



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL BLOQUE 1 DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD
DEL CAUCA**



**PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD DE PRÁCTICA
SOCIAL PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA COMO
REQUISITO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**CHRISTIAN CAMILO OLIVA
04102067
MIGUEL ORLANDO SAMBONI
100411010451
CESAR AUGUSTO ALVARADO
100411024815**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
POPAYÁN
2015**



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL BLOQUE 1 DEL
EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD
DEL CAUCA**



**PROYECTO DE TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD DE PRÁCTICA
SOCIAL PRESENTADO ANTE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA COMO
REQUISITO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

CHRISTIAN CAMILO OLIVA

04102067

MIGUEL ORLANDO SAMBONI

100411010451

CESAR AUGUSTO ALVARADO

100411024815

DIRECTOR:

ING. ALFER LEIBER SILVA CERÓN

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
POPAYÁN
2015

RESUMEN

TITULO: Análisis de vulnerabilidad sísmica para el bloque 1 del edificio de la facultad de ingeniería civil de la universidad del cauca.

AUTORES: Cesar Augusto Alvarado
Christian Camilo Oliva
Miguel Orlando Samboni

DIRECTOR: Alfer Leiber Silva Cerón

El presente trabajo es importante porque permite conocer cuál es el comportamiento de la estructura cuando esta se vea exigida por el evento sísmico de diseño, aplicado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

El trabajo se inicia con la caracterización mecánica y geométrica de los materiales que componen los elementos estructurales (vigas, columnas, pantallas y muros) de la edificación y luego se modela utilizando como herramienta los programas (SAP 2000 y ETABS)

Como el sistema estructural de la edificación son pórticos, se modelan con elementos tipo columnas y vigas, para poder obtener las solicitaciones de diseño de los diferentes elementos estructurales, así como los esfuerzos y deformaciones que está sufriendo la misma, para hacer una relación entre ellos y poder determinar los índices de vulnerabilidad sísmica de la estructura.

INTRODUCCIÓN

Los estudios de vulnerabilidad sísmica han sido desarrollados en los últimos 20 años y cada vez se reconoce más su importancia, tanto para hacer avances en las normativas de diseño como para mitigar las pérdidas de vidas humanas y recursos económicos.

La vulnerabilidad sísmica se define como el grado de daño de una estructura o un grupo de ellas, ocasionado por un movimiento sísmico del terreno con características determinadas. Se ha observado que así las edificaciones cuenten con las mismas características estructurales y que además se encuentren en la misma zona sísmica estas no sufren iguales daños frente a un evento sísmico, esto debido a la naturaleza impredecible de los sismos, los cuales arremeten contra las estructuras de manera aleatoria y diferente en cada caso.

La vulnerabilidad estructural es referida a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes que la mantienen en pie ante un evento sísmico intenso (cimientos, columnas, muros, vigas y losas).

Se debe tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad intrínseca de cada estructura y además es independiente de la peligrosidad del emplazamiento. En otras palabras, una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con determinado peligro sísmico.

TABLA DE CONTENIDO

1.	DATOS GENERALES, UBICACIÓN Y BREVE DESCRIPCIÓN.....	1
2.	OBJETIVOS.....	4
2.1	Objetivo General	4
2.2	Objetivos específicos	4
3.	JUSTIFICACIÓN.....	6
4.	ANTECEDENTES.....	7
5.	REGISTRO FOTOGRAFICO	9
6.	CARACTERIZACIÓN DEL CONCRETO.....	20
6.1	CONCRETO EN VIGAS Y COLUMNAS	20
6.1.1	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA TERCER PISO.....	20
6.1.2	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA SEGUNDO PISO.....	23
6.1.3	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA PRIMER PISO.....	27
6.1.4	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA SOTANO	31
6.2	RESISTENCIA DE LOS MATERIALES	32
7.	TIPOS DE SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS ENCONTRADAS	37
8.	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	38
9.	CALIDAD DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL....	40
10.	ESTADO DE LA ESTRUCTURA.....	40
11.	MODELO Y METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	41
12.	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	42
12.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE OCUPACIÓN.....	44
12.1.1	Cargas Muertas.	44
12.1.2	Cargas vivas.	45
12.1.3	Carga viva de cubierta.	45
12.1.4	Empuje de suelo.	46
13.	NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	46
14.	NUMERO DE PISOS	47
15.	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA – GRUPO DE USO	47
16.	CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	49
17.	GRADO DE IRREGULARIDAD.....	50
18.	FUERZAS SÍSMICAS	51
19.	COMBINACIÓN DE CARGAS.....	54
20.	ANÁLISIS CORTANTE DINÁMICO.....	56



21.	RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD	58
22.	ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LOS ELEMENTOS.....	59
23.	ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA	59
24.	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO	60
25.	MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	60
26.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PARA UN $f'c = 14 \text{ Mpa}$	61
26.1	CHEQUEO CORTANTE EN LA BASE	61
26.2	MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	63
26.3	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD	66
26.3.1	Deriva e índice de flexibilidad del piso para un $f'c=14\text{mpa}$	66
26.3.2	Índice de flexibilidad de la estructura para un $f'c=14\text{mpa}$	68
26.4	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ($f'c=14\text{Mpa}$).....	69
26.5	ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS ($f'c = 14 \text{ MPa}$).....	70
26.5.1	Acero de refuerzo.	70
26.5.2	Fuerzas resistentes en vigas.....	71
26.5.3	Momentos resistentes en vigas positivos.	72
26.5.4	índices de sobreesfuerzo en vigas por momento.	72
26.5.5	Cortante resistente en vigas.....	73
26.5.6	Indice de sobreesfuerzo en vigas por cortante.	74
26.5.7	Indice de sobreesfuerzos en columnas.	75
27	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ADICIONANDO MUROS DE ARCILLA COCIDA.....	77
27.1	CHEQUEO CORTANTE EN LA BASE	77
27.2	MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	79
27.3	ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD	82
27.3.1	Deriva e indice de flexibilidad de piso con muros de arcilla.	83
27.3.2	Índice de flexibilidad de la estructura con muros de arcilla.	84
27.4	VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON MUROS DE ARCILLA COCIDA.	85
27.5	ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS CON ADICIÓN DE MUROS	86
27.5.1	Fuerza resistentes en vigas.....	86
27.5.2	Momentos resistentes en vigas positivos.	87
27.5.3	Índices de sobreesfuerzo en vigas por momento.	87
27.5.4	Cortante resistente en vigas.....	88
27.5.5	Indice de sobreesfuerzos en vigas por cortante.	89



27.5.6	INDICE DE SOBRESFUERZOS EN COLUMNAS.....	90
27.6	INDICE DE SOBRESFUERZOS DE LA ESTRUCTURA.....	90
28	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	92
28.1	VARIACIÓN DE LA DERIVA DE PISO.....	92
28.2	VARIACIÓN DEL INDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO.....	93
28.3	AUMENTO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA.....	94
28.4	ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS.....	95
28.5	ANÁLISIS DE LAS GRÁFICAS DE SOBRESFUERZOS POR PISO.....	96
28.6	PORCENTAJE DE ROTACIÓN.....	98
28.7	DISMINUCIÓN DEL PERIODO CON ADICIÓN DE MUROS DE ARCILLA.....	98
28.8	ANÁLISIS DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN (T).....	99
29	CONCLUSIONES.....	100

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resistencia de los elementos.....	32
Tabla 2. Toma de esclerometria de los elementos.....	33
Tabla 3. Propiedades mecánicas.....	37
Tabla 4. Tipos de secciones columnas.....	37
Tabla 5. Carga muerta losa nervada.....	44
Tabla 6. Carga muerta losa maciza	44
Tabla 7. Carga muerta cubierta.....	45
Tabla 8. Carga viva entrepisos.....	45
Tabla 9. Carga viva de cubierta.....	45
Tabla 10. Empuje de suelo.....	46
Tabla 11. Combinaciones de carga.....	54
Tabla 12. Peso real de la estructura.....	61
Tabla 13. Cortante sísmico en la base.....	61
Tabla 14. Cortantes dinámicos y estáticos.....	62
Tabla 15. Cortantes de piso.....	62
Tabla 16. Análisis modal.....	63
Tabla 17. % de rotación.....	65
Tabla 18. Derivas de la estructura para un $f'c = 14$ Mpa.....	66
Tabla 19. Índice de flexibilidad de la estructura para un $f'c = 14$ Mpa.....	68
Tabla 20. Índice de vulnerabilidad de la estructura para un $f'c = 14$ Mpa.....	69
Tabla 21. Tipos de secciones de vigas y refuerzo encontrado en el centro de la luz.....	70
Tabla 22. Tipos de secciones de columnas y refuerzo encontrado.....	70
Tabla 23. Momentos efectivos en vigas.....	72
Tabla 24. Sobreesfuerzos máximos en vigas por momentos positivos.....	72
Tabla 25. Resistencia efectiva a cortante en vigas.....	74
Tabla 26. Sobreesfuerzos máximos por cortante en vigas.....	74
Tabla 27. Sobreesfuerzos máximos en columnas.....	75
Tabla 28. Índice de sobreesfuerzos de la estructura.....	75
Tabla 29. Peso real de la edificación con adición de muros de arcilla de cocida.....	78
Tabla 30. Cortante sísmico en la base.....	78



Tabla 31. Cortantes dinámicos y estáticos.....	78
Tabla 32. Cortantes de piso.....	79
Tabla 33. Análisis modal.....	79
Tabla 34. % De Rotación.....	82
Tabla 35. Derivas de la estructura con muros de arcilla.....	82
Tabla 36. Índice de flexibilidad de la estructura con muros de arcilla.....	85
Tabla 37. Índice de vulnerabilidad con muros de arcilla.....	85
Tabla 38. Momentos efectivos en vigas con adición de muros de arcilla.....	87
Tabla 39. Sobreesfuerzos máximos en vigas por momentos, con adición de muros de arcilla.....	87
Tabla 40. Resistencia cortante efectiva en vigas con adición de muros de arcilla.....	89
Tabla 41. Sobreesfuerzos máximos por cortante en vigas, con adición de muros de arcilla.....	89
Tabla 42. Sobreesfuerzos máximos en columnas, con adición de muros de arcilla.....	90
Tabla 43. Índice de sobreesfuerzos de la estructura con muros de arcilla.....	90
Tabla 44. Derivas con muros y sin muros.....	92
Tabla 45. Variación de las derivas de piso.....	93

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Espectro elástico e inelástico de diseño	54
Gráfica 2. Derivas de piso para un $f'c= 14$ MPa.....	67
Gráfica 3. Índice de flexibilidad para un $f'c= 14$ MPa	68
Gráfica 4. Índices de sobreesfuerzo por piso	76
Gráfica 5. Modos de vibración de la estructura con adición de muros.....	81
Gráfica 6. Derivas de piso con muros de arcilla	84
Gráfica 7. Índices de flexibilidad con muros de arcilla.	84
Gráfica 8. Índices de sobreesfuerzo por piso	91
Gráfica 9. Comparación de derivas de piso	92
Gráfica 10. Comparación de índice de flexibilidad.	93
Gráfica 11. Aumento del índice de vulnerabilidad de la estructura.....	94
Gráfica 12. Disminución del índice de sobreesfuerzo.	95
Gráfica 13. Comparación de índice de sobreesfuerzos de vigas por momentos.	96
Gráfica 14. Comparación de índice de sobreesfuerzos de vigas por cortante.....	96
Gráfica 15. Comparación de índice de sobreesfuerzos de columnas.....	97
Gráfica 16. Comparación del porcentaje de rotación.	98
Gráfica 17. Disminución del periodo de la estructura.	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Dirección y localización del edificio de la facultad de Ingeniería Civil	1
Figura 2. Zona universitaria facultad de Ingeniería Civil	1
Figura 3. Fachada sobre la carrera 2	2
Figura 4. Distribución en planta facultades de Ingeniería Civil y Electrónica.	2
Figura 5. Fachadas de la Facultad de Ingeniería Civil	9
Figura 6. Fachada del edificio por la parte interna de la Facultad	9
Figura 7. Medición de elementos estructurales, tipo columnas	10
Figura 8. Medición de elementos estructurales, tipo viga.....	10
Figura 9. Cubierta del edificio en hojas onduladas de asbesto cemento apoyada sobre una cercha metálica.....	11
Figura 10. Culata de ladrillo macizo de arcilla que sirve de soporte a la estructura metálica de la cubierta.....	11
Figura 11. Columnas con pañetes de gran espesor.....	12
Figura 12. Deficiente proceso constructivo de la edificación	12
Figura 13. Presencia de sobretamaños en el concreto que conforma los elementos estructurales del edificio	13
Figura 14. Humedad sobre culatas perimetrales, debido a fugas en canales y/o bajantes o a la falta de mantenimiento periódico de esta clase de elementos.....	13
Figura 15. Culata perimetral de ladrillo macizo de arcilla a nivel de cubierta sin confinar.	13
Figura 16. Adición de fenoltaleina al concreto con el fin de observar una posible carbonatación de la estructura.....	14
Figura 17. Toma de esclerometría a los elementos estructurales, siguiendo lo descrito en la INV E 413-13	14
Figura 18. Localización del acero con el equipo (FERROSCAN HILTI PS 200)	15
Figura 19. Estimativo de los diámetros del acero con la ayuda del equipo (FERROSCAN HILTI PS 200)	15
Figura 20. Auscultación de los aceros con el fin de identificar propiedades físicas y/o patologías	16
Figura 21. Auscultación de las barras de acero No 6.....	16
Figura 22. Muros divisorios y contorno de ladrillo común.....	17



Figura 23. Muros en concreto	17
Figura 24. Dimensión de los nervios de la losa de entrepiso del primer nivel.....	18
Figura 25. Geometría de la losa nervada de entrepiso del segundo nivel.	18
Figura 26. Geometría de la losa nervada de entrepiso del tercer nivel.....	18
Figura 27. Se verificó precisión del equipo y se practicó el manejo del mismo	19
Figura 28. Montaje de andamios utilizados en el laboratorio de estructuras	19
Figura 29. 3M1: Columna tercer piso del eje transversal M y el eje longitudinal 1.....	20
Figura 30. 3K1: Columna tercer piso del eje transversal K y el eje longitudinal 1.....	21
Figura 31. 3H2: Columna tercer piso del eje transversal H y el eje longitudinal 2	21
Figura 32. 3F2: Columna tercer piso del eje transversal F y el eje longitudinal 2	21
Figura 33. 3F3: Columna tercer piso del eje transversal F y el eje longitudinal 3	22
Figura 34. 3B2: Columna tercer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 2.....	22
Figura 35. 3D3: Columna tercer piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3	22
Figura 36. 2J1: Columna segundo piso del eje transversal J y el eje longitudinal 1	23
Figura 37. 2I1: Columna segundo piso del eje transversal I y el eje longitudinal 1	24
Figura 38. 2E3: Columna segundo piso del eje transversal E y el eje longitudinal 3	24
Figura 39. 2K3: Columna segundo piso del eje transversal K y el eje longitudinal 3	24
Figura 40. 2H3: Columna segundo piso del eje transversal H y el eje longitudinal 3.....	25
Figura 41. 2G3: Columna segundo piso del eje transversal G y el eje longitudinal 3	25
Figura 42. 2VK2-3: Segundo piso, viga del eje transversal K entre los ejes los ejes longitudinales 2 y 3	25
Figura 43. 2A2: Columna segundo piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3	26
Figura 44. 1VI1-2: Primer piso, viga del eje transversal K entre los ejes los ejes longitudinales 2 y 3	27
Figura 45. 1A2: Columna primer piso del eje transversal A y el eje longitudinal 2.....	27
Figura 46. 1D3: Columna primer piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3.	28
Figura 47. 1H2: Columna primer piso del eje transversal H y el eje longitudinal 1.	28
Figura 48. 1B3: Columna primer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 3.....	29
Figura 49. 1F3: Columna primer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 3.....	29
Figura 50. SK1: Columna sótano sobre el eje transversal K y el eje longitudinal 1.	31
Figura 51. SK2: Columna sótano sobre el eje transversal K y el eje longitudinal 2	31
Figura 52. Modelo de la estructura	42
Figura 53. Vista en planta de los diferentes pisos de la estructura.....	42



Figura 54. Vistas generales del modelo de la estructura	43
Figura 55. Irregularidades	50
Figura 56. Modos de vibración de la estructura	65

1. DATOS GENERALES, UBICACIÓN Y BREVE DESCRIPCIÓN.

En las Figuras 1 y 2, se puede apreciar la dirección y localización de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca. Ubicada en la Carrera 2 # 4N – 140 Barrio Tulcán en la ciudad de Popayán.



Figura 1. Dirección y localización del edificio de la facultad de Ingeniería Civil - Fuente: maps.google.com



Figura 2. Zona universitaria facultad de Ingeniería Civil - Fuente: maps.google.com

En la figura 3 se puede apreciar la fachada de la edificación en estudio.



Figura 3. Fachada sobre la carrera 2 - Fuente: Propia de la investigación.

En la Figura 4, se muestra la distribución en planta de las diferentes edificaciones que componen las Facultades de Ingeniería Civil y Electrónica de la Universidad del Cauca, además podemos observar el bloque estructural en estudio.

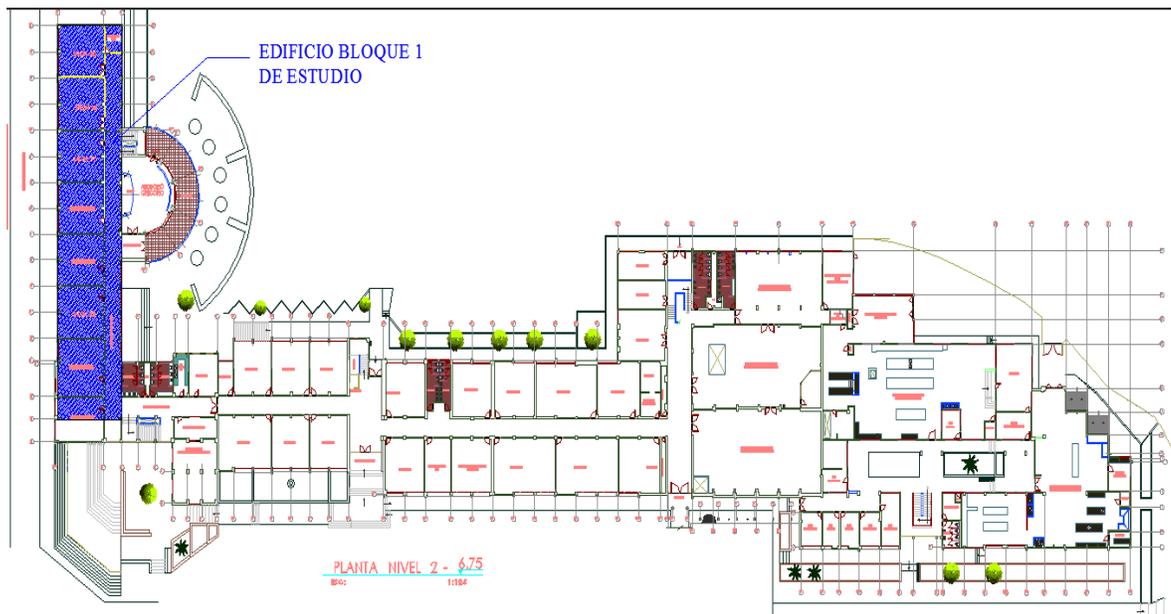


Figura 4. Distribución en planta facultades de Ingeniería Civil y Electrónica. - Fuente: Propia de la investigación.

El edificio objeto de la presente evaluación estructural es el **BLOQUE 1 DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DEL CAUCA**, se encuentra ubicado en la carrera 2 entre calles 9BNE y 15NE de la ciudad de Popayán, tiene aproximadamente 85 años de haberse construido, es una edificación de carácter público y presta su servicio a estudiantes de pregrado y postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, como también a estudiantes de la Facultad de Ingeniería Electrónica y Telecomunicaciones, lo cual suma más de 2800 estudiantes por semestre.

La orientación de este edificio es: paralela a la carrera 2 que lo separa del Centro Deportivo Universitario (CDU Tulcán) y contiguo a una construcción donde se encuentra la oficina del fondo de empleados y la sala de ajedrez, que cuenta con un solo piso, posee una dilatación sísmica con dicho edificio de aproximadamente 7 cm, además limita perpendicularmente con otra edificación de construcción más reciente, la cual cuenta con una dilatación sísmica de aproximadamente 7cm. Está conformado por 4 pisos, con la siguiente distribución de áreas: primer piso (sótano) 520 m², segundo y tercer piso 684 m² y el cuarto piso 600 m², para un área total de 2488 m².

En el primer piso del bloque se ubica el sótano, donde se encuentran aislados el laboratorio de estructuras y el área de salud ocupacional de la Universidad, dicho piso posee una altura libre de 3.17 m; en el segundo piso se localizan: dos salones de programación, un laboratorio de física y una cafetería, su altura libre es de 3.66 m; en el tercer piso se encuentran las aulas de clase y el auditorio Gregorio Caicedo, contando con una altura libre de 3.7 m; para el cuarto piso que tiene una altura libre de 3.6 m también se encuentran dispuestos salones para dictar clase, además de una terraza. La estructura posee un sistema resistente compuesto principalmente de pórticos.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

Desarrollar el análisis de vulnerabilidad sísmica del BLOQUE 1, edificio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, ubicado en el barrio TULCAN de la ciudad de Popayán. A partir de resultados de ensayos y medidas reales de la estructura.

2.2 Objetivos específicos

- Determinar la geometría y algunas propiedades de la estructura mediante trabajo de campo.
- Recopilar, estudiar, confrontar y actualizar la información existente de la edificación con el presente trabajo.
- Realizar ensayos para determinar la resistencia y la durabilidad de los materiales estructurales de la edificación.
- Determinar la cantidad, el diámetro y la posición de los aceros de las vigas y las columnas, utilizando el Ferrosan Hilti Ps 200.
- Modelar el sistema estructural para realizar un análisis dinámico elástico de la estructura de una manera más aproximada, utilizando los programas de elementos finitos **ETABS** y **SAP2000**.
- Realizar cálculos y análisis, según los criterios establecidos en el Capítulo A-10, Evaluación e Intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del reglamento.



- Determinar los índices de flexibilidad y sobreesfuerzos de la estructura.
- Analizar los resultados obtenidos.

3. JUSTIFICACIÓN

La facultad de Ingeniería Civil y su comunidad, desea conocer el estado estructural real en el que se encuentra su edificación, clasificada por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en el grupo III como una edificación de atención a la comunidad, la cual debido a su antigüedad, no se encuentra cobijada por ninguno de los códigos de sismo resistencia implementados en Colombia, es por tal motivo que se da paso a la presente evaluación sísmica, que se rige por el capítulo A-10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, denominado evaluación e intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente de 2010.

De modo que como estudiantes de Ingeniería Civil, se aportará y aplicará los conocimientos adquiridos en las asignaturas cursadas, realizando un diagnóstico técnico de la estructura, para tener un horizonte del estado actual, de manera que despeje el camino para eventuales estudios, que permitan identificar problemas si los hubiere; y brindar la oportunidad de tomar medidas correctivas que eviten sucesos lamentables.

La experiencia obtenida en este proyecto, constituye una herramienta importante en la formación como Ingenieros Civiles, por lo que realizarlo implica un gran compromiso y responsabilidad de los estudiantes, este reto genera motivación y empeño, debido a que es aplicación de la carrera profesional y por la importancia que tiene en la Institución y en el medio.

4. ANTECEDENTES

El departamento del Cauca, ubicado al sur occidente de Colombia, zona andina, es cuna de las dos grandes cordilleras central y occidental, así como de dos fuentes fluviales importantes de nuestro País, el Cauca y el Magdalena, recurso que hace muy rica nuestra región. La ciudad de Popayán, capital del Departamento, está ubicada en la zona central del Cauca, sobre el valle de Pubenza, con coordenadas geodésicas 2°26'39"N, 76°37'17"O, su territorio abarca un área de 512 km², a una altura promedio de 1760 msnm, presenta un clima templado y la temperatura varía de 13°C mínimo a un máximo de 26°C; cuenta con una población de 277. 441 habitantes, según estimativo del DANE, para el año 2015.

Por encontrarse ubicada en una zona de riesgo sísmico alto, Popayán ha sido azotada por varios terremotos a lo largo de su historia. Recientemente se presentó un movimiento sísmico el día 30 de septiembre de 2012 a las 11:31:36 a.m. hora local de magnitud 7.1 en la escala de Richter con epicentro en el municipio de La Vega (Cauca), además del departamento del Cauca, otros como Nariño, Cundinamarca, Caldas, Quindío, Chocó, Córdoba, San Andrés, Cesar, Norte de Santander y sus respectivas capitales sintieron sus réplicas; estudios dieron a conocer que no se reportaron hechos que lamentar, por lo que se puede decir que las construcciones en la actualidad cuentan con un mejor diseño estructural para resistir la fuerza de un movimiento telúrico, pues recordando aquel hecho tan lamentable que ocurrió en la mañana del 31 de marzo de 1983, Jueves Santo, a las 8:15 am, la ciudad de Popayán sucumbió ante un sismo de magnitud 5,5 en la escala de Richter y variaciones de grados VI y IX en la escala de Mercalli; su epicentro fue localizado a 46 km al suroeste y el hipocentro a unos 4 kilómetros de profundidad y su duración fue de 18 segundos, lo que arrasó con prácticamente la totalidad de la Ciudad y dejó tragedias mortales, por lo que se tienen tristes recuerdos y un temor latente en la memoria de los payaneses y de quienes sufrieron este infortunado episodio.



La ciudad fue reconstruida en cinco años, aunque muchas edificaciones demoraron más. A pesar de los destrozos causados, un esfuerzo masivo se llevó a cabo durante la década siguiente para reconstruir y restaurar la ciudad y permitirle recuperar el esplendor y la belleza de su arquitectura colonial. La mayoría de edificaciones de valor histórico y religioso debieron ser reconstruidas partiendo de la memoria fotográfica.

Parte de las edificaciones de la Universidad del Cauca fueron deterioradas entre las cuales se encuentran:

Claustro de Santo Domingo en donde gran parte de la edificación quedó en mal estado y debió ser reconstruida. Muchas de las características actuales del claustro corresponden a la construcción original, recuperando gran cantidad de testigos y formas arquitectónicas clásicas.

Claustro de El Carmen el cual quedó muy averiado, por lo cual fue desocupado para su restauración. En este proceso se rescataron muchas de las características originales del edificio, recuperando gran parte de su estructura inicial.

En el terremoto de 1983 solo un bloque perteneciente a la Facultad de Ingeniería Civil y Electrónica colapsó, el cual estuvo localizado contiguo y perpendicular al edificio en estudio. La construcción a evaluar o bloque 1 como novedad presentó el colapso de la cubierta y además sufrió daños estructurales puntuales y leves que en su momento fueron corregidos mediante encamisados de columnas entre otras actividades ingenieriles.

5. REGISTRO FOTOGRÁFICO

Las figuras 5 y 6, ilustran la parte interior del edificio, la cafetería, el auditorio Gregorio Caicedo y la azotea.



Figura 5. Fachadas de la Facultad de Ingeniería Civil – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 6. Fachada del edificio por la parte interna de la Facultad – Fuente: Propia de la investigación.

Las figuras 7 y 8 muestran la medición de los elementos estructurales vigas y columnas de la edificación.



Figura 7. Medición de elementos estructurales, tipo columnas – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 8. Medición de elementos estructurales, tipo vigas – Fuente: Propia de la investigación.

En las figuras 9 y 10 se puede apreciar el tipo de estructura que tiene la cubierta de la edificación en estudio.



Figura 9. Cubierta del edificio en hojas onduladas de asbesto cemento apoyada sobre una cercha metálica – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 10. Culata de ladrillo macizo de arcilla que sirve de soporte a la estructura metálica de la cubierta – Fuente: Propia de la investigación.

Las figuras 11, 12, 13, 14 y 15 se presentan las diferentes patologías encontradas en la edificación.

