

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEDE DEL  
INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI EN LA CIUDAD DE CARTAGENA  
APLICANDO ELEMENTOS FINITOS

Grupo de investigación

ESCONPAT

Línea de investigación

SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Investigadores

LUIS FERNANDO ARGEL VILLALOBO

SCARLETT MARIA HERRERA ORJUELA

Director

ING. ARNOLDO BERROCAL OLAVE

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

CARTAGENA D.T. Y C

2016

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO SEDE DEL  
INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI EN LA CIUDAD DE CARTAGENA  
APLICANDO ELEMENTOS FINITO



Trabajo de grado para optar el título de:

INGENIERO CIVIL

Investigador

LUIS FERNANDO ARGEL VILLALOBO  
SCARLETT MARIA HERRERA ORJUELA

Director

ING. ARNOLDO BERROCAL OLAVE

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
CARTAGENA D.T. Y C

2016



## TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	14
1. RESUMEN	15
2. INTRODUCCIÓN	17
3. MARCO DE REFERENCIA	20
3.1 MARCO DE TEÓRICO	20
3.1.1 Arquitectura colonial	20
3.1.2 Elemento estructural	20
3.1.2 Elemento no estructural	21
3.1.3 Durabilidad	21
3.1.3.1 Mecanismos de daño	22
3.1.3.2 Meteorización	22
3.1.3.3 Decoloración y manchado	22
3.1.3.4 Lixiviación	23
3.1.4 Patología estructural	23
3.1.4.1 Patología por Defecto.	24
3.1.4.2 Patología por Daños.	24
3.1.4.3 Patología por Deterioro.	24
3.1.5 Lesiones	24
3.1.5.1 Fisuras	25
3.1.5.1.1 Patrón de Fisuración	25
3.1.6 Inspección preliminar	26
3.1.7 Inspección detallada	26
3.1.8 Ensayos no destructivos	26



3.1.8.1	Ensayo de compresión	27
3.1.8.2	Ensayo a flexión	27
3.1.8.3	Prueba de Ultrasonido	28
3.1.9	Módulo de elasticidad de la mampostería	28
3.1.10	Fuerzas de viento	29
3.1.10.1	Exposición	30
3.1.10.2	Factor Topográfico	30
3.1.10.3	Factor efecto ráfaga	30
3.1.10.4	Presión por velocidad	31
3.1.10.5	Coeficiente de presión y fuerza	31
3.1.11	Vulnerabilidad sísmica.	32
3.1.11.1	Movimientos sísmicos de diseño	32
3.1.11.2	Zonas de amenazas sísmicas	33
3.1.11.3	Coeficiente de importancia	34
3.1.11.4	Espectro de diseño	35
3.1.12	Intensidad Sísmica	36
3.1.13	Esfuerzos admisibles para compresión axial	36
3.1.14	Esfuerzos admisibles para compresión por flexión	36
3.1.15	Esfuerzos admisibles para cortante en muros	36
3.1.16	Esfuerzos admisibles para tracción por flexión en muros	36
3.1.17	Métodos de los elementos finitos	37
3.2	ESTADO DEL ARTE	39
4.	OBJETIVOS	52
5.1	OBJETIVO GENERAL	52
5.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	52
5.	ALCANCE	53

5.3	DELIMITACIÓN CONCEPTUAL	54
5.4	RESULTADOS ESPERADOS	55
5.5	PRODUCTO FINAL A ENTREGAR	55
5.6	PRODUCTOS COMPLEMENTARIOS	56
5.7	EXCEPCIONES Y/O LIMITACIONES	56
6.	METODOLOGÍA	57
6.1	ETAPA 1. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	58
6.2	ETAPA 2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN PRIMARIA.	59
6.2.1	Ensayo a compresión axial.	60
6.2.2	Ensayo de ultrasonido.	64
6.2.3	Ensayo de esclerómetro.	66
6.3	ETAPA 3. INFORME PATOLÓGICO	68
6.4	ETAPA 3. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO	69
6.5	ETAPA 3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL	69
6.5.1	Ejecución de análisis	71
6.6	ETAPA 4. PROPUESTA DE SOLUCIONES DE INTERVENCIÓN	75
7.	ANÁLISIS Y RESULTADOS	76
7.1	ANTECEDENTES	76
	Reseña histórica	76
7.1.2	Organización espacial del edificio del IGAC	78
7.2	COMPONENTES DE LA CONSTRUCCIÓN CASA DEL IGAC	80

7.2.2	Fachadas	81
7.2.3	Cubiertas	81
7.2.4	Pisos	82
7.2.5	Los aljibes	82
7.2.6	Las portadas	83
7.2.6.1	Portada mediana:	83
7.2.6.2	Portada pequeña:	83
7.2.7	Rinconadas	84
7.2.8	Ventanas:	84
7.2.9	Los balcones	85
7.3	INFORME PATOLÓGICO	87
7.3.2	Inspección visual IGAC - humedad	88
7.3.3	INSPECCION VISUAL IGAC – GRIETAS Y FISURAS	90
7.4	LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO	99
7.5	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	102
7.5.2	Unidades y materiales	102
7.5.3	Áreas y centros de masas	103
7.5.4	Geometría	103
7.5.5	Apoyos	104
7.5.6	Materiales y secciones	105
7.5.7	Evaluó de cargas	108
7.5.6	Movimiento sísmico de diseño.	111
7.5.7	Vulnerabilidad sísmica del edificio	115
7.5.7.1	Índices de flexibilidad	115
7.5.8	Diagramas de esfuerzo por peso propio	126
7.6	PROPUESTA DE SOLUCIONES PRELIMINARES	136



7.6.1	Evaluación de las alternativas de rehabilitación	136
7.6.2	Estimación general de costos y presupuestos en el proceso de intervención y rehabilitación de la estructura.	144
8.	CONCLUSIÓN	148
9.	BIBLIOGRAFIA	151

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. Nivel de amenaza sísmica según valores de $A_a$ y $A_v$ .....	20
TABLA 2. Valores de coeficiente de importancia, $I$ .....	21
TABLA 3. Resultados de las características físicas y mecánicas de las muestras. ....	63
TABLA 4. Resultados de las propiedades mecánicas de las pilastras.....	67
TABLA 5. Combinaciones de carga para estados límites de servicio. ....	72
TABLA 6. Combinaciones de carga para cargas mayoradas.....	72
TABLA 7. Nomenclatura de las combinaciones de carga empleadas.....	73
TABLA 8. Ficha patológica 1. ....	96
TABLA 9. Ficha patológica 2. ....	97
TABLA 10. Ficha patológica 3. ....	98
TABLA 11. Unidades de medida. ....	102
TABLA 12. Áreas y centros de masa .....	103
TABLA 13 Propiedades mecánicas de la mampostería $M_{pa}$ .....	105
TABLA 14. Propiedades mecánicas de la madera. ....	106
TABLA 15. Dimensiones de vigas del edificio .....	106
TABLA 16 Dimensiones de pilastras del edificio .....	107
TABLA 17. Dimensiones de losas del edificio .....	107
TABLA 18 Dimensiones de muros del edificio.....	107

TABLA 19. Dimensiones de muros del edificio.....	108
TABLA 20. Evaluó de cargas nivel 1 y 2. ....	109
TABLA 21 Evaluó de cargas cubierta.....	109
TABLA 22. Evaluó de carga viva en la edificación.....	110
TABLA 23 Parámetros y coeficientes para el cálculo de periodos y derivas. ....	112
TABLA 24. Parámetros y coeficientes para el cálculo de periodos y derivas... ..	113
TABLA 25. Resultados de cortante basal... ..	114
TABLA 26 Fuerzas sísmicas horizontales... ..	114
TABLA 27. Chequeo de derivas en dirección X y Y.....	114
TABLA 28. Geometría y propiedades del muro M - 54... ..	116
TABLA 29. Resistencia a compresión, deflexión y cortante del muro estructural.. ..	116
TABLA 30. Solicitudes de esfuerzos admisibles en kN - mm.....	117
TABLA 31. Propiedades para el reforzamiento M3.....	130
TABLA 32. Propiedades para el reforzamiento M2.....	131
TABLA 33. Propiedades para el reforzamiento V2... ..	131
TABLA 34. Datos generales para el proceso de reforzamiento... ..	135
TABLA 35. Resumen de reforzamiento para muro M - 51.....	136
TABLA 36. Precios unitario del reforzamiento a M - 51.....	137

## TABLA DE FIGURAS

FIGURA 1. Distribución relativa de la incidencia de las manifestaciones patológicas en estructuras de concreto arquitectónico. ....	22
FIGURA 2. Modelo secuencial de los procesos que sigue la patología estructural.....	23
FIGURA 3. Clasificación general de patologías en las edificaciones.....	24
FIGURA 4. Distintos tipos de fisuras según la influencia mecánica en una viga de hormigón armado. ....	25
FIGURA 5. Curva esfuerzo deformación unitaria de un murete de mampostería (Marulanda ocampo) .....	29
FIGURA 6. Velocidad de viento básica. La velocidad de viento básica, V usada en la determinación de las cargas de viento de diseño de edificios y otras estructuras .....	30
FIGURA 7. Izquierda: Coeficiente de presión externa para edificios $h \leq 18m$ . ....	31
FIGURA 8. Izquierda: mapa de valores Aa. Derecha: mapa de valores Av. ....	33
FIGURA 9. Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av. ....	34
FIGURA 9 Espectro elástico de aceleración de aceleraciones de diseño como fracción de g. ....	35
FIGURA 10 Comportamientos que presenta un objeto de área en función de las cargas ...	38
FIGURA 11. Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales .....	38
FIGURA 12. Vista isométrica levantamiento estructural y del modelo de elementos finitos. .	41

FIGURA 13 Deformada y esfuerzos (N/m <sup>2</sup> ) debido al espectro hipotético de 1979. ....	43
FIGURA 14 Modelo del conjunto discretizado en elementos finitos. ....	49
FIGURA 15. Levantamiento detallado del edificio IGAC en el software Archicad .....	60
FIGURA 16. Resultados del proceso de calibración para las muestras ensayadas .....	64
FIGURA 17. Planta de localización de ultrasonidos. Fuente: Autores software .....	65
FIGURA 18. Vista isométrica del modelo tridimensional en Archicad del edificio .....	69
FIGURA 19. Esquematación del proceso de modelación estructural .....	70
FIGURA 20. Diafragma rígido segundo nivel del edificio modelo ETABS. ....	71
FIGURA 21. Distribución arquitectónica del edificio sede del IGAC .....	78
FIGURA 22. Distribución arquitectónica del edificio sede del IGAC .....	79
FIGURA 23. Fachada de la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi Codazzi. ....	99
FIGURA 24. Vista seccional de la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi .....	100
FIGURA 25. Vista isométrica levantamiento estructural y modelo en elementos finitos. ....	101
FIGURA 26. Vista isométrica del levantamiento estructural en elementos finitos .....	104
FIGURA 27. . Diseño del reforzamiento en perpendicular al plano (M2).....	4

## TABLA DE IMAGENES

IMAGEN 1. Localización de la ciudad de Cartagena de Indias .....	53
IMAGEN 2. Localización del edificio sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi .....	54
IMAGEN 3. Composición geomorfológica de los muros .....	61
IMAGEN 4. equipo de ultrasonido .....	61
IMAGEN 5. Ensayo de compresión axial .....	62
IMAGEN 6. Proceso de compresión axial .....	62
IMAGEN 7. Momento de falla .....	63
IMAGEN 8. Registro fotográfico del ensayo de ultrasonido .....	69
IMAGEN 9. Registro fotográfico del ensayo de esclerómetro .....	67
IMAGEN 10. Registro fotográfico de las mediciones .....	68
IMAGEN 11. Edificio Agustín Codazzi 1945 .....	77
IMAGEN 12. Registro fotográfico de características de los muros	80
IMAGEN 13. Fachada de la sede del Instituto .....	81
IMAGEN 14. Característica de la cubierta .....	81
IMAGEN 15. Tipología de baldosa .....	82
IMAGEN 16. Tipologías de portadas empleadas .....	83
IMAGEN 17. Tipología arquitectónica .....	84

## TABLA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Módulo de elasticidad en mampostería .....	29
Ecuación 2. Factor topográfico. ....	30
Ecuación 3. Presión por velocidad .....	31
Ecuación 4. Efecto ráfaga para estructuras rígidas y estructuras flexibles .....	35
Ecuación 5. Presión por velocidad $t_c$ .....	35
Ecuación 6. Espectro elástico de aceleraciones .....	35
Ecuación 8 periodo de vibración y espectro de aceleración menores de $t_c$ .....	35
Ecuación 9. Periodo de vibración y espectro de aceleración mayores de $t_c$ . ....	35
Ecuación 10 compresión axial (mpa). ....	36
Ecuación 11. Compresión por flexión (mpa). ....	36
Ecuación 12. Cortante en muros (mpa). ....	36

## DEDICATORIA

### DOCENTES

Ing. Arnoldo Berrocal Olave. Docente de Ingeniería Civil y Director de Trabajo de Grado

Ing. Esteban Puello. Docente de Ingeniería Civil.

Ing. Jairo Alvis Aly. Docente de Ingeniería Civil y Evaluador de Trabajo de Grado.

Ing. Donaldo Barreto. Docente de Ingeniería Civil y Evaluador de Trabajo de Grado.

### COLABORADORES

Ing. John Fredy Gil Moreno. Asesor Trabajo de Grado

### FAMILIARES Y AMIGOS

A nuestra familia, amigos y Dios por su compañía y apoyo a lo largo de la realización de esta investigación.

## 1. RESUMEN

La presente investigación tiene por objetivo realizar una evaluación, diagnóstico patológico y análisis de vulnerabilidad sísmica de la edificación donde funciona el Instituto Geográfico Agustín Codazzi ubicado en el centro histórico de Cartagena de Indias. La importancia del estudio está en la necesidad de conocer el estado actual y el comportamiento estructural de la edificación tomando como referencia la norma sismo resistente NSR-10.

Para este estudio inicialmente se realizó la recolección de información secundaria que hiciera referencia desde el punto de vista histórico y a la vez estructural, dicha información se encontró en planos arquitectónicos, tipo de material estructural y material bibliográfico como libros y tesis en donde se hablara acerca de la construcción en la época de la colonia en general y también de manera específica para la estructura en estudio. Posteriormente se realizó una valoración y cuantificación de daños por medio de un estudio patológico de manera completa utilizando fotografías y mapeo de las patologías encontradas en la edificación.

Una vez recolectada toda esta información se procedió a realizar la modelación de la edificación utilizando el software ETABS v15 mediante el método de elementos finitos para el análisis de vulnerabilidad sísmica en donde se mostraron sobreesfuerzos en vigas y muros principalmente ubicados en el primer piso de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos en la NSR-10. Luego de conocer donde presenta sobre-esfuerzo la estructura se procede a realizar el cálculo de reforzamiento en fibra de carbono SikaWrap 103C y Sikadur – 301.

**Palabras claves:** Edificación Colonial, Vulnerabilidad Sísmica, Estudio Patológico, Reforzamiento estructural.

## ABSTRAC

The present investigation takes as a target to realize an evaluation, pathological diagnosis and analysis of seismic vulnerability of the building where there works the Geographical Institute Agustín Codazzi located in the historical center of Cartagena of the Indies. The importance of the study is in the need to know the current state and the structural behavior of the building taking the norm as a reference resistant earthquake NSR-10.

For this study initially there was realized the compilation of secondary information that was alluding from the historical point of view and simultaneously structurally, the above mentioned information was in architectural planes, type of structural material and bibliographical material as books and dissertation where one was speaking about the construction in the epoch of the colony in general and also in a specific way for the structure in study Later an evaluation and quantification of damages was realized by means of a pathological study of a finished way using photography and maps of the pathologies found in the building.

Once we collected all this information we proceeded to perform modeling of the building using the ETABS v15 software using the finite element method for the analysis of seismic vulnerability where overexertion were beams and walls mainly located on the first floor of the structure according to the parameters established in the NSR-10. After meeting where presents over-exertion the structure is determined, the calculation of carbon fiber reinforcement SikaWrap 103C and Sikadur - 301.

**Key words:** Colonial Building, Seismic Vulnerability, Pathological Study, structural Reinforcement.

## 2. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia de la humanidad el hombre ha desarrollado técnicas, tecnologías y hasta arte, a través de la construcción de edificios, ya sea por necesidad o por expresión creativa, por lo cual el patrimonio arquitectónico es un elemento importante dentro de la identidad de un país o ciudad, valorizado ampliamente por la sociedad durante las últimas décadas, en que se ha descubierto el atractivo y encanto en el uso de este tipo de edificios.

En distintas partes del mundo se conserva un gran número de monumentos antiguos de mampostería que han sobrevivido durante los tiempos a diversas solicitudes de diseño. La evaluación del comportamiento sísmico de estructuras antiguas de mampostería requiere un proceso peculiar, desde su respuesta a las cargas dinámicas, como a menudo diferentes de las construcciones ordinarias.

Cartagena de Indias es uno de los destinos turísticos más importantes de Colombia y América Latina, localizada en la costa caribe colombiana, privilegiada de la bahía donde se encuentra, favoreció su desarrollo y la convirtió en uno de los principales puertos de enlace entre España y sus colonias americanas.

Desde principios del Siglo XVI, Cartagena de Indias ha sido reconocida como uno de los puertos más importantes del continente Americano. Fundada en 1533 por Don Pedro de Heredia, sirvió como puerto principal para introducir a los europeos y sus pertenencias a Sur América con el fin de transportar oro, plata y toda clase de riquezas desde todo el subcontinente y el Caribe hasta el viejo continente.

Es la ciudad con mayor número de edificaciones coloniales en Colombia, que por el papel jugado en la colonia, es una de las ciudades más reconocidas a nivel mundial por su legado histórico y cultural. Gracias a ello en el año 1984 la UNESCO la incluyó en la lista del patrimonio mundial como «Puerto, Fortaleza y Conjunto Monumental de Cartagena de Indias» en reconocimiento del valor histórico y arquitectónico que estos representan para el mundo.

Enmarcado dentro del contexto de arquitectura colonial de la ciudad, se encuentra el edificio sede del instituto geográfico Agustín Codazzi, en adelante IGAC, una edificación construida en 1835 por Juan Trucco Lanfranco, ubicada en el parque de Bolívar y uno de los edificios más representativos de la arquitectura colonial del siglo XIX y emblema histórico y cultural de la región, que pese a la importancia que éste icono brinda a la comunidad, el estado actual que presenta la edificación cuenta con una serie de limitaciones a nivel estructural que han comprometido su seguridad.

Al paso de los años, la durabilidad de la estructura se ha visto comprometida y la presencia de fallas y humedades, manifestación de un evidente deterioro, generan inseguridad en las personas que laboran y utilizan los servicios que esta organización de carácter público presta.

Actualmente la sede del IGAC sufrió de graves daños en sus paredes portantes de mampostería que se agrietaron de manera notable en varios sitios a causa de intervenciones realizadas en el edificio adyacente a éste. Aunque se han realizado algunos trabajos de mejoramiento de parte del instituto, como el sellado de grietas, impermeabilizaciones, adecuación de bajantes de aguas lluvias, realización de acabados parciales, etc. la mayor preocupación que se tiene, está en la estabilidad y vulnerabilidad de la estructura ante las condiciones de un sismo severo.

Con el propósito de evaluar y rehabilitar la edificación que cuenta con un valor histórico y patrimonial para la nación; en el proyecto de investigación que se propone, se desarrollará una modelación del comportamiento lineal de la estructura histórica de mampostería mediante el método de los elementos finitos para determinar qué tan expuesta se encuentra ante una eventualidad sísmica y a su vez, el diseño del refuerzo sismoresistente para la edificación.



Para ello se requerirá de una investigación exhaustiva de la estructura, la mecánica de los materiales y el comportamiento dinámico, utilizando técnicas modernas de diseño virtual, con el fin de llevar a cabo un diagnóstico detallado de sus condiciones de vulnerabilidad sísmica estructural y de la manera como se le puede suministrar una mayor capacidad de respuesta en términos de rigidez, resistencia y disipación de energía.

La realización de este proyecto se enmarca en la sub - línea “Reforzamiento, vulnerabilidad y patología de estructuras”, de la línea de investigación “Seguridad Estructural”, perteneciente al Grupo de Investigación *ESCONPAT*, ya que el estudio va enfocando hacia el comportamiento de la estructura por medio de los materiales presentes en esta, para así evaluar y corregir las fallas presentes en el edificio.

### **3. MARCO DE REFERENCIA**

#### **3.1 MARCO DE TEÓRICO**

##### **3.1.1 Arquitectura colonial**

Este estilo es el conjunto de manifestaciones arquitectónicas que surgieron en América Latina desde el descubrimiento del continente en 1492 hasta la independencia del mismo a principios del siglo XIX.

Las edificaciones levantadas por los españoles en tierras americanas seguían los principios constructivos y tipológicos de la metrópoli, adaptándolos más o menos a las condiciones del lugar y a su función en un medio natural, social y económico diferente. Las iglesias, con su lenguaje espacial de naves, capillas, bóvedas, cúpulas y campanarios, continuaban la tradición establecida desde los principios de la cristiandad, aplicando en la composición de estos elementos los principios renacentistas y posteriormente barrocos vigentes en España.

En cuanto a la arquitectura doméstica, las casas neogranadinas, construidas como estancias alrededor de uno o varios patios, reflejaban no solamente la proveniencia andaluza o extremeña, en su mayor parte, de los conquistadores, sino al mismo tiempo la herencia árabe y, antes que ésta, romana y griega de las casas de dichas regiones peninsulares.

Muchas de las edificaciones del período colonial español, fueron construidas en mampostería de adobe y/o tapia pisada. Los materiales para la construcción de las iglesias y de las casas de la época se limitaban a lo que estaba disponible en la región y trabajados por los artesanos locales. Por su antigüedad, las funciones que cumplieron y su diseño, los edificios de adobe y tapia son considerados como edificios de gran valor histórico y legado cultural para su pueblo. (Sánchez Cárdenas, 2013)

##### **3.1.2 Elemento estructural**

Se define como elemento estructural a aquel elemento que tiene como objetivo recibir, soportar y transmitir cargas horizontales y verticales al suelo o a otros elementos.

El conjunto de elementos estructurales se denomina sistema estructural y se clasifican en subestructura (pilotes, zapatas, pedestales, vigas de amarre, muros de contención) y superestructura (columnas, vigas, viguetas, losas, muros, escaleras, cubiertas). (Gómez, 2014). El diseño y comprobación de estos elementos se hace de acuerdo con los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales.

### **3.1.2 Elemento no estructural**

Son componentes de una edificación que no cumplen una labor estructural con respecto a las cargas de la estructura, no hacen parte de la estructura o la cimentación. Son también conocidos como elementos no estructurales o acabados (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010). Los elementos no estructurales deben estar en capacidad de resistir por sí solos las fuerzas inerciales causadas por este evento y se debe proporcionar un anclaje a la estructura adecuado capaz de resistir y transferir a la estructura las fuerzas inducidas por el sismo. (NSR - 10, 2010)

### **3.1.3 Durabilidad**

La durabilidad del concreto hidráulico puede definirse como su capacidad de resistir la acción del medio ambiente que lo rodea, de los ataques químicos o biológicos, de la abrasión o de cualquier otro proceso de deterioro, teniendo como factores determinantes el diseño y calculo, los materiales utilizados, la practica constructiva y los procesos de protección y curado de la estructura (Sanchez Guzman, 2003), de lo anterior, se deduce a la durabilidad como la capacidad resistente de una estructura y de cada uno de sus componentes, manteniendo su forma original, su calidad y sus condiciones de servicio, así como cumplir su funcionalidad en una vida útil esperada cuando se exponga a su medio ambiente.

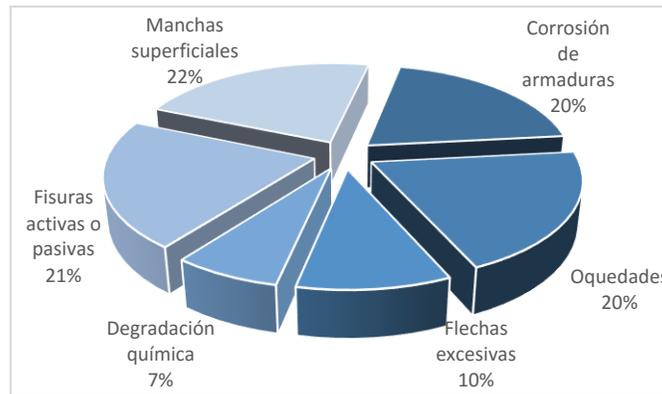


Figura 1. Distribución relativa de la incidencia de las manifestaciones patológicas en estructuras de concreto arquitectónico. (Helene, 1997)

### 3.1.3.1 Mecanismos de daño

Las lesiones son cada una de las manifestaciones de un problema constructivo, es decir el síntoma final del proceso patológico. Es importante conocer la tipología de las lesiones porque es el punto de partida de todo estudio patológico (Sanchez Guzman, 2003).

### 3.1.3.2 Meteorización

Son todas aquellas en que la problemática patológica se produce a causa de alteraciones físicas, mecánicas o químicas sufrida por el concreto bajo la acción de la intemperie. Este fenómeno va influenciado principalmente por los cambios de temperatura, la humedad y la presión del medio ambiente (Sanchez Guzman, 2003).

### 3.1.3.3 Decoloración y manchado

Se presenta por la acción de quitar o amortiguar el color de una superficie de concreto, como consecuencia de la meteorización, la presencia de eflorescencias, los ciclos de humedecimiento, la acumulación de polvo y el lavado por lluvia. (Sanchez Guzman, 2003)

### 3.1.3.4 Lixiviación

Es la descomposición y lavado de los compuestos de la pasta de cemento, como consecuencias a las reacciones químicas que experimenta el concreto por reacción de ácidos, aguas blandas, ataques de sales o reacciones álcali-agregados. (Sanchez Guzman, 2003)

### 3.1.4 Patología estructural

La patología constructiva es el estudio sistemático de los procesos y características de las estructuras cuando presentan evidencias de fallas o comportamiento defectuoso (enfermedad y daños) que se presentan en las edificaciones, analizando su proceso de origen, investigando sus causas (diagnóstico) y planteando medidas correctivas (terapéutica) para recuperar las condiciones de seguridad en el funcionamiento de la estructura. (Sanchez Guzman, 2003). El concreto puede sufrir, durante su vida, defectos o daños que alteran su estructura interna y comportamiento. Algunos pueden ser congénitos por estar presentes desde su concepción y/o construcción; otros pueden haberlo atacado durante alguna etapa de su vida útil; y otros pueden ser consecuencia de accidentes. (Rivva, 2006)

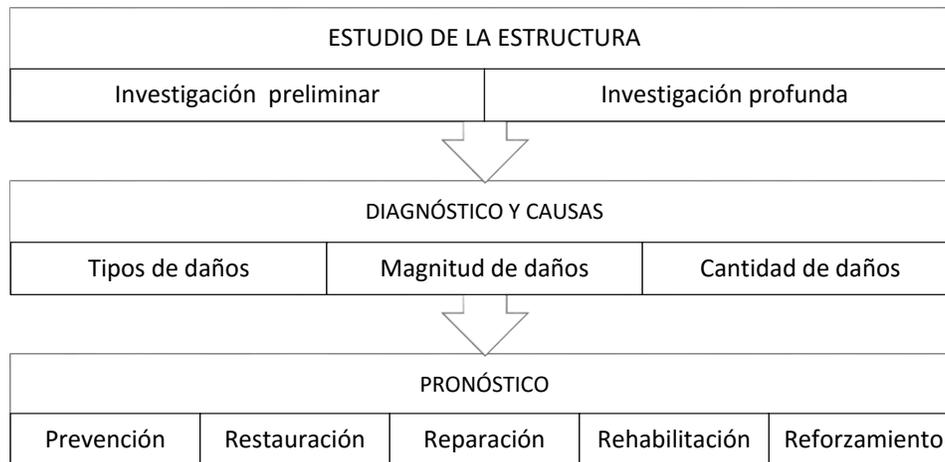


Fig. 2. Modelo secuencial de los procesos que sigue la patología estructural. (Sanchez Guzman, 2003)

### 3.1.4.1 Patología por Defecto.

Son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura, son los efectos que surgen en la edificación producto de un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada, o un empleo de materiales deficientes o inapropiados para la obra (Astorga & Rivero, 2009).

### 3.1.4.2 Patología por Daños.

Son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los daños pueden ser producto de la ocurrencia de un evento natural, como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros. Pero también pueden aparecer daños en las estructuras causados por el uso inadecuado de las mismas (Astorga & Rivero, 2009).

### 3.1.4.3 Patología por Deterioro.

Son las que se manifiestan por el transcurrir del tiempo, la exposición al medio ambiente, los ciclos continuos de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire, en el entorno (Astorga & Rivero, 2009).

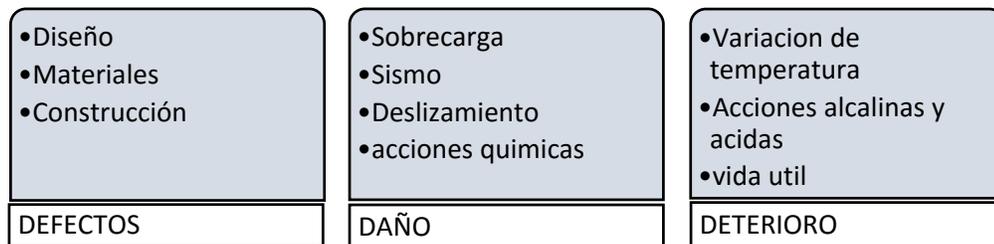


Figura 3. Clasificación general de patologías en las edificaciones.  
(Astorga & Rivero, 2009)

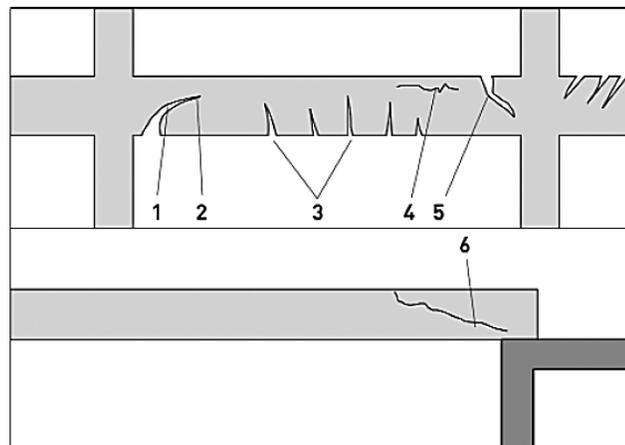
### 3.1.5 Lesiones

Son cada una de las manifestaciones de un problema constructivo, es decir el síntoma final del proceso patológico.

El conjunto de lesiones que pueden aparecer en un edificio es muy extenso debido a la diversidad de los materiales y unidades constructivas que se suelen utilizar (Broto, 2005). Es primordial conocer la tipología de las lesiones porque es el punto de partida para todo estudio patológico, y de su identificación depende la elección correcta del tratamiento.

### 3.1.5.1 Fisuras

Son aberturas longitudinales que afectan a la superficie o acabado de un elemento constructivo. Aunque su sintomatología es similar a las de las grietas, su origen y evolución son distintos.



1. Fisura de cortante 2. Fisura de anclaje 3. Fisura de flexión (positivos) 4. Fisura de deslizamiento de anclaje 5. Fisuras de flexión (negativos) 6. Fisuras de adherencia

Fig. 4. Distintos tipos de fisuras según la influencia mecánica en una viga de hormigón armado. (Broto, 2005)

#### 3.1.5.1.1 Patrón de Fisuración

El patrón de Fisuración es un indicador sobre la cantidad de las fisuras sobre la superficie, pudiendo ser localizada, media o amplia (Tejada, 1997). Razones para limitar el ancho y número de fisuras:

- Durabilidad: Resistir acciones químicas y biológicas
- Funcionabilidad: Cierta tipo de estructuras requieren de mayor control
- Estética: La apariencia estética de la edificación evita la reducción de su valor económico
- Riesgos psicológicos: El usuario asocia las fisuras con una manifestación patológica de la estructura.

### **3.1.6 Inspección preliminar**

El propósito de esta inspección es el de evaluar de manera inicial o preliminar las condiciones en que se encuentra una edificación. Se trata de recorrer el inmueble y mediante una fundamentada observación formarse una idea clara y precisa del estado general, evaluar el tipo de problemas que la afectan con lo cual, se determina si es necesario pasar a una inspección más rigurosa.

Para su realización es importante poseer la anuencia del propietario y sólo es necesaria la presencia de un profesional experto en los temas de patología de edificaciones quien con la simple observación determina de manera general el estado del inmueble. (Muñoz , 2001)

### **3.1.7 Inspección detallada**

Cuando la Inspección preliminar lo recomienda o la evidencia de los daños lo hace necesaria, por cuanto las condiciones y circunstancias presentes en la edificación exijan una exhaustiva investigación. (Muñoz , 2001)

### **3.1.8 Ensayos no destructivos**

Los Ensayos no Destructivos son Las herramientas fundamentales y esenciales para el control de calidad de cada uno de los materiales de ingeniería, procesos de manufactura, confiabilidad de productos en servicio y mantenimiento son denominados ensayos no destructivos.

Se definen como todos aquellos métodos de ensayo utilizados con el fin de examinar o inspeccionar un material o un sistema sin impedir la utilidad futura del mismo.

Son de fundamental importancia para la detección, análisis y evaluación de discontinuidades, defectos y para la caracterización de los mismos, permitiendo una clasificación más acertada de las fallas detectadas en la inspección visual detallada (Muñoz , 2001).

### **3.1.8.1 Ensayo de compresión**

La resistencia a la compresión de un material es el punto en el cual éste falla. Calcular la fuerza de compresión implica realizar pruebas para hallar el punto de falla, y utilizar los datos del experimento para realizar los cálculos. En ingeniería, el ensayo de compresión es un ensayo técnico para determinar la resistencia de un material o su deformación ante un esfuerzo de compresión. En la mayoría de los casos se realiza con hormigones y metales (sobre todo aceros), aunque puede realizarse sobre cualquier material.

La forma y el tamaño de la probeta son importantes a la hora de realizar experimentos de resistencia a la compresión para un mismo material, ya que influyen en los resultados. Así, los prismas y cilindros largos presentan menores resistencias a la compresión que los cubos con la misma área de sección, y estos a su vez menor que los prismas y cilindros cortos (con alturas menores que sus lados o radios). Igualmente, la resistencia a la compresión depende de la tasa de aplicación de la carga, de forma que a mayores velocidades de compresión mayor es el valor de la resistencia. (Guzmán, 2001)

### **3.1.8.2 Ensayo a flexión**

Consiste en la medida de la resistencia de un elemento o miembro estructural a las fuerzas flectoras. Se denomina flexión al tipo de deformación que sufre un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El esfuerzo que provoca la flexión se denomina momento flector (Beer, E., & DeWolf, 1992).

El comportamiento de cualquier barra deformable sometida a un momento flexionante es al que el material en la posición inferior de la barra se alarga y el material en la porción superior se comprime. En consecuencia, entre esas dos regiones existe una superficie neutra, en la que las fibras longitudinales del material no experimentan un cambio de longitud.

### 3.1.8.3 Prueba de Ultrasonido

Los métodos de ensayo por ultrasonido se basan en el análisis de ciertas propiedades de los materiales, teniendo en cuenta los registros de ondas de sonido a alta frecuencia. Es un método no destructivo en el cual un haz o un conjunto de ondas de alta frecuencia son introducidos en los materiales para la detección de fallas en la superficie y sub-superficie.

Las ondas acústicas de alta frecuencia son aquellas que superan los 20KHz, es por ello que el sistema se denomina como ultrasónico. Su principal aplicación es la detección de discontinuidades y defectos internos, aunque también es utilizado para detectar defectos superficiales, para definir características de la superficie tales como: medida de corrosión y espesor y con frecuencias menores sirve para determinar el tamaño de grano, estructura, y constantes elásticas. (Departamento de ingeniería de Cuautitlán, 2010)

### 3.1.9 Módulo de elasticidad de la mampostería

Por definición en la norma NSR – 10 el módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$ , se establece por medio de ensayos de laboratorios de muretes y se determina por el método de la secante como la pendiente de una línea del diagrama esfuerzo deformación unitaria trazada entre dos puntos sobre la curva para los esfuerzos  $0.05f'_m$  y  $0.33f'_m$ .

