

Universidad De Oriente
Núcleo De Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento De Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL
MÓDULO DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE
ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA, EDO.
ANZOÁTEGUI BAJO LOS REQUISITOS
DE LA NORMA FODENORCA 1756-2018**

Autores:

Felievis V. López Marcano

Maria M del Valle. Pérez Rodríguez

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como
requisito parcial para optar al título de:

Ingeniero Civil

Cantaura, Marzo de 2022

Universidad De Oriente
Núcleo De Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento De Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL
MÓDULO DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE
ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA, EDO.
ANZOÁTEGUI BAJO LOS REQUISITOS
DE LA NORMA FODENORCA 1756-2018**

Asesor:

Asesor Académico

Ing. Daniel J. Cabrera V.

Cantaura, Marzo de 2022

Universidad De Oriente
Núcleo De Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento De Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL
MÓDULO DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE
ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA, EDO.
ANZOÁTEGUI BAJO LOS REQUISITOS
DE LA NORMA FODENORCA 1756-2018**

Jurado Calificador

El Jurado hace constar que asignó a esta tesis la calificación de:

APROBADO

Prof. Elys Rondón

Jurado Principal

Prof. Anabel González

Jurado Principal

Cantaura, Marzo de 2022

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de Trabajo de Grado de la universidad de oriente.

“Los Trabajos de Grado son de exclusiva propiedad de la Universidad y sólo podrán ser utilizados a otros fines, con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien lo participará al Consejo Universitario, para su autorización”



DEDICATORIA

La presente tesis se la dedicó a mis padres, quienes con su gran esfuerzo hicieron que todo esto fuese posible.

A mis hermanas, que les sirva de ejemplo para seguir luchando profundamente por sus sueños.

A mis compañeros de estudios, para que aumente más su motivación por alcanzar esta meta, a pesar de las adversidades.

Felievis López

De todo corazón, le dedico esta Tesis de Grado primeramente a Dios nuestro señor y a la Virgen del Valle por colmarme de bendiciones e iluminar mi camino.

A mis padres, Carlos Pérez y Lolimar Rodríguez por ser mis pilares fundamentales quienes con su amor, esfuerzo y dedicación me brindaron la oportunidad de poder cumplir esta meta de la cual me siento muy orgullosa de haber alcanzado. Gracias por ese gran amor incondicional y por todos sus maravillosos consejos.

A mi hermano, por todo su apoyo y buenos deseos. Y sobre todo para que siempre tenga presente que con esfuerzo, dedicación y disciplina podemos alcanzar nuestras metas.

A mi abuela, quien ha sido mi segunda madre, siempre cuidándome y brindándome todo su apoyo y cariño incondicional, aunque ya partió de este mundo donde quiera que este se encuentra feliz y orgullosa de esta meta alcanzada, gracias abuela por los buenos momentos vividos.

A mi familia, por su muestra de cariño, por sus constantes preocupaciones e innumerables muestras de apoyo.

A mi Profesor Jhonatan Martínez, excelente profesional y gran ser humano, infinitas gracias por toda la ayuda y conocimientos brindados durante este camino y por todo su apoyo para poder culminar nuestro proyecto de grado.

A mis compañeros de estudios, para que sigan adelante y nunca renuncien a sus sueños y metas.

Maria Pérez

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco primeramente a Dios, por darme el entendimiento, y la sabiduría para cumplir esta meta, por estar conmigo en todo momento y acompañarme en toda mi carrera.

Les agradezco a mis padres Jean López y Ayari Marcano, por darme la vida, formarme y educarme. Por ser ese pilar sólido que siempre se mantuvo, y por seguir dando lo mejor de ellos en todo instante, por desear y anhelar siempre lo mejor para mí, por confiar y creer en mí, por preocuparse por mi evolución en mi carrera y por estar en todo momento cuando de su ayuda necesité.

Le agradezco a mi pareja, Jorge Gurley, por motivarme a seguir mis sueños, por entenderme, preocuparse, por dar lo mejor de sí, por acompañarme y estar siempre en todo momento para mí.

Les agradezco a mis compañeras y amigas Hildelis Gómez e Isabella Hernández, con quienes comencé la travesía de esta meta en común, y con las que compartí innumerables noches de estudio, y apoyo mutuo.

Le agradezco a mi compañera de Tesis, y muy amiga también, Maria Pérez, por acompañarme y brindarme su apoyo, por haber compartido junto a mí infinitos días y noches de estudios.

Le agradezco a mi tutor académico, Daniel Cabrera, por brindarnos de su conocimiento durante todo el proceso de esta tesis. Así como también un extenso agradecimiento a todos los profesores de la presente Universidad que contribuyeron a formarme como Ingeniera. Y por último, le agradezco a cada uno de mis compañeros de estudio, y a todas esas personas que de alguna manera pusieron su granito de arena para alcanzar esta meta.

Felievis López

Primeramente doy gracias a Dios todo poderoso, por haberme dado la fuerza, sabiduría, entendimiento, perseverancia para no decaer en ningún momento y sobre todo por haber iluminado mi camino como estudiante de Ingeniería Civil, permitiéndome llegar victoriosa hasta esta última etapa, gracias por nunca desampararme y cuidarme en todo momento.

A mis padres, Carlos Pérez y Lolimar Rodríguez, infinitas gracias porque siempre me han brindado su apoyo incondicional, son el regalo más valioso que Dios me ha dado. Gracias por siempre dar lo mejor de sí para que yo llegara hasta aquí, sin ustedes esto no hubiese sido posible. Doy gracias por la educación que me dieron, por enseñarme valores y principios, para ser una persona respetuosa, responsabilidad y solidaria, lo cual me ha llevado a ser quien soy hoy día. Agradezco a mi hermano, por siempre estar allí apoyándome en todo momento y por siempre mostrarme su cariño.

A mi abuela, por ser ese ángel que me cuida desde el cielo, por siempre haberme dado su inmenso amor y a pesar de no estar hoy físicamente conmigo siempre será mi mayor ejemplo de dedicación, superación, esfuerzo, compromiso y bondad.

A mi compañera de Tesis, Felievis López por acompañarme y brindarme su apoyo incondicional durante estos 5 años de estudios.

Agradezco a mi tutor académico, Daniel Cabrera por brindarnos toda su colaboración y conocimiento, por su asesoría, ayuda y consejos para el desarrollo y culminación de este proyecto. A cada uno de los profesores que formaron parte de mi crecimiento y desarrollo universitario en especial al Profesor Jhonatan Martínez, Anabel González, Elys Rondón, Jesús Álvarez, Ramón Loaiza y Carlos Cermeño por todo su tiempo y dedicación. Y por último, a cada uno de mis compañeros de estudios por todo su apoyo.

Maria Pérez

Universidad De Oriente
Núcleo De Anzoátegui
Extensión Cantaura
Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas
Departamento De Ingeniería Civil



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DEL MÓDULO DE
AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURO, EDO.
ANZOÁTEGUI BAJO LOS REQUISITOS DE LA NORMA FODENORCA 1756-2018**

Autores: Felievis V. López Marcano
Maria M del Valle. Pérez Rodríguez

Tutor Académico: Ing. Daniel J. Cabrera V.

Año: 2022

RESUMEN

Los cambios en el estado del arte en la ingeniería estructural, han ocasionado que se generen variaciones en los procesos de análisis y diseño estructural, de esta realidad no escapa Venezuela, ya que se encuentran muchas estructuras diseñadas y proyectadas con el documento técnico COVENIN 1756-2001, el cual, presenta un desfase en sus requerimientos con respecto a la actualización del código FODENORCA 1756-2018, ocasionando una posible disminución de la confiabilidad en las estructuras de concreto armado en el país, cabe destacar que el nuevo código involucra nuevas consideraciones siendo una de ellas el efecto de la mampostería sobre la estructura. De allí radica la finalidad de realizar un estudio comparativo de ambos documentos, especialmente en lo referente a la variación de la demanda con respecto a la amenaza del sitio para el Módulo de aulas de la Universidad de Oriente, Extensión Cantaura. Basándose dicho proyecto en un tipo de investigación de campo con un nivel de investigación descriptivo. Por ende, el análisis de la edificación se basó en evaluar el comportamiento estructural del edificio, por lo que fue necesario estudiar cada uno de los elementos estructurales que la conforman, por medio de la revisión de los planos originales, inspecciones visuales y un levantamiento planialtimétrico. También se realizó un análisis no lineal (Pushover), para conocer el comportamiento estructural del edificio en cuestión. Por último, se realizó un reforzamiento a los elementos estructurales aplicando FRP de acuerdo a la norma ACI-440.2R-08.

Palabras claves: Amenaza, Demanda, Pushover, Comportamiento, Reforzamiento, FRP.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS	vii
RESUMEN	ix
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xv
ÍNDICE DE FIGURAS	xviii
INTRODUCCIÓN	xxiii
CAPITULO I	28
EI PROBLEMA	28
1.1. Planteamiento del Problema.....	28
1.2. Objetivos de la Investigación.....	30
1.2.1. Objetivo General.....	30
1.2.2. Objetivos Específicos.....	31
1.3. Generalidades.....	31
1.3.1. Municipio General Pedro María Freites.....	31
1.3.2. Universidad de Oriente Extensión Cantaura.....	33
CAPÍTULO II	35
MARCO TEÓRICO.....	35
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	35
2.1.1. Vulnerabilidad ciudadana ante amenazas sísmicas.....	36
2.1.2. Normas venezolanas.....	37

2.2. Bases Teóricas.	41
2.2.1. Espectros sísmicos de acuerdo a la Norma COVENIN.	41
2.2.2. Espectros sísmicos de acuerdo con la Norma FODENORCA.	49
2.2.3. Método Estático Equivalente.	68
2.2.4. Diagonal.	74
2.2.5. Dimensiones de bielas.	74
2.2.6. Diagrama de curvatura.	78
2.2.7. Combinaciones de cargas.	82
2.2.8. Rigideces de los Elementos Estructurales.	82
2.2.9. Software AutoCAD.	83
2.2.10. Software estructural para análisis y diseño de edificios ETABS (Structural Software for Building Analysis and Design).	83
2.2.11. Programa software Sika CarboDur.	84
2.2.12. Análisis no lineal (Método Pushover).	84
2.2.13. Nivel de desempeño.	86
2.2.14. Requisitos Mínimos que se deben cumplir en la Máxima Respuesta.	87
2.2.15. Diseño sismorresistente de pórticos de concreto armado.	87
2.2.16. Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica.	88
2.3. Glosario de Términos Básicos.	90
2.3.1. Amenaza.	90
2.3.2. Análisis de Riesgo.	90

2.3.3. Análisis no Lineal.	91
2.3.4. Capacidad.	91
2.3.5. Curva de Capacidad.....	91
2.3.6. Demanda.....	92
2.3.7. Desempeño Estructural.....	92
2.3.8. Ductilidad.	93
2.3.9. Espectro de Capacidad.	93
2.3.10. Espectro de Demanda.....	93
2.3.11. Fibras de Carbono (FRP).	93
2.3.12. Fragilidad.	94
2.3.13. Mitigación del Riesgo.	94
2.3.14. Punto de Desempeño.....	94
2.3.15. Reforzamiento de Estructuras.....	94
2.3.16. Riesgo.	95
2.3.17. Rótulas Plásticas.....	95
2.3.18. Sismo.	95
2.3.19. Vano.....	96
2.3.20. Vulnerabilidad Sísmica.....	96
CAPITULO III	97
MARCO METODOLÓGICO	97
3.1. Tipo de investigación.	97
3.2. Nivel de la investigación.	97
3.3. Técnicas utilizadas.....	98

3.3.1. Técnicas para la recolección de datos.	98
3.3.2. Técnicas para el análisis de datos.	98
3.3.3. Instrumentos utilizados.....	99
3.4. Procesamiento de datos.	99
CAPITULO IV	101
PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	101
4.1. Variación de la demanda de diseño correspondiente a la amenaza del sitio.	101
4.1.1. Método Estático Equivalente.	110
4.1.2. Comparación de aceleraciones espectrales.....	117
4.2. Efectuar el levantamiento planialtimétrico de la tabiquería y demás elementos no estructurales de los módulos de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui.	118
4.3. Realizar el análisis no lineal (Pushover) del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la norma FODENORCA 1756-2018 con la ayuda del programa ETABS 18.....	124
4.3.1. Consideraciones Adicionales del Sistema Estructural.....	140
4.3.2. Diagrama de curvatura.	144
4.4. Establecer el nivel de desempeño estructural del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodenorca 1756-2018.....	153
4.5. Proponer reforzamiento estructural del edificio de aulas que cumpla las condiciones de demanda establecidas en la Norma Fodenorca 1756-2018, aplicando la Norma ACI-440.2R-08.....	155

4.5.1. Verificación de la Resistencia de los Pórticos.	157
4.5.2. Fallas en los elementos estructurales.	162
CAPITULO V	171
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	171
5.1. Conclusiones.	171
5.2. Recomendaciones.	172
BIBLIOGRAFÍA	175
HOJAS DE METADATOS	178

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Zonificación Sísmica de Venezuela.	42
Tabla 2. Forma Espectral y Factor de Corrección.....	43
Tabla 3. Valores de A_0	44
Tabla 4. Factor de Importancia.	45
Tabla 5. Niveles de Diseño.	45
Tabla 6. Factor de Reducción R.	46
Tabla 7. Valores T^* , β y p	46
Tabla 8. Valores T^+	47
Tabla 9. Niveles de Diseño Permitidos.	50
Tabla 10. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo de Diseño.....	59
Tabla 11. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo Extremo.	59
Tabla 12. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo Frecuente.....	59
Tabla 13. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos.....	60
Tabla 14. Factor de clase de sitio para periodos cortos FAC.....	62
Tabla 15. Factor de clase de sitio para periodos intermedios FVC.	62
Tabla 16. Factor de clase de sitio para períodos largos FDC.	62
Tabla 17. Factores de condición topográfica.	63
Tabla 18. Factores de profundidad del basamento rocoso.	63
Tabla 19. Factor de redundancia ρ	64
Tabla 20. Factor de Irregularidad.....	64
Tabla 21. Valores del coeficiente q	65
Tabla 22. Valores del período característico T^+ en segundos.....	65
Tabla 23. Fracción de las cargas variables para calcular W	70

Tabla 24. Valores de σ	72
Tabla 25. Valores de C_t para determinar T_a	72
Tabla 26. Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco.	76
Tabla 27. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^*	76
Tabla 28. Resistencia de diseño a compresión diagonal.	77
Tabla 29. Momentos de inercia de secciones agrietadas.	82
Tabla 30. Límite en las Distorsiones de entre Pisos (Drift).	87
Tabla 31. Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.	89
Tabla 32. Datos sísmicos COVENIN (2001).	102
Tabla 33. Datos sísmicos FODENORCA (2018).	103
Tabla 34. Factores de sitio FODENORCA (2018).	103
Tabla 35. Factores de sitio para espectro de diseño FODENORCA (2018).	104
Tabla 36. Inercia de columnas.	112
Tabla 37. Rigidez por nivel.	112
Tabla 38. Dimensiones de vigas.	113
Tabla 39. Cargas estáticas.	113
Tabla 40. Datos para la aplicación del método.	114
Tabla 41. Masas por nivel.	115
Tabla 42. Sismo elástico 2018.	115
Tabla 43. Sismo inelástico 2018.	115
Tabla 44. Sismo de diseño 2001.	116
Tabla 45. Sismo elástico 2001.	116
Tabla 46. Comparación de aceleraciones espectrales de diseño.	117
Tabla 47. Comparación de aceleraciones espectrales de respuesta elástica.	118
Tabla 48. Propiedades del concreto.	125

Tabla 49. Propiedades del Acero A615 Grado 60.....	125
Tabla 50. Análisis de carga de la estructura.	126
Tabla 51. Momentos de inercia de secciones agrietadas	126
Tabla 52. Datos de entrada usados para el modelo.	126
Tabla 53. Factores empleados.....	141
Tabla 54. Dimensiones de las bielas.	141
Tabla 55. Resistencia de bielas.	142
Tabla 56. Valores del diagrama de curvatura obtenidos para las columnas.	144
Tabla 57. Valores del diagrama de curvatura obtenidos para las vigas.....	146
Tabla 58. Valores para calcular la máxima respuesta.	154
Tabla 59. Pesos sísmicos de la estructura.	156
Tabla 60. Verificación de coeficientes sísmicos.....	156
Tabla 61. Verificación de la resistencia de los pórticos de módulo de aulas.	157
Tabla 62. Verificación de la resistencia de los pórticos en el módulo de escalera.	159
Tabla 63. Verificación de la resistencia de los pórticos en el módulo de escalera.	160
Tabla 64. Tipos de fallas en vigas.....	162
Tabla 65. Tipos de fallas en columnas.....	164
Tabla 66. Datos de vigas aplicados en Sika Carbodur.	166
Tabla 67. Datos de vigas aplicados en Sika Carbodur.	168
Tabla 68. Reforzamiento confinado en vigas.	169
Tabla 69. Reforzamiento confinado en columnas.	169

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del municipio Pedro María Freites. Fuente: Google Maps.	32
Figura 1. Fachada delantera de los módulos de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Fuente: Autores.	34
Figura 2. Interior de los módulos de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Fuente: Autores.....	34
Figura 3. Zonificación Sísmica de Venezuela. Fuente: COVENIN (2001). ...	42
Figura 4. Espectro de Respuesta Elástica. Fuente: COVENIN (2001).	48
Figura 5. Mapa de Venezuela con ampliación nor- oriental, en el este. Valores de A_0 . Fuente: FODENORCA (2018).....	57
Figura 6. Mapa de Venezuela con ampliación nor- oriental, en el este. Valores de A_1 . Fuente: FODENORCA (2018).....	57
Figura 7. Mapa de Venezuela con ampliación nor- oriental, en el este. Valores de T_L . Fuente: FODENORCA (2018).....	58
Figura 8. Representación gráfica de una diagonal.....	74
Fuente: Autores.	74
Figura 9. Representación del Análisis Estático no Lineal (Método Pushover).Fuente: Arango (2009).....	85
Figura 10. Espectro de diseño de COVENIN (2001). Fuente: Autores.	102
Figura 11. Espectro de respuesta elástica de COVENIN (2001). Fuente: Autores.	102

Figura 12. Espectro elástico con sismo de diseño de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.	105
Figura 13. Espectro elástico con sismo extremo de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.	106
Figura 14. Espectro elástico con sismo frecuente de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.	106
Figura 15. Espectro inelástico con sismo de diseño de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.	108
Figura 16. Espectro inelástico con sismo extremo de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.	108
Figura 17. Espectro de diseño 2001-2018. Fuente: Autores.....	109
Figura 18. Espectro de respuesta elástica 2001-2018. Fuente: Autores. ...	109
Figura 19. Modelado de la estructura. Fuente: Programa ETABS 18.	111
Figura 20. Planta y pórticos de la edificación. Fuente: Autores.	111
Figura 21. Tomando medidas para el levantamiento planialtimétrico. Fuente: Autores.	119
Figura 22. Modelado de planta de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Fuente: Autores.....	120
Figura 23. Modelado vertical del módulo de aulas en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.	121
Figura 24. Modelado vertical del módulo de aulas en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.	122
Figura 25. Modelado vertical de los módulos de las escaleras en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.	123

Figura 26. Detallado de columnas C1 y C2 presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.....	127
Figura 27. Detallado de columnas C3 y C4 presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.....	128
Figura 28. Detallado de vigas, cortes A, B, C y D presentes en la estructura. Fuente: planos estructurales. Modificado por Autores.	129
Figura 29. Detallado de vigas, cortes E, F, G y H presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.....	130
Figura 30. Detallado de vigas, cortes I, J, K y L presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.....	131
Figura 31. Detallado de vigas, cortes M, N, O y P presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales, modificado por autores.	132
Figura 32. Detallado de vigas, cortes Q, R y S presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.....	133
Figura 33. Desplazamiento espectral, análisis en dirección X. COVENIN 2001. Fuente: Autores.	134
Figura 34. Desplazamiento espectral, análisis en dirección Y, COVENIN 2001. Fuente: Autores.	135
Figura 35. Desplazamiento espectral, análisis en dirección X, FODENORCA 2018. Fuente: Autores.	135
Figura 36. Desplazamiento espectral, análisis en dirección Y, FODENORCA 2018. Fuente: Autores.	136
Figura 37. Rótulas presentes en dirección X, elevación en B para el paso 1. Fuente: Autores.	136
Figura 38. Rótulas presentes en dirección X, elevación en C para el paso 1. Fuente: Autores.	137

Figura 39. Rótulas presentes en dirección X, elevación en E para el paso 3. Fuente: Autores.	137
Figura 40. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 1 para el paso 2. Fuente: Autores.	138
Figura 41. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 2 para el paso 7. Fuente: Autores.	138
Figura 42. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 3 para el paso 7. Fuente: Autores.	139
Figura 43. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 4 para el paso 1. Fuente: Autores.	139
Figura 44. Columna C1. Fuente: Autores.	145
Figura 45. Columna C2. Fuente: Autores.	145
Figura 46. Columna C3. Fuente: Autores.	145
Figura 47. Columna C4. Fuente: Autores.	146
Figura 48. Viga V1. Fuente: Autores.	147
Figura 49. Viga V2. Fuente: Autores.	147
Figura 50. Viga V3. Fuente: Autores.	147
Figura 51. Viga V4. Fuente: Autores.	148
Figura 52. Viga V5. Fuente: Autores.	148
Figura 53. Viga V6. Fuente: Autores.	148
Figura 54. Viga V7. Fuente: Autores.	149
Figura 55. Viga V8. Fuente: Autores.	149
Figura 56. Viga V9. Fuente: Autores.	149
Figura 57. Viga V10. Fuente: Autores.	150

Figura 58. Viga V11. Fuente: Autores.....	150
Figura 59. Viga V12. Fuente: Autores.....	150
Figura 60. Viga V13. Fuente: Autores.....	151
Figura 61. Viga V14. Fuente: Autores.....	151
Figura 62. Viga V15. Fuente: Autores.....	151
Figura 63. Viga V16. Fuente: Autores.....	152
Figura 64. Viga V17. Fuente: Autores.....	152
Figura 65. Viga V18. Fuente: Autores.....	152
Figura 66. Pórticos menores al 65%. Fuente: Autores.....	162
Figura 67. Gráfico de elementos estructurales. Fuente: Autores.....	165
Figura 68. Gráfico de vigas. Fuente: Autores.....	165
Figura 69. Gráfico de columnas. Fuente: Autores.....	165

INTRODUCCIÓN

Un sismo es el movimiento que se produce en la superficie terrestre durante un terremoto, y se debe a una energía liberada a gran profundidad en el interior de la tierra, conocido como el foco del terremoto. Esta energía se transmite a través de la superficie por las llamadas ondas sísmicas, denominadas internas o superficiales.

Entre las ondas internas, se tiene, a la onda “P” u onda primaria, que avanza a una velocidad entre 4-7km/s dependiendo de la densidad de la roca que atraviesa. Es una onda de tipo compresivo o compresión, donde el material rocoso se comprime en la dirección de propagación de la onda y posteriormente se expande.

El segundo tipo de onda interna se denomina, onda “S” u onda secundaria, esta se propaga a través de las rocas a una velocidad de entre 2-5km/s aproximadamente, siendo la mitad de la velocidad en que avanzan las ondas P. Una onda S, es una onda transversal donde el material rocoso situado en su trayectoria sube y baja o se mueve lateralmente de forma perpendicular a la dirección de la propagación de la onda.

Por otro lado, se encuentran las ondas superficiales que se propagan por la superficie terrestre a partir del epicentro, el punto de la superficie más próximo al foco del terremoto. Las ondas superficiales son más lentas que las ondas internas, avanzan a una velocidad entre 2-3km/s, y pueden deformar la superficie terrestre además de causar daños en viviendas, edificios y otras estructuras.

Existen dos tipos de ondas superficiales. Las ondas de Love, provocan un movimiento de lado a lado perpendicular a su dirección de propagación, pueden provocar daños al romper carreteras o tuberías. Mientras que, la onda Rayleigh, mueve la superficie terrestre en círculos, hacia arriba, hacia adelante, hacia atrás y hacia abajo, provocando daños al desplazar los

edificios de sus cimientos en la mayor parte de los terremotos. Cabe destacar, que los mayores desastres ocasionados se deben a las ondas superficiales que hacen que el suelo siga en dirección vertical y hacia los lados al mismo tiempo.

En un evento sísmico las fallas forman parte esencial de los daños ocasionados. Las fallas sismogénicas son desplazamientos que se forman por la fractura de las rocas superficiales de la tierra cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas. Las fallas se dividen según su movimiento relativo. La falla normal es generada por fracción y surge cuando el movimiento o desplazamiento es predominantemente vertical hacia abajo, la falla inversa se genera por compresión con movimientos o desplazamientos verticales hacia arriba, la falla rumbo deslizante se genera cuando los movimientos son de manera horizontal o lateral, y por último la falla oblicua es la combinación de desplazamientos de forma horizontal y vertical.

En Venezuela las fallas productoras de sismo más importantes son la de Boconó, San Sebastián y El Pilar que constituyen el contacto entre la placa de Sudamérica y la placa del Caribe y su movimiento predominantemente es rumbo deslizante. En el país han ocurrido eventos sísmicos de gran magnitud que ocasionaron grandes pérdidas materiales, así como también pérdidas humanas significativas, en consecuencia, algunos de los sismos que devastaron el país son: el sismo ocurrido el 26 de Marzo de 1812 con un promedio de 8 grados en la escala de Richter que destruyó las ciudades más importantes desde Mérida hasta Caracas.

Otro sismo representativo fue el ocurrido en Caracas en Julio del año 1967, conocido como el terremoto “Cuatricentenario”, a consecuencia de las lesiones producidas de este evento, cobró relevancia el estudio de estos fenómenos, lo que dio origen a la creación de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS).

En Julio de 1997, un sismo de 6.9 grados en la escala de Richter, azotó la ciudad de Cariaco en el estado Sucre. Debido a los desastres ocasionados por dichos eventos sísmicos, surgió la necesidad de crear programas orientados a la sensibilización tanto de la población, como de los organismos del estado, que han permitido en cierto modo a contribuir con la prevención de futuros desastres, ya que los resultados obtenidos de los distintos estudios que se realizan en este ámbito han favorecido a la creación o modificación de normas sísmicas que regularizan la construcción de nuevas edificaciones o la evaluación de las mismas.

Partiendo de esto, la importancia de la evaluación sísmica de una edificación requiere establecer su capacidad de satisfacer el nivel de desempeño esperado, de acuerdo con la sismicidad local, propia o característica de su emplazamiento, que servirán de base para la toma de las decisiones relativas a la necesidad de implementar una adecuación o intervención de la edificación.

Desde el punto de vista operativo, la evaluación sísmica de una edificación exige como siguiente paso, la evaluación de las pérdidas potenciales o daños probables inducidos por los diferentes niveles de movimiento sísmico, de manera que, una edificación se considera sísmicamente inadecuada si las pérdidas potenciales estimadas durante la evaluación superan el nivel de daño tolerable y por ende, los niveles de exigencias sísmicas superan las previsiones sismorresistentes.

Existen una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes, algunos basados en comportamiento elástico lineal y otros en un comportamiento inelástico, no lineal. En los primeros, se definen estados de fuerzas laterales estáticas o dinámicas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos. En los métodos inelásticos, es posible

aproximarse a lo que realmente sucede en la edificación, identificar modos de falla y el potencial de un colapso progresivo.

En relación a lo antes expuesto, el presente estudio se centró en evaluar el desempeño estructural del módulo de aulas de la Universidad de Oriente, específicamente la extensión establecida en la ciudad de Cantaura, estado Anzoátegui, bajo los requisitos de la norma FODENORCA 1756-2018 Construcciones Sismorresistentes, que permitió identificar la variación existente con respecto a la norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismoresistentes, con la cual fue diseñado el edificio.

A partir de la recopilación de los datos extraídos, se analizó la estructura por medio de la aplicación del análisis no lineal Pushover, procedimiento que imita las deformaciones inelásticas progresivas en una estructura hasta visualizar su falla total. Dicho método, permitió establecer el nivel de desempeño o comportamiento estructural del módulo de aulas.

El presente proyecto, se estructuró de la siguiente manera para dar cumplimiento con los objetivos planteados:

- **Capítulo I:** Comprende el desarrollo del planteamiento del problema y los objetivos, tanto general como específicos propuestos en la investigación. De igual modo en este capítulo se hace una breve descripción del sitio de estudio.
- **Capítulo II:** Contiene una breve reseña de los estudios previos utilizados como referencia para la realización de la investigación, igualmente se definen diversos conceptos básicos necesarios para lograr el entendimiento pleno del tema en cuestión.
- **Capítulo III:** En este capítulo, se especifica la metodología utilizada, indicando el tipo y nivel de la investigación, también se establecen las técnicas e instrumentos aplicados y finalmente la metodología manejada para el análisis y procesamiento de los datos.

- **Capítulo IV:** Contempla los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología propuesta en el capítulo anterior para dar cumplimiento a los objetivos planteados en el capítulo I.
- **Capítulo V:** Abarca las conclusiones derivadas de los resultados obtenidos así como una serie de recomendaciones que podrán ser utilizadas como guía para futuros estudios.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema.

En las últimas décadas se ha visto como los eventos sísmicos afectan de manera significativa a las estructuras causando múltiples daños a la misma, por ende es de gran importancia tener conocimiento de su comportamiento sísmico, y de esta forma poder definir los mecanismos y acciones de refuerzo requeridos para la reducción de los efectos provocados por los movimientos del terreno.

En el mismo orden de ideas, las edificaciones se ven afectadas básicamente por la fuerza de la inercia que se genera a partir de la vibración de la masa del edificio. El peso de los edificios es lo que produce el colapso, así como las formas de las estructuras y las dimensiones de componentes estructurales, además que las fuerzas laterales tienden a deformar y generar agrietamientos en columnas y muros, de igual manera la acción de la gravedad sobre la debilitada estructura influye en la respuesta de la misma ante un sismo. De allí radica la importancia del cumplimiento de las exigencias y recomendaciones que establecen los códigos de diseño sismorresistentes, para mitigar las pérdidas humanas y minimizar los posibles impactos económicos.

En contraste a lo ya mencionado, con el tiempo existe un continuo avance en la generación de conocimientos y nuevas herramientas tecnológicas, que conllevan a la modificación de las normas, lo cual, puede afectar el concepto de seguridad de las estructuras, en específico si se generan cambios para minimizar la vulnerabilidad de las mismas, en especial en las normas sismorresistentes, las cuales están en constante modificación, tanto por la actualización de su estado del arte, así como también, a las evidencias recogidas en campo al ocurrir un evento sísmico, de allí radica la

importancia de estar actualizado con el estado del arte del diseño sismorresistente, con el fin de diseñar y evaluar estructuras, para garantizar su óptimo desempeño durante los eventos sísmicos.

En referencia con lo anterior, en Venezuela el código de diseño Sismorresistente, ha sido actualizado con la publicación por parte del Fondo de Desarrollo para la Normalización, Calidad, Certificación y Metrología (FODENORCA), Construcciones Sismorresistentes 1756-2018, lo cual conlleva a la evaluación de las estructuras existentes clasificadas como Construcciones Primordiales y Construcciones Esenciales. Entre las Construcciones Esenciales se tienen, médicos asistenciales (menores a tipo IV), edificaciones públicas y privadas con elevada concentración de personas, edificaciones educacionales, entre otras. A las cuales se debe determinar su desempeño estructural. Por tal motivo, se propuso evaluar el desempeño estructural del edificio del Módulo de aulas de la Universidad de Oriente (UDO) Extensión Cantaura.

Dicho lo anterior, se pretendió realizar la evaluación del desempeño estructural aplicando métodos de Análisis No Lineales (ANL), en específico el método de "Pushover", descrito por el Consejo Ampliado de Tecnología (ATC, en sus siglas en inglés) ATC-40, considerando la degradación de los elementos estructurales, así como también, la interacción de los elementos no estructurales dentro de la edificación (paredes, ventanas, entre otros), analizando la amenaza del sitio establecida en la FODENORCA 1756-2018 permitiendo determinar el comportamiento ante las acciones sísmicas.

Por consiguiente, la extensión o el alcance del presente proyecto se desarrolló, teniendo como fundamento los siguientes aspectos, verificación de las dimensiones de los elementos no estructurales, así como el levantamiento planialtimétrico de estos, comparación de la amenaza del sitio en referencia a la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1756-2001, y la

Norma FODENORA 1756-2018, al mismo tiempo realizar el Análisis no Lineal (Pushover), y por último verificar el desempeño probable del edificio.

En contraste con lo antes descrito se puede indicar que Romero y Souki (2015), realizaron un estudio de patología del edificio del módulo de aulas en el cual realizaron una revisión estructural aplicando un análisis dinámico espacial con tres grados de libertad por nivel para verificar la resistencia de los elementos, así como también un análisis no lineal para determinar su desempeño a partir de los requisitos de la norma COVENIN 1756-2001. Por lo que se puede expresar que ya existían estudios previos tanto en el área estudiada así como también en la edificación analizada, se puede decir que es el primer estudio presentado en la Universidad de Oriente Extensión Cantaura en la cual se evaluó el desempeño estructural bajo los requisitos de la FODENORCA 1756-2018.

De tal manera la importancia de esta investigación radicó en el hecho de que servirá como guía o referencia a los estudiantes de Ingeniería Civil Extensión Cantaura, así como también a profesionales en general interesados en desarrollar un análisis de desempeño estructural en edificaciones bajo los requisitos de la FODENORCA 1756-2018, de igual manera permitió la evaluación de la vulnerabilidad de la planta física de la UDO Extensión Cantaura generando información importante para la creación de un plan de gestión de riesgo de la Universidad de Oriente.

1.2. Objetivos de la Investigación.

1.2.1. Objetivo General.

Evaluar el desempeño estructural del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Edo. Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodenorca 1756-2018.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Identificar la variación de la demanda de diseño correspondiente a la amenaza del sitio.
- Efectuar levantamiento planialtimétrico de las tabiquerías y demás elementos no estructurales de los módulos de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui.
- Realizar análisis no lineal (Pushover) del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodenorca 1756-2018, con la ayuda del programa ETABS 18.
- Hallar el nivel de desempeño estructural del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodenorca 1756-2018.
- Proponer reforzamiento estructural del edificio de aulas que cumpla las condiciones de demanda establecidas en la Norma Fodenorca 1756-2018, aplicando la Norma ACI-440.2R-08.

1.3. Generalidades.

1.3.1. Municipio General Pedro María Freites.

Pedro María Freites, es uno de los 21 municipios que forman parte del Estado Anzoátegui, Venezuela, ubicado en la zona este del estado, como se observa en la Figura 1. Cuenta con una superficie total de 7.850 km² de extensión territorial. Está dividido en cuatro (4) parroquias, las cuales son las siguientes: Santa Rosa, Úrica, Libertador y Cantaura; siendo Cantaura la capital del municipio, donde se establece el núcleo del Gobierno Municipal. La población total del municipio es de 89.552 habitantes, distribuidos en 30.000 habitantes en la zona rural y 40.000 habitantes en la zona urbana, teniendo una superficie urbana de 10,30 km².

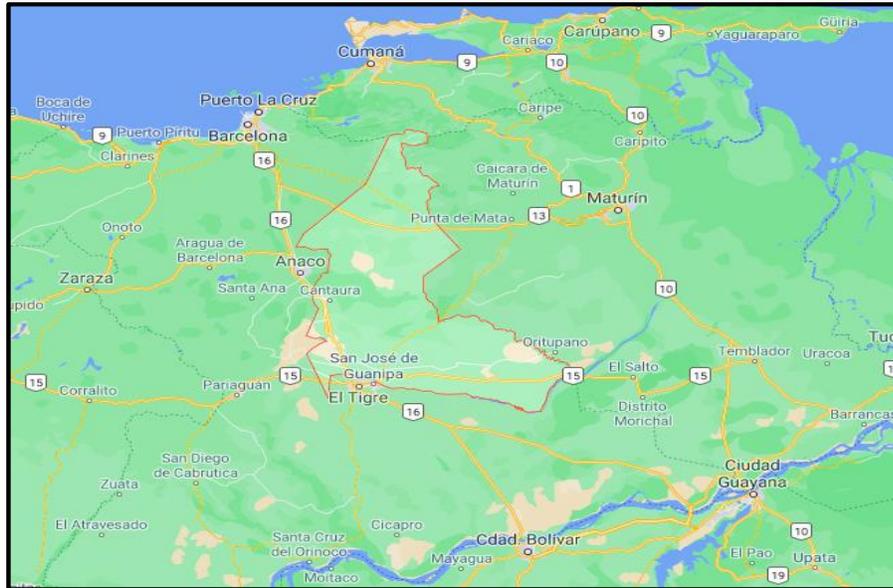


Figura 1. Ubicación del municipio Pedro María Freites. Fuente: Google Maps.

Límites del municipio.

- Al Norte limita con el Estado Sucre y el Municipio Libertad.
- Al Este fronteriza con el Estado Monagas
- Al Sur con el Municipio Independencia, el Municipio Guanipa y el Municipio Simón Rodríguez.
- Al Oeste limita con el Municipio Santa Ana y Municipio Anaco.

Cantaura.

Cantaura es una parroquia, y a su vez capital del municipio General Pedro María Freites, en el estado Anzoátegui. Se despliega entre la cordillera de la Costa y se empalma con la Mesa de Guanipa. Su localización exacta corresponde a las coordenadas geográficas: 09° 18' 40" de Latitud Norte y 64° 21' 34" de Longitud Oeste. Las altitudes en el casco urbano oscilan entre los 261,64 msnm, en la Plaza Guevara y Lira, 251,00 en la Plaza Bolívar; 255,49 en el Grupo Escolar Guevara y Lira y 258,53 metros sobre el nivel del mar, en la Plaza Primero de Mayo

Su nombre antiguo era Chamariapa y fue fundada el 20 de agosto de 1740 por Fray Fernando Jiménez, misionero franciscano. Cualquiera que visite esa ciudad se quedará asombrado de como una ciudad que apenas sobrepasa los 40.000 habitantes cuenta con tantos servicios e infraestructuras de gran importancia como la sede de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, el Terminal de Pasajeros Pedro María Freites, el Cuartel de Bomberos, el Paseo de la Virgen de la Candelaria, el Teatro Municipal Alfredo Sadel, entre otros.

Límites.