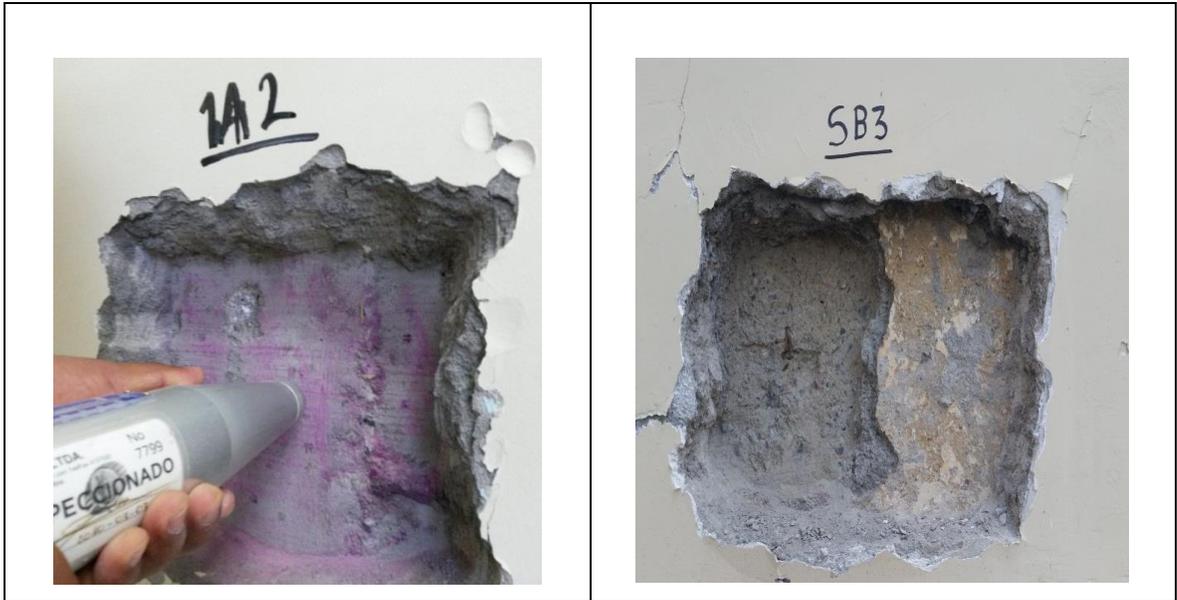


Figura 11. Columnas con pañetes de gran espesor – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 12. Deficiente proceso constructivo de la edificación – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 13. Presencia de sobretamaños en el concreto que conforma los elementos estructurales del edificio – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 14. Humedad sobre culatas perimetrales, debido a fugas en canales y/o bajantes o a la falta de mantenimiento periódico de esta clase de elementos – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 15. Culata perimetral de ladrillo macizo de arcilla a nivel de cubierta sin confinar - Fuente: Propia de la investigación.

En las figuras 16 y 17 se muestra el efecto de la fenolftaleína en el concreto y la toma de esclerometria.

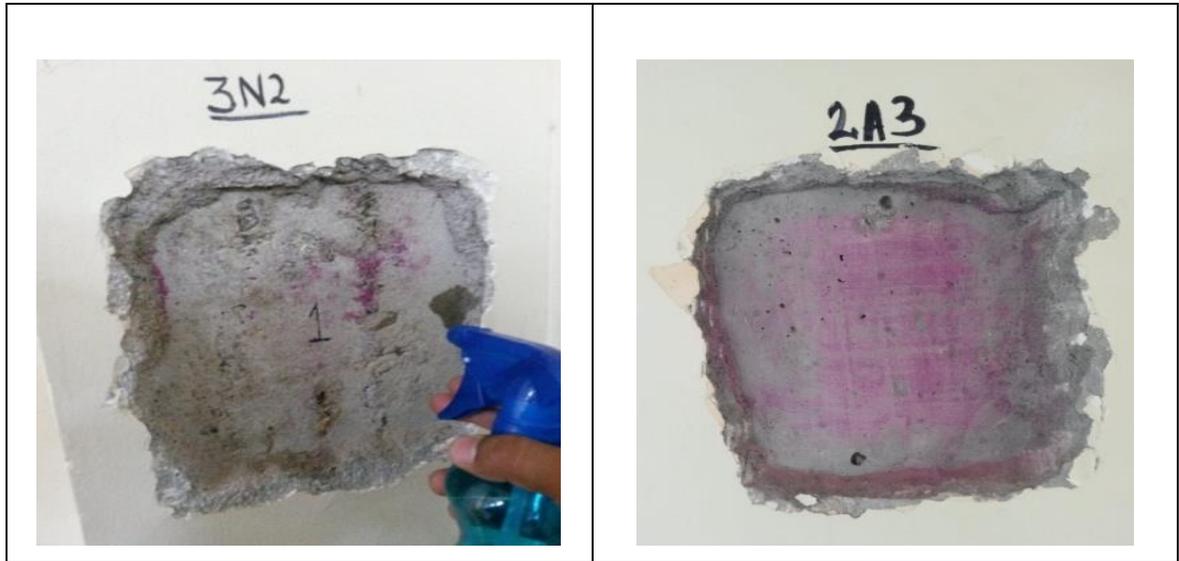


Figura 16. Adición de fenolftaleína al concreto con el fin de observar una posible carbonatación de la estructura – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 17. Toma de esclerometria a los elementos estructurales, siguiendo lo descrito en la INV E 413-13 – Fuente: Propia de la investigación.

Las figuras 18 y 19 muestran la utilización del ferrosacan HILTI PS 200.

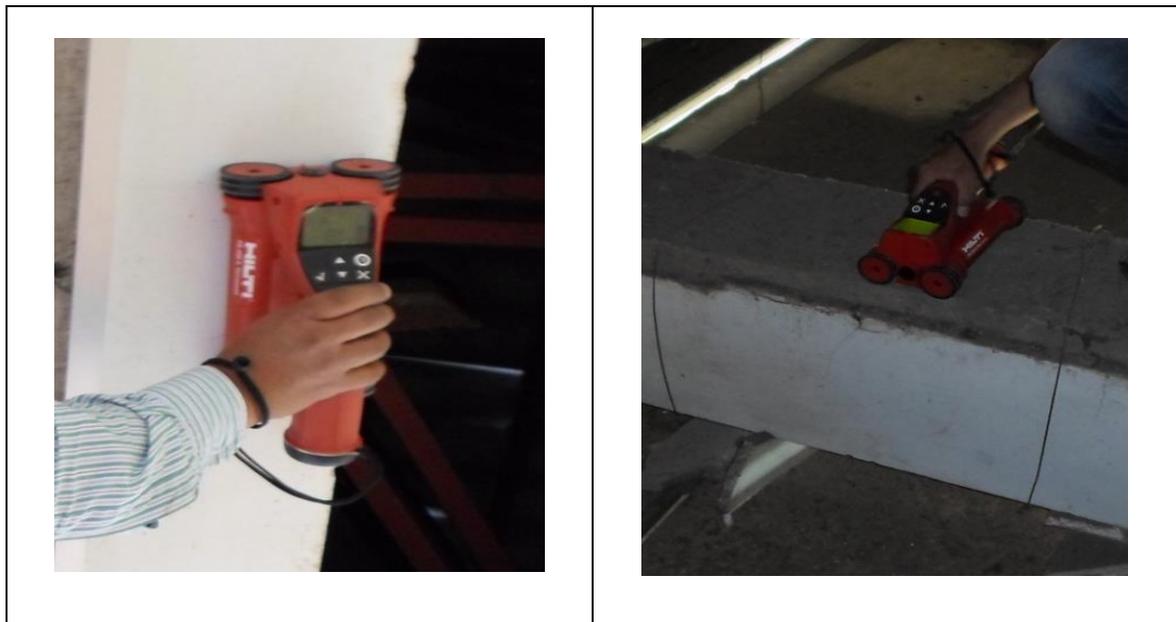


Figura 18. Localización del acero con el equipo (FERROSCAN HILTI PS 200) – Fuente: Propia de la investigación.

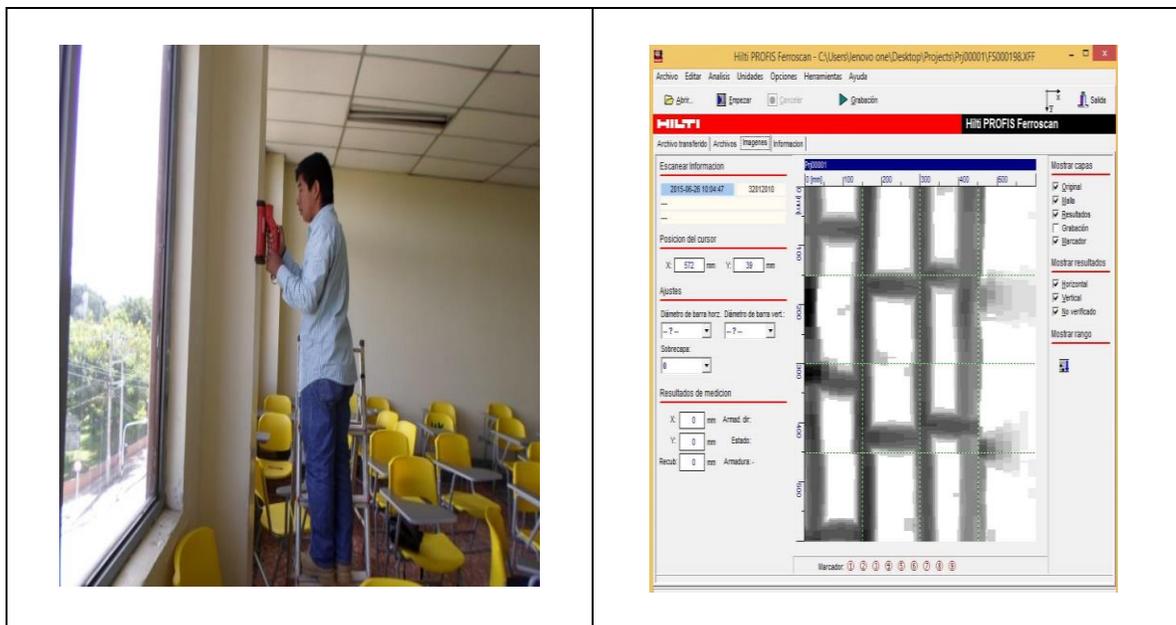


Figura 19. Estimativo de los diámetros del acero con la ayuda del equipo (FERROSCAN HILTI PS 200) – Fuente: Propia de la investigación.

En las figuras 20 y 21 se presentan los diámetros encontrados.

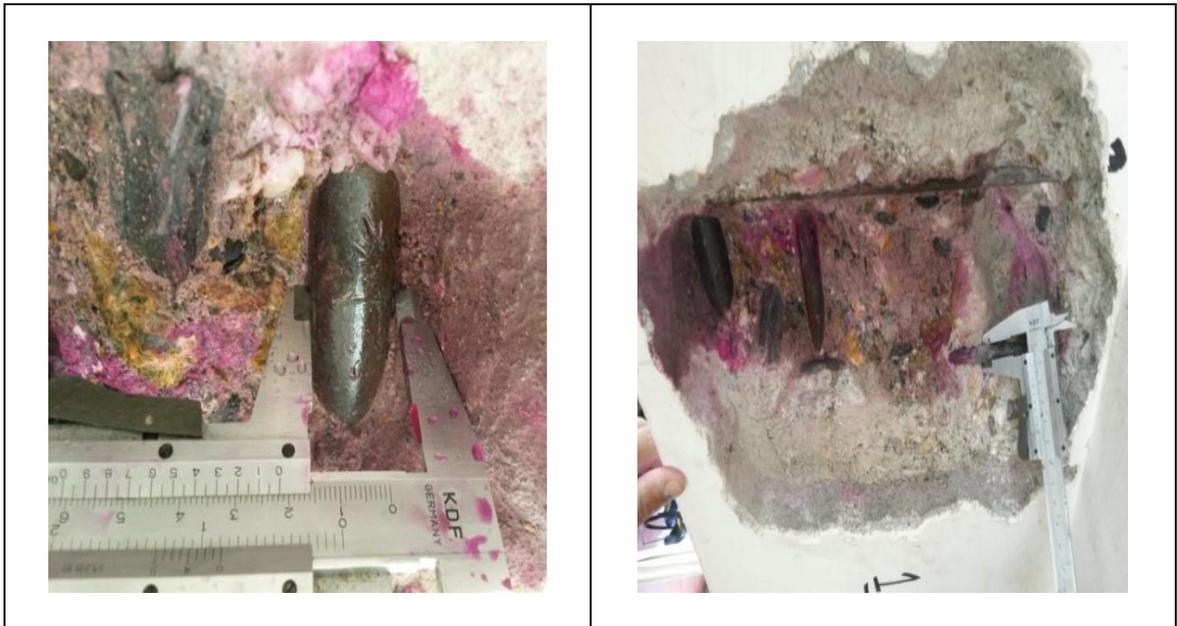


Figura 20. Auscultación de los aceros con el fin de identificar propiedades físicas y/o patologías – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 21. Auscultación de las barras de acero No 6 – Fuente: Propia de la investigación.

En las figuras 22 y 23 se muestran los muros de mampostería y las pantallas de concreto existentes en la edificación.

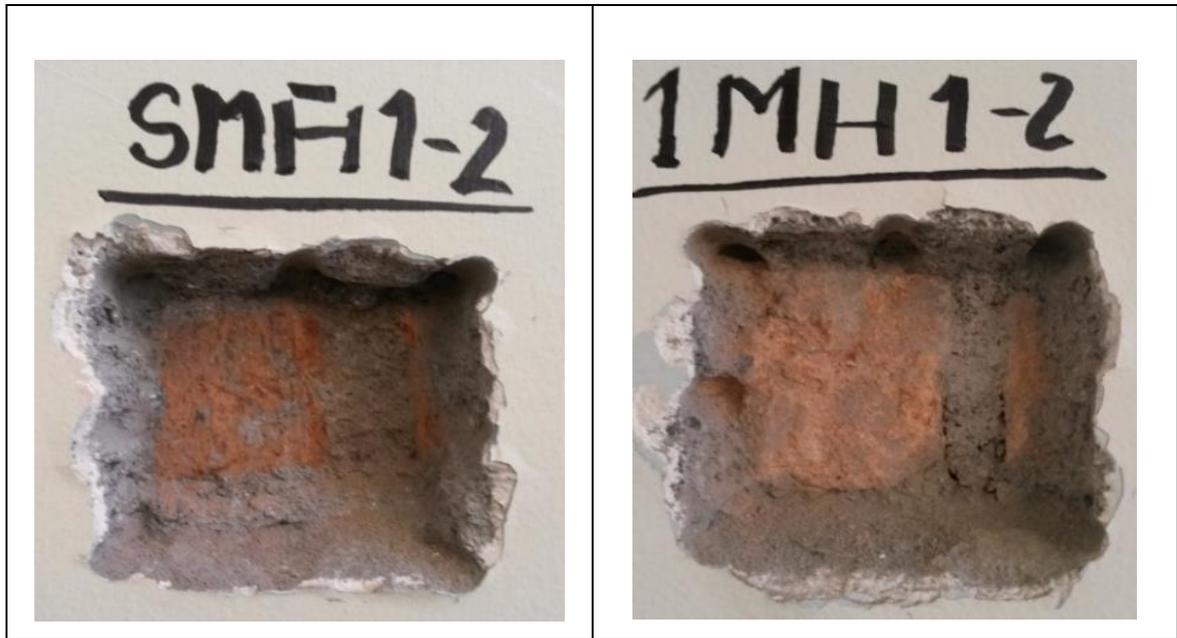


Figura 22. Muros divisorios y contorno de ladrillo común – Fuente: Propia de la investigación.

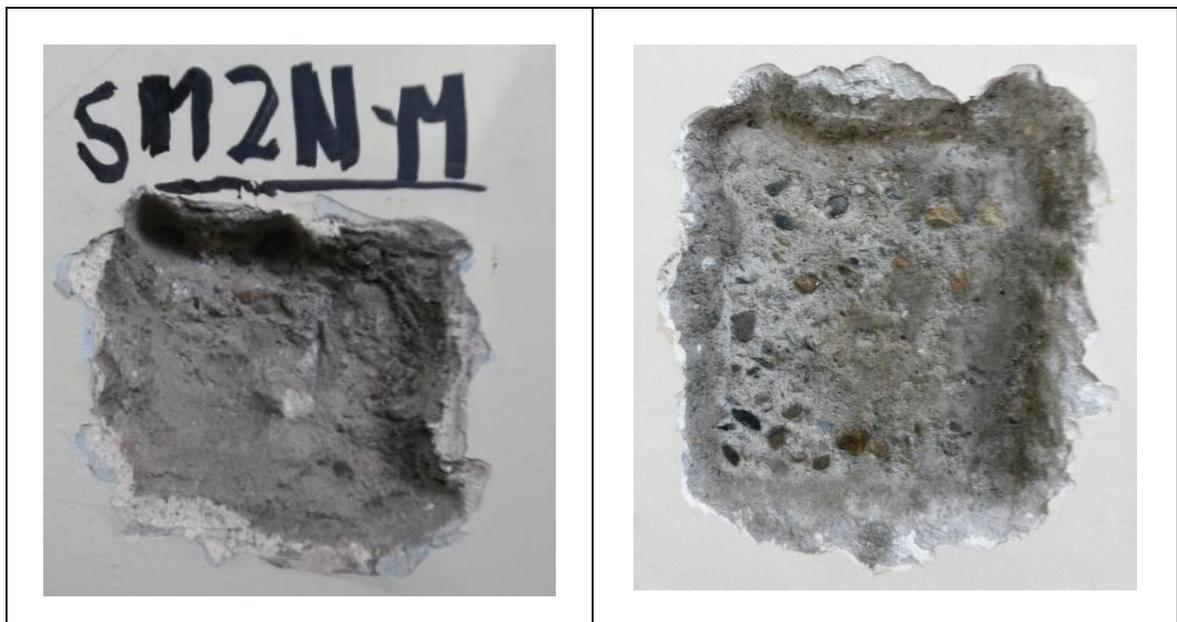


Figura 23. Muros en concreto – Fuente: Propia de la investigación.

En las figuras 24, 25 y 26 se expone la geometría de las losas de entrepiso.

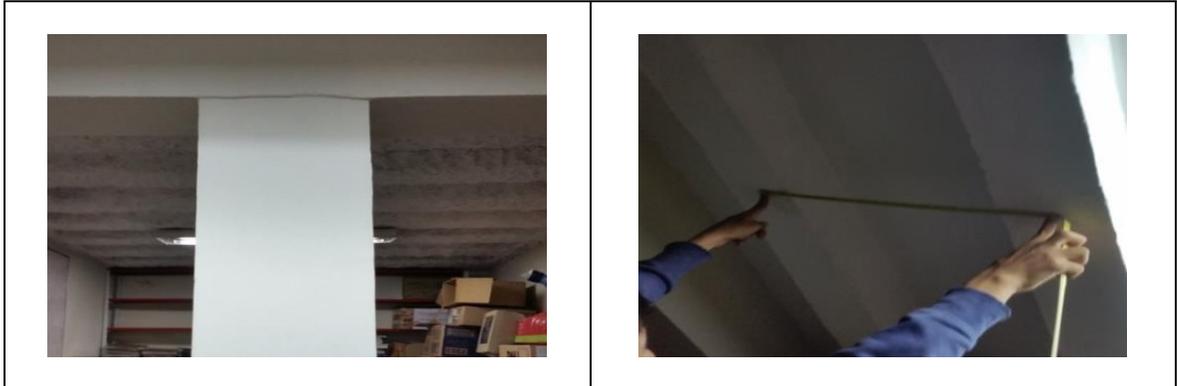


Figura 24. Dimensión de los nervios de la losa de entrepiso del primer nivel – Fuente: Propia de la investigación.

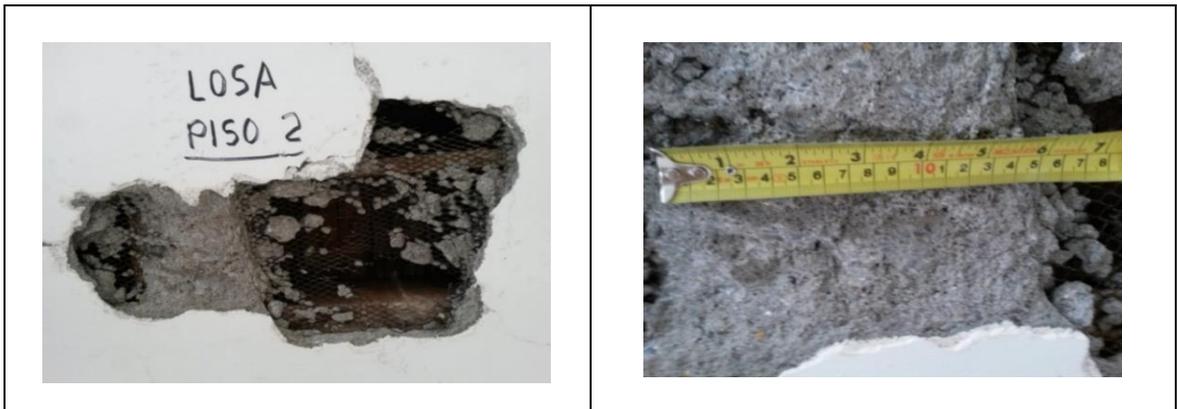


Figura 25. Geometría de la losa nervada de entrepiso del segundo nivel – Fuente: Propia de la investigación.

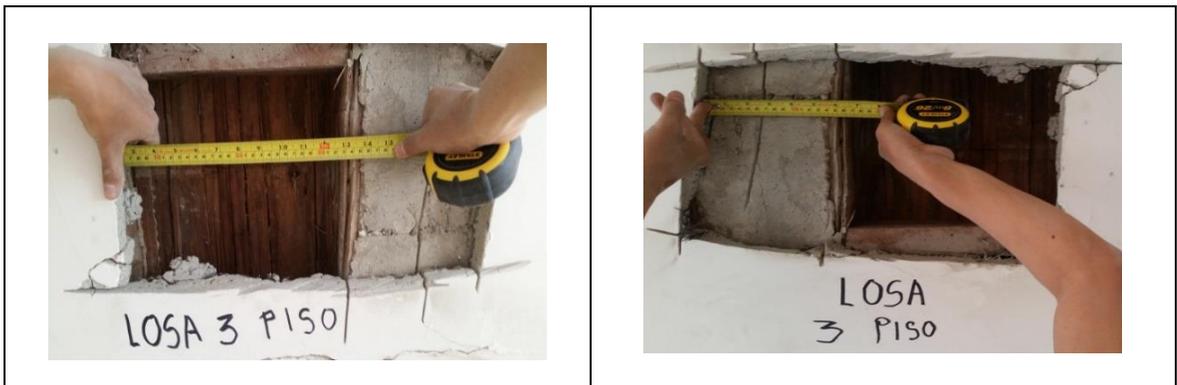


Figura 26. Geometría de la losa nervada de entrepiso del tercer nivel – Fuente: Propia de la investigación.

En las siguientes figuras se muestran las actividades adicionales que se realizaron para lograr los objetivos del proyecto.



Figura 27. Se verificó precisión del equipo y se practicó el manejo del mismo – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 28. Montaje de andamios utilizados en el laboratorio de estructuras – Fuente: Propia de la investigación.

6. CARACTERIZACIÓN DEL CONCRETO

6.1 CONCRETO EN VIGAS Y COLUMNAS

Para la presente evaluación estructural se determinan las siguientes resistencias, mediante ensayos de compresión simple sobre muestras de concreto recuperadas por extracción de núcleos:

En el documento se hace referencia a la ubicación de elementos estructurales mediante la intersección de literales y numerales, tal como se puede identificar en los planos estructurales anexos.

6.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA TERCER PISO.

Nivel correspondiente a salones de clase y azotea.

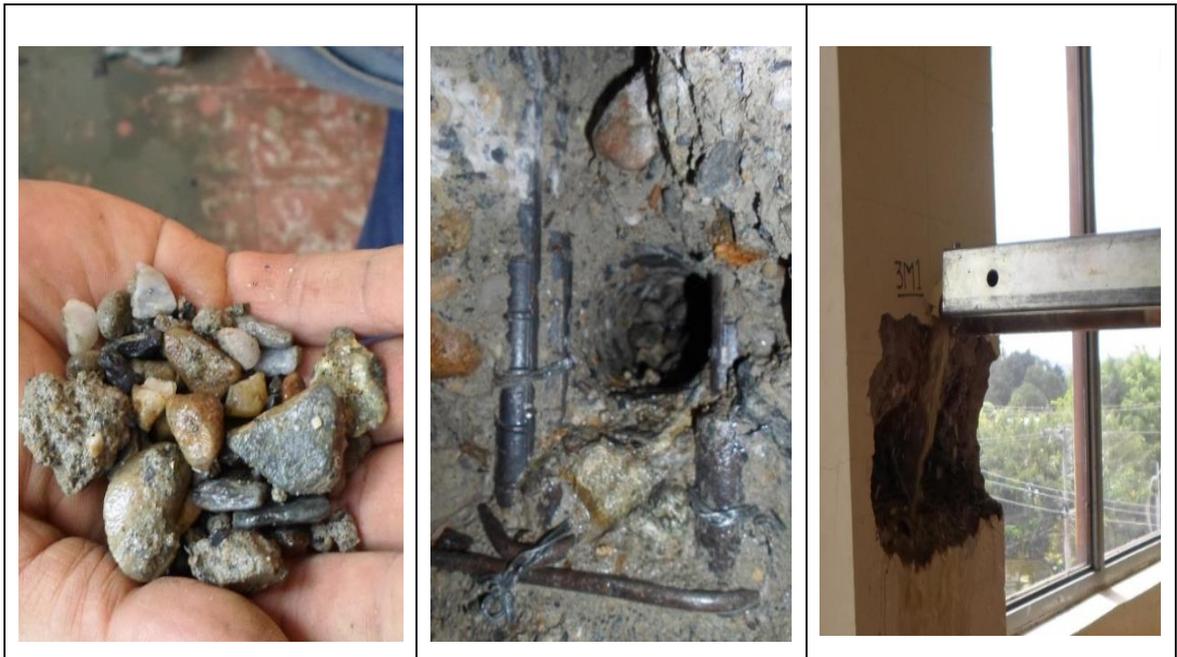


Figura 29. 3M1: Columna tercer piso del eje transversal M y el eje longitudinal 1- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 30. 3K1: Columna tercer piso del eje transversal K y el eje longitudinal 1- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 31. 3H2: Columna tercer piso del eje transversal H y el eje longitudinal 2- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 32. 3F2: Columna tercer piso del eje transversal F y el eje longitudinal 2- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 33. 3F3: Columna tercer piso del eje transversal F y el eje longitudinal 3- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 34. 3B2: Columna tercer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 2- Fuente: Propia de la investigación.



Figura 35. 3D3: Columna tercer piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.

En las columnas **3M1**, **3K1**, **3H2**, **3F2**, **3F3**, **3D3** y **3B2** correspondientes a los pórticos del tercer piso se intentó realizar extracción de núcleos, sin embargo las condiciones de los materiales que hacen parte de estos elementos no permitieron realizar satisfactoriamente este procedimiento.

Los impedimentos fueron: presencia masiva de partículas con sobre tamaños, partículas lisas y redondeadas procedentes de fuentes aluviales, falta de adherencia entre los materiales (cemento - agregado), granulometrías pobremente gradadas y con alto porcentaje de agregado grueso con respecto al agregado fino, imposibilidad de utilizar un diámetro de broca mayor a 2 pulgadas. Lo anterior y otros factores implican que al momento de intentar extraer los núcleos estos se desintegren con facilidad.

6.1.2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA SEGUNDO PISO

Nivel correspondiente a salones de clase y auditorio Gregorio Caicedo.



Figura 36. 2J1: Columna segundo piso del eje transversal J y el eje longitudinal 1 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 37. 2I1: Columna segundo piso del eje transversal I y el eje longitudinal 1 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 38. 2E3: Columna segundo piso del eje transversal E y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 39. 2K3: Columna segundo piso del eje transversal K y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 40. 2H3: Columna segundo piso del eje transversal H y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 41. 2G3: Columna segundo piso del eje transversal G y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.



Figura 42. 2VK2-3: Segundo piso, viga del eje transversal K entre los ejes los ejes longitudinales 2 y 3 - Fuente: Propia de la investigación.