Teóricamente la NSR - 10 permite calcular el módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  en ausencia de datos experimentales, para la mampostería en arcilla se utiliza la ecuación 1.

En ausencia de los valores experimentales, pueden emplearse los siguientes:

$$E_m = 750f'_m \leq 20\,000 \text{ MPa}$$

Ecuación 1. Módulo de elasticidad en mampostería.

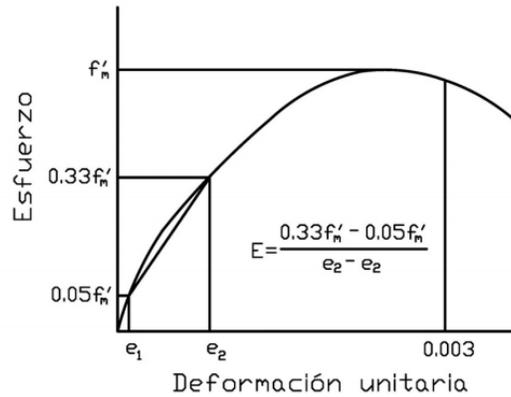


Fig. 5. Curva esfuerzo deformación unitaria de un murete de mampostería (Marulanda ocampo, 2012)

### 3.1.10 Fuerzas de viento

Las cargas de viento y explosiones producen presión o succión sobre las superficies expuestas de las construcciones. La carga de viento es una carga muy importante en el diseño de estructuras altas o muy flexibles, como los puentes colgantes, o de gran superficie lateral, como las bodegas o grandes cubiertas.

Los factores que influyen en la magnitud de esta carga son: la velocidad del viento y su variación con la altura, la magnitud de las ráfagas, las condiciones locales de la superficie del terreno circunvecino, la forma de la superficie expuesta al viento, la zona o región; es especialmente crítico el efecto en aquellas zonas del mar Caribe sometidas a huracanes o ciclones, que producen velocidades del viento superiores a los 200 KMH. (Universidad nacional , 2015)

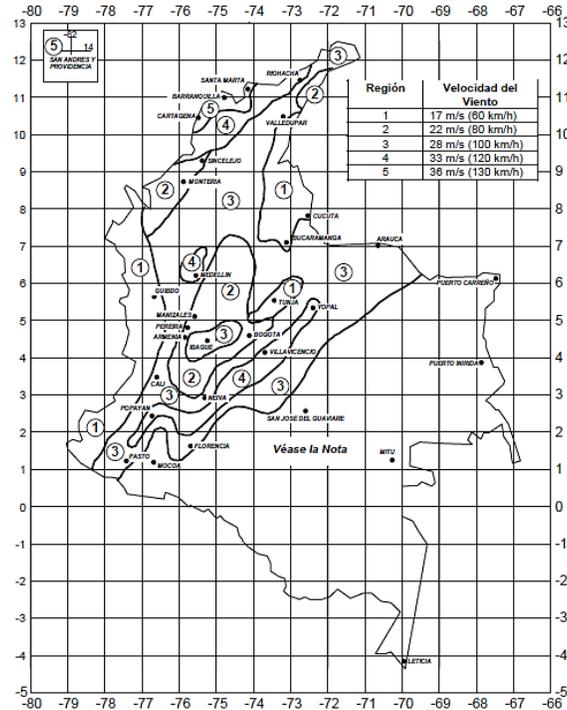


Fig. 6 Velocidad de viento básica. La velocidad de viento básica, V usada en la determinación de las cargas de viento de diseño de edificios y otras estructuras. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.10.1 Exposición

Para cada dirección de viento considerada, la categoría de exposición a barlovento se determinará con base en la rugosidad del terreno que a su vez es determinada por la tipología natural, la vegetación y las estructuras construidas en éste. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.10.2 Factor Topográfico

El efecto de aumento de velocidad de viento se incluirá en el cálculo de cargas de viento de diseño usando el factor  $K_{zt}$ . (NSR - 10, 2010)

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

Ecuación 2. Factor topográfico.

### 3.1.10.3 Factor efecto ráfaga

Son fluctuaciones de corta duración de la velocidad del viento, depende del tipo de estructura, es más crítico para elementos de revestimiento, ya que en la corta duración no afecta un área grande sino localizada.

Para la NSR – 10 se define por el tipo de estructura; estructuras rígidas (a) y para estructuras flexibles (b), y dependen de la altura y de la turbulencia. (NSR - 10, 2010)

$$G = 0.925 \left( \frac{(1 + 1.7g_Q I_z Q)}{1 + 1.7g_V I_z} \right) \quad G_f = 0.925 \left( \frac{1 + 1.7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7g_V I_z} \right)$$

Ecuación 3 y 4 Efecto ráfaga para estructuras rígidas y estructuras flexibles.

### 3.1.10.4 Presión por velocidad

La presión por velocidad,  $q_z$ , evaluada a una altura  $z$  se calculará con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad \text{Ecuación 5. Presión por velocidad (N/m}^2\text{)}.$$

### 3.1.10.5 Coeficiente de presión y fuerza

Los coeficientes de presión interna  $G_{Cpi}$  varían según la clasificación del cerramiento, para edificios cerrados y/o parcialmente cerrados. Los coeficientes de presión externa  $G_{Cp}$  se regulan por muchos factores de la composición estructural del edificio, su sistema de cerramiento y los sistemas principales de resistencia a fuerzas de viento. (NSR - 10, 2010)

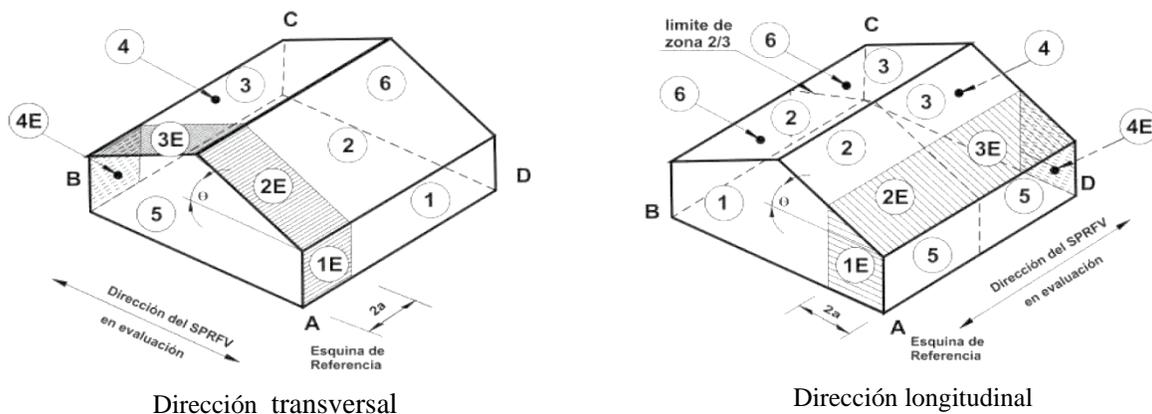


Fig. 7. Izquierda: Coeficiente de presión externa para edificios  $h \leq 18m$ . (NSR - 10, 2010)

### **3.1.11 Vulnerabilidad sísmica.**

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998)

El concepto de vulnerabilidad sísmica es indispensable en estudios sobre riesgo sísmico y para la mitigación de desastres por terremotos.

Se entiende por riesgo sísmico, el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante el lapso de tiempo que permanecen expuestas a la acción sísmica. A dicho lapso de tiempo se le denomina periodo de exposición o periodo de vida útil de la estructura. Por otra parte, la mitigación de las desastres, en el ámbito de la ingeniería, corresponde a la totalidad de las acciones que tienen como objetivo la mejora del comportamiento sísmico de los edificios de una zona, a fin de reducir los costes de los daños esperados durante el terremoto (Barbat, 1998).

El conocimiento adecuado de la amenaza sísmica existente, permite definir tanto la acción que debe considerarse en el diseño de nuevas estructuras como el sitio donde pueden ser construidas.

#### **3.1.11.1 Movimientos sísmicos de diseño**

Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro  $A_a$ , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro  $A_v$ , para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años.

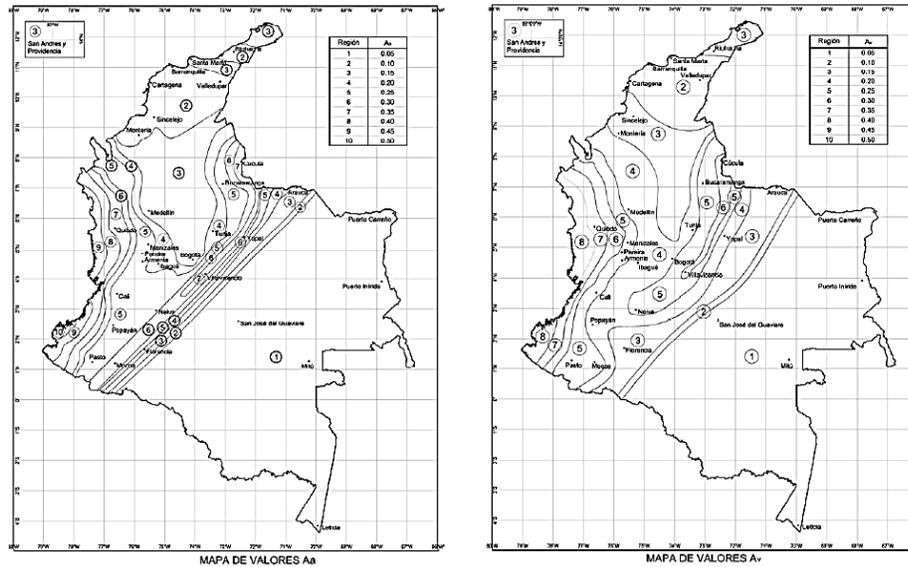


Fig. 8. Izquierda: mapa de valores Aa. Derecha: mapa de valores Av. (NSR - 10, 2010)

Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para Av el mapa de la figura 8 derecha y el número de la región donde está localizada la edificación para Aa, en el mapa de la figura 8 izquierda.

### 3.1.11.2 Zonas de amenazas sísmicas

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura 6 y en la tabla 1.

Mayor valor entre $A_a$ y $A_v$	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla 1. Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y Av (NSR - 10, 2010)

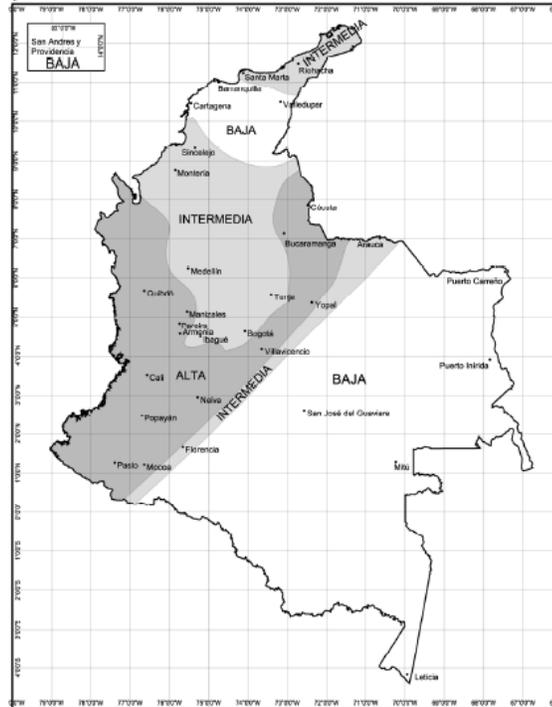


Fig. 9. Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.11.3 Coeficiente de importancia

El Coeficiente de Importancia, I, modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años. Los valores de I se dan en la tabla 2. (NSR - 10, 2010)

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla. 2. Valores de coeficiente de importancia, I. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.11.4 Espectro de diseño

Un espectro de respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta. La forma del espectro elástico de aceleraciones,  $S_a$  expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura 7 y se define por medio de la ecuación 1.

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v I}{T}$$

Ecuación 6. Espectro elástico de aceleraciones.

- **2.1.11.4.1** Para períodos de vibración menores de  $T_C$ , calculado de acuerdo con la ecuación 2, el valor de  $S_a$  puede limitarse al obtenido de la ecuación 3.

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$$

$$S_a = 2.5 A_a F_a I$$

Ecuación 7 y 8. Periodo de vibración y espectro de aceleración menores de  $T_c$ .

- **2.1.11.4.2** Para períodos de vibración mayores que  $T_L$ , calculado de acuerdo con la ecuación 4, el valor de  $S_a$  no puede ser menor que el dado por la ecuación 5.

$$T_L = 2.4 F_v$$

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v T_L I}{T^2}$$

Ecuación 9 y 10. Periodo de vibración y espectro de aceleración mayores de  $T_c$ .

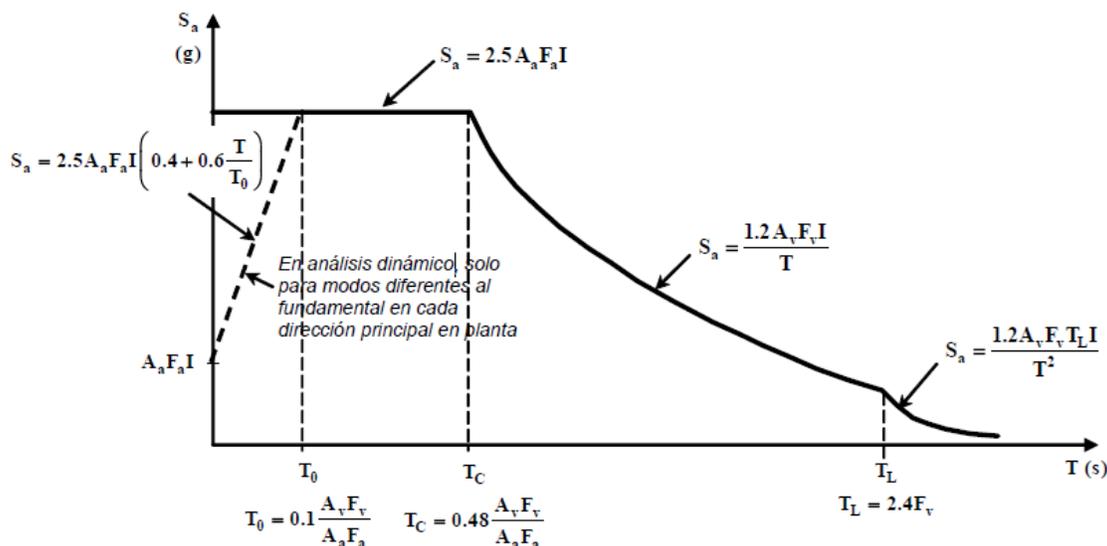


Fig. 10. Espectro elástico de aceleración de aceleraciones de diseño como fracción de g. (NSR-10)

### 3.1.12 Intensidad Sísmica

Es una medida de los efectos de los terremotos en el entorno y en particular sobre las estructuras. Existen diferentes escalas de intensidades que describen, para cada valor que esta tome, los efectos que produce el terremoto. Una de las más difundidas es la escala de Mercalli Modificada. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.13 Esfuerzos admisibles para compresión axial

Los esfuerzos admisibles de compresión axial ( $F_a$ ) no deben exceder los valores siguientes:

$$\text{Muros de mampostería} \quad F_a = 0.20 f'_m R_e \quad \text{Ecuación 11. Compresión axial (MPa).}$$

### 3.1.14 Esfuerzos admisibles para compresión por flexión

El valor para el esfuerzo máximo admisible de trabajo para compresión por flexión ( $F_b$ ) se debe tomar como  $0.33F'_m$ , pero no superior a 14 Mpa.

$$F_b = 0.33 f'_m \leq 14 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 12. Compresión por flexión (MPa).}$$

### 3.1.15 Esfuerzos admisibles para cortante en muros

Para el método de esfuerzos admisible, en el cálculo del cortante en mampostería no reforzada se tiene:

$$F_v = \frac{\sqrt{f'_m}}{40} \leq 0.56 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación 13. Cortante en muros (MPa).}$$

### 3.1.16 Esfuerzos admisibles para tracción por flexión en muros

La tracción desarrollada en las juntas de mortero por flexión en muros con aparejo trabado, cuenta con un esfuerzo admisible  $F_t$  perpendicular a las juntas de horizontales de 0.26 MPa para morteros de cemento para mampostería. (NSR - 10, 2010)

### 3.1.17 Métodos de los elementos finitos

La idea general del método de los elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Las ecuaciones que rigen el comportamiento del continuo regirán también el del elemento. (Carnero, 2010)

El MEF (método de elementos finitos) es una herramienta poderosa tanto para académicos, como para técnicos que trabajan en diferentes ramas de la industria. Un uso correcto del MEF facilita la visualización del flujo de esfuerzos en las estructuras, que es dato fundamental para el diseño, permite ver la pieza deformada (que en ocasiones condiciona el diseño).

El Método de Elementos Finitos, considera una estructura como un encaje de partículas de tamaño finito llamadas elementos finitos. El proceso de conversión de la estructura en elementos finitos se denomina discretización.

La representación de un dominio físico con elementos finitos se denomina malla.

El método de los elementos finitos considera una malla como una estructura formada por un conjunto de elementos de tamaño finito. (Cortez Latorre & Sotomayor Grijalva, 2007)

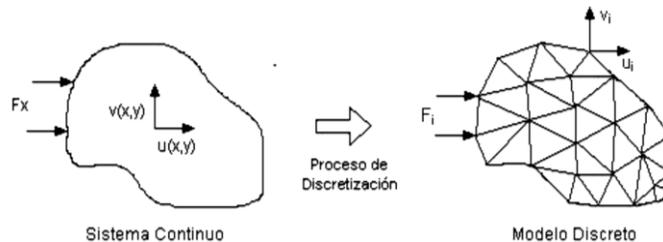


Fig. 11. Esquema de discretización (Carnero, 2010).

De la misma manera, los resultados de un análisis por elementos finitos las deflexiones y los esfuerzos se dan comúnmente en los nodos. Cada nodo tiene seis grados de libertad potenciales que pueden darse por traslación y/o rotación. Estos seis grados de libertad implican que un nodo determinado puede desplazarse en tres grados de libertad traslacionales, los cuales son: traslación en la dirección X, traslación en la dirección Y y traslación en la dirección Z.

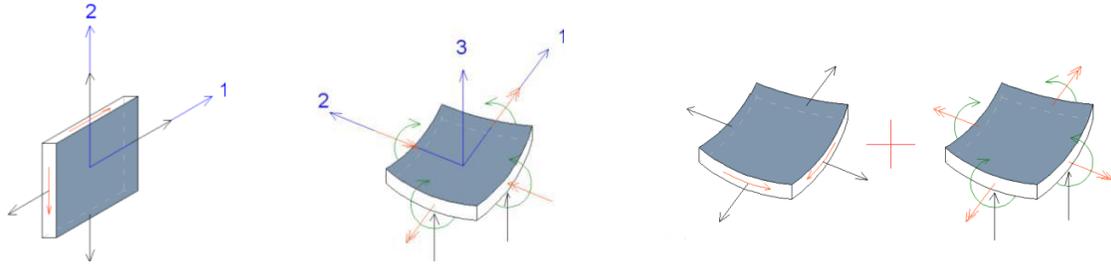


Fig. 12. Comportamientos que presenta un objeto de área en función de las cargas.

(Taborda García & de Izcue Uceda , 2009)

La experiencia en el uso del método de elementos finitos (MEF) recomienda realizar un refinamiento de la malla de elementos finitos en zonas de alta concentración de esfuerzos, cambios bruscos en la geometría o en zonas cercanas a la aplicación de condiciones de frontera o carga. Por otra parte, señala que no es necesario hacerlo cuando se quiere obtener desplazamientos. (Taborda García & de Izcue Uceda , 2009)

En el programa ETABS, un objeto de área se puede utilizar, para modelar los muros y losas del edificio por medio de una malla de elementos finitos o como un instrumento de repartición de cargas. A los objetos de área se les puede o no asignar una sección transversal de cierto tipo.

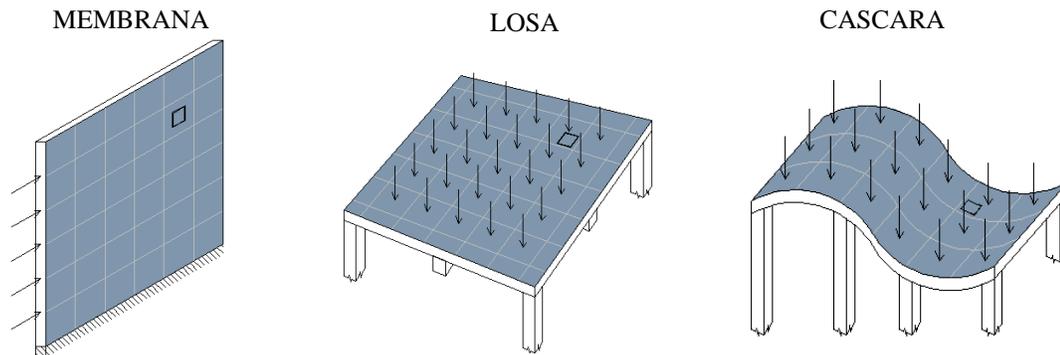


Fig. 13. Malla de elementos finitos en estructuras bidimensionales. (Taborda García & de Izcue Uceda , 2009)

Los objetos de área que poseen propiedades de sección se utilizan para realizar un análisis por elementos finitos y se clasifican según su orientación en el modelo en objetos de área tipo muro (orientación vertical), tipo piso (orientación horizontal) y tipo rampa (orientación diagonal).

### 3.2 ESTADO DEL ARTE

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica se transforma en un aspecto fundamental en el estudio del patrimonio arquitectónico, para contar con un respaldo preciso ante la expectativa de la seguridad de una estructura ante el escenario de un evento sísmico futuro, y también para ofrecer respuestas en cuanto a la restauración y mantenimiento de la misma; diversas investigaciones han demostrado la importancia que genera esta ciencia tanto para la conservación y funcionalidad de una estructura, pero sobre todo a la prevención de fallas en estas.

- **DIAGNÓSTICO PATOLÓGICO Y DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL ANTIGUO CLUB CARTAGENA, TESIS DE PREGRADO, DEIVIS PARDO PÉREZ ADRIANA LUCÍA PÉREZ DEL RÍO, UNIVERSIDAD DE CARTAGENA FACULTAD DE INGENIERIA, PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL, 2014.**

Estudio realizado en la Universidad de Cartagena en 2014, se centró en diagnosticar el estado actual de la estructura del antiguo Club Cartagena a través del estudio patológico y de vulnerabilidad sísmica estructural, con el fin de proponer alternativas de solución e intervención para su recuperación.

Para la caracterización total del monumento se llevaron a cabo diferentes procedimientos, entre ellos: levantamientos fotográficos, los cuales permitieron el análisis detallado de las zonas de mayor afectación, la prueba de extracción de núcleos, utilizada para obtención de los esfuerzos resistentes de cada elemento y ensayos de fenolftaleína para la medición del nivel de carbonatación en el concreto y mampostería.

Una vez recopilada toda la información primaria procedieron a la modelación de la edificación en el software computacional ETABS, aplicando el método de la carga horizontal equivalente para el análisis sísmico, para ello tuvieron en cuenta los valores obtenidos del análisis patológico y las cargas que intervienen en la inestabilidad estructural (carga viva,

carga muerta, cargas sísmicas), de esta manera se evaluaron los esfuerzos actuantes por elemento.

Al final de la investigación detallan los análisis sísmicos de la estructura y una serie de soluciones y alternativas de intervención para el antiguo club Cartagena. Según los análisis realizados concluyen que el estado actual de la estructura es desfavorable, ya que no cumple con los parámetros establecidos por la NSR-10 y además, los elementos presentaron altos grados de afectación por parte de agentes patógenos. Como medidas de seguridad implementaron un sistema de reforzamiento a base de fibra de carbono en aquellos medios que presentaron problemas en cuanto a índices de sobre-esfuerzos con el fin de brindarle una mejor funcionalidad a la estructura.

Esta investigación sustenta información valiosa para este trabajo, no solo por poseer características en el tema a estudiar y el uso de herramientas estructurales, si no que ostenta en su desarrollo técnicas para el avance del tema que fortalecerán la averiguación propuesta; sin embargo en su estudio, la restauración se presenta en un edificio de tipo republicano al cual buscar mantener su patrimonio histórico, por el contrario en nuestro proyecto se limita a una estructura de arquitectura colonial que cuenta con una un sistema estructural diferente al de la investigación, además el análisis a implementar aplicará el uso de elementos finitos.

- **VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL REFUERZO SISMORRESISTENTE DE LA CATEDRAL BASILICA DE MANIZALES, OMAR DARIO CARDONA, UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, BOGOTA, COLOMBIA 2007.**

El estudio se centró en evaluar las condiciones de la estructura de la catedral de Manizales ante un sismo severo, la cual requería de una intervención urgente para rehabilitar las condiciones de la estructura.

Inicialmente realizaron una inspección visual detallada y una serie de ensayos no destructivos del inmueble, comprendiendo un estudio de tipo no experimental, lo cual permitió conocer las verdaderas causas de las fallas presentadas en la vivienda.

Luego llevaron a cabo la búsqueda de los planos originales de la edificación, dichos planos se digitalizaron y realizaron una aproximación al levantamiento geométrico del templo, utilizaron un scanner de alta velocidad y excelente capacidad de captura logrando capturar módulos de imagen que a su vez fueron ensamblados posteriormente. Con base en la información obtenida en el levantamiento arquitectónico, se desarrolló el modelado virtual del edificio mediante el programa de computador ARCHICAD. El modelado se realizó con base en ajustes continuos llevados a cabo mediante un proceso de verificación y confrontación con las medidas reales del templo.

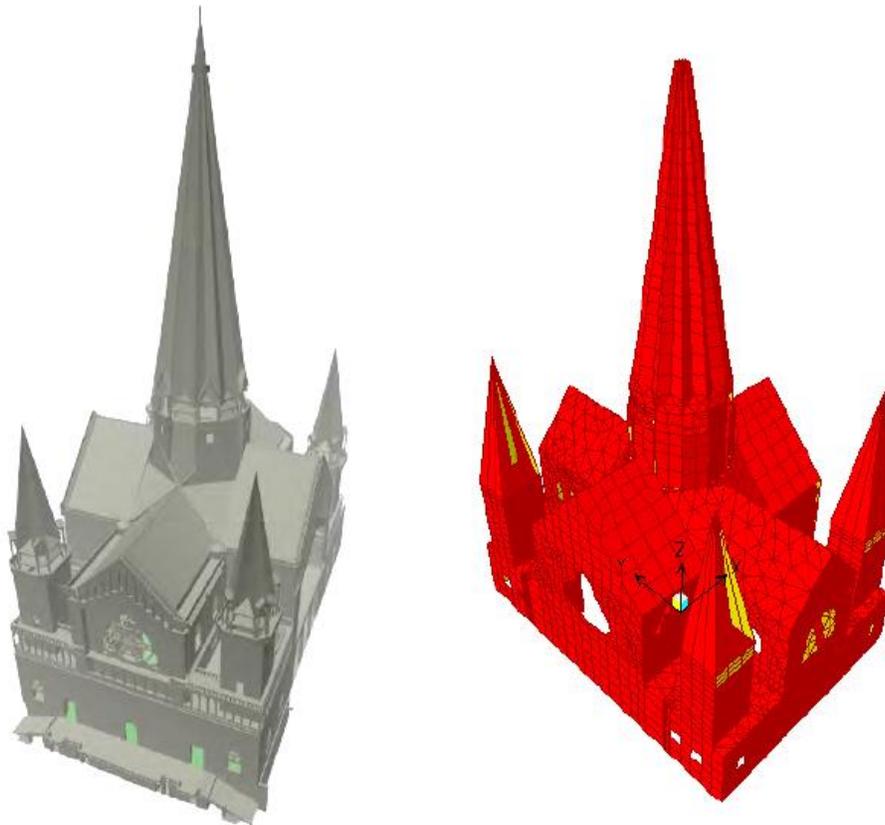


Fig. 14. Vista isométrica levantamiento estructural y del modelo de elementos finitos.

Una vez realizado el modelo virtual computarizado se desarrollaron planos que facilitaron la mayor comprensión del edificio y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos (ver figura 14).

Para la evaluación del estado de los materiales de la estructura se llevaron a cabo ensayos de tipo semidestructivo y no destructivo, acompañados por ensayos fisicoquímicos, practicados directamente sobre la estructura, o en el laboratorio sobre muestras tomadas del concreto. De igual manera, con las mediciones profundidad de carbonatación (pérdida de pH) y los correspondientes recubrimientos del acero de refuerzo se modeló, usando un programa diseñado para tal efecto, la durabilidad residual de un número representativo de elementos de la estructura.

Para la definición de la geometría utilizaron el programa ANSYS versión 5.0, en el Centro de Computación Avanzada para Ingeniería MOX de la Universidad de los Andes. Para definir las cargas se trasladó el modelo a Sap2000 Non-Linear versión 6.11, en el que definieron únicamente la carga gravitacional, como el peso propio de cada elemento.

El análisis del modelo se ejecutó para tres circunstancias:

- Análisis estático: consistió en observar el comportamiento por peso propio de la estructura y determinar las reacciones en la base debido a las cargas gravitacionales. Esta carga en total se estimó en 13,000 ton.
- Análisis dinámico: Utilizaron un tipo de análisis por Eigenvalues para los 10 primeros modos de vibración de la estructura.
- Análisis espectral: para este análisis utilizaron el espectro de respuesta obtenido del análisis de un modelo unidimensional de una columna de suelo con propiedades tanto estáticas como dinámicas obtenidas en laboratorio.

Con la utilización de un modelo elástico y la definición de un patrón de agrietamiento simulado por sismos previos, ha sido posible valorar de manera simplificada el comportamiento inelástico de la estructura, lo que ha permitido llevar a cabo una evaluación

de la vulnerabilidad sísmica en términos de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía.

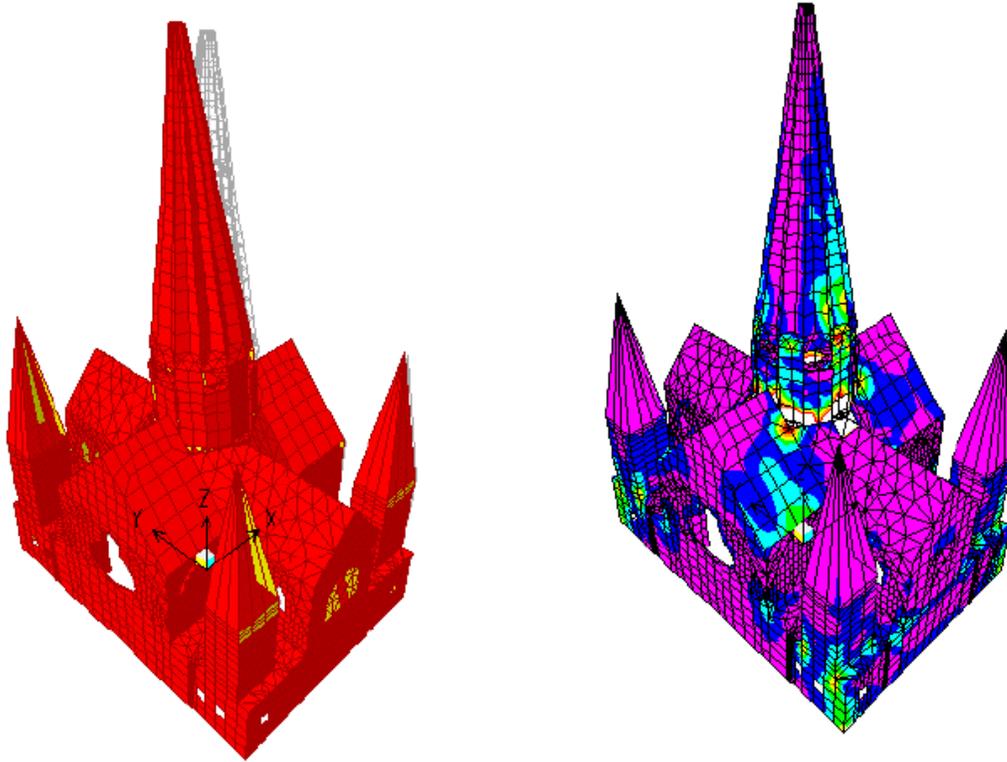


Fig. 15. Deformada y esfuerzos (N/m<sup>2</sup>) debido al espectro hipotético de 1979.

Este tipo de estudio ha permitido mediante un análisis dinámico utilizando elementos finitos, determinar las principales deficiencias y debilidades del templo ante la acción sísmica regional,

Ante los resultados obtenidos concluyeron que la Catedral Basílica de Manizales debía someterse a una rehabilitación y refuerzo de su estructura con técnicas apropiadas mediante las cuales se le de protección a sus materiales estructurales y se logre mejor comportamiento sismorresistente. Proponiendo así, la intervención de la base de la aguja central, el control de la estabilidad de las cuatro agujas esquineras y la realización de varios muros estructurales nuevos y adhosados en puntos estratégicos que garanticen un buen comportamiento de la estructura.

Esta investigación es la base principal de nuestro proyecto, en este informe se logra aplicar un detallado análisis de vulnerabilidad sísmica estructural, utilizando técnicas modernas de diseño virtual y análisis con elementos finitos para evaluar técnicamente el estado actual de la edificación, pese a esto la limitación que se presenta en este el hecho que el estudio se realiza a una estructura de tipología republicana diferente al edificio del IGAC, sin embargo ambas estructuras son consideradas como monumentos nacionales que identifican el patrimonio arquitectónico de la ciudad y del país.

- **VULNERABILIDAD Y PATOLOGÍAS EN CENTROS DE SALUD, UN CASO ESPECÍFICO DE BOYACÁ, ISMAEL ANTONIO CHAPARRO, HENRY COLMENARES MERCHÁN, UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA, BOGOTÁ 2009**

El presente artículo es el resultado de un estudio de patologías y de vulnerabilidad sísmica de una edificación definida por la legislación colombiana como esencial. Se trata del centro de salud del municipio de Tópaga, debido a la relevante función que desempeñaba en la atención y gestión de emergencias y de tratamientos médicos ambulatorios para una población numéricamente importante.

El estudio consistió inicialmente en la recopilación de información acerca de cómo fue construida la edificación, planos arquitectónicos, planos estructurales, registros de interventoría y levantamiento fotográfico de la construcción.

Luego realizaron una inspección visual de la edificación para identificar y localizar las patologías que presentaba la estructura y conocer las condiciones de dicho edificio; asimismo definen que el sistema de soporte estructural estaba conformado por muros de carga, en ambas direcciones en mampostería. Además, la edificación no contaba con pórticos en concreto ni columnas de soporte. Efectuaron una descripción general del estado actual de la edificación, en cuanto a su parte arquitectónica, estructural y sus afectaciones patológicas.

Para el estudio de vulnerabilidad aplicaron los lineamientos establecidos en el Capítulo A.10 de la NSR – 98, referente a la rehabilitación de edificaciones construidas antes de la vigencia de dicha norma. Entre los resultados detectaron algunas falencias tales como: la insuficiencia de las metodologías adoptadas en los códigos sísmicos vigentes para proteger este tipo de edificaciones, la necesidad de abordar su evaluación desde un punto de vista global que considere la vulnerabilidad física estructural y la vulnerabilidad funcional y la importancia de considerar la interacción entre los diferentes elementos que conforman un sistema esencial con otros sistemas y líneas vitales. (Chaparro & Colmenares Merchán, 2009)

Dado que la edificación presentaba una vulnerabilidad sísmica alta esta no cumplía con todas las especificaciones de la NSR – 98, aconsejaron el reforzamiento, para proporcionar un sistema de resistencia sísmica adecuado a la estructura. Concluyeron además que era necesario el reforzamiento de vigas en gran parte del edificio, por la presencia de grietas a causa de sobrecargas impuestas; dicha rehabilitación fue necesaria para que la estructura cumpliera con las normas mínimas de sismo-resistencia.

Este estudio genera un aporte significativo a este trabajo debido a que detalla las vulnerabilidades sísmicas que presenta una estructura y de los diferentes mecanismos de deterioro que la afectan, sin embargo se limita a la hora de analizar y detallar las alternativas de remodelación puesto que no sugieren las medidas y los procesos que se deben implementar para llevar a cabo el reforzamiento de la estructura.

