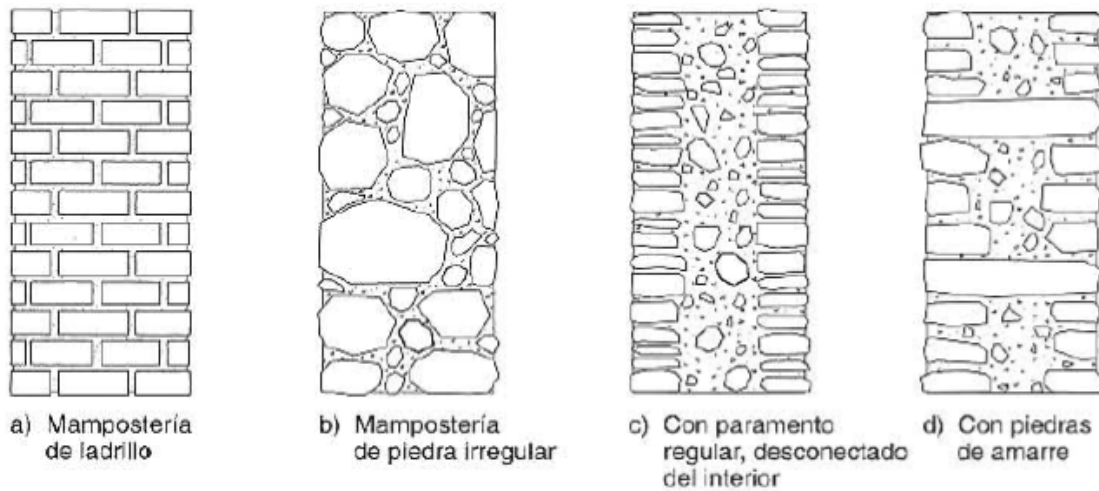


Fig. 1.1 Tipos de arreglo de la mampostería (Meli, 1998)

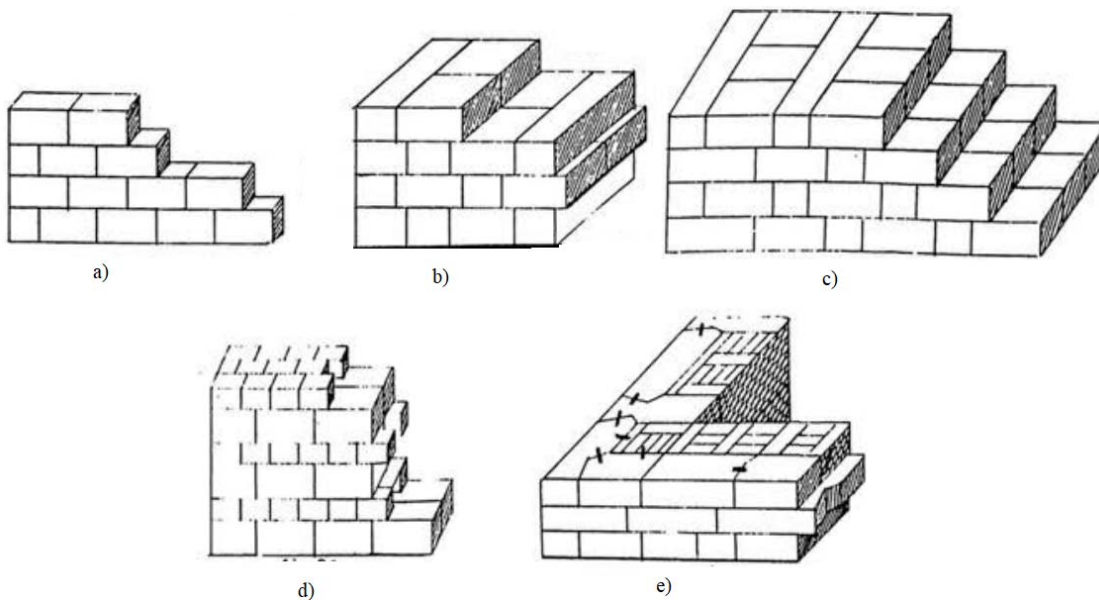


Fig. 1.2 Tipos de arreglos. a) aparejo simple, b) aparejo doble, c) aparejo triple, d) aparejo doble y triple alternados y e) paramento externo de sillería e interno de ladrillo (Torres, 2001)

1.2.1 Materiales

Las piezas de piedras naturales cuando están labradas se conocen como sillares, dichas piedras eran escogidas teniendo en cuenta su durabilidad y su facilidad de ser trabajadas para darles la forma deseada. La resistencia casi no se consideraba para la elección de la piedra, se valoraba más la capacidad de soportar los efectos del intemperismo (Meli, 1998). En cuanto al intemperismo, Torres

(2001) menciona que en el caso de canteras que apenas empezaban a explotarse, se recolectaban varias muestras de las piedras y se exponían por largo tiempo al aire, al agua, al hielo y al fuego; incluso se realizaban pruebas para ver qué tan susceptibles eran estas a las sales sumergiéndolas en agua de mar. La resistencia a la compresión de las piedras oscila entre 100 y 1000 kg/cm², su resistencia a la tensión es aproximadamente un 10% de la de compresión (Meli, 1998).

En cuanto a los elementos de barro se tienen los adobes y los ladrillos, los primeros son piezas de barro secadas al sol y los segundos son piezas sometidas a un proceso de cocción. A los adobes se les agregaba paja durante su elaboración con el fin de disminuir la contracción (Meli, 1998), en contraste a los ladrillos en lugar de paja se les agregaba estiércol buscando una mejor transmisión del calor dentro de la pieza (Torres, 2001).

Las propiedades mecánicas del adobe están relacionadas con las características del suelo con que se elabora, así como de la calidad del proceso de fabricación. La resistencia a la compresión varía entre 5 y 20 kg/cm² y su resistencia a la tensión es un 5% de la resistencia a la compresión (Meli, 1998).

En las piezas de ladrillo sus propiedades están en función de la temperatura de cocción, del tipo de suelo y del proceso de elaboración. Los ladrillos presentan resistencias a la compresión de 20 hasta 150 kg/cm² (Meli, 1998) y su resistencia a la tensión es alrededor del 3% de la resistencia a compresión (Huerta, 1990).

Por último, el mortero que para el caso de mamposterías de edificios históricos está compuesto normalmente de cal apagada, arena y agua, es un material utilizado para unir las piezas de la mampostería, además de brindarles continuidad y un mejor acomodo entre las caras de las piezas (Ibarra, 2012).

El mortero de cal y arena posee un proceso de fraguado muy lento, por lo que su resistencia ira incrementándose con el tiempo, esta cualidad del mortero proporciona capacidad de deformación a los elementos estructurales (Meli, 1998), lo cual es de gran ayuda para el caso de los hundimientos diferenciales por consolidación de arcillas, que al ser procesos prolongados las deformaciones se desarrollan en las juntas de mortero, éstas pueden soportar deformaciones considerables y cuando se generan grietas estas son fácilmente reparadas (Meli y Sánchez-Ramírez, 2007). En cuanto a la resistencia a compresión de los morteros Meli (1998) señala que ésta presenta valores entre 5 y 20 kg/cm². La resistencia a la tensión fluctúa entre el 10 y el 12.5% de la resistencia a compresión (Huerta, 1990).

1.2.1 Características de la mampostería

El comportamiento de la mampostería sometida a compresión uniaxial se caracteriza por la interacción que existe entre el mortero y las piezas o bloques, ya que la mampostería al estar sometida a un estado de esfuerzos de esta condición, presenta un acortamiento en la dirección de la carga y una expansión en dirección transversal debido al efecto de Poisson. El mortero, que generalmente es menos rígido que la piedra, es capaz de soportar grandes deformaciones tanto en la dirección de la carga como en la dirección trasversal. En la zona de contacto entre el mortero y la piedra, las deformaciones deben de ser iguales por lo que el mortero se ve sometido a una compresión transversal mientras que la piedra se tensiona en la misma dirección, esto origina la aparición de grietas en las piezas, las cuales se irán incrementando conforme aumente la carga (Meli, 1998). En la figura 1.3 se muestra la falla por aplastamiento de mampostería de ladrillo.

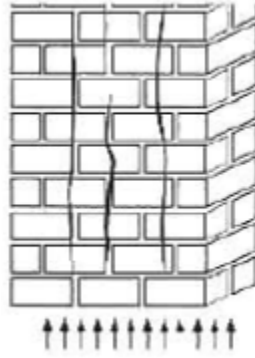


Fig. 1.3. Falla por tensión transversal en mampostería de ladrillos (Meli, 1998)

Las propiedades mecánicas de la mampostería dependen de la calidad de las piezas y del mortero así como de su interacción debido al aparejo que se tenga, aunado a lo anterior como la mampostería frecuentemente está a la intemperie por lo que sus propiedades van degradándose (Meli, 1998). En la tabla 1.1 se tienen valores que pueden tener las mamposterías de ladrillo.

Tabla 1.1. Propiedades mecánicas de mampostería de ladrillo de edificios históricos (Meli, 1998)

Material	Peso Volumétrico (t/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a cortante (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5 — 10	1	5,000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15 — 20	2	10,000

1.3. Hundimiento regional de la Ciudad de México

El asentamiento de las construcciones ha sido un problema que siempre se ha tenido que afrontar en la Ciudad de México debido a la compresibilidad de los suelos lacustres, situación a la cual los españoles tuvieron que enfrentarse al momento de erguir sus edificios y templos, los cuales al ser tan pesados requirieron de sistemas de cimentación que los ayudaran a reducir los hundimientos. Las técnicas de cimentación utilizadas por los españoles partieron de los sistemas prehispánicos, los cuales fueron mejorados por los conquistadores. Las técnicas son: plataformas de mampostería bajo toda la planta del edificio; retículas de muros de cimentación; estacones de madera; y emparrillados de troncos de madera para dar continuidad a los cimientos (Meli, 2011).

Aunque este proceso de consolidación afectaba a las edificaciones, los hundimientos generados eran pequeños y a largo plazo, sin embargo en el año de 1925 el ingeniero Roberto Gayol expone su teoría a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México, sobre el hundimiento regional de la Ciudad de México a causa de las obras de drenaje que él había diseñado y construido anteriormente, las cuales afectaron el nivel freático del subsuelo (Marsal, 1992).

Aunque hubo ingenieros escépticos que no aceptaban esta teoría, fue el Dr. Nabor Carrillo quien demostró la relación existente entre la pérdida de presión de poro (por la extracción del agua) con el hundimiento regional (Marsal, 1992).

En el siglo XIX se realizaron algunas nivelaciones de la Ciudad de México, Humbolt en 1803; Enrico Martínez en 1862; Los ingenieros Velázquez y Aldasoro en 1876; y Roberto Goyol en 1891. Esta última nivelación se tomó como referencia inicial para el estudio del hundimiento de la ciudad. En siglo XX se llevaron a cabo nivelaciones con mayor regularidad, por lo que se ha podido medir la evolución de los hundimientos (Marsal, 1992), en la figura 1.4 se muestran las nivelaciones realizadas en el centro de la ciudad.

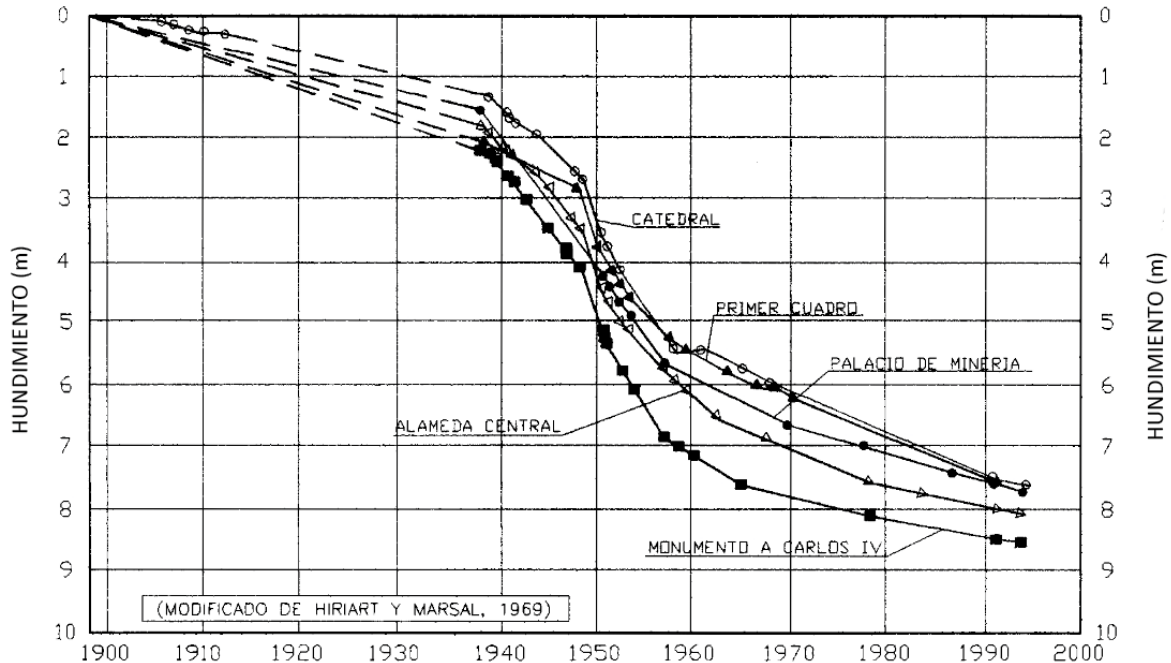


Fig. 1.4. Hundimientos en varios puntos de la Ciudad de México (Lesser y Cortéz, 1996)

De la figura 1.4 se observa los cambios en el comportamiento de los hundimientos del centro histórico, el hundimiento de la ciudad no ha sido uniforme a lo largo del tiempo. En que los primeros años (1900 a 1937) el hundimiento era en promedio de 4 cm/año; en los siguientes 10 años se experimentó un incremento de la velocidad de asentamiento del orden de 10 cm/año. De 1947 hasta a finales de 1960 se generó otro incremento en el cual la tasa de hundimiento llegó a ser de 45 cm/año; finalmente ha disminuido la tasa de hundimientos siendo para 1996 de 10 cm/año (Marsal, 1992 y Lesser y Cortéz, 1996).

En cuanto la extracción del agua de los acuíferos se tiene que para el año de 1886 existían más de 1,000 pozos someros (Lesser y Cortéz, 1996). Sin embargo, debido a la demanda de agua de los habitantes del Distrito Federal, entre los años de 1938 y 1948 comenzó la explotación de pozos profundos, que corresponde con el incremento del hundimiento de la zona centro. Para el año de 1953 se demostró que la extracción de agua era la causa del hundimiento, por lo que en el mismo año se impuso una veda a la extracción del agua, siendo visibles los resultados de estas acciones para el año de 1960. Sin embargo, en este año empieza la explotación de los acuíferos de área de Xochimilco-

Chalco, lugar en que los hundimientos empezaron a incrementarse (Marsal, 1992 y Lesser y Cortéz, 1996).

El mecanismo del fenómeno puede explicarse con un modelo geotécnico en el cual se tenga una capa de arcilla con un relleno permeable superficial y un depósito de grava y arena en extremo inferior de la capa (figura 1.5). El nivel de aguas freáticas (NAF) tiene una posición dada y la presión hidrostática en toda la capa varía linealmente. Si se empieza a bombear el agua de los mantos de grava y arena se genera una pérdida de la presión de poro, en consecuencia el agua que se encuentra en la capa arcillosa comienza a fluir hacia los mantos. Esto ocasiona que la capa de arcillas que limita con el acuífero tenga un decremento en su presión de poro y por tanto queda sometida a un incremento de los esfuerzos efectivos aplicados al suelo, por lo que empieza el proceso de consolidación el cual va estar en función de la rapidez con que se pierda el agua en el estrato arcilloso (Marsal y Sáinz, 1956)

En el supuesto de que el NAF vuelva a su condición de equilibrio, es decir que el agua del estrato arcilloso deje de fluir hacia el acuífero, equivaldría a una descarga del suelo y por ende se generaría una expansión del mismo (Marsal y Sáinz, 1956).

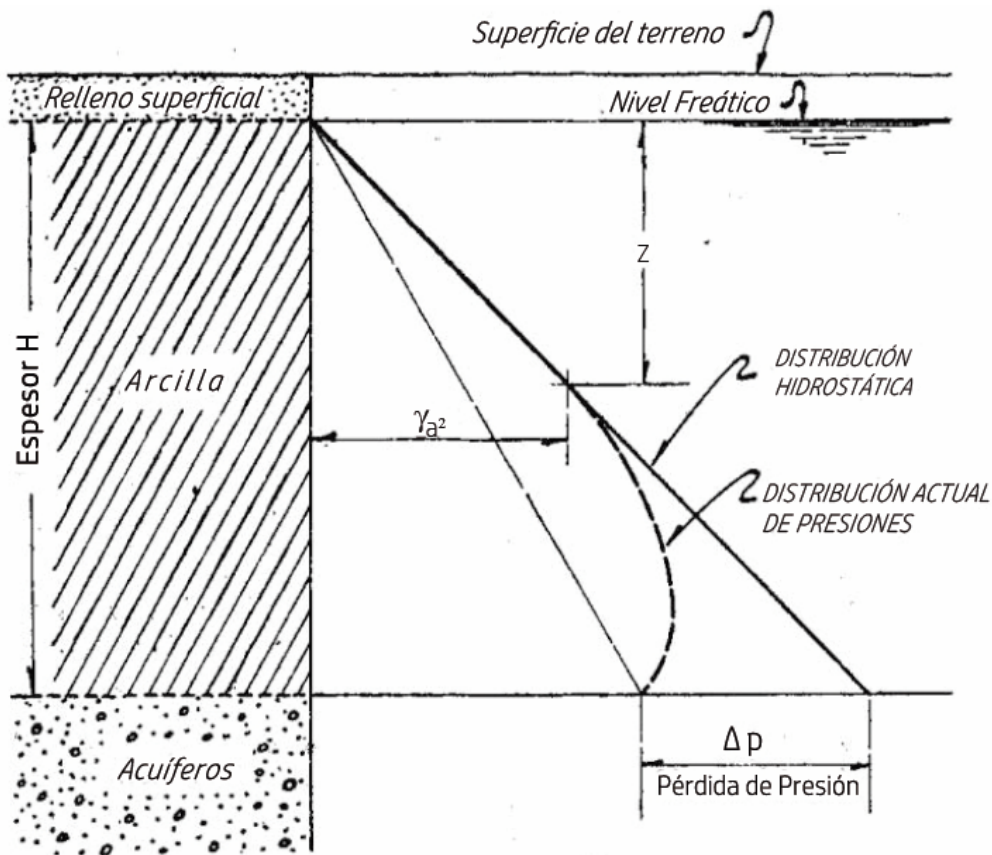


Figura 1.5. Esquema de la explicación del hundimiento regional (Marsal y Sáinz, 1956)

2. Edificio de gobierno del Archivo General de la Nación

2.1. Ubicación y contexto histórico

El Archivo General de la Nación se ubica en la avenida Eduardo Molina no. 113, Colonia Penitenciaría, Alcaldía Venustiano Carranza, Ciudad de México. Sus coordenadas geográficas son latitud 19°26'10.58" Norte y longitud 99°06'47.80" Oeste. En la figura 2.1 se muestra la localización del inmueble.

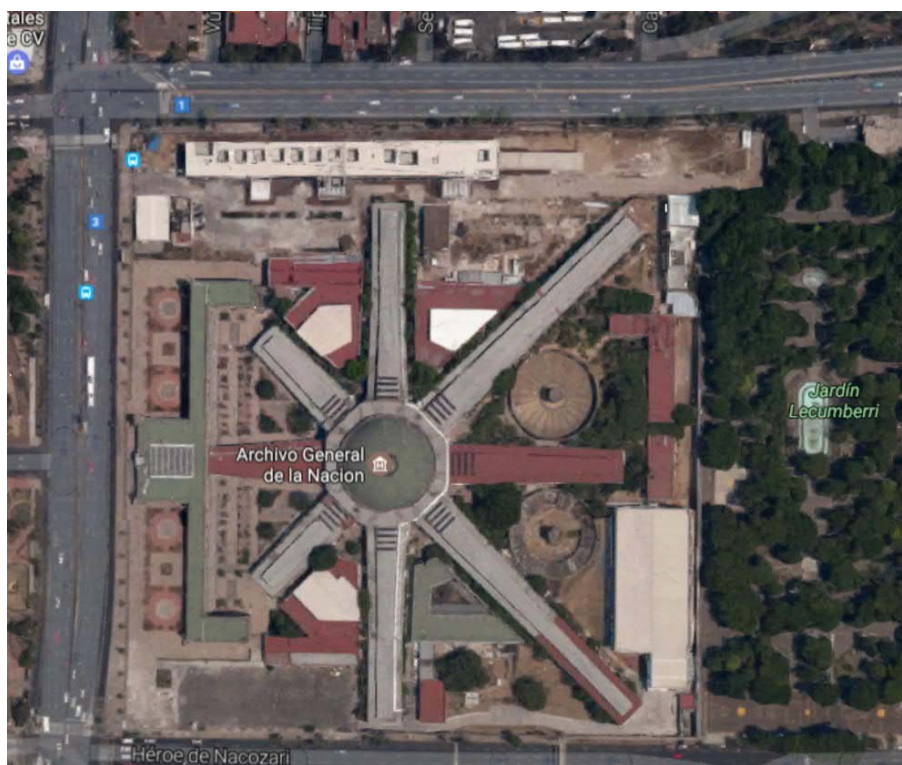


Fig. 2.1. Imagen satelital del Archivo General de la Nación (Google, 2017)

El Archivo General de la Nación ocupa el lugar de lo que fue la Penitenciaría de la Ciudad de México. Su diseño y planeación surgió con la creación de una comisión en el año de 1881. Dentro de las personas que formaron dicha comisión se encontraban el arquitecto Antonio Torres Torija quien realizó el proyecto arquitectónico tomando como punto de partida el sistema panóptico propuesto por Jeremías Bentham, sistema en el cual se busca vigilar constantemente las actividades de los presos desde un punto central (AGN, 2017).

Antonio Torres Torija y sus colaboradores tomaron como punto de referencia el proyecto de penitenciaría del arquitecto Lorenzo de la Hidalga, elaborado en 1848 pero no se construyó debido a la coyuntura del país (Noelle, 1983); otras fuentes de inspiración fueron las penitenciarías de la Santé de París y la de Filadelfia en Estados Unidos (AGN, 2017). La planta de la cárcel es en forma de estrella conformada por siete crujeías de dos niveles y al centro se ubica la torre de vigilancia (Noelle, 1983), las crujeías no tienen una longitud idéntica, la más pequeña es de 49 metros y la más larga es de 121 metros (AGN, 2017). En cuanto al dimensionamiento de las celdas, estas presentan un área de 3.60 m por 2.10 m por una altura de 4.20 m (Noelle, 1983). En la figura 2.2 se muestran el plano de la planta baja de la penitenciaría.

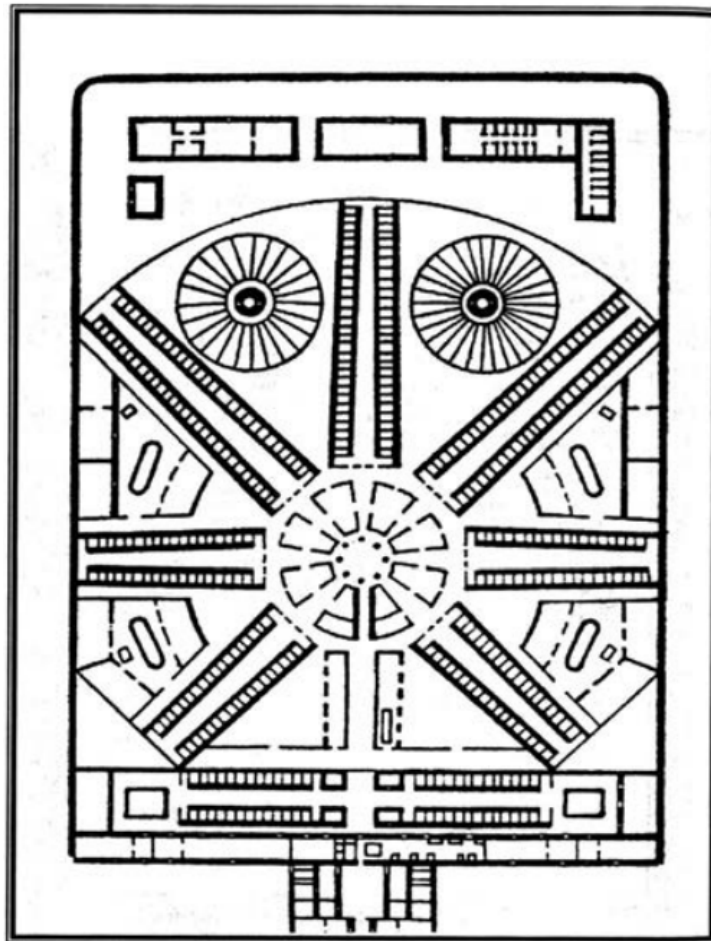


Fig. 2.2. Plano de la planta baja de la penitenciaría (Torres, 2001)

La Antigua Penitenciaría de la Ciudad de México, como se observa en la figura 2.3, se ubicó en lo que eran las afueras de la Ciudad de México, cerca del antiguo canal de San Lázaro el cual conectaba la ciudad con el lago de Texcoco (Contreras, 1998). El mapa fue realizado por el geógrafo mexicano Antonio García Cubas en el año de 1885; el mapa y la georreferencia se obtuvieron de internet (David Rumsey Map Collection, 2018). De esta ubicación se puede inferir que era una zona sin habitar y por lo tanto que los suelos de la zona no habían tenido ninguna carga adicional que soportar previa a la construcción de la cárcel.