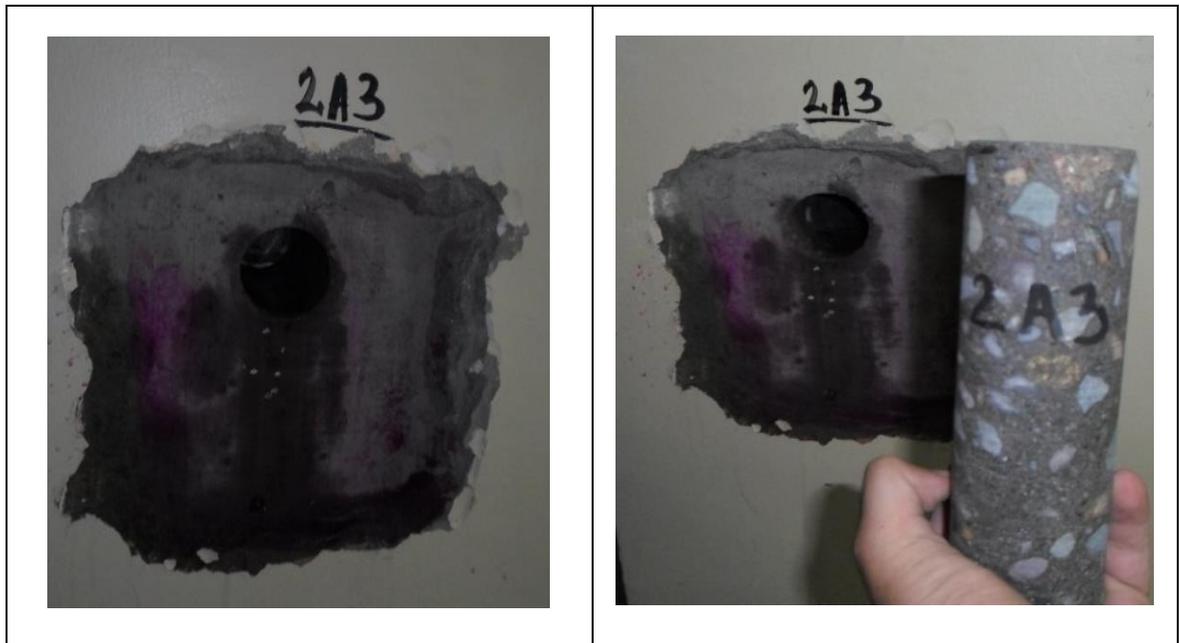


Figura 43. 2A2: Columna segundo piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3 - Fuente: Propia de la investigación.

En este nivel se corrió con misma suerte del tercer piso, ya que al hacer la extracción de núcleos en los elementos tipo columna **2G3**, **2H3**, **2K3**, **2H1**, **2J1**, **2E3** y el elemento tipo viga **2VK 2-3**, las muestras se desintegraron fácilmente. Esto debido a la presencia de material aluvial con manejo de sobretamaños, deficiente gradación de los agregados y carencia de material ligante.

Por otra parte en la columna **2A3** se logró extraer un nucleó con buenas características físicas y mecánicas, obteniendo una resistencia de **26.1 Mpa**, sin embargo esta no es una resistencia representativa ya que se evidenció que el material de este elemento pertenece a un encamisado realizado después del terremoto del año de 1983.

6.1.3 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA PRIMER PISO

Nivel correspondiente a salones de programación, cafetería y laboratorio de física.



Figura 44. 1V11-2: Primer piso, viga del eje transversal K entre los ejes los ejes longitudinales 2 y 3 – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 45. 1A2: Columna primer piso del eje transversal A y el eje longitudinal 2 – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 46. 1D3: Columna primer piso del eje transversal D y el eje longitudinal 3 – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 47. 1H2: Columna primer piso del eje transversal H y el eje longitudinal 1 – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 48. 1B3: Columna primer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 3 – Fuente: Propia de la investigación.



Figura 49. 1F3: Columna primer piso del eje transversal B y el eje longitudinal 3 – Fuente: Propia de la investigación.

Las columnas **1H2, 1D3, 1B3 y 1A2** que pertenecen a los encamisados realizados con posterioridad al terremoto del 31 marzo del año 1983, presentaron buenas características físicas y mecánicas en el concreto: como homogeneidad, adherencia y buena gradación; lo que permitió la correcta extracción de los especímenes y posterior rotura para la determinación de la resistencia.

Ref.	Resistencia (Mpa)
1H2	24.2
1D3	31.2
1B3	22.1
1A2	30.9
1F3	-
1VI 1-2	-

Sin embargo en la columna **1F3** y el elemento viga **1VI 1-2**, con características similares a lo encontrado en el segundo y tercer piso, no se logró la extracción correcta de los núcleos; como consecuencia no se obtuvo resistencias.

De igual manera se manifiesta que en el proceso de rehabilitación del edificio de ingeniería, en fecha posterior al terremoto del 31 marzo del año 1983, se reforzaron algunos elementos estructurales, los cuales se han referenciado en planos, donde se utilizaron concretos con mejores características físicas y mecánicas; es por eso que estos valores difieren de lo encontrado en el resto de la estructura.

6.1.4 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA SOTANO

Nivel donde se encuentra el Archivo FONDEUC, laboratorio de estructuras y división de salud integral.



Figura 50. SK1: Columna sótano sobre el eje transversal K y el eje longitudinal 1 – Fuente: Propia de la investigación.

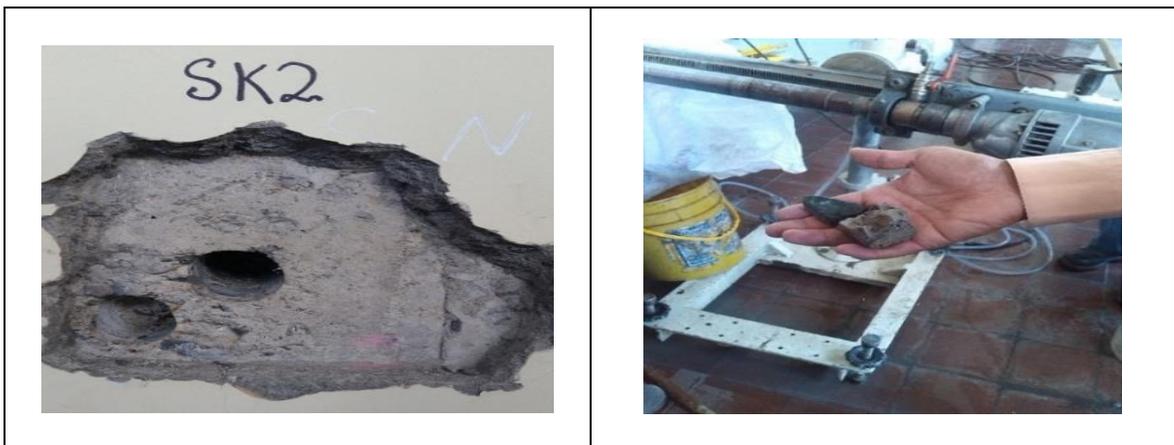


Figura 51. SK2: Columna sótano sobre el eje transversal K y el eje longitudinal 2 – Fuente: Propia de la investigación.

En el proceso de extracción de núcleos que se llevó a cabo en este nivel, se logró obtener dos especímenes que corresponden a los elementos tipo columna SK1 y SK2, pero estos no cumplieron las condiciones mínimas que exige la norma NTC-3658 para ser fallados. Sin embargo se puede ratificar la utilización de material aluvial, mala gradación de los agregados, sobretamaños y deficiente uso de material cementante.

6.2 RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

En la siguiente tabla se presentan los valores de resistencia obtenidas del ensayo de extracción de núcleos, de igual manera se evidencia los lugares donde no fue posible la extracción del espécimen por las fallencias mencionadas con anterioridad.

Tabla 1. Resistencia de los elementos.

TERCER PISO							
REF N°	PERIMETRO (CM)	RESISTENCIA					OBSEVACIONES
		CARGA LB	KN	kg/cm2	MPA	psi	
3M1	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3K1	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3H2	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3F2	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3F3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3D3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
3B2	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
SEGUNDO PISO							
REF N°	PERIMETRO (CM)	RESISTENCIA					OBSEVACIONES
		CARGA LB	KN	kg/cm2	MPA	psi	
2K3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2J1	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2I1	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2H3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2G3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2E3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
2A3	16.5	14405	56.6	266	26.1	3783	EXTRACION DE NUCLEO
2VK2-3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
PRIMER PISO							
REF N°	PERIMETRO (CM)	RESISTENCIA					OBSEVACIONES
		CARGA LB	KN	kg/cm2	MPA	psi	
1H2	16.5	13387	52.6	248	24.2	3516	EXTRACION DE NUCLEO
1F3	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN
1D3	16.5	17230	67.7	319	31.2	4525	EXTRACION DE NUCLEO
1B3	15.7	11045	43.4	226	22.1	3204	EXTRACION DE NUCLEO
1A2-1	16.5	17077	67.1	316	30.9	4485	EXTRACION DE NUCLEO
1A2-2	16.5	16517	64.9	305	29.9	4338	EXTRACION DE NUCLEO
1VI1-2	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE LA EXTRACCION DEL ESPECIMEN



SOTANO							
REF N°	PERIMETRO (CM)	RESISTENCIA					OBSEVACIONES
		CARGA LB	KN	kg/cm2	MPA	psi	
SK1	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE FALLAR EL ESPECIMEN
SK2	-	-	-	-	-	-	NO FUE POSIBLE FALLAR EL ESPECIMEN

En la siguiente tabla se muestra los valores de esclerometria obtenidos en los diferentes elementos de la edificación.

Tabla 2. Toma de esclerometria de los elementos.

ESCLEROMETRIA: EDIFICIO 1 DE INGENIERIA CIVIL.												
COLUMNAS TERCER PISO												
LECTURA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	PROMEDIO	RESISTENCIA (Mpa)
3N1	19	23	22	22	23	22	24	26	25	21	23	12
3N2	22	26	25	22	25	23	22	24	24	22	24	13
3M1 +	25	26	18	24	26	23	19	24	17	21	22	11
3M2	22	23	25	23	23	25	26	22	26	22	24	13
3H2 +	24	24	25	26	22	22	24	24	22	25	23	12
3K1 +	22	23	21	26	23	25	25	25	26	23	24	13
3K3	24	25	21	21	19	23	22	19	20	22	22	11
3F3 +	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
3F2 +	22	24	24	26	21	23	26	21	24	26	24	13
3D3 +	23	27	21	24	25	23	21	22	24	22	23	12
3B2 +	27	26	22	21	26	26	23	27	21	26	25	14
3C1	24	23	24	23	24	22	22	21	24	22	23	12
3A1	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
SEGUNDO PISO												
2N2	20	23	26	22	23	22	24	26	25	24	24	13
2M1	24	25	21	21	19	23	22	31	20	22	23	12
2K3	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
2K2	25	26	28	22	23	26	26	23	26	24	25	14
2J1	25	28	28	22	23	24	26	23	22	24	25	14
2J2	30	29	24	26	27	25	26	26	24	25	26	16
2I1	25	26	24	26	28	25	26	24	26	23	25	14
2H3	30	29	24	26	27	25	26	28	24	28	27	16
2G3	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
2G2	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
2F1	27	32	32	31	29	27	24	26	28	28	28	18



2D3	23	28	26	24	26	27	26	31	29	38	28	18
2F2	30	26	32	28	29	34	28	27	29	26	29	19
2E1.	NO FUE POSIBLE REALIZAR ESCLEROMETRIA											-
2E3.	23	28	26	24	26	33	26	29	23	28	27	16
2C3	32	25	25	25	24	25	26	22	34	26	26	16
2C2	20	23	28	26	28	29	24	26	23	22	25	14
2B1	19	22	24	23	26	25	27	25	29	28	25	14
2A3 ++	38	34	37	36	32	34	36	34	34	32	35	26
2B2	22	24	22	25	24	22	25	25	26	28	24	13
2A1	23	26	26	24	25	24	26	25	30	27	26	16
2J4	25	26	25	27	26	21	26	27	25	21	25	14
VIGAS SEGUNDO PISO												
2VC1-2	25	29	30	29	28	31	29	36	35	32	30	21
2VG1-2	38	36	28	31	29	24	28	34	34	26	31	22
2VM1-2	30	31	28	35	26	31	30	26	29	25	29	19
COLUMNAS PRIMER PISO												
1M3	34	28	27	29	26	22	28	29	26	22	27	16
1M2	29	22	24	26	28	27	26	26	24	25	26	16
1H2 ++	32	30	35	33	39	41	35	35	44	36	36	29
1H3	31	26	32	28	35	27	24	29	27	31	29	19
1F3 +	26	26	27	24	23	25	19	19	16	17	22	11
1D3 ++	33	33	35	34	32	33	33	34	37	34	34	26
1C2 ++	35	36	35	25	36	35	23	25	33	36	32	26
1B3 ++	32	35	26	44	38	36	46	40	34	34	37	31
1A2 ++	34	30	35	36	34	35	33	37	46	34	35	28
VIGAS PRIMER PISO												
1VL1-2	26	26	28	28	26	28	26	26	24	28	27	16
1VK1-2	27	26	23	28	25	28	24	23	32	26	26	16
1VI2-3	27	27	27	29	35	29	30	32	34	27	30	21
1VG2-3	26	29	32	33	25	26	25	26	35	32	29	19
1VE2-3	26	24	21	23	27	29	29	30	31	26	27	16
1VC2-3	30	28	24	28	31	35	35	25	24	30	29	19
1VA2-3	29	32	28	32	35	31	31	35	29	26	31	22
COLUMNAS SOTANO												
SM1	25	24	32	29	25	33	22	24	25	24	26	16
SM3	27	24	25	24	24	25	24	25	25	31	25	14
SK1 +	24	25	25	24	25	24	28	22	24	21	24	13
SK2 +	24	23	24	25	28	21	27	26	25	26	25	14
SK3	27	25	27	26	34	30	27	22	28	25	27	16

+ = Elemento donde se intentó la extracción del espécimen.

++ = Elemento que fue encamisado después del terremoto del año 1983.

La auscultación hecha a la edificación en sus elementos estructurales se realizó con el fin de encontrar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, lo cual se cumplió en su gran mayoría. El inconveniente es el relacionado con la resistencia a la compresión del concreto, pues debido a la desintegración de las muestras no se pudo establecer este parámetro mecánico. Las razones que se prevén para tal ocurrencia son las siguientes:

- Sobretamaños de los agregados.
- Falta de material cementante.
- Mala gradación.
- Extracción de la muestra con una broca de diámetro 50.08mm, cuando la norma NTC-3658 exige un diámetro mínimo de 100mm; aduciendo que la separación de los aceros encontrados no permitieron emplear un diámetro mayor.
- Exceso de vibración y estado del equipo extractor utilizado.
- Método empleado para la extracción de los núcleos.

Debido a tal inconveniente se hace referencia al capítulo C.20 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 donde recomienda hacer pruebas de carga con diferentes combinaciones cuando no se tenga certeza de la resistencia a la compresión. Lo anterior es viable siempre y cuando el ente Universitario correspondiente así lo apruebe. Por el momento y para este estudio se puede afirmar que la estructura no presenta fisuraciones, asentamientos o deflexiones en sus elementos estructurales, los materiales característicos de acuerdo a las auscultaciones no presentan indicios de carbonatación y/o oxidación; además cabe mencionar que el edificio ha soportado situaciones extremas tales como: el sismo del 31 de Marzo de 1983 y diferentes actividades académicas y extracurriculares que han llenado a plenitud el primero y segundo piso del edificio,

soportando cargas vivas estáticas y dinámicas, según referencias de épocas pasadas. De acuerdo a lo anterior se puede decir que el concreto mecánicamente ha trabajado en condiciones aceptables.

Teniendo en cuenta lo anterior y revisando los resultados obtenidos al ensayar cada uno de los núcleos, en donde no fue posible obtener una muestra representativa y por ende poder cuantificar resistencias distintivas del edificio. Y dado que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, no proporciona valores de resistencia por defecto, se optó por asumir como referencia los valores de los ensayos no destructivos de esclerometría (Ver tabla 2) y las resistencias proporcionadas por la norma ASCE “American Society of Civil Engineers” en donde sugiere que al no haber certeza de las resistencias de los materiales se utilicen los siguientes valores.

Para la ASCE/SEI 31-03 los valores por defecto, son los siguientes:

$f'_c = 14$ MPa para concreto.

$f_y = 240$ MPa para el acero de refuerzo.

$f_y = 240$ MPa para el acero estructural.

$f'_m = 7$ MPa para mampostería.

Además teniendo en cuenta:

$E_c = 3900\sqrt{f'_c}$ CR8.5 NSR-10. Valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado.

$E_m = 750 * f'_m$ D.5.2-3 NSR-10.



Con lo expuesto anteriormente y a juicio ingenieril se deciden las siguientes propiedades mecánicas.

Tabla 3. Propiedades mecánicas.

MATERIAL	RESISTENCIA (Mpa)	E (Mpa)
CONCRETO	$f'_c = 14$	14592.46
ACERO	$f_y = 240$	200000
MAMPOSTERIA	$f'_m = 7$	5250

7. TIPOS DE SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS ENCONTRADAS

Tabla 4. Tipos de secciones columnas.

NOMENCLATURA	SECCIÓN (cm)
C1	Col 35x50
C2	Col 50x110
C3	Col 35x25
C4	Col 35x50
C5	Col 35x40
C6	Col 40x60
C7	Col 30x35
C8	Col 45x60
C9	Col 45x50
C10	Col 35x35
C11	Col 40x50
C12	Col 50x70
V1	Viga 25x35
V2	Viga 35x60
V3	Viga 30x45
V4	Viga 30x35

8. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Enseguida se describe el sistema estructural de la edificación en estudio.

De acuerdo con lo establecido en la Norma NSR-10, los sistemas estructurales permitidos en el país, corresponden a los siguientes:

SISTEMA DE MUROS DE CARGA

Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos diagonales.

SISTEMA DE PÓRTICOS

Es un sistema compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales.

SISTEMA COMBINADO

Es un sistema estructural en el cual:

- Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
- Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, combinado con muros estructurales o pórticos diagonales, y que no cumplen con los requisitos del sistema dual.

SISTEMA DUAL

Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos diagonales. Para que un sistema estructural se pueda clasificar como un sistema dual debe cumplir los siguientes requisitos:

- El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) en caso de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.
- Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

En este caso, el **sistema estructural** que predomina de acuerdo al título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR -10, es el **sistema de pórticos**.

9. CALIDAD DEL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL

Esta calificación se define en términos de la mejor tecnología existente en la época en que se construyó la edificación. Al respecto se puede decir que la edificación fue construida en una época donde no se contaba con manuales o normas sismo resistentes para Colombia, lo que hace que la edificación no quede cobijada bajo ningún código Colombiano que asegure su buen comportamiento frente a un sismo; al recorrer e inspeccionar la edificación se aprecia que es una estructura hiperestática con suficiente redundancia, presentando así una buena distribución de sus elementos estructurales tales como columnas y vigas. Además tiene losas aligeradas trabajando en la dirección corta, con una buena distribución geométrica lo cual vislumbra un buen diafragma; sin embargo por la auscultación realizada se determina que: no hubo una buena elaboración y manipulación de los concretos que conforman los elementos estructurales. Por lo que la calificación del diseño y construcción de la estructura original según lo establece el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR -10, se considera regular.

Lo que implica $\phi_c = 0.8$. **NSR-10 tabla A.10.4-1.**

10. ESTADO DE LA ESTRUCTURA

Actualmente la edificación no presenta daños que indiquen inconvenientes relacionados con fisuraciones, asentamientos o deflexiones en sus elementos principales de los pórticos.

Cabe anotar que la edificación ha soportado eventos sísmicos como el ocurrido en la ciudad de Popayán en el año de 1983 y no ha sufrido daños estructurales significativos.

Sin embargo con las auscultaciones realizadas en el presente trabajo se han evidenciado deficiencias importantes tales como: sobre tamaños en los agregados, caras lisas y redondeadas, insuficiente material cementante y malas propiedades físicas y mecánicas del concreto. Causando que los materiales no trabajen de una manera monolítica. Por lo anterior la calificación del estado actual de la estructura original según lo establece NSR-10, se considera regular.

Lo que implica un $\phi_e=0.8$. **NSR-10 tabla A.10.4-1**

11. MODELO Y METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

De acuerdo con la norma NSR-10, el análisis estructural debe realizarse mediante un modelo matemático linealmente elástico con el cual se determinan las fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales. Mediante el uso de programas propios del análisis matricial se elaboró y analizó la estructura tridimensionalmente.

El programa calcula inicialmente la matriz de rigidez considerando deformaciones axiales y de corte, y a partir de ella, se obtiene las deformaciones, reacciones y elementos mecánicos para el correspondiente estudio.

Cada nudo posee seis grados de libertad (tres desplazamientos y tres rotaciones). La solución se obtiene a partir del equilibrio de las fuerzas y de la compatibilidad de los desplazamientos en los nudos.

Para comprobar el modelo estructural, la edificación se analizó teniendo en cuenta la geometría de los elementos, resistencia de los materiales y las respectivas cargas. Además se le aplicó la condición sísmica del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR -10 para verificar sobreesfuerzos y flexibilidad, determinando así el grado de vulnerabilidad sísmica de la edificación.

12. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La modelación del comportamiento de la estructura se realizó mediante los programas ETABS y SAP 2000 y se formó por elementos tipo columna, viga, membrana (losa), y walls (muro), constituyendo así el sistema a porticado de la edificación evaluada.

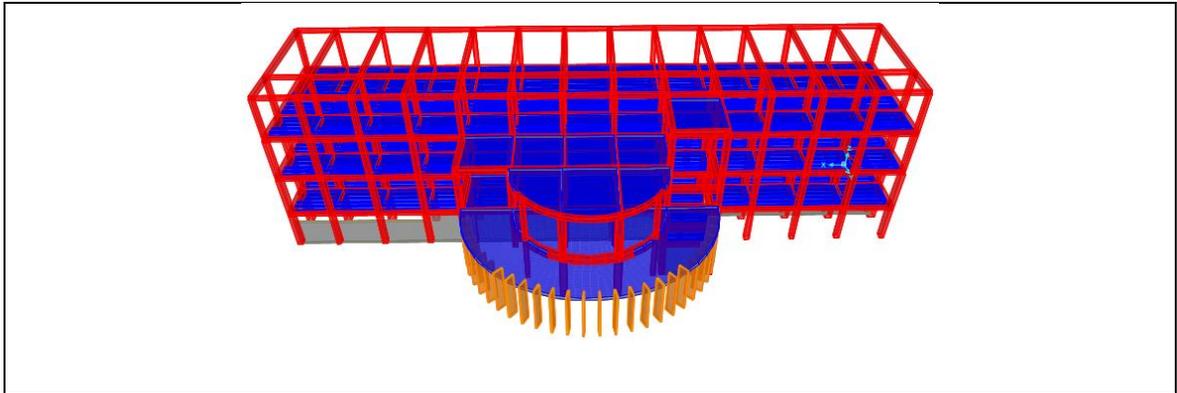


Figura 52. Modelo de la estructura – Fuente: Propia de la investigación.

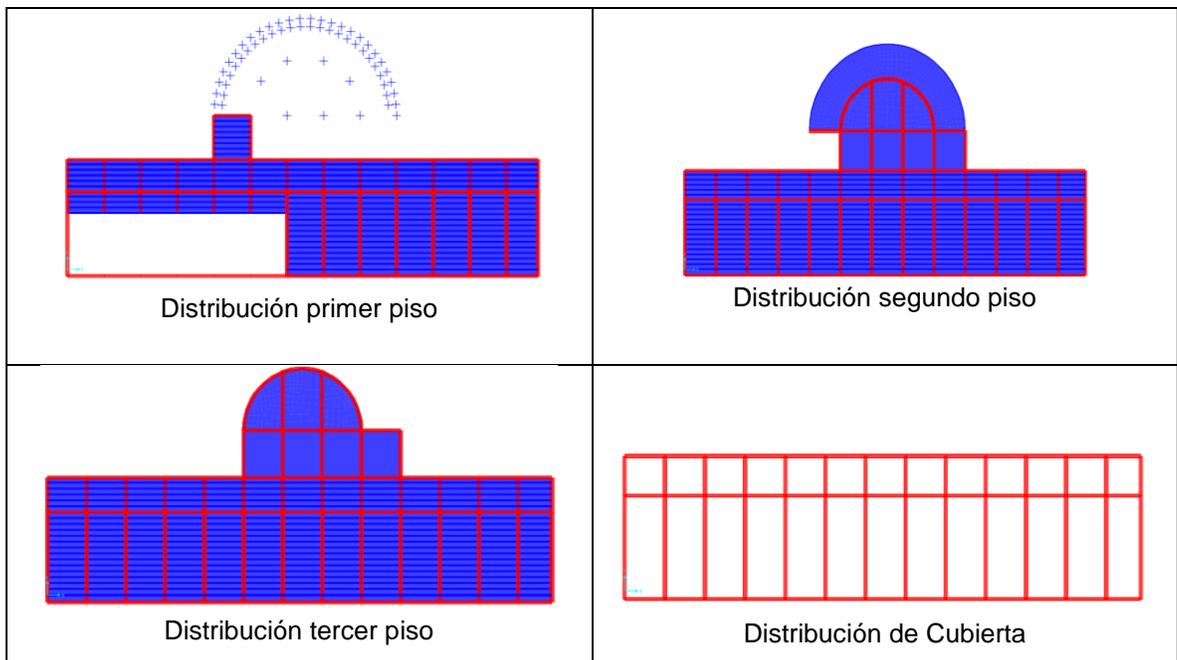


Figura 53. Vista en planta de los diferentes pisos de la estructura – Fuente: Propia de la investigación.

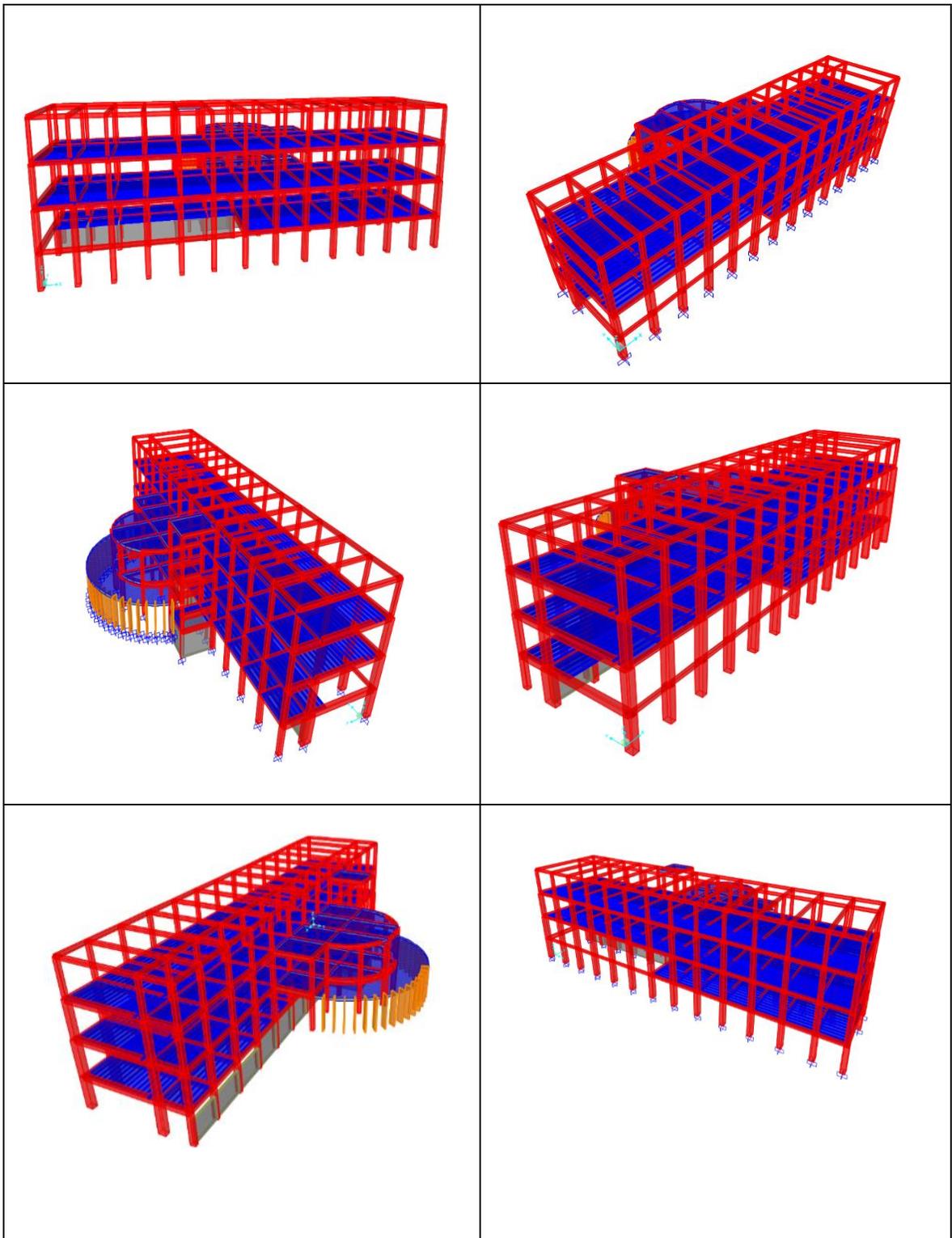


Figura 54. Vistas generales del modelo de la estructura – Fuente: Propia de la investigación.

12.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE OCUPACIÓN

Para la elaboración de la evaluación sísmica de la edificación, se tomó en cuenta las cargas muertas y de diseño que efectivamente actúan sobre la estructura. Las cuales están establecidas de acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del 2010.