- **ESTUDIO DE PATOLOGÍA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO DE LA DIÓCESIS DE SINCELEJO-SUCRE, CESAR TULIO ALMARIO SALAZAR, RICHARD ISAAC BUELVAS SALAZAR, UNIVERSIDAD DE SUCRE 2006**

En este estudio se realiza una investigación completa en la estructura del edificio de la Diócesis de Sincelejo, para esto se realizaron distintos ensayos como son: extracción de núcleos de refuerzo, pruebas con esclerómetro, excavaciones, ensayos de acero de refuerzos y los distintos sondeos para vigas, losas, columnas y cimentaciones para posteriormente realizar el análisis estructural tridimensional en donde sus resultados fueron los siguientes:

Para los sondeos se evidenciaron corrosión en algunas secciones del refuerzo tanto en vigas como en cimentaciones, además se presencié relleno de escombros mal compactado, y por último los diferentes materiales en que fue construido cada elemento estructural como es el caso de concreto ciclópeo y mortero; para los ensayos se presentaron valores de resistencia bajos en el entrepiso frontal además de que las vigas principales trabajan al límite como es el caso de la biblioteca, el aplastamiento y las grietas por cortante en los muros también fueron notorios en la cerámica y bajo la placa. Para el caso de las columnas el 66% cumplió, sin embargo al considerarse la columna un elemento estructural importante en la edificación el panorama es alarmante y el sistema del edificio pasa de ser de pórtico a dual. Ante la ocurrencia de un sismo el edificio de la Diócesis de Sincelejo podría colapsar si este es de nivel moderado.

Una de las opciones de rehabilitación consistió en el aumento de la sección de todas las columnas para mejorar la resistencia y la rigidez de la estructura al igual que el aligeramiento de la placa de entrepiso, sin embargo la intervención debe realizarse en todo el edificio y la inversión de dinero sería bastante, esta solución va relacionada con la segunda opción en las grandes cantidades de dinero que hay que invertir para construir el sistema de pórtico en concreto independiente al actual, corriendo los ejes de columnas y vigas, y la cimentación y las vigas de amarre serían totalmente nuevas, es por esto que una tercera opción propone fortalecer el sistema dual con la construcción de muros de cargas que contribuirían al control de derivas y el soporte de la losa de entrepiso teniendo en cuenta que no se reforzarían para las condiciones del sismo de diseño, para esto es necesario poner micro pilotes de concreto reforzado; esta última opción no incrementa los costos debido a la falta de refuerzo para condiciones de sismo.

La limitación que se presentó era el uso que tenía esta estructura y es que al tratarse como una iglesia las grandes luces en vigas y las limitaciones de espacios y arquitectura, caso contrario ocurre en este proyecto debido a que al ser oficinas el uso de muros divisorios va a ser más notable que en la diócesis.

- **VULNERABILIDAD SISMICA DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES HISTORICAS DE MAMPOSTERIA EN CHILE: APLICACIÓN A LOS TERREONES ESPAÑOLES DE VALDIVIA, MARIA INÉS SÁNCHEZ, UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE, SANTIAGO DE CHILE 2013**

Las estructuras históricas son elementos y símbolos tangibles que constituyen las memorias del nacimiento de una sociedad que sobrevive en medio de un ambiente moderno y urbano; específicamente en países como Chile la diversidad del patrimonio histórico van desde la época de la conquista del siglo XVI hasta la época de las colonia con casonas y edificios construidas en la zona central de Chile por lo que un estudio de vulnerabilidad sísmico es un aspecto fundamental en el estudio del patrimonio histórico para así contar con un respaldo preciso ante la expectativa de la seguridad de la estructura ante el escenario de un evento sísmico futuro y también ofrecer respuestas en cuanto a la restauración y mantenimiento de la misma. Es por esto que este proyecto buscaba hacer una evaluación a una estructura de mampostería como es el Torreón Los Canelos; para esto buscaron información secundaria con respecto a las diferentes técnicas utilizadas para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificios históricos, teniendo en cuenta la construcción, materiales utilizados, geometría y reformas que haya sufrido el edificio. El análisis de toda esta información, medidas de campo, caracterización de la sismicidad local de la zona de Valdivia y pruebas experimentales permitieron construir un modelo analítico que permitieron obtener las cargas de colapso y la generación de curvas de capacidad y espectro de demanda.

El uso de sismógrafos y geógrafos permitió obtener datos del suelo los cuales fueron de que era de buena calidad como es el caso de canagua (arena limosa cementada).

La utilización de esclerómetro para medir la resistencia a la compresión de los ladrillos usados en la construcción del Torreón Los Canelos algo improvisado ya que en un principio se pretendía hacer un modelo del material para establecer sus propiedades y para esto era necesario hacer pruebas destructivas y al ser considerado un monumento nacional no fue permitido. Sin embargo los resultados del esclerómetro fueron aceptables al ser comparados con una muestra de hormigón ensayado con esclerómetro.

Como conclusiones principales de esta tesis se obtuvieron:

- A partir de las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño, se ve que la vulnerabilidad sísmica medida se concentra casi totalmente en un estado de “Sin daño”, lo cual concuerda con su estado estructural aparente.
- El hecho de que el Torreón Los Canelos tenga una baja vulnerabilidad sísmica, se condice con los múltiples sismos que soportado durante su existencia, incluyendo el de 1960, encontrándose hoy en día en muy buen estado y sin daños estructurales visibles, con una alta probabilidad de que tenga un muy buen desempeño frente a los futuros eventos sísmicos.

Como limitación se puede tener en cuenta el hecho de que no es una casa como la sede del IGAC en Cartagena sino una torre de base circular que fue construida como resguardo de la ciudad.

- **VULNERABILIDAD SISMICA DE LA CATEDRAL DEL CUSCO, RICARDO PROAÑO, MIGUEL TORRES, JORGE ALARTE, CARLOS ZAVALA, ZEÑON AGUILAR, HUGO SCARLETT, MARTIN RODRIGUEZ, CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS DE MITIGACIÓN, LIMA PERU 2003**

Después del siglo XVI, con la conquista española, se agregaron a este patrimonio iglesias, catedrales, plazas, palacios y fortalezas. Muchos de ellos han sobrevivido a los terremotos y otros factores agresivos.

Un ejemplo de la influencia española durante la conquista es la Catedral del Cusco, en Perú. Esta se construyó en 1560, encima de un galpón incaico perteneciente al Palacio del Inca Wiracocha. La catedral está compuesta por 3 templos unidos que fueron construidos en distintas etapas y su estructura está compuesta por muros de mampostería, pilares y domos de piedra. Ha sufrido daños severos por varios sismos durante su existencia y por lo menos 5 procesos de reconstrucción o rehabilitación (Proaño et al., 2003).

Para diagnosticar el comportamiento sísmico de su estructura, Proaño et al. (2003), realizaron tres modelos numéricos basados en análisis de elementos finitos. Para la caracterización de los materiales se ensayaron probetas provenientes de la estructura.

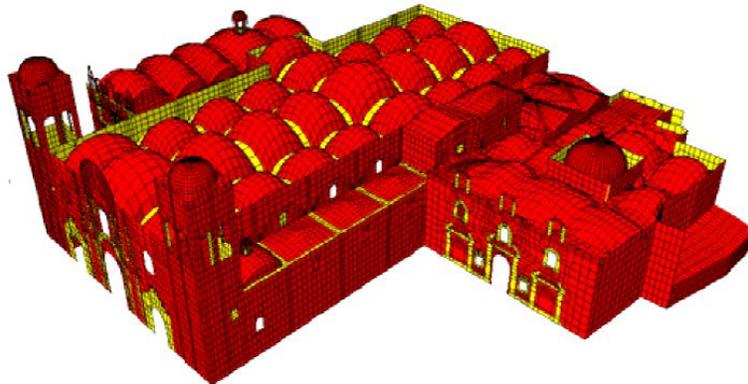


Fig. 16. Modelo del conjunto discretizado en elementos finitos.

También se realizó un análisis de la mecánica de suelos, encontrándose que el terreno era apropiado y que los asentamientos elásticos fueron producidos durante la etapa de construcción y no tenía relación con los daños observados. Con los resultados de los análisis se obtuvo que si bien presenta cierta capacidad para soportar acciones sísmicas, ésta no soportaría un sismo importante ya que posee demasiado peso en proporción a la capacidad resistente y poca ductilidad, características opuestas a lo que normalmente se considera adecuado para un buen comportamiento sísmico.

Este informe es un claro ejemplo de cómo se lleva a cabo la metodología ejecutada para el análisis diagnóstico e intervención de los elementos y materiales constructivos y la aplicación de los elementos finitos. La limitación de este proyecto en comparación al del IGAC es que contemplan sistemas de arcos en su estructura lo cual es algo que en la sede de Agustín Codazzi no presenta, dando así un sistema estructural que tiene que trabajar bajo distintas condiciones a las de nuestro proyecto.

- ANALYTICAL EVALUATION OF THE SEISMIC VALNERABILITY FOR MASONRY CHURCHES USING THE FINITE ELEMENT METHOD; LUCIAN SOVEJA, IONEL GOSAV, TECHNICAL UNIVERSITY OF IAȘI FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND BUILDING SERVICES, SEPTIEMBRE DE 2014**

En 2014 Lucian Soveja y Ionel Gosav del departamento de ingeniería civil y construcciones de la universidad de Iași, Rumania ejecutaron un informe sobre estudios estructurales realizados previos a la restauración de la iglesia parroquial de Bărboi.

El objetivo del proyecto es estudiar la vulnerabilidad sísmica que presentaba dicha iglesia y un análisis de la estabilidad dinámica, con base al método de elementos finitos (FEM) para implementar una posible reparación y la evaluación de la estabilidad de los arcos basados en las condiciones de esfuerzo a la que es sometido.

Para este proyecto el enfoque consistió en el levantamiento geométrico del edificio, las pruebas de laboratorio de muestras de mampostería extraídas desde el sitio con el objetivo de determinar sus propiedades mecánicas, seguidas por análisis estático lineal de estructuras utilizando un software basan en el método de elementos finitos (FEM).

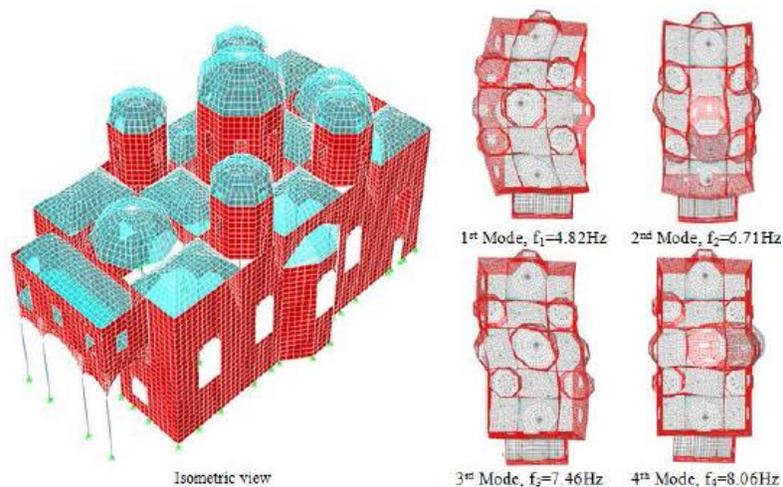


Fig. 17. Modos de vibración en modelo discretizado en FME.

A continuación se realizó un análisis de estabilidad de la iglesia para la geometría deformada actual y para la geometría sin deformaciones; todo esto se realizó teniendo en cuenta los empujes de los arcos en magnitud y dirección que posteriormente dieron los momentos de estabilidad y los coeficientes de seguridad que tiene la estructura para cada situación de contrarresto.

A partir de esto, los arcos soportaran cualquiera sea la solución para los problemas de inestabilidad, al igual que las condiciones para las nuevas techumbres con el nuevo contrafuerte añadido y el muro presente como es el caso de la consolidación de estos dos elementos. Sin embargo también se estipulo como alternativa el colocar una tirante de acero inoxidable situado a cierta distancia por debajo de las grietas con una sección que pueda resistir los empujes horizontales.

El análisis de la investigación logro identificar los daños que presentaban los elementos estructurales, alertar sobre los elementos que debían ser demolidos y en general evaluar las condiciones actuales a nivel estructural de la Iglesia, concluyendo que era necesario realizar un proceso de rehabilitación urgente de la estructura.

Pese a las medidas eficientes de evaluación y análisis estructural que se emplearon en el proyecto para valorar el estado actual de la estructura del edificio, las limitaciones que se presentan con respecto a nuestro proyecto están en las características constructivas que presenta la edificación, ya que al tratarse de una iglesia, cuenta con una serie de arcos y geometrías distintivas para este tipo incomparables con las características que presenta el edificio del IGAC

## 4. OBJETIVOS

### 5.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar el estado actual de la estructura del edificio sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi en la ciudad de Cartagena a través de un estudio de vulnerabilidad sísmica aplicando el método de elementos finitos, con el fin de proponer soluciones preliminares a nivel estructural que permitan rehabilitar la edificación.

### 5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el estado actual de los materiales de construcción utilizados en el edificio de la sede del instituto geográfico Agustín Codazzi en Cartagena de Indias.
- Realizar una modelación mediante un análisis estático estructural de la edificación para evaluar las condiciones actuales de trabajo según la norma NSR - 2010.
- Proponer soluciones a nivel estructural que permitan iniciar un proceso de rehabilitación.
- Efectuar una estimación general de costos y presupuesto para el proceso de intervención y rehabilitación de la estructura.

## 5. ALCANCE

### 5.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

Cartagena está localizada en el norte del departamento de Bolívar a orillas del mar Caribe. Se encuentra a 10° 25' 30" latitud norte y 75° 32' 25" de longitud oeste.

Cartagena limita al oriente con los municipios de Santa Catalina, Clemencia, Santa Rosa, Turbaco y Turbaná; al norte y al occidente con el mar Caribe; y al sur con el municipio de Arjona, ver imagen 1.

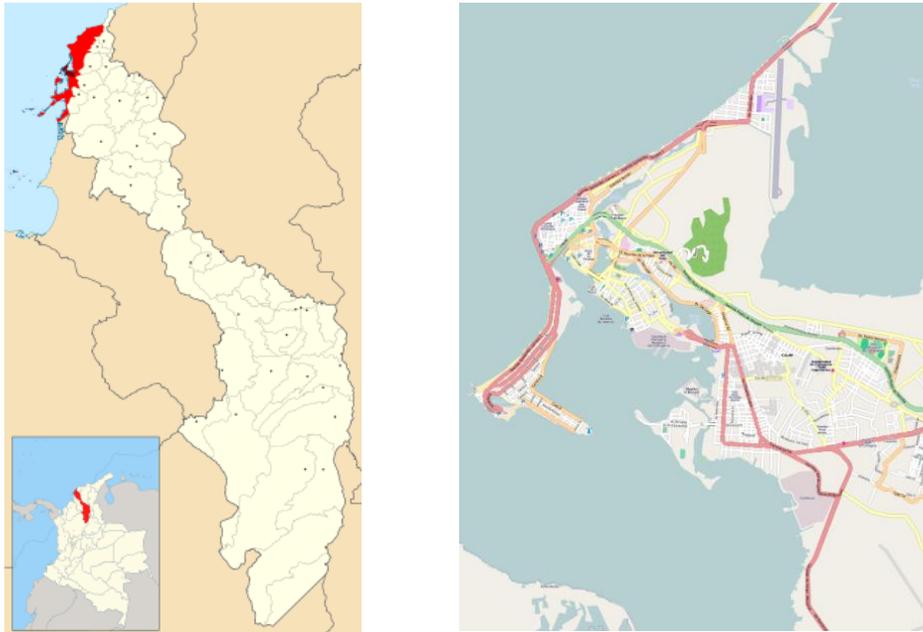


Imagen 1. Localización de la ciudad de Cartagena de Indias.  
Fuente: Google Maps 2014

Este trabajo tiene como objeto la sede del instituto geográfico Agustín Codazzi en la ciudad de Cartagena, localizada en el centro amurallado, a un lado del parque Simón Bolívar y frente a la catedral Santa Catalina de Alejandría en el barrio San Pedro, ver imagen 2.



Imagen 2. Localización del edificio sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.  
Fuente: Google Maps 2014

## 5.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El proyecto se desarrolló durante el segundo periodo académico del año 2015, iniciando en el mes de julio y finalizando en el mes de diciembre. Las actividades de campo se ejecutaron directamente en el edificio de estudio y los ensayos de compresión en los muretes se realizaron en laboratorio de pruebas del ingeniero Modesto Barrios Fontalvo.

## 5.3 DELIMITACIÓN CONCEPTUAL

Este proyecto está delimitado por los conocimientos adquiridos en la universidad, relacionados con todas las áreas aplicadas a los materiales de construcción, abarcando temas como resistencia de materiales, hormigón, química de materiales, análisis estructural, concreto, durabilidad y patología de estructuras.

En el análisis se estudiaron los antecedentes e historial de la estructura, incluyendo cargas de diseño, el microclima que la rodea, el diseño de ésta, el proceso constructivo, evaluación de los materiales, la cronología de daños, la vulnerabilidad sísmica que presenta la estructura, requerimiento de reforzamiento, evaluación de alternativas de solución y estimación de costos.

#### **5.4 RESULTADOS ESPERADOS**

En el estudio se realizó una patología del edificio para identificar de forma clara, el impacto del ambiente sobre la estructura. La investigación se inició en la recolección de información primaria, con el fin de tener claro los tipos de materiales que se encuentran en la edificación, para luego realizar una evaluación detallada en los materiales, caracterizando principalmente las condiciones que presenta.

Con la utilización del modelo estructural, se obtuvo de manera simplificada el comportamiento estático de la estructura, y se logró realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio en términos de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía; y mediante el análisis estático utilizando elementos finitos, se determinaron las principales deficiencias y debilidades del edificio ante la acción de un sismo. Con la identificación clara de los sectores susceptibles a daños se plantearon sistemas de reforzamiento para la preservación de la estructura.

#### **5.5 PRODUCTO FINAL A ENTREGAR**

Finalmente el proyecto comprende la entrega de un documento con los resultados del estudio, donde se encuentran el modelo virtual computarizado de la edificación y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos, información primaria y secundaria relacionada con la estructura, además del análisis estructural y el respectivo estudio de vulnerabilidad sísmica.

Además se entregarán los planos constructivos con la alternativa más factible desde el punto de vista técnico y su respectivo presupuesto.

## **5.6 PRODUCTOS COMPLEMENTARIOS**

Este proyecto puede servir de base para investigaciones que se presenten en edificaciones que cuentan con un valor histórico para la nación, aplicando el método de elemento finito para entender el comportamiento dinámico de estas construcciones y estimar las frecuencias naturales y modos de vibración de la estructura original, además los resultados de estos modelos ayudarán en la identificación de áreas frágiles de los edificios y en la evaluación de vulnerabilidad del conjunto.

## **5.7 EXCEPCIONES Y/O LIMITACIONES**

La investigación se limitó a las condiciones estructurales del edificio, no se tendrá en cuenta la condición de los acabados, elementos no constructivos e instalaciones que presente la edificación. Además no se evaluó las condiciones de la cimentación, debido a problemas que se presentaron por falta de información sobre la estructura del IGAC, los procesos constructivos que se emplearon y las dimensiones e intervenciones que se realizaron a la cimentación.

## 6. METODOLOGÍA

Este proyecto investigativo se califica de tipo mixto, puesto que consta de una investigación evaluativa ya que se verificará las condiciones de vulnerabilidad estructural del edificio sede Instituto Geográfico Agustín Codazzi en la ciudad de Cartagena, mediante el análisis sistemático de la información, la inspección de campo, las condiciones de servicios y los ensayos de los materiales, aplicados en el software de modelación estructural ETABS v15 empleando el método de elementos finitos, de acuerdo con los requerimientos de los códigos estructurales vigentes. Proporcionando datos relacionados con la capacidad portante de los elementos y el estado actual de la estructural.

Además el proyecto enmarca una investigación proyectiva, ya que radica en la elaboración de una propuesta o alternativa de rehabilitación a nivel estructural desde el punto de vista técnico y factible; para ello se evaluarán los métodos de reparación alternativos viables, con base a las normas de reparación, refuerzo y protección de estructuras actuales aplicados en edificaciones con identidad histórica; complementado con una estimación general de costos y presupuesto para el proceso de intervención y reforzamiento de la estructura.

Para el cumplimiento de los objetivos planteados en el proyecto se tendrán en cuenta 6 etapas básicas de desarrollo:

1. Recolección de la información secundaria
  - a. Revisión bibliográfica y vida en servicio de la estructura.
  - b. Antecedentes de intervenciones de ingeniería en la estructura.
  - c. Información del diseño.
  - d. Información sobre los materiales y construcción.
  
2. Recolección información primaria
  - a. Geometría y materiales estructurales.
  - b. Ensayos no destructivos en los materiales.
  - c. Evaluación del estado de los materiales.

3. Informe patológico
  - a. Inspección visual.
  - b. Inspección detallada.
  - c. Informe general.
  
4. Levantamiento arquitectónico
  - a. Levantamiento arquitectónico de la edificación.
  - b. Modelado virtual aplicando el software ARCHICAD.
  - c. Discretización tridimensional en elementos finitos.
  
5. Modelación estructural
  - a. Definición de los elementos en el modelo estructural.
  - b. Evaluación de la capacidad de cargas de los elementos aplicados en el software ETABS v15.
  - c. Análisis estático y dinámico de la estructura.
  - d. Obtención de resultados.
  
6. Propuesta de soluciones preliminares
  - a. Se proponen soluciones preliminares a la estructura para el proceso de rehabilitación.
  - b. Evaluación de las alternativas de rehabilitación.
  - c. Estimación general de costos y presupuestos en el proceso de intervención y rehabilitación de la estructura.

### **6.1 ETAPA 1. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA**

Para esta etapa se realizó una recopilación de información en documentos, artículos científicos, tesis de grado que tienen relación con vulnerabilidad en estructuras de carácter histórico en mampostería colonial y los factores que influyen en la aparición de la misma.

Para la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, se encontró gran parte de la información secundaria en las bibliotecas Bartolomé Calvo, Fernández Madrid y la biblioteca virtual Luis Ángel Arango donde se encontraron datos históricos de la edificación en varias referencias. Al igual se recurrió a los archivos históricos del Museo de la Inquisición, toda esta documentación permitió obtener una recopilación general de las intervenciones que se le hicieron a la estructura antes de éste estudio, planos de diseño, especificaciones y algunos cálculos de la época.

Con la ayuda de entrevistas a personas involucradas en el tema de estudio y la colaboración del Arquitecto Plinio Pinzón, se ilustraron todos los detalles relacionado a la construcción, distribución espacial de la edificación, detalles del refuerzo de la estructura, códigos de construcción de la época y la información técnica de los materiales utilizados en la edificación. Una vez adquirida, organizada y analizada la información se armó un plan de trabajo y se continuó con la metodología del proyecto.

## **6.2 ETAPA 2. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN PRIMARIA.**

Una vez la información de diseño, construcción, materiales e historia de servicio se recolecto, se procedió a realizar las observaciones de campo para verificar las informaciones previamente obtenidas, y para determinar y valorar la condiciones de los materiales actuales de la estructura.

Para esto se efectuaron trabajos de recolección de información, a partir de múltiples visitas técnicas en base a una inspección detallada, para determinar la magnitud de los daños de la estructura, realizando un registro descriptivo de la localización y clasificación de los daños en la edificación.

Las observaciones de campo incluyen la geometría de los elementos y secciones críticas, las características de los materiales de construcción y las condiciones de cargas que presentan. Todo el proceso fue detallado en planos generales con especificaciones técnicas de la estructura.

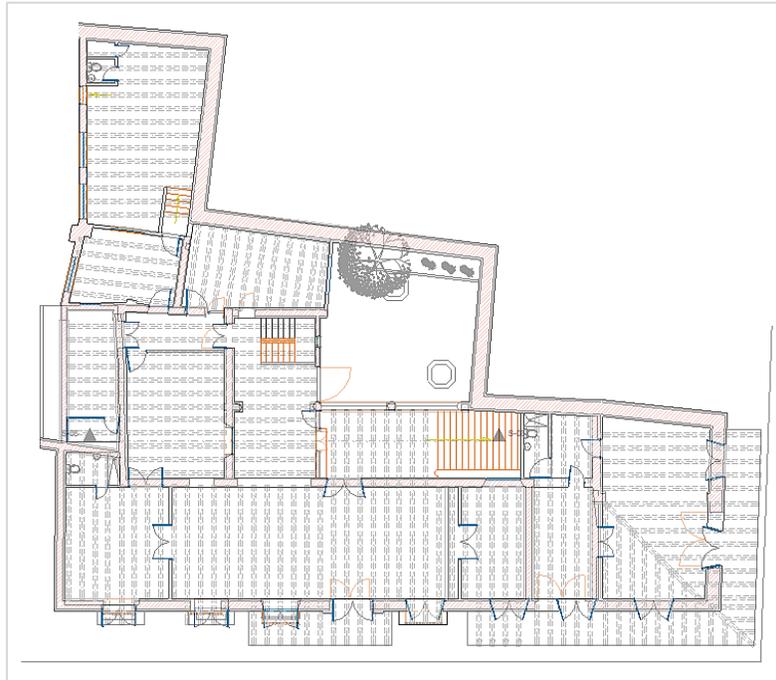


Fig. 18. Levantamiento detallado del edificio IGAC en el software Archicad.  
Fuente: Autores

Los planos cuentan con las características dimensionales, distribución y localización de los elementos estructurales que conforman la edificación (muros, vigas, dinteles, columnas y pilastras), proporcionando claridad y una amplia perspectiva para el análisis estructural.

### 6.2.1 Ensayo a compresión axial.

Para caracterizar las propiedades mecánicas de los muro de mampostería de la edificación, se realizaron una serie de ensayos en muretes con base a los requerimientos exigidos en la norma para la determinación de la resistencia de la mampostería a compresión  $f'_m$  (NSR - 10, 2010) D.3.7.2 y posteriormente unos ensayos de ultrasonido para complementar la exactitud de las propiedades de los muros de mampostería.

Las muestras a ensayar fueron extraídas de una edificación colonial de la ciudad de Cartagena, la cual se encontraba en proceso de restauración y se tenían planeado la demolición del muro de tipología colonial, similar en la composición de los materiales de la edificación de estudio.

Se recolectaron 3 muestra, cada una fue objeto de un procedimiento de corte para conseguir las dimensiones y uniformidad requerida.

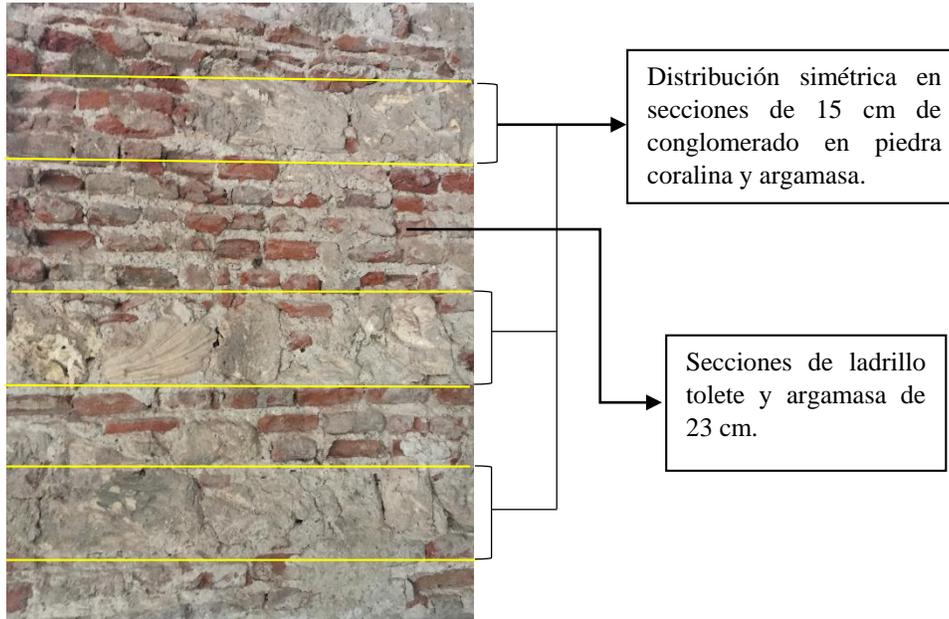


Imagen 3. Composición geomorfológica de los muros de mampostería de tipología colonial en la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

Se determinó la masa y el volumen de los muretes, para determinar el peso por unidad de volumen y la masa por unidad de volumen, luego se le realizó unas pruebas de ultrasonido en cada muestra, para conocer la composición del material y con el objeto de realizar una calibración del equipo que posteriormente se utilizó para realizar las pruebas en diferentes puntos de la edificación.



Imagen 4. Izquierda: equipo de ultrasonido; derecha: determinación de la velocidad de onda en la muestra ensayada.

Posteriormente se realizó en el laboratorio de pruebas del ingeniero Modesto Barrios Fontalvo el ensayo a compresión y medición de la deformación axial de cada muestra, determinando la resistencia de la mampostería de acuerdo con las especificaciones de la norma, con el fin de obtener las propiedades mecánicas de la mampostería, la resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y el peso por unidad de volumen.



Imagen 5. Ensayo de compresión axial en la maquina universal para la muestra 1.

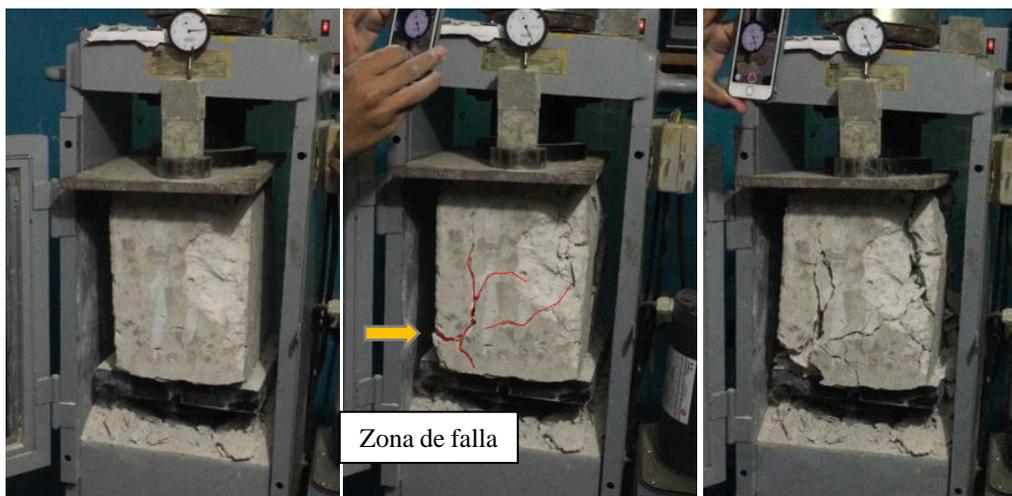


Imagen 6. Proceso de compresión axial y momento de falla para la muestra 2.

Antes de cada ensayo, los muretes se recubrieron con mortero, para facilitar la distribución uniforme de la carga y evitar algún fallo por desprendimiento de material. Se observó una falla de la argamasa como predominante.



Imagen 7. Momento de falla en la muestra 1 y 3.

La resistencia a compresión de los muros se calculó dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área de carga bruta del muro, se determinó como el promedio del área de las muestras con una aproximación de 10 kPa; igualmente se obtuvo el módulo de elasticidad con base en la normativa.

MUESTRA	Ubicación del bloque	Dimensiones LxHxA(cm)	Densidad	Área promedio de las caras (cm <sup>2</sup> )	Resistencia a la compresión		Módulo de elasticidad
					PSI	Kgf/cm <sup>2</sup>	Mpa
1	Bloque extraído de muro	17 - 18 - 30	1685 kg/m <sup>3</sup>	306	62.58	4.40	323.6178
2	Bloque extraído de muro	17 - 18 - 30	1686 kg/m <sup>3</sup>	306	144,51	10.16	747.2629
3	Bloque extraído de muro	18 - 18 - 30	1687 kg/m <sup>3</sup>	324	68,27	4.80	353,0376

Tabla.3. Resultados de las características físicas y mecánicas de las muestras.

Se evaluó la relación de esbeltez de los muretes (altura y espesor) y se determinó un factor de corrección descrito en la norma (NSR - 10, 2010) de 0.86. Se tuvo en cuenta la deformación que presentó la muestra para cada esfuerzo, esto ayudado de videos para facilitar la obtención de datos. Luego de esto se realizó una gráfica de elasticidad (resistencia vs deformación) para cada muestra, ubicando una zona elástica, el punto de falla y un rango plástico de la muestra (anexos).

Los resultados finales del ensayo fueron utilizados para realizar la calibración exacta del equipo de ultrasonido, expresado en un modelo matemático que predice el comportamiento físico del material. La curva de calibración utilizada está basada en ensayos realizados a destrucción de las muestras de laboratorio, en las cuales se observó una falla de la argamasa como predominante. Este proceso se llevó a cabo bajo la instrumentación de un personal especializado de la empresa INGENIERÍA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN Diseños, Consultoría e Interventoría I.D.&C. S.A.S.



Fig. 19. Resultados del proceso de calibración para las muestras ensayadas.

Fuente: I.D.&C. S.A.S

### 6.2.2 Ensayo de ultrasonido.

Posteriormente se realizaron las pruebas de ultrasonido en diferentes muros del edificio, para conocer las propiedades actuales de la estructura y realizar una comparación en las características del elemento, esto debido a la variabilidad que se pueden presentar en estos materiales, fundamental en el proceso de análisis estructural.

En la siguiente figura se presentan los lugares donde se realizaron los puntos de ultrasonido en la edificación.

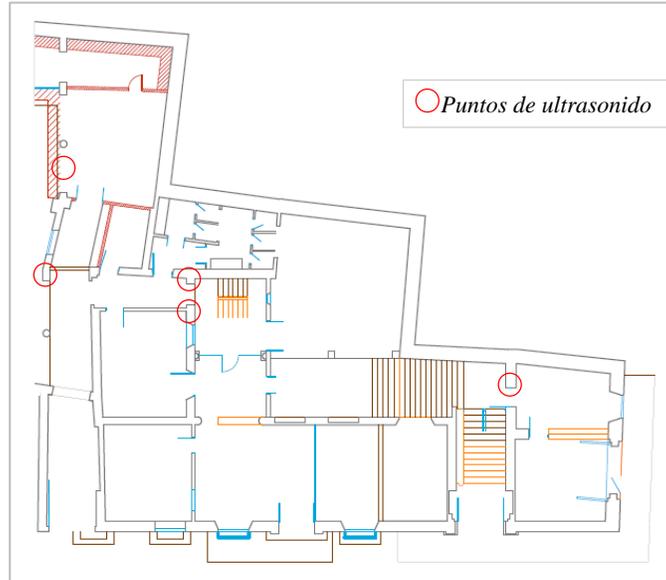


Fig. 20. Planta de localización de ultrasonidos. Fuente: Autores software AutoCAD

Cada punto de ultrasonido fue realizado y supervisado por un ingeniero civil capacitado de la empresa I.D.&C. S.A.S. Al final se realizó un análisis de los resultados los cuales nos permitieron conocer con exactitud el comportamiento de la mampostería colonial que presenta la edificación.

