

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



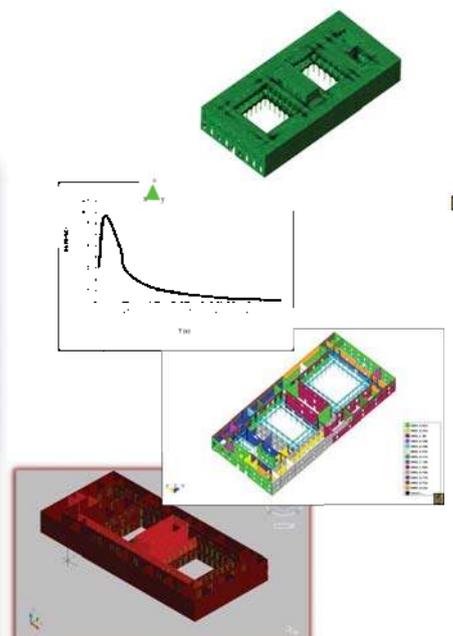
TESIS

“ANÁLISIS SÍSMICO PARA EL COLEGIO PRIMITIVO Y NACIONAL DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO”

PRESENTA:
HORACIO INFANTE SANDOVAL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

ASESOR:
DR. en I. GUILLERMO MARTÍNEZ RUÍZ



MARZO 2009

1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN.

1.2 OBJETIVOS.

1.2.1 GENERAL

1.2.2 PARTICULARES

2. ANTECEDENTES

2.1 HISTÓRICOS.

2.2 CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES.

3.- CARACTERÍSTICAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES.

3.1.- ARQUITECTÓNICAS.

3.2.- ESTRUCTURALES.

3.2.1.- MATERIALES.

3.2.2.- MODIFICACIONES.

3.2.3.- DAÑOS.

4.- CONSTRUCCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

4.1.- GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA.

5.-ACCIONES DE DISEÑO.

5.1.-PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL SITIO.

5.2.- MÉTODOS DETERMINISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

5.3.- RELACIONES DE ATENUACIÓN.

5.4.- MÉTODOS PROBABILISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

5.4.1.- DEFINICIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS.

5.4.2.- SISMICIDAD DE LAS FUENTES.

5.4.3.- LEYES DE ATENUACIÓN PARA LAS FUENTES SÍSMICAS.

5.4.4.- PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA DE ACELERACIONES.

5.5.- ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.

6.- PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

6.1.-DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS.

6.2.- PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

6.3.-CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO.

7.- ANÁLISIS ELÁSTICO ANTE CARGAS GRAVITACIONALES.

8.-ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL.

8.1.- SISMO CON PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS.

8.1.1.- ESTADO DE ESFUERZOS.

8.1.2. DESPLAZAMIENTOS

8.2.- SISMO CON PERIODO DE RETORNO DE 975 AÑOS.

8.2.1.- ESTADO DE ESFUERZOS.

8.2.2.- DESPLAZAMIENTOS.

9.- CONCLUSIONES.

9.1.- ANÁLISIS HISTÓRICO.

9.2.- ANALISIS CUALITATIVO.

9.3.- ANÁLISIS CUANTITATIVO.

9.3.1.- CONCLUSIONES PARA LA CONDICIÓN DE CARGAS PERMANENTES.

9.3.2.- CONCLUSIONES SISMO 475 AÑOS.

9.3.3.-CONCLUSIONES SISMO 975 AÑOS.

9.4.- INCERTIDUMBRE.

10.- REFERENCIAS.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN.

La gran importancia política, económica y social que preservan los edificios antiguos se debe a que son estandartes vivos del transcurrir histórico de las ciudades o comunidades donde se establecieron, y demuestran la importancia de las mismas. En nuestro país, el estudio del comportamiento estructural para este tipo de edificios ha sido limitado, debido principalmente a la poca importancia que se les suele dar comparativamente con otro tipo de estructuras, redundando en actual existencia de un número bastante pequeño de profesionales enfocados hacia el estudio de los monumentos históricos.

Las derramas económicas debidas al turismo que generan estas construcciones, es de suma importancia ya que muchas veces son el principal sustento económico del lugar en el que se localizan. Por tal razón resulta primordial enfocar esfuerzos para comprender de mejor forma el comportamiento estructural de estos edificios, de cara a la preservación de los mismos, para beneficio y disfrute de las generaciones futuras.

Por lo anterior en la presente tesis nos enfocaremos en una de las edificaciones históricas más importantes de la ciudad de Morelia y del país, el Colegio Primitivo y Nacional de San Nicolás de Hidalgo, que lleva de la mano la historia misma de México desde la época de la colonia, ya que en su seno se han forjado, en estudio, grades hombres de la talla de Miguel Hidalgo y Costilla, José María Morelos y Pavón, Melchor Ocampo, por solo mencionar algunos.

El Colegio de San Nicolás, por haber sido fundado por Don Vasco de Quiroga tiene una tradición encarnadamente humanista siempre en busca del bien de la sociedad. Ha sido piedra clave para la creación de la Máxima Casa de Estudios del estado de Michoacán, la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, la cual surgió como una expansión del mismo colegio debido a su gran convocatoria de estudiantes en busca de nuevas ciencias.

Existen variados factores que pueden afectar el comportamiento estructural de los edificios históricos, los cuales no solo son producidas por la acción del tiempo y la naturaleza, como pueden ser: el intemperismo a lo largo del tiempo, que puede provocar la degradación de la mampostería; las acciones sísmicas a las que se ha visto sometida a lo largo del tiempo una estructura; flujo plástico de los materiales de construcción debido a cargas gravitacionales, sino de igual manera por agentes humanos siendo algunos: cambio de uso, no solo global también localmente en ciertas zonas de la estructura;

intervenciones estructurales en las que muchas veces se cambia en gran medida el comportamiento original de las construcciones, entre otras.

Se presenta entonces un estudio del comportamiento estructural de este edificio ante diferentes acciones, que servirá para tener un mejor conocimiento del estado actual del mismo, con la finalidad de analizar la necesidad de estudios adicionales y posibles intervenciones. De cara a la preservación este importante inmueble.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 GENERAL

En este trabajo se elaborara un modelo numérico lineal, que nos proporcione un enfoque general de estado actual de la construcción y su posible comportamiento ante cargas estáticas y dinámicas futuras. Dentro del modelo se generara una malla elemento finito para una mayor precisión en cuanto a resultados se refiere.

En este modelo se deberá de implementar las características del material de mampostería con la que está constituida la construcción.

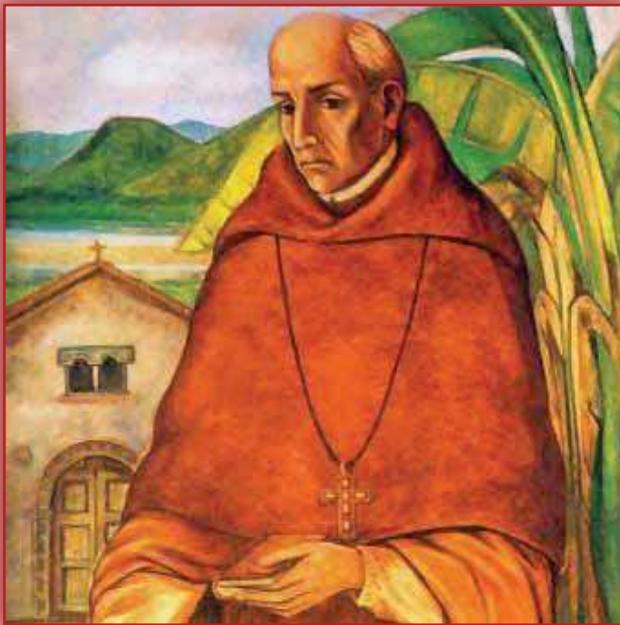
1.2.2 PARTICULARES

- Conocer el comportamiento sísmico futuro esperado mediante la construcción de un modelo numérico de la estructura.
- Elaboración de un modelo detallado 3d de la estructura construyendo elementos finitos tipo placa o lámina.
- Evaluar y proponer niveles de demanda sísmica en el sitio, mediante la generación de terremotos artificiales y el estudio de sismos reales registrados en Morelia.
- Con base en los resultaos, proponer recomendaciones para la mejora o pasibles intervenciones futuras sobre el edificio.

2. ANTECEDENTES

2.1 HISTORICOS.

Para comenzar a hablar de la historia del colegio de San Nicolás es necesario escribir un poco acerca de su fundador Don Vasco de Quiroga. Este inmortal e ilustre personaje, nacido en Madrigal de las Altas Torres, Ávila España, en el año de 1470, dio vida a muchas fundaciones de carácter altruista siempre en beneficio de la población, en especial de los recién conquistados a los que siempre les guardo un profundo aprecio aun hasta el día de su muerte en 1565 en el estado de Michoacán (algunos historiadores dicen que en Uruapan y otros más afirman que en Pátzcuaro).



FOTOGRAFIA 2.1, DON VASCO DE QUIROGA. BIOGRAFIASYVIDAS.COM

Don Vasco llegó a México como miembro de la segunda Audiencia en la cual el cargo que representaba era el de oidor, con el fin de frenar los desmanes que Hernán Cortés generaba tras los años de conquista, y que la primera Audiencia que por hombres corruptos no pudo conseguir. Quiroga comenzó a actuar desde el comienzo de forma pacífica y conforme a los principios de aquella época ya que para casi cada movimiento que él daba tenía por enterado al Rey.

Antes de llegar a Michoacán Don Vasco de Quiroga ya conocía las necesidades de los “naturales”, así se les llamaba en aquel entonces a los indígenas, necesitados de ropa, alimento y educación. Veía en ellos grandes virtudes a pesar de su pasado indomable y de su conocida ferocidad en batalla, para él solían ser personas muy dóciles y no tuvo ningún problema para evangelizarlos. Don Vasco los miraba como cristianos primitivos de un carácter más puro de lo que existía hasta entonces, gracias a lo cual logró crear comunidades utópicas auténticamente, ya que en estas cada individuo trabajaba para el bien común, se mantenían, comían y vestían de lo que ellos mismos producían, su manera de justicia era regida por los cánones eclesiásticos y de las leyes reales. Fueron sociedades

perfectas creadas por Don Vasco y regidas por Rectores que él propuso en un principio, y que con el paso del tiempo cambiaban para darles frescura y enriquecimiento a las mismas.

Estas comunidades fueron llamadas hospitales-pueblo. No tomando la palabra hospital con el término que se usa actualmente, sino que era una institución benéfica caritativa creada para acoger a personas pobres, enfermas, para cuidarlas y educarlas.

A causa de observar como los niños nativos, desnudos, vagaban todo el día por los tianguis de las ciudades y comían de lo que los puercos dejaban, imagen que marcaría la vida de Don Vasco, es que comenzó a construir el primer hospital-pueblo al que llamó Santa Fe ubicado, se dice, a “dos leguas” de México, el cual construyó con su propio salario de oidor que para ese entonces era de alrededor de 1500 Salarios Mínimos al año, con lo cual además de comprar las tierras donde se ubicaba dicha comunidad compró también ganado, enseñó a los indígenas a cosechar frutos con nuevas técnicas, construyó iglesias, viviendas, hospitales, todo para el sustento tanto de las personas como de la población en general.

Al ser elegido Obispo, cambió su sede a Michoacán en donde al ser el mismo hombre humanista e incorruptible, pero ahora ya con más poder, siguió su obra en beneficio siempre de los indígenas y en general de cualquier persona que necesitara ayuda ya que no distinguía a nadie. Creó otro hospital-pueblo ahora llamado Santa Fe de la Laguna e igual que el primero, lo construyó con sus propios recursos manejando la misma forma de sustento y organización que el anterior. Edificó uno más de estos pueblos a petición del rey, que sería destinado a los *otomíes*, cerca del río Lerma al cual llamo “*Santa Fe del río*”, solo que de este pueblo se sabe poco ya que no se hace mucha referencia del mismo en la historia.



FOTOGRAFIA 2.2, MURAL

De las instituciones más importantes creadas por Don Vasco de Quiroga, y que sigue actualmente su legado, es el Colegio de San Nicolás, cimiento de la educación en Michoacán y pionera en el país; que es sobre este edificio y debido a su importancia en la cual se enfoca nuestro estudio con el propósito de conservación.

La educación como fuente de cambio, uno de los pensamientos más relevantes del Señor Quiroga. Él quería abundantes diocesanos, pero los quería bien formados en lenguas indígenas de la región de Michoacán; y el centro de aprendizaje de esas lenguas debía de ser San Nicolás, *“pues en la verdad, si de aquí no se puebla el obispado de clérigos lenguas que sean tales cual convenga, nunca jamás de aquí a muchos años será proveído de ellos como se cree, ni tendrá los pastores ni ministros necesarios que son menester”*. De esta manera y bajo estas ideas es como comenzó a construirse el colegio de San Nicolás.

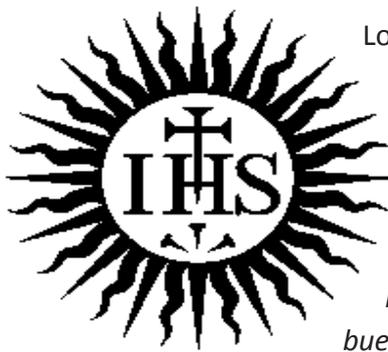
La fecha exacta de inauguración no es conocida únicamente existe una placa de mármol colocada en 1906 en Pátzcuaro, que dice *“El ilustrísimo Señor Don Vasco de Quiroga, el primer obispo de Michoacán fundó este lugar por el año de 1540, el Real y Primitivo Colegio de San Nicolás Obispo”*. De donde el nombre de “primitivo” fue dado ya que era el primer colegio real de la nueva España, es decir, el de Santa Cruz de Tlatelolco desapareció en el siglo XVI. El nombre “San Nicolás” fue escogido por el propio Quiroga en memoria al santo patrono de su lugar de descendencia. El título real, que en sus inicios no lo llevaba, lo consiguió hasta 1565 al confirmar Felipe II el patronato real. Por último el título de “obispo” fue dado en memoria de su fundador.

Dicha institución fue creada con el propósito de forjar clérigos para evangelizar los vastos terrenos de Michoacán. La educación impartida en el colegio era gratuita con la única condición de permanecer en el colegio por cinco o seis años que duraba la educación dentro de la institución. Su plan de estudios contaba con clases de gramática, latín, griego, arameo, esto para los indios, mestizos, criollos y españoles; también se enseñaban las lenguas indígenas. Además de que cada estudiante tenía la libertad de aprender a tocar el instrumento musical de su preferencia, también se enseñaban cánticos y coros religiosos. Dando cabida a todo aquel que tuviera la necesidad de nuevos conocimientos, se encontraban entre sus aulas a todas las razas, siendo criollos y españoles los únicos que podrían ejercer la evangelización esto por decreto real, ya que deberían de ser *“de sangre limpia”*. A los niños de todas las razas también se les daba educación en la forma de sus capacidades a estos además de todo se les enseñaban a realizar tareas como la agricultura, la elaboración de artesanías, entre otras.

El edificio del colegio se construyó en Pátzcuaro cerca de la iglesia de San Salvador que era el templo principal de los indígenas. En el mismo sitio está actualmente un edificio, que aunque no es el original, da una idea de la primitiva construcción. Según historiadores la

fachada es barroca del siglo XVIII, y al patio primitivo se le agregó la arquería, y se sustituyeron las vigas que sostenían los morillos del techo; más allá de eso el único cambio importante fue la destrucción del coronamiento del arco central de la parte superior de la fachada, ocasionado por un rayo el 15 de agosto de 1874, para esta fecha el cambio de sede del colegio se encontraba en Valladolid.

El obispo tenía el deseo de que la orden de la compañía de Jesús, o jesuitas como mejor se les conozca, viniera a Michoacán. Tras varios intentos fallidos por parte de Quiroga, no fue sino hasta después de su muerte que dicho prelado de la iglesia arribó a Pátzcuaro, en donde se establecieron por un corto periodo antes del cambio de sede.



Los jesuitas se organizaron formalmente en 1538 y rápidamente se propagaron en Europa como avanzada de la contrarreforma, con sede en España. Nacieron como una institución combativa. *“su vida, ni solamente activa, como las militares, ni puramente contemplativa, como la de los monacales, sino mixta, que abraza justamente la acción de las obras espirituales en que se ejercita, y de donde sale la buena y fructuosa acción”.*

FOTOGRAFIA 2.3, SIMBOLO JESUITA

Dos tipos de colegios tenían en sus casas, uno donde probaban su vocación, su devoción y mortificación, ejercitaban la virtud y se formaban letrados; en otros donde se enseñaban las ciencias desde la gramática hasta la teología, bastante parecido a lo que en San Nicolás se enseñaba. La compañía llegó a México en el año de 1572 en donde todos cayeron enfermos y no fue sino hasta el siguiente año que pisaron Pátzcuaro. Tomaron posesión tanto del colegio como de la catedral de la dicha ciudad de Michoacán el 19 de noviembre de 1574.

La compañía de Jesús tuvo bastantes limitaciones en la comunicación con los indios lo cual les dificultaba la enseñanza, por lo que tenían que verse ayudados por los propios estudiantes del colegio que hacían a su vez la labor de traductores. Fue así que solo muy pocos jesuitas aprendieron los dialectos indígenas a lo cual lo atribuían como un milagro.

Excusas no les faltaron a los jesuitas para abandonar el colegio en el año de 1579, más en el fondo trataban de aprovecharse del cambio de sede, que se había efectuado por parte de las autoridades civiles en 1576. El traslado de la sede episcopal no fue hasta el año de 1580 y tocó a Fray Juan de Medina Rincón ser el prelado de la transición. Con todo esto se despojo a Pátzcuaro de toda la obra de Don Vasco. Solo las campanas y los restos de

Quiroga fueron conservados en esta ciudad, y esto gracias a que los indios no permitieron que se los llevaran.

Con el cambio el colegio se desplomo en sus matriculas ya que en el año en que lleo la compañía los estudiantes eran alrededor de cincuenta, a la llegada a Valladolid se quedo únicamente con diez colegiales. Siendo esta razón por la cual poco después de efectuado el cambio de la catedral y del Colegio de San Nicolás, el licenciado Alonso Ruiz, canónigo, juez y vicario general del obispo, pidió copias del acuerdo al Corregidor de Valladolid, así como una carta del provincial de los franciscanos, para la fusión del colegio de San Miguel con el Colegio de San Nicolás. Después de mucho tiempo que soportaron calumnias en su contra, los de la Compañía decidieron dejar la rectoría de la institución, no obstante siguieron apoyando a los estudiantes, posteriormente, en algunas materias las cuales debían de tomar en la nueva casa de los jesuitas cercana del recinto estudiantil.

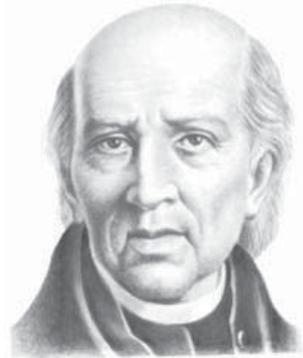
La unión de estos dos colegios en 1581 no fue con la intención de superación ni de expansión académica, más bien tenía fines económicos y hasta cierto punto de lucro, ya que el colegio de San Miguel no podía sustentarse debido a que sus rentas, además de sus colegiales, eran insuficientes para esas fechas. Fue por esta razón que el cabildo acepto la unificación de estas instituciones, con el mismo nombre que hasta ese entonces se había ganado el colegio de Quiroga.

El obispo Medina Rincón utilizo fondos del obispado con la finalidad de adquirir una casa que serviría de albergue para el Colegio; su costo fue de dos mil pesos. El inmueble estaría ubicado en el lugar donde actualmente se encuentra el ilustre plantel, pues se dice que su primer edificio, rústico y provisional como se menciona, estuvo seguramente frente a la plaza de armas junto a la primitiva catedral y el hospital real.

Según el doctor Arreola Cortés, el costo fue elevado y el edificio debe de haber sido ya de mampostería y mucho más amplio que el anterior, pues en 1599, al finalizar el siglo, las antiguas casas episcopales, se remataron en ochocientos pesos y deben de estar contiguas o cercanas al actual edificio del Colegio.

El siglo XVII trajo consigo el crecimiento urbano de Valladolid, los eclesiásticos cada día estaban menos de acuerdo con respecto a la administración de San Nicolás, por lo cual se propuso que dicha institución se convirtiera en un Seminario Tridentino, es decir ahora ya no solo recaerían todas las decisiones en el cabildo, sino además en el obispo y como principal en Su Majestad el Rey de España. El cabildo se opuso rotundamente con más artimañas que razones, con lo cual reformaron los decretos hechos por el primer obispo que para quien desde el comienzo la educación debía de ser gratuita, así lo había

constituido, pero ahora con el nuevo reglamento impuesto, se cobraría a los hijos de los españoles ricos.



FOTOGRAFIA 2.4, MIGUEL HIDALGO.
BIOGRAFIASYVIDAS.COM

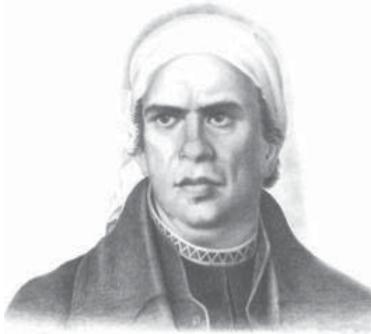
En 1766 ingresó al colegio, a sus escasos doce años, uno de los personajes principales de la historia de México, Don Miguel Gregorio Antonio Ignacio Hidalgo Costilla Gallaga, nombrado padre de la patria por ser el iniciador del movimiento de independencia de nuestro país.

Su vida como estudiante fue de las más destacadas hasta ese momento. Alcanzo la oportunidad de estudiar con los jesuitas dos años, antes de que en 1767 por ordenes de su Majestad fuera retirada la orden y mandada a Italia, Hidalgo termino sus estudios de Gramática y Retórica que para ese entonces se impartía por la Compañía, por no tener en San Nicolás alguien digno de impartir dichas clases.

Pasado un tiempo y después de convertirse en bachiller, Miguel Hidalgo se destacó en el colegio como catedrático impartiendo Teología en este plantel. Con una mentalidad siempre vanguardista daba doctrina de autores contemporáneos a su época, los cual intimidaban a los seguidores del oscurantismo y la rutina. Es por esto que poco tiempo después de ser rector, Hidalgo, fue separado de sus cargos en 1792 de donde fue enviado a Colima como cura interino; aún cuando el propio Obispo Fray Antonio de San Miguel y algunas personas más del Colegio y del mismo cabildo, compartían sus ideas de modernidad.

A San Nicolás nuevamente se le hizo mejoras importantes en el año de 1786 por mandato del Obispo San Miguel que a su vez ese mismo año mando reconstruir el acueducto de la ciudad de Valladolid. Diez años después de la obra realizada la institución se encontraba en ruinas según el informe del rector del plantel, doctor Manuel Iturriaga, el 11 de enero de 1796. Que describe la situación del edificio, *“el fatal y miserable estado en que se halla su fábrica material, amenazando ruina todos los techos de la vivienda que habito; ha sido necesario apuntalarla, y en el pasado tiempo de aguas hubo noche en donde no tuve lugar en que poner mi cama, por gotearse toda la vivienda; y lo mismo sucede en la de los colegiales, sin que basten composturas, que no sirven de otra cosa sino de que se aumenten las goteras. La Capilla y General es indecentísima; el Refectorio vierte agua; la Cocina y Oficinas interiores creo que no pueden durar un año sin venirse abajo; y en una palabra, el todo de la fábrica en el más lastimoso estado que pueda imaginarse”*.

Al verse enterado el obispo del estado del edificio se dispuso a su reparación. Durante quince meses, se trabajó en lo siguiente: *“techando de nuevo y levantado las paredes, y reforzando la antigua fábrica, y haciéndose de nuevo un patio con tres corredores altos y bajos, vivienda por tres vientos, con una Capilla, Refectorio, Cocina, Despensa y demás oficinas necesarias, y además de esto han quedado al Colegio para alquilar cuatro casas y once accesorias, unas hechas de nuevo y otras reedificadas”*.



FOTOGRAFIA 2.5, JOSE MARIA MORELOS.
BIOGRAFIASYVIDAS.COM

Otro inmortal personaje en la historia de México, reconocido a nivel mundial por sus hazañas, fue Don José María Morelos y Pavón, que nació en la ciudad de Valladolid (hoy ciudad epónima de dicho personaje) en el año de 1765 y que se retiró a los doce años de dicha ciudad para trabajar en tierra caliente ya que provenía de una familia pobre. No fue sino hasta 1790 con la edad de veinticuatro años que ingresó al colegio de San Nicolás;

edad muy avanzada para lo que se acostumbraba, ya que normalmente a la institución se iniciaba de doce años. Esto no fue obstáculo para el dedicado mártir, que siempre estuvo dentro de los primeros lugares en sus materias, lo cual lo llevó a graduarse de bachiller, después de un tiempo también se le concedió el título de Diácono, posteriormente pidió el Sacro Presbiterado, que se le concedió el 21 de diciembre de 1797.

El engaño que sufrió España, por parte del imperio francés a cargo de Napoleón Bonaparte, fue una de las causas principales para que en la Nueva España se comenzara a pensar en una independencia. Esta idea corrió a cargo, en un inicio, del virrey que con ayuda de algunos peninsulares quería una soberanía independiente, claro esto para quedarse en unos cuantos la riqueza de esta colonia. Al impedir el movimiento los españoles ricos fieles a la corona española, se había sembrado ya en las demás razas la mentalidad de una revolución, por lo cual en Valladolid gentes de todas posiciones, sacerdotes, militares, comerciantes y empleados se agruparon para organizar una rebelión en contra del gobierno virreinal. Dicha conspiración a la que favorecían muchas personas nicolaitas fue descubierta el 21 de diciembre de 1809.

Al iniciarse la independencia el 16 de septiembre de 1810, los insurgentes contaban entre sus filas a muchos creados en San Nicolás, uno de los cuales ya habíamos mencionado Miguel Hidalgo y Costilla, Miguel Domínguez, Mariano Balleza, por su puesto José María Morelos y Pavón, Ignacio López Rayón, entre otros. A la llegada de los insurrectos a

Valladolid el Colegio San Nicolás se convirtió en cárcel de aquí en adelante el edificio dejó de prestar labores de educación hasta tiempo después de la conclusión de la independencia.

A la llegada de los realistas en el mes de enero de 1811, se empleó al Colegio como el cuartel de los Dragones de Pátzcuaro. Usaban al recinto como una burla hacia los insurgentes nicolaitas.

Después de la guerra de emancipación narra el doctor Bonavit que *“las paredes estaban sucias, ennegrecidas por el humo de las fogatas de la soldadesca, viéndose en ellas numerosos agujeros y hasta en grandes espacios desprendida la argamasa de la cubierta; los techos igualmente oscurecidos por el humo, estaban en muchos puntos próximos a desplomarse, y en algunas de las piezas del piso bajo que habían quedado medianamente habitables se encontraban ocupadas por gente pobre que a duras penas pagaba una pequeñísima renta por las pocilgas en que moraban... En el General, detrás de la balaustrada que corría como a un metro aproximadamente arriba del piso, no se encontraron los amplios asientos que en otros tiempos lo adornaron...”*. De esta manera se cerraba una etapa más del Colegio, que desde que fue construido en el siglo XVI había salido adelante a todos los problemas sociales, pero en esta ocasión se veía bastante difícil su reconstrucción y reapertura.

Después de la emancipación del régimen colonial y de la conversión del país en República Federal. Ex alumnos del colegio participaron en la primera constitución republicana, tales como Ignacio López Rayón, José María Izazaga, Miguel Domínguez y otros.

No fue sino hasta el 29 de julio 1824 que se habló de la reapertura y reedificación del Colegio de San Nicolás.

La guerra dejó un porcentaje del 90 ó 95% de analfabetas en el país entre indios y mestizos, en lo cual se enfocaron los primeros gobiernos de la nueva república. Se trajo el sistema pedagógico usado en las indias llamado lancasteriano lo cual al comienzo no fue muy bien visto por parte de las autoridades eclesiásticas. Se crearon sociedades lancasterianas en 1822. Justamente a una de estas empresas, que a petición llegaron a Valladolid, se rentaron las antiguas instalaciones del Colegio con la condición de que al terminar el contrato de arrendamiento se dejara en buenas condiciones la institución. Ya con el mando de la sociedad el plantel fue reparado y el 25 de febrero de 1827 empezaron los exámenes de admisión.

El país por aquellos tiempos fue sometido a guerras internas por el poder que estropearon los intentos de secularización que se tenían contemplados para el Colegio. Esto se llevaría a cabo gracias a negociaciones que tenía el gobierno del estado y el cabildo que aún tenía

en su mando el patronato del Colegio según herencia del propio fundador Vasco de Quiroga. Dicho intercambio de administración que tuvo San Nicolás no fue para nada sencillo lograrlo ya que clero cambiaba de parecer con frecuencia dependiendo su interés, además duro más tiempo del que se esperaba por ese difícil trance que fue la reforma.



FOTOGRAFIA 2.6, MELCHOR OCAMPO.
BIOGRAFIASYVIDAS.COM

El paso definitivo para la secularización, que fue hecho gracias a Don Melchor Ocampo, se dio el 30 de mayo de 1845 día en el que por fin el cabildo entregó el Colegio de San Nicolás a las autoridades civiles. De esta forma empezó una nueva etapa en la historia del plantel. Con esta carta ya en manos del gobierno se comenzó de inmediato la reconstrucción del edificio.

Los problemas que seguían en el país, con la guerra contra los estados unidos y las propias guerrillas que tenían por destino el gobierno nacional, fue que se detuvo la reinauguración del Colegio San Nicolás.

Al caer el régimen centralista en el estado de Michoacán, se nombro a Don Melchor Ocampo como gobernador interino el cual tomo posesión del mismo de inmediato. Al termino de su mandato dijo “tengo la grata satisfacción de anunciaros que pronto se abrirá el Colegio Primitivo y Nacional de San Nicolás de Hidalgo”, así se le llamo desde entonces al plantel. La fecha tan esperada llegó el domingo 17 de enero de 1847, terminada ya la rehabilitación del plantel. Al morir el 3 de junio de 1861 dejó como testamento para San Nicolás; la colección de libros que poseía, la ropa que llevaba puesta el día de su muerte; en un acto de cariño hacía la institución, dejo también su corazón. Poco tiempo pasó para que el General Epitacio Huerta nombrara al Estado Michoacán de Ocampo, en honor al “Gobernador de los corazones nicolaitas”.

México seguía con problemas de guerras internas que perjudicaban cada vez más a la sociedad y al desarrollo del país. Pocas luces alumbraban por esos días la nación, una de ellas era la tan mencionada institución, debido a su historia y ahora con todas las ciencias nuevas que se ejercían en sus aulas, después de la Reforma lo hacían único en el país, sus enseñanzas eran de la altura de las instituciones europeas, ya que contaba con instrumentos y herramientas de la más alta tecnología de su época, además de su extensa librería.

Con la llegada del Imperio francés a tierras Mexicanas el Colegio tuvo que cerrar sus puertas nuevamente el día 30 de enero de 1863, el mismo día en que llegaron las tropas francesas a la ciudad de Morelia, y cuyo edificio se ocupó nuevamente como cuartel.

Como en antaño, cuando los hijos del Colegio habían luchado por la independencia de la nación, tocaba ahora a la nueva generación combatir; solo el nombre difería, ya no eran insurgentes sino liberales, con el mismo fin luchar por el bien del país; así es que de nueva cuenta las personas más geniales y valerosas de ese momento fueron nicolaitas.

Con la victoria sobre el imperio Francés en 1867 y siendo gobernador el licenciado y coronel Justo Mendoza, se inició la reconstrucción total del inmueble debido a que estaba totalmente en ruinas y era más factible tirarlo y construir uno nuevo. El proyecto fue elaborado por un ingeniero belga de nombre Guillermo Wodon de Sorinne. La reconstrucción del edificio comenzó en el año de 1868, con un estilo moderno pero que guardaba rasgos coloniales.

La urgencia de Mendoza por la reapertura del Colegio llevo al mismo San Nicolás a verse inquilino primero del Colegio de San Rafael, que sin premura accedió, y poco tiempo se trasladaron a ex – Colegio de la compañía de Jesús, que por sus amplias instalaciones daba cabida a un número mayor de estudiantes.

El traslado nuevamente hacia el antiguo recinto se realizó en el día 21 de mayo de 1882, ya terminada casi en su totalidad la obra de reconstrucción, tardaron un par de años más en la terminación del edificio. Para la fecha el gobernador a cargo era del Pudenciano Dorantes, quien pese al mal tiempo logró consolidar lo que Mendoza había empezado.



FOTOGRAFIA 2.6, COLEGIO PRIMITIVO Y NACIONAL DE SAN NICOLAS HIDALGO

De aquí en adelante el colegio ha tenido un trato con el gobierno estatal muy irregular, ya que en muchas ocasiones se le han impuesto censuras, limitándolo con esto de una

superación; y otras veces es iniciativa del gobierno el crecimiento y prosperidad de San Nicolás.

Actualmente el edificio de San Nicolás ha sufrido de modificaciones importantes no en cuanto a su estética, que sigue guardando la esencia de la construcción, sino más bien de su comportamiento estructural en que ha sido afectado, es debido a esto la principal preocupación y en enfoque de su estudio.

2.2 CONSTRUCTIVOS Y ESTRUCTURALES.

Anteriormente hemos visto las evoluciones a las que ha visto sometido el Colegio de San Nicolás a lo largo del tiempo, enfatizando por tanto que es una construcción de finales del siglo XIX como se observó. Aun así presentaremos a continuación una cronología de restauraciones y modificaciones que ha tenido el Colegio a través de su historia.

- 1882: Reconstrucción total del edificio.
- 1971: cambio de entre piso original por losas de concreto de 20cm de espesor.
- 1983: daños en tambores de fustes de columnas por el sobrepeso de 1971; Reposición de piezas dañadas en columnas y arcos; el muro del patio oriente tiene un desplome de 7cm; cambio de algunas columnas; inyección de fisuras.
- 24 de enero de 1988 siniestro: incendio sobre el muro sur (daños menores).
- 2000: restauración y reconstrucción de dos columnas de cantera, cambio de fustes eje C-14 (sur-poniente, figura 3.1, pág. xx) y la columna nor-oriente eje I-18 del segundo patio de la planta baja; restauración de la fachada, arcos interiores y exteriores, carpintería, inyección de lechada en fisuras.
- 2002: Re-cimentación de la fachada poniente y sur con cantera de 168 kg/cm² de resistencia a la compresión simple.

3.- CARACTERISTICAS ARQUITECTONICAS Y ESTRUCTURALES.

3.1.- ARQUITECTONICAS.

Entre las características arquitectónicas globales el Colegio cuenta; con un área de terreno de 3800m²; teniendo en cuenta sus dos niveles y descontando las áreas de los patios, el área total de construcción es de 5956m². En conjunto, las dos instituciones que se albergan dentro del recinto cuentan con 24 aulas, laboratorios, sala de profesores, regencia, una aula mater con capacidad para 150 personas, dos bibliotecas de las cuales la que provoca más daño de tipo estructural al edificio es la de la preparatoria, se encuentran en el segundo nivel, cuatro escaleras una de ellas es llamada escalera triunfal y la Sala Melchor Ocampo. Como se muestran a continuación.

NOTA IMPORANTE: LOS EJES Y COTAS MENCIONADOS EN ESTE CAPITULO SE REFERIRAN A LAS FIGURAS 3.1 Y 3.2 QUE SE ENCUENTRAN EN LAS PÁGINAS XX Y XX RESPECTIVAMENTE, CON EL FIN DE NO HACER REPETITIVA DECHA CITA.

En su lado oriente tiene una longitud de 90.72 m, además es el único lado que tiene de vecino otra construcción; sobre su lado sur, que es delimitado por la calle Francisco I. Madero (eje 23) en donde se encuentra la fachada principal, cuenta con una longitud de 43.37m, en la que la entrada principal se observa en esta cara del edificio, además de esto existen ocho ventanas cuatro a cada uno de sus lados en su primer nivel, nueve más en el segundo, como se muestra en las siguientes imágenes.



FACHADA SUR, FOTOGRAFIA 3.1

La parte poniente que se encuentra sobre la calle Nigromante (eje L), deja ver la fachada más larga de la edificación, actualmente cuenta con diez ventanas en su nivel inferior y un número igual en la parte superior de la misma, a continuación se muestra el esta actual.



FACHADA PONIENTE, FOTOGRAFIA 3.2

La fachada norte, atinadamente en la calle Melchor Ocampo (eje 1), también se ha visto sometida a modificaciones, tiene una longitud de 42.81m, donde cuenta con dos accesos uno de ellos hacia la parte del edificio destinada para albergar la preparatoria, con el nombre de “Colegio Primitivo y Nacional Colegio de San Nicolás de Hidalgo” y la otra es usada para el servicio de la secundaria; siendo el primer piso donde se encuentran estas.

Dos entradas, más seis ventanas distribuidas a sus lados, posteriormente en el segundo piso se observan ocho ventanas mas distribuidas en toda su longitud.