12.1.1 Cargas Muertas.

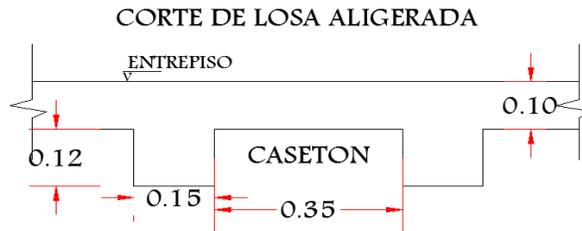


Tabla 5. Carga muerta losa nervada.

CARGAS LOSA NERVADA			
IMPLEMENTO	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	Carga (KN/m ²)
Losa de compresión	0.1	24	2.400
Nervios*	Valor calculado		0.864
Piso	Baldosa de cemento		1.100
Casetón	Guadua		0.300
Cielorraso	Pañete en yeso o concreto		0.250
Muros	Universidad		3.500
Sumatoria (KN/m ²)			8.414

∴ Carga muerta total losa aligerada = 6.014 (KN/m²)

Tabla 6. Carga muerta losa maciza.

CARGAS LOSA MACIZA			
IMPLEMENTO	Espesor (m)	Peso específico (KN/m ³)	Carga (KN/m ²)
Losa	0.25	24	6.00
Piso	Baldosa de cemento		1.10
Cielorraso	Cielorraso de plaquetas de yeso, montadas sobre armadura de aluminio		0.25
Muro	Universidad		3.50
Sumatoria (KN/m ²)			10.85

∴ Carga muerta total losa maciza = 4.85 (KN/m²)



Tabla 7. Carga muerta cubierta.

IMPLEMENTO	CARGAS CUBIERTA	Carga (KN/m ²)
Cubierta	Placa ondulada de asbesto-cemento	0.2
cielorraso	Cielorraso de plaquetas de yeso, sobre armadura de aluminio	0.25
Cercha	Estructura metálica (cherchas y correas)	0.1
	Sumatoria (KN/m ²)	0.55

∴ Carga muerta lineal = $0.55 \times 3.5 = 1.93 \text{ KN/m}$; y $0.55 \times 1.75 = 0.96 \text{ KN/m}$

12.1.2 Cargas vivas.

Las cargas vivas con las cuales se revisó la estructura corresponden a las establecidas en el capítulo B.4 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y serán las siguientes:

Tabla 8. Carga viva entrepisos.

CARGA VIVA ENTREPISOS		
IMPLEMENTO	ESPACIO	Carga (KN/m ²)
Salón de clase	Universidad	2
Corredor y escaleras	Universidad	5
Auditorio	Universidad	3

12.1.3 Carga viva de cubierta.

Las cargas vivas de cubierta son aquellas causadas por:

- Materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta y
- Las causadas por objetos móviles, tales como materas u otros objetos decorativos y por las personas que tengan acceso a ellas.

Tabla 9. Carga viva de cubierta.

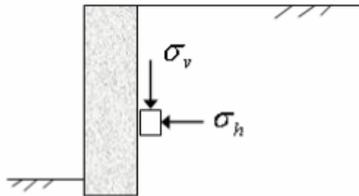
CARGA CUBIERTA		Carga (KN/m ²)
CUBIERTA	Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica	0.35

∴ Carga cubierta lineal = $0.35 \times 3.5 = 1.23 \text{ KN/m}$ y $0.35 \times 1.75 = 0.62 \text{ KN/m}$

12.1.4 Empuje de suelo.

Estado de Rankine (caso activo)

En un terreno cohesivo y con una superficie horizontal se tiene:



$$K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2(45 - \phi/2)$$

K_a : coeficiente lateral de empuje activo

$$\sigma'_v = \gamma \cdot H$$

$$\sigma'_{h \text{ activo}} = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a}$$

Tabla 10. Empuje de suelo.

Empuje del suelo (KN/m ²)	Datos
Angulo de fricción (Φ)	30°
Ka del suelo	1/3
Cohesión (KN/m ²)	8
Gama para suelo tipo E (γ) (KN/m ²)	17.5
Altura del muro (H)	3.15
Esfuerzo vertical (KN/m ²)	18.4
Empuje del suelo (KN/m ²)	9.2

13. NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA

Siguiendo lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y de acuerdo con la localización de la ciudad de Popayán en el departamento del Cauca, dentro de la geografía colombiana le corresponde un nivel de amenaza sísmica alta. El Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva, para diseño A_a es igual a 0.25, el Coeficiente que representa la velocidad pico efectiva, para diseño A_v es igual a 0.20. El tipo de perfil de suelo de acuerdo a

información suministrada por el departamento de Geotecnia de la Universidad del Cauca es E, por lo tanto el Fa es igual a 1.45 y el Fv es igual 3.2. Lo anterior esta referenciado de acuerdo a las tablas A.2.4.3 y A.2.4.4 respectivamente, del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10

14. NUMERO DE PISOS

La estructura existente cuenta con cuatro pisos; en la zona de la cubierta está provista por tejas onduladas de asbesto cemento sostenidas mediante cerchas metálicas.

15. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA – GRUPO DE USO

El grupo de uso al que pertenece la edificación se señala de acuerdo con las siguientes definiciones:

Grupo IV – Edificaciones indispensables – Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo. Este grupo debe incluir:

- a. Todas las edificaciones que componen hospitales, clínicas y centro de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, sala de neonatos y/o atención de urgencias.
- b. Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- c. Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,

- d. Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de emergencia eléctrica, agua, combustibles, información, transporte de personas y productos.
- e. Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- f. En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanque y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

GRUPO III – Edificaciones de atención a la comunidad – Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

- a. Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- b. Garajes de vehículos de emergencia,
- c. Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias, y
- d. Guarderías, escuelas, colegios, universidades y ortos centro de enseñanza,
- e. Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional y,
- f. Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

GRUPO II – Estructuras de ocupación especial – Cubre las siguientes estructuras:

- a. Edificaciones donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,



- b. Graderías al aire libre donde puedan haber más de 2000 personas a la vez,
- c. Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
- d. Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud no cubiertas en A.2.5.1.1 de la NSR-10
- e. Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- f. Edificios gubernamentales.

GRUPO I– Estructuras de ocupación normal – Todas las edificaciones cubiertas por el alcance del reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Esta edificación de acuerdo a su importancia se encuentra enmarcada dentro del **GRUPO III – Edificaciones de atención a la comunidad.**

16. CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

De acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 se utiliza un valor inicial de R_o dependiendo de las características de la edificación y el estado en que se encuentra actualmente. Para las edificaciones de pórticos de concreto resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES), el valor máximo que se podría tomar es de 7.0 según tabla **A.3-3**.

A.10.4 — CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.

Teniendo en cuenta lo definido en el capítulo A.10.4 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, a la calidad de los materiales utilizados en la obra, a la falta de estribos de confinamiento en los nudos de los diferentes pórticos que constituyen el sistema y de acuerdo al criterio ingenieril; se decide partir de un coeficiente de capacidad de disipación de energía " R_o " para la edificación existente de **5.25**.

17. GRADO DE IRREGULARIDAD

Según la arquitectura del edificio, el grado de irregularidad como lo establece el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 es:

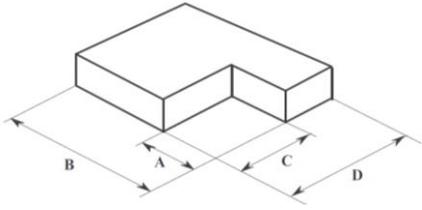
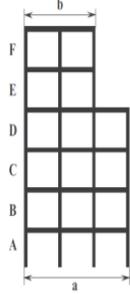
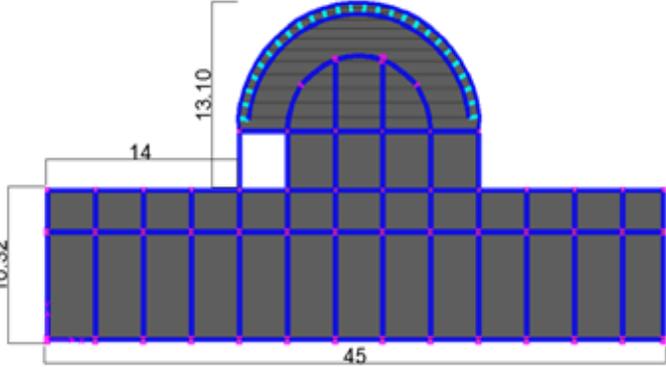
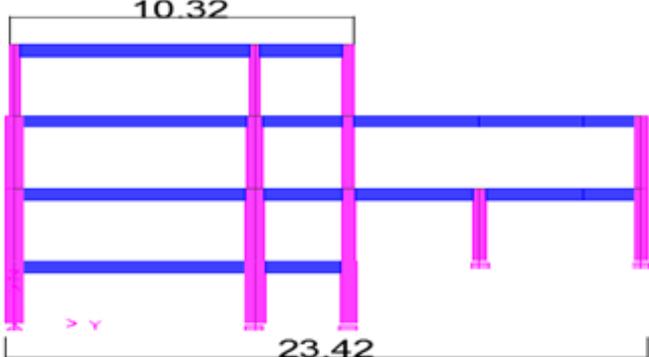
IRREGULARIDAD EN PLANTA	IRREGULARIDAD EN ALTURA	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
	<p>De acuerdo a lo estipulado en la NSR-10, se encontro la siguiente irregularidad en planta de la estructura. $A=14m$ $B=45m$; $0.15B=6.75m$ $C=13.10m$ $D=23.42m$; $0.15D=3.51m$ Como $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ se tiene: $\phi_p = 0.9$</p>	
	<p>De acuerdo a lo estipulado en la NSR-10, se encontro la presente irregularidad en altura de la estructura. $a=23.42m$ $b=10.32m$; $1.3b=13.42m$ Como $a > 1.3b$ se tiene: $\phi_a = 0.9$</p>	

Figura 55. Irregularidades – Fuente: Propia de la investigación.

- Irregularidad en planta $\phi_p = 0.9$
- Irregularidad en altura $\phi_a = 0.9$
- Ausencia de redundancia $\phi_r = 0.75$

18. FUERZAS SÍSMICAS

Las fuerzas sísmicas se obtuvieron de acuerdo a parámetros sugeridos, los cuales están plasmados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

PROYECTO BLOQUE 1 FACULTAD INGENIERIA CIVIL

CÁLCULO DEL VALOR DE ACELERACIÓN ESPECTRAL (S_a)

ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
BAJA		
INTERMEDIA		
ALTA		
REGIÓN	A_a	A_v
1	0.05	0.05
2	0.10	0.10
3	0.15	0.15
4	0.20	0.20
5	0.25	0.25
6	0.30	0.30
7	0.35	0.35
8	0.40	0.40
9	0.45	0.45
10	0.50	0.50

α	TIPO DE ESTRUCTURA	C_t
0.9	PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS DE CONCRETO REFORZADO QUE RESISTEN LA TOTALIDAD DE LAS FUERZAS SISMICAS Y QUE NO ESTAN LIMITADOS O ADHERIDOS A COMPONENTES MAS RIGIDOS, ESTRUCTURALES O NO ESTRUCTURALES, QUE LIMITEN LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES AL VERSE SOMETIDOS A LAS FUERZAS	0.047
0.8	PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL QUE RESISTEN LA TOTALIDAD DE LAS FUERZAS SISMICAS Y QUE NO ESTAN LIMITADOS O ADHERIDOS A COMPONENTES MAS RIGIDOS, ESTRUCTURALES O NO ESTRUCTURALES, QUE LIMITEN LOS DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES AL VERSE SOMETIDOS A LAS FUERZAS SISMICAS.	0.072
0.75	PORTICOS ARRIOSTRADOS DE ACERO ESTRUCTURAL CON DIAGONALES EXCENTRICAS RESTRINGIDAS A PANDEO.	0.073
0.75	TODOS LOS OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES BASADOS EN MUROS DE RIGIDEZ SIMILAR O MAYOR A LA DE MUROS DE CONCRETO O MAMPOSTERIA.	0.049
1.00	ALTERNATIVAMENTE, PARA ESTRUCTURAS QUE TENGAN MUROS ESSTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO OMAMPOSTERIA ESTRUCTURAL, PUEDEN EMPLEARSE LOS SIGUIENTES PARAMETROS C_t y α , DONDE C_w SE CALCULA UTILIZANDO LA ECUACION A.4.2-4.	$0.0062/(C_w)^{0.5}$

COEFICIENTE DE IMPORTANCIA		
GRUPO DE USO		I
GRUPO 1	ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN NORMAL	1.00
GRUPO 2	ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL	1.10
GRUPO 3	ESTRUCTURAS DE ATENCIÓN A LA COMUNIDAD	1.25
GRUPO 4	ESTRUCTURAS INDISPENSABLES	1.50

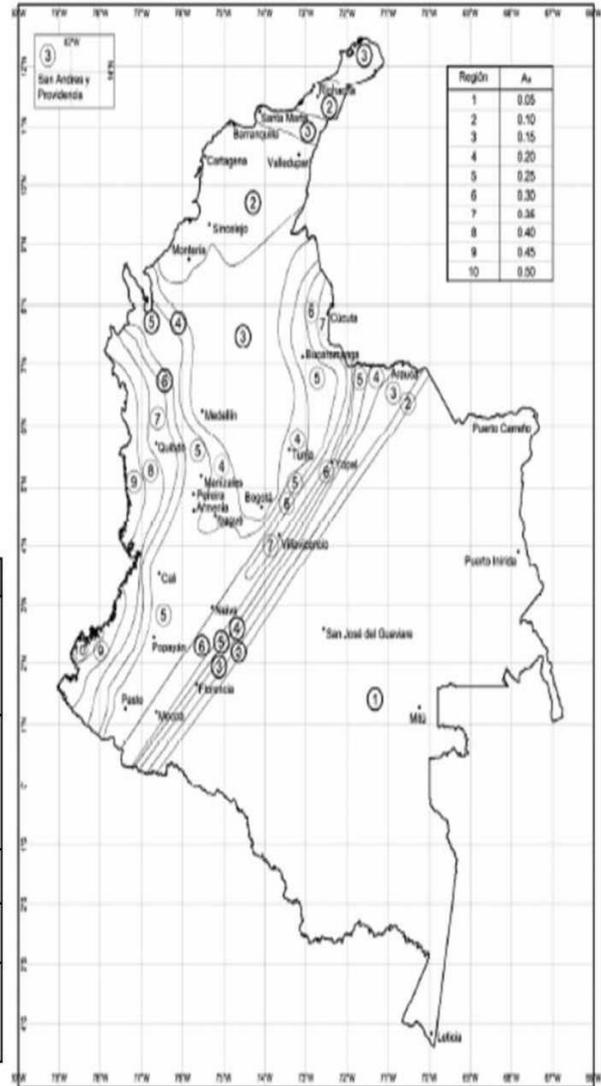


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

PROYECTO BLOQUE 1 FACULTAD INGENIERIA CIVIL

DATOS INICIALES	
NOMBRE DEL PROYECTO	PROYECTO BLOQUE 1 FACULTAD INGENIERIA CIVIL
UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	DEPARTAMENTO CAUCA
	MUNICIPIO POPAYAN
	DIRECCIÓN Sector Tulcán frente al Centro Deportivo
ZONA DE AMENAZA SISMICA	ALTA
REGIÓN DE AMENAZA SISMICA PARA Aa	5
COEF. DE ACELERACION PICO EFECTIVA (Aa)	0.250
REGIÓN DE AMENAZA SISMICA PARA Av	4
COEF. DE VELOCIDAD PICO EFECTIVA (Av)	0.200
TIPO DE USO DE LA EDIFICACIÓN	UNIVERSIDAD
GRUPO DE USO DE LA ESTRUCTURA	ESTRUCTURAS DE ATENCIÓN A LA
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)	1.25
COEFICIENTE Fa	1.45
COEFICIENTE Fv	3.2
TIPO DE ESTRUCTURA	PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS DE CONCRETO REFORZADO QUE RESISTEN LA
ALTURA DE LA EDIFICACIÓN (hn) [m]	14.13

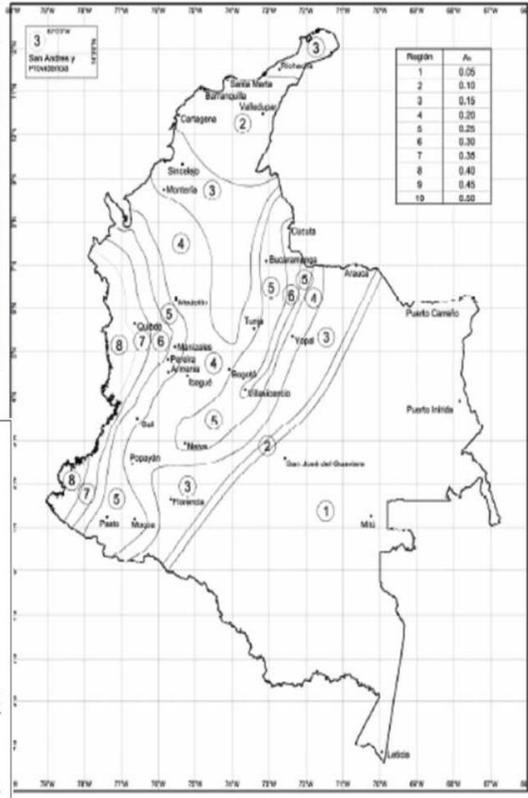
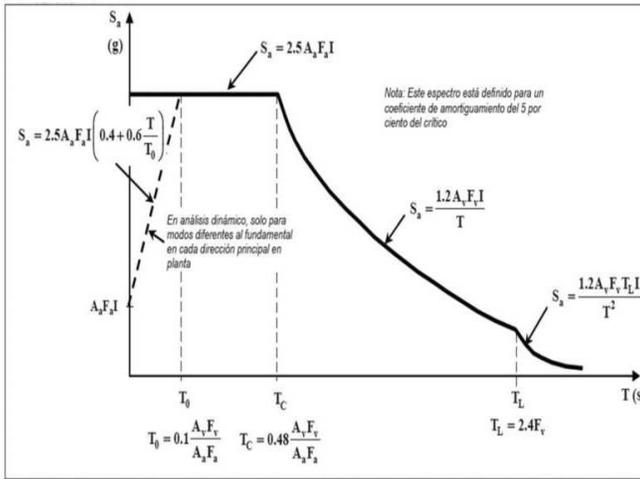


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_a



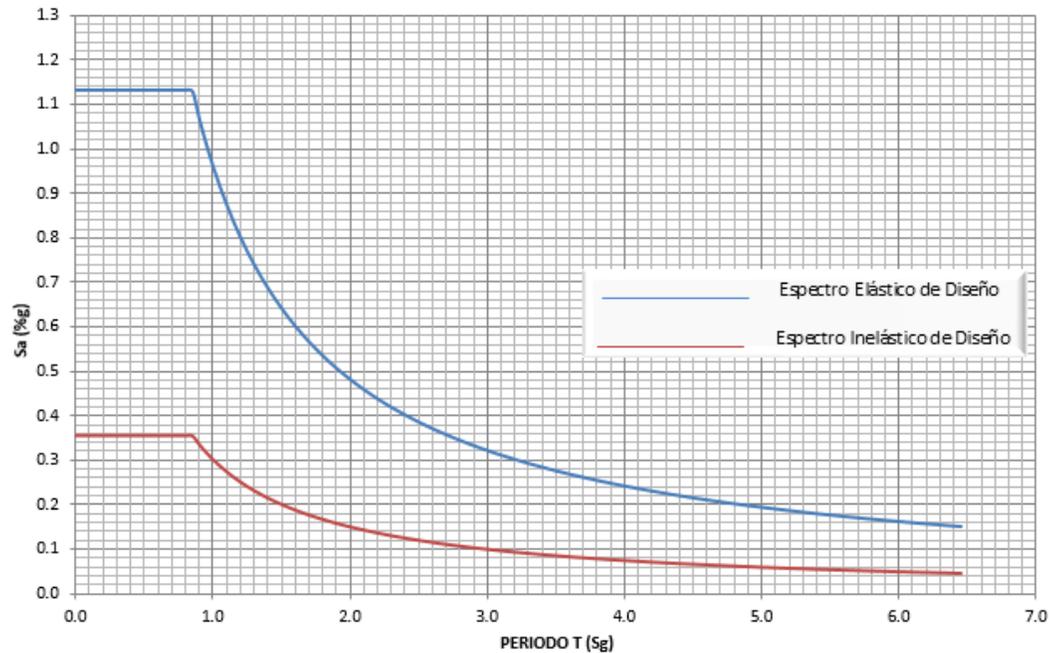
PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR		
CÁLCULOS		
PERÍODO DE VIBRACIÓN DEL SISTEMA ELÁSTICO $[T = Ct * (hn)^2]$ [seg]	0.510	
PERÍODO DE VIBRACIÓN CORTO $(T_c = 0.48 * Av * Fv / (Aa * Fa))$ [seg]	0.847	
MÁXIMA ACELERACIÓN HORIZONTAL DE DISEÑO PARA EL PERÍODO CORTO $(S_{ac} = 2.50 * Aa * Fa * I)$ [g]	1.133	
PERÍODO DE VIBRACIÓN LARGO $(T_L = 2.40 * Fv)$ [seg]	7.680	
EVALUACIÓN DE LA DÚCTILIDAD DE LA ESTRUCTURA		
COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA BÁSICO	Ro	5.25
COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN ALTURA	φa	0.9
COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	φp	0.9
COEFICIENTE DE IRREGULARIDAD EN REDUNDANCIA	φr	0.75
COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	R	3.189375



ANÁLISIS SISMICO - ESPECTRO ELÁSTICO									
T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]
0.000	1.133	1.300	0.738	2.600	0.369	3.900	0.246	5.200	0.185
0.050	1.133	1.350	0.711	2.650	0.362	3.950	0.243	5.250	0.183
0.100	1.133	1.400	0.686	2.700	0.356	4.000	0.240	5.300	0.181
0.150	1.133	1.450	0.662	2.750	0.349	4.050	0.237	5.350	0.179
0.200	1.133	1.500	0.640	2.800	0.343	4.100	0.234	5.400	0.178
0.250	1.133	1.550	0.619	2.850	0.337	4.150	0.231	5.450	0.176
0.300	1.133	1.600	0.600	2.900	0.331	4.200	0.229	5.500	0.175
0.350	1.133	1.650	0.582	2.950	0.325	4.250	0.226	5.550	0.173
0.400	1.133	1.700	0.565	3.000	0.320	4.300	0.223	5.600	0.171
0.450	1.133	1.750	0.549	3.050	0.315	4.350	0.221	5.650	0.170
0.500	1.133	1.800	0.533	3.100	0.310	4.400	0.218	5.700	0.168
0.550	1.133	1.850	0.519	3.150	0.305	4.450	0.216	5.750	0.167
0.600	1.133	1.900	0.505	3.200	0.300	4.500	0.213	5.800	0.166
0.650	1.133	1.950	0.492	3.250	0.295	4.550	0.211	5.850	0.164
0.700	1.133	2.000	0.480	3.300	0.291	4.600	0.209	5.900	0.163
0.750	1.133	2.050	0.468	3.350	0.287	4.650	0.206	5.950	0.161
0.800	1.133	2.100	0.457	3.400	0.282	4.700	0.204	6.000	0.160
0.850	1.129	2.150	0.447	3.450	0.278	4.750	0.202	6.050	0.159
0.900	1.067	2.200	0.436	3.500	0.274	4.800	0.200	6.100	0.157
0.950	1.011	2.250	0.427	3.550	0.270	4.850	0.198	6.150	0.156
1.000	0.960	2.300	0.417	3.600	0.267	4.900	0.196	6.200	0.155
1.050	0.914	2.350	0.409	3.650	0.263	4.950	0.194	6.250	0.154
1.100	0.873	2.400	0.400	3.700	0.259	5.000	0.192	6.300	0.152
1.150	0.835	2.450	0.392	3.750	0.256	5.050	0.190	6.350	0.151
1.200	0.800	2.500	0.384	3.800	0.253	5.100	0.188	6.400	0.150
1.250	0.768	2.550	0.376	3.850	0.249	5.150	0.186	6.450	0.149

ANÁLISIS SISMICO - ESPECTRO INELÁSTICO									
T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]	T [seg]	Sa [g]
0.000	0.355	1.300	0.232	2.600	0.116	3.900	0.077	5.200	0.058
0.050	0.355	1.350	0.223	2.650	0.114	3.950	0.076	5.250	0.057
0.100	0.355	1.400	0.215	2.700	0.111	4.000	0.075	5.300	0.057
0.150	0.355	1.450	0.208	2.750	0.109	4.050	0.074	5.350	0.056
0.200	0.355	1.500	0.201	2.800	0.107	4.100	0.073	5.400	0.056
0.250	0.355	1.550	0.194	2.850	0.106	4.150	0.073	5.450	0.055
0.300	0.355	1.600	0.188	2.900	0.104	4.200	0.072	5.500	0.055
0.350	0.355	1.650	0.182	2.950	0.102	4.250	0.071	5.550	0.054
0.400	0.355	1.700	0.177	3.000	0.100	4.300	0.070	5.600	0.054
0.450	0.355	1.750	0.172	3.050	0.099	4.350	0.069	5.650	0.053
0.500	0.355	1.800	0.167	3.100	0.097	4.400	0.068	5.700	0.053
0.550	0.355	1.850	0.163	3.150	0.096	4.450	0.068	5.750	0.052
0.600	0.355	1.900	0.158	3.200	0.094	4.500	0.067	5.800	0.052
0.650	0.355	1.950	0.154	3.250	0.093	4.550	0.066	5.850	0.051
0.700	0.355	2.000	0.150	3.300	0.091	4.600	0.065	5.900	0.051
0.750	0.355	2.050	0.147	3.350	0.090	4.650	0.065	5.950	0.051
0.800	0.355	2.100	0.143	3.400	0.089	4.700	0.064	6.000	0.050
0.850	0.354	2.150	0.140	3.450	0.087	4.750	0.063	6.050	0.050
0.900	0.334	2.200	0.137	3.500	0.086	4.800	0.063	6.100	0.049
0.950	0.317	2.250	0.134	3.550	0.085	4.850	0.062	6.150	0.049
1.000	0.301	2.300	0.131	3.600	0.084	4.900	0.061	6.200	0.049
1.050	0.287	2.350	0.128	3.650	0.082	4.950	0.061	6.250	0.048
1.100	0.274	2.400	0.125	3.700	0.081	5.000	0.060	6.300	0.048
1.150	0.262	2.450	0.123	3.750	0.080	5.050	0.060	6.350	0.047
1.200	0.251	2.500	0.120	3.800	0.079	5.100	0.059	6.400	0.047
1.250	0.241	2.550	0.118	3.850	0.078	5.150	0.058	6.450	0.047

ESPECTRO ELÁSTICO E INELÁSTICO DE DISEÑO



Gráfica 1. Espectro elástico e inelástico de diseño.

19. COMBINACIÓN DE CARGAS.

Se evaluó la actual estructura para las condiciones de un sismo de diseño según lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Para efectos de la revisión del diseño de cada uno de los elementos estructurales, se utilizaron las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 11. Combinaciones de carga.