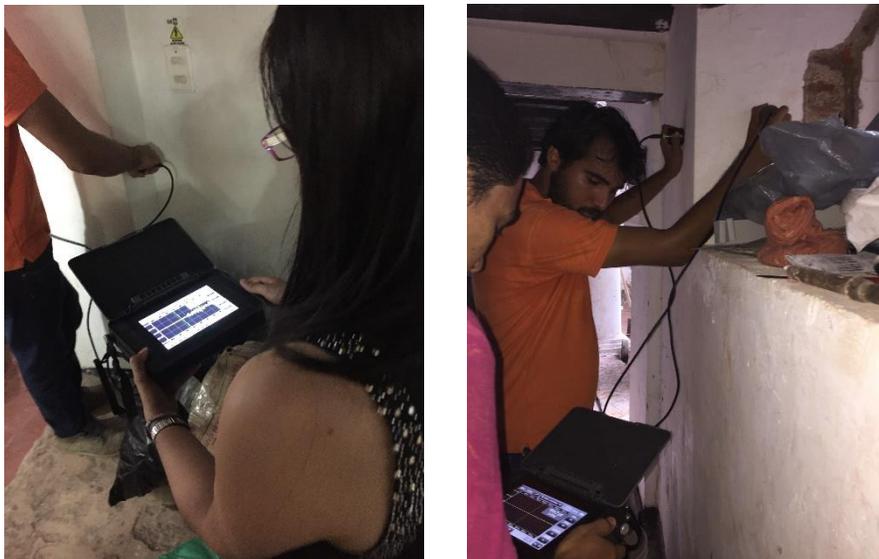
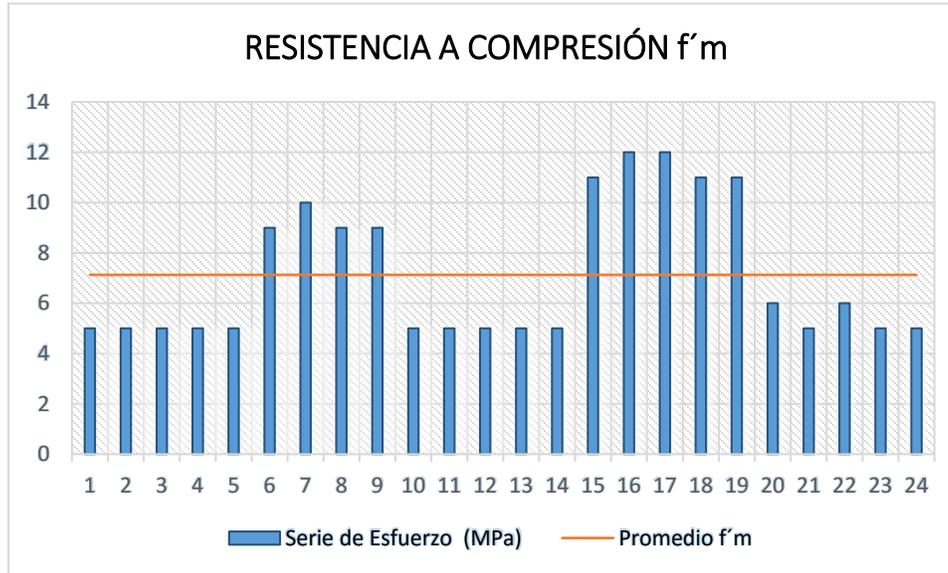


Imagen. 8. Registro fotográfico del ensayo de ultrasonido en diferentes puntos del edificio del IGAC.

Como podemos observar en la gráfica 1, se muestran los resultados de la resistencia axial en los 5 puntos evaluados de la edificación, para cada punto se hizo un registro de 5 datos para obtener un promedio general en la determinación de la capacidad axial del material.



Gráfica. 1. Resistencia a compresión en ensayos de ultrasonidos en el edificio IGAC. Fuente: Autores

Se determinó la resistencia a compresión promedio para la mampostería colonial del edificio de estudio que está alrededor de 7,1 Mpa, sin embargo, teniendo en cuenta un promedio estadístico se utilizaron los resultados en un rango de + 1.5 concluyendo en 5.13 Mpa.

### 6.2.3 Ensayo de esclerómetro.

Consecutivamente se realizaron ensayos no destructivos como es el caso del ensayo del esclerómetro en las pilastras del edificio, para conocer la resistencia que presentan estos elementos y evaluar las condiciones de los materiales. Se realizaron en total 5 puntos en la que se emplearon 9 impactos, distribuidos en una cuadrícula en cada pilastra.



Imagen. 9. Registro fotográfico del ensayo de esclerómetro en las pilastras del pasillo central.

En la siguiente tabla se encuentran los resultados obtenidos para cada pilastra evaluada:

	PUNTO N°1	PUNTO N°2	PUNTO N°3	PUNTO N°4	PUNTO N°5
Descripción	<i>Pilastra primer nivel, fragmentos de ladrillo con argamasa</i>	<i>Pilastra segundo nivel, fragmentos de ladrillo con argamasa</i>	<i>Pilastra segundo nivel, fragmentos de ladrillo con argamasa</i>	<i>Pilastra segundo nivel, fragmentos de ladrillo con argamasa</i>	<i>Pilastra segundo nivel, fragmentos de ladrillo con argamasa</i>
	Impacto	Impacto	Impacto	Impacto	Impacto
	30	31	26	22	28
	35	29	25	27	25
	27	34	29	27	29
	26	34	26	29	22
	30	34	26	28	23
	28	32	24	28	24
	31	28	27	27	21
	30	32	29	27	26
	25	26	28	30	27
<i>Promedio lectura</i>	29.11	31.11	26.67	27.22	25
<i>Ángulo grados</i>	0°	0°	0°	0°	0°
<i>Esfuerzo (Kg/cm<sup>2</sup>)</i>	190	220	165	165	140
<i>Esfuerzo (PSI)</i>	2702,44	3129,14	2346,85	2346,85	1991,27
<i>Módulo de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	142500	165000	123750	123750	105000

Tabla. 4. Resultados de las propiedades mecánicas de las pilastras.

### 6.3 ETAPA 3. INFORME PATOLÓGICO

Para conocer las condiciones y los problemas presentes en la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, se hizo un recorrido por toda la edificación y mediante observaciones de la estructura se realizó un registro fotográfico de las alteraciones presentes en los materiales y elementos constructivos de la estructura, tales como: Grietas, fisuras, desprendimientos y humedades entre otras.

Se utilizó un medidor de fisuras para conocer el ancho que presentan estas afectaciones, al igual que el movimiento de la fisura y su condición de humedad, que son factores claves al momento de elegir el mejor procedimiento para la reparación de la estructura; además de una serie de equipos complementarios como escaleras, para documentar zonas inaccesibles de la edificación.

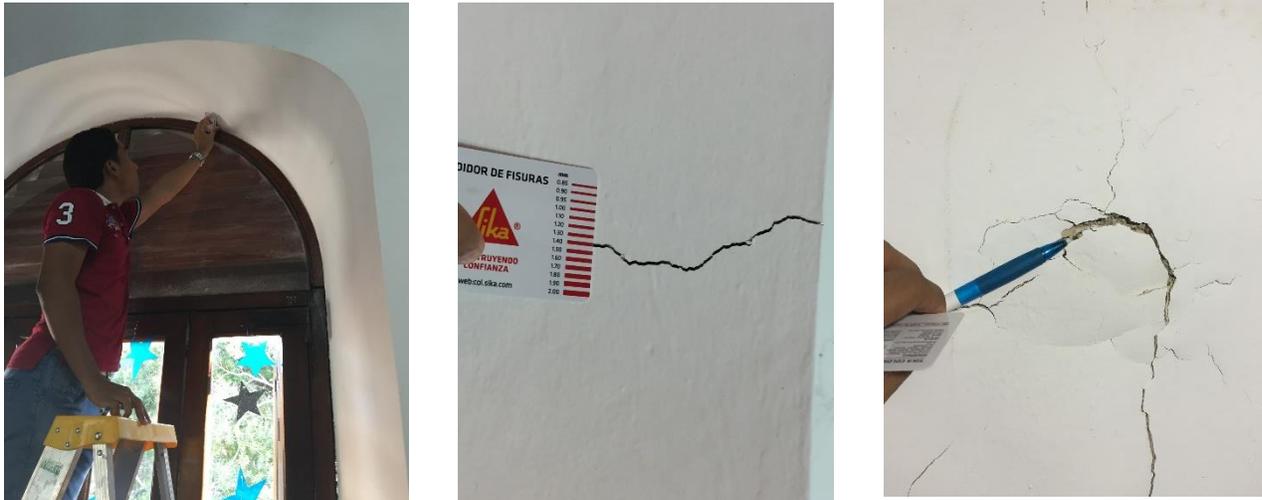


Imagen. 10. Registro fotográfico de las mediciones y ubicación de las afectaciones del edificio.

Posterior a la obtención del reporte fotográfico y mediciones, se generaron distintas fichas técnicas, lo cual fue de gran ayuda para la descripción de los daños y afectaciones encontradas en la edificación y para el proceso de valoración en que se encuentra la estructura.

Las fichas técnicas cuentan con una fotografía de los daños, ubicación de las mismas y posibles causas que lo pudieron generar.

### 6.4 ETAPA 3. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO

Con base en información obtenida de los planos originales, se procedió a realizar un levantamiento arquitectónico tridimensional de la edificación. Posteriormente se desarrolló el modelado virtual del edificio mediante el programa de computador ARCHICAD, al cual se verificará las dimensiones reales del edificio y ajustes en las condiciones actuales que presenta la estructura, optimizando así la confiabilidad del levantamiento. Una vez se realizó el modelo virtual computarizado, se desarrollaron planos que facilitaron una mayor comprensión del edificio y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos.



Figura. 21. Vista isométrica del modelo tridimensional en Archicad del edificio del IGAC. Fuente: autores.

Consecutivamente el modelo geométrico se evaluó en el software ETABS v15 con el fin de llevar a cabo el análisis estructural y el respectivo estudio de vulnerabilidad sísmica.

### 6.5 ETAPA 3. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

Se hará uso del software estructural ETABS v15 para la modelación geométrica del estado actual de la estructura utilizando el método de elementos finitos con sus respectivos planos estructurales del edificio del IGAC, usando el método de fuerza horizontal equivalente para un análisis estático de la estructura.



Este modelo será alimentado con los valores que se obtuvieron de los ensayos y las cargas que intervienen en la inestabilidad de la estructura, además de las condiciones sísmicas que se hallan presentado en la ciudad, de esta manera se evaluarán los esfuerzos actuantes por elemento, los cuales evidenciarán si cumple con los parámetros establecidos por la (NSR - 10, 2010) en cuanto a índices de sobreesfuerzos, y además los elementos que presenten altos grados de afectación.

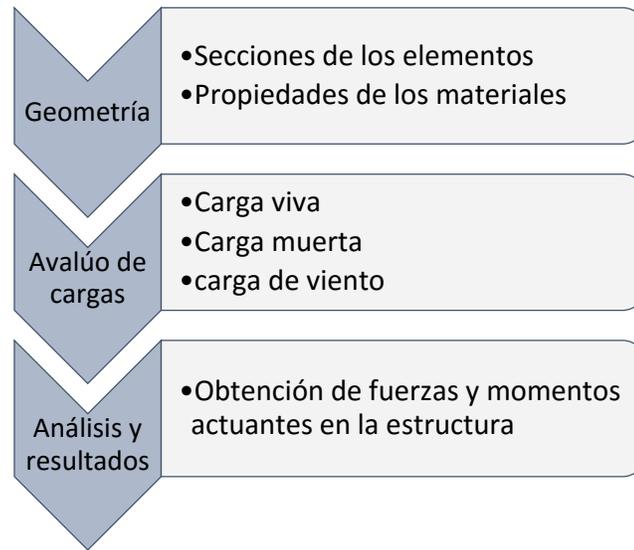


Figura. 22. Esquemmatización del proceso de modelación estructural.

Para realizar el análisis sísmico de la edificación en primera instancia se estableció la grilla con las coordenadas especificadas previamente en los planos. Se definieron las unidades y materiales según la tabla 13 y las secciones geométricas de la estructura. Se dibujaron los muros con elementos tipo *Shell* con secciones no mayores a 0.9 m y las vigas utilizando *Frames* para toda la edificación, y luego se asignaron las losas y cubiertas de la estructura.

A los muros, losas y cubiertas se le aplicó un *Automesh*, para discretizar los elementos tipo área (Wall y Slab). Luego, manualmente se aplicaron las cargas establecidas en la Tabla 20, para simular la distribución real de las mismas a cada elemento modelado. Estas cargas son: las muertas, las vivas y viento. Posteriormente se ingresará el sismo, para incluir las fuerzas sísmicas en el análisis.

Se definió la fuente de la masa sísmica a partir del peso propio y las cargas muertas aplicadas como se define en la norma (NSR - 10, 2010) A5, y se seleccionaron las áreas de losa por piso estableciendo los diafragmas semirrígidos, dejando que el programa aplicara las masas por peso propio al centro de masa que se calcula automáticamente.

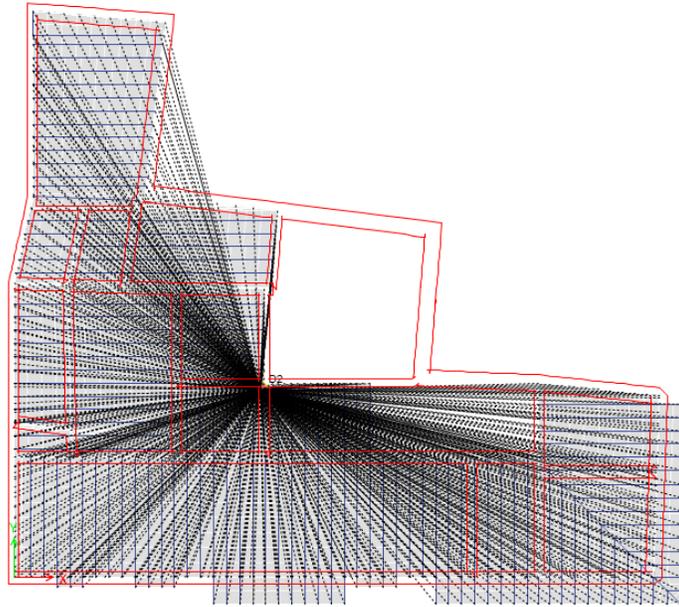


Figura. 23. Diafragma semirrígido segundo nivel del edificio modelo ETABS. Fuente: autores

Después de realizar el modelo se utiliza primero la opción *Analyze > Check model*, para examinar si existe algún tipo de intersección entre líneas o sobre posición de elementos y una errónea conexión.

### 6.5.1 Ejecución de análisis

En este proyecto se realizó la verificación de los estados límites de servicio, por lo tanto, las combinaciones de cargas utilizadas para este fin corresponden a las estipuladas por la norma (NSR - 10, 2010) B 2.3: Combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo.

Para efectos del diseño de las estructuras de reforzamiento y sus componentes, se debe hacer de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas. Para ello se requiere las combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia ultima, identificadas en la norma (NSR - 10, 2010) B2.4.

<b>COMBINACIONES DE CARGA</b>	
<i>ESFUERZO DE TRABAJO</i>	
Comb1	D + F
Comb2	D + H + F + L + T
Comb3	D + H + F + Lr
Comb4	D + H + F + 0.75L + 0.75T + 0.75Lr
Comb5	D + H + F + W
Comb6	D + H + F + 0.7E (SX0.3 + SY)
Comb7	D + H + F + 0.7E (SX + SY0.3)
Comb8	D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75Lr
Comb9	D + H + F + 0.75[0.7E(SX0.3 + SY) + 0.75L + 0.75Lr
Comb10	D + H + F + 0.75[0.7E(SX + SY0.3) + 0.75L + 0.75Lr
Comb11	0.6D + W + H
Comb12	0.6 D + 0.7E(SX0.3 + SY) + H
Comb13	0.6 D + 0.7E(SX + SY0.3) + H

Tabla. 5. Combinaciones de carga para estados límites de servicio.

<i>MÉTODO DE RESISTENCIA ULTIMA</i>	
CombR1	1.4(D + F)
CombR2	1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr)
CombR3	1.2D + 1.6Lr + L
CombR4	1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5Lr
CombR5	1.2D + 1.0E(SX0.3 + SY) + 1.0L
CombR6	1.2D + 1.0E(SX + SY0.3) + 1.0L
CombR7	0.9D + 1.6W + 1.6H
CombR8	0.9D + 1.0E(SX0.3 + SY) + 1.6H
CombR9	0.9D + 1.0E(SX + SY0.3) + 1.6H

Tabla. 6. Combinaciones de carga para cargas mayoradas.

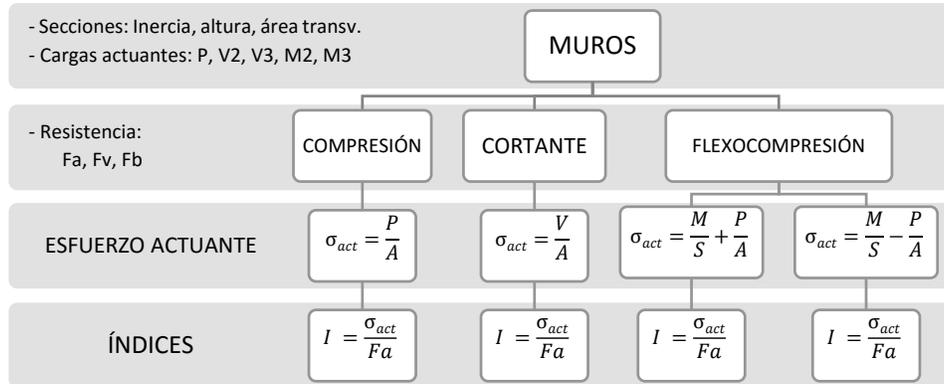
Leyenda	
D	Carga muerta (peso propio, acabados, divisiones y/o equipo permanentes)
E	Fuerzas sísmicas reducidas de diseño $F_s/R$
F	Fuerzas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas controladas.
G	Cargas debida al granizo, sin tener en cuenta la contribución de empozamiento.
L	Cargas vivas debidas al uso y ocupación de la edificación, incluye cargas móviles.
Lr	Carga viva sobre la cubierta.
H	Cargas debidas al empuje lateral del suelo, de agua freática.
G	Cargas debida al granizo, sin tener en cuenta la contribucion de empozamiento .
T	Fuerzas y efectos causados por la variación de la temperatura, retracción de fraguado, flujos plástico.
W	Carga de viento

Tabla. 7. Nomenclatura de las combinaciones de carga empleadas.

Luego se hace necesario determinar los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales de la edificación como son muros, pilastras y vigas, considerando las relaciones entre la demanda de carga de esfuerzos y la capacidad de resistirlo, en general estos índices expresan la vulnerabilidad de la estructura de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma (NSR - 10, 2010).

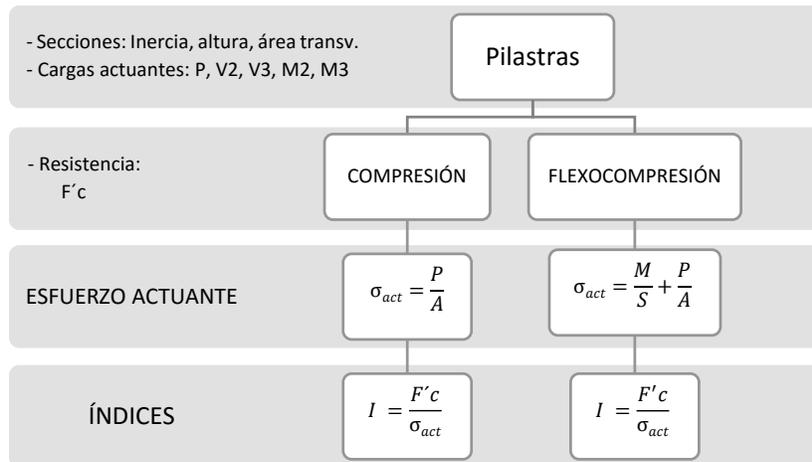
Los siguientes esquemas indican los procedimientos para calcular los índices de sobreesfuerzo a compresión, flexo compresión y cortante en muros, y los esfuerzos en vigas dinteles y pilastras de la edificación.

### Índices de sobre esfuerzo en muros:



Gráfica.2. Procedimiento para el cálculo de índices de sobre esfuerzos en muro.

### Índices de sobre esfuerzo en pilastras:



Gráfica.3. Procedimiento para el cálculo de índices de sobre esfuerzos en pilastras.

#### **6.6 ETAPA 4. PROPUESTA DE SOLUCIONES DE INTERVENCIÓN**

A partir de la etapa anterior, se plantearán alternativas viables de rehabilitación a nivel estructural desde el punto de vista de seguridad, economía y facilidad constructiva, manteniendo las condiciones exigidas por el Instituto de patrimonio histórico de Cartagena.

Se realizará una evaluación de las alternativas en base a las normas de reparación, refuerzo y protección de estructuras históricas, las cuales permitirán ver las diferentes opciones que hay para la intervención de la estructura, a las cuales se le harán estudios de pre factibilidad que influirá en la disposición de escoger la solución más adecuada.

Cabe resaltar, que se elaborarán los planos constructivos con la alternativa más factible desde el punto de vista técnico y su análisis de costos y presupuesto para la rehabilitación de la sede del IGAC.

## 7. ANÁLISIS Y RESULTADOS

### 7.1 ANTECEDENTES

**Reseña histórica.** En época más reciente se le ha dado mucha importancia a la restauración de la edificación en el aspecto de arquitectura original. En lo estructural sin embargo, por falta de una normativa de forzoso cumplimiento, se han dado soluciones que difieren sustancialmente del aspecto original y que en cierta forma acaban con el valor histórico de las edificaciones.

En Colombia las normas que regulan las construcciones, no contemplan los requerimientos y criterios que deben aplicarse en las restauraciones y conservación de las edificaciones y monumentos coloniales, ya que la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente, no aplica en este tipo de estructuras, que no fueron construidas con acero ni concreto. (España Moratto, Puello Mendoza , & Almanza Vasquez, 2009)

El edificio sede del IGAC en Cartagena se encuentra ubicada en el barrio Santa Catalina en el centro histórico de la ciudad en la Plaza Mayor o también conocida plaza de Bolívar, este espacio urbano es un sitio emblemático de la ciudad, cargado de simbolismos históricos y culturales.

Esta típica plaza estilo español, matizada de tropical vegetación, fue durante la Colonia el corazón de Cartagena de Indias. En efecto, en aquellos años, esta plaza servía de escenario a las retretas animadas por la banda militar, que para el año de 1896 se erigió la estatua encueste del héroe, modelada en Bronce con un pedestal de Granito de Finlandia.

En la casa anteriormente se encontraba el ICT (Instituto de Crédito Territorial) que fue edificada en 1835 por D. Juan Trucco Lanfranco, en los solares y huertas del Capitán Matute, donde los inquisidores quisieron levantar su sede en 1630, lo que impidió el Gobernador Murga. Se edificaron tres casitas bajas que parece fueron ocupadas por empleados menores del Santo Oficio. La casa original del señor Trucco Lanfranco era un ejemplar de primer orden, obra de nuestros anónimos maestros de obras del siglo pasado.

Adicionalmente padeció reformas y cambios como es el caso de 1971 cuando la adquirió el ICT que la restauró. (Bossa Herazo)

El edificio de primer orden sirvió como la primera alcaldía de la ciudad de Cartagena en 1870, y luego en 1945 fue adquirida por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, siendo la principal sede de esta institución en el departamento de Bolívar.

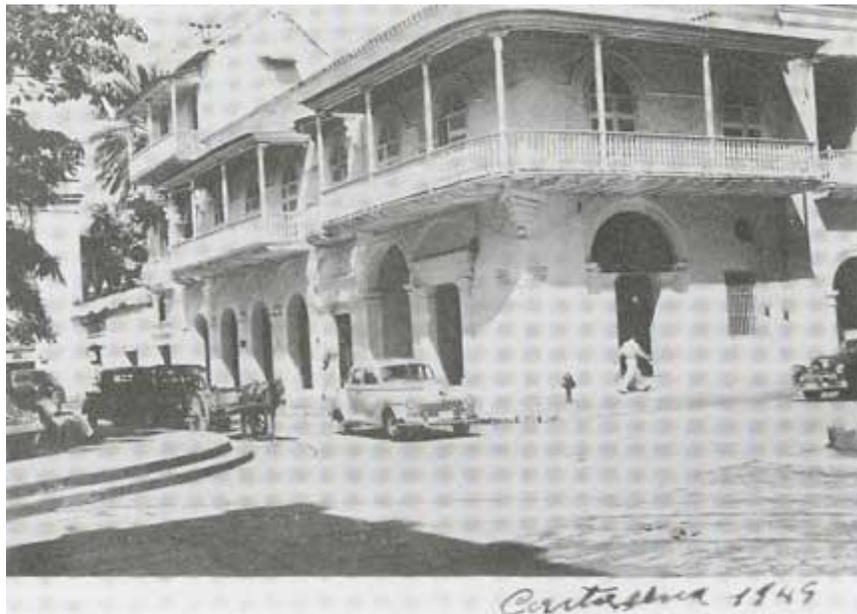


Imagen 11. Edificio Agustín Codazzi 1945 (Archivo histórico)

Actualmente la casa colonial en la que se encuentra ubicado el IGAC es una casa ‘Alta’ ya que cuenta con dos plantas y el entresuelo, las cuales pertenecían a la clase social alta que estaba conformada por burócratas importantes y comerciantes adinerados ubicándolas en el sector más antiguo de la ciudad. En el piso de abajo a nivel de calle, cuenta con espacios para locales para uso comercial en la secuencia espacial es: Zaguán, vestíbulo y cuerpo posterior que era donde se alojaban los siervos y esclavos. Para el piso alto se encontraban los salones y las habitaciones principales de la casa.

El edificio Agustín Codazzi es uno de los mejores ejemplares de la arquitectura colonial del siglo XIX, presenta en su fachada un marco de barroco y en los pisos superiores balcones que representan la fisonomía características de las casonas coloniales.

### 7.1.2 Organización espacial del edificio del IGAC

Los espacios en la casa colonial son de dos clases:

1. Los de uso común:
  - a. El zaguán
  - b. Vestíbulo planta baja
  - c. El patio central
  - d. La escalera principal
  - e. Vestíbulo secundario
  - f. El salón principal
  - g. Los balcones
  
2. Los de uso privado: Son las habitaciones de la casa.

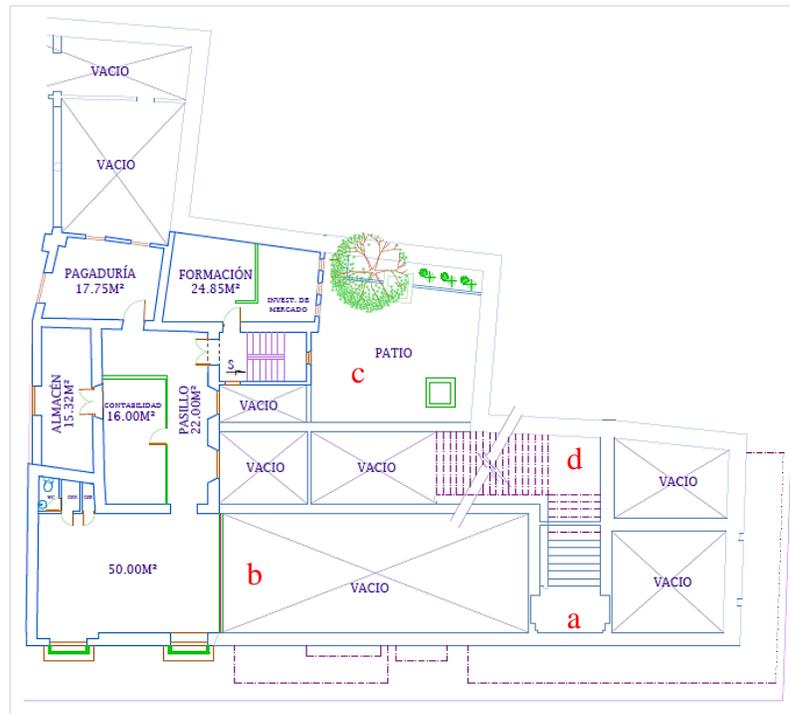


Figura. 24. Distribución arquitectónica del edificio sede del IGAC (Mezaninne)

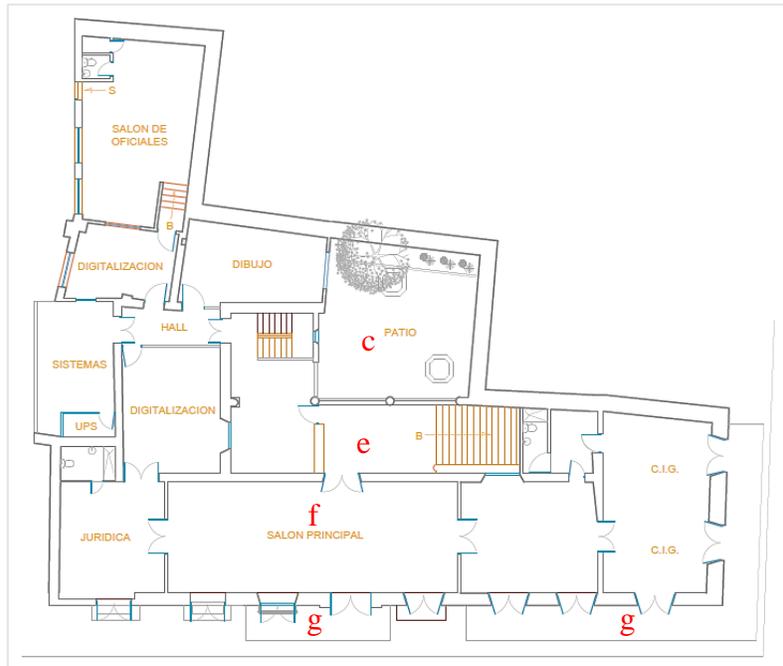


Figura. 25. Distribución arquitectónica del edificio sede del IGAC  
(segundo piso)

En las imágenes se aplicaron la distribución correspondiente a los datos iniciales de espacios, en la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi en Cartagena, cada espacio presenta las siguientes características:

- a. El zaguán: Es la entrada de la casa, que representa la importancia de la misma.
- b. Vestíbulo del piso bajo: Comunica el zaguán con la parte trasera de la casa y une el piso de abajo con el piso alto de la casa por medio de la escalera.
- c. El patio interior: El patio es lo que queda después de que el constructor termina la vivienda. Es un espacio ‘evocativo’ con sombra y vegetación. En el interior cuenta con 2 patios que aportan iluminación natural a la casa..
- d. La escalera: Es un espacio monumental y nunca se pensó en hacerla de acuerdo al tamaño de la casa.

- e. Vestíbulo de piso alto: Es una repetición en volumen del vestíbulo del piso bajo, pero su uso es diferente: es el ‘sitio de reunión’ de la honorable familia.

## 7.2 COMPONENTES DE LA CONSTRUCCIÓN CASA DEL IGAC

En los muros que se encontraron en la sede del IGAC eran de ladrillo ‘Panela o Tolete’ que muchas veces este muro se fabricaba mezclando con renta de coral y siempre se utilizaba una junta gruesa de argamasa en donde se encontraron muros de anchos de  $\frac{1}{2}$ ,  $\frac{2}{3}$ ,  $\frac{3}{4}$  y de 1 vara del Rey que es equivalente a 0.859 metros. En vista de la mala calidad del ladrillo, los españoles hicieron unos pañetes muy gruesos. Estos pañetes se hacían con una mezcla de cal y arena lavada, a la que a veces se le añadía alumbre, yeso, ceniza y fibras vegetales.



Los muros del edificio del IGAC cuentan en su mayoría con ladrillo tolete y argamasa.



Cuentan con agregados en piedra coralina.

Imagen. 12. Registro fotográfico de características de los muros de mampostería colonial.

Actualmente la casa cuenta con muros estructurales de ladrillo y argamasa en su mayoría, para los ladrillos de mampostería se tienen dimensiones de 30 x 15 x 4 cm; y a su vez existen muros donde hay presencia de bloque N°4 como se muestran en los planos de la casa, sin embargo, estos bloques se utilizaron para obras de división de espacios y baños.

### 7.2.2 Fachadas

En las casa coloniales no existe el diseño de las fachadas, ellas salían de acuerdo a lo que ocurría en el interior de la casa, es algo así como: Un sólido que es perforado por vanos y estos vanos dependen del uso y la función del espacio interior.



Imagen. 13 Fachada de la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.  
Fuente: Google maps.

### 7.2.3 Cubiertas

En la sede del IGAC en Cartagena se encontraron cubiertas inclinadas de Par e Hilera la cual consiste en que sobre la cubierta inclinada se ponía un tablado y sobre este una capa de argamasa, encima de la cual se colocaban las tejas inclinadas.



Cuentan con tensores a lo largo de la cubierta, como soporte para ésta.



Las vigas de la cubierta presentan una separación de 50 cm.

Imagen. 14. Característica de la cubierta del edificio de estudio.

Este tipo de armadura consiste en una figura geométrica: un triángulo isósceles, donde los pares se apoyan en el vértice y reciben el peso del tejado, y los tirantes forman la línea horizontal que se opone a la tendencia de los pares a separarse.

Al carecer de ‘nudillo’ las armaduras en par e hilera, tuvieron una fuerte inclinación que variaba entre los 38 y los 45 grados.

#### 7.2.4 Pisos

- Piso bajo (Al nivel de la calle): Se encontró baldosa cocida para esta zona de la edificación.
- Piso alto y entresuelos: Para la sede del IGAC se tuvieron en cuenta la presencia de tablones de madera sobre las vigas, sobre los que se ponía una capa gruesa de argamasa, encima de la cual se colocaban las baldosas del piso.



Imagen. 15. Tipología de baldosa utilizada en el edificio de estudio.

#### 7.2.5 Los aljibes

Los aljibes eran unos depósitos con gruesos muros de piedra impermeabilizados, para guardar agua y algunos fueron tan grandes que llegaron a ocupar toda el área del patio; las aguas lluvias llegaban al aljibe por medio de unos bajantes adosados o empotrados en el muro. Para la casa donde se encuentra el IGAC en Cartagena se encontraron 2 aljibes subterráneos, los cuales fueron los más frecuentes en Cartagena.

### 7.2.6 Las portadas

En España siempre se destacó la entrada a la casa, esta tradición apareció en la casa colonial cartagenera representada por la portada. Los materiales que se emplearon para la elaboración de las portadas cartageneras eran: La piedra coralina en las portadas grandes, y el ladrillo estucado en las portadas medianas y pequeñas, la sede del IGAC cuenta con 3 portadas, 2 de las cuales permiten el acceso y otra que actualmente se encuentra bloqueada.



Imagen. 16. Tipologías de portadas empleadas en el edificio de estudio. Izquierda: portada pequeña, Derecha: portada mediana.

#### 7.2.6.1 Portada mediana:

Estas portadas se elaboraban en ladrillo y luego se revestían con un pañete grueso de cal. Sobre la base de la mampostería se hacía el moldurado de los capiteles y las cornisas. Las cornisas se hacían de igual tamaño de las que se labraban en piedra; produciendo una ‘desproporción’ de la cornisa y el arquitrabe, con el resto de la portada. Para la casa en estudio se encontraron 2 portadas con estas características sin embargo se hace la aclaración con respecto a la forma que tiene que es un arco y no cuadrada.

#### 7.2.6.2 Portada pequeña:

Fueron hechas en mampostería y ladrillo y revocadas con pañete de cal.

### 7.2.7 Rinconadas

La rinconada es un espacio que tiene una vieja tradición, son lugares situados en las esquinas de las manzanas con entradas por las dos caras, se utilizó como lugar de comercio, la rinconada es un elemento que aparece en toda la arquitectura colonial de la Nueva Granada. Para no debilitar la estructura se usaron machones gruesos de 1 x 1 vara.

El edificio de estudio se diferencia por presentar esta característica, algo distintiva a las demás casas de la zona, en la siguiente imagen se muestra la forma que se describe dando una idea de la utilidad que se le dio a la estructura en la antigüedad.



Imagen. 17. Tipología arquitectónica de la casa de la sede del IGAC.

### 7.2.8 Ventanas:

El modelo básico que se usó en Cartagena durante el periodo colonial pertenece a un solo tipo: ventana de reja, el primero de estos marcos va empotrado en el muro por medio de chazos o espigas y por lo general lleva dos postigos, el marco exterior va separado del muro, en voladizo o apoyado en el piso por una panza. En la casa del IGAC en Cartagena se encontraron 2 tipos de ventanas:

- Ventana de reja: Se refiere a la ventana de reja simple que va a ras con el muro.
- Ventana de caja: La distancia entre los dos marcos del ‘modelo básico’ de ventana se aumenta: resulta entonces una caja que se apoya sobre canes, con rejillas de bolillos en sus lados.



Imagen. 18. Izquierda: ventana tipo reja, derecha: ventana tipo caja. Sede del IGAC.

### 7.2.9 Los balcones

No es posible definir con precisión cual es el origen de los balcones, sin embargo podemos afirmar que en los balcones españoles hay dos tipos de influencias: occidental, musulmán.