- Al norte limita con la población de Santa Rosa de Ocopi y Anaco.
- Al este fronteriza con la población de Santa Rosa de Ocopi y limita con el estado Monagas.
- Al sur con San Tomé, El Tigre y Guanipa.
- Al oeste San Joaquín y Santa Ana.

1.3.2. Universidad de Oriente Extensión Cantaura.

La Extensión Cantaura es un proyecto que emerge del Convenio de Cooperación entre la Universidad de Oriente y el Municipio Pedro María Freites, el 3 de Noviembre de 2009, con el fin de impulsar un desarrollo integral en Cantaura y en sus comunidades vecinas. Esta casa de estudios inicia sus actividades académicas y administrativas el 7 de diciembre del mismo año, correspondiente al segundo semestre de 2009.

Esta extensión se encuentra construida en una superficie de terreno de 48.595.50m², actualmente consta de dos edificios, uno que alberga todo el personal administrativo encargado del mantenimiento y funcionamiento de la sede y por otro lado está el edificio de aulas, a su vez posee un estacionamiento apto para 270 vehículos y una cancha de usos múltiples para practicar diversas disciplinas deportivas.

El proyecto inició con la construcción del edificio de aulas el cual está construido en un área de 5.231m² con dos niveles superiores, el mismo se encuentra dividido en dos módulos simétricos que poseen cinco aulas cada uno, así como también un área de baños y bebederos; todo esto se encuentra unido por pasillos que sirven de acceso a dichas áreas. En las siguientes figuras se puede observar la fachada y el interior de los Módulos de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura.

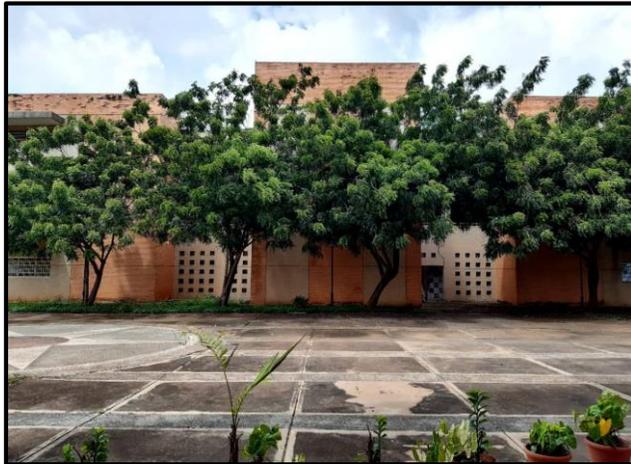


Figura 1. Fachada delantera de los módulos de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Fuente: Autores.

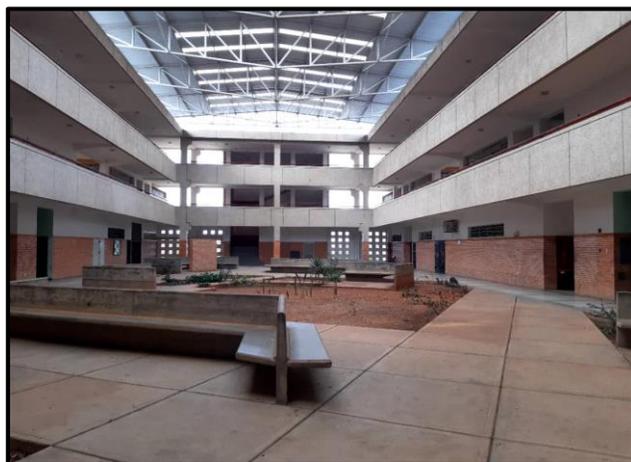


Figura 2. Interior de los módulos de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Fuente: Autores.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación.

Para lograr los objetivos propuestos en este trabajo de grado, se consideraron el respaldo de diversos trabajos realizados con anterioridad, en relación al tema en estudio. En tal sentido, García (2018), realizó un proyecto de grado que consistió en la elaboración de curvas de fragilidad, con la finalidad de evaluar la vulnerabilidad del edificio de aulas de la Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui Extensión Cantaura. Donde se aplicó la ecuación establecida en la metodología HAZUS Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (FEMA, en sus siglas en inglés) FEMA-1999. Dicho estudio sirvió como base para el desarrollo de este trabajo de grado, y a su vez como guía para la verificación y validación de los resultados obtenidos en el análisis estático no lineal "Pushover".

Ahora bien, FEMA (2018), presentó un ejemplo práctico de aplicación de la Guía de diseño de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE, en sus siglas en inglés) ASCE/SEI 41-17, para la evaluación sísmica y reforzamientos de edificios, siendo esta la base técnica para el desempeño sísmico actual y diseño por capacidad de las modificaciones sísmicas en los Estados Unidos. Esta publicación sirvió de referencia por sus pautas y estándares de evaluación sísmica para edificios existentes y diseño basado en el desempeño.

Por otro lado, Romero y Souki (2015), llevaron a cabo su proyecto de grado en el cual se realizó una evaluación de la patología del edificio de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, que consistió en una revisión estructural aplicando un análisis dinámico espacial con tres grados de libertad por nivel para verificar la resistencia de los elementos, así como también un análisis no lineal para determinar su desempeño a partir de los requisitos de

la norma COVENIN 1756-2001. Esto sirvió como guía de estudio preliminar para la ejecución del análisis de desempeño bajo los requisitos de la FODENORCA 1756-2018, para el proyecto planteado.

De modo similar, Zeeshan, Abbas y Abdul (2013), presentaron un estudio de evaluación sísmica y reforzamiento en un edificio existente de concreto armado en la ciudad de Islamabad, en este trabajo se procedió a simular un edificio, mediante el análisis estático no lineal "Pushover". Dicho edificio es de cuatro (04) niveles. Para cuantificar la amenaza se aplicaron los espectros de demanda basados en el sitio real, los cuales se comparan con los espectros de demanda del procedimiento de la ATC-40. Esta investigación al ser referente en el área de estudio, sirvió como base y aporte en el desarrollo del análisis no lineal requerido.

2.1.1. Vulnerabilidad ciudadana ante amenazas sísmicas.

En Venezuela es de gran inquietud la poca información actualizada y validada acerca de la vulnerabilidad que existe entre sus habitantes ante el riesgo de una amenaza natural. Actualmente, hay más personas viviendo en peores condiciones que cuando ocurrió el terremoto de 1967 en Caracas. Sin embargo, profesores de distintas universidades, junto a profesionales destacados en el área de prevención, realizaron estudios que permiten establecer índices de indefensión frente al impacto de un desastre natural.

El estudio más reciente fue realizado por la Universidad Central de Venezuela (UCV), la Universidad Simón Bolívar (USB) y la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB) como parte de la Encuesta sobre condiciones de vida Venezuela 2014 (Encovi) que llevó por nombre Vulnerabilidad ciudadana ante amenazas naturales, coordinado por el profesor Ángel Rangel.

Según Encovi, Venezuela, por sus características climáticas y por su ubicación, se encuentra expuesta al riesgo de inundaciones, tsunamis, incendios, deslizamientos y tormentas. Por su parte, la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis) establece que el 80% de la

población vive en zonas de alta amenaza sísmica, lo cual aumenta a medida que se eleva la cantidad de habitantes y las inversiones en infraestructura en estas localidades.

En este contexto, el Profesor e Ingeniero Ángel Rangel, quien también fue presidente de Defensa Civil, considera que la cantidad de afectados depende esencialmente de otras variables; en dónde se encuentre el epicentro del sismo o a qué hora del día. Si en el presente ocurriera un evento similar al terremoto de Caracas de 1967 sería desastroso, causaría un daño de mayor magnitud y con mayor cantidad de víctimas, ya que Venezuela hoy en día, es exponencialmente más indefensa ante una amenaza natural.

2.1.2. Normas venezolanas.

En los últimos años se ha reconocido la necesidad de actualizar los criterios de las normas de diseño sismorresistente, para tener un control del desempeño estructural, incorporando nuevos conceptos que buscan mantener las funciones y conservar las propiedades, además de evitar la pérdida de vidas. Con ventajas de representación visual, se han desarrollado métodos basados en la interacción del análisis estático no lineal con los espectros de respuesta elástica e inelástica.

Inicialmente, en Venezuela y en otras partes del mundo, el diseño estructural se basaba en resistencia para acciones determinadas con métodos elásticos lineales. Se establecía que todo edificio y cada una de sus partes deben ofrecer resistencia suficiente para soportar con seguridad las cargas permanentes y accidentales (Normas para el Cálculo de Edificios, 1947).

Estos requisitos se complementaban con un Manual para el Cálculo de Edificios (MOP, 1945), para facilitar el estudio y la revisión de los cálculos justificativos que deben acompañar a todo proyecto. Además, se contaba con las Normas para la Construcción de Edificios (MOP, 1944), instrumento que servía para reglamentar la construcción de los edificios nacionales, creando

una mística particular acerca de una inspección exigente sobre todo a las obras públicas, esto basado en la concepción europea de la construcción.

Posteriormente, se promulgaron las Normas para el Cálculo de Edificios (MOP, 1955) basadas en los principios aceptados en la Teoría de la Elasticidad y la Resistencia de Materiales y considera con las debidas justificaciones los conceptos de plasticidad y de ruptura. Esta normativa introdujo mejoras en las construcciones de mampostería, estuvo vigente mucho tiempo y solo se cambió ante la ocurrencia del Terremoto de Caracas de 1967.

Tres meses después se validan las Normas Provisionales para Construcciones Antisísmicas (MOP, 1967), con las primeras incursiones para lograr un control basado en desempeño. Se introducen la clasificación y el uso estructural, identificación de los suelos, derivas laterales máximas, torsión, efecto P-delta, Momento de vuelco, elementos no estructurales, separación por colindancia, método estático equivalente para edificaciones menores de 20 pisos y los métodos dinámicos para mayores alturas (Grases et al, 1984; Lobo Quintero y Thomson, 1994).

En Junio de 1978, se publicó el ATC 3-06, provisiones tentativas para ser utilizadas en el desarrollo de normas para el diseño y construcción de edificios, tomando en cuenta que la seguridad de vidas era la consideración primordial para el diseño de las construcciones. Se reconoce también que para ciertas edificaciones críticas, particularmente aquellas esenciales a la seguridad pública, y para ser usadas en caso de emergencia, los proyectistas deben disponer de criterios que permitan diseñarlas para que permanezcan operativas durante y después de un sismo.

Estas pautas que son el fundamento del diseño basado en desempeño, fueron recogidas, incorporadas y redactadas de diversas maneras, ya sea como artículos o comentarios en códigos o normas. Aquí se introduce un espectro tri-lineal, se amplía la clasificación estructural, se incorpora la

regularidad, se dan criterios para el diseño de diafragmas, confinamientos en el concreto, instrumentación de estructuras y se cubren las modificaciones y las reparaciones. En 1987, para sustituir a las Normas Provisionales MOP-67, con la motivación dada por los daños ocurridos durante los terremotos de 1985 en Chile el 3 de Marzo y en México del 19 de Septiembre, se promulgó la Norma Venezolana para Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756-87.

La extensión de las normas se realiza hasta el año 2001, con actividades interrumpidas por la Comisión designada en 1990, que elaboró el articulado final estimulada por los daños causados por el Terremoto de Cariaco del 09 de septiembre de 1997. Este documento titulado Norma COVENIN 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes 2001, se aplica al análisis y diseño de nuevas edificaciones de concreto, acero y mixtas de acero-concreto.

Este no incluye edificaciones de concreto prefabricadas u otro tipo de estructuras que no son edificaciones tales como puentes, tanques o diques. Se acepta que la estructura sismorresistente puede ser deformada hasta el rango inelástico sin pérdida sensible de resistencia. La confiabilidad final de la edificación para resistir terremotos dependerá no sólo del cumplimiento de las regulaciones del código sino que de un proceso adecuado de ejecución, inspección y mantenimiento de la propia edificación. El propósito de la misma, es asegurar que en el evento de terremotos se protejan la vida humana, se reduzca el daño a las edificaciones, a su vez que las facilidades esenciales permanezcan en operación.

Ahora bien, en el 2019, autoridades del Fondo de Desarrollo para la Normalización, Calidad, Certificación y Metrología (FODENORCA) y la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis), establecieron acuerdos con el fin de impulsar la actualización de la norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes, por la norma FODENORCA 1756-2018 Construcciones Sismorresistentes, que permitirá la inspección y mantenimiento de las edificaciones construidas en el país.

Además, proporcionará una adecuada configuración estructural en las construcciones, también establecerá estrategias que se deberán considerar a la hora de la elaboración de proyectos y posterior construcción, para disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones ante este tipo de eventos. Por otro lado, también sustituye a las normas venezolanas de estructuras especiales en cuanto a la definición de las acciones sísmicas. Entre ellas tenemos:

- a) Instalaciones Industriales: PDVSA (JA-221, JA-222, JA-224, FJ-251), COVENIN (3621, 3623).
- b) Instalaciones Eléctricas: EDELCA ETGS/PAS-001, CADAPE NSP-420, C.A. La Electricidad de Caracas DNI-ND-C-B-01-94.
- c) Puentes, como Disposición Transitoria: Lobo W., EN-1998-2, AASHTO.

Dicha norma tiene como objetivos, establecer criterios y procedimientos mínimos para el análisis, diseño y evaluación de edificaciones tipificadas sujetas a la acción de movimiento sísmico y a su vez especificar acciones sísmicas para aplicación a todo tipo de construcciones según su desempeño esperado. Cabe resaltar que la misma posee innovaciones principales, como:

- a) Disposición de varios grados de sismos para aplicación a diversas verificaciones y a todo tipo de construcciones.
- b) Definición de la amenaza sísmica en roca mediante tres parámetros en mapas de variación continua de ellas.
- c) Ampliación y refinamiento de la caracterización de los sitios y su subsuelo.
- d) Incorporación de nuevos materiales, incluyendo mampostería madera y otros, y novedosos tipos estructurales.
- e) Adición de factores de desempeño estructural como redundancia, irregularidad y sobrerresistencia.
- f) Tratamiento del efecto de los tabiques y paredes de relleno.
- g) Requisitos para componentes no-estructurales.

Esta norma está dirigida a edificaciones de viviendas, oficinas, comercios, naves industriales, hangares, escuelas, hospitales, teatros, iglesias, entre otras, de comportamiento tipificable. Comprende la evaluación, modificación, adecuación o reparación de edificios existentes, puede extenderse a construcciones industriales similares a edificios proyectados. Al mismo tiempo, no están permitidas las construcciones de naturaleza frágil, en las cuales no existan un sistema sismorresistente dúctil, tales como las constituidas por paredes de mampostería sin suficiente refuerzo dúctil interno o externo, piedra, tapia, concreto simple o cualquier otro material de carácter frágil.

No se incluyen en esta norma los criterios y procedimientos para construcciones industriales distintas a edificios o para estructuras especiales tales como puentes y subestaciones eléctricas, cuyo análisis y diseño se guiará por sus normas propias, excepto en cuanto a la definición de las acciones sísmicas para su desempeño deseado.

Al mismo tiempo, no contempla los casos de construcciones que presenten riesgos elevados de contaminación ambiental, interactúen con grandes masas de aguas u otros fluidos, tengan fundaciones muy alejadas entre sí, respondan principalmente a velocidades o desplazamientos impuestos por el terreno o construcciones cuya falla pueda ocasionar daños significativos a la sociedad, además, no considera el diseño de estructuras ante eventos especiales tales como desplazamientos de fallas geológicas, ruptura del terreno, avalanchas, tsunamis o maremotos, inundaciones, incendios, entre otros.

2.2. Bases Teóricas.

2.2.1. Espectros sísmicos de acuerdo a la Norma COVENIN.

- **Zona sísmica:** La zona sísmica se obtiene de acuerdo al municipio donde esté ubicada la obra de acuerdo al mapa mostrado en la figura

4. Debido a que la estructura estudiada se encuentra ubicada en el estado Anzoátegui se muestra la zonificación sísmica del mismo, en la tabla 1.

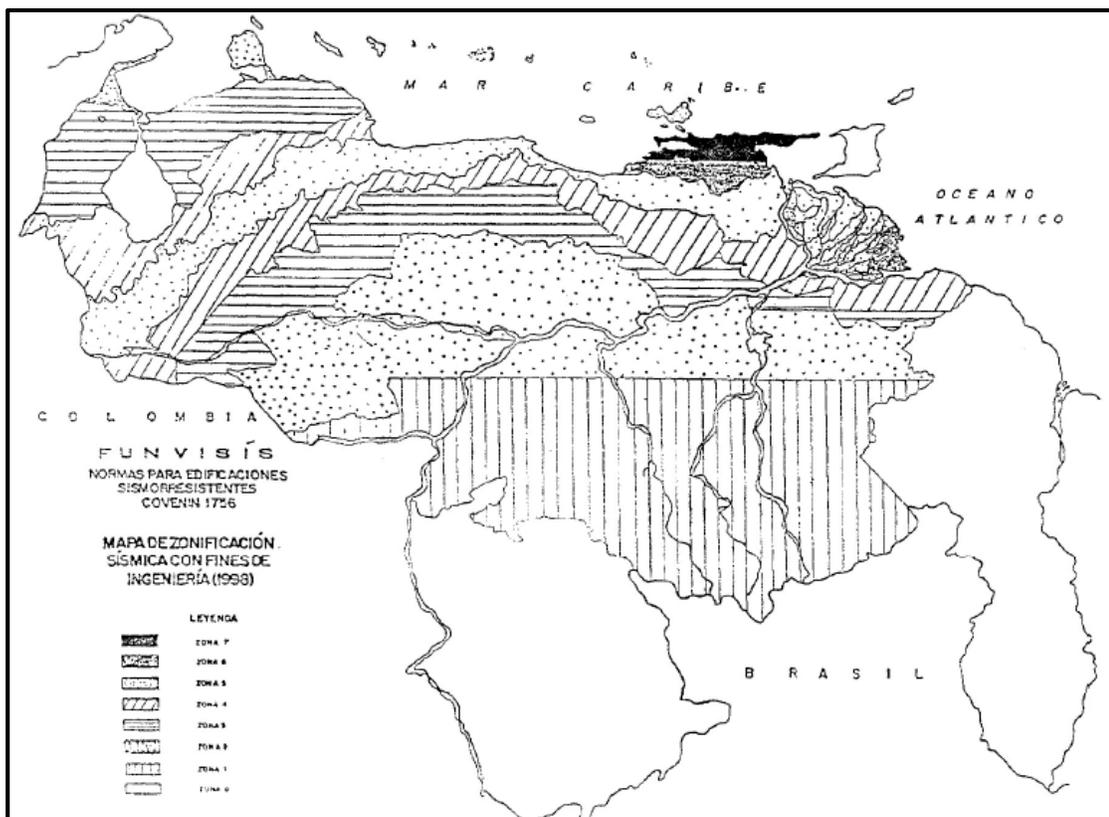


Figura 3. Zonificación Sísmica de Venezuela. Fuente: COVENIN (2001).

Tabla 1. Zonificación Sísmica de Venezuela.

Estado	
Zona 6	Municipios: Guanta, Juan Antonio Sotillo, Turístico Diego Bautista Urbaneja.
Zona 5	Municipios: Píritu, Libertador, Fernando de Peñalver, San Juan de Capistrano, Simón Bolívar y Área del municipio Pedro María Freites al Norte de la Carretera La Encrucijada- La Ceiba-El Tejero.
Anzoátegui	
Zona 4	Municipios: San José de Guanipa, Simón Rodríguez, Aragua, Santa Ana, Anaco, Juan Manuel Cajigal, Francisco del Carmen, Carvajal, Manuel Ezequiel Bruzual, Área del Municipio Pedro María Freites, al Sur de la Carretera La Encrucijada- La Ceiba-El Tejero.

Zona 3	Municipios: Sir Arthur Mc Gregor, Francisco de Miranda, Independencia.
Zona 2	Municipio: José Gregorio Monagas.

Fuente: COVENIN (2001).

- **Factor de corrección ϕ y forma espectral S:** Estos valores van en función al material del terreno y a la zona sísmica, los cuales se describen en la tabla 2.

Tabla 2. Forma Espectral y Factor de Corrección.

Material	Vsp	H	Zona Sísmica 1 a 4		Zona sísmica 5 a 7	
	M/s	M	Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	Φ
Roca sana/ fracturada	>500	-	S1	0,85	S1	1,00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	>30 30-50 >50	S1 S2 S3	0,85 0,80 0,70	S1 S2 S2	1,00 0,90 0,90
Suelos duros o densos	250-400	<15 15-50 >50	S1 S2 S3	0,80 0,80 0,75	S1 S2 S2	1,00 0,90 0,90
Suelos firmes / Medio densos	170-250	≤ 50 >50	S3 S3 ^a	0,70 0,70	S2 S3	1,00 0,80
Suelos blandos / Suelos	<170	≤ 15 >15	S3 S3 ^a	0,70 0,70	S2 S3	0,90 0,80
Suelos blandos o sueltos(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S3(c)	0,65	S2	0,70

Fuente: COVENIN (2001).

En la tabla anterior:

Vsp: Se refiere a la velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H: Es la profundidad a la cual se consigue el material cuya velocidad de ondas de corte, Vs, es mayor que 500m/s.

ϕ : Es el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H_1 : Es la profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

- **Coefficiente de aceleración vertical A_0** : Este valor dependerá de la zona sísmica donde se ubique la estructura, el cual se especifica en la tabla 3.

Tabla 3. Valores de A_0 .

Zonas sísmicas	Peligro sísmico	A_0
7		0,40
6	Elevado	0,35
5		0,30
4		0,25
3	Intermedio	0,20
2		0,15
1	Bajo	0,10
0		--

Fuente: COVENIN (2001).

- **Factor de importancia α** : El factor de importancia se especifica en la tabla 4 y se establece de acuerdo al grupo que pertenece la estructura según su uso. Las cuales pueden estar ubicadas en el Grupo A, Grupo B1, Grupo B2, Grupo C y Usos Mixtos. Debido a que la edificación estudiada se encuentra clasificada dentro del Grupo A, se describe dicho grupo a continuación:

Grupo A.

En este grupo se encuentran edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como, aunque no limitadas a:

- a) Hospitales

- b) Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- c) Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.
- d) Estaciones de bomberos, de policías y cuarteles.
- e) Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones.
- f) Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radiactivos.
- g) Torres de control, hangares, centros de tráfico aéreo.
- h) Edificaciones educacionales.
- i) Edificaciones que puedan poner en peligro algunas de las de este grupo.

Tabla 4. Factor de Importancia.

Grupo	A
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

Fuente: COVENIN (2001).

- **Nivel de diseño:** La selección del nivel de diseño corresponde según la zona sísmica donde se ubica la edificación y su importancia dada por el grupo al cual pertenece según su uso, según la tabla a continuación:

Tabla 5. Niveles de Diseño.

Grupo	Zona Sísmica		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A, B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2	ND1	ND2	ND3
	ND2		
	ND3	ND3	ND2

Fuente: COVENIN (2001). Modificado por Autores.

- **Factor de reducción de respuesta R:** Este factor depende del nivel de diseño y del tipo de estructura, de acuerdo a la tabla 6, las cuales están estipuladas desde Tipo I hasta Tipo IV. Siendo la edificación estudiada perteneciente a Tipo I, descrita a continuación:

Tipo I.

Son estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. La condición para este tipo de estructuras es que los ejes de sus columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Tabla 6. Factor de Reducción R.

Nivel de diseño	Estructuras de concreto armado				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,50	5,00	2,00
ND2	4,00	3,50	3,00	3,50	1,50
ND1	2,00	1,75	1,50	2,00	1,25

Fuente: COVENIN (2001).

- **Período máximo T^* , exponente de la rama descendente p , factor de magnificación promedio β :** Estos valores se obtienen tomando en cuenta la forma espectral correspondiente, los mismos se definen en la tabla 7.

Tabla 7. Valores T^* , β y p .

Forma espectral	T^* (seg)	β	p
S1	0,40	2,40	1,00
S2	0,70	2,60	1,00
S3	1,00	2,80	1,00
S4	1,30	3,00	0,80

Fuente: COVENIN (2001).

- **Período de respuesta dúctil T^+ :** Se obtiene de la tabla 8, usando el factor de respuesta R adquirido anteriormente.

Tabla 8. Valores T+.

Caso	T+ (seg)
R < 5	0,10 (R-1)
R ≥ 5	0,40

Fuente: COVENIN (2001).

$$T_0 \leq T^+$$

- **Espectro de Diseño:** Para calcular dicho espectro se emplean las ecuaciones 1, 2, 3, 4 y 5 mostradas a continuación:

$$T < T^+ \quad Ad = \frac{\alpha \varphi A_0 \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad \text{Ec. 1}$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R} \quad \text{Ec. 2}$$

$$T > T^* \quad Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_0}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^\rho \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

Ad = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia.

A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal.

φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β = Factor de magnificación promedio.

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+ \geq T_0$ Período característico de variación de respuesta dúctil.

R = Factor de reducción de respuesta.

ρ = Exponente que define la rama descendente del espectro.

T_0 = Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

$$T_0 = 0.25T^* \quad \text{Ec. 4}$$

C = Coeficiente

$$C = \sqrt[4]{\frac{R}{\beta}} \quad \text{Ec. 5}$$

- **Espectro de Respuesta Elástica:** Para calcular dicho espectro se emplean las ecuaciones 6, 7 y 8 mostradas a continuación:

$$T < T_0 \quad Ad = \alpha\varphi A_0 \left[1 + \frac{T}{T_0}(\beta - 1)\right] \quad \text{Ec. 6}$$

$$T_0 \leq T \leq T^* \quad Ad = \alpha\varphi\beta A_0 \quad \text{Ec. 7}$$

$$T > T^* \quad Ad = \alpha\varphi\beta A_0 \left(\frac{T^*}{T}\right)^\rho \quad \text{Ec. 8}$$

Donde los valores a sustituir son los mismos para ambos espectros. Teniendo un comportamiento gráfico como se visualiza en la Figura 5.

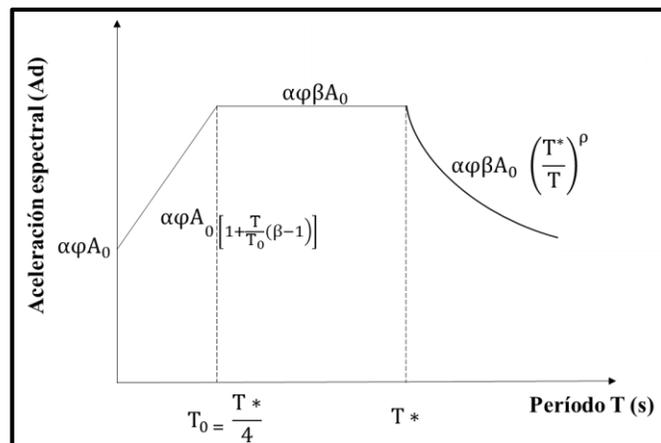


Figura 4. Espectro de Respuesta Elástica. Fuente: COVENIN (2001).

2.2.2. Espectros sísmicos de acuerdo con la Norma FODENORCA.

- **Grupo de importancia:** La construcción deberá estar clasificada de acuerdo al uso en el Grupo A1, Grupo A2, Grupo B1, Grupo B2, Grupo C y Construcciones de Uso Mixto. En el caso de la estructura estudiada se clasifica en el Grupo A2, tal como se define a continuación:

Grupo A2: Construcciones Esenciales.

- a) Hospitales Tipo III y Tipo II y centros de salud, públicos y privados de capacidad similar, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- b) Estaciones de bomberos protección civil y atención de desastres.
- c) Edificaciones para refugios en situaciones de emergencia.
- d) Aeropuertos, centros de control de tráfico aéreo y torres de control.
- e) Estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.
- f) Puentes y viaductos esenciales.
- g) Centrales de telecomunicaciones.
- h) Escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados, excepto los incluidos en el Grupo B1.
- i) Edificaciones policiales, militares y de orden público.
- j) Construcciones patrimoniales o que contengan objetos o documentos de valor excepcional.
- k) Edificaciones de asiento de las autoridades locales, regionales y nacionales.
- l) Templos.
- m) Centros penitenciarios.
- n) Instalaciones industriales tales como puentes de tuberías, recipientes, tanques, entre otras, clasificadas con Grado de Riesgo B en la norma COVENIN 3621 o en la Especificación PDVSA JA-221.
- o) Toda construcción de los Grupos B1, B2 o C que pueda causar daño a alguna de este grupo.

- **Nivel de diseño:** De acuerdo a las características de la edificación se define a que nivel de diseño pertenece.

ND3: El Nivel de Diseño ND3, es aquel que proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

ND2: El Nivel de Diseño ND2, es aquel que proporciona a la estructura una moderada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando energía sin pérdida de su capacidad portante. Requiere la aplicación de requisitos adicionales de diseño sísmico especificados en las normas materiales.

ND1: El Nivel de Diseño ND1, es aquel que proporciona a la estructura una baja capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico.

- **Niveles de Diseño permitidos para cada grupo:** En la tabla 9 se muestran los niveles de diseño permitidos para cada Grupo de Importancia de acuerdo a los valores de intensidad sísmica de diseño en el sitio expresada como Coeficiente de Aceleración, A_A , para el Sismo de Diseño. A_A se asocia a la intensidad sísmica de diseño tomando en cuenta la caracterización geotécnica del sitio del proyecto, en el lugar geográfico con cierta amenaza sísmica en roca corregida según la importancia de la construcción.

Tabla 9. Niveles de Diseño Permitidos.

Grupo de Importancia	Intensidad sísmica de diseño en el sitio, A_A		
	$A_A \leq 0,10$	$0,10 < A_A < 0,20$	$A_A > 0,20$
A1	ND3	ND3	ND3
A2	ND2, ND3	ND3	ND3

B1	ND2, ND3	ND2, ND3	ND3
B2	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3	ND2, ND3
C	ND1, ND2, ND3	ND1, ND2, ND3	ND2, ND3

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Tipo de estructura:** Para cada dirección del análisis el sistema sismorresistente deberá ser clasificado en uno o más de los cuatro Tipos Estructurales I, II, III, IV, que a su vez se dividen en Subtipos que pueden tener distintos Niveles de Diseño ND, como se indican a continuación:
 - a) El Nivel de Diseño asignado a cada Subtipo Estructural depende del cumplimiento de la calidad mínima de los materiales básicos y de los conectores, de los requisitos dimensionales y de forma de los miembros, de la capacidad y detallado de los miembros y sus conexiones, de acuerdo con lo especificado en las normas de diseño.
 - b) El sistema sismorresistente puede tener diferentes Subtipo Estructurales en cada dirección de análisis.
 - c) El sistema sismorresistente puede tener más de un Subtipo Estructurales en cada dirección de análisis.

En relación a lo antes expuesto la edificación se ubica en la tipología I del Subtipo I-a, detallándose a continuación:

Tipo I.

Estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y que cumplan con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Los miembros están conectados por juntas con la rigidez y resistencia necesarias para garantizar la transferencia de tensiones y deformaciones entre ellos. El Tipo I se divide en los siguientes cuatro subtipos:

Subtipo I-a.

- a) Estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos de acero-concreto o de madera, que satisfagan los siguientes requerimientos:
- b) En el caso de pórticos de concreto armado, no se consideran como vigas o columnas aquellos elementos que no posean refuerzo transversal adecuadamente detallado, en especial en lo referido al confinamiento, tales como nervios de losas o muros en su dirección transversal.
- c) En el caso de pórticos de acero deben utilizarse las secciones y conexiones precalificadas, correspondientes al Nivel de Diseño.
- d) Las conexiones parcialmente restringidas no se consideran parte del sistema resistente a sismos para las estructuras en los Niveles de Diseño ND2 y ND3.
- e) Si en una dirección dada se tiene más de un Nivel de Diseño.

Subtipo I-b.

Pórticos de acero con vigas de celosía. Califican como ND3 al ser diseñados con segmentos especiales para disipar energía de acuerdo con la norma AISC 341. En caso contrario califican como ND1.

Subtipo I-c.

Pórticos de acero estructural (vigas y columnas) con columnas articuladas en el nivel base.

Subtipo I-d.

Estructuras de concreto armado constituidas por muros o columnas con losas sin vigas. Pueden ser las siguientes:

- a) Las estructuras con losas macizas y losas reticulares armadas en sus dos direcciones y apoyadas en columnas. Se les asigna como máximo el Nivel de Diseño ND2; a tal fin deben poseer un detallado

moderadamente dúctil de acuerdo con lo establecido en el artículo 21.3.6. de la norma ACI 318, 2014. Para losas armadas en dos direcciones sin vigas, además de lo estipulado en la norma NTF 1753.

- b) Las estructuras con losas macizas apoyadas en muros, con ausencia de muros en una dirección. Se les asigna el Nivel de Diseño ND1 para el análisis en la dirección sin muros.
- c) Las estructuras de columnas con losas nervadas sin vigas. Califican como ND1 en la dirección correspondiente a la ausencia de vigas.

- **Clasificación según la regularidad:** Toda construcción será calificada como regular o irregular, en cada una de sus direcciones de análisis.

Construcción regular.

Se considera regular la construcción que no presente ninguna de las irregularidades descritas en las construcciones irregulares.

Construcción irregular.

El análisis de las construcciones irregulares debe incluir el Factor de Irregularidad, y debe efectuarse con el método de Análisis Dinámico Elástico o uno superior. Se considera irregular en una dirección la construcción que posea alguna de las características siguientes:

Irregularidades verticales.

a) Entrepiso blando.

Cuando la rigidez lateral de algún entrepiso es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de estas rigideces se debe incluir la contribución de la tabiquería y otros elementos no estructurales adosados a los elementos verticales. En este caso se debe considerar la posibilidad de que la tabiquería pierda su rigidez en alguno de los entrepisos durante su respuesta sísmica o sea suprimida por razones de cambio de uso.

b) Entrepiso débil.

Cuando la resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente a la resistencia del entrepiso superior, o 0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En el cálculo de estas resistencias se debe incluir la contribución de la tabiquería y otros elementos no estructurales adosados los elementos verticales. En este caso se debe considerar la posibilidad de que la tabiquería pierda su resistencia en alguno de los entrepisos durante su respuesta sísmica o sea suprimida por razones de cambio de uso.

c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.

Cuando la masa de algún piso exceda 1,30 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Se excluyen aquellos niveles tipo mezzanina cuya masa sea menor a un 30% del promedio de las masas de los pisos adyacentes.

d) Aumento de las masas con la elevación.

Cuando la distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

e) Esbeltez excesiva.

Cuando exceda de 4 el cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura en su nivel de base. Igualmente, cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural.

Cuando la dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1,30 la del piso adyacente. Se excluyen aquellos niveles tipo mezzanina cuya dimensión sea menor a un 30% del promedio de las dimensiones de los pisos adyacentes.

g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.

Cuando se tenga alguno de los siguientes casos:

1. Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
2. El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
3. El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos entrepisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

h) Falta de conexión entre planos resistentes.

Cuando alguno de los planos resistentes no están conectado al diafragma en más de una planta.

i) Columna corta.

Cuando exista una marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes u otros elementos estructurales o no.

Irregularidades en planta.

a) Gran excentricidad.

Cuando la deriva lateral total en un extremo de un entrepiso, calculada incluyendo la torsión accidental, excede 1,20 veces el promedio de las derivas en los dos extremos del entrepiso. En el cálculo se debe considerar la distribución de la tabiquería adosada.

b) Riesgo torsional elevado.

Cuando la deriva lateral total en un extremo de un entrepiso, calculada incluyendo la torsión accidental, excede 1,40 veces el promedio de las derivas

en los dos extremos del entrepiso. En el cálculo se debe considerar la distribución de la tabiquería adosada.

c) Sistema no ortogonal.

Cuando existan planos del sistema sismorresistente que no sean paralelos a ninguno de los dos ejes principales ortogonales de dicho sistema y tengan una influencia significativa en la respuesta sísmica.

d) Diafragma flexible.

Cuando se cumpla alguna de las condiciones siguientes:

1. La rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor.
2. Se tenga un número significativo de plantas con entrantes que penetren en la planta más del cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que circunscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección de penetración; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
3. Las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas sin excluir las aberturas.
4. Existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
5. En alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

- **Parámetros sísmicos básicos:** Para el lugar geográfico de la construcción se especifican como parámetros sísmicos básicos el coeficiente de la aceleración horizontal del terreno (A_0), el coeficiente de aceleración espectral horizontal (A_1) y el período de transición

espectral (T_L). Debido a que la estructura estudiada se encuentra ubicada en el estado Anzoátegui, se procedió a modificar los mapas, ampliando de esta manera la zona nor-oriental, como se muestran en las figuras 6, 7 y 8.

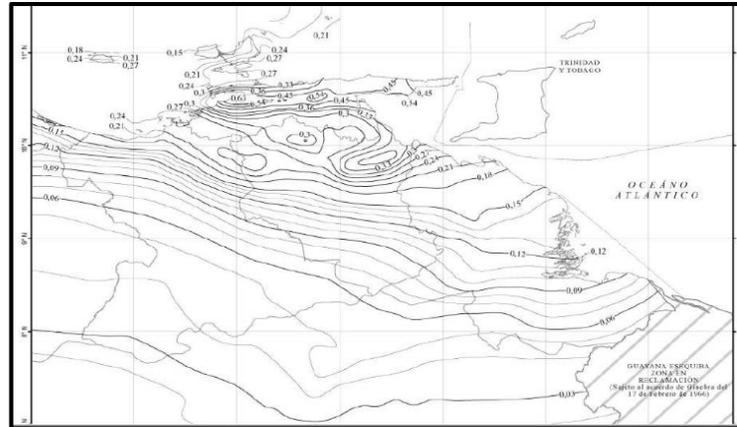


Figura 5. Mapa de Venezuela con ampliación nor-oriental, en el este. Valores de A_0 .
Fuente: FODENORCA (2018).

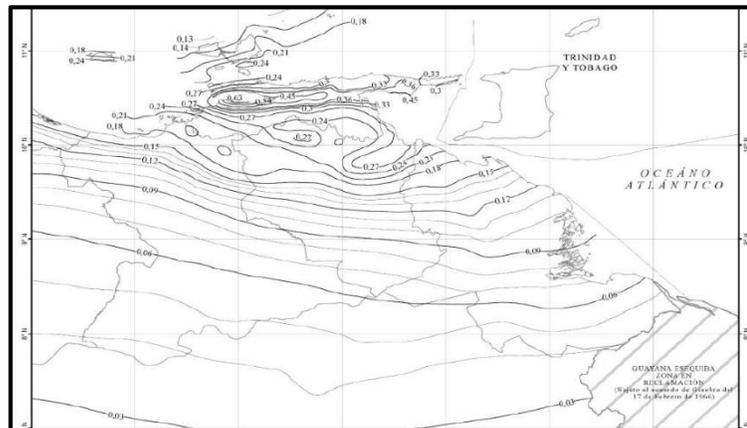


Figura 6. Mapa de Venezuela con ampliación nor-oriental, en el este. Valores de A_1 .
Fuente: FODENORCA (2018).

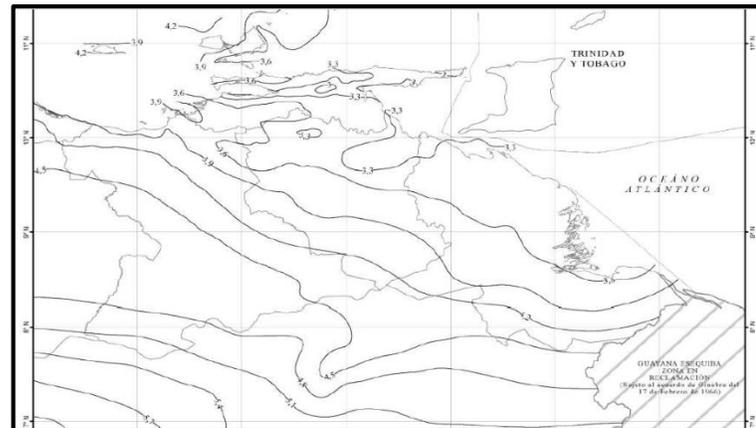


Figura 7. Mapa de Venezuela con ampliación nor- oriental, en el este. Valores de T_L .
Fuente: FODENORCA (2018).

Donde:

A_0 = Coeficiente de la aceleración horizontal del terreno en la clase de sitio referencial para un período medio de retorno de 475 años, obtenidos de los mapas.

A_1 = Coeficiente de aceleración espectral horizontal para período estructural de 1 segundo en la clase de sitio referencial, para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un período medio de retorno de 475 años, obtenido en los mapas.

T_L = Período de transición entre períodos intermedios y períodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal, en la clase de sitio referencial para coeficiente de amortiguamiento de 5% y un período medio de retorno de 475 años, obtenido en los mapas.

Para cada parámetro sísmico básico, en el lugar geográfico del proyecto se seleccionará el mayor valor dado por las curvas adyacentes al lugar en el mapa correspondiente o bien se interpolará entre ellas.

- **Sismo de Diseño:** El sismo de diseño es definido por los parámetros sísmicos básicos y por el grupo de importancia en que se encuentra la estructura.

Tabla 10. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo de Diseño.

Grupo de importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α
A1	2,50% en 50 años	1.975	2,00
A2	5% en 50 años	975	1,50
B1	7% en 50 años	689	1,20
B2	10% en 50 años	475	1,00
C	20 % en 50 años	225	0,70

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Sismo extremo:** Se define para los Grupos de Importancia A1, A2, B1 y B2 con las probabilidades de excedencia y los períodos de medio retorno indicado en la tabla 11.

Tabla 11. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo Extremo.

Grupo de importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α_E
A1	0,50% en 50 años	9.975	3,50
A2	1% en 50 años	4.975	2,80
B1	1,50% en 50 años	3.309	2,40
B2	2% en 50 años	2.475	2,20

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Sismo Frecuente:** Este es solo definido para los grupos de importancia A1 y A2 con las probabilidades de excedencia, indicados en la siguiente tabla.

Tabla 12. Factor de importancia y períodos medios de retorno para el Sismo Frecuente.

Grupo de importancia	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	α_F
A1	50% en 50 años	72	0,45
A2	50% en 25 años	36	0,30

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Clase de sitio:** Depende de las características que presenta el perfil geotécnico y el grado de rigidez superficial que tiene el terreno, tal como se especifica a continuación:

Tabla 13. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos.

Clase	Descripción cualitativa	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	>1500
AB*	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con Vs \geq 350 m/s.	850 a 1300
BC*	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	<ol style="list-style-type: none"> 1. Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2. Roca blanda (e.g. margas) 3. Arenas o gravas muy densas. 4. Arcillas muy duras. 	400 a 650
CD*	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	<ol style="list-style-type: none"> 1. Arenas o gravas densas a medio-densas. 2. Arcillas duras. 3. Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor. 	200 a 300
DE*	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	<ol style="list-style-type: none"> 1. Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación. 2. Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F. 	120 a 170
F**	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación ***, arcillas sensibles, arcillas expansivas, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 <120 m/s.	Variable; incluye el caso de Vs30 < 120

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Condición topográfica:** Cada sitio presenta una condición topográfica dependiendo de las características que esté posea pudiendo ser sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima, especificándose de

esta manera en la tabla 17. Para cada sitio se determinará su condición topografía entre las siguientes para la selección de los factores de la tabla 14.

- a) **Condición topográfica leve:** Pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.
 - b) **Condición topográfica moderada:** Pendiente promedio entre 40% y 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.
 - c) **Condición topográfica severa:** Pendiente promedio mayor de 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.
-
- **Profundidad al basamento rocoso H:** La profundidad al basamento rocoso H se define como el espesor de sedimentos hasta la roca de $V_s \geq 1000$ m/s y que ofrezca un contraste de impedancia con la capa sedimentaria mayor o igual que 1,50. Este valor es obtenido en la tabla 18.
 - **Factores de sitio:** Estos dependen de la clase de sitio, la condición topográfica, la profundidad del basamento rocoso, los parámetros sísmicos y el factor de importancia (siendo este para sismo de diseño, extremo y frecuente). Dichos valores se especifican en las tablas 14, 15 y 16.m

Tabla 14. Factor de clase de sitio para periodos cortos F_A^C .

αA_0^*	Clase de sitio								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,60	1,90	2,40	2,70
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,50	1,75	2,05	2,20
0,10	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,45	1,60	1,75	1,85
0,20	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,35	1,40	1,35	1,35
0,30	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,25	1,25	1,10	1,00
0,40	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,20	1,15	0,95	0,85
$\geq 0,50$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,15	1,15	1,00	0,80	0,70

Fuente: FODENORCA (2018).

*Para sismo extremo o frecuente, α se sustituirá por αE o αF , respectivamente.

Tabla 15. Factor de clase de sitio para periodos intermedios F_V^C .

αA_0^*	Clase de sitio								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,10	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,20	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,30	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,40	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,40
$\geq 0,50$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

Fuente: FODENORCA (2018).

*Para sismo extremo o frecuente, α se sustituirá por αE o αF , respectivamente.

Tabla 16. Factor de clase de sitio para periodos largos F_D^C .

Clase de sitio								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

Fuente: FODENORCA (2018).

Tabla 17. Factores de condición topográfica.

Condición topográfica	F_A^T	F_V^T	F_D^T
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

Fuente: FODENORCA (2018).

Tabla 18. Factores de profundidad del basamento rocoso.

H(m)	F_A^H	F_V^H	F_D^H
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1000	1,10	1,40	2,80

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Factor de redundancia ρ :** Estos valores se expresan en la tabla 19 y están dados para los distintos tipos estructurales, siendo en este caso $\rho=1$ en los siguientes casos:
 - a) Diseño de miembros, conexiones, elementos colectores y empalmes donde se requiera la aplicación del factor de sobrerresistencia Ω_o en la combinación de las acciones sísmicas.
 - b) Diseño de componentes no estructurales.
 - c) Diseño de muros para acciones fuera de su plano, incluyendo sus anclajes.
 - d) Diseño de estructuras con aislamiento sísmico o disipadores de energía.
 - e) Cargas sobre los diafragmas.

- f) En el caso de las estructuras Tipo IV se usará $\rho=1$ tomando en consideración que su baja redundancia ya está incorporada en el Factor de Reducción.

Tabla 19. Factor de redundancia ρ .

Sistema estructural*	ρ
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,00
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,20
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada un solo vano.	1,50
Posee un solo plano sismorresistentes en la dirección de análisis.	2,00

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Factor de irregularidad F_I :** Este factor de irregularidad, se encuentra asociado a cada tipo de irregularidad estructural, como se observa en la tabla 20.

Tabla 20. Factor de Irregularidad.

Irregularidad		F_I
Crítica	a) Entrepiso blando	1,30
	b) Entrepiso débil	1,30
Global	c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	1,10
	d) Aumento de las masas con la elevación	1,10
	e) Esbeltez excesiva	1,10
	f) Variaciones en las dimensiones del sistema estructural	1,10
Local	g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	1,30
	h) Falta de conexión entre planos resistentes	1,20
Crítica	a) Gran excentricidad	1,30

En planta	Global	b)	Riesgo torsional elevado	1,30
		c)	Sistema no ortogonal	1,10
		d)	Diafragma flexible	1,10

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Coefficiente de la rama espectral q:** Se obtiene de acuerdo a la clase de sitio, como se muestra en la tabla 21:

Tabla 21. Valores del coeficiente q.

Clase de sitio	Q
A, AB, B	1,50
BC, C	1,70
CD, D	1,90
DE, E	2,00

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Período característico T⁺:** Este valor se obtiene del Código FODENORCA (1756-2018), tomando en cuenta el factor de reducción de respuesta. Dicho valor es adquirido en la tabla 22.

Tabla 22. Valores del período característico T⁺ en segundos.

R	T ⁺
R < 5	0,10 (R-1)
R ≥ 5	0,40

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Espectro de Respuesta Elástica:** El espectro de respuesta elástica para cualquier coeficiente de amortiguamiento asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico se define por las ecuaciones siguientes:

$$A(T) = A_A \quad T \leq T_A \quad \text{Ec. 9}$$

$$A(T) = A_A \left[1 + \left(\frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) (\beta^* - 1) \right] \quad T_A \leq T \leq T_B \quad \text{Ec. 10}$$

$$A(T) = \beta^* A_A \quad T_B \leq T \leq T_C \quad \text{Ec. 11}$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T \leq T_D \quad \text{Ec. 12}$$

$$A(T) = \beta^* A_A \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \quad T_D \leq T \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

$A(T)$ = Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal del sismo para el período de vibración T (segundos). $A(T)$ es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

T = Es el período de vibración.

$$A_A = F_A \alpha A_0 \quad \text{Ec. 14}$$

$$A_V = F_V \alpha A_1 \quad \text{Ec. 15}$$

$$F_A = F_A^C F_A^H F_A^T \quad \text{Ec. 16}$$

$$F_V = F_V^C F_V^H F_V^T \quad \text{Ec. 17}$$

$$F_D = F_D^C F_D^H F_D^T \quad \text{Ec. 18}$$

$\beta = 2,4$ en caso de coeficiente de amortiguamiento igual a 5%

Para valores del coeficiente de amortiguamiento diferente a 5%, el factor de amplificación espectral β se obtendrá según la ecuación 19.

$$\beta^* = \text{máx} \left(\beta; \frac{A_V}{A_A} \right) \quad \text{Ec. 19}$$

$$T_A = 0,20 T_B \quad \text{Ec. 20}$$

T_A está acotado por la siguiente expresión:

$$0.02 \text{ s} \leq T_A \leq 0.05 \text{ s} \quad \text{Ec. 21}$$

$$T_B = 0,25 T_C \quad \text{Ec. 22}$$

$$T_C = \frac{1}{2.4} \left(\frac{A_V}{A_A} \right) \quad \text{Ec. 23}$$

$$T_D = T_L \frac{F_D}{F_V} \quad \text{Ec. 24}$$

A_0 y A_1 = Coeficientes adimensionales de la aceleración del terreno y de la pseudo-aceleración espectral para el período de 1s con coeficiente de

amortiguamiento de 5%, respectivamente, para la componente sísmica horizontal. Corresponden a período de medio retorno de 475 años para la Clase de Sitio BC con profundidad $H \leq 30$ m y condición topográfica leve.

T_L = Período de transición entre períodos intermedios y períodos largos.

F_A^C, F_V^C, F_D^C = Factores de clase de sitio, para períodos cortos, intermedios y largos respectivamente.

F_A^H, F_V^H, F_D^H = Factores de profundidad de basamento rocoso, para períodos cortos, intermedios y largos respectivamente.

F_A^T, F_V^T, F_D^T = Factores de condición topográfica, para períodos cortos, intermedios y largos respectivamente.

α = Factor de Importancia para el Sismo de Diseño.

q = Coeficiente de la rama espectral para períodos largos.

- **Espectro de Respuesta Inelástica:** Para la obtención de este espectro se debe hacer uso de las ecuaciones 25, 26, 27, 28 y 29.

$$A_d(T) = \rho F_I A_A / 1.5 \quad T \leq T_A \quad \text{Ec. 25}$$

$$A_d(T) = \rho F_I A_A \left[\frac{1}{1.5} + \left(\frac{\beta^*}{R} - \frac{1}{1.5} \right) \left(\frac{T - T_A}{T^+ - T_A} \right) \right] \quad T_A \leq T \leq T^+ \quad \text{Ec. 26}$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \quad T^+ \leq T \leq T_C \quad \text{Ec. 27}$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T \leq T_D \quad \text{Ec. 28}$$

$$A_d(T) = \rho F_I \frac{\beta^* A_A}{R} \left(\frac{T_C}{T_D} \right) \left(\frac{T_D}{T} \right)^q \quad T_D \leq T \quad \text{Ec. 29}$$

Donde:

$A_d(T)$ = Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta inelástica de la componente horizontal del sismo para el período de vibración

T (segundos). $A_d(T)$ es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

R = Es el factor de Reducción de Respuesta.

$A_A, T_A, T_C, T_D, \beta^*$ definidos anteriormente.

T^+ = Es el período característico.

ρ = Es el Factor de Redundancia.

F_I = Es el Factor de Irregularidad.

2.2.3. Método Estático Equivalente.

El Método Estático Equivalente, o también llamado Método de Análisis Estático Elástico, consiste en suministrar fuerzas internas y desplazamientos mediante un análisis estático de la estructura sujeta a cargas laterales y torques que simulan la acción sísmica definida por el espectro de respuesta inelástica.

Cabe mencionar que el Método Estático Equivalente se define igual en ambas normas, en tal caso sus fórmulas a emplear solo cambian en sus terminologías, por ende se utilizó el método según sus especificaciones en la norma FODENORCA 1756-2018. Para dar inicio a este método, es esencial obtener las rigideces de la estructura.

- **Rigidez:** En este estudio se utilizó la rigidez por corte, K, también llamada rigidez de piso. La rigidez al corte de una columna que sufre desplazamiento horizontal sin giro en los nudos y que se deforma solo por flexión, se calcula por la siguiente fórmula:

$$R_i = \Sigma K = \Sigma \frac{12EI}{L^3} \quad \text{Ec. 30}$$

Donde:

I : Es la inercia de las columnas.

E : Es el módulo de elasticidad del material.

L: Es la longitud de la columna.

- **Inercia:** Se calcula empleando la ecuación 31.

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Ec. 31}$$

- **Módulo de elasticidad del concreto:** Se obtiene de la fórmula 32.

$$E = 15100\sqrt{f'c} \quad \text{Ec. 32}$$

- **Cargas gravitacionales:** Las cargas gravitacionales tanto cargas permanentes como cargas variables, se calculan de acuerdo con las especificaciones dadas en el código FODENORCA 1756-2018.

Cargas permanentes.

- ✓ **Columnas:** Para determinar el peso de cada columna, se tomó la longitud de la columna de cada nivel multiplicándola por su sección, y de esta manera multiplicarla por el peso específico del concreto.
- ✓ **Vigas:** El peso de las vigas se determinó multiplicando el área de la sección de la viga por su longitud, restándole a esta última el ancho de las columnas con las cuales se conecta, obteniendo su volumen, para así multiplicarlo por el peso específico del concreto.
- ✓ **Losa:** Se calculó el área total de la losa en metros cuadrados, y así multiplicarla por los valores de cargas permanentes dadas en los planos estructurales de la edificación.

Cargas variables.

Las cargas variables asignadas a la estructura en estudio, están sujetas al tipo de uso que se le va a dar a la edificación y a los diferentes ambientes de cargas que se generan dentro de ella.

- ✓ **Techo:** El peso de la planta techo se obtuvo a partir de la multiplicación de su área por el peso unitario correspondiente al uso del nivel indicado, según lo especificado en la norma FODENORCA 1756-2018, mediante la siguiente tabla.

Tabla 23. Fracción de las cargas variables para calcular W.

Recipientes de líquidos, a su máxima capacidad.	100%
Almacenes y depósitos donde las cargas tengan carácter cuasi-permanentes, tales como bibliotecas y archivos.	80%
Ascensores (en su posición más alta)	100%
Estacionamientos públicos, considerados a máxima capacidad.	50%
Ambientes donde pueda haber una concentración de más de 200 personas, tales como cines, teatros, centros comerciales, industrias y otros.	50%
Oficinas y comercios, no incluidos en los casos previos.	25%
Viviendas, no incluidas en los casos previos.	15%
Instalaciones industriales.	30%
Techos y terrazas no accesibles.	0%

Fuente: FODENORCA (2018).

- **Fuerza cortante en la base:** La fuerza cortante en la base, en cada dirección de análisis, se determina con la fórmula 33.

$$V_0 = \mu A_d W \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de respuesta inelástica para un período T.

W = Peso sísmico efectivo de la estructura.

μ = Mayor de los valores dados en las ecuaciones 34 y 35.

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad \text{Ec. 34}$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T_c} - 1 \right] \quad \text{Ec.35}$$

Donde:

N = Número de niveles por encima del nivel de base.

T = Período fundamental de la estructura.

T_c = Período característico del espectro.

- **Coeficiente sísmico:** Se define como:

$$C = \frac{V_o}{W} \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

V_o = Fuerza cortante en la base de la construcción, en cada dirección horizontal.

W = Peso sísmico efectivo de la estructura.

- **Coefficiente sísmico mínimo:** El valor del coeficiente sísmico no será menor que C_{\min} , siendo este último definido por la ecuación 37.

$$C_{\min} = \frac{A_A}{R} \geq 0,01 \quad \text{Ec. 37}$$

Donde:

A_A = Coeficiente de la aceleración del terreno.

R = Factor de reducción.

- **Determinación del período fundamental mediante cálculo estático:**

Para determinar el período de vibración se consideró lo siguiente:

- a) En cada dirección de análisis el período fundamental T se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i u_i}} \quad \text{Ec. 38}$$

Donde:

W_i = Peso sísmico efectivo del nivel i .

u_i = Desplazamiento lateral del nivel i , calculado mediante un análisis elástico de la estructura bajo la acción de las fuerzas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación

g = Aceleración de la gravedad.

Q_i = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio.

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad \text{Ec. 39}$$

Donde:

W = Peso sísmico efectivo de la estructura.

h_i = Altura del nivel i medida desde el nivel de base.

- El modelo de la estructura no debe incorporar las paredes y tabiques.
- El período fundamental T calculado según la ecuación 38, no podrá exceder el valor σT_a , donde σ está dado por la tabla presentada a continuación:

Tabla 24. Valores de σ .

Coeficiente de Aceleración A_A	σ
$A_A \leq 0,10$	1,70
$0,10 < A_A \leq 0,20$	1,55
$A_A > 0,20$	1,40

Fuente: FODERNOCA (2018).

- Período fundamental aproximado:** En cada dirección horizontal de análisis el período fundamental T podrá tomarse igual al valor T_a obtenido a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

T_a = Es el período fundamental aproximado (segundos), h_n es la altura (metros) de la edificación, y el coeficiente C_t se da en la tabla 25.

Tabla 25. Valores de C_t para determinar T_a .

Tipo estructural	C_t
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0,07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0,08
Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0,075

Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Otros	0,05

Fuente: FODERNOCA (2018).

- **Distribución de las fuerzas sísmicas:** La fuerza cortante en la base se distribuye como se indica a continuación:
 - a) La fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis se distribuye entre los niveles de la edificación de manera que satisfaga la ecuación siguiente:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad \text{Ec. 41}$$

Donde:

F_t = Fuerza lateral concentrada en el último nivel N, calculada de acuerdo a la fórmula:

$$F_t = (0,06 \frac{T}{T_c} - 0,02)V_o \quad \text{Ec. 42}$$

Y acotada entre los límites siguientes:

$$0,04 V_o \leq F_t \leq 0,10V_o \quad \text{Ec. 43}$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i.

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

W_i = Peso sísmico efectivo del nivel i, incluyendo los apéndices y componentes no estructurales que estén conectados al nivel.

h_i = Altura medida desde el nivel base hasta el nivel i.

- b) La fuerza cortante V_j en el entrepiso j está dada por la suma de las fuerzas laterales F_k aplicadas en los niveles superiores:

$$V_j = \sum_{K=j}^N F_K \quad \text{Ec. 45}$$

- c) La fuerza cortante en cada entrepiso se distribuirá entre los diferentes planos resistentes verticales que conforman el sistema estructural, proporcionalmente a las rigideces relativas de dichos elementos.

2.2.4. Diagonal.

Una diagonal es un segmento de recta que une un vértice interior de una figura geométrica con el vértice opuesto no consecutivo a él, ver figura 9. Para calcular la diagonal de un elemento se emplea el Teorema de Pitágoras que dice que la hipotenusa al cuadrado, es igual a la suma de los dos catetos al cuadrado. Dicha aplicación del teorema permite conocer, la diagonal de un vano. Las ecuaciones a emplear son las mostradas posteriormente:

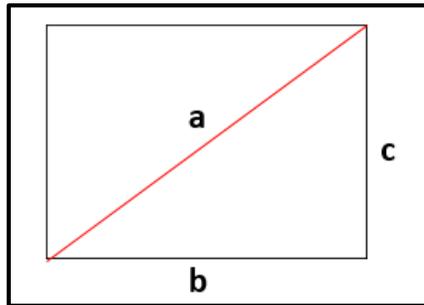


Figura 8. Representación gráfica de una diagonal.
Fuente: Autores.

$$a^2 = b^2 + c^2 \quad \text{Ec. 46}$$

$$a = \sqrt{b^2 + c^2} \quad \text{Ec. 47}$$

2.2.5. Dimensiones de bielas.

La biela se define como un elemento sometido solo a compresión, la misma es articulada en sus extremos al pórtico y con el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. La dimensión de la biela está representada por "h". Para conocer dicha dimensión se debe tener como datos: la diagonal

del vano a analizar y el factor de seguridad. Este factor de seguridad se encuentra estipulado en la norma FODENORCA 1756-2018, donde la misma especifica que para obtener el ancho de la biela se debe adoptar un 25 % de la longitud de la diagonal del pórtico, tal como se detalla en la ecuación 48.

$$h = \text{longitud de la diagonal} \times 0.25 \quad \text{Ec. 48}$$

- **Resistencia Mínima de los Pórticos:** Para determinar la resistencia de los tabiques, se debe cumplir lo indicado a continuación:
 - a) Las columnas de los pórticos Tipo I con Nivel de Diseño ND3 deben disponer de resistencia a la fuerza cortante horizontal mayor al 65% de la resistencia total del sistema incluyendo las paredes. Para aquellos con Nivel de Diseño ND2 deberá ser mayor al 35%.
 - b) El cumplimiento de la resistencia mínima indicada en (a) debe verificarse en cada plano resistente y en cada nivel.

Por otra parte, como objeto de este estudio se consideraron los efectos de arrostramiento ofrecidos por la mampostería al sistema estructural (comportamiento de bielas a compresión), según lo citado en las Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4: Seguridad Estructural. Tomo VII: Diseño de Estructuras de Mampostería, 1.995.

- **Tipos de piezas:** Para las piezas usadas en los elementos estructurales de mampostería, su peso volumétrico neto mínimo en estado seco, se muestra en la tabla 26.

Tabla 26. Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco.

Tipo de pieza	Valores en kg/m ³
Tabique de barro recocido	1300
Tabique de barro con huecos verticales	1700
Bloque de concreto	1700
Tabique de concreto (tabicón)	1500

Fuente: Volumen 4: Seguridad Estructural.

- **Resistencia a compresión:** La resistencia de diseño a compresión de la mampostería, definida como f_m^* , sobre área bruta, se detalla en la tabla 27.

Tabla 27. Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* .

Tipo de pieza	f_m^* , kg/cm ²		
	Mortero I	Mortero II	Mortero II
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/ cm ²)	15	15	15
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/ cm ²)	40	40	30
Bloque de concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/ cm ²)	20	15	15
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 100$ kg/ cm ²)	20	15	15

Fuente: Volumen 4: Seguridad Estructural.

- **Resistencia de diseño a compresión diagonal:** La resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, definida como V_m^* , sobre área bruta de la diagonal, se determina tomando en cuenta la pieza y el tipo de mortero de acuerdo a la tabla siguiente.

Tabla 28. Resistencia de diseño a compresión diagonal.

Pieza	Tipo de mortero	V_m^* , kg/cm ²
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 60$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	3
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 120$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 100$ kg/cm ²)	I	3
	II y III	2

Fuente: Volumen 4: Seguridad Estructural.

- **Módulo de elasticidad:** El módulo de elasticidad de la mampostería, definida E_m , se determina tomando en cuenta el tipo de pieza utilizada. Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería.
 - a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:
 - $E_m = 800 f_m^*$ Para cargas de corta duración
 - $E_m = 350 f_m^*$ Para cargas sostenidas
 - b) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:
 - $E_m = 600 f_m^*$ Para cargas de corta duración
 - $E_m = 350 f_m^*$ Para cargas sostenidas
- **Factores de resistencia:** Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia F_R . Dichos valores del factor de resistencia serán los siguientes:
 - a) En muros sujetos a compresión axial.
 - $F_R = 0,60$ Para muros confinados o reforzados interiormente.

$F_R = 0,30$ Para muros no confinados ni reforzados interiormente.

- b) En muros sujetos a flexocompresión en su plano o a flexocompresión fuera de su plano.

$$F_R = 0,80 \text{ si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$F_R = 0,60 \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

- c) En muros sujetos a fuerza cortante.

$F_R = 0,70$ Para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior.

$F_R = 0,40$ Para muros no confinados ni reforzados interiormente.

- **Fuerza cortante resistida por la mampostería:** La fuerza cortante resistente de diseño, V_{mR} , para mampostería confinada, se determina empleando la ecuación 49.

$$V_{mR} = F_R(0.5V_m \times A_T) \leq 1.5F_R V_m \times A_T \quad \text{Ec. 49}$$

- **Verificación de la resistencia de los pórticos:** Para la verificación de los pórticos se debe tener en cuenta como datos el momento balanceado y la longitud de cada columna para así obtener la cortante como se muestra en la ecuación 50, la cual en conjunto con la resistencia de las bielas, permite conocer la resistencia a la fuerza cortante horizontal que disponen los pórticos con respecto a la resistencia total del sistema incluyendo las paredes.

$$V_u = \frac{2 M_b}{L} \quad \text{Ec. 50}$$

2.2.6. Diagrama de curvatura.

Para encontrar los puntos notables A, Y, U, del diagrama momento curvatura, se toma en consideración las fórmulas aproximadas generales para

vigas y columnas, indicadas en la sección 1.6, del capítulo I, del libro de Análisis Sísmico por Desempeño de Roberto Aguiar. Estas fórmulas son presentadas a continuación:

- **Punto A.**

$$M_A = \frac{I}{C_t} \left(f_{ct} + \frac{P_o}{A} \right) \quad \text{Ec. 51}$$

$$A = b h \quad \text{Ec. 52}$$

$$f_{ct} = 0.10f'_c \quad \text{Ec. 53}$$

$$C_t = \frac{h}{2} \quad \text{Ec. 54}$$

$$\phi_A = \frac{M_A}{E_c I} \quad \text{Ec. 55}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} \quad \text{Ec.56}$$

Donde:

P_o = Es la fuerza axial de compresión.

C_t = Es la distancia del centro de gravedad de la sección a la fibra más traccionada.

f_{ct} = Es el esfuerzo máximo a tracción del hormigón.

I = Es el momento de inercia de la sección.

- **Punto Y.**

$$M_Y = 0.5f'_c b d^2 [(1 + \beta_c - n)n_o + (2 - n)p_t + (n - 2\beta_c)\alpha_c p'_t] \quad \text{Ec. 57}$$

$$\beta_c = \frac{d'}{d} \quad \text{Ec. 58}$$

$$n = \frac{0.75}{1 + \alpha_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^{0.7} \quad \text{Ec. 59}$$

$$\alpha_y = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0} \quad \text{Ec. 60}$$

$$n_o = \frac{P_o}{b d f'_c} \quad \text{Ec. 61}$$

$$p_t = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} \quad \text{Ec. 62}$$

$$p'_t = \frac{A'_s f_y}{b d f'_c} \quad \text{Ec. 63}$$

$$\varepsilon_c = \phi_y d - \varepsilon_y \leq \varepsilon_u \quad \text{Ec. 64}$$

$$\alpha_c = (1 + \beta_c) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_y} - \beta_c \leq 1 \quad \text{Ec. 65}$$

$$\phi_y = \left[1.05 + (C_2 - 1.05) \frac{n_o}{0.3} \right] \frac{\varepsilon_y}{(1 - k)d} \quad \text{Ec. 66}$$

$$k = \sqrt{(p_t + p'_t)^2 \frac{1}{4\alpha_y^2} + (p_t + \beta_c p'_t) \frac{1}{\alpha_y}} - (p_t + p'_t) \frac{1}{2\alpha_y} \quad \text{Ec. 67}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + p_t)} \quad \text{Ec. 68}$$

Siendo:

d' = Es el recubrimiento de la armadura a compresión.

ε_0 = Es la deformación del hormigón asociado a la máxima resistencia.

En la ecuación que define el eje neutro c se ha considerado $\beta = 0.85$

- **Punto U.**

$$M_U = (1.24 - 0.15p_t - 0.5n_o)M_Y \quad \text{Ec. 69}$$

$$\phi_u = \mu_\phi \phi_y \quad \text{Ec. 70}$$

$$\mu_{\phi} = \left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_0}\right)^{0.218p_w - 2.15} \exp(0.654p_w + 0.38) \quad \text{Ec. 71}$$

Donde:

p_w = Es la cuantía de confinamiento del refuerzo transversal en porcentaje. Si $p_w > 2\%$ se considera $p_w = 2$.

Por otra parte la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} será igual a 1 si el valor que resulta al aplicar la respectiva ecuación es menor a la 1. Las variables todavía no definidas son:

$$\varepsilon_p = 0.5\varepsilon_b + 0.5\sqrt{\varepsilon_b^2 + \theta_s^2} \quad \text{Ec. 72}$$

$$\varepsilon_b = \left[C_1 + (C_2 - C_1)\frac{n_0}{0.3}\right]\phi_y \quad \text{Ec. 73}$$

$$C_1 = 1.05 \quad \text{para } p'_t \neq 0 \quad \text{Ec. 74}$$

$$C_1 = 1 + 1.9p_t'^{2.4} \quad \text{para } p'_t = 0 \quad \text{Ec. 75}$$

$$C_2 = 1 + \frac{0.45}{(0.84 + 2p'_t - p_t)} \quad \text{Ec. 76}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \quad u < 5 \quad \text{o} \quad \frac{L}{d} > 4 \quad \text{Ec. 77}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} [1 + 0.27(u - 5)] \quad u > 5 \quad \text{y} \quad 2.5 < \frac{L}{d} < 4 \quad \text{Ec. 78}$$

$$\theta_s = \frac{0.002}{\frac{L}{d} - 0.5} \left[1 + \frac{0.185(u - 5)}{\sqrt{p_w} - 0.4}\right] \quad u > 5 \quad \text{y} \quad \frac{L}{d} < 2.5 \quad \text{Ec. 79}$$

$$u = \frac{t_b}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. 80}$$

Donde:

θ_s = Es la rotación por corte.

t_b = Es el esfuerzo promedio de adherencia.

L = Es la longitud del elemento.

2.2.7. Combinaciones de cargas.

Para las combinaciones de cargas, se aplicó debidamente a la edificación ensamblada en el programa ETABS 18, las establecidas en la norma FODENORCA 1756-2018. Dentro de esta se encuentra la combinación de cargas sin sobrerresistencia, en donde describe que los efectos de los movimientos sísmicos serán combinados con los efectos de las cargas gravitatorias según se indica a continuación:

$$U = 1,2 CP + \gamma \cdot CV \pm SH + 0,3 SV \quad \text{Ec. 81}$$

$$U = 0,9 CP \pm SH - 0,3 SV \quad \text{Ec. 82}$$

Donde:

CP = Efectos de las cargas permanentes.

CV = Efectos de las cargas variables.

SV = Efectos de la componente vertical del sismo.

SH = Efectos de la combinación de las dos componentes horizontales simultáneas del sismo.

γ = El factor es igual a 0,50 cuando la carga variable sea menor de 500 kgf/m², con la excepción de sitios de reunión pública o de estacionamiento de vehículos, y es igual a 1 en todos los otros casos.

2.2.8. Rigideces de los Elementos Estructurales.

Tabla 29. Momentos de inercia de secciones agrietadas.

Elemento estructural	Momento de inercia
Columnas	0,70 I _g

Muros no agrietados	0,70 lg
Muros agrietados de concreto armado	0,35 lg
Muros de mampostería reforzada internamente	0,50 lg
Vigas	0,35 lg
Losas sin vigas	0,25 lg

Fuente: FODENORCA (2018).

2.2.9. Software AutoCAD.

AutoCAD, es un software de diseño para crear dibujos precisos en 2D y 3D. El programa permite dibujar, anotar y diseñar geometría 2D y modelos 3D con sólidos, superficies y objetos de malla. Dicho programa, facilita la creación de planos de planta, secciones y elevaciones, además de poder dibujar tuberías, conductos y circuitos rápidamente.

2.2.10. Software estructural para análisis y diseño de edificios ETABS (Structural Software for Building Analysis and Design).

ETABS es un software innovador y revolucionario para análisis estructural y dimensionamiento de edificios. La última versión de ETABS ofrece herramientas inigualables de modelado y visualización de objetos 3D, alta capacidad de poder analítico lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento sofisticadas y que abarcan una amplia gama de materiales, esclarecedores gráficos, informes y diseños esquemáticos que facilitan la comprensión del análisis y de los respectivos resultados.

Desde el modelado de la estructura a la creación de diseños y detalles, ETABS cubre todos los pasos del proceso de dimensionamiento. Está incluido el dimensionamiento de estructuras metálicas y de hormigón armado con optimización automatizada, así como de vigas y pilares mixtos, de muros de hormigón y mampostería, y también la comprobación de seguridad de conexiones y chapas metálicas. Los modelos se pueden crear de forma

realista, y todos los resultados pueden representarse directamente en la estructura.

2.2.11. Programa software Sika CarboDur.

El programa software Sika CarboDur, es una herramienta de diseño fácil de usar, simple y fiable para el dimensionado y selección de las secciones necesarias de fibras de carbono (FRP), a fin de proporcionar refuerzos a flexión, cortante o cargas axiales en columnas y vigas de concreto reforzado o pre-esforzado. Los procedimientos de cálculo empleados en este programa están basados en la norma ACI440.2R-17 “Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridos externamente, para el refuerzo de estructuras de concreto”.

2.2.12. Análisis no lineal (Método Pushover).

Sánchez (2013), afirma que este método se sustenta en investigaciones cuyo objetivo es aplicar cargas laterales a distintos miembros estructurales, para de esta manera observar una secuencial formación de rótulas plásticas en la estructura. La aplicación de este método permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural, en la cual la demanda depende de factores como la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras la capacidad se considera una propiedad fuertemente ligada a términos como la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de los miembros de la edificación.

El análisis estático Pushover parte de la hipótesis de que la respuesta de una estructura puede ser representada por la respuesta de un sistema equivalente de 1 grado de libertad, es otras palabras, esta hipótesis implica que el comportamiento dinámico está controlado por el modo fundamental y que la forma modal permanece constante tanto en la zona elástica como en la zona inelástica. Aunque las premisas anteriores son incorrectas se ha

demostrado que proporcionan buenos resultados para un amplio número de situaciones en las cuales el modo fundamental es predominante.

Es muy importante destacar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo. Las fuerzas laterales son monótonas crecientes, aumentando en proporción constante, y tomando como control el desplazamiento en la parte superior del edificio hasta que éste alcance un cierto nivel de deformación. El desplazamiento último puede ser la deformación esperada en el diseño sísmico en el caso de diseñar una nueva estructura, o la deformación correspondiente a un colapso estructural si los fines son la evaluación de una estructura existente. Este método permite el rastreo de la secuencia de rendimiento y el fracaso en el miembro y los niveles de la estructura, así como el progreso general que define la curva de capacidad.

Por lo tanto, es necesario conocer diversos factores para la aplicación de este método, tales como: las características constitutivas de los materiales, las dimensiones de las secciones de los miembros así como también el detallado de los mismos, las cargas permanentes y variables que actúan sobre ella (fuerzas gravitacionales), la posible ubicación de las rótulas plásticas, entre otros.

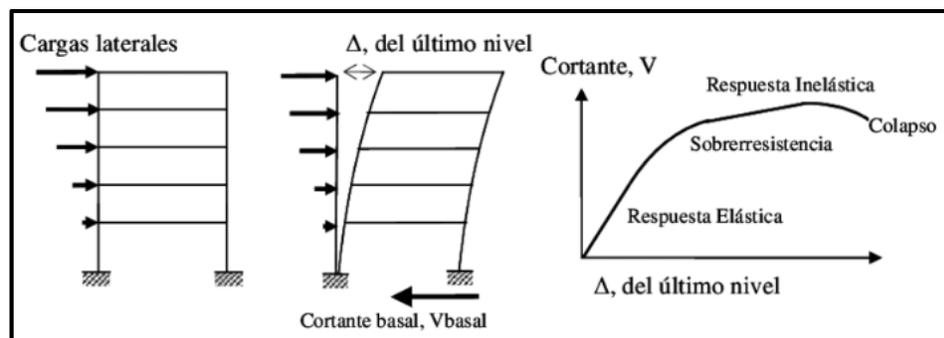


Figura 9. Representación del Análisis Estático no Lineal (Método Pushover). Fuente: Arango (2009).

La técnica del Pushover es muy utilizada para evaluar la capacidad sísmica resistente de una estructura. En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación $M-\phi$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se utiliza para definir la no linealidad del material.

2.2.13. Nivel de desempeño.

El nivel de desempeño de un edificio es la combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural. Según la ATC-40 (1996), se considera como el estado límite de daño o condición descrita por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes debido a los daños, y del servicio post-terremoto del edificio. Se han definido cuatro niveles de desempeño estructurales los cuales tratan de guardar una correlación con las exigencias de desempeño estructurales más usuales, los cuales se describen a continuación:

- **Nivel Completamente operacional:** Los daños estructurales y no estructurales presentados después de un sismo serán despreciables o nulo, y todas las instalaciones prestarán servicio como antes.
- **Nivel de Ocupación inmediata (IO immediately-occupation):** El edificio podría presentar agrietamiento en elementos estructurales, y daños leves y moderados en elementos arquitectónicos, después de un evento sísmico y puede ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas pero no prioritarias.
- **Nivel de Seguridad de vida (LS life-Security):** Tras un sismo, el edificio presentará daño moderado en algunos elementos, pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales, además algunos contenidos no estructurales podrían presentar daños, pero el sistema permanecerá funcional.
- **Nivel de Prevención de colapso (CP Collapse-Prevention):** Podrían presentarse daños severos en elementos estructurales y fallo de

elementos secundarios, no estructurales y contenidos. En el peor de los casos, sería necesario demoler el edificio.

2.2.14. Requisitos Mínimos que se deben cumplir en la Máxima Respuesta.

Se encuentran conformado por los siguientes aspectos:

- **Límite en la Degradación de la Capacidad Lateral Global.**

$$\frac{V_{\text{demanda}}}{V_{\text{capacidad}}} < 0.8 \quad \text{Ec. 83}$$

- **Límite para Garantizar la estabilidad Lateral.**

Drift Máximo en la Máx Respuesta

$$< 0.33 \quad \frac{V \text{ (Cortante en el piso)}}{P \text{ (Peso total de gravedad en el piso)}} \quad \text{Ec. 84}$$

Tabla 30. Límite en las Distorsiones de entre Pisos (Drift).

	Ocupación Inmediata	Control Daños	Seguridad Vidas
Máx Drift	0,01	0,01 – 0,02	0,02
Máximo Drift Inelástico	0,005	0,005 – 0,015	-

Fuente: FEMA-356. Modificado por Autores.

2.2.15. Diseño sismorresistente de pórticos de concreto armado.

En el diseño de sistemas estructurales que resisten acciones sísmicas, es importante poner mucha atención en la concepción estructural, así como también un buen detallado del acero de refuerzo, el análisis estructural es importante, pero no es garantía de un comportamiento sismorresistente satisfactorio.

- **Respuesta sismorresistente del sistema estructural tipo pórtico:**
Las estructuras construidas basadas en sistemas de pórticos, son denominados según la norma COVENIN 1756-2001 Edificaciones

Sismorresistentes como sistemas estructurales Tipo I. Estos sistemas están formados por vigas, columnas y nodos que los conectan. Para que entren en esta categoría estos pórticos deben diseñarse y detallarse, de forma que se garanticen un comportamiento adecuado, lo cual implica que la cedencia en zonas controladas (rótulas plásticas) y con una elevada redistribución de solicitaciones.

- **Modos de fallas de los pórticos:** Los pórticos considerados de forma global también tienen diferentes modos de comportamientos, los cuales deben ser tomados en cuenta a la hora de ser diseñados.
- **Mecanismo de entrepiso:** Ocurre cuando en uno o varios entrepisos se forman rótulas plásticas en los extremos de las columnas que lo integran. La demanda de grandes deformaciones inelásticas en ese entrepiso pueden producir su falla y un progresivo colapso de la estructura.
- **Mecanismo de vano:** Modo de falla poco común, en el cual una columna falla por deficiencia en la capacidad de resistir carga axial o de corte, la falla de esta columna puede desencadenar en la generación de rótulas plásticas en cada uno de los vanos adyacentes.
- **Mecanismo de desplazamiento:** Modo de falla caracterizado por la formación de rótulas plásticas en cada extremo de los vanos de las vigas y en el extremo inferior de las columnas del primer nivel. Este suele presentarse cuando ocurre el criterio columna fuerte- viga débil, criterio recomendado desde el punto de vista sismorresistente.

2.2.16. Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica.

Cardona (1993), define el análisis de vulnerabilidad como, un proceso mediante el cual se determina el nivel de exposición y la predisposición a la pérdida de un elemento o grupo de elementos ante una amenaza específica,

contribuyendo al conocimiento del riesgo a través de interacciones de dichos elementos con el ambiente peligroso.

Este proceso de evaluación incluye dos aspectos fundamentales como lo son la tipificación de la estructura y evaluación de los daños, y por otro lado la determinación de sus causas. Generalmente los daños suelen ser causados por una combinación de diversos factores que se identifican en la siguiente tabla.

Tabla 31. Factores que inciden en la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

FACTORES GEOLÓGICOS	
Sismicidad de la zona	Características geotécnicas locales
Mecanismos de falla	Amplitud y duración de las sacudidas fuertes del terreno
Magnitud del terremoto	Licuefacción de suelos
FACTORES ESTRUCTURALES	
Tipología estructural	Cambios bruscos de rigidez: pisos blandos, columna corta.
Tipo de material: concreto armado, acero, mampostería, entre otros.	Distribución asimétrica de rigideces y masas
Deficiencia en la estimación de las cargas	Geometría irregular en la planta
Deficiencia en el análisis y diseño estructural	Colindancia de edificaciones contiguas
Problemas torsionales	Normas utilizadas. Edad de la edificación
FACTORES ARQUITECTÓNICOS	
Configuración geométrica irregular en planta y en el alzado de la edificación	Distribución asimétrica o impropia de elementos de fachada
Ordenanzas: alturas, retiros, porcentaje de construcción.	Uso excesivo de espacios abiertos
Grandes luces y pocas columnas	Ubicación asimétrica del núcleo de escaleras y ascensores
FACTORES CONSTRUCTIVOS	
Encofrado deficiente	Defectos del vaciado y curado de concreto
Mala calidad de los materiales utilizados en la construcción	Refuerzo inadecuado en las conexiones o juntas de los elementos de concreto armado
Falta de inspección eficiente	Falta de recubrimiento propiciando la corrosión
Mano de obra defectuosa	Conexiones metálicas defectuosas

Uniones defectuosas de elementos prefabricados	Soldaduras defectuosas
Falta de unión apropiada entre elementos estructurales y tabiques de mampostería	Remodelación o eliminación de paredes internas.
FACTORES SOCIO-ECONÓMICOS	
Cambio del uso previsto en la edificación original	Educación de la población
Utilización de materiales no aptos para resistir sismos	Viviendas de bajos recursos no apropiadas para zonas sísmicas
Falta de información y de alerta rápida	Falta de recursos económicos

Fuente: Alonso, J. (2007)

2.3. Glosario de Términos Básicos.

2.3.1. Amenaza.

Fernández (2003), define la amenaza como la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado, con una duración e intensidad determinadas. Estos sucesos pueden ser originados por un fenómeno natural o provocados por el hombre siendo consecuencia de una falla de carácter técnico.

Además, toda estructura se encuentra expuesta tanto a amenazas sísmicas como climatológicas. Siendo, la amenaza sísmica un término técnico mediante el cual se caracteriza numéricamente la probabilidad estadística de la ocurrencia de cierta intensidad sísmica o aceleración del suelo durante un período de tiempo. Por ende, las estructuras deben estar predispuestas a dichas amenazas y a su vez soportar de manera viable las cargas a las que son sometidas en el momento en que son expuestas.

2.3.2. Análisis de Riesgo.

El análisis de riesgo es el estudio de las causas de las posibles amenazas y probables eventos no deseados y los daños y consecuencias que éstas puedan producir. Según Ávila (2015), expresa que el análisis del riesgo implica la consideración de las causas y fuentes del riesgo, sus consecuencias y la probabilidad de que dichas consecuencias puedan ocurrir, mediante la relación existente entre la amenaza y la vulnerabilidad.

Por otro lado Alonso (2007), para evaluar el riesgo es preciso establecer la probabilidad de que una amenaza cualquiera con una magnitud determinada ocurra dentro de un período de tiempo determinado. Este estudio toma en consideración aspectos como: la ubicación de las edificaciones existentes en el área de estudio, el grado de exposición a la amenaza o algún evento previsto y la vulnerabilidad de las edificaciones y de la población al ser sometidos a la amenaza.

2.3.3. Análisis no Lineal.

Este análisis tiene por objeto, predecir la respuesta global de la estructura, más allá de la capacidad estática lineal, a los fines de identificar la evolución de la degradación de sus elementos hasta alcanzar los mecanismos de colapso. Sirve como plataforma para la implementación de un análisis Pushover, que permite estimar la capacidad estructural, necesaria para la evaluación de la respuesta sísmica a través del método del espectro capacidad-demanda.

2.3.4. Capacidad.

Según el ATC-40 (1996), la capacidad es la fuerza final esperada, bien sea en flexión, cizallamiento o carga axial, de un componente estructural, excluyendo los factores de reducción comúnmente usados en el diseño de elementos de concreto.

2.3.5. Curva de Capacidad.

Durante el Análisis Estático No Lineal, la cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas similares, las cuales siguen la forma del modo fundamental de

vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme.

Según Bonett (2003), la capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar estas capacidades más allá del límite elástico se utiliza el Método Pushover, dicho procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Este curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura.

2.3.6. Demanda.

Se considera una representación del movimiento sísmico del suelo al que está sometida la estructura. En procedimientos de análisis estáticos no lineales, la demanda se representa mediante una estimación de los desplazamientos o deformaciones a los que se espera que sea sometida la estructura.

2.3.7. Desempeño Estructural.

Representa una expresión del comportamiento deseado que debe ser capaz de alcanzar un edificio sometido a un determinado nivel de movimiento sísmico. En este pueden definirse múltiples niveles de desempeño de la edificación, los cuales guardan una relación con las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas y la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural. Según el ATC-40 (1996), el desempeño depende de la manera en la cual la capacidad de una edificación pueda manejar la demanda a la que se encuentre sometida.

2.3.8. Ductilidad.

Es una propiedad que presenta un elemento estructural o sistema, de soportar deformaciones más allá de su límite elástico, bajo la acción de una fuerza manteniendo su resistencia sin llegar a romperse o sufrir alguna falla abrupta.

2.3.9. Espectro de Capacidad.

El espectro de capacidad, es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como Acceleration-Displacement-Response-Spectra (ADRS) o curva Aceleración-Desplazamiento (AD), esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Esta curva se obtiene transformando cada punto de la curva de capacidad en coordenadas espectrales, Chiroiu (2001).

2.3.10. Espectro de Demanda.

Los espectros de demanda, relacionan el desplazamiento espectral (SD), con la aceleración espectral (SA), y se los obtiene a partir de formas espectrales que relacionan la aceleración espectral con el período. Barbat y Pajuades (2004), lo definen como la representación de la acción sísmica basada en el espectro de respuesta de diseño, de la zona de estudio.

2.3.11. Fibras de Carbono (FRP).

La fibra de carbono (FRP), también llamada materiales compuestos, deben su nombre a que están formados por dos o más materiales, fases o constituyentes, que actúan de manera conjunta y solidaria. Este material compuesto esta principalmente constituido por resina, que realmente es un polímero que se une con la fibra de carbono, y que al mezclarse produce una pletina o una tela, consiguiendo de esta manera propiedades mecánicas que no pueden ser obtenidas en los materiales originales.

2.3.12. Fragilidad.

Nivel de daño que un elemento determinado puede sufrir luego de estar sometido a la acción de un sismo.

2.3.13. Mitigación del Riesgo.

Corresponde a la aplicación de ciertas medidas, con el fin de reducir circunstancialmente los daños ocasionadas por un sismo o cualquier otro evento en particular. Dichas medidas de intervención prospectiva o correctiva están dirigidas a reducir los daños y pérdidas que se puedan presentar, y así reducir las condiciones de amenaza cuando sea posible y la vulnerabilidad existente en las estructuras.

2.3.14. Punto de Desempeño.

Identificar de manera eficaz el punto de desempeño nos permitirá posteriormente entender de manera más aproximada el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos con intensidades variables. Se obtiene superponiendo los espectros de capacidad y demanda, y ubicando el punto donde se interceptan, de esta manera se obtiene la respuesta máxima del edificio (Salguera 2015). El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda.

2.3.15. Reforzamiento de Estructuras.

El Reforzamiento de estructuras está dirigido a incrementar la capacidad de carga y serviciabilidad de una estructura. Se realiza cuando existen nuevas solicitaciones como errores en el diseño o defectuosa mano de obra durante el proceso constructivo. La necesidad de un reforzamiento de una edificación se puede presentar en el estado de servicio o luego de un evento sísmico importante. En condiciones de servicio, se presenta esta necesidad cuando la estructura pierde parcialmente la capacidad de resistencia, estabilidad y/o rigidez antes cargas gravitacionales o laterales

como viento; también se puede presentar en el caso en que se requiera una actualización sísmica normativa.

2.3.16. Riesgo.

El concepto de riesgo, hace referencia a la probabilidad de que a una población (personas, estructuras físicas, sistemas productivos, etc.), o fragmento de la misma, le ocurra algo nocivo o dañino. Por consecuencia, una condición latente o potencial, y su grado depende de la intensidad probable de la amenaza y los niveles de vulnerabilidad existentes. Fernández (2003).

2.3.17. Rótulas Plásticas.

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. También se considera como el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo. Además, permite calcular el desempeño y se utiliza para saber en qué lugar del elemento posiblemente se puede generar primero una falla.

2.3.18. Sismo.

Según la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS, 2002) define al sismo como un movimiento súbito e impredecible de una parte de la corteza terrestre, ocasionado por fuerzas que tienen su origen en el interior de la Tierra, pueden ser de origen tectónico, (desplazamiento de bloques de la litosfera), o volcánico (extrusión de magma hacia la superficie), en ambos casos hay una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de las rocas sólidas del manto y la litosfera hasta “arribar” a la superficie terrestre.

2.3.19. Vano.

Un vano, hueco o luz, en una construcción o estructura arquitectónica, puede referirse a cualquier apertura en una superficie compacta. Como elemento arquitectónico, el término "vano" se utiliza también para referirse a la distancia entre apoyos de un elemento estructural (como techos o bóvedas), y de forma más explícita a ventanas, puertas e intercolumnios. El objetivo elemental es dejar un hueco abierto en un muro para que pase el aire o la luz.

2.3.20. Vulnerabilidad Sísmica.

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi 1986). La afectación o daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica esta necesariamente vinculada a la manera como se definen la acción y el daño sísmico.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación.

Este proyecto, se encuentra ubicado en el marco de una investigación de campo, ya que para conocer el desempeño estructural de una edificación, se hizo uso de la implementación del Método Estático no Lineal (Pushover), con el objetivo de conocer el desplazamiento de una estructura ante la acción de un evento sísmico.

Según Arias (2012), define la investigación de campo, como la recolección de datos obtenidos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos (datos primarios), sin manipular o controlar variables alguna, es decir, el investigador obtienen la información, pero no altera las condiciones existentes.

Claro está, en una investigación de campo también se emplean datos secundarios, sobre todo los provenientes de fuentes bibliográficas, a partir de los cuales se elabora el marco teórico. No obstante, son los datos primarios obtenidos a través del diseño de campo los esenciales para el logro de los objetivos y la solución del problema planteado.

Debido a lo antes mencionado, el proyecto desarrollado está enmarcado en este modelo de investigación, ya que se debió estar presente en el sitio de estudio para llevar a cabo las mediciones de los elementos no estructurales presentes en la edificación, así como también cuantificar cada uno de ellos, esto permitió desarrollar el levantamiento planialtimétrico en el programa comercial AUTOCAD 18.

3.2. Nivel de la investigación.

De acuerdo al problema planteado y a los objetivos a alcanzar, la investigación referida a Evaluar el Desempeño Estructural del Módulo de Aulas de la UDO Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la

Norma Fodenorca 1756-2018, se consideró como una investigación descriptiva, orientada a analizar el comportamiento de la variable en el contexto de estudio.

Para Hernández Fernández y Baptista (1991), los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades importantes de personas, grupos, comunidades o cualquier otro fenómeno que sea sometido a análisis. Miden o evalúan diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno o fenómenos a investigar. Desde el punto de vista científico, describir es medir.

3.3. Técnicas utilizadas.

3.3.1. Técnicas para la recolección de datos.

De acuerdo al diseño de la investigación se aplicaron las siguientes técnicas:

- **Revisión documental o bibliográfica:** Con la aplicación de esta técnica se pretendió recolectar información de trabajos previos referente al tema en cuestión, para así obtener una guía teórica que sirvió de utilidad para el correcto desarrollo de la investigación.
- **Observación directa:** Se hizo uso de esta técnica para inspeccionar el comportamiento estructural que presentó el edificio objeto de estudio, la cual fue información necesaria para la realización del análisis estático no lineal (Pushover).

3.3.2. Técnicas para el análisis de datos.

- **Análisis documental:** El análisis documental permitió representar un documento y su contenido, con la finalidad de posibilitar su recuperación posterior e identificarlo. Además, se utilizó como intermediario o instrumento de búsqueda para obtener información referente al tema estudiado.

- **Análisis cualitativo:** Esta técnica permitió la observación directa en sitio, y de documentos en general que aportaron información de utilidad para el desarrollo del presente proyecto. En este caso fueron sometidos los datos obtenidos por medio del uso de programas, tales como ETABS 18 y AUTOCAD 18.

3.3.3. Instrumentos utilizados.

- **Cámara fotográfica:** Se utilizó para retratar todas aquellas vulnerabilidades visibles en la estructura en cuestión para así tener una idea inicial del estado actual de la misma.
- **Software:** Ayudó en el procesamiento de la información obtenida mediante la utilización de programas del paquete de Microsoft Office, AUTOCAD 18, el programa de Sika CarboDur y el programa comercial ETABS 18 el cual se utilizó para evaluar el desempeño estructural del edificio.
- **Cinta métrica:** Se empleó el uso de esta para el levantamiento planialtimétrico de las tabiquerías y demás elementos no estructurales, que ayudó a conocer las medidas de cada uno de ellos.
- **Formato:** Se utilizaron planillas que sirvieron para la recolección de los datos obtenidos en el sitio, que posteriormente fueron procesados en Excel.

3.4. Procesamiento de datos.

Una vez recopilados los datos a través de la aplicación de los instrumentos de recolección, fue necesario someterlos a un conjunto de operaciones que permitieron su correcta interpretación con la finalidad de dar cumplimiento a los objetivos planteados, es allí donde entra en juego el procesamiento de los datos, que no es más que la simple clasificación, registro, tabulación y descripción de los datos obtenidos.

En el caso particular de esta investigación se fundamentó en la aplicación de las normas ATC-40, FEMA P- 2006, Cuaderno del Ingeniero No.23, Análisis Sísmico por Desempeño. Roberto Aguiar Falconí Ph.D, Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4: Seguridad Estructural, la norma ACI 440.2R-08 publicada por Committee 440, *“Guía para el Diseño y Construcción de sistemas FRP adheridos externamente para el refuerzo de estructuras de hormigón”*, así como también la norma establecida por la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), en su publicación 1756:2001, *“Edificaciones Sismoresistentes”*, y por el Fondo de Desarrollo para la Normalización, Calidad, Certificación y Metrología (FODENORCA), en su publicación 1756-2018, *“Construcciones Simorresistentes”*.

CAPITULO IV

PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.1. Variación de la demanda de diseño correspondiente a la amenaza del sitio.

A propósito del cumplimiento de los objetivos de la investigación, se realizó la descripción de la variación de la demanda de diseño para la estructura de concreto armado de módulos de aulas y escaleras del edificio de la Universidad de Oriente (UDO), Extensión Cantaura, para establecer el desempeño estructural de la referida edificación, ubicada en Cantaura, Estado Anzoátegui, específicamente en la Avenida Bolívar, sector Granadillo.

En ese sentido, para identificar la variación de la demanda de diseño se procedió a definir los espectros de diseño para los códigos COVENIN 1756-2001, FODENORCA 1756-2018, en función a la demanda de sitio especificada en los referidos códigos de diseño sismorresistente. Para objeto del análisis, como base se determinó primeramente el Espectro de Respuesta de la estructura con los parámetros de ambas normas, para sus consideraciones particulares y específicas de la amenaza sísmica probable de la zona.

En el mismo orden de ideas, Benaim (2002), definió los parámetros sísmicos empleados en el diseño de las edificaciones, los cuales son mostrados en la tabla 32, los mismos fueron utilizados para el desarrollo del análisis sísmico, el cual fue determinado en la función espectral tipificada en la COVENIN 1756-2001, como el espectro de respuesta elástica mostrada en la figura 11 y 12, como se describen en el documento de memoria de cálculo estructural. En el anexo A, se especifica las ecuaciones empleadas para el cálculo de las aceleraciones utilizadas en la elaboración del espectro de diseño.

Tabla 32. Datos sísmicos COVENIN (2001).

Datos	Valor	
Zona sísmica	4	
Aceleración del terreno (A_0)	0,25	
Forma espectral	S_2	
Factor de corrección espectral (φ)	0,80	
Factor de importancia (α)	1,30	Grupo A
Nivel de diseño	3	ND3
Factor de reducción de respuesta (R)	6,00	
Estructura irregular (R)	$0,75 \cdot R = 4,50$	

Fuente: Benaim (2002).

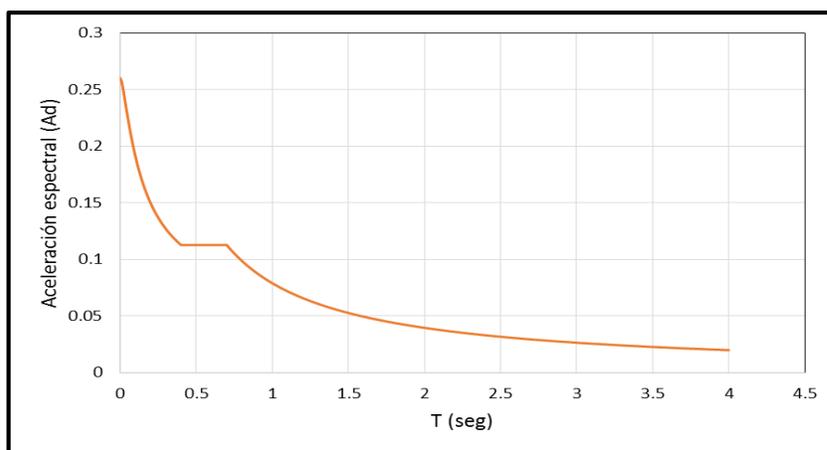


Figura 10. Espectro de diseño de COVENIN (2001). Fuente: Autores.

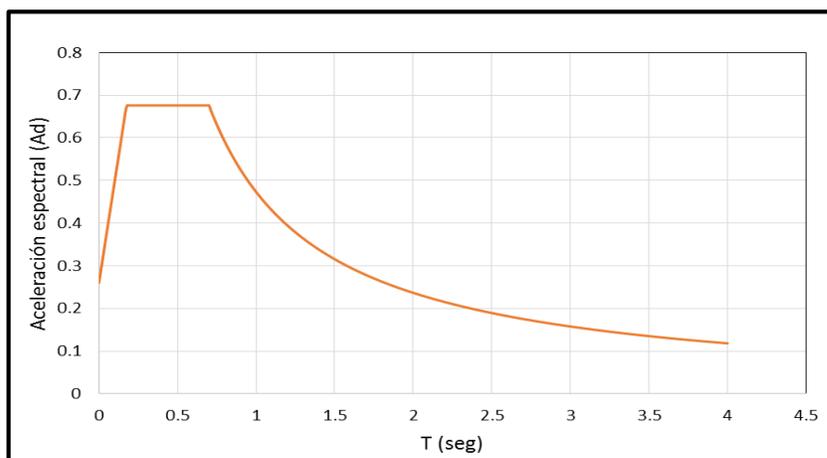


Figura 11. Espectro de respuesta elástica de COVENIN (2001). Fuente: Autores.

Por otro lado, de acuerdo con la actualización del código FODENORCA 1756-2018, Construcciones Sismorresistente, se encuentra dos diferentes espectros, como son; el de respuesta elástica y el de respuesta inelástica, los cuales van en función del factor de desempeño esperado (sismo de diseño, sismo extremo y sismo frecuente). Los valores empleados en la cuantificación de las funciones espectrales son los descritos en las tablas 33 y 34.

Tabla 33. Datos sísmicos FODENORCA (2018).

Parámetro	Valores
Grupo de importancia:	Construcción esencial A2
Nivel de diseño	ND3
Tipo/Subtipo de estructura:	I / I-a
Clasificación según la regularidad	Irregularidad vertical
Coefficiente de aceleración horizontal (A_0)	0,11
Coefficiente de aceleración espectral horizontal (A_1)	0,11
Período de transición espectral (T_L)	4,00
Factor de importancia para sismo de diseño (α)	1,50
Factor de importancia para sismo extremo (α_E)	2,80
Factor de importancia para sismo frecuente (α_F)	0,30
Clase de sitio	C
Condición topográfica	Leve
Profundidad al basamento rocoso (H)	100,00 m
Factor de reducción de respuesta (R)	6,00
Factor de amplificación de desplazamiento (Cd)	4¼
Factor de redundancia (ρ)	1,50
Factor de irregularidad (FI)	1,20
Coefficiente de la rama espectral (q)	1,70
Período característico (T_+)	0,40

Fuente: Autores.

Tabla 34. Factores de sitio FODENORCA (2018).

Sismo diseño		Sismo extremo		Sismo frecuente	
$\alpha_{A0}=0,165$	$F_A^C = 1,25$	$\alpha_{EA0}=0,308$	$F_A^C = 1,20$	$\alpha_{A0}= 0,033$	$F_A^C = 1,30$
$\alpha_{A1}=0,165$	$F_V^C = 1,40$	$\alpha_{EA1}=0,308$	$F_V^C = 1,40$	$\alpha_{FA1}= 0,033$	$F_V^C = 1,40$
$F_D^C = 1,20$ se mantiene constante para todos los casos					
Condición topográfica (leve)			Profundidad del basamento (H=100m)		
$F_A^T = 1,00$			$F_A^H = 1,01$		
$F_V^T = 1,00$			$F_V^H = 1,05$		
$F_D^T = 1,00$			$F_D^H = 1,10$		

Fuente: Autores.

Por consiguiente, tomando en consideración los datos antes expuestos en las tablas 33 y 34, se procedió a realizar el cálculo para obtener el espectro de respuesta elástica, con el factor de importancia correspondiente para el sismo de diseño. Empleando así las ecuaciones 14 a la 24, descritas en el capítulo II.

Tabla 35. Factores de sitio para espectro de diseño FODENORCA (2018).

Factores	Valores
Factor de condición de sitio para períodos cortos (F_A)	1,2625
Factor de condición de sitio para períodos intermedios (F_V)	1,4700
Factor de condición de sitio para períodos largos (F_D)	1,3200
Medida de la intensidad sísmica del sitio (A_A)	0,2083
Coefficiente de aceleración para períodos intermedios (A_V)	0,2426
Factor de amplificación espectral (β)	2,400
Período que caracteriza el espectro elástico (T_A)	0,0243
Período de inicio de la rama de máxima aceleración (T_B)	0,1213
Período de inicio de la rama de velocidad espectral (T_C)	0,4853
Período de inicio de la rama de desplazamiento espectral (T_D)	3,5918

Fuente: Autores.

En la tabla 35, se muestran los valores previos que fueron utilizados para obtener la ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal que viene dada en función del período de vibración T , la cual fue evaluada en un período comprendido de 0 - 4seg, empleando las ecuaciones 9 a la 13, expuestas en el capítulo II. A continuación se muestran los resultados obtenidos para los períodos (0,01, 0,05, 0,3, 1 y 4 seg), que van en función del intervalo por la cual está comprendida cada punto de la ordenada adimensional. Para valores de período $T \leq T_A$ se obtiene una ordenada espectral de $A(T) = 0,2083$ para valores de período entre el intervalo $T_A \leq T \leq T_B$ se obtiene una ordenada espectral de:

$$A(T) = 0,2083 \left[1 + \left(\frac{0,05-0,0243}{0,1213-0,0243} \right) (2,4 - 1) \right] = 0,2856$$

De igual manera, para intervalo de $T_B \leq T \leq T_C$, se obtiene una ordenada espectral de $A(T) = 2,4 * 0,2083 = 0,4999$, para valores de período acotado entre $T_C \leq T \leq T_D$ se obtiene una ordenada espectral de:

$$A(T) = 2,4 * 0,2083 \left(\frac{0,4853}{1} \right) = 0,2425$$

Por último, para valores de período $T_D \leq T$, el valor de la ordenada espectral de $A(T) = 2,4 * 0,2083 \left(\frac{0,4853}{3,5918} \right) \left(\frac{3,5918}{4} \right)^{1,7} = 0,0562$.

Por otro lado, los demás valores de la ordenada espectral obtenidos para los diferentes valores de período evaluado se encuentran en el anexo B. En la figura 13 se muestra la representación gráfica obtenida para el espectro de respuesta elástica empleando el factor de importancia correspondiente al sismo diseño.

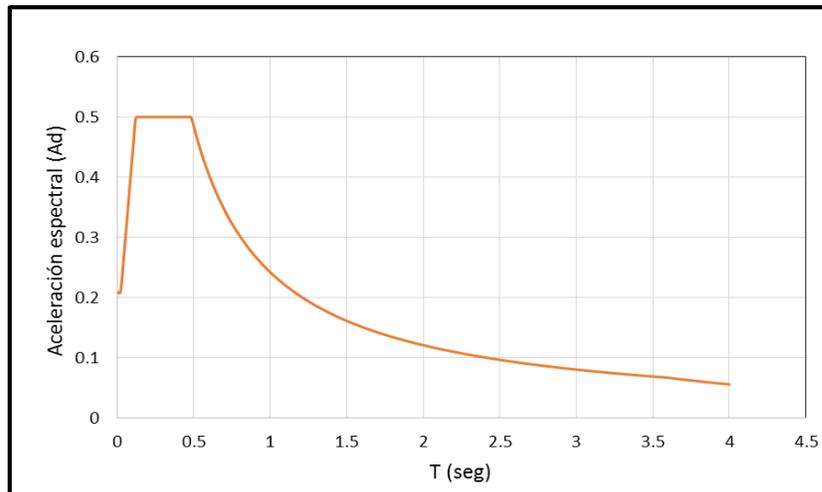


Figura 12. Espectro elástico con sismo de diseño de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.

Posteriormente, de igual manera se procedió a calcular el espectro de respuesta elástica pero tomando como dato el factor de importancia para sismo extremo y sismo frecuente, el cual permitió obtener los valores de las

aceleraciones espectrales, para así tener la representación gráfica de los espectros como se muestra en las figura 14 y 15.

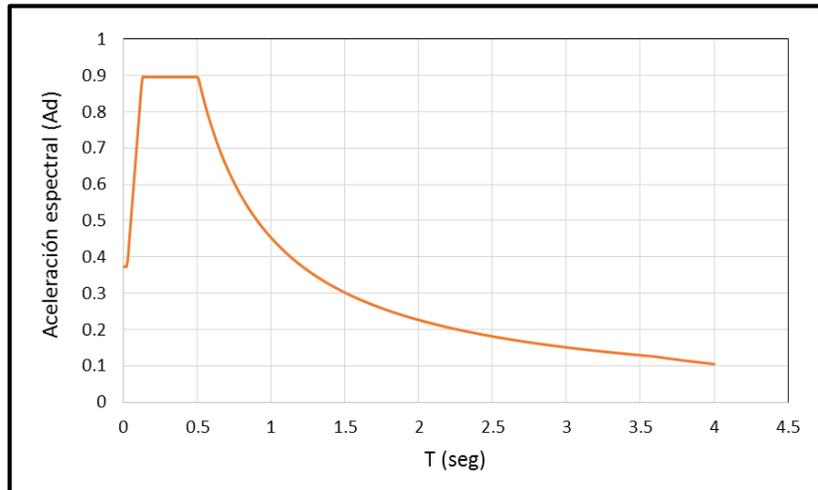


Figura 13. Espectro elástico con sismo extremo de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.

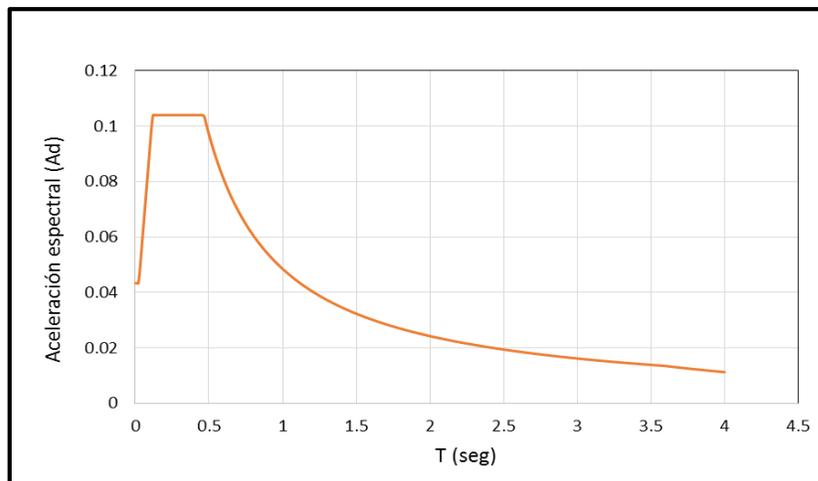


Figura 14. Espectro elástico con sismo frecuente de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.

Seguidamente, obtenido el espectro de respuesta elástica, para los distintos casos (sismo de diseño, sismo extremo y sismo frecuente). Se procedió al cálculo del segundo espectro descrito en el código FODENORCA 1756-2018 el cual lleva por nombre espectro de respuesta inelástica,

considerando los parámetros expuestos anteriormente en las tablas 33 y 34, y a su vez empleando las ecuaciones de la 25 a la 29, descritas en el capítulo II.

Por consiguiente, se calculó primeramente el espectro con el factor de importancia para sismo de diseño, cabe mencionar que para conseguir la ordenada adimensional de dicho espectro, también se emplean los datos de los factores descritos en la tabla 35. Los resultados que se muestran a continuación corresponden a los períodos (0,01, 0,3, 0,45, 2, 4seg). Para valores de período $T \leq T_A$ se obtiene una ordenada espectral de $A_d(T) = 1,5 * 1,2 * 0,2083 / 1,5 = 0,2499$, para valores de período entre el intervalo $T_A \leq T \leq T^+$ se obtiene una ordenada espectral de

$$A_d(T) = 1,5 * 1,2 * 0,2083 \left[\frac{1}{1,5} + \left(\frac{2,4}{6} - \frac{1}{1,5} \right) \left(\frac{0,3-0,0243}{0,4-0,0243} \right) \right] = 0,1765$$

De igual manera, para el intervalo $T^+ \leq T \leq T_C$ se obtiene una ordenada espectral de $A_d(T) = 1,5 * 1,2 \frac{2,4*0,2083}{6} = 0,1499$, para valores acotado entre $T_C \leq T \leq T_D$ se obtiene una ordenada espectral de $A_d(T) = 1,5 * 1,2 \frac{2,4*0,2083}{6} \left(\frac{0,4853}{2} \right) = 0,2032$ y por último, para valores de período $T_D \leq T$ el valor de la ordenada espectral es:

$$A_d(T) = 1,5 * 1,2 \frac{2,4*0,2083}{6} \left(\frac{0,4853}{3,5918} \right) \left(\frac{3,5918}{4} \right)^{1,7} = 0,0151$$

De esta manera se obtuvo la representación gráfica del comportamiento del espectro inelástico como se muestra en la figura 16. En el anexo B, se muestran el resto de los demás valores de la ordenada espectral obtenidos para el período comprendido de 0 - 4seg.

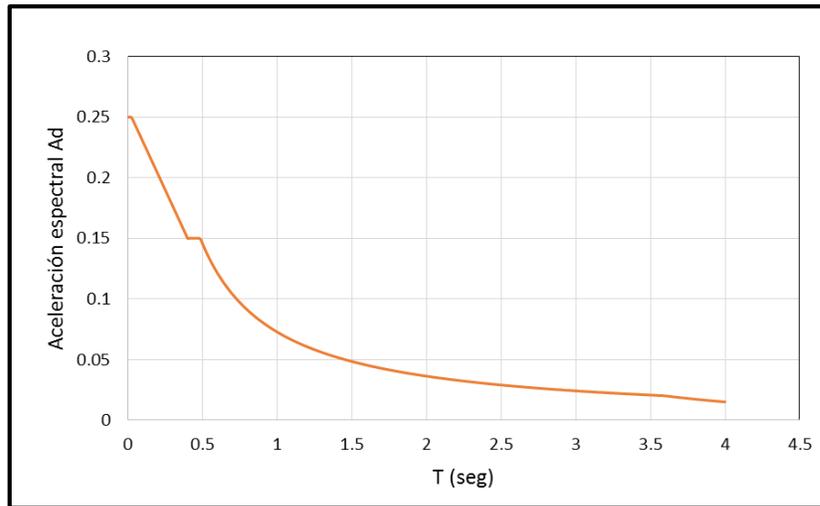


Figura 15. Espectro inelástico con sismo de diseño de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.

Consecutivamente, se procedió a realizar los cálculos de la ordenada adimensional para el espectro inelástico con el factor de importancia para sismo extremo, con los mismos valores de períodos ya mencionados anteriormente. Obteniendo de esta manera la representación gráfica del espectro de respuesta inelástica, como se muestra a continuación en la figura 17.

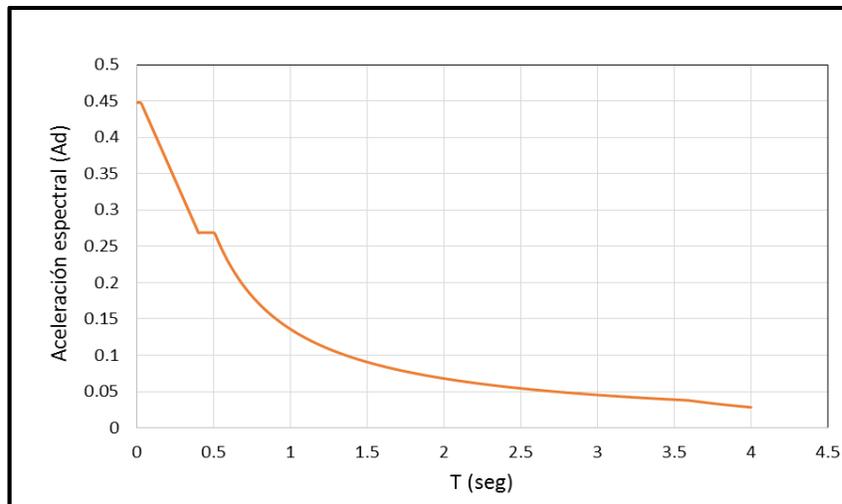


Figura 16. Espectro inelástico con sismo extremo de FODENORCA (2018). Fuente: Autores.

De esta manera, y tomando en consideración los parámetros sísmicos referidos en los códigos de diseño sismorresistente COVENIN 1756-2001 y FODENORCA 1756-2018, en función a la demanda de sitio, se obtuvieron los espectros de diseño, que sirvieron como base para comparar los espectros tanto elástico como inelástico de ambas normas, como se muestra en las figuras 18 y 19.

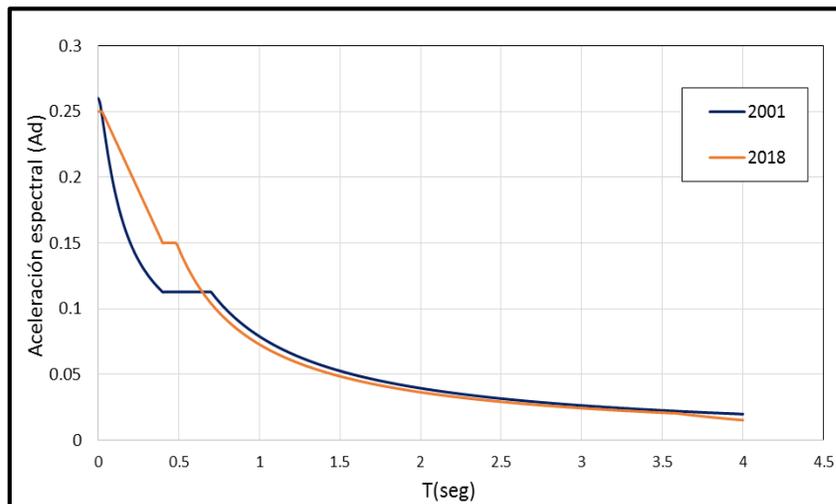


Figura 17. Espectro de diseño 2001-2018. Fuente: Autores.

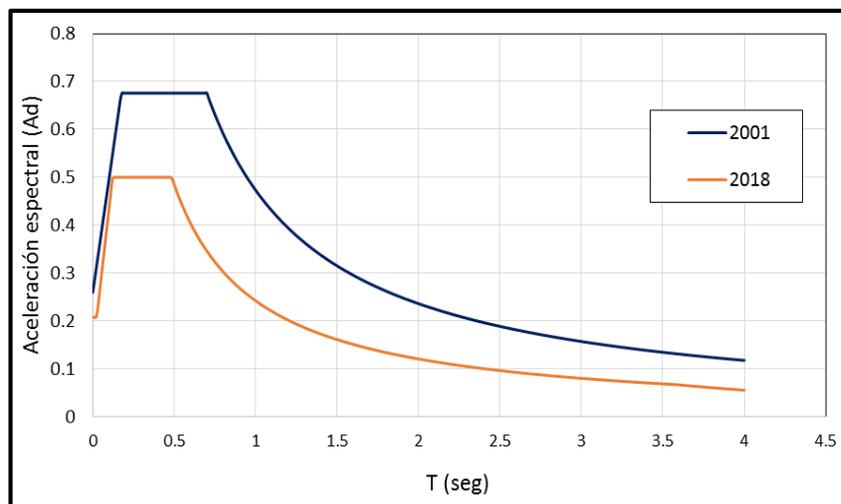


Figura 18. Espectro de respuesta elástica 2001-2018. Fuente: Autores.

4.1.1. Método Estático Equivalente.

Para aplicar el método estático equivalente, uno de los pasos principales es calcular la rigidez de la estructura, por ende es importante conocer como la misma se encuentra conformada. En particular, la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, es una estructura de concreto armado con pórticos ortogonales entre sí, con columnas y vigas de sección rectangular y losas nervadas armadas en una dirección con espesores de 25 cm y 30 cm.

Además, posee 2 niveles, cuya altura de la planta baja es de 3,85m, y los niveles 1 y 2 de 3,30m, alcanzando una altura total de 10,45m. La estructura está constituida por 4 módulos estructurales (Módulo 1, Módulo 2, y 2 Módulos de escaleras y ascensores), ver figura 20. Siendo el Módulo 1 y 2, módulos de aulas, los cuales están conectados a los módulos de escaleras y ascensores mediante pasillos.

Los módulos 1 y 2, están conformados por 9 pórticos en dirección "X" y 4 pórticos en dirección "Y", en cambio los módulos de escaleras y ascensores tienen 5 pórticos en dirección "X" y 4 pórticos en dirección "Y". Dichos pórticos son todos continuos hasta el nivel 3. Así mismo, debido a que los Módulos 1 y 2 corresponden a aulas, en este caso el uso de la edificación es educacional. Por tal motivo, para no hacer este estudio repetitivo, se sometió solo un módulo de aulas para desarrollar el Método Estático Equivalente, ver figura 21.

Elasticidad del concreto, utilizando en este caso la resistencia del mismo ($f'c=280\text{kg/cm}^2$). La inercia se calculó con la ecuación 31 mostrada en el capítulo II, que para efectos de este estudio se tomó solo la dirección en “X”, debido a que posteriormente se obtuvo la rigidez en dicho sentido. Por su parte, el módulo de elasticidad se halló empleando la ecuación 32, del mismo capítulo. A continuación, en la tabla 36 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 36. Inercia de columnas.

Columna	Planta baja y nivel 1	Nivel 2
	Inercia en X	Inercia en X
C1	213.333,33 cm ⁴	125.052,08 cm ⁴
C2	160.000 cm ⁴	160.000 cm ⁴
C4	160781,25 cm ⁴	160781,25 cm ⁴
Módulo de elasticidad $f'c = 280\text{kgf/cm}^2$		252671,33 kg.cm

Fuente: Autores.

Ahora con los datos anteriores, se procedió a calcular la rigidez de los elementos en dirección “X”, empleando el método de la rigidez por corte, utilizando la ecuación 30, del capítulo II. En cada nivel se aplicó dicha fórmula para obtener las reacciones de cada pórtico tomando en consideración la cantidad de columnas presentes en la dirección de estudio, para así obtener la rigidez total de cada nivel.

Tabla 37. Rigidez por nivel.

Rigidez por corte en X	Total
Nivel 1	357627,23 kg/cm
Nivel 2	567898,80 kg/cm
Nivel 3	478517,82 kg/cm

Fuente: Autores.

El siguiente paso fue realizar el cálculo de masa del edificio empleando las dimensiones de los elementos, tanto columnas y vigas (ver figura 21 y tabla

38), así como también, las fracciones de cargas variables dadas en la tabla 23 del capítulo II, y las cargas estáticas mostradas en la tabla 39, obtenida de los planos del edificio.

Tabla 38. Dimensiones de vigas.

Tipo de viga	Sección
V1	30 x 30
V2	30 x 40
V3	30 x 50
V4	30 x 55

Fuente: Autores.

Tabla 39. Cargas estáticas.

Carga muerta de entepiso	420kg/m ²
Carga muerta de techo	350kg/m ²
Sobrecarga de entepiso	300kg/m ²
Sobrecarga de techo	100kg/m ²

Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

- Peso sísmico o efectivo de la estructura:

$$WN1 = 278010,60 + 86831,25 + 38981,25 + 99289,50 = \mathbf{503112,60kg}$$

$$WN2 = 278010,60 + 86831,25 + 35268,75 + 99289,50 = \mathbf{499400,10 kg}$$

$$WN3 = 231675,50 + 87966,75 + 33096,50 = \mathbf{352738,75kg}$$

Luego de haber obtenido la rigidez y la masa del edificio se procedió a la aplicación del método el cual se define tanto en la norma COVENIN 1756-2001 como en la FODENORCA 1756-2018. Dicho método se empleó con la finalidad de obtener por medio del mismo el período fundamental requerido por ambas normas. Sin embargo, en este caso se trabajó en función a los criterios de la FODENORCA 1756-2018, en la cual solo varían entre ellas la

simbología de sus fórmulas. Dicho método se encuentra descrito en el capítulo II, al igual que las ecuaciones a emplear.

Para ello se necesitó calcular el factor de modificación de cortantes, descrito en la FODENORCA 1756-2018, del cual se presentan en la misma dos fórmulas para obtenerlo eligiendo el valor mayor de ambas, el peso sísmico o efectivo de la estructura (obtenido anteriormente), y la ordenada del espectro de respuesta inelástica para el período T definido, en este caso se utilizó las ordenadas espectrales de acuerdo al sismo de diseño de la respectiva norma. Para de tal manera obtener la fuerza cortante en la base, obteniéndose los valores expuestos en la tabla 40. Así como también, se requirió calcular la distribución de las fuerzas sísmicas, que se encuentra establecido de acuerdo a un intervalo relacionado con la fuerza cortante en la base. Todo lo mencionado se obtuvo desarrollando las ecuaciones 33, 34, 35, 40, 42 y 43 descritas en el capítulo II.

Tabla 40. Datos para la aplicación del método.

Factores	Valores			
	Elástico 2018	Inelástico 2018	Diseño 2001	Elástico 2001
Factor de modificación de cortantes (μ)	0,9625 (adm)	0,9625 (adm)	0,9333 (adm)	0,9333 (adm)
Período fundamental aproximado (T_a)	0,4069 seg	0,4069 seg	0,4069 seg	0,4069 seg
Ordenada adimensional del espectro (A_d)	0,4999 (adm)	0,1499 (adm)	0,1127 (adm)	0,6760 (adm)
Fuerza cortante en la base (V_o)	652149,54 kg	195644,86 kg	142512,22 kg	855073,31 kg
Distribución de las fuerzas sísmicas (F_t)	26085,98 kg	7825,79 kg	5700,49 kg	34202,93 kg

Fuente: Autores.

La masa sísmica calculada por nivel del edificio para obtener la fuerza lateral correspondiente, será la misma para el cálculo de las diferentes ordenadas espectrales de ambas normas, por ser la base para el cálculo realizado. Por ende, se muestra la siguiente tabla que contiene dichos valores.

Tabla 41. Masas por nivel.

NIVEL	Wi	Hi	Wi*hi
3	352738,75	1045	368611994
2	499400,10	715	357071072
1	503112,10	385	193698351
$\Sigma Wi*hi$			919381416

Fuente: Autores.

Tabla 42. Sismo elástico 2018.

NIVEL	Fi	Vi	Ki	Δ_{ei}	Δ_{ei}	Fi Δ	Wi Δ^2
3	251010,660	277096,642	478517,816	0,57907278	3,31871178	833032,035	3885010,939
2	243151,734	520248,375	567898,795	0,91609347	2,739639	666147,973	3748308,311
1	131901,164	652149,539	357627,23	1,82354554	1,82354554	240527,778	1673009,550
TOTALES						1739707,790	9306328,801

Fuente: Autores.

Tabla 43. Sismo inelástico 2018.

NIVEL	Fi	Vi	Ki	δ_{ei}	Δ_{ei}	Fi Δ	Wi Δ^2
3	75303,198	83128,992	478517,816	0,17372183	0,99561353	74972,883	349650,985
2	72945,520	156074,513	567898,795	0,27482804	0,82189170	59953,316	337347,748
1	39570,349	195644,862	357627,229	0,54706366	0,54706366	21647,5001	150570,860
TOTALES						156573,701	837569,592

Fuente: Autores.

Tabla 44. Sismo de diseño 2001.

NIVEL	Fi	Vi	Ki	δ_{ei}	Δ_{ei}	Fi Δ	Wi Δ^2
3	54852,582	60553,071	478517,816	0,12654298	0,72522781	39780,618	185524,841
2	53135,195	113688,266	567898,795	0,20019107	0,59868483	31811,235	178996,743
1	28823,953	142512,219	357627,23	0,39849376	0,39849376	11486,165	79892,910
TOTALES						83078,019	444414,495

Fuente: Autores.

Tabla 45. Sismo elástico 2001.

NIVEL	Fi	Vi	Ki	Δ_{ei}	Δ_{ei}	Fi Δ	Wi Δ^2
3	329115,493	363318,426	478517,816	0,75925789	4,35136685	1432102,247	6678894,284
2	318811,172	682129,598	567898,795	1,20114641	3,59210896	1145204,469	6443882,745
1	172943,717	855073,315	357627,23	2,39096256	2,39096256	413501,951	2876144,777
TOTALES						2990808,667	15998921,81

Fuente: Autores.

Luego, de conseguir la fuerza lateral correspondiente por nivel (Fi), se procedió a calcular el período fundamental requerido con los valores expresados en las tablas 42 a la 45, el cual no deberá exceder el valor de σT_a . Para dicho período, se necesitó el peso sísmico efectivo por nivel (Wi), el desplazamiento lateral por nivel (Δ_{ei}), y la fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel del edificio (Fi Δ).

$$T = 0.4639\text{seg}$$

Cabe resaltar, que al calcular el período fundamental utilizando las ordenadas adimensionales obtenidas anteriormente para los espectros sísmicos realizados para COVENIN 1756-2001 y FODENORCA 1756-2020 el valor obtenido fue el mismo para ambos casos, sin exceder el período fundamental requerido.

$$\sigma T_a = 0.6306 \quad \text{No excede!}$$

Todos los demás resultados obtenidos se encuentran en el anexo C, donde se detalla más a fondo toda la información suministrada que se aplicó

en el Método Estático Equivalente, al igual que todos los resultados obtenidos de acuerdo al Sismo Elástico y el Sismo Inelástico con la respectiva norma, como también el Sismo de Diseño y el Sismo Elástico de la Norma COVENIN 1756-2001.

4.1.2. Comparación de aceleraciones espectrales.

Después de haber obtenido los resultados del Método Estático Equivalente, y los espectros de respuesta de la estructura, aplicando los criterios de ambas normas para el módulo de aulas del edificio, se observó una variación de la aceleración espectral con una diferencia de 33.06% en la rama plana del espectro, debido a que el período fundamental dado se encuentra ubicado en dicha rama. En el caso estudiado el espectro 2018 en la rama plana es mayor que el del 2001, sin embargo para efectos de otros valores de aceleración, como 0.65, la 2018 se encuentra por debajo de la 2001 con un promedio de 9.65%.

Tabla 46. Comparación de aceleraciones espectrales de diseño.

Casos	Aceleración espectral (Ad)	Diferencia
2001	0.1127	33.06%
2018	0.1499	

Fuente: Autores.

Sin embargo, para el estudio de las aceleraciones espectrales de respuesta elástica, al realizar la comparación de la aceleración espectral de la 2001 en relación con la 2018 es mayor con un porcentaje de 26.05% en la rama plana.

Tabla 47. Comparación de aceleraciones espectrales de respuesta elástica.

Casos	Aceleración espectral (Ad)	Diferencia
2001	0.6760	26.05%
2018	0.4999	

Fuente: Autores.

4.2. Efectuar el levantamiento planialtimétrico de la tabiquería y demás elementos no estructurales de los módulos de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui.

Para dar cumplimiento con este objetivo, se tomaron medidas de la tabiquería y los elementos no estructurales de la edificación estudiada, como ventanas, puertas, barandales, la altura efectiva de piso a las ventanas, así como también el número de ventanas o puertas existentes en cada vano, con el objetivo de verificar la información suministrada en los planos estructurales del módulo de aulas y facilitar los cálculos posteriores a esta actividad. Dichas medidas cumplirán con el propósito de obtener la longitud de la diagonal existente en cada vano, considerando la representación gráfica del trazado de una diagonal mostrada en la figura 9 del capítulo II.

En este proceso fue necesario la participación del tutor académico de este proyecto, Ing. Daniel J. Cabrera V., para ratificar que dicha actividad fuera ejecutada correctamente. Además, se hizo uso de un instrumento de medición (cinta métrica) para obtener las medidas requeridas y a su vez unas planillas donde se vaciaron las medidas tomadas, así como también una cámara fotográfica para captar imágenes del lugar que servirán como apoyo para ilustrar toda la información obtenida en sitio en el programa AUTOCAD 18. Esta actividad necesitó de dos (2) días para tomar todas las medidas necesarias.

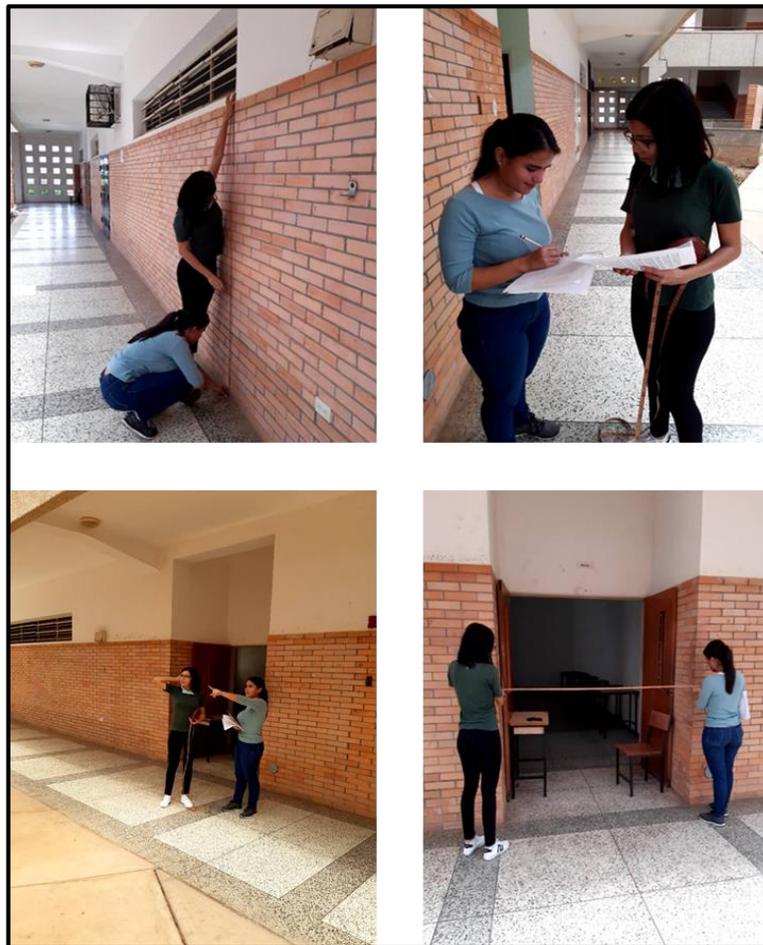
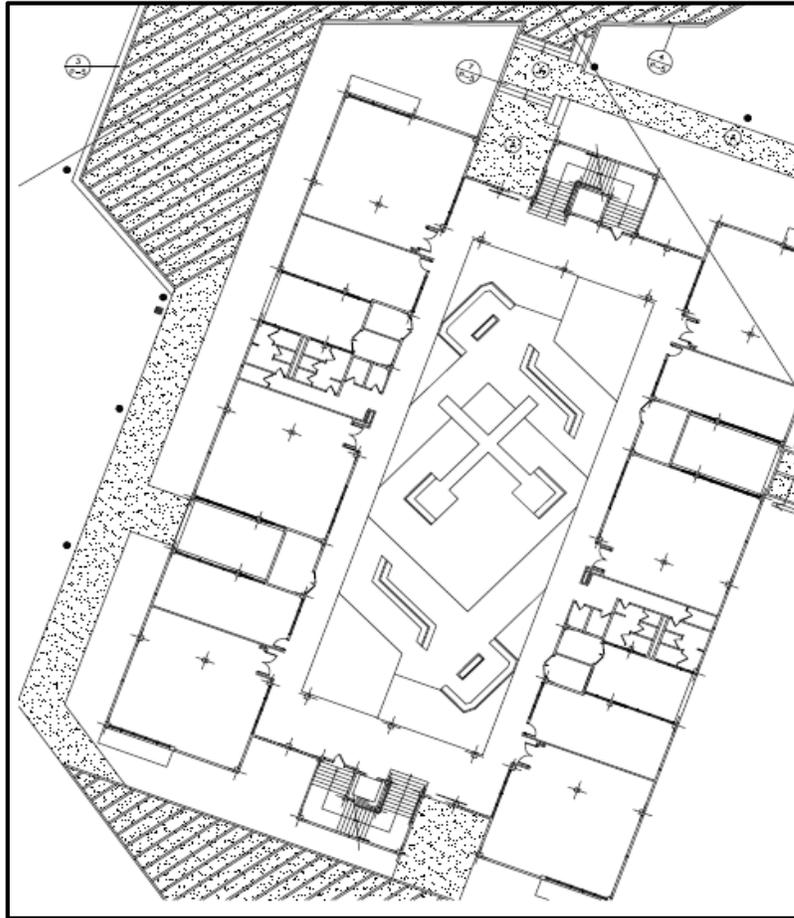


Figura 21. Tomando medidas para el levantamiento planialtimétrico. Fuente: Autores.

Luego de haber tomado las medidas y verificarlas con los planos estructurales del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, se procedió a realizar el levantamiento planialtimétrico en AUTOCAD 18. Para ello, se realizó un modelado vertical, y un modelado de planta.

En el caso del modelado de planta, se utilizó el plano original de la UDO, y de esta manera identificar los elementos que no están presentes en la estructura. De igual modo, se pudo observar en sitio que la misma posee todos

los elementos estructurales y no estructurales con los que se había diseñado inicialmente.



**Figura 22. Modelado de planta de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura.
Fuente: Autores.**

A continuación, se presenta el modelado vertical realizado en el programa mencionado anteriormente. Cabe destacar, que la diagonal obtenida se efectuó con la ecuación 46 del capítulo II, y la misma fue corroborada en AUTOCAD 18, tal como se muestran en las figuras 24, 25 y 26.

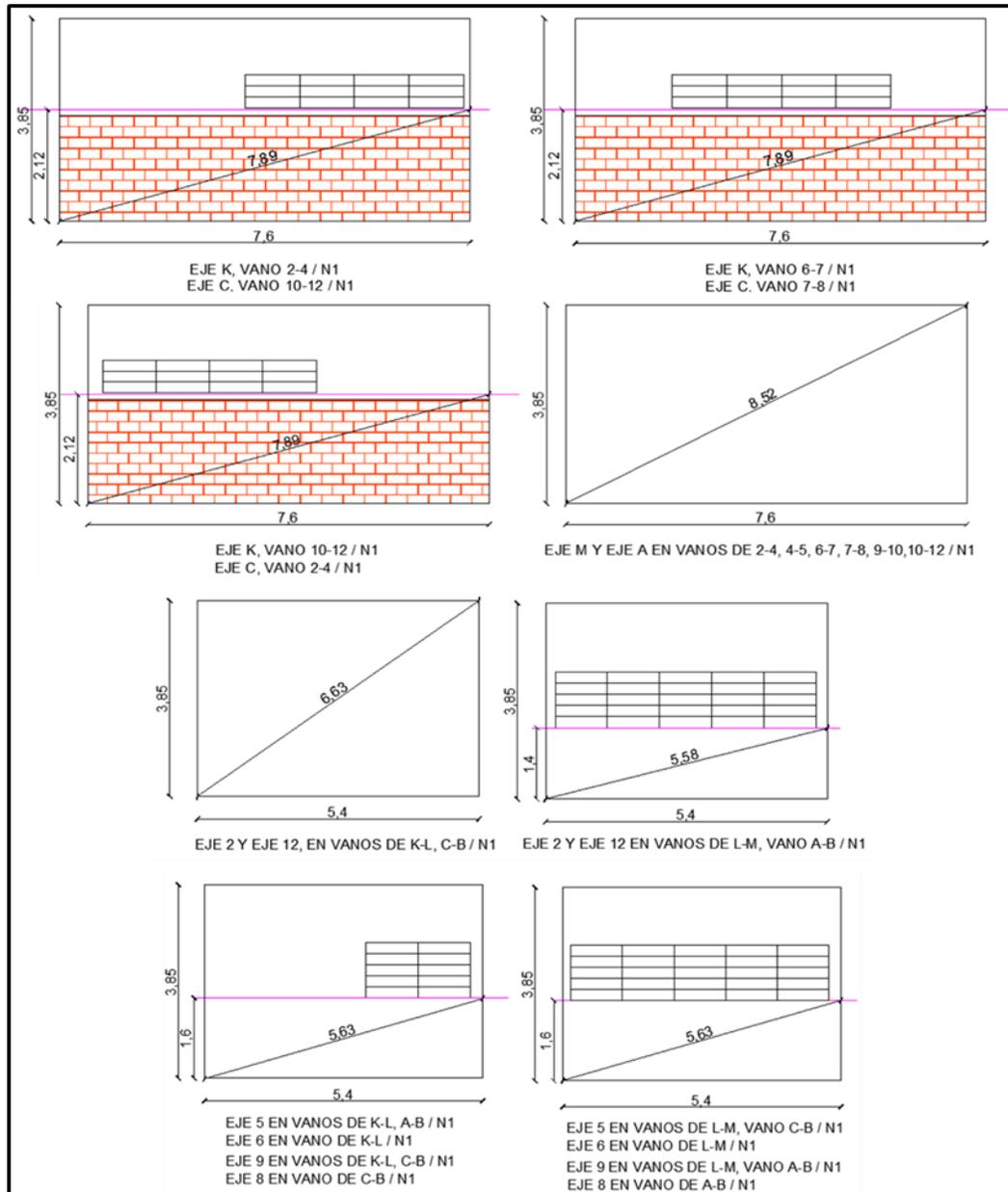


Figura 23. Modelado vertical del módulo de aulas en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.

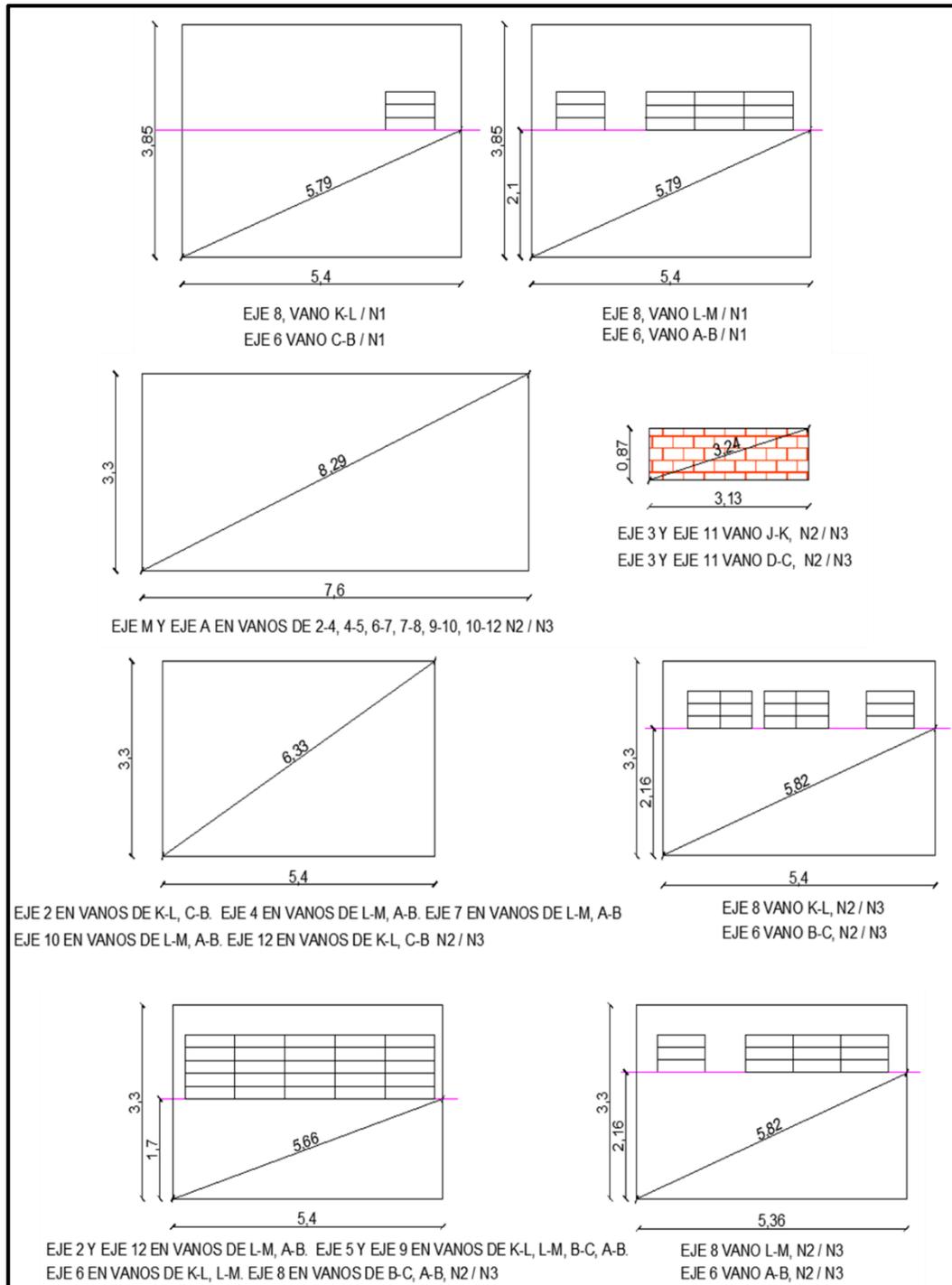


Figura 24. Modelado vertical del módulo de aulas en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.

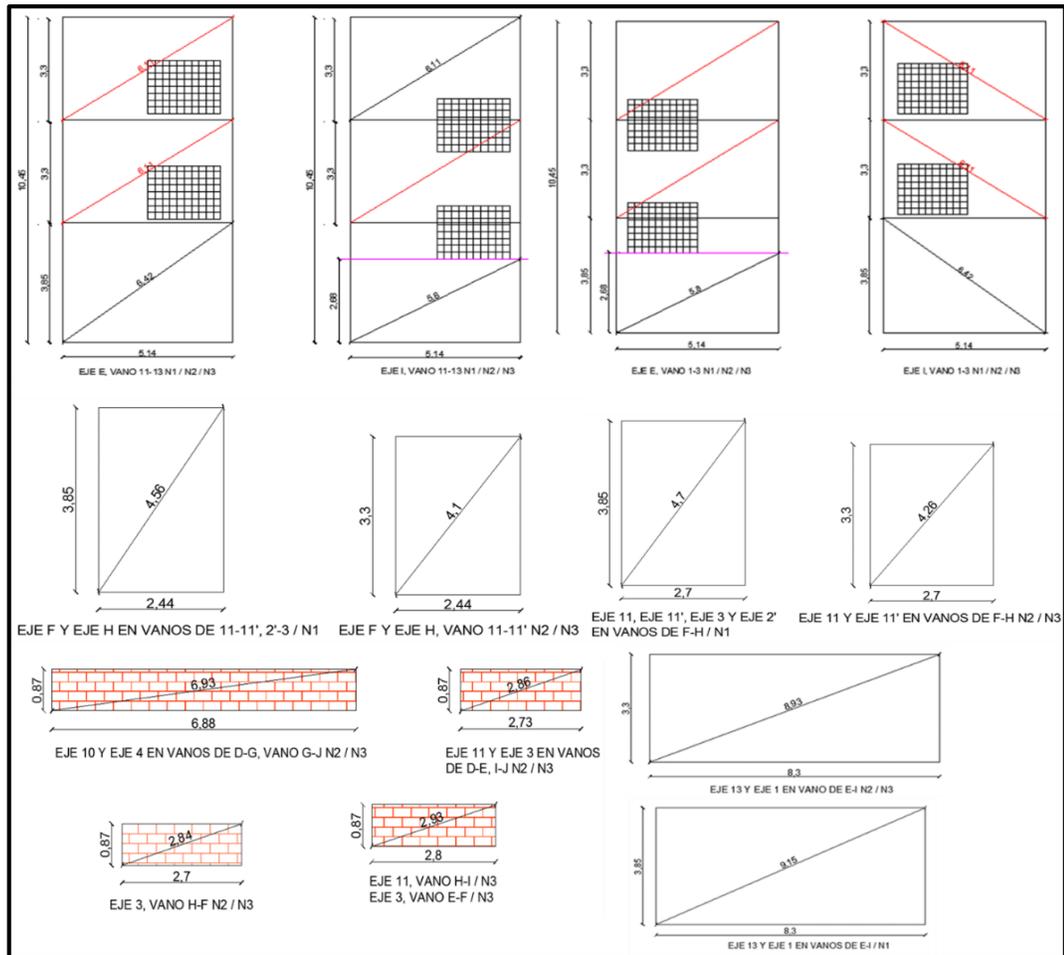


Figura 25. Modelado vertical de los módulos de las escaleras en AUTOCAD 18. Fuente: Autores.

En el anexo D, se muestra con más detalle las medidas tomadas en sitio, así como también observaciones donde se indica si el vano posee ventanas, puertas, o solo mampostería. Se indica con valores en “Y”, en los casos donde la altura del vano sea considerada por las razones siguientes:

- No existe en el vano ventanas y puertas, y por ende el valor en “Y” sea la medida de piso a techo.
- En el vano existe una ventana, y por ende el valor en “Y” sea la medida desde piso hasta la parte inferior de la ventana.
- En el vano existe una puerta, pero al trazar la diagonal no se corta.

Por otro lado existirán casos donde “Y” no tendrá altura, por ende su valor será cero (0). Esto se deberá a las siguientes razones:

- a) El trazado de la diagonal en un vano corte a un elemento no estructural (ventanas o puertas).
- b) El vano sea un vacío.

Nota: En algunos casos de los modelados verticales de la figura 26 de las escaleras se consideraron las diagonales en vanos donde las mismas cortaban elementos no estructurales, en este caso, las ventanas de dichos módulos, debido a que la diagonal no interfería totalmente con el elemento. Dichos casos son, en el eje “E” vano de 11-13 en los niveles 2 y 3, y en el eje “I” vano de 1-3 en los niveles 2 y 3.

4.3. Realizar el análisis no lineal (Pushover) del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la norma FODENORCA 1756-2018 con la ayuda del programa ETABS 18.

Para dar cumplimiento con este objetivo, se modeló la edificación utilizando el programa ETABS 18, colocando de manera detallada cada miembro estructural junto a sus dimensiones y materiales. Como se mencionó anteriormente es una estructura de concreto armado que está constituida de secciones rectangulares en sus vigas y columnas, y losas nervadas. Además, está estructurada por cuatro módulos dando así una totalidad de 13 pórticos en dirección en “X” y 15 pórticos en dirección “Y”.

Posee una altura total de 10,45m, así como también dos niveles. La edificación se encuentra principalmente conformada por aulas, baños y un cafetín. Cabe mencionar que todos los datos empleados como longitudes, dimensiones de los elementos estructurales, cargas estáticas fueron extraídos de los planos estructurales de la edificación, por otro lado el peso del techo

central ejercido sobre la estructura fue considerado con cargas puntuales gravitacionales, dispuestas en las vigas y columnas correspondientes.

Los materiales utilizados son:

- ✓ Concreto

Tabla 48. Propiedades del concreto.

Propiedad	Cantidad	Unidad
Resistencia $f'c$	280	Kg/cm ²
Peso Específico	2500	Kg/m ³
Módulo de elasticidad E	2.52x10 ⁹	Kg/m.s ²

Fuente: Autores.

- ✓ Acero estructural A615 Grado 60 para barras de refuerzo.

Tabla 49. Propiedades del Acero A615 Grado 60.

Propiedad	Cantidad	Unidad
Esfuerzo de fluencia F_y	4200	Kg/cm ²
Peso Específico	7850	Kg/m ³
Módulo de elasticidad E	2.039x10 ¹⁰	Kg/m.s ²

Fuente: Autores.

Del mismo modo, los valores utilizados para el desarrollo del Módulo de aulas de la Universidad de Oriente, para este fin, como lo es el análisis de carga aplicadas son los descritos en la tabla 50, datos para el análisis sísmico correspondientes a los códigos COVENIN 1756-2001 y FODENORCA 1756-2018 los cuales fueron mostrados anteriormente en las tablas 32 y 33 , y los valores de rigideces a flexión de las secciones agrietadas para los elementos estructurales (vigas y columnas) según FODENORCA 1756-2018, mostrados en la tabla 51. Por otro lado, los datos usados de entrada para el programa ETABS 18, fueron los descritos en la tabla 52. En las figuras 27 y 28, se muestran el detallado de columnas del proyecto antes mencionado, así como también el detallado de las vigas mostradas de las figuras 29 a la 33.

Tabla 50. Análisis de carga de la estructura.

Carga muerta o permanente (C.P.)	Valor
Losas de entrepiso	660,00 kgf/m ²
	615,00 kgf/m ²
Losas de techo	510,00 kgf/m ²
	465,00 kgf/m ²
Escalera	800,00 kgf/m ²
Cargas variables (C.V.)	Valor
Techo sin acceso	100,00 kgf/m ²
Aulas	300,00 kgf/m ²
Áreas comunes y escaleras	500,00 kgf/m ²

Fuente: Autores.

Tabla 51. Momentos de inercia de secciones agrietadas

Elemento estructural	Momento de inercia
Columnas	0,70 lg
Vigas	0,35 lg

Fuente: Autores.

Tabla 52. Datos de entrada usados para el modelo.

Datos	Valor
Unidades	Kgf, cm, C
Resistencia del concreto (kgf/cm ²)	280,00
Módulo de Elasticidad de concreto (kgf/cm ²)	252.671,328
Resistencia del Acero N-60 (kgf/cm ²)	4.200,00
Módulo de Elasticidad del Acero (kgf/cm ²)	2,10x10 ⁶
Dimensiones de columnas (cm)	40x40/35x35/40x30/45x35
Dimensiones de vigas (cm)	Varias

Fuente: Autores.

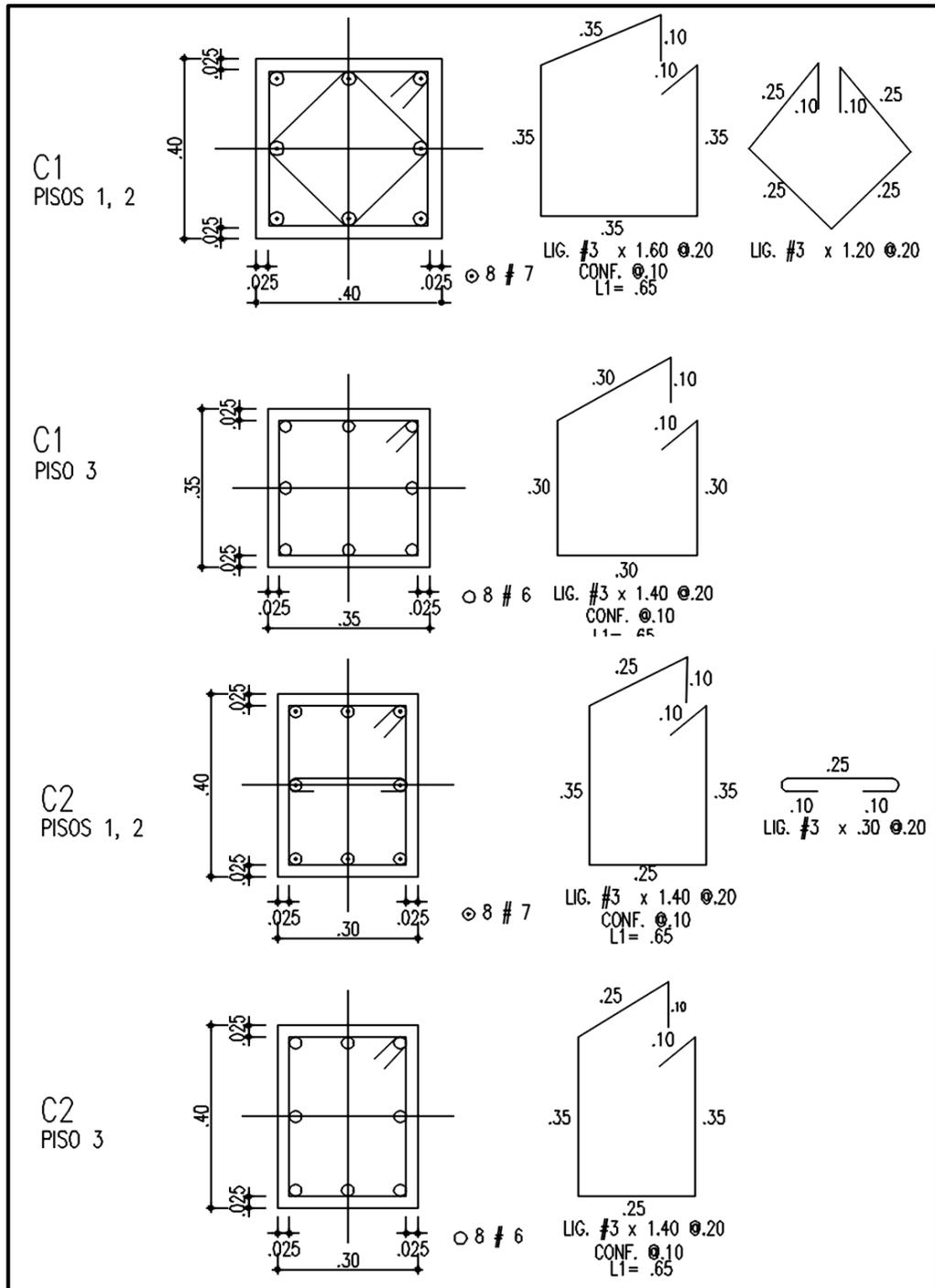


Figura 26. Detallado de columnas C1 y C2 presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

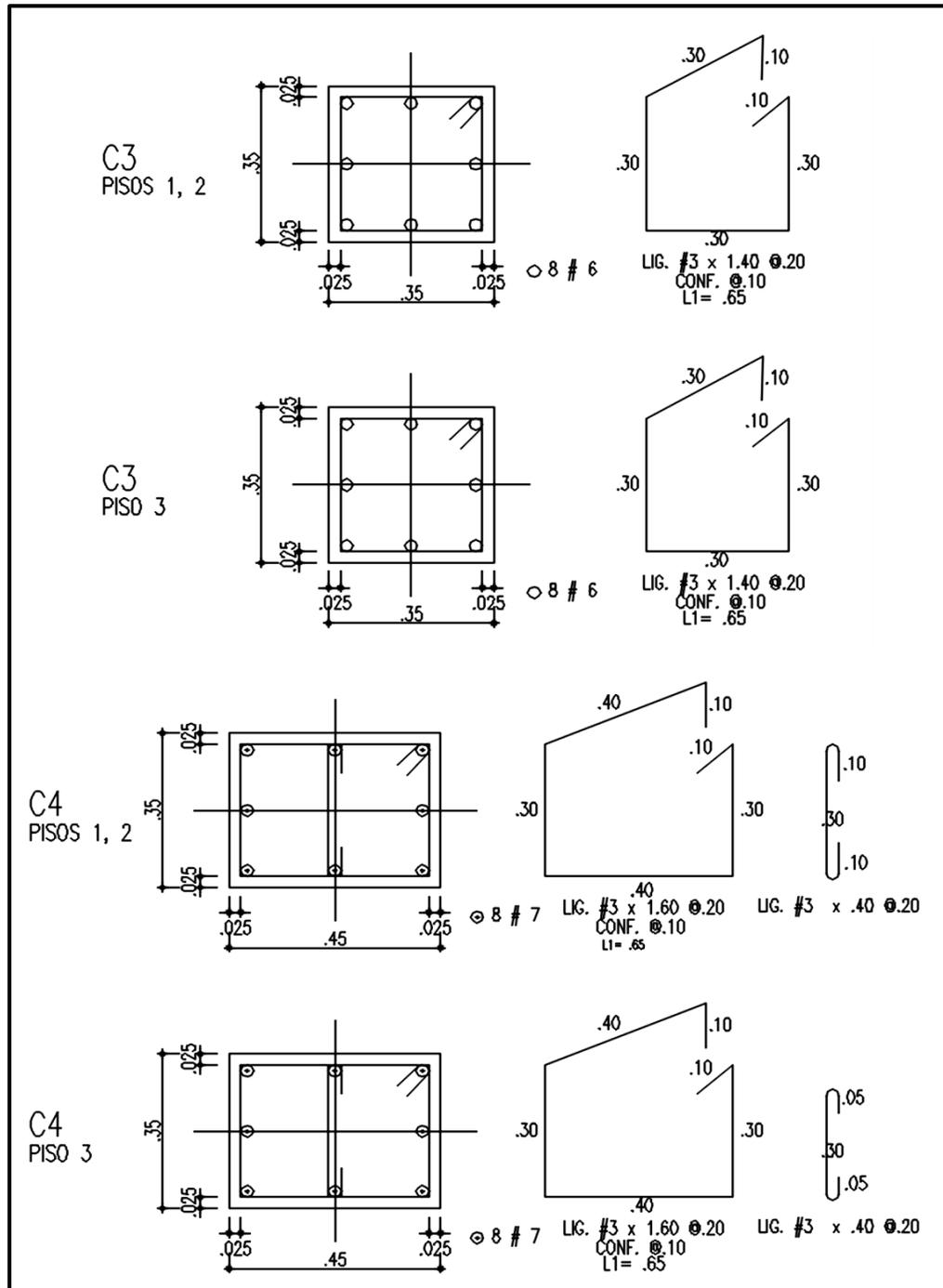


Figura 27. Detallado de columnas C3 y C4 presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

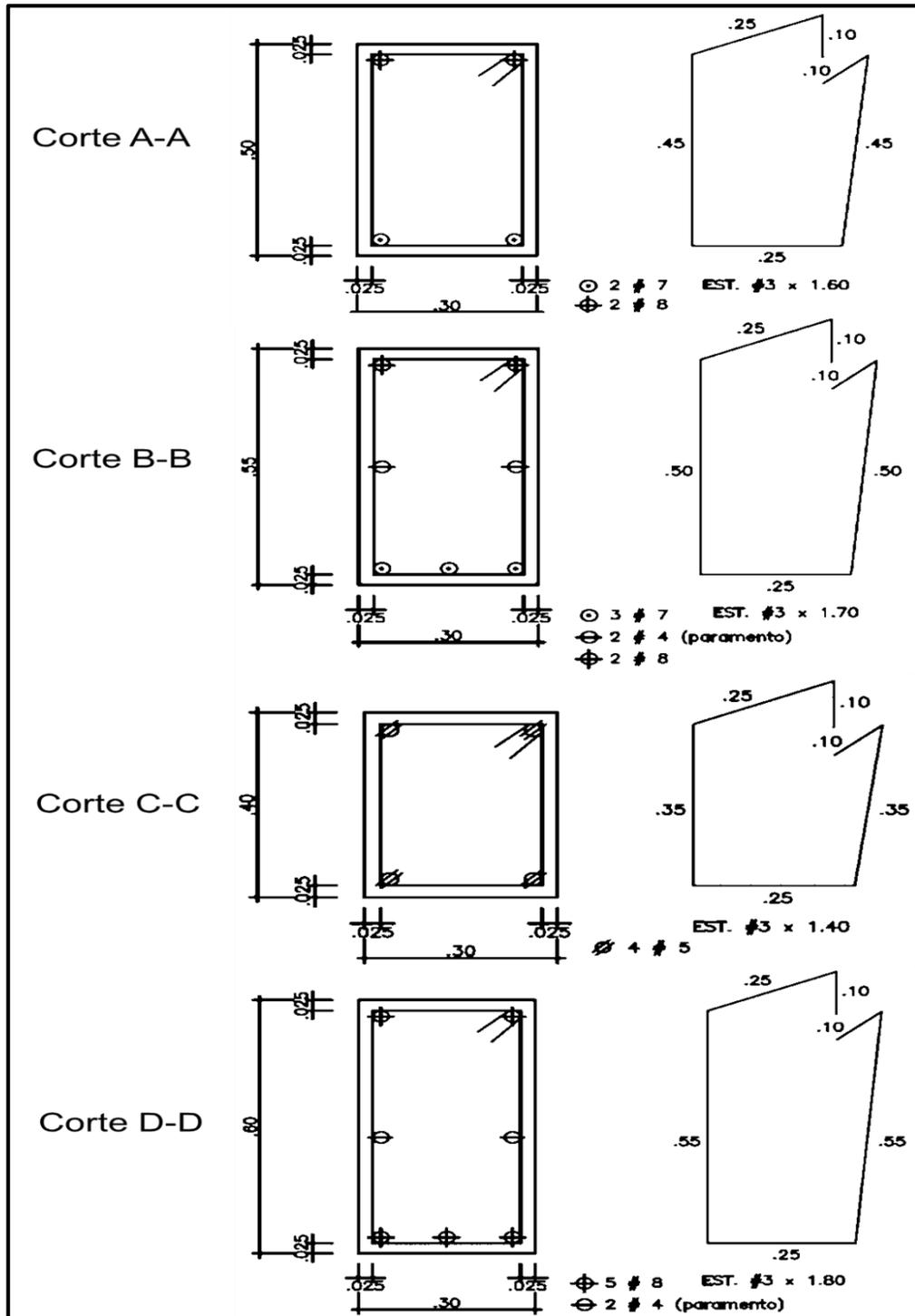


Figura 28. Detallado de vigas, cortes A, B, C y D presentes en la estructura. Fuente: planos estructurales. Modificado por Autores.

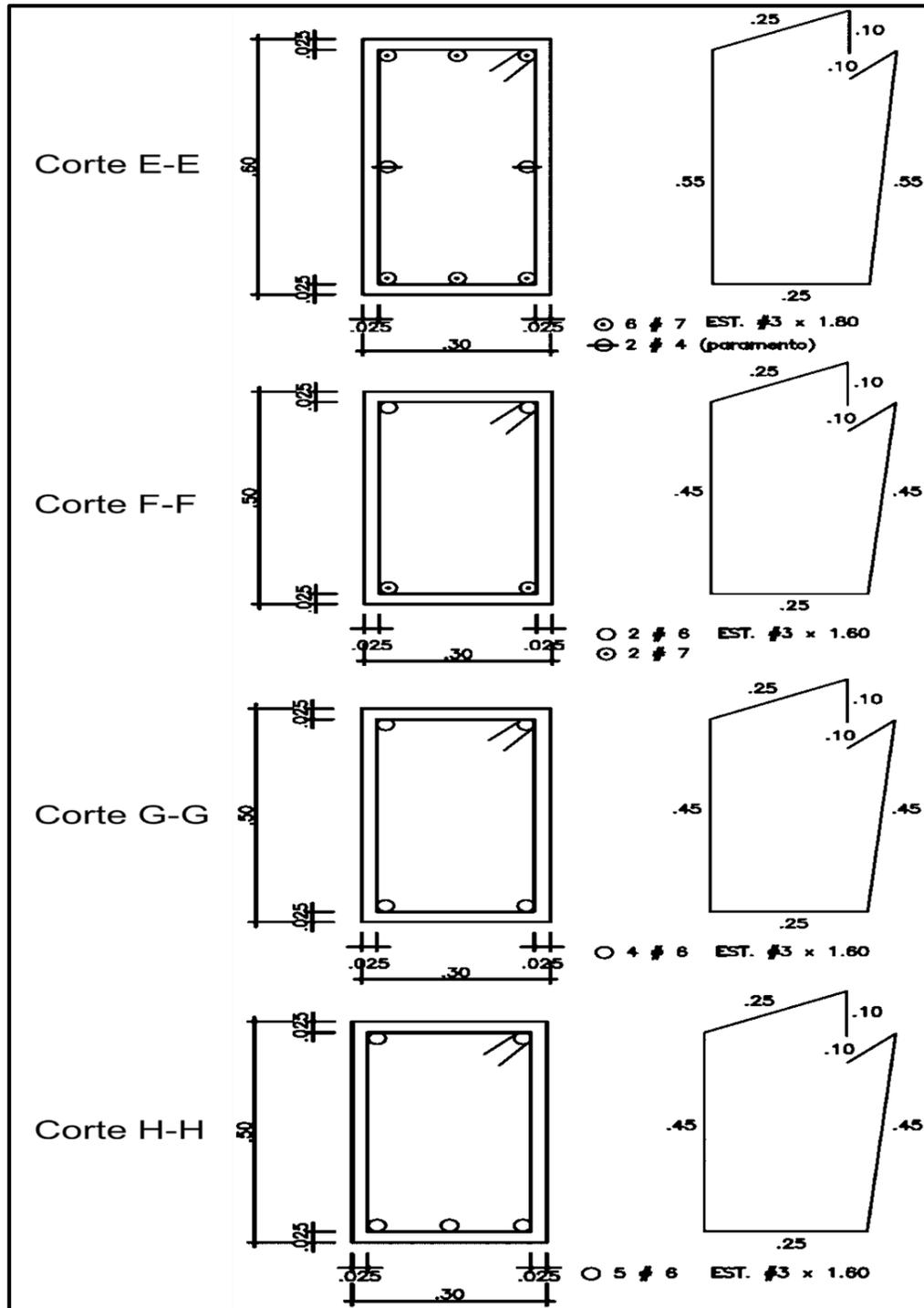


Figura 29. Detallado de vigas, cortes E, F, G y H presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

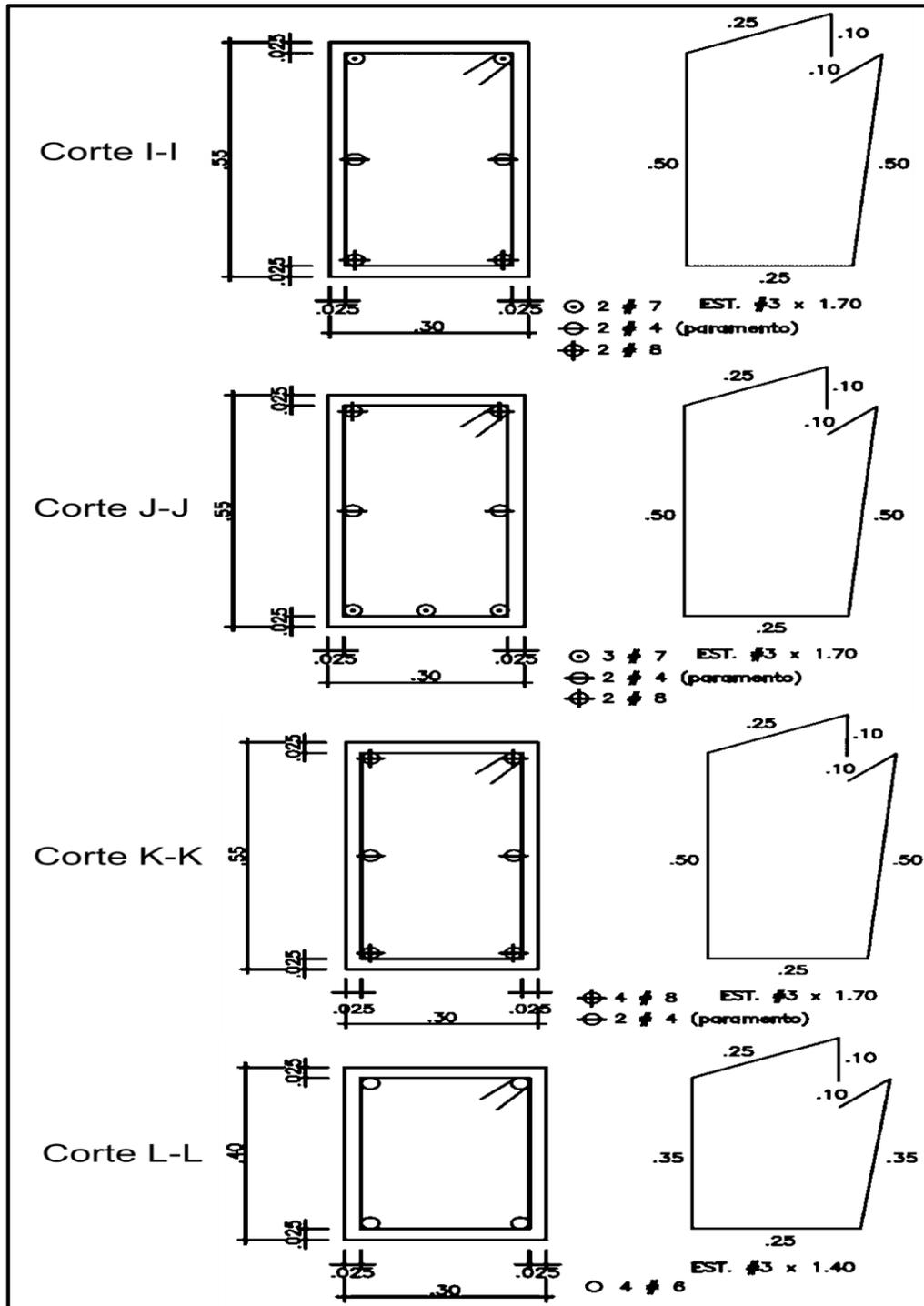


Figura 30. Detallado de vigas, cortes I, J, K y L presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

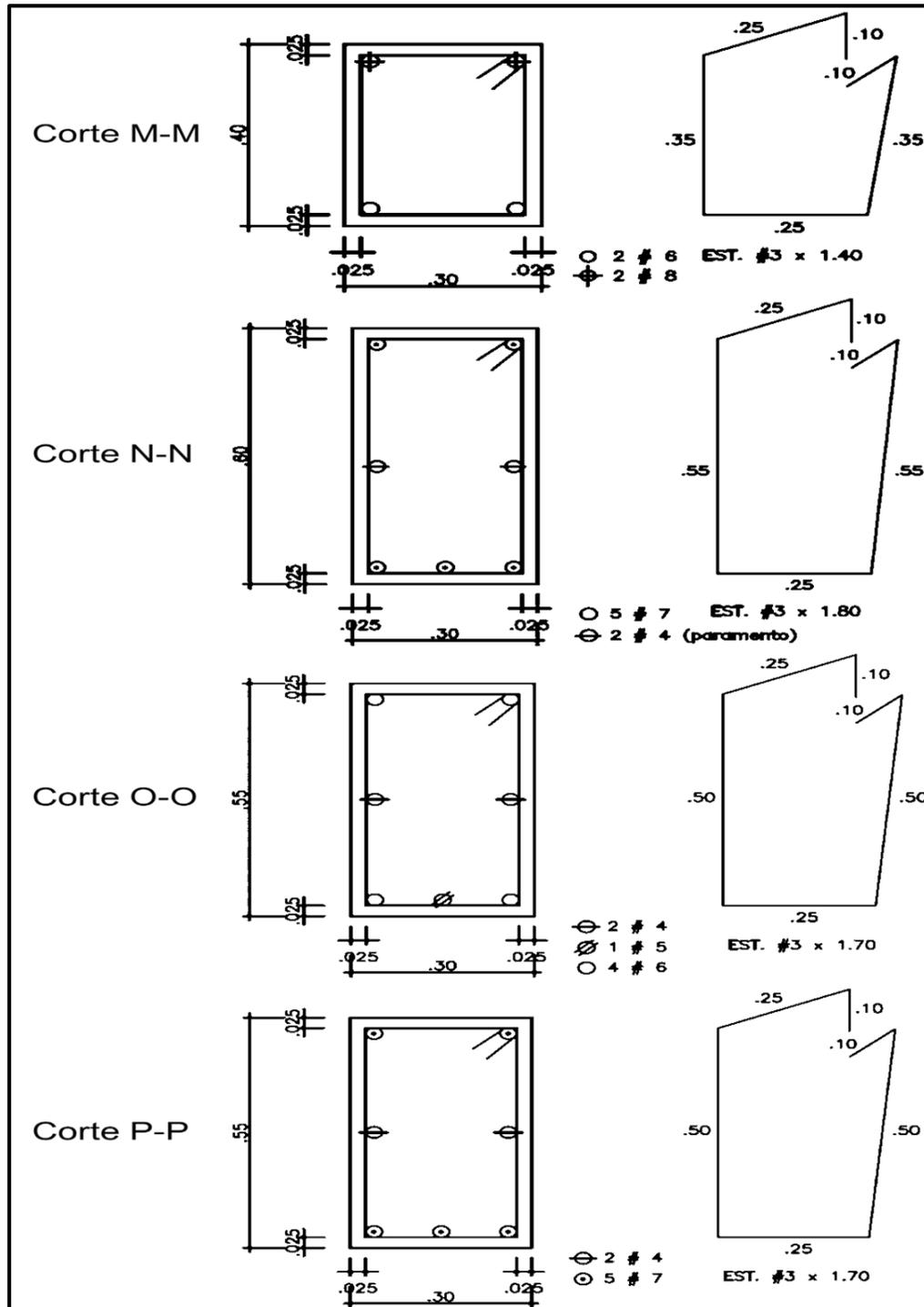


Figura 31. Detallado de vigas, cortes M, N, O y P presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales, modificado por autores.

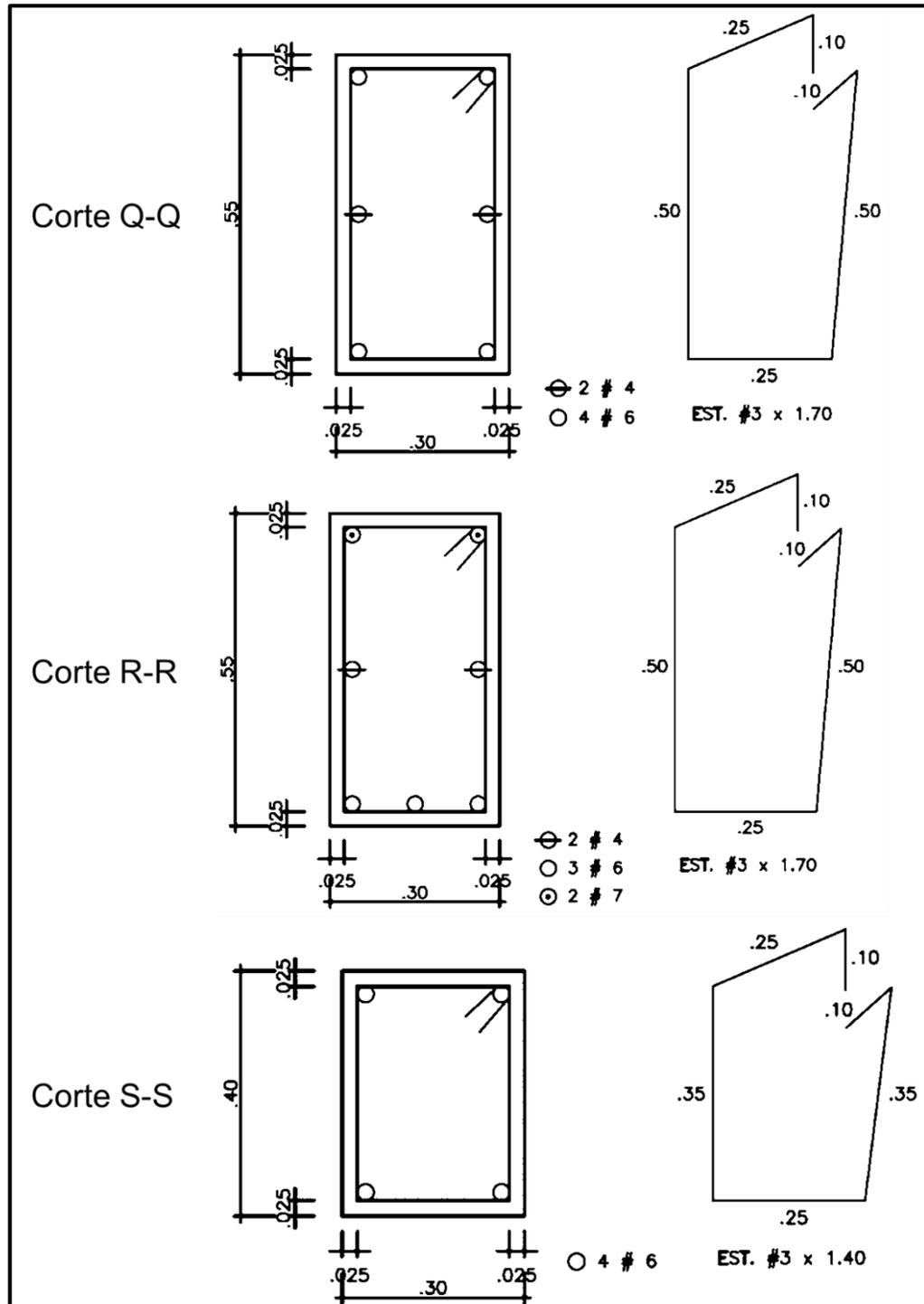


Figura 32. Detallado de vigas, cortes Q, R y S presentes en la estructura. Fuente: Planos estructurales. Modificado por Autores.

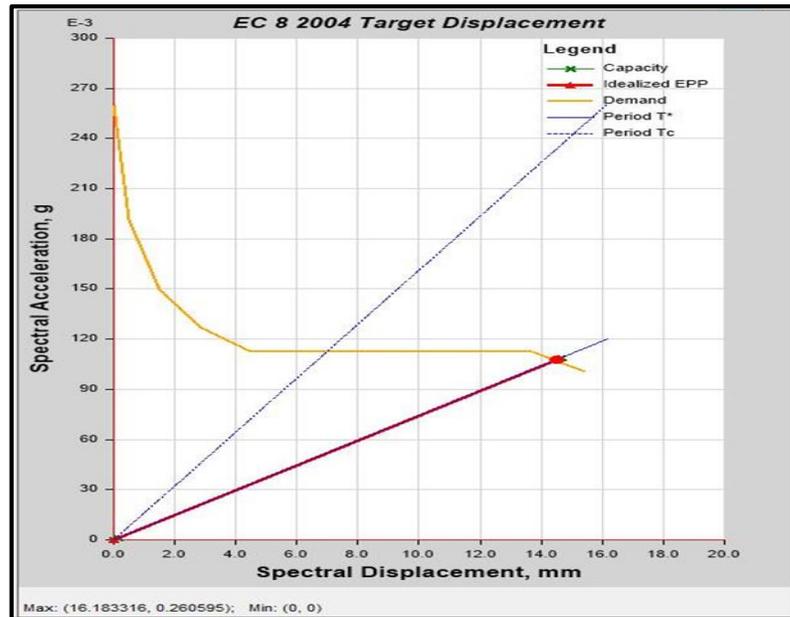


Figura 34. Desplazamiento espectral, análisis en dirección Y, COVENIN 2001. Fuente: Autores.

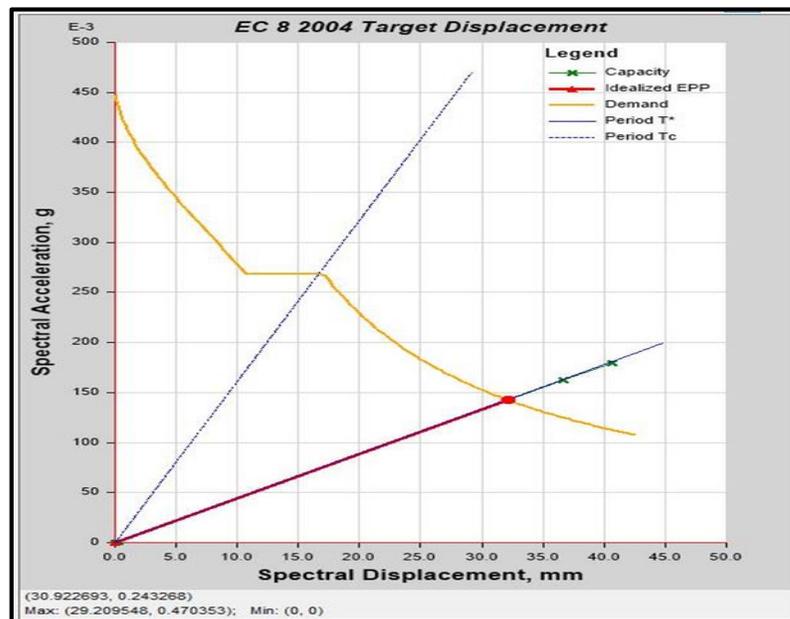


Figura 35. Desplazamiento espectral, análisis en dirección X, FODENORCA 2018. Fuente: Autores.

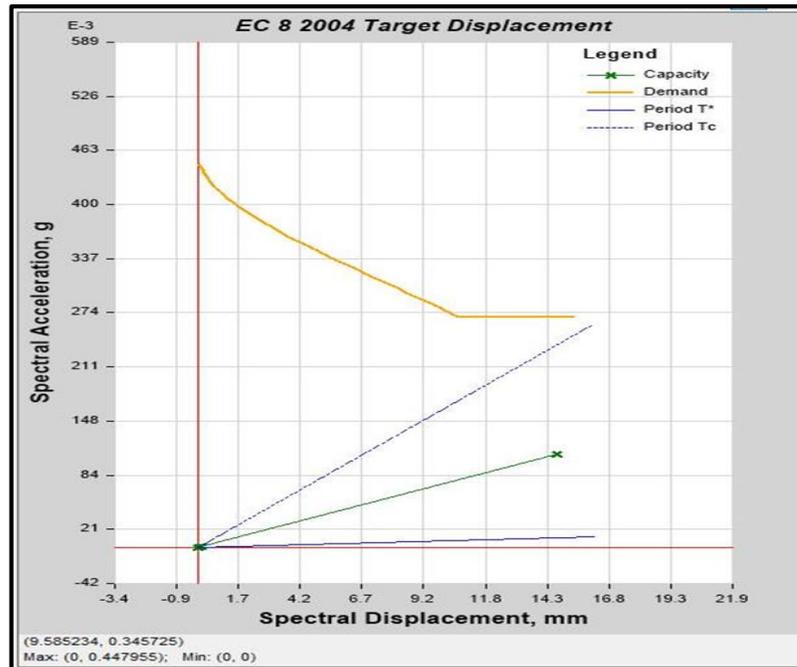


Figura 36. Desplazamiento espectral, análisis en dirección Y, FODENORCA 2018.
Fuente: Autores.

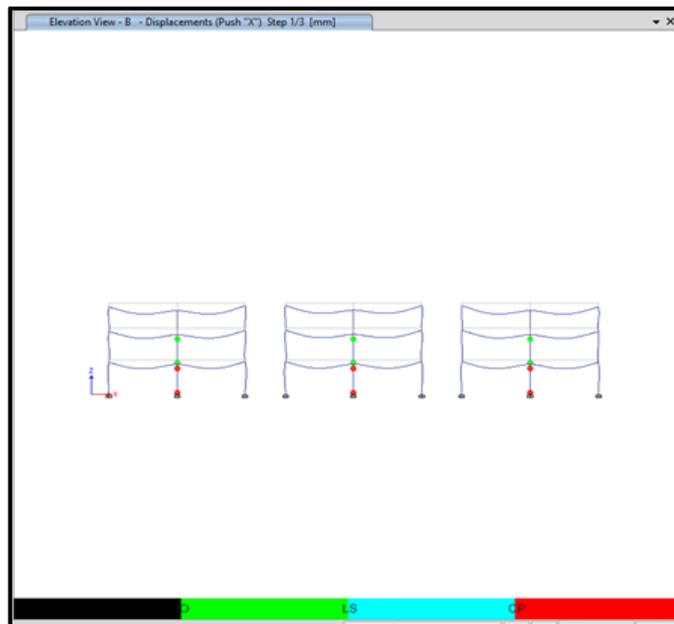


Figura 37. Rótulas presentes en dirección X, elevación en B para el paso 1. Fuente: Autores.

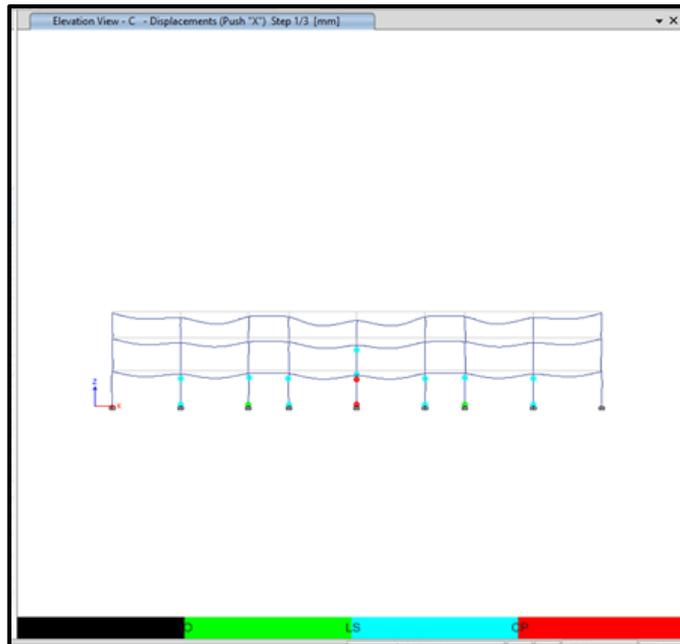


Figura 38. Rótulas presentes en dirección X, elevación en C para el paso 1. Fuente: Autores.

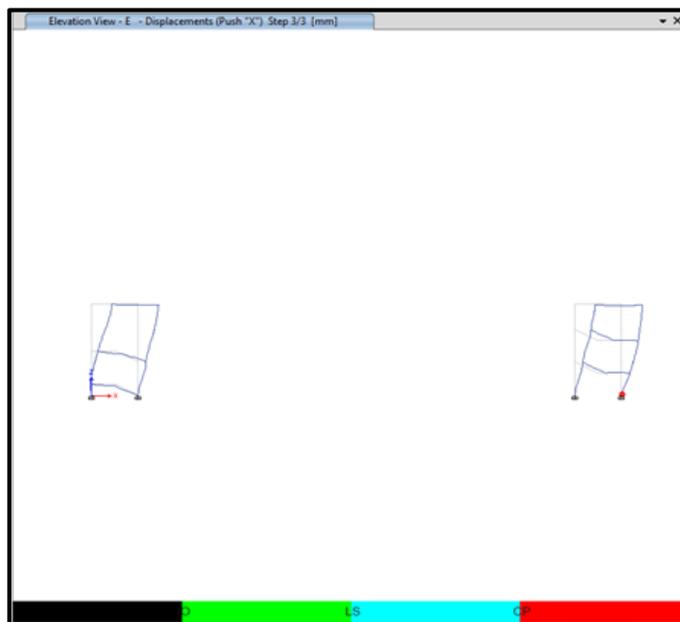


Figura 39. Rótulas presentes en dirección X, elevación en E para el paso 3. Fuente: Autores.

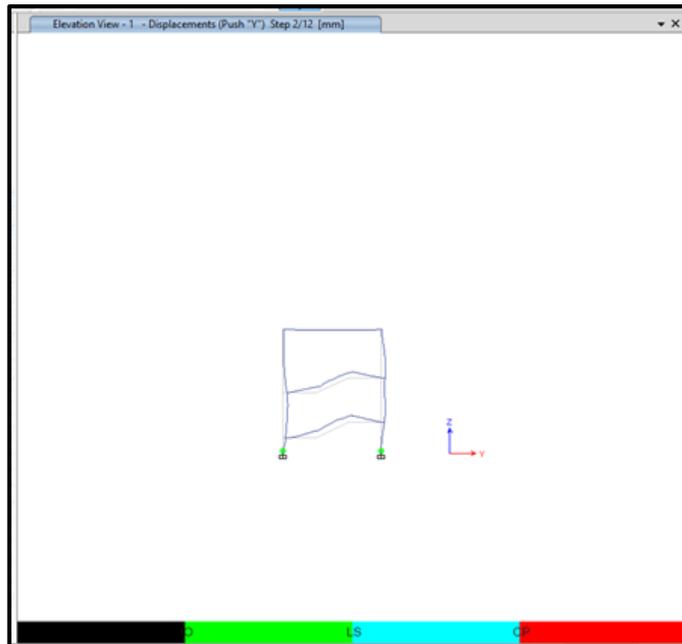


Figura 40. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 1 para el paso 2. Fuente: Autores.

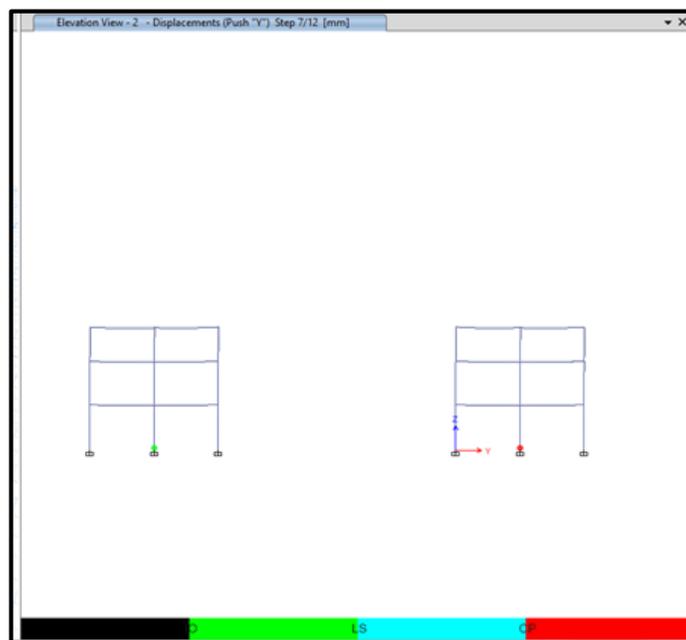


Figura 41. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 2 para el paso 7. Fuente: Autores.

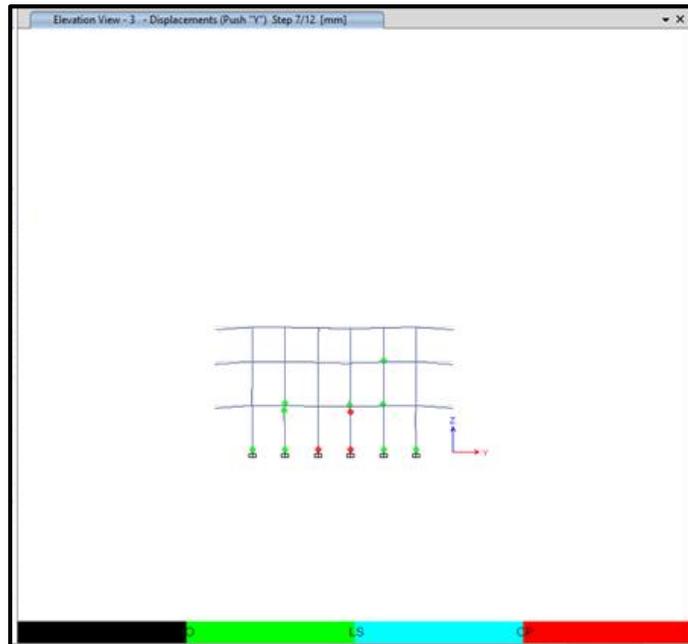


Figura 42. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 3 para el paso 7. Fuente: Autores.

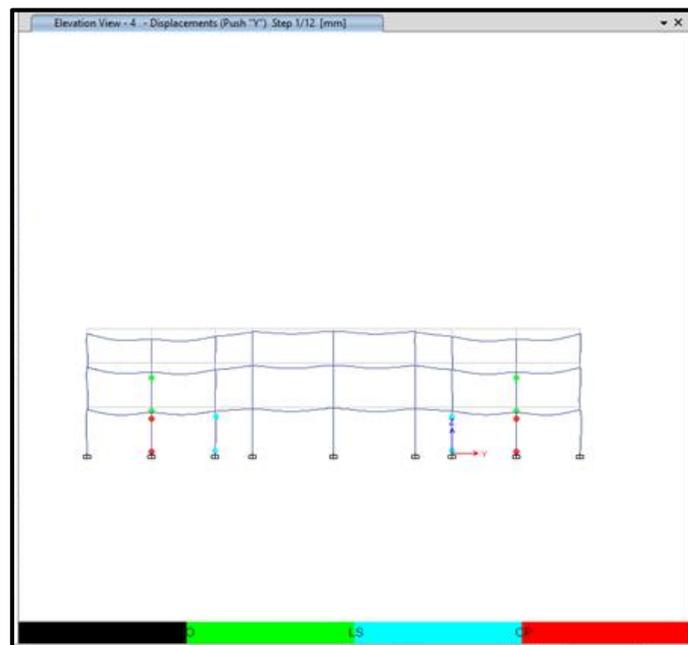


Figura 43. Rótulas presentes en dirección Y, elevación en 4 para el paso 1. Fuente: Autores.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis no lineal (Pushover) en las figuras 34, 35, 36 y 37, se pudo observar que el edificio del módulo de aulas no se encuentra en la rama plana de los espectros, tanto para la Norma COVENIN 1756-2001 como para la FODENORCA 1758-2018. Además, en ambos casos la estructura tiene menos capacidad en la dirección “Y” que en la dirección “X”, debido a que esta última posee mayor número de vanos aportándole así mayor resistencia.

Con respecto a las figuras 38, 39, 40, 41, 42, 43 y 44, se observó que el edificio del módulo de aulas presentó rótulas plásticas a partir del nivel 1, las cuales aparecen en las columnas mostrando de esta manera un mecanismo de falla de gran magnitud lo cual es un riesgo elevado debido a que dichas rótulas plásticas al momento de manifestarse lo más conveniente es que aparezcan en las vigas. Aunado a ello, las rótulas se presentaron en planta baja por lo que se deduce un riesgo más elevado, ya que es la base de la estructura, manteniendo así un mecanismo de falla constante presente en los demás pórticos de la estructura.

4.3.1. Consideraciones Adicionales del Sistema Estructural.

Para objeto de este diseño se consideraron los efectos de arrostramiento ofrecidos por la mampostería al sistema estructural (comportamiento de bielas a compresión), según lo citado en las Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4: Seguridad Estructural. Tomo VII: Diseño de Estructuras de Mampostería, 1.995. Para ello se determinó la resistencia de los tabiques, tal como se muestra en la tabla a continuación:

Tabla 53. Factores empleados.

Factores	Valores
Resistencia mínima de los pórticos	65% (ND3)
Resistencia de los tabiques	
H	25% longitud diagonal
B	0,20m
Resistencia a la compresión (f _{ma})	20 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E _m)	800*f _{ma}
Resistencia a la compresión diagonal (V _m)	3,50 kg/cm ² .

Fuente: Autores.

A continuación, en las tablas 54 y 55 se presenta el dimensionamiento de las bielas y su resistencia ofrecida en cada plano correspondiente:

Tabla 54. Dimensiones de las bielas.

MÓDULO	NIVEL	EJE	VANO	X (m)	Y(m)	DIAGONAL	b(m)	h(m)
I	I	K	2-4	7,60	2,12	7,89	0,20	1,97
			6-7	7,60	2,12	7,89	0,20	1,97
			10-12	7,60	2,12	7,89	0,20	1,97
		M	2-4	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
			4-5	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
			6-7	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
			7-8	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
			9-10	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
			10-12	7,60	3,85	8,52	0,20	2,13
		2	K-L	5,40	3,85	6,63	0,20	1,66
			L-M	5,40	1,40	5,58	0,20	1,39
		3	J-K	3,13	3,85	4,96	0,20	1,24
5	K-L	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
	L-M	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
6	K-L	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
	L-M	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
8	K-L	5,40	2,10	5,79	0,20	1,45		
	L-M	5,40	2,10	5,79	0,20	1,45		
9	K-L	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
	L-M	5,40	1,60	5,63	0,20	1,41		
11	J-K	3,13	3,85	4,96	0,20	1,24		
12	K-L	5,40	3,85	6,63	0,20	1,66		
	L-M	5,40	1,40	5,58	0,20	1,39		
II y III	M	2-4	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	
		4-5	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	
		6-7	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	
		7-8	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	
		9-10	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	
		10-12	7,60	3,30	8,29	0,20	2,07	

2	K-L	5,40	3,30	6,33	0,20	1,58
	L-M	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
3	J-K	3,13	0,87	3,24	0,20	0,81
4	L-M	5,40	3,30	6,33	0,20	1,58
5	K-L	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
	L-M	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
6	K-L	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
	L-M	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
7	L-M	5,40	3,30	6,33	0,20	1,58
8	K-L	5,40	2,16	5,82	0,20	1,45
	L-M	5,40	2,16	5,82	0,20	1,45
9	K-L	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
	L-M	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
10	L-M	5,40	3,30	6,33	0,20	1,58
11	J-K	3,13	0,87	3,24	0,20	0,81
12	K-L	5,40	3,30	6,33	0,20	1,58
	L-M	5,40	1,70	5,66	0,20	1,42
Promedio=					0,20	1,61

Fuente: Autores.

Tabla 55. Resistencia de bielas.

MÓDULO	NIVEL	EJE	VANO	X (m)	b(m)	VmR(ton)		
I	I	K	2-4	760,00	20,00	18,62		
			6-7	760,00	20,00	18,62		
			10-12	760,00	20,00	18,62		
		M	2-4	4-5	760,00	20,00	18,62	
				6-7	760,00	20,00	18,62	
				7-8	760,00	20,00	18,62	
			9-10	9-10	760,00	20,00	18,62	
				10-12	760,00	20,00	18,62	
				2	K-L	540,00	20,00	13,23
			3	L-M	L-M	540,00	20,00	13,23
					J-K	312,50	20,00	7,66
			5	K-L	K-L	540,00	20,00	13,23
L-M	540,00	20,00			13,23			
6	K-L	K-L	540,00	20,00	13,23			
		L-M	540,00	20,00	13,23			

	8	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	9	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	11	J-K	312,50	20,00	7,66
	12	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
II y III	M	2-4	760,00	20,00	18,62
		4-5	760,00	20,00	18,62
		6-7	760,00	20,00	18,62
		7-8	760,00	20,00	18,62
		9-10	760,00	20,00	18,62
		10-12	760,00	20,00	18,62
	2	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	3	J-K	312,50	20,00	7,66
	4	L-M	540,00	20,00	13,23
	5	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	6	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	7	L-M	540,00	20,00	13,23
	8	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	9	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23
	10	L-M	540,00	20,00	13,23
	11	J-K	312,50	20,00	7,66
	12	K-L	540,00	20,00	13,23
		L-M	540,00	20,00	13,23

Fuente: Autores.

4.3.2. Diagrama de curvatura.

Para el análisis de estudio, uno de los pasos a llevar a cabo fue conocer la relación momento curvatura de las secciones de los elementos de la estructura, el cual permitió conocer la capacidad de ductilidad por curvatura y la máxima capacidad a flexión del elemento. Debido a que las relaciones momento curvatura, es la base para el análisis sísmico no lineal, es fundamental conocer la relación $M - \phi$, es por ello que se analiza las relaciones en los elementos de la estructura, ya que el mismo permitió conocer la capacidad de ductilidad por curvatura y encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama.

Por tal motivo, existen fórmulas que tienen un fundamento analítico y experimental para calcular en forma aproximada los puntos notables de la relación momento curvatura, descritas en el capítulo II. Dichas formulas fueron empleadas tanto en columnas como vigas (ver anexo E), para obtener los valores de tales puntos, en las tablas 56 y 57 se muestran los resultados obtenidos para ambos elementos y en la figuras de la número 45 a la 66, se muestra la representación gráfica.

Tabla 56. Valores del diagrama de curvatura obtenidos para las columnas.

COLUMNA	PUNTOS NOTABLES					
	ϕ_A	MA	ϕ_Y	MY	ϕ_u	Mu
C1	0,000554 1/m	2,9866667 Tm	0,007556 1/m	16,674933 Tm	0,007556 1/m	20,386022 Tm
C2	0,000554 1/m	2,24 Tm	0,007828 1/m	16,606917 Tm	0,007828 1/m	20,206230 Tm
C3	0,000633 1/m	2,000833 Tm	0,008706 1/m	10,584109 Tm	0,008706 1/m	12,945295 Tm
C4	0,000633 1/m	2,5725 Tm	0,008765 1/m	14,382554 Tm	0,008765 1/m	17,577030 Tm

Fuente: Autores.

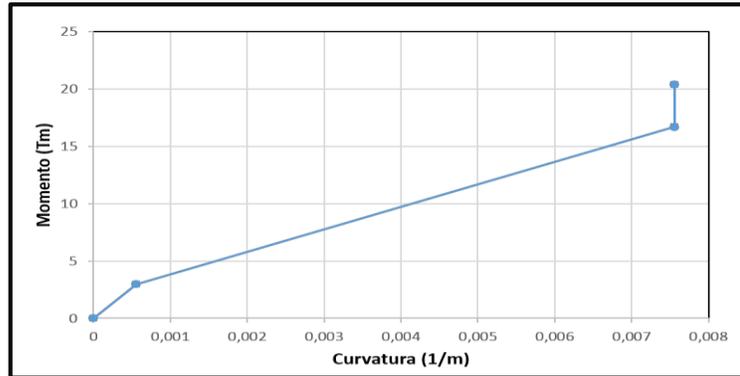


Figura 44. Columna C1. Fuente: Autores.

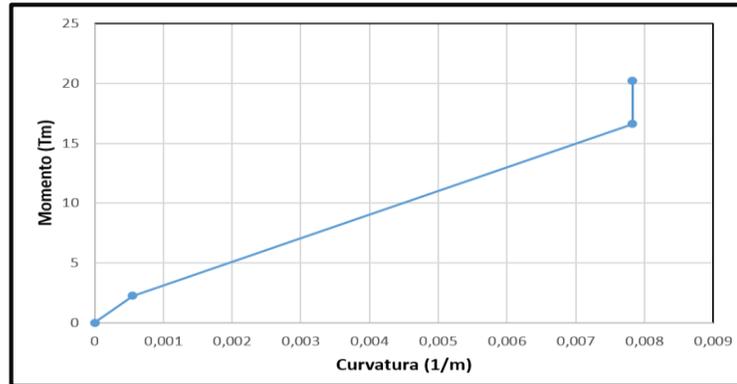


Figura 45. Columna C2. Fuente: Autores.

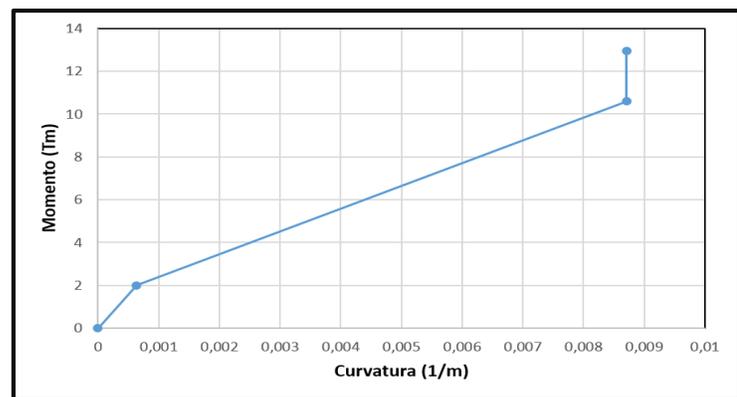


Figura 46. Columna C3. Fuente: Autores.

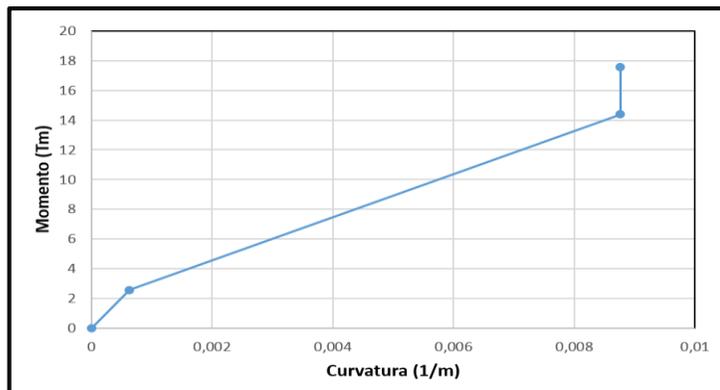


Figura 47. Columna C4. Fuente: Autores.

Tabla 57. Valores del diagrama de curvatura obtenidos para las vigas.

VIGA	PUNTOS NOTABLES											
	ϕ_A		MA		ϕ_Y		MY		ϕ_u		Mu	
V1	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,005119	1/m	23,641567	Tm	0,005119	1/m	28,922755	Tm
V2	0,004433	1/m	3,500000	Tm	0,005396	1/m	14,401021	Tm	0,005396	1/m	17,680816	Tm
V3	0,005541	1/m	2,240000	Tm	0,006733	1/m	8,341652	Tm	0,006733	1/m	10,248554	Tm
V4	0,005541	1/m	2,240000	Tm	0,006617	1/m	5,811631	Tm	0,006617	1/m	7,160394	Tm
V5	0,004433	1/m	3,500000	Tm	0,005491	1/m	14,307230	Tm	0,005491	1/m	17,565664	Tm
V6	0,004433	1/m	3,500000	Tm	0,005277	1/m	10,603358	Tm	0,005277	1/m	13,052733	Tm
V7	0,004433	1/m	3,500000	Tm	0,005568	1/m	15,714107	Tm	0,005568	1/m	19,273352	Tm
V8	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,005057	1/m	20,607576	Tm	0,005057	1/m	25,255173	Tm
V9	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,005012	1/m	20,686102	Tm	0,005012	1/m	25,351409	Tm
V10	0,003694	1/m	5,040000	Tm	0,004828	1/m	33,614132	Tm	0,004828	1/m	41,015087	Tm
V11	0,003694	1/m	5,040000	Tm	0,004596	1/m	26,030510	Tm	0,004596	1/m	31,882961	Tm
V12	0,005541	1/m	2,240000	Tm	0,006861	1/m	8,302194	Tm	0,006861	1/m	10,200076	Tm
V13	0,003694	1/m	5,040000	Tm	0,004661	1/m	25,867740	Tm	0,004661	1/m	31,683595	Tm
V14	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,004901	1/m	15,667809	Tm	0,004901	1/m	19,256632	Tm
V15	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,005167	1/m	23,544529	Tm	0,005167	1/m	28,804040	Tm
V16	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,004726	1/m	11,755477	Tm	0,004726	1/m	14,481069	Tm
V17	0,004030	1/m	4,235000	Tm	0,004935	1/m	17,488074	Tm	0,004935	1/m	21,471607	Tm
V18	0,005541	1/m	2,240000	Tm	0,006861	1/m	8,302194	Tm	0,006861	1/m	10,200076	Tm

Fuente: Autores.

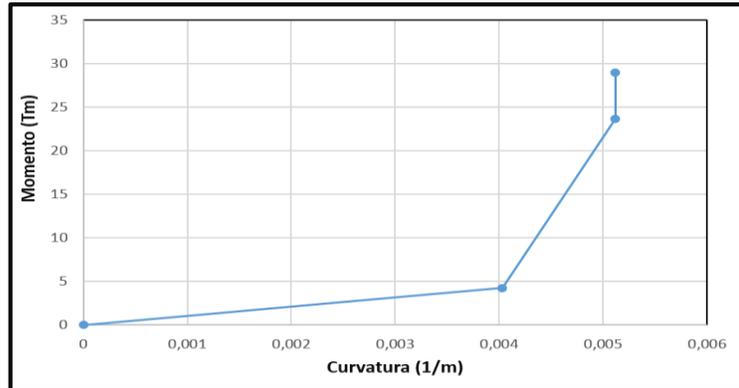


Figura 48. Viga V1. Fuente: Autores.

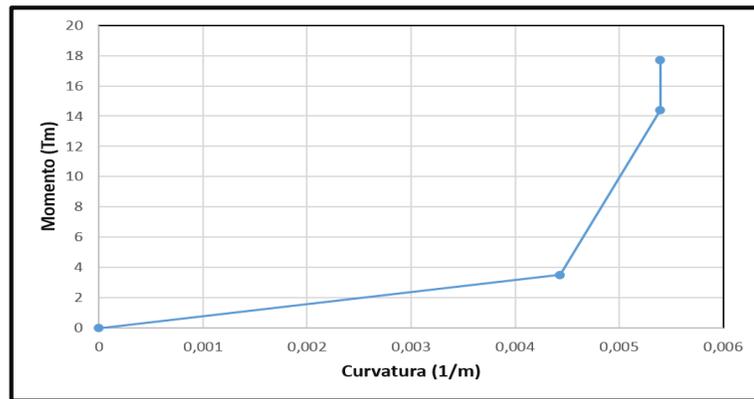


Figura 49. Viga V2. Fuente: Autores.

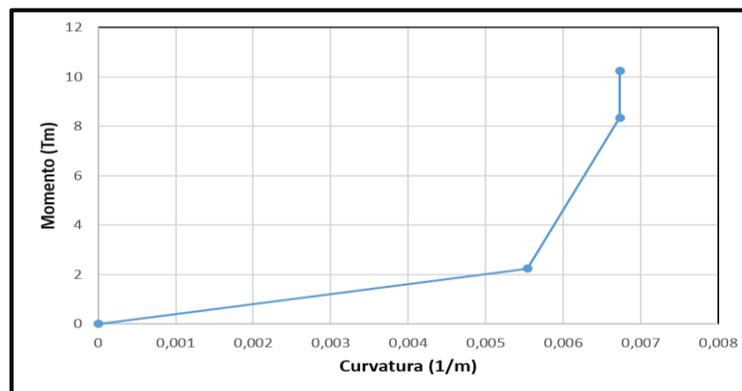


Figura 50. Viga V3. Fuente: Autores.

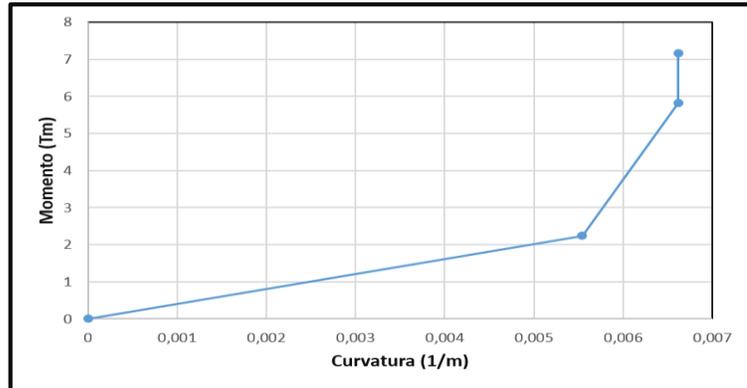


Figura 51. Viga V4. Fuente: Autores.

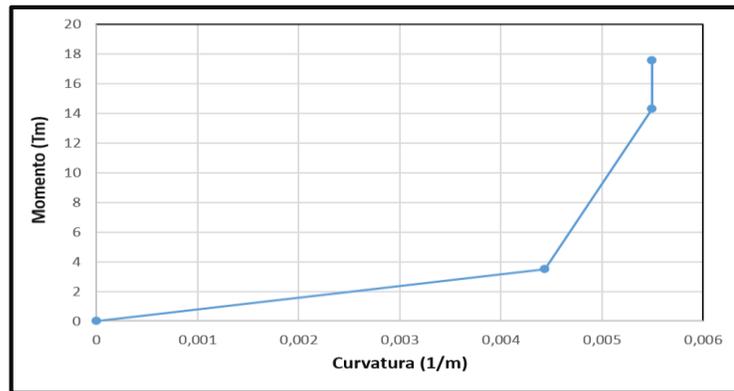


Figura 52. Viga V5. Fuente: Autores.

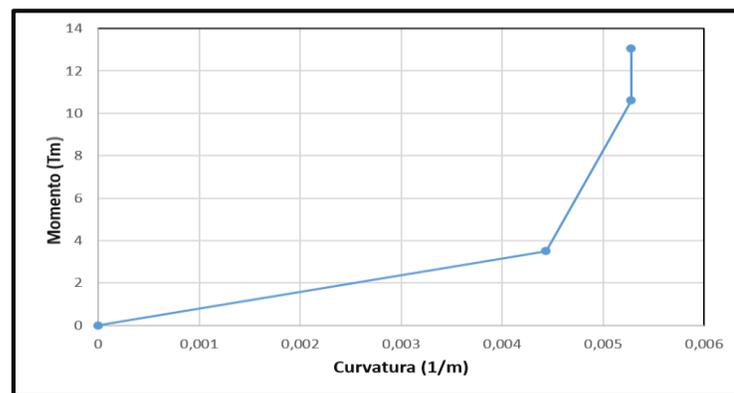


Figura 53. Viga V6. Fuente: Autores.

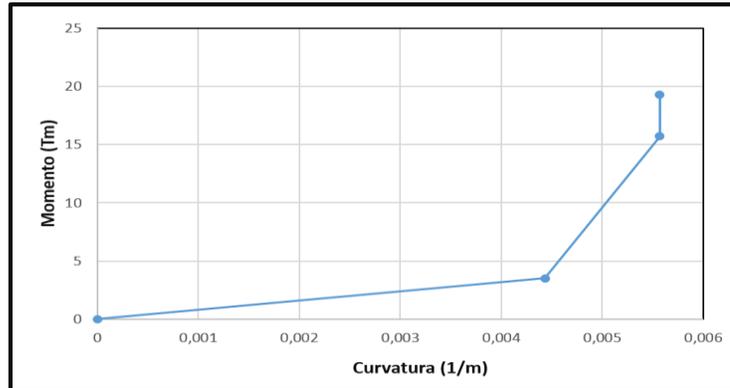


Figura 54. Viga V7. Fuente: Autores.

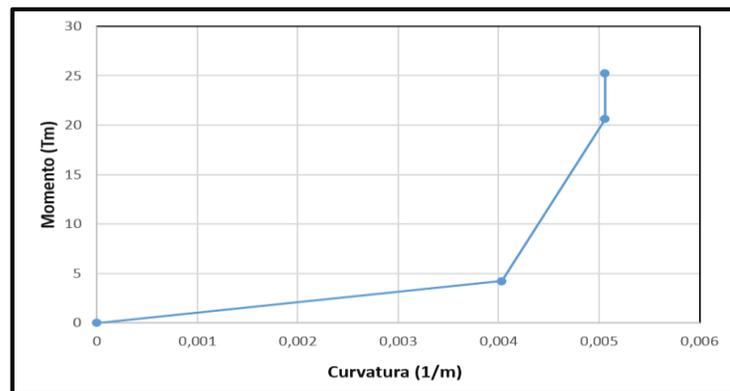


Figura 55. Viga V8. Fuente: Autores.

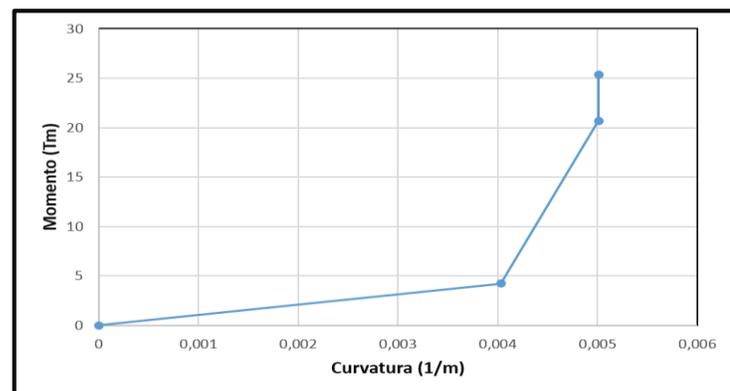


Figura 56. Viga V9. Fuente: Autores.

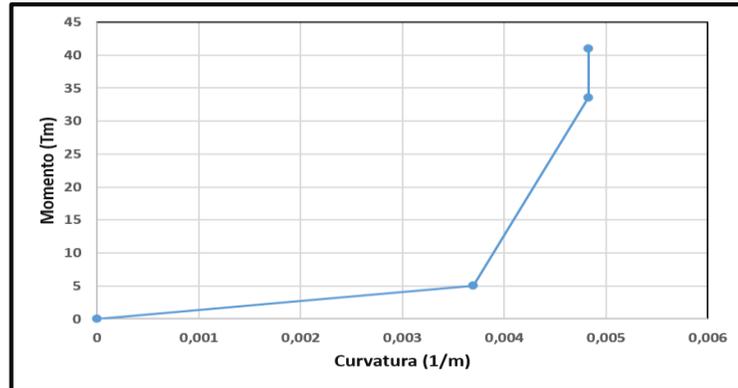


Figura 57. Viga V10. Fuente: Autores.

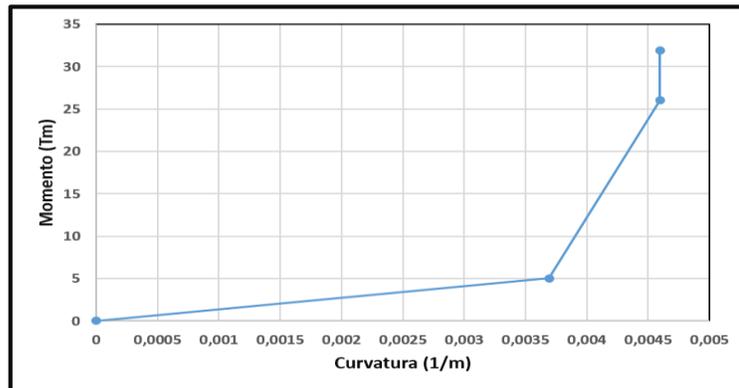


Figura 58. Viga V11. Fuente: Autores.

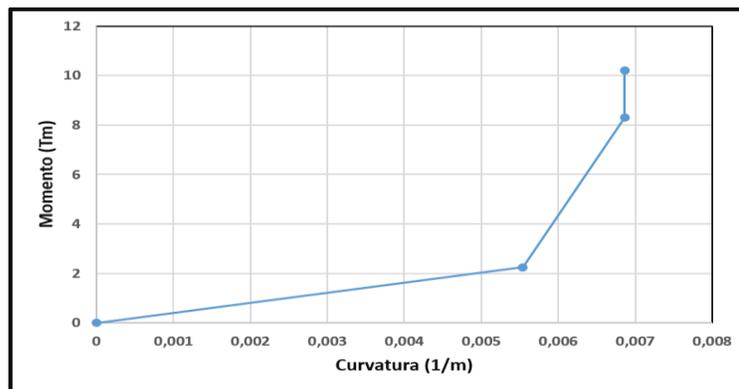


Figura 59. Viga V12. Fuente: Autores.

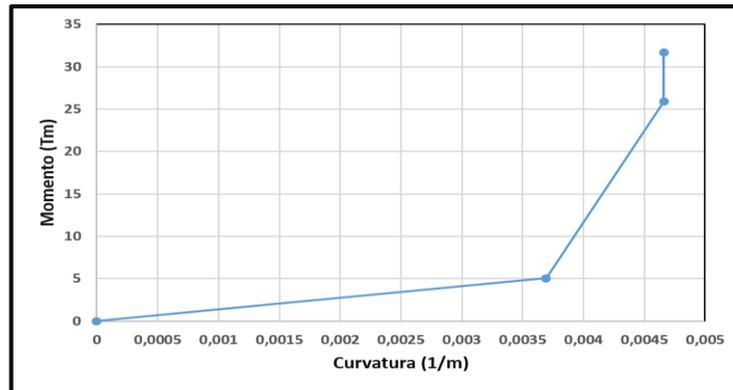


Figura 60. Viga V13. Fuente: Autores.

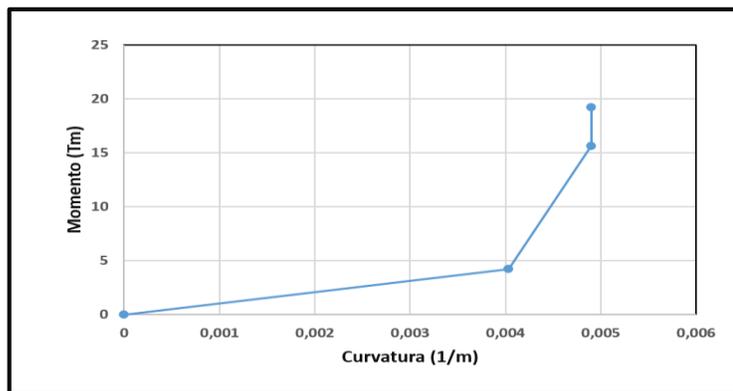


Figura 61. Viga V14. Fuente: Autores.

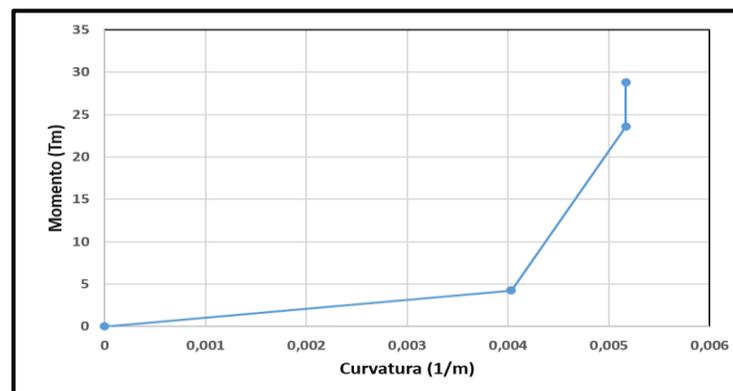


Figura 62. Viga V15. Fuente: Autores.

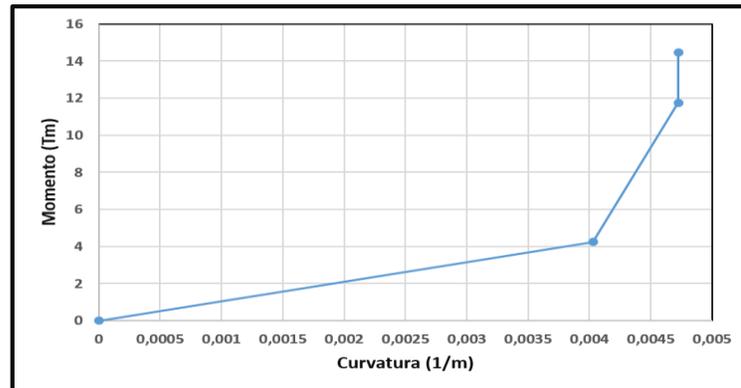


Figura 63. Viga V16. Fuente: Autores.

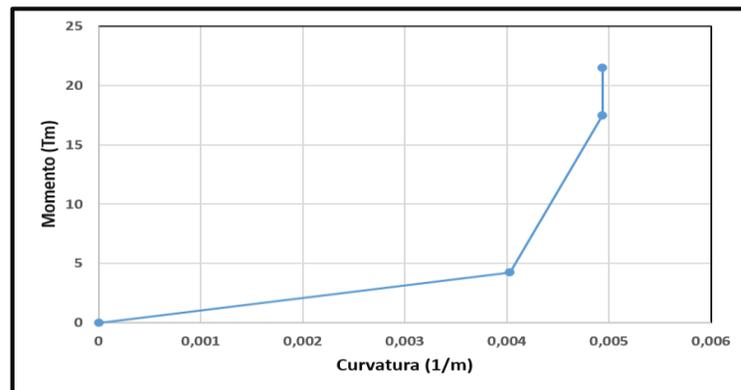


Figura 64. Viga V17. Fuente: Autores.

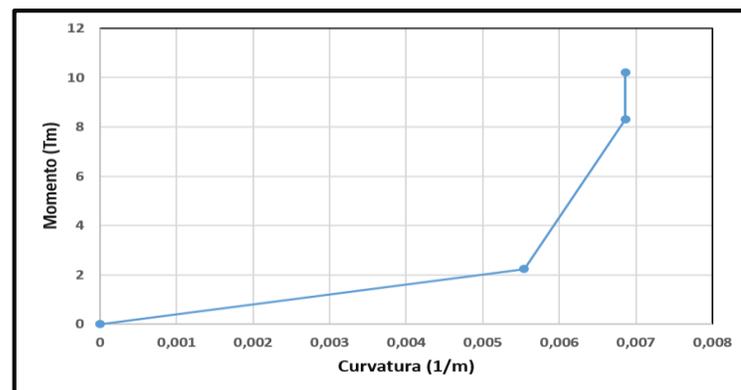


Figura 65. Viga V18. Fuente: Autores.

4.4. Establecer el nivel de desempeño estructural del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Estado Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodonorca 1756-2018.

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, y a las figuras mostradas del análisis no lineal (Pushover) se pudo determinar el nivel de desempeño estructural en el que se encuentra la estructura. Para ello se emplearon los niveles de desempeño estructural dados en el capítulo II, los cuales se denominan de la siguiente forma:

- Nivel Completamente operacional.
- Nivel de Ocupación inmediata (IO immediately-occupation).
- Nivel de Seguridad de vida (LS life-Security).
- Nivel de Prevención de colapso (CP Collapse-Prevention).

En este caso, se presentaron rótulas de diversos niveles las cuales van desde el Nivel de Ocupación inmediata al Nivel de Prevención de colapso, predominando rótulas de este último nivel. El mecanismo que se va generando en el primer paso hasta el último no es el deseado, debido a que no es el mecanismo de pórtico desplazable. Por lo tanto, el desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que puede considerarse no satisfactorio para la edificación sometida a un movimiento sísmico extremo, según lo requerido por la Norma Fodonorca 1756-2018.

Cabe resaltar, que en dicho análisis obtenido la demanda es más grande que la capacidad de la estructura, generando con ello que se presenten las rótulas plásticas en el primer ciclo en prevención colapso. En este sentido, al momento de ocurrir un evento sísmico de esta magnitud con el cual fue realizado el análisis no lineal (Pushover) el nivel de desempeño de la estructura estaría expuesto a este comportamiento. Siendo así, un

comportamiento de desempeño estructural que no cumple con las condiciones para resistir un sismo extremo.

Posteriormente, se procedió a obtener los requisitos mínimos que se deben cumplir en la máxima respuesta, utilizando los resultados obtenidos en el Pushover mostrados en las imágenes del Anexo F, empleando así las fórmulas 83 y 84 mostradas en el capítulo II. Dichos valores a utilizar se especifican en la siguiente tabla.

Tabla 58. Valores para calcular la máxima respuesta.

Combinaciones	Demanda (mm)	Capacidad (Ton)	VCortante (Ton)
X	0,282992	1044,088221	1221,08561
Y	0,213671	1347,108824	823,099411
Peso total de gravedad en el piso		1355,25145 Ton	

Fuente: Autores.

- ✓ Límite en la degradación de la capacidad lateral global

$$\text{Global X} = \frac{0,282992}{1044,088221} = 2,71 \times 10^{-4} < 0,8$$

$$\text{Global Y} = \frac{0,213671}{1347,108824} = 1,59 \times 10^{-4} < 0,8$$

Una vez aplicada dichas fórmulas los valores obtenidos tanto en dirección "X" como en dirección "Y", cumplen con el límite en la degradación de la capacidad lateral global.

- ✓ Límite para garantizar la estabilidad lateral

$$\text{Dirección X} = \frac{0,33 \times 1221,08561}{1355,25145} = 0,2973$$

$$\text{Dirección Y} = \frac{0,33 \times 823,099411}{1355,25145} = 0,2004$$

En este caso, la estructura no cumple con las consideraciones mínimas de los límites en las distorsiones entre pisos (Drift), dadas en la tabla 30 del capítulo II, debido a que supera los valores establecidos. Por ende, la estructura tiene mayor desplazabilidad lateral por lo que es necesario dotar la estructura de condiciones que le aporten más rigidez lateral.

4.5. Proponer reforzamiento estructural del edificio de aulas que cumpla las condiciones de demanda establecidas en la Norma Fodenorca 1756-2018, aplicando la Norma ACI-440.2R-08.

Debido a que el edificio de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura no obtuvo un desempeño estructural adecuado, se hizo necesario implementar un reforzamiento estructural para aumentar la capacidad resistente de los miembros estructurales que estén fallando. De esta manera, el reforzamiento permitirá descargar la estructura existente de las deformaciones y esfuerzos a que originalmente estaba sujeta la misma para que sean absorbidos por el reforzamiento implantado en dicha estructura.

Por este motivo, se utilizaron fibras de carbono (FRP), como reforzamiento estructural para el edificio. El mismo tiene diversas ventajas ya que, es un reforzamiento totalmente externo, muy liviano, no modifica notablemente la arquitectura, se puede fácilmente cubrir, no cambia las dimensiones de los elementos, el transporte es básicamente sencillo y no añade peso a la edificación.

Para este procedimiento se tomó el modelado de la estructura en ETABS 18, analizada con el espectro de respuesta inelástica con sismo de diseño según los criterios establecidos por la norma FODENORCA 1756-2018, posteriormente se corrió el programa para verificar el cortante basal tanto en

la dirección “X” como en la dirección “Y”, el cual no debe ser menor que el coeficiente sísmico mínimo de la edificación, tal como se muestra a continuación:

$$C_{\min} = \frac{0,2083}{6} = 0,03472$$

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes resultados, mostrados en la tabla 59.

Tabla 59. Pesos sísmicos de la estructura.

Caso de carga	FX	FY	FZ
	tonf	tonf	tonf
CPT	0	0	1046.6856
CVT	0	0	218.287
CPP	0	0	3368.3721
CVE	0	0	865.704
CV(ESCALERA)	0	0	50.8174
SX	349.1852	51.222	0
SY	51.2221	425.0959	0

Fuente: ETABS 18. Modificado por Autores.

Se determinaron los coeficientes sísmicos para las cargas laterales en ambos sentidos ortogonales de la edificación, empleando la ecuación 36, y se muestran los resultados indicados en la tabla 60.

Tabla 60. Verificación de coeficientes sísmicos.

Coeficientes sísmicos			
WCP	4415.0577 tonf		
WCV	1134.8084 tonf		
Wtot	4982.4619 tonf		
CX	0,07008286	>	0,03472 Cumple
CY	0,08531844	>	0,03472 Cumple

Fuente: Autores.

Por lo tanto se cumplió con el requerimiento de la acción sísmica mínima.

4.5.1. Verificación de la Resistencia de los Pórticos.

Según la norma FODENORCA 1756-2018, y de acuerdo al nivel de diseño de la estructura, se debe verificar que la misma cumpla con la resistencia mínima de los pórticos establecidos por la norma. La verificación de resistencia de los pórticos debe cumplir para un nivel de diseño 3 (ND3) una sobrerresistencia de al menos 65%, para ello a la resistencia del pórtico se adiciona la resistencia otorgada por la mampostería, los resultados se muestran en las tablas 61, 62 y 63.

Tabla 61. Verificación de la resistencia de los pórticos de módulo de aulas.

MÓDULO	NIVEL	EJE	VANO	TOTAL	BIELAS	PÓRTICO	%
I	I	K	2-4	199,73	18,62	181,11	90,68
			6-7	199,73	18,62	181,11	90,68
			10-12	199,73	18,62	181,11	90,68
		M	2-4	205,12	18,62	186,50	90,92
			4-5	205,12	18,62	186,50	90,92
			6-7	205,12	18,62	186,50	90,92
			7-8	205,12	18,62	186,50	90,92
			9-10	205,12	18,62	186,50	90,92
			10-12	205,12	18,62	186,50	90,92
	2	K-L	64,73	13,23	51,50	79,56	
		L-M	64,73	13,23	51,50	79,56	
		3	J-K	26,58	7,66	18,93	71,20
	5		K-L	61,07	13,23	47,84	78,34
		6	L-M	61,07	13,23	47,84	78,34
	8		K-L	61,07	13,23	47,84	78,34
		L-M	61,07	13,23	47,84	78,34	
	9	K-L	61,07	13,23	47,84	78,34	
		L-M	61,07	13,23	47,84	78,34	

	11	J-K	26,58	7,66	18,93	71,20
	12	K-L	64,73	13,23	51,50	79,56
		L-M	64,73	13,23	51,50	79,56
II	M	2-4	236,21	18,62	217,59	92,12
		4-5	236,21	18,62	217,59	92,12
		6-7	236,21	18,62	217,59	92,12
		7-8	236,21	18,62	217,59	92,12
		9-10	236,21	18,62	217,59	92,12
		10-12	236,21	18,62	217,59	92,12
	2	K-L	73,32	13,23	60,09	81,95
		L-M	73,32	13,23	60,09	81,95
	3	J-K	29,74	7,66	22,08	74,25
	4	L-M	98,87	13,23	85,64	86,62
	5	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
		L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
	6	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
		L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
	7	L-M	76,79	13,23	63,56	82,77
	8	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
		L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
	9	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
		L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
	10	L-M	98,87	13,23	85,64	86,62
	11	J-K	29,74	7,66	22,08	74,25
	12	K-L	73,32	13,23	60,09	81,95
		L-M	73,32	13,23	60,09	81,95
III	M	2-4	212,56	18,62	193,94	91,24
		4-5	212,56	18,62	193,94	91,24
		6-7	212,56	18,62	193,94	91,24
		7-8	212,56	18,62	193,94	91,24
		9-10	212,56	18,62	193,94	91,24
		10-12	212,56	18,62	193,94	91,24

2	K-L	65,43	13,23	52,20	79,78
	L-M	65,43	13,23	52,20	79,78
3	J-K	21,86	7,66	14,20	65,00
4	L-M	75,23	13,23	62,00	82,41
5	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
	L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
6	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
	L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
7	L-M	61,03	13,23	47,80	78,32
8	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
	L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
9	K-L	69,05	13,23	55,82	80,84
	L-M	69,05	13,23	55,82	80,84
10	L-M	75,23	13,23	62,00	82,41
11	J-K	21,86	7,66	14,20	65,00
12	K-L	65,43	13,23	52,20	79,78
	L-M	65,43	13,23	52,20	79,78

Fuente: Autores.

Luego de haber hecho la verificación se pudo comprobar que el módulo de aulas cumplió con el requisito establecido por la norma FODENORCA 1756-2018, dando como resultados todos mayores a 65%.

Tabla 62. Verificación de la resistencia de los pórticos en el módulo de escalera.

	MÓDULO	NIVEL	EJE	VANO	TOTAL	BIELAS	PÓRTICO	%
Escalera principal		I	E	11-13	42,19	12,59	29,60	70,15
			F	11-11'	27,33	5,98	21,35	78,12
			H	11-11'	27,33	5,98	21,35	78,12
			I	11-13	42,19	12,59	29,60	70,15
			11	D-E	49,37	6,68	42,70	86,48
				F-H	49,31	6,62	42,70	86,59
			11'	F-H	27,96	6,62	21,35	76,34
			13	E-I	58,19	20,34	37,85	65,05

II	E	11-13	47,13	12,59	34,53	73,28	
	F	11-11'	30,89	5,98	24,91	80,64	
	H	11-11'	30,89	5,98	24,91	80,64	
	10	D-G	38,92	16,84	22,08	56,73	
		G-J	38,92	16,84	22,08	56,73	
	11	D-E	56,49	6,68	49,81	88,18	
		F-H	56,43	6,62	49,81	88,28	
		I-J	56,49	6,68	49,81	88,18	
	11'	F-H	31,52	6,62	24,91	79,01	
	13	E-I	64,50	20,34	44,16	68,47	
	III	E	11-13	39,25	12,59	26,65	67,91
		F	11-11'	30,89	5,98	24,91	80,64
		H	11-11'	30,89	5,98	24,91	80,64
10		D-G	31,04	16,84	14,20	45,74	
		G-J	31,04	16,84	14,20	45,74	
11		D-E	56,49	6,68	49,81	88,18	
		F-H	56,43	6,62	49,81	88,28	
		H-I	56,67	6,86	49,81	87,90	
11'		I-J	56,49	6,68	49,81	88,18	
		F-H	31,52	6,62	24,91	79,01	
13		E-I	48,73	20,34	28,40	58,27	

Fuentes: Autores.

Tabla 63. Verificación de la resistencia de los pórticos en el módulo de escalera.

MÓDULO	NIVEL	EJE	VANO	TOTAL	BIELAS	PÓRTICO	%
Escalera secundaria	I	I	1-3	42,19	12,59	29,60	70,15
		H	3-2'	27,33	5,98	21,35	78,12
		F	3-2'	27,33	5,98	21,35	78,12
		E	1-3	42,19	12,59	29,60	70,15
		3	J-I	49,37	6,68	42,70	86,48
			H-F	49,31	6,62	42,70	86,59
		2'	H-F	27,96	6,62	21,35	76,34

	1	I-E	58,19	20,34	37,85	65,05
II	I	1-3	47,13	12,59	34,53	73,28
	4	J-G	38,92	16,84	22,08	56,73
		G-D	38,92	16,84	22,08	56,73
	3	J-I	56,49	6,68	49,81	88,18
		H-F	56,43	6,62	49,81	88,28
		E-D	56,49	6,68	49,81	88,18
	1	I-E	64,50	20,34	44,16	68,47
III	I	1-3	47,13	12,59	34,53	73,28
	4	J-G	38,92	16,84	22,08	56,73
		G-D	38,92	16,84	22,08	56,73
	3	J-I	56,49	6,68	49,81	88,18
		H-F	56,43	6,62	49,81	88,28
		F-E	56,67	6,86	49,81	87,90
		E-D	56,49	6,68	49,81	88,18
	1	I-E	64,50	20,34	44,16	68,47

Fuentes: Autores.

Por otro lado, para los módulos de escaleras la verificación arrojó que para el eje 10 vanos (D-G y G-J), eje 13 vano (E-I) y el eje 4 vanos (J-G y G-D), son menores al 65%, por lo cual no cumplió con lo especificado en la norma, esto es debido a que en los pórticos donde se ubican dichos ejes están formados por una y máximo dos columnas. A continuación, se muestran la ubicación de dichos pórticos en la figura siguiente.

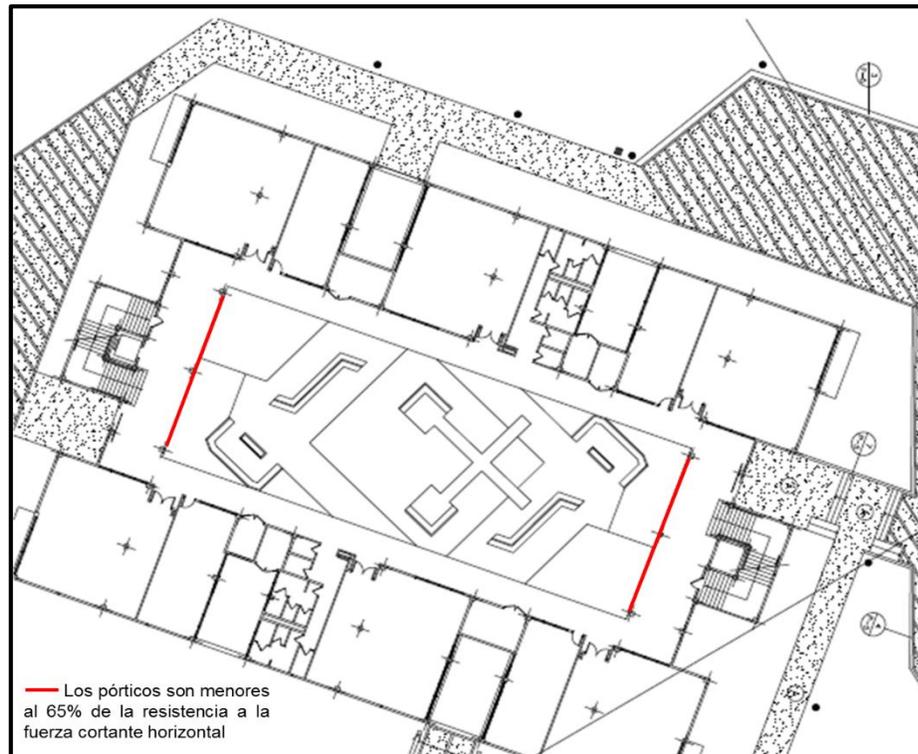


Figura 66. Pórticos menores al 65%. Fuente: Autores.

4.5.2. Fallas en los elementos estructurales.

Implementado el espectro de diseño anteriormente mostrado de la estructura con respecto a la norma FODENORCA 1756-2018, se procedió a correr el programa ETABS 18, para obtener los resultados de los elementos estructurales que fallan en la estructura y que tipo de falla presenta cada uno de ellos, como se muestran en las tablas 64 y 65.

Tabla 64. Tipos de fallas en vigas.

Eje	Vano	Tipo	Nivel	Tipo de falla
2'	E-F	30X60	2	Falla por corte
3	F-H	30X40	1	Falla por corte
	F-H		2	
4	D-G	30X60	1	Falla por corte
	D-G		2	
	K-L	30X50	3	

10	J-K	30X40	2	Falla por corte
	C-D		2	
	K-L	30X50	3	
11	F-H	30X40	1	Falla por corte
	F-H		2	
11'	E-F	30X60	2	Falla por corte
A	10-12	30X55	1	Falla por corte
	7-8		1	
	4-5		1	
	10-12		2	
	9-10		2	
	7-8		2	
	6-7		2	
	4-5		2	
	2-4		2	
	C	10-12	30X55	
2-4			1	
9-10			3	
8-9			3	
7-8			3	
6-7			3	
5-6			3	
4-5			3	
K		2-4	30X55	1
	10-12		1	
	9-10		3	
	8-9		3	
	7-8		3	
	6-7		3	
	5-6		3	
	4-5		3	
M	10-12	30X55	1	Falla por corte
	7-8		1	
	4-5		1	
	10-12		2	
	9-10		2	

7-8	2
6-7	2
4-5	2
2-4	2

Fuente: Autores.

Tabla 65. Tipos de fallas en columnas.

Columna	Tipo	Nivel	Tipo de falla
C-2	C1 (3)	3	
H-3	C3	1	
K-4	C1 (3)	3	
C-4	C1 (3)	3	
K-5	C4	3	
C-5	C4	3	
K-6	C4	3	
C-6	C4	3	
K-7	C2	1	Acero longitudinal
C-7	C2	1	
C-8	C4	3	
K-8	C4	3	
C-9	C4	3	
K-9	C4	3	
C-10	C1 (3)	3	
K-10	C1 (3)	3	
F-11	C3	1	
K-12	C1 (3)	3	

Fuente: Autores.

Consecutivamente, se simplificó la información de las tablas anteriores, por medio de gráficos donde se expresa el total de elementos estudiados, el número de elementos que están fallando y el porcentaje que refleja esa cantidad para las columnas y vigas, del modelo de la estructura en 3D mostrado anteriormente.

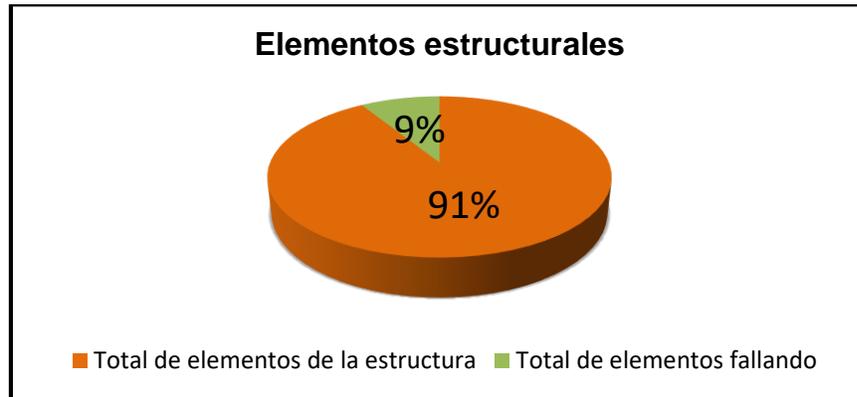


Figura 67. Gráfico de elementos estructurales. Fuente: Autores.

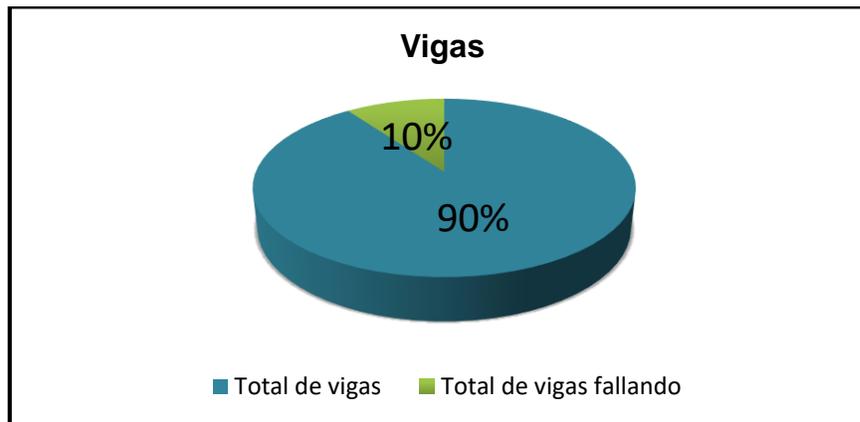


Figura 68. Gráfico de vigas. Fuente: Autores.

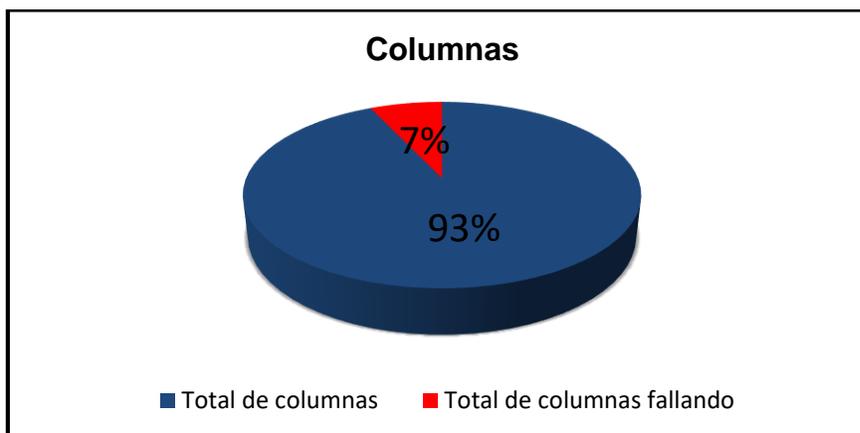


Figura 69. Gráfico de columnas. Fuente: Autores.

Posteriormente, se procedió a realizar el debido reforzamiento con fibras de carbono a cada uno de los elementos estructurales que están fallando en la edificación, de acuerdo al tipo de falla que se presentaron en las vigas y columnas. Para ello, se empleó el programa Sika Carbodur, basado en la norma ACI440.2R-08 “Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridos externamente, para el refuerzo de estructuras de concreto”.

Para llevar a cabo el reforzamiento, el programa Sika Carbodur necesitó ciertos datos, tales como; las cargas vivas, las cargas muertas, los momentos y el cortante último actuante en el elemento (V_u), extraídos del programa comercial ETABS 18, así como también las dimensiones de las secciones y el reforzamiento interno de cada elemento, según los planos estructurales de la edificación.

Tabla 66. Datos de vigas aplicados en Sika Carbodur.

Eje	Vano	Nivel	Cargas muertas (Kn)	Cargas vivas (Kn)	V_u (Kn)
2'	E-F	2	85,10	110,05	278,80
3	F-H	1	49,02	77,10	182,28
	F-H	2	48,56	76,98	181,44
4	D-G	1	66,20	95,16	231,71
	D-G	2	65,35	94,03	228,87
	K-L	3	46,36	86,81	194,53
10	J-K	2	48,59	77,03	181,56
	C-D	2	48,57	77,00	181,48
	K-L	3	46,34	86,78	194,46
11	F-H	1	49,00	77,12	182,18
	F-H	2	48,56	76,98	181,44
11'	E-F	2	86,05	110,67	281,04
A	10-12	1	96,28	54,54	202,79
	7-8	1	96,21	54,52	202,67
	4-5	1	96,25	54,50	202,69
	10-12	2	95,36	53,96	200,77
	9-10	2	95,37	54,01	200,85

	7-8	2	95,36	54,00	200,82
	6-7	2	95,38	53,99	200,84
	4-5	2	95,40	53,98	200,85
	2-4	2	95,42	54,05	200,97
C	10-12	1	96,22	54,55	202,72
	2-4	1	96,30	54,56	202,84
	9-10	3	10,90	243,56	402,78
	8-9	3	10,92	243,78	403,16
	7-8	3	10,89	242,89	401,67
	6-7	3	10,87	242,60	401,21
	5-6	3	10,81	241,56	399,47
	4-5	3	10,80	242,09	400,29
K	2-4	1	96,25	54,60	202,83
	10-12	1	96,29	54,56	202,83
	9-10	3	10,91	243,62	402,89
	8-9	3	10,93	244,54	404,38
	7-8	3	10,88	242,90	401,70
	6-7	3	10,87	242,60	401,21
	5-6	3	10,81	241,56	399,47
	4-5	3	10,80	242,09	400,29
M	10-12	1	96,27	54,53	202,76
	7-8	1	96,23	54,50	202,67
	4-5	1	96,26	54,58	202,81
	10-12	2	95,36	53,96	200,77
	9-10	2	95,37	54,01	200,85
	7-8	2	95,36	54,00	200,82
	6-7	2	95,40	53,98	200,85
	4-5	2	95,39	53,96	200,81
	2-4	2	95,45	54,10	201,08

Fuente: Autores.

Tabla 67. Datos de vigas aplicados en Sika Carbodur.

Columna	Tipo	Nivel	Cargas muertas (Kn)			Cargas vivas (Kn)		
			Cargas	Momento en X	Momento en Y	Cargas	Momento en X	Momento en Y
C-2	C1 (3)	3	518,00	12,98	42,00	123,26	31,00	29,47
H-3	C3	1	690,56	11,95	42,55	460,30	19,23	29,48
K-4	C1 (3)	3	532,00	12,96	42,05	125,28	31,15	29,56
C-4	C1 (3)	3	532,03	12,99	42,10	125,31	31,06	29,49
K-5	C4	3	748,00	11,55	10,06	96,62	53,05	78,90
C-5	C4	3	748,01	11,52	10,07	96,68	53,12	78,92
K-6	C4	3	748,00	11,55	10,05	96,65	53,02	78,89
C-6	C4	3	748,00	11,56	10,06	96,66	53,10	78,97
K-7	C2	1	1660,00	6,10	0,24	367,30	3,93	7,49
C-7	C2	1	1538,45	4,37	0,24	360,29	5,03	5,67
C-8	C4	3	748,01	11,55	10,19	96,60	53,10	78,90
K-8	C4	3	748,00	11,56	10,15	96,76	53,11	78,95
C-9	C4	3	748,00	11,50	10,09	96,67	53,00	78,98
K-9	C4	3	748,03	11,51	10,10	96,70	53,08	79,01
C-10	C1 (3)	3	532,00	12,98	42,00	125,26	31,00	29,47
K-10	C1 (3)	3	532,01	12,96	42,09	125,31	31,08	29,50
F-11	C3	1	690,54	11,98	42,50	460,26	19,20	29,47
K-12	C1 (3)	3	520,01	13,10	41,56	123,30	31,15	29,89

Fuente: Autores.

Luego de haber introducido los datos correspondientes en dicho programa, se obtuvieron como resultado la cantidad de laminados de fibras de carbono que requiere cada elemento estructural para ser debidamente reforzado, de acuerdo a la falla presentada. Cabe destacar que, el resultado final del detallado obtenido para vigas coincidía con el mismo número de caras, debido a que sus valores solo presentaban cierta variación en los mismos. A continuación se muestran en las tablas 68 y 69, un resumen con las propiedades del reforzamiento para los elementos.

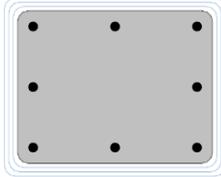
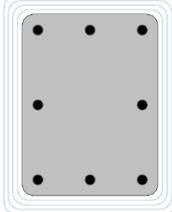
Tabla 68. Reforzamiento confinado en vigas.

Vigas	Montaje	Detalle	
<ul style="list-style-type: none"> • 2' E-F (N2) • 11' E-F (N2) • 4 D-G (N1 y N2) • 4 y 10 K-L (N3) • A 10-12, 7-8 y 4-5 (N1 y N2) • A 2-4, 6-7 y 9-10 (N2) • C 2-4 y 10-12 (N1) • K 2-4 y 10-12 (N1) • M 4-5, 7-8 y 10-12 (N1 y N2) • M 2-4, 6-7 y 9-10 (N2) 	<ul style="list-style-type: none"> • 3 Caras. • Envoltura en "U" • Bandas discretas. • Espaciado c. a c.: 190 mm. • 1 capa de 1/5 SikaWrap 300C - 50 cm (10 cm) 		
<ul style="list-style-type: none"> • 3 F-H (N1 y N2) • 10 J-K (N2) • 10 C-D (N2) • 11 F-H (N1 y N2) 	<ul style="list-style-type: none"> • 3 Caras. • Envoltura en "U" • Bandas discretas. • Espaciado c. a c.: 190 mm. • 1 capa de 1/5 SikaWrap 300C - 50 cm (10 cm) 		
<ul style="list-style-type: none"> • C y K 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9 y 9-10 (N3) 	<ul style="list-style-type: none"> • 3 Caras. • Envoltura en "U" • Bandas discretas. • Espaciado c. a c.: 170 mm. • 5 capas de 1/3 SikaWrap 300C - 50 cm (16,70 cm) 		

Fuente: Autores.

Tabla 69. Reforzamiento confinado en columnas.

Columnas	Montaje	Detalle
<ul style="list-style-type: none"> • C-2, C-4, C-10, K-12, K-4 y K-10 (N3) • F-11 y H-3 (N1) 	<ul style="list-style-type: none"> • 2 capas de SikaWrap 600C WV - 50 cm 	

<ul style="list-style-type: none">• K-5, K-6, K-8, K-9, C-5, C-6, C-8, C-9 (N3)	<ul style="list-style-type: none">• 3 capas de SikaWrap 600C WV - 50 cm	
<ul style="list-style-type: none">• C-7 y K-7 (N1)	<ul style="list-style-type: none">• 4 capas de SikaWrap 600C WV - 50 cm	

Fuente: Autores.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como etapa definitiva en el desarrollo del presente proyecto de investigación, se realizaron y plantearon las conclusiones, y recomendaciones presentadas a continuación:

5.1. Conclusiones.

- Se verificó que la estructura de los módulos de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, se encuentra actualmente construida de acuerdo a los planos y especificaciones originales de la edificación.
- Se determinó que existe una variación de la aceleración espectral obtenida de la comparación efectuada de los espectros de diseño y los espectros inelásticos entre el código COVENIN 1756-2001 y el código FODENORCA 1756-2018, la cual arrojó una diferencia del 33,06% en la rama plana para las aceleraciones espectrales de diseño y del 26,05% para las aceleraciones espectrales de respuesta inelástica.
- Se obtuvo la diagonal existente de cada vano por medio del levantamiento planialtimétrico llevado a cabo en la edificación de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. Dicha inspección además permitió verificar las medidas de los elementos estructurales y no estructurales que conforman la estructura como la longitud de cada vano y la altura efectiva.
- Se realizó un análisis estructural a la edificación aplicando los criterios del código FODENORCA 1756-2018, en el cual se obtuvo que el edificio no se encuentra en la rama plana de los espectros generando con ello la aparición de rótulas plásticas lo que conlleva a un mecanismo de falla constante presente en los pórticos de la edificación.

- Se comprobó que el desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico no satisfactorio para resistir un sismo extremo, dado que el mecanismo presentado no es el de pórtico desplazable, por lo tanto, la estructura tiene mayor desplazabilidad lateral.
- Por último, se aplicó reforzamiento estructural a los miembros estructurales de la edificación que presentaron fallas empleando fibras de carbono (FRP), la cual constará de un laminado de adhesivo epoxico con un peso de 300gr para vigas y 600gr para columnas por metro cuadrado.

5.2. Recomendaciones.

- El presente proyecto sirve como guía para posibles estudios posteriores de estructuras existentes, diseñadas con el código COVENIN 1756-2001, las cuales requieran de un análisis estructural empleando los criterios dados por la norma FODENORCA 1756-2018, y así ofrecer un reforzamiento adecuado a las mismas.
- Además del software de análisis estructural ETABS 18, también existen en la actualidad diversos programas que son utilizados para modelar y estudiar estructuras, como por ejemplo, el SAP 2000, en sus distintas versiones.
- Se deberá aplicar adecuadamente el reforzamiento con fibras de carbono a los elementos estructurales que presentaron fallas en la edificación para aportarle mayor rigidez lateral, de acuerdo a los criterios ofrecidos, utilizando también las instrucciones dadas a continuación:
 - 1) El refuerzo de carbono unidireccional deberá ser adherido externamente a la estructura mediante adhesivo epoxi Sikadur-330 para el caso de vigas y Sikadur-300 para columnas.

- 2) Las fibras deberán estar alineadas y libres de torsión.
- 3) Será posible la instalación en varias capas.
- 4) Cualquier material no cohesivo en la superficie deberá ser retirado.
- 5) Cualquier irregularidad significativa deberá ser rellenado con un mortero de reparación adecuado.
- 6) Los materiales de reparación deben ser totalmente compatibles con el adhesivo.
- 7) En caso de reparación, el concreto deberá tener un fraguado superior a 28 días.
- 8) La lechada superficial en el substrato debe ser eliminada hasta que se logre una superficie de poro abierto.
- 9) La superficie de soporte deberá estar libre de aceites, grasas y cualquier otro contaminante, así como de partículas sueltas y polvo.
- 10) Para la aplicación de tejidos, se deben redondear todas las esquinas con un radio de 20mm, eliminando cualquier borde anguloso.
- 11) La humedad del soporte debe ser inferior al 4% pbw.
- 12) El tejido se deberá cortar a la medida adecuada mediante tijeras especiales para fibra.
- 13) Se debe disponer una primera capa de la resina de impregnación sobre la superficie del substrato, usando una espátula dentada o un rodillo.
- 14) El tejido debe ser colocado sobre el soporte, presionándolo suavemente e impregnando la resina en el tejido mediante un rodillo de impregnación hasta que el tejido esté totalmente saturado.
- 15) Las capas adicionales se deben colocar, preferiblemente húmedo sobre húmedo.
- 16) La impregnación se debe efectuar en la dirección de las fibras.
- 17) Tras la aplicación, el tejido saturado debe protegerse de la lluvia, arena, polvo o cualquier otro contaminante.

- 18) Si fuera necesario, el sistema aplicado debe protegerse con un revestimiento adecuado (se debe disponer de pruebas de compatibilidad entre el tejido y el revestimiento).
- Existen otros métodos que se pueden aplicar a la estructura para aportarle rigidez lateral, pero que a su vez esto pueden generar cambios estéticos en la misma. Entre estas opciones están:
 - 1) Aumentar la sección de las columnas o la inercia de las columnas hasta que cumpla los requisitos mínimos.
 - 2) Colocar elementos o muros laterales al edificio de modo que controle la desplazabilidad lateral.
 - 3) Cambiar la configuración estructural colocándole arriostramiento.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI (440.2R-08). Guía para el Diseño y Construcción de sistemas FRP adheridos externamente para el refuerzo de estructuras de hormigón. Publicada por Committee 440.
- ALONSO, J. (2007). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. Caracas: Fondo editorial SIDETUR.
- ARIAS, F. (2012). El Proyecto de Investigación 7ma edición. Caracas: Episteme.
- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1. ATC-40. Redwood City: Applied Technology Council.
- BARBAT, A., & PAJUADES, L. (2004). Evaluacion de la Vulnerabilidad y del Riesgo Sismico en Zonas Urbanas. Aplicación a Barcelona.
- BENAIM, A. (2002). Proyecto estructural de Módulos de Aulas Universidad de Oriente (UDO) Extensión Cantaura. Alcaldía de Municipio Gral. Pedro Maria Freites del Estado Anzoátegui.
- BONETT, R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación en Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. Tesis Doctoral. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- CHIROIU, L., GOULA, X., ROCA, A., SUSAGNA, T., BARBAT, A., y PAJUADES, L. (2001). El método del Espectro de Capacidad Aplicado a la Evaluación de Estados de Daños Sísmicos.
- COVENIN (2001). Edificaciones Sismorresistentes 1756-2001. Caracas: Fondonorma.
- ENCOVI. (2014). Vulnerabilidad ciudadana ante las amenazas naturales. Caracas: Fondo editorial SIDETUR.

- FODENORCA (2018). Construcciones Sismorresistentes 1756-2018. Caracas: Fondonorma.
- FEMA (2018). Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retroft of Existing Buildings. Washington DC: Federal Emergency Management Agency
- FUNVISIS (2002). La Investigación Sismología en Venezuela. Caracas, Venezuela: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis).
- GARCÍA, J (2018). Elaboración de curvas de fragilidad para el edificio *de aulas*. Trabajo de grado en Ingeniería Civil no publicado. Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui, Extensión Cantaura. Venezuela
- GRASES, J. LÓPEZ, O. y HERNÁNDEZ, J. Edificaciones Sismorresistentes. Manual de Aplicación de las Normas. Fondur, Caracas, 1984.
- LOBO, W. y THOMSON, E. Venezuela, Chapter 37. Internacional Handbook Earthquake Engineering. Codes, Programs, and Examples. Edited by Mario Paz, Chapman and Hall, 1994.
- Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4: Seguridad Estructural. Tomo VII: Diseño de Estructuras de Mampostería, 1.995
- ROMERO, S. y SOUKI, Y (2015). Evaluación del edificio de aulas. Trabajo de grado en Ingeniería Civil no publicado. Universidad de Oriente, Núcleo de Anzoátegui, Extensión Cantaura. Venezuela
- SALGUERA, G. (2015). Estudio de Vulnerabilidad Sísmica mediante la revisión de la capacidad de resistencia y el método estático no lineal, para el Palacio Municipal de Ciudad Sandino, Managua. Trabajo investigativo para obtener el Título de Ingeniero Civil. Managua, Nicaragua: Universidad Centroamericana.

SANDI, H. (1986). Vulnerability and risk analysis for individual structures and systems. Conferencia Europea de Ingeniería Sísmica.

ZEESHAN, A., ABBAS, H. y ABDUL, Q. (2013). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing building in Islamabad. International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering ISSN 2319-5347, Vol. 02, No. 04.

Sitios WEB

ALAMEDA, S y CERQUEIRA, C (2016). Construcción de Curvas de Fragilidad. Cuaderno del Ingeniero No. 23. Construcción en Acero.

AGUIAR, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. Obtenido de <http://www.researchgate.net/publication/280627456>.

CARDONA, O. (1993). Evaluación de la amenaza, la vulnerabilidad y el riesgo. Recuperado el 2 de Noviembre de 2020, de <http://www.desenredando.org/public/libros/1993/ldnsn/html/cap3.htm>

FERNÁNDEZ. (2003). CUIDADES EN RIESGO, Degradación Ambiental, Riesgo Urbano y Desastres. Obtenido de http://www.desenredando.org/public/libros/1996/cer/CER_todo_en_e-7-2003.pdf.

FERNANDEZ, L y BAPTISTA, C (1991). Metodología de la investigación, estudios descriptivos. Recuperado el 28 de octubre del 2020, de https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf.

SANCHEZ, N. (2013). Analisis Estatico No Lineal - Metodo Pushover. Obtenido de <http://civilgeeks.com/2013/09/18/analisis-estatico-no-lineal-aenl-metodo-pushover/>

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	“Evaluación del Desempeño Estructural del Módulo de Aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, Edo. Anzoátegui bajo los requisitos de la Norma Fodenorca 1756-2018.”
Subtítulo	

Autor(es)

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Felievis V. López M.	CVLAC	26.479.975
	e-mail	felievisl@gmail.com
	e-mail	
Maria M. del Valle Pérez R.	CVLAC	26.485.309
	e-mail	maria9812perez@gmail.com
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Amenaza
Demanda
Pushover
comportamiento
reforzamiento
FRP

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

Área	Subárea
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

Resumen (abstract):

Resumen

Los cambios en el estado del arte en la ingeniería estructural, han ocasionado que se generen variaciones en los procesos de análisis y diseño estructural, de esta realidad no escapa Venezuela, ya que se encuentran muchas estructuras diseñadas y proyectadas con el documento técnico COVENIN 1756-2001, el cual, presenta un desfase en sus requerimientos con respecto a la actualización del código FODENORCA 1756-2018, ocasionando una posible disminución de la confiabilidad en las estructuras de concreto armado en el país, cabe destacar que el nuevo código involucra nuevas consideraciones siendo una de ellas el efecto de la mampostería sobre la estructura. De allí radica la finalidad de realizar un estudio comparativo de ambos documentos, especialmente en lo referente a la variación de la demanda con respecto a la amenaza del sitio para el Módulo de aulas de la Universidad de Oriente, Extensión Cantaura. Basándose dicho proyecto en un tipo de investigación de campo con un nivel de investigación descriptivo. Por ende, el análisis de la edificación se basó en evaluar el comportamiento estructural del edificio, por lo que fue necesario estudiar cada uno de los elementos estructurales que la conforman, por medio de la revisión de los planos originales, inspecciones visuales y un levantamiento planialtimétrico. También se realizó un análisis no lineal (Pushover), para conocer el comportamiento estructural del edificio en cuestión. Por último, se realizó un reforzamiento a los elementos estructurales aplicando FRP de acuerdo a la norma ACI-440.2R-08.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Ing. Cabrera Velázquez, Daniel Jesús.	ROL										
		CA		AS	X	TU		JU			
	CVLAC	17.421.606									
	e-mail	danielcabrera@udo.edu.com									
	e-mail										
Urb. Rondón Gómez, Elys José.	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	8.440.241									
	e-mail	elysrondon@gmail.com									
	e-mail										
Ing. González Hernández, Anabel Yoedelin.	ROL										
		CA		AS		TU		JU	X		
	CVLAC	16.573.233									
	e-mail	gonzalez85anabel@gmail.com									
	e-mail										

Fecha de discusión y aprobación:

Año	Mes	Día
2022	03	15

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
PG-LópezPérez.docx	Aplication/word

Alcance:

Espacial: UNIVERSAL

Temporal: INTEMPORAL

Título o Grado asociado con el trabajo:**Ingeniero Civil****Nivel Asociado con el Trabajo:****Pregrado****Área de Estudio:****Educación Mención Ingeniería****Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:****Universidad de Oriente**

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLAÑOS CUMPEL
Secretario

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR *[Firma]*
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SECRETARÍA
CONSEJO UNIVERSITARIO

C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/manuja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

López, Felievis
AUTOR

Pérez, Maria
AUTOR

Ing. Daniel Cabrera
TUTOR