COMBINACIONES		
1	1.4 D	B.2.4-1
2	1.4D+1.6H	B.2.4-1-1
3	1.4D+0.9H	B.2.4-1-2
4	1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr	B.2.4-2
5	1.2 D + 1.6 L + 1.6 H + 0.5 Lr	B.2.4-2-1
6	1.2 D + 1.6 L + 0.9 H + 0.5 Lr	B.2.4-2-2
7	1.2 D + 1.6 Lr + 1.0 L	B.2.4-3
8	1.2 D + 1.6 Lr + 1.0 L + 1.6H	B.2.4-3-1
9	1.2 D + 1.6 Lr + 1.0 L + 0.9H	B.2.4-3-2



10	1.2 D + 1.0 L + 0.5 Lr	B.2.4-4
11	1.2 D + 1.0 L + 0.5 Lr + 1.6H	B.2.4-4-1
12	1.2 D + 1.0 L + 0.5 Lr + 0.9H	B.2.4-4-2
13	1.2 D + 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L	B.2.4-5SxDPP
14	1.2 D + 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SxDPP-1
15	1.2 D + 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SxDPP-2
16	1.2 D + 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L	B.2.4-5SxDPN
17	1.2 D + 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SxDPN-1
18	1.2 D + 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SxDPN-2
19	1.2 D - 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L	B.2.4-5SxDNN
20	1.2 D - 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SxDNN-1
21	1.2 D - 1.0 SxD- 0.3 SYD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SxDNN-B
22	1.2 D - 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L	B.2.4-5SxDNP
23	1.2 D - 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SxDNP-1
24	1.2 D - 1.0 SxD+ 0.3 SYD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SxDNP-B
25	1.2 D +1.0 SYD+ 0.3 SDX+ 1.0 L	B.2.4-5SYDPP
26	1.2 D +1.0 SYD + 0.3 SxD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SYDPP-1
27	1.2 D +1.0 SYD+ 0.3 SxD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SYDPP-2
28	1.2 D +1.0 SYD - 0.3 SxD+ 1.0 L	B.2.4-5SYDPN
29	1.2 D +1.0 SYD- 0.3 SDXD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SDYPN-1
30	1.2 D +1.0 SYD - 0.3 SxD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SYDPN-2
31	1.2 D - 1.0 SYD - 0.3 SxD+ 1.0 L	B.2.4-5SYDNN
32	1.2 D - 1.0 SYD - 0.3 SxD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SYDNN-1
33	1.2 D - 1.0 SYD - 0.3 SxD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SYDNN-2
34	1.2 D - 1.0 SYD + 0.3 SxD+ 1.0 L	B.2.4-5SYDNP
35	1.2 D - 1.0 SYD + 0.3 SxD+ 1.0 L + 1.6H	B.2.4-5SYDNP-1
36	1.2 D - 1.0 SYD + 0.3 SxD+ 1.0 L + 0.9H	B.2.4-5SYDNP-2
37	0.9 D	B.2.4-6
38	0.9D + 1.6H	B.2.4-6
39	0.9D + 0.9H	B.2.4-6
40	0.9 D + 1.0 SxD+ 0.3 SYD	B.2.4-7SxDPP
41	0.9 D + 1.0 SxD+ 0.3 SY D+ 1.6 H	B.2.4-7SxDPP-1
42	0.9 D + 1.0 SxD+ 0.3 SY D+ 0.9 H	B.2.4-7SxDPP-2
43	0.9 D + 1.0 SxD- 0.3 SYD	B.2.4-7SxDPN
44	0.9 D + 1.0 SxD- 0.3 SY D+ 1.6H	B.2.4-7SxDPN-1
45	0.9 D + 1.0 SxD- 0.3 SY D+ 0.9H	B.2.4-7SxDPN-2
46	0.9 D - 1.0 SxD- 0.3 SYD	B.2.4-7SxDNN
47	0.9 D - 1.0 SxD- 0.3 SY D+ 1.6H	B.2.4-7SxDNN-1
48	0.9 D - 1.0 SxD- 0.3 SY D+ 0.9H	B.2.4-7SxDNN-2
49	0.9 D - 1.0 SxD+0.3 SYD	B.2.4-7SxDNP



50	0.9 D - 1.0 SxD+0.3 SY D+ 1.6H	B.2.4-7SxDNP-1
51	0.9 D - 1.0 SxD +0.3 SY D+ 1.6H	B.2.4-7SxDNP-2
52	0.9 D + 1.0 SYD+ 0.3 SxD	B.2.4-7SYDPP
53	0.9 D + 1.0 SYD+ 0.3 SX D+ 1.6H	B.2.4-7SYDPP-1
54	0.9 D + 1.0 SYD+ 0.3 SX D+ 0.9H	B.2.4-7SYDPP-2
55	0.9 D + 1.0 SYD- 0.3 SxD	B.2.4-7SYDPN
56	0.9 D + 1.0 SYD- 0.3 SX D+ 1.6H	B.2.4-7SYDPN-1
57	0.9 D + 1.0 SYD- 0.3 SX D+ 0.9H	B.2.4-7SYDPN-2
58	0.9 D - 1.0 SYD- 0.3 SxD	B.2.4-7SYDNN
59	0.9 D - 1.0 SYD- 0.3 SX D+ 1.6H	B.2.4-7SYDNN-1
60	0.9 D - 1.0 SYD- 0.3 SxD+ 0.9H	B.2.4-7SYDNN-2
61	0.9 D - 1.0 SYD+ 0.3 SxD	B.2.4-7SYDNP
62	0.9 D - 1.0 SYD+ 0.3 SX D+ 1.6H	B.2.4-7SYDNP-1
63	0.9 D - 1.0 SYD + 0.3 SxD + 0.9H	B.2.4-7SYDNP-2

20. ANÁLISIS CORTANTE DINÁMICO

Para obtener el valor del cortante dinámico en la base de la estructura se siguió el siguiente procedimiento establecido por El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

(a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, "T" en segundos no debe exceder $C_u T_a$ y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.



(b) Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras regulares} \quad (\text{A.5.4-4})$$

$$0.90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras irregulares} \quad (\text{A.5.4-5})$$

(c) Cuando el cortante sísmico en la base, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.



21. RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD

Con los valores de carga obtenidos de acuerdo con la metodología ya descrita, se revisó el comportamiento estructural de la edificación.

Después de realizar el análisis, se encontraron los valores de derivas como valoración del grado de flexibilidad de la edificación, cuyos resultados se transcriben posteriormente. Luego se procedió a la revisión del diseño de los elementos estructurales teniendo en cuenta el efecto causado por el sismo de diseño mediante la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, con la reducción de las fuerzas al dividir las por el coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía R .

Con el resultado del análisis se obtienen los diferentes parámetros con los cuales se califica el grado de vulnerabilidad de la edificación.

Para determinar la capacidad de la estructura a soportar y responder adecuadamente ante la eventualidad de nuevos sismos, se define el índice de sobreesfuerzo, el que se explica enseguida de acuerdo con las dos acepciones establecidas en la norma.

22. ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LOS ELEMENTOS

Se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho índice se puede calcular relacionando el área de acero que requiere para los nuevos esfuerzos que produce la aplicación de la fuerza sísmica bajo los criterios de las normas vigentes y la cantidad de refuerzo que posee el elemento actual (resistencia efectiva), es decir dividiendo el esfuerzo actuante por la resistencia efectiva del elemento.

Si el índice supera la unidad, significa que dicho elemento (muro, columna o viga), debe ser reforzado para absorber satisfactoriamente las nuevas solicitaciones.

23. ÍNDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA

Cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto. El inverso del índice de sobreesfuerzo general expresa la vulnerabilidad de la edificación, como una fracción de la resistencia que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del por El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Se revisaron los elementos de la estructura que se ven sometidos a las mayores acciones (momentos, cortantes y axiales) bajo las nuevas acciones sísmicas y su combinación con las cargas muertas y vivas de diseño.

24. ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO

Se define como el cociente entre la deriva obtenida del análisis de la estructura y la permitida por el El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para cada uno de los pisos de la edificación.

25. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Existen varios “modos” o “formas” en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada. Cada modo tiene además una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente. En realidad, una estructura sometida a un sismo vibrará según una combinación de diferentes modos de vibración.

A los tres primeros modos de vibración se los denomina modos de vibración “fundamentales” de una estructura, pues se considera que son los más destructivos y con mayor probabilidad de ocurrencia, los restantes no tienen mucha influencia.

Siguiendo los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que con el número de modos empleados, se ha incluido en el cálculo de la respuesta de cada una de las direcciones horizontales de análisis, por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.



26. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PARA UN $f'c = 14 \text{ Mpa}$

26.1 CHEQUEO CORTANTE EN LA BASE

$Ta = Ct \cdot h^\alpha$ Periodo fundamental aproximado.

$Ct = 0.047$ Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura. **Tabla A.4.2-1**

$h = 14.13m$ Altura de la edificación.

$\alpha = 0.9$ Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado Ta .

Tabla A.4.2-1

$V_s = S_a \cdot g \cdot m$ Cortante sísmico en la base.

$S_a = 1.133$ Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

$g = 9.8 \frac{m}{seg^2}$ Aceleración debida a la gravedad.

$W = 21467,7712 \text{ KN}$ Peso total de la edificación asumida para el cálculo del V_s ; extraído del programa ETABS.

Tabla 12. Peso real de la estructura.

COMBO	FZ (KN)
DEAD	12825,506
SUPER DEAD	9563,0135
PESO REAL TOTAL	22388,52

El peso que asume el programa ETABS para el cálculo del cortante sísmico en la base es un poco menor al peso real de la estructura (Ver tabla 12), debido a que cierta cantidad de carga del primer nivel, de acuerdo a un buen juicio ingenieril es dirigido hacia la cimentación.

$V_s = 24322,9847$ Cortante sísmico en la base.

Tabla 13. Cortante sísmico en la base.

Ct	$H(m)$	α	$Ta(s)$	S_a	Gravedad	$W(KN)$	$V_s(KN)$
0,047	14.13	0.9	0.51	1.133	9.8	21467,7712	24322,9847

Para cumplir que el valor dinámico del cortante basal obtenido después de realizar el análisis modal, sea por lo menos el 90% del cortante sísmico estático en la base, calculado con el método de la fuerza horizontal equivalente; se afectó el valor de la aceleración en la dirección X por un factor igual a 14.3, y en la dirección Y igual a 13.56. Obteniendo así los siguientes resultados:

Tabla 14. Cortantes dinámicos y estáticos.

CORTANTES DINÁMICOS Y ESTÁTICOS		
COMBO	FX (KN)	FY(KN)
SISMOX	-24321.4471	0,0143
SISMOY	0.0705	-24322.9829
SPECX Max	22995.5394	2942.6488
SPECY Max	2790.4466	21874.4378

Reacciones sismo dinámico en dirección X	Reacciones sismo dinámico en dirección Y	Cortante sísmico estático en la base Vs
FX(KN)	FY(KN)	90% Vs
22995.5394	21874.4378	21890.6862

Tabla 15. Cortantes de piso.

CORTANTES DE PISO				
PISO	COMBO	Location	VX(KN)	VY(KN)
TERCER PISO	SISMOX	Bottom	-2431.7228	4.4806
TERCER PISO	SISMOY	Bottom	4.1345	-2451.9059
TERCER PISO	SPECX Max	Bottom	3353.9468	291.5167
TERCER PISO	SPECY Max	Bottom	319.9779	3058.6821
SEGUNDO PISO	SISMOX	Bottom	-13287.8018	0
SEGUNDO PISO	SISMOY	Bottom	0	-13287.8018
SEGUNDO PISO	SPECX Max	Bottom	15216.6811	1637.6174
SEGUNDO PISO	SPECY Max	Bottom	1844.4173	14058.2572
PRIMER PISO	SISMOX	Bottom	-21755.407	0.0143
PRIMER PISO	SISMOY	Bottom	0.0705	-21756.9427
PRIMER PISO	SPECX Max	Bottom	21601.5499	2523.1707
PRIMER PISO	SPECY Max	Bottom	2671.3552	20693.0977
SOTANO	SISMOX	Bottom	-18178.1213	148.7292
SOTANO	SISMOY	Bottom	-251.5362	-20800.4609
SOTANO	SPECX Max	Bottom	17997.2693	2466.109
SOTANO	SPECY Max	Bottom	1919.9413	18757.4127



Los cortantes de piso dinámicos de la edificación, son mayores que el 90% del cortante sísmico en la base.

26.2 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

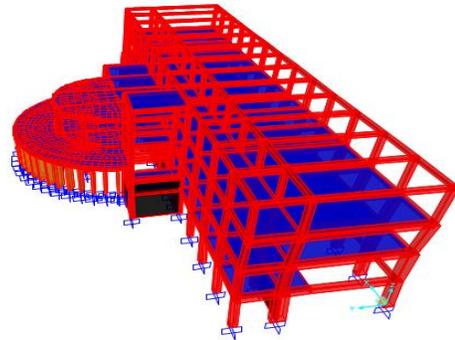
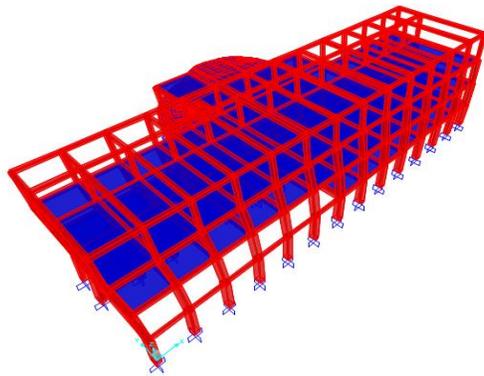
En la siguiente tabla se muestran los valores de los diferentes periodos de la estructura, así mismo se observa que el porcentaje de masa participativa es mayor del 90%.

Tabla 16. Análisis modal.

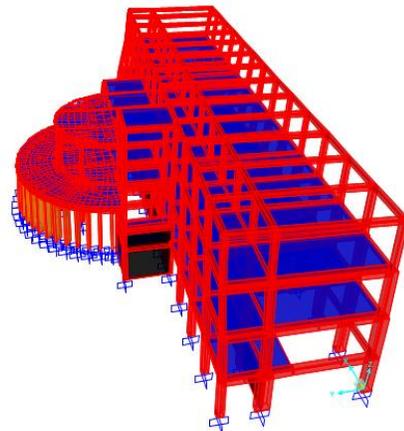
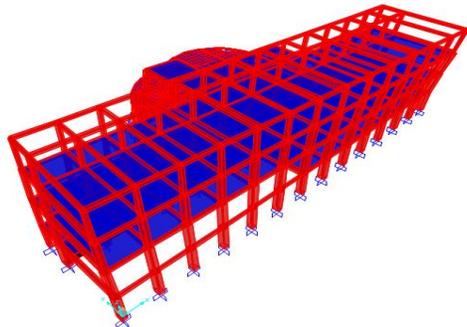
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.650	0.604	0.003	0	0.604	0.003	0	0.000	0.435	0.044	0.000	0.435	0.044
Modal	2	0.509	0.023	0.364	0	0.627	0.367	0	0.171	0.020	0.333	0.171	0.454	0.377
Modal	3	0.474	0.010	0.333	0	0.637	0.700	0	0.228	0.006	0.353	0.400	0.461	0.730
Modal	4	0.233	0.097	0.000	0	0.734	0.700	0	0.001	0.145	0.000	0.400	0.606	0.730
Modal	5	0.214	0.000	0.026	0	0.734	0.726	0	0.047	0.000	0.006	0.447	0.606	0.736
Modal	6	0.207	0.000	0.003	0	0.734	0.730	0	0.011	0.000	0.034	0.459	0.606	0.770
Modal	7	0.202	0.000	0.039	0	0.734	0.768	0	0.093	0.000	0.022	0.552	0.606	0.791
Modal	8	0.191	0.000	0.008	0	0.734	0.776	0	0.015	0.000	0.001	0.567	0.606	0.792
Modal	9	0.188	0.001	0.009	0	0.735	0.785	0	0.014	0.000	0.030	0.581	0.606	0.822
Modal	10	0.176	0.000	0.006	0	0.735	0.791	0	0.013	0.000	0.000	0.594	0.606	0.823
Modal	11	0.170	0.039	0.000	0	0.774	0.791	0	0.000	0.018	0.000	0.594	0.624	0.823
Modal	12	0.163	0.001	0.000	0	0.775	0.791	0	0.001	0.001	0.004	0.595	0.625	0.827
Modal	13	0.156	0.000	0.000	0	0.775	0.791	0	0.000	0.000	0.001	0.595	0.625	0.827
Modal	14	0.150	0.000	0.041	0	0.775	0.832	0	0.060	0.001	0.009	0.655	0.625	0.837
Modal	15	0.146	0.000	0.017	0	0.775	0.849	0	0.021	0.000	0.001	0.676	0.625	0.837
Modal	16	0.139	0.001	0.010	0	0.776	0.859	0	0.008	0.002	0.049	0.684	0.627	0.886
Modal	17	0.130	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.886
Modal	18	0.127	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.001	0.684	0.627	0.887
Modal	19	0.118	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.887
Modal	20	0.111	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.887
Modal	21	0.107	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.887
Modal	22	0.107	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.887
Modal	23	0.101	0.000	0.000	0	0.776	0.859	0	0.000	0.000	0.000	0.684	0.627	0.887
Modal	24	0.078	0.004	0.043	0	0.780	0.902	0	0.116	0.008	0.057	0.800	0.636	0.945
Modal	25	0.074	0.000	0.000	0	0.780	0.902	0	0.000	0.000	0.000	0.800	0.636	0.945
Modal	26	0.070	0.000	0.000	0	0.780	0.902	0	0.000	0.000	0.000	0.800	0.636	0.945
Modal	27	0.055	0.000	0.000	0	0.780	0.902	0	0.000	0.000	0.000	0.800	0.636	0.945

Modal	28	0.052	0.010	0.093	0	0.790	0.995	0	0.186	0.019	0.044	0.986	0.654	0.989
Modal	29	0.047	0.005	0.001	0	0.795	0.996	0	0.003	0.012	0.000	0.988	0.666	0.989
Modal	30	0.043	0.000	0.000	0	0.795	0.996	0	0.000	0.000	0.000	0.988	0.666	0.989
Modal	31	0.040	0.000	0.000	0	0.795	0.996	0	0.000	0.000	0.000	0.988	0.666	0.989
Modal	32	0.039	0.000	0.003	0	0.795	0.999	0	0.009	0.000	0.002	0.997	0.666	0.991
Modal	33	0.039	0.000	0.000	0	0.795	0.999	0	0.000	0.000	0.001	0.998	0.666	0.992
Modal	34	0.039	0.000	0.000	0	0.795	1.000	0	0.001	0.000	0.000	0.999	0.666	0.992
Modal	35	0.038	0.000	0.000	0	0.795	1.000	0	0.000	0.000	0.000	0.999	0.666	0.992
Modal	36	0.038	0.000	0.000	0	0.795	1.000	0	0.000	0.000	0.000	0.999	0.666	0.992
Modal	37	0.037	0.000	0.000	0	0.795	1.000	0	0.000	0.000	0.000	0.999	0.666	0.992
Modal	38	0.033	0.204	0.000	0	1.000	1.000	0	0.001	0.333	0.008	1.000	0.999	1.000

MODO 1 (MOVIMIENTO TRASLACIONAL DE LA ESTRUCTURA, CON ALGO DE ROTACIÓN) PERIODO 0.650



MODO 2 MOVIMIENTO ROTACIONAL DE LA ESTRUCTURA, PERIODO 0.509



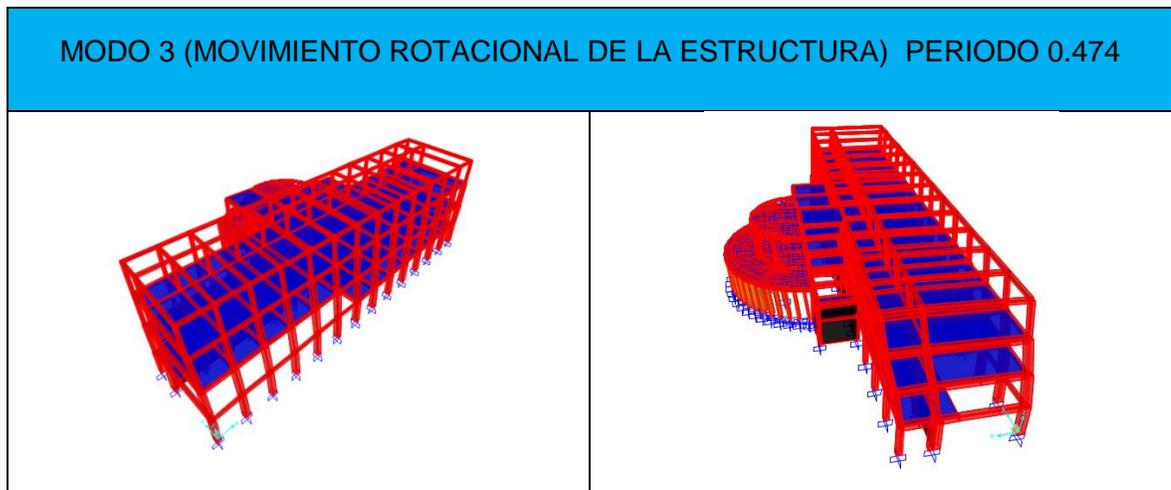


Figura 56. Modos de vibración de la estructura – Fuente: Propia de la investigación.

Tabla 17. % de rotación.

Case	Mode	Period	RX	RY	RZ	$\sum R$	%RX	%RY	%RZ
Modal	1	0.650	0.0004	0.4345	0.0436	0.4785	0.084	90.80	9.11
Modal	2	0.509	0.1707	0.0198	0.3333	0.5238	32.59	3.78	63.63

Los primeros modos de vibración o modos fundamentales de la estructura, deben ser traslacionales, sin embargo en el edificio se está generando un porcentaje de rotación de 9.11% en el primer modo y de 63.63% en el segundo, lo que evidencia claramente la falta de rigidez de la estructura en ciertos lugares del edificio para contrarrestar los nocivos efectos torsionales que se están presentando, esencialmente en el segundo modo.

Por otro lado cabe mencionar que el efecto rotacional que presenta la edificación, en gran parte se debe al domo (cafetería), ya que está cimentado un nivel por encima del primer piso y finaliza a nivel del tercer piso, además a la ausencia de losa en el primer nivel, exactamente en el área ocupada por el laboratorio de estructuras; generando irregularidades y considerables excentricidades que causan rotación o cabeceo en la estructura.



26.3 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD

Se define como el cociente entre la deriva obtenida del análisis de la estructura y la permitida por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para cada uno de los pisos de la edificación.

Tabla 18. Derivas de la estructura para un $f'c= 14$ Mpa.

PISO	COMBO	Label	Item	Drift	X (m)	Y	Z
TERCER PISO	SPECX Max	1	Max Drift X	0.020161	0	0	14.13
TERCER PISO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.005524	45	0	14.13
TERCER PISO	SPECY Max	43	Max Drift X	0.002745	14	10.51	14.13
TERCER PISO	SPECY Max	5	Max Drift Y	0.013388	14	0	14.13
SEGUNDO PISO	SPECX Max	13	Max Drift X	0.032036	42	0	10.53
SEGUNDO PISO	SPECX Max	37	Max Drift Y	0.010413	45	7.6	10.53
SEGUNDO PISO	SPECY Max	95	Max Drift X	0.009195	24.5	19.46	10.53
SEGUNDO PISO	SPECY Max	37	Max Drift Y	0.020816	45	7.6	10.53
PRIMER PISO	SPECX Max	14	Max Drift X	0.024625	45	0	6.83
PRIMER PISO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.01102	45	0	6.83
PRIMER PISO	SPECY Max	162	Max Drift X	0.010791	23.2588	23.245	6.83
PRIMER PISO	SPECY Max	14	Max Drift Y	0.017673	45	0	6.83
SOTANO	SPECX Max	1	Max Drift X	0.007094	0	0	3.17
SOTANO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.005876	45	0	3.17
SOTANO	SPECY Max	14	Max Drift X	0.00197	45	0	3.17
SOTANO	SPECY Max	14	Max Drift Y	0.007191	45	0	3.17

26.3.1 Deriva e índice de flexibilidad del piso para un $f'c=14$ mpa.

$$\Delta = \delta_n - \delta_{n-1} \text{ segun NSR - 10 max } 1\%h_{piso} \rightarrow \% \Delta = \frac{\delta_n - \delta_{n-1}}{h_{piso}}$$

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Tercer piso	0.020161	2.02

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.020161>0.01 → **NO CUMPLE**

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Segundo piso	0.032036	3.20

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.032036 >0.01 → **NO CUMPLE**



Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Primer piso	0.024625	2.46

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.024625 > 0.01 → **NO CUMPLE**

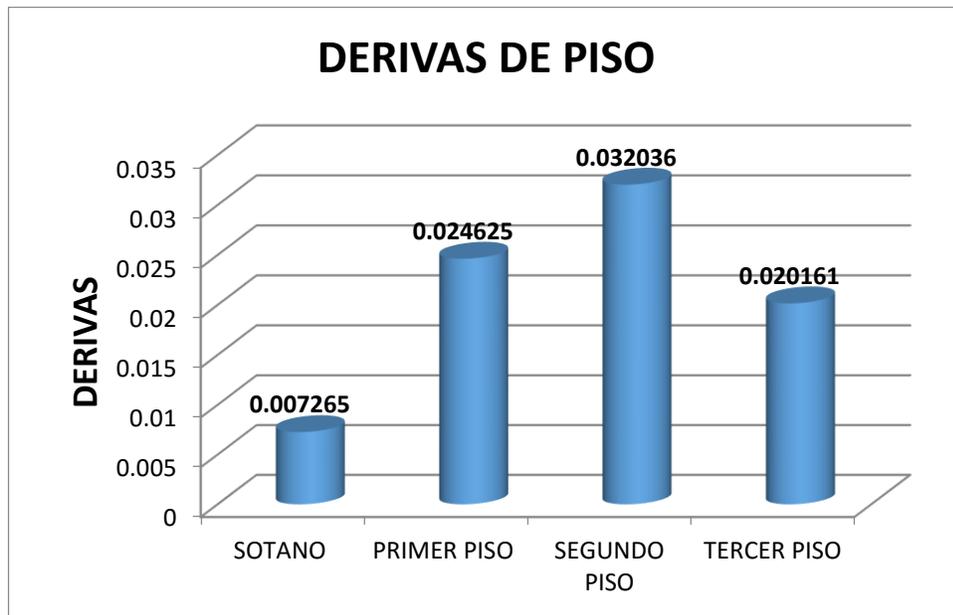
Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Sótano	0.007191	0.72

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.007191 < 0.01 → **CUMPLE**

El código sismo resistente NSR-10 establece un índice de flexibilidad máximo de 1.0.

En el siguiente gráfico se presenta las derivas por piso encontradas en la edificación evaluada.

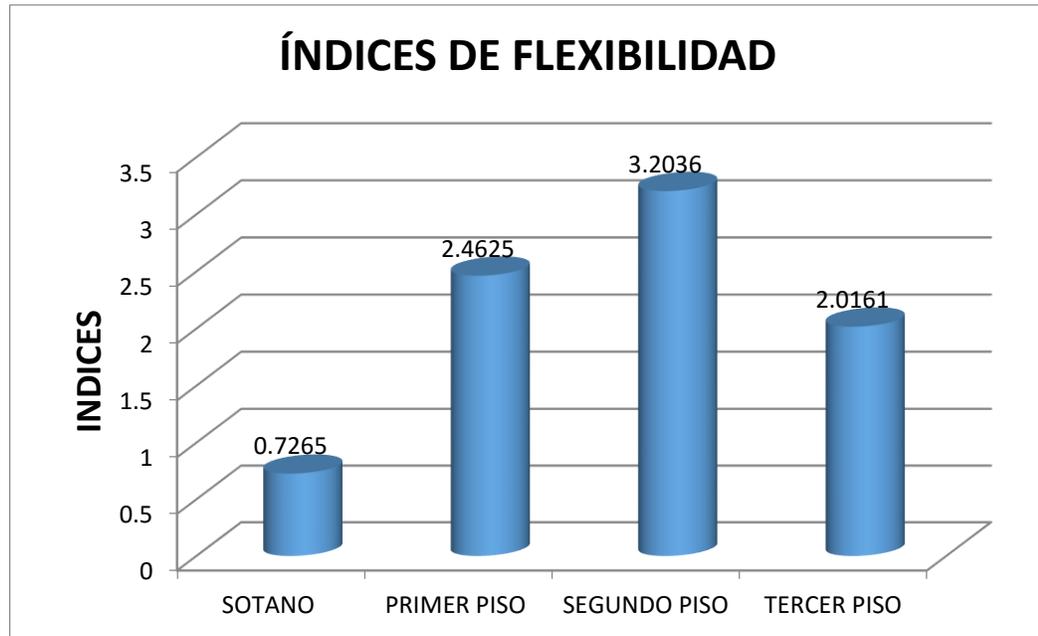


Gráfica 2. Derivas de piso para un $f'c= 14$ MPa

En este modelo las derivas máximas se generan en el segundo piso, coherente con el comportamiento usual de este tipo de edificaciones.

26.3.2 Índice de flexibilidad de la estructura para un $f'c=14$ Mpa.

Se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura.



Gráfica 3. Índice de flexibilidad para un $f'c= 14$ MPa

El mayor índice de flexibilidad de piso se obtuvo en el primer y segundo piso.

Tabla 19. Índice de flexibilidad de la estructura para un $f'c = 14$ Mpa.

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Segundo piso	0.032036	3.20

Deriva máxima permitida= 1% hpi \rightarrow NSR-10, A.6.4

0.032036 > 0.01 \rightarrow **NO CUMPLE**

El código sismo resistente NSR-10 establece un índice de flexibilidad máximo de 1.0



26.4 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ($f'_c=14\text{Mpa}$)

El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

En el presente caso, la vulnerabilidad de la edificación actual corresponde a:

Tabla 20. Índice de vulnerabilidad de la estructura para un $f'_c = 14 \text{ Mpa}$.

Localización	Deriva actual edificio (δ/h)	Índice de flexibilidad edificio actual	Índice de vulnerabilidad
Segundo piso	0.032036	3.20	0.31

Cuando este valor es menor que la unidad, significa que la edificación no satisface los niveles de rigidez prescritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y es necesario su rehabilitación para catalogar su comportamiento como aceptable bajo los criterios actuales. El faltante de rigidez debe ser aportado mediante la adición de elementos que controlen el efecto de las fuerzas horizontales y disminuyan la vulnerabilidad del edificio.

Cuando el valor es mayor que la unidad, se considera que la edificación satisface los requisitos establecidos en la norma y puede aceptarse su estado actual.

26.5 ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS ($f'_c = 14 \text{ MPa}$)

26.5.1 Acero de refuerzo.

El acero de refuerzo se estimó por medio del equipo **FERROSCAN HILTI PS200**

Tabla 21. Tipos de secciones de vigas y refuerzo encontrado en el centro de la luz.

SECCION	As SUPERIOR	As MEDIO	As INFERIOR	ESTRIBOS
V1 (25*35)	2 No 6	-	2 No 6	No 3 @ 0.15
V2 (35*60)	3 No 6	2 No 6	3 No 6	No 3 @ 0.15
V3 (30*45)	3 No 6	-	3 No 6	No 3 @ 0.15
V4 (30*35)	2 No 6	-	2 No 6	No 3 @ 0.15

Ver planos anexos

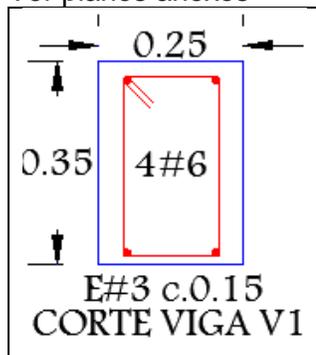
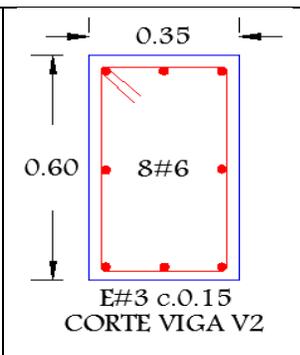
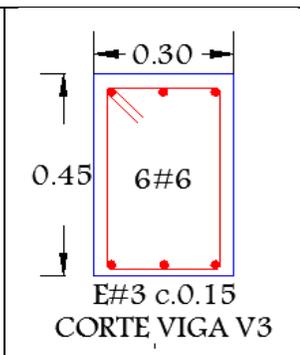
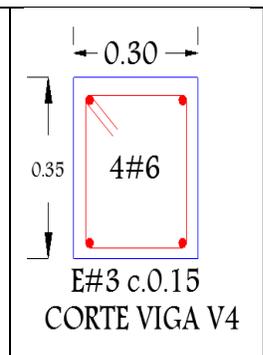
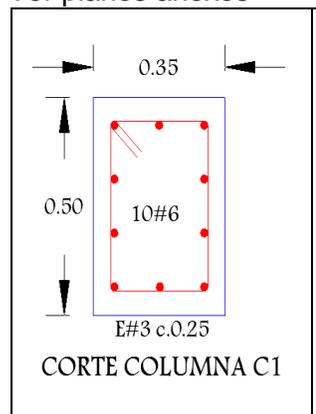
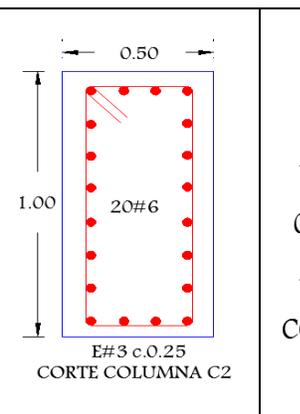
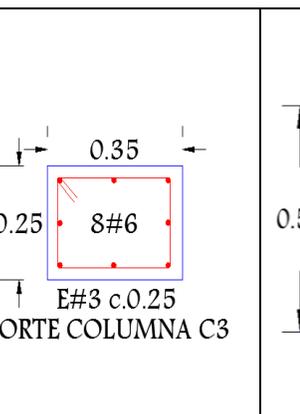
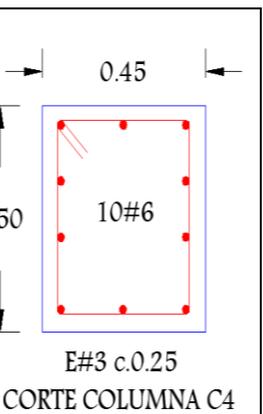
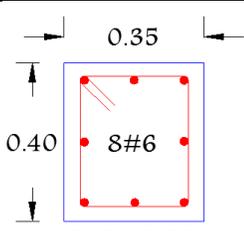
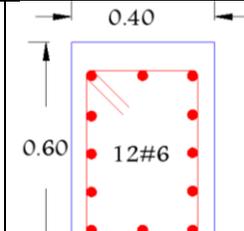
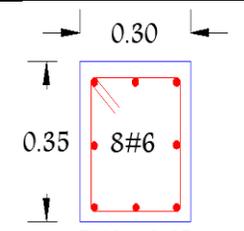
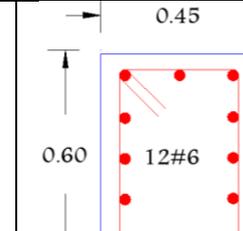
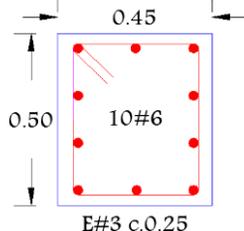
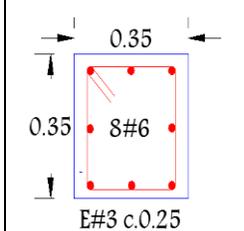
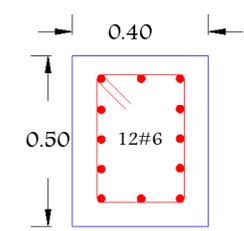
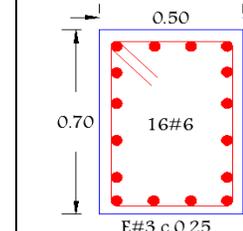
 <p>0.25 0.35 4#6 E#3 c.0.15 CORTE VIGA V1</p>	 <p>0.35 0.60 8#6 E#3 c.0.15 CORTE VIGA V2</p>	 <p>0.30 0.45 6#6 E#3 c.0.15 CORTE VIGA V3</p>	 <p>0.30 0.35 4#6 E#3 c.0.15 CORTE VIGA V4</p>
V1	V2	V3	V4

Tabla 22. Tipos de secciones de columnas y refuerzo encontrado.

Ver planos anexos

 <p>0.35 0.50 10#6 E#3 c.0.25 CORTE COLUMNA C1</p>	 <p>0.50 1.00 20#6 E#3 c.0.25 CORTE COLUMNA C2</p>	 <p>0.35 0.25 8#6 E#3 c.0.25 CORTE COLUMNA C3</p>	 <p>0.45 0.50 10#6 E#3 c.0.25 CORTE COLUMNA C4</p>
C1	C2	C3	C4

 CORTE COLUMNA C5	 CORTE COLUMNA C6	 CORTE COLUMNA C7	 CORTE COLUMNA C8
C5	C6	C7	C8
 CORTE COLUMNA C9	 CORTE COLUMNA C10	 CORTE COLUMNA C11	 CORTE COLUMNA C12
C9	C10	C11	C12

26.5.2 Fuerzas resistentes en vigas.

Momento nominal.

$$M_n = f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{f_y \cdot A_s}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Momento efectivo.

Tabla A.10.4-1
 Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

$$\phi_c = 0.80 \quad \phi_e = 0.80$$

ϕ_c = Coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura.

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

$$M_{Efectivo} = \phi_c \cdot \phi_e \cdot M_{nominal} \quad (A.10-1).$$



26.5.3 Momentos resistentes en vigas positivos.

MATERIAL	RESISTENCIA (Mpa)	E (Mpa)
CONCRETO	$f'_c = 14$	14592.46
ACERO	$f_y = 240$	200000
MAMPOSTERIA	$f'_m = 7$	5250

Tabla 23. Momentos efectivos en vigas.

SECCION	b(m)	d(m)	As (m ²)	Momento nominal (KN-m)	Momento efectivo (KN-m)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00057	37.89	24.25
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.000855	107.81	69.00
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.000855	76.18	48.76
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00057	38.42	24.59

26.5.4 índices de sobreesfuerzo en vigas por momento.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por flexión, se calculó haciendo la relación del momento actuante sobre el momento efectivo de cada elemento.

$$INDICE\ DE\ SOBRESFUERZO = \frac{Momento\ actuante}{Momento\ efectivo}$$

Tabla 24. Sobreesfuerzos máximos en vigas por momentos positivos.

EJE			PISO	SEC	PUNT	MOMENTO FLECTOR		indice sobresf
						POSITIVO (KN-m)		
						Mactuante	Mefectivo	
J	3	4	TERCER PISO	V4	CENTRO	54.93	24.59	2.23
M	1	2	SEGUNDO PISO	V2	CENTRO	272.51	69.00	3.95
B	1	2	PRIMER PISO	V2	CENTRO	267.3069	69.00	3.87
C	1	2	SOTANO	V2	CENTRO	221.41	69.00	3.21



26.5.5 Cortante resistente en vigas.

$$V_n > V_u \quad (\text{C.11-1})$$

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (\text{C.11.3})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (\text{C11-15})$$

$$\lambda = 1$$

$$f'c = 14 \text{Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{Mpa}$$

$$bw = \text{Base}$$

$$d = \text{Altura}$$

Resistencia nominal a cortante

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{C.11-2})$$

Resistencia efectiva a cortante.

Tabla A.10.4-1
 Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

$$\phi_c = 0.80$$

$$\phi_e = 0.80$$

ϕ_c = Coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura.

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

$$V_{ef} = \phi_c \cdot \phi_e \cdot V_n \quad (\text{A.10-1})$$

Tabla 25. Resistencia efectiva a cortante en vigas.

SECCIÓN	b(m)	d(m)	Av (m ²)	S(m)	ØVc(KN)	ØVs(KN)	Resistencia nominal (KN)	Resistencia efectiva (KN)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	47.706	68.640	116.346	74.462
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.00014	0.15	122.446	125.840	248.286	158.903
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.00014	0.15	76.330	91.520	167.850	107.424
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	57.247	68.640	125.887	80.568

26.5.6 Índice de sobreesfuerzo en vigas por cortante.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por cortante se calculó haciendo la relación de fuerza cortante actuante sobre fuerza cortante efectiva.

$$INDICE\ SOBRESFUERZO = \frac{Cortante\ actuante}{Cortante\ efectivo}$$

Tabla 26. Sobreesfuerzos máximos por cortante en vigas.

PISO	EJE			SEC	PUNT	V Combo	FUERZA CORTANTE (KN)		INDICE SOBRESF
							Vactuante	Vefectivo	
TERCER PISO	J	3	4	V4	INICIO	B245SYDPP-1	111.66	80.568	1.39
TERCER PISO	J	3	4		CENTRO	B247SYDPP-2	61.4884	80.568	0.76
TERCER PISO	J	3	4		FINAL	B245SYDPP-1	110.1977	80.568	1.37
SEGUNDO PISO	J	2	3	V2	INICIO	O/S	-	158.903	-
SEGUNDO PISO	J	2	3		CENTRO	B245SYDPP-1	334.7996	158.903	2.11
SEGUNDO PISO	J	2	3		FINAL	B245SYDPP-1	333.275	158.903	2.10
PRIMER PISO	M	1	2	V2	INICIO	B245SYDPP-1	310.9277	158.903	1.96
PRIMER PISO	M	1	2		CENTRO	B247SYDPP-2	177.3558	158.903	1.12
PRIMER PISO	M	1	2		FINAL	B245SYDPP-1	318.9154	158.903	2.01
SOTANO	G	2	3	V2	INICIO	O/S	-	158.903	-
SOTANO	G	2	3		CENTRO	B245SYDPP-1	286.4619	158.903	1.80
SOTANO	G	2	3		FINAL	B245SYDPP-1	322.4709	158.903	2.03



26.5.7 Índice de sobreesfuerzos en columnas.

Tabla 27. Sobreesfuerzos máximos en columnas.

PISO	EJES		SEC	PUNT	P (KN)	M Major KN-m	M Minor KN-m	PMM Combo	INDICE SOBRESF
TERCER PISO	I	4	C10	ARRIBA	57.553	-74.4697	31.0019	B245SYDPP-1	1.34
TERCER PISO	I	4		ABAJO	79.757	71.9482	143.3897	B245SYDPP-1	2.72
SEGUNDO PISO	B	2	C11	ARRIBA	391.3826	-381.304	75.2645	B245SYDPP-1	2.64
SEGUNDO PISO	B	2		ABAJO	432.2478	482.457	-98.3343	B245SYDPP-1	3.40
PRIMER PISO	A	3	C1	ARRIBA	-458.1218	-210.279	12.5682	B247SYDNN	2.49
PRIMER PISO	A	3		ABAJO	-446.7767	325.5054	-54.4945	B247SYDNN	3.45
SOTANO	A	2	C12	ARRIBA	8.2563	-101.783	142.5969	B247SXDNN	0.81
SOTANO	A	2		ABAJO	-179.2467	-660.701	38.1272	B247SYDPP-1	2.57

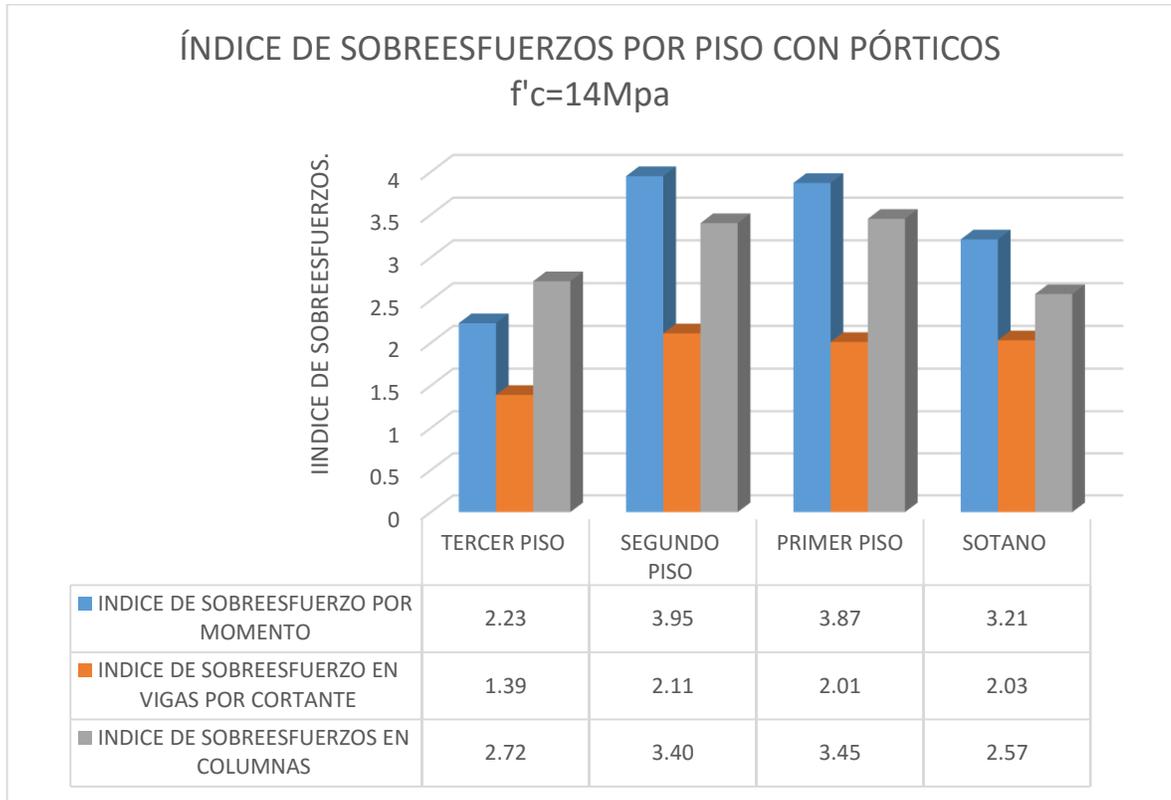
Tabla 28. Índice de sobreesfuerzos de la estructura.

INDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA		
EN VIGAS		EN COLUMNAS
Mu (KN-m)	Vu (KN)	
3.95	2.11	3.45

CONVENCIONES

O/S
Las filas que aparecen con los combos en O/S significan que el esfuerzo cortante actuante, excede lo máximo permitido.
Los valores que están en color amarillo son los índices de sobreesfuerzos representativos de cada piso.

A continuación se presenta gráficamente el índice de sobreesfuerzo por piso de la edificación.



Gráfica 4. Índices de sobreesfuerzo por piso.

En la gráfica 4 se puede observar los máximos valores de índice de sobreesfuerzo correspondientes a cada piso, tanto para las vigas como para las columnas.

27 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN ADICIONANDO MUROS DE ARCILLA COCIDA

Gracias al programa ETABS se elaboró la modelación de la estructura conformada por el sistema de pórticos y muros de mampostería maciza de espesor 15 cms encontrados en la edificación existente, los cuales están aportando rigidez ya que están adosados a la misma. Lo siguiente se hace simplemente para corroborar la anterior afirmación; pero se es consciente que este sistema combinado, no está permitido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del año 2010, ya que su fragilidad puede desencadenar efectos desfavorables para la edificación en un posible sismo como el de diseño.

27.1 CHEQUEO CORTANTE EN LA BASE

$T_a = C_t \cdot h^\alpha$ Periodo fundamental aproximado.

$C_t = 0.049$ Coeficiente utilizado para calcular el periodo de la estructura. **Tabla A.4.2-1**

$h = 14.13m$ Altura de la edificación.

$\alpha = 0.75$ Exponente para ser utilizado en el cálculo del periodo aproximado T_a .

Tabla A.4.2-1

$V_s = S_a \cdot g \cdot m$ Cortante sísmico en la base.

$S_a = 1.133$ Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.

$g = 9.8 \frac{m}{seg^2}$ Aceleración debida a la gravedad.

$W = 23134.5838 KN$ Peso total de la edificación asumida para el cálculo del V_s ; extraído del programa.



Tabla 29. Peso real de la edificación con adición de muros de arcilla de cocida.

COMBO	FZ(KN)
DEAD	14805.9343
SUPER DEAD	9563.0135
PESO REAL DE LA EDIFICACION	24368.9478

El peso que asume el programa ETABS para el cálculo del cortante sísmico en la base es un poco menor al peso real de la estructura (Ver tabla 29), debido a que cierta cantidad de carga del primer nivel, de acuerdo a un buen juicio ingenieril es dirigido hacia la cimentación.

$V_s = 26211.4834$ Cortante sísmico en la base.

Tabla 30. Cortante sísmico en la base.

C_t	$H(m)$	α	$Ta(s)$	S_a	Gravedad	$W(KN)$	$V_s(KN)$
0.049	14.13	0.75	0.36	1.133	9.8	23134.5838	26211.4834

Para cumplir que el valor dinámico del cortante obtenido después de realizar la combinación modal sea por lo menos el 90% del cortante sísmico en la base, se afectó el valor de la aceleración en la dirección X por un factor igual a 14.5, y en la dirección Y igual a 15.6. Obteniendo así los siguientes resultados:

Tabla 31. Cortantes dinámicos y estáticos.

CORTANTE DINÁMICOS Y ESTÁTICOS		
COMBO	FX(KN)	FY(KN)
SISMOX	-26211.1277	-0.0003
SISMOY	0.0109	-26211.4893
SPECX Max	23878.1317	3772.4452
SPECY Max	4058.6118	23995.2045

Reacciones sismo dinámico en dirección X	Reacciones sismo dinámico en dirección Y	Cortante sísmico en la base V_s
FX(KN)	FY(KN)	90% V_s
23878.1317	23995.2045	23590.3351



Tabla 32. Cortantes de piso

CORTANTES DE PISO				
PISO	COMBO	Location	VX (KN)	VY (KN)
TERCER PISO	SISMOX	Bottom	-2621.2552	0.4901
TERCER PISO	SISMOY	Bottom	0.1703	-2641.298
TERCER PISO	SPECX Max	Bottom	3898.7696	710.12
TERCER PISO	SPECY Max	Bottom	649.654	4642.0702
SEGUNDO PISO	SISMOX	Bottom	-14257.355	0
SEGUNDO PISO	SISMOY	Bottom	0	-14257.355
SEGUNDO PISO	SPECX Max	Bottom	16221.4352	2325.7962
SEGUNDO PISO	SPECY Max	Bottom	2510.1691	14702.3781
PRIMER PISO	SISMOX	Bottom	-23347.1027	-0.0003
PRIMER PISO	SISMOY	Bottom	0.0109	-23347.4643
PRIMER PISO	SPECX Max	Bottom	22646.9099	3343.0353
PRIMER PISO	SPECY Max	Bottom	3634.2635	22034.3082
SOTANO	SISMOX	Bottom	-24621.3438	22.4467
SOTANO	SISMOY	Bottom	33.2619	-25364.4698
SOTANO	SPECX Max	Bottom	22517.4072	3664.3087
SOTANO	SPECY Max	Bottom	3860.9113	23285.8619

Los cortantes de piso dinámicos de la edificación, son mayores que el 90% del cortante sísmico en la base.

27.2 MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

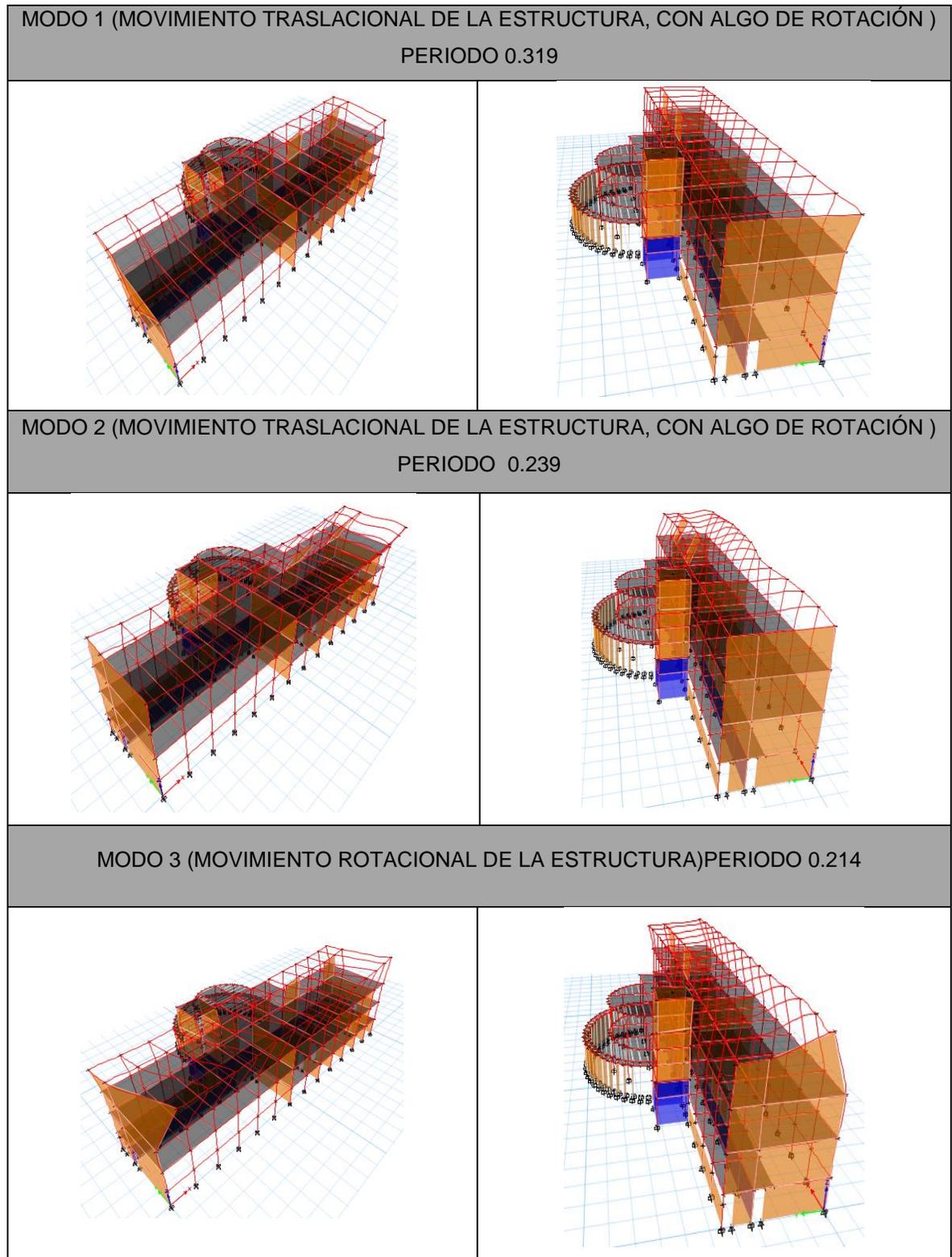
En la siguiente tabla se muestran los valores de los diferentes periodos de la estructura, así mismo se observa que el porcentaje de masa participativa es mayor del 90%.

Tabla 33. Análisis modal.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	0.319	0.584	0.006	0	0.584	0.006	0	0.005	0.485	0.013	0.005	0.485	0.013
Modal	2	0.239	0.014	0.436	0	0.597	0.442	0	0.337	0.009	0.053	0.342	0.494	0.065
Modal	3	0.214	0.017	0.095	0	0.614	0.536	0	0.053	0.001	0.314	0.395	0.495	0.379
Modal	4	0.202	0.019	0.030	0	0.634	0.567	0	0.012	0.002	0.066	0.406	0.497	0.445
Modal	5	0.190	0.001	0.021	0	0.634	0.588	0	0.002	0.000	0.000	0.408	0.497	0.445
Modal	6	0.181	0.009	0.005	0	0.643	0.592	0	0.000	0.000	0.003	0.408	0.498	0.448
Modal	7	0.175	0.001	0.084	0	0.643	0.676	0	0.000	0.001	0.021	0.408	0.498	0.468



Modal	8	0.166	0.000	0.111	0	0.644	0.787	0	0.001	0.000	0.001	0.409	0.498	0.469
Modal	9	0.160	0.000	0.000	0	0.644	0.787	0	0.003	0.004	0.294	0.412	0.502	0.763
Modal	10	0.151	0.002	0.001	0	0.646	0.789	0	0.000	0.000	0.057	0.412	0.502	0.819
Modal	11	0.140	0.002	0.000	0	0.647	0.789	0	0.000	0.002	0.004	0.412	0.504	0.823
Modal	12	0.139	0.047	0.000	0	0.694	0.789	0	0.000	0.033	0.006	0.412	0.537	0.828
Modal	13	0.133	0.006	0.002	0	0.700	0.791	0	0.001	0.005	0.000	0.413	0.543	0.828
Modal	14	0.118	0.000	0.000	0	0.700	0.791	0	0.000	0.001	0.000	0.413	0.543	0.829
Modal	15	0.111	0.000	0.001	0	0.700	0.792	0	0.001	0.000	0.002	0.414	0.543	0.830
Modal	16	0.109	0.001	0.000	0	0.702	0.792	0	0.001	0.001	0.000	0.415	0.544	0.830
Modal	17	0.103	0.004	0.000	0	0.706	0.792	0	0.000	0.005	0.000	0.415	0.549	0.830
Modal	18	0.100	0.050	0.000	0	0.756	0.793	0	0.000	0.054	0.000	0.415	0.603	0.831
Modal	19	0.091	0.052	0.001	0	0.808	0.794	0	0.001	0.054	0.000	0.416	0.657	0.831
Modal	20	0.075	0.000	0.103	0	0.808	0.896	0	0.272	0.001	0.012	0.689	0.658	0.842
Modal	21	0.074	0.000	0.000	0	0.808	0.897	0	0.000	0.000	0.000	0.689	0.658	0.842
Modal	22	0.065	0.001	0.000	0	0.809	0.897	0	0.004	0.002	0.061	0.692	0.660	0.903
Modal	23	0.060	0.000	0.000	0	0.809	0.897	0	0.000	0.000	0.000	0.693	0.660	0.903
Modal	24	0.056	0.002	0.011	0	0.811	0.908	0	0.044	0.004	0.035	0.737	0.663	0.939
Modal	25	0.056	0.000	0.000	0	0.811	0.908	0	0.000	0.000	0.001	0.737	0.664	0.940
Modal	26	0.053	0.003	0.000	0	0.814	0.908	0	0.002	0.009	0.001	0.739	0.672	0.940
Modal	27	0.049	0.000	0.000	0	0.814	0.908	0	0.000	0.001	0.000	0.739	0.673	0.941
Modal	28	0.041	0.012	0.052	0	0.826	0.961	0	0.150	0.023	0.025	0.889	0.696	0.966
Modal	29	0.039	0.001	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.001	0.000	0.889	0.697	0.966
Modal	30	0.039	0.000	0.001	0	0.827	0.961	0	0.002	0.000	0.001	0.891	0.697	0.967
Modal	31	0.039	0.000	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.000	0.000	0.891	0.697	0.967
Modal	32	0.039	0.000	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.000	0.000	0.891	0.697	0.967
Modal	33	0.038	0.000	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.000	0.000	0.891	0.697	0.967
Modal	34	0.038	0.000	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.000	0.000	0.891	0.697	0.967
Modal	35	0.038	0.000	0.000	0	0.827	0.961	0	0.000	0.000	0.000	0.891	0.697	0.967
Modal	36	0.036	0.054	0.036	0	0.881	0.997	0	0.098	0.096	0.008	0.989	0.794	0.975
Modal	37	0.034	0.000	0.000	0	0.881	0.997	0	0.000	0.000	0.000	0.989	0.794	0.975
Modal	38	0.031	0.118	0.003	0	0.999	1.000	0	0.008	0.204	0.024	0.998	0.998	1.000



Gráfica 5. Modos de vibración de la estructura con adición de muros.



Tabla 34. % De Rotación.

Case	Mode	Period	RX	RY	RZ	ΣR	%RX	%RY	%RZ
Modal	1	0.319	0.005	0.485	0.013	0.502	0.96	96.6	2.49
Modal	2	0.239	0.337	0.009	0.053	0.399	84.45	2.3	13.26

El modelo con la adición de muros de mampostería disminuye considerablemente el porcentaje de rotación en los dos primeros modos, demostrando así que estos aportan rigidez a la edificación mejorando su comportamiento dinámico.

27.3 ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD

Se define como el cociente entre la deriva obtenida del análisis de la estructura y la permitida por el reglamento para cada uno de los pisos de la edificación.

Tabla 35. Derivas de la estructura con muros de arcilla.

DERIVAS DE PISO							
PISO	COMBO	Label	Item	Drift	X (m)	Y (m)	Z (m)
TERCER PISO	SPECX Max	1	Max Drift X	0.016037	0	0	14.13
TERCER PISO	SPECX Max	12	Max Drift Y	0.004526	38.5	0	14.13
TERCER PISO	SPECY Max	1	Max Drift X	0.004419	0	0	14.13
TERCER PISO	SPECY Max	10	Max Drift Y	0.018788	31.5	0	14.13
SEGUNDO PISO	SPECX Max	53	Max Drift X	0.011316	14	14.51	10.53
SEGUNDO PISO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.002157	45	0	10.53
SEGUNDO PISO	SPECY Max	53	Max Drift X	0.003788	14	14.51	10.53
SEGUNDO PISO	SPECY Max	14	Max Drift Y	0.00367	45	0	10.53
PRIMER PISO	SPECX Max	14	Max Drift X	0.004807	45	0	6.83
PRIMER PISO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.001259	45	0	6.83
PRIMER PISO	SPECY Max	162	Max Drift X	0.001611	23.2588	23.2452	6.83
PRIMER PISO	SPECY Max	59	Max Drift Y	0.003296	31.5	14.51	6.83
SOTANO	SPECX Max	1	Max Drift X	0.001604	0	0	3.17
SOTANO	SPECX Max	14	Max Drift Y	0.000767	45	0	3.17
SOTANO	SPECY Max	1	Max Drift X	0.000346	0	0	3.17
SOTANO	SPECY Max	1	Max Drift Y	0.001487	0	0	3.17



27.3.1 Deriva e índice de flexibilidad de piso con muros de arcilla.

$$\Delta = \delta_n - \delta_{n-1} \text{ segun NSR - 10 max } 1\% h_{\text{piso}} \rightarrow \% \Delta = \frac{\delta_n - \delta_{n-1}}{h_{\text{piso}}}$$

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Tercer piso	0.018788	1.88

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.018788>0.01 → **NO CUMPLE**

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Segundo piso	0.011316	1.13

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.011316>0.01→ **NO CUMPLE**

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Primer piso	0.004807	0.48

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.004807< 0.01→ **CUMPLE**

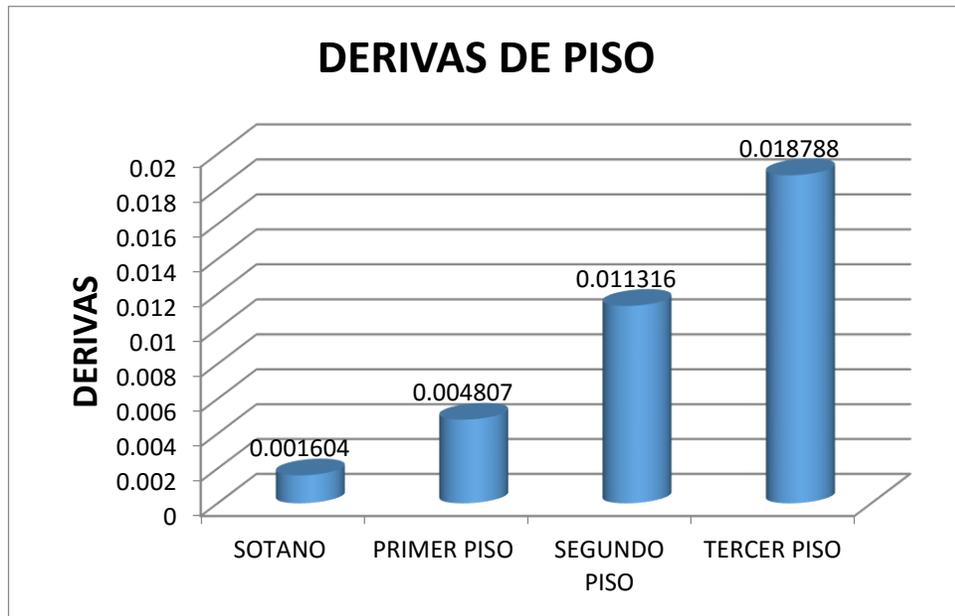
Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Sótano	0.001604	0.16

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.001604<0.01→ **CUMPLE**

El código sismo resistente NSR-10 establece un índice de flexibilidad máximo de 1.0.

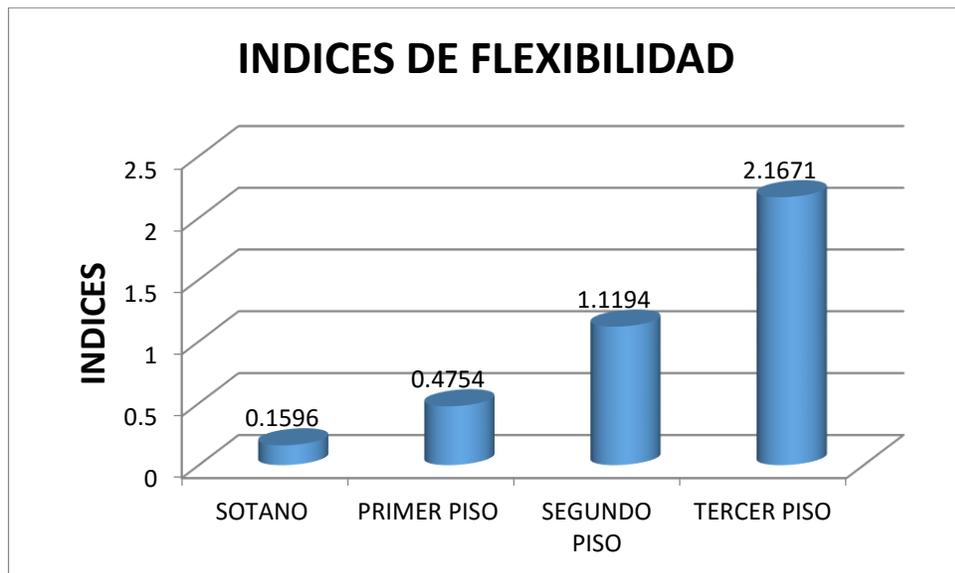
En el siguiente gráfico se presenta las derivas por piso encontradas en la edificación evaluada.



Gráfica 6. Derivas de piso con muros de arcilla.

27.3.2 Índice de flexibilidad de la estructura con muros de arcilla.

Se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura.



Gráfica 7. Índices de flexibilidad con muros de arcilla.



Se puede observar que el mayor índice de flexibilidad de piso se obtuvo en el segundo y tercer piso.

Tabla 36. Índice de flexibilidad de la estructura con muros de arcilla.

Localización	Deriva actual piso (δ/h)	Índice de flexibilidad piso actual
Tercer piso	0.021671	2.17

Deriva máxima permitida= 1% hpi →NSR-10, A.6.4

0.019318 >0.01 → **NO CUMPLE**

El código sismo resistente NSR-10 establece un índice de flexibilidad máximo de 1.0

27.4 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON MUROS DE ARCILLA COCIDA.

El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida de acuerdo con los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

En el presente caso, la vulnerabilidad de la edificación actual corresponde a:

Tabla 37. Índice de vulnerabilidad con muros de arcilla.

Localización	Deriva actual edificio (δ/h)	Índice de flexibilidad edificio actual	Índice de vulnerabilidad
Tercer piso	0.018788	1.88	0.53

Cuando este valor es menor que la unidad, significa que la edificación no satisface los niveles de rigidez prescritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y es necesario su rehabilitación para catalogar su comportamiento como aceptable bajo los criterios actuales. El faltante de rigidez



debe ser aportado mediante la adición de elementos que controlen el efecto de las fuerzas horizontales y disminuyan la vulnerabilidad del edificio.

Cuando el valor es mayor que la unidad, se considera que la edificación satisface los requisitos establecidos en la norma y puede aceptarse su estado actual.

27.5 ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS CON ADICIÓN DE MUROS DE ARCILLA

27.5.1 Fuerza resistentes en vigas.

Momento nominal.

$$M_n = f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{f_y \cdot A_s}{2 \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Momento efectivo.

Tabla A.10.4-1
 Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

$$\phi_c = 0.80$$

$$\phi_e = 0.80$$

ϕ_c = Coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura.

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

$$M_{Efectivo} = \phi_c \cdot \phi_e \cdot M_{nominal} \quad (A.10-1).$$

27.5.2 Momentos resistentes en vigas positivos.

MATERIAL	RESISTENCIA (Mpa)	E (Mpa)
CONCRETO	$f'_c=14$	14592.46
ACERO	$f_y=240$	200000
MAMPOSTERIA	$f'_m=7$	5250

Tabla 38. Momentos efectivos en vigas con adición de muros de arcilla.

SECCION	b(m)	d(m)	As (m ²)	Momento nominal (KN-m)	Momento efectivo (KN-m)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00057	37.89	24.25
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.000855	107.81	69.00
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.000855	76.18	48.76
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00057	38.42	24.59

27.5.3 Índices de sobreesfuerzo en vigas por momento.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por flexión, se calculó haciendo la relación del momento actuante sobre el momento efectivo de cada elemento.

$$INDICE\ DE\ SOBRESFUERZO = \frac{Momento\ actuante}{Momento\ efectivo}$$

Tabla 39. Sobreesfuerzos máximos en vigas por momentos, con adición de muros de arcilla.

EJE	PISO	SEC	PUNT	MOMENTO FLECTOR POSITIVO (KN-m)		indice sobref		
				Mactuante	Mefectivo			
				J	3		4	TERCER PISO
B	1	2	SEGUNDO PISO	V2	CENTRO	171.66	69.00	2.49
J	1	2	PRIMER PISO	V2	CENTRO	193.02	69.00	2.80
B	1	2	SOTANO	V2	CENTRO	187.28	69.00	2.71



27.5.4 Cortante resistente en vigas.

$$V_n > V_u \quad (\text{C.11-1})$$

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (\text{C.11.3})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (\text{C11-15})$$

$$\lambda = 1 = 1$$

$$f'c = 14\text{Mpa}$$

$$f_y = 240\text{Mpa}$$

$$bw = \text{Base}$$

$$d = \text{Altura}$$

Resistencia cortante nominal

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{C.11-2})$$

Resistencia cortante efectiva.

Tabla A.10.4-1
 Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

$$\phi_c = 0.80$$

$$\phi_e = 0.80$$

ϕ_c = Coeficiente de reducción de resistencia por calidad del diseño y construcción de la estructura.

ϕ_e = coeficiente de reducción de resistencia por estado de la estructura.

$$V_{ef} = \phi_c \cdot \phi_e \cdot V_n \quad (\text{A.10-1})$$



Tabla 40. Resistencia cortante efectiva en vigas con adición de muros de arcilla.

SECCIÓN	b(m)	d(m)	Av (m ²)	S(m)	ΘVc(KN)	ΘVs(KN)	Resistencia nominal (KN)	Resistencia efectiva (KN)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	47.706	68.640	116.346	74.462
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.00014	0.15	122.446	125.840	248.286	158.903
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.00014	0.15	76.330	91.520	167.850	107.424
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	57.247	68.640	125.887	80.568

27.5.5 Índice de sobreesfuerzos en vigas por cortante.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por cortante se calculó haciendo la relación de fuerza cortante actuante sobre fuerza cortante efectiva.

$$INDICE\ SOBRESFUERZO = \frac{Cortante\ actuante}{Cortante\ efectivo}$$

Tabla 41. Sobreesfuerzos máximos por cortante en vigas, con adición de muros de arcilla.

PISO	EJE			SEC	PUNT	V Combo	FUERZA CORTANTE (KN)		INDICE SOBRESF
							Vactuante	Vefectivo	
TERCER PISO	J	3	4	V4	INICIO	B245SYDPP-1	112.1028	80.568	1.39
TERCER PISO	J	3	4		CENTRO	B245SYDPP-1	70.3166	80.568	0.87
TERCER PISO	J	3	4		FINAL	B245SYDPP-1	112.2647	80.568	1.39
SEGUNDO PISO	K	1	2	V2	INICIO	B245SYDPP-1	315.0522	158.903	1.98
SEGUNDO PISO	K	1	2		CENTRO	B245SYDPP-1	197.0872	158.903	1.24
SEGUNDO PISO	K	1	2		FINAL	B245SYDPP-1	327.1683	158.903	2.06
SEGUNDO PISO	J	2	3	V2	INICIO	B245SYDPP-1	306.6615	158.903	1.93
SEGUNDO PISO	J	2	3		CENTRO	B245SYDPP-1	227.4476	158.903	1.43
SEGUNDO PISO	J	2	3		FINAL	B245SYDPP-1	222.5501	158.903	1.40
PRIMER PISO	M	1	2	V2	INICIO	B245SYDPP-1	314.7451	158.903	1.98
PRIMER PISO	M	1	2		CENTRO	B245SYDPP-1	181.667	158.903	1.14
PRIMER PISO	M	1	2		FINAL	B245SYDPP-1	319.0627	158.903	2.01

27.5.6 INDICE DE SOBRESFUERZOS EN COLUMNAS.

Tabla 42. Sobreesfuerzos máximos en columnas, con adición de muros de arcilla.

PISO	EJES		SEC	PUNT	P (KN)	M Major KN-m	M Minor KN-m	PMM Combo	INDICE SOBRESF
TERCER PISO	I	4	C10	ARRIBA	-9.5138	-2.6925	-23.092	B245SXDP-1	0.41
TERCER PISO	I	4		ABAJO	16.4657	3.8101	129.0266	B245SYDPP-1	2.12
SEGUNDO PISO	F	4	C10	ARRIBA	530.2359	-54.3756	137.4906	B245SYDPP-1	2.25
SEGUNDO PISO	F	4		ABAJO	556.477	57.7298	-95.9828	B245SYDPP-1	1.75
PRIMER PISO	H	3	C1	ARRIBA	-875.2377	16.5361	-22.5286	B247SXDP-1	1.68
PRIMER PISO	H	3		ABAJO	-863.8927	26.1241	-40.858	B247SXDP-1	1.90
SOTANO	B	2	C12	ARRIBA	-1455.009	19.9189	-46.1529	B247SXDP-1	1.71
SOTANO	B	2		ABAJO	-1435.952	-90.6048	-8.7738	B247SXDP-1	1.77

27.6 INDICE DE SOBRESFUERZOS DE LA ESTRUCTURA

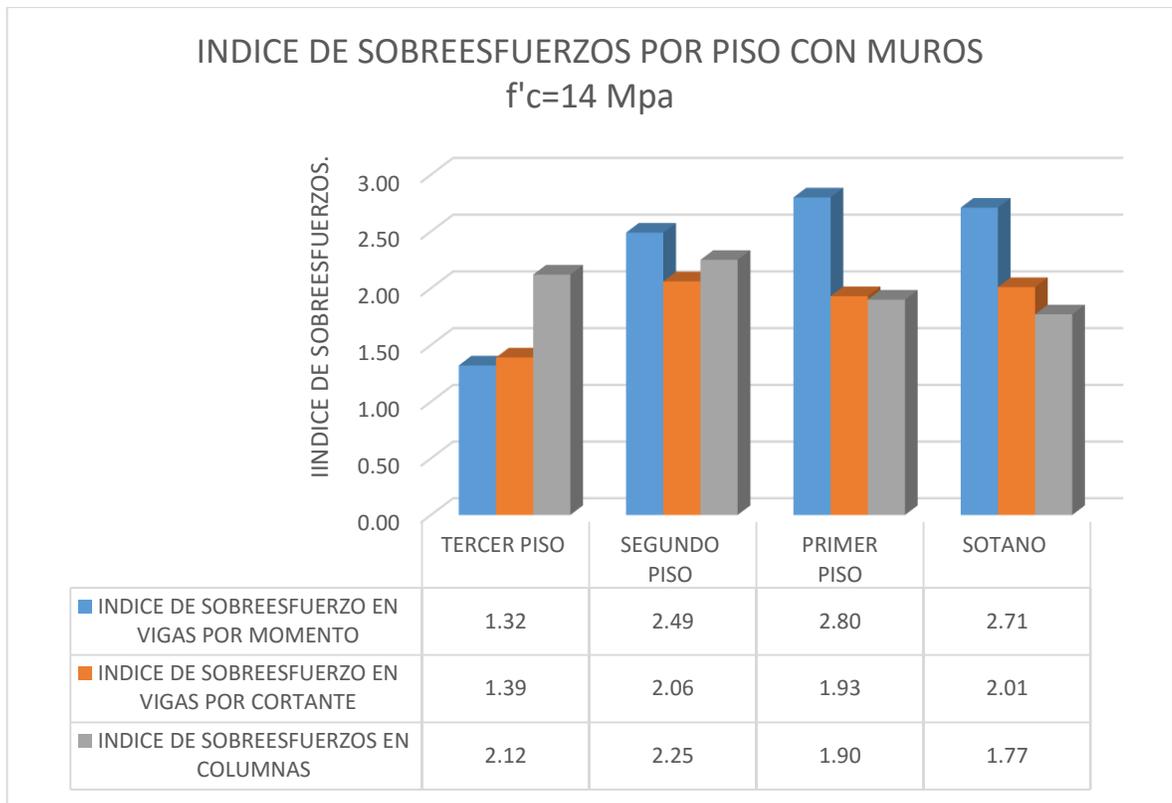
Tabla 43. Índice de sobreesfuerzos de la estructura con muros de arcilla.

INDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA		
EN VIGAS		EN COLUMNAS
Mu (KN-m)	Vu (KN)	
2.80	2.06	2.25

CONVENCIONES

O/S
Las filas que aparecen con los combos en O/S significan que el esfuerzo cortante actuante, excede lo máximo permitido.
Los valores que están en color amarillo son los índices de sobreesfuerzos representativos de cada piso.

A continuación se presenta gráficamente el índice de sobreesfuerzo por piso de la edificación.

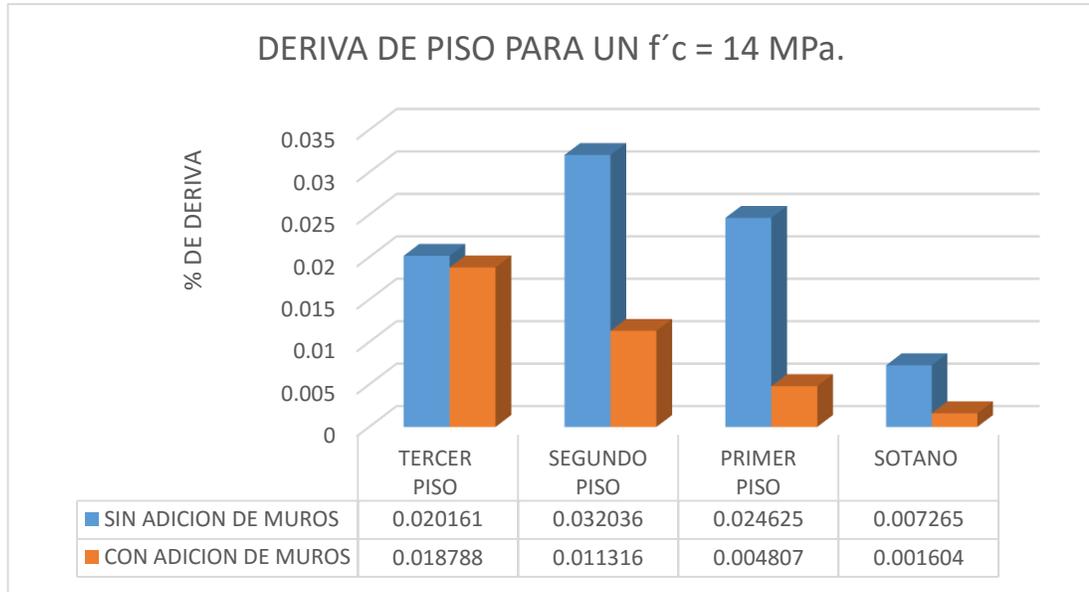


Gráfica 8. Índices de sobreesfuerzo por piso.

En la gráfica 8 se puede observar los máximos valores de índice de sobreesfuerzo correspondientes a cada piso, tanto para las vigas como para las columnas.

28 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

28.1 VARIACIÓN DE LA DERIVA DE PISO



Gráfica 9. Comparación de derivas de piso.

Tabla 44. Derivas con muros y sin muros.

Localización	Modelo sin muros	Modelo con muros
	Deriva actual piso (δ/h)	Deriva actual piso (δ/h)
Tercer piso	0.020161	0.018788
Segundo piso	0.032036	0.011316
Primer piso	0.024625	0.004807
Sótano	0.007265	0.001604

Deriva máxima presentada para la edificación sin considerar muros	0.032036
Deriva máxima presentada para la edificación considerando muros	0.018788

Al evaluar el modelo estructural tipo pórticos y al comparar los resultados con el modelo adicionando muros de mampostería, el valor de la deriva máxima se traslada del segundo piso de la edificación, al tercer piso de la misma; esto debido al cambio en rigidez de la estructura. (Ver tabla 44).

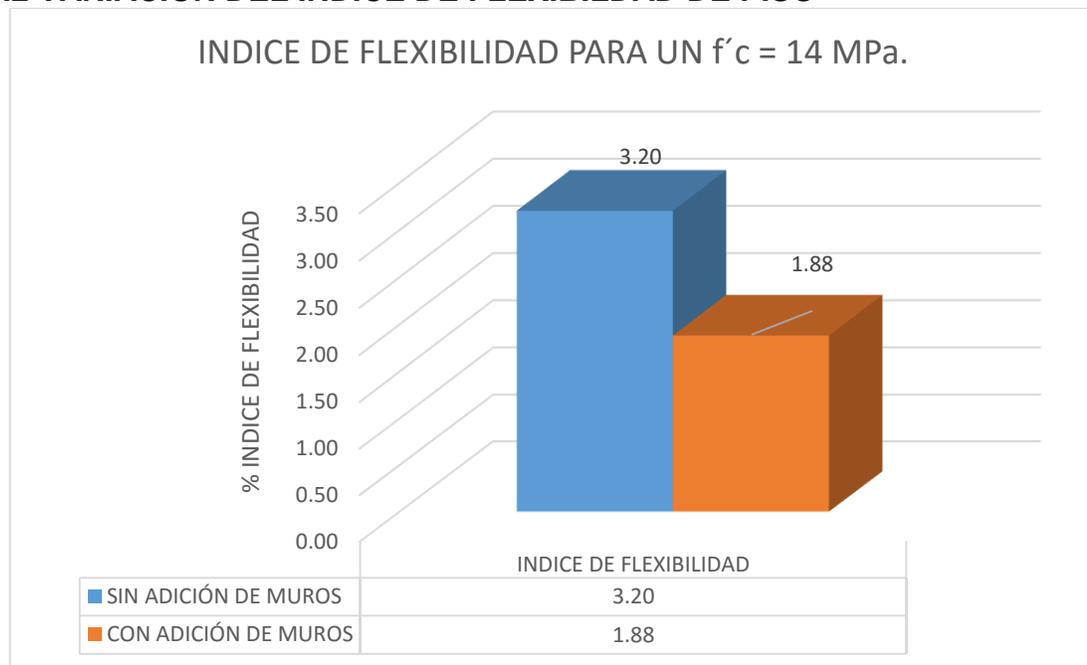
Se puede comprobar que el aporte en la rigidez debida a los muros de mampostería reduce la deriva máxima del edificio, en un **41.4%**.

Tabla 45. Variación de las derivas de piso.

Localización	Modelo sin muros	Modelo con muros	% de reducción
	Deriva actual piso (δ/h)	Deriva actual piso (δ/h)	
Tercer piso	0.020161	0.018788	6.81
Segundo piso	0.032036	0.011316	64.68
Primer piso	0.024625	0.004807	80.48
Sótano	0.007265	0.001604	77.92

En la anterior tabla se evidencia el porcentaje de reducción de la deriva correspondiente a cada piso.

28.2 VARIACIÓN DEL ÍNDICE DE FLEXIBILIDAD DE PISO



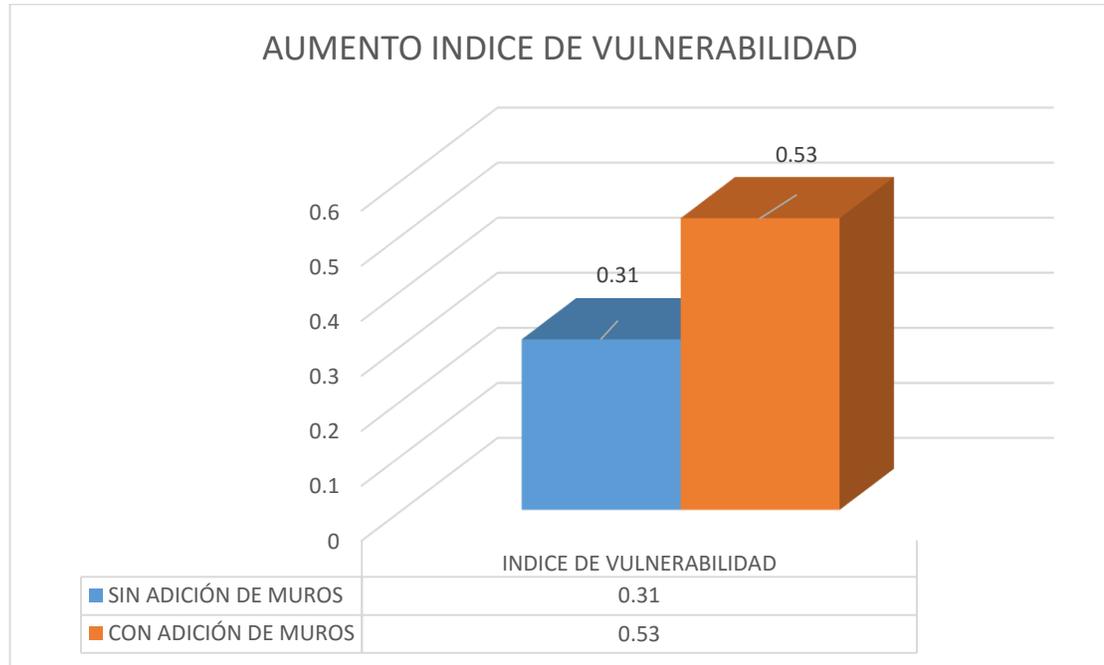
Gráfica 10. Comparación de índice de flexibilidad.

El mayor valor de índice de flexibilidad de la estructura sin adición de muros se encuentra en el segundo piso y es igual a **3.20**, mostrado en la tabla 19 y en la gráfica 10.

El mayor valor de índice de flexibilidad con adición de muros se encuentra en el tercer piso y es igual a **1.88**, mostrado en la tabla 36 y en la gráfica 10.

La reducción del índice de flexibilidad de la estructura por la adición de muros fue de **41.4%**.