#### Clasificación de los balcones

- Las tribunas: Baranda a ras del muro, en voladizo sobre canes.
- Balcones cubiertos: Un módulo de dos módulos de tres módulos, y así sucesivamente
- Balcones cubiertos de esquina: Con 2 módulos en cada cara, con 3 y 4 módulos en cada cara
- Balcón corrido o Balconada: En los patios interiores.

En la sede del IGAC se encontraron balcones de un módulo, de dos módulos y balcones cubiertos de esquina de 4 y 3 módulos en cada cara, estos últimos eran los más vistosos de Cartagena y desde estos se le da carácter a la casa.



El uso de columnas de madera intermedia en los balcones, refleja la presencia de asentamiento en la placa de entrepiso.

Imagen. 19. Tipología de los balcones en la Sede del IGAC.

Las placas del entrepiso son soportadas por los muros de carga y vigas de madera dispuestas transversalmente con dimensiones de 20 x 20 cm, sobre estas se encuentran una placa de 15 cm de espesor.

El edificio en general cuenta con 1527.15 m<sup>2</sup> aproximadamente, de los cuales el 70.2% (1071.6 m<sup>2</sup>) corresponde en área de oficinas, el 26.1% (398.31 m<sup>2</sup>) en área libre y el 3.8% (57.27 m<sup>2</sup>) en balcones.

### 7.3 INFORME PATOLÓGICO

Todo edificio histórico que forma parte del patrimonio de una población es el testimonio vivo de sus tradiciones seculares y, por extensión, se considera patrimonio común de la humanidad, lo que obliga a establecer principios generales de conservación y restauración, para que en caso de deterioro, se produzcan los compromisos necesarios que tengan como término final la puesta en uso del edificio, como mejor método para garantizar su conservación. (Delgado Herrera, 2011).

Teniendo en cuenta la trayectoria estructural que ha tenido la sede del IGAC en Cartagena desde sus inicios cuando fue construida durante la época colonial hasta hoy, muestra la rigidez aun presente en dicha casa que le permite hoy mantenerse en pie, sin embargo con diferentes estudios y visitas se pretende mostrar la condición actual de la estructura de manera detallada para así implementar las acciones que ayuden a la mejora de las posibles afectaciones que presente, la cual actualmente funciona como oficinas del IGAC.

La metodología de trabajo que se usó para esta parte del proyecto se efectuaron trabajos de recolección de información, a partir visitas técnicas en base a una inspección detallada, para determinar la magnitud de los daños y las fallas patológicas que pueda presentar la estructura, realizando un registro fotográfico y descriptivo de la localización y clasificación de los daños en la edificación; las observaciones de campo incluirán la geometría de los elementos y secciones críticas, las características de los materiales de construcción y las condiciones de cargas que presentan.

Posteriormente se harán ensayos no destructivos como es el caso del ensayo del esclerómetro y el ultrasonido los cuales darán los valores de resistencia que presentan los materiales estructurales en la casa como son la piedra coralina, argamasa y ladrillo.

### 7.3.2 Inspección visual IGAC - humedad



**Ilustración 1.** Se encontraron patologías en la estructura con respecto a la humedad cercana a las vigas de entrepiso en el interior de las oficinas de la sede del IGAC, ocasionando desprendimiento y manchas en paredes cercanas.



**Ilustración 2.** Se encontraron patologías en la estructura con respecto a la humedad cercana a la cubierta en el interior de las oficinas de la sede del IGAC, ocasionando desprendimiento y manchas.



**Ilustración 3.** Se encontraron patologías en la estructura con respecto a la humedad en paredes en el interior de las oficinas de la sede del IGAC, ocasionando desprendimiento de pintura y recubrimiento de la estructura.



**Ilustración 4.** Se encontraron patologías en la estructura con respecto a la humedad en el patio interior de las oficinas de la sede del IGAC, ocasionando desprendimiento de pintura y recubrimiento de la estructura y manchas en las paredes afectadas.

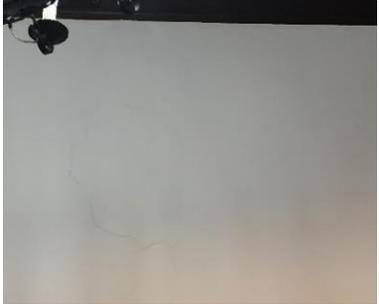


**Ilustración 5.** Se encontraron patologías en la estructura con respecto a la humedad en el patio de las oficinas de la sede del IGAC, ocasionando desprendimiento de pintura y recubrimiento de la estructura y manchas en las paredes afectadas

### 7.3.3 INSPECCION VISUAL IGAC – GRIETAS Y FISURAS

Tanto las grietas como las fisuras son aberturas longitudinales incontroladas y no deseadas producidas en un material o elemento constructivo, ya sea estructural o de simple cerramiento. Desde luego, ambas ponen en manifiesto la existencia de un defecto grave o de un mal comportamiento en el edificio, que puede ser debido a fallos de proyecto o de ejecución o a un mal uso o conservación.

Aunque en ciertas ocasiones una fisura puede ser considerada temporalmente como una fase previa a la grieta, la mayoría de veces su origen y desarrollo son totalmente distintos, a pesar de que la sintomatología siempre sea bastante parecida.

GRIETAS Y FISURAS ENCONTRADAS EN EL IGAC SEDE CARTAGENA			
GRIETA O FISURA	LOCALIZACIÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL AFECTADO	ESPESOR mm
	Balcón del segundo piso con vista al patio interno	Dintel	1.2
	Arco en el segundo piso pasillo después de la escalera principal	Arco	0.03
	Muro oficina Directora General Agustín Codazzi sede Cartagena	Muro	0.5
	Ventana oficina Directora General Agustín Codazzi sede Cartagena	Arco Ventana	2
	Muro oficina Directora General Agustín Codazzi sede Cartagena	Muro	1.3

GRIETAS Y FISURAS ENCONTRADAS EN EL IGAC SEDE CARTAGENA			
GRIETA O FISURA	LOCALIZACIÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL AFECTADO	ESPESOR
	Ventana oficina Directora General Agustín Codazzi sede Cartagena	Marco Ventana	2
	Pasillo segundo piso por la oficina de digitación	Muro	0.02
	Oficina digitación	Muro	0.5
	Oficina Digitación	Muro	2
	Muro oficina Digitación	Muro	1.5

GRIETAS Y FISURAS ENCONTRADAS EN EL IGAC SEDE CARTAGENA			
GRIETA O FISURA	LOCALIZACIÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL AFECTADO	ESPESOR
	Oficina conservación segundo piso	Muro	0.08
	Oficina conservación segundo piso arriba del baño	Muro	3

En definitiva, fisuras y grietas son lesiones claramente mecánicas que afectan por igual a elementos estructurales, como tabiques y fachadas, y de cerramientos a lo que se somete a cargas no prevista.

Existen distintas formas de clasificarlas: en función del material en el que aparecen, de la causa que las origina y de la movilidad que tenga. A continuación se muestran las fisuras y grietas encontradas en la sede del IGAC en Cartagena (Enciclopedia Broto de Patologías de la construcción).

GRIETAS Y FISURAS ENCONTRADAS EN EL IGAC SEDE CARTAGENA			
GRIETA O FISURA	LOCALIZACIÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL AFECTADO	ANCHO
	Oficina conservación segundo piso	Muro	6
	Mezzanine	Muro	0.02
	Viga entrada mezzanine	Muro	0.04
	Oficina Pagaduría Mezzanine en la entrada	Muro	0.08
	Oficina Pagaduría Mezzanine en la entrada	Muro	1.5

GRIETAS Y FISURAS ENCONTRADAS EN EL IGAC SEDE CARTAGENA			
GRIETA O FISURA	LOCALIZACIÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL AFECTADO	ANCHO
	Debajo de escalera principal primer piso en la entrada al C.I.G	Muro	1.0
	Primer piso oficina C.I.G	Muro	0.8
	Primer piso	Muro	0.04
	Ventana Salón Principal segundo piso	Arco Ventana	1.5
	Ventana Salón Principal segundo piso	Arco Ventana	1.8

		<b>UNIVERSIDAD DE CARTAGENA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL</b>				 Facultad de Ingeniería PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL	
DATOS GENERALES			CLASIFICACION DE LA EDIFICACION				
DEPARTAMENTO	Bolívar		Edificación Colonial			X	
CIUDAD	Cartagena de Indias		Edificación Republicana				
LUGAR	Centro		Edificación Baja				
DIRECCION	Calle 34 No. 3A - 31		Edificación Alta				
FECHA	21 De Enero de 2016		Edificación Alta con Entrepisos			X	
EDIFICIO	INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI						
DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA							
¿La edificación se encuentra en uso?			SI	X	NO		
UTILIZACION DE LA ESTRUCTURA							
Familiar	Hotel	Restaurante	Institucional	Comercial	Otras	Cual?	
			X				
Entorno (Ambiente Exterior)			Director	Arnoldo Berrocal Olave			
Clima			Autores	Luis Fernando Argel V Scarlett Herrera Orjuela			
Seco	X						
Lluvioso							
							
VALORACION VISUAL							
Elemento	MURO PATIO INTERNO			Lesiones Encontradas			
AFECTACION DE LAS LESIONES	Seguridad			Humedades	X		
	Funcionalidad			Desprendimientos			
	Aspecto	X		Grietas			
NIVEL DE INTERVENCION	Imprescindible			Fisuras	X		
	Necesaria			Erosión			
	Conveniente	X		Suciedad	X		
GRADO DE LESION	Leve			Ahuellamientos			
	Moderado	X		Desgaste – Abrasión			
	Fuerte			Hongos – Moho	X		
	Severo			Perdida de Material			

Tabla. 8. Ficha patológica de la edificación 1.

		<b>UNIVERSIDAD DE CARTAGENA FACULTAD DE INGENIERIA PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL</b>		 Facultad de Ingeniería PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL		
DATOS GENERALES			CLASIFICACION DE LA EDIFICACION			
DEPARTAMENTO	Bolívar		Edificación Colonial	X		
CIUDAD	Cartagena de Indias		Edificación Republicana			
LUGAR	Centro		Edificación Baja			
DIRECCION	Calle 34 No. 3A – 31		Edificación Alta			
FECHA	21 de Enero de 2016		Edificación Alta con Entrepisos	X		
EDIFICIO	INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI					
DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA						
¿La edificación se encuentra en uso?			SI	X	NO	
UTILIZACION DE LA ESTRUCTURA						
Familiar	Hotel	Restaurante	Institucional	Comercial	Otras	Cual?
			X			
Entorno (Ambiente Exterior)			Director	Arnoldo Berrocal Olave		
Clima			Autores	Luis Fernando Argel V Scarlett Herrera Orjuela		
Seco	X					
Lluvioso						
						
VALORACION VISUAL						
Elemento	VIGA DINTEL BALCON INTERNO		Lesiones Encontradas			
AFECTACION DE LAS LESIONES	Seguridad	X	Humedades			
	Funcionalidad		Desprendimientos			
	Aspecto	X	Grietas	X		
NIVEL DE INTERVENCION	Imprescindible	X	Fisuras	X		
	Necesaria		Erosión			
	Conveniente		Suciedad	X		
GRADO DE LESION	Leve		Ahuellamientos			
	Moderado		Desgaste – Abrasión	X		
	Fuerte	X	Hongos – Moho	X		
	Severo		Perdida de Material	X		

Tabla. 9. Ficha patológica de la edificación 2.

		UNIVERSIDAD DE CARTAGENA FACULTAD DE INGENIERIA PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL		 Facultad de Ingeniería PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL		
<b>DATOS GENERALES</b>			<b>CLASIFICACION DE LA EDIFICACION</b>			
<b>DEPARTAMENTO</b>	Bolívar		<b>Edificación Colonial</b>		<b>X</b>	
<b>CIUDAD</b>	Cartagena de Indias		<b>Edificación Republicana</b>			
<b>LUGAR</b>	Centro		Edificación Baja			
<b>DIRECCION</b>	<b>Calle 34 No. 3A – 31</b>		Edificación Alta			
<b>FECHA</b>	21 de Enero de 2016		Edificación Alta con Entrepisos		<b>X</b>	
<b>EDIFICIO</b>	<b>INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI</b>					
<b>DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA</b>						
¿La edificación se encuentra en uso?			SI	<b>X</b>	NO	
<b>UTILIZACION DE LA ESTRUCTURA</b>						
<b>Familiar</b>	<b>Hotel</b>	<b>Restaurante</b>	<b>Institucional</b>	<b>Comercial</b>	<b>Otras</b>	<b>Cual?</b>
			<b>X</b>			
<b>Entorno (Ambiente Exterior)</b>			<b>Director</b>	<b>Arnoldo Berrocal Olave</b>		
<b>Clima</b>			<b>Autores</b>	<b>Luis Fernando Argel V Scarlett Herrera Orjuela</b>		
Seco	<b>X</b>					
Lluvioso						
						
<b>VALORACION VISUAL</b>						
<b>Elemento</b>	<b>MURO Y ARCO OFICINA DIRECTORA</b>			<b>Lesiones Encontradas</b>		
<b>AFECTACION DE LAS LESIONES</b>	Seguridad			Humedades		
	Funcionalidad			Desprendimientos		
	Aspecto	<b>X</b>		Grietas	<b>X</b>	
<b>NIVEL DE INTERVENCION</b>	Imprescindible			Fisuras	<b>X</b>	
	Necesaria			Erosión		
	Conveniente	<b>X</b>		Suciedad		
<b>GRADO DE LESION</b>	Leve	<b>X</b>		Ahuellamientos		
	Moderado			Desgaste – Abrasión		
	Fuerte			Hongos – Moho		
	Severo			Perdida de Material		

Tabla. 10. Ficha patológica de la edificación 3.

## 7.4 LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO

La documentación planimetría resulta básica y fundamental para nuestro objetivo pues nos permite aunar la imagen del edificio, es decir, su representación visual con sus datos dimensionales, proporcionándonos la información sobre valores especiales y de escala de la obra arquitectónica. Los planos históricos ofrecieron información invaluable para la etapa del levantamiento geométrico, aunque la información allí contemplada no corresponde exactamente con las dimensiones reales del edificio.

Debido a esto se realizó un levantamiento arquitectónico completo, que se llevó a cabo con cinta métrica, iniciando por el primer piso hasta los pisos superiores. Esta toma de medidas se hizo teniendo en cuenta las dimensiones tanto en planta como en altura, ubicando los diferentes elementos arquitectónicos existentes.

Al culminar el levantamiento arquitectónico, se realizó una nivelación donde además de chequear niveles, se verificó la posible presentación de asentamientos puntuales en la estructura.

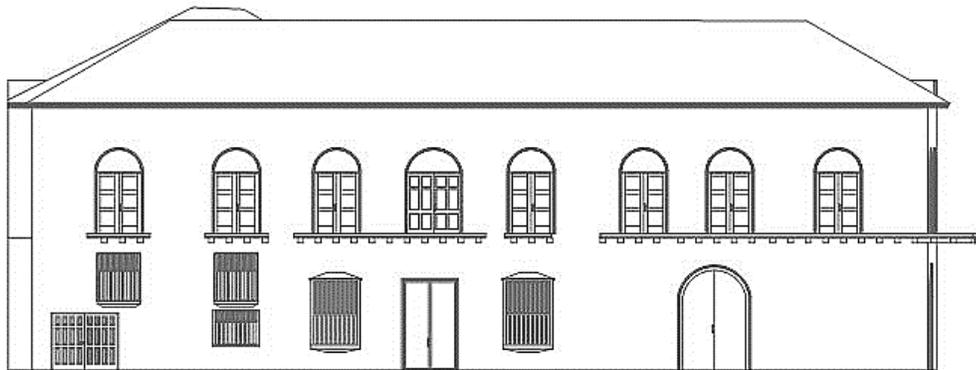


Figura. 26. Fachada de la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi Codazzi.  
Fuente: Autores – software Archicad

Con base en la información obtenida en el levantamiento arquitectónico, se desarrolló el modelo virtual del edificio mediante el programa de computación ARCHICAD, se creó una simulación del edificio, teniendo en cuenta los componentes actuales que presenta la estructura y las dimensiones reales; el modelo se realizó con base en ajustes continuos llevados a cabo mediante un proceso de verificación, esta retroalimentación se desarrolló con visitas continuas en la edificación para comprobar los elementos exactos y evitar errores en el modelado tridimensional.

Este método de trabajo no solo da mayor control sobre el edificio, sino que proporciona un alto nivel de detalle y la geometría exacta de la información incorporada al modelo tridimensional.

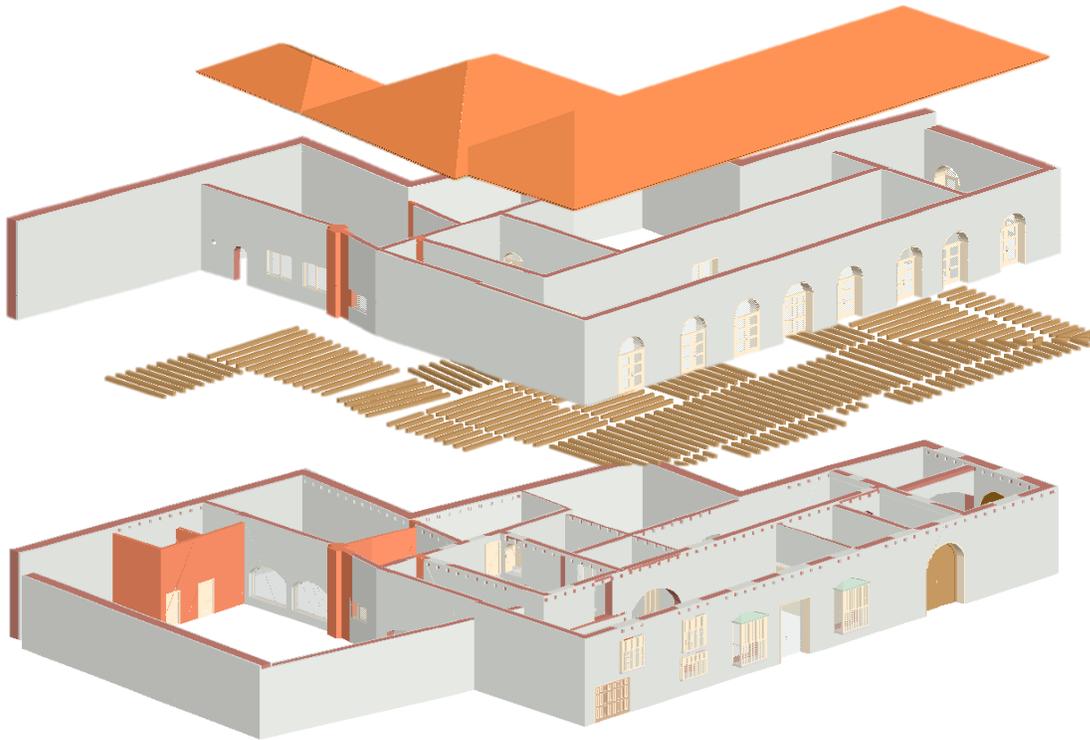


Figura. 27. Vista seccional de la sede del Instituto Geográfico Agustín Codazzi.  
Fuente: Autores – software Archicad

Una vez realizado el modelo virtual, se desarrollaron planos que facilitaron la mayor comprensión del edificio y su respectiva modelación mediante mallas de discretización tridimensional en elementos finitos aplicados en el software estructural ETABS v15 (figura 27) con fines de llevar a cabo el análisis estructural y el respectivo estudio de vulnerabilidad sísmica.

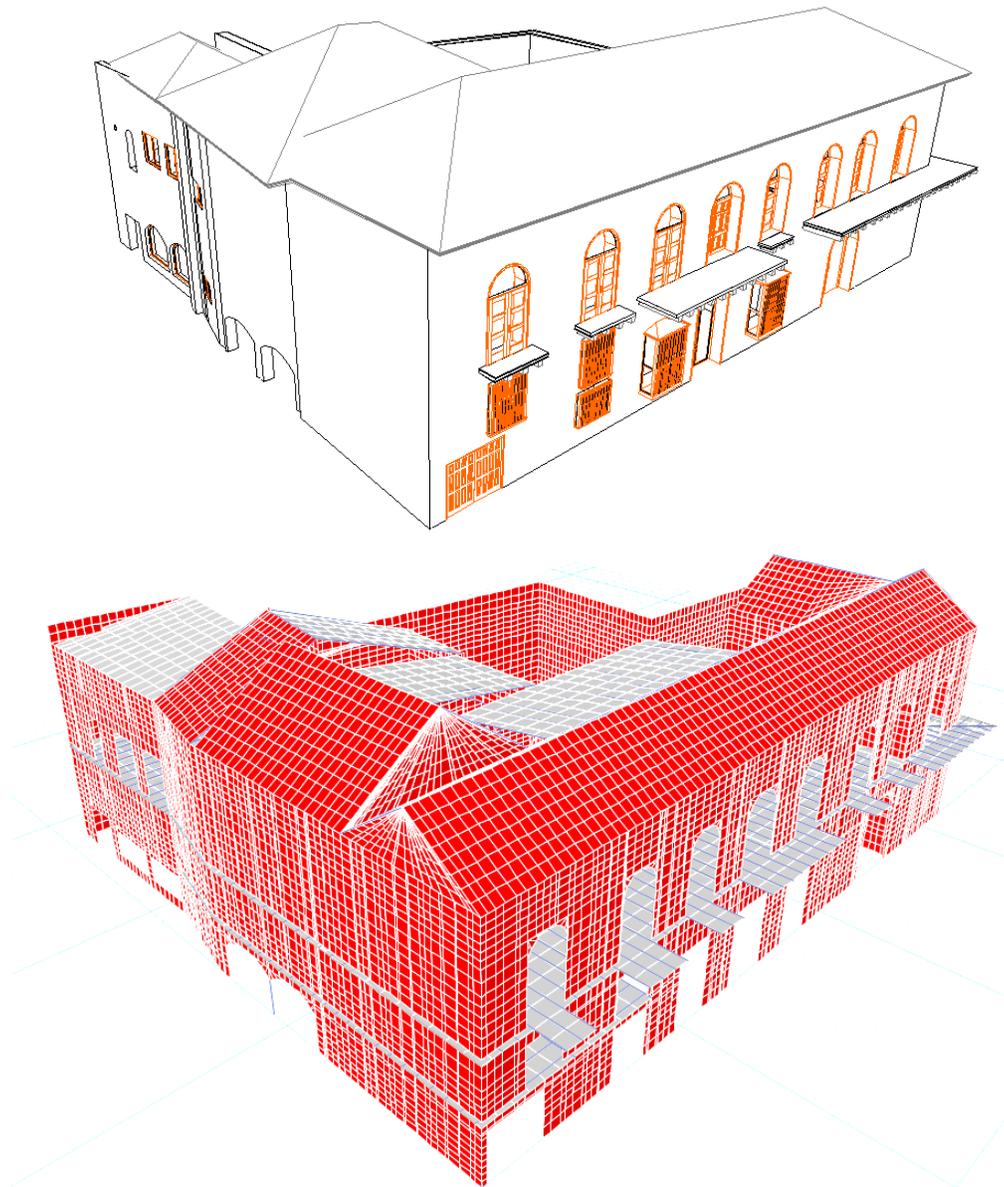


Figura. 28. Vista isométrica levantamiento estructural y modelo en elementos finitos.  
Fuente: Autores – software Archicad - ETABS

## 7.5 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la modelación, análisis y diseño de los edificios se decidió cambiar el programa previamente pensado, SAP2000, por el programa **ETABS** (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*), por ser más adecuado para este tipo de procedimientos en edificios. Este programa cuenta con una interfaz bastante similar a la de SAP2000, pero todas sus opciones y funciones están enfocadas a la modelación, análisis y diseño de edificios.

Para el análisis del sistema estructural se usará un análisis estático, definido en el numeral A.4. En este modelo se chequean los esfuerzos internos y los desplazamientos sísmicos de la estructura. Este modelo se hace para tener un acercamiento al comportamiento lineal de la estructura y detectar elementos vulnerables. El diseño no incluirá la cimentación ni tendrá en cuenta la interacción suelo-estructura.

### 7.5.2 Unidades y materiales

Durante todo el proceso de modelación, diseño y análisis se usará el siguiente sistema de medición, como se muestra en la tabla 11. Para el análisis se usan estas unidades para facilitar el manejo de masas y en general el análisis definido. Para el diseño de reforzamiento se emplearan otras unidades por facilidad y manejo de los elementos a diseñar.

Medida	Análisis estructural	Diseño	Análisis alterno
<i>Longitud</i>	m	m	m
<i>Área</i>	m <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
<i>Tiempo</i>	s	s	s
<i>Carga</i>	KN	KN	Ton
<i>Masa</i>	Ton.s <sup>2</sup> /m	-	-

El valor de la gravedad se tomará como 9.8 m/s<sup>2</sup>, como lo solicita la NSR-10.

Tabla. 11. Unidades de medida

### 7.5.3 Áreas y centros de masas

Las áreas y centro de masa se pueden calcular automáticamente con el programa de análisis, sin embargo por cuestiones comparativas más adelante en el proceso de análisis se calcula la masa del edificio por plantas, teniendo en cuenta cada uno de los componentes y elementos con que cuenta la edificación.

Planta tipo	Área [m <sup>2</sup> ]	XCM[m]	YCM[m]
1	165.93	5.3011	8.7965
2	467.97	13.6611	8.101

Tabla. 12. Áreas y centros de masa

### 7.5.4 Geometría

Para la definición de la geometría en el modelo estructural del edificio sede del instituto geográfico Agustín Codazzi se utilizó el programa ETABS versión 15. El modelo general consta de 2 tipos de elementos:

- ✓ **Tipo Beam:** Elemento uniaxial con capacidad de tensión, compresión y torsión. Este elemento tiene dos nodos y cada uno de estos tiene a su vez 6 grados de libertad. Utilizados para modelar vigas, viguetas, columnas y pilastras del edificio.
- ✓ **Tipo Shell:** Elemento con comportamiento de membrana y de flexión en el plano. Permite cargas sobre el plano y normal a este. Este elemento está compuesto de 4 nodos los cuales tienen a su vez 6 grados de libertad por nodo (3 traslacionales, 3 rotacionales). Este tipo se utilizó para modelar las losas, muros y cubiertas aplicando una discretización en elementos finitos tipo Shell y Wall.

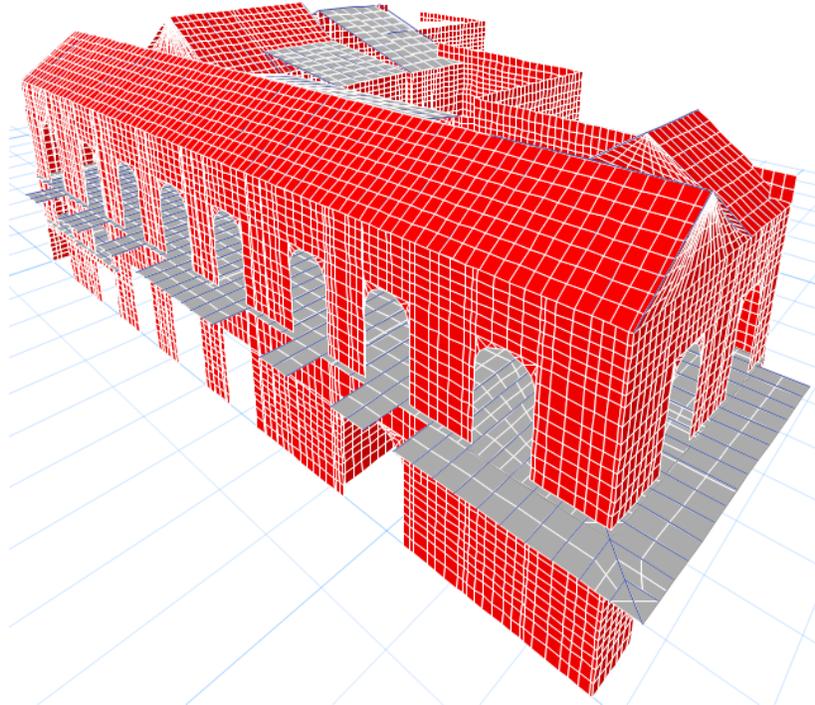


Figura. 29. Vista isométrica del levantamiento estructural en elementos finitos.  
Fuente: Autores – software ETABS.

Para la definición de cada elemento se asignó un material y una sección. Después de definir cada elemento se dispuso del software estructural para realizar un auto mallado, permitiendo que se pueda mallar o hacer particiones de elementos para densificar la red de los mismos.

Para la construcción del modelo en lo que se refiere a la parte geométrica fue necesario utilizar 11182 nodos, 881 elementos tipo frame y 10284 elementos tipo Shell, aplicando un auto mallado de 0.5 m.

### 7.5.5 Apoyos

Considerando el tipo de cimentación, la rigidez y la capacidad de los suelos que sirven de apoyo a la misma, se considera para efectos del modelo que el sistema estructural maneja un empotramiento en la base, característico de un sistema estructural de muros de carga.

### 7.5.6 Materiales y secciones

Los resultados obtenidos en los ensayos de resistencia de los materiales y las propiedades mecánicas obtenidas a partir de la norma, fueron los siguientes:

Mampostería estructural	
<i>Resistencia a compresión (<math>f'm</math>)</i>	5.13
<i>Densidad (<math>kg/cm^3</math>)</i>	1686
<i>Módulo de elasticidad (<math>E_m</math>)</i>	3855
<i>Módulo de cortante (<math>G_m</math>)</i>	1542
<i>Módulo de Poisson</i>	0.15

Tabla. 13. Propiedades mecánicas de la mampostería Mpa.

De los resultados anteriores se puede observar que la resistencia es baja, debido a que las secciones que presentan este tipo de estructuras son robustas y son diseñadas para transmitir grandes cargas a la cimentación de la edificación.

- **Madera**

Para caracterizar las propiedades de la madera se procedió a realizar una investigación bibliográfica de las especies más usadas en la construcción colonial como elementos estructurales en la ciudad de Cartagena.

Se tuvo en cuenta una serie de consultas y estudios realizados y se clasificó con las especificaciones para vigas de entrepiso de la sede del IGAC en Cartagena, para la cual se escogió madera de Abarco. Su nombre científico es *Carianiana Pyriformis* Miers de la familia de los *Lecythidaceae* y se encuentra distribuido geográficamente desde Costa Rica, Brasil, Venezuela, Perú, Bolivia y gran parte del territorio colombiano. Su durabilidad natural es muy resistente principalmente al ataque de hongos e insectos.

De acuerdo con los módulos de elasticidad y su capacidad de resistencia medida en sus esfuerzos admisible, de flexión ( $F_b$ ), compresión paralela ( $F_c$ ), compresión perpendicular ( $F_p$ ), cortante ( $F_v$ ) y tensión ( $F_t$ ), este tipo de madera se clasifica de tipo ES4 con base a los parámetros de estructuración en la norma (NSR - 10, 2010) apéndice G – B.

Nombre Científico	Nombre Vulgar	DB	$E_{0,5}$	$F_b$	$F_c$	$F_p$	$F_v$	$F_t$
CARINIANA PYRIFORMIS MIERS	ABARCO	0.55	13200	17.1	14.9	3.7	1.9	12.8

Tabla. 14. Propiedades mecánicas de la madera.

A continuación en las tablas 15, 16 y 17 se presentan las dimensiones de las secciones de las vigas, pilastras, losas presentes en la edificación por niveles respectivamente.

DIMENSIONES DE VIGAS			
NIVEL 1		LONGITUD	VOLUMEN
VIGA SECUNDARIAS (entrepisos)	B1 (m) 0.20	6.13	0.24
	H1 (m) 0.20		
VIGA CENTRAL (entrepisos)	B1 (m) 0.4	6	0.48
	H1 (m) 0.2		
NIVEL 2			
VIGA SECUNDARIAS (entrepisos)	B1 (m) 0.20	6.13	0.245
	H1 (m) 0.20		
VIGA CENTRAL (entrepisos)	B1 (m) 0.4	6.13	0.5
	H1 (m) 0.2		
CUBIERTA			
VIGAS SALÓN PRINCIPAL	B1 (m) 0.2	5	0.2
	H1 (m) 0.2		
VIGAS DE SOPORTE LINEAL	B1 (m) 0.2	4.5	0.36
	H1 (m) 0.4		
VIGAS SECUNDARIAS	B1 (m) 0.12	4.2	0.1
	H1 (m) 0.2		
VIGAS TENSORES SALON PRINCIPAL	B1 (m) 0.5	5.9	0.59
	H1 (m) 0.2		

Tabla. 15. Dimensiones de vigas del edificio

DIMENSIONES DE PILASTRAS		
NIVEL 1	DIAMETRO	LONGITUD
COLUMNA C1 (4)	0.26	1.63
NIVEL 2		
COLUMNA C2(pasillos)	0.27	1.78
COLUMNA MADERA (pasillos)	0.20	2.1

Tabla. 16. Dimensiones de pilastras del edificio

DIMENSIONES DE LOSAS			
NIVEL 1	ESPESOR	ÁREA	VOLUMEN
ENTREPISO	0.15	405.26	60.78
NIVEL 2			
ENTREPISO	0.15	115.61	17.34

Tabla. 17. Dimensiones de losas del edificio

En la tabla 18 se presentan las alturas y los metros lineales para cada espesor con el fin de obtener áreas y volúmenes de los muros estructurales de mampostería utilizados en la edificación.

DIMENSIONES DE MUROS ESTRUCTURALES (MAMPOSTERIA)		
ELEMENTOS	ALTURA	PESO TOTAL
<i>MURO 25 (cm)</i>	2.65	1392,93414 Ton
<i>MURO 40 (cm)</i>	10.65	
<i>MURO 50 (cm)</i>	10.65	
<i>MURO 60 (cm)</i>	10.65	
<i>MURO 80 (cm)</i>	12.8	

Tabla. 18. Dimensiones de muros del edificio

A continuación en la tabla 19 se muestra las dimensiones de la cubierta.

DIMENSIONES DE CUBIERTA		
ÁREA	1452	m <sup>2</sup>
ESPESOR	0.15	m
VOLUMEN	1854	m <sup>3</sup>

Tabla. 19. Dimensiones de muros del edificio

Se obtuvo el peso total de la edificación de 1780 ton incluyendo acabados y muros divisorios.

### 7.5.7 Avalúo de cargas

Según el uso, tipo de espacio y acabados se calcularon las cargas muertas y vivas que se encuentran en las siguientes tablas. Para efecto del edificio la carga muerta está representada por el peso propio de los elementos constructivos, no constructivo y equipos fijos existentes. Según estos valores, se calcularon las masas totales para ser comparadas con las masas que el programa asume en el análisis estático, así como las cargas distribuidas para cada planta tipo, incluido el peso propio por unidad de área como valor de referencia, ya que este no se aplica, sino que por el contrario, es calculada por el programa.

Además, se calculan las cargas de las cubiertas que tiene los balcones por efecto de las aceleraciones verticales como se indica en la (NSR - 10, 2010) A.3.6.13, aplicando una carga puntual en las puntas de cada voladizo.

Se determinaron las cargas de vientos en la cubierta de la edificación mediante las especificaciones indicadas en la norma (NSR - 10, 2010) B.6.4, aplicando el método simplificado para el cálculo de las fuerzas de viento; no se asumió las cargas de viento en los muros, debido a la rigidez que estos presentan, lo que implica una resistencia general a la acción de estas fuerzas.