El día 9 de mayo de 1885 comienzan los trabajos de cimentación de la penitenciaría en la zona destinada a los reclusos del sexo masculino, a cargo del general Manuel Quintana, quien fallece el 25 de febrero de 1892, por lo que el ingeniero Antonio M. Anza toma la dirección de la obra, terminando el primer piso de la penitenciaría el mismo año (AGN, 2017).

Durante la etapa de la cimentación a cargo del general Quintana se presentaron problemas debido a la poca resistencia del suelo, lo que ocasionó un retraso en los tiempos, así como un aumento de los costos de la construcción. Para solucionar esta problemática se empleó un sistema de pilotes hincados por medio de un martinete en los que descansaba un emparrillado de madera de cedro buscando evitar la generación de hundimientos (García, 1991). Durante estos trabajos también se realizaron cinco pozos artesianos a 137 varas de profundidad (114.83 m) de los cuales se extraía un gasto de 800 l/min (García, 1991), la ubicación de los pozos se desconoce.



Fig. 2.3 Ubicación del Palacio de Lecumberri en un mapa antiguo (David Rumsey Map Collection, 2018)

Para la construcción del segundo piso de las celdas se contrató a la compañía “Pauly Jail Building Manufacturing Company”, los trabajos realizados siguieron los planos y especificaciones del ingeniero Anza, quien también estuvo a cargo de la supervisión de la construcción. La obra fue entregada el 24 de enero de 1896 (AGN, 2017). En este mismo año se realizaron los trabajos de construcción de la torre central. La construcción del inmueble concluyó en el año de 1897, mas no se inauguró el penal debido a que existían problemas para conectar la atarjea con el Gran Canal del Desagüe (García, 1991).

La penitenciaría finalmente se inauguró el 29 de septiembre de 1900 con la presencia del presidente Porfirio Díaz Morí y su gabinete (AGN, 2017). En la figura 2.4 muestra una fotografía de fachada de la cárcel en sus inicios; en la figura 2.5 se observa que el edificio estaba a nivel del terreno y en la 2.6 se fotografió una de las crujías con vista hacia la torre de vigilancia.

Originalmente la cárcel fue diseñada para albergar 886 presos, pero en 1908 se realizaron trabajos de ampliación de cuatro crujías, así como de los talleres del lado sur (AGN, 2017). Debido a la sobrepoblación de reos, problemas de seguridad e higiene, así como cambios en el sistema penal, en 1976 se construyeron nuevos reclusorios en la capital del país. Motivo por el cual se clausura la penitenciaría (Noelle, 1983), además de que en abril del mismo año cuatro narcotraficantes se fugaron de la cárcel por medio de un túnel de más de 30 metros de longitud; el tiempo de Lecumberri como cárcel concluyó el 27 de agosto de ese año (AGN, 2018a).



Fig. 2.4. Fotografía de la penitenciaría a principios del siglo pasado (El Universal, 2016)



Fig. 2.5. Fotografía de la fachada de la penitenciaría en los inicios del siglo XX (AGN, 2018a)

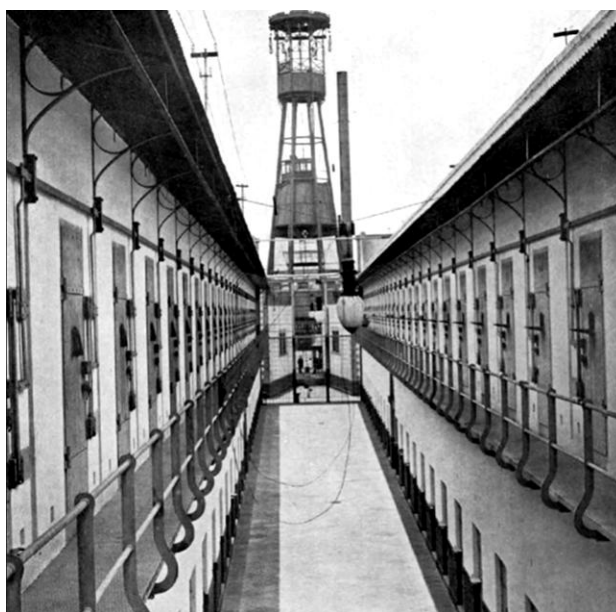


Fig. 2.6. Fotografía de una de las crujiás con vista hacia la torre de vigilancia (El Universal, 2016)

Al perder su utilidad, el presidente Luis Echeverría realizó una reunión para determinar que se podía hacer con el inmueble. Con esta reunión se logró evitar la demolición del palacio mas no se decidió el futuro uso del edificio. En el siguiente mandato presidencial, el secretario de gobernación el licenciado Jesús Reyes Heróles buscaba una nueva sede para el AGN, el cual se encontraba disperso por la Ciudad de México, situación que lo hizo considerar al palacio de Lecumberri como un buen lugar para llevar a cabo las funciones del archivo. Por lo que el 27 de mayo de 1977 por decreto del presidente José López Portillo la antigua penitenciaría se convertiría en la nueva sede del Archivo General de la Nación (Noelle, 1983). En la figura 2.7 se muestra una imagen del palacio antes de

iniciar las obras de remodelación en la cual se aprecia el hundimiento del edificio con respecto al nivel de la calle.



Fig. 2.7 Fotografía del Palacio de Lecumberri a finales de la década de los setenta (AGN, 2018a)

Debido a que en la figura 2.7 se observa el desnivel del inmueble, se buscó determinar con esta evidencia el hundimiento con respecto del nivel de calle para ese entonces. Para esto se tomó como referencia la altura de la puerta la cual es de 4.19 m y se midió la cantidad de escalones visibles. El hundimiento calculado es igual a 1.05 m, y por tanto la velocidad media de los hundimientos es de 1.31 cm/año desde el año de 1897 hasta el año de 1977.

Las tareas de remodelación y preservación quedaron a cargo del arquitecto Jorge L. Medellín (Presidente del ICOMOS México en ese entonces) las cuales consistieron en (AGN, 2017):

- Demolición de muros
- Desmonte de rejas
- Arreglo y aplanado de marcos de cantera en fachada y muros en el interior (Dirección, Administración, Sala Central, jardines, etc.)
- Creación de la cúpula (domo central de acrílico)
- Instalaciones eléctrica, hidráulica, de riego, agua potable, drenaje, sistema contra incendios, etc.

Con la remodelación se logró no solo hacer los cambios necesarios para las nuevas funciones del inmueble, sino que se respetó lo esencial de la estructura. Dentro de los cambios realizados más significativos fue el techar las crujías (fig. 2.8), construir una octava crujía para comunicar el edificio de Gobierno con la sala Central y el desmontaje de la torre central la cual se sustituyó por una cúpula. El 27 de agosto de 1982 fue inaugurada la nueva casa del Archivo General de la Nación (AGN, 2017). En la figura 2.9 se aprecia la construcción de la cúpula donde antes se ubicaba la torre de vigilancia, la construcción de la octava crujía, el techado de las crujías existentes y el cambio del sistema de techo del edificio de gobierno.



a) Durante la remodelación



b) Después de la remodelación

Fig. 2.8 Remodelación de una de las crujiás (AGN, 2010)



Fig. 2.9 Fotografía del Palacio de Lecumberri durante la remodelación entre finales de los años setenta y principio de los años ochenta (Sánchez, 2018)

En el 2009 se realizó una remodelación de las instalaciones del palacio de Lecumberri así como una nueva construcción. Los trabajos de remodelación de las instalaciones consistieron principalmente en la restauración de la fachada, consolidación de grietas y en el mejoramiento y adecuación de las instalaciones (Secretaría de Gobernación, 2017). En las figuras 2.10 y 2.11 se muestran parte de los trabajos realizados en el edificio como es el mantenimiento realizado a la cantera y los trabajos de remodelación en el interior.



Fig. 2.10. Trabajos de manteniendo en la cantera de la fachada (AGN, 2010)



Fig. 2.11. Remodelación de las oficinas del edificio de gobierno (AGN, 2010)

2.2. Estudios técnicos realizados al AGN

En año de 1998 la Facultad de Arquitectura de la UNAM realizó un estudio al Palacio de Lecumberri en el que señala que (AGN, 2017):

- El edificio tiene daños estructurales por el severo deterioro de la cimentación
- Su sistema constructivo es heterogéneo (mampostería)
- Hubo modificación de la geometría y régimen de cargas original
- Se encuentra en una zona de alta resonancia en caso de sismo
- Es vulnerable a causa de diversos factores naturales y sociales
- Está en riesgo permanente de inundación por aguas contaminadas.
- Sufre hundimientos diferenciales severos y constantes por la alta compresibilidad del suelo

Un año más tarde el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) informó que el palacio se construyó sobre depósitos de arcilla de muy alta compresibilidad y que desde su construcción original ha sufrido de deformaciones y hundimientos diferenciales (AGN, 2017).

Por otra parte, la información Cartográfica del AGN elaborada por la Dirección de Servicios y Obras del Gobierno del D.F. muestra dos fallas geológicas ubicadas en la zona perimetral del inmueble (AGN, 2017) (figura 2.12).

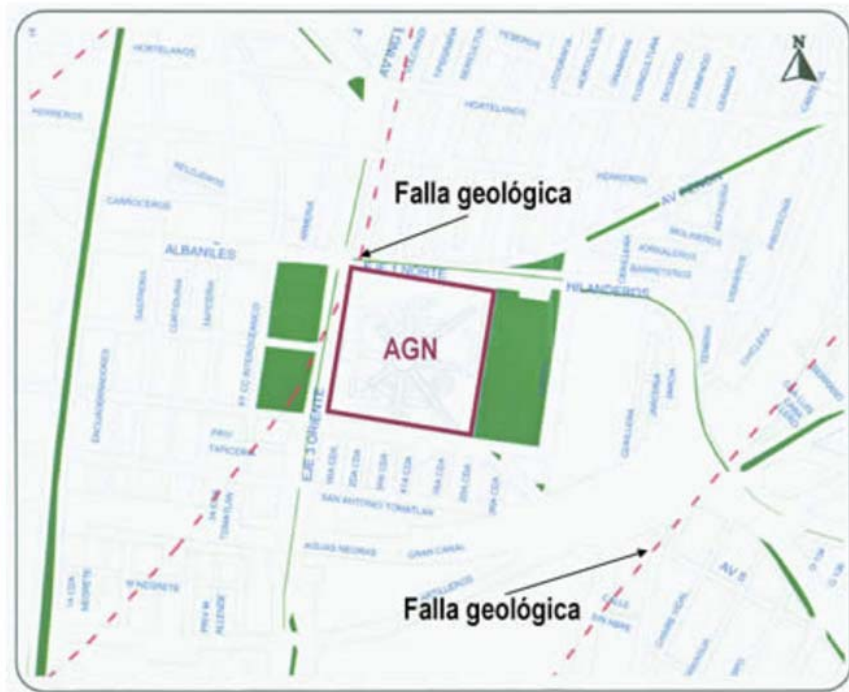
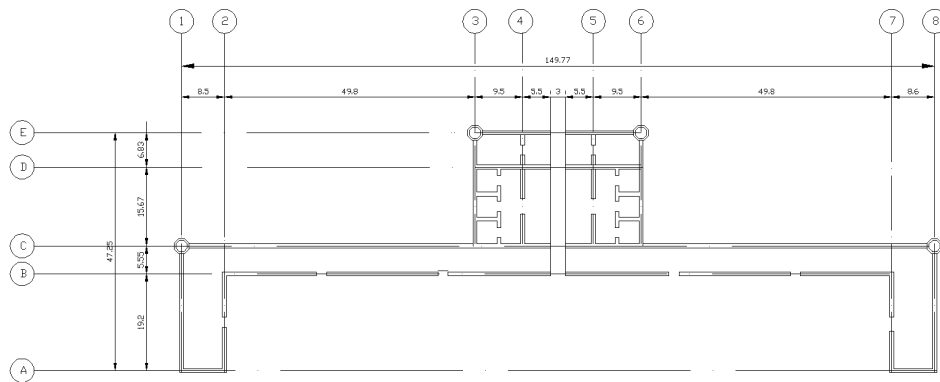


Fig. 2.12 Ubicación de las fallas geológicas (AGN, 2017)

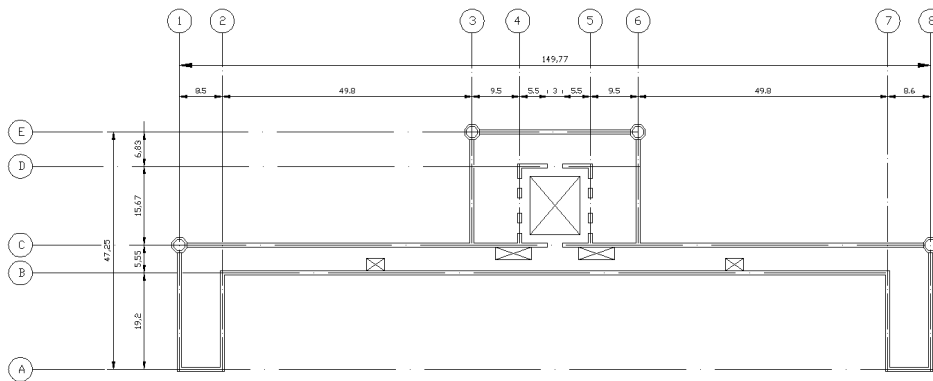
Para el año 2016 el IINGEN realizó estudios en materia de ingeniería estructural al edificio de gobierno para determinar el comportamiento del mismo de acuerdo con la reglamentación del 2004. De los análisis realizados tanto por peso propio como modal espectral se concluyó que el edificio se comporta de manera satisfactoria, empero el comportamiento ante hundimientos diferenciales muestra que la estructura es susceptible a dañarse por éstos.

Para la elaboración de los análisis realizados por el Instituto, se llevaron a cabo levantamientos geométrico, estructural y de daños, además se determinaron las cargas gravitacionales del edificio. El edificio se encuentra conformado por muros de mampostería sólida sin reforzar de 80 cm de espesor, en tanto el sistema de piso es de losa maciza de concreto reforzado (IINGEN, 2016).

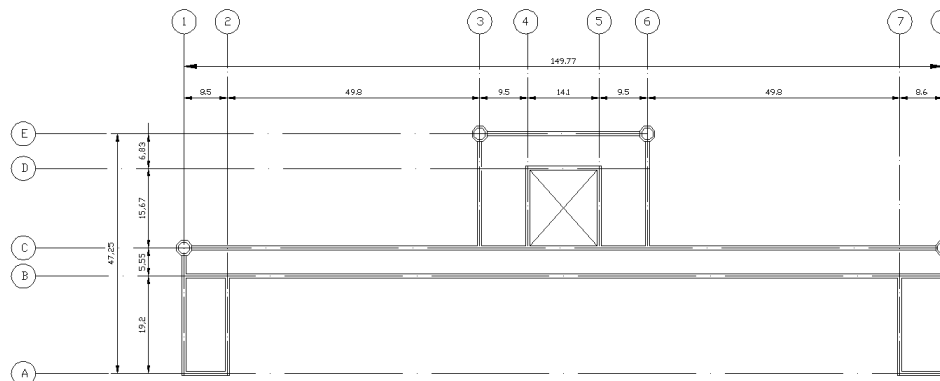
La geometría es alargada, cuenta con una longitud de 150 m y un ancho de 47.25 m. El edificio es de dos niveles cada uno con una altura de 7.04 m, además tiene cuatro escaleras dos al centro del inmueble y dos a la mitad de la zona de las alas. En la figura 2.13 se muestran los planos de planta baja, primer nivel y azotea (IINGEN, 2016).



a) Planta baja



b) Primer nivel



c) Planta de azotea

Fig. 2.13. Plantas del edificio (IINGEN, 2016)

De las inspecciones realizadas a la construcción se encontró que la mayor parte del edificio se encuentra en buenas condiciones a excepción del ala sur, la cual presenta múltiples grietas en los dos niveles y problemas de humedad en la planta baja. Estas grietas no suponen un riesgo a la estabilidad del inmueble (IINGEN, 2016). En las figuras 2.14 y 2.15 se muestran las zonas afectadas.

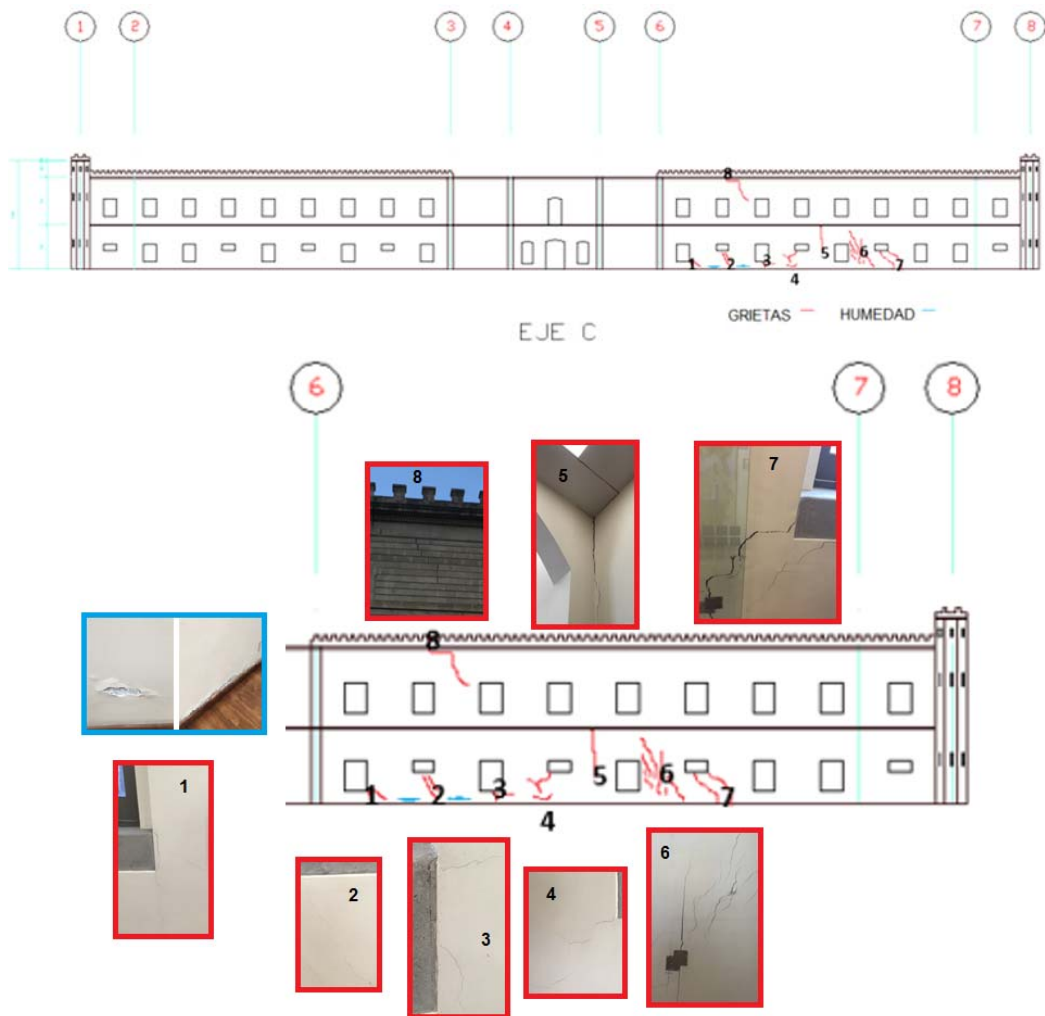


Fig. 2.14. Levantamiento de daños en el eje C (IINGEN, 2016)

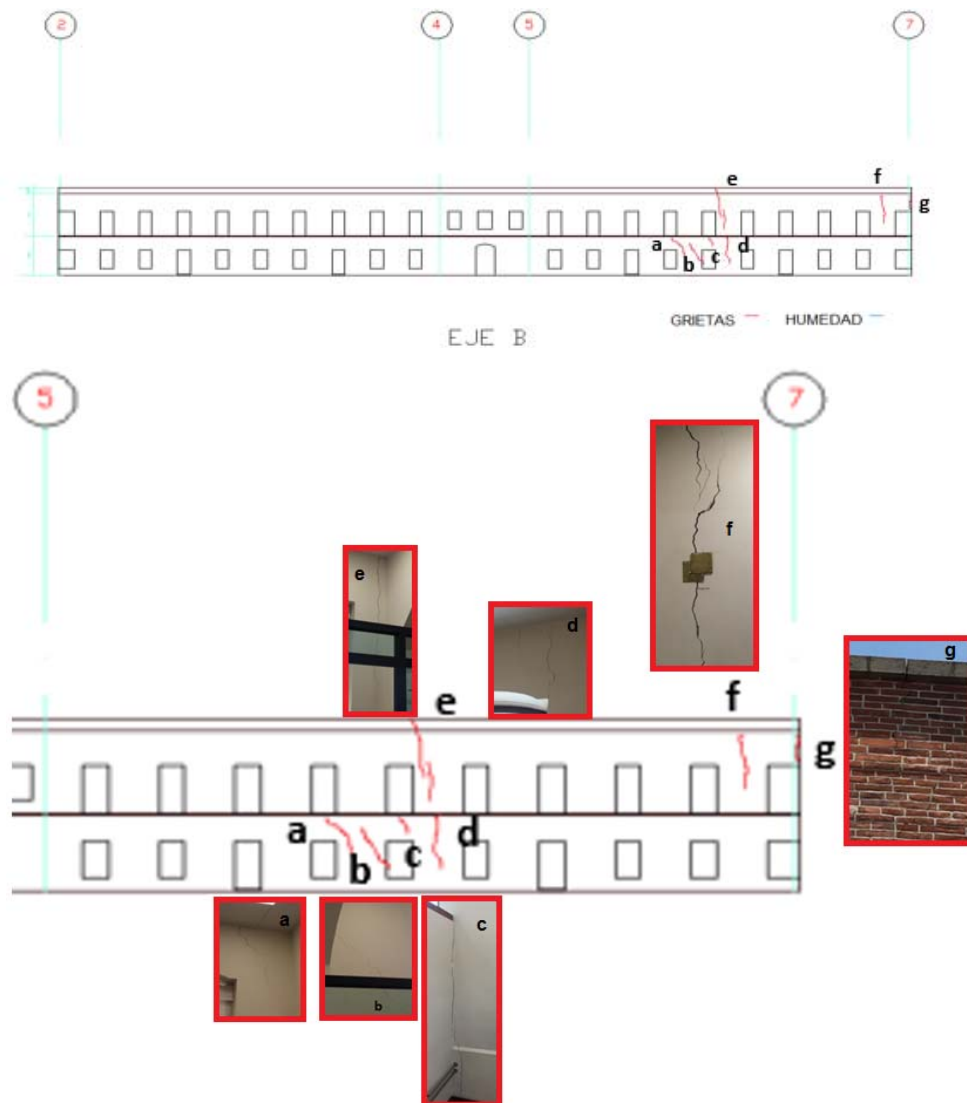


Fig. 2.15. Levantamiento de daños en el eje B (IINGEN, 2016)

Para el estudio del edificio de gobierno se determinaron los diferentes usos de los entrepisos, así como las cargas actuantes en él. Las cargas muertas, que son las cargas del peso de los materiales de la estructura y de los acabados, así como de las instalaciones del edificio. Para los materiales de la estructura se consideró para las losas de concreto un peso volumétrico de $2,400 \text{ kg/m}^3$ y para la mampostería su valor es de $1,600 \text{ kg/m}^3$, este último se obtuvo del propuesto por Meli (1998) para mampostería de ladrillo con cal. En la tabla 2.1 se muestran las cargas debidas a las instalaciones.

Tabla 2.1. Carga de acabados e instalaciones (IINGEN, 2016)

Elemento	Carga (kg/m^2)
Muros divisorios de tabla roca	120
Pisos y acabados	120
Instalación eléctrica e hidrosanitaria	20
Plafón	20

Para la determinación de las cargas vivas se emplearon las mencionadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-Criterios) del 2004. En la figura 2.16 se muestra la distribución de las cargas por nivel y en la tabla 2.2 se muestran los valores carga viva empleados.

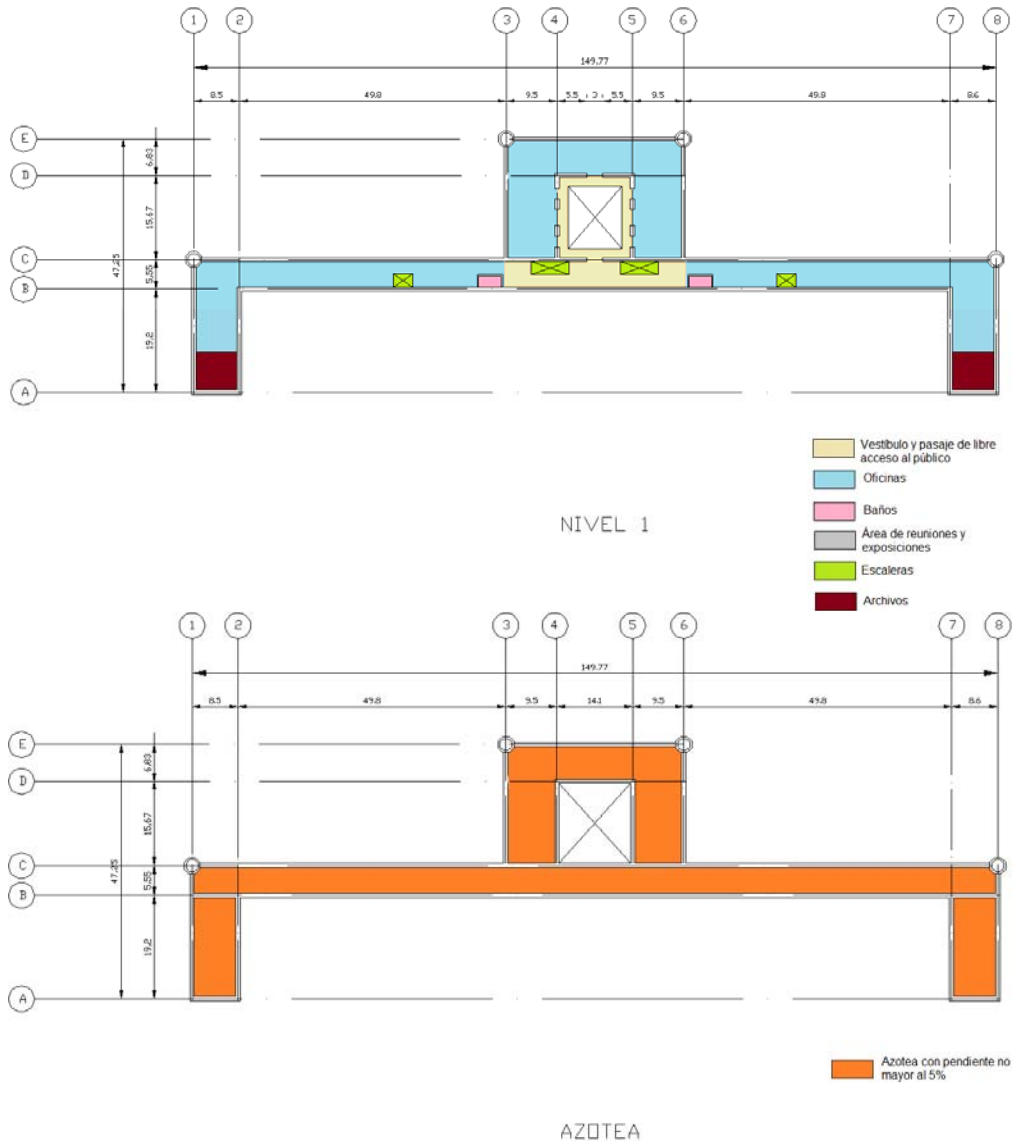


Fig. 2.16. Configuración de los usos del primer nivel y azotea (IINGEN, 2016)

Tabla 2.2. Cargas vivas por entrepiso

Entrepiso	Uso	CV_{max} (kg/m ²)	CV_{inst} (kg/m ²)	CV_{med} (kg/m ²)
Nivel 1	Oficinas	250	180	100
	Área de reuniones y exposiciones	350	250	40
	Vestíbulo y pasaje de libre acceso	350	150	40
	Archivos	350	250	40
Azotea	Azotea con pendiente < 5%	100	70	15

Para el estudio del edificio, se realizó un modelo con elementos finitos utilizando únicamente elementos cascarón tanto para los muros como para las losas (IINGEN, 2016). En la tabla 2.3 se muestran los módulos de elasticidad asignados a cada material, el valor dado para la mampostería se tomó de los valores recomendados por Meli (1998). En la figura 2.17 se muestra el modelo numérico realizado.

Tabla 2.3. Módulos de elasticidad (IINGEN, 2016)

Material	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Concreto	221,400
Mampostería	10,000

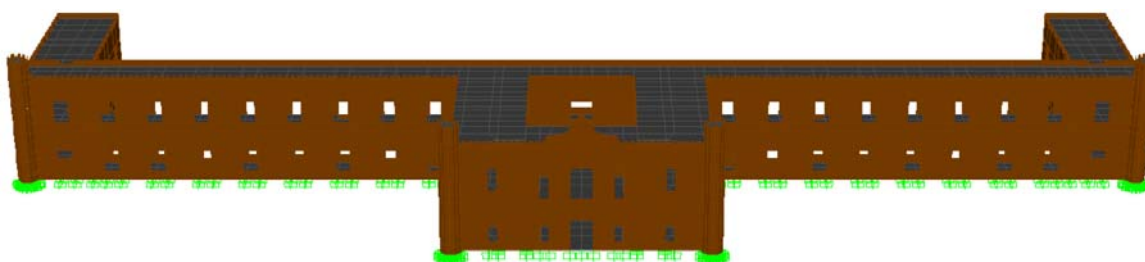


Fig. 2.17. Vista frontal del modelo de elementos finitos (IINGEN, 2016)

Debido a que se prescindió de un levantamiento topográfico no se pudo evaluar de forma detallada los efectos de los hundimientos diferenciales, por lo que se realizó un estudio simplificado obteniendo el hundimiento sufrido por el edificio de manera indirecta a través del análisis de fotografías en diferentes años del inmueble. Con este estudio se estimó que el hundimiento máximo se presenta en

la parte central de edificio y es aproximadamente de 40 cm (IINGEN, 2016), ver figura 2.18. Para observar los efectos del hundimiento en el modelo numérico, se asignó un desplazamiento lineal en los apoyos de la base, siendo el desplazamiento máximo en la parte central y cero en los extremos (IINGEN, 2016).



Fig. 2.18. Estimación del hundimiento del inmueble (IINGEN, 2016)

De las conclusiones emitidas en el informe se menciona que los hundimientos diferenciales, actualmente no representan un peligro para la estabilidad del edificio, pero si el fenómeno continúa acrecentándose puede llegar a poner en riesgo la construcción, por lo que se recomendó (IINGEN, 2016):

- Colocación de testigos en las zonas agrietadas para registrar y medir su evolución
- Realizar una serie de levantamientos topográficos para conocer el perfil de hundimientos y estimar su tasa de crecimiento
- Hacer estudios de mecánica de suelos, así como una exploración de la cimentación con el fin de dar una solución adecuada al problema

3. Técnicas de refuerzo

Debido al desgaste o daño que sufren los edificios históricos por causa de los fenómenos naturales (sismos, hundimientos diferenciales, la erosión provocada por el ambiente y el paso del tiempo, etc.), es necesario intervenir estos edificios con la finalidad de que no se pierda el patrimonio arquitectónico.

En el caso del Palacio de Lecumberri se investigó sobre posibles técnicas de refuerzo que pueden aplicarse a la estructura. Si bien en los Principios ISCARSAH (ICOMOS, 2003a) se menciona que: “La terapia debe estar dirigida a las raíces del problema más que a los síntomas”, en este trabajo debido a la falta de información sobre la cimentación y de estudios de mecánica de suelos se decidió considerar una medida que mitigue los daños estructurales causados por los hundimientos diferenciales.

3.1. Inyecciones

Esta técnica sirve tanto para el sellado de grietas como para rellenar huecos internos existentes en la mampostería. La selección de los materiales de la lechada está en función del tamaño de las grietas y de los huecos internos (Meli, 1998).

Se recomienda usar una lechada de agua y cemento libre de arena; sin embargo, cuando la grieta y los huecos son de tamaño considerable, la inyección debe ser un mortero con consistencia de lechada o un concreto con consistencia de líquido. El empleo de morteros puzolánicos con bajo o nulo contenido de cemento portland es más recomendable, debido a que existe una mayor compatibilidad con las propiedades del material original (Meli, 1998).

La aplicación de la lechada generalmente se realiza por gravedad, pero en ciertos casos el bombeo a presión de la lechada es necesario; para su ejecución se requiere del sellado de la superficie exterior para evitar fugas de la lechada. La inyección se realiza por tubos que se van llenando los huecos del muro de abajo hacia arriba (Meli, 1998). La figura 3.1 es un ejemplo de la aplicación por gravedad.

Además de las recomendaciones expuestas en el párrafo anterior se deben considerar otras problemáticas asociadas con la selección de la mezcla a inyectar como son (Binda et al, 2006):

- El desconocimiento sobre la distribución y tamaño de las oquedades en la mampostería
- La dificultad de la lechada para penetrar en grietas delgadas (2-3mm)
- La presencia de huecos grandes como pequeños, lo cual dificulta la selección del tamaño de la arena para el mortero (si se inyecta una cavidad grande con un mortero con agregado fino, éste se segregará)
- La segregación y contracción del mortero debidos a la capacidad de absorción de agua del material a consolidar
- La dificultad del mortero para penetrar el grietas o huecos, especialmente en materiales limosos o arcillosos
- Que la presión de la inyección sea lo suficientemente baja para evitar que las burbujas de aire queden atrapadas en las grietas o en los huecos del muro.



Fig. 3.1. Aplicación por gravedad de una inyección de mortero (Ciment & architecture, 2018)

3.2. Rejunteo reforzado

Consiste en insertar barras de acero (puede ser también de acero inoxidable o de FRP, fibras reforzadas con polímeros por su sigla en inglés) entre las juntas de la mampostería, las cuales se horadaron previamente y al terminar su colocación se cubren con mortero. Esta técnica solo se puede utilizar en mampostería con juntas regulares. La técnica se desarrolló para controlar los efectos de carga sostenida; sin embargo, se considera útil para el control de grietas debidas a hundimientos diferenciales (Valluzzi, Binda y Modena, 2005), en la figura 3.2 se muestra la aplicación de la técnica en diferentes tipos de mampostería.

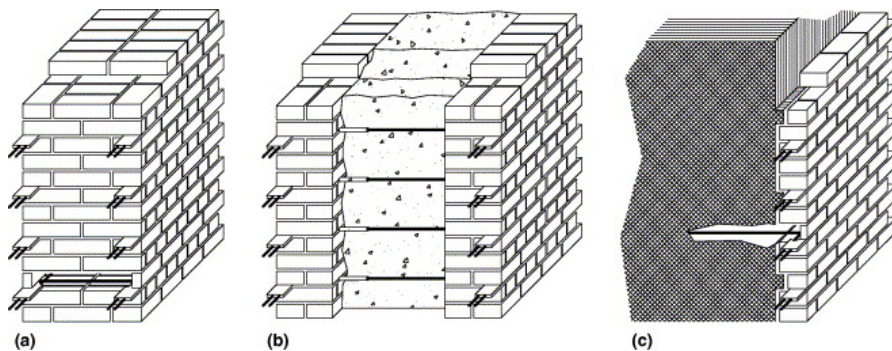


Fig. 3.2. Técnica de rejunteo reforzado (Valluzzi, Binda y Modena, 2005)

3.3. Costura armada

Son barras metálicas que se insertan en perforaciones previamente realizadas en la mampostería, las cuales se adhieren mediante inyecciones de lechada en los huecos. Dependiendo del problema a solucionar, se establece la posición y dirección de las varillas, por ejemplo, se puede utilizar para unir un muro con otro transversal, para dar resistencia a la tensión en algunas zonas críticas o para estabilizar una zona deteriorada de un elemento de mampostería (Meli, 1998). Ver figura 3.3.

Para garantizar el funcionamiento de las barras insertadas se requiere del desarrollo de una adherencia entre éstas y la mampostería, por lo que la inyección debe ser particularmente cuidadosa; por la misma razón es conveniente emplear barras de pequeño diámetro (Meli, 1998).

3.4. Malla electrosoldada

Esta técnica consiste en adosar a los muros de mampostería una malla electrosoldada la cual se recubre con unos cuantos centímetros de espesor de mortero. Dicha técnica se puede aplicar en una o en las dos caras del muro (figura 3.4), para lo cual se debe asegurar el correcto anclaje entre la malla y el muro. En el primer caso se pueden usar clavos sobre arandelas o corcholatas cuando la técnica se aplica sobre mampostería débil como es el caso del adobe o del ladrillo de barro recocido, también se puede utilizar algún sistema de anclaje existente en el mercado, en el segundo caso el anclaje se realiza usando pasadores (Meli, 1998).

El empleo de malla electrosoldada funciona para proporcionar resistencia a tensión y cortante, así como para generar una continuidad entre elementos distintos, lo cual es muy útil para resistir los efectos de hundimientos diferenciales o de sismos, por ejemplo. El uso de esta técnica se recomienda cuando los recubrimientos de los muros puedan ser removidos temporalmente o bien sustituidos definitivamente (Meli, 1998)

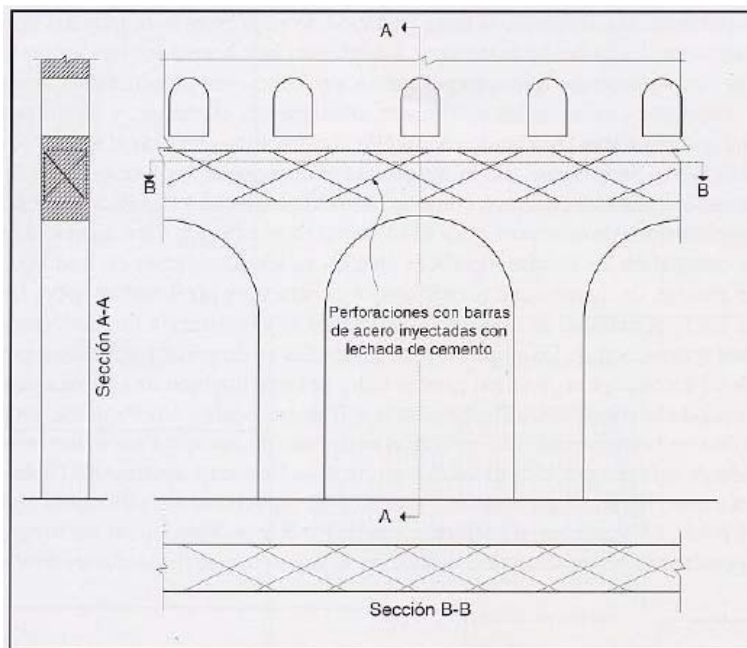


Fig. 3.3. Ejemplo de costura armada (Meli, 1998)

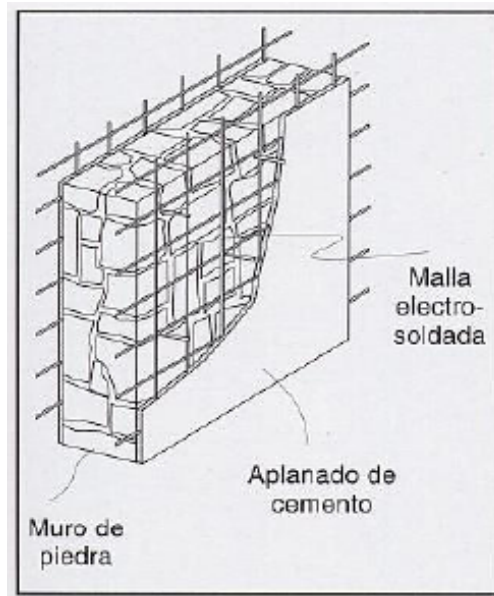


Fig. 3.4. Refuerzo con malla electrosoldada (Meli, 1998)

3.5. Polímeros reforzados con fibras

Los polímeros reforzados con fibras (FRP por su sigla en inglés) son materiales compuestos por fibras (carbono, vidrio o aramida) las cuales soportan las cargas a tensión únicamente en su eje y una matriz que por lo general es de resina epóxica, que tiene la función de distribuir los esfuerzos en las fibras así como protegerlas del exterior.

Como material de refuerzo, el FRP presenta ciertas ventajas: aporta resistencia a flexión fuera del plano; incrementa la resistencia a cortante, aumenta poco el espesor de los muros (menos de 5 mm); es más liviano que el acero (entre una cuarta y quinta parte); es resistente a la corrosión; el refuerzo se puede lograr cubriendo tan solo una fracción de la superficie a tratar entre otras (Islam, 2008). Aunado a lo anterior comparado con el acero los FRP tienen un menor módulo de elasticidad y un comportamiento puramente elástico, pero cuenta con una mayor resistencia a la tensión.

Principalmente existen tres sistemas que se usan para el refuerzo (Gaytan, 2002):

- Sistemas de capas mojadas (Wet lay-up systems): consiste en hojas o tapetes de fibras secas unidireccionales o multidireccionales, así como tejidos que son impregnados en sitio con la resina para unir o adherir las hojas con la superficie. Este tipo de sistemas se curan en sitio
- Sistemas preimpregnados (Prepeg systems): son tejidos u hojas de fibras unidireccionales o multidireccionales que son preimpregnadas con una resina. Las fibras son adheridas a la superficie con o sin aplicación de resina adicional, dependiendo de los requerimientos del sistema. Para el curado de estos sistemas normalmente se requiere calor
- Sistemas precurados (Precured systems): Estos sistemas se caracterizan por estar fabricados en un sistema proveedor de resina y enviados al sitio de trabajo. Para su unión con la superficie a tratar, generalmente se requiere de un adhesivo. Estos sistemas pueden ser en forma de largas tiras, cintas enrolladas, mallas multidireccionales, entre otros.

El uso de FRP en edificios históricos de mampostería se sugiere para los siguientes casos (Valluzzi et al, 2014):

- Para contrarrestar parcial o totalmente el movimiento fuera del plano.
- Reforzamiento en y fuera de plano (figura 3.5) así como el mejoramiento de la capacidad de carga y rigidez de muros ante cortante o cargas de pandeo
- Mejorar la resistencia y ductilidad de columnas y pilares mediante confinamiento
- Para incrementar la capacidad de carga de arcos y bóvedas y reducir su coceo.
- Reparación de grietas o limitar el ancho de estas.



Fig.3.5. Refuerzo a cortante de muros de mampostería (Islam, 2008)

3.6. Marcos de concreto o metálicos

Este tipo de técnica se utiliza principalmente para reforzar aberturas en los muros (ventanas, arcadas, etc.), debido a que las aberturas son zonas débiles en los muros. Se debe unir el marco con el muro para asegurar su buen funcionamiento (PWGSC, 2002 y Modena, 1994), sin embargo, este tipo de intervenciones tiene el inconveniente de presentar problemas de compatibilidad con la mampostería, ya que los marcos de concreto que son más rígidos que la mampostería atraerán una mayor cantidad de carga y los marcos de acero que son más flexibles empezaran a trabajar una vez que la mampostería se agriete (PWGSC, 2002). En las figuras 3.6 y 3.7 se muestran ejemplos de este tipo.

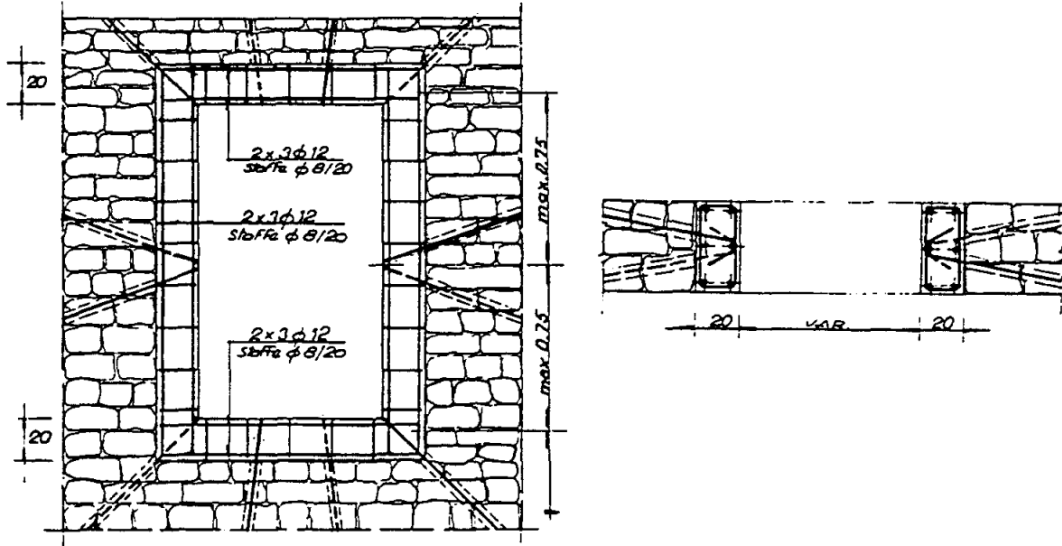


Fig. 3.6. Marco de concreto colocado para el refuerzo de una ventana (Modena, 1994)

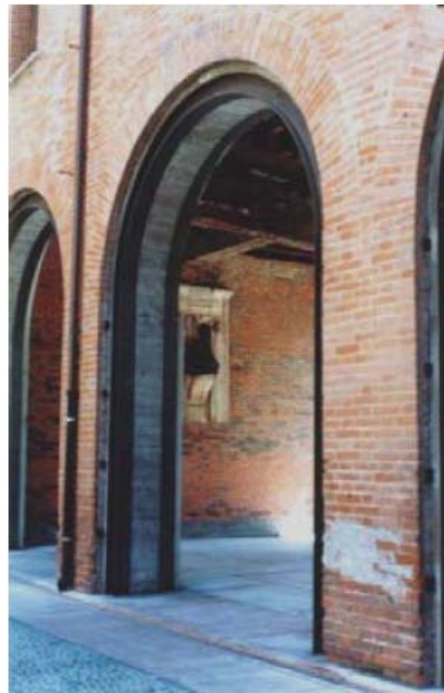


Fig. 3.7. Solución de refuerzo con arcos de acero fijados en una base de concreto (Peña y Lourenço, 2012).

La reversibilidad de esta técnica usando marcos metálicos depende principalmente de cómo se coloquen en la construcción, ya que estos pueden ir incrustados en los muros (figura 3.8) o bien conectados por el exterior (figuras 3.7 y 3.9). Los marcos incrustados en los muros se consideran como una técnica invasiva (EECCP, 2006).



Fig. 3.8. Marcos de acero incrustados en los muros de mampostería (EECCP, 2006)

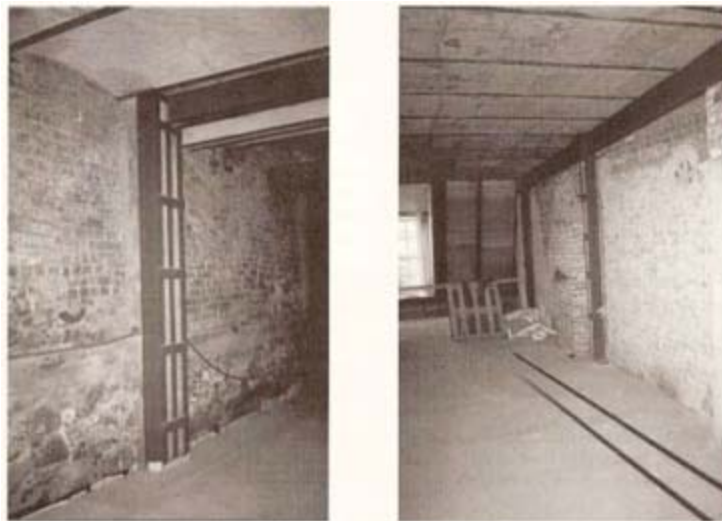


Fig. 3.9. Marcos de acero adosados a la mampostería (EECCP, 2006)

3.7. Presfuerzo

Consiste en la aplicación de una fuerza de compresión, ya sea por medio de tendones de acero o FRP, para contrarrestar los esfuerzos a tensión en los muros de mampostería. Los tendones se pueden colocar dentro de un orificio realizado en la mampostería o bien ir en ranuras hechas en las dos caras del muro (ElGawady et al, 2004).

El anclaje del presfuerzo en la mampostería es diferente al usado en el concreto, debido a baja resistencia a la compresión que posee ésta. Una forma de lograr el anclaje es mediante la colocación de vigas de concreto en la parte superior del muro y contratraveses en la parte inferior (ElGawady et al, 2004).

En cuanto a sus efectos, se tiene que el presfuerzo vertical mejora el comportamiento último de los muros tanto en el plano como fuera del plano; además también incrementa la carga en la que se comienza a agrietar el muro así como la distribución de las grietas. La aplicación de presfuerzo en la dirección horizontal no ha mostrado experimentalmente ser muy efectiva; sin embargo, la aplicación de presfuerzo tanto horizontal como vertical resulta tener un mayor efecto que la suma de sus efectos individuales (ElGawady et al 2004).

3.8. Selección de la técnica de refuerzo

Debido a que los monumentos históricos son elementos del pasado que han pervivido hasta nuestra época, en ellos se pueden apreciar las ideas, el arte y la tecnología constructiva de las sociedades del pasado, por ello en la selección de las técnicas de refuerzo, es importante considerar tanto la seguridad estructural de los edificios como la protección de los valores asociados a los monumentos.

En cuanto al concepto de valor en monumentos históricos se puede definir a grosso modo como aquello que la sociedad o un grupo de la sociedad reconoce o considera importante, por ello se convierte en algopreciado (sea tangible o intangible) y su pérdida afectaría a la sociedad o algunos grupos de esta. La forma de valorar el patrimonio construido puede variar de un grupo a otro, un ejemplo burdo sería la Catedral Metropolitana la cual no será valorada de igual forma por un feligrés para el cual la Catedral es un lugar en donde demuestra su devoción y fe que por un turista, el cual está más interesado en la arquitectura y cuestiones artísticas del templo. En cuanto al tema de valores y valoración del patrimonio Jokilehto (2016) y Peñuelas (2016) explican aspectos de estas cuestiones. Para considerar las cuestiones a valorar en el patrimonio construido Peña (2010) menciona que los valores se pueden clasificar de forma general en cinco categorías:

- **Arquitectura:** Además del estilo arquitectónico, la distribución de espacios, usos y modificaciones a lo largo de su historia forman parte del valor cultural del edificio histórico.
- **Arte:** El valor artístico reside tanto en su arquitectura, como en todos los elementos que le proporcionan una identidad al edificio, como pueden ser: frescos y pinturas murales, elementos de adorno (cielos rasos, adornos en columnas y muros, pisos, etc.), bienes muebles conservados en el interior del edificio, etc.
- **Económico:** Los edificios y centros históricos son, muchas veces, la atracción principal de una ciudad, creando beneficios económicos directos e indirectos.
- **Historia:** El valor cultural histórico de un inmueble no se refiere únicamente a la época en que fue construido, sino también a todos los hechos de que ha sido testigo mudo. Como por ejemplo, ser la casa en donde vivió cierto personaje de la historia, lugar donde se redactó o firmó cierto acuerdo, etc.
- **Ingeniería:** La concepción estructural de un edificio histórico forma también parte de su valor cultural. Ésta muestra en forma tangible las antiguas técnicas de construcción y los materiales usados. Las estructuras de los monumentos constituyen sin duda alguna un documento histórico y un legado vivo de las habilidades de los antiguos constructores.

Para propósitos de la tesis se usarán únicamente los valores de arquitectura, arte e ingeniería, debido a que sopesar correctamente los aspectos económico e histórico requieren de un estudio más profundo.

El artículo 9 de la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964) menciona sobre la restauración lo siguiente: “Su límite está allí donde comienza la hipótesis”, es decir no debe de agregarse más de lo que se necesita para mantener estable y segura una estructura, de este modo se afecta lo menos posible el patrimonio, en este mismo artículo se enuncia que todo aquello que se agregue debe de poder

diferenciarse de lo existente. De lo anterior se entiende la necesidad de tener criterios para seleccionar las técnicas que mejor se adapten a los requisitos de los monumentos históricos. Peña (2010) explica de forma resumida los criterios utilizados internacionalmente en la restauración:

- **Respeto a la autenticidad estructural:** Es decir, la concepción estructural de los edificios históricos es parte de su valor cultural, por lo que es necesario preservar tanto el sistema original como sus materiales.
- **Mínima alteración o impacto:** Las intervenciones que causen la mínima alteración o impacto al sistema estructural original deberían de preferirse, siempre y cuando provean un nivel de seguridad adecuado.
- **Seguridad estructural:** En el caso de monumentos valiosos, las intervenciones deben considerar las pérdidas artísticas o culturales que el edificio puede experimentar en caso de daño estructural.
- **Compatibilidad:** Los materiales y los dispositivos técnicos utilizados para reparación o refuerzo deben ser compatibles con los originales, es decir, que ningún efecto indeseable debería resultar de su utilización. Los materiales antiguos no deberían experimentar algún tipo de deterioro químico cuando esté en contacto con los materiales nuevos (compatibilidad química), y los materiales nuevos no deberían experimentar fenómenos químicos o físicos que puedan causar algún daño a los materiales existentes.
- **No sea invasor:** Se deberían preferir reparaciones que sean lo menos invasores posibles, dado que esto contribuye a preservar la integridad de las estructuras (primer requisito). Entre varias alternativas, se debería dar preferencia a la que presente una invasión mínima.
- **Reversibilidad y remoción:** Siempre que sea posible, las medidas adoptadas deben ser reversibles. Es decir, que al desmantelarlas, el material original o la estructura regresan al estado en que estaba antes, sin sufrir daño o deterioro permanente. Un requisito menos rígido es el de la remoción con deterioro limitado o duradero en la construcción original. La reversibilidad o remoción abre la posibilidad de reponer o cambiar, en el futuro, el refuerzo por otro más adecuado o efectivo.
- **Monitorización:** Debe ser posible controlar la intervención durante su ejecución. No se deberían permitir acciones que sean imposibles de controlar. Un programa de supervisión y control debería acompañar a cualquier propuesta de intervención, con el fin de evitar dañar a la estructura durante los trabajos de intervención.

Aun teniendo tanto los valores como los criterios de la restauración, para la selección de una propuesta de intervención no existe un protocolo o una guía en la que se indique como se deben de considerar estos aspectos. Sin embargo, esto es entendible debido a que el patrimonio construido es muy diverso en cuanto a sus características e importancia y, como bien se menciona en el preámbulo de la Carta de Venecia (ICOMOS, 1964), cada nación es la encargada de aplicar los criterios internacionales de acuerdo a su propia cultura y tradiciones.

Teniendo esto en mente se desarrolló una tabla de selección como primera fase para poder elegir la técnica de refuerzo. En esta tabla se utilizaron los criterios de no ser invasor, compatibilidad y reversibilidad los cuales se califican con una escala que va del 0 al 3 como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Escalas utilizadas para la evacuación de las técnicas de refuerzo

Invasión a valores	Compatibilidad	Reversibilidad
3 – Nula	3 – Alta	3 – Alta
2 – Baja	2 – Media	2 – Media
1 – Media	1 – Baja	1 – Baja
0 – Alta	0 – Nula	0 – Nula

Para la parte de invasión a valores se calificó que tanto afectaría la implementación de la técnica al monumento histórico, para compatibilidad se evaluó tanto la parte química como la mecánica y en reversibilidad solo es un rubro. Al final se suman los valores dados a cada área y se consideraron como técnicas de refuerzo aceptables aquellas que tengan el 75% o más del puntaje total el cual es igual 18 puntos, por lo tanto el 75% es 13.5 y para fines prácticos se redondeó el valor a 14. En la tabla 3.2 se realiza la evaluación de las técnicas.

De la evaluación realizada, las técnicas de malla electrosoldada y de colocación de FRP cumplen con el criterio mencionado. Aunque en la práctica es común utilizar más de una técnica de refuerzo, para el presente trabajo sólo se utilizara una técnica de intervención.

De estas dos técnicas se eligió la de FRP debido a que es un material novedoso, que presenta buenas propiedades mecánicas en cuanto a la resistencia a la tensión, no necesariamente se requiere cubrir todo el muro como es el caso de la malla electrosoldada para lograr el refuerzo y como se busca realizar una medida paliativa, el uso de FRP no limitaría futuras intervenciones.

Tabla 3.2. Evaluación de las técnicas de intervención para el edificio de gobierno del AGN

Técnica	Invasión a valores			Compatibilidad		Reversibilidad	Total
	Arquitectónicos	Artísticos	Ingenieriles	Química	Mecánica		
Rejunteo reforzado	3	2	2	2	2	2	13
Inyecciones	3	2	3	2	3	0	13
Costura armada	3	2	2	2	2	0	11
Malla electrosoldada	3	2	2	3	3	2	15
FRP	3	2	3	2	3	1	14
Marcos de concreto	1	1	0	3	0	1	6
Marcos metálicos	1	1	0	3	0	0	5
Presfuerzo externo	1	1	2	3	2	3	12
Presfuerzo interno	2	2	2	3	2	0	11

En la tabla 3.3 se presentan las propiedades del FRP que funge como refuerzo, esta información se obtuvo de la ficha técnica del producto seleccionado (Sika Mexicana, 2017). Tanto el módulo de elasticidad como la resistencia a la tensión corresponden a los valores medios del FRP.

Tabla 3.3. Propiedades del FRP

Densidad (kg/cm³)	1 600
Ancho (mm)	100
Espesor (mm)	1.2
Módulo de elasticidad (kg/cm²)	1 650 000
Resistencia a la tensión (kg/cm²)	31 000

4. Modelos numéricos

4.1. Descripción del modelo

Para analizar la estructura se empleó el programa SAP2000 v.19.1.1. El modelo está conformado por 5,946 elementos cascarón, de 6,628 nodos y 37,536 grados de libertad. El modelo está compuesto por muros de 80 cm y de cuatro torres de 40 cm de espesor, la altura de entrepiso es de 7.04 m y el sistema de piso es de losas de concreto de 15 cm de espesor. En la figura 4.1 se muestran el modelo desde diferentes vistas. Los materiales empleados son los mismos que en el reporte del IINGEN (2016), en la tabla 4.1 se muestran las propiedades de los materiales.

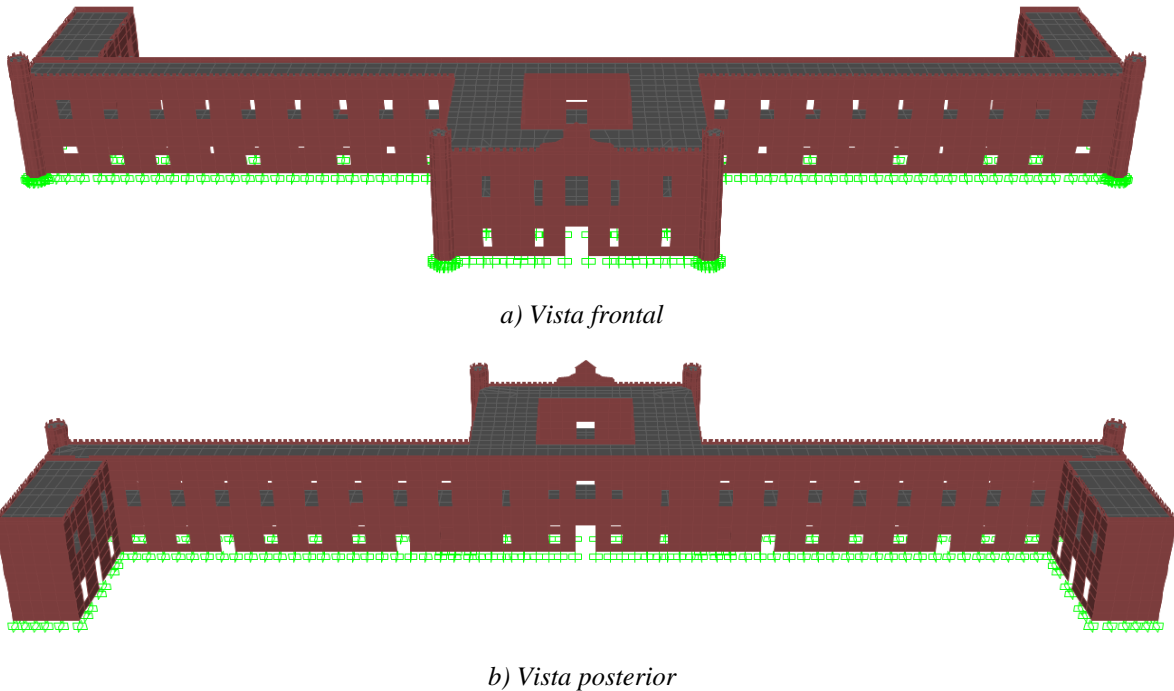


Fig. 4.1. Vistas en perspectiva del modelo numérico

Tabla 4.1. Propiedades de los materiales

Material	Peso volumétrico (kg/m ³)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Ladrillo con mortero de cal	1,600	10,000
Concreto	2,400	221,400

4.2. Patrón de hundimientos diferenciales

Para el análisis de los hundimientos se empleó la combinación de carga muerta + carga viva media + hundimientos. El valor de carga muerta incluye los valores de los pesos debidos a la mampostería y al concreto (tabla 4.1); el peso de los acabados e instalaciones (tabla 2.1) así como los pesos adicionales para losas de concreto que marcan las NTC-Criterios (2017) siendo 20 kg/m^2 por losas coladas en sitio y 20 kg/m^2 más por capa de mortero. Los valores de carga viva media son los de la tabla 2.2, cabe mencionar que los valores empleados no se modificaron en las actualizaciones de las NTC-Criterios (2017) con respecto al del reglamento anterior. En la tabla 4.2 se tienen los resultados de la bajada de cargas por carga muerta y viva media.

Tabla 4.2. Baja de cargas

Carga	Valor (t)
Carga muerta	11,423.32
Carga viva media	175.55
Total	11,598.87

Debido a la falta de información topográfica, como se mencionó en el capítulo 2, se consideró primero como perfil de hundimientos un patrón lineal con desplazamiento de 40 cm al centro del modelo el cual fue propuesto por el IINGEN (2016), como se parecía en la figura 4.2. Con este patrón se observó la coincidencia con algunos de los daños existentes (figs. 4.3 y 4.5), sin embargo, con este tipo hundimientos en la parte central de la estructura se generaron esfuerzos a tensión (esfuerzos axiales y principales mayores), lo cual podría interpretarse como daño, pero en la estructura real no existe daño en esta zona. Por tal motivo se propuso un patrón de hundimientos parabólicos como se observa en la figura 4.4.

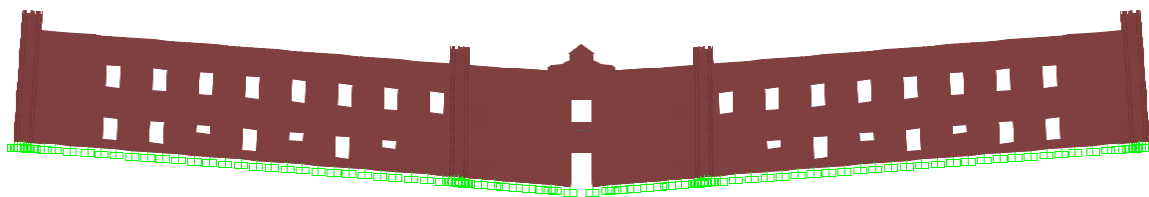


Fig. 4.2. Deformación del modelo debido a la combinación de cargas con el patrón de hundimientos lineal

Con el patrón parabólico como se observa en las figuras 4.4 y 4.5 se reducen los valores de esfuerzos axiales y principales mayores en el centro del modelo, en su lugar los esfuerzos se desplazan hacia los extremos del modelo, dando como resultado que los esfuerzos coinciden con otros agrietamientos de la estructura, por lo que se tomó el patrón parabólico para la evaluación del edificio.

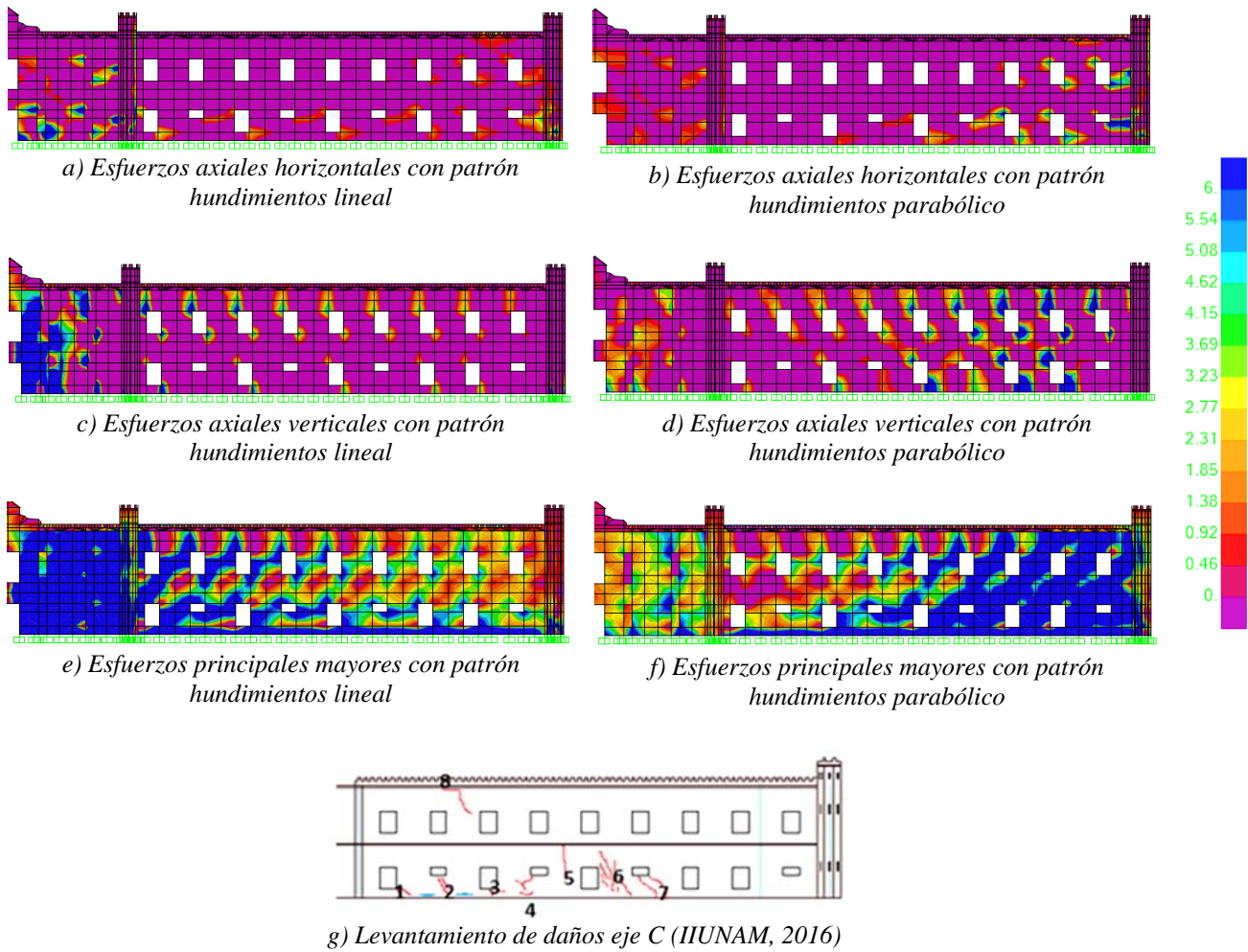


Fig. 4.3. Comparación de los esfuerzos de la parte frontal con los daños existentes



Fig. 4.4. Deformación del modelo debido a combinación de cargas con el patrón de hundimientos parabólicos

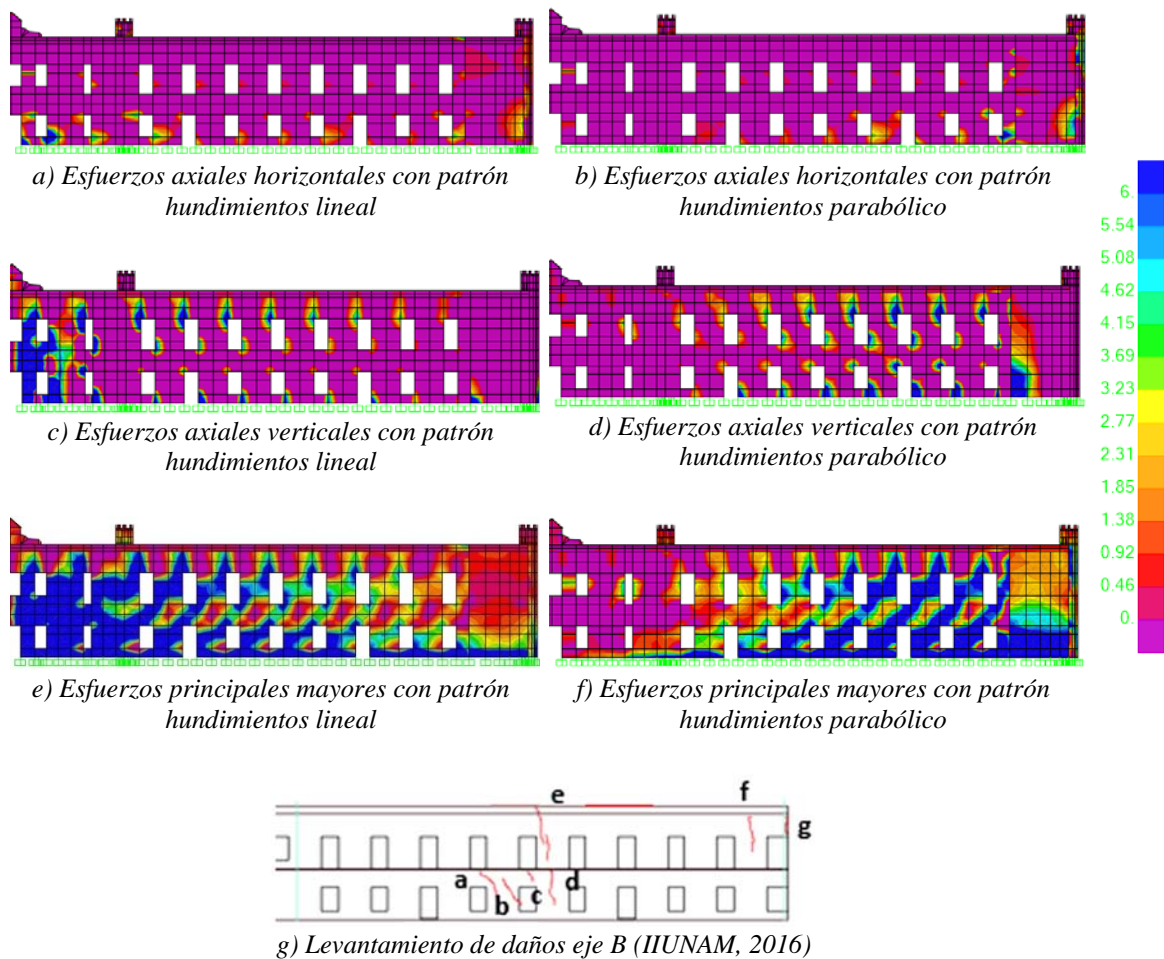


Fig. 4.5. Comparación de los esfuerzos de la parte posterior con los daños existentes

4.3. Análisis lineales secuenciales

El análisis elástico lineal es una forma práctica para detectar las zonas débiles de las estructuras, así como elementos que puedan presentar un comportamiento indeseable o poco satisfactorio. Sin embargo, tiene la enorme desventaja de no redistribuir los esfuerzos debidos al daño de los elementos. En algunos casos esta redistribución puede originar daños en otras partes de la estructura (Peña, 2010).

Por otra parte están los análisis no lineales, los cuales a diferencia del elástico lineal se tiene un comportamiento diferente al sobrepasar las resistencias de los materiales, sin embargo el empleo de este tipo de análisis requiere de un costo computacional mayor; de la comprensión de conceptos como no linealidad del material y geométrica, determinar el que modelo constitutivo de los materiales se usara, el emplear parámetros como la energía de fractura, así como ser capaz de interpretar los resultados obtenidos del modelo, entre otras consideraciones.

Debido a esto se decidió realizar un análisis en el cual se van reduciendo los módulos de elasticidad de los elementos cuyos esfuerzos principales máximos sobrepasan la resistencia a tensión diagonal,

con el fin de que estas zonas reduzcan sus esfuerzos a tensión, de esta forma se considera la redistribución de los esfuerzos.

Esta idea ya se ha implementado anteriormente para el análisis de la propuesta de corrección geométrica para la Catedral Metropolitana (García, 1995) en cuyo trabajo se analizaron los desplazamientos en la estructura, los desplomos de las columnas y los cambios de convergencia en las naves que provocarían las distorsiones inducidas por el proceso de subexcavación.

Como primer análisis García (1995) realizó uno elástico lineal del cual obtuvo las zonas con concentraciones de esfuerzos a tensión, las cuales son zonas que ya sufrieron daño y por tanto generaran cambio en el comportamiento estructural. Dichas zonas son incapaces de soportar los esfuerzos a tensión, esta situación se simuló en el modelo reduciendo el módulo de elasticidad mediante un proceso iterativo. El proceso se repitió hasta que las zonas dañadas alcanzaran un valor a tensión de 5 kg/cm^2 y de esta forma analizar nuevamente los desplazamientos, desplomos y convergencias ya mencionados.

Otros trabajos en los que se plantea la reducción del módulo de Young son en los de Rots (2001) y Rots e Invernizzi (2004) en los cuales se va reduciendo sistemáticamente tanto el módulo de elasticidad como la resistencia tensión del elemento crítico en cada iteración, el nombre que recibe este análisis por parte de ellos es el de “análisis lineales secuenciales con ablandamiento dentado”. Para la parte del ablandamiento se requiere conocer la deformación última, la cual está en función de la energía de fractura, parámetro que se obtiene a través de ensayos a tensión de la mampostería.

Si bien el empleo del ablandamiento aporta una mejor aproximación al comportamiento no lineal de la estructura, debido a que se desconoce tanto la energía de fractura para la estructura en cuestión como su deformación última, solo se fue reduciendo el módulo de elasticidad de la mampostería. Debido a la naturaleza de los análisis, se decidió llamar al modelo resultante de los análisis lineales secuenciales como “modelo lineal secuencial”.

4.3.1. Modo de reducir el módulo de Young

Para lograr lo mencionado en el párrafo anterior se desarrolló un proceso iterativo en el cual se tomó como punto de partida los esfuerzos principales a tensión que superaron la resistencia a tensión de la mampostería. Meli (1998) menciona que la mampostería de ladrillo con mortero de cal alcanza una resistencia a la tensión diagonal de 2 kg/cm^2 , en cuanto a la resistencia a tensión axial menciona que la resistencia se encuentra entre los valores de 1 y 2 kg/cm^2 , como este proceso se rige por los esfuerzos principales, los cuales son los esfuerzos normales máximo y mínimo en el plano en que el esfuerzo cortante es cero, se tomó el valor de la resistencia a tensión diagonal. En la figura 4.6 se muestra el diagrama de flujo del proceso de iteración.

Al desarrollar el proceso iterativo se obtuvo que los nuevos módulos de elasticidad presentan valores con decimales, lo cual al ser este un proceso manual resulta poco práctico el agregar estos valores tal cual, por lo que se decidió redondear éstos en el orden de las centenas para facilitar el proceso de iteración.

Para simplificación del diagrama de flujo se empleó la siguiente nomenclatura:

σ_{vij} = Esfuerzo vertical axial del j-ésimo nodo del i-ésimo elemento cascarón

σ_{hij} = Esfuerzo horizontal axial del j-ésimo nodo del i-ésimo elemento cascarón

τ_{ij} = Esfuerzo cortante del j-ésimo nodo del i-ésimo elemento cascarón

σ_{vpi} = Esfuerzo vertical axial promedio del i-ésimo elemento cascarón

σ_{hpi} = Esfuerzo horizontal axial promedio del i-ésimo elemento cascarón

τ_{pi} = Esfuerzo cortante promedio del i-ésimo elemento cascarón

$\sigma_{\max-i}$ = Esfuerzo principal máximo del i-ésimo elemento cascarón

O_{\max} = Conjunto de los $\sigma_{\max-i}$

σ_{\lim} = Valor del esfuerzo límite para realizar las iteraciones

$\sigma_{\lim-1}$ = Valor del esfuerzo límite anterior

E_i = Módulo de elasticidad del i-ésimo cascarón obtenido del modelo

E'_i = Nuevo módulo de elasticidad del i-ésimo elemento cascarón

ε_i = Deformación axial unitaria del i-ésimo elemento cascarón

f_t = Resistencia a la tensión de la mampostería

El empleo de la notación para los esfuerzos axiales y cortantes se debe a que el programa muestra los valores de esfuerzos de los nodos de cada elemento y no el valor promedio del elemento. Adicionalmente el programa ofrece también los valores de los esfuerzos principales de cada nodo, por lo cual se podría pensar en simplemente promediar dichos valores, sin embargo el realizar esto es un error ya que los valores de los esfuerzos principales son producto de una ecuación de segundo grado y el promedio no da el mismo resultado que si se obtienen los esfuerzos principales a través de los esfuerzos axiales y cortantes de los elementos.

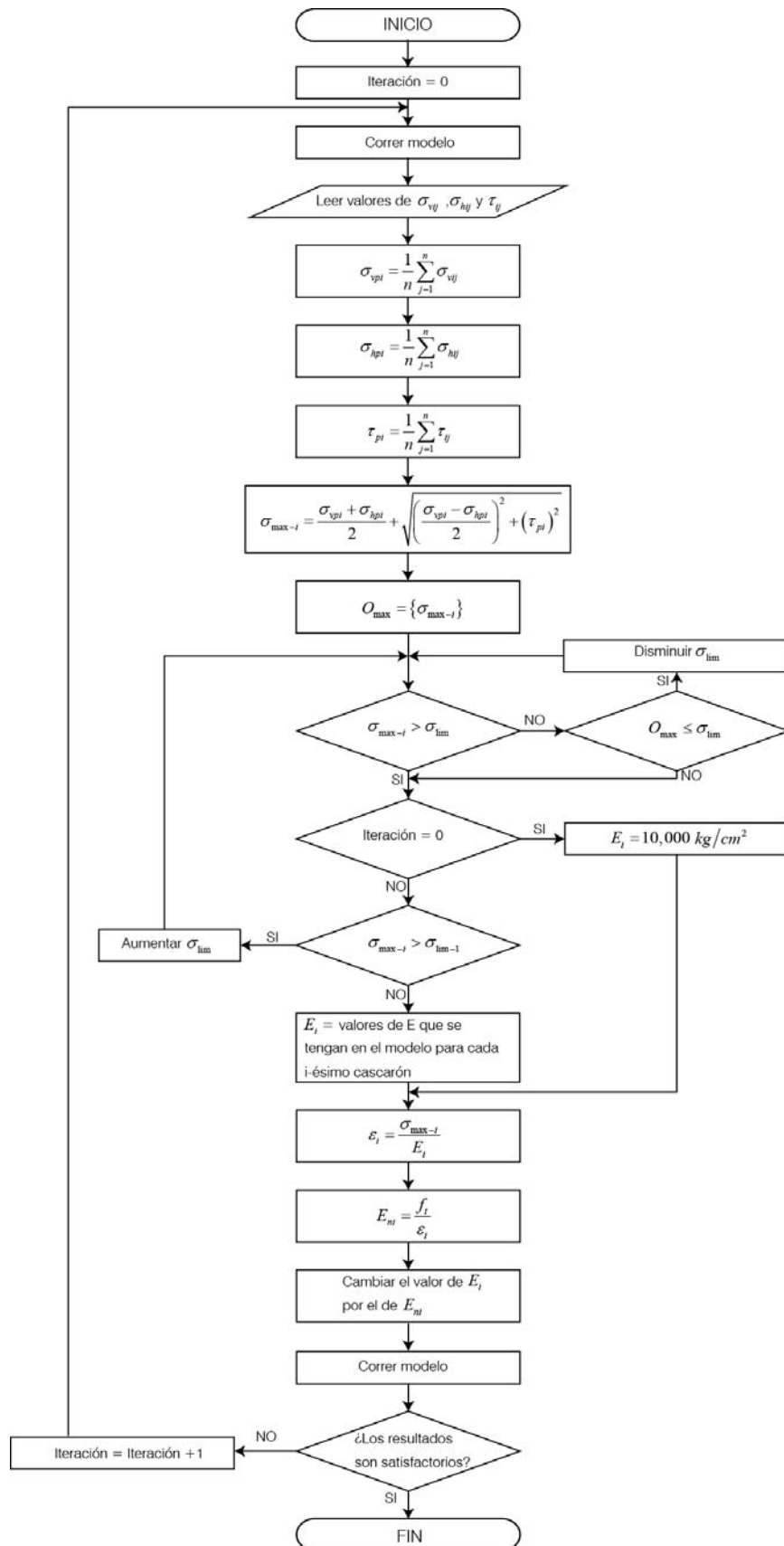


Fig. 4.6. Diagrama de flujo del proceso de iteración

Para el proceso de iteración se incluyó el concepto esfuerzo límite con el objetivo de ir reduciendo poco a poco los elementos con valores de esfuerzos superiores a la resistencia a la tensión, ya que si no se hiciera de esta forma en una sola iteración se tendrían que modificar 1156 elementos del modelo que superan la resistencia a la tensión, como se ilustra en la tabla 4.3. Esto equivaldría a decir que los efectos de los hundimientos diferenciales son instantáneos y no de un fenómeno paulatino. Todos los valores límite utilizados fueron números enteros para facilidad del proceso.

Tabla 4.3. Intervalos de esfuerzos principales del modelo sin modificar

Esfuerzo principal mayor (kg/cm²)	Cascarones
≤ 2	3606
2-3	344
3-4	254
4-5	130
5-6	102
6-7	68
7-8	52
8-9	36
9-10	32
10-11	34
11-12	22
12-13	24
13-14	14
14-15	12
15-16	14
16-17	6
17-18	4
18-19	4
19-20	2
>20	2
Total	4762

Para establecer el valor del esfuerzo límite primero se agruparon los elementos cascarón en intervalos de esfuerzos principales como se muestra en la tabla 4.3. El total de elementos corresponde a los cascarones de los muros, las torres y el almenado.

A diferencia de los intervalos empleados en la disciplina de la estadística que son de la siguiente forma $[x, x)$ en que se incluye el valor del límite inferior y no se toca el valor del límite superior, para realizar las iteraciones se decidió invertir la forma del intervalo $(x, x]$, ya que el mantener la forma tradicional provocaría que el intervalo de 2 a 3 kg/cm² incluya el valor de la resistencia a tensión, lo que provocaría que al iterar los cascarones de este intervalo se mezclaran los cascarones que tendrán

una reducción en su módulo de elasticidad con aquellos que por estar al límite mantendrán su mismo módulo de elasticidad. Esta forma de los intervalos se emplea sólo para el procedimiento de iteración, para los análisis del capítulo 5 se emplea el formato ocupado en la estadística.

Para ser más claros con esta cuestión se realizará el siguiente ejemplo: se tienen dos cascarones con esfuerzos principales máximos de 2.7 kg/cm^2 y 2 kg/cm^2 . El primer elemento al dividir su valor de esfuerzos entre el módulo de elasticidad ($10,000 \text{ kg/cm}^2$), da una deformación unitaria de 0.00027 la cual posteriormente divide a la resistencia a la tensión, obteniendo un módulo de elasticidad de $7,407 \text{ kg/cm}^2$. Si este proceso se repite con el otro cascarón el valor del módulo de elasticidad obtenido es igual al original, por lo que esta situación entorpecería el proceso de iteración al mantener cascarones con este valor de esfuerzos en el intervalo ya que se tendría que separar nuevamente estos elementos.

Para el primer valor del esfuerzo límite se utilizó el valor de 16 kg/cm^2 (8 veces la resistencia a tensión) debido a que el valor máximo de los esfuerzos principales máximos es de 20.8 kg/cm^2 y la cantidad de elementos entre éste y 16 kg/cm^2 es de 18, por lo que se modificaran en la primera iteración los elementos en los que se generarían primero las discontinuidades.

Al realizar el proceso iterativo sucedió que en algunas iteraciones el esfuerzo principal mayor de algunos cascarones era superior al valor del esfuerzo límite previamente usado, razón por la que se aumentaba el esfuerzo límite para iterar solo estos cascarones.

4.3.2. Modelo iterado

El modelo empleado es el de la iteración 20 aunque se desarrollaron un total de 24 iteraciones, en esta última iteración el esfuerzo principal mayor más alto es de 7.8 kg/cm^2 si bien no se llegó a reducir los esfuerzos hasta valores inferiores a la resistencia a tensión, se detuvo en este punto del proceso debido a una brusca reducción de los elementos a compresión como se muestran en las figuras 4.7 y 4.8.

De las gráficas señaladas se aprecia que de la iteración 20 a la iteración 23 se genera muy pocos cambios en cuanto a los cascarones a compresión y a tensión, por lo que el modelo converge, por esta razón se escogió la iteración 20 para evaluar el comportamiento de la estructura. En esta iteración la cantidad de cascarones modificados es de 280 los cuales se muestran de color negro en la figura 4.9. En esta figura se aprecia que la mayoría de los elementos a los que se les redujo su módulo de elasticidad se ubican en la zona de apoyos y en las esquinas de la abertura.

Aunque en las gráficas no se muestran los valores de esfuerzos de los elementos cascarones, es importante señalar que la reducción del módulo de elasticidad provoca la disminución de los elementos a compresión y el aumento de los cascarones a tensión. El continuar con las iteraciones simplemente provocaría que disminuyan los elementos a compresión en el modelo, condición que no es creíble puesto que este tipo estructuras se diseñaban para soportar su peso propio y que la mayoría de los elementos tengan esfuerzos a tensión significaría que la estructura tendría una gran cantidad de discontinuidades y su estabilidad estaría en riesgo, condición que no es real como lo muestran los análisis realizados por el IINGEN (2016).

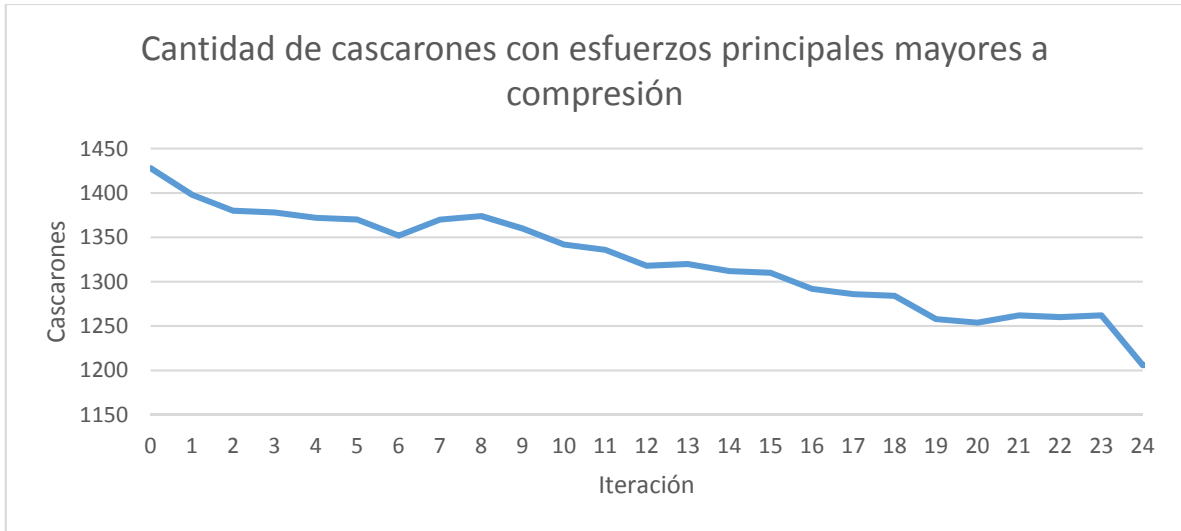


Fig. 4.7. Grafica de cascarones a compresión

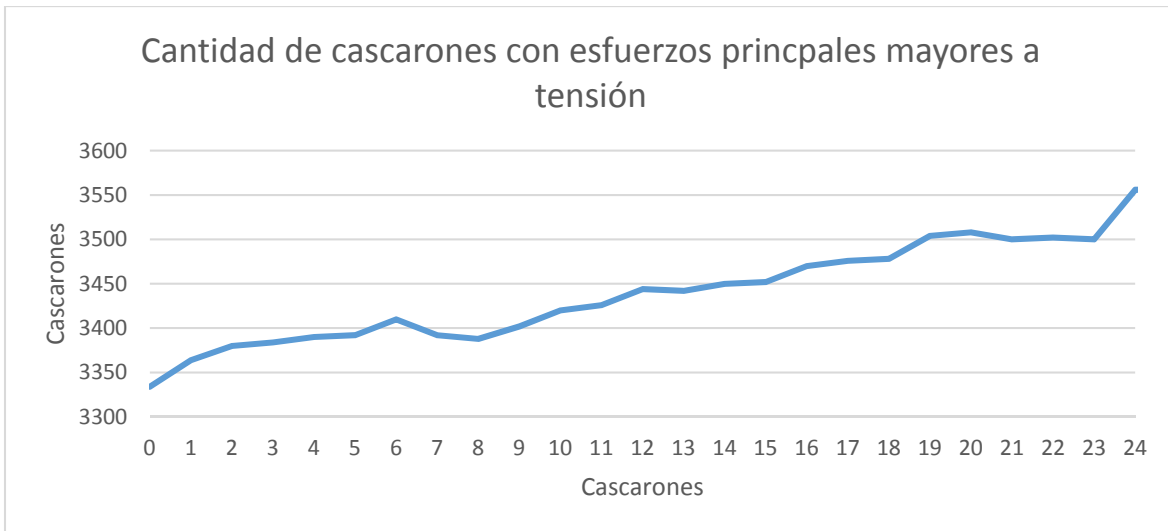


Fig. 4.8. Grafica de cascarones a tensión

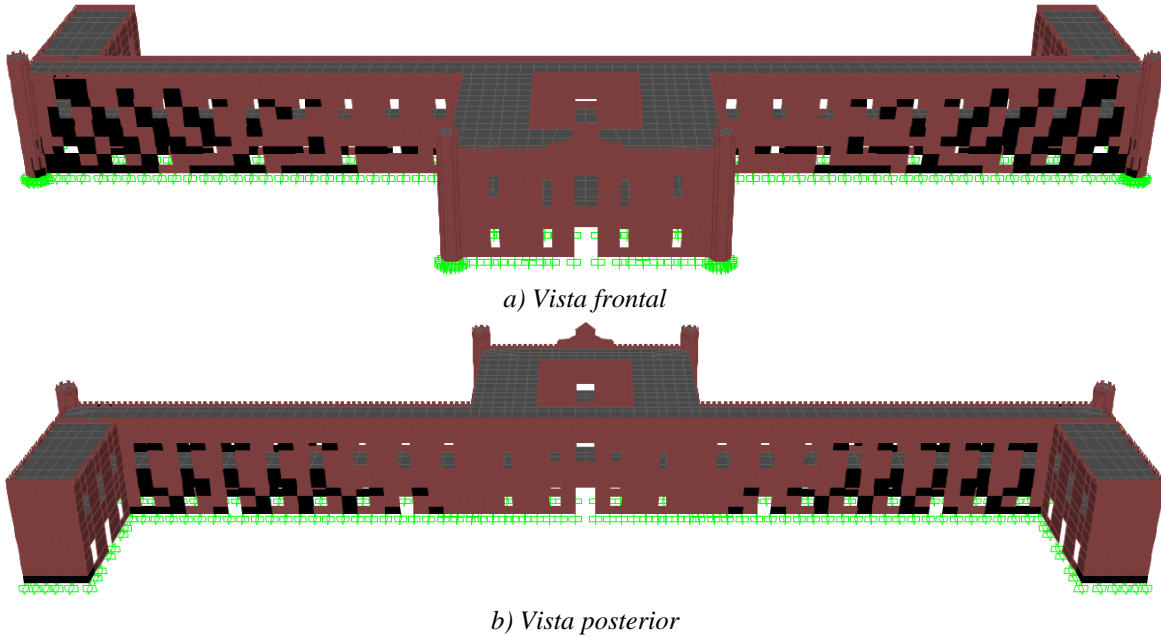


Fig. 4.9. Modelo lineal secuencial

4.4. Modelos reforzados

Como se mencionó en el capítulo 3, la técnica de refuerzo a emplear son los FRP ya que cumplen con al menos el 75% del puntaje máximo de la tabla de selección. Este refuerzo funciona únicamente a lo largo de su eje por lo que en su aplicación se realiza en la dirección de los esfuerzos.

Como en este caso se busca reforzar zonas dañadas, para la aplicación del FRP primero se tendrá que limpiar la superficie de la mampostería, es decir, en el caso del paramento exterior la cantera de la fachada y en el paramento interior remover los aplanados. Seguido de esto en las zonas donde existan las grietas se deben de inyectar para garantizar la continuidad de la mampostería y remplazar las piezas de ladrillo que estén dañadas. Finalmente se colocan las tiras de FRP.

Para comprobar el comportamiento de los FRP aplicados como elementos barra en el muro, que es un elemento cascarón, se realizó un modelo de un muro de mampostería de $200 \times 200 \times 80 \text{ cm}^3$ con las propiedades mecánicas de la tabla 4.1, al cual se le aplicó el refuerzo a lo largo del muro con un ancho de 10 cm como se muestra en la figura 4.10. Los elementos cascarón del muro tienen un área de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ y el refuerzo se colocó en los nodos de cada cascarón.

Para la prueba se ejerció un desplazamiento de 0.04 cm el parte superior del muro. En cuanto a los apoyos estos solo restringen el desplazamiento vertical, de modo que se puede deformar libremente en la dirección horizontal. Como el desplazamiento es el mismo tanto en el FRP como en el muro, para obtener el esfuerzo es cada material se multiplica el módulo de elasticidad por la deformación dando como resultados esfuerzos del orden de 330 y 2 kg/cm^2 respectivamente, resultados que son idénticos en el programa (fig. 4.11).

Teniendo los resultados anteriores y ubicadas las zonas en donde se redujo el módulo de elasticidad se propuso colocar tiras de FRP con 60 cm de ancho buscando que el refuerzo siempre trabaje a

tensión. Los FRP se colocaron en los nodos de los elementos cascarón, buscando que estos se aproximen a la dirección de los esfuerzos principales máximos a tensión y también se colocaron en función de los esfuerzos axiales a tensión. En la figura 4.12 se muestra la configuración del refuerzo en el modelo.

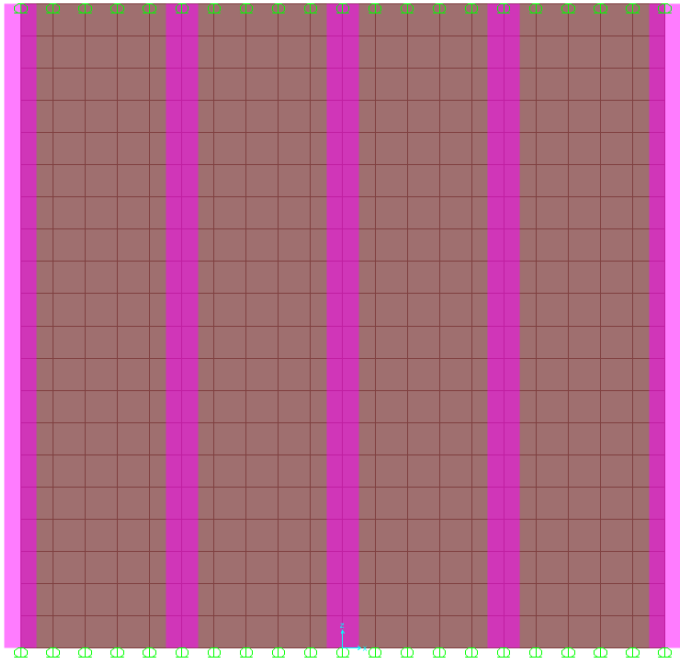
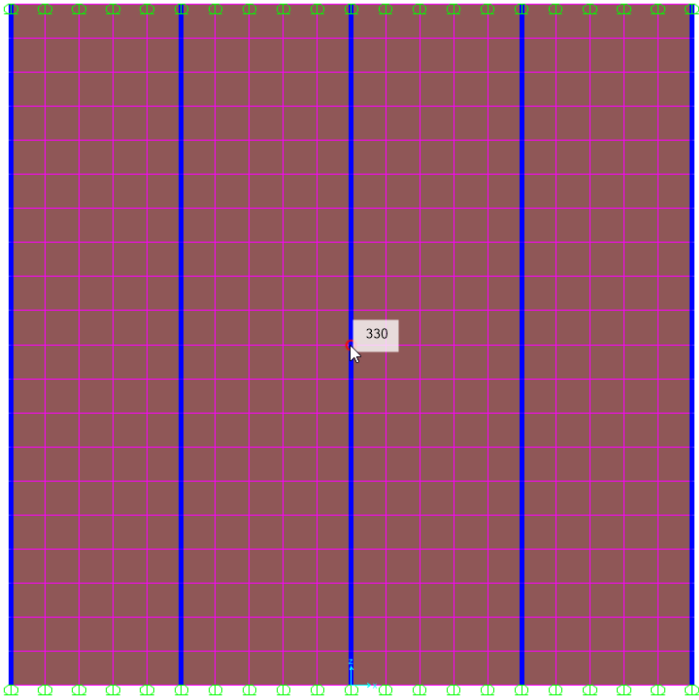
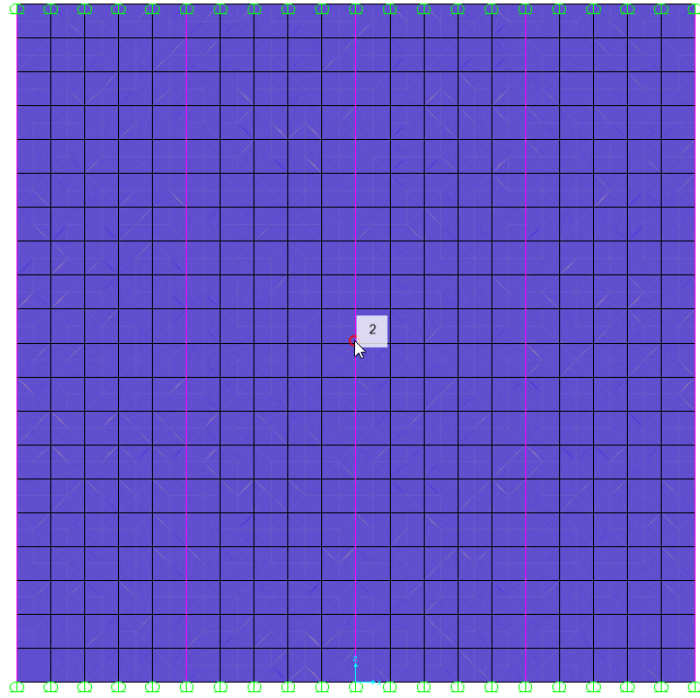


Fig. 4.10. Modelo de muro con tiras de FRP



a) Esfuerzo a tensión en el FRP



b) Esfuerzo a tensión en muro

Fig. 4.11. Esfuerzos en el refuerzo y en el muro en kg/cm²



a) Vista frontal



b) Vista posterior

Fig. 4.12. Modelo lineal secuencial reforzado

5. Análisis de resultados

5.1. Modelos sin refuerzo

En el modelo elástico se analizaron los esfuerzos axiales horizontales, axiales verticales y principales mayores, en las figuras 5.1 a 5.3 se aprecian los esfuerzos antes mencionados. De los esfuerzos axiales horizontales (figura 5.1) se observan concentraciones a tensión en los extremos del modelo así como en aberturas cercanas a los extremos; de la figura 5.2 que corresponde a los esfuerzos axiales verticales se tienen esfuerzos a tensión en las ventanas y puertas así como en esquinas del modelo; y finalmente los esfuerzos principales máximos mostrados en la figura 5.3, se observan esfuerzos a tensión en la gran mayoría de los muros, lo cual es indicio de zonas con daños, pero por ser modelo elástico lineal no puede liberar las tensiones.

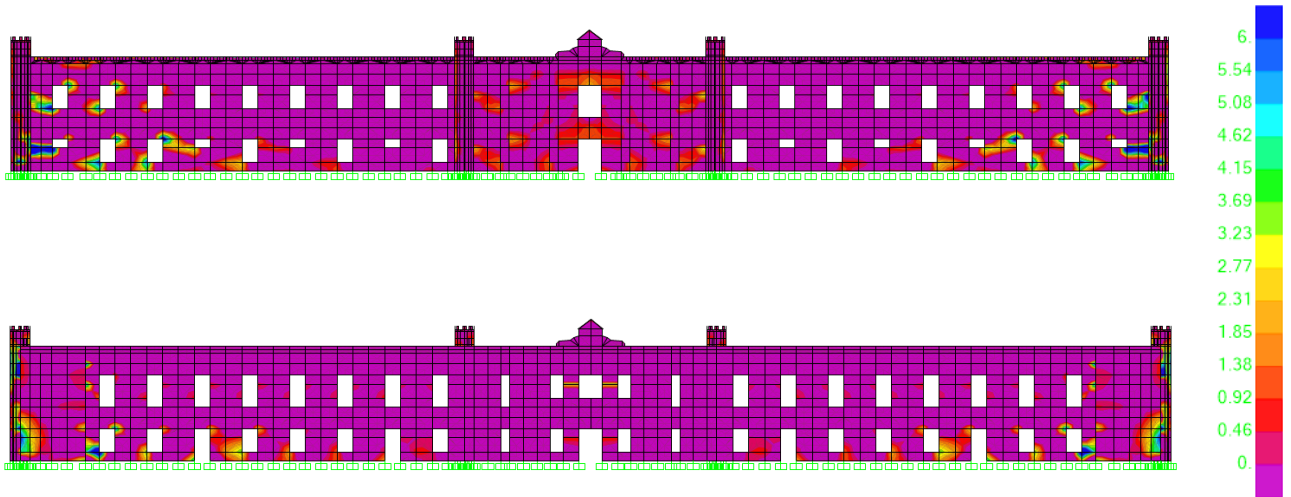


Fig. 5.1. Mapa de esfuerzos axiales horizontales del modelo elástico, vistas frontal y posterior

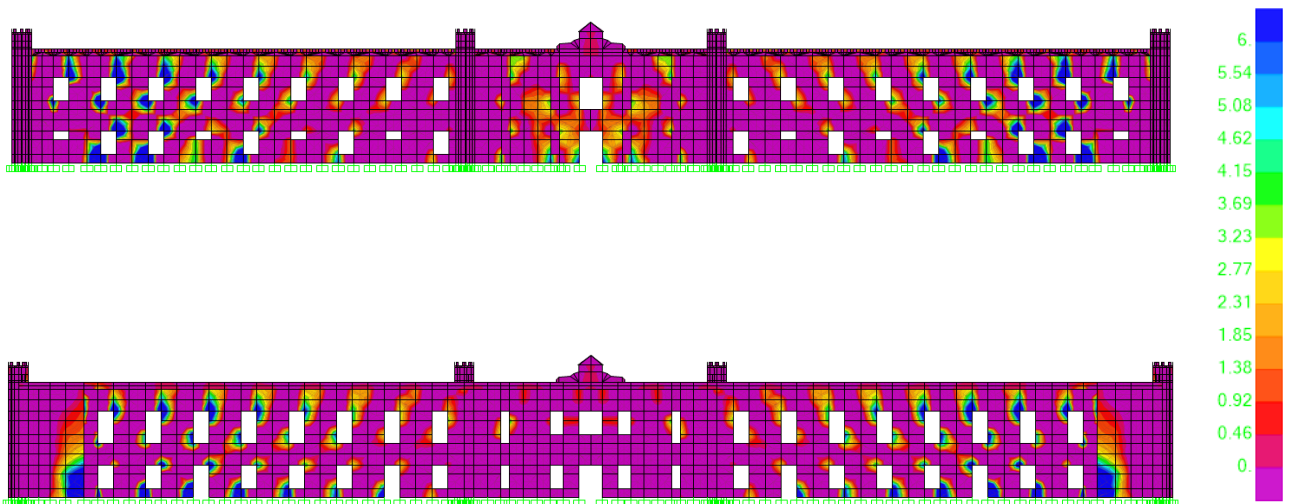


Fig. 5.2. Mapa de esfuerzos axiales verticales del modelo elástico, vistas frontal y posterior

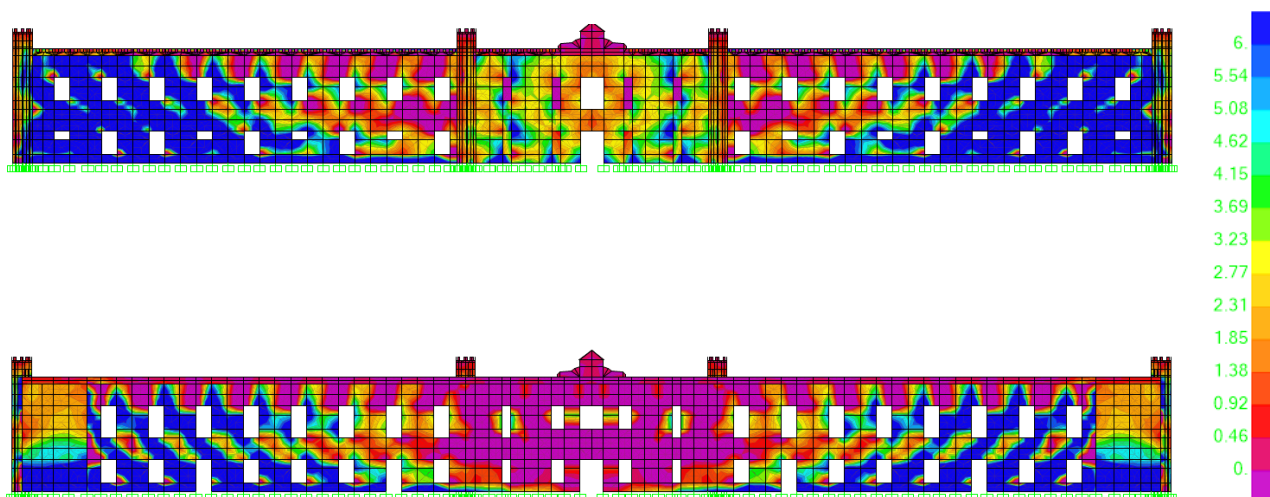


Fig. 5.3. Mapa de esfuerzos principales mayores del modelo elástico, vistas frontal y posterior

En cuanto al modelo lineal secuencial, en la tabla 5.1 se muestran los cambios de los esfuerzos principales máximos en los elementos cascarón de la mampostería obtenidos por el proceso iterativo realizado. En la tabla se muestra que existe una disminución de los esfuerzos principales máximos tanto a tensión como a compresión, además en el modelo elástico el 29.99% de los cascarones presentan esfuerzos principales máximos a compresión, en tanto que en el lineal secuencial esta cantidad se redujo a 26.33%.

En cuanto a los esfuerzos a tensión se muestra una disminución de estos, ya que para el modelo lineal secuencial los esfuerzos a tensión no superaban el valor de 8 kg/cm^2 . Sin embargo, se incrementó la cantidad de cascarones con valores a tensión que se ubican en los intervalos de 2 a 4 y de 4 a 6 kg/cm^2 , ya que pasaron de 12.56% a 18.14% y de 4.87% a 8.06% respectivamente.

La tabla 5.1 sólo muestra a grandes rasgos la distribución de los cascarones al inicio y al final del proceso de iteración, por lo que en la tabla 5.2 se muestra el cambio en los valores de esfuerzos, los valores negativos indican una reducción en los esfuerzos en tanto los positivos un aumento. Los cambios de esfuerzo en su mayoría se concentran entre los intervalos de -2 a 0 y de 0 a 2 kg/cm^2 , los cuales abarcan 89.75% del total de los elementos cascarón lo que indica que son pocos los elementos que tuvieron una fuerte modificación en sus esfuerzos. En cuanto a los incrementos en los esfuerzos principales máximos se tiene que el 2.85% de los cascarones tuvieron un aumento superior o igual a 2 kg/cm^2 .

Tabla 5.1. Cantidad de elementos cascarón por intervalo de esfuerzo principal mayor

Esfuerzo principal mayor (kg/cm²)	Modelo elástico	Porcentaje de cascarones del modelo elástico	Modelo lineal secuencial	Porcentaje de cascarones del modelo lineal secuencial
-6 – -4	2	0.04%	0	0.00%
-4 – -2	50	1.05%	14	0.29%
-2 – 0	1376	28.90%	1240	26.04%
0 – 2	2178	45.74%	2246	47.17%
2 – 4	598	12.56%	864	18.14%
4 – 6	232	4.87%	384	8.06%
6 – 8	120	2.52%	14	0.29%
8 – 10	68	1.43%	0	0.00%
10 – 12	56	1.18%	0	0.00%
12 – 14	38	0.80%	0	0.00%
14 – 16	26	0.55%	0	0.00%
16 – 18	10	0.21%	0	0.00%
18 – 20	6	0.13%	0	0.00%
20 – 22	2	0.04%	0	0.00%
Total	4762	100.00%	4762	100.00%

Tabla 5.2. Cambio del esfuerzo principal mayor en los cascarones

Cambio del esfuerzo principal mayor (kg/cm²)	Cantidad de cascarones	Porcentaje de cascarones
-18 – -16	2	0.04%
-16 – -14	4	0.08%
-14 – -12	10	0.21%
-12 – -10	28	0.59%
-10 – -8	28	0.59%
-8 – -6	62	1.30%
-6 – -4	78	1.64%
-4 – -2	140	2.94%
-2 – 0	2372	49.81%
0 – 2	1902	39.94%
2 – 4	132	2.77%
4 – 6	2	0.04%
6 – 8	0	0.00%
8 – 10	2	0.04%

Las figuras 5.4 a 5.6 ilustran los esfuerzos principales máximos de los elementos cascarón de los modelos elástico y lineal secuencial, las gráficas se ordenaron de menor a mayor de los esfuerzos principales máximos del modelo elástico. En el eje secundario se muestra el cambio de esfuerzos que se tuvo en cada elemento cascarón.

En la primera grafica se observa que los esfuerzos principales máximos tienden a ser más altos en el modelo lineal secuencial y conforme los esfuerzos del modelo elástico se van acercando a cero el cambio de esfuerzos va disminuyendo a la par, aunque se presentan algunos picos.

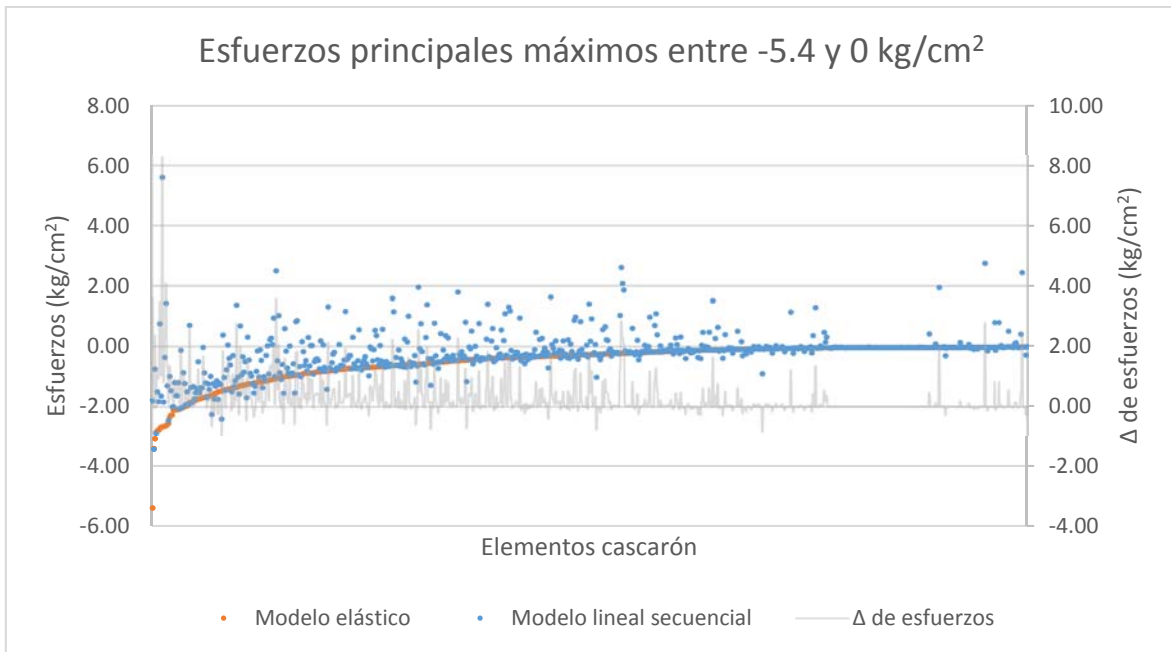


Fig. 5.4. Gráfica de esfuerzos principales máximos de los cascarones con valores entre -3.42 y 0 kg/cm²

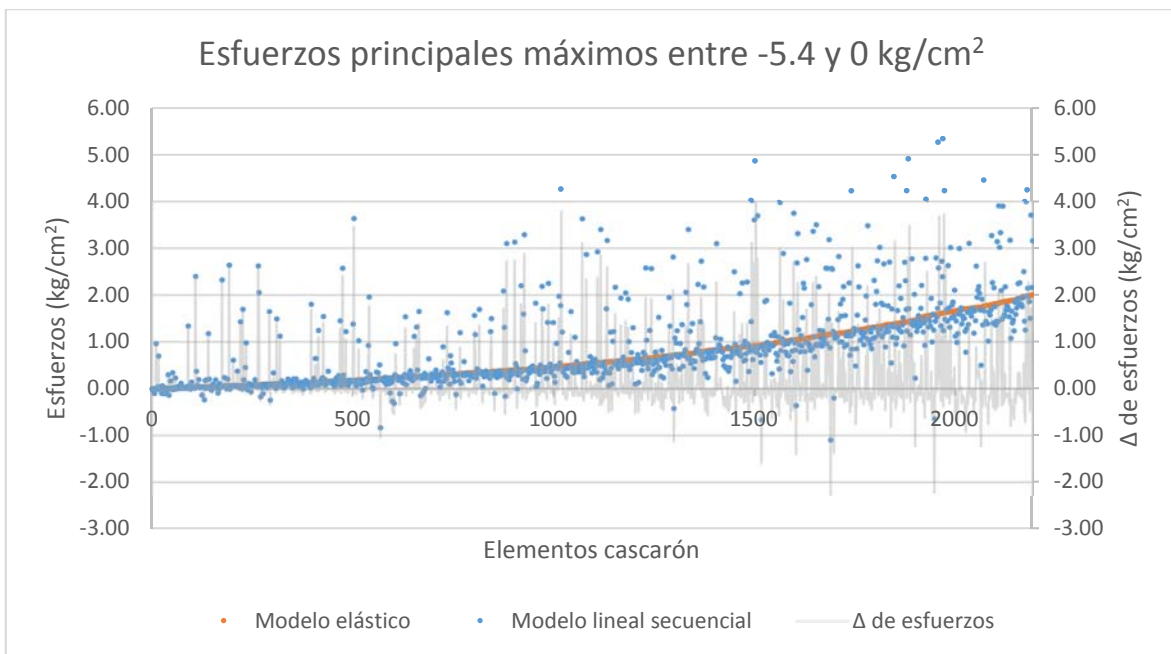


Fig. 5.5. Gráfica de esfuerzos principales máximos de los cascarones con valores entre 0 y 2 kg/cm²

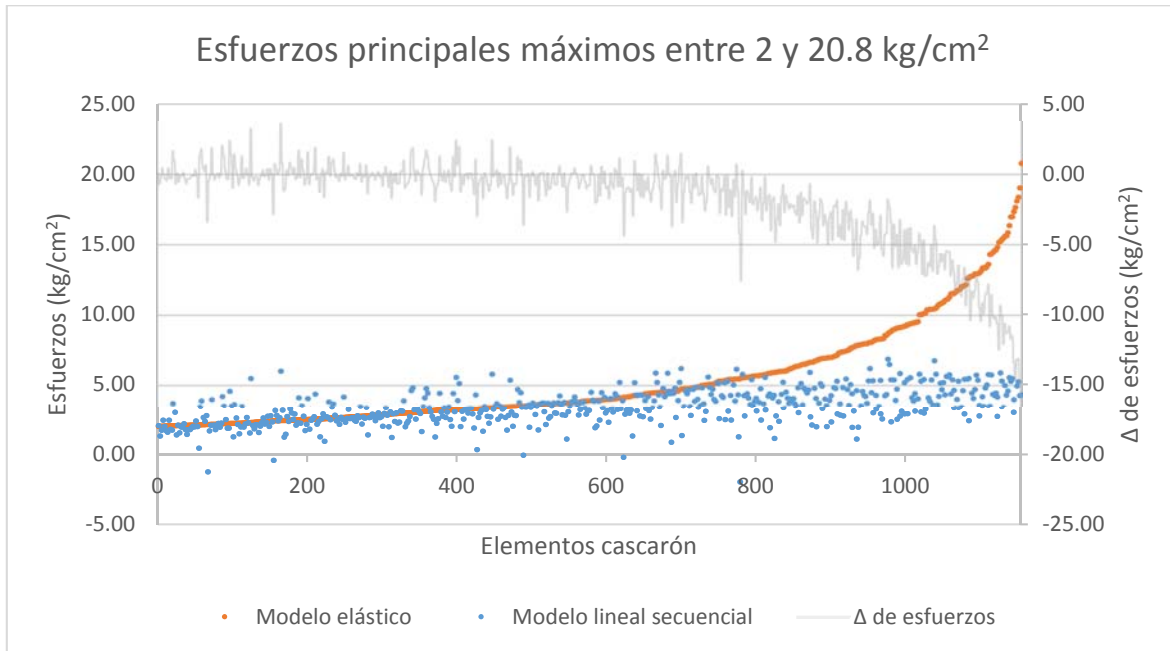


Fig. 5.6. Gráfica de esfuerzos principales máximos de los cascarones con valores entre 2 y 20.8 kg/cm²

La gráfica de la figura 5.5 muestra los elementos cascarón del modelo elástico cuyos esfuerzos principales máximos se ubican en el intervalo de 0 a 2 kg/cm² y su cambio en el modelo lineal secuencial. En esta gráfica la cantidad de cascarones que tuvieron un incremento en sus esfuerzos es del orden del 34.6% con respecto al modelo elástico, por lo que el resto de los elementos tuvieron una disminución o ningún cambio del esfuerzo principal mayor. En la figura 5.6 se observa que en la mayoría de los cascarones del modelo lineal secuencial los esfuerzos principales máximos son menores que los del modelo elástico.

Al final del proceso de iteración se disminuyó el valor del módulo de elasticidad de 4 cascarones hasta 500 kg/cm², el cual representa el 5% del valor original, en tanto el valor de 1600 kg/cm² fue el valor de mayor frecuencia. En la tabla 5.3 se indican los módulos de elasticidad, así como la cantidad de elementos cascarón relacionados con estos.

Tabla 5.3. Cantidad de cascarones que corresponden a cada módulo de elasticidad

Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Cascarones	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	Cascarones
500	4	2000	14
700	4	2100	8
800	4	2200	4
900	8	2300	4
1000	6	2400	18
1100	16	2500	6
1200	20	2600	20
1300	2	2700	12
1400	10	2800	16
1500	10	2900	6
1600	24	3000	12
1700	6	3100	8
1800	6	3200	8
1900	20	3300	4

En los mapas de esfuerzos axiales horizontales de la figura 5.7 se presentan concentraciones de esfuerzos a tensión entre 2 y 4 kg/cm² en los extremos del modelo, principalmente en la vista frontal, en contraste con los esfuerzos en las mismas zonas del modelo elástico (fig. 5.1) donde son superiores a 4 kg/cm².

En cuanto a los esfuerzos verticales en la figura 5.8 se presentan los mapas de esfuerzos, en los cuales se aprecia que al igual que en el modelo elástico (figura 5.2), las esquinas de las aberturas son zonas con concentraciones de esfuerzos a tensión, sin embargo, en el modelo lineal secuencial el valor de dichos esfuerzos se redujo a 4 kg/cm² en la mayor parte de las aberturas, siendo su valor original del orden de 6 kg/cm².

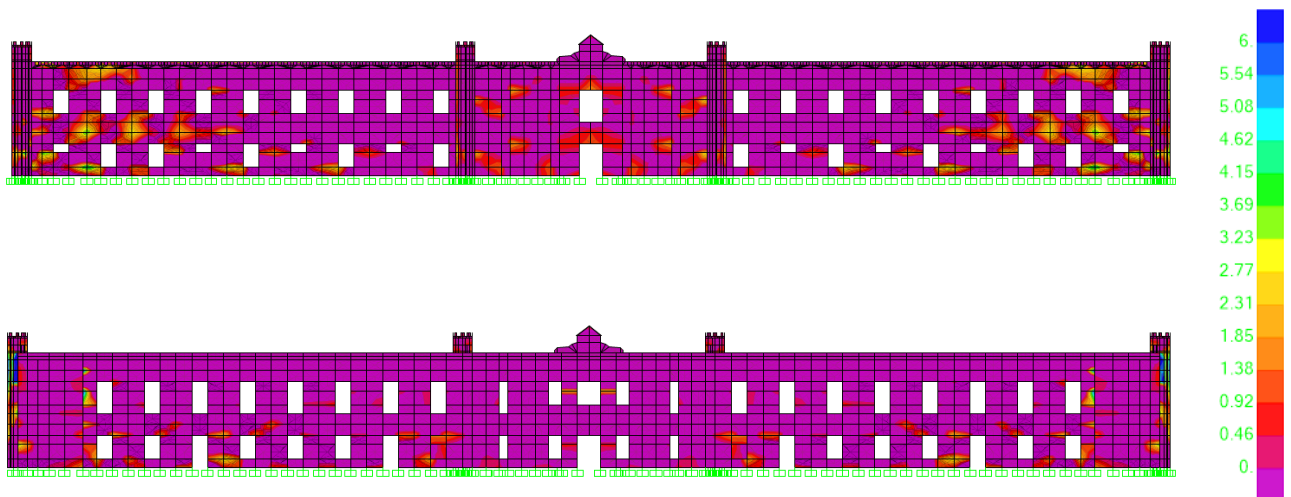


Fig. 5.7. Mapa de esfuerzos axiales horizontales del modelo lineal secuencial, vistas frontal y posterior

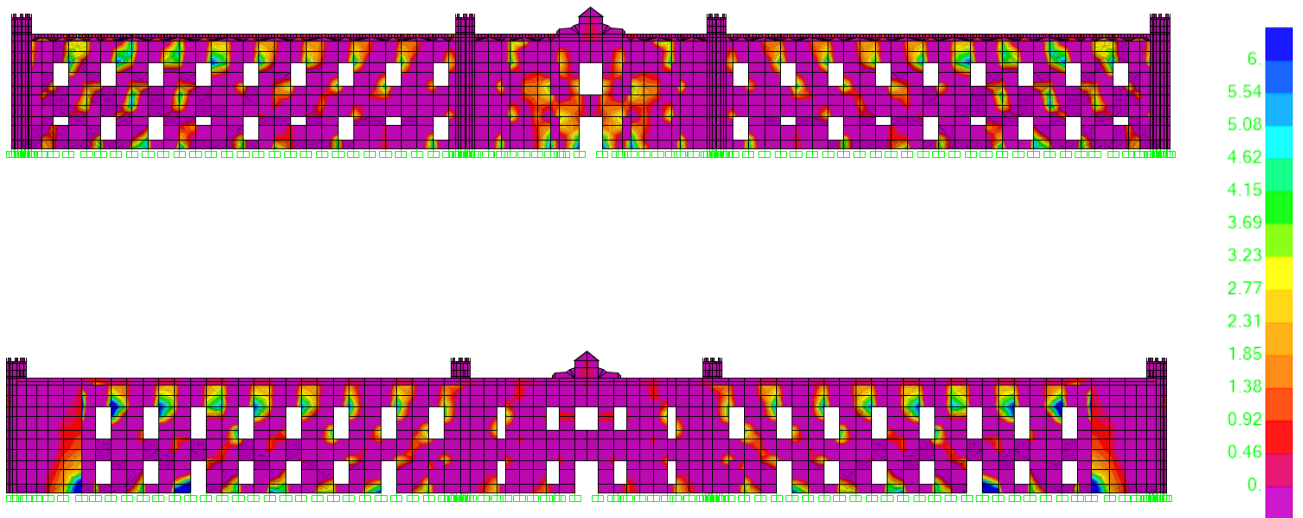


Fig. 5.8. Mapa de esfuerzos axiales verticales del modelo lineal secuencial, vistas frontal y posterior

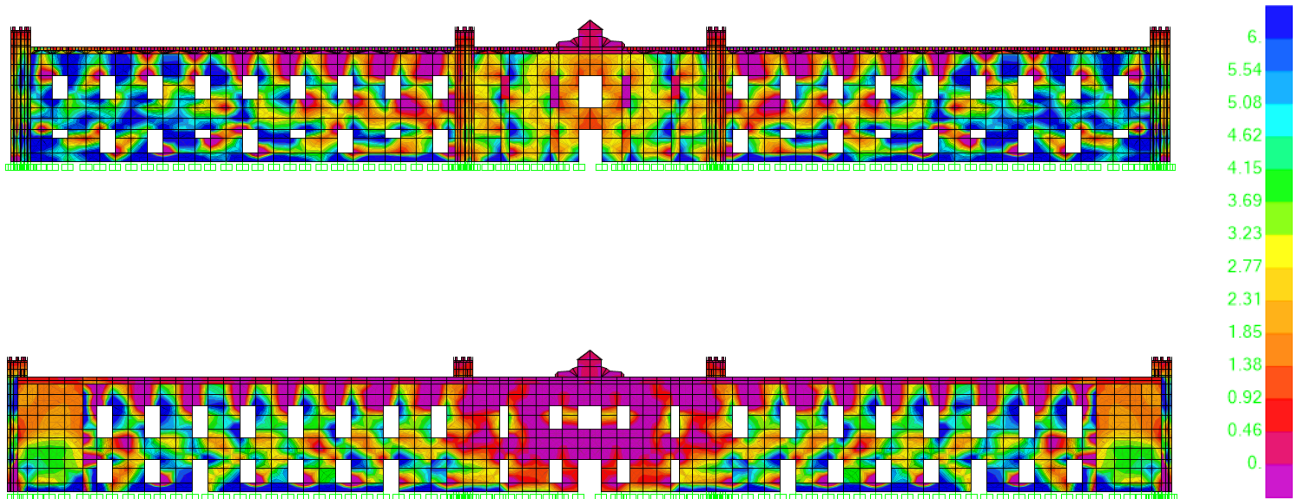


Fig. 5.9. Mapa de esfuerzos principales máximos del modelo lineal secuencial, vistas frontal y posterior

Por último, en los mapas de esfuerzos principales máximos de la figura 5.9 se tiene que las concentraciones de esfuerzos a tensión se localizan en las esquinas de puertas y ventanas, así como en las zonas donde están los apoyos, a diferencia del modelo elástico en el cual gran parte de los muros presentan esfuerzos a tensión. En comparación al mapa de la figura 5.3 se observa que los esfuerzos de los muros ubicados entre las ventanas disminuyen sus niveles de tensión.

5.2. Modelos reforzados

En esta sección se analizaron los cambios que presentaron los modelos por la colocación del refuerzo, así como el comportamiento de los FRP. En los análisis de los modelos se consideró importante comprender tanto el cambio global como el de elementos aislados, por lo que se seleccionaron dos grupos de elementos cascarón en función del modelo lineal secuencial reforzado. El primer grupo

corresponde a los elementos reforzados con FRP y el segundo son cascarones que no tienen refuerzo y que su esfuerzo principal mayor aumentó con la aplicación del refuerzo. En la figura 5.10 se muestran los cascarones seleccionados. Por simplicidad se mantuvo la numeración que el programa asignó a los elementos. Primero se analizaron los resultados del modelo elástico.

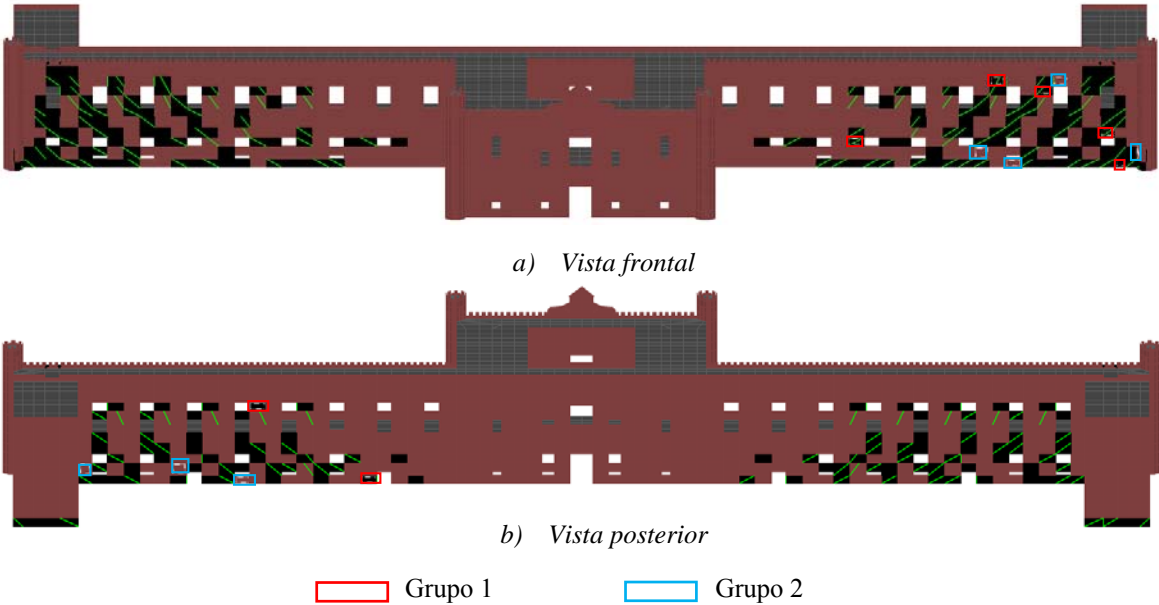


Fig. 5.10 Cascarones seleccionados

Del modelo elástico reforzado, en las figuras 5.11 a 5.13 se presentan los mapas de esfuerzos axiales horizontales y verticales así como de los esfuerzos principales máximos los cuales tienen una configuración similar a los mapas de las figuras 5.1 a 5.3, es decir, los esfuerzos en los muros del modelo elástico reforzado con FRP presentan una variación mínima con respecto al modelo sin reforzar.

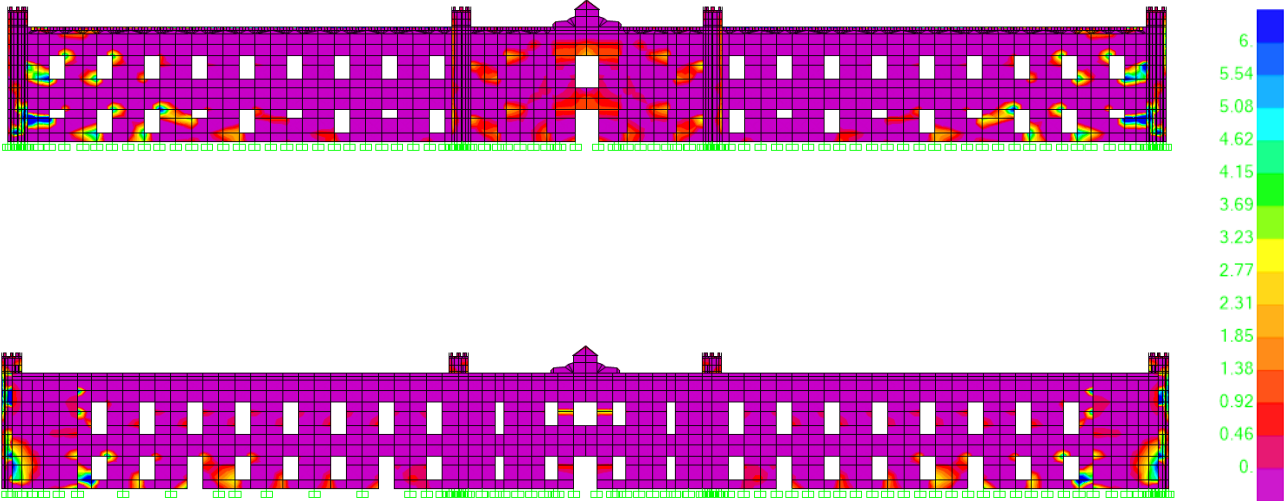


Fig. 5.11. Mapa de esfuerzos axiales horizontales del modelo elástico reforzado, vistas frontal y posterior

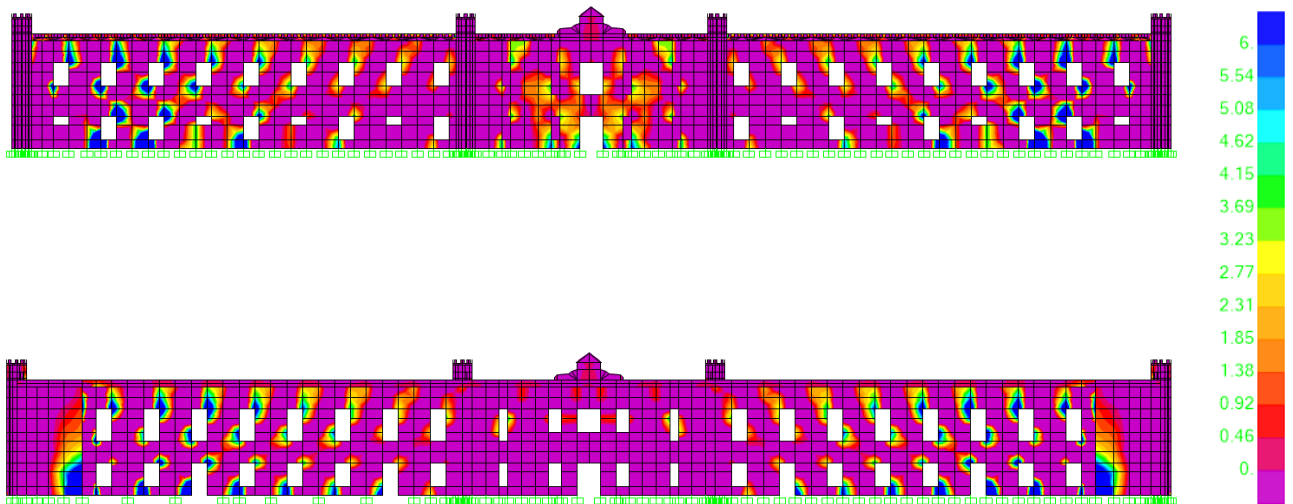


Fig. 5.12. Mapa de esfuerzos axiales verticales del modelo elástico reforzado, vistas frontal y posterior

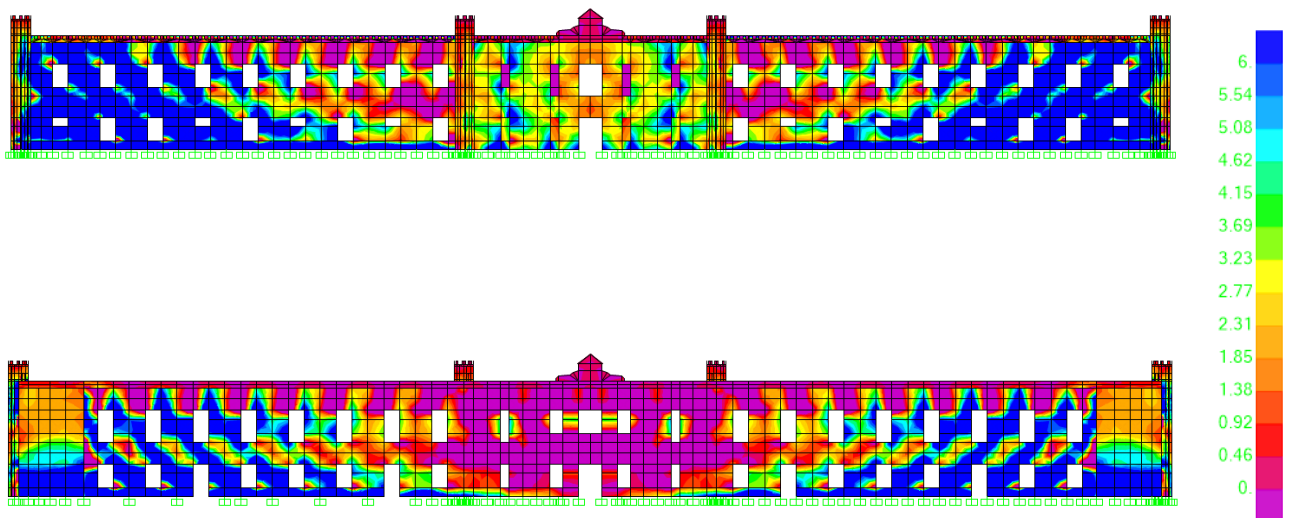


Fig. 5.13. Mapa de esfuerzos principales máximos del modelo elástico reforzado, vistas frontal y posterior

En la tabla 5.4 se presentan los cascarones que se ubican en diferentes intervalos de los esfuerzos principales máximos para los modelos elásticos con y sin refuerzo. Se observa que se generó una disminución de los esfuerzos principales máximos en varios intervalos que superan la resistencia a la tensión, principalmente el intervalo de 12 a 14 kg/cm² en el cual la cantidad de cascarones pasó de 38 a 28 elementos. También se obtuvo un incremento en los elementos a compresión del orden de 1.3%.

Tabla 5.4. Cambio del esfuerzo principal mayor en los modelos elásticos con y sin refuerzo

Esfuerzo principal mayor (kg/cm²)	Modelo elástico	Modelo elástico reforzado
-6 – -4	2	2
-4 – -2	50	52
-2 – 0	1376	1392
0 – 2	2178	2158
2 – 4	598	610
4 – 6	232	238
6 – 8	120	118
8 – 10	68	78
10 – 12	56	52
12 – 14	38	28
14 – 16	26	20
16 – 18	10	12
18 – 20	6	0
20 – 22	2	2
Total	4762	4762

En las tablas 5.5 y 5.6 se presentan los esfuerzos principales de cada elemento cascarón antes y después de colocar los FRP de los elementos seleccionados. En la primera tabla se observa una disminución de los esfuerzos a tensión en todos los elementos, siendo la más alta de 14.9%, aunque en términos absolutos el refuerzo en el cascarón 551 generó una reducción de 1.82 kg/cm². En la tabla siguiente se tiene que 5 de los 7 cascarones aumentaron sus esfuerzos a tensión, siendo el incremento mayor de 0.59 kg/cm².

Tabla 5.5. Comparación de los cascarones del grupo 1 en los modelos elásticos

Cascarones	Esfuerzos principales máximos (kg/cm²)		Diferencia absoluta (kg/cm²)	Diferencia porcentual
	Modelo elástico	Modelo elástico reforzado		
424	7.01	5.96	-1.04	14.9%
551	13.38	11.56	-1.82	13.6%
555	14.30	13.15	-1.15	8.0%
592	6.38	5.81	-0.58	9.0%
1122	16.97	15.10	-1.87	11.0%
5755	7.17	6.20	-0.97	13.5%
6245	7.01	6.65	-0.36	5.2%

Tabla 5.6. Comparación de los cascarones del grupo 2 en los modelos elásticos

Cascarones	Esfuerzos principales máximos (kg/cm ²)		Diferencia absoluta (kg/cm ²)	Diferencia porcentual
	Modelo elástico	Modelo elástico reforzado		
572	12.13	12.36	0.23	1.9%
1083	13.61	14.19	0.59	4.3%
1111	11.56	11.60	0.04	0.3%
1435	8.16	8.01	-0.15	1.9%
1452	9.15	9.21	0.06	0.7%
3441	7.41	6.90	-0.51	6.9%
5788	9.46	9.86	0.39	4.1%

En cuanto a los FRP, al aplicar la configuración utilizada para el modelo lineal secuencial, algunos presentan esfuerzos a compresión, los cuales no pueden ser soportados por los FRP que trabajan exclusivamente a tensión. Esto se debe a que los FRP en el modelo elástico se ubican en zonas a compresión, en tanto que en modelo lineal secuencial debido a la redistribución de esfuerzos dichas zonas se encuentran sometidas a tensión.

La tabla 5.7 presenta los esfuerzos axiales promedio de los elementos barra, de los cuales 4.22% del total de FRP están a compresión. En cuanto a los FRP que trabajan a tensión estos no presentan grandes esfuerzos respecto al valor de resistencia a la tensión que es de 31,000 kg/cm², por lo que los esfuerzos que soportan los FRP no sobrepasan el 11.3% del valor de su resistencia a tensión. En las figuras 5.14 y 5.15 se muestran el estado de esfuerzos axiales del refuerzo, en estas se observa que las zonas en las que más se tensan los FRP es en los apoyos.

Tabla 5.7. Esfuerzos axiales de los FRP en el modelo elástico reforzado

Esfuerzos axiales promedio (kg/cm ²)	Elementos de FRP	Porcentaje
< 0	14	4.22%
0 -1000	74	22.29%
1000 -2000	176	53.01%
2000 -3000	62	18.67%
3000 -4000	6	1.81%
Total	322	100.00%

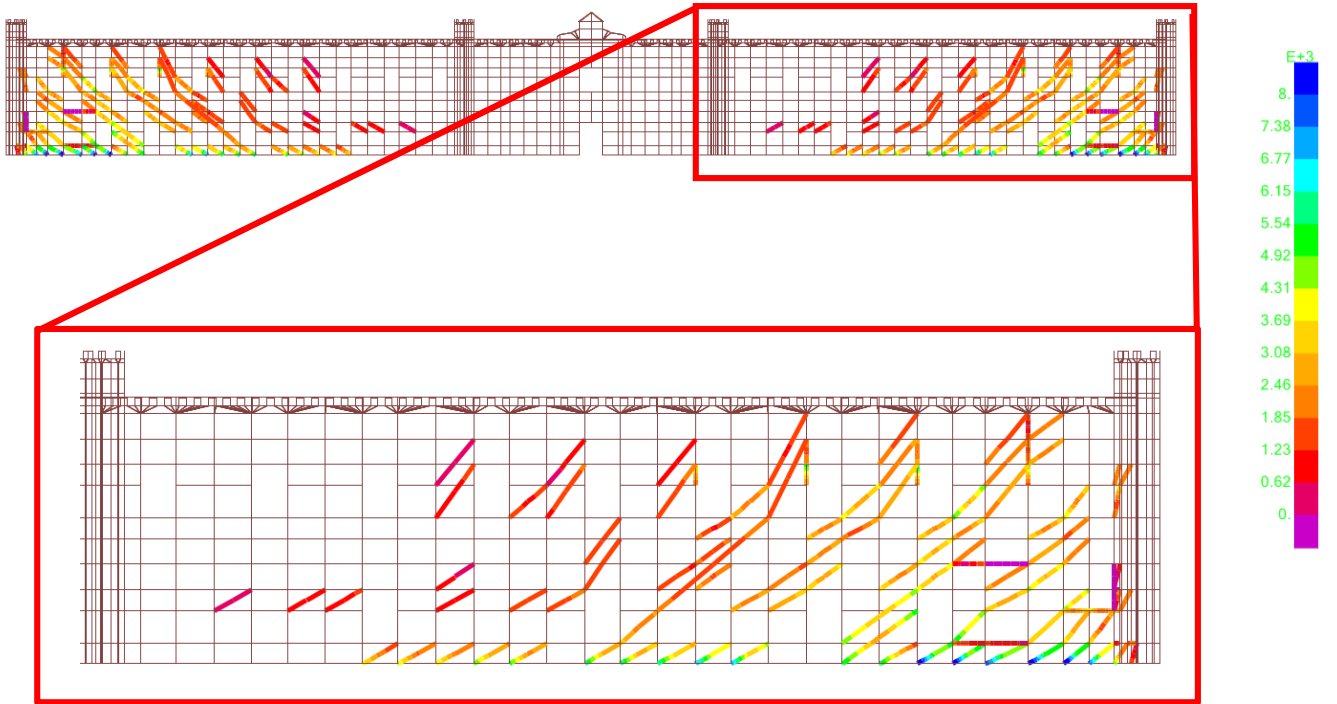


Fig. 5.14. Esfuerzos axiales del refuerzo en el modelo elástico, vista frontal

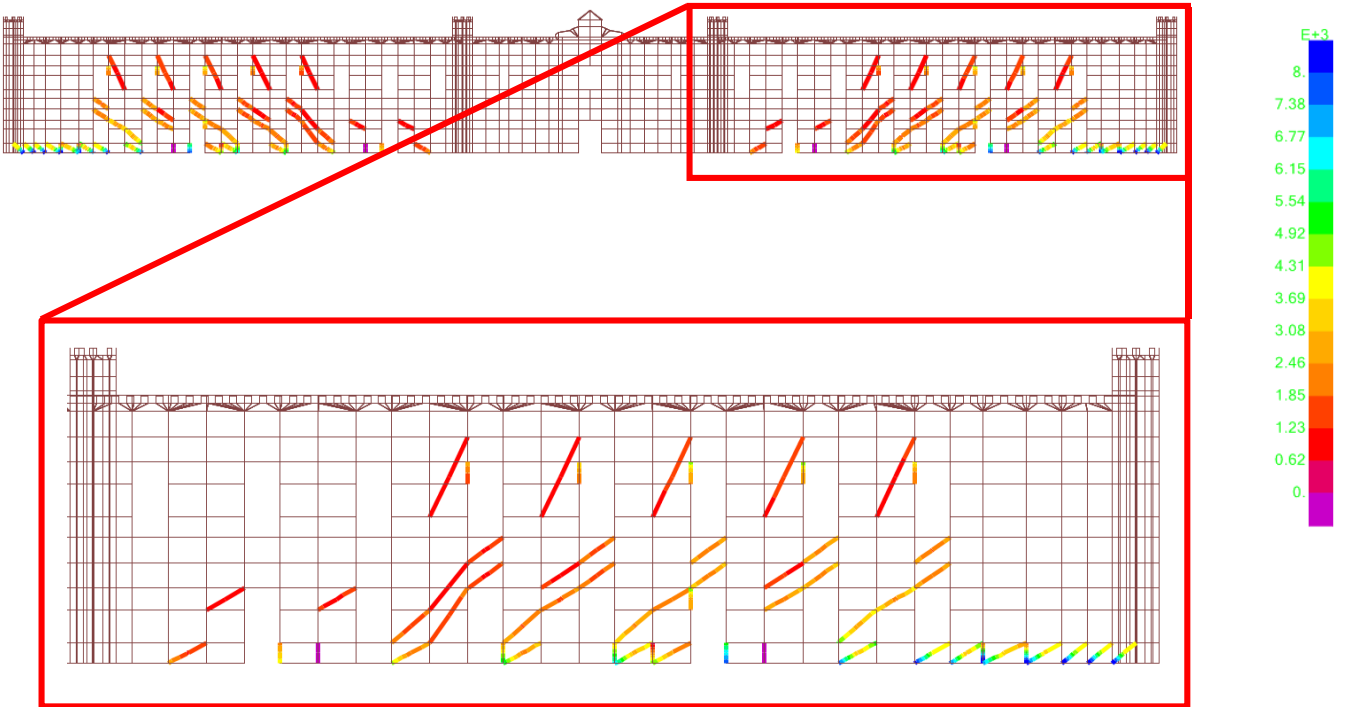


Fig. 5.15. Esfuerzos axiales del refuerzo en el modelo elástico, vista posterior

En el modelo lineal secuencial reforzado el cambio de esfuerzos axiales es poco perceptible (figuras 5.16 y 5.17), empero los mapas de esfuerzos principales máximos de la figura 5.18 muestran ligeros cambios en las concentraciones de esfuerzos a tensión que se generan en las esquinas de las aberturas.

Para este modelo los cambios generados en los esfuerzos de los elementos de mampostería se presentan en la tabla 5.8, de estos cambios se aprecian dos aspectos: el primero es que aumentaron los elementos a compresión pasando de 1254 elementos a 1298, esto representa una diferencia del 3.5%; y el segundo aspecto es relativo a que ciertos elementos presentaron mayores tensiones con el refuerzo, como se observa en el intervalo entre 6 y 8 kg/cm² en el que la cantidad de elementos aumento en un 85.7% y la aparición de elementos con esfuerzos superiores o iguales a 8 kg/cm²

Tabla 5.8. Cambio del esfuerzo principal mayor en los modelos lineales secuenciales con y sin refuerzo

Esfuerzo principal mayor (kg/cm²)	Modelo lineal secuencial	Modelo lineal secuencial reforzado
-6 -- -4	0	2
-4 -- -2	14	28
-2 -- 0	1240	1268
0 -- 2	2246	2250
2 -- 4	864	898
4 -- 6	384	280
6 -- 8	14	26
8 -- 10	0	10
Total	4762	4762

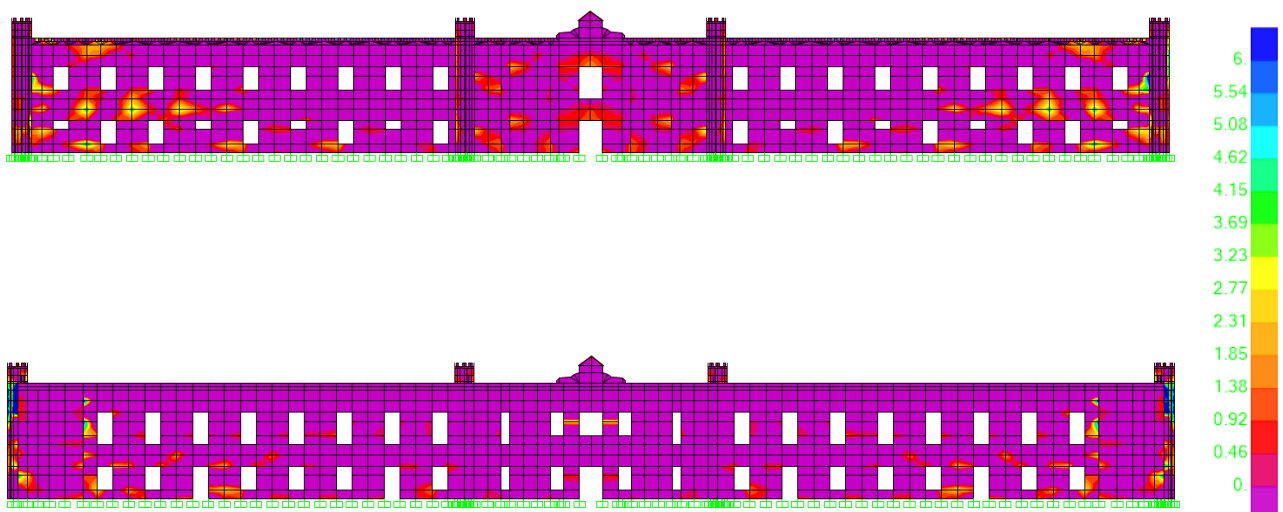


Fig. 5.16. Mapa de esfuerzos axiales horizontales del modelo lineal secuencial reforzado, vistas frontal y posterior

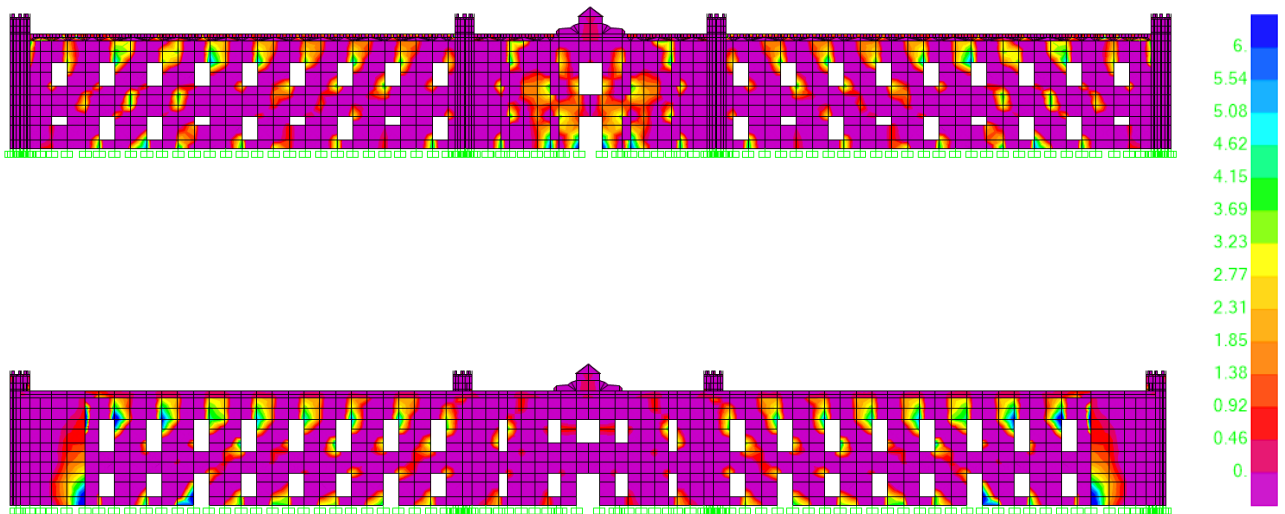


Fig. 5.17. Mapa de esfuerzos axiales verticales del modelo lineal secuencial reforzado, vistas frontal y posterior

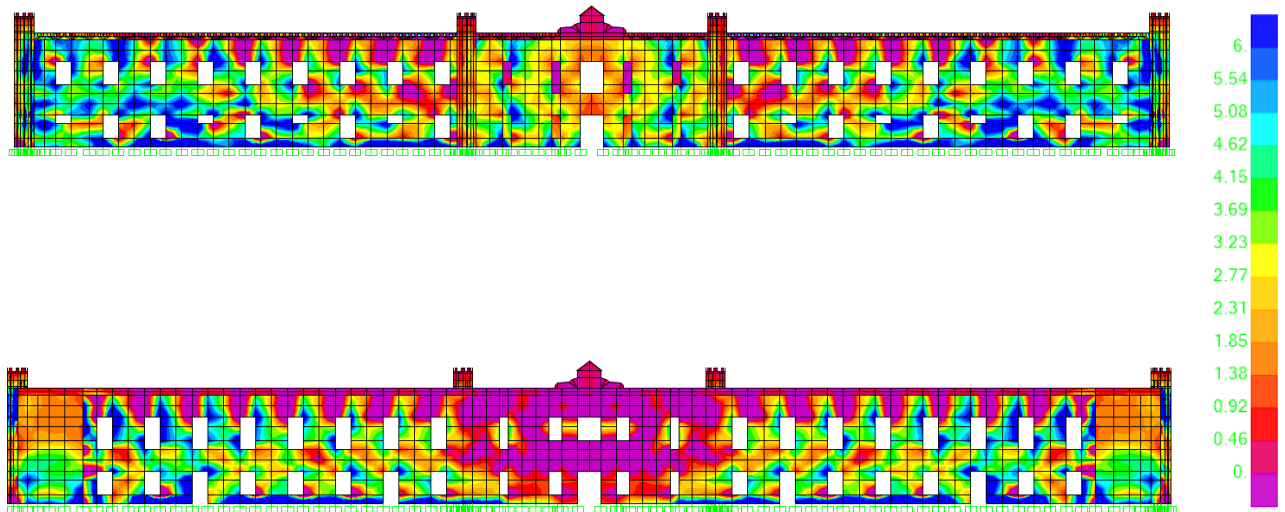


Fig. 5.18. Mapa de esfuerzos principales máximos del modelo lineal secuencial reforzado, vistas frontal y posterior

En las tablas 5.9 y 5.10 se tienen los esfuerzos principales máximos de los elementos seleccionados. En la tabla del grupo 1 todos los elementos cascarón muestran un decremento en sus esfuerzos siendo el más alto de 2.01 kg/cm^2 , en tanto en la tabla del grupo 2 todos los cascarones experimentaron un incremento de esfuerzos a tensión, el cual es muy variable ya que existen incrementos de 0.71 kg/cm^2 hasta de 4.41 kg/cm^2 , de este último valor, el cascarón antes del refuerzo tenía esfuerzos del orden de 2.81 kg/cm^2 , valor cercano al de la resistencia a la tensión.

Tabla 5.9. Comparación de los cascarones del grupo 1 en los modelos lineales secuenciales

Cascarones	Esfuerzos principales máximos (kg/cm ²)		Diferencia absoluta (kg/cm ²)	Diferencia porcentual
	Modelo lineal secuencial	Modelo elástico reforzado		
424	3.94	3.00	-0.94	23.8%
551	4.84	2.83	-2.01	41.5%
555	3.53	2.51	-1.02	28.8%
592	4.84	3.60	-1.24	25.6%
1122	5.30	3.37	-1.94	36.5%
5755	5.31	3.50	-1.81	34.1%
6245	4.28	3.39	-0.89	20.8%

Tabla 5.10. Comparación de los cascarones del grupo 2 en los modelos lineales secuenciales

Cascarones	Esfuerzos principales máximos (kg/cm ²)		Diferencia absoluta (kg/cm ²)	Diferencia porcentual
	Modelo lineal secuencial	Modelo lineal secuencial reforzado		
572	5.45	7.02	1.57	28.7%
1083	5.79	8.91	3.11	53.7%
1111	4.67	6.83	2.16	46.2%
1435	5.35	6.06	0.71	13.2%
1452	5.86	7.63	1.77	30.1%
3441	2.81	7.22	4.41	156.9%
5788	3.90	6.02	2.12	54.2%

Tabla 5.11. Esfuerzos axiales de los FRP en el modelo lineal secuencial reforzado

Esfuerzos axiales promedio (kg/cm ²)	Elementos de FRP	Porcentaje
0 - 1000	24	7.23%
1000 - 2000	72	21.69%
2000 - 3000	76	22.89%
3000 - 4000	68	20.48%
4000 - 5000	50	15.06%
5000 - 6000	26	7.83%
6000 - 7000	12	3.61%
7000 - 8000	4	1.20%
Total	322	100.00%

En cuanto al comportamiento de los FRP en este modelo, la tabla 5.11 muestra un resumen de los resultados obtenidos. En ésta se observa que la mayor parte de los elementos barra (65.06%) tienen esfuerzos entre 1000 y 4000 kg/cm², lo que representa tan solo entre 3.2 y 12.9% de la resistencia a la tensión del FRP. En las figuras 5.19 y 5.20 se muestran los esfuerzos axiales del refuerzo aplicado. A diferencia del modelo elástico, los FRP llegan a tener esfuerzos mayores a 8000 kg/cm² no solo en la zona de los apoyos, sino también en las esquinas de las aberturas del modelo, que son zonas en las que se redujo el módulo de elasticidad, razón por la cual los FRP toman mayores esfuerzos.

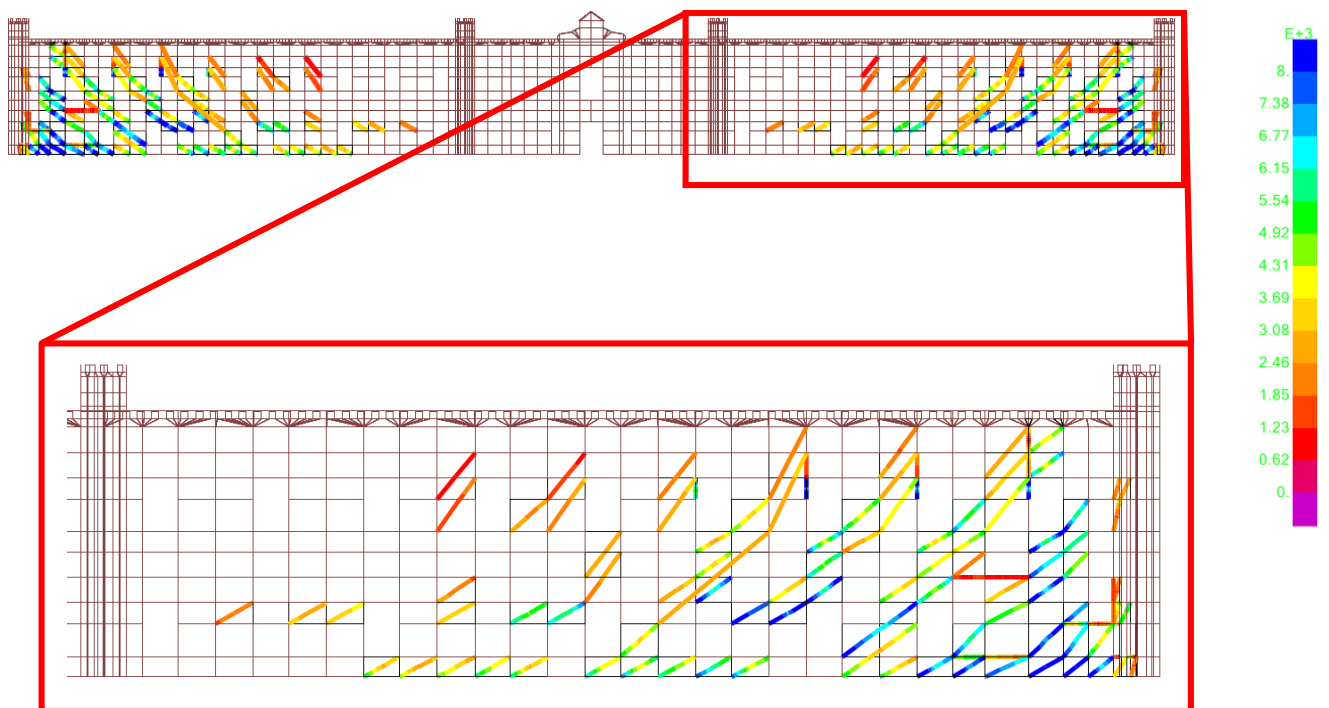


Fig. 5.19. Esfuerzos axiales del refuerzo en el modelo lineal secuencial, vista frontal

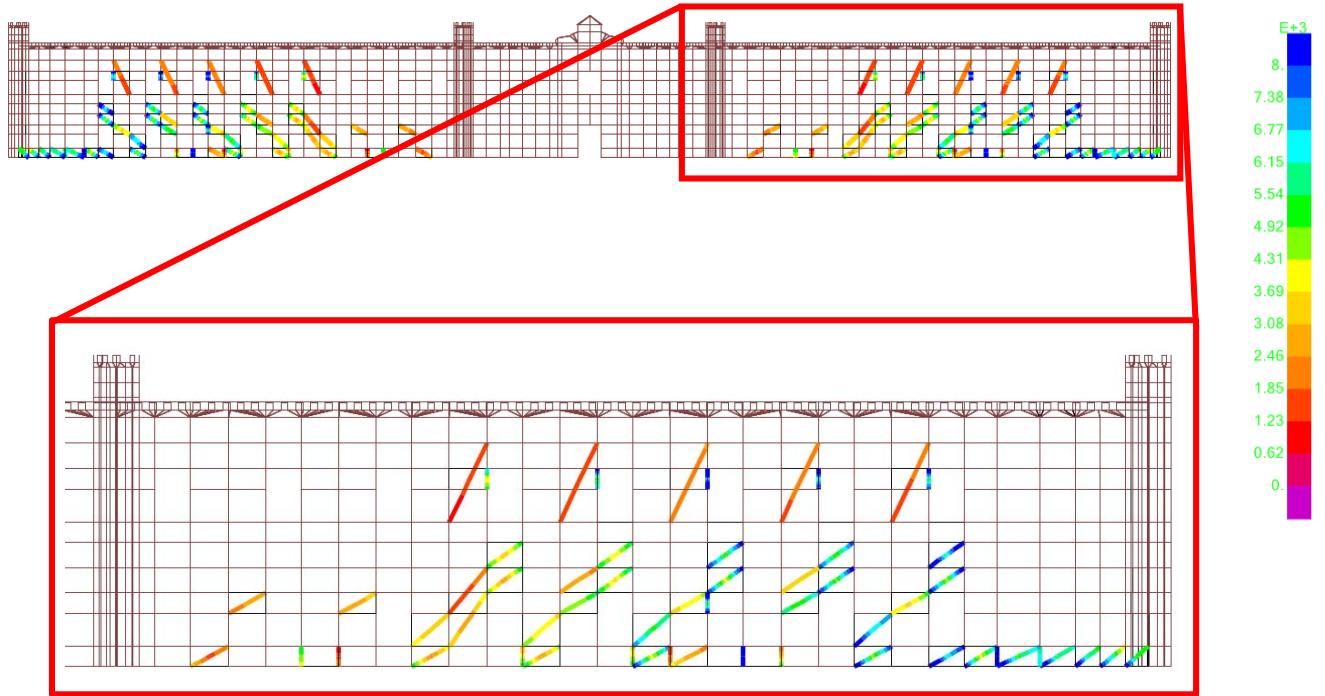


Fig. 5.20. Esfuerzos axiales del refuerzo en el modelo lineal secuencial, vista posterior

Conclusiones y recomendaciones

La tabla de selección de la técnica de refuerzo es una forma simple de abordar la problemática, ya que se asigna un puntaje a conceptos cualitativos que pueden ser complicados de evaluar. Sin embargo, es una herramienta que puede servir de apoyo a los ingenieros que no han tenido experiencia alguna en monumentos históricos, en cuanto a los criterios y consideraciones que se deben de tomar. No se tiene que olvidar que la selección de la técnica de refuerzo es una decisión consensuada entre los especialistas involucrados.

El proceso de iteración es limitado, debido a que la reducción del módulo de elasticidad se basa en el esfuerzo promedio de los cascarones, por lo que en un mismo cascarón pueden existir zonas a compresión y a tensión, ya que al disminuir el módulo también se afecta a la zona a compresión, o bien, puede suceder que el promedio de las compresiones y tensiones, aunque estas tengan valores altos, de un resultado inferior a la resistencia a la tensión por lo que no se podría modificar este tipo de elementos. Una solución sería realizar un mallado más fino en el modelo, sin embargo el proceso se volvería más tardado.

De la redistribución de esfuerzos se observa que en los mapas de esfuerzos axiales en comparación con los esfuerzos mayores principales son los que tienen una mayor reducción de esfuerzos a tensión, debido a que en los mapas de esfuerzos principales máximos se siguen presentando varias zonas con esfuerzos a tensión, principalmente en las aberturas.

El cambio del módulo de elasticidad afecta en gran medida solo a los elementos con grandes esfuerzos tanto a tensión como a compresión y varía poco a los elementos con bajos esfuerzos ya que la cantidad de elementos en entre -2 a 2 kg/cm^2 en el modelo elástico es del 74.64%, en tanto en el modelo lineal secuencial el valor incremento 1.9%.

Con la reducción de los módulos de elasticidad se localizan las zonas vulnerables a agrietarse de forma sencilla lo cual no se puede lograr con el modelo elástico, en el cual gran parte de los elementos presentan esfuerzos principales máximas a tensión, por lo que si la propuesta de refuerzo se basa en el modelo elástico esta sería más invasora e ineficiente, incluso podría colocarse refuerzos en zonas que se encuentran a compresión.

Con respecto a los esfuerzos generados en las tiras de FRP en el modelo elástico, éstos trabajan a lo mucho hasta un 11.3% de su resistencia a tensión en tanto en el modelo lineal secuencial los esfuerzos llegan hasta un 24.2%, por lo que el emplear el modelo elástico como punto de partida para la propuesta de intervención, da como resultado que el refuerzo trabaje poco debido a que se sigue considerando que la mampostería mantiene sus propiedades mecánicas intactas a pesar del valor de esfuerzos que pueda alcanzar en el modelo.

Las tiras de FRP son una técnica que no presenta beneficios a la estructura, ya que se generan poco alivio de los esfuerzos en los elementos dañados, inclusive se generaron tensiones en otros elementos en los que no se colocó refuerzo. Esto se debe a que los desplazamientos inducidos en la estructura deforman de la misma manera tanto a la mampostería como a los FRP, por lo que la mampostería en el modelo se seguirá esforzando de forma casi idéntica. Por lo que intervenir la cimentación o mejorar

el suelo para controlar y reducir los hundimientos es una solución más adecuada para este tipo de casos.

Por último me gustaría recomendar los siguientes aspectos que están fuera de los alcances de esta tesis y que considero importante e interesante estudiar: primero comparar el método lineal secuencial de esta tesis con el método lineal secuencial con ablandamiento dentado para observar y comprender las diferencias del método propuesto; segundo realizar una serie de modelos en los que se tengan diferentes tamaños de malla para observar que tanto el tamaño de malla influye en los resultados; y tercero realizar un modelo en que se considere el módulo de reacción de las arcillas para estudiar con más detalle los efectos de los hundimientos diferenciales en la estructura.

Referencias

Archivo General de la Nación (2010), “Hacia el Nuevo Archivo General de la Nación”, Recuperado el 5 de diciembre de 2017, <http://www.agn.gob.mx/menuprincipal/difusion/exposiciones/2010/nuevoagn/indice.htm>

Archivo General de la Nación (2017), “El Palacio de Lecumberri”, Recuperado el 5 de diciembre de 2017, http://www.agn.gob.mx/guiageneral/imag_lecumberri3.htm#

Archivo General de la Nación (2018a), “AGN recuerda el cierre del Palacio Negro, vía El Nacional y el Excelsior”, Recuperado el 13 de febrero de 2018, <https://www.gob.mx/agn/articulos/agn-recuerda-el-cierre-del-palacio-negro-via-el-nacional-y-el-excelsior>

Archivo General de la Nación (2018b), “Guardia de honor en el CII aniversario luctuoso de Francisco I. Madero”, Recuperado el 20 de febrero de 2018, <https://goo.gl/nYAfnu>

Archivo General de la Nación (2018c), “¿Qué acervos documentales y gráficos podemos encontrar en el AGN?”, Recuperado el 20 de febrero de 2018, <https://goo.gl/aGjYhg>

Arroyo, N. (2013 marzo 2), “Microhistorias: el palacio de Lecumberri”, *Sin Embargo*, Recuperado el 20 de febrero de 2018, <http://www.sinembargo.mx/02-03-2013/542029>

Binda, L. Saisi, A. y Tedeschi C. (2006), “Masonry”. En Kourkoulis S. K. (Ed.), *Fracture and Failure of Natural Building Stones*, Springer, Países Bajos, Dordrecht, pp. 167-182

Ciment & architecture (2018), “Restoration and decoration: gravitational injection”, Recuperado el 19 de abril de 2018, <http://www.cimentetarchitecture.com/en/Areas-of-application/Restoration-and-decoration/Gravitational-injection>

Contreras, C. (1998), “El crecimiento urbano de la ciudad de México y la desecación del lago de Texcoco”, *Relaciones* 19(76), pp. 133-153

David Rumsey Map Collection (2018), “México y sus cercanías”, Recuperado el 3 de febrero de 2018, <https://goo.gl/gA6fmN>

EECCP (2006), “Identification of strengthening strategies”, *Improving the Seismic Resistance of Cultural Heritage Buildings*. Project deliverable, EECCP-EU-India Economic Cross Cultural Program.

ElGawady M., Lestuzzi P. y Badoux M. (2004), “A Review of Conventional Seismic Retrofitting Techniques for URM”, 13th International Brick and Block Masonry Conference, pp. 1-10

El Universal (2016 mayo 1), “El Palacio Negro de Lecumberri”, *El Universal*, Recuperado el día 9 de febrero de 2018, <https://goo.gl/eYHI2Y>

García, A. N. (1995), “Análisis estructural de una propuesta de corrección geométrica para la Catedral Metropolitana”, Tesis de Licenciatura, UNAM, México

García, V. M. (1991), “Lecumberri, una historia inconclusa, 1989” Tesis de Maestría, UNAM, México

Gaytan, A. (2002), “Compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP) en la ingeniería civil”, Tesis de Licenciatura, UNAM, México

Google (2017), [Ubicación del Archivo General de la Nación], Recuperado el 5 de diciembre de 2017, <https://goo.gl/muB2No>

Huerta, S. (1990). “Diseño estructural de arcos, bóvedas y cúpulas en España, ca. 1500- ca. 1800”, Tesis de Doctorado, UPM, España, Madrid.

Ibarra, J. A. (2012), “Influencia de la Resistencia a Tensión de la Mampostería en la Estabilidad de Bóvedas y Arcos”, Tesis de Licenciatura, UNAM, México

ICOMOS (1964), “Carta internacional sobre la conservación y la restauración de monumentos y sitios (Carta de Venecia)”, ICOMOS, Recuperado el 6 de diciembre de 2017, https://www.icomos.org/charters/venice_sp.pdf

ICOMOS (2003a), “Principios para el Análisis, Conservación y Restauración de las Estructuras del Patrimonio Arquitectónico (Principios ISCARSAH)”, ICOMOS, Recuperado el 6 de diciembre de 2017, <https://iscarsah.files.wordpress.com/2014/11/iscarsah-principles-espagnol.pdf>

ICOMOS (2003b), “Recommendations for the Analysis, Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage”, ICOMOS, Recuperado el 21 de febrero de 2018, <https://iscarsah.files.wordpress.com/2014/11/iscarsah-guidelines.pdf>

Instituto de Ingeniería de la UNAM (2016), “Estudios Técnicos en las Materias de Ingeniería Geotecnia Y Estructural relativos a la Construcción del Nuevo Edificio del Archivo General de la Nación Y Remodelación de las Instalaciones Actuales. Informe Final: Aspectos Estructurales”, México

Islam R. (2008), “Inventory of FRP strengthening methods in masonry structures”, Tesis de Maestría, Universidad Politécnica de Cataluña

Jokilehto, J. (2016), “Heritage values and valuation”, *Conversaciones...*, 2, pp. 7-18

Lesser, J. M. y Cortéz, M A. (1996), “El Hundimiento del Terreno, una Consecuencia de la Sobreexplotación de Acuíferos”, *Memorias del XIV Congreso Nacional de Hidráulica*, Asociación Mexicana de Hidráulica.

Marsal, R. J. y Sáinz, I. (1956), “Breve descripción del hundimiento de la ciudad de México”, *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 19(2), pp. 1-11.

Marsal R. J. (1992), “Hundimiento de la Ciudad de México”, *El Colegio Nacional*, México, D.F.

Meli, R. (1998), “Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos”, *Fundación ICA*, México, D.F.

Meli R. y Sánchez-Ramírez R. (2007), “Criteria and Experiences on Structural Rehabilitation of Stone Masonry Buildings in Mexico City”, *International Journal of Architectural Heritage*, 1(1), pp. 3-28

Meli, R. (2011), “Los conventos mexicanos del siglo XVI: construcción, ingeniería estructural y conservación”, *UNAN-M.A. Porrúa*, México, D.F.

Modena, C. (1994), “Repair and upgrading techniques of unreinforced masonry structures utilized after the Friuli and Campania/Basilicata earthquakes”, *Earthquake Spectra*, 10(1), pp. 171-185.

- Noelle, L. (1983), "El Archivo General de la Nación. Transformación de una antigua penitenciaría en centro cultural", *Anales del Instituto de Investigaciones Estéticas*, 14(53), pp.137-144
- NTC-Criterios (2004), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Tomo II, No. 103-Bis, México
- NTC-Criterios (2017), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220-Bis, México
- Peña, F. (2010), "Estrategias para el modelado y el análisis sísmico de estructuras históricas", *Revista de Ingeniería sísmica*, 83, pp. 43-63
- Peña, F. y Lourenço, P. B. (2012), "Criterios para el refuerzo antisísmico de estructuras históricas", *Revista de Ingeniería sísmica*, 87, pp. 47-66
- Peñuelas, G. (2016), "Breve revisión de los conceptos de la valoración practicada en la ENCRyM, primeros resultados", *Estudios sobre conservación, restauración y museología*, 3, pp. 212-221
- Public Works & Government Services Canada (PWGSC) (2002), "Guidelines for the seismic upgrading of stone-masonry structures", Canada, Quebec
- Riegl, A. (1987), "El culto moderno a los monumentos: Caracteres y origen", Visor, España, Madrid, (Obra original publicada en 1903)
- Rots, J. G. (2001), "The role of structural modelling in preserving Amsterdam architectural city heritage", *Historical Constructions*, Guimarães, Portugal, pp. 685-696
- Rots, J. G. y Invernizzi, S. (2004), "Regularized sequentially linear saw-tooth softening model", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 28(7-8), pp. 821-856
- Sánchez, L. I. (2018), "Archivo General de la Nación (AGN)", Recuperado el 14 de febrero de 2018, <https://facetashistoricas.wordpress.com/2012/02/13/archivo-general-de-la-nacin-agn/>
- Secretaría de Gobernación (2017), "Libro Blanco: Proyecto para la Construcción del Nuevo Edificio del Archivo General de la Nación y Remodelación de las Instalaciones Actuales", Recuperado el 5 de diciembre de 2017, <https://goo.gl/2HFXZL>
- Sika Mexicana (2017), "Ficha Técnica de Sika CarboDur", Recuperado el 8 de noviembre de 2017, <https://goo.gl/b8xDqS>
- Torres A. (2001), "Introducción al estudio de la construcción práctica / por Antonio Torres Torija", Instituto Nacional de Antropología e Historia, México, D.F., (Edición facsimilar de la de 1895)
- Valluzi, M. R., Binda L. y Modena C. (2005), "Mechanical behavior of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing", *Construction and Building Materials*, 19(1), pp. 63-73
- Valluzi, M. R., Modena, C. y de Felice, G. (2014), "Current practice and open issues in strengthening historical buildings with composites", *Materials and Structures*, 47(12), pp. 1971-1985