28.3 AUMENTO DEL INDICE DE VULNERABILIDAD DE LA ESTRUCTURA



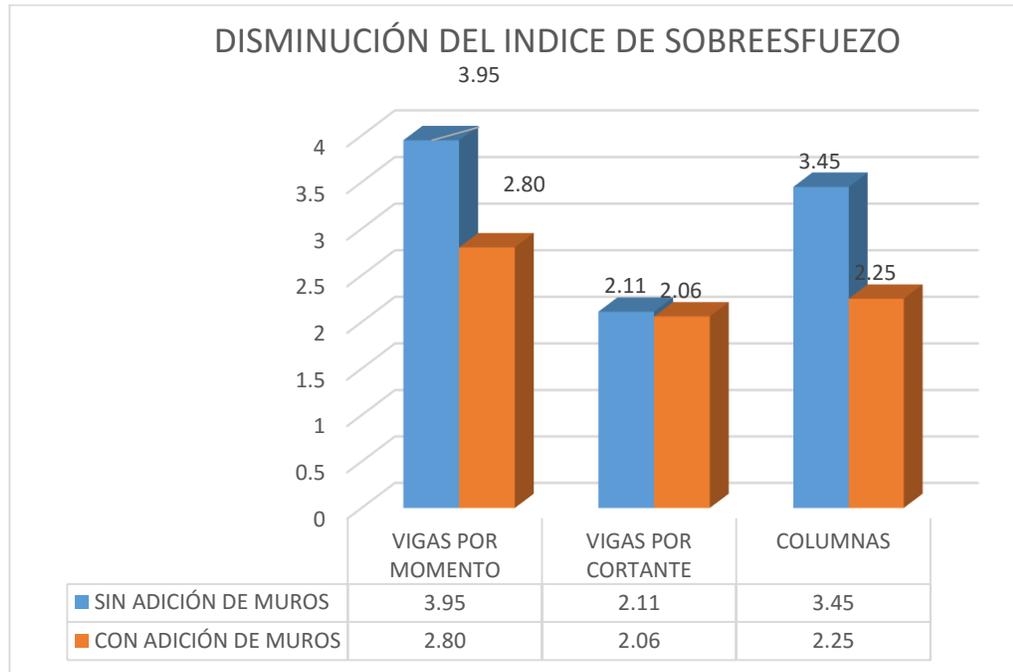
Gráfica 11. Aumento del índice de vulnerabilidad de la estructura.

El valor del índice de vulnerabilidad de la estructura a porticada para una resistencia de **14 Mpa** es igual a **0.31** visto en la tabla 20 y en la gráfica 11.

El valor del índice de vulnerabilidad de la estructura para una resistencia del concreto $f'c = 14 \text{ Mpa}$ con adición de muros en mampostería es igual a **0.53** visto en la tabla 37 y el gráfica 11.

El índice de vulnerabilidad aumento en un **70.1%**

28.4 ANÁLISIS DE SOBRESFUERZOS.

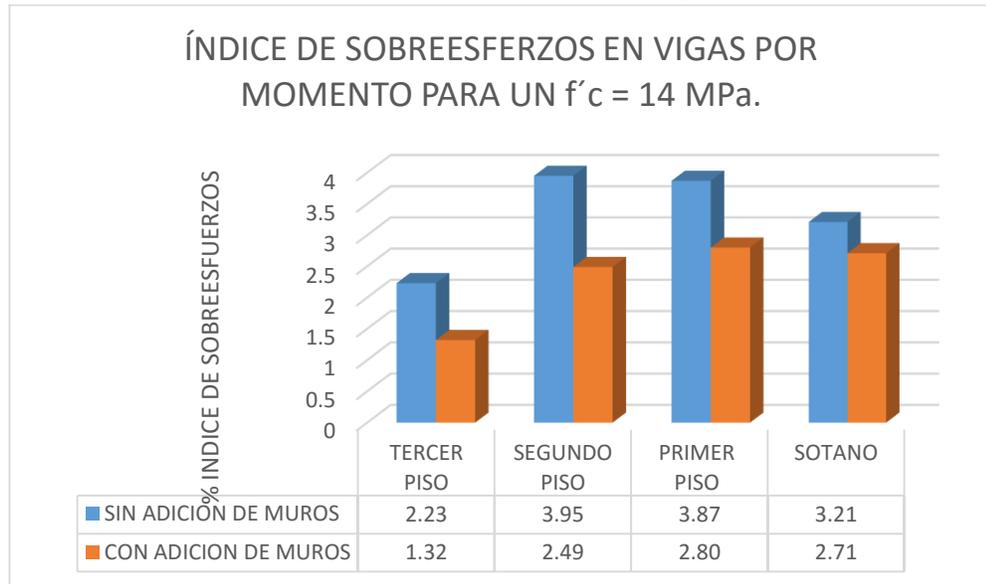


Gráfica 12. Disminución del índice de sobreesfuerzo.

El mayor valor de índice de sobreesfuerzo con adición de muros se encuentra ubicado en el segundo piso, en la viga V2 entre los ejes longitudinales 1 y 2 y el eje transversal J y tiene un valor de **3.95** visible en la tabla 24 y en la gráfica 12.

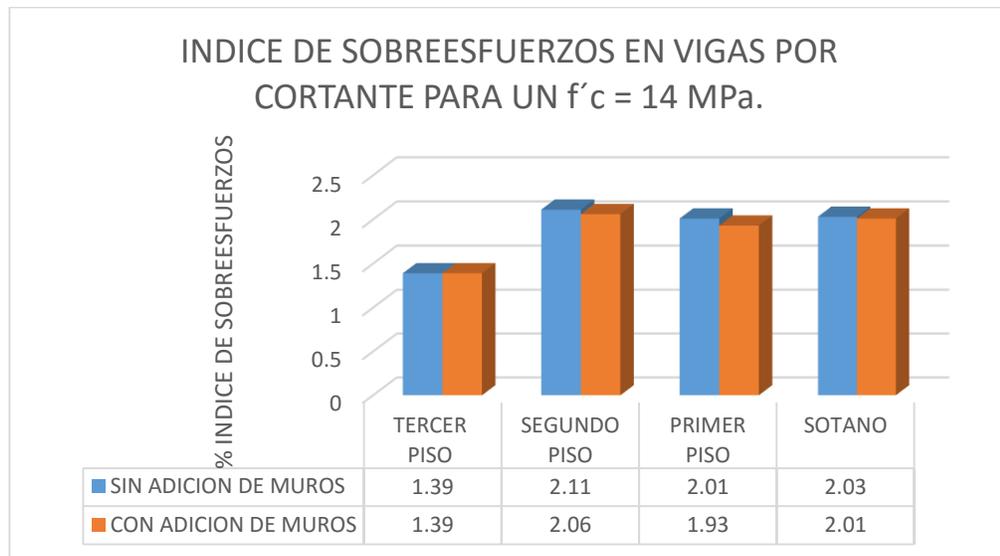
El mayor valor de índice de sobreesfuerzo sin adición de muros se encuentra ubicado en el segundo piso, en la viga V2 entre los ejes longitudinales 1 y 2 y el eje transversal J y tiene un valor de **2.80** visible en la tabla 39 y en la gráfica 12.

28.5 ANÁLISIS DE LAS GRÁFICAS DE SOBRESFUERZOS POR PISO.



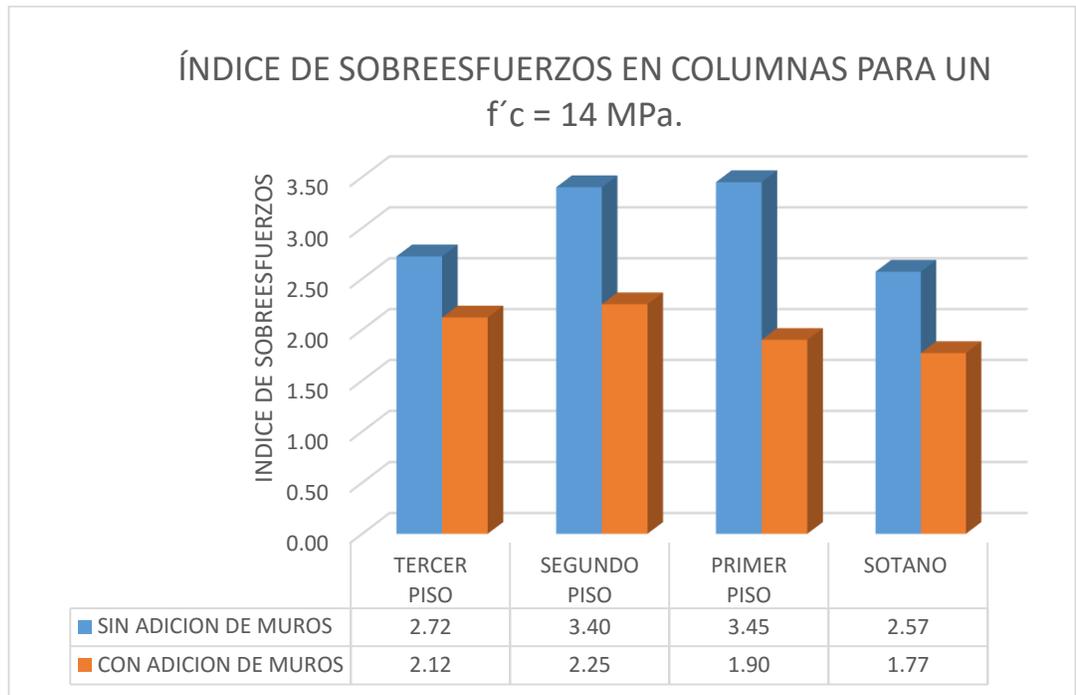
Gráfica 13. Comparación de índice de sobreesfuerzos de vigas por momentos.

En la gráfica 13 se puede observar que los índices de sobreesfuerzos por momentos, para elementos tipo viga disminuyen al adicionar muros, ya que estos ayudan a tomar cargas y esfuerzos producidos en un eventual sismo.



Gráfica 14. Comparación de índice de sobreesfuerzos de vigas por cortante.

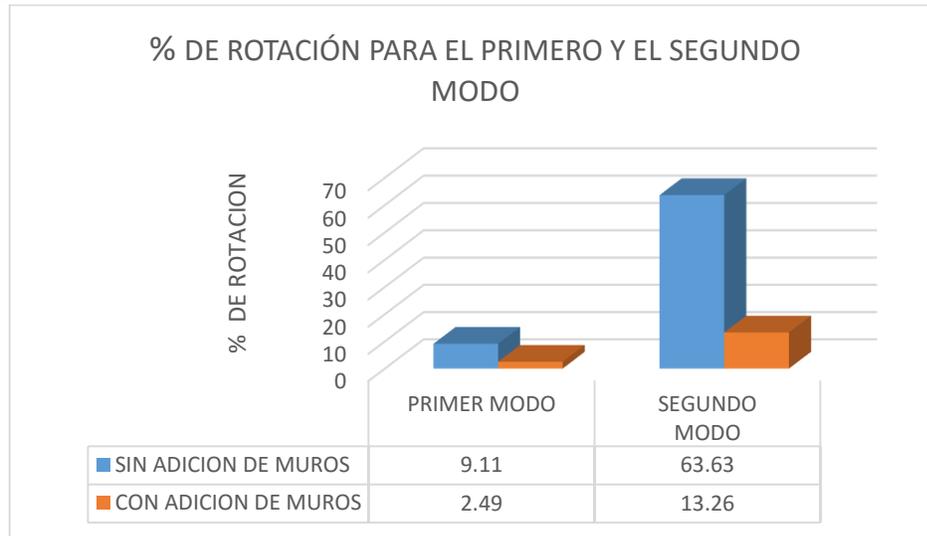
La gráfica 14 muestra que los índices de sobreesfuerzos por cortante disminuyen en una pequeña fracción.



Gráfica 15. Comparación de índice de sobreesfuerzos de columnas.

La gráfica 15 muestra que el índice de sobreesfuerzos en las columnas disminuye considerablemente al adicionar muros, especialmente en el primer piso en donde se presenta el máximo sobreesfuerzo en el modelo a porticado, esto debido a que los muros toman parte de los esfuerzos producidos por el sismo.

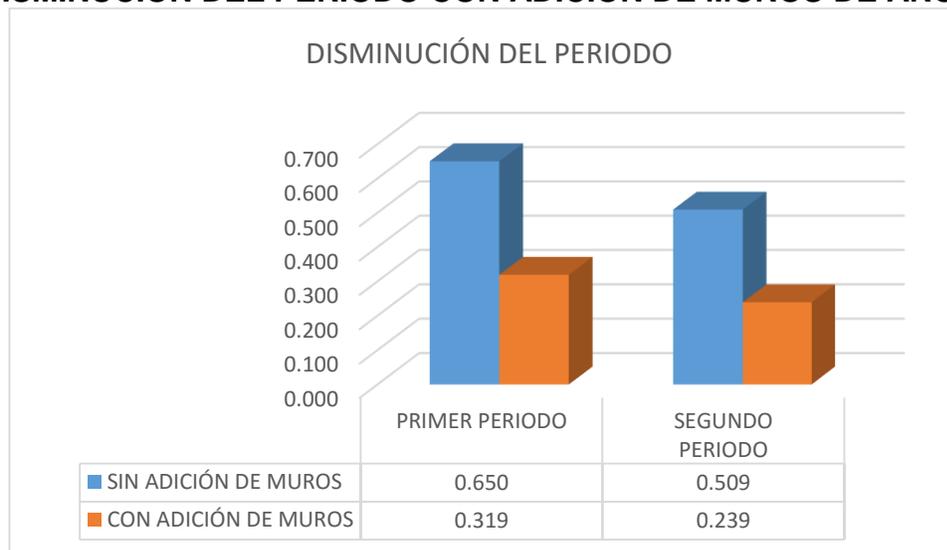
28.6 PORCENTAJE DE ROTACIÓN



Gráfica 16. Comparación del porcentaje de rotación.

En la gráfica 16 se evidencia que el porcentaje de rotación de la estructura disminuyó en un 6.62% en el primer modo y un 50.37 % en el segundo modo. Lo que demuestra que los muros de mampostería están rigidizando la estructura.

28.7 DISMINUCIÓN DEL PERIODO CON ADICIÓN DE MUROS DE ARCILLA.



Gráfica 17. Disminución del periodo de la estructura.

La gráfica 17 muestra la disminución del periodo fundamental con la adición de muros de mampostería.

28.8 ANÁLISIS DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN (T)

$T = 0.650$ Obtenido del análisis dinámico, utilizando un modelo linealmente elástico de la estructura.

Este valor de T no puede ser exceder $CuTa$, donde Cu se calcula por medio de la ecuación **A.4.2-2** y Ta de acuerdo con **A.2.2-3**. De la NSR-10.

$$Cu = 1.75 - 1.2 \cdot Av \cdot Fv \quad (\text{A.4.2} - 2)$$

Pero Cu no debe ser menor de 1.2.

$Av = 0.2$ → Coeficiente de velocidad pico efectiva.

$Fv = 3.2$ → Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debido a los efectos del sitio.

$$Cu = 1.75 - 1.2 \cdot 0.2 \cdot 3.2$$

$$Cu = 0.98 < 1.2$$

ENTONCES $Cu = 1.2$

$$Ta = Ct * h^\alpha \quad (\text{A.4.2} - 3)$$

Donde Ct y α tienen los valores dados en la tabla **(A.4.2-1)**

$$Ta = 0.047 \cdot 14.13^{0.9}$$

$$Ta = 0.51$$

DE ESTA MANERA → $CuTa = 1.2 \cdot 0.51 = 0.61$

$$CuTa = 0.612 < T = 0.650$$

El periodo fundamental de la estructura en su primer modo es igual a **0.65**, sin embargo el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en el ítem **A.5.4.5 (a)** exige que máximo sea **0.612**. El no cumplir este parámetro inicial nos anuncia prematuramente la falta de rigidez de la estructura, la cual mejoró en el modelo con la adición de muros de mampostería.

29 CONCLUSIONES

La estructura tipo pórticos de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, no cumple con los diferentes criterios de rigidez y resistencia plasmados en el Título A-10; por lo tanto debe iniciarse cuanto antes un estudio de repotenciación de la misma, para con celeridad sea adecuada a las exigencias sismo resistentes actuales.

Al analizar la edificación teniendo en cuenta los muros de mampostería continuos en altura, se entrevió como la estructura cambia su comportamiento dinámico, disminuyendo drásticamente las componentes rotacionales existentes en los dos primeros modos (Ver gráfica 16), convirtiéndolos básicamente en movimientos traslacionales y además disminuyendo el periodo fundamental (Ver gráfica 17). Lo cual beneficia el comportamiento sísmico de la edificación. Esto podría explicar el aceptable desempeño del inmueble en el sismo del 31 de marzo del año 1983 y demás movimientos dinámicos ocurridos. Los anteriores beneficios expuestos, se manifiestan en la disminución de la deriva de piso (Ver gráfica 9), el índice de flexibilidad (Ver gráfica 10) y el índice de sobreesfuerzo (Ver gráfica 12).

Además se hizo un análisis al edificio, con adición de muros en mampostería, en condiciones de uso normal utilizando cargas gravitacionales mayoradas, donde se encontró que la estructura cumple con todos los parámetros exigidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Esto explica el porque el edificio se encuentra en pie y en aceptables condiciones (Ver anexo 1).

Los valores de flexibilidad y sobreesfuerzo mejoran con la adición de muros de mampostería. Sin embargo ninguno cumple con los rangos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, lo cual lleva a deducir que la estructura a porticada debe ser reforzada mediante elementos que le aporten rigidez, resistencia, ductilidad y durabilidad.

El análisis con adición de muros de mampostería, muestra un mejor comportamiento de la edificación ante un eventual sismo. Sin embargo hay que tener en cuenta que este sistema de pórticos combinado con muros en mampostería no es considerado por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, debido a la fragilidad del mismo; lo hecho con anterioridad de hizo para verificar el aporte de los muros durante la vida útil de la edificación; pero no debe interpretarse como un sistema que disminuya el riesgo ante un eventual sismo como el de diseño.

A pesar de haber realizado varias extracciones de núcleos de concreto para su posterior estudio no fue posible obtener una muestra representativa para identificar un valor cuantitativo de esta característica mecánica; para entender esta afirmación se recomienda remitirse al numeral 6.

Debido a la incertidumbre de la resistencia a la compresión del concreto se realizaron modelos con diferentes resistencias entre ellas 5 Mpa, 10 Mpa y 14 Mpa en los cuales se pudo comprobar que la caída de la resistencia del material no afecta significativamente a elementos tipo viga y/o viguetas, apreciación importante a tener en cuenta, pues a nuestro juicio y al observar la edificación en buenas condiciones, el sistema de vigas y diafragma tiene notorias posibilidades de transmitir eficientemente cargas.

A pesar de tener indicios de que el concreto utilizado fue preparado con material contaminado con presencia de azufre, no se observó en los aceros auscultados deterioros inaceptables que alteren químicamente la estructura, provocando procesos de oxidación.

BIBLIOGRAFIA

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente del año 2010.

DAZA URBANO Juan Carlos - CAMPO Fernely. Evaluación estructural a bloque 1 del edificio de la facultad de ingeniería civil universidad del cauca. Año 2013.

LÓPEZ PALOMINO Paulo Marcelo - Propuesta de Adaptación del Documento ASCE/SEI31-03 "Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes".

SILVA CÉRON Alfer Leiber- anteproyecto análisis de vulnerabilidad sísmica y propuestas de repotenciación estructural del bloque 1 de la facultad de ingeniería civil de la Universidad del Cauca. Año 2015.

SILVA CÉRON Alfer Leiber - GELVEZ LOPEZ Yezid - Ajuste Modelo Analítico Edificio No 1 FIC Universidad del Cauca. Año 2015.

Norma Técnica colombiana. NTC-3658.

Normas de ensayo de materiales 2013 –INV E-413-13.



ANEXO No 1

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA

EDIFICACIÓN PARA UN $f'_c = 14\text{MPa}$

EN SU ESTADO ACTUAL CON MUROS EN

MAMPOSTERIA.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN PARA UN $f'c=14$ MPa EN SU ESTADO ACTUAL CON MUROS DE MAMPOSTERIA

El siguiente análisis se hace con el fin de corroborar la estabilidad de la estructura en condiciones normales.

ÍNDICES DE SOBRESFUERZO

MOMENTO NOMINAL.

$$Mn = fy \cdot As \cdot \left(d - \frac{fy \cdot As}{2 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot b} \right)$$

29.2.1.1 Momentos resistentes en vigas positivos.

MATERIAL	RESISTENCIA (Mpa)	E (Mpa)
CONCRETO	$f'c = 14$	14592.46
ACERO	$fy = 240$	200000
MAMPOSTERIA	$f'm=7$	5250

SECCION	b(m)	d(m)	As (m ²)	MOMENTO NOMINAL (KN-m)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00057	37.89
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.000855	107.81
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.000855	76.18
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00057	38.42

Índices de sobreesfuerzo en vigas por momento.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por flexión, se calculó haciendo la relación del momento actuante sobre el momento nominal de cada elemento.



$$INDICE DE SOBRESFUERZO = \frac{\text{Momento actuante}}{\text{Momento nominal}}$$

EJE			PISO	SEC	PUNT	MOMENTO FLECTOR		indice sobresf
						POSITIVO (KN-m)		
						Mactuante	Mnominal	
B	1	2	TERCER PISO	V4	CENTRO	25.19	38.42	0.66
4	G	F	SEGUNDO PISO	V3	CENTRO	68.50	76.18	0.90
N	1	2	PRIMER PISO	V2	CENTRO	83.34	107.81	0.77
A	1	2	SOTANO	V2	CENTRO	76.17	107.81	0.71

CORTANTE RESISTENTE EN VIGAS.

$$V_n > V_u \quad (\text{C.11-1})$$

$$V_c = 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (\text{C.11.3})$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (\text{C11-15})$$

$$\lambda = 1$$

$$f'c = 14 \text{Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{Mpa}$$

$$bw = \text{Base}$$

$$d = \text{Altura}$$

Resistencia nominal a cortante

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{C.11-2})$$

SECCIÓN	b(m)	d(m)	Av (m ²)	S(m)	ΘVc(KN)	ΘVs(KN)	RESISTENCIA NOMINAL (KN)
V1 (25*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	47.706	68.640	116.346
V2 (35*60)	0.35	0.55	0.00014	0.15	122.446	125.840	248.286
V3 (30*45)	0.30	0.40	0.00014	0.15	76.330	91.520	167.850
V4 (30*35)	0.25	0.30	0.00014	0.15	57.247	68.640	125.887

Índice de sobreesfuerzos en vigas por cortante.

El índice de sobreesfuerzo en vigas por cortante se calculó haciendo la relación de fuerza cortante actuante sobre fuerza cortante nominal.

$$INDICE\ SOBREESFUERZO = \frac{Cortante\ actuante}{Cortante\ nominal}$$

PISO	EJE			SEC	PUNT	V Combo	FUERZA CORTANTE (KN)		INDICE SOBRESF
							Vactuante	Vnominal	
TERCER PISO	J	3	4	V4	INICIO	B241	54.3017	125.887	0.43
TERCER PISO	J	3	4		CENTRO	B246-2	17.4911	125.887	0.14
TERCER PISO	J	3	4		FINAL	B241-1	54.3783	125.887	0.43
SEGUNDO PISO	F	3	4	V3	INICIO	B242-1	150.4762	167.850	0.90
SEGUNDO PISO	F	3	4		CENTRO	B246-2	28.7304	167.850	0.17
SEGUNDO PISO	F	3	4		FINAL	B242	130.304	167.850	0.78
PRIMER PISO	M	1	2	V2	INICIO	B242-1	180.1097	248.286	0.73
PRIMER PISO	M	1	2		CENTRO	B246-2	46.7818	248.286	0.19
PRIMER PISO	M	1	2		FINAL	B242	183.316	248.286	0.74
SOTANO	C	1	2	V2	INICIO	B242-1	180.4164	248.286	0.73
SOTANO	C	1	2		CENTRO	B246-2	45.5269	248.286	0.18
SOTANO	C	1	2		FINAL	B242	180.6127	248.286	0.73

Índice de sobreesfuerzos en columnas.

PISO	EJES		SEC	PUNT	P (KN)	M Major KN-m	M Minor KN-m	PMM Combo	INDICE SOBRESF
TERCER PISO	G	2	C7	ARRIBA	48.5852	-21.5201	1.1777	B243	0.31
TERCER PISO	G	2		ABAJO	49.6172	37.7234	-1.2027	B242-1	0.58
SEGUNDO PISO	H	6	C9	ARRIBA	258.7175	-253.835	-26.4808	B242	1.76
SEGUNDO PISO	H	6		ABAJO	279.3803	145.657	9.0511	B242-1	0.90
PRIMER PISO	F	4	C7	ARRIBA	622.6181	1.8167	-15.0923	B242-1	0.69
PRIMER PISO	F	4		ABAJO	631.6942	-1.0443	15.3123	B242-1	0.70
SOTANO	G	2	C12	ARRIBA	951.1546	-66.4204	-28.7629	B242	0.37
SOTANO	G	2		ABAJO	977.5423	34.385	29.5609	B242-1	0.36

INDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA.

INDICE DE SOBRESFUERZO DE LA ESTRUCTURA		
EN VIGAS		EN COLUMNAS
Mu (KN-m)	Vu (KN)	
0.90	0.90	0.90

La tabla 9 muestra que los índices de sobreesfuerzos son menores a 1.

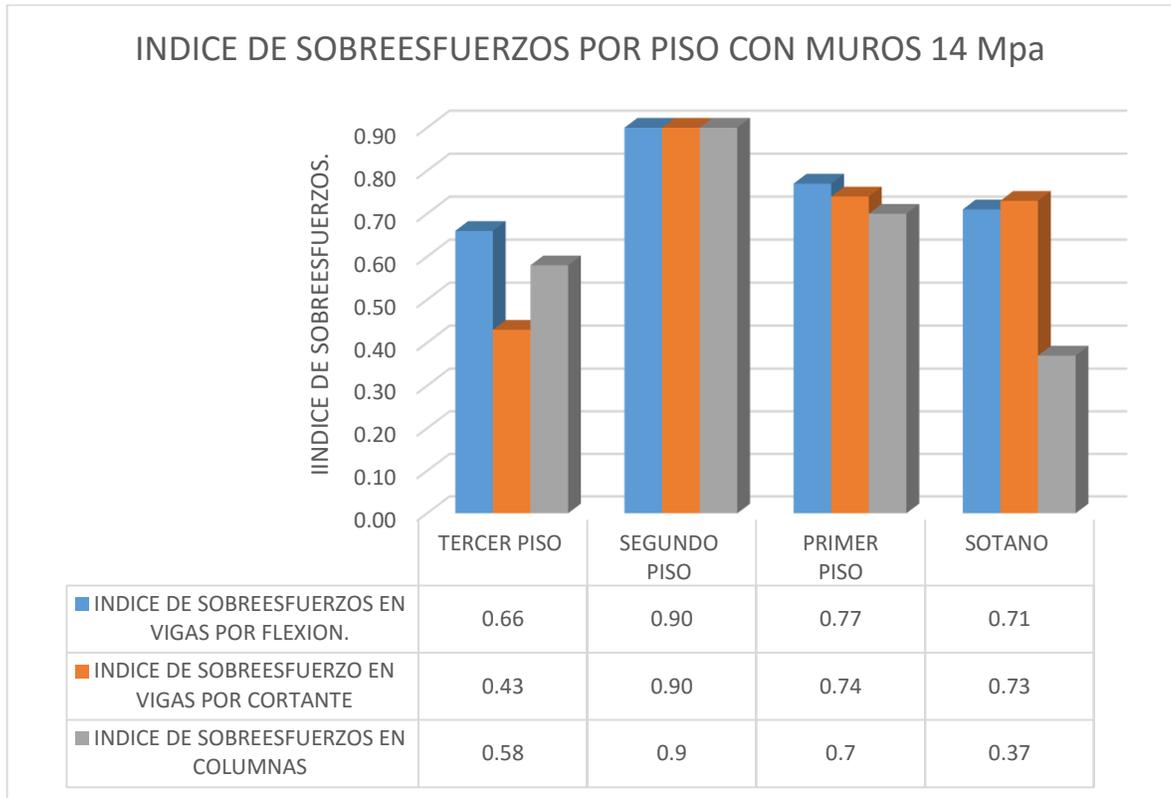
CONVENCIONES.

Los valores que están en color amarillo son los índices de sobreesfuerzos representativos de cada piso.



INDICES DE SOBRESFUERZOS POR PISO.

A continuación se presentan gráficamente el índice de sobreesfuerzo por piso de la edificación.



En la gráfica 3 se puede observar que los máximos valores de sobreesfuerzo son menores que uno, por lo tanto cumplen con requisitos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.



ANEXO No 2. PLANOS GEOMÉTRICOS Y ARQUETECTÓNICOS DEL EDIFICIO