**AVALÚO DE CARGAS**

CARGA MUERTA					
<b>NIVEL 1</b>					
ITEM	ELEMENTO	CARGA	REFERENCIA		
Entrepisos	Baldosa (20 mm ) sobre 12 mm de mortero	0,8 KN/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4.1 -3		
Entrepisos	Plantilla	0,41 KN/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4.1 -3		
Entrepisos	Durmiente de madera, 25mm	0,2 KN/m <sup>2</sup>	NSR-10 B.3.4.1 -3		
Oficina general	Muros cortina de vidrio entramado y marco	0,06 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 2600	5,9 m 2,2 m área 115,61	NSR 10 B.3.2-1
Oficina general	Particiones en madera, yeso de 12mm a cada lado	0,08 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 750	8,8 m 1,5 m área 115,61	NSR 10 B.3.4.2-2
Oficinas general - formación	Mampostería de bloque de arcilla, pañete en ambas caras	0,11 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 1850	3,49 m 2 m área 115,61	NSR 10 B3.4.2-4
	Bastones	0,005	KN/m		
		<b>1,666</b>	KN/m <sup>2</sup>		
<b>NIVEL 2</b>					
ITEM	ELEMENTO	CARGA	REFERENCIA		
Entrepisos	Baldosa (20 mm ) sobre 12 mm de mortero	0,8 KN/m <sup>2</sup>	NSR 10 B.3.4.1 -3		
Entrepisos	Plantilla	0,411 KN/m <sup>2</sup>	NSR 10 B.3.4.1 -3		
Entrepisos	Durmiente de madera, 25mm	0,2 KN/m <sup>2</sup>	NSR 10 B.3.4.1 -3		
Sala de sistema - digitalización	Particiones en madera, yeso de 12mm a cada lado	0,2 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 750	15 m 2 m área 108,26	NSR 10 B.3.4.2-2
Sala de sistema	Particiones en madera, yeso de 12mm a cada lado	0,28 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 750	17 m 2 m área 88,29	NSR 10 B.3.4.2-2
Salón principal	Particiones en madera, yeso de 12mm a cada lado	0,2 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 750	12 m 4,8 m área 209,04	NSR 10 B.3.4.2-2
Salón principal - oficinas	Mampostería de bloque de arcilla, pañete en ambas caras	0,09 KN/m <sup>2</sup>	x m de superficie horizontal x m de superficie vertical densidad 1100	6,3 m 2,8 m área 209,04	NSR 10 B3.4.2-4
	Barandas, balcones	0,005	KN/m		
		<b>1,706</b>	KN/m <sup>2</sup>		

Tabla. 20. Avalúo de cargas nivel 1 y 2.

CUBIERTA	CARGA	CALCULO	REFERENCIA
Madera laminada	0,01	x mm de espesor 2,5 cm	NSR -10 B.3.4.1 - 4
	0,25 KN/m2		
Teja de arcilla, incluyendo mortero	0,8 KN/m2	NSR -10 B.3.4.1 - 4	
	1,05	KN/m2	

Tabla. 21. Avalúo de cargas cubierta.

CARGA VIVA			
NIVEL 1		CARGA	REFERENCIA
OFICINAS	Oficinas	2 KN/m2	B.4.2.1 -1
	Oficinas (corredores y escaleras)	3 KN/m2	B.4.2.1 -1 B.4.2.1 -1
NIVEL 2		CARGA	REFERENCIA
OFICINAS	Oficinas	2 KN/m2	B.4.2.1 -1
	Oficinas (corredores y escaleras)	3 KN/m2	NSR -10 B.4.2.1 -1
REUNIÓN	Balcones	5 KN/m2	B.4.2.1 -1
CUBIERTA		CARGA	REFERENCIA
CVT	Inclinación más de 15°	0,35 KN/m2	B.4.2.1 -2
	Inclinación menos de 15°	0,5 KN/m2	B.4.2.1 -2

Tabla. 22. Avalúo de carga viva en la edificación.

### Carga de viento en cubierta

La presión de la velocidad del viento  $q_z$ , evaluada a una altura  $z$ , está dada por la siguiente ecuación:

$$q_z = 0,613K_zK_{zt}K_dV^2I$$

Donde:

- $V$  en m/s.
- $K_d$  = Factor de direccionalidad del viento definido en la sección B.6.5.4.4.
- $K_z$  = Coeficiente de exposición de presión por velocidad definido en la sección B.6.5.6.6.
- $K_{zt}$  = Factor topográfico definido en la sección B.6.5.7.2.

- El coeficiente numérico 0.613 se usara siempre que no haya suficientes registros climáticos para justificar la selección de otro valor.

Entonces

- $K_{zt} = 1.0$
- $V = 36 \text{ m/s} = 130 \text{ km/h}$  por encontrarse en la zona 5 según lo especificado en la figura B.6.4-1 de la NSR-10.
- $K_d = 0,85$  para cubiertas según la tabla B.6.5-4 de la NSR-10

✓ **Categoría de exposición**

Para el tipo de terreno en que se encuentra la sede del Agustín Codazzi en Cartagena se obtiene:

- Rugosidad del terreno B según la sección B.6.5.6.2
- Exposición B con caso 1 usando la figura B.6.5-3

Teniendo en cuenta todo lo anteriormente descrito nos queda que el  $K_z$  para una altura de 0 – 45 m para una exposición de terreno B y el caso 1 nos queda 0.7

I = Factor de importancia II y para regiones no propensas a huracanes el valor es de 1.00 de acuerdo a la tabla B.6.5-1

Resolviendo la ecuación nos queda:

$$q_z = 0,613 * 0.7 * 1.0 * 0.85 * (36)^2 * 1.00$$

$$q_z = 472.69 \text{ N/m}^2 \text{ Para la cubierta}$$

### 7.5.6 Movimiento sísmico de diseño.

Para las situaciones cuando el capítulo A.10.9 del NSR10 lo permite para efectos de evaluación e intervención de edificaciones existentes y solo en caso que el propietario apruebe, el movimiento sísmico de diseño con seguridad limitada se define para una probabilidad de 20% de ser excedido en un lapso de 50 años, en función de la aceleración pico efectiva reducida, representada por el parámetro Aa.

Este coeficiente se determinó de acuerdo con A.10.3.2 y A.10.3.3, este movimiento sísmico de diseño de seguridad limitada no son aplicables a edificaciones nuevas y no se pueden utilizar en el diseño de edificaciones nuevas bajo ninguna circunstancia.

Para clasificar el tipo de perfil del suelo en la zona, se tomó como referencia los estudios de suelo realizados en el edificio de la Gobernación de Bolívar ubicado diagonal al edificio del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, por parte de la empresa Arnoldo Berrocal Ingeniería S.A.S. y bajo consideración del director, comprendiendo un perfil tipo D para ese estrato.

SIMBOLOGIA	GRUPO DE USO	II
	ZONA DE AMENAZA SISMICA	baja
Aa	Aceleración pico efectiva Aa	0.1
Av	Velocidad pico efectiva Av	0.1
Fa	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos cortos	1.6
Fv	Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en periodos	2.4
Ct	Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura	0.049
$\alpha$	Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado ( $T_a$ )	0.75
Cu	Coeficiente utilizado para calcular el periodo máximo de la estructura	1.462
$T_a$	Periodo de vibración fundamental aproximado	0.288
	$Cu * T_a$	0.421

Tabla. 23. Parámetros y coeficientes para el cálculo de periodos y derivas.

En la tabla 24 se presentan los desplazamientos en la estructura ocasionada por una carga cualquiera de 25 y 50 Ton para determinar la rigidez de la edificación.

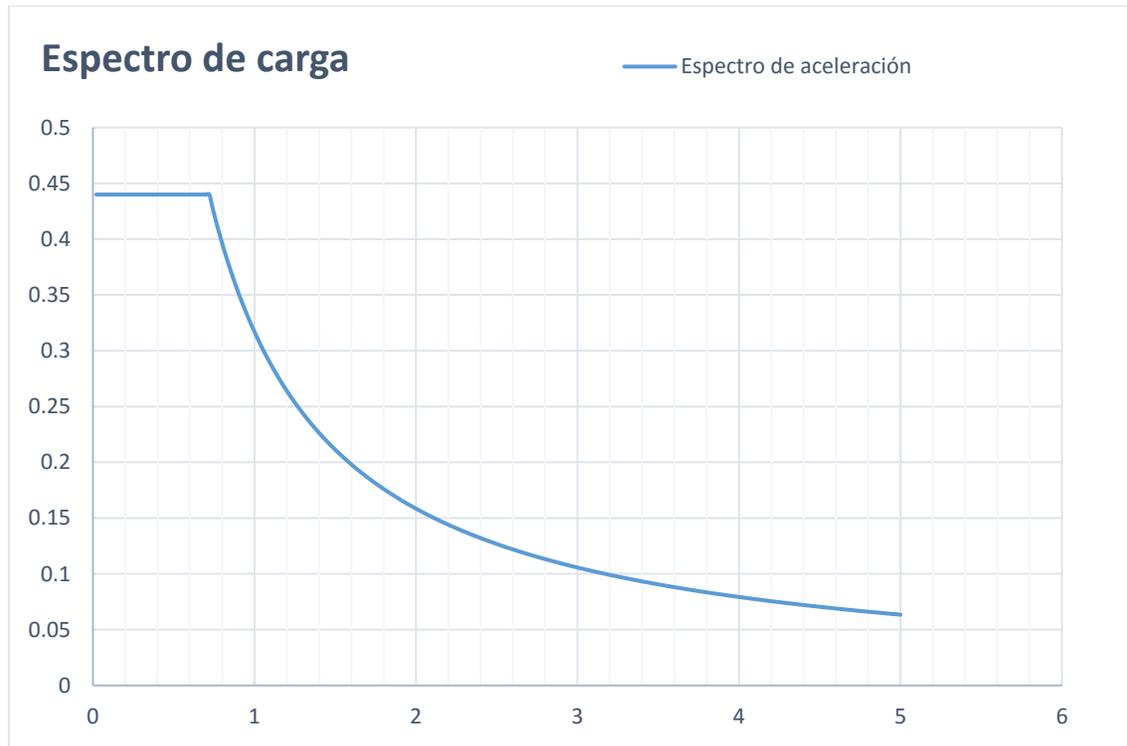
Tabla. 24. Parámetros y coeficientes para el cálculo de periodos y derivas.

EJE X						
NIVEL	DIAGRAMA	F(KN)	$\delta$ (mm)	V	$\Delta$	K
2PISO	D2	490.3325	1.646	490.3325	0.49	1000.678
1 PISO	D1	245.1663	1.156	735.4988	1.156	636.244

EJE Y						
NIVEL	DIAGRAMA	F(KN)	$\delta$ (mm)	V	$\Delta$	K
2PISO	D2	245.1663	1.465	245.166	0.206	1190.127
1 PISO	D1	490.3325	1.259	735.498	1.259	584.192

$K_{edif}$ (ton/cm)	F(ton)	V <sub>Cortante</sub>	$\Delta$ <sub>Deriva</sub>	$\delta$
1245.344376	50.033	50.033	0.0401	0.0737
2235.516573	25.0169	75.050	0.0335	0.0335

$T$ (seg)	0.206
-----------	-------



Gráfica. 2. Espectro elástico de aceleración.

Los datos de la aceleración espectral  $S_a$  y cortante basal  $V_b$  en ambas direcciones se presentan en la tabla 25. Posteriormente se determina las fuerzas sísmicas horizontales en los niveles de la edificación identificados en la tabla 26.

ESPECTRO DE ACELERACIÓN		CORTANTE BASAL	
$S_a$	0.44 Seg	$V_b$	783.01 Ton

Tabla. 25. Resultados de cortante basal.

CORTANTE							
NIVELES	ALTURA, $h_x$	PESO, $W$	$h^k$	$W \cdot h^k$	$C_v$	FUERZA	S FUERZA
SISMICOS	(m)	(Tn)	(m)	(Tn-m)	(%)	(Tn)	CORTANTE
2	5	1128.578	5.0	5642.892	0.77	599.678	599.678
1	2.65	650.984	2.650	1725.109	0.23	183.329	783.007
		1779.56		7368.00	1	783.00	

Tabla. 26. Fuerzas sísmicas horizontales.

Para el chequeo de la deriva se tomó en cuenta solo la carga muerta de la estructura, el procedimiento se llevó a cabo cumpliendo los requerimientos de la NSR-10 que establece que para muros de carga la deriva máxima debe ser el 0,5% de la altura del piso.

SISMO EN X +				DERIVAS					
NIVELES	ELEVACION	DESPLAZAMIENTOS		DELTA		DERIVA		CHEQUEO	
SISMICOS	$h(m)$	$X(m)$	$Y(m)$	$\Delta x$	$\Delta y$	$\delta_x$	$\delta_y$	En X	En Y
2	5	0.001465	0.000054	.0	0.000005	0.00009	0.000002	OK	OK
1	2.65	0.001259	0.000049	.001	0.000049	0.00048	0.000018	OK	OK
BASE	0								

SISMO EN Y +				DERIVAS					
NIVELES	ELEVACION	DESPLAZAMIENTOS		DELTA		DERIVA		CHEQUEO	
SISMICOS	$h(m)$	$X(m)$	$Y(m)$	$\Delta x$	$\Delta y$	$\delta_x$	$\delta_y$	En X	En Y
2	5	0.000077	0.001646	.0	0.00049	0.00002	0.000208	OK	OK
1	2.65	0.000035	0.001156	.0	0.001156	0.000013	0.000436	OK	OK
BASE	0								

Tabla. 27. Chequeo de derivas en dirección X y Y.

La estructura presenta poco desplazamiento lateral debido a las grandes dimensiones que presentan cada uno de sus muros de carga. Teniendo en cuenta lo anterior se pudo observar que la estructura cumple todos los requerimientos en cuanto a deriva.

### **7.5.7 Vulnerabilidad sísmica del edificio**

Con el fin de abordar la propuesta de la estructura del edificio del IGAC, se llevó a cabo el procedimiento descrito por la norma (NSR - 10, 2010). En la que se establecen los mecanismos necesarios para realizar un diagnóstico estructural de los muros, vigas y pilastras a cargas verticales y cargas sísmicas de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión. Para ello se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- ✓ Se hace necesario determinar los índices de sobreesfuerzo individual de todos los elementos estructurales como muros, vigas y pilastras, considerando las relaciones entre la demanda a carga de esfuerzos y la capacidad de resistirlos.
- ✓ Identificando la incidencia de la falla progresiva de los elementos y formulación del reforzamiento de estos.
- ✓ El inverso del índice de sobreesfuerzo general, expresa la vulnerabilidad de la edificación, como una fracción de la resistencia que tendría el edificio si fuese sido construido de acuerdo a las indicaciones de la norma actual.

#### **7.5.7.1 Índices de flexibilidad**

El procedimiento para calcular los índices de sobreesfuerzo a compresión, flexocompresión y cortante de los muros existentes de la edificación, se requiere inicialmente los datos de la geometría de un muro colonial que se toman de los planos arquitectónicos y las propiedades de los materiales que lo componen, según los resultados de ensayos realizados a estos.

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL		
GEOMETRIA (mm)		
<b>L</b>	1525	LONGITUD mm
<b>H</b>	2650	ALTURA mm
<b>t</b>	575	ESPESOR mm
<b>A</b>	876875	AREA mm <sup>2</sup>
<b>S3</b>	222872395.8	MODULOS DE SECCIÓN
<b>S2</b>	84033854.17	
PROPIEDADES DEL MATERIAL ( f'm)		
	5.13 Mpa	523.3 ton/m <sup>2</sup> 52.3 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla. 28. Geometría y propiedades del muro M - 54.

Luego se calcularon las características dimensionales efectivas de cada muro, definidas en la sección D.5 del título D de la norma (NSR - 10, 2010), para hallar las resistencias a carga axial de compresión, resistencia a flexión para muros con carga axial en dirección perpendicular a su plano, la resistencia a flexión en la dirección paralela a su plano y la resistencia al corte. Estos datos se muestran en la tabla 29.

<u>D - 1.5.2</u>	COMPRESIÓN AXIAL			TRACCIÓN POR FLEXIÓN (PERPENDICULAR)		
<u>D- 1.5 -1</u>	<b>Fa</b>	1.01	Mpa	<b>Ft (3,2)</b>	0.26	Mpa
$h'/t$	<b>Re</b>	102.99	Ton/m <sup>2</sup>		26.51	Ton/m <sup>2</sup>
4.609	0.988	10.3	kg/cm <sup>2</sup>	<b>Ft (1)</b>	0.26	Mpa
					26.51	Ton/m <sup>2</sup>
<u>D - 1.5.3</u>	COMPRESIÓN AXIAL POR FLEXIÓN			ERFUERZO CORTANTE		
<u>D - 1.5 -6</u>	<b>Fb</b>	1.69	Mpa	<b>Fa</b>	0.06	Mpa
<b>NSR10 TITULO D</b>		172.33	Ton/m <sup>2</sup>		6.12	Ton/m <sup>2</sup>
		17.23	kg/m <sup>2</sup>		0.61	Kg/cm <sup>2</sup>

Tabla. 29. Resistencia a compresión, deflexión y cortante del muro estructural.

$h'/t$  = es la relación entre la altura efectiva y el espesor efectivo del muro, ésta no puede ser superior a 25 en muros estructurales según la norma D.5.4.3.1.

$Re$  = Reducción de la resistencia axial por esbeltez, según D.5.5.2.

La tabla 30 muestra las solicitudes de esfuerzos obtenidas del software ETABS, para el caso del pier o muro M – 54 para las combinaciones de esfuerzo de trabajo.

SOLICITUDES ESFUERZOS ADMISIBLE (KN-mm)									
Story	Pier	Load	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
MEZANINNE	M - 54	COMB1	Top	-163.85	7.645	-1.103	785.2	1096.8	-2202.68
MEZANINNE	M - 54	COMB1	Bottom	-219.26	15.773	8.0961	-4295.8	3296.52	6749.82
MEZANINNE	M - 54	COMB2	Top	-181.51	8.380	-1.2605	798.78	1213.28	-2348.05
MEZANINNE	M - 54	COMB2	Bottom	-239.35	17.396	8.8495	-4700.61	3596.55	7728.07
MEZANINNE	M - 54	COMB3	Top	-167.07	7.655	-1.1215	802.82	1120.65	-2155.26
MEZANINNE	M - 54	COMB3	Bottom	-222.67	15.932	8.2214	-4367.33	3345.55	6721.58
MEZANINNE	M - 54	COMB4	Top	-179.51	8.204	-1.2349	808.6	1202.04	-2276.15
MEZANINNE	M - 54	COMB4	Bottom	-236.89	17.109	8.7551	-4653.03	3558.31	7462.33
MEZANINNE	M - 54	COMB5	Top	-163.85	7.645	-1.1032	785.2	1096.8	-2202.68
MEZANINNE	M - 54	COMB5	Bottom	-219.26	15.773	8.0961	-4295.86	3296.52	6749.82
MEZANINNE	M - 54	COMB6	Top	736.93	757.914	-18.0682	3593.8	25737.2	-3085.87
MEZANINNE	M - 54	COMB6	Bottom	-289.67	520.460	-123.727	40079.8	-94650.23	78762.26
MEZANINNE	M - 54	COMB8	Top	-179.51	8.204	-1.2349	808.6	1202.04	-2276.15
MEZANINNE	M - 54	COMB8	Bottom	-236.89	17.109	8.7551	-4653.03	3558.31	7462.33
MEZANINNE	M - 54	COMB9	Top	721.27	758.473	-18.1999	3617.2	25842.43	-30866.33
MEZANINNE	M - 54	COMB9	Bottom	-307.29	521.795	-123.068	3972.63	-94388.43	7883377
MEZANINNE	M - 54	COMB11	Top	-98.31	4.587	-0.6619	471.12	658.08	-1321.61
MEZANINNE	M - 54	COMB11	Bottom	-131.56	9.464	4.8576	-2577.51	1977.91	4049.89
MEZANINNE	M - 54	COMB12	Top	802.47	754.856	-17.627	3279.72	25298.48	-307710.8
MEZANINNE	M - 54	COMB12	Bottom	-201.97	514.151	-126.96	41798.14	-95968.83	784920.34
MEZANINNE	M - 54	COMB7	Top	182.30	56.896	-79.75	-5452.52	62138.03	-114235.6
MEZANINNE	M - 54	COMB7	Bottom	604.05	-12.811	-311.62	12603.74	-24383.38	31519.35
MEZANINNE	M - 54	COMB10	Top	166.65	57.455	-79.88	-5429.13	62243.27	-11430.07
MEZANINNE	M - 54	COMB10	Bottom	586.43	-11.475	-310.96	12566.57	-243571.58	315911.86
MEZANINNE	M - 54	COMB13	Top	247.84	53.838	-79.3133	-5766.6	61699.31	-11334.53
MEZANINNE	M - 54	COMB13	Bottom	691.76	-19.120	-314.85	12773.08	-24515.99	31249.42

Tabla. 30. Solicitudes de esfuerzos admisibles en kN - mm.

Por último, se calculan los índices de sobre esfuerzos del muro M – 54, para los esfuerzos de compresión, flexión en el plano del muro, flexión perpendicular al plano del muro y cortante con respecto a las resistencias calculadas. Este proceso se realizó para evaluar las condiciones de vulnerabilidad de los muros de la edificación, que comprende en total 123 piers o muros.

AVALÚO DE INDICES		
COMPRESIÓN SOLO,INDICE	0.9	Ok
COMPRESIÓN FLEXIÓN 2,INDICE	0.59	Ok
COMPRESIÓN FLEXIÓN 3,INDICE	0.53	Ok
CORTANTE S12,INDICE	0.006	Ok
CORTANTE S13,INDICE	1.68	No Ok
TRACCIÓN 2,INDICE	1.8	No Ok
TRACCIÓN 3,INDICE	1.74	No Ok

Tabla. 31. Índices de sobreesfuerzo de compresión, flexocompresión, cortante y tracción.

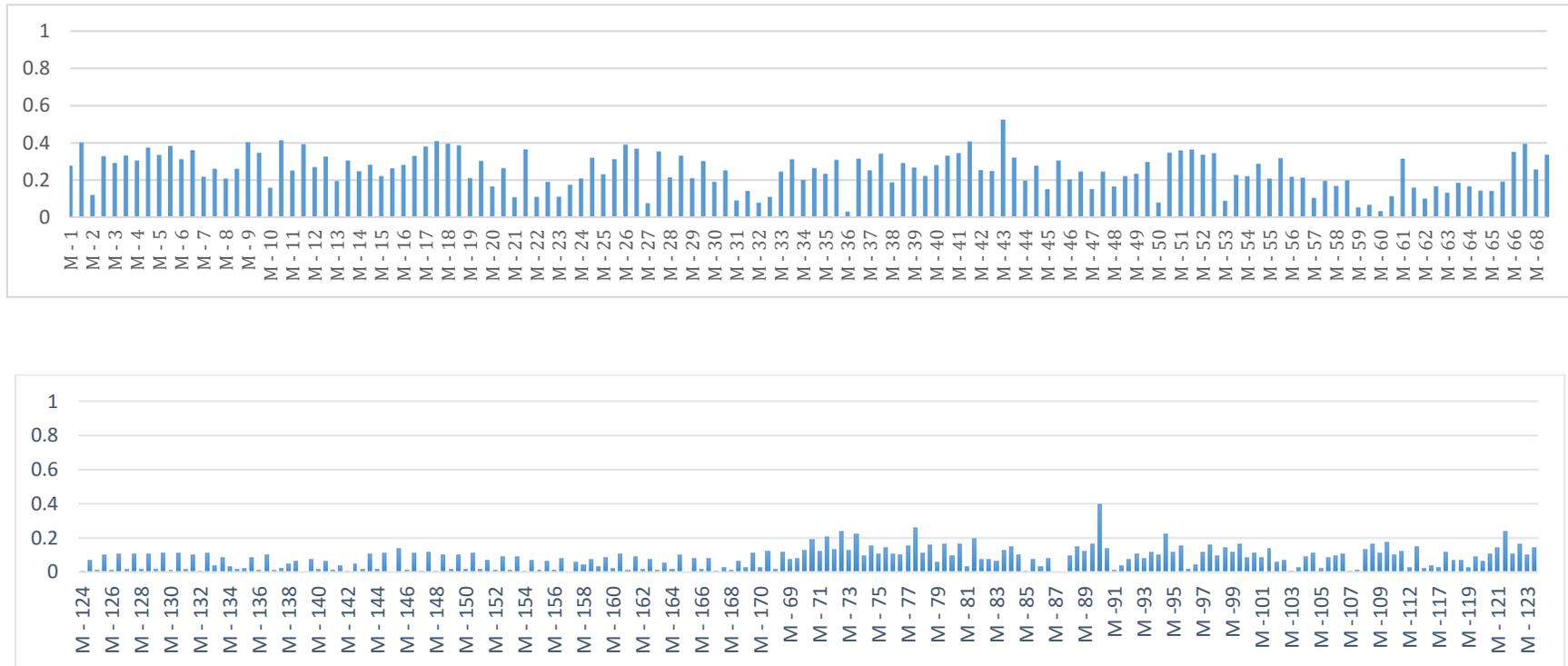
Según los resultados obtenidos en el análisis para el muro M – 54, basándose en las condiciones de la norma, se requiere para esta sección reforzar a cortante y a tracción.

Esta metodología se empleó para todos los muros del edificio, en las siguientes gráficas se presentan los resultados de los índices de sobreesfuerzo por compresión axial , compresión por flexión generada por el momento M2, compresión por flexión generada por el momento M3, cortante interno en el plano paralelo al eje del muro, cortante interno en el plano perpendicular al eje del muro, tracción por flexión generada por el momento M2 y tracción por flexión generada por el momento M3, respectivamente para los muros en los 2 niveles de la edificación.

A continuación se presentan los de índices para sismo reducido y los índices con sismo pleno de todos los muros de la edificación.



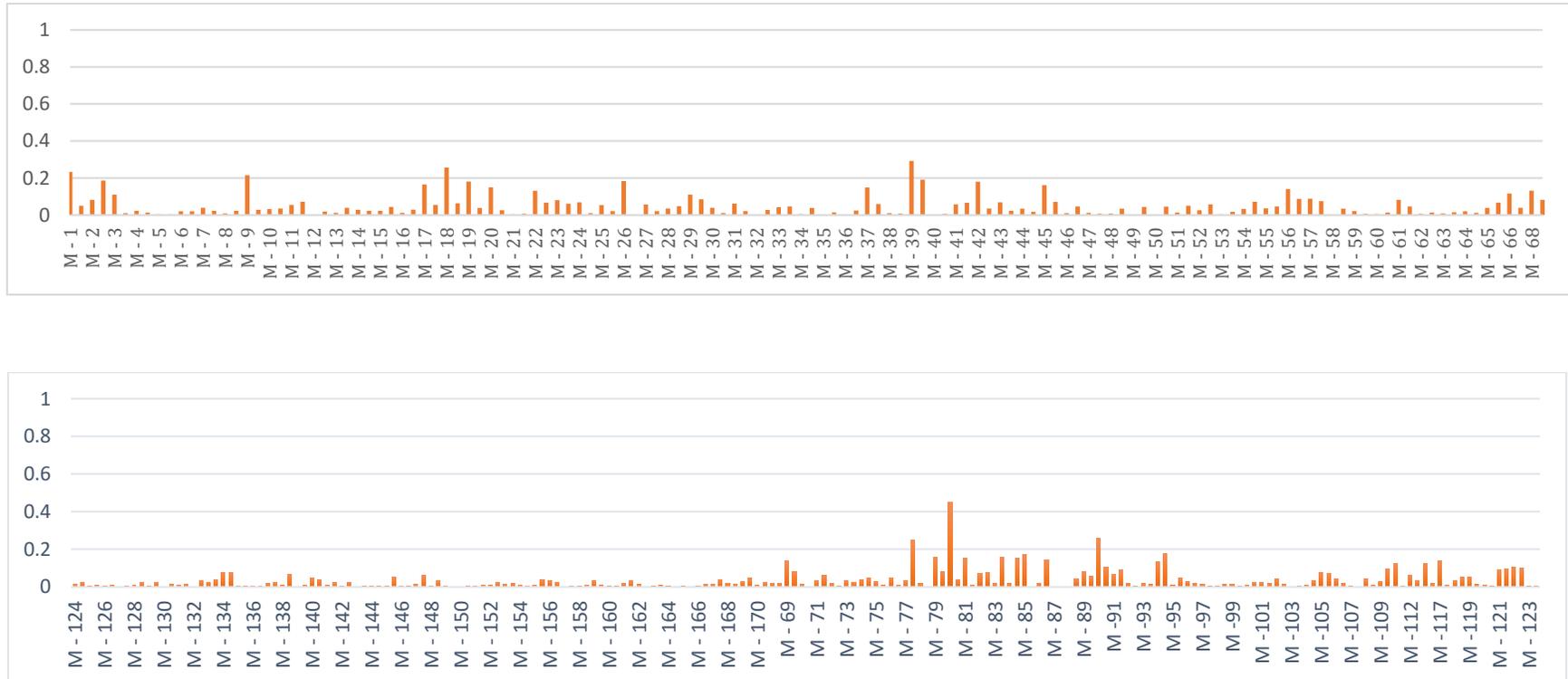
## COMPRESIÓN AXIAL



Grafica .3 - 4. Índices de sobreesfuerzo a compresión en muros. Superior: N + 2.65.  
Inferior: N + 5.0

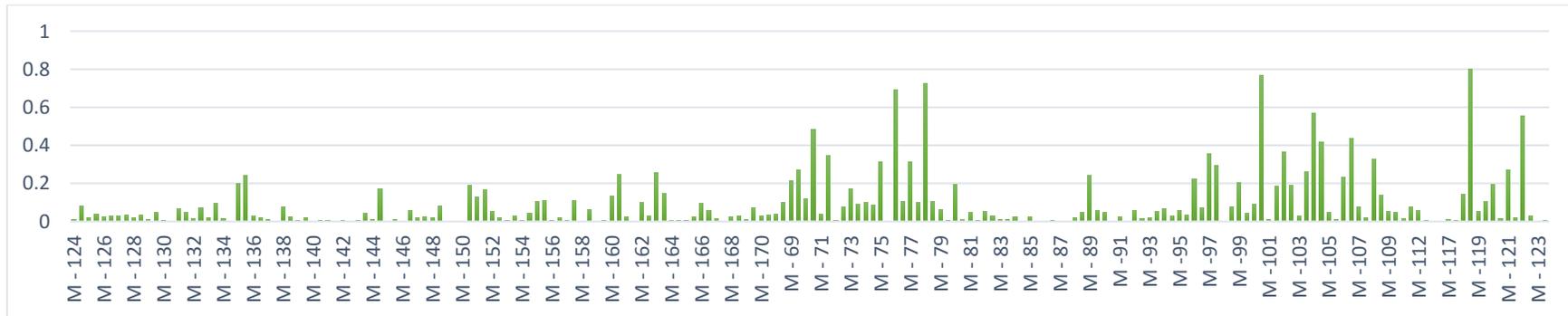
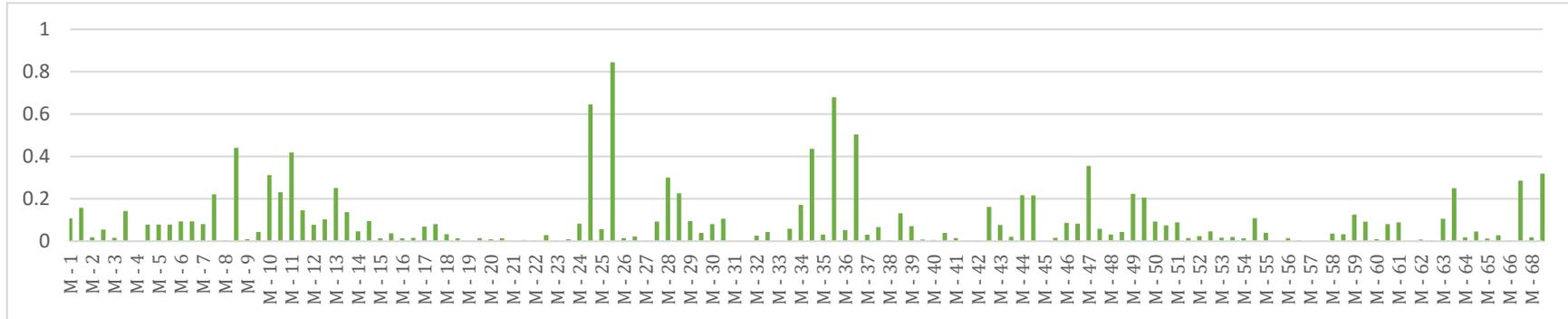
Los índices de sobreesfuerzos a carga axial con sismo reducido presentan un aumento considerable en el primer nivel de la edificación, que es la zona donde se presentan mayores cargas; sin embargo no se presentan sobreesfuerzos en ninguna zona, pese a estos existen zonas específicas que presentan afectaciones (fisuras y grietas) bajo este tipo de cargas.

### CORTANTE V2



Grafica .5 - 6. Índices de sobreesfuerzo a cortante en muros. Superior: N + 2.65. Inferior: N + 5.0

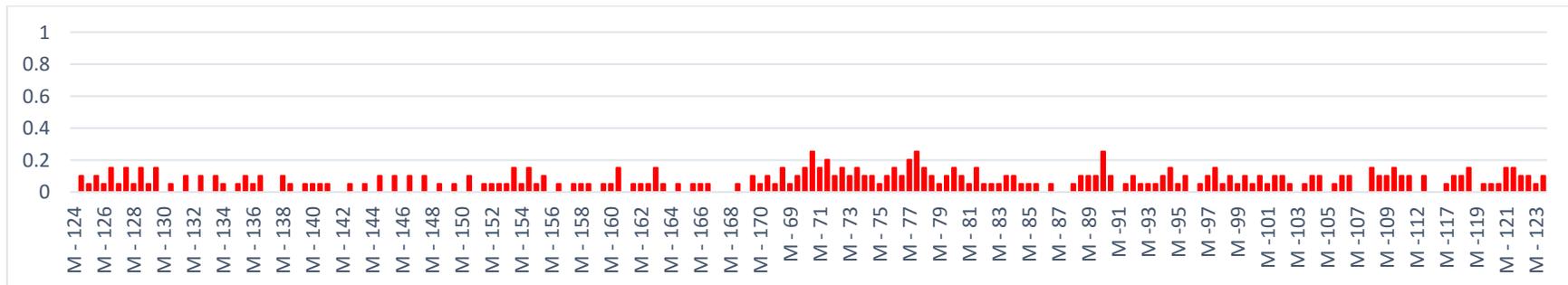
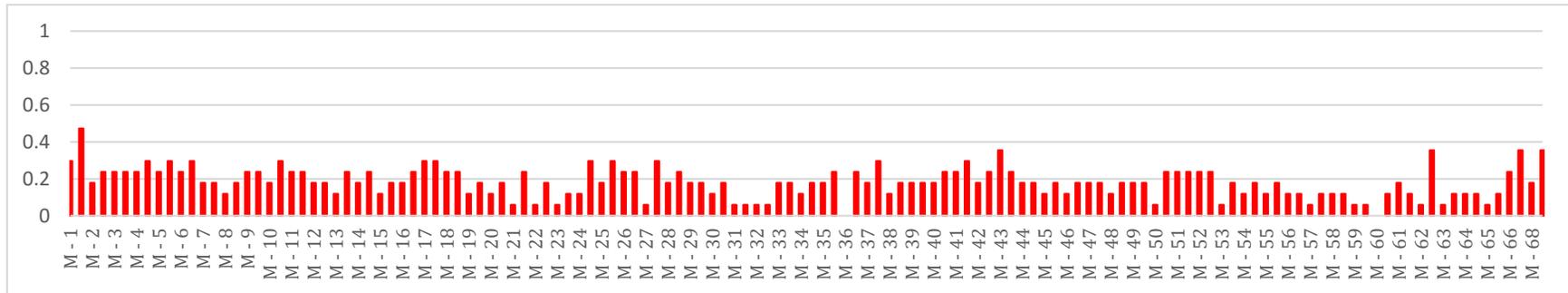
### CORTANTE V3



Grafica .7 - 8. Índices de sobreesfuerzo a cortante 3 en muros. Superior: N + 2.65. Inferior: N + 5.0

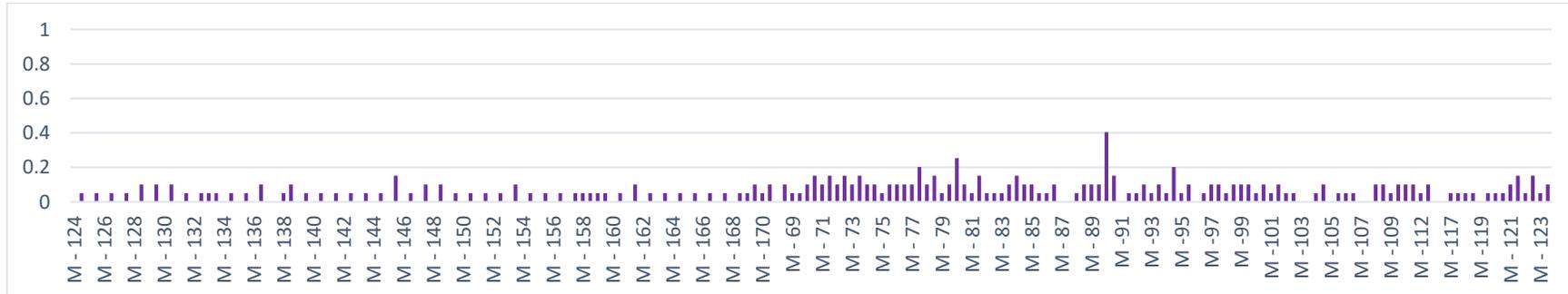
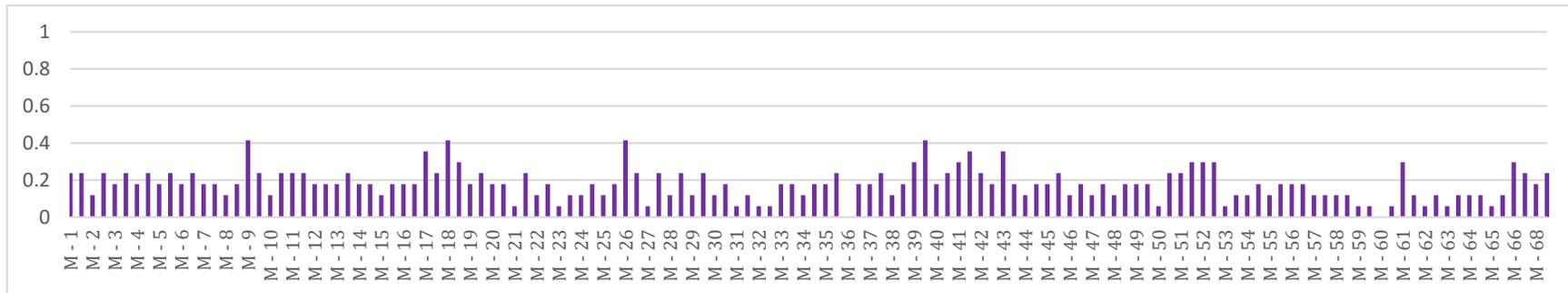
Gran parte de las afectaciones a cargas verticales se presentan por las condiciones a corte en los muros, las fisuras encontradas en el edificio explican esta condición y el modelo estructural detalla las zonas más críticas que requieren una intervención oportuna.