FACHADA NORTE, 3.3

El primer patio posee un área de 433.00m² (entre los ejes C-J,14-21, figura 3.1), el cual está rodeado por arcos de estilo *carpanel* de claro aproximado de 3.08m de centro a centro de columnas, con una altura de 4.14m, soportados por columnas cuadradas de 30cm de lado en el nivel inferior, en la parte superior los arcos tienen las mismas medias

la única diferencia es que las columnas son de inercia variable, siendo en su parte baja de 40 X 40cm y en su parte alta de 30 X 30cm, guardando el mismo claro; en donde dichas series de arcos son conectados a los muros por arcos rebajados, con un claro promedio de 4.40m en el plano de la calle Madero (entre los ejes 13-14 y 21-22, sobre los ejes C y J), y 4.00m en el plano de la calle Nigromante (entre los eje B-C y J-K, sobre los ejes 14 y 21,), con una altura igual a la de los anteriores.



FIGURA 3.4

El segundo patio tiene un área de 283.00m² (entre los ejes C-J y 7-11), el cual se ve delimitado por arcos *carpanel*, con claros promedio de 3.55m a una altura de 4.14m, soportados por fustes circulares de inercia variable; con 42cm de diámetro en su parte inferior y de 33cm en su parte superior, en ambos niveles; que son conectados a los muros de igual manera por arcos rebajados, que en su plano norte-sur (entre los ejes 6-7 y 11-12, sobre los ejes C y J,) tienen un claro de 4.00m con, altura igual a los ya mencionados; en el plano este-oeste (entre los ejes B-C y J-K, sobre el eje 7, figura 3.1 y 3.2) en la parte norte de este patio, se conecta la serie de arcos con uno más de rebajado, de claro igual a 3.57m, con altura similar a los anteriores; en el mismo plano pero en la parte sur (entre los ejes B-C y J-K, sobre el eje 12,), se conectan con arcos de 4.10m de claro.



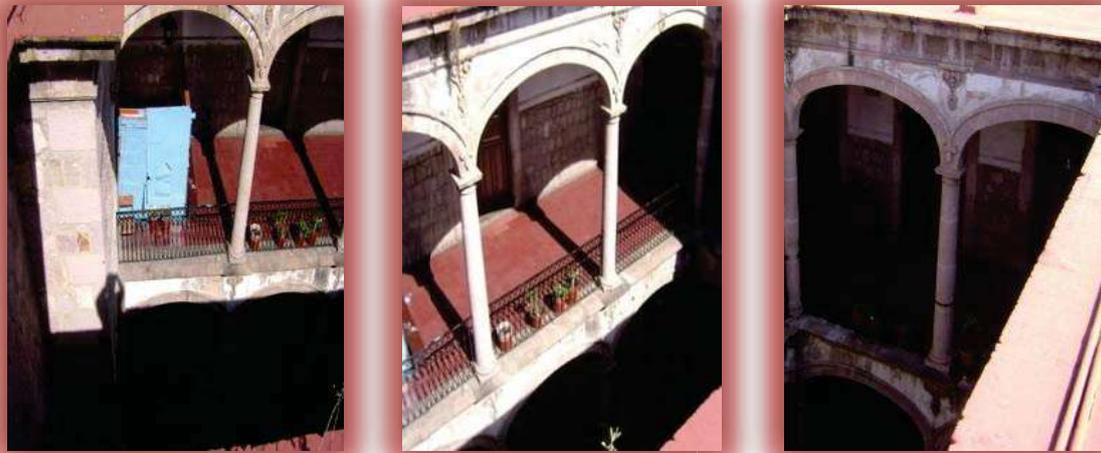
SEGUNDO PATIO, FOTOGRAFIA 3.5, fotos Dr. Martínez

El tercer patio cuenta con un área de 56.00m² la cual se ha visto modificada por uso de las instalaciones, cuenta tan solo con dos arcos rebajados (entre los ejes 2-4, sobre el eje J), soportados por una columna en el centro y apoyados en sus extremos por muros. Tienen una altura de 4.14m, su claro es de 2.70m para ambos arcos; la columna que los soporta es circular con sección variable, de 40cm de diámetro en su parte inferior y de 30cm de diámetro en la parte superior. Cuenta además con un arco *carpanel*, en el pasillo que da hacia la salida norte.



TERCER PATIO, FOTOGRAFIA 3.6

El cuarto patio se encuentra en la parte del Colegio perteneciente a la secundaria pública. Tiene un área de 50m² (entre los ejes C-f' y 3-5); en su plano este-oeste existen tres arcos *carpanel* por nivel, las longitud del arco uno será de 3.40m (entre eje C-D), el segundo tiene un claro de 3.70m (entre eje D-E') y posteriormente el tercer arco tiene una medida de 3.15m (entre eje E'-F'). En el plano norte-sur se cuentan con dos arcos *carpaneles* más por nivel, con una longitud de claro para estos arcos igual a 2.80m (entre ejes 3-5). Las columnas que los sostienen son de fuste variable para todos los arcos, y que en su parte inferior es de 38cm de diámetro y en su parte superior es de 33cm de diámetro.



CUARTO PATIO, FOTOGRAFIA 3.7, fotos Dr. Martínez

Entre los corredores del edificio y en sus dos niveles existen arcos de medio punto y rebajados, con claros promedios de 3.20m, con altura igual a todos en el edificio.



CORREDORES DEL EDIFICIO, FOTOGRAFIA 3.8



ESCALERA SUR-ORIENTE



ESCALERA SUR-PONIENTE



ESCALERA NOR-ORIENTE, FOTOGRAFÍAS 3.8

Las tres escaleras secundarias del edificio cuentan con arcos *deprimidos* como umbral, de 3.40m de longitud y de altura 4.14m. Dos de estas se encuentran en la parte sur, por la entrada principal sobre los dos flancos del primer patio, la otra se

encuentra en el cuarto patio perteneciente a la secundaria popular.



ESCALERA TRIUNFAL, FOTOGRAFÍAS 3.9

La escalera triunfal (llamada así por la toma de posesión de gobierno de don Melchor Ocampo), tiene arcos *deprimidos* en sus dos niveles, con un claro de 5.40m y con altura de 4.14m como ya habíamos visto. Se encuentra ubicada en la parte central del edificio del lado oriente.

3.2.- ESTRUCTURALES.

Las presentes características se basan en las **Recomendaciones para el Análisis, Conservación y Restauración Estructural del Patrimonio Arquitectónico**, hechas por el ISCARSAH (International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage) que dicha organización forma parte del ICOMOS (International Council on Monuments and Sites), por ser la única fuente organizada de confianza.

3.2.1.- MATERIALES.

MAMPOSTERÍA

En los edificios históricos el material que más predomina es la mampostería, por esto son llamados obras de fábrica en algunos países, ya que su construcción está basada en piedra, ladrillo y tierra (adobe o tapial). En el Colegio el material predominante es la piedra, la cual no se afirma que tenga las mismas propiedades en todo el edificio, por ser en su totalidad de cantera, más aun que ha modificada varias veces a lo largo de la historia. Además de esto el acomodo de la piedra es muy variado.

A continuación veremos una clasificación de la mampostería según el tipo de acomodo que se le da en los elementos estructurales.

Clasificación de la mampostería de piedra.

- Piedra natural.
- Sillares.
- Mampostería irregular.
- Mampostería organizada (con aparejo).

Clasificación de la Mampostería según su tipo de aparejo.

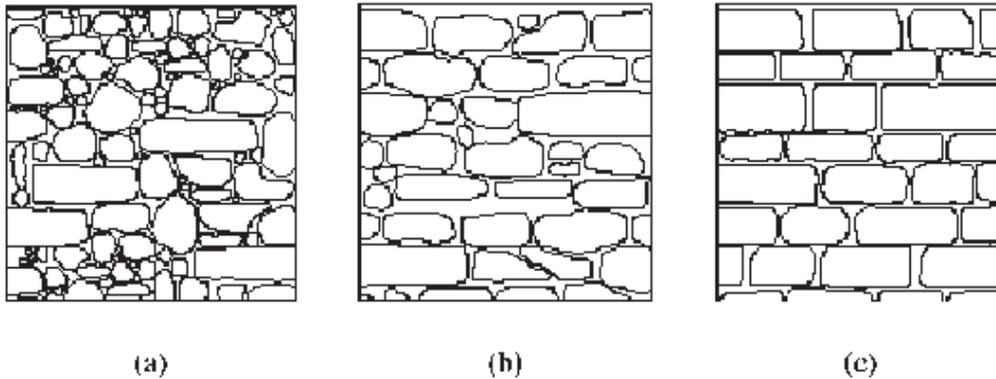


TABLA 3.1, APUNTES, DR. MARTINEZ,

Clasificación de la mampostería de piedra según el tipo de aparejo (GNDT):

a) Juntas desalineadas, b) Juntas irregulares alineadas, c) Juntas regulares alineadas

Esta clasificación es importante ya que dichas construcciones dependen en gran medida de las propiedades mecánicas de los forjados en la mampostería, que le ayudan para distribuir las cargas. En la siguiente tabla se presentara las propiedades estándares para algunos tipos de mampostería.

Propiedades mecánicas para algunos tipos de mampostería en edificios históricos

Material	Pesos volumétrico (Ton/m ³)	Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Resistencia a cortante (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
Adobe	1.8	2-5	0.5	3 000
Bloques de tepetate con mortero de cal	1.8	5-10	0.5	5 000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5-10	1.0	5 000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15-20	2.0	10 000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2.0	10-15	0.5	5 000
Mampostería de piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20 000

TABLA 3.2, APUNTES, DR. MARTINEZ,

En nuestro caso lo que más se aproxima a la clasificación de “mampostería de piedra irregular con mortero de cal”. En donde sus propiedades se pueden observar en la figura anterior.

Teniendo en cuenta que la mampostería no está conformada únicamente por el material sólido (piedra, tierra y ladrillo), sino también por un material semisólido como es la argamasa o mortero, que suele ser de varios tipos de materiales minerales o de barro y tener diferentes propiedades mecánicas, que al momento de fraguar o solidificarse se unen con el material sólido y más los vacíos, forman en conjunto la mampostería. Por lo que es importante presentar propiedades que también sean propias del mortero.

En el Colegio de San Nicolás la mayor parte del mortero es de Cal-Arena, que por tener lento fraguado le confiere una cierta capacidad a la deformación y cuenta con un esfuerzo de compresión $f^*m = 5$ a 20 kg/cm^2 .

Sabiendo lo anterior, en los anexos siguientes se presentarán los tipos de acomodos en las diferentes zonas de la construcción.

Comentando acerca de las imágenes mostradas en los anexos podemos ver qué; en las imágenes 1, 2 y 3, pertenecientes a la fachada principal, se muestra un acomodo de la mampostería de juntas irregulares alineadas casi en su mayor parte, aunque en la parte superior, por encima de las ventanas se pueden ver que las juntas son desalineadas e inclusive con rajuela lo cual resalta el funcionamiento estructural sobre todo en esta zona; en las imágenes 4, 5 y 6, muestran la fachada poniente, que cabe señalar es la más dañada de todas, sus juntas son totalmente irregulares aunque no son tan grandes como en las demás fachadas, lo cual sería un punto favorable aunque no por esto se deja de pasar que este acomodo es el menos efectivo estructuralmente hablando, además que también cuenta con juntas con rajuela; en las imágenes 7 y 8 muestran la parte norte del Colegio, el acomodo es de juntas irregulares alineadas casi en la totalidad de esta fachada, pero en su parte oeste se observa un tipo de acomodo con juntas irregulares, imagen 9, lo cual, por ser una zona de esquina, lo hace más propenso a daños bajo los efectos de un sismo. Algo que es importante señalar es que la base de mampostería en todas las fachadas es de mejor calidad, hecha con sillares con juntas alineadas, esto tiene como efecto una mejor distribución de cargas hacia la cimentación.

Por otro lado en el interior del edificio tenemos también variedad de acomodos en la mampostería, lo cual se puede observar en el anexo A2; en las imágenes 10, 11, 16 y 17, se presenta que las juntas de los muros en su mayoría son juntas irregulares, con un espesor entre piedras considerablemente grandes e incluso en diferentes puntos del

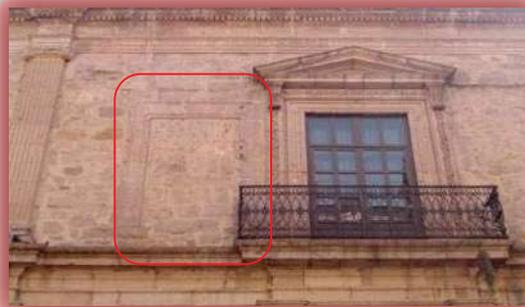
edificio tienen rajuela, lo cual perjudica en su funcionamiento; algunos arcos nos muestran una pobre organización en juntas, como lo que se ve en la imagen 14, más aún, en el cuarto patio que en su totalidad las juntas entre los arcos son hechas con pura rajuela, imagen 15; la única zona en el interior del edificio que tiene un acomodo con juntas irregulares alineadas, su espesor es en general el más grande de todo el edificio.

La alta diversidad en cuanto a las juntas se refiere es un plus más a la complejidad del edificio, a la hora del modelado.

3.2.2.- MODIFICACIONES.

Por lo que vimos en capítulos anteriores, se sabe que el edificio se ha visto modificado en varias ocasiones y en varias zonas de la edificación. Prueba de ello está constatado en las antiguas fotos del colegio (*fotografía 6*) y fotos más recientes (*fotografías fachada sur*), donde se comprueba la modificación, ya que en la primera foto podemos ver que el colegio contaba tan solo con seis ventanas en su parte inferior y en siete en su parte superior, actualmente existen un par de ventanas más por nivel.

La fachada poniente ha sido, evidentemente modificada, como se observa en la siguiente fotografía. En donde el recuadro encierra el marco de la ventana en una etapa anterior del Colegio, en la tercera ventana de norte a sur, en la parte superior.



**MODIFICACIÓN EN FACHADA
PONIENTE, FOTOGRAFIA 3.10**

Todo esto es importante señalar debido a que el comportamiento general, estructural, del Colegio, tuvo que cambiar ya que el proceso de construcción y los materiales usados, no se asegura fueron de la misma calidad que en el momento de su construcción, trayendo como consecuencia cambio de rigidez y reorganización de esfuerzos en el sistema (ICOMOS, pag. 23).

Por lo general, en las construcciones antiguas las causas de daño y colapso se deben principalmente a cargas verticales, las cuales a lo largo del tiempo pueden producir aplastamientos, fisuras, pandeos, flujo plástico, etc. Ya que se sabe que esfuerzos de compresión cercanos a la capacidad de carga del material puede provocar su falla, incluso sufren riesgo de colapso (ICOMOS, pag. 23). Por esto mismo se piensa que el mayor número de daños y complicaciones en la estructura es debido al cambio de losas, en el Colegio, de 20 cm de espesor en 1971 (cap. 2.2), agregándose al edificio más de 2500 toneladas de peso aproximadamente.

Anteriormente se presentó un listado de modificaciones (cap. 2.2) a las que se ha sometido el edificio, siendo una de ellas la re cimentación, en el año 2000, de las fachadas sur y poniente, debidas a asentamientos excesivos, lo más probable causadas por el sobre peso añadido por las losas. Como veremos más adelante, se dedujo que dicha modificación aun no surge efecto ya que siguen apareciendo grietas, lo que hace notar que el efecto de la re cimentación se encuentra todavía en una etapa pasiva.

3.2.3.- DAÑOS

MORTERO (JUNTAS)

Los asentamientos traen como efecto un reordenamiento de esfuerzos que se ven plasmados en la separación de las juntas, debidas a tensiones principalmente. Hoy en día están reparadas superficialmente, pero siguen apareciendo grietas poniendo en evidencia la acción de las losas y los asentamientos provocados en gran medida por estas. A continuación se presentan imágenes de juntas restauradas, dañadas y fisuras nuevas en juntas, sobre toda la estructura.

Comentando a cerca de las imágenes del anexo siguiente; la imagen 1 muestra la rehabilitación del mortero en toda la zona de la escalera oeste, haciendo evidente el asentamiento del terreno en dicho lado de la construcción; en la imagen 2 podemos ver el desprendimiento de mampostería debida, muy probablemente, a variaciones de temperatura, ya que el mortero y la roca son susceptibles a estos cambios; las imágenes 3 y 6 dejan ver el mantenimiento que se ha tenido a las juntas, aun así siguen deteriorándose conforme transcurre el tiempo; en las imágenes 4 y 5 se puede observar claramente el deterioro de las juntas debido al intemperismo a que se ve sujeto el lugar, pues se puede ver, en la imagen 4, rastros de humedad, que dañan tanto en el mortero como en la mampostería inferior del marco de la puerta, desprendiendo parte del mismo; la imagen 7 se evidencia el poco o nulo mantenimiento que se le da al cuarto patio, donde se observa una falla sobre las juntas en esa zona, que posiblemente es debida a

concentración de esfuerzos de tensión, también puede ser una falla necesaria en la estructura; la imagen 8 nos presenta más fallas, ahora en el segundo nivel, que por la ubicación creemos que pueden ser debidas a los asentamientos del terreno, debido a esto, la misma estructura libera esfuerzos.

La degradación de los materiales es producida por agentes que pueden ser de tipo biológico, químico y físicos. Hablando, por ahora, exclusivamente de las juntas mostradas, vemos que el mayor daño es producido, por el intemperismo debido a que diariamente el edificio está expuesto a contaminación y humedad. Esto trae como consecuencia la degradación evolutiva del mortero.

Cabe señalar que las fisuras no siempre implican daño, hay veces que estas actúan de forma favorable para la estabilidad de la estructura, ya que dichas fisura pueden liberar esfuerzos que no son esenciales para el equilibrio, bajando así la hiperestaticidad del sistema. En la mayoría de los casos todo esto es provocado, como ya se había mencionado, a causa de los asentamientos (ICOMOS, pag. 22). Por lo que un mejor análisis de estas fallas, se comparara lo cualitativo con lo cuantitativo, para mejores resultados.

MAMPOSTERÍA

Los daños que ha sufrido la mampostería, como veremos a continuación, son debidos a varias causas físicas y químicas, que han causado un deterioro notable en el edificio. Como se verá en los anexos C.1 y C.2, que se presenta en las páginas 32 y 33.

En las imágenes C.1 y C.2 se muestran daños en la mampostería debido a causas químicas, que han degradado visiblemente la cantera. El desprendimiento de material para estos casos puede ser debido, tal vez, a que las acciones cíclicas (cambios de temperatura), pudieron causar un incremento en el volumen de la junta y de la piedra, provocando esfuerzos adicionales entre ellos, lo que llevo a la rotura de la roca, o tal vez solo se le sumaron a los efectos químicos esfuerzos altos (tensión o compresión). En la imagen C.3 es evidente que la perdida de material es debido a que en esa zona debe de haber tensiones altas o compresiones muy bajas. En la imagen C.4 aparece una grieta que por su inclinación diagonal, nos hace creer que es debida a tensiones. En las imágenes C.5, C.6, C.7, C.8, C.12 y C.13, podemos ver con toda claridad como los agentes químicos (humedad) están afectando de manera considerable la mampostería en muy variadas zonas del edificio, generando la degradación de la misma y su desprendimiento, causando una caída considerable en la rigidez de los elementos sometidos a dichas acciones,

además de lo anterior, en la imagen C.9 debe de sumarse esfuerzos de tensión suficientes para desprender el material. Más grietas por tensión se muestran en y desprendimientos debidas a tensiones se muestran en casi todas las demás imágenes (C.10, C.14, C.15, C.16, C.17, C.20, C.21, C.22 y C.23), donde en los arcos pueden ser producidas por aparición de momentos flexionantes debidas al coceo, o esfuerzo principales altos. Siendo las imágenes C.18 y C.19 las únicas que presentan grietas de compresión, ya que según el ISCARSAH este tipo de grietas se muestran verticalmente.

El modelo matemático que se presentará más adelante nos dará un enfoque más preciso de los tipos de fallas que aparecen a lo largo del Colegio. Enfatizando únicamente las acciones físicas, dejando a un lado las acciones químicas y biológicas. Resaltando la importancia de este estudio cualitativo.

4.- CONSTRUCCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

4.1.- GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA.

Para la construcción del modelo utilizamos el programa de diseño AUTOCAD 2009 de la compañía estadounidense llamada AUTODESK, en el cual se realizo el levantamiento en tercera dimensión del Colegio, utilizando como plantilla el plano de la edificación mostrado en las figuras 3.1 y 3.2.

Se comenzó levantando los muros con el comando llamado "3D FACES", que nos permite alzar un elemento placa que al momento de exportarlo a otros programas de diseño compatibles, nos muestra el entorno del elemento más una superficie unitaria que fácilmente se puede manipular sus características. La figura siguiente muestra lo que se menciona anterior mente.

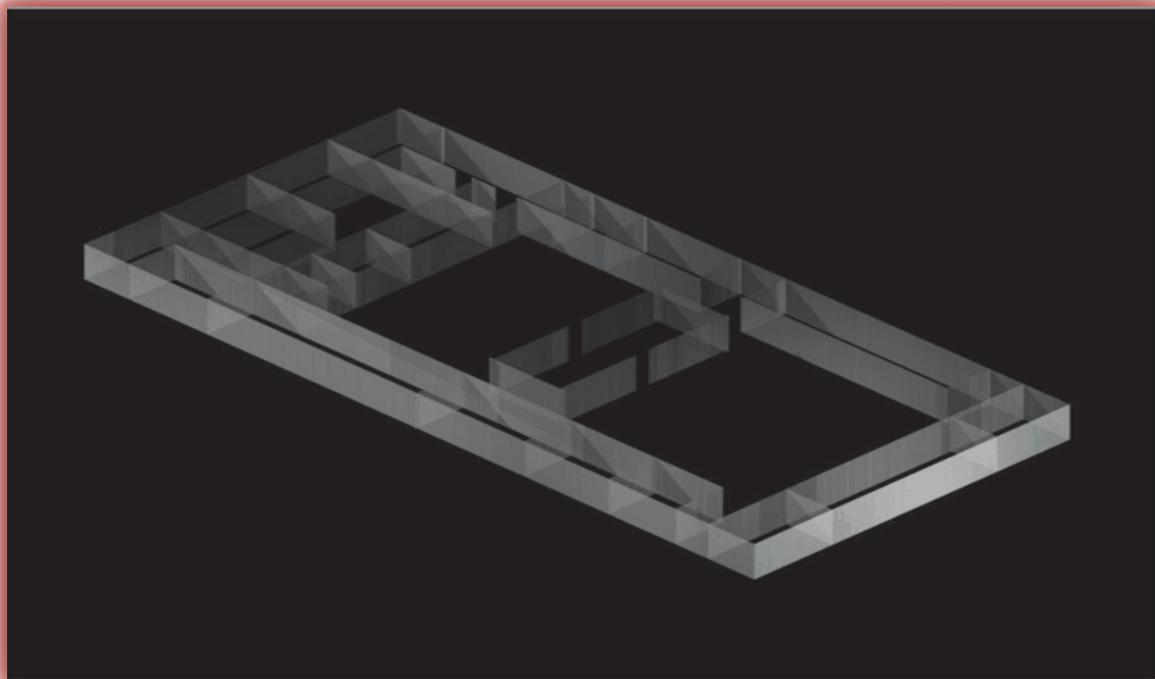


FIGURA 4.1

El siguiente paso fue colocar muros en las partes de las arcadas de los patios con el mismo comando, para posteriormente sobreponer los dibujos de los arcos, para trabajarlos más tarde en programas que se usaran para el refinado del modelo. Por lo que para esto fue de gran ayuda el comando "ALIGNED (AL, en la notación simplificada del programa)" que nos ayudo a alinear los arcos dibujados con los muros. Como se muestra a continuación.

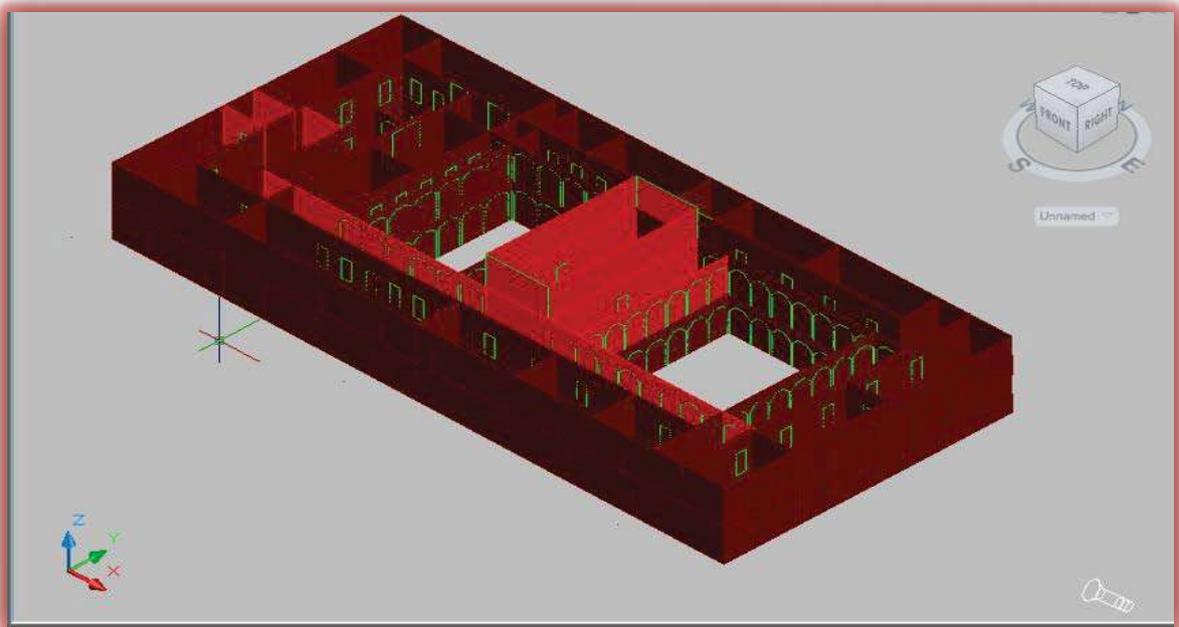


IMAGEN 4.2

De la misma manera se colocaron puertas y ventanas sobre los muros en los que existen dichos elementos, con la intención de quitar espacios y generar huecos de las geometrías, lo que nos queda que realmente la figura solo muestre todos los muros. De siguiente manera.

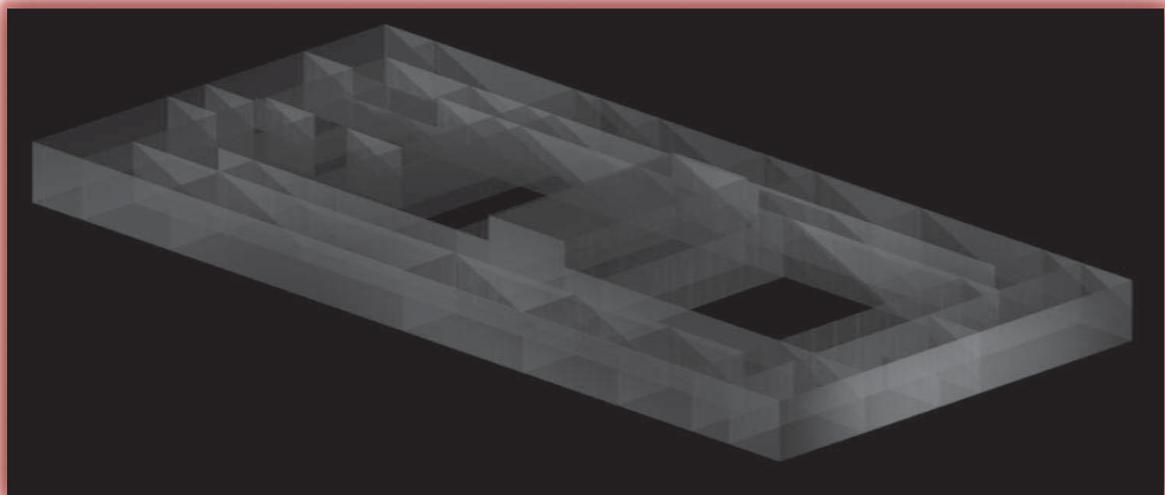


IMAGEN 4.3

Terminado el modelo preliminar en el programa CAD se paso la geometría al software español GID the personal pre and postprocessor versión 8.0.9, del International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Como siguiente paso se definieron superficies para cada uno de los muros, considerando las aberturas correspondientes a puertas y ventanas modeladas con anterioridad solo que ahora, ya en este programa se comenzó con el trabajo quirúrgico de alineación y extracción de estos elementos (figura 4.4). Se muestra un renderizado del Colegio ya con los huecos generados debidos a puertas ventanas y arcos (figura 4.5)

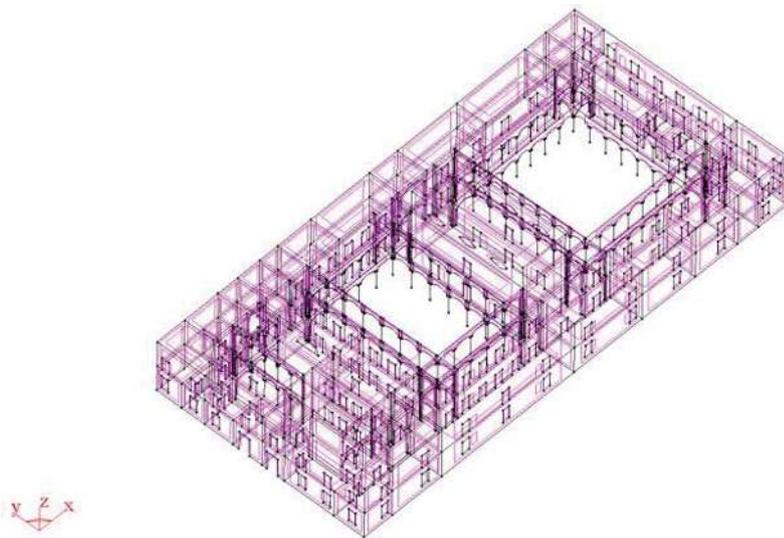


FIGURA 4.4

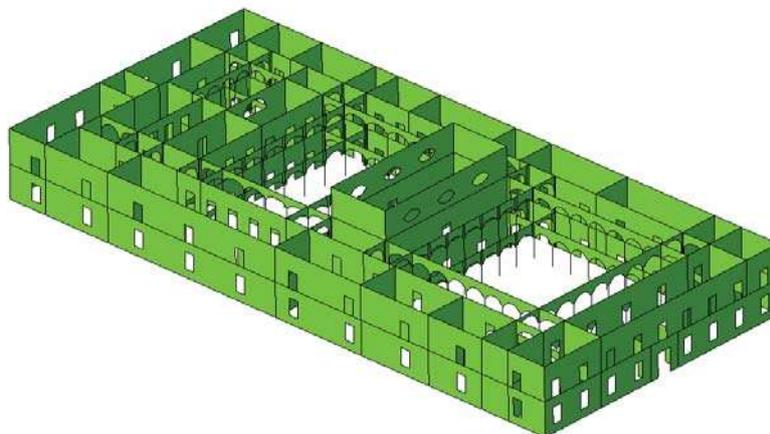
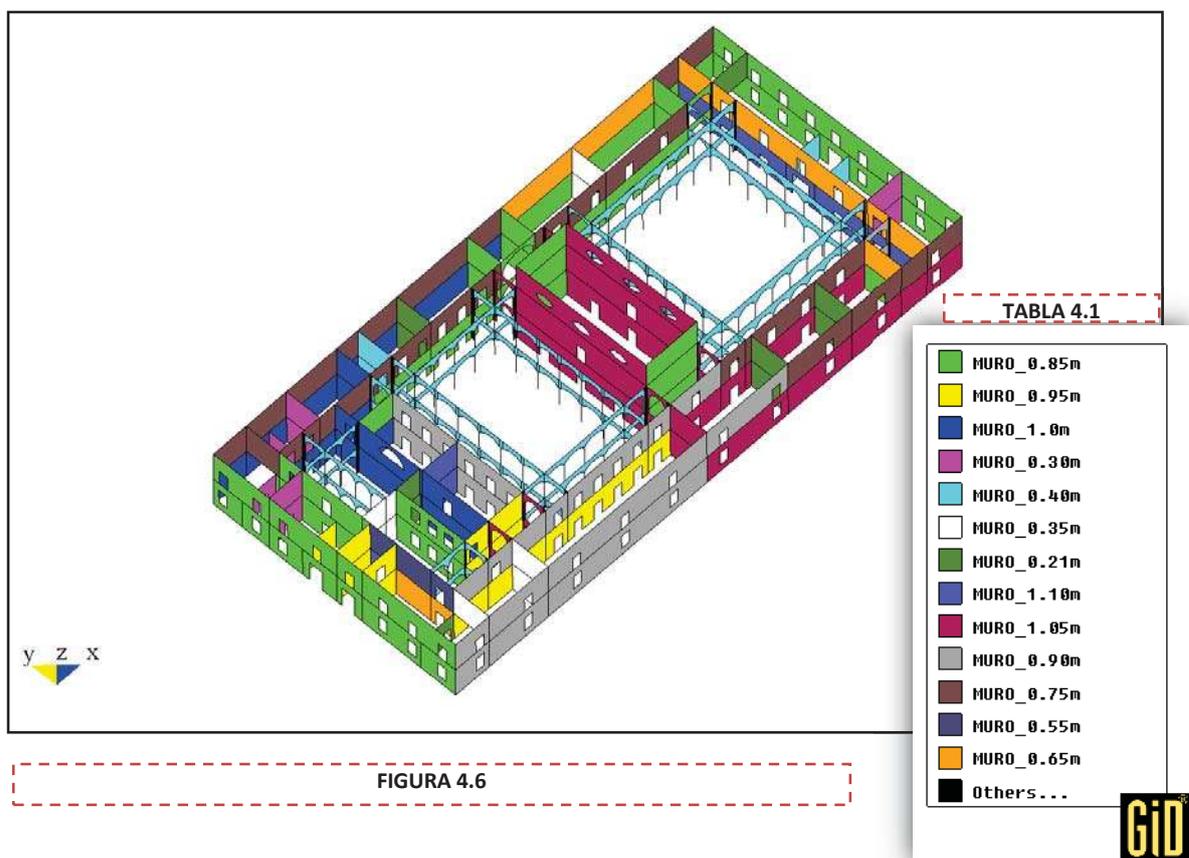


FIGURA 4.5

Otro paso fundamental en la construcción de todo modelo para estructuras antiguas es la definición de las propiedades de materiales y geometrías de elementos estructurales, esta es una tarea fundamental que se debe llevar a cabo con sumo cuidado, ya que de ella depende la posterior etapa de análisis (Figura 4.6). Para este paso se generaron las características del todo el edificio tanto como espesores de muro, modulo de elasticidad, que se escogió para este un valor de 5000 kg/cm^2 (tabla 3.2), por ser del tipo de mampostería que más se adecua a nuestro caso y que posteriormente este dato se calibrara; además de que también se propusieron características mecánicas para los arcos.



La tabla 4.1 nos deja ver la gran variedad de espesores que existen en el Colegio de San Nicolás, llegando a ver muros comunes de 21cm hasta llegar a ver de 1.10m de espesor de mampostería, lo cual incrementa la complejidad de análisis de esta estructura.

Con todo lo anterior, el paso final es la generación de la malla de elemento finitos, en este caso particular, después de un proceso de optimización se logró una malla de 28,078 nodos, 50,185 elementos finitos triangulares tipo shell y 108 elementos barra definiendo las diferentes columnas del edificio. Donde la figura 4.7 y 4.8, se muestra una secuencia de construcción de la malla. La

imagen 4.7 nos deja ver el mallado y todos los elementos que lo componen; la imagen 4.8 muestra el modelo con losas completo del edificio.

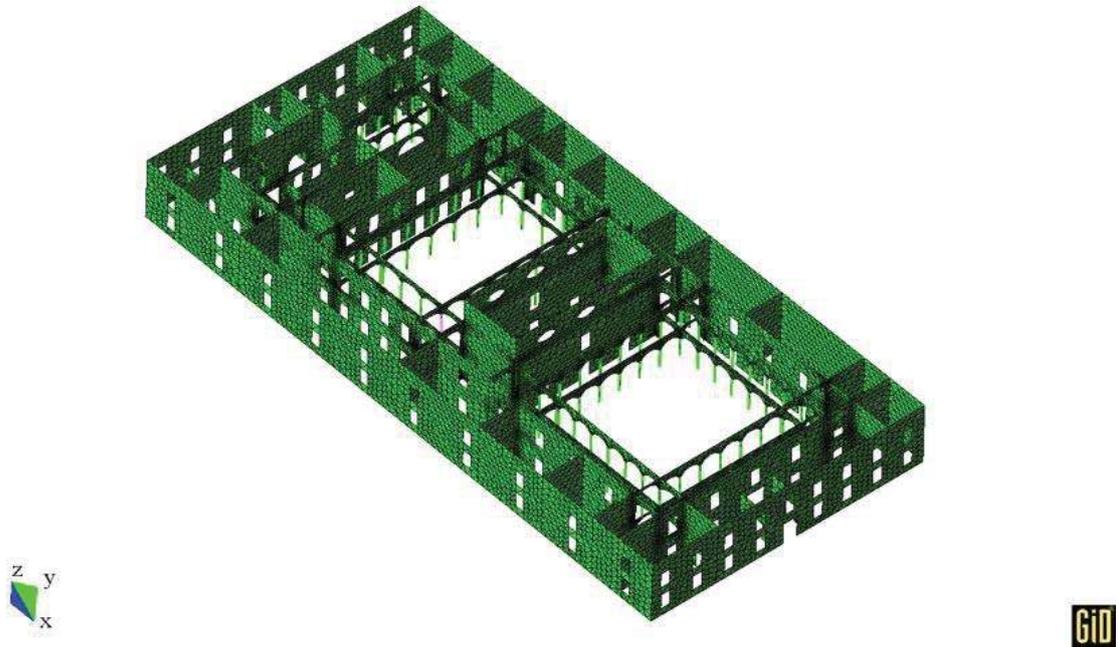


FIGURA 4.7

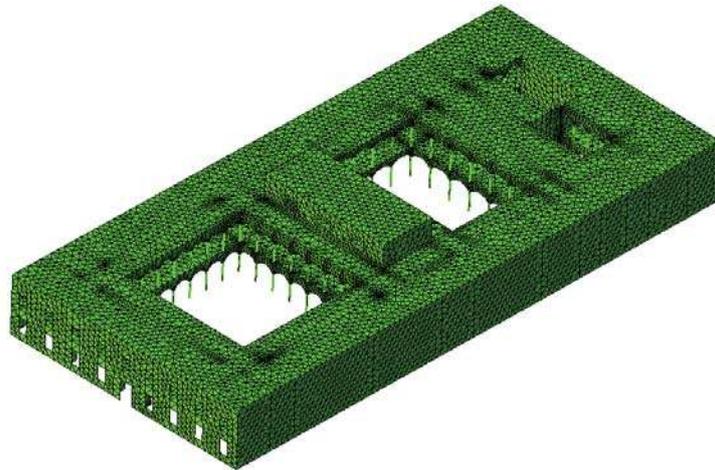


FIGURA 4.8

5.-ACCIONES DE DISEÑO.

5.1.-PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL SITIO.

Debido a que las normas de construcción en nuestro país (en general en todos los países), utilizan espectros elásticos de pseudoaceleraciones para definir el efecto sísmico sobre estructuras, que no son adecuados para las edificaciones históricas. Más aun si agregamos que los periodos de retorno asociados a estos espectros es de 475 años, el problema y la incertidumbre crece, ya que para edificios antiguos se debe de considerar periodos de retorno más grandes (975 años). Resulta entonces primordial realizar estudios que nos permitan definir espectros de forma particular y puntual en el sitio en estudio. Por lo cual en el presente capítulo se emplearon como acción los resultados obtenidos de un estudio de peligrosidad sísmica realizado para la ciudad de Morelia, por el Doctor en Ingeniería José Manuel Jara Guerrero (comunicación personal).

Rigurosamente, se define a la peligrosidad sísmica como la probabilidad de que se alcance o exceda un cierto valor, por ejemplo la aceleración máxima del terreno, en un cierto intervalo de tiempo (Cornell, 1968). Existen dos aproximaciones fundamentales para la evaluación de la peligrosidad sísmica, una de tipo determinista y la otra probabilista. La aproximación determinista se basa en el hecho de que la sismicidad histórica en una región es suficiente para la obtención del peligro sísmico, en cambio la aproximación probabilista se fundamenta en la sismicidad y sismotectónica de la zona, para obtener una amenaza sísmica asociada a una cierta probabilidad de ocurrencia (Cornell, 1968).

Dependiendo de la información disponible y del objetivo para el cual se está estimando la peligrosidad sísmica, ésta puede ser expresada en diferentes unidades, bien sea intensidades, aceleraciones, velocidades o desplazamientos del terreno. En el caso de la ingeniería civil, desde hace tiempo es común utilizar la aceleración espectral del terreno como la más representativa de las unidades cuando se está tratando con estructuras; aunque recientemente, los desplazamientos espectrales están jugando un papel más general al ser un buen indicador del daño en sistemas estructurales, al ser involucrados en términos de la demanda sísmica sobre el sistema.

La peligrosidad sísmica en años anteriores se evaluaba considerando que el terreno era roca o muy firme. En la actualidad es posible considerar diferentes tipos de suelo para su estimación, ya que los suelos suelen producir amplificaciones (en algunos casos de consideración) en las aceleraciones sísmicas incidentes. Por lo anterior, los efectos de sitio han tomado un papel fundamental en la adecuada evaluación de la peligrosidad sísmica de una región o lugar específico.

5.2.- MÉTODOS DETERMINISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

Existen dos tipos de metodología determinista para evaluar la peligrosidad sísmica de un sitio, el primero se conoce como Método determinista zonificado y consiste en dividir la región en estudio mediante zonas conocidas como fuentes sísmicas, dentro de las cuales se puede considerar que la sismicidad es uniforme. En este caso, se asume que la probabilidad de ocurrencia de un terremoto es la misma dentro de una cierta fuente sísmica, lo cual permite que el máximo sismo histórico ocurrido dentro de dicha región, se pueda mover dentro de la misma hasta adoptar el punto más cercano al sitio en estudio, para de esta forma evaluar su efecto sobre el mismo utilizando las relaciones de atenuación apropiadas.

Con lo anterior, es fácil ahora inferir que el segundo método determinista para la evaluación de la peligrosidad sísmica se conoce como Método no zonificado, y en este caso la región en estudio no se subdivide en fuentes sísmicas, lo cual indica que toda la zona tendrá la misma sismicidad. En este caso, los efectos causados por terremotos ocurridos dentro del área de influencia son evaluados utilizando relaciones de atenuación adecuadas para el lugar. El aspecto relevante de este método es que no considera la posibilidad de que se originen terremotos en sitios donde no se han producido con anterioridad.

Como se mencionó en los incisos anteriores, los estudios deterministas de peligrosidad sísmica implican la utilización de leyes o relaciones de atenuación apropiadas para el lugar, las cuales deberán ser compatibles con la historia de aceleraciones experimentadas en el sitio.

5.3.- RELACIONES DE ATENUACIÓN.

Las relaciones de atenuación no son más que expresiones que nos permiten relacionar la magnitud y la distancia epicentral, con la aceleración o intensidad máxima del terreno. Dentro de la ingeniería sísmica se suele manejar de manera más general la aceleración máxima del suelo, ya que es el parámetro que se obtiene con mayor frecuencia en las estaciones acelerométricas para estimar la intensidad del movimiento en un sitio.

Los parámetros más relevantes dentro de una ley de atenuación son entonces la magnitud y la distancia al foco. Con respecto a la magnitud algunos autores prefieren utilizar la magnitud de momento (M_w), basándose en que el momento sísmico define de mejor manera las características de la fuente, sin embargo algunos otros investigadores prefieren emplear la magnitud de ondas superficiales (M_s).

Campbell (1981), propone el siguiente modelo para estimar el movimiento del sitio:

$$Y = a_1 + f_1(M) + f_2(R) + f_3(M, R) + f_4(P_i) + E$$

Donde:

Y : Parámetro del movimiento por determinar.

a_1 : Constante que toma en cuenta la escala.

$f_1(M)$: Función de la variable M (magnitud del temblor).

$f_2(R)$: Función de la variable independiente R (distancia de la fuente al sitio).

$f_3(M, R)$: Función conjunta de M y R.

$f_4(P_i)$: Función que representa la posible fuente, lugar y efectos en las construcciones.

E : Error debido a la incertidumbre asociada al fenómeno.

A la variable Y se le suele asignar una distribución lognormal, por lo que la expresión anterior se suele escribir de la siguiente forma:

$$\ln Y = \ln a_1 + \ln f_1(M) + \ln f_2(R) + \ln f_3(M, R) + \ln f_4(P_i) + \ln E$$

Por lo regular las relaciones de atenuación tienen la forma general anterior. Ambraseys et al. (1996) propone la siguiente estructura para la ley de atenuación:

$$\log(a) = C_1 + C_2 M + C_4 \log(r) + C_A S_A + C_s S_s + \sigma P$$

Donde:

a : Aceleración horizontal.

r : Distancia corregida a la fuente para h_0 constante.

$$r = \sqrt{a^2 + h_0^2}$$

S_A, S_s : parámetros de suelo para el sitio .

σ : Desviación estándar de $\log(a)$.

P = 0 : Para valores medios.

P = 1: Valor del 84 percentil.

$C_1, C_2, C_4, C_A, C_s, \sigma, h_0$ parámetros tabulados que dependen del período.

Tipo de suelo	Sa	Ss
Roca	0	0
Rigido	1	0
Blando	0	1

5.4.- MÉTODOS PROBABILISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

La mayor parte de los problemas de ingeniería suelen tratar medidas cuantitativas. De lo anterior, se desprende la posibilidad de poder manipular un gran número de situaciones en forma determinista, lo cual sólo es posible si se conoce con aceptable precisión el comportamiento de las diferentes variables asociadas al fenómeno.

En el caso de los sismos, las incertidumbres ligadas principalmente con la ocurrencia de los mismos son enormes, ya que la información recopilada a la fecha es prácticamente nula debido a que el desarrollo de aparatos que registran los temblores es relativamente reciente, comparativamente con los tiempos de actividad sísmica ocurrida durante eras geológicas pasadas.

Por lo anteriormente mencionado, se puede concluir que el enfoque determinista para estimar el peligro sísmico de un sitio no es el más adecuado, originando por consecuencia la necesidad de tratarlo en forma probabilista. Es imperativo entonces definir variables numéricas cuyo valor específico no puede predecirse con certeza antes de la ocurrencia del experimento o evento, a estas variables se les conoce como variables aleatorias.

El comportamiento de una variable aleatoria se define mediante su ley de probabilidades. En la mayoría de los estudios de peligro sísmico las variables involucradas son de tipo continuo, y se representan mediante funciones de densidad de probabilidades, las cuales, no son más que funciones que nos describen el comportamiento de una variable aleatoria.

Las bases actuales para la evaluación probabilista del peligro sísmico las estableció Cornell (1968), y se basan en el hecho de tomar en cuenta los movimientos del terreno a partir del intervalo completo de magnitudes, que pueden ocurrir en una fuente sísmica o falla y afectar a la zona en estudio.

Las etapas básicas para la obtención probabilista del peligro sísmico son las siguientes (Cornell, 1968):

5.4.1.- DEFINICIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS.

En la construcción de un modelo apropiado para evaluar el peligro sísmico de un sitio, es necesario establecer las fuentes potenciales generadoras de terremotos, incluyendo la delimitación espacial, sus dimensiones y orientación en profundidad. La fuente puede estar representada por superficies, líneas o puntos dependiendo de la naturaleza de la sismicidad.

Dichas fuentes se delimitarán a partir del estudio de la distribución espacial de la sismicidad y de las características geológicas y geofísicas del sitio.

5.4.2.- SISMICIDAD DE LAS FUENTES.

Cada fuente deberá ser representada por medio de un modelo sísmico que describa la ocurrencia temporal de terremotos en la zona, a estos modelos se les conoce como procesos de ocurrencia.

Dicho proceso dependerá del mecanismo sismogénético en la zona por estudiar, que bien puede estar caracterizado por procesos de subducción, sismicidad intermedia de tipo tensional o normal, o bien por terremotos asociados a fallas locales. Dependiendo del mecanismo generador del evento, se propondrá el proceso de ocurrencia más adecuado.

Para sismos de subducción, se ha encontrado que el proceso del temblor característico (Singh y Ordaz, 1994) (llamado así porque curiosamente los terremotos parecen preferir ciertas magnitudes), utiliza un proceso de renovación en el cual el tiempo entre eventos tiene una distribución lognormal. Lo anterior se basa en las investigaciones realizadas por Jara y Rosenblueth (1988), los cuales proponen que la mejor de entre un grupo de distribuciones intuitivamente atractivas y físicamente posibles, es aquella que minimiza la pérdida económica esperada como resultado de posibles errores en la elección. Estos autores aplicaron este método formal de toma de decisión es al problema de elegir la distribución de probabilidades más conveniente para describir la ocurrencia de grandes temblores mexicanos de subducción, y concluyeron que bajo circunstancias muy generales, la distribución lognormal es la mejor elección para modelar la incertidumbre de la ocurrencia de temblores de subducción. La densidad de probabilidades del tiempo entre eventos es la para este caso siguiente:

$$p(t) = \frac{1}{K\sqrt{2\pi}t\sigma_{\ln t}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma_{\ln t}^2} \ln^2(t/m_t)\right] \quad , \quad \text{si } t > t_0$$

$$p(t) = 0 \quad , \quad \text{si } t \leq t_0$$

Donde:

$$E = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{\ln t}} \int_{t_0}^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma_{\ln t}^2} (\ln^2(t) - m_t)\right] dt$$

t_0 : Tiempo que ha transcurrido desde la última ocurrencia de un gran temblor en la zona.

Del estudio realizado por Jara y Rosenblueth (1988) se concluyen también que si se desea que los parámetros de la distribución sean deterministas, los que mejor se ajustan son:

$\sigma_{\ln} = 0.39 t$ (desviación típica del logaritmo del tiempo).

m_t años = 40.6 (mediana del logaritmo del tiempo).

Otro método es el de Poisson (estacionaria). En este proceso los tiempos entre eventos se encuentran distribuidos exponencialmente, y puede demostrarse que su distribución no se altera al aumentar el tiempo transcurrido sin temblar. A esta propiedad se la suele conocer como "falta de memoria". El proceso anterior se supone como poissoniano, debido a que no existen zonas de falla bien determinadas, ni datos que sugieran historias de recurrencia en ciertas zonas.

En dicho proceso, la función de densidad de probabilidades del tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual a M , es exponencial y está dado por:

$$p_T[\lambda(M)] = \lambda(M) \exp(-\lambda(M)t)$$

t : Tiempo entre eventos con magnitud mayor que M .

$\lambda(M)$: Tasa de excedencia de la magnitud M , definida como el valor esperado del número de temblores con magnitud mayor o igual a M , por unidad de tiempo.

De la expresión anterior puede deducirse que el tiempo esperado entre eventos con magnitud M o mayor vale $1/\lambda(M)$: su período de recurrencia.

Con lo anterior, si se conoce la tasa de excedencia de la magnitud $\lambda(M)$, la distribución de los tiempos entre eventos estará completamente determinada. $\lambda(M)$ es una función que

decrece con la magnitud. Cornell y Vanmarcke (1969), la asignaron la siguiente forma funcional:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}$$

Donde:

λ_0 , β y M_u : Parámetros desconocidos de sismicidad en la fuente M_0 : Magnitud umbral
 Graficando la ecuación anterior en papel semilogaritmico, se aprecia que para magnitudes pequeñas es una recta con pendiente igual a $-\beta$, lo cual se ajusta con el modelo de sismicidad mundial propuesto por Gutenberg y Richter (1954). Si M aumenta en dicha curva, ésta se vuelve cóncava hacia abajo, y el valor de $\lambda(M)$ será cero para $M > M_u$, con lo cual, se concluye que M_u es la magnitud máxima que puede generarse en la fuente sísmica correspondiente.

Para poder estimar los parámetros de sismicidad de la fuente, es necesario recurrir a los catálogos existentes de temblores en la zona y a información de regiones tectónicamente similares, para calcularlos bien sea por mínimos cuadrados, por el Teorema de máxima verosimilitud (Weichert, 1980) o mediante un método basado en el Teorema de Bayes (Rosenblueth y Ordaz, 1986).

5.4.3.- LEYES DE ATENUACIÓN PARA LAS FUENTES SÍSMICAS.

Al igual que en el método determinista, en el probabilista será necesario definir una o varias relaciones o leyes de atenuación para cada una de las fuentes sísmicas, con el fin de contar con la variación de la intensidad en función de la magnitud y la distancia epicentral como parámetro necesario en cada zona.

5.4.4.- PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA DE ACELERACIONES.

La probabilidad de excedencia de aceleración en un sitio, depende fundamentalmente del tipo de proceso de ocurrencia (bien sea este de Poisson o del temblor característico), de las magnitudes asociadas a cada fuente sísmica y de la manera en que las ondas viajan a través de la corteza terrestre (atenuación). Las tasas de excedencia son, entonces, gráficas que proporcionan la probabilidad de que cierta intensidad sea excedida como función del tiempo.

El peligro sísmico de un sitio se puede calcular mediante la siguiente expresión general:

$$P(Sa > a^*) \cong \int_a \int_m \int_r \int_t p_{Sa|M,R_0}(a^*) p_M(M) p_R(R_0) p_T(t) da dm dr dt$$

Donde:

$p_{Sa, M, R_0}(a^*)$: Función de densidad de probabilidad de la aceleración.

$p_M(M)$: Función de densidad de probabilidad de la magnitud.

$p_R(R_0)$: Función de densidad de probabilidad para la distancia epicentral dada la Magnitud del evento.

$f_T(t)$: Función de densidad de probabilidad del tiempo.

La probabilidad total anual de exceder cierta intensidad de aceleración del terreno a^* , será como lo indica la expresión 2.51, la suma o integral de todas las probabilidades de todos los posibles temblores que pudieran afectar al sitio.

Las funciones de densidad de probabilidades, como se mencionó anteriormente, dependerán entonces del proceso que se esté manejando para cada caso particular.

5.5.- ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.

Como se comentaba con anterioridad, para la presente investigación, se utilizaron los espectros de peligro uniforme desarrollados por José Manuel Jara (comunicación personal), específicamente para la ciudad de Morelia en terreno firme, que es en el que se encuentra desplantada la estructura, utilizando el método probabilista. Tales espectros se muestran en las Figuras 5.1 y 5.2.

ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME, PERIODO DE RETORNO 475 AÑOS.

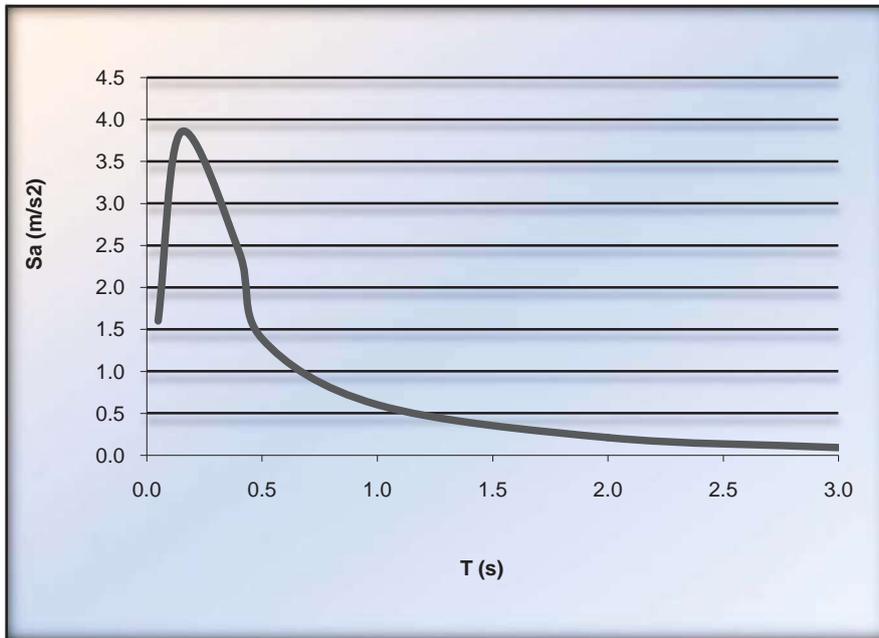


FIGURA 5.1

ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME, PERIODO DE RETORNO 975 AÑOS.

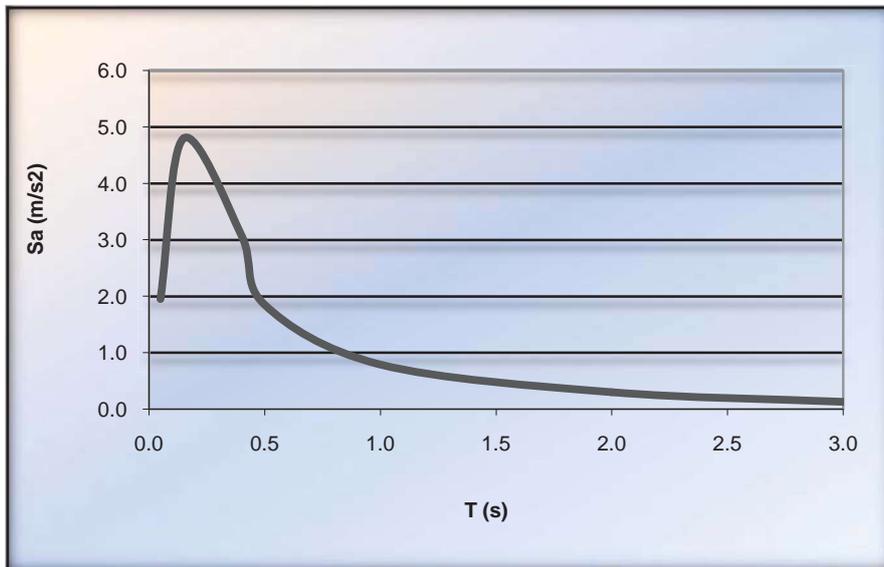


FIGURA 5.2

Se puede apreciar que para un período de retorno de 475 años, la aceleración espectral máxima es de 3.85m/seg^2 (0.385g), la cual es mucho mayor que la especificada por el Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán. En el caso de 975 años, se alcanza un valor máximo de 4.8m/seg^2 (0.48g), y debe hacerse notar que están asociados a períodos de 0.15seg que están relativamente próximos a los de la estructura en estudio.

Con los espectros anteriores se realizó un análisis modal espectral tridimensional en el programa de análisis y diseño STAAD PRO 2007, de la compañía BENTLEY, en el cual se consideraron los primeros 30 modos de vibración, y una combinación cuadrática perfecta (CQC) de los mismos debido a la proximidad en los valores de cada modo, la cual es una característica propia de los edificios de mampostería antigua con muros de gran espesor y baja altura. Es importante hacer notar que en estructuras de este tipo los primeros modos de vibración no contribuyen de manera importante en la respuesta total, y los modos superiores juegan entonces un papel fundamental; esto justifica entonces el hecho de involucrar un número importante de modos para estimar la respuesta total.

6.- PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

6.1.-DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS.

Con la finalidad de conocer en mayor medida la distribución de rigidez del Colegio de San Nicolás, en la presente investigación se procede a una identificación mediante auscultación dinámica.

Los modos de vibración y las frecuencias naturales asociadas son función de la rigidez de la estructura, por lo que tales propiedades se podrán obtener a partir de la vibración del sistema estructural. Gracias a que actualmente se dispone de instrumentos con una gran sensibilidad para medir velocidades o aceleraciones, es posible entonces obtener experimentalmente las propiedades dinámicas de las estructuras, es decir, las frecuencias y formas modales además del amortiguamiento modal; tal información es posible conocerla a partir de la medición y procesamiento de vibraciones producidas por agentes ambientales, conocidas también como fuerzas culturales, tales como el tráfico, el viento, las maquinarias, el oleaje del mar, etc., acciones que aunque son significativamente menores que las inducidas mediante ensayos directos sobre la estructura (vibración libre, vibración forzada, etc.), permiten la obtención de tales propiedades dinámicas para el sistema estructural (Diehl, 1993). Este procedimiento se encuentra dentro de las técnicas conocidas como *no paramétricas*, y se basa en la interpretación de las señales de entrada y salida del sistema, con la principal característica de que el *input* viene dado por una señal de ruido blanco aleatoria.

Por tal motivo, se presenta una campaña de medición de vibración ambiental realizada sobre la estructura, de cara a la calibración de un modelo global del edificio. Cabe destacar que en el proceso de ajuste que se realizará posteriormente para dicho modelo se trabajará con la rigidez dinámica de la estructura, la cual viene dada por la expresión 1 (Clough & Penzien, 2003):

$$K = k - \omega M \quad (1)$$

Donde K es la matriz de rigidez dinámica, k la matriz de rigidez estática, ω la frecuencia de la señal aplicada (en este caso ruido blanco) y M la matriz de masas de la estructura. La matriz de rigidez dinámica (o *función de impedancia*) depende entonces de las propiedades elásticas que conforman a la rigidez estática de la estructura, como lo son el módulo de Young y de Poisson, lo cual abre paso al concepto de módulo de elasticidad dinámico, el cual depende de la frecuencia fundamental (Goens, 1931; Timoshenko *et al.*, 1994), y por lo regular es mayor al módulo de Young estático. Con lo anterior, se hace

hincapié en el hecho de que se trabajará entonces con rigideces dinámicas, las cuales son congruentes con los fines perseguidos en la presente investigación.

6.2.- PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

Se realizaron entonces mediciones simultáneas sobre los dos niveles del edificio y el terreno natural, tal y como se muestra en la Figura 6.1. Tales datos fueron tomados mediante acelerómetros de amplio rango dinámico, ejecutando mediciones de 5 minutos de duración a 256 muestras por segundo, en tres direcciones ortogonales por punto. El criterio de ubicación de los sensores fue colocar una línea vertical con un sensor triaxial en el extremo poniente del edificio para identificar posibles frecuencias de torsión en la estructura.

El procesamiento de los registros fue mediante la obtención de la transformada rápida de Fourier y el Autoespectro de Potencia, para a través de la técnica *Peak Picking* (Bendat & Piersol, 1993) suponiendo amortiguamiento bajo y modos bien separados, obtener las frecuencias asociadas a cada modo de vibración.

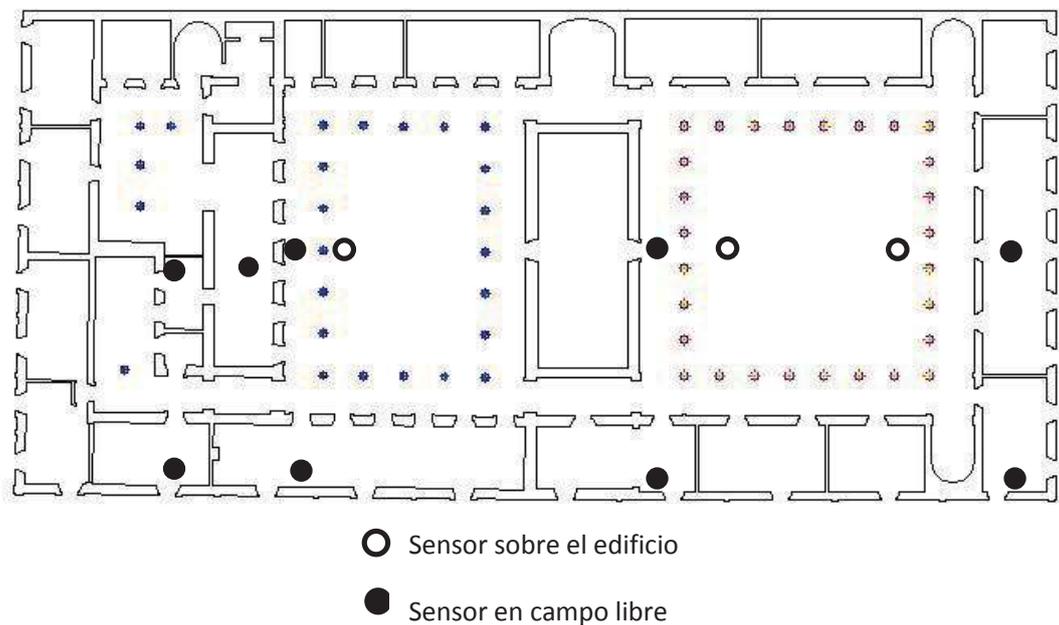


Figura 6.1. Puntos de medición

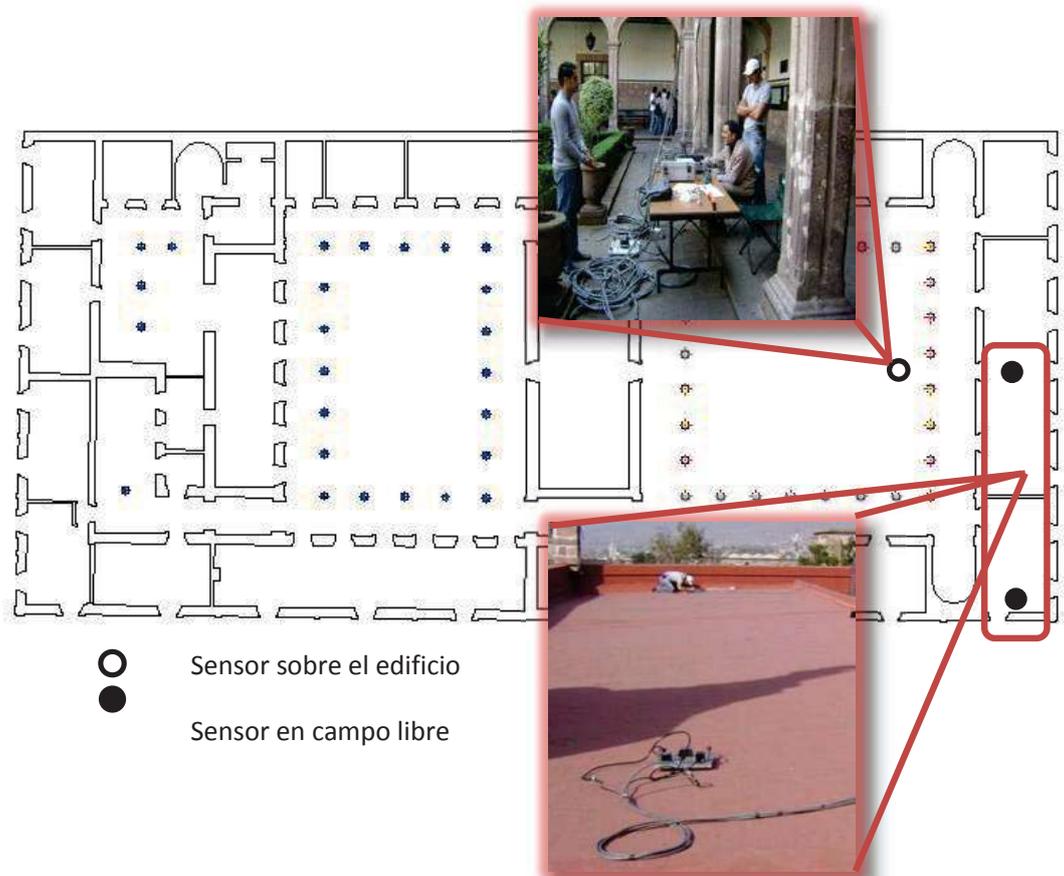


FIGURA 6.2

La figura 6.2 muestra la primera sección en estudio. Las zonas sucesivas se indican en las figuras 6.3, 6.4 y 6.5.

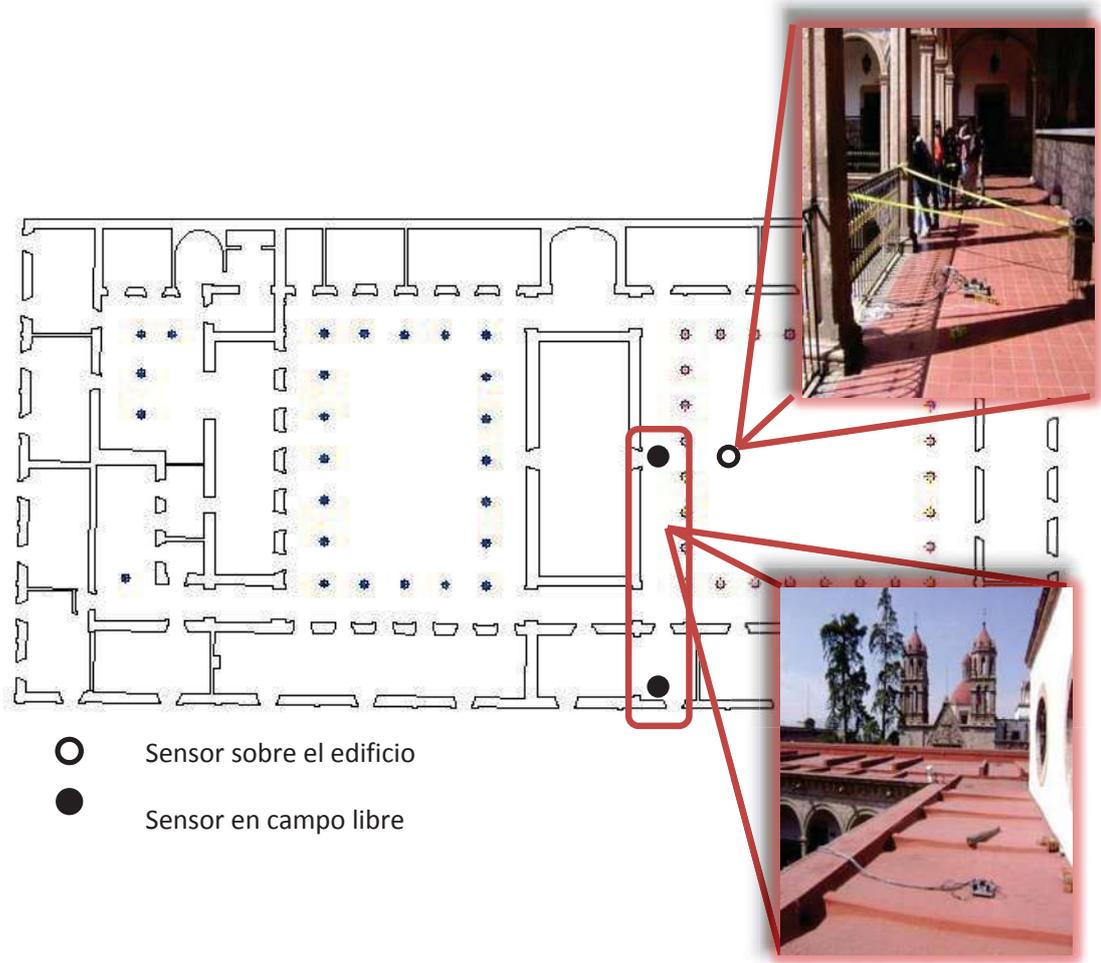


FIGURA 6.3

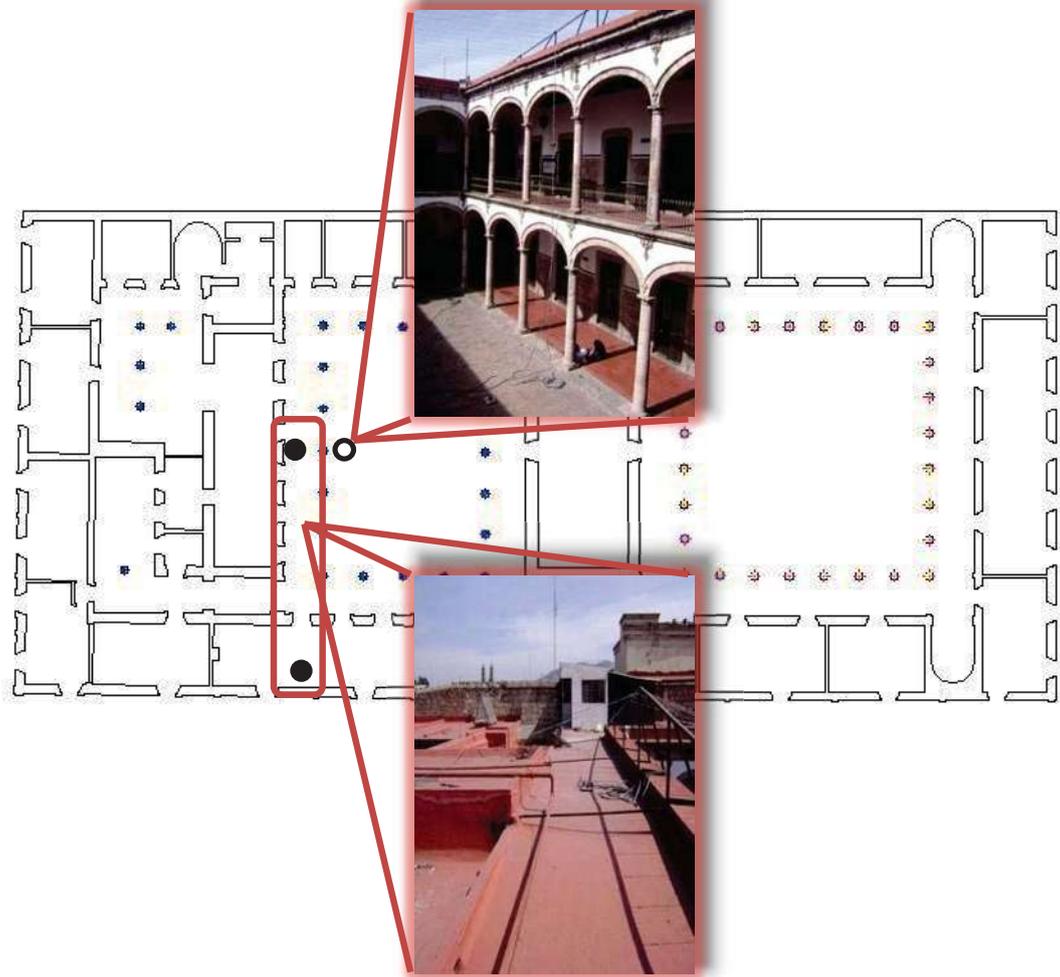


FIGURA 6.4

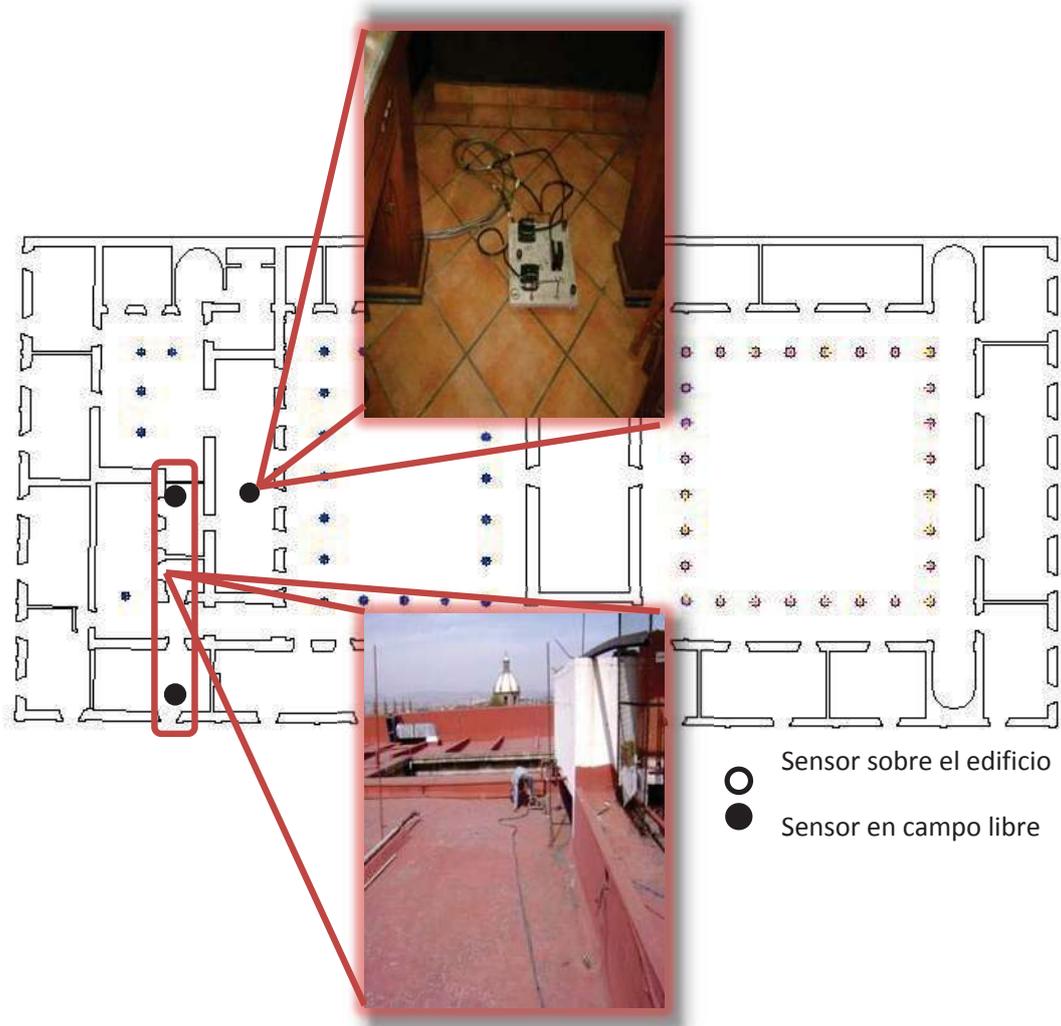


FIGURA 6.5

A partir del procesamiento de la información experimental anterior, se obtuvieron las frecuencias indicadas en la Tabla 6.1 para los primeros cinco modos de vibración.

MODO	FRECUENCIA (rad/seg)	PERÍODO (seg)
1	22.50	0.279
2	23.32	0.269
3	23.73	0.265
4	24.16	0.260
5	24.64	0.255

TABLA 6.1. Frecuencias modales medidas.

6.3.-CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

En estructuras históricas, la obtención de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los diferentes elementos estructurales, suele ser una tarea sumamente compleja que en muchas ocasiones debe involucrar a técnicos especialistas en diferentes áreas de la ingeniería; lo anterior debido al hecho de que gran variabilidad de tales parámetros aunado al proceso constructivo, el grado de intemperismo, el factor edad y la imposibilidad de realizar pruebas de tipo destructivo para ensayos de laboratorio lo vuelven un problema tan complejo como se deseé.

Ante lo anterior, en la presente investigación se calibró el modelo numérico generado utilizando las propiedades modales medidas en el sitio, mediante el ajuste del módulo de elasticidad del material de tal forma de lograr la mayor coincidencia posible entre los valores. Con lo anterior, se tendrán propiedades mecánicas equivalentes para la estructura de forma global, las cuales son adecuadas para los fines deseados en nuestro caso.

Después de varias iteraciones, las propiedades de los materiales que proporcionaron un mejor ajuste, así como las frecuencias derivadas del proceso se muestran en las tablas 6.2 y 6.3 respectivamente.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	DENSIDAD (Kg/m³)	MÓDULO DE YOUNG (kg/cm²)	MÓDULO DE POISSON
MUROS DE CANTERA	2,100	4,200	0.20
MUROS DE TABIQUE	1,600	9,000	0.20
COLUMNAS DE CANTERA	2,100	10,000	0.20
LOSAS DE CONCRETO	2,400	141,421	0.18

TABLA 6.2. Propiedades mecánicas obtenidas posteriormente a la calibración.

MODO	FRECUENCIA MEDIDA (rad/seg)	FRECUENCIA CALIBRADA (rad/seg)
1	22.50	22.49
2	23.32	23.88
3	23.73	25.26

TABLA 6.3.

Se puede observar que se logró una buena correspondencia con el primer modo de vibración, la cual se separa de los valores obtenidos para modos superiores debido principalmente a que sería necesario un proceso de optimización en la asignación de las propiedades de los materiales en las diferentes zonas de la estructura, proceso que se llevará a cabo en una segunda etapa de la investigación. En la figura 6.1 se muestran los primeros 3 modos de vibración de la estructura.

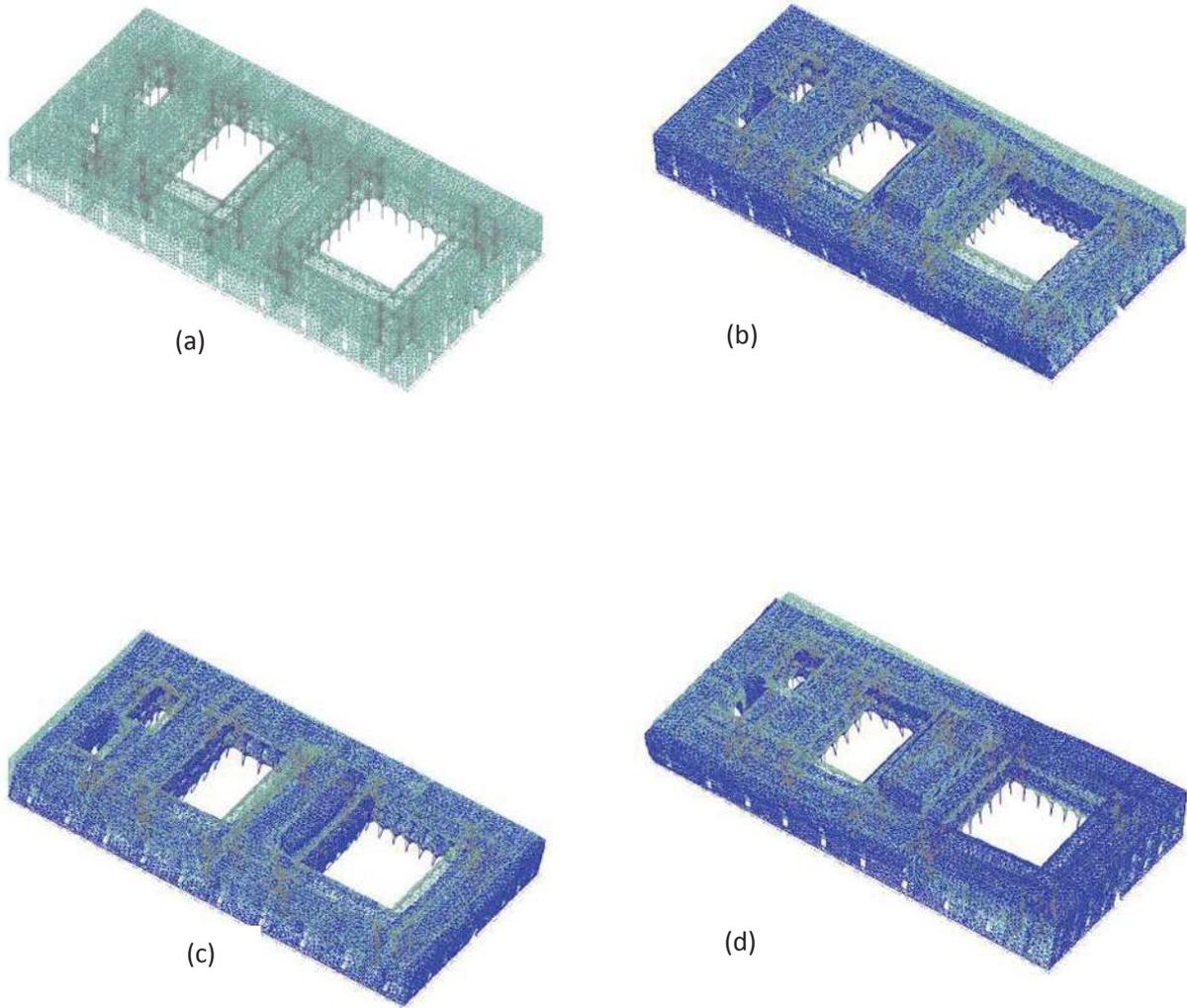


Figura 6.1. Configuración indeformada de la estructura (a), primer modo de vibración (b), segundo modo (c), tercer modo (d)

Es de observarse que el primer modo de vibración corresponde a una flexotorsión transversal, producida por la baja rigidez de la zona del primer y segundo patios y la alta rigidez en la zona del tercer y cuarto patio; el segundo modo es traslacional longitudinal (existe una mayor simetría de rigideces en esta dirección) y el tercero de torsión.

4.- CONTRUCCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

4.1.- GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA.

Para la construcción del modelo utilizamos el programa de diseño AUTOCAD 2009 de la compañía estadounidense llamada AUTODESK, en el cual se realizo el levantamiento en tercera dimensión del Colegio, utilizando como plantilla el plano de la edificación mostrado en las figuras 3.1 y 3.2.

Se comenzó levantando los muros con el comando llamado "3D FACES", que nos permite alzar un elemento placa que al momento de exportarlo a otros programas de diseño compatibles, nos muestra el entorno del elemento más una superficie unitaria que fácilmente se puede manipular sus características. La figura siguiente muestra lo que se menciona anterior mente.

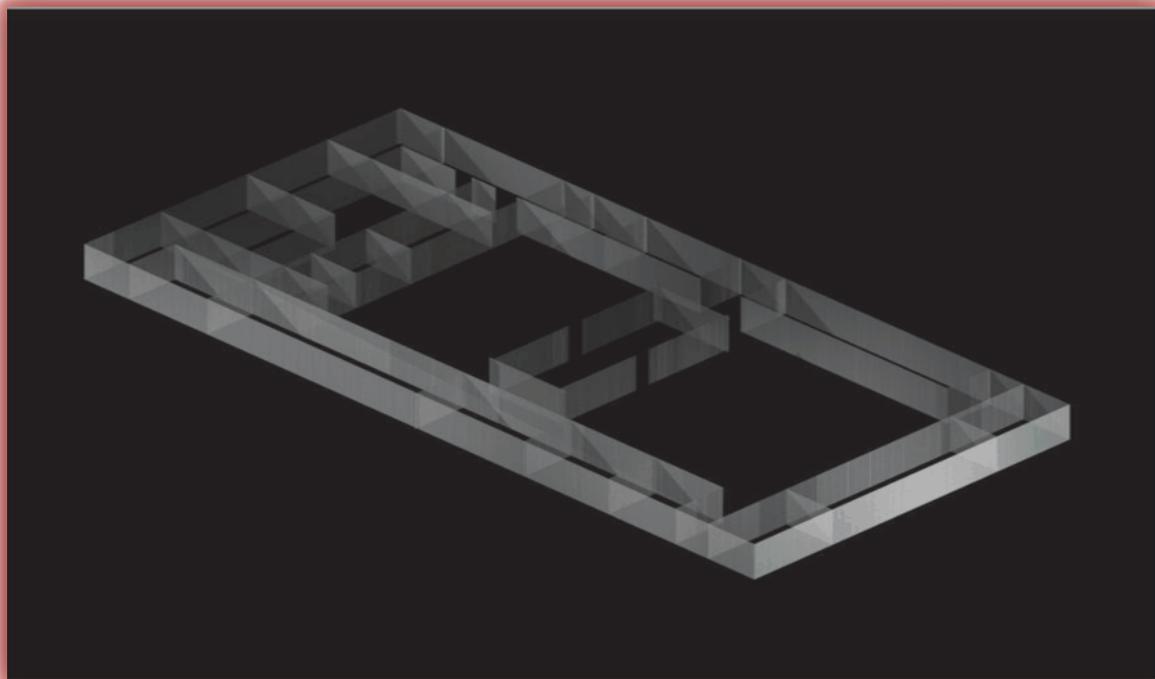


FIGURA 4.1

El siguiente paso fue colocar muros en las partes de las arcadas de los patios con el mismo comando, para posteriormente sobreponer los dibujos de los arcos, para trabajarlos más tarde en programas que se usaran para el refinado del modelo. Por lo que para esto fue de gran ayuda el comando "ALIGNED (AL, en la notación simplificada del programa)" que nos ayudo a alinear los arcos dibujados con los muros. Como se muestra a continuación.

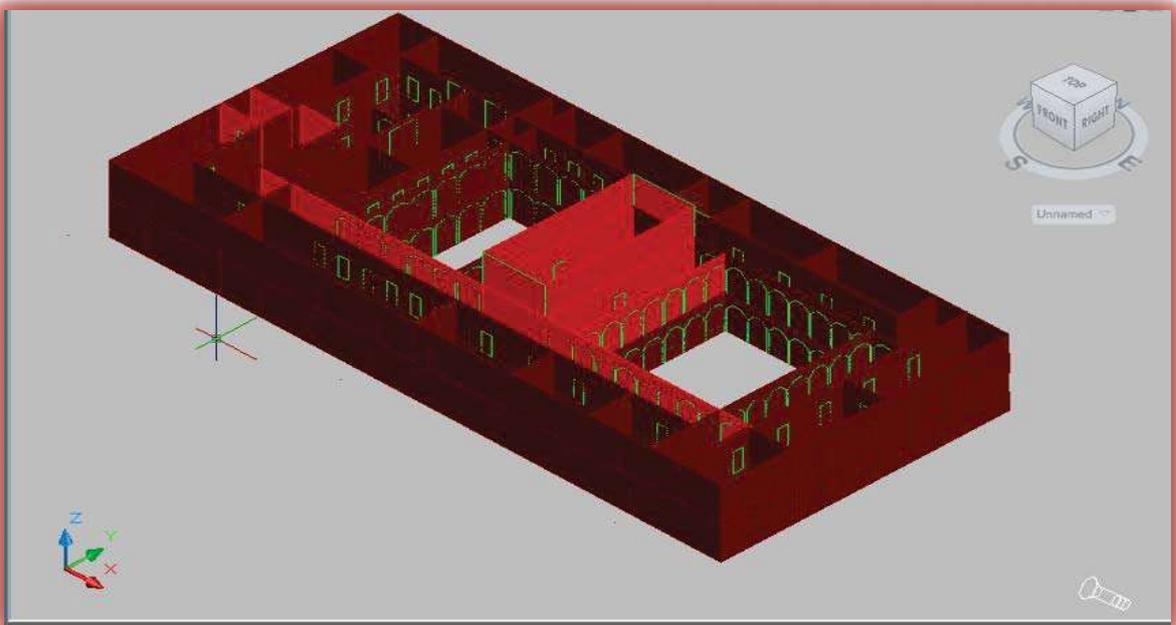


IMAGEN 4.2

De la misma manera se colocaron puertas y ventanas sobre los muros en los que existen dichos elementos, con la intención de quitar espacios y generar huecos de las geometrías, lo que nos queda que realmente la figura solo muestre todos los muros. De siguiente manera.

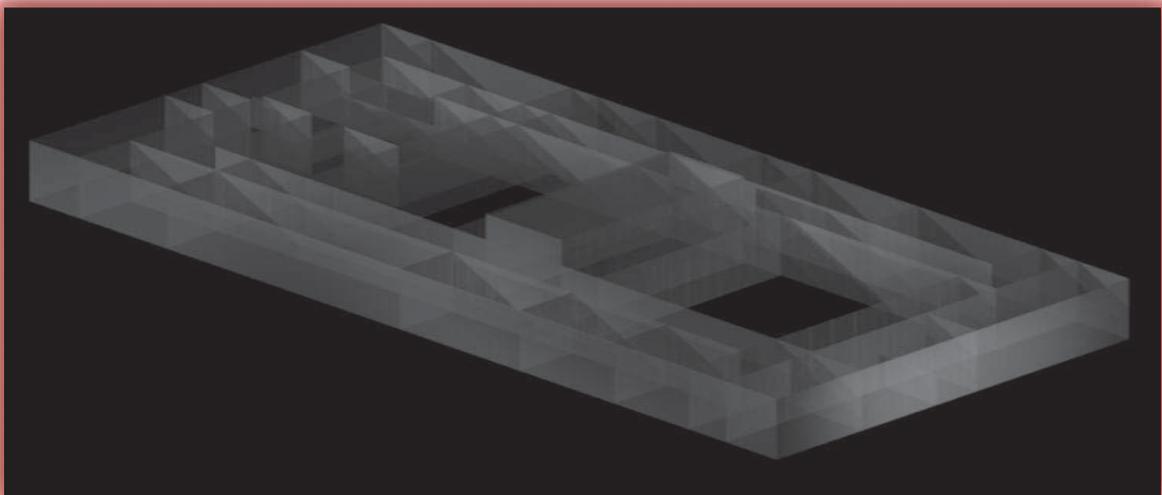


IMAGEN 4.3

Terminado el modelo preliminar en el programa CAD se paso la geometría al software español GID the personal pre and postprocessor versión 8.0.9, del International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Como siguiente paso se definieron superficies para cada uno de los muros, considerando las aberturas correspondientes a puertas y ventanas modeladas con anterioridad solo que ahora, ya en este programa se comenzó con el trabajo quirúrgico de alineación y extracción de estos elementos (figura 4.4). Se muestra un renderizado del Colegio ya con los huecos generados debidos a puertas ventanas y arcos (figura 4.5)

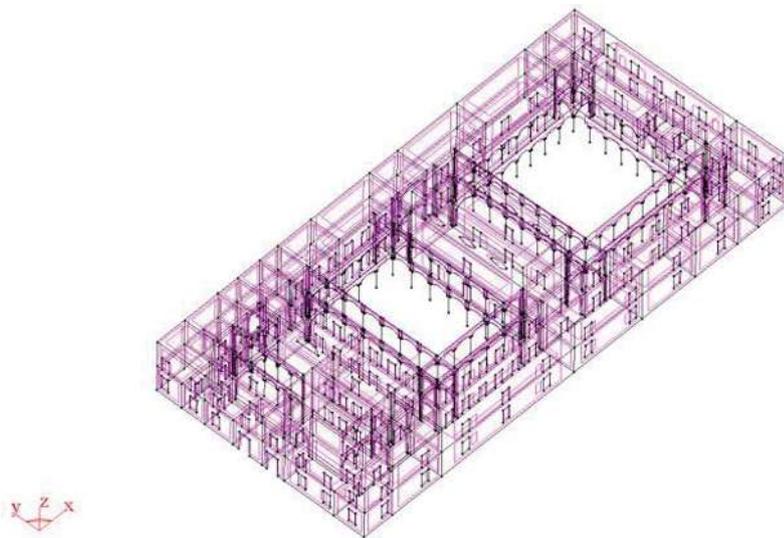


FIGURA 4.4

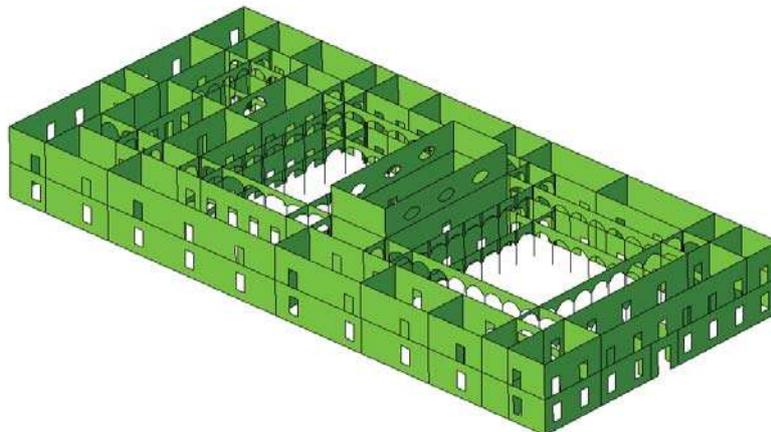
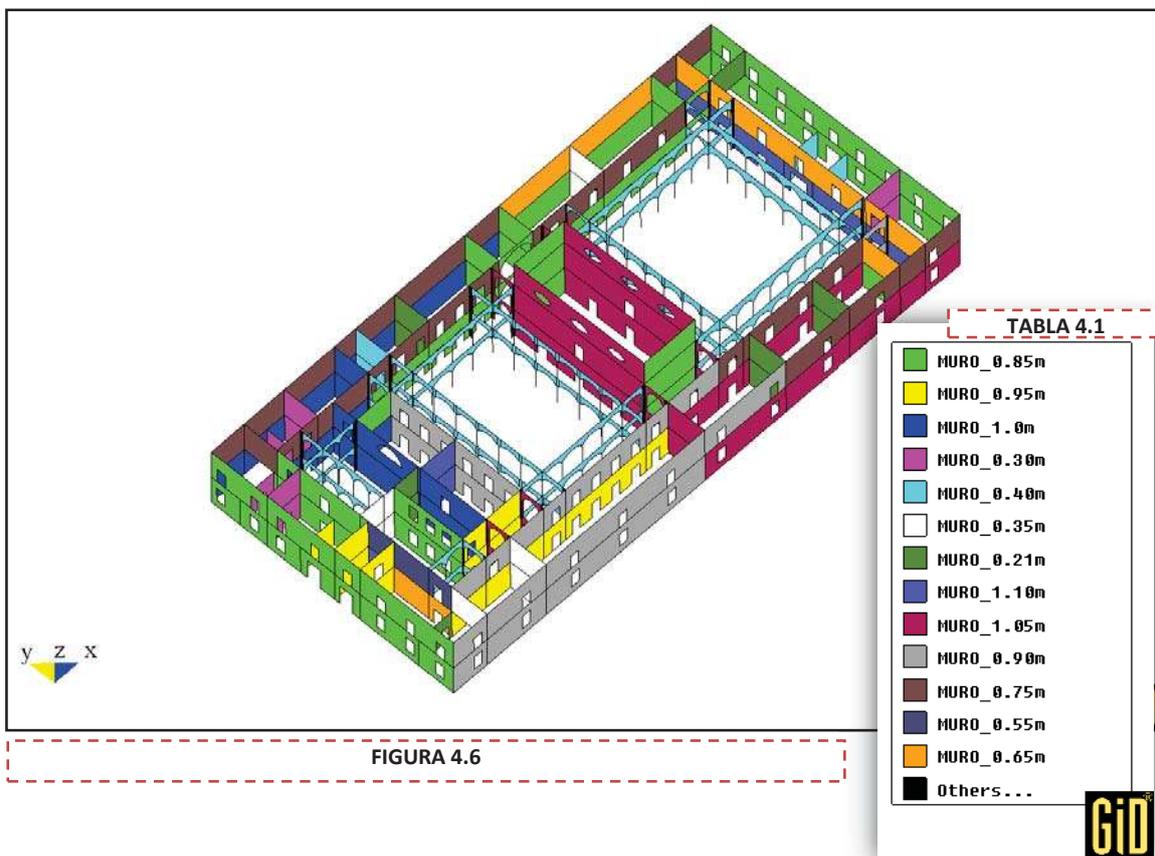


FIGURA 4.5

Otro paso fundamental en la construcción de todo modelo para estructuras antiguas es la definición de las propiedades de materiales y geometrías de elementos estructurales, esta es una tarea fundamental que se debe llevar a cabo con sumo cuidado, ya que de ella depende la posterior etapa de análisis (Figura 4.6). Para este paso se generaron las características del todo el edificio tanto como espesores de muro, modulo de elasticidad, que se escogió para este un valor de 5000 kg/cm^2 (tabla 3.2), por ser del tipo de mampostería que más se adecua a nuestro caso y que posteriormente este dato se calibrara; además de que también se propusieron características mecánicas para los arcos.



La tabla 4.1 nos deja ver la gran variedad de espesores que existen en el Colegio de San Nicolás, llegando a ver muros comunes de 21cm hasta llegar a ver de 1.10m de espesor de mampostería, lo cual incrementa la complejidad de análisis de esta estructura.

Con todo lo anterior, el paso final es la generación de la malla de elemento finitos, en este caso particular, después de un proceso de optimización se logró una malla de 28,078 nodos, 50,185 elementos finitos triangulares tipo shell y 108 elementos barra definiendo las diferentes columnas del edificio. Donde la figura 4.7 y 4.8, se muestra una secuencia de construcción de la malla. La

imagen 4.7 nos deja ver el mallado y todos los elementos que lo componen; la imagen 4.8 muestra el modelo con losas completas del edificio.

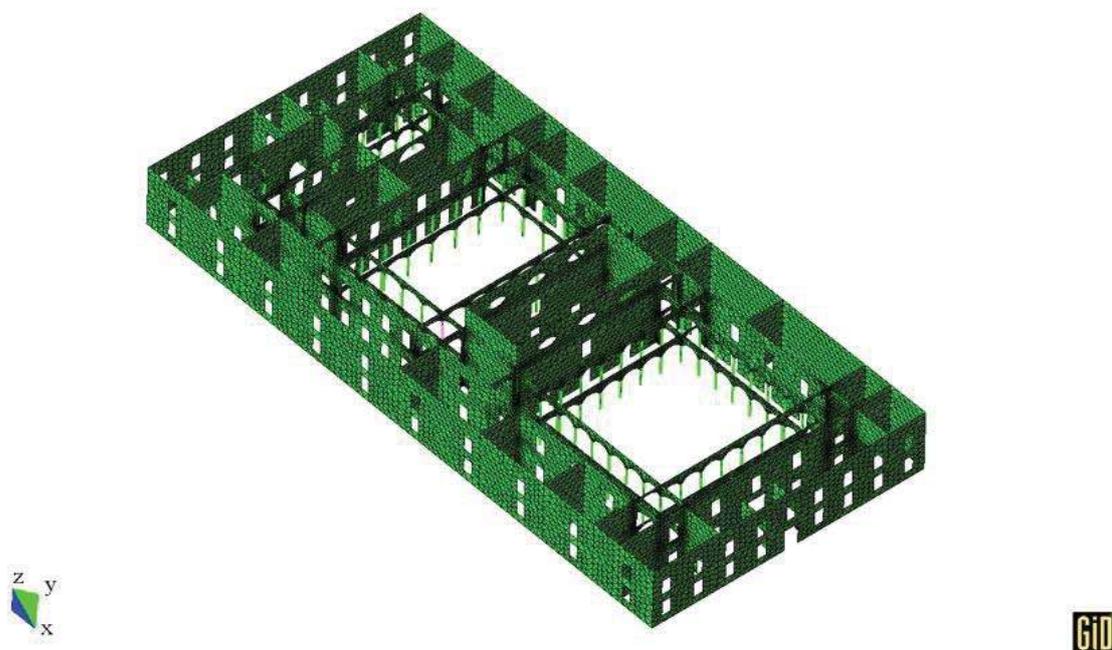


FIGURA 4.7

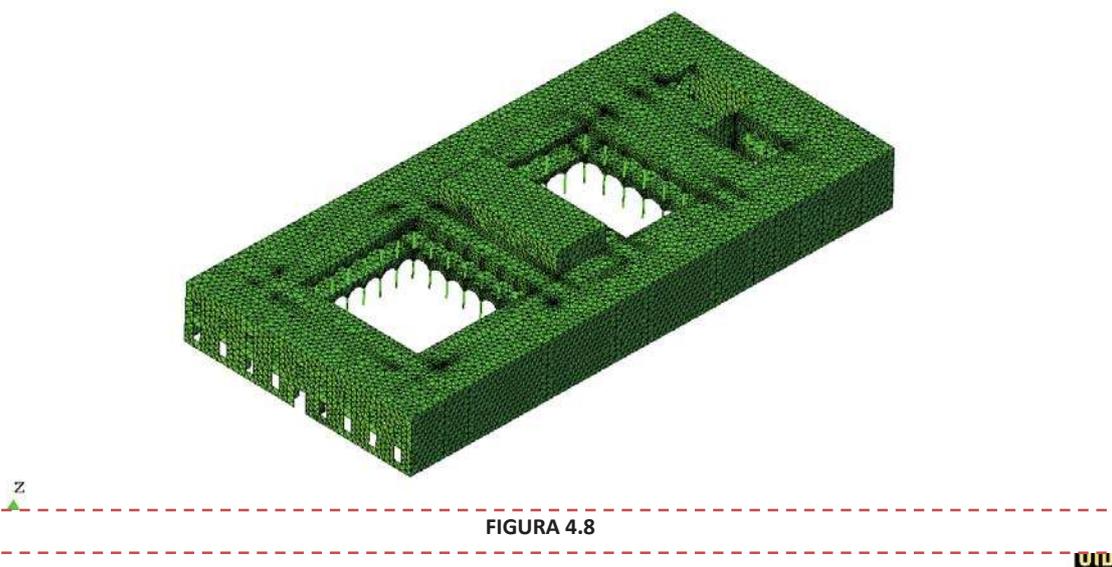


FIGURA 4.8

5.-ACCIONES DE DISEÑO.

5.1.-PELIGROSIDAD SISMICA DEL SITIO.

Debido a que las normas de construcción en nuestro país (en general en todos los países), utilizan espectros elásticos de pseudoaceleraciones para definir el efecto sísmico sobre estructuras, que no son adecuados para las edificaciones históricas. Más aun si agregamos que los periodos de retorno asociados a estos espectros es de 475 años, el problema y la incertidumbre crece, ya que para edificios antiguos se debe de considerar periodos de retorno más grandes (975 años). Resulta entonces primordial realizar estudios que nos permitan definir espectros de forma particular y puntual en el sitio en estudio. Por lo cual en el presente capítulo se emplearon como acción los resultados obtenidos de un estudio de peligrosidad sísmica realizado para la ciudad de Morelia, por el Doctor en Ingeniería José Manuel Jara Guerrero (comunicación personal).

Rigurosamente, se define a la peligrosidad sísmica como la probabilidad de que se alcance o exceda un cierto valor, por ejemplo la aceleración máxima del terreno, en un cierto intervalo de tiempo (Cornell, 1968). Existen dos aproximaciones fundamentales para la evaluación de la peligrosidad sísmica, una de tipo determinista y la otra probabilista. La aproximación determinista se basa en el hecho de que la sismicidad histórica en una región es suficiente para la obtención del peligro sísmico, en cambio la aproximación probabilista se fundamenta en la sismicidad y sismotectónica de la zona, para obtener una amenaza sísmica asociada a una cierta probabilidad de ocurrencia (Cornell, 1968).

Dependiendo de la información disponible y del objetivo para el cual se está estimando la peligrosidad sísmica, ésta puede ser expresada en diferentes unidades, bien sea intensidades, aceleraciones, velocidades o desplazamientos del terreno. En el caso de la ingeniería civil, desde hace tiempo es común utilizar la aceleración espectral del terreno como la más representativa de las unidades cuando se está tratando con estructuras; aunque recientemente, los desplazamientos espectrales están jugando un papel más general al ser un buen indicador del daño en sistemas estructurales, al ser involucrados en términos de la demanda sísmica sobre el sistema.

La peligrosidad sísmica en años anteriores se evaluaba considerando que el terreno era roca o muy firme. En la actualidad es posible considerar diferentes tipos de suelo para su estimación, ya que los suelos suelen producir amplificaciones (en algunos casos de consideración) en las aceleraciones sísmicas incidentes. Por lo anterior, los efectos de sitio han tomado un papel fundamental en la adecuada evaluación de la peligrosidad sísmica de una región o lugar específico.

5.2.- MÉTODOS DETERMINISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

Existen dos tipos de metodología determinista para evaluar la peligrosidad sísmica de un sitio, el primero se conoce como Método determinista zonificado y consiste en dividir la región en estudio mediante zonas conocidas como fuentes sísmicas, dentro de las cuales se puede considerar que la sismicidad es uniforme. En este caso, se asume que la probabilidad de ocurrencia de un terremoto es la misma dentro de una cierta fuente sísmica, lo cual permite que el máximo sismo histórico ocurrido dentro de dicha región, se pueda mover dentro de la misma hasta adoptar el punto más cercano al sitio en estudio, para de esta forma evaluar su efecto sobre el mismo utilizando las relaciones de atenuación apropiadas.

Con lo anterior, es fácil ahora inferir que el segundo método determinista para la evaluación de la peligrosidad sísmica se conoce como Método no zonificado, y en este caso la región en estudio no se subdivide en fuentes sísmicas, lo cual indica que toda la zona tendrá la misma sismicidad. En este caso, los efectos causados por terremotos ocurridos dentro del área de influencia son evaluados utilizando relaciones de atenuación adecuadas para el lugar. El aspecto relevante de este método es que no considera la posibilidad de que se originen terremotos en sitios donde no se han producido con anterioridad.

Como se mencionó en los incisos anteriores, los estudios deterministas de peligrosidad sísmica implican la utilización de leyes o relaciones de atenuación apropiadas para el lugar, las cuales deberán ser compatibles con la historia de aceleraciones experimentadas en el sitio.

5.3.- RELACIONES DE ATENUACIÓN.

Las relaciones de atenuación no son más que expresiones que nos permiten relacionar la magnitud y la distancia epicentral, con la aceleración o intensidad máxima del terreno. Dentro de la ingeniería sísmica se suele manejar de manera más general la aceleración máxima del suelo, ya que es el parámetro que se obtiene con mayor frecuencia en las estaciones acelerométricas para estimar la intensidad del movimiento en un sitio.

Los parámetros más relevantes dentro de una ley de atenuación son entonces la magnitud y la distancia al foco. Con respecto a la magnitud algunos autores prefieren utilizar la magnitud de momento (M_w), basándose en que el momento sísmico define de mejor manera las características de la fuente, sin embargo algunos otros investigadores prefieren emplear la magnitud de ondas superficiales (M_s).

Campbell (1981), propone el siguiente modelo para estimar el movimiento del sitio:

$$Y = a_1 + f_1(M) + f_2(R) + f_3(M, R) + f_4(P_i) + E$$

Donde:

Y : Parámetro del movimiento por determinar.

a_1 : Constante que toma en cuenta la escala.

$f_1(M)$: Función de la variable M (magnitud del temblor).

$f_2(R)$: Función de la variable independiente R (distancia de la fuente al sitio).

$f_3(M, R)$: Función conjunta de M y R.

$f_4(P_i)$: Función que representa la posible fuente, lugar y efectos en las construcciones.

E : Error debido a la incertidumbre asociada al fenómeno.

A la variable Y se le suele asignar una distribución lognormal, por lo que la expresión anterior se suele escribir de la siguiente forma:

$$\ln Y = \ln a_1 + \ln f_1(M) + \ln f_2(R) + \ln f_3(M, R) + \ln f_4(P_i) + \ln E$$

Por lo regular las relaciones de atenuación tienen la forma general anterior. Ambraseys et al. (1996) propone la siguiente estructura para la ley de atenuación:

$$\log(a) = C_1 + C_2 M + C_4 \log(r) + C_A S_A + C_s S_s + \sigma p$$

Donde:

a : Aceleración horizontal.

r : Distancia corregida a la fuente para h_0 constante.

$$r = \sqrt{a^2 + h_0^2}$$

S_A, S_s : parámetros de suelo para el sitio .

σ : Desviación estándar de $\log(a)$.

P = 0 : Para valores medios.

P = 1: Valor del 84 percentil.

$C_1, C_2, C_4, C_A, C_s, \sigma, h_0$ parámetros tabulados que dependen del período.

Tipo de suelo	Sa	Ss
Roca	0	0
Rigido	1	0
Blando	0	1

5.4.- MÉTODOS PROBABILISTAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA.

La mayor parte de los problemas de ingeniería suelen tratar medidas cuantitativas. De lo anterior, se desprende la posibilidad de poder manipular un gran número de situaciones en forma determinista, lo cual sólo es posible si se conoce con aceptable precisión el comportamiento de las diferentes variables asociadas al fenómeno.

En el caso de los sismos, las incertidumbres ligadas principalmente con la ocurrencia de los mismos son enormes, ya que la información recopilada a la fecha es prácticamente nula debido a que el desarrollo de aparatos que registran los temblores es relativamente reciente, comparativamente con los tiempos de actividad sísmica ocurrida durante eras geológicas pasadas.

Por lo anteriormente mencionado, se puede concluir que el enfoque determinista para estimar el peligro sísmico de un sitio no es el más adecuado, originando por consecuencia la necesidad de tratarlo en forma probabilista. Es imperativo entonces definir variables numéricas cuyo valor específico no puede predecirse con certeza antes de la ocurrencia del experimento o evento, a estas variables se les conoce como variables aleatorias.

El comportamiento de una variable aleatoria se define mediante su ley de probabilidades. En la mayoría de los estudios de peligro sísmico las variables involucradas son de tipo continuo, y se representan mediante funciones de densidad de probabilidades, las cuales, no son más que funciones que nos describen el comportamiento de una variable aleatoria.

Las bases actuales para la evaluación probabilista del peligro sísmico las estableció Cornell (1968), y se basan en el hecho de tomar en cuenta los movimientos del terreno a partir del intervalo completo de magnitudes, que pueden ocurrir en una fuente sísmica o falla y afectar a la zona en estudio.

Las etapas básicas para la obtención probabilista del peligro sísmico son las siguientes (Cornell, 1968):

5.4.1.- DEFINICIÓN DE LAS FUENTES SÍSMICAS.

En la construcción de un modelo apropiado para evaluar el peligro sísmico de un sitio, es necesario establecer las fuentes potenciales generadoras de terremotos, incluyendo la delimitación espacial, sus dimensiones y orientación en profundidad. La fuente puede estar representada por superficies, líneas o puntos dependiendo de la naturaleza de la sismicidad.

Dichas fuentes se delimitarán a partir del estudio de la distribución espacial de la sismicidad y de las características geológicas y geofísicas del sitio.

5.4.2.- SISMICIDAD DE LAS FUENTES.

Cada fuente deberá ser representada por medio de un modelo sísmico que describa la ocurrencia temporal de terremotos en la zona, a estos modelos se les conoce como procesos de ocurrencia.

Dicho proceso dependerá del mecanismo sismogénico en la zona por estudiar, que bien puede estar caracterizado por procesos de subducción, sismicidad intermedia de tipo tensional o normal, o bien por terremotos asociados a fallas locales. Dependiendo del mecanismo generador del evento, se propondrá el proceso de ocurrencia más adecuado.

Para sismos de subducción, se ha encontrado que el proceso del temblor característico (Singh y Ordaz, 1994) (llamado así porque curiosamente los terremotos parecen preferir ciertas magnitudes), utiliza un proceso de renovación en el cual el tiempo entre eventos tiene una distribución lognormal. Lo anterior se basa en las investigaciones realizadas por Jara y Rosenblueth (1988), los cuales proponen que la mejor de entre un grupo de distribuciones intuitivamente atractivas y físicamente posibles, es aquella que minimiza la pérdida económica esperada como resultado de posibles errores en la elección. Estos autores aplicaron este método formal de toma de decisión es al problema de elegir la distribución de probabilidades más conveniente para describir la ocurrencia de grandes temblores mexicanos de subducción, y concluyeron que bajo circunstancias muy generales, la distribución lognormal es la mejor elección para modelar la incertidumbre de la ocurrencia de temblores de subducción. La densidad de probabilidades del tiempo entre eventos es la para este caso siguiente:

$$p(t) = \frac{1}{K\sqrt{2\pi}t\sigma_{\ln t}} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma_{\ln t}^2} \ln^2(t/m_t)\right] \quad , \quad \text{si } t > t_0$$

$$p(t) = 0 \quad , \quad \text{si } t < t_0$$

Donde:

$$K = \frac{1}{\sqrt{2\pi}t\sigma_{\ln t}} \int_{t_0}^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2\sigma_{\ln t}^2} \ln^2(t/m_t)\right] dt$$

t_0 : Tiempo que ha transcurrido desde la última ocurrencia de un gran temblor en la zona.

Del estudio realizado por Jara y Rosenblueth (1988) se concluyen también que si se desea que los parámetros de la distribución sean deterministas, los que mejor se ajustan son:

$\sigma_{\ln} = 0.39 t$ (desviación típica del logaritmo del tiempo).

m_t años = 40.6 (mediana del logaritmo del tiempo).

Otro método es el de Poisson (estacionaria). En este proceso los tiempos entre eventos se encuentran distribuidos exponencialmente, y puede demostrarse que su distribución no se altera al aumentar el tiempo transcurrido sin temblar. A esta propiedad se la suele conocer como "falta de memoria". El proceso anterior se supone como poissoniano, debido a que no existen zonas de falla bien determinadas, ni datos que sugieran historias de recurrencia en ciertas zonas.

En dicho proceso, la función de densidad de probabilidades del tiempo entre eventos con magnitud mayor o igual a M , es exponencial y está dado por:

$$p_T[\lambda(M)] = \lambda(M) \exp(-\lambda(M)t)$$

t : Tiempo entre eventos con magnitud mayor que M .

$\lambda(M)$: Tasa de excedencia de la magnitud M , definida como el valor esperado del número de temblores con magnitud mayor o igual a M , por unidad de tiempo.

De la expresión anterior puede deducirse que el tiempo esperado entre eventos con magnitud M o mayor vale $1/\lambda(M)$: su período de recurrencia.

Con lo anterior, si se conoce la tasa de excedencia de la magnitud $\lambda(M)$, la distribución de los tiempos entre eventos estará completamente determinada. $\lambda(M)$ es una función que decrece con la magnitud. Cornell y Vanmarcke (1969), la asignaron la siguiente forma funcional:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta \lambda t} - e^{-\beta \lambda t_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}$$

Donde:

λ_0 , β y M_u : Parámetros desconocidos de sismicidad en la fuente M_0 : Magnitud umbral
Graficando la ecuación anterior en papel semilogarítmico, se aprecia que para magnitudes

pequeñas es una recta con pendiente igual a $-\beta$, lo cual se ajusta con el modelo de sismicidad mundial propuesto por Gutenberg y Richter (1954). Si M aumenta en dicha curva, ésta se vuelve cóncava hacia abajo, y el valor de $\lambda(M)$ será cero para $M > M_u$, con lo cual, se concluye que M_u es la magnitud máxima que puede generarse en la fuente sísmica correspondiente.

Para poder estimar los parámetros de sismicidad de la fuente, es necesario recurrir a los catálogos existentes de temblores en la zona y a información de regiones tectónicamente similares, para calcularlos bien sea por mínimos cuadrados, por el Teorema de máxima verosimilitud (Weichert, 1980) o mediante un método basado en el Teorema de Bayes (Rosenblueth y Ordaz, 1986).

5.4.3.- LEYES DE ATENUACIÓN PARA LAS FUENTES SÍSMICAS.

Al igual que en el método determinista, en el probabilista será necesario definir una o varias relaciones o leyes de atenuación para cada una de las fuentes sísmicas, con el fin de contar con la variación de la intensidad en función de la magnitud y la distancia epicentral como parámetro necesario en cada zona.

5.4.4.- PROBABILIDADES DE EXCEDENCIA DE ACELERACIONES.

La probabilidad de excedencia de aceleración en un sitio, depende fundamentalmente del tipo de proceso de ocurrencia (bien sea este de Poisson o del temblor característico), de las magnitudes asociadas a cada fuente sísmica y de la manera en que las ondas viajan a través de la corteza terrestre (atenuación). Las tasas de excedencia son, entonces, gráficas que proporcionan la probabilidad de que cierta intensidad sea excedida como función del tiempo.

El peligro sísmico de un sitio se puede calcular mediante la siguiente expresión general:

$$P(Sa > a^*) \cong \int_a \int_m \int_r \int_t p_{Sa|M,R_o}(a^*) p_M(M) p_R(R_o) p_T(t) da dm dr dt$$

Donde:

$p_{Sa, M, R_o}(a^*)$: Función de densidad de probabilidad de la aceleración.

$p_M(M)$: Función de densidad de probabilidad de la magnitud.

$p_R(R_o)$: Función de densidad de probabilidad para la distancia epicentral dada la Magnitud del evento.

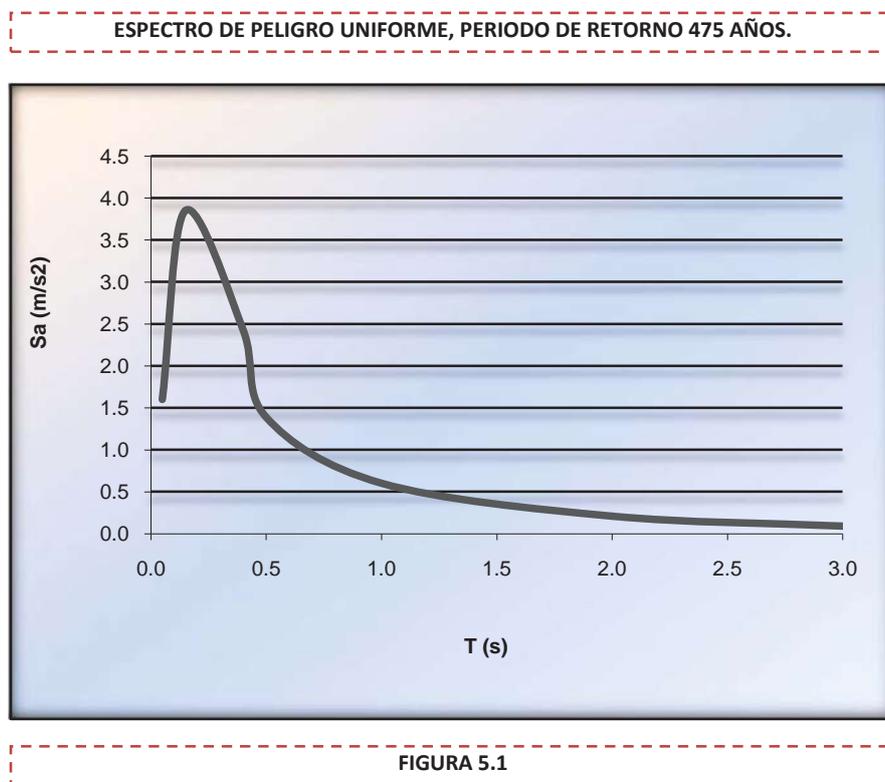
$f_T(t)$: Función de densidad de probabilidad del tiempo.

La probabilidad total anual de exceder cierta intensidad de aceleración del terreno a^* , será como lo indica la expresión 2.51, la suma o integral de todas las probabilidades de todos los posibles temblores que pudieran afectar al sitio.

Las funciones de densidad de probabilidades, como se mencionó anteriormente, dependerán entonces del proceso que se esté manejando para cada caso particular.

5.5.- ESPECTROS DE PELIGRO UNIFORME.

Como se comentaba con anterioridad, para la presente investigación, se utilizaron los espectros de peligro uniforme desarrollados por José Manuel Jara (comunicación personal), específicamente para la ciudad de Morelia en terreno firme, que es en el que se encuentra desplantada la estructura, utilizando el método probabilista. Tales espectros se muestran en las Figuras 5.1 y 5.2.



ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME, PERIODO DE RETORNO 975 AÑOS.

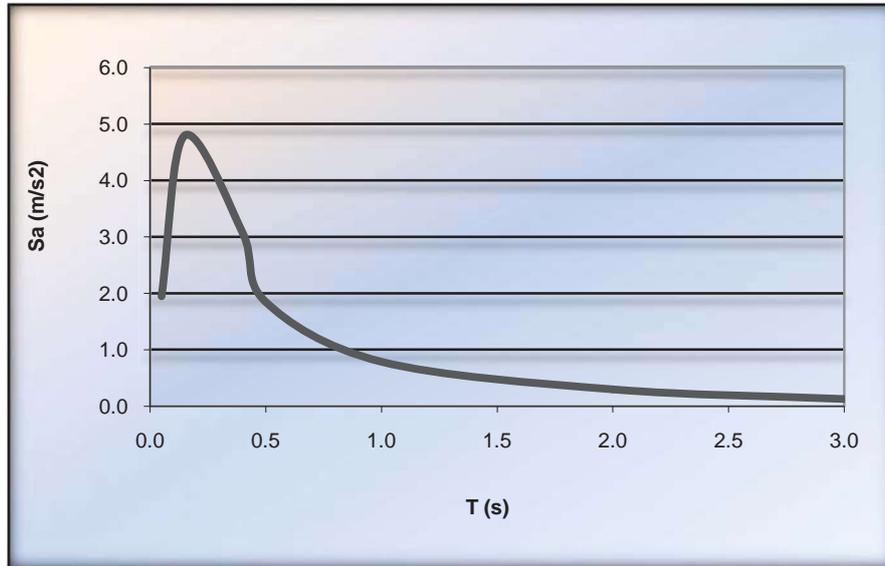


FIGURA 5.2

Se puede apreciar que para un período de retorno de 475 años, la aceleración espectral máxima es de 3.85m/seg^2 ($0.385g$), la cual es mucho mayor que la especificada por el Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán. En el caso de 975 años, se alcanza un valor máximo de 4.8m/seg^2 ($0.48g$), y debe hacerse notar que están asociados a períodos de 0.15seg que están relativamente próximos a los de la estructura en estudio.

Con los espectros anteriores se realizó un análisis modal espectral tridimensional en el programa de análisis y diseño STAAD PRO 2007, de la compañía BENTLEY, en el cual se consideraron los primeros 30 modos de vibración, y una combinación cuadrática perfecta (CQC) de los mismos debido a la proximidad en los valores de cada modo, la cual es una característica propia de los edificios de mampostería antigua con muros de gran espesor y baja altura. Es importante hacer notar que en estructuras de este tipo los primeros modos de vibración no contribuyen de manera importante en la respuesta total, y los modos superiores juegan entonces un papel fundamental; esto justifica entonces el hecho de involucrar un número importante de modos para estimar la respuesta total.

6.- PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES Y CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

6.1.- DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS.

Con la finalidad de conocer en mayor medida la distribución de rigidez del Colegio de San Nicolás, en la presente investigación se procede a una identificación mediante auscultación dinámica.

Los modos de vibración y las frecuencias naturales asociadas son función de la rigidez de la estructura, por lo que tales propiedades se podrán obtener a partir de la vibración del sistema estructural. Gracias a que actualmente se dispone de instrumentos con una gran sensibilidad para medir velocidades o aceleraciones, es posible entonces obtener experimentalmente las propiedades dinámicas de las estructuras, es decir, las frecuencias y formas modales además del amortiguamiento modal; tal información es posible conocerla a partir de la medición y procesamiento de vibraciones producidas por agentes ambientales, conocidas también como fuerzas culturales, tales como el tráfico, el viento, las maquinarias, el oleaje del mar, etc., acciones que aunque son significativamente menores que las inducidas mediante ensayos directos sobre la estructura (vibración libre, vibración forzada, etc.), permiten la obtención de tales propiedades dinámicas para el sistema estructural (Diehl, 1993). Este procedimiento se encuentra dentro de las técnicas conocidas como *no paramétricas*, y se basa en la interpretación de las señales de entrada y salida del sistema, con la principal característica de que el *input* viene dado por una señal de ruido blanco aleatoria.

Por tal motivo, se presenta una campaña de medición de vibración ambiental realizada sobre la estructura, de cara a la calibración de un modelo global del edificio. Cabe destacar que en el proceso de ajuste que se realizará posteriormente para dicho modelo se trabajará con la rigidez dinámica de la estructura, la cual viene dada por la expresión 1 (Clough & Penzien, 2003):

$$K = k - \omega M \quad (1)$$

Donde K es la matriz de rigidez dinámica, k la matriz de rigidez estática, ω la frecuencia de la señal aplicada (en este caso ruido blanco) y M la matriz de masas de la estructura. La matriz de rigidez dinámica (o *función de impedancia*) depende entonces de las propiedades elásticas que conforman a la rigidez estática de la estructura, como lo son el módulo de Young y de Poisson, lo cual abre paso al concepto de módulo de elasticidad dinámico, el cual depende de la frecuencia fundamental (Goens, 1931; Timoshenko *et al.*, 1994), y por lo regular es mayor al módulo de Young estático. Con lo anterior, se hace

hincapié en el hecho de que se trabajará entonces con rigideces dinámicas, las cuales son congruentes con los fines perseguidos en la presente investigación.

6.2.- PRUEBAS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.

Se realizaron entonces mediciones simultáneas sobre los dos niveles del edificio y el terreno natural, tal y como se muestra en la Figura 6.1. Tales datos fueron tomados mediante acelerómetros de amplio rango dinámico, ejecutando mediciones de 5 minutos de duración a 256 muestras por segundo, en tres direcciones ortogonales por punto. El criterio de ubicación de los sensores fue colocar una línea vertical con un sensor triaxial en el extremo poniente del edificio para identificar posibles frecuencias de torsión en la estructura.

El procesamiento de los registros fue mediante la obtención de la transformada rápida de Fourier y el Autoespectro de Potencia, para a través de la técnica *Peak Picking* (Bendat & Piersol, 1993) suponiendo amortiguamiento bajo y modos bien separados, obtener las frecuencias asociadas a cada modo de vibración.

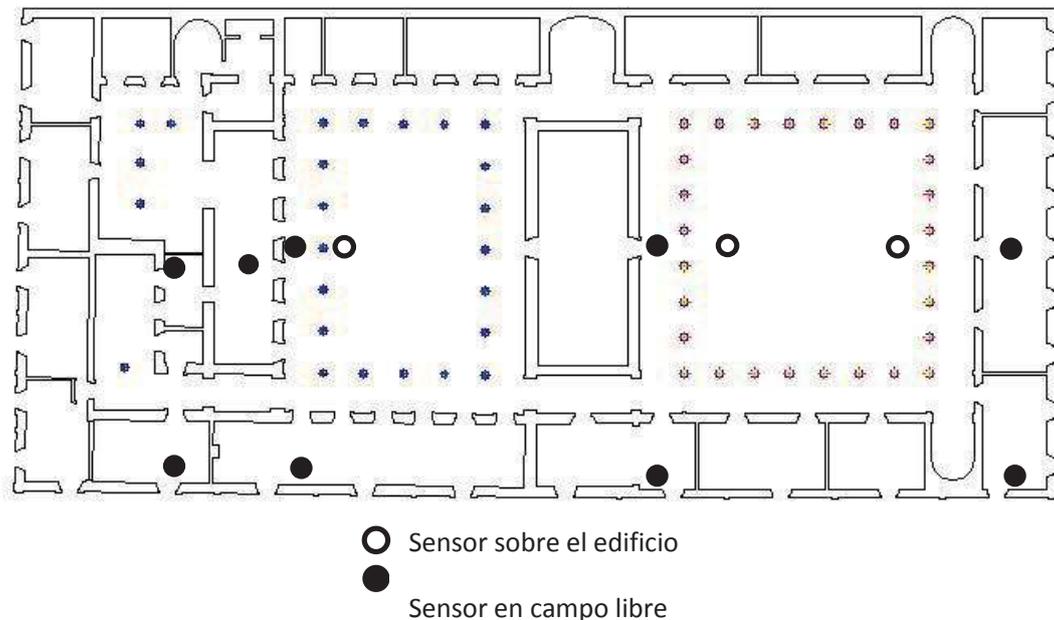


Figura 7. Puntos de medición

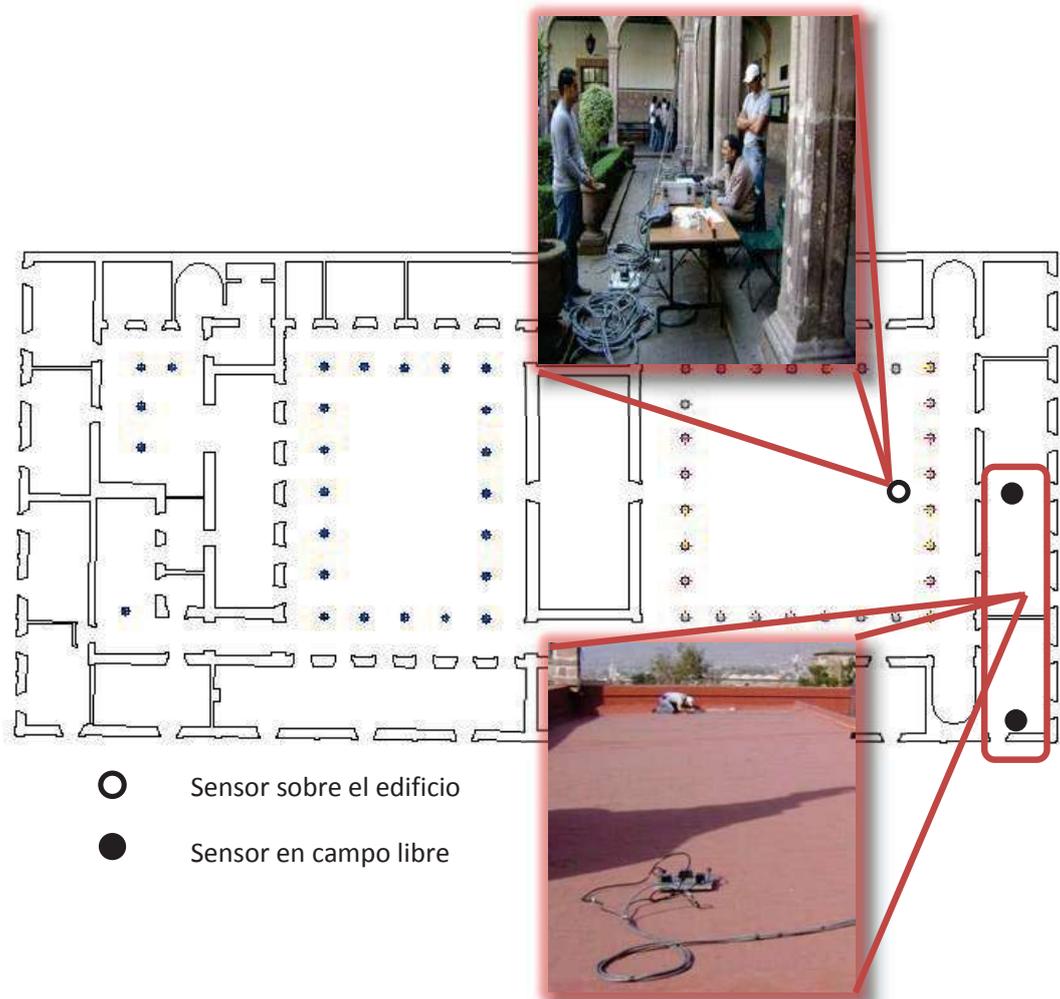


FIGURA 6.1

La figura 6.1 muestra la primera sección en estudio. Las zonas sucesivas se indican en las figuras 6.2, 6.3 y 6.4.

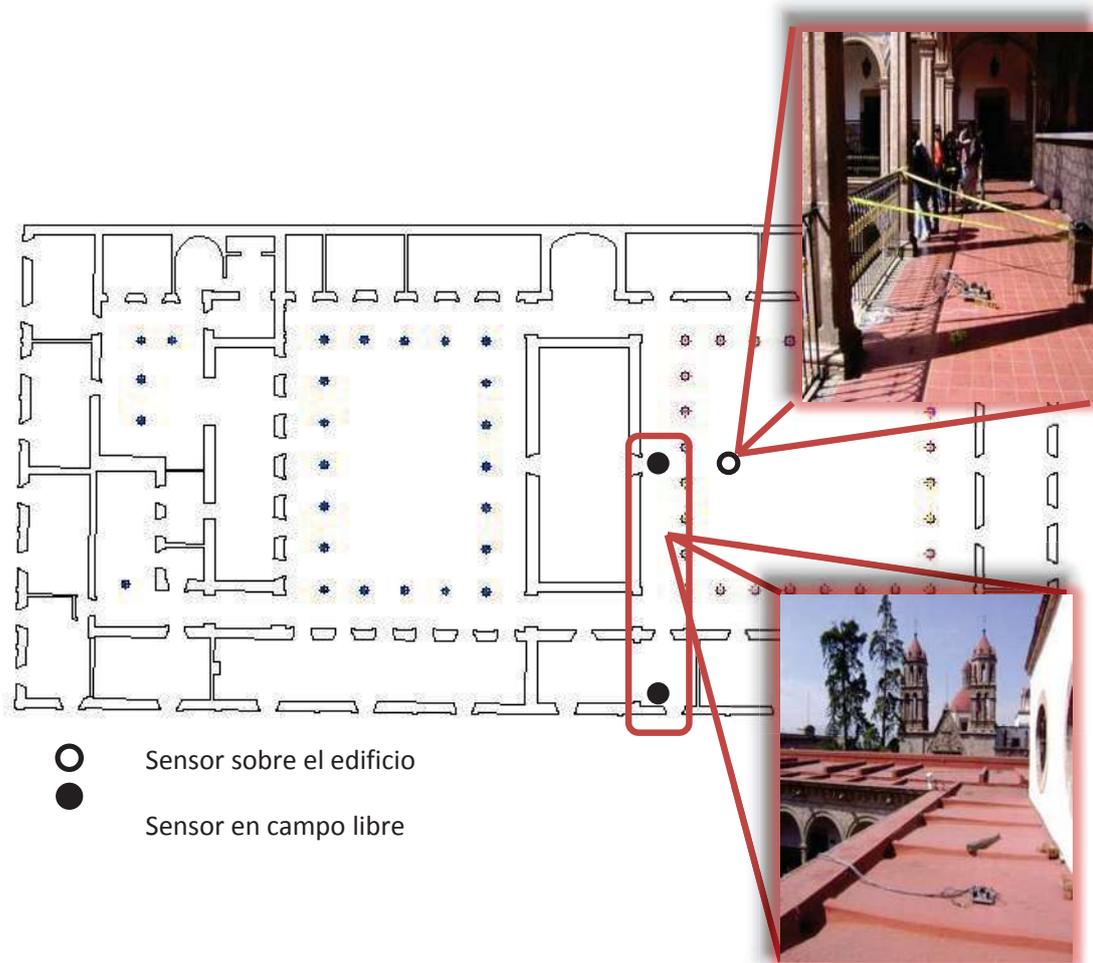


FIGURA 6.2

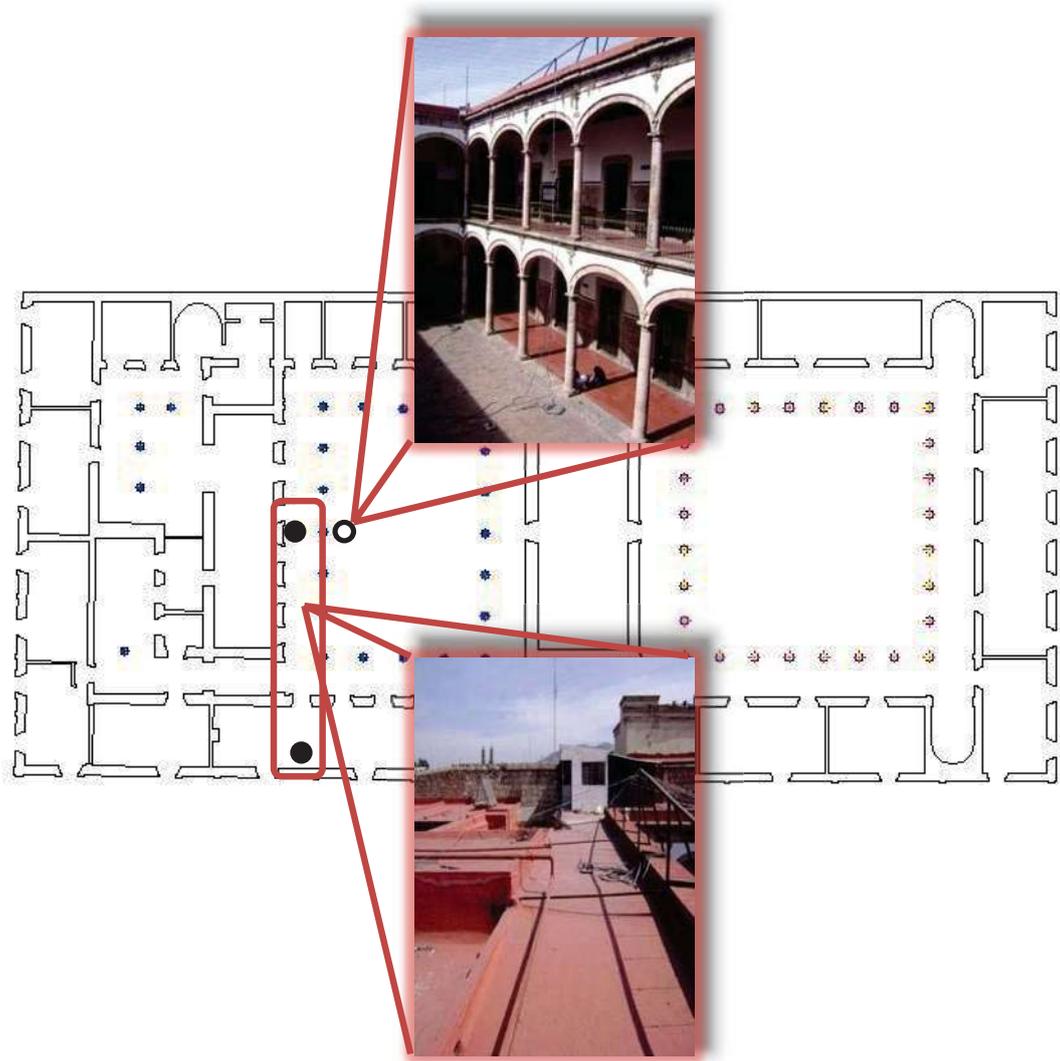


FIGURA 6.3

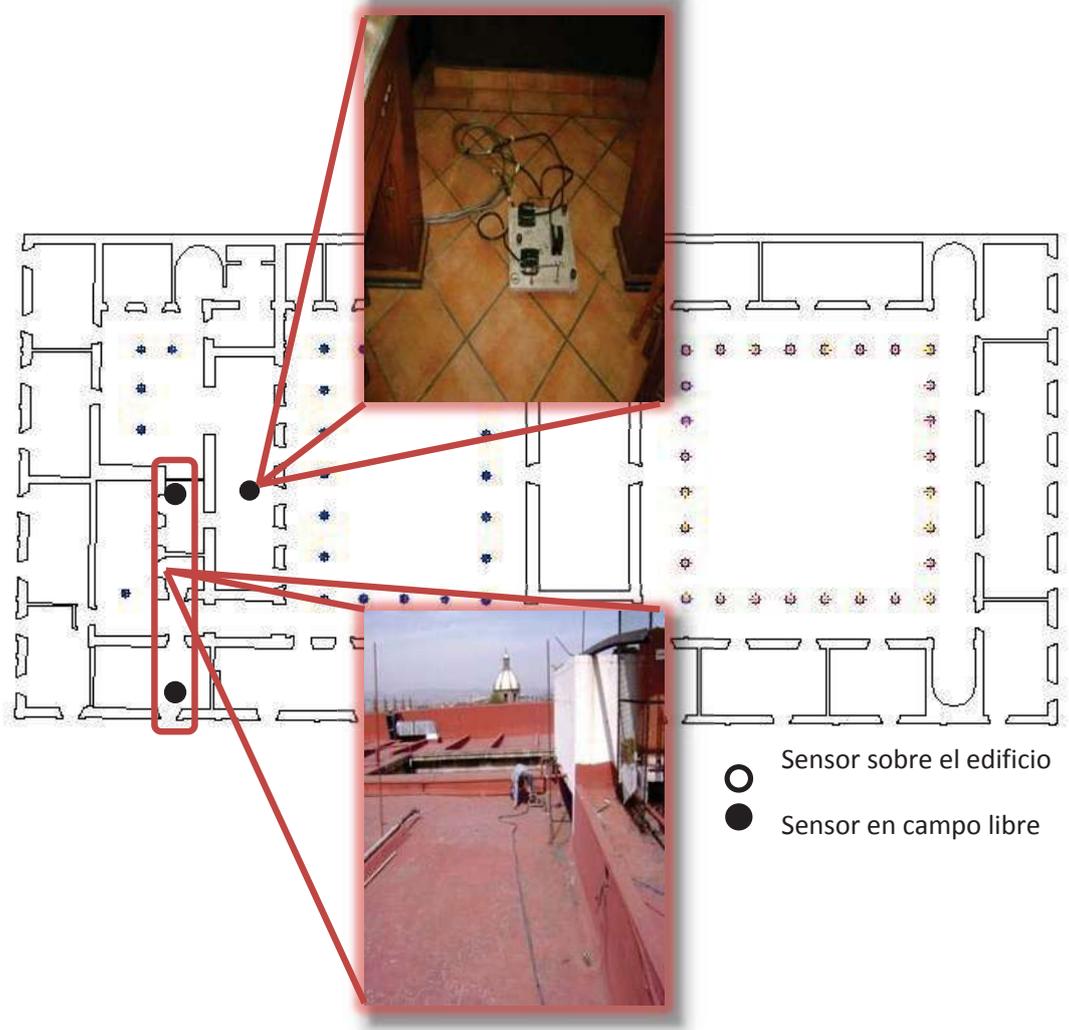


FIGURA 6.4

A partir del procesamiento de la información experimental anterior, se obtuvieron las frecuencias indicadas en la Tabla 6.1 para los primeros cinco modos de vibración.

MODO	FRECUENCIA (rad/seg)	PERÍODO (seg)
1	22.50	0.279
2	23.32	0.269
3	23.73	0.265
4	24.16	0.260
5	24.64	0.255

TABLA 6.1. Frecuencias modales medidas.

6.3.-CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO

En estructuras históricas, la obtención de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los diferentes elementos estructurales, suele ser una tarea sumamente compleja que en muchas ocasiones debe involucrar a técnicos especialistas en diferentes áreas de la ingeniería; lo anterior debido al hecho de que gran variabilidad de tales parámetros aunado al proceso constructivo, el grado de intemperismo, el factor edad y la imposibilidad de realizar pruebas de tipo destructivo para ensayos de laboratorio lo vuelven un problema tan complejo como se deseó.

Ante lo anterior, en la presente investigación se calibró el modelo numérico generado utilizando las propiedades modales medidas en el sitio, mediante el ajuste del módulo de elasticidad del material de tal forma de lograr la mayor coincidencia posible entre los valores. Con lo anterior, se tendrán propiedades mecánicas equivalentes para la estructura de forma global, las cuales son adecuadas para los fines deseados en nuestro caso.

Después de varias iteraciones, las propiedades de los materiales que proporcionaron un mejor ajuste, así como las frecuencias derivadas del proceso se muestran en las tablas 6.2 y 6.3 respectivamente.

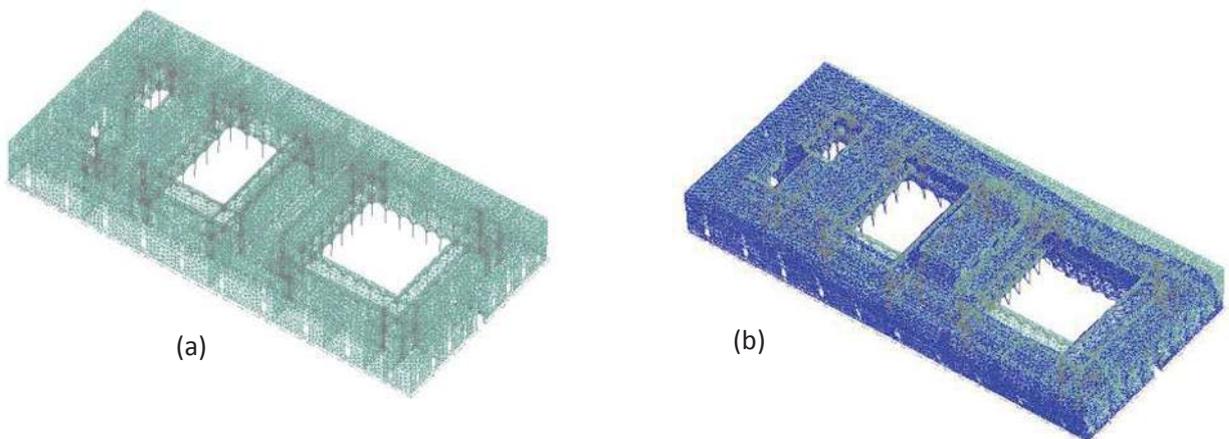
ELEMENTO ESTRUCTURAL	DENSIDAD (Kg/m ³)	MÓDULO DE YOUNG (kg/cm ²)	MÓDULO DE POISSON
MUROS DE CANTERA	2,100	4,200	0.20
MUROS DE TABIQUE	1,600	9,000	0.20
COLUMNAS DE CANTERA	2,100	10,000	0.20
LOSAS DE CONCRETO	2,400	141,421	0.18

TABLA 6.2. Propiedades mecánicas obtenidas posteriormente a la calibración.

MODO	FRECUENCIA MEDIDA (rad/seg)	FRECUENCIA CALBRADA (rad/seg)
1	22.50	22.49
2	23.32	23.88
3	23.73	25.26

TABLA 6.3.

Se puede observar que se logró una buena correspondencia con el primer modo de vibración, la cual se separa de los valores obtenidos para modos superiores debido principalmente a que sería necesario un proceso de optimización en la asignación de las propiedades de los materiales en las diferentes zonas de la estructura, proceso que se llevará a cabo en una segunda etapa de la investigación. En la figura 6.1 se muestran los primeros 3 modos de vibración de la estructura.



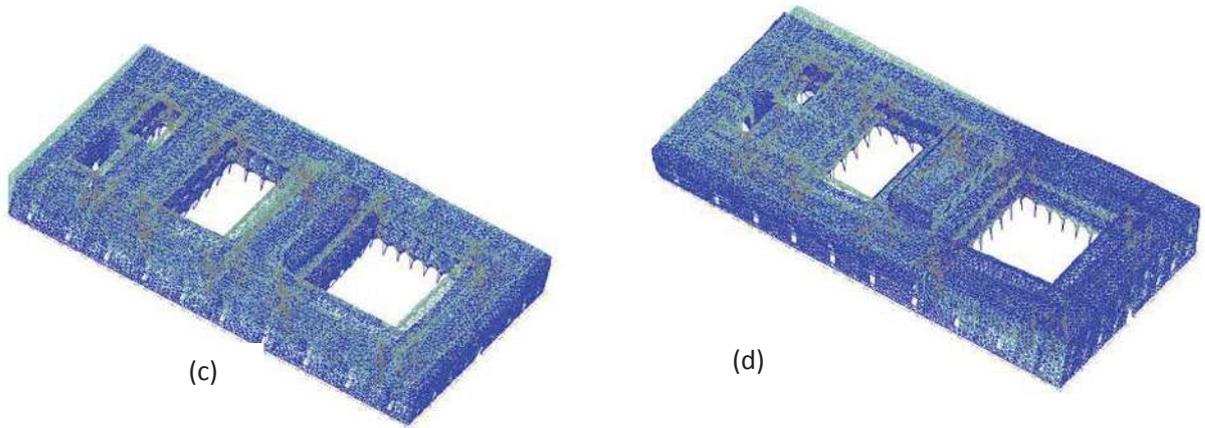


Figura 6.1. Configuración indeformada de la estructura (a), primer modo de vibración (b), segundo modo (c), tercer modo (d)

Es de observarse que el primer modo de vibración corresponde a una flexotorsión transversal, producida por la baja rigidez de la zona del primer y segundo patios y la alta rigidez en la zona del tercer y cuarto patio; el segundo modo es traslacional longitudinal (existe una mayor simetría de rigideces en esta dirección) y el tercero de torsión.

7.- ANÁLISIS ELÁSTICO ANTE CARGAS GRAVITACIONALES.

Para este caso de análisis se tomó en cuenta el peso propio de la mampostería del edificio y de la losa de concreto, más las cargas vivas correspondientes a aulas para el entrepiso; en el caso de la azotea se tomo una carga para pendientes no mayores del 5% de 100kg/m², además de esto, en zonas de bibliotecas se añadió un sobrepeso de 50kg/m² para cubrir la carga adicional de libros. Dichas cargas se tomaron del reglamento de construcción del estado de Michoacán (excepto la carga por libros). Todos los pesos mencionados se muestran en la siguiente tabla.

TIPO DE CARGA/PESO	PESO/CARGA	UNIDADES
CONCRETO ARMADO	2.40	ton/m ³
MAMPOSTERÍA	2.00	ton/m ³
VIVA MAXIMA	0.30	ton/m ²
VIVA REDUCIDA	0.25	ton/m ²
ADICIONAL AZOTEA	0.10	ton/m ²
ADICIONAL BIBLIOTECA	0.05	ton/m ²

TABLA 7.1

El peso propio del concreto armado es el usado comúnmente para fines de diseño, por otro lado, el de la mampostería fue tomado de la tabla 3.2 (Cap. 3, pág. ex), debido a que no se han realizado pruebas en el sitio para obtenerlos de manera más aproximada.

Con estas cargas se sometió al modelo a un análisis elástico lineal, del cual se derivaron diversas distribuciones de esfuerzos, algunas de las cuales se resumen en la tabla siguiente.

MIEMBRO	Top	Bottom
	(kg/cm2)	(kg/cm2)
3	2.942	-2.942
56	1.352	-1.352
389	2.777	-2.777
601	1.542	-1.542
2855	14.046	-14.046
4240	3.24	-3.24
4390	6.571	-6.571
4391	6.595	-6.595
5832	6.65	-6.65
11043	3.515	-3.515
11659	5.524	-5.524
12687	4.318	-4.318
12791	6.988	-6.988
13141	7.453	-7.453
18225	10.671	-10.671
19138	9.183	-9.183
20026	3.813	-3.813
21536	10.606	-10.606
27824	2.743	-2.743
28114	9.184	-9.184
28276	3.397	-3.397
28386	5.314	-5.314
28389	5.776	-5.776
28523	4.299	-4.299
30248	5.007	-5.007
31949	3.529	-3.529

TABLA 7.2

Cabe señalar que los elementos revisados corresponden a zonas de daño existentes en la estructura, a fin de poder realizar una comparativa entre los mismos.

Las siguientes imágenes muestran los muros y los lugares en donde se encuentran las zonas señaladas en la tabla anterior.

Llevando un orden ascendente, la primera zona analizada corresponde al elemento 2855 perteneciente a las arcadas del primer patio, más específicamente dentro de la intersección entre el cuarto y quinto arco, de este a oeste (eje 21, de la figura xx), y la columna que es cruzada por los ejes 21 y F (de la figura xx). El elemento 12225 por otra parte, se encuentra ubicado de igual forma que el anterior con la diferencia de que este se localiza en la arcada del pasillo superior, tal y como se muestra en la figura 7.1.

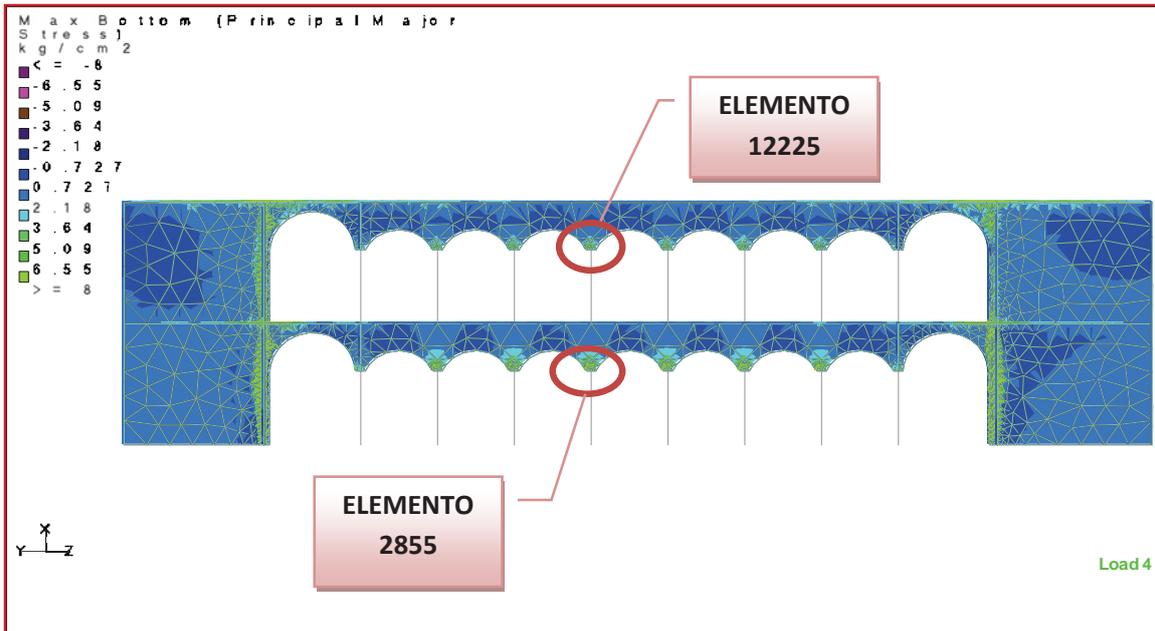


FIGURA 7.1

La figura 7.2 que veremos a continuación, muestra los elementos placa numero 4390 y 4391, ubicados en el muro superior (eje 12, figura xx), siendo el primer elemento mencionado el correspondiente a la parte inferior izquierda y el segundo se ubica en la parte inferior derecha, como se observa.

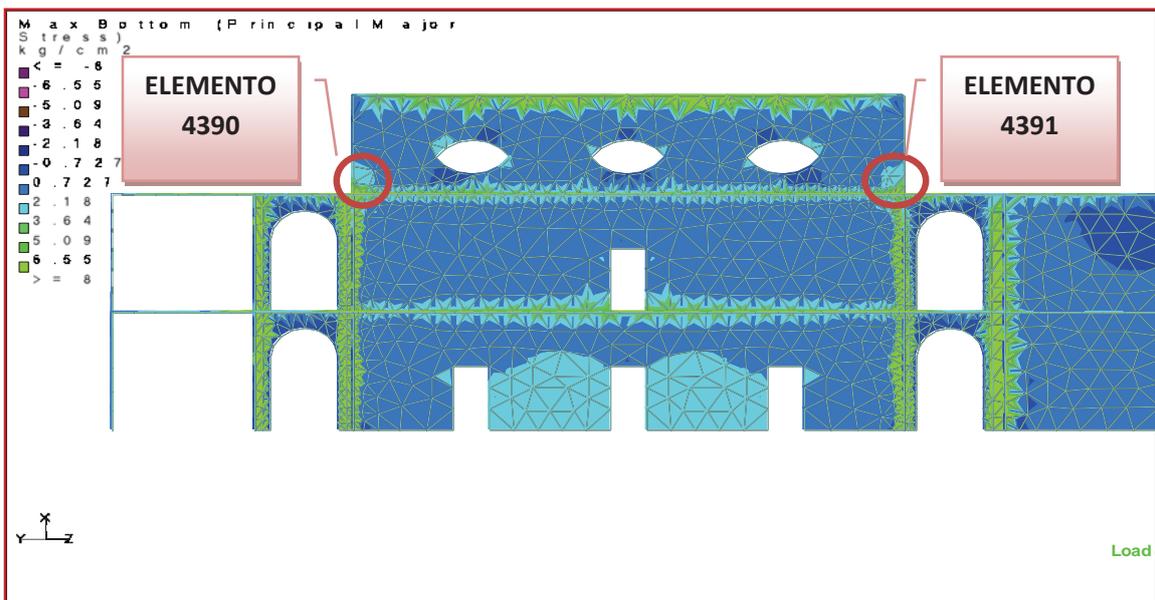
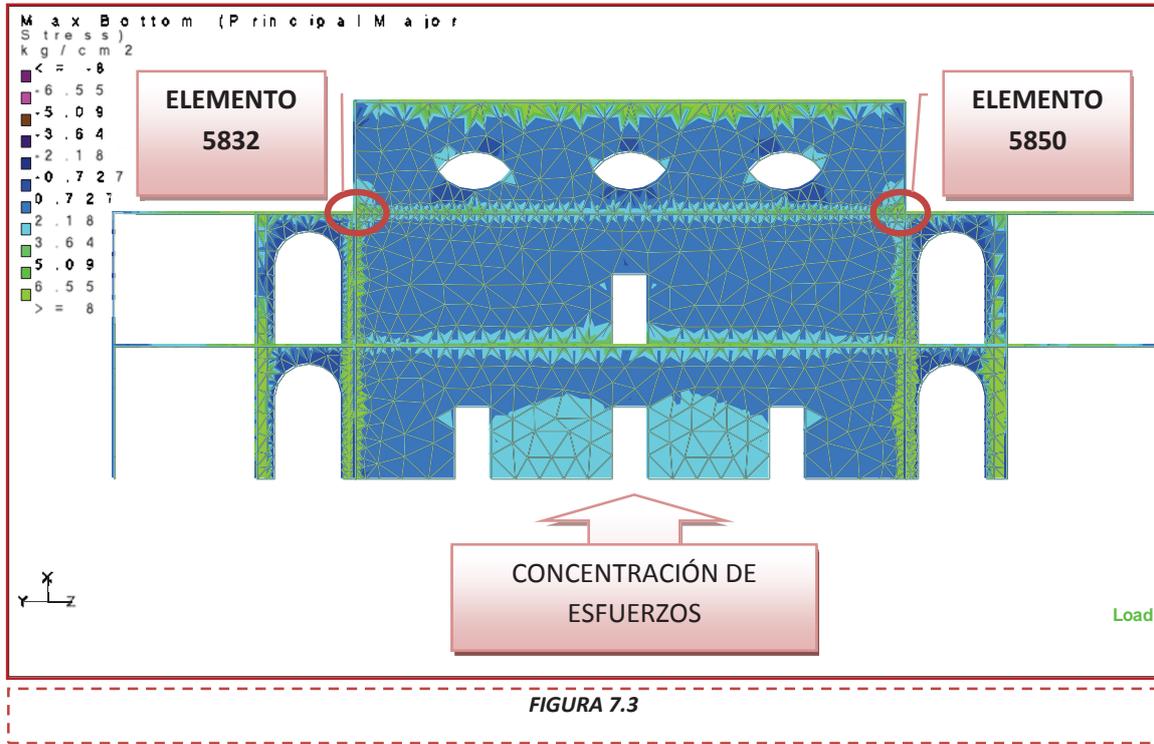


FIGURA 7.2

Los elementos 5832 y 5850 están igualmente ubicados en el muro superior (eje 13, de la figura 3.2), la figura 7.3 muestra tales zonas, apreciándose una concentración de esfuerzos muy marcada entre las aberturas de las puertas.



Los elementos siguientes muestran nuevamente esfuerzos altos en zonas de arcos en el primer patio (eje 14, figura 3.2), en la intersección del cuarto y quinto arco parte superior e inferior, donde se indican los elementos 11659 y 11888 respectivamente, más el elemento 30248 que plasma los esfuerzos a los que se ve sometido el arranque de la arcada del pasillo poniente, en la parte inferior del edificio, donde se presentan daños físicos reales. Figura 7.4.

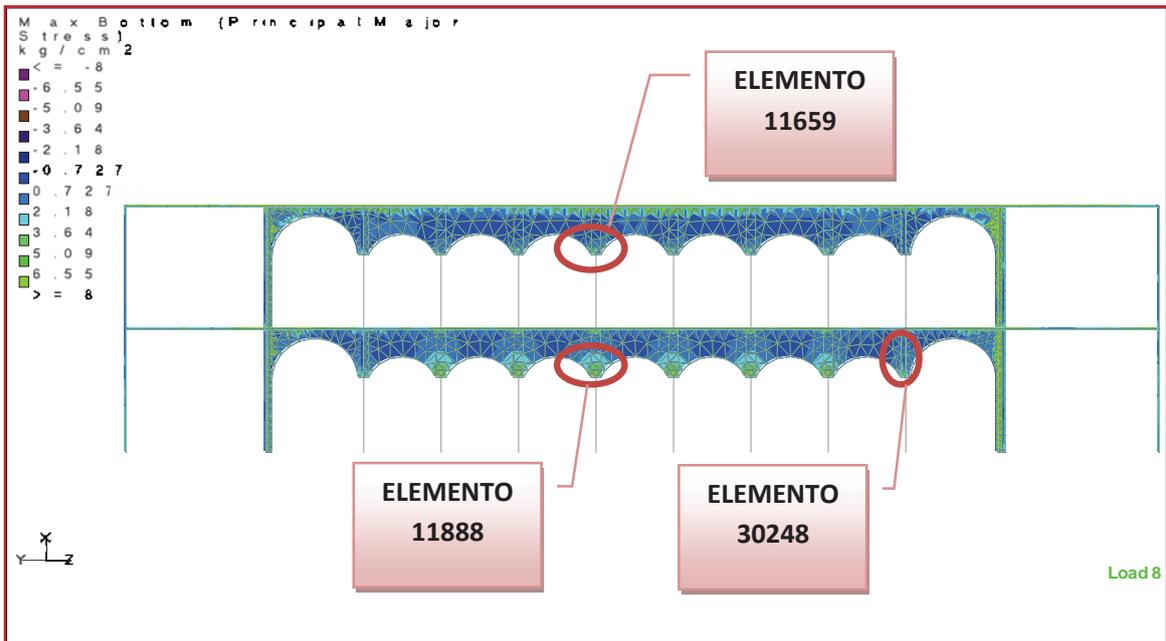


FIGURA 7.4

El elemento más representativo para el caso de la serie de arcos sur del segundo patio (eje 11, figura 3.2), es el numero 12791 correspondiente a la intersección entre el cuarto y quinto arco. No se mencionan los demás ya que se encuentran en un rango de esfuerzos inferior.

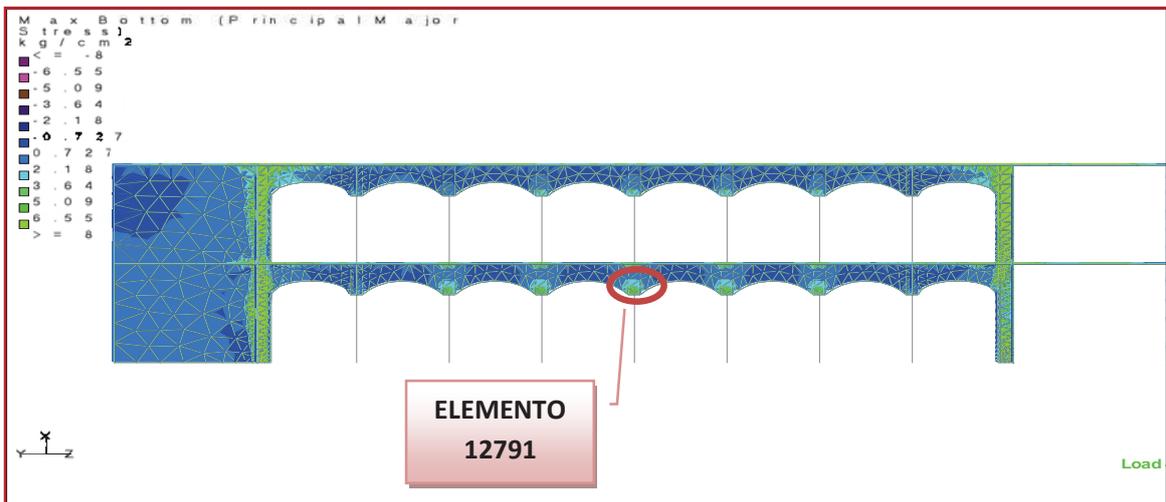


FIGURA 7.5

El elemento numero 13141 define los esfuerzos generados en los arcos del segundo patio pero ahora en la serie norte (eje 7, figura 3.2).

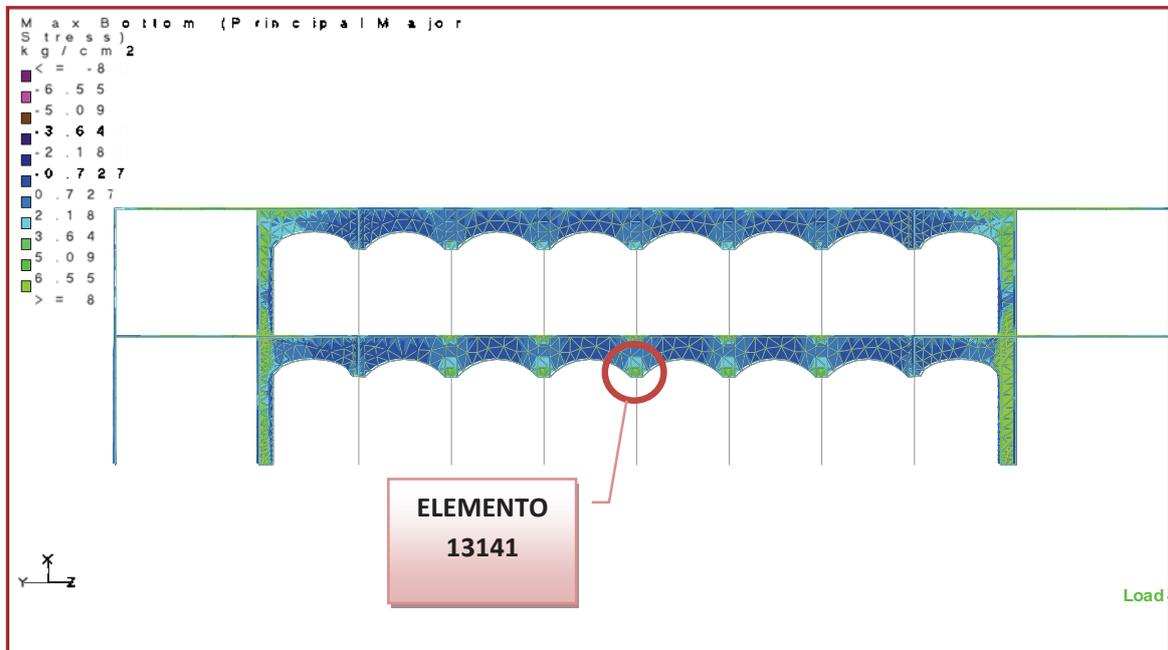


FIGURA 7.6

Las siguientes dos figuras muestran todo el eje J (figura 3.2), aquí revisaremos los arcos sobre dicha línea. Se pueden observar en esta parte las zonas rígidas, que se encuentran por lo general en las conexiones entre arcos y muros, valores de esfuerzo que no se considerarán como reales, por derivarse de una zona que se definió para representar de manera aproximada las superficies de cruce entre los muros, modelados como elementos placa en nuestro caso.

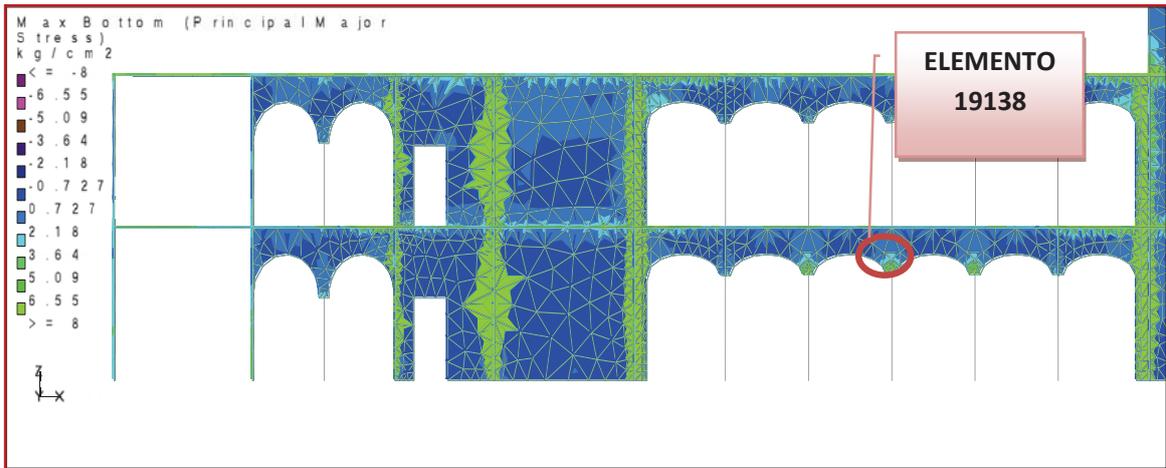


FIGURA 7.7.A, PARTE NORTE EJE J.

La continuación del eje lo veremos en la siguiente figura, donde nuevamente se consideró el arco más desfavorable para el estudio de esfuerzos del edificio. Si observamos la tabla 7.1 se puede apreciar que ante cargas gravitacionales, la columna y el arco esta bajo acciones de tensión altas.

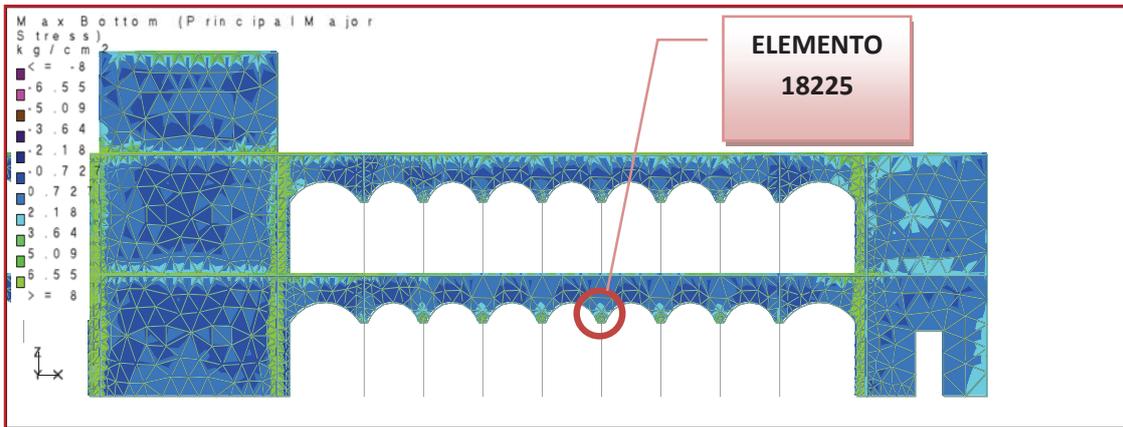
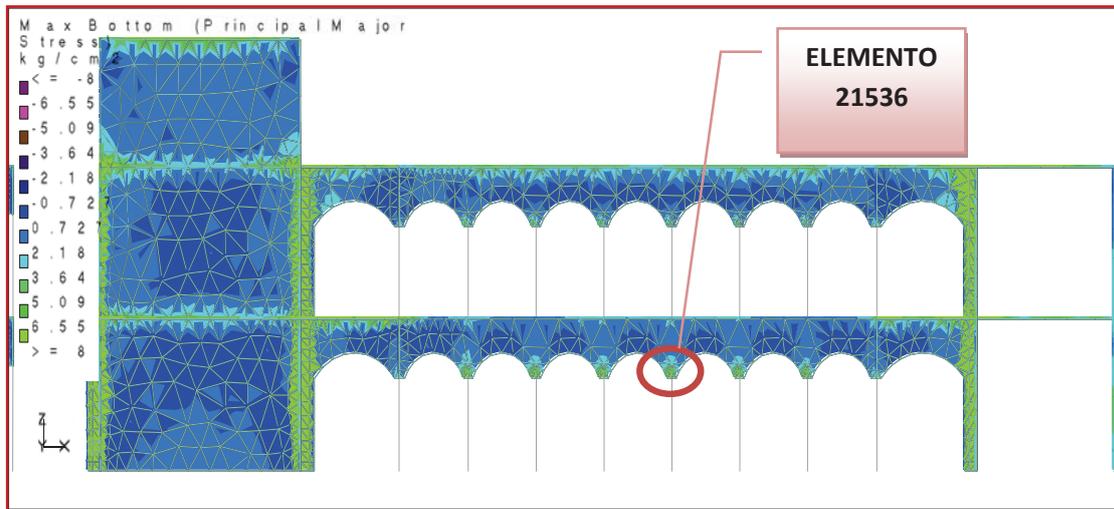
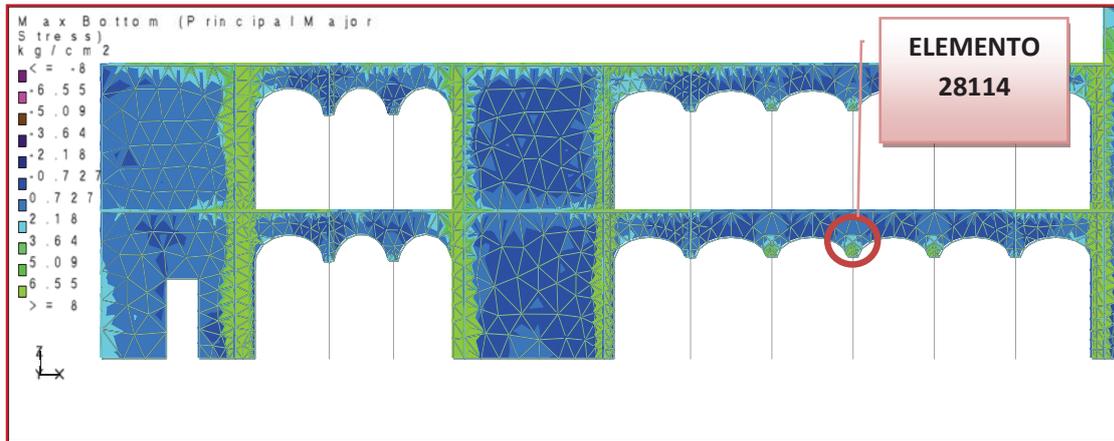


FIGURA 7.7.B, PARTE SUR DEL EJE J.

Los elementos 21536 y 28523 se encuentran ubicados exactamente en la misma posición que los anteriores, solo que ahora sobre el eje C (figura 3.2), mostrando valores casi idénticos solo variando por unas décimas.



En los resultados anteriores pudimos ver la distribución de esfuerzos para cargas gravitacionales en los puntos más críticos del edificio, donde se aprecia que la estructura experimenta daños en diferentes zonas, lo cual se puede corroborar con los daños físicos existentes en la estructura, y que se presentan en las imágenes de los anexos B y C.

8.-ANÁLISIS SÍSMICO MODAL ESPECTRAL.

8.1.- SISMO CON PERIODO DE RETORNO DE 475 AÑOS.

8.1.1.- ESTADO DE ESFUERZOS.

Para este análisis se utilizaron los espectros de peligro uniforme, mostrados en el capítulo 5, los cuales como se mencionó en su momento fueron construidos a partir de un estudio de peligrosidad sísmica para el sitio, considerando períodos de retorno de 475 y 975 años, con lo cual fue posible conocer el comportamiento de la estructura ante estas posibles acciones, combinada a su vez con las cargas gravitacionales y considerando efectos bidireccionales de acuerdo con estipulado en el Reglamento de Construcciones para el Estado de Michoacán (1990).

La siguiente tabla muestra las combinaciones de carga utilizadas para este análisis.

COMBINACIONES DE CARGA		
TIPO	NUMERO DE CASO	NOMBRE
PRIMARIO	1	LOAD CASE 1
PRIMARIO	2	SISMO X
PRIMARIO	3	SISMO Y
COMBINACIÓN	4 = 1	CP
COMBINACIÓN	5	CP+SX+0.3SY
COMBINACIÓN	6	CP-SX-0.3SY
COMBINACIÓN	7	CP+SX-0.3SY
COMBINACIÓN	8	CP-SX+0.3SY
COMBINACIÓN	9	CP+0.3SX+SY
COMBINACIÓN	10	CP-0.3SX-SY
COMBINACIÓN	11	CP+0.3SX-SY
COMBINACIÓN	12	CP-0.3SX+SY

TABLA 8.1

En los casos de análisis por sismo de la estructura, se estudió de igual forma los mismos elementos o zonas, esto con el fin de ver la variación de la distribución de esfuerzos

dentro de las mismas, e intrínsecamente conocer la variación en la magnitud de las acciones.

La siguiente tabla muestra los valores de los esfuerzos en las placas estudiados, ante las combinaciones de carga predominantes en el sistema, esquematizando solo la imagen del estado de mayor daño.

ELEMENTOS DE ESTUDIO				
ELEMENTO	MÁXIMOS		CASOS EN LOS QUE SE PRESENTAN	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
3	7.1411	-3.7698	CP+0.3SX+SY	CP-0.3SX-SY
56	5.3307	-2.0701	CP+SX+0.3SY	CP-0.3SX-SY
389	5.8398	-2.9421	CP+0.3SX+SY	CP-0.3SX-SY
601	5.7995	-2.3474	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
2855	20.9908	-14.5216	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
4240	5.9902	-3.4893	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
4390	16.7709	-10.2888	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
4391	16.1332	-9.8117	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
5832	16.5593	-10.5593	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
11043	6.6586	-4.1674	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
11659	13.634	-6.0576	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
12687	9.6911	-5.0087	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
12791	10.1423	-7.4231	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
13141	9.0787	-7.703	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
18225	15.4893	-11.0649	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
19138	10.5963	-9.2668	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
20026	6.4916	-3.9577	CP-0.3SX-SY	CP+SX+0.3SY
21536	15.9992	-11.0158	CP-0.3SX-SY	CP-0.3SX-SY
27824	7.3048	-3.6864	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
28114	11.013	-9.2769	CP-0.3SX-SY	CP-0.3SX-SY
28276	6.1955	-3.5549	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
28386	7.2375	-5.4081	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
28389	7.5307	-5.8781	CP-SX-0.3SY	CP-SX+0.3SY
28523	6.4677	-4.4729	CP-0.3SX-SY	CP+SX-0.3SY
30248	7.853	-5.1005	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
31949	5.6079	-3.8844	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY

FIGURA 8.2

Como se puede observar en esta tabla ya se presentan más elementos o zonas de estudio, debido al incremento de carga proporcionada por las fuerzas combinadas de gravedad y sismo, lo cual deriva en variaciones importantes de esfuerzos en el sistema estructural.

La intención de mostrar los dos estados de carga predominantes, tiene como fin testificar que los esfuerzos máximos a que se ve sometida la estructura tienen magnitudes muy parecidas entre las diferentes combinaciones de carga, por lo que cualquiera de ellas podría afectar la edificación.

Comenzando en orden ascendente comenzaremos con los elementos 3, 56 y 389. Ubicados en el muro correspondiente a la entrada principal (eje 23, figura 3.2), que en el caso de análisis por cargas permanentes no figuraban sus efectos.

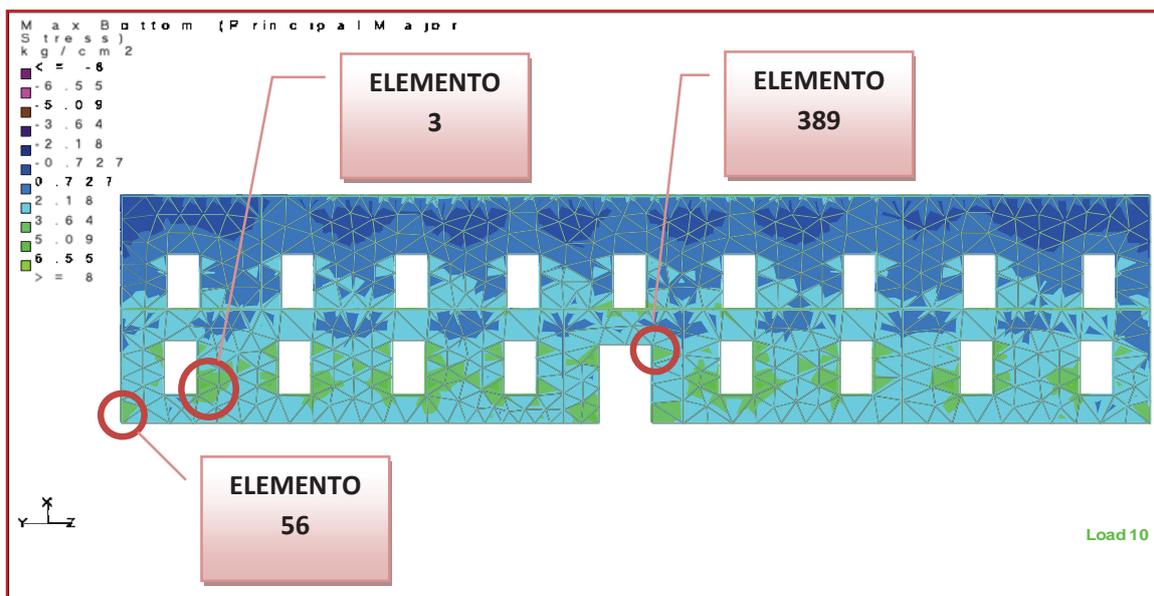


FIGURA 8.1

La siguiente imagen corresponde al elemento 601 situado en la parte inferior derecha de la puerta de la entrada (eje 22, figura 3.2), donde se observa una concentración de esfuerzo de tensión importante.

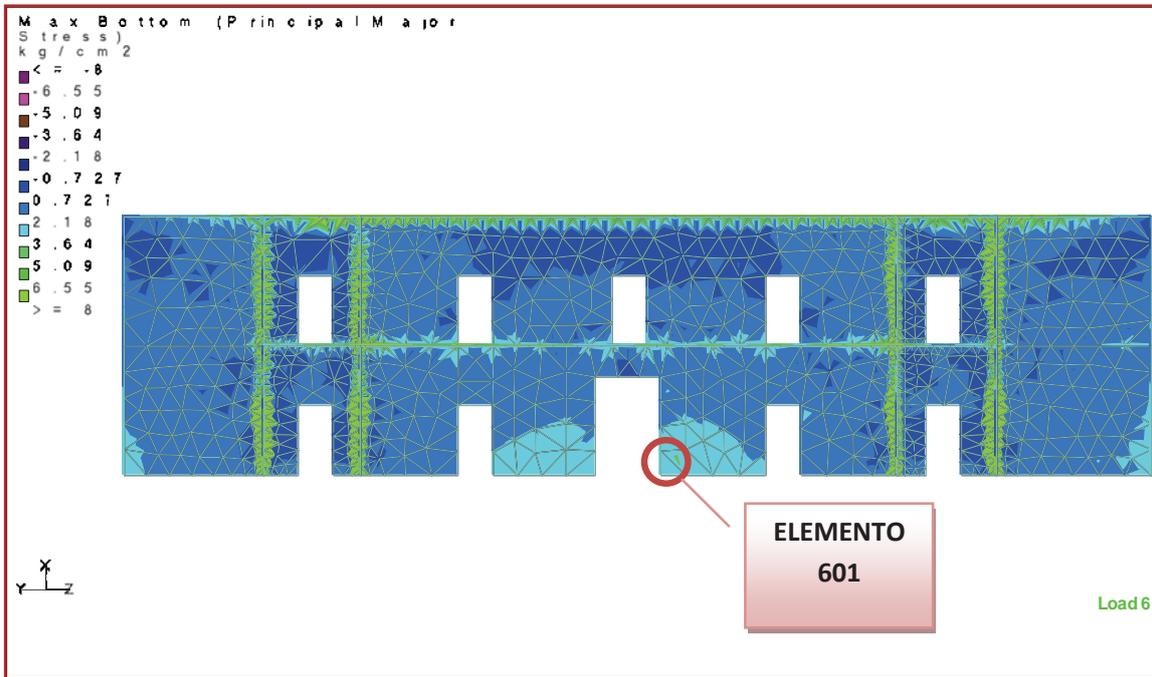


FIGURA 8. 2

Apartir de esta imagen se comienza a notar el incremento de esfuerzos en los diferentes elementos, denotando una distribución mas concentrada de los mismos.

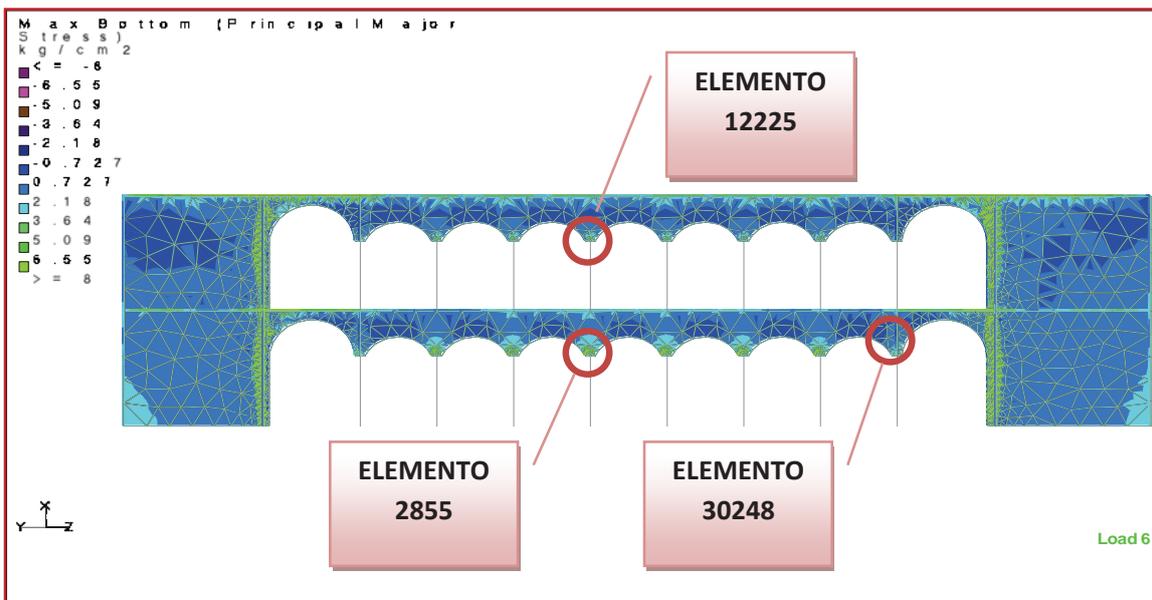


FIGURA 8. 3

El elemento con mayor esfuerzo a tensión que se pudo encontrar es el elemento 2855, que como vemos en la tabla 8.2. Es de más de 20 kg/cm², para la combinación de carga 10.

Comparando los resultados numéricos de los valores de estos elementos con carga permanente (como se puede ver en la tabla 7.2), contra los mostrados de la tabla 8.2 (parte 1), podemos ver un incremento significativo de los esfuerzos debidos a la aplicación de fuerzas sísmicas. Por este motivo aparece un número mayor elementos con posible daño, tal es el caso del elemento 4240, mostrado como representativo de las demás placas esforzadas por las acciones laterales.

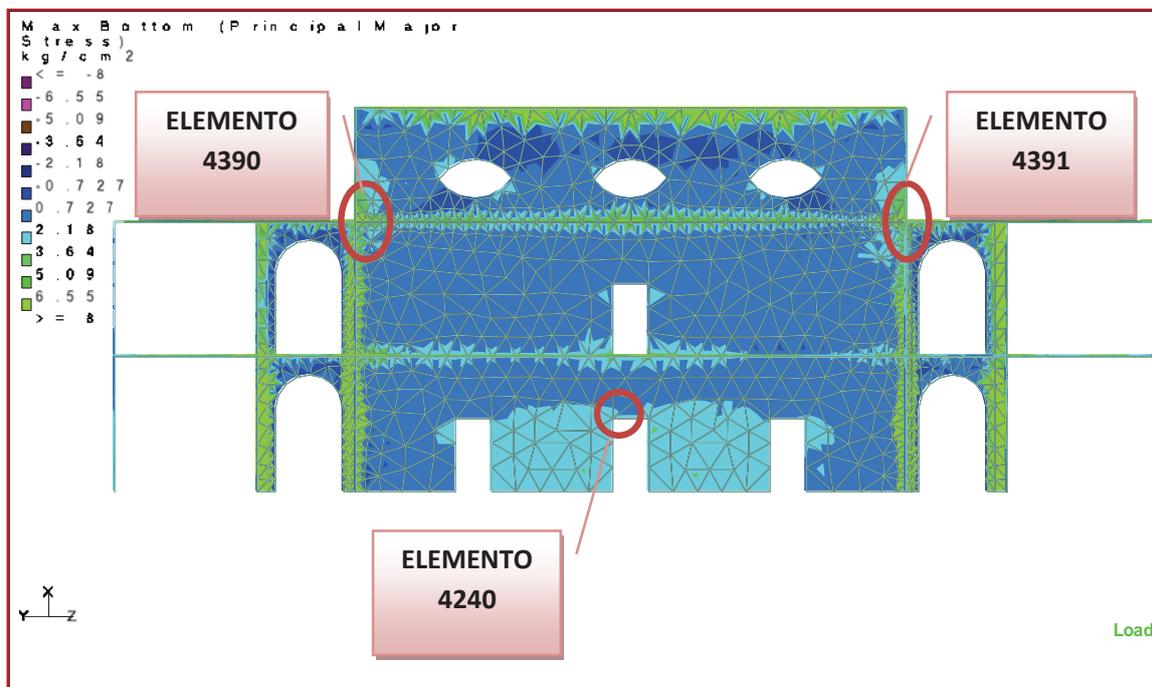


FIGURA 8.4

En el elemento 5832 (figura 8.5), los efectos de las cargas se ven aumentados en más del 280%, con respecto al análisis gravitacional, siendo este incremento el más importante dentro de este análisis. Mientras tanto la placa numero 5850, muestra también un aumento en los esfuerzos excesivo, de alrededor de un 270%, respecto a los valores de la tabla 7.2. Esto se muestra en el eje 12 de la figura 3.2.

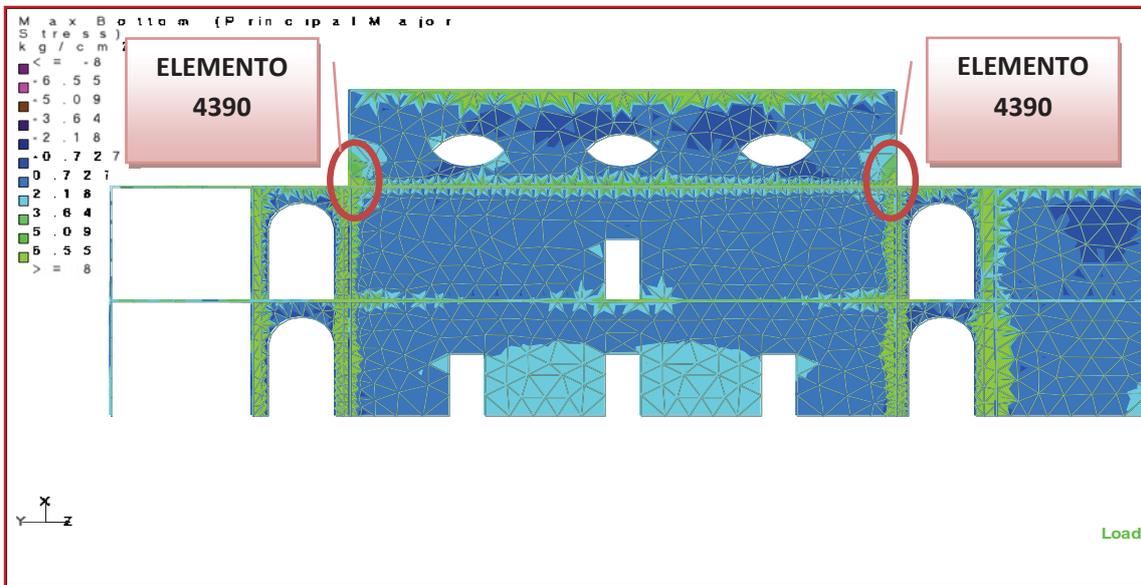


FIGURA 8. 5

En las siguientes dos figuras se muestra la fachada norte (eje 1, figura 3.2), en la que el primer caso de carga no muestra alteraciones de gran importancia (figura 8.6.A), mientras que en el caso de la combinación de carga seis, predominante, (figura 8.6.B), podemos ver claramente un reacomodo en los esfuerzos muy importante sobre todo en todo el primer nivel, en donde aparecen tensiones superiores a las permisibles por el material, sobre todo entre las puertas, esquinas de ventanas y la esquina inferior derecha de la imagen, que es en este caso la placa en estudio (elemento).

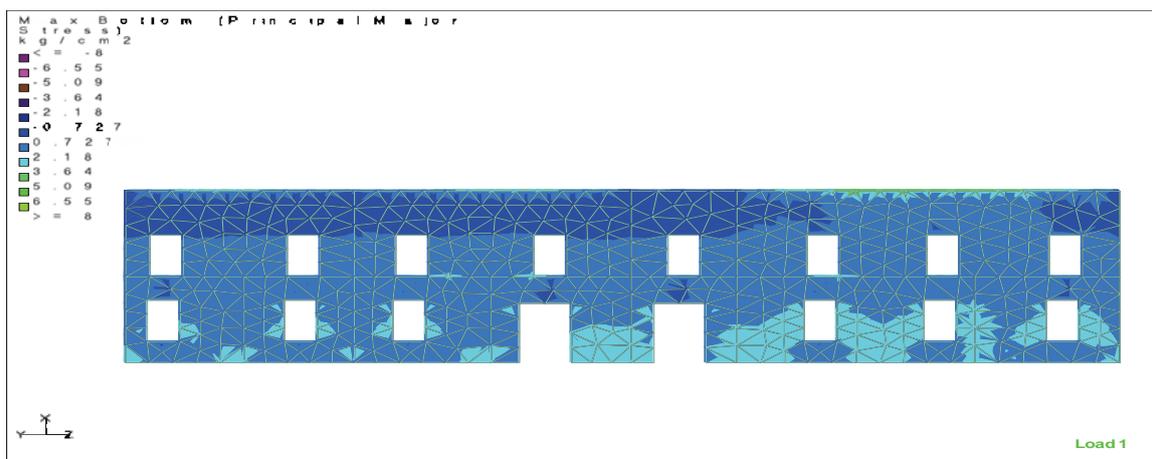


FIGURA 8. 6. A

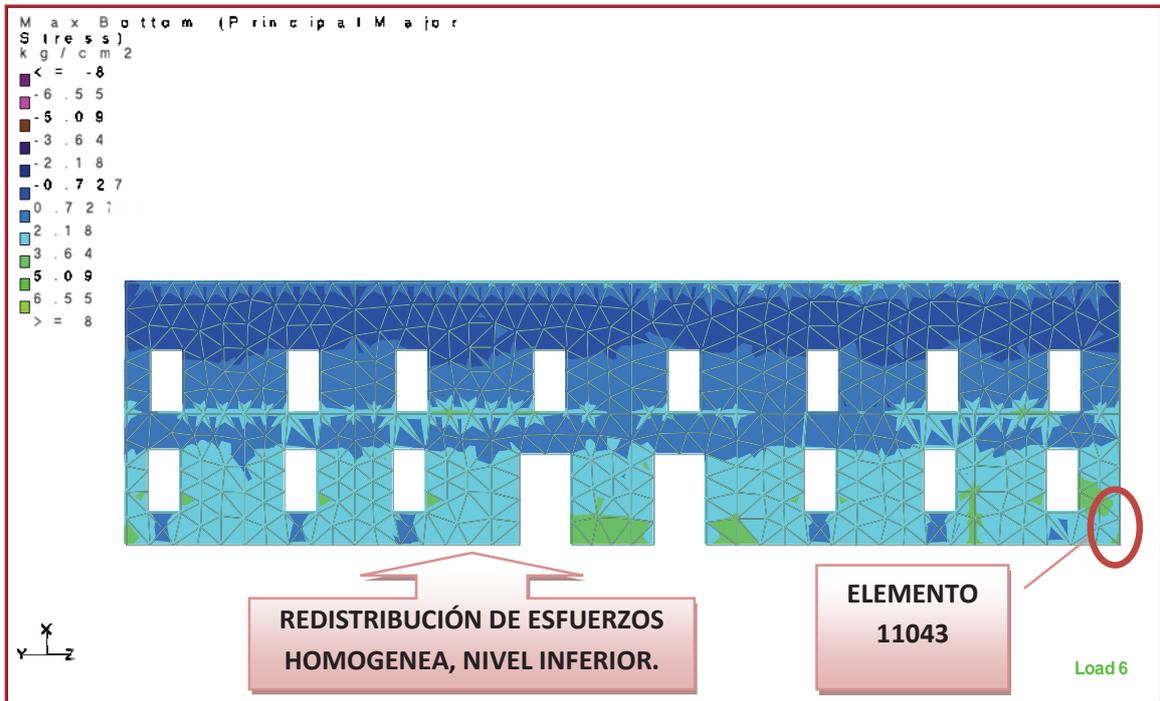


FIGURA 8. 6. B

La figura siguiente muestra los elementos 11659 y 11888, integrantes de la arcada norte (eje 14, figura 3.2), siendo en la primera en la que se nota mayor incremento de alrededor de 5kg/cm² de esfuerzos de tensión, y que se ubica en la planta inferior en la intersección central de los arcos.

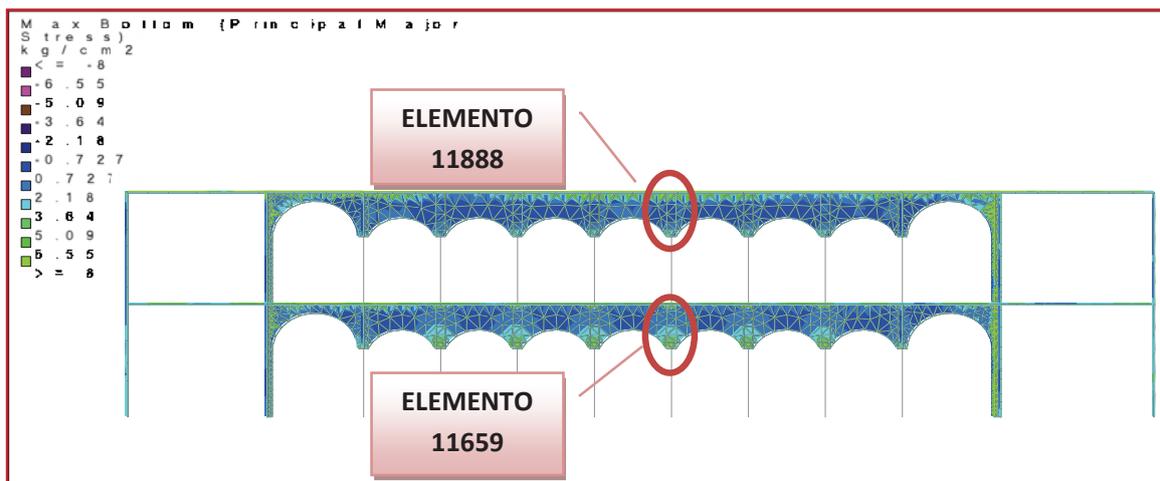


FIGURA 8. 7

En estos elementos podemos ver que la carga en tensión sigue siendo más importante que la de compresión, aumentando sus valores sobre todo en la parte superior en donde, con dicho incremento se pone en nivel de riesgo el elemento placa estudiado.

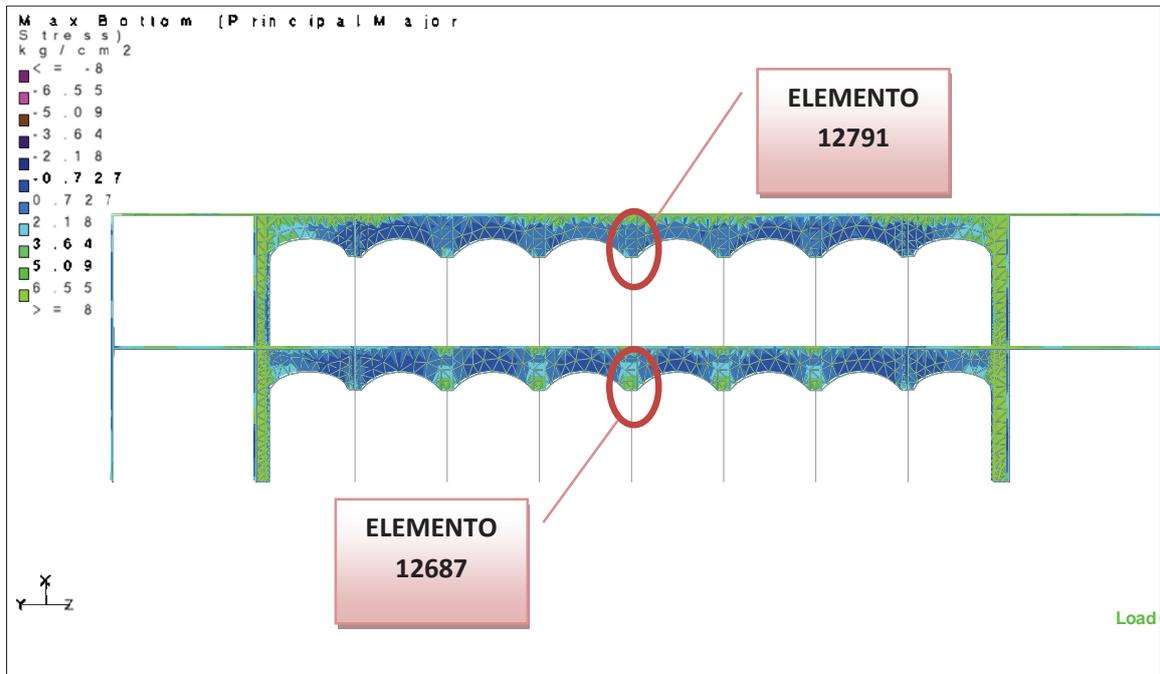


FIGURA 8. 8

La arcada que presenta menos cambios, en cuanto a esfuerzos debidos a cargas permanente y horizontales se refiere, es la del ubicada sobre el eje 7, siendo la más estable de la estructura.

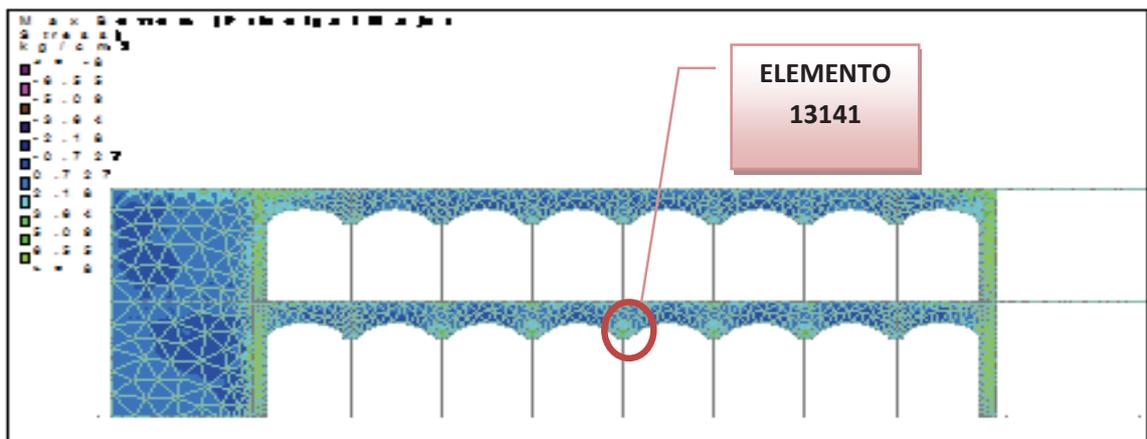


FIGURA 8. 9

Los elementos siguientes muestran un nuevo incremento como ya está bastante marcado, lo es importante señalar en esta parte, es que los arcos son los elementos estructurales más afectados en la edificación.

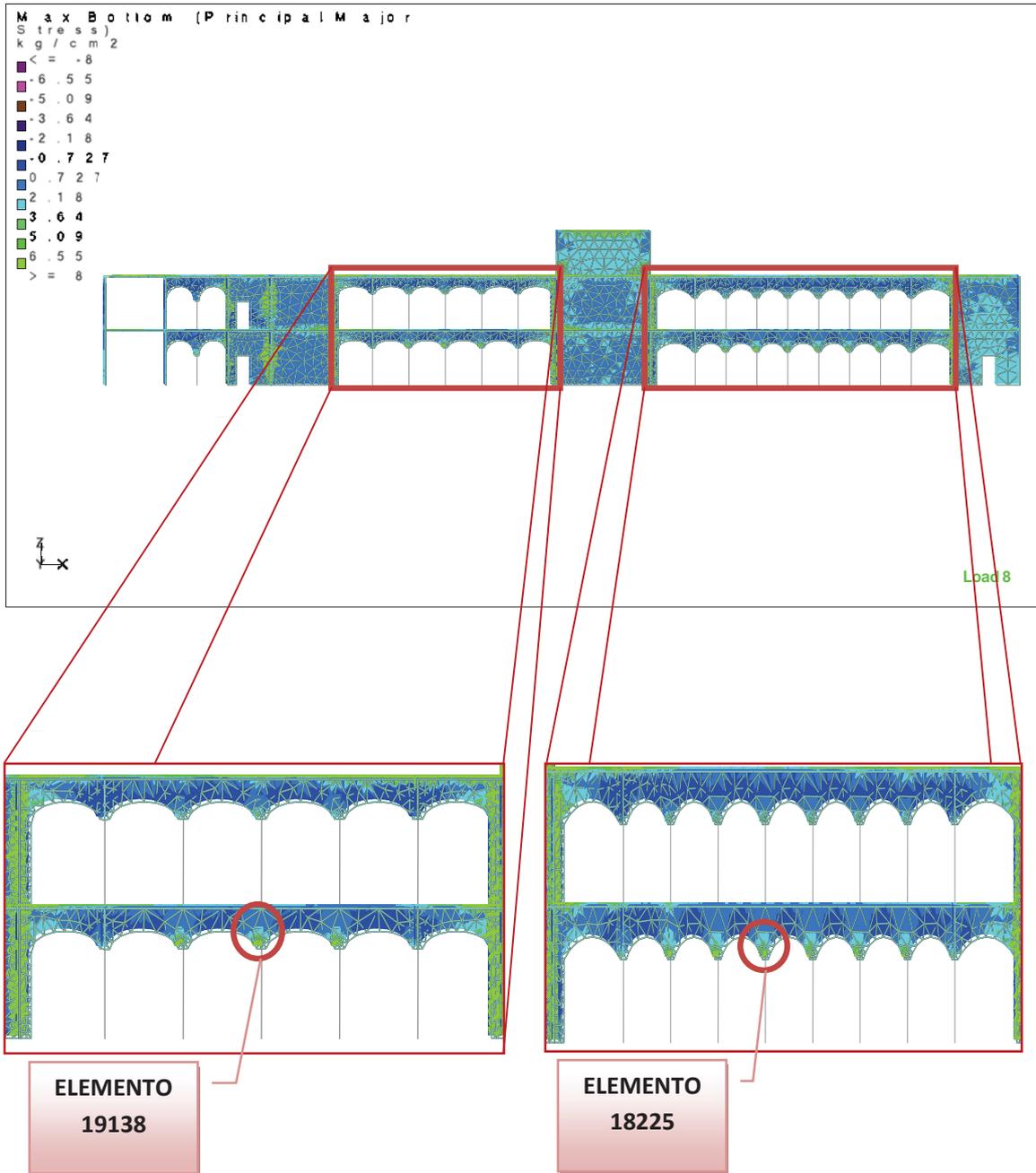


FIGURA 8. 10

8.1.2. DESPLAZAMIENTOS.

Los desplazamientos a los que se ve sometida la edificación son muy pequeños como se puede ver en la tabla siguiente, comparándolos con las disposiciones de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), que dicen que los desplazamientos horizontales máximos deben de ser menores de 0.012, de la distancia horizontal con respecto a la altura vertical del punto del cual se refiere, y mayores al 0.006 de la misma relación.

En las imágenes tal y tal se muestran los desplazamientos debidos al sismo de 475 años, en puntos críticos de la estructura, indicando los valores horizontales en milímetros y los rotacionales en radianes, además del estado de carga en el que se presenta y el número de nodo, como se aprecia en la tabla número.

NODO	CASO DE CARGA	X	Y	Z	RESULTANTE	rX	rY	rZ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)	(rad)
9413	11:CP+0.3SX-SY	4.901	-9.173	-5.424	11.729	-0.001	-0.001	0.000
13345	6:CP-SX-0.3SY	-17.023	-3.205	-5.886	18.295	0.000	0.000	0.000
5494	8:CP-SX+0.3SY	-4.498	3.418	-4.504	7.225	0.001	-0.001	0.000
3148	10:CP-0.3SX-SY	-2.548	-13.033	-5.930	14.544	-0.001	0.000	0.000
6379	8:CP-SX+0.3SY	-3.782	0.916	0.114	3.893	0.000	-0.001	0.000
11420	6:CP-SX-0.3SY	-14.458	-3.343	-16.504	22.195	0.000	0.000	0.000
2589	8:CP-SX+0.3SY	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	-0.001	0.000
25065	10:CP-0.3SX-SY	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.005	-0.002	0.000
12963	11:CP+0.3SX-SY	3.408	-8.864	-9.156	13.191	0.000	0.003	0.000
23766	6:CP-SX-0.3SY	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.002	-0.004	0.000
1416	10:CP-0.3SX-SY	-2.393	-9.792	-1.087	10.139	0.000	0.000	-0.002
9719	11:CP+0.3SX-SY	1.108	-7.399	-5.385	9.218	0.000	0.001	0.001

TABLA 8. 3

La figura siguiente muestra una vista en planta del edificio, indicando con un punto rojo los lugares en donde se localizan los nodos más desplazados de la estructura, además de señalarse el nombre de cada uno de estos.

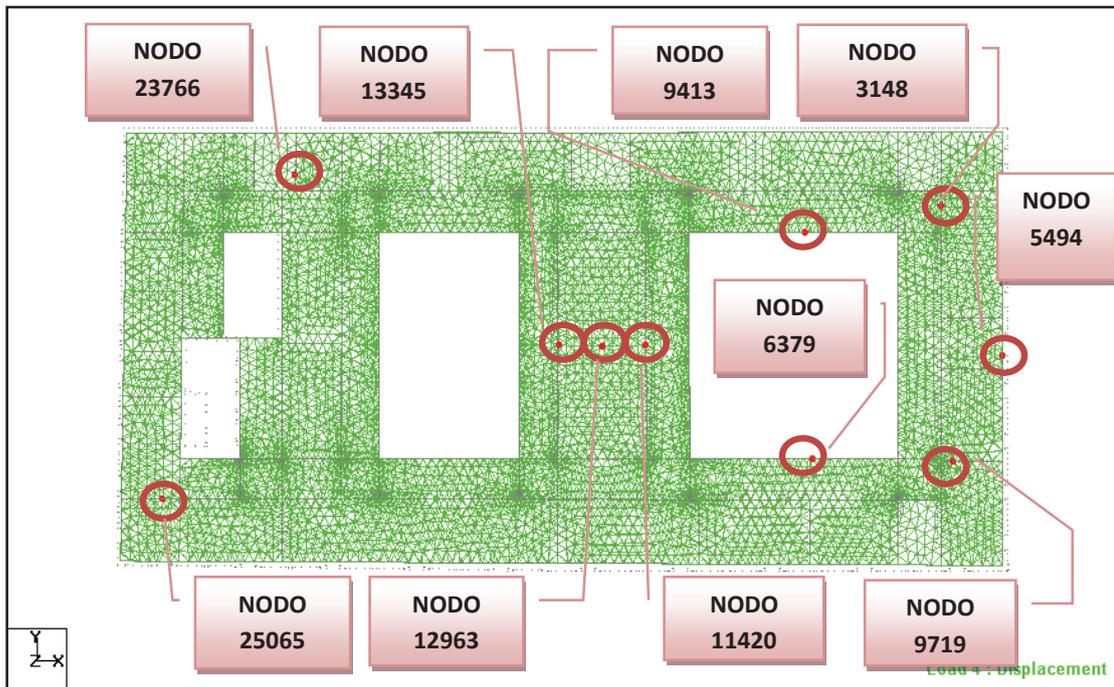


FIGURA 8.11

Es posible entonces visualizar que el nodo con desplazamiento mayor es el número 11420, que se encuentra en el muro superior del edificio en la parte central del eje 13 (figura 3.1); aun así, su desplazamiento no es muy significativo tomando en cuenta su altura, lo cual es bastante congruente con el tipo de edificio que se está tratando.

En la figura 8.12 podemos ver los desplazamientos en dirección z, vista desde la fachada sur; mientras que en la figura 8.13 veremos una vista lateral del edificio, en la que se aprecia la resultante de desplazamientos, todo para el nodo 11420.

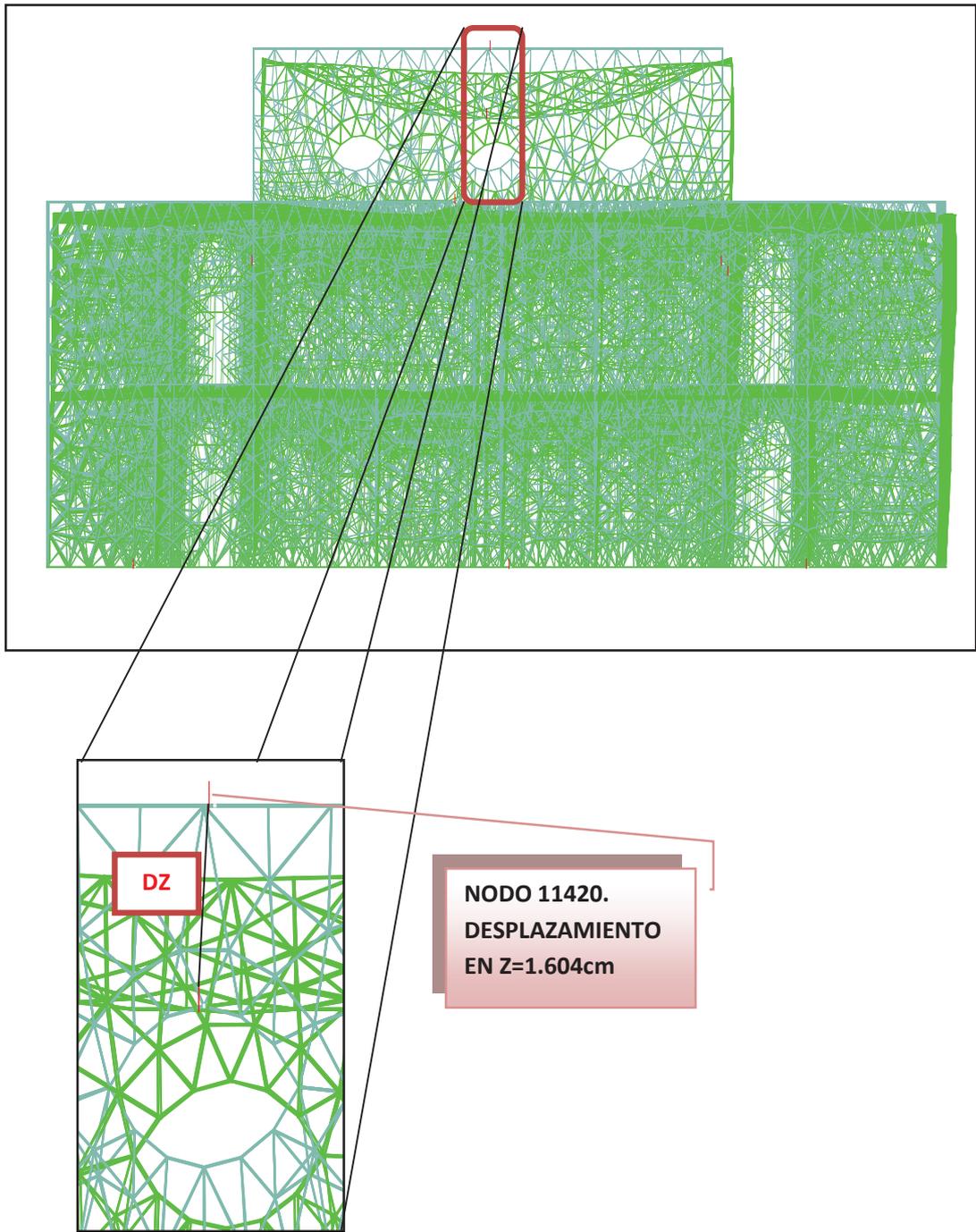


FIGURA 8.12

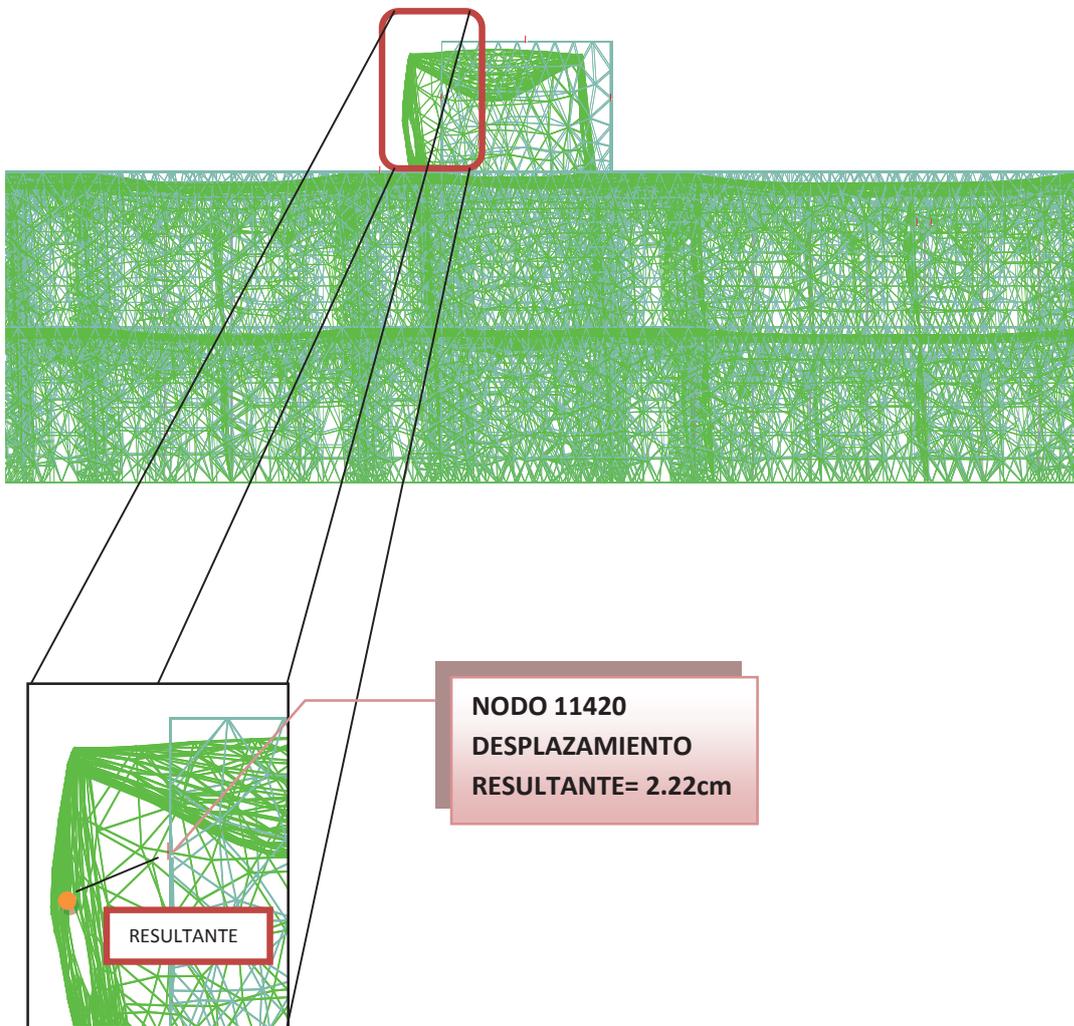


FIGURA 8.13

8.2.- SISMO CON PERIODO DE RETORNO DE 975 AÑOS.

8.2.1.- ESTADO DE ESFUERZOS.

Los esfuerzos para este caso se incrementan aun más en todas las zonas del edificio, que en comparación con el sismo de 475 años no es muy superior, solo aumentando en algunas zonas un par de kilogramos más de esfuerzo de tensión y solo unas cuantas milésimas de kilogramo sobre centímetro cuadrado de esfuerzo de compresión, pero siempre afectando los elementos de arcos, y esquinas de muros, ventanas y la parte inferior de los muros superiores, como se verá en la tabla tal.

En la siguiente tabla se muestra los valores de los esfuerzos sometidos a este sismo.

ELEMENTOS DE ESTUDIO				
ELEMENTO	MÁXIMOS		CASOS EN LOS QUE SE PRESENTAN	
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR
3	8.2119	-3.9803	CP+0.3SX+SY	CP-0.3SX-SY
56	6.3414	-2.2536	CP+SX+0.3SY	CP-0.3SX-SY
389	6.6215	-2.9843	CP+0.3SX+SY	CP-0.3SX-SY
601	6.8842	-2.5527	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
2855	22.7411	-14.6415	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
4240	6.6914	-3.5533	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
4390	19.3488	-11.2306	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
4391	18.542	-10.6263	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
5832	19.063	-11.5498	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
11043	7.4552	-4.3332	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
11659	15.6848	-6.1919	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
12687	11.0473	-5.1822	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
12791	10.932	-7.5312	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
13141	9.489	-7.7654	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
18225	16.7124	-11.1657	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
19138	10.9556	-9.288	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY
20026	7.1697	-3.9942	CP-0.3SX-SY	CP+SX+0.3SY
21536	17.3678	-11.1192	CP-0.3SX-SY	CP-0.3SX-SY
27824	8.461	-3.9245	CP-SX-0.3SY	CP+SX-0.3SY
28114	11.477	-9.2997	CP-0.3SX-SY	CP-0.3SX-SY
28276	6.9015	-3.5951	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
28386	7.7234	-5.4313	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
28389	7.9726	-5.9029	CP-SX-0.3SY	CP-SX+0.3SY
28523	7.0171	-4.5171	CP-0.3SX-SY	CP+SX-0.3SY
30248	8.5762	-5.1244	CP-SX-0.3SY	CP-SX-0.3SY
31949	6.1372	-3.9744	CP-0.3SX-SY	CP+0.3SX-SY

FIGURA 8. 4

Para evitar redundancia y exceso de figuras, pondremos en esta ocasión una tabla comparativa entre los esfuerzos a los que se puede ver sometido el colegio, ante los diferentes niveles de sismo considerados.

TABLA DE DIFERENCIAS

ELEMENTO	SISMO 975 AÑOS		SISMO 475 AÑOS		INCREMENTO (Kg/cm2)	
	MÁXIMOS		MÁXIMOS		SUPERIOR	INFERIOR
	SUPERIOR	INFERIOR	SUPERIOR	INFERIOR		
3	8.2119	-3.9803	7.1411	-3.7698	1.0708	-0.2105
56	6.3414	-2.2536	5.3307	-2.0701	1.0107	-0.1835
389	6.6215	-2.9843	5.8398	-2.9421	0.7817	-0.0422
601	6.8842	-2.5527	5.7995	-2.3474	1.0847	-0.2053
2855	22.7411	-14.6415	20.9908	-14.5216	1.7503	-0.1199
4240	6.6914	-3.5533	5.9902	-3.4893	0.7012	-0.0640
4390	19.3488	-11.2306	16.7709	-10.2888	2.5779	-0.9418
4391	18.5420	-10.6263	16.1332	-9.8117	2.4088	-0.8146
5832	19.0630	-11.5498	16.5593	-10.5593	2.5037	-0.9905
11043	7.4552	-4.3332	6.6586	-4.1674	0.7966	-0.1658
11659	15.6848	-6.1919	13.6340	-6.0576	2.0508	-0.1343
12687	11.0473	-5.1822	9.6911	-5.0087	1.3562	-0.1735
12791	10.9320	-7.5312	10.1423	-7.4231	0.7897	-0.1081
13141	9.4890	-7.7654	9.0787	-7.7030	0.4103	-0.0624
18225	16.7124	-11.1657	15.4893	-11.0649	1.2231	-0.1008
19138	10.9556	-9.2880	10.5963	-9.2668	0.3593	-0.0212
20026	7.1697	-3.9942	6.4916	-3.9577	0.6781	-0.0365
21536	17.3678	-11.1192	15.9992	-11.0158	1.3686	-0.1034
27824	8.4610	-3.9245	7.3048	-3.6864	1.1562	-0.2381
28114	11.4770	-9.2997	11.0130	-9.2769	0.4640	-0.0228
28276	6.9015	-3.5951	6.1955	-3.5549	0.7060	-0.0402
28386	7.7234	-5.4313	7.2375	-5.4081	0.4859	-0.0232
28389	7.9726	-5.9029	7.5307	-5.8781	0.4419	-0.0248
28523	7.0171	-4.5171	6.4677	-4.4729	0.5494	-0.0442
30248	8.5762	-5.1244	7.8530	-5.1005	0.7232	-0.0239
31949	6.1372	-3.9744	5.6079	-3.8844	0.5293	-0.0900

TABLA 8.5

Lo que nos permite ver la tabla anterior es que la diferencia entre los efectos de los sismos es muy pequeña, cambiando poco la distribución de esfuerzos, por lo que los daños esperados serían similares para las dos condiciones.

8.2.2.- DESPLAZAMIENTOS.

La tabla siguiente muestra los valores máximos con respecto a cada una de las direcciones, además de que también se muestran las rotaciones sufridas por los nodos más desplazados. Lo que nos permite ver esta tabla es que el nodo más crítico sigue siendo el 11420 solo que ahora con un incremento de casi 3mm.

NODO	CASO DE CARGA	X	Y	Z	RESULTANTE	rX	rY	rZ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(rad)	(rad)	(rad)
9413	5:CP+SX+0.3SY	20.083	4.275	-4.997	21.132	0	0	0
13345	6:CP-SX-0.3SY	-20.963	-4.01	-5.988	22.168	-0.001	0	0
7407	9:CP+0.3SX+SY	2.811	16.613	-5.159	17.621	0.001	0	0
3148	10:CP-0.3SX-SY	-3.201	-16.198	-5.978	17.56	-0.001	0	0
14396	2:SISMO X	13.666	0.726	2.658	13.941	0	0.001	0
11420	6:CP-SX-0.3SY	-18.124	-4.184	-16.895	25.128	0	0	0
25065	10:CP-0.3SX-SY	0	0	0	0	-0.006	-0.002	0
23766	6:CP-SX-0.3SY	0	0	0	0	-0.002	-0.005	0
1416	9:CP+0.3SX+SY	2.921	12.048	-0.786	12.422	0	0	0.003

TABLA 8.6

En la figura 8.14 se observan los nodos más desplazados de Colegio, ante las cargas provocadas por el sismo de 975 años. A partir de los resultados se obtuvo una diferencia de desplazamiento en el eje x global de 4mm en el punto más crítico.

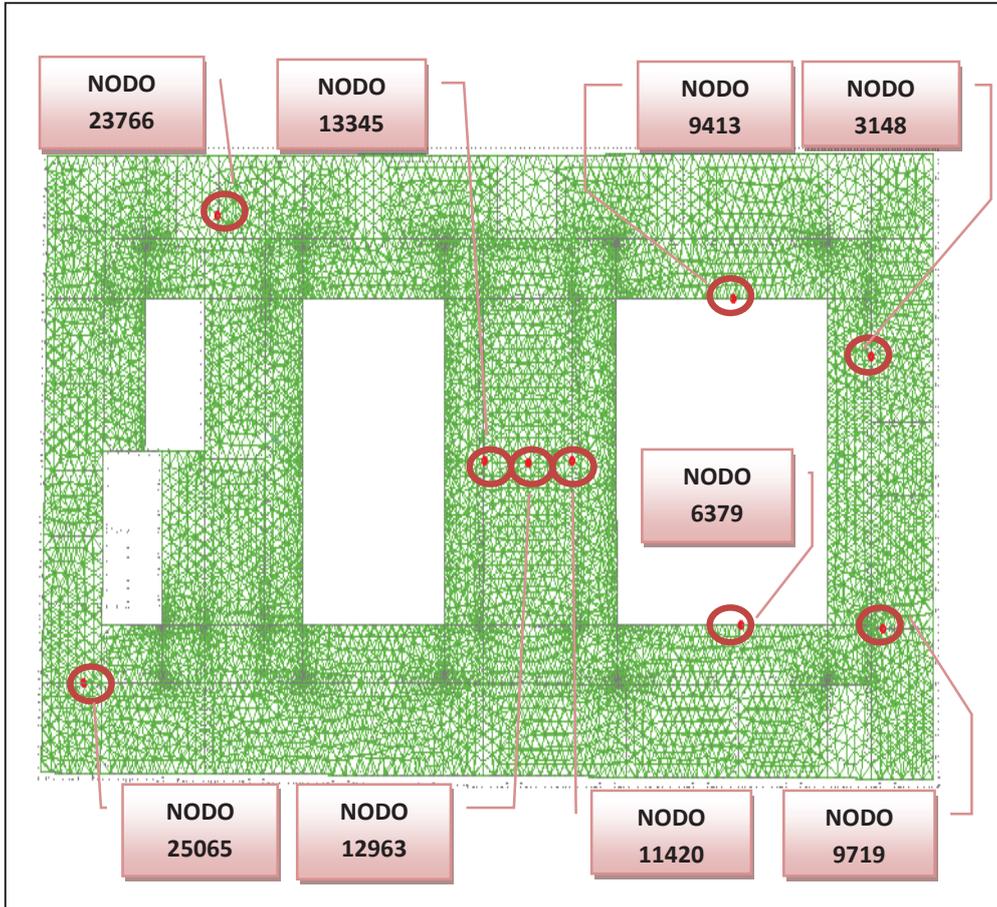


FIGURA 8.14

9.- CONCLUSIONES.

Siguiendo las recomendaciones del ISCARSAH (apartado 4.3), se evaluaron los tres tipos de análisis que se sugieren para una mejor y más exacta evaluación del nivel de seguridad del edificio, los cuales son: el análisis histórico, el cualitativo y el cuantitativo; de acuerdo con lo anterior se presentan las siguientes conclusiones.

9.1.- ANÁLISIS HISTÓRICO.

En este análisis pudimos ver la gran importancia histórica que guarda el recinto, además de darnos cuenta que el edificio no es tan antiguo como el Colegio mismo, ya que este último fue fundado en el siglo XVI y la construcción presente data del año de 1882, tres siglos después; lo cual recalca el valor de la conservación de la institución.

En el capítulo 2.2 fue posible analizar una de las causas más probables de daño actual, y que ha sido el reemplazo de del entrepiso original de baldosas por losas de concreto en el año de 1971, además de que a partir de esta modificación fue que empezaron a surgir daños en varias partes del edificio.

9.2.- ANALISIS CUALITATIVO.

Según lo marcado por el ISCARSAH, este análisis se basa en la comparación actual de una estructura y la condición de otras estructuras similares cuyo comportamiento haya sido caracterizado, esto con la intención de hacer viables extrapolaciones de efectos similares en varias construcciones diferentes. Lo que para nuestro caso es difícil ya que no se sabe de otros estudios realizados de este tipo en la región, que nos den un punto de comparación.

Con lo cual para este caso de análisis nosotros pudimos ver que la causa más desfavorable, (y que se ha mencionado en varias ocasiones anteriormente) y que ha tenido mayor importancia dentro del edificio, es el incremento de sobre peso por las losas de concreto reforzado existentes, lo cual ha producido al parecer asentamientos de terreno que han inclusive requerido de reforzamiento y ha provocado daños en elementos estructurales del edificio, tales como arcos y zonas de esquina en fachadas (como se ve en los anexos B y C).

Sumado a lo anterior, existen daños en los materiales debidos, visiblemente, a la contaminación y agentes biológicos (anexos B y C), los cuales bajan la resistencia de los materiales deteriorándolos poco a poco, cambiando así la distribución de esfuerzos del sistema, siendo estos factores causas de daño significativo, tanto en juntas piedra y madera, que deben de tomarse en cuenta para estudios posteriores y que además han sido ya causantes de reemplazo de materiales en algunas zonas.

9.3.- ANÁLISIS CUANTITATIVO.

Las siguientes tablas nos ayudaran a presentar con claridad las conclusiones obtenidas de los análisis estructurales realizados a la estructura.

RESUMEN DE ESFUZZOS						
ELEMENTO	SISMO 975 AÑOS		SISMO 475 AÑOS		CARGAS PERMANENTES	
	MÁXIMOS		MÁXIMOS		MÁXIMOS	
	SUPERIOR (kg/cm2)	INFERIOR (kg/cm2)	SUPERIOR (kg/cm2)	INFERIOR (kg/cm2)	SUPERIOR (kg/cm2)	INFERIOR (kg/cm2)
3	8.2119	-3.9803	7.1411	-3.7698	2.9420	-2.9420
56	6.3414	-2.2536	5.3307	-2.0701	1.3520	-1.3520
389	6.6215	-2.9843	5.8398	-2.9421	2.7770	-2.7770
601	6.8842	-2.5527	5.7995	-2.3474	1.5420	-1.5420
2855	22.7411	-14.6415	20.9908	-14.5216	14.0460	-14.0460
4240	6.6914	-3.5533	5.9902	-3.4893	3.2400	-3.2400
4390	19.3488	-11.2306	16.7709	-10.2888	6.5710	-6.5710
4391	18.5420	-10.6263	16.1332	-9.8117	6.5950	-6.5950
5832	19.0630	-11.5498	16.5593	-10.5593	6.6500	-6.6500
11043	7.4552	-4.3332	6.6586	-4.1674	3.5150	-3.5150
11659	15.6848	-6.1919	13.6340	-6.0576	5.5240	-5.5240
12687	11.0473	-5.1822	9.6911	-5.0087	4.3180	-4.3180
12791	10.9320	-7.5312	10.1423	-7.4231	6.9880	-6.9880
13141	9.4890	-7.7654	9.0787	-7.7030	7.4530	-7.4530
18225	16.7124	-11.1657	15.4893	-11.0649	10.6710	-10.6710
19138	10.9556	-9.2880	10.5963	-9.2668	9.1830	-9.1830
20026	7.1697	-3.9942	6.4916	-3.9577	3.8130	-3.8130
21536	17.3678	-11.1192	15.9992	-11.0158	10.6060	-10.6060
27824	8.4610	-3.9245	7.3048	-3.6864	2.7430	-2.7430
28114	11.4770	-9.2997	11.0130	-9.2769	9.1840	-9.1840
28276	6.9015	-3.5951	6.1955	-3.5549	3.3970	-3.3970
28386	7.7234	-5.4313	7.2375	-5.4081	5.3140	-5.3140
28389	7.9726	-5.9029	7.5307	-5.8781	5.7760	-5.7760
28523	7.0171	-4.5171	6.4677	-4.4729	4.2990	-4.2990
30248	8.5762	-5.1244	7.8530	-5.1005	5.0070	-5.0070
31949	6.1372	-3.9744	5.6079	-3.8844	3.529	-3.529

TABLA 9.1

INCREMENTOS OBSERVADOS

ELEMENTO	SISMO 975-SISMO 475		SISMO 475-C.PERMANENTES	
	MÁXIMOS		MÁXIMOS	
	SUPERIOR (kg/cm ²)	INFERIOR (kg/cm ²)	SUPERIOR (kg/cm ²)	INFERIOR (kg/cm ²)
3	1.0708	-0.2105	4.1991	-0.8278
56	1.0107	-0.1835	3.9787	-0.7181
389	0.7817	-0.0422	3.0628	-0.1651
601	1.0847	-0.2053	4.2575	-0.8054
2855	1.7503	-0.1199	6.9448	-0.4756
4240	0.7012	-0.0640	2.7502	-0.2493
4390	2.5779	-0.9418	10.1999	-3.7178
4391	2.4088	-0.8146	9.5382	-3.2167
5832	2.5037	-0.9905	9.9093	-3.9093
11043	0.7966	-0.1658	3.1436	-0.6524
11659	2.0508	-0.1343	8.1100	-0.5336
12687	1.3562	-0.1735	5.3731	-0.6907
12791	0.7897	-0.1081	3.1543	-0.4351
13141	0.4103	-0.0624	1.6257	-0.2500
18225	1.2231	-0.1008	4.8183	-0.3939
19138	0.3593	-0.0212	1.4133	-0.0838
20026	0.6781	-0.0365	2.6786	-0.1447
21536	1.3686	-0.1034	5.3932	-0.4098
27824	1.1562	-0.2381	4.5618	-0.9434
28114	0.4640	-0.0228	1.8290	-0.0929
28276	0.7060	-0.0402	2.7985	-0.1579
28386	0.4859	-0.0232	1.9235	-0.0941
28389	0.4419	-0.0248	1.7547	-0.1021
28523	0.5494	-0.0442	2.1687	-0.1739
30248	0.7232	-0.0239	2.8460	-0.0935
31949	0.5293	-0.0900	2.0789	-0.3554

TABLA 9.2

9.3.1.- CONCLUSIONES PARA LA CONDICIÓN DE CARGAS PERMANENTES.

Para el caso particular del Colegio, los daños por cargas permanentes son en su mayoría por esfuerzos de tensión altos ya que al observar resultados se pudo ver claramente que las compresiones existentes en el sistema no ponen en peligro la estabilidad de la construcción, encontrándose en rangos permisibles de acuerdo a la capacidad portante del material (tabla 9.1).

Las cargas gravitacionales afectan de diferente manera la estructura, ya que en conexiones entre los arcos de los patios y sus columnas, se generan tensiones mayores a 5 kg/cm^2 , que es el valor máximo supuesto que puede soportar la mampostería con las características de la existente en el colegio. Lo anterior pudiera ser la causa de en las arcadas de los patios existen grietas de tensión visibles (ver fotos, anexo C), por ello y aún con las intervenciones realizadas siguen dañándose los materiales en las zonas de fustes, arranques y claves de arcos. Como se vio en el capítulo 8, las partes más afectadas ante estas cargas son las arcadas del primer patio, lo cual se corrobora en la tabla 9.1 (elemento 2855 por ejemplo).

9.3.2.- CONCLUSIONES SISMO 475 AÑOS.

En general en todo el edificio la distribución de esfuerzos por cargas sísmicas aumenta, sometiendo al edificio a daños mayores, sobre todo en las esquinas del edificio, esquinas de puertas, ventanas y sobre todo en la base de los muros que forman la segunda altura de la biblioteca, además de que comienzan a aparecer daños en inicios de arcos, estables con cargas permanentes, como en el caso del arco de pasillo del tercer patio.

Como se muestra en la tabla 9.2 y las figuras C.1 y C.4 (anexos C) que lo evidencia, los incrementos en los esfuerzos de tensión y compresión aumentan en un 150% y en un 50% sucesivamente, comparando con las obtenidas en el análisis por cargas permanentes. Esto debido tal vez al cambio de rigidez en elevación que se presenta en dicha zona.

9.3.3.-CONCLUSIONES SISMO 975 AÑOS.

Para este caso se aumentan los efectos sobre el edificio en un once por ciento en promedio (determinado de la tabla 9.1), con respecto del caso anterior de carga sísmica, por esto las zonas del colegio que se encontraban sometidos a esfuerzos por debajo de los límites permisibles, ahora expuestos a este tipo de sismos cambian a ser posibles zonas de daño, sumándose a las existentes. En términos generales, los esfuerzos de compresión no siguen siendo significativos, debido a que se encuentran en un rango menor a los 20kg/cm^2 , que se supone puede ser el esfuerzo máximo de compresión que pudiera soportar la mampostería.

Además de lo anterior vemos que los efectos entre ambos sismos es bastante parecido, por lo que cualquiera de las dos cargas que aparecieran afectaría en gran medida la estructura del Colegio, siendo causa probable de colapsos locales en las zonas ya mencionadas, los cuales podrían llegar a ser severos si se produjeran en las arcadas (zonas de pasillos principales).

9.4.- INCERTIDUMBRE.

La incertidumbre asociada con el estudio es debía, entre otras, a que el material se considera uniforme en cuanto a sus características mecánicas se refiere, en todo el edificio, además de que se consideran valores estimativos basados en la literatura, lo cual cabe señalar no es lo correcto. Por lo que rigurosamente se debería de realizar pruebas para determinar la resistencia y deformación de los materiales en diferentes zonas y así disipar un poco dicha incertidumbre.

Otra causa de incertidumbre es la debida a los efectos que le han causado los agentes químicos y biológicos a los materiales, que como se evidencia en los anexos B y C, ya están bastante deterioradas algunas partes. Los efectos por interacción con el suelo (asentamiento) tampoco fueron tomados en cuenta.

9.5 CONCLUSIÓN GENERAL Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

El estudio del edificio que alberga al Colegio de San Nicolás en general presenta un comportamiento global adecuado para la condición de cargas gravitacionales, salvo pequeñas zonas donde se localizan esfuerzos de tensión que no ponen en riesgo la estabilidad general. Sin embargo, las acciones sísmicas consideradas y derivadas de un estudio de peligrosidad sísmica en el sitio (combinadas con las cargas gravitacionales), evidencian que las regiones con esfuerzos de tensión pueden crecer significativamente y generar daños locales; afortunadamente, sería poco probable que se llegara a presentar colapsos mayores ante un gran terremoto, debido a que como se ha venido mencionando, los daños se concentran en las partes más flexibles (arcadas principalmente) y en las regiones donde existen cambios bruscos de rigidez en elevación.

Se confirma que las técnicas experimentales de vibración ambiental son una buena alternativa para la obtención de las propiedades dinámicas de este tipo de edificios, que permiten conocer de manera aproximada características globales de los materiales para fines de análisis estructural, las cuales sin embargo, solo es posible calibrarlas de manera razonable sobre modelos de tipo global (como es el caso presentado), y no por macroelementos o zonas individuales. Lo anterior plantea por tanto la conveniencia de efectuar estudios adicionales mediante instrumentaciones sísmicas temporales, que permitan obtener registros sísmicos reales sobre la estructura que corroboren y complementen los resultados obtenidos

No hay que perder de vista que los resultados obtenidos (esfuerzos y desplazamientos) se derivan de un análisis elástico lineal, los cuales, podrían cambiar al considerar el comportamiento no lineal del material, situación que suele ser muy común en edificios de mampostería antigua; lo anterior obliga entonces a la realización de estudios adicionales para tener así una mejor aproximación del comportamiento real de la estructura, de cara a lograr una mejor etapa de diagnóstico que permita garantizar la correcta preservación del mismo.

10.- REFERENCIAS.

- ❖ Historia del Colegio de San Nicolás. Raúl Areola Cortes.
- ❖ Fotografías de personajes históricos. <http://www.bibliografiasyvidas.com>.
- ❖ Fotografías del Colegio.- Dr. en I. Guillermo Martínez Ruiz.
- ❖ Tesis Doctoral.- Dr. en I. Guillermo Martínez Ruiz.
- ❖ Estudios de peligrosidad sísmica para la región de Morelia.- Dr. en I. José Manuel Jara Guerrero.
- ❖ ICOMOS, Comité Científico Internacional para el Análisis y Conservación del Patrimonio Arquitectónico. Recomendaciones para la Conservación y Restauración del Patrimonio Arquitectónico.- ISCARSAH. <http://www.international.icomos.org/> .
- ❖ Reglamento de Construcciones de Michoacán (1990).
- ❖ International Center for Numerical in Engineering. (2006). GID the Personal Pre and Postprocessor. Barcelona España.
- ❖ Bendat J.S., Piersol AG. (1993), Engineering applications of correlation and spectral analysis. 2nd ed. USA, New York: Wiley Interscience.
- ❖ Clough, R., Penzien, J. (2003). *Dynamic of structures*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- ❖ Cornell, C.A. (1968) Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* 58, 1583–1606.
- ❖ Diehl, J. (1993). “Ambient vibration survey : Application, theory and analytical technical”. Application Note No. 3. Kinometrics. Pasadena, CA. USA.
- ❖ Goens, E. (1931). Determination of Young’s modulus from flexural vibrations. *Annalen der Physik* 11(6):649-678.
- ❖ Timoshenko, S., Young, D.H., Weaver, W. (1994). *Vibration problems in engineering*. John Wiley. New York.

AGRADECIMIENTOS

EL AGRADECER ES EL RECONOCER LOS FAVORES Y ATENCIONES QUE TE VENDRÁN LAS PERSONAS, AUN SI SABER SI REALMENTE UNO LO MERECE.

EL AGRADECER ES UNA ELEVACIÓN DE ESPÍRITUS HACIENDO COMUNIÓN CON DIOS.

A MI FAMILIA.

ES POR ESTO QUE ME DOY LA LIBERTAD DE AGRADECER ESPECIALMENTE A MI FAMILIA; MIS PADRES, JOSÉ FRANCISCO INFANTE PÉREZ† Y MARÍA SANDOVAL PARTIDA, QUE SIMPLEMENTE SIN SU APOYO A LO LARGO DE MI VIDA NO HUBIERA LOGRADO NINGUNA DE LAS METAS QUE ME HE PROPUESTO ALCANZAR; MIS HERMANOS, MARISOL, MARITZA, BELINDA, JOSÉ FRANCISCO (AURELIO) Y FRANCISCO RENE, QUE AUNQUE NO LO SEPAN LES APRENDO CADA DÍA ALGO NUEVO; MIS TÍOS, QUE ME APOYARON A LO LARGO DE MI CARRERA, CLEMENTE SANDOVAL, VÍCTOR Y JULIO INFANTE, A LOS CUALES LES DEBO EL RESPETO MÁS GRANDE QUE YO PUEDA OFRECER; A LA PERSONA QUE HA SOPORTADO MIS ALEGRÍAS Y MALOS RATOS, MÁS QUE ESTO A SIDO MI COMPAÑERA A LO LARGO DE ESTA ETAPA DE MI VIDA, GABRIELA CERVANTES SÁNCHEZ, GRACIAS POR SEGUIR EN PIE.

POR ESTO Y ADEMÁS POR SU INFINITO AMOR ESPERO RECONOCERLES, AUNQUE SEA DE ESTA MANERA TAN TENUE, LO MUCHO QUE LOS AMO Y LOS ADMIRO. ADEMÁS DE QUE SON MI PRINCIPAL MOTIVO DE SUPERACIÓN.

A MIS MAESTROS

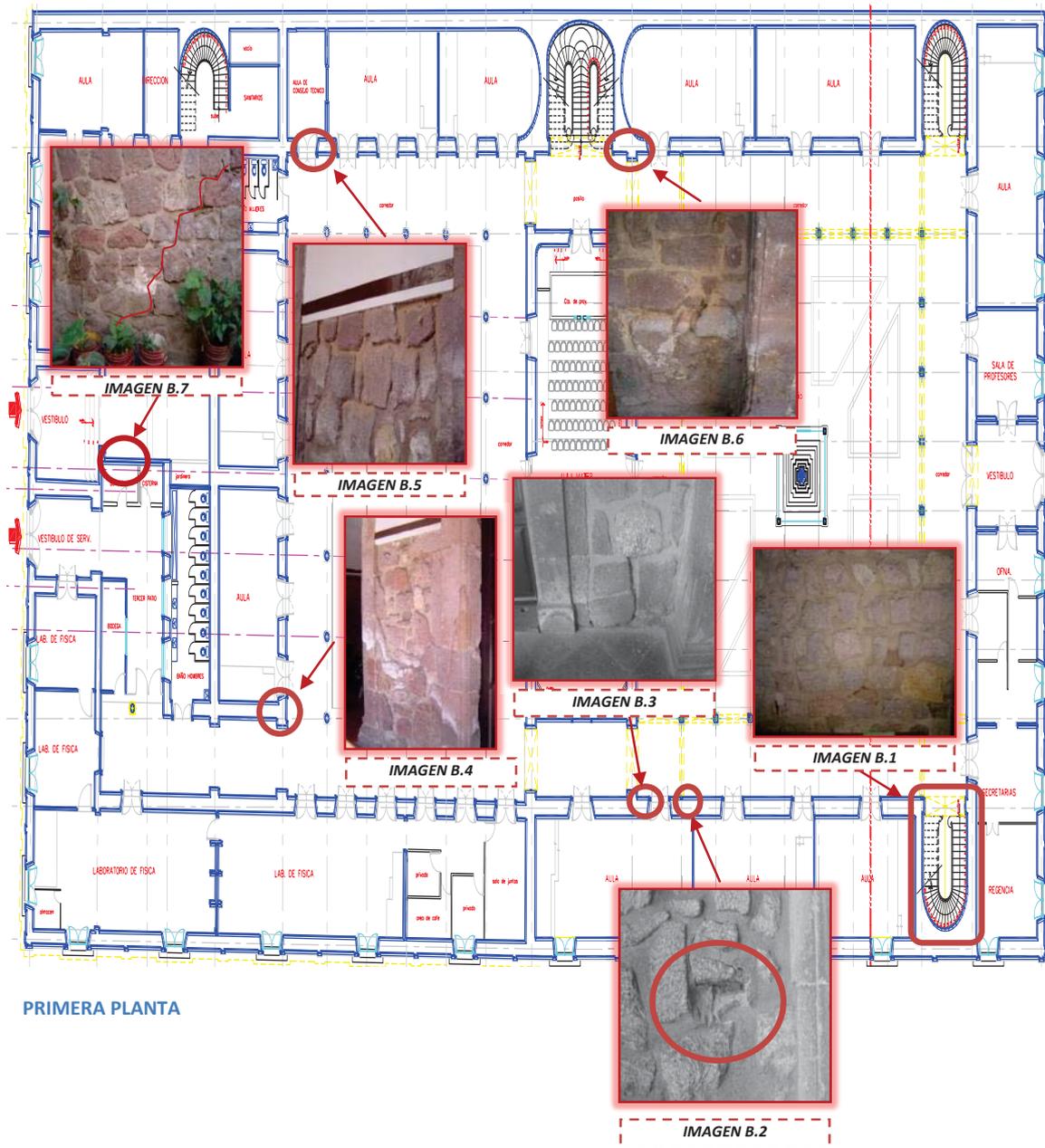
AGRADEZCO INMENSAMENTE A TODOS MIS MAESTROS, EN ESPECIAL AL ING. RAFAEL ROJAS ROJAS, AL QUE SABE QUE SE LE ESTIMA, A MI ASESOR DE TESIS Y ADEMÁS AMIGO DR. GUILLERMO MARTÍNEZ RUIZ, QUE MÁS QUE OTRA COSA HAN SIDO GUÍAS Y FUENTES DE ADMIRACIÓN, GRACIAS A ELLOS HE VISTO NUEVOS HORIZONTES, QUE SON AHORA MI META A ALCANZAR.

A MIS AMIGOS

AQUELLAS PERSONAS QUE PERSONAS HAN SUFRIDO, LLORADO, REÍDO, QUE SIEMPRE ESTÁN AHÍ PARA DAR O BUSCAR UN CONSEJO, AQUELLOS QUIENES SE APARECEN SIEMPRE EN EL MOMENTO JUSTO CUANDO LOS NECESITAS O SIMPLEMENTE TE BUSCAN PARA SENTIRSE EN PAZ, A ELLOS NO LES PUEDO LLAMAR AMIGOS, ELLOS SON LOS HERMANOS QUE ME HA TOCADO ELEGIR EN LA VIDA POR CONVICCIÓN PROPIA Y QUE GRACIAS A DIOS SON TANTOS QUE NO ME ATREVO A PONER TODOS SUS NOMBRES POR EL MIEDO DE OLVIDAR ALGUNO, AUN ASÍ SE PERFECTAMENTE QUE ELLOS SABEN A QUIENES ME REFIERO.

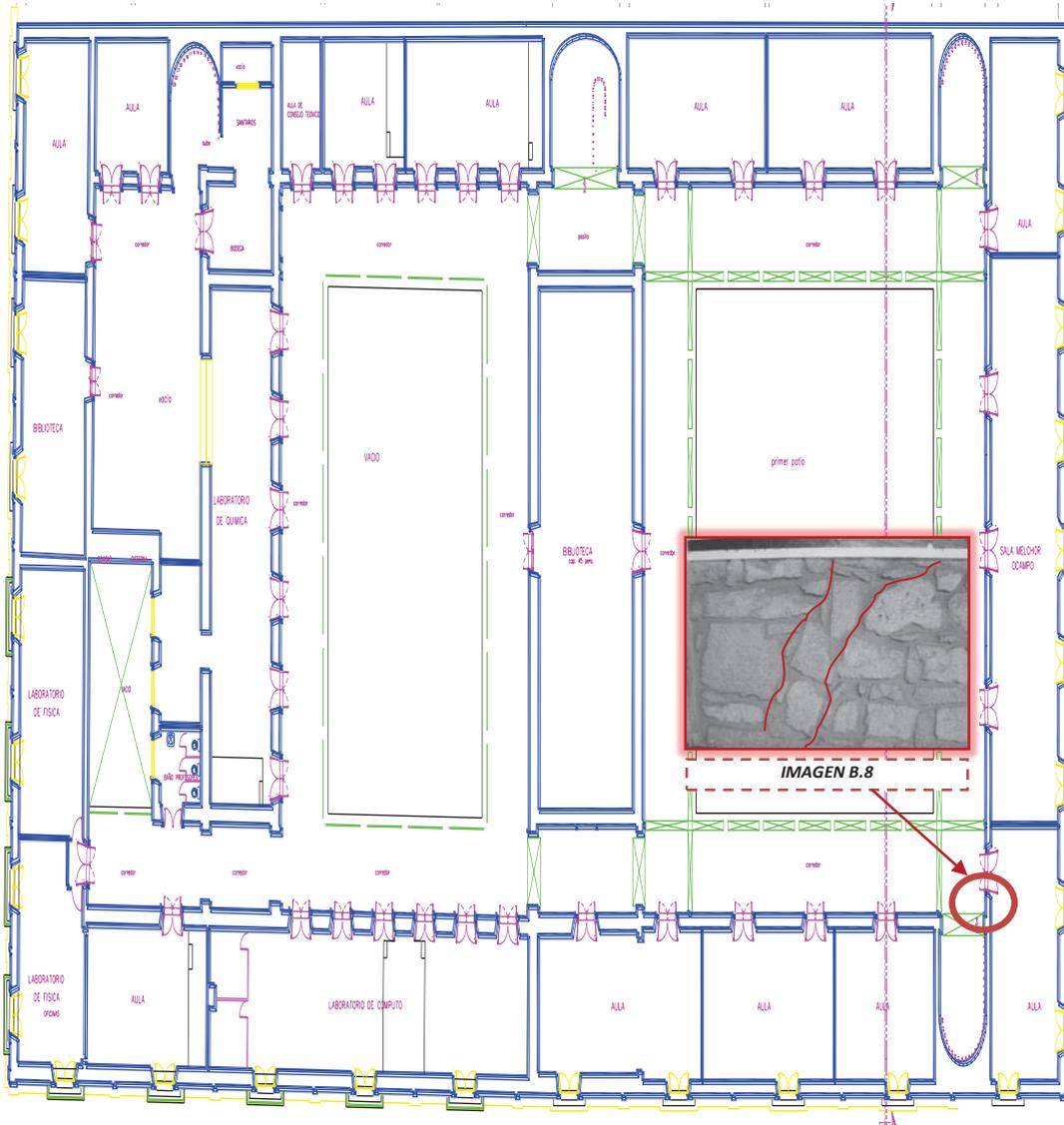
POR ÚLTIMO DEBO DE AGRADECER A DIOS EL HABERME PERMITIDO LLEVAR ESTA VIDA TAN PLENA AL LADO DE TANTAS Y TANTAS PERSONAS TAN MARAVILLOSAS.

ANEXO B.1



PRIMERA PLANTA

ANEXO B.2



SEGUNDA PLANTA