### COMPRESION POR FLEXIÓN M2



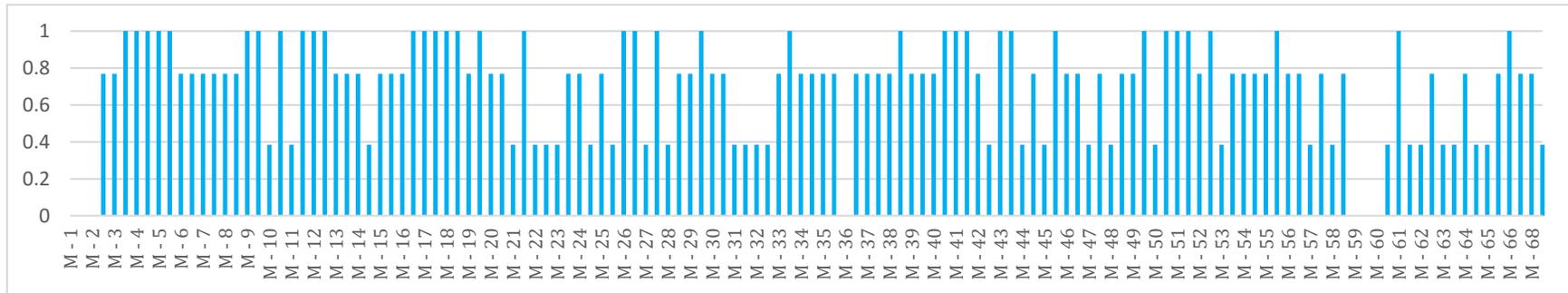
Grafica .9 - 10. Índices de sobreesfuerzo a compresión por flexión M2 en muros. Superior: N + 2.65.  
 Inferior: N + 5.0

### COMPRESIÓN POR FLEXIÓN M3



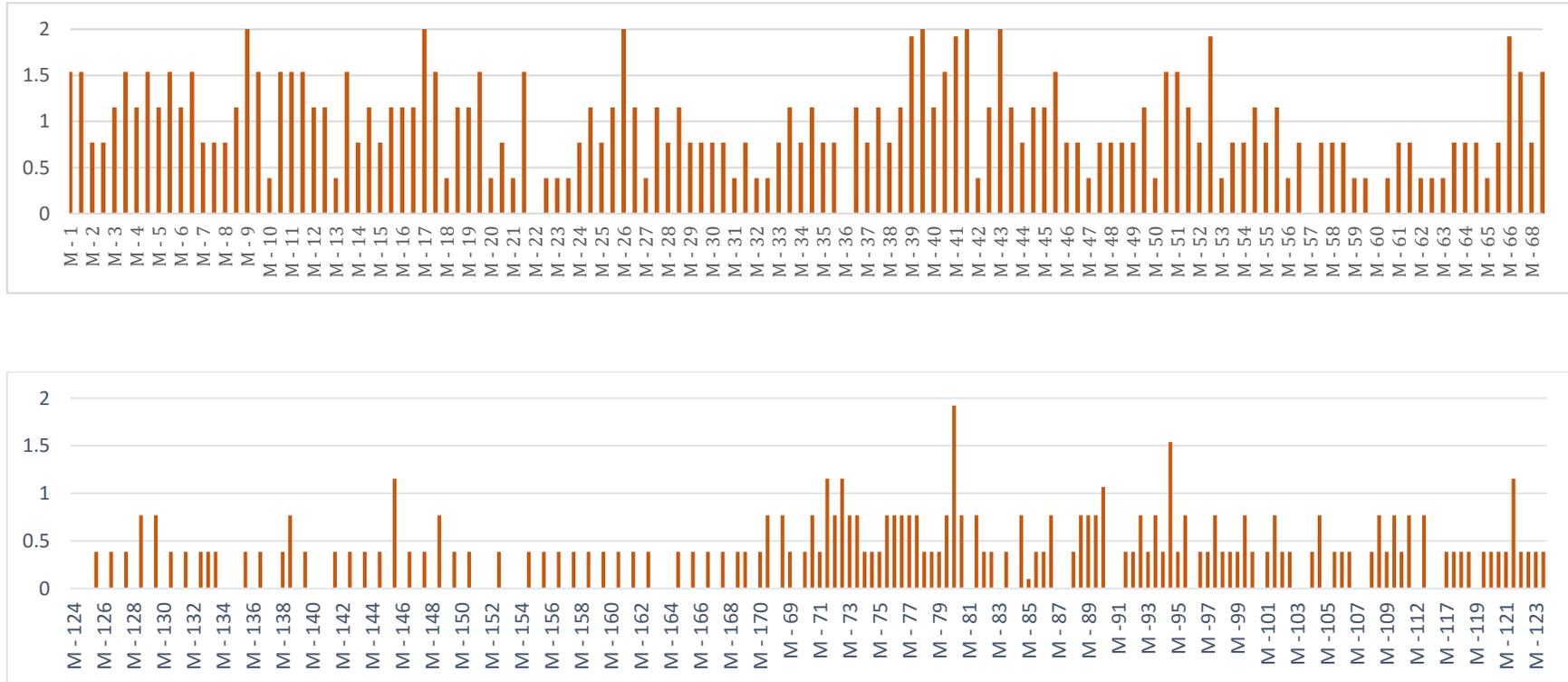
Grafica .11 - 12. Índices de sobreesfuerzo a compresión por flexión M3 en muros. Superior: N + 2.65.  
Inferior: N + 5.0

### COMPRESION POR TRACCIÓN M2



Grafica .13 -14. Índices de sobreesfuerzo a compresión por tracción M2 en muros. Superior : N + 2.65.  
 Inferior: N + 5.0

### COMPRESION POR TRACCIÓN M3

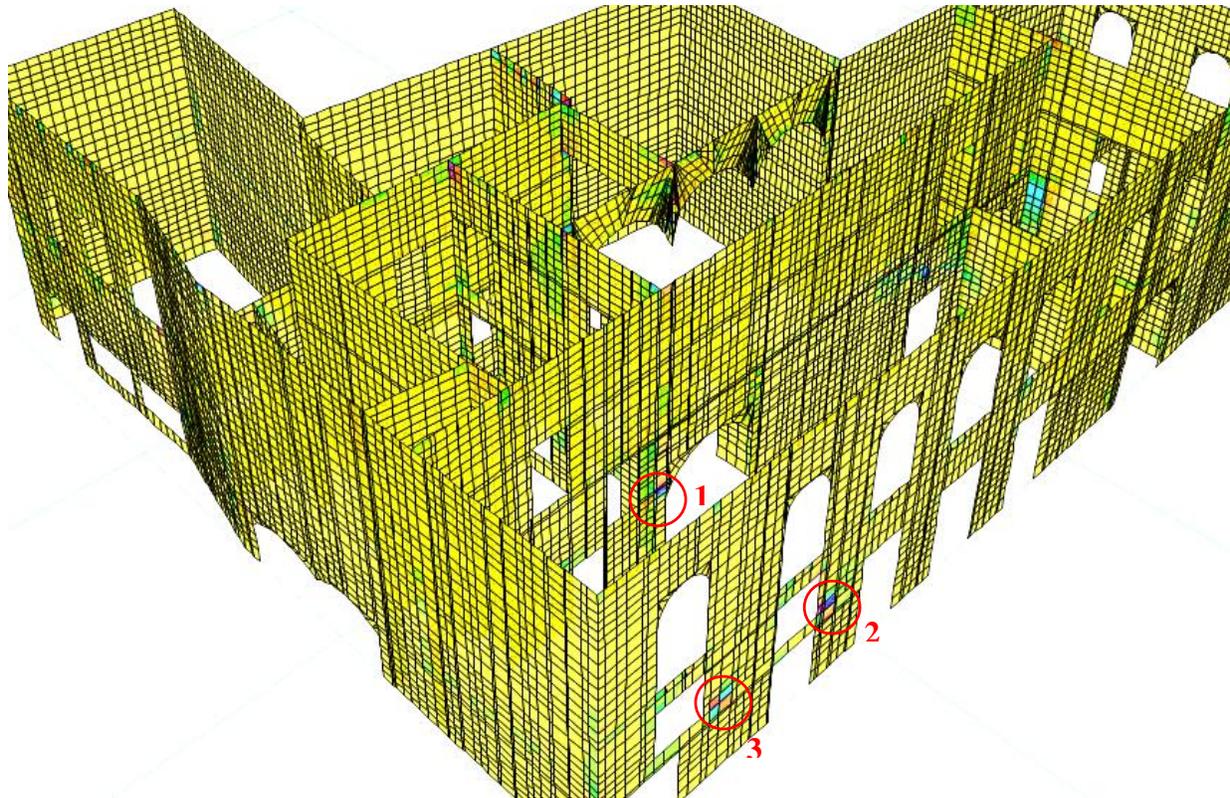


Grafica .15 - 16. Índices de sobreesfuerzo a compresión por tracción M3 en muros. Superior : N + 2.65.  
 Inferior: N + 5.0

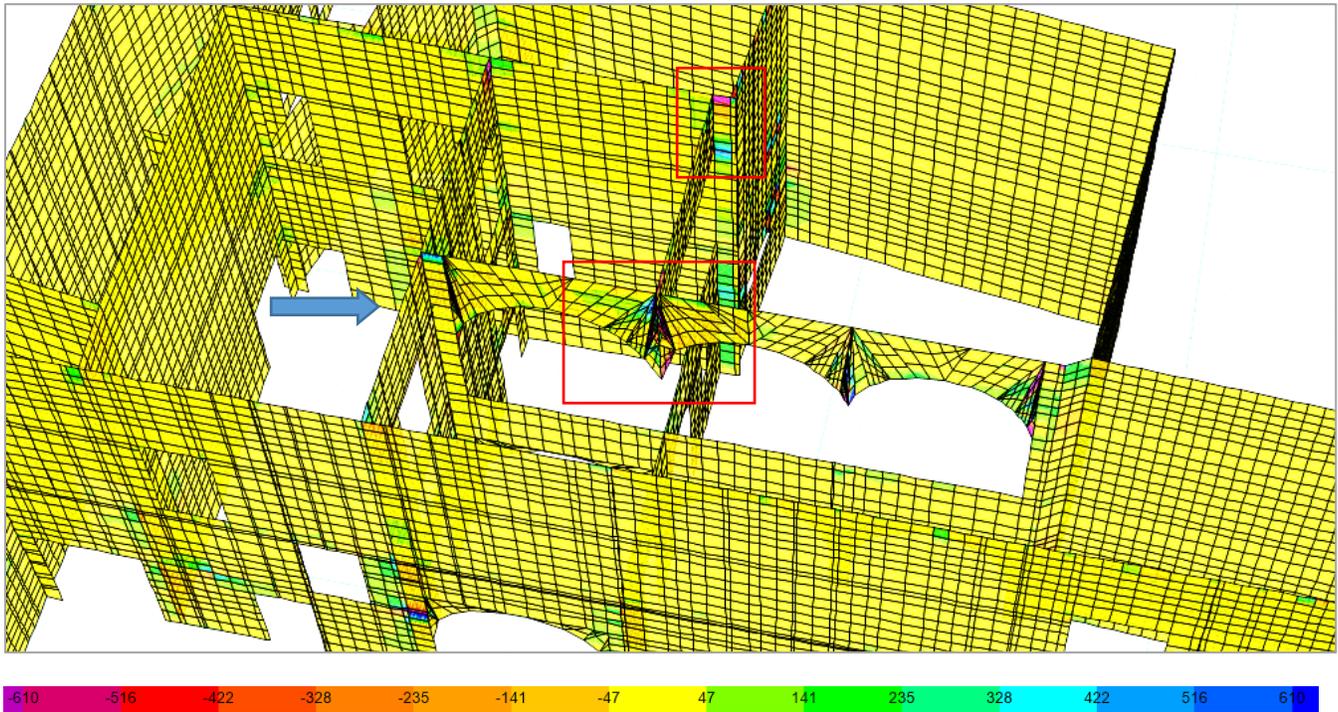


### 7.5.8 Diagramas de esfuerzo por peso propio

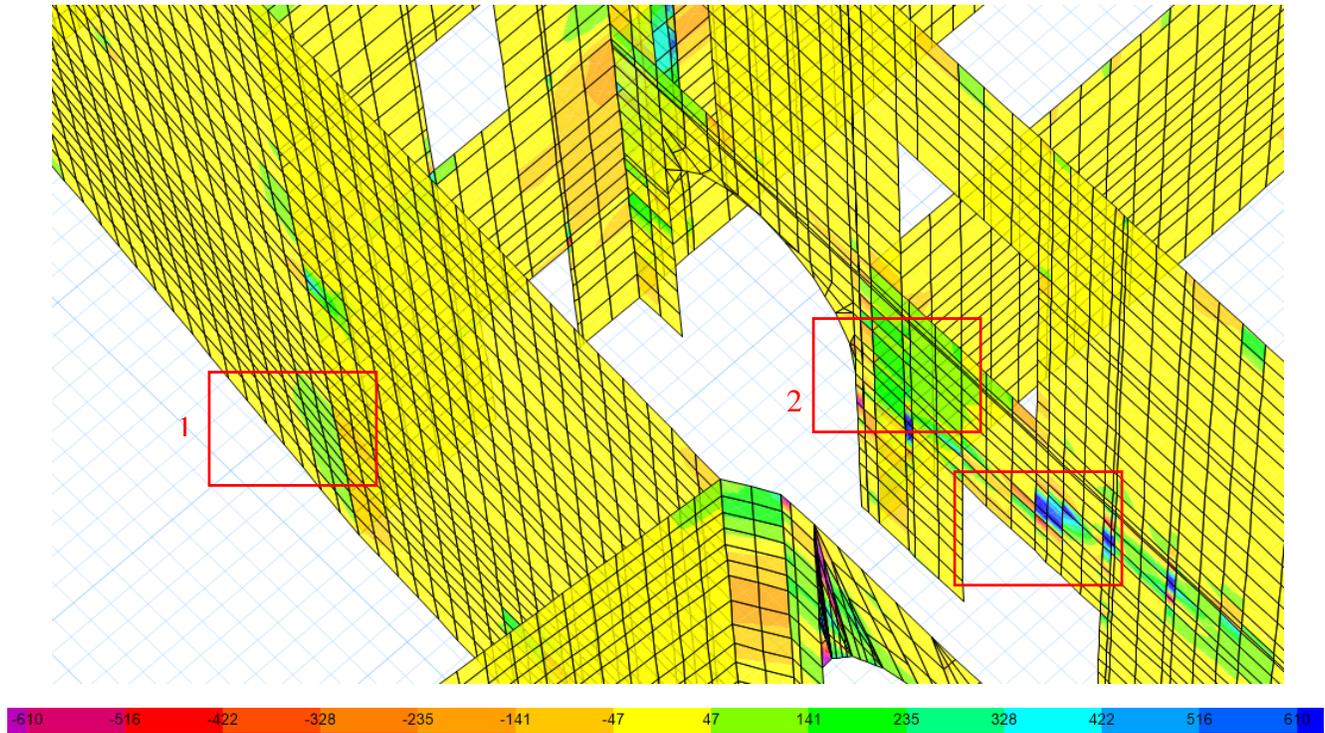
*S13 Cortante interno en el plano (Kgf/cm<sup>2</sup>)*



*S13 Cortante interno en el plano*

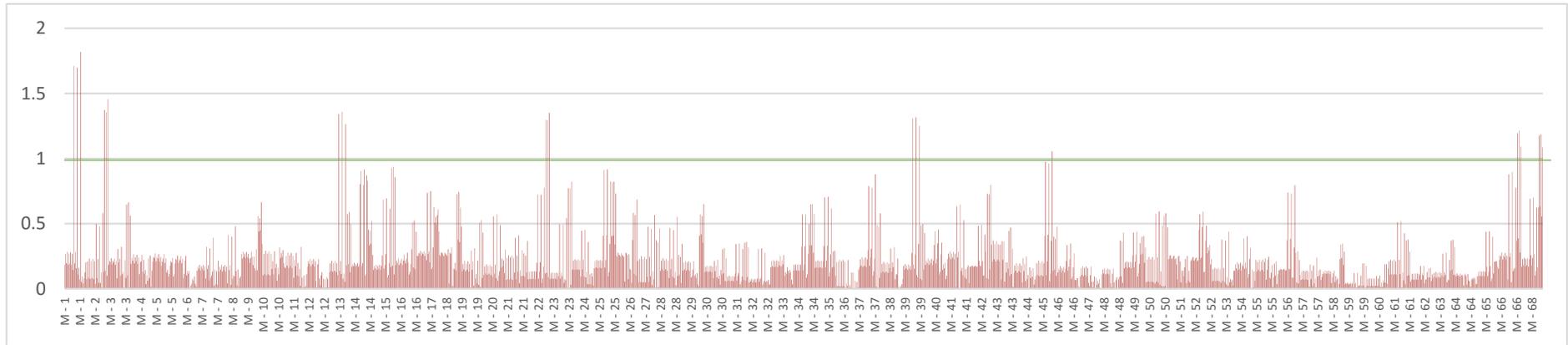


*S13 Cortante interno en el plano*

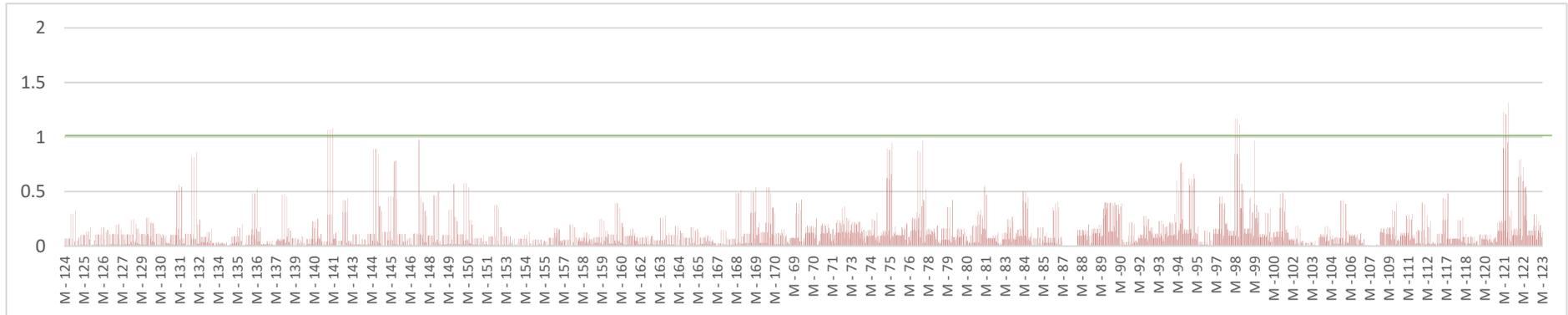




## COMPRESIÓN AXIAL

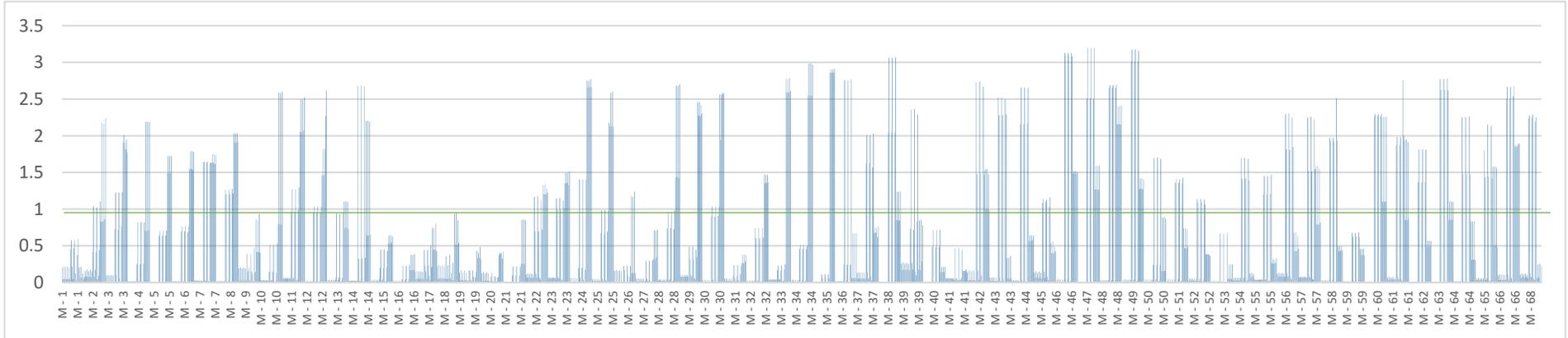


Grafica .17 - 18. Índices de sobreesfuerzo a compresión en muros. Superior : N + 2.65. Inferior: N + 5.0

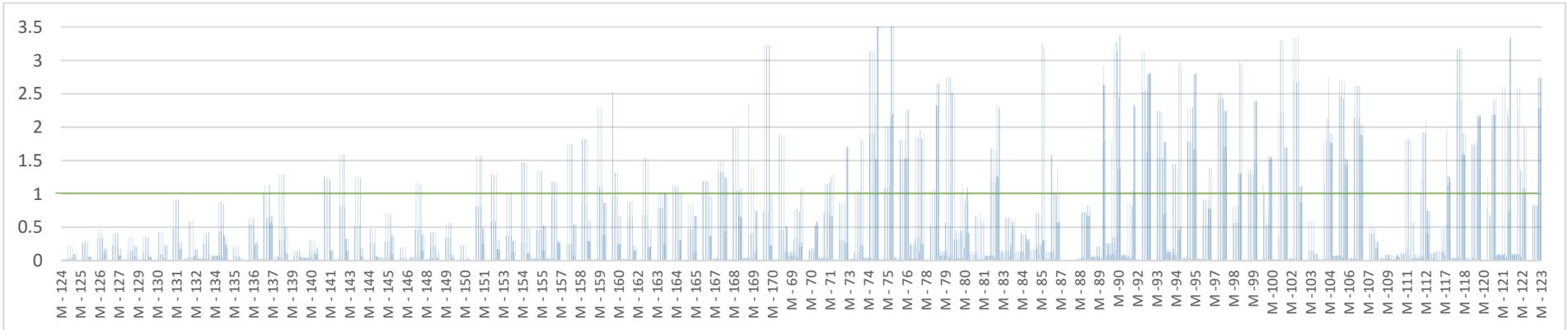


En las gráficas 3 y 4 presentan los resultados que se obtuvieron de los índices de sobre esfuerzo por compresión pura en muros, de los cuales se puede analizar que a pesar del desgaste que ha sufrido la mampostería a causa de las acciones de la naturaleza, las grandes dimensiones de estos elementos hacen que respondan perfectamente ante las cargas puntuales que generan compresión. Se observa que la funcionalidad de estos muros es efectiva. Los muros 1 y 13 presentan longitudes menores de 30 cm, por lo cual se evidencia esta tendencia de sobreesfuerzo, pese a esto existen otros muros que requieren realizar unas intervenciones de reforzamiento.

### CORTANTE V2



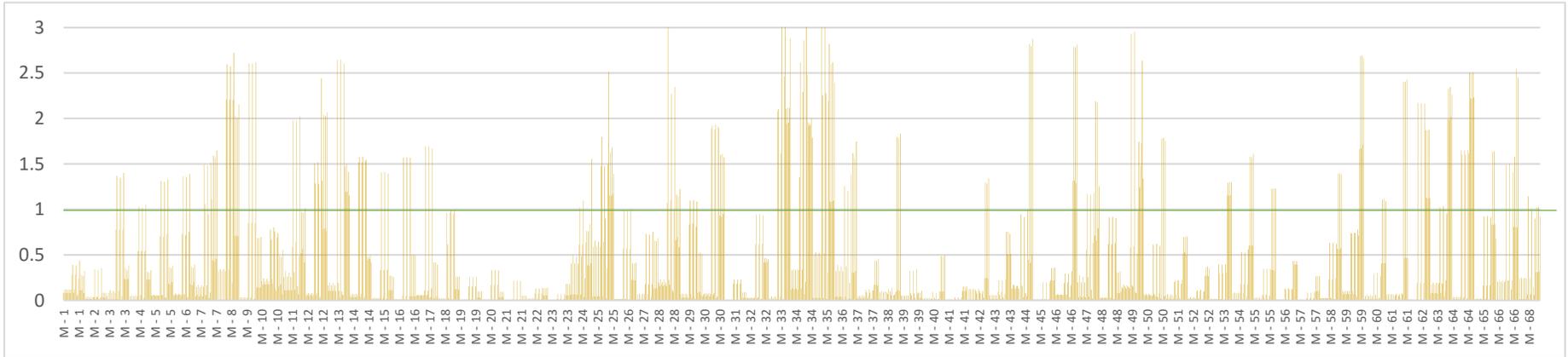
Grafica . 19. Índices de sobreesfuerzo a cortante V2 en muros N + 2.65.



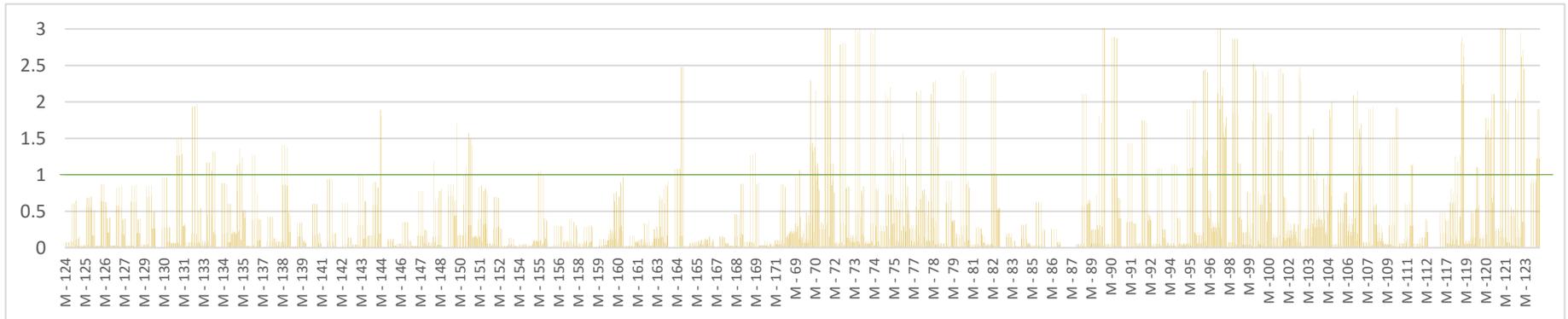
Grafica . 20. Índices de sobreesfuerzo a cortante V2 en muros N + 5.0.

Las gráficas 5 y 6 presentan los resultados de los índices de sobre esfuerzo por cortante en muros teniendo en cuenta la asignación de un sismo reducido. Se observa que los índices de sobre esfuerzos mayores al admisible y de esta manera un gran porcentaje de estos elementos presentan este tipo de fallas, para lo cual se requerirá intervenir en gran medida estos muros para resolver las fallas que se pueden presentar.

### CORTANTE V3



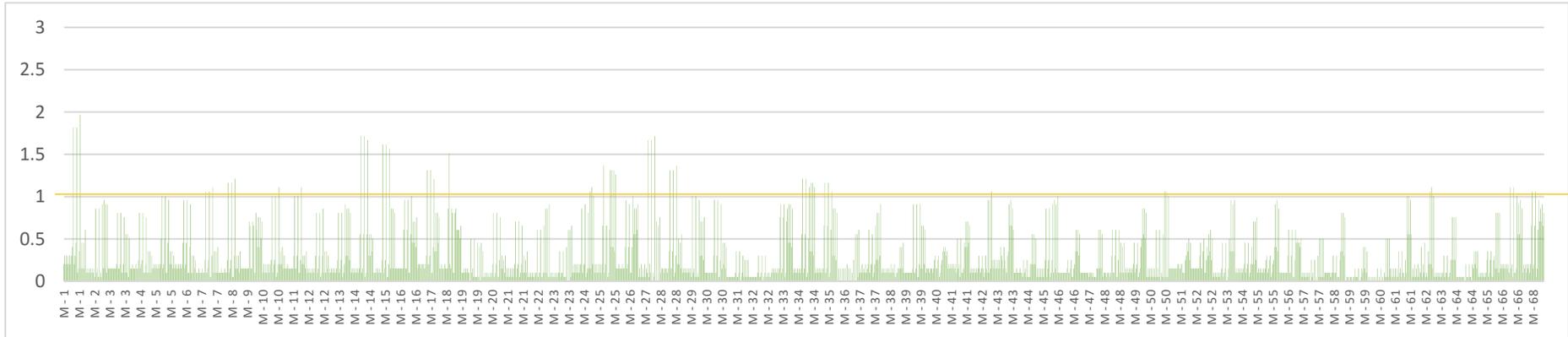
Grafica . 21. Índices de sobreesfuerzo cortante V3 en muros N + 2.65.



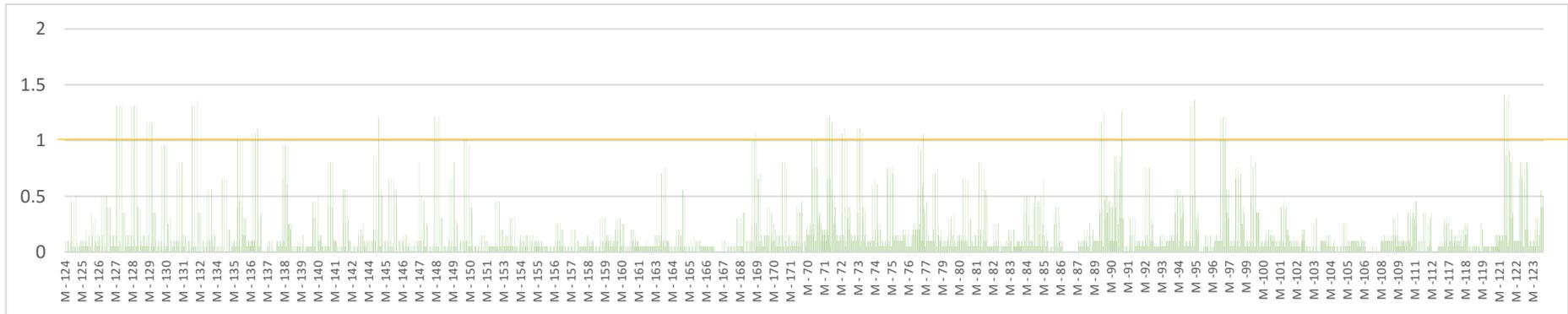
Grafica . 22. Índices de sobreesfuerzo cortante V3 en muros N + 5.0.

Los índices de sobreesfuerzos causados por cortante interno en el plano paralelo al eje del muro, no cumplen con las consideraciones de la norma en cuanto a la capacidad de carga del elemento, sin embargo se presentan en menor proporción que en un nivel de carga cortante perpendicular al plano (V2); se requiere aplicar un tipo de reforzamiento para estos muros.

### COMPRESION POR FLEXIÓN M2



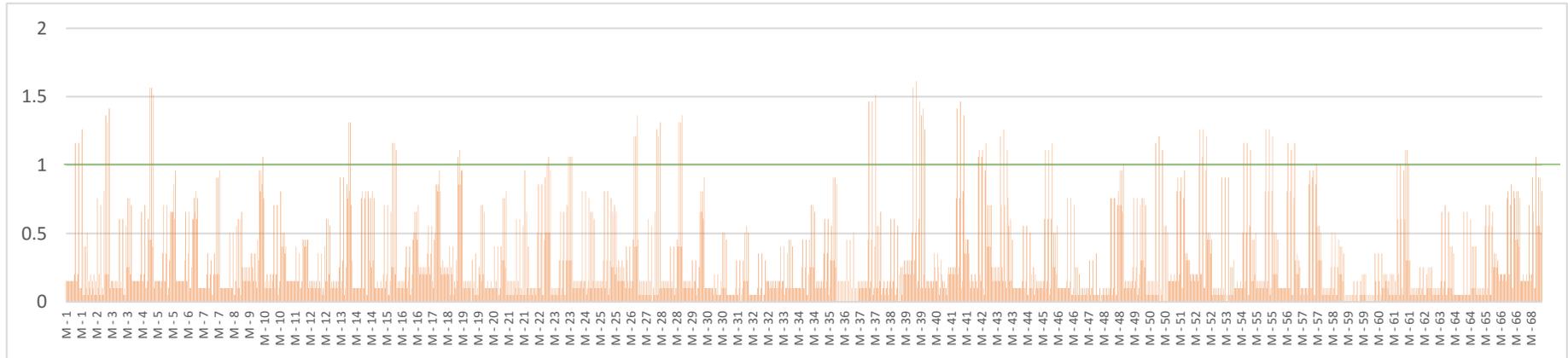
Grafica . 23. Índices de sobreesfuerzo compresión por flexión M2 en muros N + 2.65.



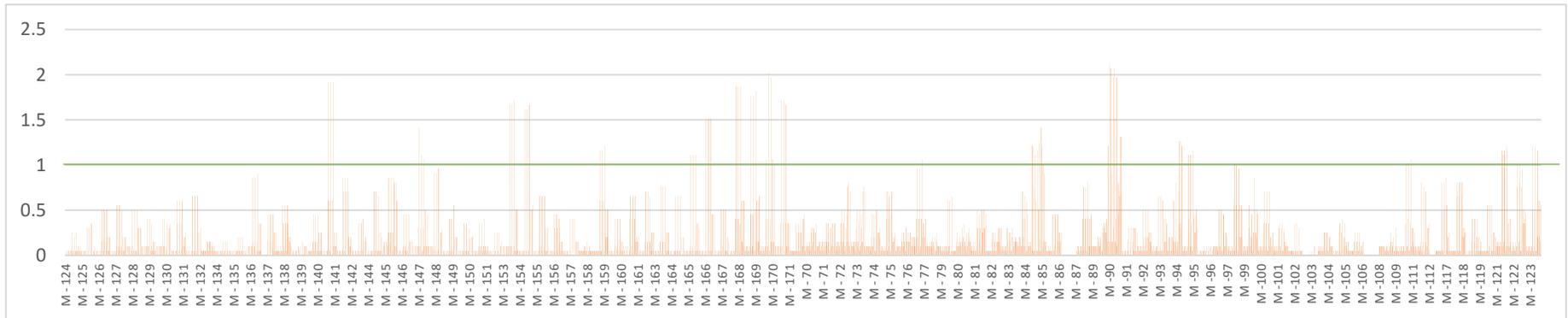
Grafica . 24. Índices de sobreesfuerzo compresión por flexión M2 en muros N + 5.0

En las gráficas 9 y 10 se presentan los resultados que se obtuvieron de los índices de sobre esfuerzo por compresión generado por flexión M2 en los muros, de los cuales se puede analizar que a pesar del desgaste que ha sufrido la mampostería a causa de las acciones de la naturaleza, las grandes dimensiones de estos aun prevalece en gran medida la capacidad de carga antes la acción de un sismo.

### COMPRESION POR FLEXION M3



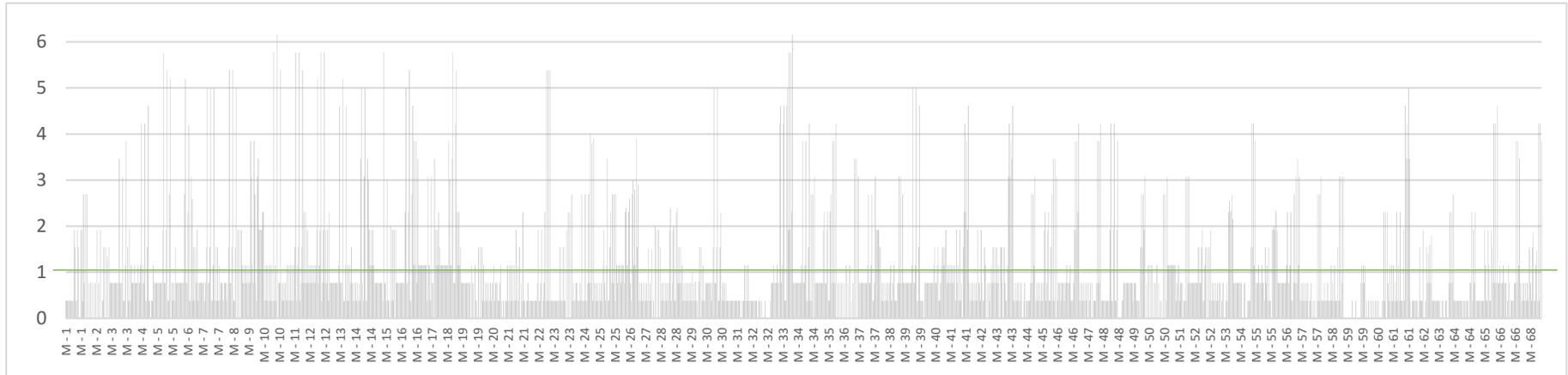
Grafica . 25. Índices de sobreesfuerzo compresión por flexión M3 en muros N + 2.65.



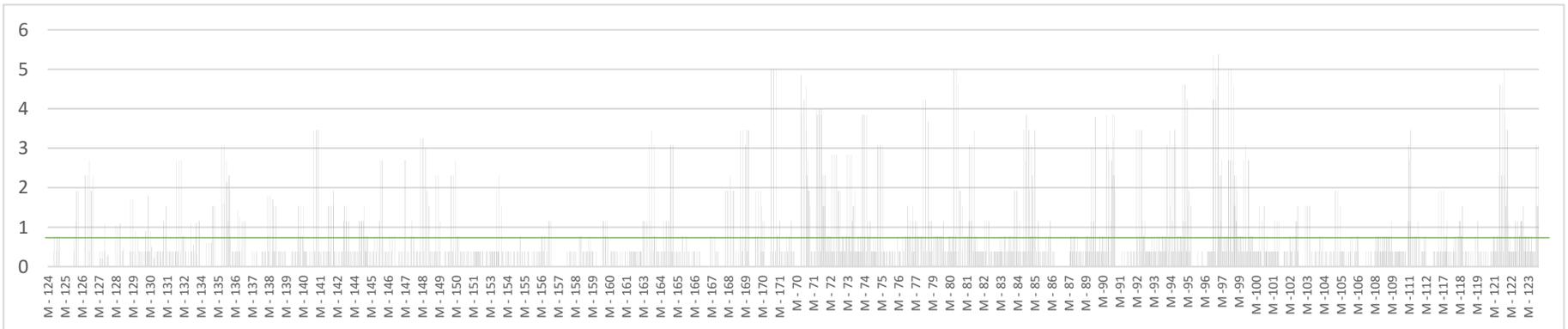
Grafica . 26. Índices de sobreesfuerzo compresión por flexión M3 en muros N + 5.0.

Los resultados de los índices de sobreesfuerzos causados por el momento M3 presenta un nivel de vulnerabilidad leve, sin embargo estos índices de sobreesfuerzos se establecen en muros que cuentan con unas dimensiones de longitud mínimas, por lo cual se presentan estos valores, sin embargo en el diseño del reforzamiento, se tendrán en cuenta todas estas consideraciones para dar una solución óptima.

## TRACCIÓN 2



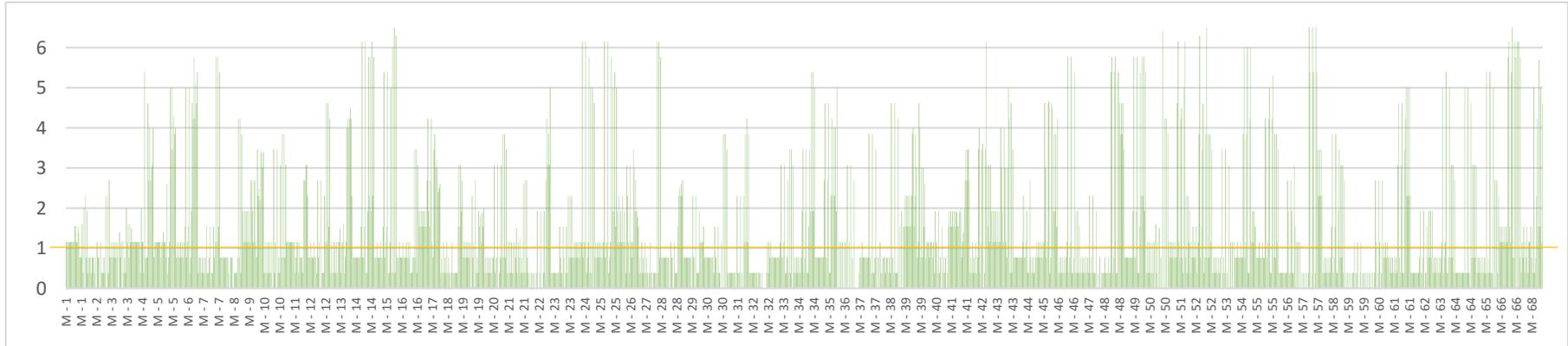
Grafica . 27. Índices de sobreesfuerzo a tracción generada por M2 en muros N + 2.65.



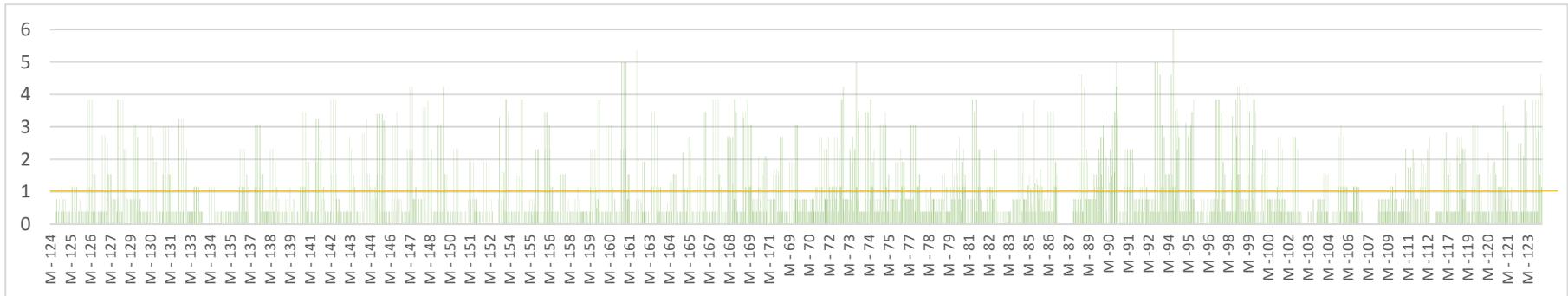
Grafica . 28. Índices de sobreesfuerzo a tracción generada por M2 en muros N + 5.0.

Los índices de sobreesfuerzo a tracción en la estructura son lo que presentan mayor grado de incidencia, se deduce que el material mixto en que se encuentra conformado el muro presenta problema en este aspecto de carga. En la graficas 13 y 14 se puede identificar que en la zona baja del edificio (N + 2.65) se presenta un mayor grado de afectación, al igual que el en los índices de compresión, cortante y flexocompresión.

### TRACCIÓN 3



Grafica . 29. Índices de sobreesfuerzo a tracción generada por M3 en muros N + 2.65.



Grafica . 30. Índices de sobreesfuerzo a tracción generada por M3 en muros N + 5.0.

En el análisis de índices a tracción causada por la flexión generada por el momento M3 prevalece este tipo de falla a la cual se deben intervenir para este tipo de muro.



## 7.6 PROPUESTA DE SOLUCIONES PRELIMINARES

Analizando los resultados obtenidos de los índices de sobreesfuerzos en muros se puede notar que la falla más frecuente en estos elementos es tracción por flexión generada por los momentos  $M_2$  y  $M_3$ , sin embargo se debe realizar un análisis general de los índices de sobreesfuerzo que presentan los muros, necesarios para identificar la incidencia de falla progresiva de los elementos y formular el reforzamiento apropiado en estos.

Por otra parte, los movimientos sísmicos que se utilizaron corresponden a un nivel de seguridad limitada, permitido por la norma. Para efectos del diseño de las estructuras de reforzamiento se requiere de las combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia última, identificadas en la norma (NSR - 10, 2010) B2.4.

Para realizar el respectivo análisis se evaluó un muro en particular; basándonos en los sitios que presentan un nivel de afectación alto, se implementó la reparación para el muro M – 51. Pese a esto, en el informe se realiza una evaluación general de los muros y el tipo de reparación a emplear para cada uno de ellos.

Por consideración del Director Arnoldo Berrocal y con base en los resultados de los índices de sobreesfuerzo, se empleó el uso de fibra de carbono SIKAWRAP-103C y el uso de platinas para el reforzamiento por carga axial en los muros.

### 7.6.1 Evaluación de las alternativas de rehabilitación

Con el fin de elaborar la propuesta reforzamiento para la sede del edificio Agustín Codazzi se llevó a cabo el procedimiento descrito por la norma ACI 440.7R – 10, la cual es una guía para el diseño y construcción de reforzamiento con fibras de carbono para estructuras de mampostería no reforzada, esto debido a la falta de normas establecidas en Colombia.

Para el proceso se hace necesario determinar los índices de sobreesfuerzos para las combinaciones de carga mayoradas.

Para esta metodología se siguieron las siguientes consideraciones:

- ✓ Las tensiones en el refuerzo de FRP y mampostería son directamente proporcionales a su distancia del eje neutro, es decir, un plano de sección antes de la carga sigue siendo plano después de la carga.
- ✓ La deformación máxima utilizable en mampostería de arcilla y piedra natural es de 0.003 mm/mm.
- ✓ El comportamiento a la tracción del refuerzo FRP es elástico.
- ✓ No hay deslizamiento relativo entre el refuerzo FRP externa y la mampostería hasta que se produce fallo de desunión.

Para el procedimiento, inicialmente se realizó una revisión de los muros en cortante (M2, M3) en el plano del muro y perpendicular a este, al igual que la tracción y compresión axial en estos, para las combinaciones de resistencia última, de igual forma como en el procedimiento de índices de sobreesfuerzo.

Luego se tomaron los datos técnicos del tipo de reforzamiento a emplear (SIKAWRAP-103C) y se calcularon las propiedades mecánicas de este, necesarias para conocer la eficiencia del material y las consideraciones constructivas a emplear en el reforzamiento.

REFORZAMIENTO PARA EL MOMENTO M2				
<b>SIKA 130</b>		PLANO PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO	Sf	160 mm
ffu	3790 Mpa		Y	0.7
εfu	0.015 mm/mm		β1	0.7
ffe	1706 Mpa		f'm	5.13 Mpa
εfe	0.00675		tf	0.34
Ef	234400 Mpa		Wf	160 mm
Ld	279 mm/mm		Pfm	580

Tabla. 31. Propiedades para el reforzamiento M2.

REFORZAMIENTO PARA EL MOMENTO M3				
<b>SIKA 130</b>		EN EL PLANO DEL MURO	Ancho	300 mm
ffu	3790 Mpa		Y	0.7
εfu	0.015 mm/mm		β1	0.7
ffe	1705.5 Mpa		f'm	5.13 Mpa
εfe	0.00675		tf	0.34
Ef	234400 Mpa		ancho FRP lado	160 mm
Ld	278.7mm/mm		Pfm	580

Tabla. 32. Propiedades para el reforzamiento M3.

REFORZAMIENTO PARA EL CORTANTE V2			Lados a REF	2
<b>SIKA 130</b>		PLANO PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO	S	1000 mm
ffu	3790 Mpa		Y	0.7
εfu	0.015 mm/mm		β1	0.7
ffe	1706 Mpa		f'm	5.13 Mpa
εfe	0.00675		tf	0.34
Ef	234400 Mpa		Wf	100 mm
Ld	278 mm/mm		Pfm	580

Tabla. 33. Propiedades para el reforzamiento V2.

Donde:

Ffu: Resistencia a la tracción de la fibra.

εfu: Deformación de la fibra.

Ffe: 0.45 x Resistencia a tracción.

εfe: Módulo de elasticidad del material.

Ld: Longitud de desarrollo.

Sf - S: Separación de fibras (Difiere para el tipo de reforzamiento).

Tf: Espesor de fibra.

Wf: Ancho de fibra.

La separación entre las fibras (S) en el reforzamiento para el momento M2 debe ser mayor de 160 mm y no superior a 3 veces el espesor del muro más el ancho. El ancho de fibra (Wf) en el reforzamiento para el momento M3 debe ser mayor de 100 mm y no superior al espesor del muro.

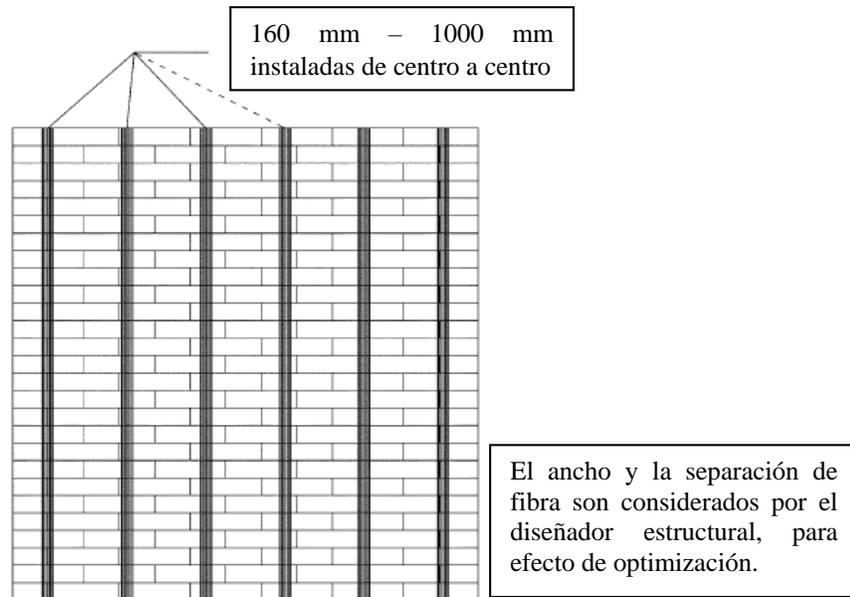


Figura. 34. Diseño del reforzamiento en perpendicular al plano (M2).

La separación en los lados de refuerzo debe ser mayor de 100 mm y no mayor a 1000 mm, y los anchos de este están entre 100 mm y 400 mm, para efecto de reforzamiento por momento M2 y M3.

Luego que se tienen estos datos se realiza una revisión de las solicitudes de carga última, por la acción axial y momento perpendicular al muro sin fibra, para chequear si se requiere de reforzamiento para la sección del muro, bajo las consideraciones de la ACI 440. 7R – 10.

Si se presenta la opción de reforzamiento es necesario realizar una evaluación de la fibra de carbono, donde se determina el área de fibra requerida ( $A_f$ ). Para este proceso se requiere identificar la profundidad del eje neutro del muro C.

Siguiendo las especificaciones se tiene que el eje neutro se obtiene de una ecuación de segundo orden como se observa a continuación:

$$\alpha \cdot c^2 + \beta \cdot c + \delta = 0 \quad \Rightarrow \quad c = \frac{-\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\alpha\delta}}{2\alpha}$$

Donde:

$$\alpha = (1/2)\gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1^2 \cdot b$$

$$\beta = -\gamma \cdot f'_m + \beta_1 \cdot b \cdot t$$

$$\delta = M_n + (1/2)P_u \cdot t$$

$\alpha, \beta, \delta$  Parámetros de diseño de FRP.

(Mn) los momentos nominales

(Pu) carga axial

t - b: Espesor y longitud del muro respectivamente.

Se calcula el área requerida (Af) reemplazando en la siguiente ecuación, chequeando también la máxima capacidad de carga del sistema de RFP (Pfm). Se verifica la deformación unitaria de la fibra, que debe ser menor que la deformación de la mampostería.

$$A_f = \frac{\gamma \cdot f'_m \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b - P_u}{f_{fe}}$$

Al final se reevalúa las condiciones de cargas a cortante V2 para el muro con fibra y se chequea si el nuevo sistema cumple con los requerimientos de carga para el cortante en el plano perpendicular al muro.

Si se requiere el reforzamiento para cortante el diseño requiere calcular un área requerida que contrarreste estos sobreesfuerzos. El proceso constructivo requiere fibras en sentido horizontal adicionadas al sistema existente; estas presentan una separación similares al inicial.

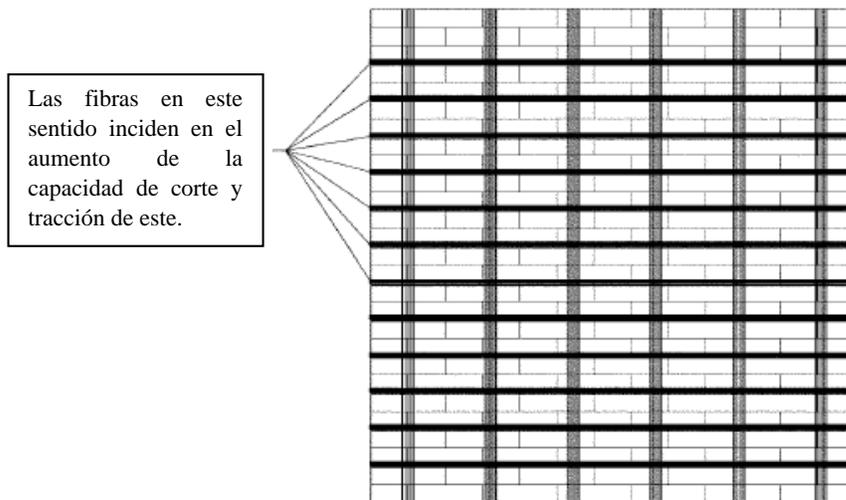


Figura. 35. Diseño del reforzamiento en perpendicular al plano (V2).

Para calcular esta área requerida, se requiere conocer la capacidad de corte que resiste el sistema horizontal de fibra, y se emplea la retribución que genera el primer sistema de reforzamiento que incide en una disminución de la carga, al final se requiere evaluar la deformación que presenta el sistema al igual que su capacidad máxima y chequear que cumpla con los requerimientos de carga mayorada.

DATOS DE SALIDA MURO					M - 51	
GEOMETRIA						
L	1525	LONGITUD	A	876875	ÁREA	
H	2650	ALTURA	S3	222872395.8	MÓDULO DE SECCION	
t	575	ESPESOR	S2	84033854.17		
COMPRESIÓN AXIAL						
h/t	4.609	Re	0.988	NSR 10 TITULO D		
Fa	1.01	102.99	10.3			
PROPIEDADES DEL MATERIAL						
f'm	5.13 Mpa	523 ton/m2	52,31 kg/cm2		Muros antiguos	
TRACCIÓN POR FLEXIÓN (PERPENDICULAR)						
Ft(3,2)	0.26	26.51	NSR 10 TITULO D		Solicitud	
Ft(1)	0.26	26.51				
COMPRESIÓN AXIAL POR FLEXIÓN						
Fb	1.69	172.33	17.23		Reforzar a compresión por flexión          Reforzar a tracción	
ESFUERZOS ADMISIBLES PARA CORTANTE						
Fv	0.06	6.12	0.61			
EVALUÓ DE INDICES						
COMPRESIÓN SOLO,INDICE			0.34	Ok		
COMPRESIÓN FLEXIÓN 2,INDICE			0.71	Ok		
COMPRESIÓN FLEXIÓN 3,INDICE			1.3	No Ok		
CORTANTE S12,INDICE			0.046	Ok		
CORTANTE S13,INDICE			0.85	Ok		
TRACCIÓN 2,INDICE			1.23	No Ok		
TRACCIÓN 3,INDICE			2.31	No Ok		

Tabla. 34. Datos generales para el proceso de reforzamiento.

REFORZAMIENTO PARA EL MOMENTO M2					
<b>SIKA 130</b>		PLANO PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO	Sf	160 mm	
Ffu	3790 Mpa		Y	0.7	
εfu	0.015 mm/mm		β1	0.7	
Ffe	1706 Mpa		f'm	5.13 Mpa	
εfe	0.00675		tf	0.34	
Ef	234400 Mpa		Wf	160 mm	
Ld	279 mm		Pfm	580 N/mm	
Ok					
REFORZAMIENTO PARA EL MOMENTO M3					
<b>SIKA 130</b>		EN EL PLANO DEL MURO	Ancho	300 mm	
Ffu	3790		Y	0.7	
εfu	0.015		β1	0.7	
Ffe	1705.5		f'm	5.13 Mpa	
εfe	0.00675		tf	0.34	
Ef	234400		ancho FRP lado	160 mm	
Ld	278.705 mm		Pfm	580 N/mm	
Ok					
REFORZAMIENTO PARA EL CORTANTE V2			Lados a REF	2	
<b>SIKA 130</b>		PLANO PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO	S	1000 mm	
Ffu	3790 Mpa		Y	0.7	
εfu	0.015		β1	0.7	
Ffe	1706 Mpa		f'm	5.13 Mpa	
εfe	0.00675		tf	0.34	
Ef	234400 Mpa		Wf	100 mm	
Ld	278.705 mm		Pfm	580 N/mm	
No requiere reforzamiento					
RESUMEN DE REFORZACIÓN					
TIPO DE REFUERZO		ANCHO A1 (mm)	ANCHO A2 (mm)	# de franjas por cada lado	Sf(mm)
A	SIKA 103 C	160		2	160
B	SIKA 103 C		330	1	-
C					

Tabla. 35. Resumen del forzamiento empleado para el muro M - 51.

### 7.6.2 Estimación general de costos y presupuestos en el proceso de intervención y rehabilitación de la estructura.

Un factor importante a la hora de desarrollar un proyecto de reforzamiento en una edificación es la parte económica; por esta razón, a continuación se presentan las cantidades de material, con su respectivo costo, que se utilizaron en el desarrollo de este proyecto de investigación; de esta manera, es posible estimar el costo de realizar un reforzamiento con materiales compuestos (FRP) de un muro de mampostería de características similares a las utilizadas en este proyecto.

Los precios de los tejidos de fibra de carbono y resinas epóxicas que se presentan a continuación fueron reportados por el fabricante Sika Colombia S.A. para el año 2015. La Tabla 36 presenta una descripción de los precios unitarios para la construcción y reforzamiento de uno de los muros estudiados en el proyecto; al final de la misma se presenta el costo por metro cuadrado del muro reforzado.

MURO M - 51 (1.6 m x 2.65 m) reforzado con FRP				
Material / Actividad	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Vr. Total
Mortero de pega tipo M	m3	0.08	\$391,366.00	\$31,309.28
Tejido de fibra de carbono	m2	2.57	\$384,340.00	\$987,753.80
Resina epóxica	kg	2.5	\$74,820.00	\$187,050.00
Arena	m3	0.007	\$95,700.00	\$669.90
Disposición de escombros de demoliciones	m3	0.02	\$4,230.00	\$84.60
Mano de obra muro	Hr	5	\$10,846.00	\$54,230.00
Mano de obra reforzamiento	m2	3.445	\$30,000.00	\$103,350.00
TOTAL				\$1,364,447.58
Área del muro			4.24 m <sup>2</sup>	
TOTAL POR m2 DE MURO			\$321,804/ m <sup>2</sup>	

Tabla. 36. Precios unitarios para el reforzamiento del muro M - 51.

Se estableció otra alternativa de reforzamiento para evaluar las condiciones de sobre esfuerzo en muros por fallas a compresión. Se consideraron los muros que presentaban índices superiores a los de la norma NSR-10; por lo general se observaron estas fallas en zonas con cargas puntuales ubicadas en la parte inferior de la escalera principal y en las vigas de soporte para el mezzanine que presentan espesores menores a los del promedio en la estructura.

Para ello se diseñó un sistema de reforzamiento con platinas de acero, apoyadas con pernos de alta resistencia siguiendo la normativa ASTM A – 36.

Para esta metodología se siguieron las siguientes consideraciones:

- ✓ El diseño se implementó en muros donde se puede realizar el refuerzo en ambos lados del muro, permitiendo un acople entre los pernos y así mismo en las platinas.
- ✓ Se diseña con las solicitudes de carga última para los índices de sobre esfuerzo axiales.

$$\text{Área de Platina (Ast)} = \frac{\Delta fa * \text{Area del Muro}}{\text{Esfuerzo del acero}}$$

$$\#Platinas = \frac{\text{Área de Platina (Ast)}}{\text{Espesor de Platina (tpl)} * \text{Ancho de Platina (Bpl)}}$$

REFORZAMIENTO A COMPRESIÓN (CON PLATINAS) MURO M - 4					
ASTM A - 36					
Fa	1.01 Mpa	fa	0.38 Mpa	Acero pernos (fu)	420 Mpa
Δfa	0.63 Mpa	Acero (fy)	248 Mpa	φ p	9.53 mm
Ast	2570.28 mm <sup>2</sup>	L	1866 mm	φ Fvpt	58 kN
Bpl	65 mm	tpl	6.35 mm	#p	52
#plt	6	#pl*lado	3	Sp	347 mm
Spl	357 mm	FALLA A COMPRESIÓN			
Colocar 3 platinas a lado y lado del muro, con un espesor de 6.35 mm y ancho de 65 mm, cada 357 mm, con 9 pernos de φ 9.53 mm cada 347 mm					



MURO M - 4 (1.6 m x 2.65 m) reforzado con Platinas				
Material / Actividad	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Vr. Total
Mortero de pega tipo M	m3	0.05	\$391,366.00	\$19,568.3
Platinas de Acero ASTM A-36 Fy = 248 Mpa	kg	51.20	\$2,700.00	\$138,240.0
Resina Epóxica	kg	1.0	\$37,410.00	\$37,410.0
<b>PERNOS</b>	UN	52	\$19,000.00	\$988,000.0
Tuercas	UN	104	\$600.00	\$62,400.0
Arandelas	UN	104	\$150.00	\$15,600.0
Disposición de escombros de demoliciones	m3	0.04	\$4,230.00	\$169.60
Mano de obra muro	Hr	5	\$10,846.00	\$54,250.00
<b>MANO DE OBRA REFORZAMIENTO</b>	kg	51	\$19,850.00	\$103,350.00
Instalación platinas	Kg	51.20	\$6,500.00	\$32,500.00
<b>TOTAL</b>				<b>\$1,451,487.9</b>
Área del muro			4.95 m <sup>2</sup>	
TOTAL POR m2 DE MURO			\$293,229/ m <sup>2</sup>	

## 8. CONCLUSIÓN

Teniendo en cuenta la investigación previamente realizada se puede concluir que el estudio patológico y de vulnerabilidad sísmica en el Instituto Geográfico Agustín Codazzi sede Cartagena permitió dar como resultado el estado actual de la estructura mostrando así daños como humedad y fisuramiento; varias de estas ocasionadas por el transcurso del tiempo que lleva construida la estructura, por el diseño estructural que esta presenta y también por la construcción que se ejecuta contigua a la edificación en estudio, las cuales estaban presentes en muros y arcos principalmente, tal y como lo evidencian las fotografías. Además se encontró que los muros estaban compuestos de ladrillo tolete y argamasa distribuidos por secciones o franjas.

En cuanto al estado general de la estructura es buena. En un ámbito general la sede del IGAC se encuentra en buen estado ya que no presenta grietas considerables ni asentamientos importantes que puedan comprometer el comportamiento mecánico de la estructura.

Se hizo uso del software estructural ETABS v15 para la modelación geométrica del estado actual de la estructura utilizando el método de elementos finitos con sus respectivos planos estructurales del edificio del IGAC, usando el método estático de fuerza horizontal equivalente para un análisis de sismoresistencia de la estructura, teniendo en cuenta los valores de los ensayos a compresión obtenidos por medio de un equipo de ultrasonido que fue de 5.13 Mpa, se evaluaron los elementos de la estructura ante la acción de cargas verticales y ante un sismo pleno, identificando las zonas que presentan una mayor afectación y que requieren una medida de reforzamiento oportuno, principalmente en los muros del primer nivel de la estructura.

De acuerdo a los resultados obtenidos con la modelación estructural se planteó como solución de reforzamiento la fibra de carbono que a diferencia del acero no sufre corrosión lo cual resulta como una desventaja en cuanto a la pérdida de las propiedades mecánicas del elemento o de la estructura completa, además se estableció otra alternativa de reforzamiento utilizando platinas de acero con pernos de anclaje específicamente en zonas con problemas de compresión.

El uso de materiales compuestos por fibra de carbono, en este caso SikaWrap 103C, como reforzamiento a corte en elementos de mampostería es muy eficiente en cuanto a la magnitud de carga a cortante y a tracción, sobre todo al plantearlo como una alternativa a los métodos estructurales de reforzamiento tradicionales, este reforzamiento es más efectivo para todos los reforzamientos de elementos que requieran un incremento en su resistencia al corte, gracias al reforzamiento se pudieron disminuir obteniendo valores menores a la unidad, lo cual es un buen reflejo de un buen comportamiento estructural.

A pesar de que el sistema de reforzamiento con materiales compuestos presenta unos costos más elevados al ser comparado con sistemas de reforzamiento con platinas de acero, tiene una serie de ventajas como facilidad de instalación, durabilidad y fluencia que de alguna manera pueden hacer que el costo no sea la única razón a la hora de seleccionar una solución de reforzamiento.

## 9. RECOMENDACIONES

- ✓ Para realizar cualquier tipo de reforzamiento aplicado en los elementos estructurales, se debe intervenir inicialmente las patologías que estos presentan como: fisuras y grietas y los procedimientos de rehabilitación se deben realizar con un personal capacitado.
- ✓ El espesor de las platinas de reforzamiento deben presentar unas dimensiones específicas tal que no se afecte las características arquitectónicas de los elementos presentes en la edificación con un valor histórico importante para la ciudad.
- ✓ Los muros presentan alto grado de humedad en algunos sectores de la edificación debido a la salida de aire acondicionado y esto ha producido el desprendimiento del recubrimiento, se recomienda retirar el material afectado por la humedad y colocar una capa de 5 cm de pañete garantizando la funcionalidad de los elementos.
- ✓ A pesar del buen comportamiento estructural que presenta la edificación se recomienda realizar el reforzamiento e intervención en las zonas más afectadas para mejorar la resistencia a las distintas sollicitaciones y evitar alguna accidentalidad en la edificación.

## 10. BIBLIOGRAFIA

- Guida, A., Pagliuca, A., & Minerva, A. (2012). *A “Non-Invasive” Technique for Qualifying the Reinforced Concrete Structure*. Basilicata: Creative Commons Attribution License.
- 201.1R-08. (2008). *Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service*. ACI Committee 201.
- 201.2R-01, A. (2001). *Guía para la Durabilidad del Hormigón* . Comité ACI 201 .
- 228.2R-98, A. (1998). *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*. Reported by ACI Committee 228.
- Almarío Salazar , C. T., & Buelvas Salazar, R. I. (2006). *Estudio de Patología y Vulnerabilidad sísmica del Edificio de la Diócesis de Sincelejo - Sucre*. Sincelejo: Universidad de Sucre.
- Astorga , A., & Rivero, P. (2009). *PATOLOGIAS EN LAS EDIFICACIONES*. venezuela: centro de investigación en gestion integral de riesgos CIGIR.
- Barbat, A. H. (1998). *El riesgo Sismico en el Diseño de Edificios* . Madrid : Cuadernos técnicos .
- Broto, C. (2005). *Enciclopedia Broto de Patologias de la construccion*. BARCELONA: Stylish Ideas.
- Carcaño Solis, R., Moreno, E., & Castro Borgues, P. (2005). Durabilidad en la estructura de concreto de vivienda en zona costera. *Ingenieria 9-1*, 13-18.
- Chaparro , I. A., & Colmenares Merchán, H. (2009). *Vulnerabilidad y Patologías en centros de salud, un caso específico de Boyacá*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.

- Emmons, P. H. (2005). *Manual ilustrado de mantenimiento y reparación del concreto*. Mexico, D.F: Instituto Mexicano del cemento y del concreto, A.C.
- Gomez Cortes, J. (2010). *Durabilidad del concreto*. Ecuador.
- Gómez, J. E. (25 de 09 de 2014). *Introduccion al análisis estructural*. Obtenido de <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080028/>
- Guia Todo. (2015). Obtenido de <http://www.guiatodo.com.co/Historia/Cartagena>
- Helene, P. R. (1997). *Manual para reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto*. Mexico D.F: Instituto Mexicano del Cemento y concreto, A.C.
- Huertas , S., & Lopez, G. (1999). *Estudios estructurales previos a la restauración de la iglesia parroquial de Malvás (Pontevedra)*. Madrid: Cansilleria de Cultura, Comunicación Social y Turismo.
- ICONTEC. (2007). NTC 5551: Durabilidad estructuras de concreto. Bogota, Colombia: ICONTEC.
- Maldonado , N., Michelini, R., Pizarro, N., & Tornello, M. (2009). On pathology and rehabilitation teaching of concrete structures: Acase study. *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, 837-841.
- Mehta, K. (1997). *Pozzolanic and Cementitious Materials*.
- Mehta, K., & Monteiro, P. (1998). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*.
- Muñoz , H. (2001). *Evaluacion Patologias estructuras*. Bogota.
- Pardo Pérez, D., & Pérez del rio , A. L. (2014). *Diagnóstico Patológico y de Vulnerabilidad Sísmica del Antiguo Club Cartagena*. Cartagena: Universidad de Cartagena.

- Portafolio.* (13 de Febrero de 2015). Obtenido de <http://www.portafolio.co/especiales/sap-forum-2015-colombia-innovacion-su-empresa/sap-2015-millennials-una-generacion-talento>
- Reglamento Colombiano de construccion sismo resistente NSR- 10 .* (2010).
- Rivva, E. (2006). *DURABILIDAD Y PATOLOGIA DEL CONCRETO.* ASOCEM.
- Sanchez Guzman, D. (2003). *Durabilidad y patologia del concreto.* Instituto de Concreto ASOCONCRETO.
- Tavares, A., Costa, A., & Varum, H. (2012). Common Pathologies in Composite Adobe and Reinforced Concrete Constructions. *Journal of performance of constructed facilites*, 389-401.
- Tejada, P. S. (1997). *Patología y Rehabilitación de Edificios .* Santiago de Cuba: Union Nacional de Arquitectos e Ingenieros de Cuba.
- Varela Ramirez , E. A., & Zetien Silva , I. D. (2013). *Evaluación y Diagnóstico Patológico de la casa cural de la iglesia Santo Toribio de Mogrovejo de Cartagena de indias .* Cartagena: Universidad de cartagena.
- ACI 440.7R-10 *Guide for Design & Constr of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures*