

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO “ARMANDO MENDOZA” DE LA F.I.U.C.V.

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por los Bachilleres:

López Di Dio, Javier Ernesto

Méndez Hernández, Jesús Eduardo

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, 2015

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO “ARMANDO MENDOZA” DE LA F.I.U.C.V.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Alejandro Guillén

Presentado ante la Ilustre

Universidad Central de Venezuela

Por los Bachilleres:

López Di Dio, Javier Ernesto

Méndez Hernández, Jesús Eduardo

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, 2015

ACTA

El día **03 de Noviembre de 2015** se reunió el jurado formado por los profesores:

María E. Korody

Pedro Acosta

Alejandro Guillen

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO “ARMANDO MENDOZA” DE LA F.I.U.C.V.”**.

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres **López Di Dio Javier Ernesto y Méndez Hernández Jesús Eduardo** hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. López D, Javier E.	19	DIECINUEVE
Br. Méndez H, Jesús E.	19	DIECINUEVE

Recomendaciones: _____

FIRMAS DEL JURADO:







Caracas, 03 de Noviembre de 2015

DEDICATORIAS

A Dios por iluminar mis pasos y guiarme en todo lugar y en momento...

Gracias a mis padres Rosana Di Dio y Javier López por brindarme su apoyo en toda circunstancia por adversa que sea, por su apoyo y amor incondicional, porque sin ustedes este logro seria incompleto, a ustedes mi gratitud y amor eterno...

A toda mi familia por preocuparse y siempre estar pendiente de mi progreso, para ayudarme en cualquier cosa que sea necesaria.

Al Ing. Bartolomé Tavera por su invaluable aporte como colaborador de este trabajo especial de grado, su ayuda fue de vital importancia en cuanto al manejo de los programas utilizados y por su inmejorable buena disposición a ayudarnos siempre aunque esto implicara invertir tiempo de su trabajo.

Al Ing. Alejandro Guillen nuestro tutor por siempre estar muy pendiente y preocupado por el avance de la investigación, por sus oportunas correcciones y buenos consejos esto siempre sin dejar de lado el buen humor.

A la Ing. María E. Korody por su amplia asesoría en la tema de Análisis de Riesgo y por su acostumbrada buena disposición a aclarar siempre cualquier duda.

A los ingenieros del Departamento de Inspección de Obras de la Alcaldía de Libertador por su colaboración en el diseño de la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad estructural.

A mis amigos por su apoyo.

A mi compañero de tesis por su colaboración.

A todos ellos muchas gracias....

Javier Ernesto López Di Dio

AGRADECIMIENTOS

A nuestros padres, por su apoyo incondicional a lo largo de nuestra carrera.

Al Ingeniero Bartolomé Tavera, por su valiosísima colaboración en el desarrollo de este trabajo.

A nuestro tutor el Ingeniero Alejandro Guillen, por siempre preocuparse por nuestro progreso y habernos considerado para formar parte de este gran proyecto de ampliación de nuestra querida Universidad

A la Ingeniera María E. Korody por su buena disposición a ayudarnos en lo que estuviera a su alcance, para el buen desarrollo de esta investigación.

Javier E. López D. y Jesús E. Méndez H.

RESUMEN

López D., Javier E.

Méndez H., Jesús E

PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO “ARMANDO MENDOZA” DE LA F.I.U.C.V.

Tutor Académico: Alejandro Guillen

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. Año 2015, N° pág.194.

Palabras clave: Diseño, Cálculo, Estructura, Simorresistencia, Vulnerabilidad.

Resumen

La Universidad Central de Venezuela (U.C.V.), en el núcleo Armando Mendoza de la ciudad de Cagua. Edo. Aragua actualmente dicta el Ciclo Básico en todas las especialidades y es la única institución que imparte la carrera de Ingeniería de Procesos Industriales en la FIUCV, por lo que se viene observando un importante incremento en la matrícula estudiantil, ya que dicha carrera es relativamente nueva y el espacio físico existentes es insuficiente para satisfacer los requerimientos. Por esto se justifica la elaboración de un proyecto con el fin de calcular la estructura para una edificación que se adapte a las condiciones sismológicas del espacio geográfico, por lo cual se propone el cálculo estructural sismorresistente de una edificación de tres pisos en este núcleo, utilizando el programa ETABS

Con el uso de este programa se elaboran modelos estructurales y se realiza el análisis y diseño en cumplimiento con las especificaciones de las normas Venezolanas Covenin 1756 y Fondonorma 1753 en sus versiones más recientes. También se elaboran planos de detalle mediante el uso de programas CAD, y se estiman los cómputos métricos del diseño propuesto.

El trabajo realizado de acuerdo a su amplio contenido más que limitarse solo al cálculo estructural sismorresistente supera esta denominación y es descrito más apropiadamente como un diseño sismorresistente detallado donde se comprueban cuidadosamente cada uno de los aspectos técnicos relacionados, con el fin de garantizar la propuesta más fiable posible.

Otro elemento innovador que presenta este proyecto, es la creación de un instrumento de evaluación denominado planilla de análisis de vulnerabilidad, como instrumento de evaluación para el diagnóstico de riesgo al cual se encuentra sometida la edificación y de esta manera garantizar la integridad de las estructuras.

ÍNDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I.....	3
FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.1. El Problema de la Investigación	3
1.2. Objetivos de la Investigación	5
1.2.1. Objetivo General.....	5
1.2.2. Objetivos Específicos	5
1.3 Justificación	6
1.4. Alcance de la Investigación	9
CAPITULO II	10
MARCO TEÓRICO	10
2.1. Antecedentes de la Organización.....	10
2.2. Antecedentes de la Investigación	13
2.3. Proyecto de Ampliación y Reacondicionamiento del Núcleo de Cagua.....	14
2.4. Aspectos Conceptuales:	16
2.4.1. Sismo	16
2.4.2. Sismicidad en Venezuela.....	17
4.3. Diseño Estructural Sismorresistente	19
2.4.4. Criterios para el Diseño Estructural Sismorresistente	19
2.4.5. Mecanismos de Falla de una Estructura.....	20
2.4.6. Diseño por Capacidad	21
2.4.7. Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel.....	22
2.4.8. Análisis Modal	23
2.4.9. Procedimiento del Análisis Modal.....	23
2.4.10. Análisis Espectral.....	24
2.4.11. Número de Modos y Combinación de Modos.....	24
2.4.12. Efectos de Dirección	25

2.4.13. Zonificación Sísmica en Venezuela	25
2.4.14. Formas Espectrales Tipificadas en Venezuela	26
2.4.15. Clasificación de Edificaciones	27
2.4.16. Elección del Factor de Reducción de Respuesta R	32
2.4.17. Métodos de Análisis	33
2.4.18. Control de Desplazamientos	34
2.4.19. Condición Columna Fuerte Viga Débil	35
2.4.20. Programas de Análisis Estructural	36
2.4.21. Otros Programas Utilizados	38
2.4.22. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural	39
2.4.23. Metodologías para Análisis de Vulnerabilidad Estructural.....	39
2.4.24. Irregularidades Verticales.....	40
2.4.25. Irregularidades en Planta.....	46
2.5. Aspectos Legales.....	49
2.5.1. COVENIN 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes.	50
CAPÍTULO III	51
MÉTODO	51
3.1 Tipo de Investigación	51
3.2 Diseño de la Investigación	51
3.3 Fases de la Investigación	52
CAPÍTULO IV	63
RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	63
4.1 Planos de la Estructura	63
4.2 Usos por Planta	66
4.3 Descripción y Datos del Suelo de Fundación.....	68
4.4 Materiales a Utilizar en el Diseño	68
4.5 Clasificación de la Estructura	69
4.6 Descripción General de la Estructura	71
4.8 Acciones Gravitacionales y Sísmicas.....	77
4.8.1 Cargas Gravitacionales	77

4.8.2 Definición de Factores de Masa.....	78
4.8.3 Acciones Sísmicas (S).....	78
4.8.4 Acciones Debidas a la Componente Sísmica Vertical (Sv):	82
4.9 Definición de Combinaciones de Carga	83
4.10 Modelado, Análisis y Diseño Estructural Módulo 1.	84
4.10.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas	84
4.10.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas	88
4.10.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración	88
4.10.4 Modos de Vibración de la Estructura	90
4.10.5 Revisión de Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas	95
4.10.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal	97
4.10.7 Revisión de Derivas Inelásticas	98
4.10.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas.....	100
4.10.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte.....	102
4.11 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 2	105
4.11.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas	106
4.11.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas	110
4.11.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración	110
4.11.4 Modos de Vibración de la Estructura	111
4.11.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas.....	116
4.11.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal	118
4.11.7 Revisión de Derivas Inelásticas	120
4.11.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas.....	123
4.11.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte.....	125
4.12 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 3	128
4.12.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas	129
4.12.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas	133
4.12.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración	133

4.12.4 Modos de Vibración de la Estructura	134
4.12.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas	138
4.12.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal	140
4.12.7 Revisión de Derivas Inelásticas	142
4.12.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas	144
4.12.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte.....	147
4.13 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 4	150
4.13.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas	151
4.13.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas	154
4.13.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración	155
4.13.4 Modos de Vibración de la Estructura	156
4.13.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas	160
4.13.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal	162
4.13.7 Revisión de Derivas Inelásticas	162
4.13.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas	165
4.13.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte.....	166
4.14 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Pasarela.....	169
4.14.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas	169
4.14.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas	172
4.14.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración	173
4.14.4 Modos de Vibración de la Estructura	174
4.14.5 Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas	176
4.14.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal	178
4.14.7 Revisión de Derivas Inelásticas	179
4.14.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas	181
4.14.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte.....	183
4.15. Diseño del Armado de Acero de Refuerzo en Elementos Estructurales	185
4.16. Revisión del Modelo Final con Aceros Reales	189
4.17. Detallado de Planos y Cálculos Métricos	191

4.18. Cálculo y Diseño de Losa Nervada	195
4.19. Diseño y Detallado de Fundaciones.....	197
4.19.1. Obtención del Módulo de Balasto (Según Teoría de Terzaghi 1943):	199
4.19.2. Tensiones Admisibles en Plateas de Fundación.....	199
4.20. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural	202
4.20.1. Manual de Uso de la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural..	202
4.20.2. Aplicación de la Planilla de Vulnerabilidad Sísmica a la Edificación Diseñada en Este Trabajo Especial de Grado	211
CONCLUSIONES.....	213
RECOMENDACIONES.....	215
BIBLIOGRAFÍA.....	217
ANEXOS.....	220
ANEXOS I. CANTIDADES DE OBRA.....	220
ANEXOS II. NORMAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES	229
ANEXOS III. ESTUDIO DE SUELOS	232
ANEXOS IV. JUICIO DE EXPERTOS	238
PLANOS DE DETALLE.....	240
INDICE DE PLANOS	240
GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	247

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa Sísmico de Venezuela (2014).....	8
Figura 2 Matrículas FIUCV Núcleo Cagua.....	12
Figura 3. Propuesta Planta Conjunto Núcleo Armando Mendoza.....	15
Figura 4. Mapa Registro Histórico de Eventos Sísmicos en Venezuela.....	18
Figura 5. Mapa de Sismicidad Instrumental de Venezuela 1910-2013.....	18
Figura 6. Zonificación Sísmica de Venezuela con Fines de Ingeniería Norma COVENIN 1756:2001.....	26
Figura 7. Esquema de Desarrollo de Operaciones de un Programa de Análisis Estructural.....	36
Figura 8. Entrepiso Blando.....	40
Figura 9. Entrepiso Débil.....	41
Figura 10. Distribución Irregular de Masas.....	41
Figura 11. Aumento de las Masas con la Elevación.....	42
Figura 12. Variación en la Geometría de la Estructura.....	42
Figura 13. Esbeltez Excesiva.....	43
Figura 14. Discontinuidad en Ejes de Columnas.....	43
Figura 15. Reducción de Ancho.....	44
Figura 16. Columna Desalineada.....	44
Figura 17. Columna Corta.....	45
Figura 18. Ejemplos Estructurales de Excentricidad.....	46
Figura 19. Torsión de una Edificación.....	47

Figura 20. Sistemas no Ortogonales.....	47
Figura 21. Espesor de Losa Menor a 4 cm.....	48
Figura 22. Aberturas Internas Mayores al 20% del Área Total.....	48
Figura 23. Sistema con Abertura Adyacente a Planos Sismorresistentes.....	49
Figura 24. Relación largo Ancho de Planta.....	49
Figura 25. Vista 3D Fachada Norte.....	63
Figura 26. Planta tipo Edificio Sur-Oeste (Nivel 1).....	64
Figura 27. Planta tipo Edificio Norte (Nivel 1).....	64
Figura 28. Pórtico A Edificio Sur-Oeste.....	65
Figura 29. Pórtico A Edificio Norte.....	65
Figura 30. Zonas de la Edificación. Edificio Sur-Oeste (Nivel 1 y 2).....	66
Figura 31. Zonas de la Edificación. Edificio Sur-Oeste (Nivel 3 y 4).....	67
Figura 32. Zonas de la Edificación. Edificio Norte (Nivel 1).....	67
Figura 33. Zonas de la Edificación. Edificio Norte (Nivel 2).....	68
Figura 34. Esquema de Centros Geométricos de Diafragmas Rígidos. Edificio Sur-Oeste.....	70
Figura 35. Esquema de Centros Geométricos de Diafragmas Rígidos. Edificio Norte.....	70
Figura 36. Vista de Planta de la Distribucion de Secciones por Modulo.....	73
Figura 37. Planta de Nueva Configuración Módulo 1 (Edificio Sur-Oeste).....	74
Figura 38. Planta de Nueva Configuración Pasarela 1 (Edificio Sur-Oeste).....	74
Figura 39. Planta de Nueva Configuración Módulo 2 (Edificio Sur-Oeste).....	75
Figura 40 Planta de Nueva Configuración Módulo 3 (Edificio Norte).....	75
Figura 41. Planta de Nueva Configuración Pasarela 2 (Edificio Norte).....	76
Figura 42. Planta de Nueva Configuración Módulo 4 (Edificio Norte).....	76
Figura 43. Espectro de Diseño Módulo 1. EZ4S2AR6.....	79
Figura 44 Espectro de Diseño Módulos 2 y 3. EZ4S2AR6.....	81

Figura 45. Espectro de Diseño Pasarela 1. EZ4S2AR6.....	82
Figura.46. Vista 3D Módulo 1 (Fachada Norte y Lateral Este).....	84
Figura 47. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1, 2 y 3).....	85
Figura 48. Secciones Finales de Vigas (Nivel 4).....	85
Figura 49. Secciones Finales de Columna (Pórtico 1).....	86
Figura 50. Secciones Finales de Columna (Pórtico 2).....	86
Figura 51. Secciones Finales de Columna (Pórtico 3).....	87
Figura 52. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 1. (Vista 3D).....	90
Figura 53. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 1. (Vista Planta Nivel 2).....	90
Figura 54. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo1. (Vista 3D).....	91
Figura 55. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo1. (Vista Planta Nivel 2)	91
Figura 56. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 1. (Vista 3D).....	92
Figura 57. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 1. (Vista Planta Nivel 2).....	92
Figura 58. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 1. (Vista 3D).....	93
Figura 59. Modo de Vibración 5.Módulo 1. (Vista 3D).....	93
Figura 60. Modo de Vibración 6.Módulo 1 (Vista 3D).....	94
Figura 61. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 1.....	96

Figura 62. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio	
Módulo 1	96
Figura 63. Diagrama de Derivas Inelásticas por Nivel para la Combinación	
UDCON4 (Valor Máximo de 0,001459 para el Nivel 2).....	99
Figura 64. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B.....	100
Figura 65. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C.....	101
Figura 66. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D.....	101
Figura 67. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico E.....	102
Figura 68. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico B.....	103
Figura 69. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C.....	103
Figura 70. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico D.....	104
Figura 71 Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico E.....	104
Figura 72. Vista 3D Edificio Módulo2 (Fachada Norte y Lateral Oeste).....	105
Figura 73. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2).....	106
Figura 74. Secciones Finales de Vigas (Nivel 3).....	107
Figura 75. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A).....	108
Figura 76. Secciones Finales de Columnas (Pórtico B).....	108
Figura 77. Secciones Finales de Columnas (Pórtico C).....	109
Figura 78. Secciones Finales de Columnas (Pórtico D).....	109
Figura 79. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 2 (Vista 3D).....	111
Figura 80. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 2 (Vista Planta	
Nivel 2).....	112

Figura 81. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 2. (Vista 3D).....	112
Figura 82. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 2. (Vista Planta Nivel 2).....	113
Figura 83. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 2. (Vista 3D).....	113
Figura 84. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 2. (Vista Planta Nivel 2).....	114
Figura 85. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo2. (Vista 3D).....	114
Figura 86. Modo de Vibración 5. Edificio Módulo2. (Vista 3D).....	115
Figura 87. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 2.....	117
Figura 88. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo2.....	117
Figura 89. Corrección del Cortante Basal. Edificio Módulo 2.....	119
Figura 90. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel para la Combinación UDCON4 (Valor Máximo de 0,001140 para el Nivel 2).....	122
Figura 91 Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A.....	123
Figura 92. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B.....	124
Figura 93. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C.....	124
Figura 94. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D.....	125
Figura 95. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico A.....	126
Figura 96. Relación Viga Débil/Columna Fuerte Pórtico B.....	126
Figura 97. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C.....	127

Figura 98. Relación Viga Débil/Columna Fuerte Pórtico D.....	127
Figura 99. Vista 3D Edificio Modulo 3 (Fachada Norte y Lateral Oeste).....	128
Figura 100. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2).....	129
Figura 101. Secciones Finales de Vigas (Nivel Techo).....	130
Figura 102. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A).....	131
Figura 103. Secciones Finales de Columnas (Pórtico B).....	131
Figura 104. Secciones Finales de Columnas (Pórtico C).....	132
Figura 105 Secciones Finales de Columnas (Pórtico D).....	132
Figura 106. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 3 (Vista 3D).....	134
Figura 107. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2)	135
Figura 108. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista 3D)....	135
Figura 109. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2).....	136
Figura 110. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo3. (Vista 3D).....	136
Figura 111. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2).....	137
Figura 112. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 3. (Vista 3D).....	137
Figura 113. Modo de Vibración 5. Edificio Módulo 3. (Vista 3D).....	138
Figura 114. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 3.....	139
Figura 115. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 3.....	140
Figura116. Corrección del Cortante Basal. Edificio Módulo 2.....	141
Figura 117. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel Para la Combinación UDCON4 (Valor Máximo de 0,002489 Para el Nivel 2).....	144

Figura 118. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A.....	145
Figura 119. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B.....	145
Figura 120. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C.....	146
Figura 121. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D.....	146
Figura 122. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico A.....	147
Figura 123. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico B.....	148
Figura 124. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C.....	148
Figura 125. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico D.....	149
Figura 126. Vista 3D Edificio Modulo 4 (Fachada Norte).....	150
Figura 127. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1).....	151
Figura 128. Secciones Finales de Vigas (Nivel TECHO).....	152
Figura 129. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A).....	153
Figura 130. Secciones Finales de Columnas (Pórtico B).....	153
Figura 131. Secciones Finales de Columnas (Pórtico C).....	153
Figura 132. Secciones Finales de Columnas (Pórtico D).....	154
Figura 133. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 4 (Vista 3D).....	156
Figura 134. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 4 (Vista Planta Nivel 2).....	156
Figura 135. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 4. (Vista 3D)	157
Figura 136. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 4. (Vista Planta Nivel 1).....	157
Figura 137. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 4. (Vista 3D).....	158
Figura 138. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 4. (Vista Planta Nivel 2).....	158
Figura 139. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 4. (Vista 3D).....	159
Figura 140. Modo de Vibración 5. Edificio Módulo 4. (Vista 3D).....	159
Figura 141. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 4.....	161

Figura 142. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 4.....	161
Figura 143. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel para la Combinación UDCON3 (Valor Máximo de 0,000971 para el Nivel Techo).....	164
Figura 144. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A.....	165
Figura 145. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B.....	165
Figura 146. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C.....	166
Figura 147. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D.....	166
Figura 148. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A.....	167
Figura 149. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B.....	167
Figura 150. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C.....	168
Figura 151. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D.....	168
Figura 152. Vista 3D Edificio Pasarela (Fachada Norte y lateral Oeste).....	169
Figura 153. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2).....	170
Figura 154. Secciones Finales de Vigas (Nivel Techo).....	170
Figura 155. Secciones Finales de Columnas (Pórtico 1).....	171
Figura 156. Secciones Finales de Columnas (Pórtico2).....	171
Figura 157. Secciones Finales de Columnas (Pórtico 3).....	172
Figura 158. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Pasarela (Vista 3D).....	174
Figura 159 Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Pasarela. (Vista 3D).....	174
Figura 160. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Pasarela. (Vista 3D).....	175
Figura 161. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo2. (Vista 3D).....	175
Figura 162. Modo de Vibración 5. Edificio Pasarela (Vista 3D).....	176
Figura 163. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Pasarela.....	177
Figura 164. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Pasarela.....	178
Figura 165. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel para la Combinación UDCON6 (Valor Máximo de 0,00502 para el Nivel 1).....	180
Figura 166. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 1.....	181

Figura 167. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 2.....	182
Figura 168. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 3.....	182
Figura 169. Relación Viga débil/Columna Fuerte. Pórtico 1.....	183
Figura 170. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico 2.....	184
Figura 171. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico 3.....	184
Figura 172. Área de Acero de Refuerzo Requerido (cm2). Nivel 2. Edificio Módulo 1.....	186
Figura 173. Área de Acero de Refuerzo Requerido (cm2). Pórtico 4. Edificio Módulo 1.....	187
Figura 174. Despiece con Acero de Refuerzo Colocado. Viga 2V-A (1-3). Edificio Módulo 1.....	188
Figura 175. Sección Transversal Típica con Acero Colocado. Viga 2V-A (1-3). Edificio Módulo 1.....	188
Figura 176. Secciones de Viga de Acuerdo al tipo de Armado. Nivel 2. Edificio Módulo1.....	190
Figura 177. Relación Demanda Capacidad. Pórtico E. Edificio Módulo1.....	190
Figura 178. Relación Viga Débil Columna Fuerte. Pórtico E. Edificio Módulo1....	191
Figura 179. Ejemplo Plano de Planta Nivel 1 Edificio Módulo 2.....	192
Figura 180. Ejemplo Plano de detalle de Viga. Edificio Módulo 2.....	193
Figura 181. Ejemplo Plano de Detalle Columnas. Edificio Módulo 2.....	194
Figura 182. Acero Inferior Requerido en Losa Nervada. Edificio Módulo 2.....	195
Figura 183. Acero Superior Requerido en Losa Nervada. Edificio Módulo 2.....	196
Figura 184. Dibujo de losa en 3D. CYPECAD.....	200
Figura 185. Plano de Planta Losa de Fundación Típica	201
Figura 186. Características de la Edificación. Página 1.....	209
Figura 187. Aspectos Generales. Página 2.....	210
Figura 188. Análisis de Características de la Edificación. Página 1.....	211
Figura 189. Análisis de Aspectos Generales. Página 2.....	212

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ	27
Tabla 2. Factor de Importancia.....	29
Tabla 3. Niveles de Diseño ND.....	30
Tabla 4. Factores de Reducción R.....	32
Tabla 5. Selección del Método de Análisis para Edificios de Estructura Regular....	33
Tabla 6. Selección del Método de Análisis para Edificios de Estructura Irregular....	33
Tabla 7. Valores Límites de Desplazamiento.....	35
Tabla 8. Zonas de la Edificación.....	66
Tabla 9. Análisis de Carga de la Edificación por Zonas.....	77
Tabla 10. Coordenadas “X” y “Y” del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez.....	88
Tabla 11. Porcentaje de Masas Participativas por Modo de Vibración.....	89
Tabla 12. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Edificio Módulo 1.....	95
Tabla 13. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”.....	97
Tabla 14. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas.....	97
Tabla 15. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso.....	97
Tabla 16. Derivas Elásticas Obtenidas del Programa ETABS.....	98
Tabla 17. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación.....	110
Tabla 18. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración.....	111
Tabla 19. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas.....	116
Tabla 20. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”.....	118
Tabla 21. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (Obtenido de ETABS).....	118
Tabla 22. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de	

Piso.....	118
Tabla 23. Corte Estático Equivalente Corregido en las Direcciones “X” y “Y”	119
Tabla 24. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas Corregido (Obtenido de ETABS).....	119
Tabla 25. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso Corregido.....	120
Tabla 26. Derivas Elásticas.....	121
Tabla 27. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación.....	133
Tabla 28. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración.....	134
Tabla 29. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas.....	139
Tabla 30. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”	140
Tabla 31 Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (Obtenido de ETABS).....	140
Tabla 32. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso.....	141
Tabla 33. Corte Estático Equivalente Corregido en las Direcciones “X” y “Y”	142
Tabla 34. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas Corregido (Obtenido de ETABS).....	142
Tabla 35. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso Corregido.....	142
Tabla 36. Derivas Elásticas.....	143
Tabla 37. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación.....	154
Tabla 38 Masas Participativas por Modos.....	155
Tabla 39. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas.....	160
Tabla 40. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”	162
Tabla 41. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (Obtenido de ETABS).....	162
Tabla 42. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de	

Piso.....	162
Tabla 43. Derivas Elásticas.....	163
Tabla 44. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación.....	172
Tabla 45. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración.....	173
Tabla 46. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas.....	177
Tabla 47. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”.....	178
Tabla 48. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (obtenido de ETABS).....	179
Tabla 49. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso.....	179
Tabla 50. Derivas Elásticas.....	180
Tabla 51. Comprobación de Ductilidad en Bigas Utilizando Acero Real.....	189

INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo especial de grado, aporta una propuesta de diseño estructural sismorresistente en concreto armado para una edificación auxiliar, perteneciente al proyecto de ampliación del Núcleo de Cagua de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (UCV), que será destinado para usos múltiples entre los que se contemplan: aulas de clases, oficinas administrativas, salas de navegación y salas de profesores.

En el primer capítulo se presentan los elementos que fundamentan esta investigación, como lo son el planteamiento del problema, los objetivos, justificación y alcance entre otros. Posteriormente en un segundo capítulo se expone las bases teóricas referente al trabajo especial de grado, tanto a las consideraciones teóricas del diseño y cálculo estructural, como a la descripción del proyecto de ampliación y otros factores de importancia, así como lo necesario para elaboración de las planillas de análisis de vulnerabilidad.

La metodología empleada para alcanzar los resultados se describe en el tercer capítulo, y se especifica que para realizar el análisis, se recauda toda la información disponible sobre el proyecto de ampliación; como planos de arquitectura, dimensiones, usos y tipo de estructura. Por otra parte también se empleó la información geotécnica disponible, contenida en un estudio de suelos realizado para seleccionar la forma espectral del suelo y otros parámetros de diseño para poder definir la infraestructura del conjunto.

La propuesta presentada se lleva a cabo usando el software de análisis y diseño estructural ETABS 9.7, el cual permite realizar un análisis dinámico espacial, haciendo uso del método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel. Este análisis se rige de acuerdo a las especificaciones de la norma Venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”.

De acuerdo a los resultados preliminares, se realizan cambios y ajustes en la configuración estructural, y en el capítulo 4 se presentan los resultados y análisis de las revisiones de las cuales son objetos los modelos estudiados. También se realiza un diseño por capacidad, que garantice la formación de mecanismos dúctiles que permitan disipar energía.

Con los modelos finales se procede a optimizar el diseño y a generar los planos de detalle de todos los elementos estructurales, así como se realiza el análisis de los resultados correspondientes al análisis de vulnerabilidad.

CAPITULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. El Problema de la Investigación

En la ciudad de Cagua, al igual que el resto del país, se ha venido observando un aumento poblacional apreciable en los últimos años, tal y como lo demuestran los indicadores que sobre esta materia ofrece INE en su sitio web (www.ine.gob.ve), de hecho el estado Aragua es actualmente el 5to. estado más poblado. Este aumento poblacional genera en consecuencia una demanda adicional de viviendas, hospitales y por supuesto de centros de estudios, entre otras construcciones de ingeniería, requeridas para satisfacer las necesidades humanas y así garantizar un desarrollo acorde a sus expectativas y evitar el traslado de personas a otras poblaciones o regiones en busca de mejores oportunidades de desarrollo personal. Adicionalmente, por sus características geográficas y de ubicación, se ha generado en esta ciudad un incremento en la creación de nuevas industrias así como el mantenimiento y mejora de otras ya existentes, lo que implica el aumento de sitios de trabajo para especialistas locales en el área de procesos industriales.

Este auge en la creación de nuevos centros fabriles, más la actualización de las ya existentes, han propiciado el incremento de la demanda de personal capacitado que puedan mantener, sostener e incrementar la macroeconomía de la ciudad y aportar soluciones para el crecimiento del país. Debido a este gran aumento en la necesidad de profesionales capacitados para afrontar esta tarea, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (UCV) atendió el llamado de las fuerzas vivas de la región, y como es su costumbre a lo largo de sus ya más de 293 años de fundada que tiene la UCV, decidió incorporar una nueva especialidad, entre las ya existentes, llamada Ingeniería de Procesos Industriales, colocando al Núcleo Experimental Armando Mendoza de Cagua como el único centro de estudio que dicta esta carrera en el Estado Aragua.

Como consecuencia de esta situación, la demanda estudiantil para esta nueva carrera ha venido creciendo de manera significativa debido a que se encuentra íntimamente relacionado con la principal actividad económica de esta ciudad. Durante los últimos 5 años el núcleo Armando Mendoza ha admitido alumnos para cursar Ingeniería de Procesos Industriales; además del Ciclo Básico para el resto de las carreras dictadas por la Facultad de Ingeniería de la UCV (FIUCV), observando un crecimiento sostenido según datos aportados por el departamento de control de estudios de la FIUCV. Como consecuencia de la falta de aulas y el deterioro de las mismas, la institución y sus máximas autoridades consideran que es de vital importancia el reacondicionamiento y ampliación de las instalaciones de este núcleo con el fin de satisfacer las necesidades del gran número de estudiantes que desean estudiar allí.

Por tal razón, la FIUCV planteó y concibió un proyecto arquitectónico de reacondicionamiento y ampliación del Núcleo en el que se construirán edificios de aulas, aumentando tres veces su capacidad, un comedor, un anfiteatro, áreas verdes y canchas techadas, lugares de recreación, una planta de tratamiento de aguas servidas y una planta de tratamiento de desechos sólidos, ayudando a la sustentabilidad del centro de estudios, también se construirán laboratorios de variados procesos y ensayos importantes para que esta carrera se pueda llevar a cabo con normalidad.

Actualmente solo se cuenta con los planos de arquitectura, lo que hace que el proyecto no pueda ser lo suficientemente completo para ser expuesto ante la universidad o ante cualquier otro ente público que pueda cubrir o financiar los gastos generados con el diseño y la elaboración de la obra, por lo que se hace indispensable la creación de un diseño con sus análisis y cálculos estructurales de las edificaciones pensadas.

Es por ello, que el presente Trabajo de Grado proyecta una propuesta de diseño estructural sismorresistente en concreto armado del edificio auxiliar de aulas de dicho proyecto, sabiendo que la ciudad de Cagua se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, estudiando su impacto en la estabilidad de las estructuras como punto

principal. Para ello, se pretende presentar los planos de detalle y las medidas correspondientes, tanto de la superestructura como de la infraestructura asociada.

Otro aporte significativo de esta investigación es la creación de una planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, que se usará como herramienta de evaluación asociada a la propuesta de cálculo y que busca resumir las características de la edificación en cuanto a sus debilidades de diseño arquitectónico y estructural.

1.2. Objetivos de la Investigación

1.2.1. Objetivo General

Desarrollar una propuesta para el cálculo estructural sismorresistente para una edificación auxiliar situada en el Núcleo Armando Mendoza de la F.I.U.C.V. (Cagua-Edo. Aragua).

1.2.2. Objetivos Específicos

- ✓ Calcular la estructura de acuerdo a la NORMA COVENIN 1756 correspondiente a edificaciones sismorresistentes con el apoyo del programa ETABS.
- ✓ Elaborar los planos de detalle del edificio de aulas de 3 niveles y las mediciones correspondientes al diseño propuesto.
- ✓ Crear una planilla de análisis de vulnerabilidad estructural como herramienta de evaluación asociada a la propuesta de cálculo.

1.3 Justificación

En el Núcleo Armando Mendoza sede de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela ubicado en Cagua, Estado Aragua, actualmente se dicta el Ciclo Básico en todas las especialidades, así mismo es también la única institución que dicta la carrera de Ingeniería de Procesos Industriales en la FIUCV, por lo que se viene apreciando una gran demanda estudiantil, ya que dicha carrera es relativamente nueva y se encuentra en pleno desarrollo, lo que implica que se debe tener en cuenta el espacio necesario para el progreso de esta especialidad de manera integral. Sin embargo la planta física actual, la cual cuenta con solo 12 salones y 3 laboratorios para satisfacer una población actual superior a los 1.000 alumnos, requiere de forma inmediata la incorporación de nuevos espacios que puedan proveer las condiciones de aprendizaje, estudio e investigación aptas y conformes a los requerimientos básicos que deben ser incorporados a los planes de estudio.

Por lo explicado anteriormente, se justifica plenamente el desarrollo de este proyecto en procura del mejoramiento en la calidad de los procesos académicos llevados a cabo en dichas instalaciones, además, entre sus objetivos contempla la ampliación del núcleo mediante la construcción de unas nuevas estructuras, motivado por el notable crecimiento de la población estudiantil, ya explicado previamente, y que con este nuevo edificio de aulas, se procurara un desenvolvimiento más cómodo, incluyendo áreas de laboratorios industriales que permitan que no solo estudiantes del núcleo de Cagua sino que estudiantes de todo el territorio nacional, puedan usarlos y además tengan la oportunidad de estudiar en esta reconocida casa de estudios cubriendo todas las necesidades y servicios básicos.

Todo lo anterior, basado en el proyecto arquitectónico presentado por el Bachiller Pérez, E. (2013) y titulado “REACONDICIONAMIENTO DEL NÚCLEO ARMANDO MENDOZA FACULTAD DE INGENIERIA UCV.CAGUA EDO.

ARAGUA” como trabajado de grado para optar al título de arquitecto y en el cual se basa el presente trabajo de grado.

Cabe destacar que los bachilleres: Golovko C. Vladimir F. y Tavera R. Bartolomé (2014) presentaron una tesis titulada: “PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO PRINCIPAL DE AULAS DEL NÚCLEO “ARMANDO MENDOZA”, DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, EN CAGUA, EDO. ARAGUA”, la cual constituye el inicio de la primera etapa de estudio de la ampliación del núcleo. Nuestro trabajo representa una continuidad de este proyecto de ampliación.

Es importante resaltar que debido al riesgo sísmico existente en el país y específicamente la latente influencia del sistema de Falla de La Victoria sobre la edificación en estudio (ver figura 1), se realizará el diseño de las estructuras partiendo de esta premisa y se considerarán todos los factores de influencia de un posible sismo, debido a esto, se prevé el uso de programas de computación especiales para el diseño sismorresistente óptimo del edificio en estudio y de esta manera, garantizar la integridad de dicha estructura durante y después de uno de estos eventos catastróficos para resguardar la vida de las personas que allí desempeñaran distintas tareas.

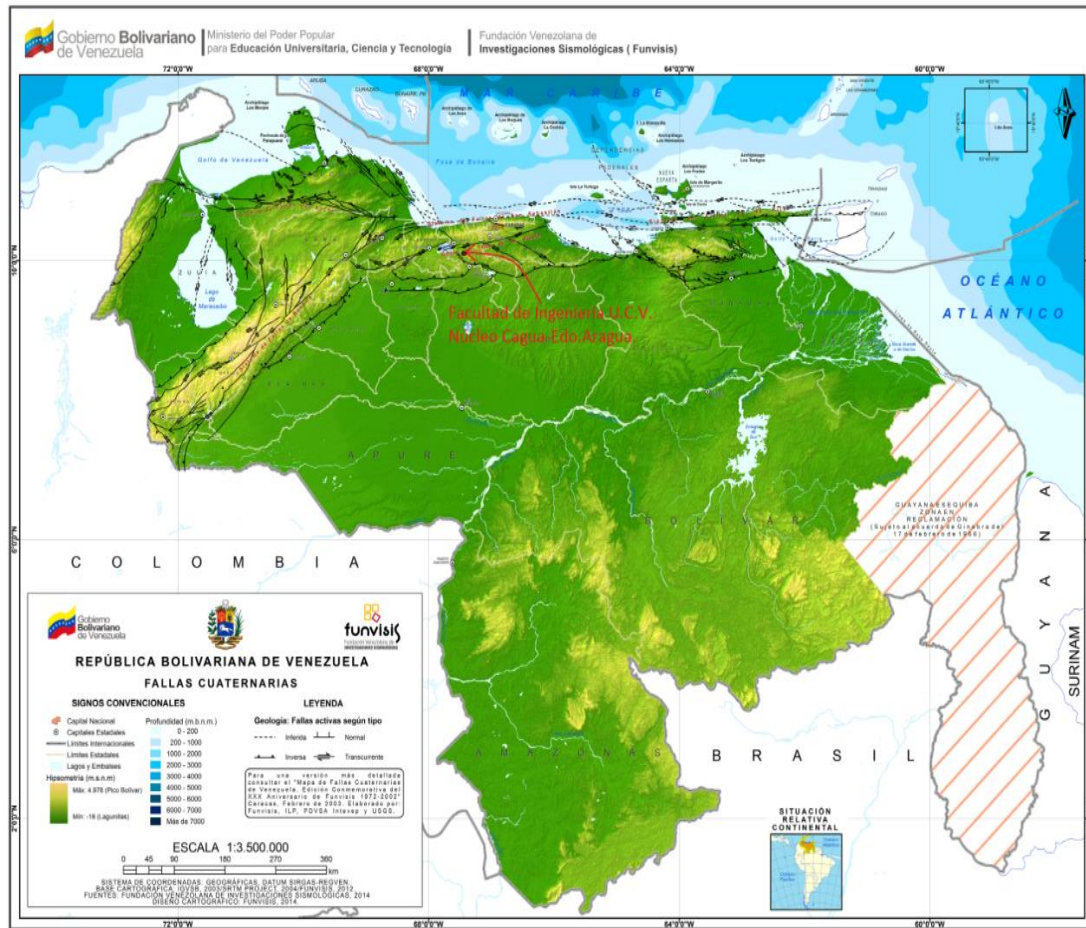


Figura 1. Mapa Sísmico de Venezuela (2014)

Fuente: FUNVISIS (2015)

Por lo antes expuesto, es necesario el diseño de un instrumento de evaluación para el diagnóstico de riesgo al cual se encuentra sometida la edificación, una vez finalizada la etapa de cálculo estructural sismorresistente y de esta manera contribuir a la disminución de la vulnerabilidad estructural, consolidar la propuesta y brindar seguridad a las personas que harán uso de la misma. La elaboración de este modelo representará un aporte para estudios futuros de la misma índole en otras edificaciones y el cual debe cumplir con las normas COVENIN 2001 y COVENIN 2006 que establecen los parámetros de diseño para estructuras sismorresistentes en Venezuela.

1.4. Alcance de la Investigación

El producto de este Trabajo Especial de Grado, constituye un respaldo importante a la viabilidad y factibilidad de la propuesta arquitectónica de la ampliación del núcleo de Cagua, ya que hace real el objetivo de ensamblar una propuesta completa que pueda ser presentada ante entes públicos y privados con el fin de obtener financiamiento con el que iniciar esta obra que beneficia directamente a la región.

La ciudad de Cagua será la principal beneficiada con la realización de este proyecto, ya que el nuevo núcleo de la FIUCV aumentará la cantidad de cupos disponibles y permitirá que más estudiantes se determinen a cursar carreras completas en dicha ciudad, lo que es un impacto socio económico importante, ya que se generará nuevos puestos de empleo directos e indirectos debido a la construcción y puesta en funcionamiento de todo este complejo institucional. También egresarán nuevos profesionales capaces de ampliar el potencial de la zona industrial del centro del país. Otro aporte importante, será servir como referencia para futuros trabajos especiales de grado donde se contemple la utilización de una planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, como herramienta de diagnóstico. Desde el ámbito profesional, se consolidará la preparación para afrontar proyectos estructurales en concreto armado desde sus primeras etapas.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Las bases teóricas de toda investigación son muy significativas como elemento definitorio de este, es así como para Silva, J. (2010). “Los aspectos conceptuales son de suma importancia, por cuanto facilita al investigador conocer las diferentes teorías del saber científico que soportan el estudio en referencia y permiten visualizar las técnicas metodológicas aplicadas en trabajos precedentes” (p.64), es decir, los aspectos conceptuales constituyen el material base por el cual se rige el trabajo y son producto de la indagación del autor en los distintos temas de interés y relevancia para el desarrollo de la investigación.

El marco teórico tiene como finalidad guiar al investigador acerca del objetivo del proyecto así como exponer sus relaciones con otras investigaciones realizadas en ese mismo tema, además hace referencia a conceptos de las bases teóricas y bases legales del tema estudiado.

En el presente marco teórico se mostrarán las definiciones más relevantes y necesarias para la comprensión y desarrollo de este Trabajo Especial de Grado.

2.1. Antecedentes de la Organización

Desde el año 1953, la Universidad Central de Venezuela (UCV) se encuentra ubicada en la Ciudad Universitaria de Caracas, figurando desde entonces como una de las más reconocidas e importantes Universidades de Venezuela y del mundo, para muestra de ello la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) la declaró en el año 2000, Patrimonio Cultural de la Humanidad.

Esta universidad, considerada como la institución de educación superior más antigua de Venezuela, ha formado a miles de profesionales de todas las áreas que a lo largo

de los años han contribuido con el desarrollo del nuestro país; está constituida por once (11) facultades, de las cuales se destaca la Facultad de Ingeniería, la cual constituye el primer centro en la formación de profesionales y una de las principales fuentes de conocimiento científico-tecnológico del país.

La Facultad de Ingeniería está conformada por diversas edificaciones ubicadas en la sede principal de la UCV, las cuales están destinadas a impartir los estudios desde el Ciclo Básico, hasta cada una de las siete (7) especialidades brindadas; además desde 1979, cuenta con el Núcleo Armando Mendoza, ubicado en Cagua Estado Aragua, el cual hasta el año 2009 actuaba únicamente como ciclo básico de Ingeniería, a partir de ese año se incorporó a la serie de especialidades ofrecidas por la Facultad, la Ingeniería de Procesos Industriales, la cual fue creada con el fin de formar profesionales capacitados y especializados en esa área para satisfacer la demanda de los mismos en el ámbito laboral de la región central del país, según información suministrada por el Profesor Alejandro Guillen (2015).

Hoy en día, el Núcleo de Cagua de la UCV es la única institución que imparte dicha carrera, por lo que el mismo figura como pionero en el país; esta situación resulta beneficiosa para la universidad, ya que cada vez son más los jóvenes que se interesan por cursar estudios tanto para el ciclo básico, como para Ingeniería de Procesos Industriales. Sin embargo, las instalaciones actuales del Núcleo Armando Mendoza son las mismas de hace treinta y cuatro (34) años, estas se encuentran en estado de deterioro y no son suficientes para satisfacer la demanda creciente de estudiantes, tal como se observa en la Figura 2.

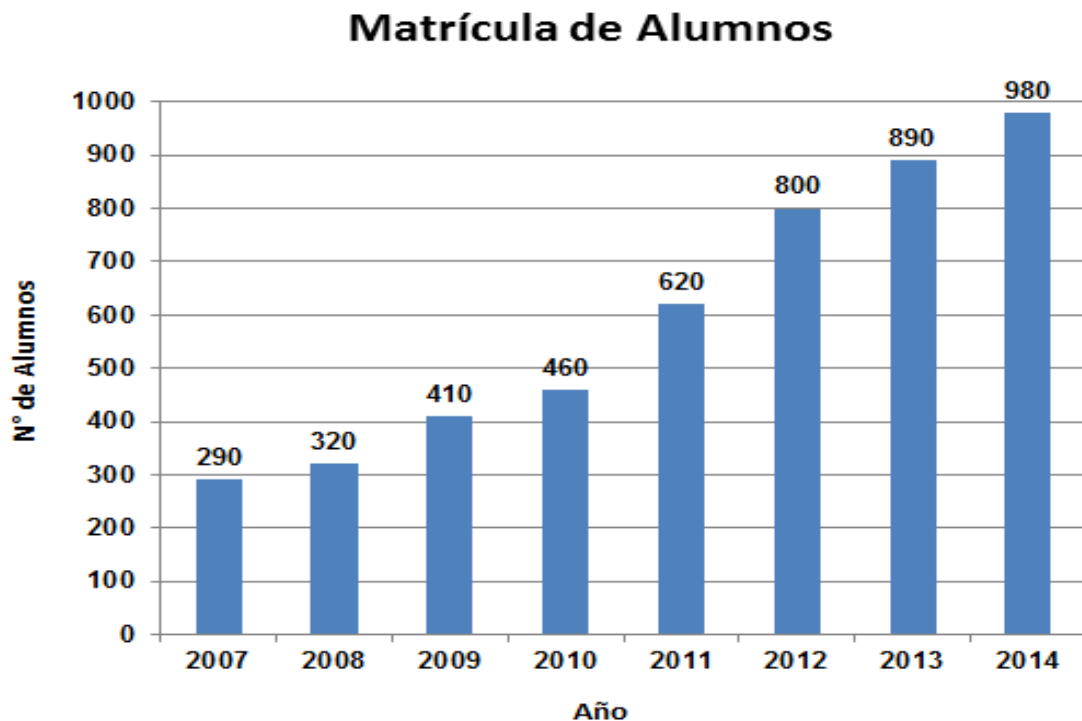


Figura 2 Matrículas FIUCV Núcleo Cagua.

Fuente: Control de Estudios Núcleo Cagua FIUCV.

Adicionalmente, las edificaciones principales del Núcleo están constituidas por dos (2) galpones cuya estructura no es la adecuada para una institución de educación superior.

Según Bravo, C (2012), “El Núcleo Armando Mendoza requiere la construcción de nuevos espacios como aulas de clase, laboratorios, salas de computación, baños, sala de estudios, entre otros, que garanticen la satisfacción de la necesidades académicas de la creciente población estudiantil”.

Para Pérez, E. (2012), los proyectos de mejoras para el núcleo de la FIUCV en Cagua son de gran importancia ya que “se logrará dar una respuesta positiva a la actual situación... y que por lo tanto... la población estudiantil, y todo el personal de trabajo que integran la institución incluyendo profesores, podrán disfrutar plenamente de espacios de trabajo más acordes al funcionamiento de esta institución Universitaria, y a su vez a la comunidad de la ciudad de Cagua”.

2.2. Antecedentes de la Investigación

Como respuesta a las necesidades de ampliación que presenta el núcleo Armando Mendoza de Cagua, el Bachiller Edgar Pérez realizó un trabajo de grado titulado: “REACONDICIONAMIENTO DEL NÚCLEO ARMANDO MENDOZA FACULTAD DE INGENIERIA UCV.CAGUA EDO. ARAGUA.” En donde elaboró los planos arquitectónicos de la nueva edificación.

En este orden de idea, Golovko C, Vladimir F, y Tavera R, Bartolomé tuvieron la iniciativa de realizar el primer avance en cuanto al diseño sismorresistente de las edificaciones descritas, en su trabajo de grado titulado: “PROPUESTA DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE EN CONCRETO ARMADO DEL EDIFICIO “ARMANDO MENDOZA”, DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, EN CAGUA, EDO. ARAGUA”, el cual contempla el diseño estructural del edificio de formación académica, que cuenta con un área de planta de (1250 m²), está conformado por siete (7) niveles, en este edificio se integran todas las aulas de formación académica de la institución dentro del componente también encontramos áreas de servicios en todos los niveles, sala de profesores, cafetín, al igual que sus edificaciones vecinas la terraza es visitable y cuenta con áreas de estudio. La circulación vertical será a través de un núcleo de escaleras, y uno de elevadores, en parte externa una rampa de acceso que une la planta baja el primer nivel (lobby del auditorio), y el segundo nivel área de aulas. El edificio tendrá la disponibilidad de albergar a 1000 alumnos en un solo momento sus fachadas están diseñadas para poder ventilar e iluminar los espacios del edificio de manera natural a través de aberturas creadas por quiebra soles de concreto armado expuestos como elementos de cerramiento final.

En relación al tercer objetivo específico del presente trabajo de investigación, es importante mencionar la investigación realizada por los bachilleres Carlos Correa y Ángel Lozada como propósito de su Trabajo Especial de Grado en el año 2011, donde

proponen un formato de planilla con el nombre de “Planilla para el Análisis de la Vulnerabilidad de Edificaciones Aporticadas Tipo I (PAVETI)”, la cual se basa en el método propuesto el manual FEMA-154 con algunos cambios en su metodología de evaluación de la vulnerabilidad, adaptándolo de mejor forma a la Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 y la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, generando una presentación más amigable. El Conjunto de planillas presentan una serie de pasos a realizar, con el propósito de evaluar la vulnerabilidad de la Edificación y de esta manera como se explicó anteriormente, realizar un proyecto más robusto, más si tomamos en cuenta el carácter educacional del conjunto de edificaciones sometido a cálculo.

2.3. Proyecto de Ampliación y Reacondicionamiento del Núcleo de Cagua

En base a los antecedentes, este trabajo constituye la continuidad de la ampliación de dicho núcleo, la cual contempla 5708 metros cuadrados de construcción, conformada por estructuras aporticadas en concreto armado de niveles variables: una de cuatro pisos, dos de tres pisos y una de dos pisos, divididas en cuatro edificaciones o módulos independientes, comunicados a través de pasarelas, unidas a su vez por juntas constructivas. Estos módulos están destinados al uso de: Aulas de clase, salas de computación, salones de usos múltiples, unidades de laboratorios, oficinas administrativas, salas de profesores, salas de estudios y áreas de servicios. En la figura número 3, se muestra el diseño del conjunto completo evaluado para el futuro. Ver figura 3.

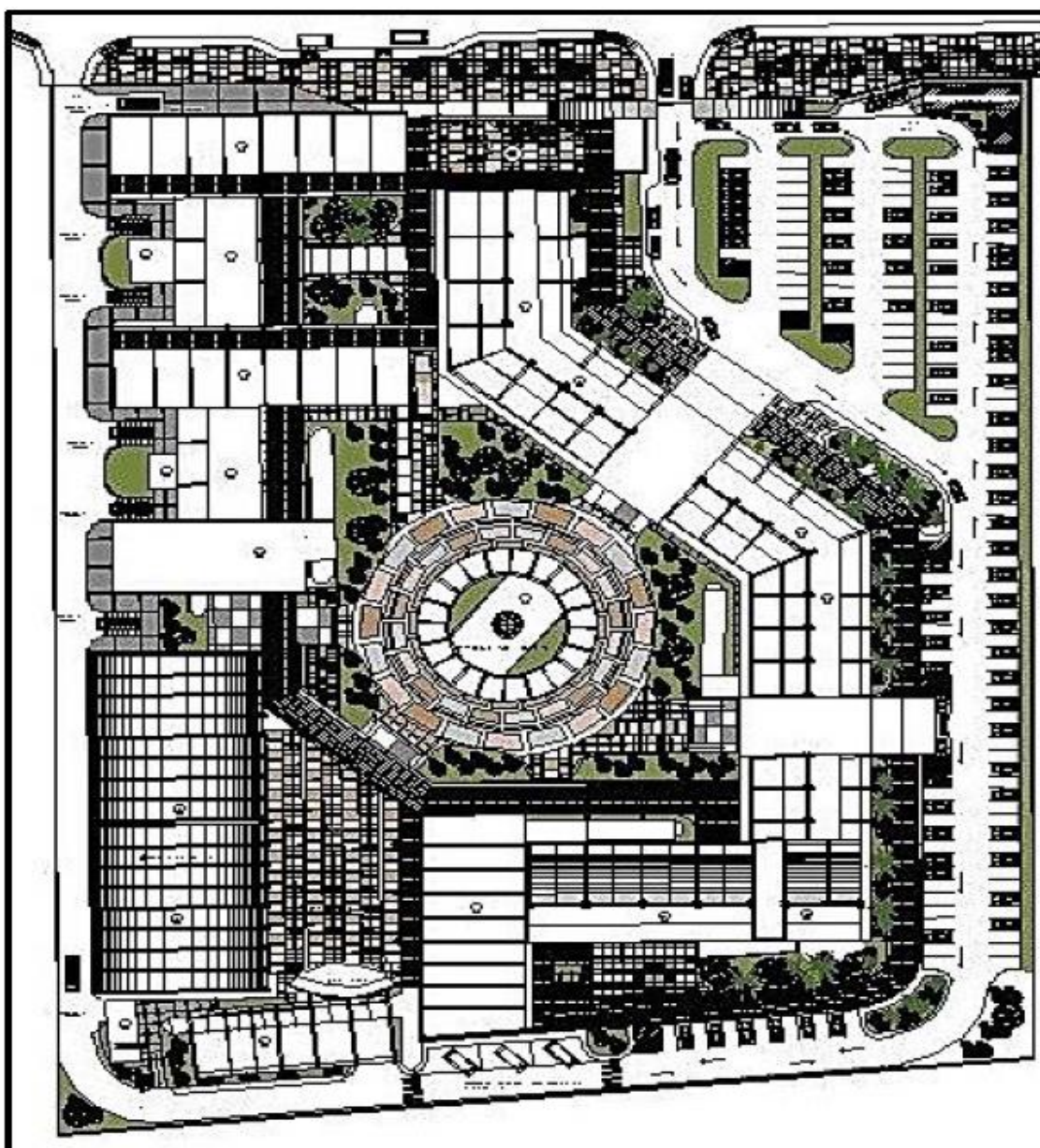


Figura 3. Propuesta Planta Conjunto Núcleo Armando Mendoza
Fuente: (Pérez, E., 2013)

2.4. Aspectos Conceptuales:

2.4.1. Sismo

Según (Funvisis, 2002), un sismo es 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, producidos por el desplazamiento de bloques de la litosfera, o volcánico, producido por la 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. Los terremotos pueden ser superficiales, intermedios o profundos, dependiendo de su localización. En relación a este punto hay diferentes criterios, sin embargo citaremos a Bolt, B. (2002) quien indica que “los sismos superficiales en la franja son los que van desde 0-70 km, los intermedios entre 70-300 km, y los profundos entre 300-700 km”

En el caso de Venezuela, casi todos los sismos destructores han sido de origen superficial, ejemplos lo constituyen el de Cariaco (09 de Julio de 1997) y el de Caracas (29 de Julio de 1967). Otro sismo superficial de reciente data es el que se sintió en Caracas y zonas circunvecinas el 31 de octubre de 2001.

Los sismos o terremotos constituyen una importante amenaza de carácter recurrente, que afecta los centros urbanos, por lo cual al realizar el análisis detallado de los factores que se involucran en una obra civil, la acción de estos debe ser tomada en cuenta. La norma (COVENIN, 2001), Edificaciones Sismorresistentes, establece como requerimientos mínimos del diseño sismorresistentes lo siguiente:

- Las estructuras no deben sufrir daños bajo la acción de sismos menores.
- Deben resistir sismos moderados con algunos daños, económicamente reparables en elementos no estructurales.
- Deben resistir sismos intensos sin colapsar, aunque presenten daños estructurales importantes.

2.4.2. Sismicidad en Venezuela

La sismicidad en Venezuela está relacionada con la actividad de fallas que entrecruzan el país. El principal sistema de fallas sismogénicas está formado por las fallas de Boconó, San Sebastián y el Pilar, las cuales forman el límite principal entre la Placa del Caribe y la Placa de Sur América hecho causante de los sismos más severos ocurridos en el territorio nacional. Además de las fallas antes mencionadas, existen otras fallas menores tales como: Oca-Ancón, La Victoria, Urica, entre otras, capaces de producir sismos importantes magnitudes en nuestro país. En cuanto a la sismicidad histórica en Venezuela se poseen registros que revelan que desde 1530 hasta el 2004 han ocurrido 131 eventos sísmicos que han causado daños en poblaciones venezolanas, lo que indica que el conocimiento de la sismicidad de una zona en particular es importante a objeto de planificar y construir viviendas de la manera más eficiente posible, minimizando el riesgo poblacional de vivir en zonas de alta amenaza sísmica.

Los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos potenciales en Venezuela en cuanto a pérdidas humanas y económicas. En la actualidad, aproximadamente un 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo, haciéndolo cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura.

Los sistemas de fallas de Boconó - San Sebastián - El Pilar, han sido propuestos como el límite principal entre las Placas Caribe y América del Sur, causante de los sismos más severos que han ocurrido en el territorio nacional. De todos ellos el más devastador fue el de 1812, tuvo tres epicentros, y afectó a ciudades tan distantes como Mérida, Barquisimeto, San Felipe y Caracas, causando más de 20 mil víctimas, es decir, el 5% de la población estimada para la época. En relación a este terremoto, se sostiene que en 1812 hubo dos eventos: uno en Caracas y otro en Mérida. El de Caracas, fue a las 4:07 de la tarde y el de Mérida, aproximadamente, una hora después (Funvisis 2015). (ver figura 4 y 5)

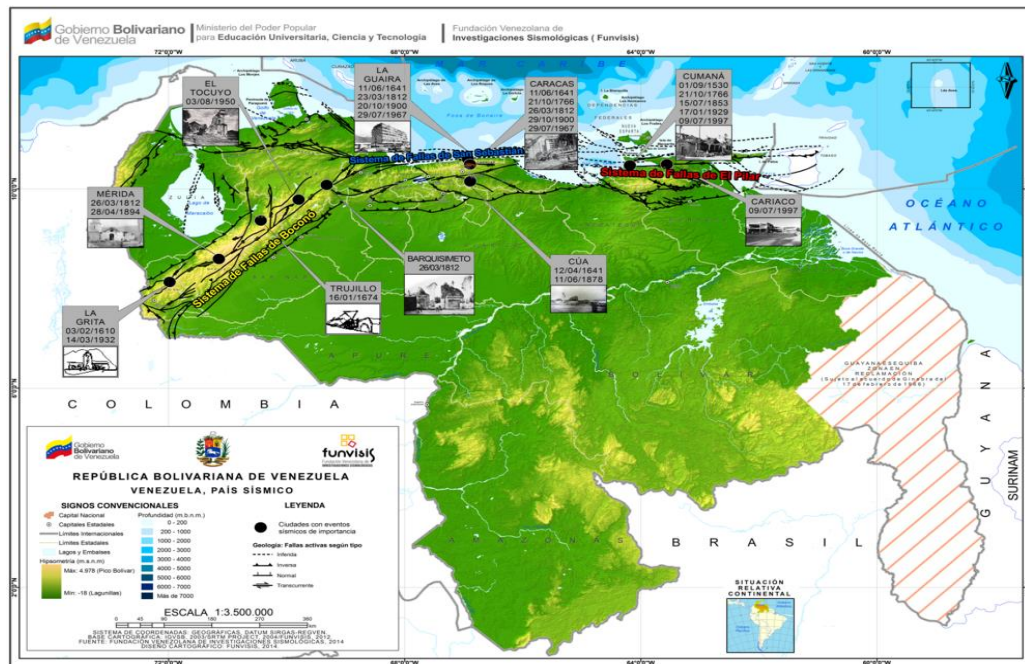


Figura 4. Mapa Registro Histórico de Eventos Sísmicos en Venezuela.
 Fuente: (Funvisis, 2013)

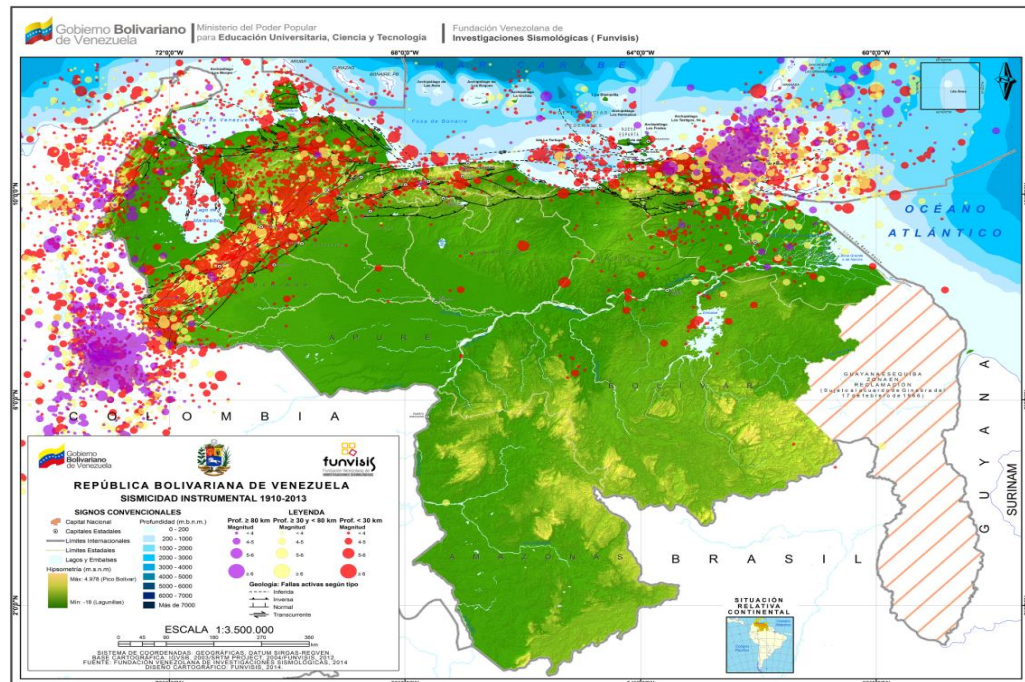


Figura 5. Mapa de Sismicidad Instrumental de Venezuela 1910-2013
 Fuente: (Funvisis, 2013)

4.3. Diseño Estructural Sismorresistente

Según lo establece Hernández, E. (2008), el diseño estructural sismorresistente “es un proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable”, esto implica que la edificación en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado, considerando ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto global, teniendo en cuenta las limitaciones impuestas en cuanto costo y tiempo de ejecución así como las de satisfacer determinadas exigencias estéticas. Entonces, la solución al problema de diseño no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas.

La mayoría de las normas o reglamentos constructivos modernos de diseño sismorresistente establecen como objetivos, por una parte, evitar el colapso pero asumir el daño controlado en elementos que se encarguen de disipar la energía ante un sismo excepcionalmente severo, y por otra, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse durante la vida de la estructura. En este trabajo especial de grado se trabajará con la Norma (COVENIN, 2001), la misma rige el diseño de edificaciones sismorresistentes en Venezuela. Cabe destacar que la norma de diseño que utilizan las herramientas de software que serán utilizadas en esta investigación, es la norma (ACI 318, 2008) esto de acuerdo a la disposición transitoria que establece que hasta tanto no se actualice la Norma (COVENIN, 2001), se autoriza el uso de la última versión del Código ACI 318, complementada con las disposiciones indicadas en el documento.

2.4.4. Criterios para el Diseño Estructural Sismorresistente

Para el diseño sismorresistente se debe establecer un diseño por capacidad, es decir, limitando mecanismos frágiles y propiciando mecanismos de falla dúctil, de manera de

controlar el daño de la estructura durante un evento sísmico y disminuir las pérdidas humanas según Hernández, E (2013). De acuerdo a esto y a lo establecido en el Capítulo 8 de la norma (COVENIN 1756, 2001), se establecen los siguientes criterios de diseño:

- Establecer un diseño por capacidad resistente a sismos: limitar mecanismos frágiles y propiciar mecanismos dúctiles.
- Establecer los mecanismos de falla adecuados que permitan la absorción y disipación de energía por elementos que incursionen en el rango inelástico y que no comprometan la estabilidad de la edificación.
- Diseñar el resto de los elementos del sistema resistente a sismo, con la condición de que permanezcan en el rango elástico al presentarse las fallas dúctiles (Rótulas plásticas), y así evitar el colapso de la estructura.
- Los miembros estructurales, estarán unidos entre sí, de manera que permiten la transmisión de las solicitaciones debidas a sismos.

2.4.5. Mecanismos de Falla de una Estructura

Un mecanismo de falla se presenta cuando los elementos estructurales agotan su capacidad portante debido a una solicitación dada. Estos mecanismos pueden ser de dos tipos: dúctil o frágil según Fernández, N. (1998) y se describen a continuación:

- **Mecanismo de Falla Dúctil:** aquella falla que se presenta cuando las solicitaciones que están actuando sobre la estructura agotan la capacidad resistente la cual está diseñada, teniendo como característica grandes deformaciones en los elementos, lo cual da una amplia advertencia de falla y mantiene la capacidad de transmisión de carga, impidiendo el desplome total.

- **Mecanismo de Falla Frágil:** una falla frágil se genera de forma repentina, ya que los elementos estructurales presentan un agotamiento instantáneo al ver sobrepasada su capacidad resistente, sin antes haber permitido deformaciones que puedan disipar

energía, haciéndole un gran daño a la estructura debido a que dicha energía que se libera de forma instantánea es absorbida de igual manera por otro elemento estructural, el cual es muy poco probable que este diseñado para soportar este impacto de carga, lo que puede generar el colapso total de la estructura sin poder evitar pérdidas humanas. Estos mecanismos de falla ocurren principalmente por falta de detallado y conocimiento acerca del comportamiento de los materiales que conforman los elementos estructurales. Dentro de las fallas frágiles en el concreto armado, se pueden nombrar los siguientes casos:

- Exceso de cuantía de refuerzo longitudinal, permitiendo que el concreto se triture antes de que ceda el acero, el cual proporciona la ductilidad al elemento.
- Pandeo local del acero longitudinal; cuando una columna está sometida a cargas de compresión muy altas y posee escasez de ligaduras, se produce pandeo en el acero longitudinal con un desprendimiento del concreto.
- Poca capacidad a corte; cuando un elemento estructural está sometido a fuerzas cortantes muy altas y no posee suficiente acero transversal, es decir que el concreto resiste dichas fuerzas hasta su fractura.
- Columna corta; se origina por una disminución en la longitud efectiva de una columna debido a un confinamiento por medio de paredes de mampostería o muros de concreto armado, lo cual aumenta su rigidez originando una concentración de fuerzas cortantes en dicha columna y si no se toman las previsiones del caso se tendrá una falla frágil.

2.4.6. Diseño por Capacidad

Debido a la dificultad de predecir con exactitud los movimientos del terreno, resulta imposible evaluar el comportamiento completo de un pórtico de concreto armado, lo que sí resulta viable es impartir a la estructura características que aseguren el mejor comportamiento en términos de ductilidad, disipación de energía y control de daños;

esto quiere decir una secuencia deseable para evitar su colapso, lo que se traduce en una jerarquía en el modo de falla de la estructura. Para establecer una secuencia en el mecanismo de falla de una cadena compleja, Park, R. y Paulay, T. (1988) indican que es necesario conocer la resistencia de cada elemento que forma parte de ella, conocimiento que no debe basarse en suposiciones seguras o capacidades nominales, sino en las resistencias más probables de los componentes estructurales que estarán sujetas a deformaciones muy grandes.

El método para lograr una adecuada jerarquía de falla en una estructura de concreto armado es el denominado Diseño por Capacidad, en el cual se escogen mecanismos disipadores de energía y se detallan adecuadamente, mientras que se dan otros elementos estructurales con suficiente capacidad de resistencia de reserva para asegurar que se mantengan los mecanismos elegidos de disipación de energía casi a su resistencia total durante todas las deformaciones que puedan ocurrir.

2.4.7. Método de Análisis Dinámico Espacial de Superposición Modal con Tres Grados de Libertad por Nivel

Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales. Este método, luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución numérica de estas ecuaciones implica una gran reducción del tiempo de cómputo. Con este método se obtiene la respuesta completa, en su variación en el tiempo, de los desplazamientos de los nudos y fuerzas en los elementos debidos a un movimiento determinado en la base como lo establece Salina, R. (2007)

Se ha demostrado que los movimientos sísmicos excitan a la estructura principalmente en sus frecuencias más bajas. Por lo general, las aceleraciones del terreno son registradas, en los acelerogramas digitales, con intervalos a razón de 100 o 200 puntos por segundo. De manera que la información de las acciones sísmicas no contiene

frecuencias por encima de los 50 ciclos por segundo. En consecuencia, si no se consideran las frecuencias altas y las correspondientes formas de modo en la respuesta de un sistema, no se introducirán errores.

2.4.8. Análisis Modal

El procedimiento de análisis modal es apropiado para calcular la respuesta de estructuras complejas de varios grados de libertad a movimientos sísmicos. La respuesta estructural es modelada como la máxima respuesta de un número de oscilaciones de un simple grado de libertad, cada uno representando un modo específico de vibración de la estructura real. Combinando la respuesta de los modos individuales se obtienen las fuerzas externas equivalentes, la cortante basal y el cortante de piso, que pueden usarse de la misma forma como en el procedimiento de fuerza lateral estática. El procedimiento de análisis modal tiene la ventaja de determinar la distribución real de las fuerzas laterales, de las masas y una distribución de rigideces a lo largo de la altura de una estructura irregular, que puede diferir apreciablemente de la distribución lineal simplificada asumida en el método de la fuerza lateral estática. Además, considera los efectos de los modos más altos de la respuesta de una estructura, alguno de los cuales puede contribuir significativamente en la respuesta global de la estructura como lo indica Goytia, Torrezx y Villanueva, Inca (2001)

2.4.9. Procedimiento del Análisis Modal

Las fases necesarias en el procedimiento del análisis modal se basan en seleccionar un espectro de respuesta sísmica apropiado, aplicando una técnica de análisis dinámico para un modelo matemático de la estructura, combinando la respuesta de un número suficiente de modos para asegurar de que por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluido en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

El espectro de diseño utilizado es el obtenido de acuerdo a las características de la estructura, el suelo en el lugar donde se funda la estructura y la zona sísmica. Las ordenadas de aceleración del espectro de diseño deben multiplicarse por la aceleración de la gravedad. El espectro de diseño debe suavizarse para eliminar reducciones de respuesta para periodos específicos, debe tener como mínimo 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años, además, el espectro debe desarrollarse para una relación de amortiguamiento de 5%, a menos que se demuestre que un valor diferente sea consistente con el comportamiento estructural anticipado a la intensidad de vibración establecida para el sitio.

2.4.10. Análisis Espectral

Es un análisis dinámico elástico de una estructura que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las respuestas modales máximas se calculan utilizando las ordenadas de la curva de espectro de respuesta apropiada que corresponda a los periodos modales. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural total aproximada (Goytia Torrez y Villanueva Inca, 2001)

2.4.11. Número de Modos y Combinación de Modos

Debe satisfacerse el requisito de incluir todos los modos importantes, demostrando que en los modos considerados, por lo menos el 90% de la masa participante de la estructura este incluida en el cálculo de respuesta para cada dirección horizontal principal.

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural, tales como: el Análisis de Eigen vectores o el Análisis de los Vectores de Ritz.

Las fuerzas máximas del elemento, desplazamientos, fuerzas cortantes por piso y reacciones de base para cada modo, deben combinarse mediante métodos reconocidos, tales como: El método CQC, Combinación Cuadrática Completa, método descrito por

Wilson, Der Kiureghian, y Bayo (1981). El método GMC, Combinación Modal General, método descrito por Gupta, S. (1990). El método SRSS, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. El método de La suma de valores absolutos ABS, entre otros.

Cuando se utilicen modelos tridimensionales para el análisis, los efectos de interacción modal deben considerarse cuando se combinen las máximas modales.

2.4.12. Efectos de Dirección

Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular y viceversa. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos de las dos direcciones ortogonales pueden combinarse basándose en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, (SRSS para sus siglas en ingles). Cuando se utilice el método SRSS en la combinación de los efectos direccionales, a cada término calculado se le debe asignar el signo del resultado más conservador.

2.4.13. Zonificación Sísmica en Venezuela

Tal y como se aprecia en el siguiente mapa (Figura 6) de zonificación sísmica, y de acuerdo a lo establecido en la Norma (COVENIN 1756, 2001) sobre Edificaciones Sismorresistentes, Venezuela está dividida en 8 zonas a los efectos de la caracterización de su sismicidad, es decir, a cada una le corresponde un valor de amenaza sísmica, así como un coeficiente de la aceleración horizontal (A_0) y un coeficiente de aceleración vertical ($0.7A_0$) que definirán los parámetros que caracterizan los movimientos de diseño.

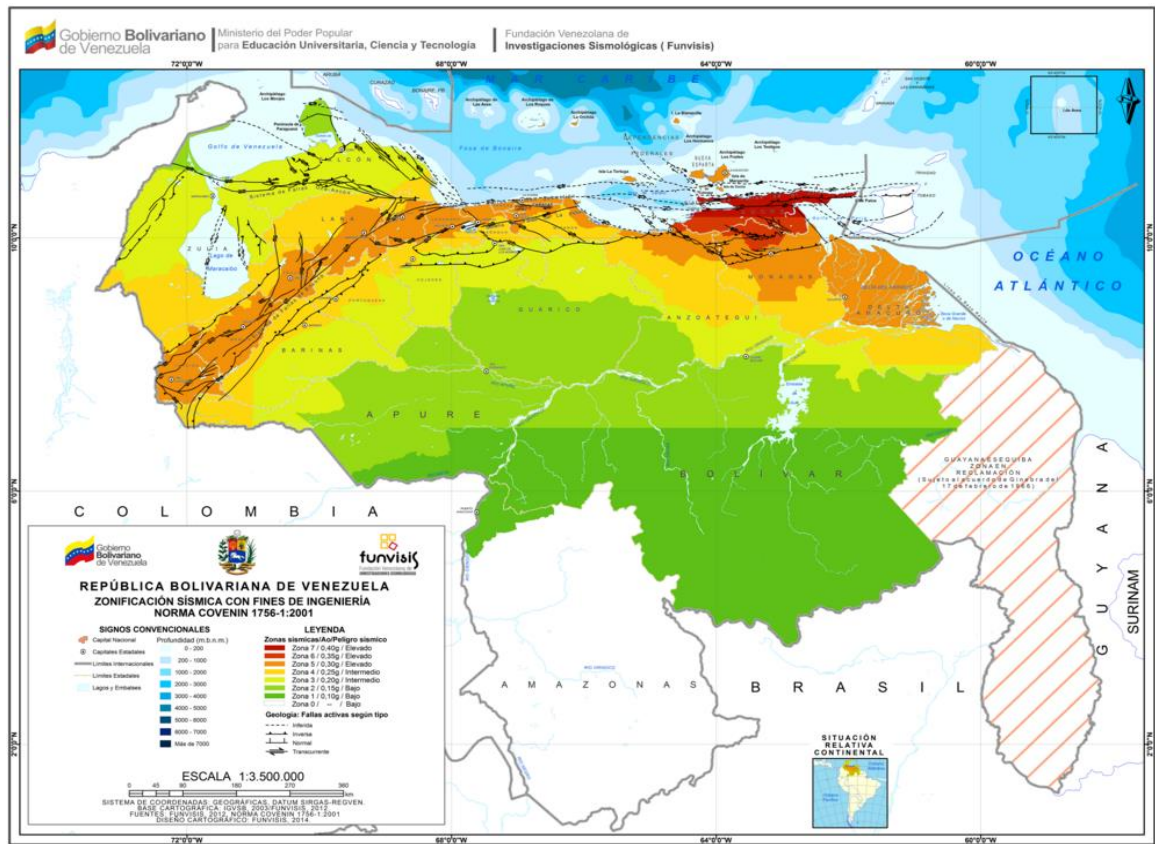


Figura 6. Zonificación Sísmica de Venezuela con Fines de Ingeniería Norma COVENIN 1756:2001

Fuente: (FUNVISIS, 2015)

2.4.14. Formas Espectrales Tipificadas en Venezuela

De acuerdo a la Norma (COVENIN, 2001), se consideran cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. La selección de la forma espectral y el factor ϕ se hará con arreglo al siguiente cuadro (Tabla 1), en donde V_{sp} es la velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico, H es la profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, ϕ es el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal, y $H1$ es la profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

Tabla 1. Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ

Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Zona sísmica 1 y 4		Zona sísmica 5 y 7	
			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	S1	0,85	S1	1,00
		30 - 50	S2	0,80	S2	0,90
		> 50	S3	0,70	S2	0,90
Suelo duros o densos	250 - 400	< 15	S1	0,80	S1	1,00
		15 - 50	S2	0,80	S2	0,90
		> 50	S3	0,75	S2	0,90
Suelos firmes / medios densos	170 - 250	≤ 50	S3	0,70	S2	0,95
		> 50	S3 ^(a)	0,70	S3	0,75
Suelos blandos / sueltos	< 170	≤ 15	S3	0,70	S2	0,90
		> 15	S3 ^(a)	0,70	S3	0,80
Suelos blandos o sueltos(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S2 ^(c)	0,65	S2	0,70

Fuente:(COVENIN, 2001)

(a) Si $A_o \leq 0.15$, úsease S4

(b)) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_{sp} < 170$ m/s) debe ser mayor que 0.1 H.

(c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsease S3

2.4.15. Clasificación de Edificaciones

De acuerdo a lo tipificado en la Norma (COVENIN 1756, 2001), las edificaciones se pueden clasificar de la siguiente manera:

2.4.15.1 Según el Uso

Se asigna un grupo al cual le corresponde un factor de importancia específico de acuerdo al uso de la estructura, siguiendo los siguientes lineamientos:

Grupo A: 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:

- Hospitales.
- Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.
- Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles.
- Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.
- Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
- Torres de control; hangares; centros de tráfico aéreo.
- Edificaciones educativas.
- Edificaciones que puedan poner en peligro algunas de las de este Grupo.

Grupo B1: edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

- Edificios con capacidad de ocupación de más de 3000 personas o área techada de más de 20000 m².
- Centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

Grupo B2: edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas.
- Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- Almacenes y depósitos.
- Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

Grupo C: construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los 3 (tres) primeros grupos.

- Usos mixtos: las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, serán clasificadas en el Grupo más exigente.
- Factor de importancia: de acuerdo con la anterior clasificación se establece un factor de importancia α , conforme a la Tabla 2, que se muestra a continuación:

Tabla 2. Factor de Importancia

GRUPO	α
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

Fuente: (COVENIN 1756, 2001)

2.4.15.2 Según el Nivel de Diseño

La selección del Nivel de Diseño se hará con arreglo a la Tabla 3, en donde se indica que es válido para edificaciones de hasta de 10 pisos o 30 m de altura y, que es válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

Tabla 3. Niveles de Diseño ND

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 1756, 2001)

(*)Válido para especificaciones de hasta 10 pisos o 30m de altura

(**)Válido para especificaciones de hasta 2 pisos u 8m de altura

2.4.15.3. Según el Tipo de Estructura

Los tipos de sistemas estructurales se establecen en función de los componentes del sistema resistente a sismos, la norma (COVENIN 1756, 2001) los establece de la siguiente manera:

Tipo I: estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Tipo II: estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

Tipo III: estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean

capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las cargas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

Tipo IV: estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las cargas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

2.4.15.4. Según la Regularidad de Estructura

Edificaciones regulares: de acuerdo a Dowrick, D.J (1992) “Cada estructura debe designarse como regular o irregular desde el punto de vista estructural”, definiendo las estructuras regulares como aquellas que no tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración en planta y configuración vertical o en sus sistemas resistentes a las fuerzas laterales.

Edificaciones irregulares: según la Norma (COVENIN 1756, 2001), se considera irregular la edificación que en alguna de sus direcciones principales presente alguna de las características siguientes:

– Irregularidades verticales:

- Entrepiso blando.
- Entrepiso débil.
- Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos.
- Aumento de las masas con la elevación.
- Variaciones en la geometría del sistema estructural.
- Esbeltez excesiva.

- Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.
 - Falta de conexión entre miembros verticales.
 - Efecto de columna corta.
- Irregularidades en planta:
- Gran excentricidad.
 - Riesgo torsional elevado.
 - Sistema no ortogonal.
 - Diafragma flexible.

2.4.16. Elección del Factor de Reducción de Respuesta R

El factor de reducción de respuesta R (Tabla 4), representa el elemento por el que hay que dividir las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Con la clasificación de acuerdo al tipo y regularidad de la estructura, se determina el factor de reducción de respuesta del espectro, según los criterios de la norma (COVENIN 1756, 2001).

Tabla 4. Factores de Reducción R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	III	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Fuente:(COVENIN 1756, 2001)

2.4.17. Métodos de Análisis

En base a los requisitos de configuración y los sistemas estructurales descritos anteriormente, se elige el método de análisis. Cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los efectos traslacionales y torsionales, por uno de los métodos señalados a continuación:

- Análisis Estático.
- Análisis Dinámico plano.
- Análisis Dinámico espacial.
- Análisis Dinámico espacial con diafragma flexible.

Para la selección del método de análisis a utilizar, la Norma (COVENIN 1756, 2001) sobre edificaciones sismorresistentes establece una serie de parámetros definidos en las tablas 5 y 6, que se muestran a continuación:

Tabla 5. Selección del Método de Análisis para Edificios de Estructura Regular

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN	REQUERIMIENTO MÍNIMO
No excede 10 pisos ni 30m	ANÁLISIS ESTÁTICOS (Sección 9.1.1)
Excede 10 pisos o 30m	ANÁLISIS DINÁMICO (Sección 9.1.2)

Fuente:(COVENIN 1756, 2001)

Tabla 6. Selección del Método de Análisis para Edificios de Estructura Irregular

TIPO DE IRREGULARIDAD (Sección 6.5.2)		REQUERIMIENTO MÍNIMO
VERTICAL	a.1; a.2, a.4; a.7; a.8	Análisis dinámico espacial (Sección 9.1.3)
	a.3,a.5; a.6	Análisis dinámico plano (Sección 9.1.2)
EN PLANTA	b.1; b.2; b.3	Análisis dinámico espacial (Sección 9.1.3)
	b.4	Diafragma flexible (Sección 9.1.4)

Fuente:(COVENIN 1756, 2001)

2.4.18. Control de Desplazamientos

Controlar la deriva de una edificación durante la acción de un sismo es una tarea prioritaria del diseño, básicamente porque:

- Garantiza la estabilidad estructural.
- Minimiza el daño potencial de los componentes no-estructurales.
- Previene pérdidas de vidas.

Así mismo, el daño en edificaciones ocasionado durante un sismo está directamente relacionado con la magnitud del desplazamiento relativo entre los distintos niveles. De allí que una forma eficaz de reducir los daños se obtenga reduciendo la deriva.

Para cumplir con lo establecido en la Norma (COVENIN 1756, 2001) el desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i , se calculará como lo establece la Ecuación 1:

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei}$$

Ecuación 1. Desplazamiento lateral total

Dónde:

R = Factor de reducción dado en el Artículo 6.4, incluidas las eventuales modificaciones establecidas en la Sección 6.4.1.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y P- Δ .

Se denomina deriva δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos como lo establece la Ecuación 2:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

Ecuación 2. Diferencia de los desplazamientos laterales

La verificación del cumplimiento de los valores límites para Δ_i se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez como se indica en la Ecuación 3. Por otra parte el cociente que sigue, no excederá en ningún nivel los valores dados en la Tabla 7:

$$\delta\delta/((h_i - h_{i-1}))$$

Ecuación 3.

Donde:

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

Tabla 7. Valores Límites de Desplazamiento

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B	GRUPO C
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Fuente (COVENIN 1756, 2001)

2.4.19. Condición Columna Fuerte Viga Débil

El diseño sismorresistente de pórticos de concreto reforzado favorece la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y pretende evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas. Esta condición se denomina columna fuerte viga débil. El desarrollo de rótulas plásticas a flexión en las vigas constituye un mecanismo estable de disipación de energía inelástica durante un terremoto, mientras que el desarrollo de rótulas plásticas en las columnas puede comprometer la estabilidad estructural tal lo establece Marinilli, A. (2014)

Para cumplir con estos postulados la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 establece dos procedimientos para garantizar la condición columna fuerte viga débil en edificios bajos de concreto reforzado. El Procedimiento 1, basado en el código ACI

318, compara las resistencias a flexión de las columnas y las vigas que llegan a cada nodo de una estructura. El Procedimiento 2, basado en el Blue Book de la SEAOC (Structural Engineer Association of California) de 1999, compara las resistencias de todas las columnas y todas las vigas en cada nivel. Es interesante observar que la relación de resistencias de columnas y vigas para ambos procedimientos es 1,20 y que su finalidad es evitar la formación de “mecanismos de piso”; es decir, el desarrollo de rótulas plásticas en los dos extremos de todas las columnas de un nivel durante un evento sísmico.

2.4.20. Programas de Análisis Estructural

Según Salina, R. (2007), los programas de análisis estructural son desarrollados principalmente para estructuras de concreto armado, sean aporticadas, con muros o mixtos; también es posible analizar estructuras de acero o una mixtura de ambos materiales. Para los análisis no lineales, existen programas que consideran la no linealidad del material y otros que incluyen también la no linealidad geométrica (para considerar el efecto de segundo orden de las cargas); se tienen diferentes opciones de modelos históricos, de acuerdo a los distintos materiales y las distintas teorías de comportamiento no lineal. En la Figura 7, se presenta un esquema del desarrollo de las operaciones de un programa de análisis estructural.

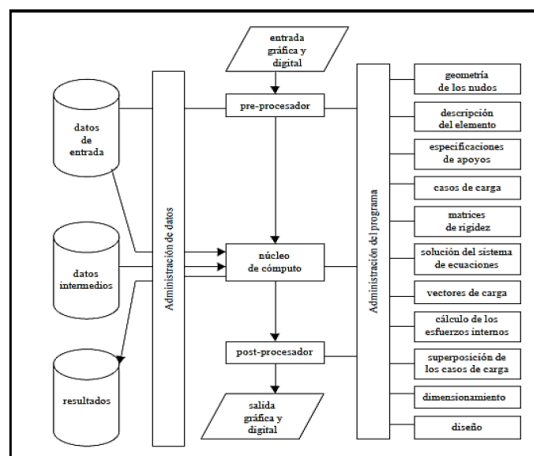


Figura 7. Esquema de Desarrollo de Operaciones de un Programa de Análisis Estructural
Fuente: (Salina, 2007)

2.4.20.1. ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems- Sistema de Análisis para Edificios Extendido de Tres Dimensiones)

Es un programa utilizado por ingenieros estructurales para el análisis y diseño estructural de edificios, esta versión nos ofrece: modelado basado en objetos 3D y herramientas de visualización mejoradas; capacidad de análisis lineal y no lineal a una velocidad increíblemente rápida; capacidad de diseño sofisticado y completo con una amplia gama de materiales; gráficos, informes y dibujos esquemáticos que permiten comprender de una manera sencilla el diseño y análisis de resultados.

De acuerdo a Hernández, E. (2010), ETABS un programa de análisis y diseño de sistemas de edificaciones que desde hace más de 30 años ha estado en continuo desarrollo, para brindarle al ingeniero una herramienta confiable, sofisticada y fácil de usar con una poderosa e intuitiva interfaz gráfica con procedimientos de modelaje, análisis y diseño integrados con una base de datos común. Aunque fácil para estructuras simples, ETABS también puede manejar los más grandes y complejos modelos de edificios, incluyendo un amplio rango de comportamientos no lineales, haciéndolo la herramienta predilecta para ingenieros estructurales en la industria de la construcción.

Es un sistema completamente integrado. Detrás de una interfaz intuitiva y simple, se encajan poderosos métodos numéricos, procedimientos de diseño y códigos internacionales de diseño, que funcionan juntos desde una base de datos comprensiva. Esta integración significa que usted crea solo un sistema de modelo de piso y sistemas de barras verticales y laterales para analizar y diseñar el edificio completo.

Las convenciones de entrada y de salida usadas corresponden a la terminología común de edificaciones. Los modelos se definen de forma lógica: piso por piso, viga por viga, columna por columna, tramo por tramo, muro por muro así la definición estructural es simple, ordenada y significativa.

Puede realizar análisis de estructuras complejas, tiene numerosas opciones que simplifican el diseño de edificaciones, como por ejemplo:

- Cálculo automático de coordenadas de centros de masas (X_m , Y_m)
- Cálculo automático de coordenadas de centros de rigideces (X_t , Y_t)
- Cálculo automático de fuerzas sísmicas, sus excentricidades y aplicación en el centro de masas.
- Cálculo automático de masas del edificio a partir de los casos de carga elegidos
- División automática de elementos (Auto-Mesh).
- Plantillas predefinidas de sistemas de losas planas, losas en una dirección, losas reticulares o con nervaduras y casetones, cubiertas, etc.
- Importación de mallas y geometría desde AutoCAD.
- Diseño de elementos viga y columna de concreto.
- Diseño de muro.
- Diseño de sistemas de piso compuestos.
- Diseño por Torsión de vigas.
- Diseño de secciones no prismáticas de concreto.
- Ordenación y Filtrado de Resultados.
- Diseñador de secciones de cualquier tipo.
- Captura de ventanas.

2.4.21. Otros Programas Utilizados

- **Microsoft Excel 2010:** para el cálculo de espectros, revisión de derivas, cortante basal, masas participativas, máximos desplazamientos, entre otros.
- **AutoCAD 2014:** para la lectura de planos y recopilación de dimensiones de proyecto de arquitectura, y realización de planos de detalle.
- **Safe 12:** para el cálculo de losas reticulares.
- **Cypecad 2015:** para el detallado estructural de elementos tipo viga y tipo columna.

2.4.22. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural

Es un instrumento de inspección rápida y evaluación de la vulnerabilidad que permite la identificación, control y evaluación cualitativa de los posibles riesgos que pueda llegar a presentar la edificación asociada a eventos sísmicos, para así establecer acciones o medidas preventivas, correctivas y de control, para evitar o minimizar eventos que pudiesen afectar a los trabajadores, el ambiente, la comunidad, los equipos y/ o la continuidad operacional.

2.4.23. Metodologías para Análisis de Vulnerabilidad Estructural

2.4.23.1. Métodos Cualitativos

Los métodos cualitativos son diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos son de gran utilidad para la evaluación masiva de edificios, con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad. En términos generales, puede decirse que en los métodos cualitativos, la estructura recibe una calificación determinada, de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, su ubicación, etc., calificación que en general no precisa de cálculos muy sofisticados de oficina, pero que son de gran aporte para determinar la vulnerabilidad virtual que posea una edificación y dar pie a que se elabore una evaluación más exhaustiva con otros métodos más complejos en caso de ser necesario.

2.4.23.2. Metodologías Cualitativas para Análisis de Vulnerabilidad Sísmica

Un estudio de vulnerabilidad consiste en definir su naturaleza y alcance, lo cual está condicionado por varios factores, tales como: el tipo de daño que se pretende evaluar, el nivel de amenaza existente en la zona, la información disponible sobre las estructuras

y los datos relacionados con los daños observados durante sismos que han afectado la zona de interés. Una vez definidos estos factores, es posible evaluar la vulnerabilidad mediante una definición adecuada de la acción sísmica y la capacidad de la estructura.

2.4.24. Irregularidades Verticales

A continuación se presentan las metodologías cualitativas más resaltantes para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y se describen los principales aspectos relacionados con el daño sísmico, así como los correspondientes índices de daño que permiten cuantificar de manera local o global el daño en dichas estructuras.

2.4.24.1. Entrepiso Blando

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 las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir. (ver figura 8)



Figura 8. Entrepiso Blando
Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.2. Entrepiso Débil

La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0.70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, o 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrepisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir. (ver figura 9)



Figura 9. Entrepiso Débil
Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.3. Distribución Irregular de Masas de Uno de los Pisos Contiguos

Cuando la masa de algún piso exceda 1.3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporta. (ver figura 10)

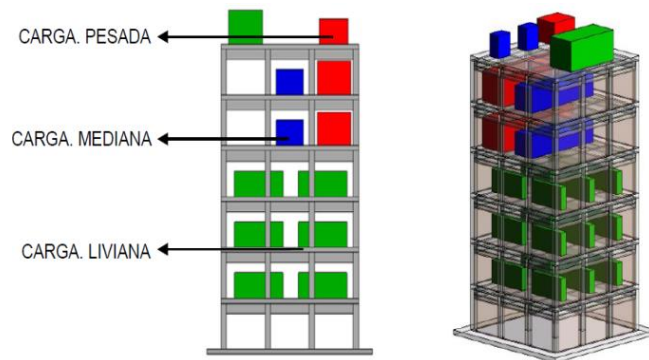


Figura 10. Distribución Irregular de Masas
Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.4. Aumento de las Masas con la Elevación

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 soporta. (ver figura 11)

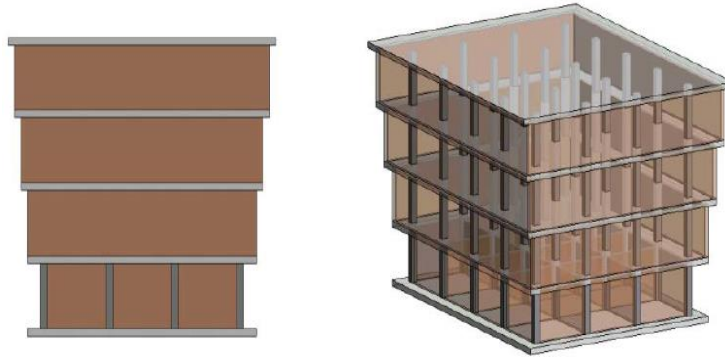


Figura 11. Aumento de las Masas con la Elevación
Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.5. Variaciones en la Geometría del Sistema Estructural

La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1.30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel. (ver figura 12)

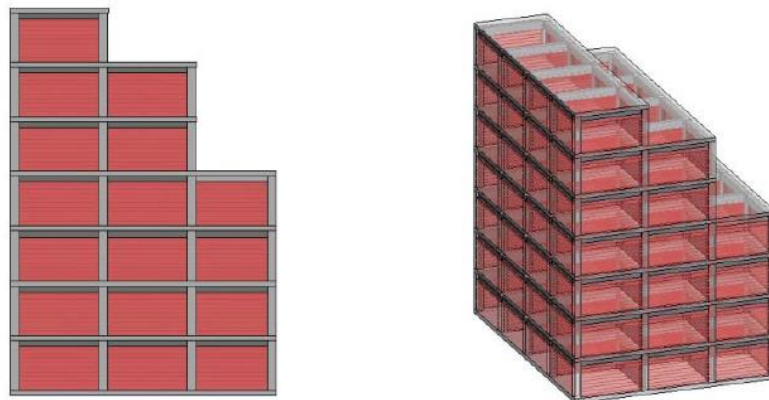


Figura 12. Variación en la Geometría de la Estructura
Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.6. Esbeltez Excesiva

El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4. Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura. (ver figura 13)

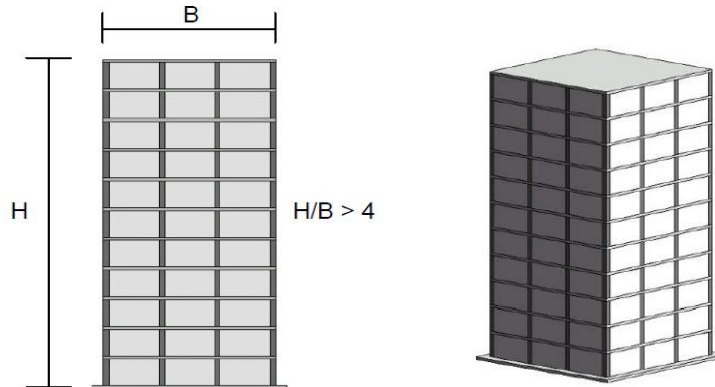


Figura 13. Esbeltez Excesiva

Fuente: Elaboración propia.

2.4.24.7. Discontinuidad en el Plano del Sistema Resistente a Cargas Laterales

Se considerará ésta discontinuidad cuando al menos se cumpla con una de las siguientes condiciones:

- Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base. (ver figura 14)

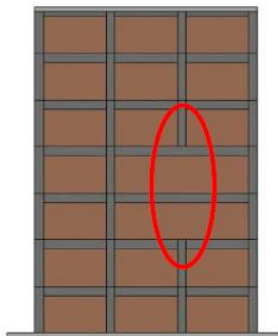


Figura 14. Discontinuidad en Ejes de Columnas

Fuente: Elaboración propia.

- 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. (ver figura 15)

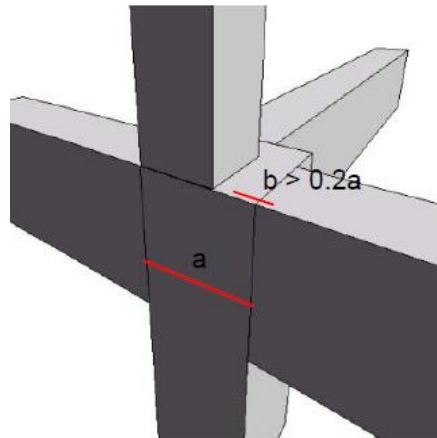


Figura 15. Reducción de Ancho
Fuente: Elaboración Propia

- El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera 1/3 de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento. (ver figura 16)

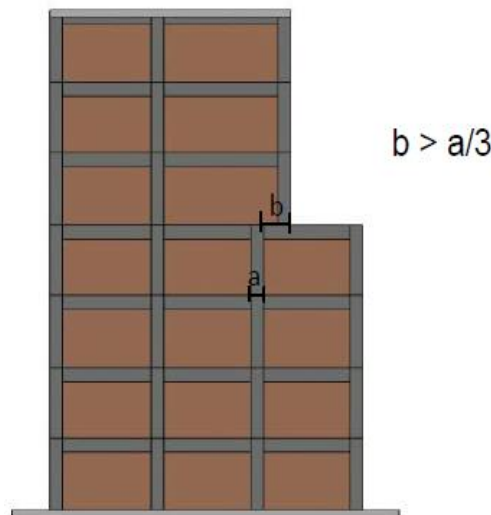


Figura 16. Columna Desalineada
Fuente: Elaboración propia.

- Falta de conexión entre los miembros verticales. Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

2.4.24.8. Efecto de Columna Corta

El efecto de columnas corta se genera cuando existe una reducción de la longitud libre del elemento por efecto de restricciones laterales, disminuyendo su esbeltez y aumentado por consiguiente su rigidez, lo cual atrae mayor concentración de esfuerzos del cual estaba previamente diseñado bajo excitaciones sísmicas generando un mecanismo de falla frágil. (COVENIN 1756,2001)

Varias son las causas para que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se presente una columna corta (ver figura 17):

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.



Figura 17. Columna Corta
Fuente: Elaboración propia

2.4.25. Irregularidades en Planta

2.4.25.1. Gran Excentricidad

En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta. En la figura 18 se presenta distintos casos de excentricidad producto de la ubicación de las masas respecto a la zona de mayor rigidez de los elementos estructurales. (ver figura 18)

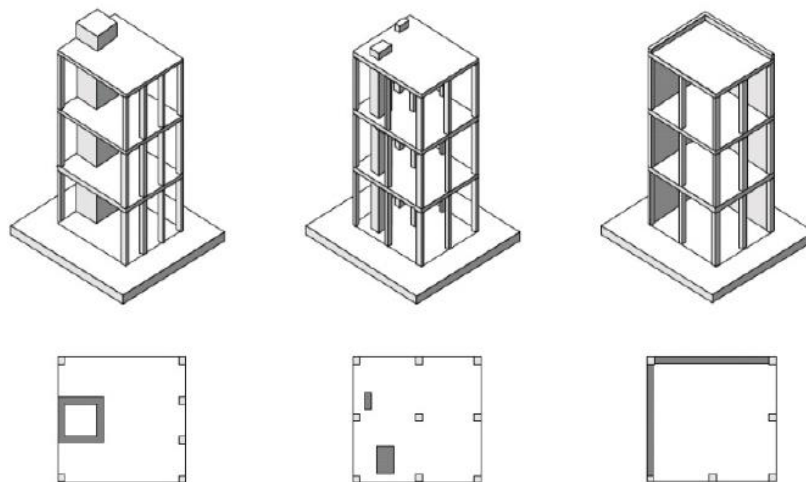


Figura 18. Ejemplos Estructurales de Excentricidad

Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=25>

2.4.25.2. Riesgo Torsional Elevado

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, debido a que existen el peligro de sufrir demandas inelásticas no bien predecibles, lo cual produce desplazamientos en el perímetro muy grandes causado por rotaciones, los cuales pueden causar hasta el colapso estructural.

La norma COVENIN 1756 señala que el riesgo torsional se producirá en algún un piso si se presenta cualquiera de las siguientes situaciones (ver figura 19):

- El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

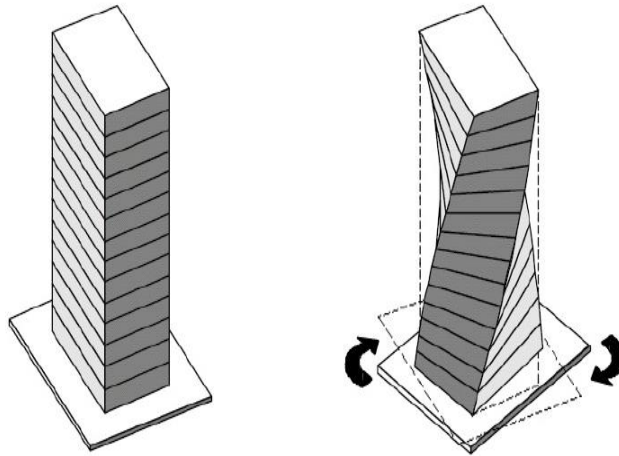


Figura 19. Torsión de una Edificación
Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=2>

2.4.25.3. Sistema no Ortogonal

Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema. (ver figura 20)

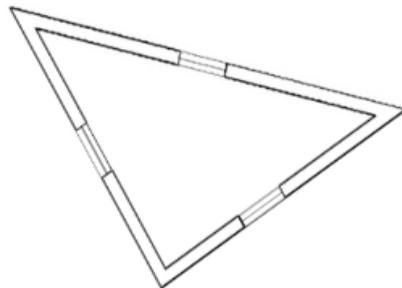


Figura 20. Sistemas no Ortogonales
Fuente: Elaboración propia.

2.4.25.4. Diafragma Flexible

- Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5. (ver figura 21)

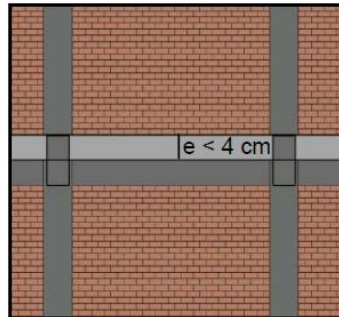


Figura 21. Espesor de Losa Menor a 4 cm
Fuente: Elaboración propia.

- Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas. (ver figura 22)

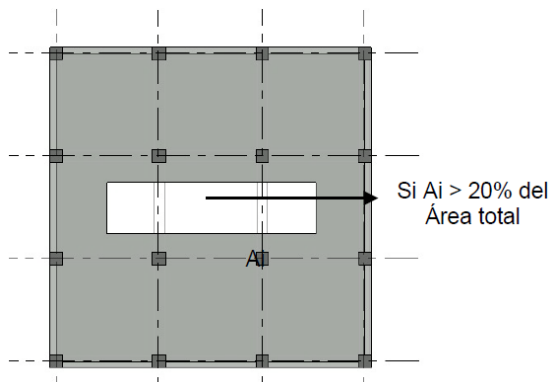


Figura 22. Aberturas Internas Mayores al 20% del Área Total
Fuente: Elaboración propia.

- Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos. (ver figura 23)

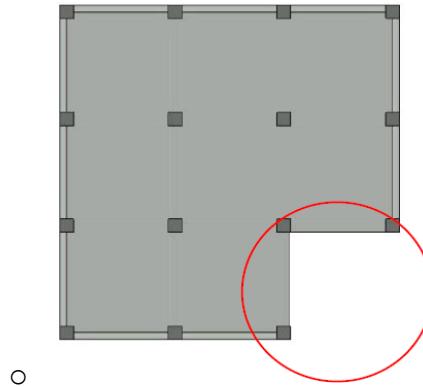


Figura 23. Sistema con Abertura Adyacente a Planos Sismorresistentes
Fuente: Elaboración propia.

- Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5. (ver figura 24)

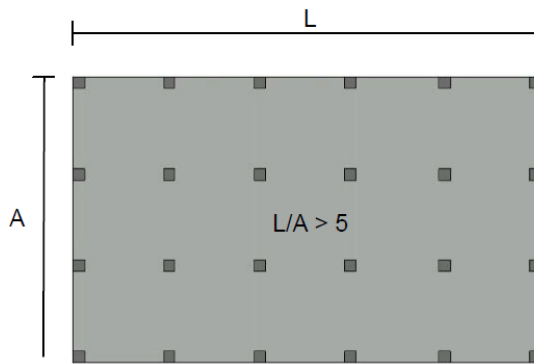


Figura 24. Relación Largo Ancho de Planta
Fuente: Elaboración propia.

2.5. Aspectos Legales

El tema tratado requiere la inclusión de referencia legales inherentes a los procesos desarrollados, para Silva, J. (Ob. Cit.) “Las bases legales comprenden un conjunto de leyes, reglamentos, decretos, resoluciones, ordenanzas, etc., que sustentan el marco jurídico de la investigación” (p.65).

Es decir, las bases legales abarcan todas las referencias legales que sustentan y enmarcan el tema; en nuestro caso consideraremos la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma COVENIN 1753:2006.

2.5.1. COVENIN 1756:2001. Edificaciones Sismorresistentes.

En la norma se especifican los criterios de análisis y diseño para edificaciones localizadas en zonas con riesgo sísmico. Adicionalmente, brinda un mapa de zonificación sísmica para las cuales varía el coeficiente de aceleración horizontal (A_0); presenta la definición de la forma espectral, coeficiente sísmico y espectros de diseño, también especifica la clasificación de la edificación según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. Por último, se puntualizan los métodos de análisis y el control de los desplazamientos totales ante acción sísmica.

2.5.2. COVENIN 1753:2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural

En la norma se especifican los lineamientos para el proyecto y la ejecución de edificaciones en concreto estructural. De igual forma, establece todos los aspectos característicos que tienen que ver con el proyecto, construcción, inspección, supervisión y demás actividades que garanticen la correcta ejecución de una obra civil; así mismo presenta las propiedades que deben poseer los materiales constructivos.

CAPÍTULO III

MÉTODO

En el siguiente capítulo se especifican las actividades, procedimientos y herramientas usadas para desarrollar este trabajo especial de grado, y lograr un diseño y calculo estructural adecuado, optimo y en cumplimiento con todas las normativas Venezolanas vigentes. A continuación se presenta dicha metodología:

3.1 Tipo de Investigación

El presente Trabajo Especial de Grado se realizará bajo la modalidad de Proyecto Factible, el cual según la Universidad Pedagógica Libertador (2011), se define como: “La investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales; puede referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos o procesos” (p.16).

3.2 Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación consiste en el procedimiento operativo que se aplicó para recoger la información, de acuerdo con (Sabino C, 1992), el diseño de la investigación es posible clasificarlo en función del tipo de datos a ser recogido (bibliográfico o de campo). De acuerdo a los procedimientos empleados en este trabajo, la investigación corresponde al tipo bibliográfico, ya que los métodos empleados, parámetros utilizados y demás consideraciones son derivadas de las Normas Venezolanas, y de datos de diseño suministrado por el proyectista.

3.3 Fases de la Investigación

Para dar cumplimiento a los objetivos formulados en la presente investigación, se plantea realizar la misma de acuerdo a las siguientes fases:

1° Fase: Recopilación de Información

- Recopilación de información acerca del estado de las instalaciones del Núcleo Armando Mendoza, y su capacidad de cubrir la demanda estudiantil actual y futura.
- Recopilación de información normativa vigente acerca de las variables urbanas fundamentales, mediante la Ordenanza Municipal correspondiente.
- Recopilación de información normativa vigente acerca del diseño sismorresistente, basándose en la norma COVENIN 1756:2001.

2° Fase: Revisión del Proyecto Arquitectónico Existente.

Revisión y comparación con la norma COVENIN 1756:2001 de la estructura propuesta en el Proyecto Arquitectónico con el propósito de garantizar la factibilidad de desarrollo.

- Ubicación del proyecto.
- Tipo de estructura.
- Uso de la estructura.
- Número de plantas.
- Dimensiones de plantas.
- Alturas de entresijos.
- Núcleos de circulación vertical.
- Acabados.

3° Fase: Recopilación de Información Sobre el Suelo de Fundación

Para obtener los parámetros geotécnicos del suelo de fundación, se contó con un estudio de suelo realizado explícitamente para este proyecto, con el fin de poder obtener los datos necesarios para generar el espectro de diseño, y para determinar la capacidad de carga de las fundaciones de la estructura.

4° Fase: Clasificación de Edificación Según el Uso, Nivel de Diseño, Tipo y Regularidad Estructural

De acuerdo al Capítulo 6 de la norma (COVENIN 1756, 2001) las estructuras deben quedar clasificadas según 4 (cuatro) parámetros establecidos.

- Según el uso.
- Según nivel de diseño.
- Según el tipo de estructura.
- Según la regularidad de la estructura.

5° Fase: Estimación de Acciones Gravitacionales y Sísmicas

Para el análisis de la estructura es necesario considerar las acciones producto de las cargas gravitacionales, las cuales dependen fundamentalmente del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales y del uso que tendrá cada área de la estructura. Las acciones sísmicas se rigen entre otras cosas por la ubicación geográfica del proyecto, por parámetros geotécnicos del suelo de fundación.

Acciones Gravitacionales: Se consideraron las siguientes, los valores fueron estimados de acuerdo a la norma (COVENIN 1756, 2001) y (COVENIN 2002, 1988):

- Cargas permanentes (CP)
- Cargas variables (CV)
- Sobrecargas permanentes (SCP)

Acciones Sísmicas: La determinación de los coeficientes sísmicos y las características del espectro de diseño quedará sujeta a las especificaciones que tenga la Norma (COVENIN 1756, 2001) en su Capítulo 7, en donde se indica como determinar dicho espectro, haciendo uso de los datos y factores determinados a partir de la caracterización del suelo y de la clasificación de la estructura. Se determinaran los siguientes parámetros:

- Zona sísmica.
- Peligro Sísmico.
- Coeficiente de aceleración horizontal A_0 .
- Forma Espectral (Según estudio de Suelo)
- Factor de corrección ϕ
- Clasificación según su uso y factor de importancia α
- Nivel de Diseño.
- Tipo de Sistema Resistente a Sismo.
- Factor de reducción de respuesta: R
- T^* , β , P , T_+ , C
- Coeficiente de amortiguamiento.
- Altura de edificación.
- Numero de niveles.

6° Fase: Diseño de Losas

Debido a que el programa ETABS 9 no realiza el diseño de la losa reticular, y a que la misma no forma parte del sistema resistente a sismos, se realizó el cálculo por separado

de dichas losas, tomando en cuenta las luces entre los elementos de apoyo y las cargas gravitacionales actuantes sobre ellas. Se usó el programa de análisis SAFE12 con el cual se obtuvieron las áreas de acero en los nervios, áreas de acero en la loseta y las dimensiones del macizado en la losa.

7° Fase: Modelado Estructural

Con la información recabada previamente, se elabora un modelo estructural preliminar, sobre el cual iniciar el análisis y luego hacer las verificaciones, cambios y ajustes pertinentes que permitan cumplir con las revisiones de rigor.

En el modelo se aplicó el método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres (3) grados de libertad por nivel, limitado al primer orden. Se consideraron los efectos geométricos de segundo orden utilizando el método no iterativo basado en la masa. Se consideró que todas las losas se comportan como diafragmas rígidos y para el análisis modal se tomó el criterio de la Combinación Cuadrática Completa (CQC).

Del mismo modo se consideró una excentricidad accidental del 6% del ancho de la planta, a fin de tomar en cuenta posibles incertidumbres en la determinación de los centros de masa y rigidez de cada nivel.

Para el diseño sismorresistente de la edificación se realiza un diseño por capacidad, limitando mecanismos frágiles y propiciando mecanismos de falla dúctil, de manera de controlar el mecanismo de falla y así garantizar la estabilidad de la edificación.

Las vigas se diseñan de manera que se incursionen en el rango elástico, produciendo en ellas rótulas plásticas que permitan disipar energía durante una acción sísmica, y a fin de evitar un colapso total en la estructura (falla frágil). Las columnas se diseñan con una carga sísmica amplificada, con el objetivo de incrementar la capacidad de incursionar y mantenerse en el rango elástico.

Para realizar el modelado y posterior análisis se realizaron las siguientes actividades:

Definición de Geometría, Materiales y Secciones de Elementos: se realiza el modelado de la estructura dibujando los ejes en la dirección “X” y en la dirección “Y”, tomando en cuenta las luces entre columnas, áreas y núcleos de circulación vertical. También se especifican las alturas de entrepiso en plantas, se definen los materiales a usar (concreto y acero) con sus propiedades, y las secciones preliminares de los diferentes elementos estructurales (vigas y columnas) de acuerdo al predimensionamiento realizado por el arquitecto.

Definición de Cargas y Acciones Sísmicas en la Edificación: en base a los criterios revisados en el análisis de carga, se procede a configurar los parámetros de cálculo referente a las acciones sobre la edificación, como lo son las diferentes cargas, los coeficientes sísmicos y el espectro de diseño para la estructura.

Definición de Combinaciones de Carga: las combinaciones de carga usadas están conformadas por: el peso propio (PP) de los elementos (vigas, columnas, losas), la Sobrecarga Permanente (SCP) de la estructura (peso de la mampostería, revestimientos, frisos, etc.), los efectos horizontales del sismo (SH) que vienen dados por la combinación del 30% en las direcciones ortogonales “X” y “Y”, el ETABS 9 evalúa cada elemento estructural haciendo uso de la condición más desfavorable para ese elemento según las diferentes combinaciones definidas a continuación:

- UDCon1: $1.4 \text{ PP} + 1.4 \text{ SCP}$
- UDCon2: $1.2 \text{ PP} + 1.2 \text{ SCP} + 1.6 \text{ CV}$
- UDCon3: $1.2 \text{ PP} + 1.2 \text{ SCP} + 1 \text{ CV} + 1 \text{ SX} + 0.3 \text{ SY} + (\text{PP} + \text{SCP}) * \text{Sv}$
- UDCon4: $1.2 \text{ PP} + 1.2 \text{ SCP} + 1 \text{ CV} + 1 \text{ SY} + 0.3 \text{ SX} + (\text{PP} + \text{SCP}) * \text{Sv}$
- UDCon5: $0.90 \text{ PP} + 0.90 \text{ SCP} + 1 \text{ SX} + 0.3 \text{ SY} + (\text{PP} + \text{SCP}) * \text{Sv}$
- UDCon6: $0.90 \text{ PP} + 0.90 \text{ SCP} + 1 \text{ SY} + 0.3 \text{ SX} + (\text{PP} + \text{SCP}) * \text{Sv}$

Cabe destacar que se incorpora una componente sísmica vertical (S_v) dada por la expresión $S_v = (0,2\alpha\phi\beta A_o)$ CP

8º Fase: Selección de Modelo Definitivo

En función de darle cumplimiento a todos los criterios establecidos, se hace necesario realizar un proceso de modelado, análisis preliminar, y ejecución de adecuaciones que permitan cumplir con todas las especificaciones técnicas, por lo que se debe hacer un proceso iterativo que incluye el aumento de secciones en una dirección, aumento de áreas de secciones, adición o sustracción de elementos, por lo que es importante realizar el proceso las cantidades de veces que sean necesarias para así establecer las dimensiones y disposiciones del modelo de la forma más óptima posible.

9º Fase: Revisiones

Luego de realizado el análisis por parte del programa, se obtiene la respuesta lineal del modelo, ante la aplicación de las acciones definidas anteriormente. De los cuales se realizan las siguientes revisiones:

Revisión de la Masa Total: Se realiza con el fin de comparar el peso total de la estructura que genera ETABS con el realizado mediante cálculos manuales, con el fin de descartar errores en la aplicación de cargas y factores de mayoración o minoración de acciones.

Revisión de las Masas Participativas por Modo de Vibración: Según lo establecido en la norma venezolana (COVENIN 1756, 2001) en el capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. Por lo tanto, se obtiene del programa

ETABS 9 la masa participativa para cada uno de los modos de vibración de la estructura, con el fin de constatar que sumen más de 90% de la masa.

Revisión de Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas: Del análisis se obtienen las tablas y gráficos donde se aprecia el corte sísmico por nivel de la estructura, a través de los cuales se observa la forma del gráfico, la cual debe ir escalonada y en constante aumento del techo a la base, y en donde se debe apreciar que el corte en la dirección más rígida es mayor que en la dirección ortogonal.

Revisión y Corrección del Cortante Basal: La verificación se basa en el capítulo 9 de la norma (COVENIN, 2001), donde se establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_a , V_i) no deben ser menores al Corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T = 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_a y V^*/V_i en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad.

Revisión de Derivas Inelásticas: La norma venezolana (COVENIN 1756, 2001) en su capítulo 10 sobre el control de los desplazamientos presenta limitaciones en cuanto a las máximas derivas inelásticas permitidas. Para nuestro caso de estudio, edificación Tipo A con elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura, el valor máximo para la deriva inelástica es 0,012. Según lo enunciado en la citada norma, la relación que guardan ambas derivas viene dada por la ecuación:

$$\Delta_{inelást.} = 0.8 R \Delta_{elás.}$$

Ecuación 4. Deriva inelástica

Por lo tanto con los valores de deriva elástica por nivel proporcionado por ETABS 9 y con el factor de reducción de respuesta se haya el máximo valor de deriva inelástica y se verifique que el mismo sea menor al máximo admisible.

10° Fase: Evaluación y Diseño Sismorresistente

Para cumplir con las especificaciones de un diseño estructural sismo resistente, se deben cumplir con todos los apartados que se encuentran en la Norma Venezolana (FONDONORMA 1753, 2006) en el capítulo 18 el que describe los requisitos adicionales para el Diseño Sismorresistente en el cual se exponen todos los requisitos adicionales para el diseño y la construcción de estructuras monolíticas de concreto reforzado, siempre que las mismas hayan sido analizadas con las solicitaciones de diseño debido a acciones sísmicas de acuerdo a la Norma Venezolana (COVENIN 1756, 2001). Dichas revisiones se efectúan de acuerdo al nivel de diseño de la estructura, y son más rigurosas a medida que el nivel de diseño es mayor, como en este caso de estudio que se usa un nivel de diseño 3.

Revisión de Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Es una relación que establece el estado de resistencia de los elementos ante las cargas sísmicas y gravitatorias de diseño. Si la misma es mayor que la unidad indica que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo para soportarlas, en caso contrario no lo superan. Para el caso de las vigas, es deseable que estas alcancen su falla ante un evento sísmico pero no así las columnas.

Revisión de Relación Viga Débil/Columna Fuerte

Esta es una relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, de ser así indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, lo cual es deseable ya que en caso contrario la columna alcanzaría la falla mientras la viga aún no.

Cabe destacar que el software ETABS 9 utiliza una fórmula aproximada para el cálculo de esta relación, ya que no toma en cuenta el corte gravitacional. Y basándose en

estudios sobre el caso, se tiene un error de aproximadamente el 10%, es decir, al obtener una relación cerca de 0.90 en el ETABS 9 realmente ya se alcanzó o superó la unidad.

Otro aspecto a considerar es que esta relación solo se verifica en el eje fuerte de las columnas, ya que es en este donde la conexión juega un papel vital por estar soportando en esta dirección la totalidad de los momentos aplicados a través de un sistema de vigas y columnas. En contraposición, en la dirección ortogonal se tiene un sistema de vigas, columnas y arriostramientos, siendo estos últimos los encargados de absorber y disipar la mayor parte de la energía producto de solicitaciones sísmicas, por lo que no hay esa única relación Viga/Columna responsable de la resistencia del pórtico.

11° Fase: Diseño del Armado de Acero en Elementos Estructurales

Luego de obtener los aceros requeridos se procede a colocar en las secciones de vigas, columnas, muros, entre otros y los aceros reales que serán colocados en la estructura de acuerdo a la disposición de barras estriadas de acero que se comercializan en el mercado venezolano, dicho diseño y armado de secciones se rige según las Normas (COVENIN 1756, 2001) y en cumplimiento de los requisitos adicionales para el nivel de diseño 3, establecido en la norma (FONDONORMA 1753, 2006).

12° Fase: Revisión del Modelo Final con Aceros Reales

Luego de generado el diseño del armado en acero estructural, se procede a realizar todas las revisiones contenidas en esta metodología, pero haciendo uso del acero real con el fin de verificar que el modelo cumple con todas las especificaciones haciendo uso del acero real y no del requerido.

13° Fase: Detallado de Planos y Cálculos Métricos

Luego de culminado el diseño estructural en base al modelo establecido, se procede a realizar el detallado de todos los elementos estructurales, haciendo uso de las cantidades de acero y dimensiones de elementos colocados en el modelo final. Los planos serán desarrollados utilizando un software de dibujo CAD, y serán presentados de acuerdo a la nomenclatura establecida. Los cálculos totales de materiales y piezas serán calculados manualmente y permitirá tener un estimado de las cantidades de acero y concreto a usar en la ejecución de la obra.

14° Fase: Creación del Instrumento de Análisis de Vulnerabilidad Estructural.

- Investigación y documentación acerca de los elementos de estudio a incluir en la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural.
- Elaboración del instrumento de análisis de vulnerabilidad estructural el cual involucre aspectos relevantes a ser evaluados al momento de hacer una inspección de obra, que resalte puntualmente los parámetros de vulnerabilidad más importantes que deben ser tomados en cuenta en una edificación para asegurar su integridad estructural.
- Comprobación de la vulnerabilidad de la estructura en base los aspectos observados, mediante la observación cualitativa de las características de la edificación a través de una identificación precisa de los detalles constructivos contemplados en la planilla a emplear.
- Someter a juicio de expertos la planilla elaborada, el cual es un método de validación útil para verificar la fiabilidad de una investigación que se define como “una opinión informada de personas con trayectoria en el tema, que son reconocidas por otros como expertos cualificados en éste, y que pueden dar información, evidencia, juicios y valoraciones” (Escobar-Pérez y Cuervo-Martínez, 2008:29)

Por lo que se refiere al número de expertos finales que deben ser utilizados en estudio evaluativo, tenemos que señalar que no hay un acuerdo unánime para su determinación como lo indican Williams, P y Webb, C. (1994). No obstante, según la propuesta realizada por Landaeta, J (2002), sugiere que el número de juicios de expertos debe oscilar entre 7 y 30, existen otros artículos realizados como el de Witkin, R. y Altschuld, J (1995) los cuales no indican un número concreto, pero sí que debe ser menor que 50, reconociendo que en algunos casos se puede recurrir a un número mayor en función de los objetivos que perseguimos (Revista de Tecnología de Información y Comunicación en Educación • Volumen 7, N° 2 Julio-Diciembre 2013 17)

En el presente trabajo el número de expertos que se consideraran, se ajusta al criterio de Landaeta para certificar la validez y confiabilidad de la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural elaborada.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este capítulo se muestran los resultados del modelado, revisiones y adecuaciones realizadas al diseño estructural definitivo, y productos terminados de acuerdo a la metodología descrita anteriormente:

4.1 Planos de la Estructura

A continuación se presentan los esquemas de la configuración estructural que posee el caso de estudio, donde destacan las plantas y pórticos típicos que conforman la estructura principal, las mismas fueron realizadas a partir del proyecto de arquitectura, y han sido objeto de estudio para obtener las dimensiones y el uso específico por zona, como se puede observar en la imagen siguiente (ver figuras 25, 26, 27, 28 y 29):

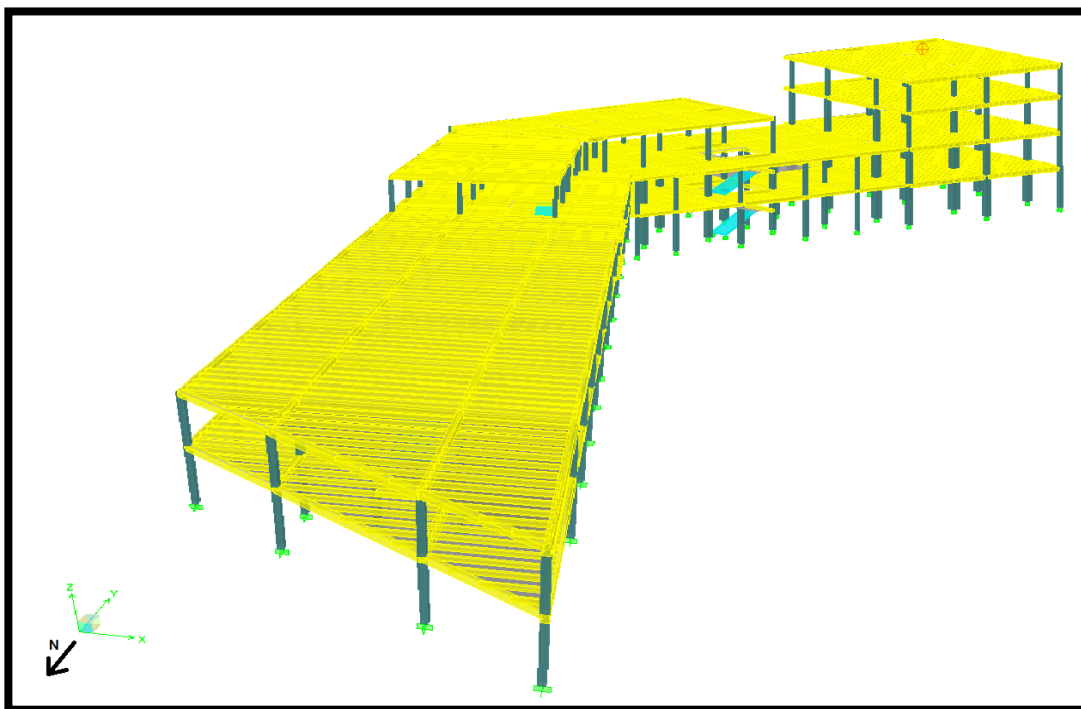


Figura 25. Vista 3D Fachada Norte
Fuente: Elaboración propia

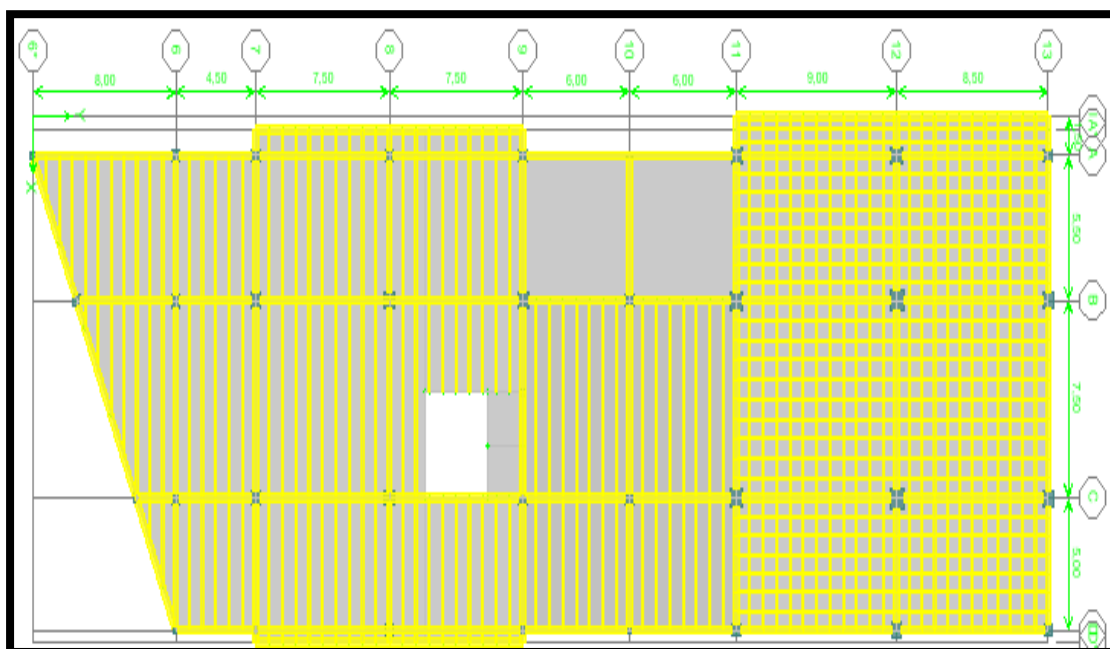


Figura 26. Planta tipo Edificio Sur-Oeste (Nivel 1)
Fuente: Elaboración propia

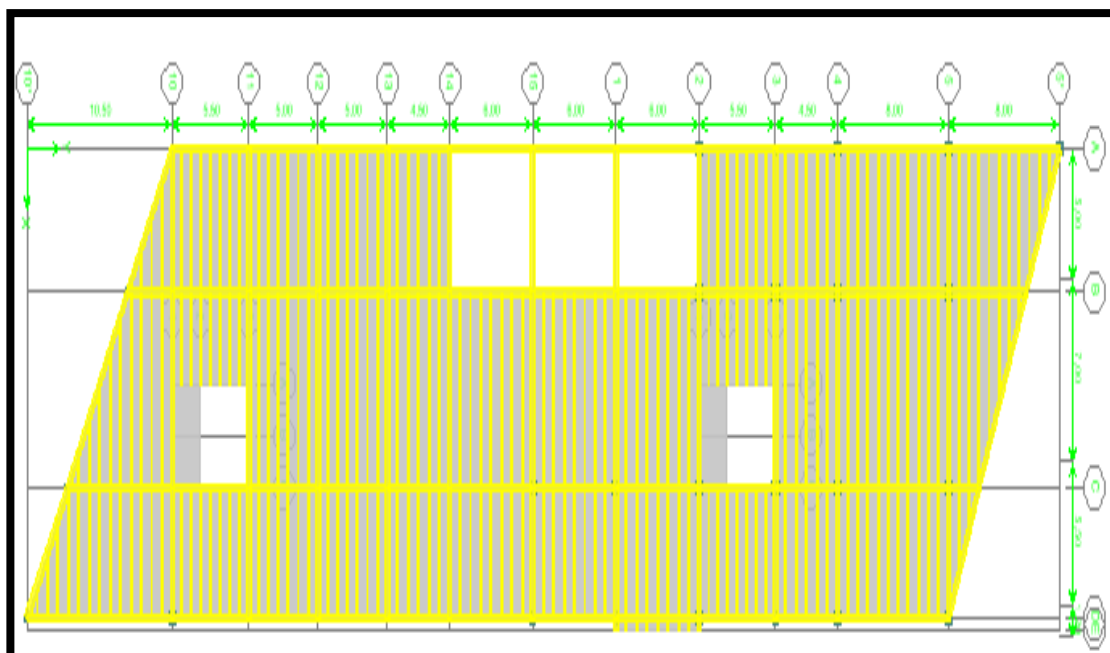


Figura 27. Planta tipo Edificio Norte (Nivel 1)
Fuente: Elaboración propia

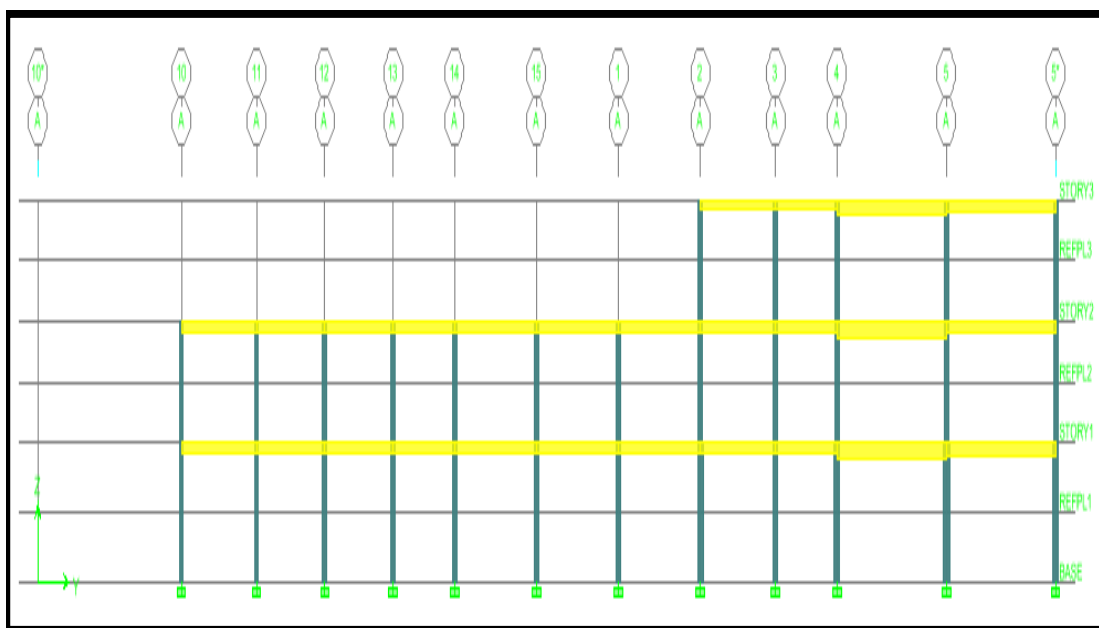


Figura 28. Pórtico A Edificio Sur-Oeste.
Fuente: Elaboración propia

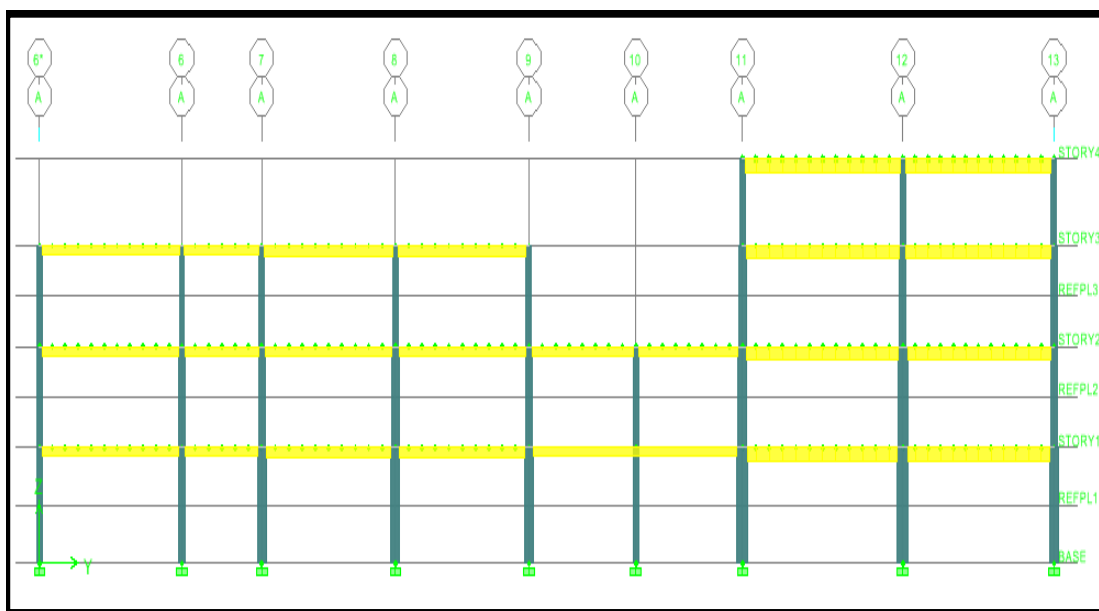


Figura 29. Pórtico A Edificio Norte
Fuente: Elaboración propia

4.2 Usos por Planta

Cada planta de la estructura a diseñar presenta diferentes zonas con usos particulares (tabla 8 y Figuras 30, 31, 32 y 33), como se muestran a continuación.

Tabla 8. Zonas de la Edificación

Zona	Uso
Z1	Aulas
Z2	Oficinas
Z3	Pasillos
Z4	Escaleras
Z5	Área de Servicio
Z6	Techo

Fuente: Elaboración propia

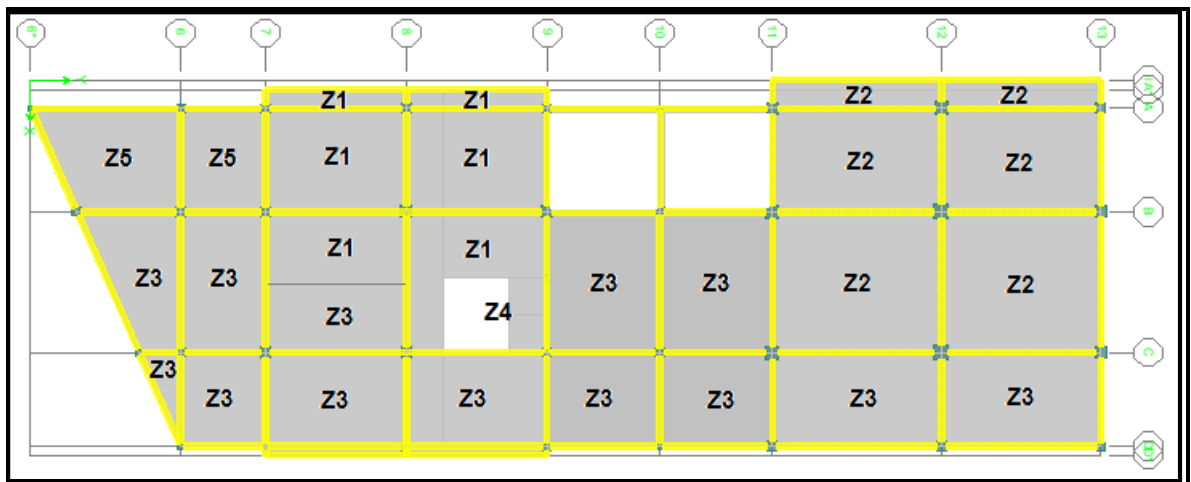


Figura 30. Zonas de la Edificación. Edificio Sur-Oeste (Nivel 1 y 2).

Fuente: Elaboración propia

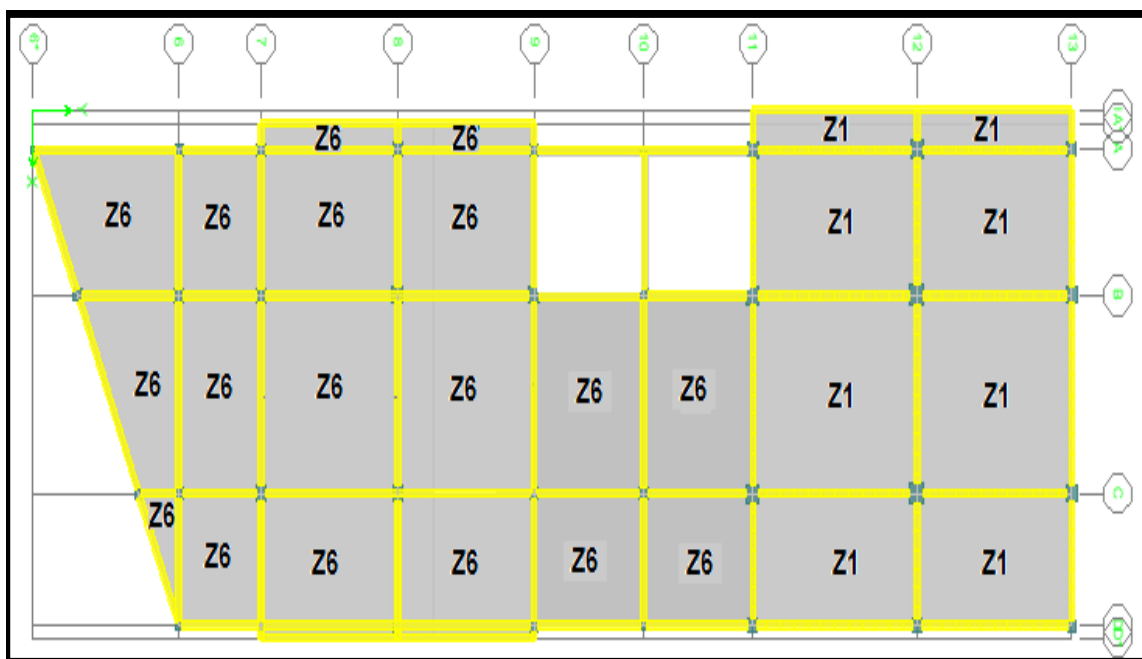


Figura 31. Zonas de la Edificación. Edificio Sur-Oeste (Nivel 3 y 4).
Fuente: Elaboración propia

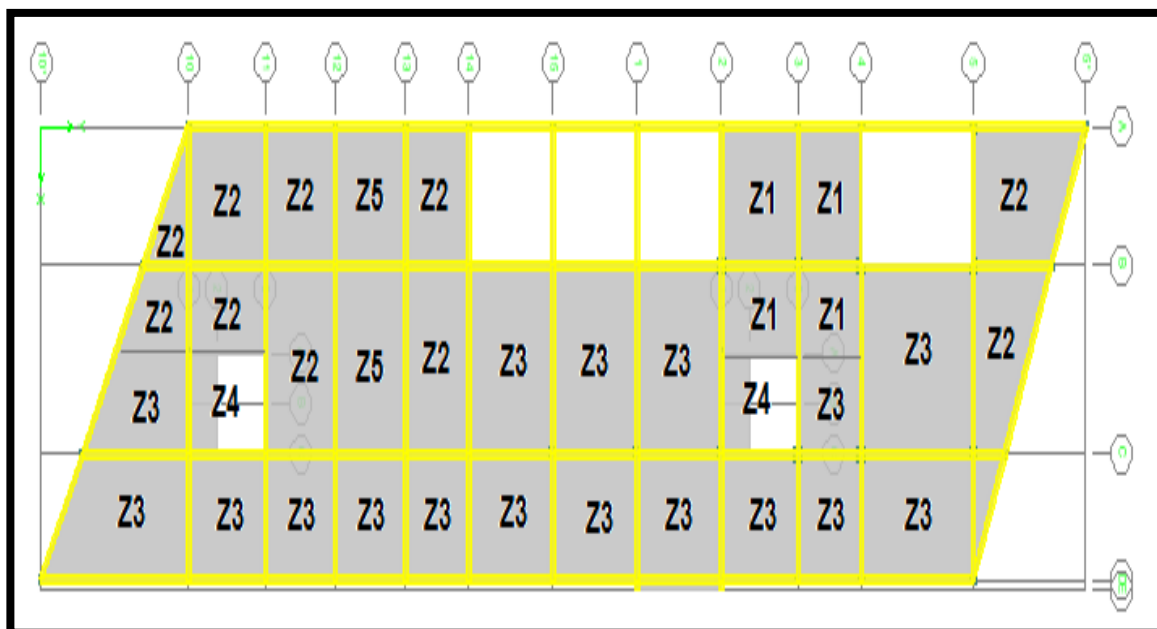


Figura 32. Zonas de la Edificación. Edificio Norte (Nivel 1).
Fuente: Elaboración propia

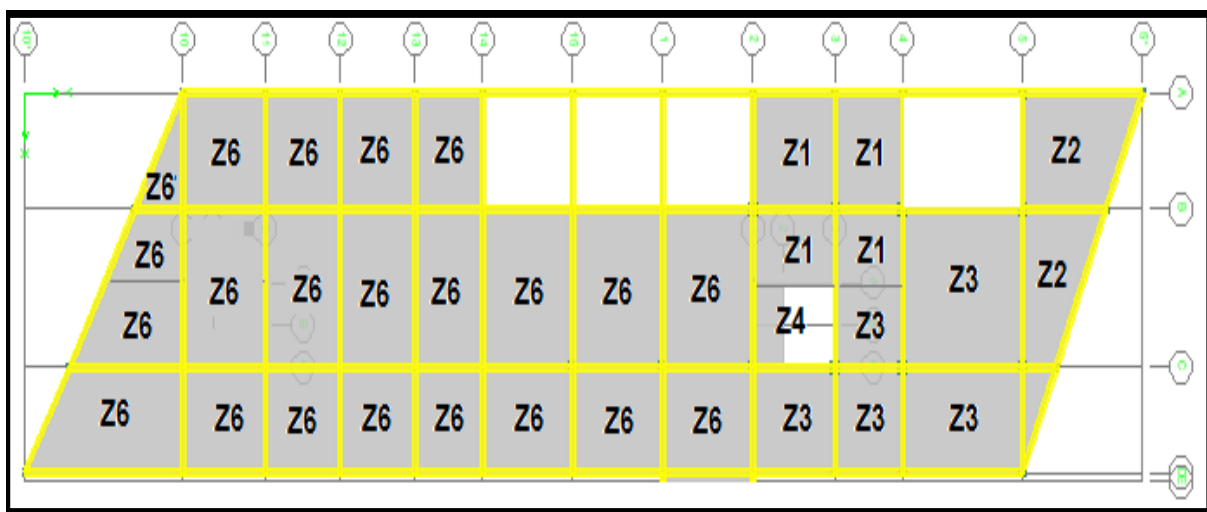


Figura 33. Zonas de la Edificación. Edificio Norte (Nivel 2).
Fuente: Elaboración propia

4.3 Descripción y Datos del Suelo de Fundación

Las características del suelo de fundación fueron obtenidas del estudio de suelos realizado específicamente para este proyecto por la empresa Geotecno C.A. en el año 2014, donde se especifica que fueron ejecutadas tres perforaciones del tipo **S.P.T.** que sirvieron para la extracción de muestras del subsuelo y posterior evaluación de las propiedades geomecánicas de las mismas a través de ensayos de laboratorio. De los sondeos realizados, se verificó que la perforación **P-02** presentó menor resistencia a la penetración (**S.P.T.**) y además ofreció la gama más amplia de estratos de suelo, debido a que fue la que alcanzó mayor profundidad. Por tal razón los resultados presentados en esta minuta están referidos a esta perforación. De la cual se obtienen como datos más importantes, la caracterización del suelo y el tipo de fundaciones admisible de acuerdo a su tipo. En los anexos III se encuentra el informe completo.

4.4 Materiales a Utilizar en el Diseño

Los materiales a emplear para el análisis, diseño y construcción de la estructura son los descritos a continuación:

- Concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de $f_c' = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para la superestructura. El mismo fue seleccionado de acuerdo al capítulo 4 de la norma (FONDONORMA, 2006) que debido a la importancia de la obra, garantiza durabilidad y protección contra diferentes agentes externos.
- Concreto con resistencia a la compresión a los 28 días de $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para los elementos de fundación de la infraestructura
- Barras de refuerzo con esfuerzo cedente igual a $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

4.5 Clasificación de la Estructura

- **Según el Uso:** de acuerdo al proyecto el edificio en estudio será usado principalmente para impartir clases, por lo cual tiene un uso netamente educacional, y se clasifica dentro del Grupo A, con un factor de Importancia de $\alpha = 1.30$.

- **Según Nivel de Diseño:** ya que la estructura pertenece al grupo A y tomando en cuenta la ubicación la misma se encuentra en la zona sísmica 4, de acuerdo a la Tabla 9, se determina que debe tener un Nivel de diseño 3.

- **Según el Tipo de Estructura:** de acuerdo a la configuración planteada de una estructura aporticada en concreto armado, capaz de resistir la totalidad de las cargas con sus vigas y columnas, y con elementos tipo columna continuas hasta la fundación, se define como estructura Tipo I.

- **Según la Regularidad de Estructura:** el modelo planteado inicialmente posee una distribución irregularidad en la geometría de la planta y vertical debido a la variación del número de pisos a lo largo de la misma, además es importante considerar que la edificación posee una extensión longitudinal muy amplia, todos estos factores producen un comportamiento inadecuado durante el análisis sísmico, también causan una distribución de masas y rigideces inadecuadas para el cálculo estructural, que producen efectos torsionales, que generan secciones de columnas demasiado grandes

para los primeros niveles. Estas secciones afectaban el libre desplazamiento por los pasillos, disminuyendo el confort y seguridad de todas las personas que hagan uso del edificio. Por consiguiente se decidió dividir la estructura en 4 módulos conectados entre sí por 2 pasarelas independientes con el fin de contribuir a una mejor distribución de esfuerzos, con plantas más simétricas que contribuyen a evitar comportamientos inadecuados desde el punto de vista estructural.(ver figuras 34 y 35)

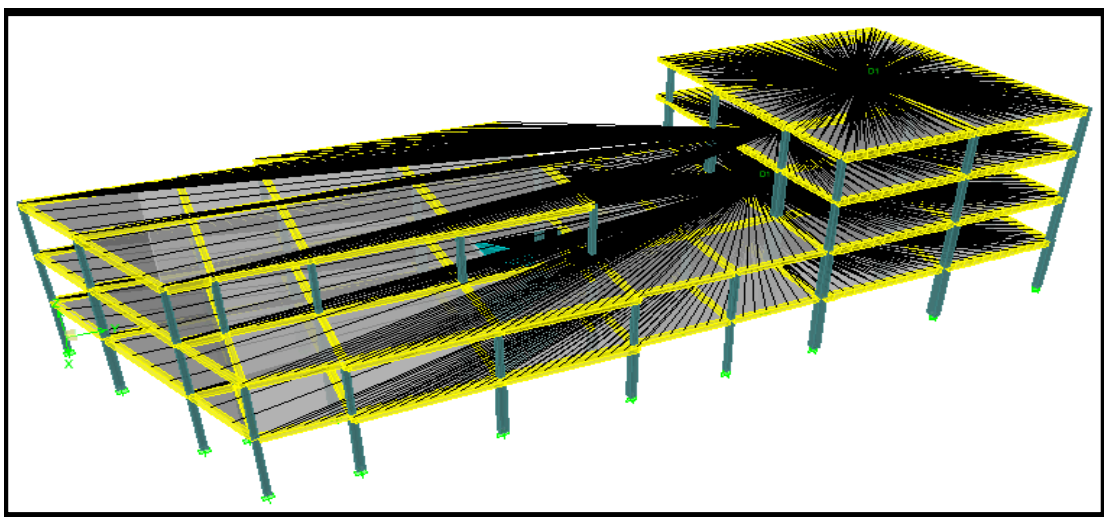


Figura 34. Esquema de Centros Geométricos de Diafragmas Rígidos. Edificio Sur-Oeste
Fuente: Elaboración propia

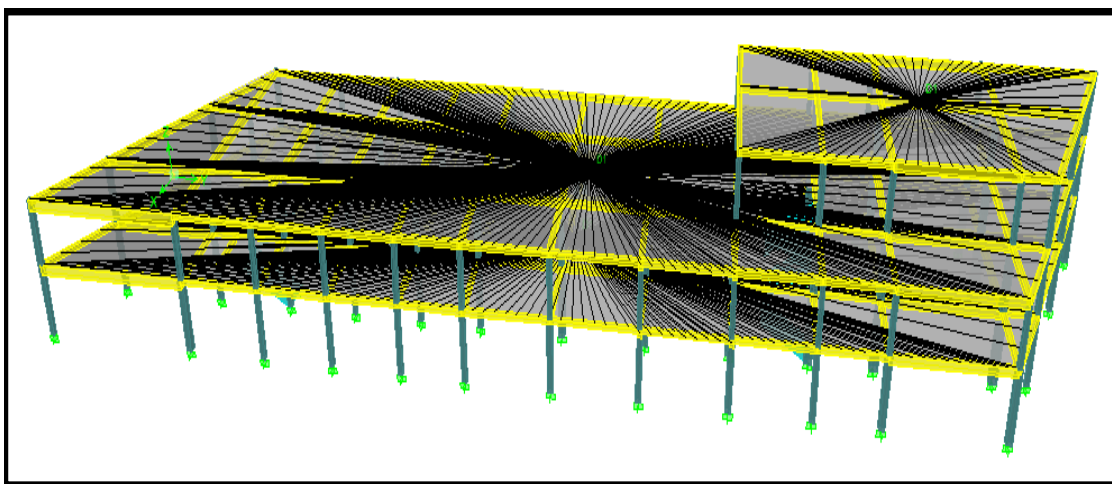


Figura 35. Esquema de Centros Geométricos de Diafragmas Rígidos. Edificio Norte
Fuente: Elaboración propia

4.6 Descripción General de la Estructura

La configuración planteada es de una estructura aporticada en concreto armado de niveles variables divididas en cuatro edificaciones independientes unidas por juntas constructivas de aproximadamente 2 cm de longitud entre cada edificación, en general presenta las siguientes características:

Módulo 1 (figura 37):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado.
- Dimensiones de planta: 17,50 m de largo por 19,50m de ancho.
- Uso: educacional (Aulas)
- Metros cuadrados de construcción: 1.365m^2
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia.
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores.

Pasarela 1 (figura 38):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado.
- Dimensiones de planta: 12,0m de largo por 18,0m de ancho.
- Uso: Pasillos.
- Metros cuadrados de construcción: 432m^2
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia.
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores.

Módulo 2 (figura 39):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado
- Dimensiones de planta: 27,5m de largo por 19,95m de ancho
- Uso: educacional (Aulas)
- Metros cuadrados de construcción: 1.262m²
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Núcleos de circulación vertical: 1 núcleo de escaleras.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores

Módulo 3 (figura 40):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado.
- Dimensiones de planta: 26,0m de largo por 18,0m de ancho.
- Uso: educacional (Aulas)
- Metros cuadrados de construcción: 1092m²
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Núcleos de circulación vertical: 1 núcleo de escaleras.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia.
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores.

Pasarela 2 (figura 41):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado.
- Dimensiones de planta: 18,0m de largo por 18,0m de ancho.
- Uso: Pasillos.
- Metros cuadrados de construcción: 648m²
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia.
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores.

Módulo 4 (figura 42):

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado.
- Dimensiones de planta: 30,5m de largo por 18,0m de ancho.
- Uso: educacional (Aulas)
- Metros cuadrados de construcción: 909m²
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios.
- Núcleos de circulación vertical: 1 núcleo de escaleras.
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia.
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores.

A continuación se muestra la distribución del diseño propuesto. (figura 36)

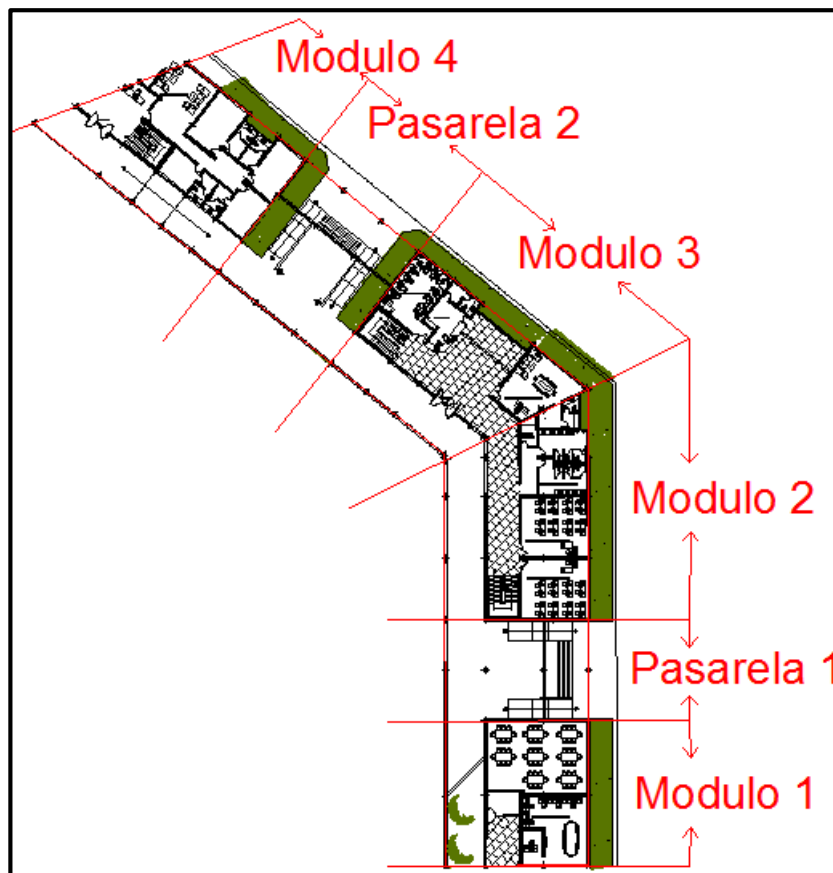


Figura 36. Vista de Planta de la Distribución de Secciones por Módulos.
Fuente: Elaboración propia

A continuación se muestra la configuración estructural planteada luego de la división de las plantas (ver figuras 37,38, 39,40,41 y 42):

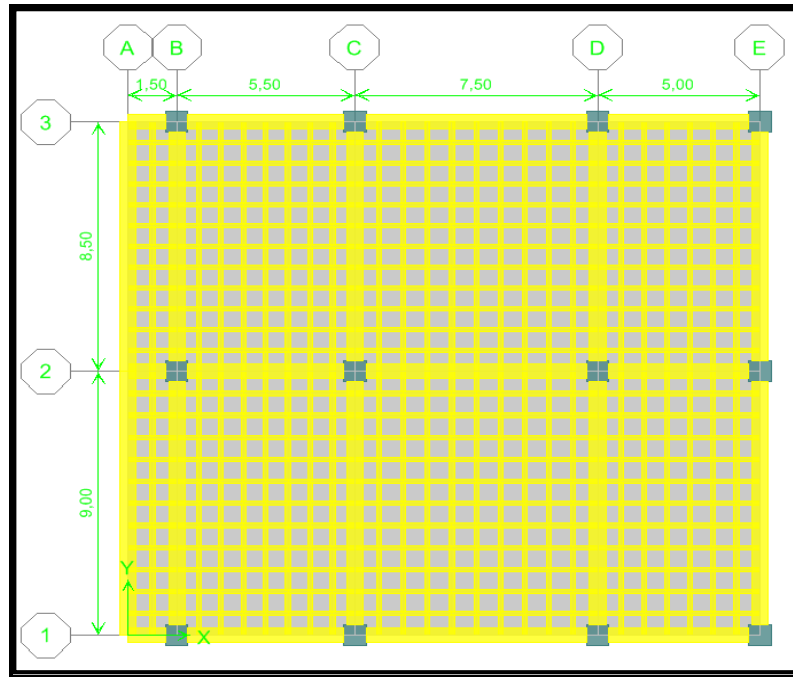


Figura 37. Planta de Nueva Configuración Módulo 1 (Edificio Sur-Oeste)
Fuente: Elaboración propia

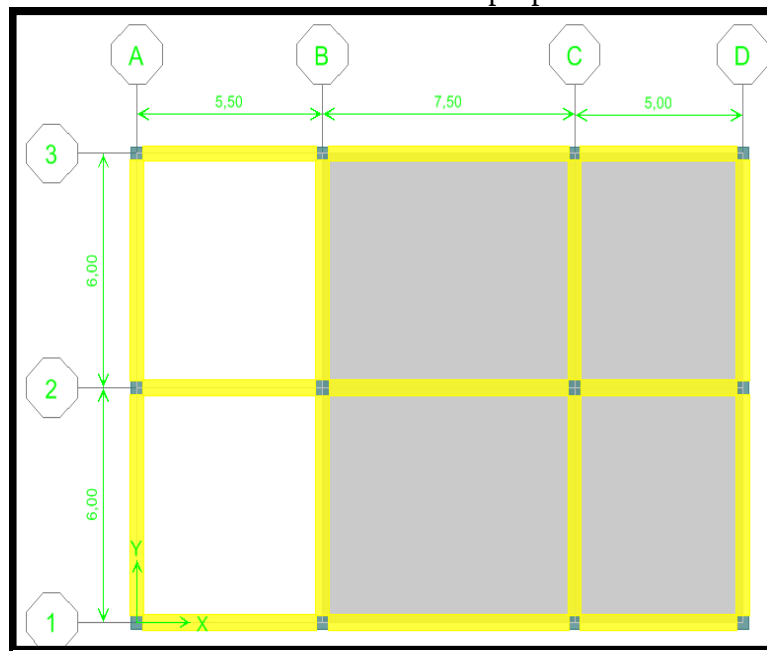


Figura 38. Planta de Nueva Configuración Pasarela 1 (Edificio Sur-Oeste)
Fuente: Elaboración propia

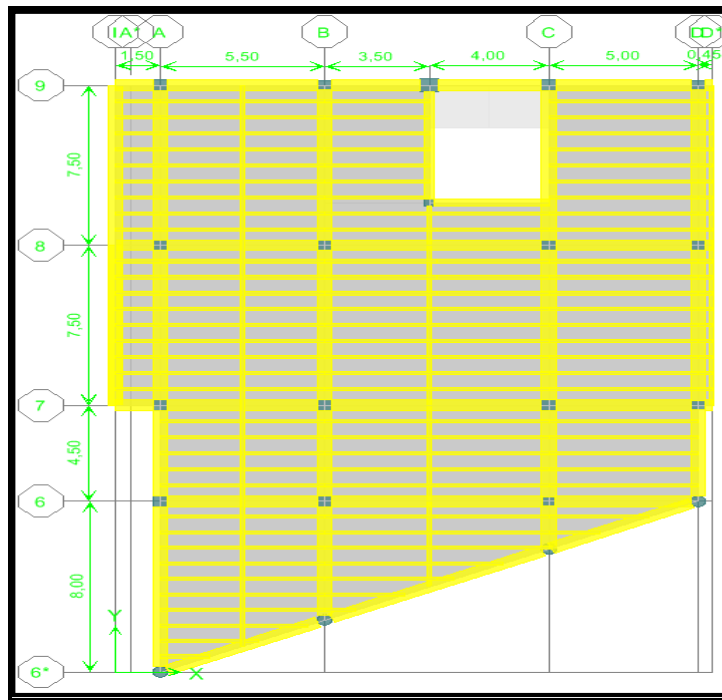


Figura 39. Planta de nueva configuración Módulo 2 (Edificio Sur-Oeste)
Fuente: elaboración propia

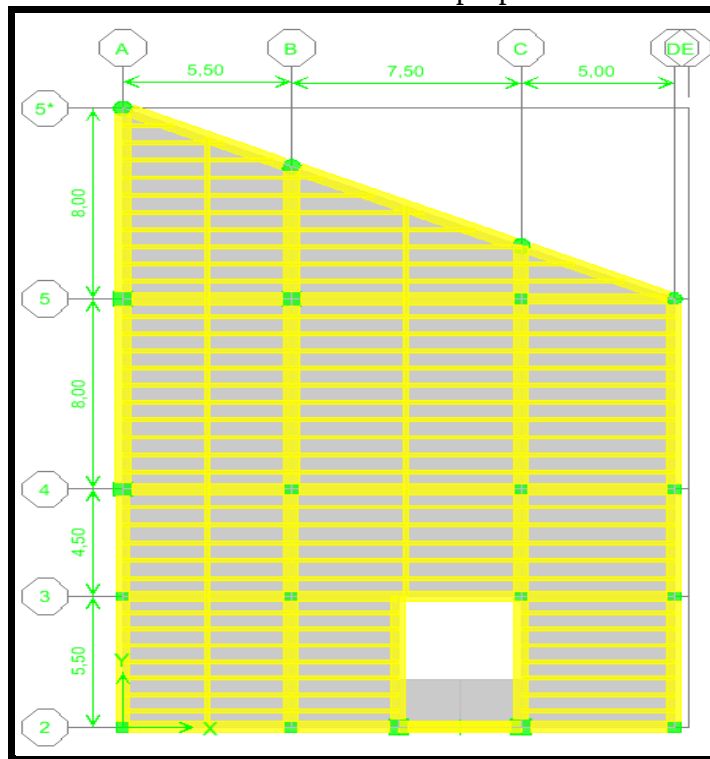


Figura 40. Planta de Nueva Configuración Módulo 3 (Edificio Norte)
Fuente: Elaboración propia

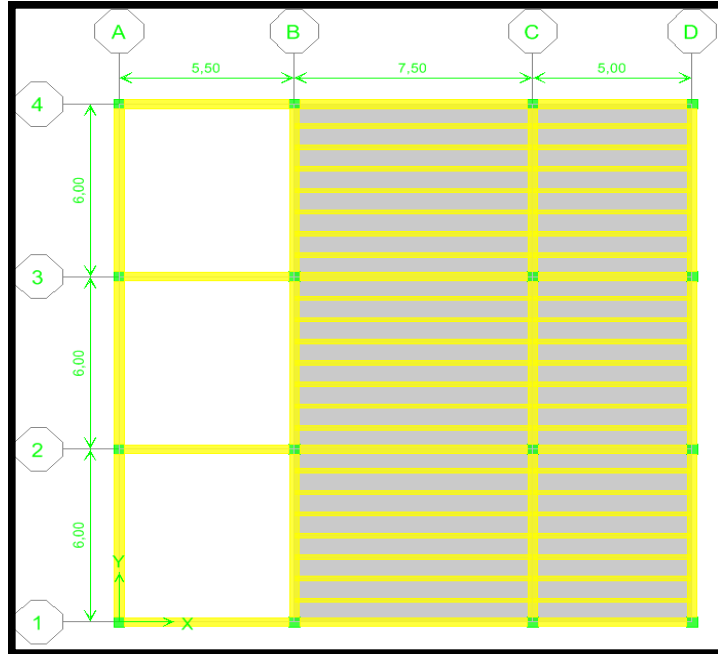


Figura 41. Planta de Nueva Configuración Pasarela 2 (Edificio Norte)
Fuente: Elaboración propia

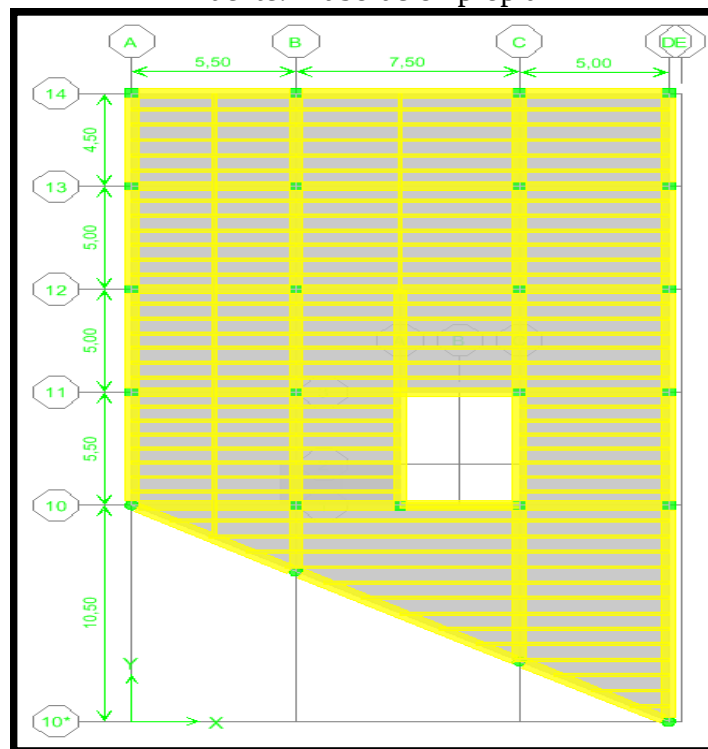


Figura 42. Planta de Nueva Configuración Módulo 4 (Edificio Norte).
Fuente: Elaboración propia

4.7 Elección de Factor de Reducción de Respuesta

De acuerdo al nivel de diseño seleccionado, al tipo de estructura y al nuevo nivel de regularidad que tienen las plantas luego de ser divididas, se selecciona el máximo factor de reducción de respuesta de acuerdo a la norma ($R=6$)

4.8 Acciones Gravitacionales y Sísmicas

4.8.1 Cargas Gravitacionales

- **Cargas Permanentes (CP):** la misma es calculada automáticamente por el programa ETABS 9 y considera los pesos propios provenientes de todos los elementos estructurales (vigas, y columnas) y de algunos elementos no estructurales (losas y escaleras) revestimiento, mampostería, etc.)
- **Sobrecarga Permanente (SCP):** considera la acción de las cargas producto de los diferentes revestimientos (piso y techo) también incluye el peso de la tabiquería.
- **Cargas Variables (CV):** se consideraron las acciones variables tal como lo establece la Norma COVENIN 2002-88 para los niveles intermedios.

Tabla 9. Análisis de Carga de la Edificación por Zonas

Zona	Uso	CV	Tabiquería	Acabado Sup	Acabado Sup (Obra Limpia)	SCP
Z1	Aulas	330	0	100	20	120
Z2	Oficinas	250	230	100	20	350
Z3	Pasillos	400	0	100	20	120
Z4	Escaleras	500	0	100	20	120
Z5	Área de Servicio	300	230	100	20	350
Z6	Techo	100	50	50	0	100
Todas las unidades en (Kgf/m²)						

Fuente: Elaboración propia

4.8.2 Definición de Factores de Masa

Se definieron los correspondientes factores de masa de acuerdo a la norma, y se expresaron de la siguiente manera:

Carga Permanente (CP) = 1,00

Sobrecarga Permanente (SCP) = 1,00

Carga variable (CV) = 0,50

4.8.3 Acciones Sísmicas (S)

En este sentido el Espectro de Diseño empleado para cada estructura según lo dispone la Norma COVENÍN 1756-01 tiene las siguientes características como se ilustran en las figuras 42, 43 y 44.

4.8.3.1 Edificio Sur-Oeste:

Módulo 1 (figura 43):

- Zona sísmica: 4.
- Peligro Sísmico: intermedio.
- Coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,25$.
- Forma Espectral S2 (Según estudio de Suelo).
- Factor de corrección $\phi = 0.80$
- Clasificación según su uso: Grupo A. Factor de importancia $\alpha = 1.30$
- Nivel de Diseño ND3.
- Tipo de Sistema Resistente a Sismo: Special Moment Frame (SMF) en dirección X y Y. (Tipo J)
- Factor de reducción de respuesta: $R=6,0$.
- $T^* = 0,70$ seg.

- $\beta = 2,60$
- $P = 1,00$
- $T+ = 0,40$ seg.
- $C = 1,23$
- Coeficiente de amortiguamiento = 5 %
- Altura de edificación: 14,50m
- Numero de niveles: 4 niveles

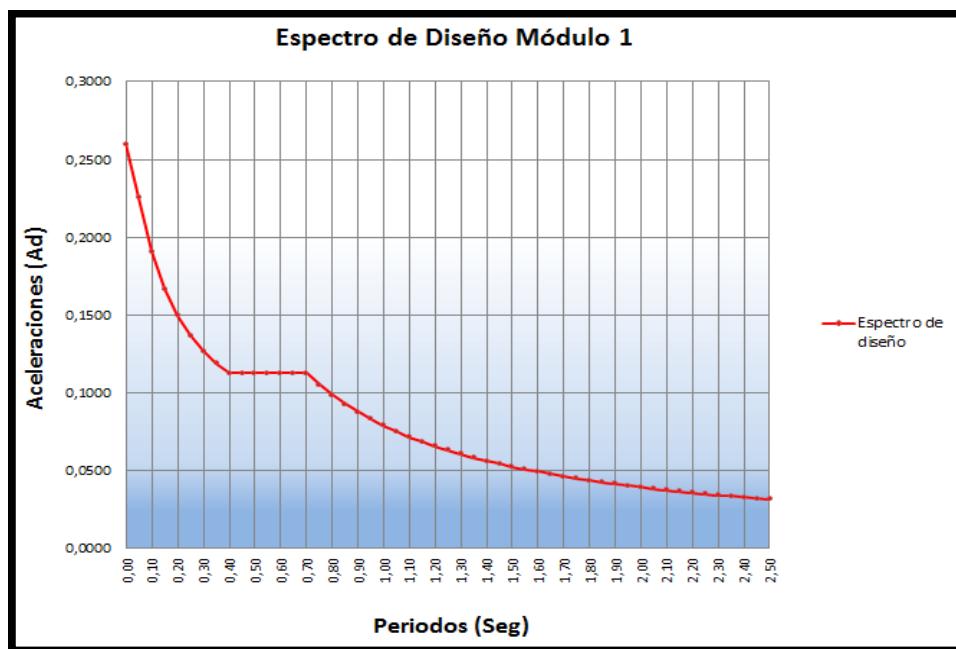


Figura 43. Espectro de Diseño Módulo 1. EZ4S2AR6
Fuente: Elaboración propia

Se empleó el mismo espectro de diseño para la acción simultánea de las componentes sísmicas, se aplicó la combinación de acciones del 100% en una dirección más el 30% en la dirección ortogonal y viceversa, según lo dispuesto en la Norma COVENIN 1756-01.

Módulo 2 y 3 (figura 44):

- Zona sísmica: 4.
- Peligro Sísmico: intermedio.
- Coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,25$.
- Forma Espectral S2 (Según estudio de Suelo).
- Factor de corrección $\phi = 0.80$
- Clasificación según su uso: Grupo A. Factor de importancia $\alpha = 1.30$
- Nivel de Diseño ND3.
- Tipo de Sistema Resistente a Sismo: Special Moment Frame (SMF) en dirección X y Y. (Tipo J)
- Factor de reducción de respuesta: $R=6,0$.
- $T^* = 0,70$ seg.
- $\beta = 2,60$
- $P = 1,00$
- $T^+ = 0,40$ seg.
- $C = 1,23$
- Coeficiente de amortiguamiento = 5 %
- Altura de edificación: 11m
- Número de niveles: 3 niveles

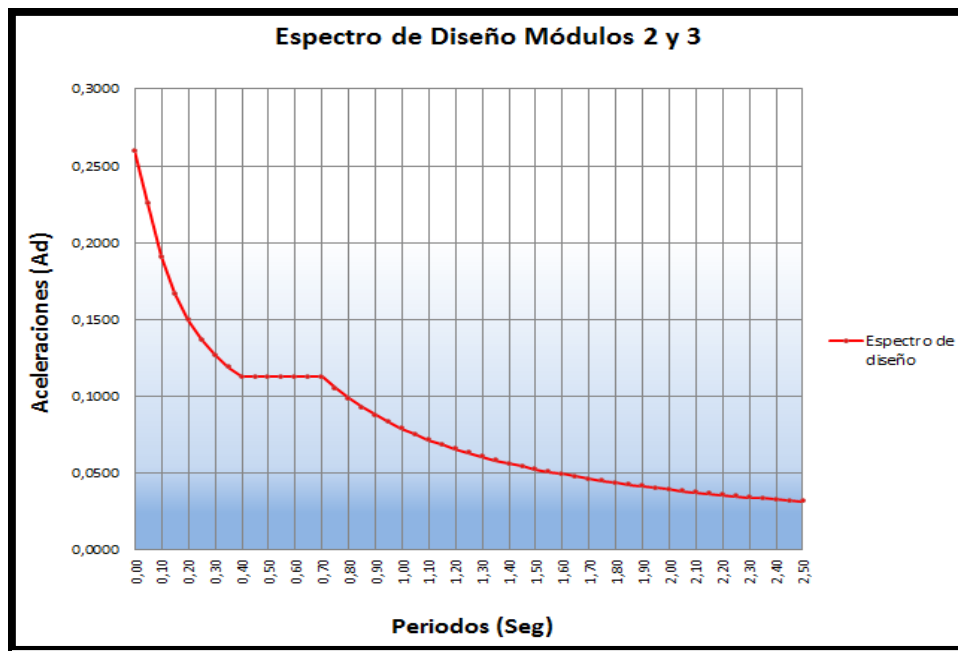


Figura 44. Espectro de Diseño Módulos 2 y 3. EZ4S2AR6
Fuente: Elaboración propia

Módulo 4, Pasarela 1 y Pasarela 2 (figura 45):

- Zona sísmica: 4.
- Peligro Sísmico: intermedio.
- Coeficiente de aceleración horizontal $A_0 = 0,25$.
- Forma Espectral S2 (Según estudio de Suelo)
- Factor de corrección $\phi = 0.80$
- Clasificación según su uso: Grupo A. Factor de importancia $\alpha = 1.30$
- Nivel de Diseño ND3.
- Tipo de Sistema Resistente a Sismo: Special Moment Frame (SMF) en dirección X y Y.
- Factor de reducción de respuesta: $R=6,0$.

- $T^* = 0,70$ seg.
- $\beta = 2,60$
- $P = 1,00$
- $T^+ = 0,40$ seg.
- $C = 1,23$
- Coeficiente de amortiguamiento = 5 %
- Altura de edificación: 7,5 m
- Numero de niveles: 2

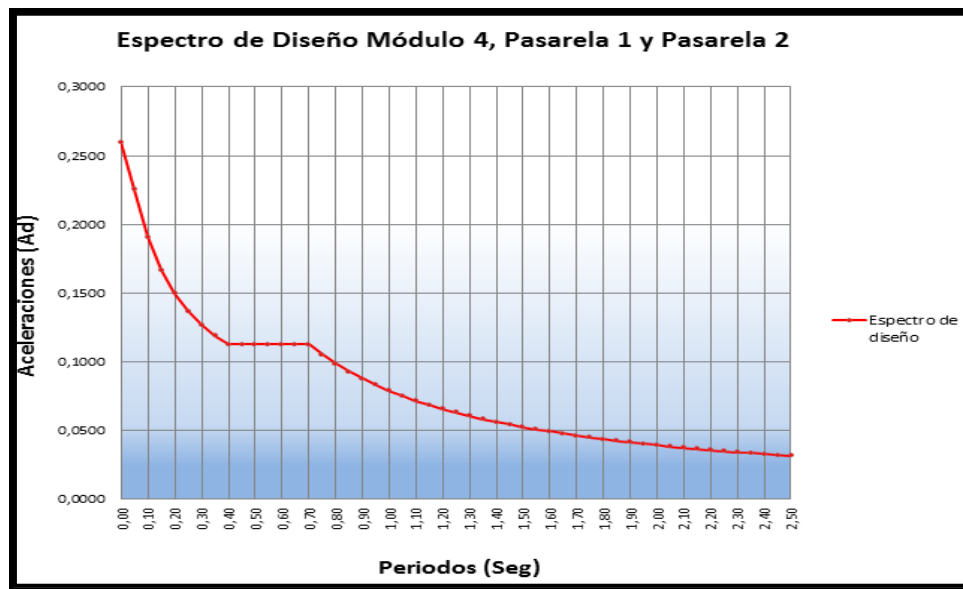


Figura 45. Espectro de Diseño Pasarela 1. EZ4S2AR6
Fuente: Elaboración propia

4.8.4 Acciones Debidas a la Componente Sísmica Vertical (Sv):

Según lo dispone la Norma COVENIN 1756-01 debe sumársele a los efectos de la componente sísmica horizontal el efecto alternante de la componente sísmica vertical expresada de la siguiente forma: $(0,2\alpha\phi\beta A_o)$ $CP=(0,2*1,30*0,80*2,60*0,25)CP$, en definitiva la acción alternante debida a la componente sísmica vertical debe ser de: $S_v = 0,1352CP$.

4.9 Definición de Combinaciones de Carga

A continuación se presentan las combinaciones de carga usadas para el análisis y diseño de cada uno de los elementos estructuras que conforman el sistema estructural. De acuerdo a la metodología planteada se definieron los siguientes casos de carga.

- UDCon1: $1.4 \text{ PP} + 1.4 \text{ SCP}$
- UDCon2: $1.2 \text{ PP} + 1.2 \text{ SCP} + 1.6 \text{ CV}$
- UDCon3: $1.352 \text{ PP} + 1.352 \text{ SCP} + 1 \text{ CV} + 1 \text{ SX} + 0.3 \text{ SY}$
- UDCon4: $1.352 \text{ PP} + 1.352 \text{ SCP} + 1 \text{ CV} + 1 \text{ SY} + 0.3 \text{ SX}$
- UDCon5: $1.048 \text{ PP} + 1.048 \text{ SCP} + 1 \text{ SX} + 0.3 \text{ SY}$
- UDCon6: $1.048 \text{ PP} + 1.048 \text{ SCP} + 1 \text{ SY} + 0.3 \text{ SX}$

Cabe destacar que las últimas 4 combinaciones ya poseen incorporados el factor del sismo vertical sobre la carga permanente y la sobrecarga permanente, igual a $S_v = 0,1352 \text{ CP}$.

4.10 Modelado, Análisis y Diseño Estructural Módulo 1.

Este edificio presenta una configuración de planta en la cual se encuentran los 2 núcleos de circulación vertical hacia el extremo derecho del mismo, también posee una forma casi rectangular de (17,5x19,5) con volados de 1,5m de ancho extendidos a lo largo de su ala este, posee la misma geometría en su planta en los niveles del 1 al 4. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (figura 46)

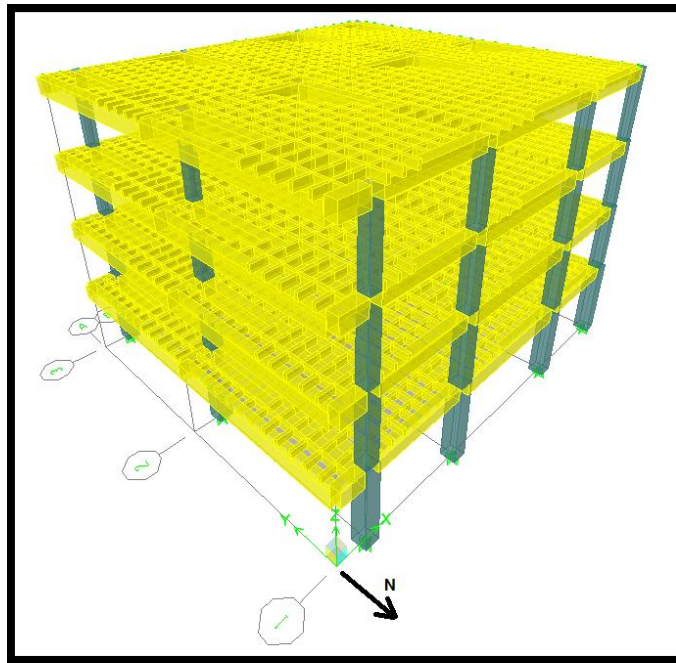


Figura 46. Vista 3D Módulo 1 (Fachada Norte y Lateral Este)
Fuente: Elaboración propia

4.10.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas

A continuación se presentan una serie de imágenes en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, tanto en planta como en elevación en ambas direcciones. (ver figuras de la 47 a la 51)

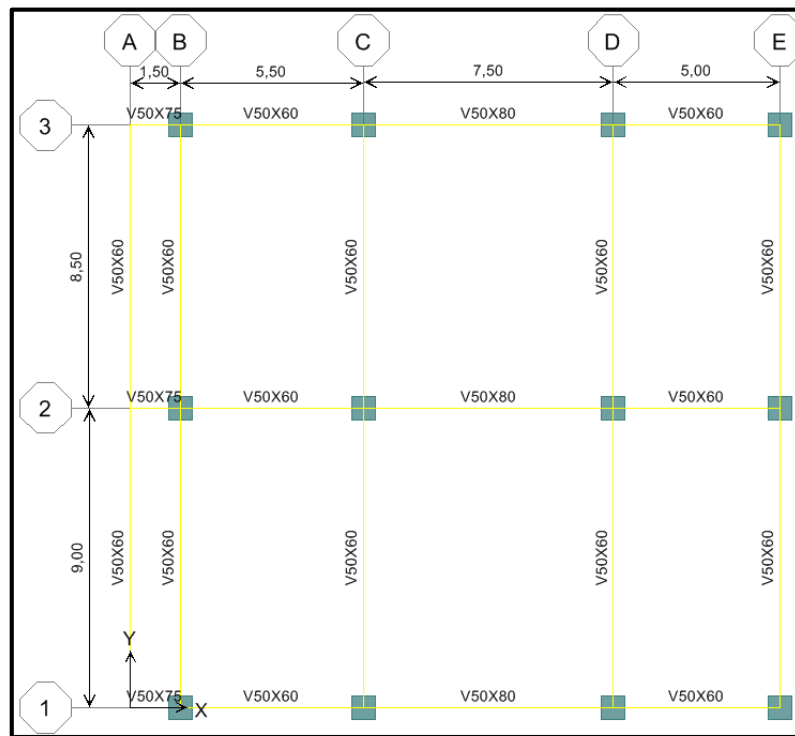


Figura 47. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1, 2 y 3)
Fuente: Elaboración propia

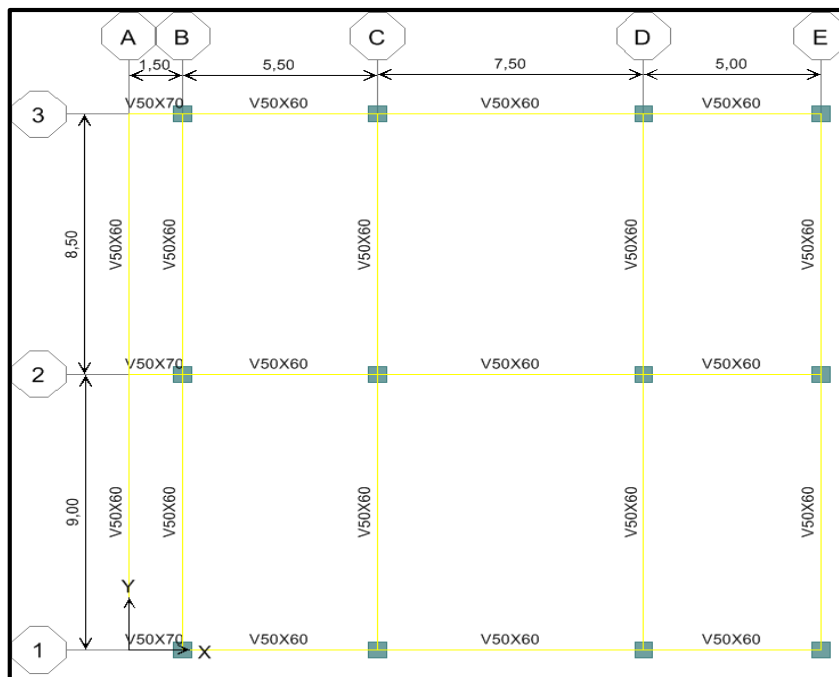


Figura 48. Secciones Finales de Vigas (Nivel 4)
Fuente: Elaboración propia

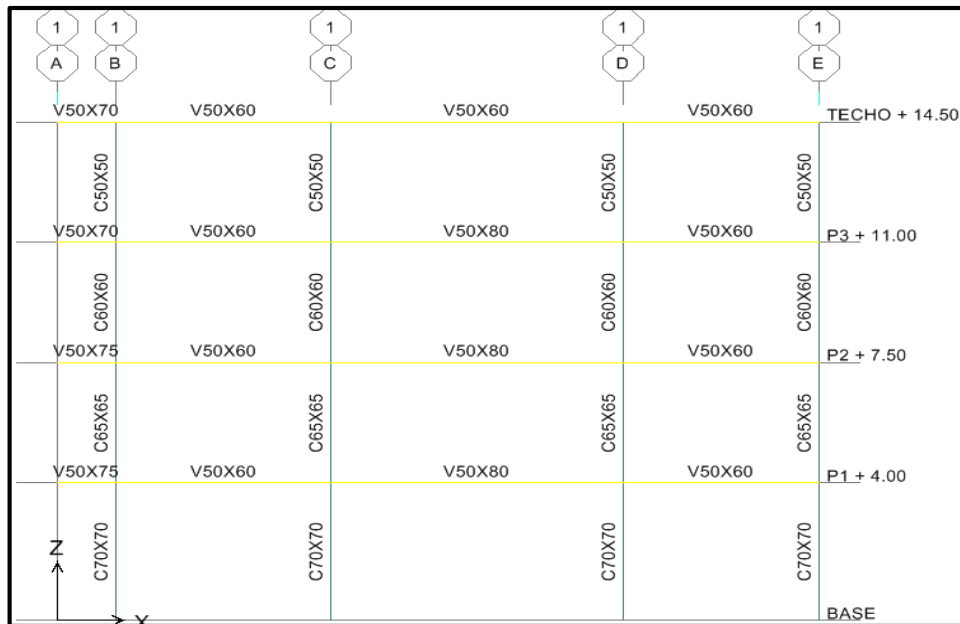
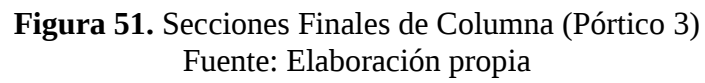


Figura 49. Secciones Finales de Columna (Pórtico 1)
Fuente: Elaboración propia



Figura 50. Secciones Finales de Columna (Pórtico 2)
Fuente: Elaboración propia



4.10.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas

A continuación se presenta la Tabla 10 con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación

Tabla 10. Coordenadas X y Y del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez

Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
TECHO + 14.50	D1	10,64	7,91	10,09	8,84
P3 + 11.00	D1	10,74	7,91	10,10	8,84
P2 + 7.50	D1	10,75	7,92	10,19	8,84
P1 + 4.00	D1	10,77	7,92	10,30	8,82
MASA TOTAL (Tonf):	153,06				

Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse, los centros de masa y rigidez de los niveles P1, P2, P3 y P4 es similar, ya que la distribución de las masas en ellos es igual. Adicionalmente como se observa en la tabla siguiente se obtiene una sumatoria de masas totales de 153,06 tonf por diafragma.

4.10.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Según lo establecido en la norma venezolana (COVENIN, 2001) de “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. En el caso de estudio, se consideró un número de modos igual a 3 veces el número de plantas, por lo cual para el Edificio Este se consideraron 12 modos.

A continuación se presenta la tabla de masas participativas por modos:

Tabla 11. Porcentaje de Masas Participativas por Modo de Vibración

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
		Segundos				
1	1	0,569	0,412	79,791	97	1
2	2	0,530	79,968	0,718	98	97
3	3	0,446	2,003	1,674	100	100
4	4	0,194	0,023	11,338	100	100
5	5	0,184	11,318	0,031	100	100
6	6	0,157	0,086	0,085	100	100
7	7	0,110	0,002	4,167	100	100
8	8	0,107	4,020	0,002	100	100
9	9	0,091	0,058	0,001	100	100
10	10	0,071	0,059	2,102	100	100
11	11	0,070	2,005	0,074	100	100
12	12	0,059	0,047	0,018	100	100

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el segundo modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 98%, mientras que en “Y” un 97%. (ver figuras de la 52 a la 60)

4.10.4 Modos de Vibración de la Estructura

Modo 1 (Traslacional)

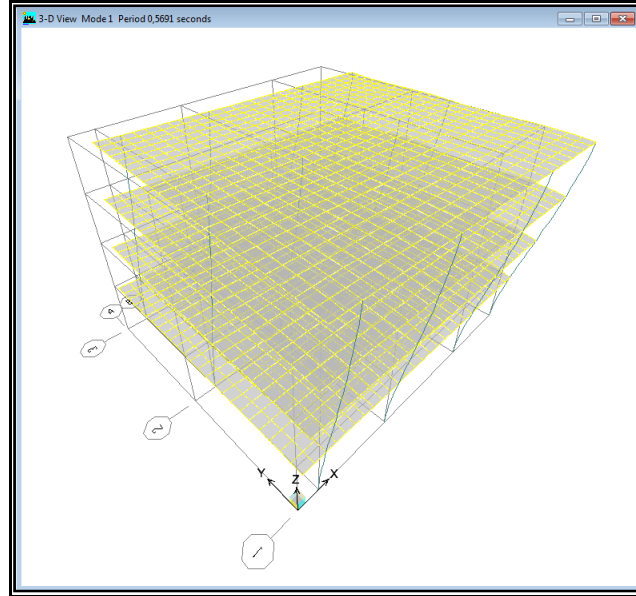


Figura 52. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 1. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

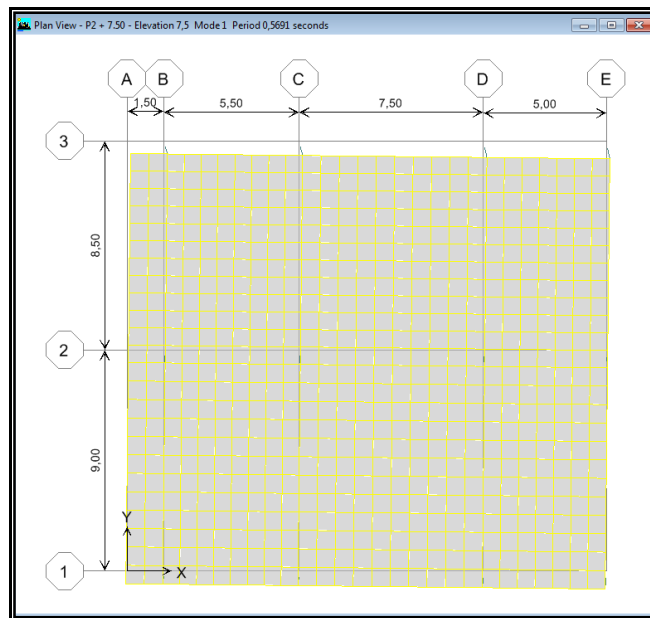


Figura 53. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 1.
(Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia.

Modo 2 (Traslacional)

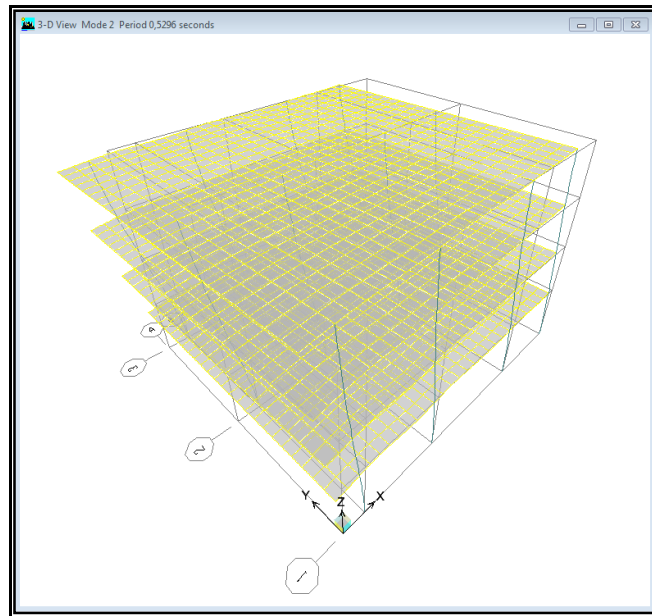


Figura 54. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo1. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia.

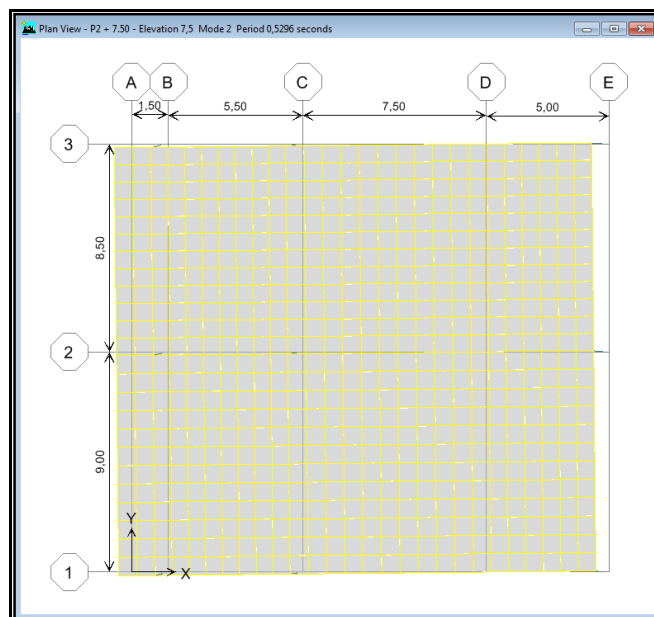


Figura 55. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo1.
(Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

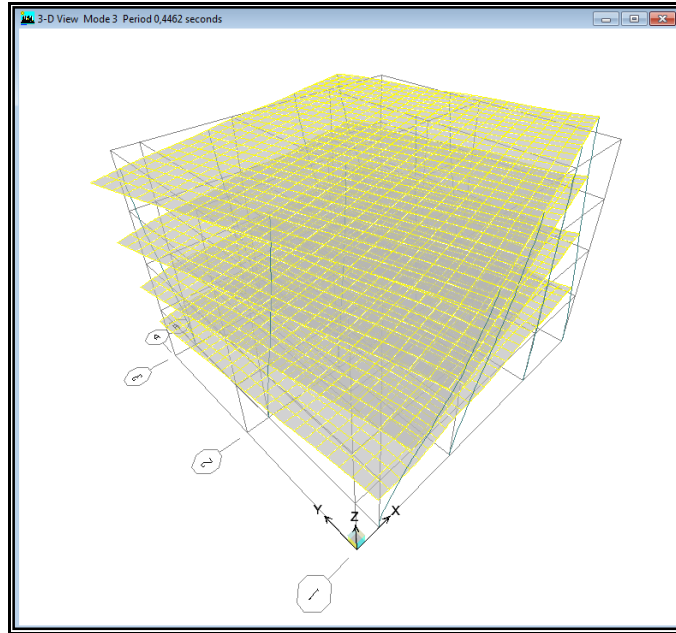


Figura 56. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 1. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

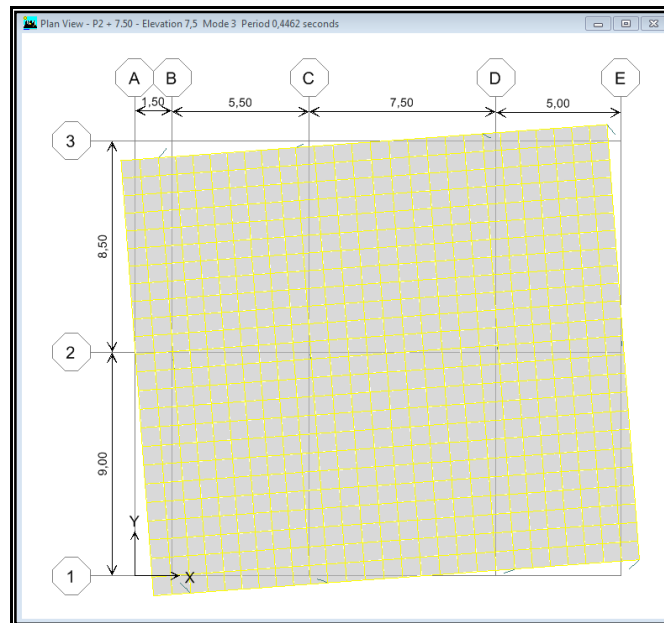


Figura 57. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 1.
(Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 4

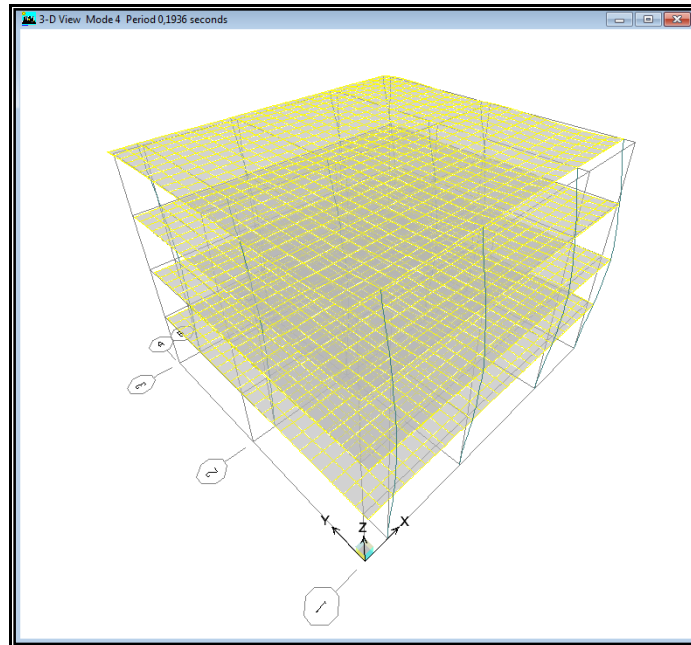


Figura 58. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 1. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 5

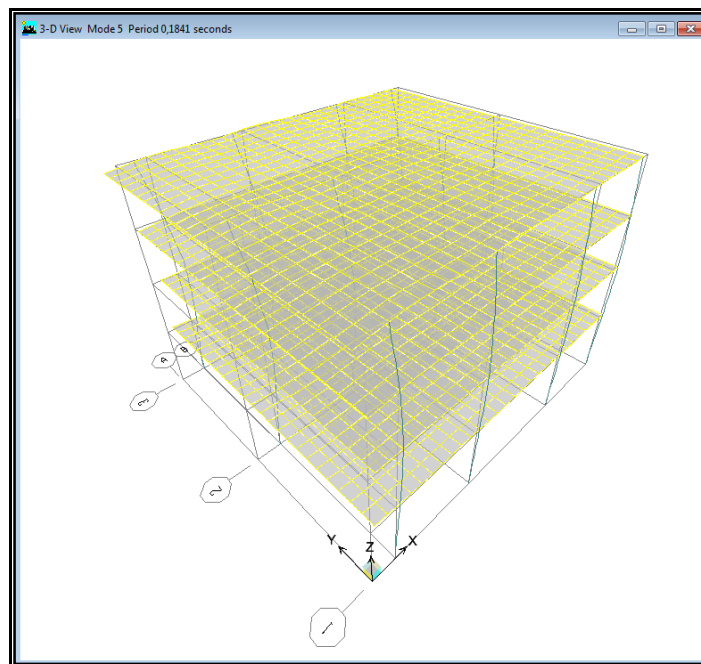


Figura 59. Modo de Vibración 5. Módulo 1. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 6

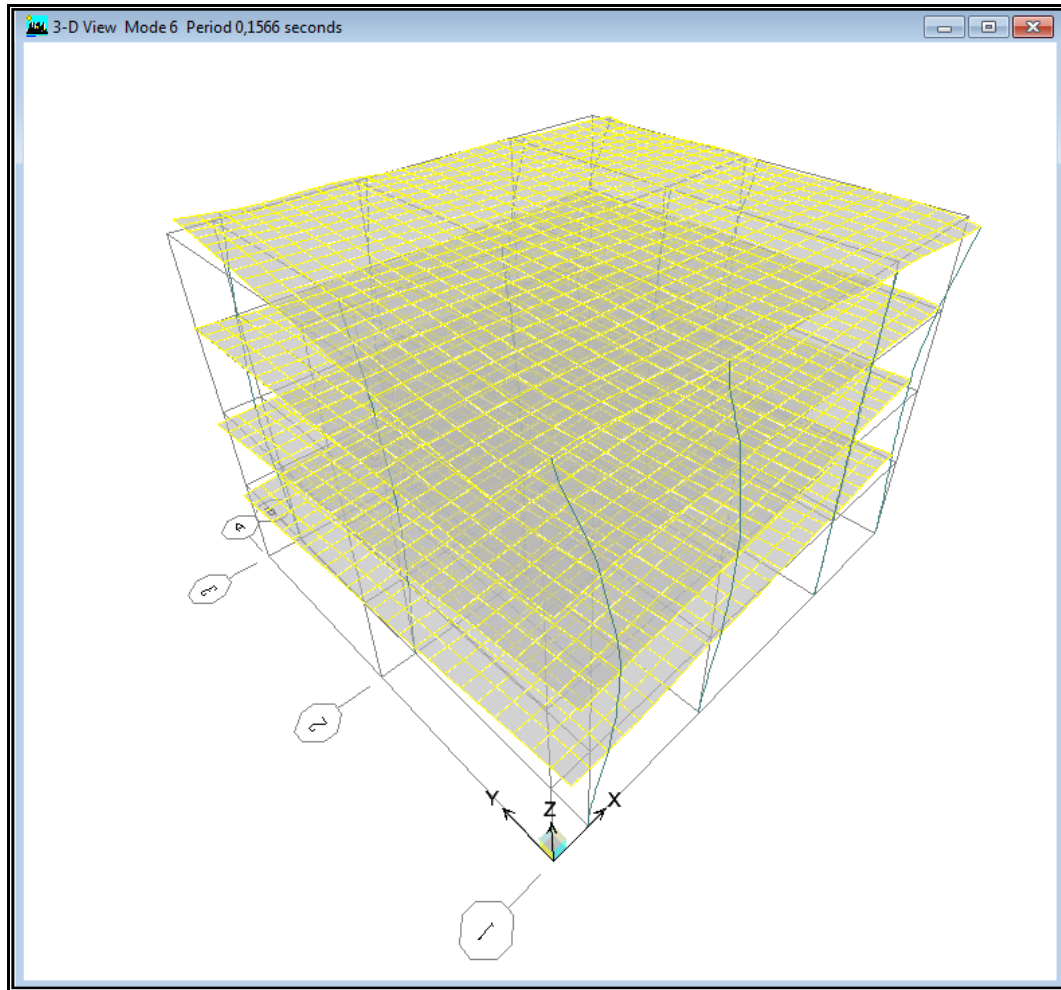


Figura 60. Modo de Vibración 6. Módulo 1 (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Se evidencia, que los primeros dos modos de vibración de la estructura resultaron traslacionales de esta manera se evitan modos rotacionales que ocasionan gran daño a los elementos estructurales.

4.10.5 Revisión de Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas

Los cortes obtenidos por piso debido a las acciones sísmicas en las direcciones “X” y “Y” se reflejan en la siguiente tabla:

Tabla 12. Cortes de Piso debido a Acciones Sísmicas. Edificio Módulo 1

Piso	Carga Caso/Combinación	Localizacion	VX	VY
			tonf	tonf
P4 + 14.50	SX y SY Max	Tope	59,17	3,77
P4 + 14.50	SX y SY Max	Base	59,17	3,77
P4 + 14.50	SX y SY Max	Tope	3,78	58,77
P4 + 14.50	SX y SY Max	Base	3,78	58,77
P3 + 11.00	SX y SY Max	Tope	110,21	7,58
P3 + 11.00	SX y SY Max	Base	110,21	7,58
P3 + 11.00	SX y SY Max	Tope	7,64	110,19
P3 + 11.00	SX y SY Max	Base	7,64	110,19
P2 + 7.50	SX y SY Max	Tope	145,95	10,2
P2 + 7.50	SX y SY Max	Base	145,95	10,2
P2 + 7.50	SX y SY Max	Tope	10,24	145,96
P2 + 7.50	SX y SY Max	Base	10,24	145,96
P1 + 4.00	SX y SY Max	Tope	165,72	11,44
P1 + 4.00	SX y SY Max	Base	165,72	11,44
P1 + 4.00	SX y SY Max	Tope	11,44	165,34
P1 + 4.00	SX y SY Max	Base	11,44	165,34

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las cortantes en ambas direcciones representan un comportamiento uniforme, resultado que era de esperarse, debido a que la planta de la edificación es cuadrada, lo que produce que la estructura tenga una respuesta de rigideces bastante

proporcionales en las dos direcciones. Este hecho puede apreciarse a través de las figuras 61 y 62:

Corte de Piso en Eje “X”

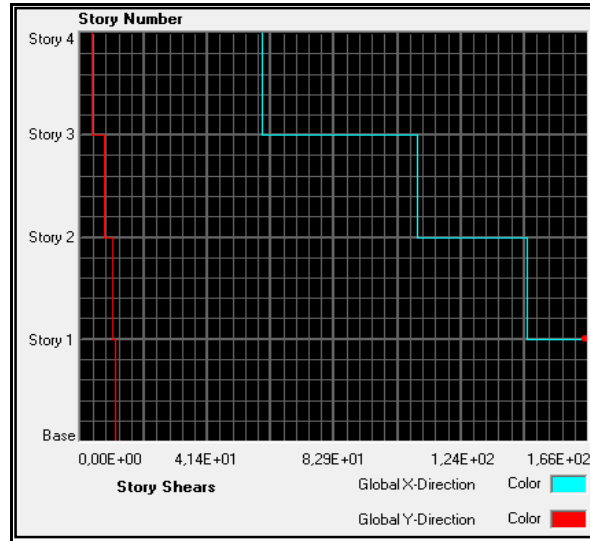


Figura 61. Cortes de Piso debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 1.
Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “Y”

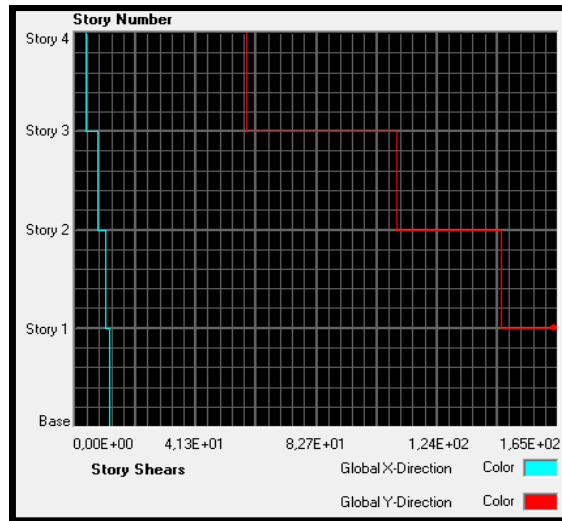


Figura 62. Cortes de Piso debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 1.
Fuente: Elaboración propia

4.10.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal

La Norma COVENIN establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_x , V_y) no deben ser menores al corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T = 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_x y V^*/V_y en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad.

Corte estático equivalente en las direcciones “X” y “Y” (ver tablas 13 y 14)

Tabla 13. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”

$V'_{oX} =$	128,10
$V'_{oY} =$	128,10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas

$V_{oX} =$	165,72
$V_{oY} =$	165,34

Fuente: Elaboración propia

Cociente entre el corte estático equivalente y el cortante máximo de piso, de acuerdo al capítulo 9 de la norma COVENIN 1756, debe ser menor a 1. (tabla 15)

Tabla 15. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

$V'_{oX} / V_{oX} =$	0,7730	≤ 1	→	Ok - Cumple
$V'_{oY} / V_{oY} =$	0,7748	≤ 1	→	Ok - Cumple

Fuente: Elaboración propia

Al cumplir ambos valores no es necesario realizar la corrección del cortante basal.

4.10.7 Revisión de Derivas Inelásticas

Para el caso de estudio, de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su tipo, se determinó que las mismas son edificaciones Tipo A, con elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura por lo cual el valor máximo permitido es 0,012.

De la siguiente tabla de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que es generado por la combinación UDCON4 en el nivel P2 (ver tabla 16 y figura 62:

Tabla 16. Derivas Elásticas Obtenidas del Programa ETABS

Piso	Carga	Punto	Item	DesplazamientoX
P2 + 7.50	SX	15	Max Despl. X	0,001110
P2 + 7.50	SX	15	Max Despl. Y	0,000296
P2 + 7.50	SY	909	Max Despl. X	0,000322
P2 + 7.50	SY	1042	Max Despl. Y	0,001341
P2 + 7.50	UDCON1	869	Max Despl. X	0,000084
P2 + 7.50	UDCON1	1042	Max Despl. Y	0,000034
P2 + 7.50	UDCON2	871	Max Despl. X	0,000084
P2 + 7.50	UDCON2	1042	Max Despl. Y	0,000046
P2 + 7.50	UDCON3	15	Max Despl. X	0,001282
P2 + 7.50	UDCON3	1042	Max Despl. Y	0,000714
P2 + 7.50	UDCON4	15	Max Despl. X	0,000730
P2 + 7.50	UDCON4	1042	Max Despl. Y	0,001459
P2 + 7.50	UDCON5	15	Max Despl. X	0,001260
P2 + 7.50	UDCON5	1042	Max Despl. Y	0,000701
P2 + 7.50	UDCON6	15	Max Despl. X	0,000708
P2 + 7.50	UDCON6	1042	Max Despl. Y	0,001446

Fuente: Elaboración propia

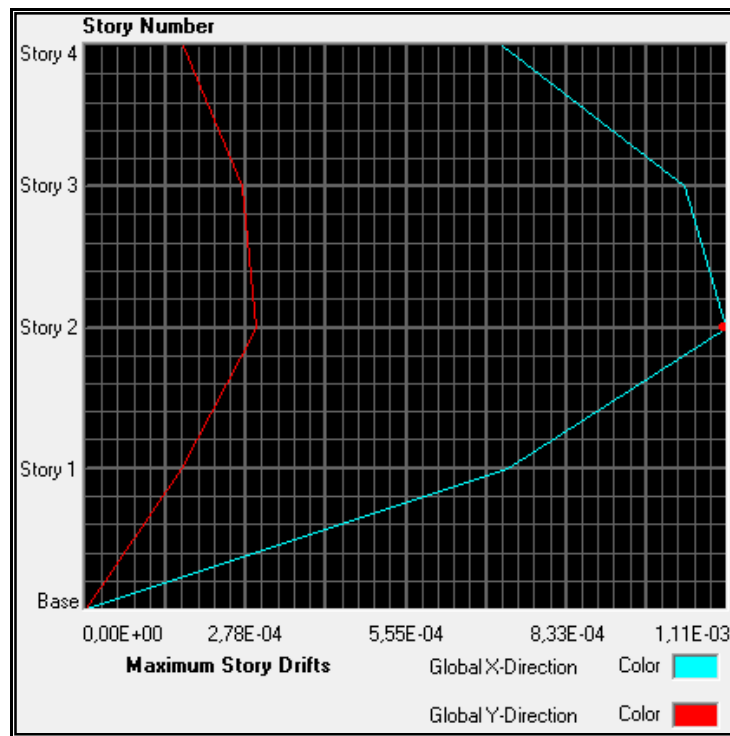


Figura 63. Diagrama de Derivas Inelásticas por Nivel para la Combinación UDCON4 (Valor Máximo de 0,001459 para el Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,001459, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente formula el valor máximo de la deriva inelástica:

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta_{elást}.$$

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot 6 \cdot 0,001459$$

$$\Delta_{inelást} = 0,007003$$

$$\Delta_{inelást} = 0,007003 < 0,012$$

Con lo cual se comprueba que la estructura cumple y se encuentra por debajo de valor máximo permitido.

4.10.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Esta es una relación se verifica el estado de resistencia de los elementos ante cargas sísmicas y gravitatorias. La misma, al ser mayor a la unidad refleja que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo.

A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Demanda/Capacidad en las columnas. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores (ver figuras 64,65, 66 y 67):

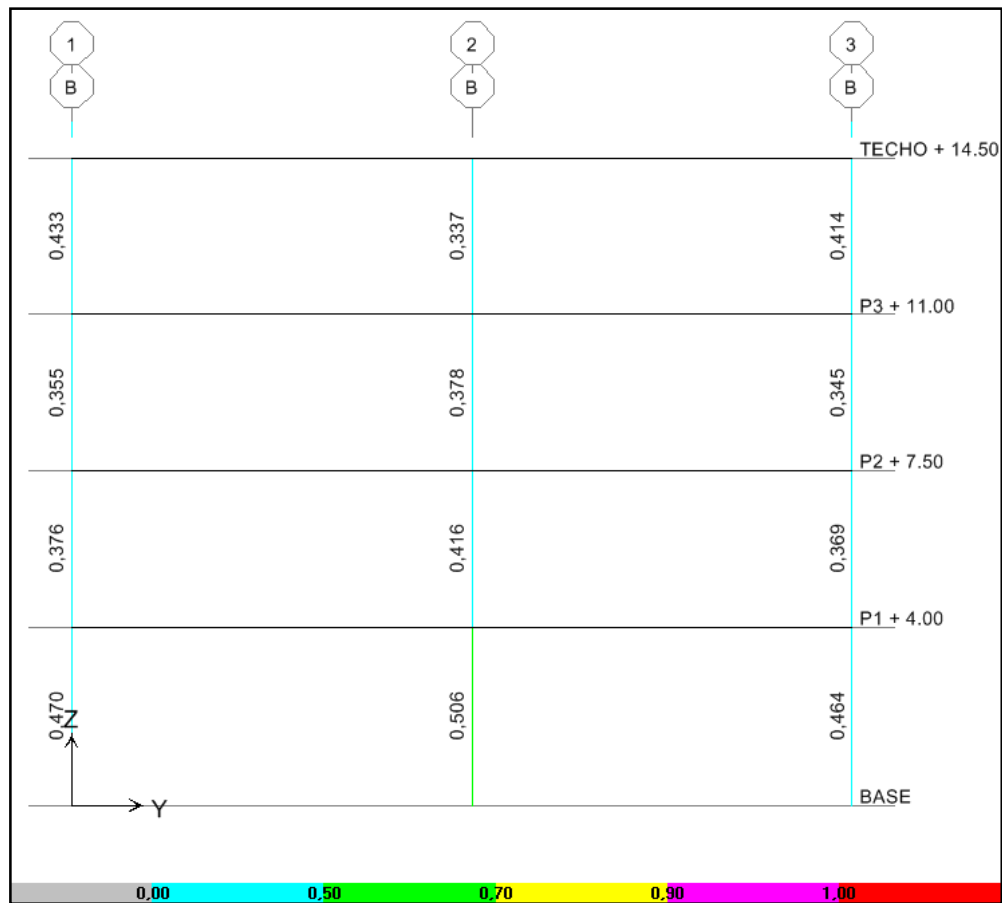
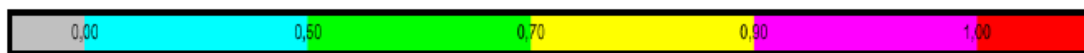


Figura 64. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

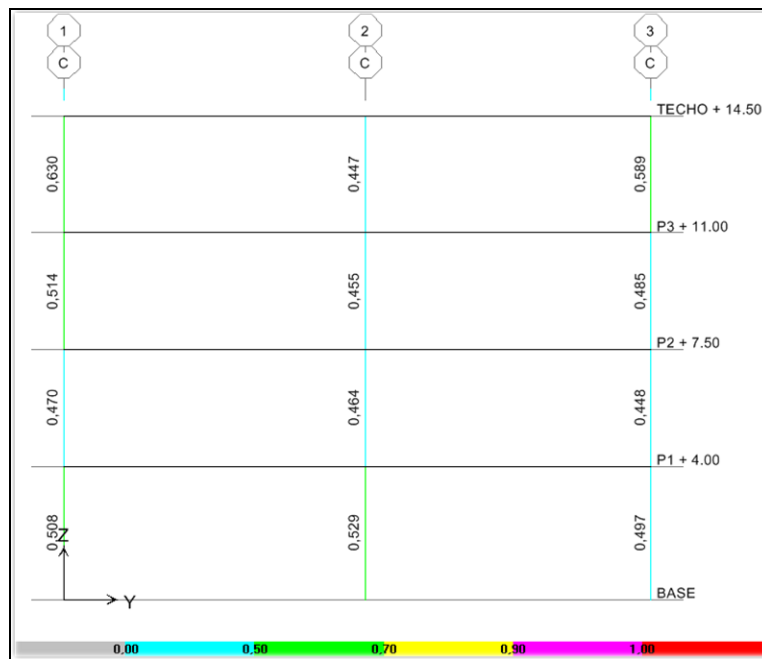


Figura 65. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

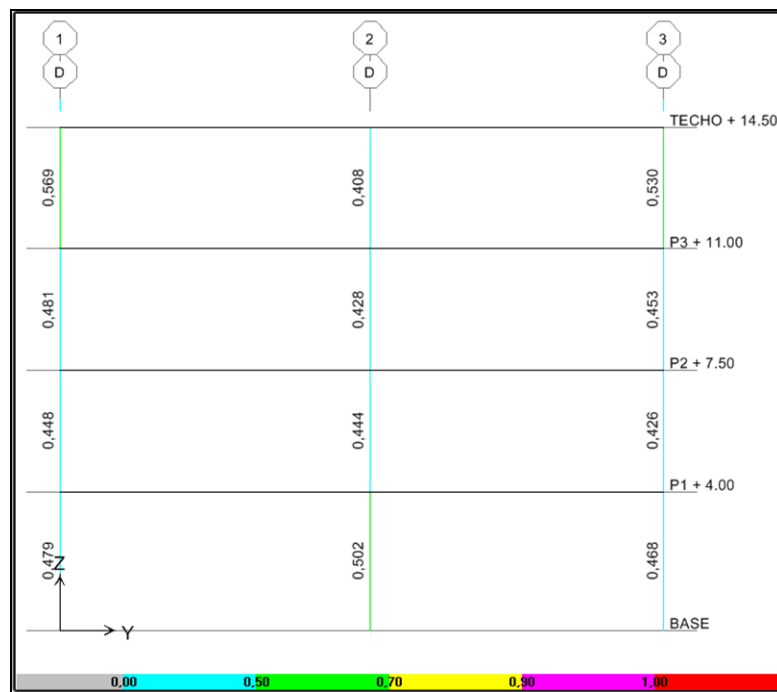


Figura 66. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

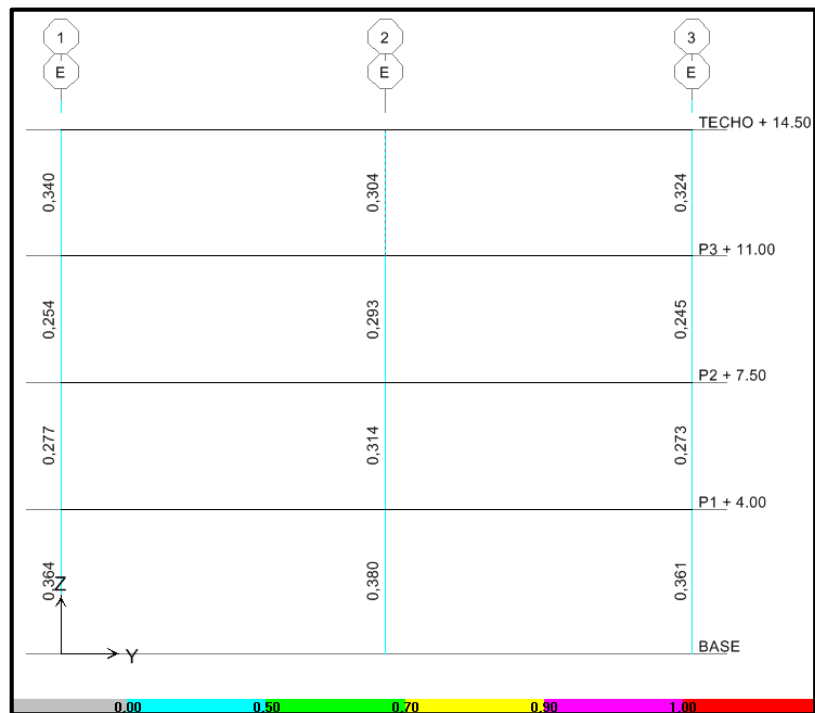


Figura 67. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico E
Fuente: Elaboración propia

4.10.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte

Esta es una relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, ya que indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, por lo tanto se garantiza la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas, y por lo tanto la estabilidad general de la estructura, a través de un mecanismo de falla dúctil.

A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Relación viga débil/columna fuerte. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores (ver figuras 68,69, 70 y71):

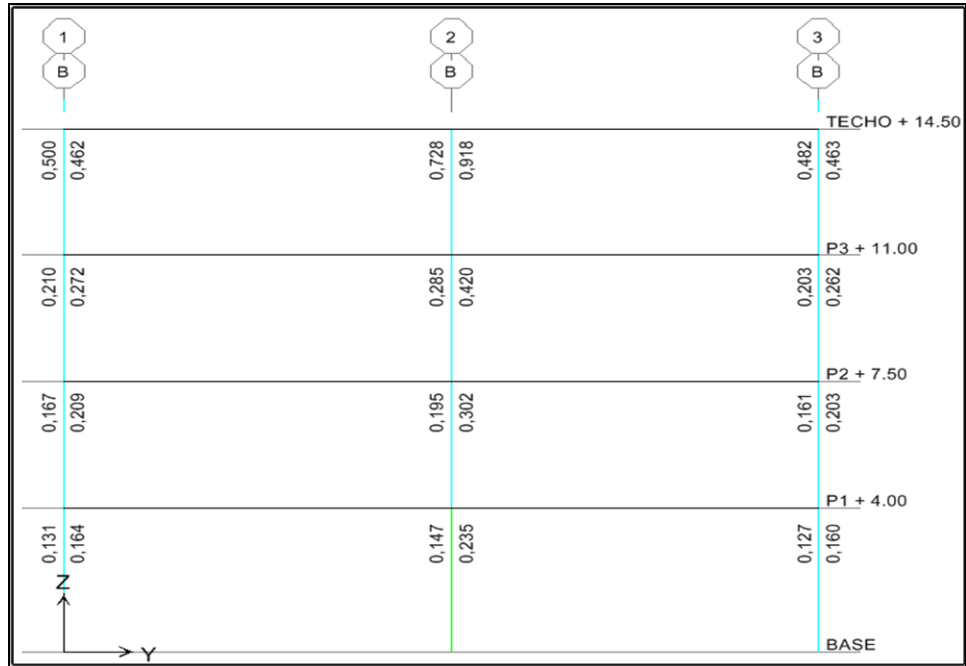


Figura 68. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

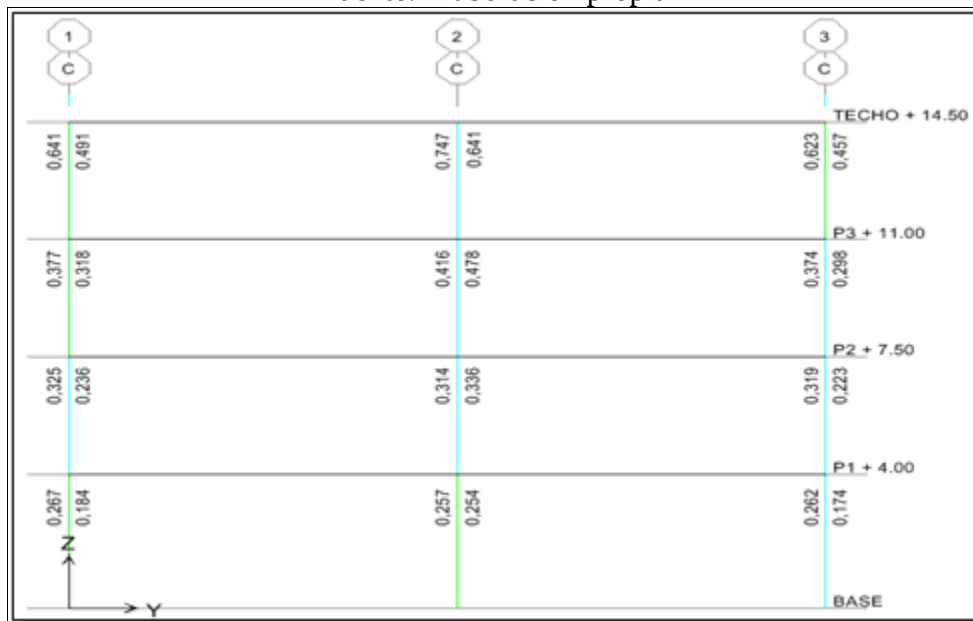


Figura 69. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

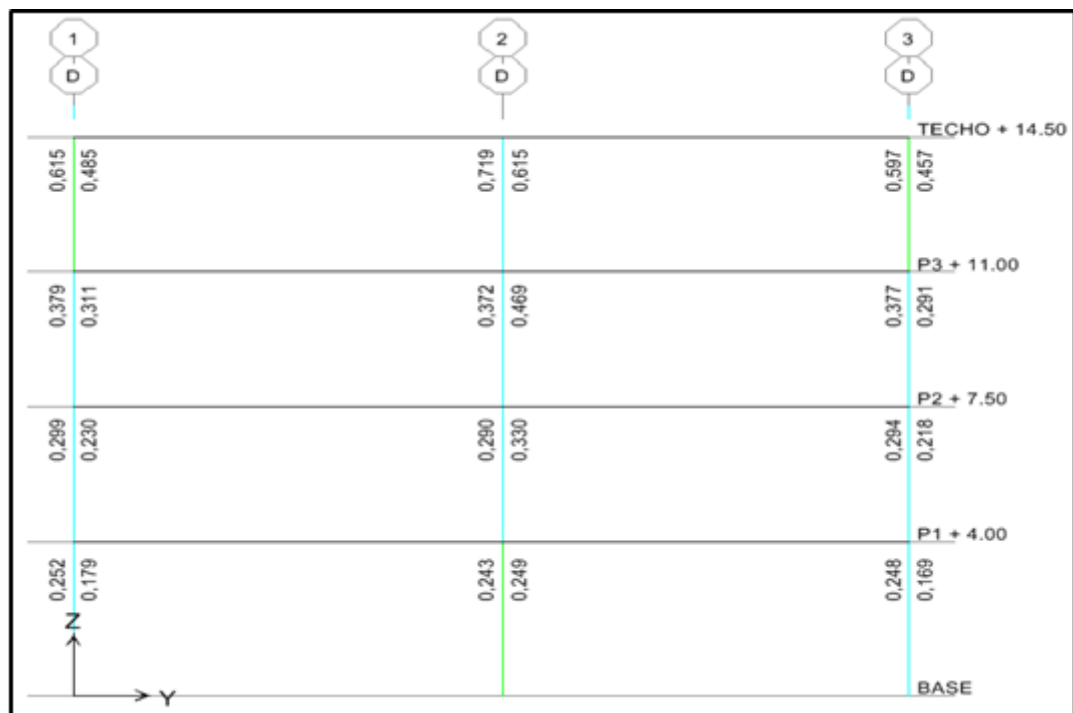


Figura 70. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

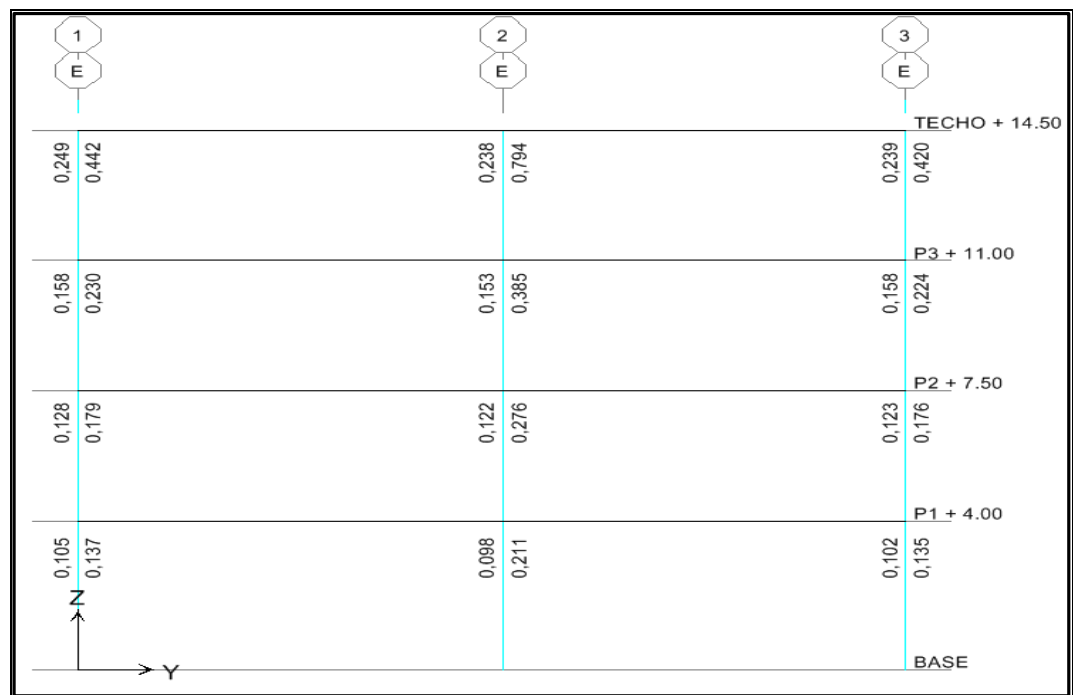


Figura 71. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico E
Fuente: Elaboración propia

4.11 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 2

Este edificio presenta una configuración de planta igual en todos sus niveles, posee un núcleo de circulación vertical ya que el acceso al edificio Sur-Oeste se hará por medio de este módulo, además a distribución vertical es variable con una área de $461,00\text{m}^2$ en los niveles P1 y P2 reduciéndose a un área de $340,75\text{m}^2$, también cabe destacar que en la fachada este el edificio posee un volado de $1,50\text{m}$ de ancho con sección continua de $15,0\text{m}$ de longitud, que tiene como finalidad servir de apoyo para un parasol que permitirá reducir la incidencia de los rayos solares sobre las aulas de clase. Es importante resaltar que en el ala Sur de la edificación existe un pórtico no ortogonal el cual está concebido para otorgar un cambio de dirección a lo largo conjunto estructural. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (figura 72):

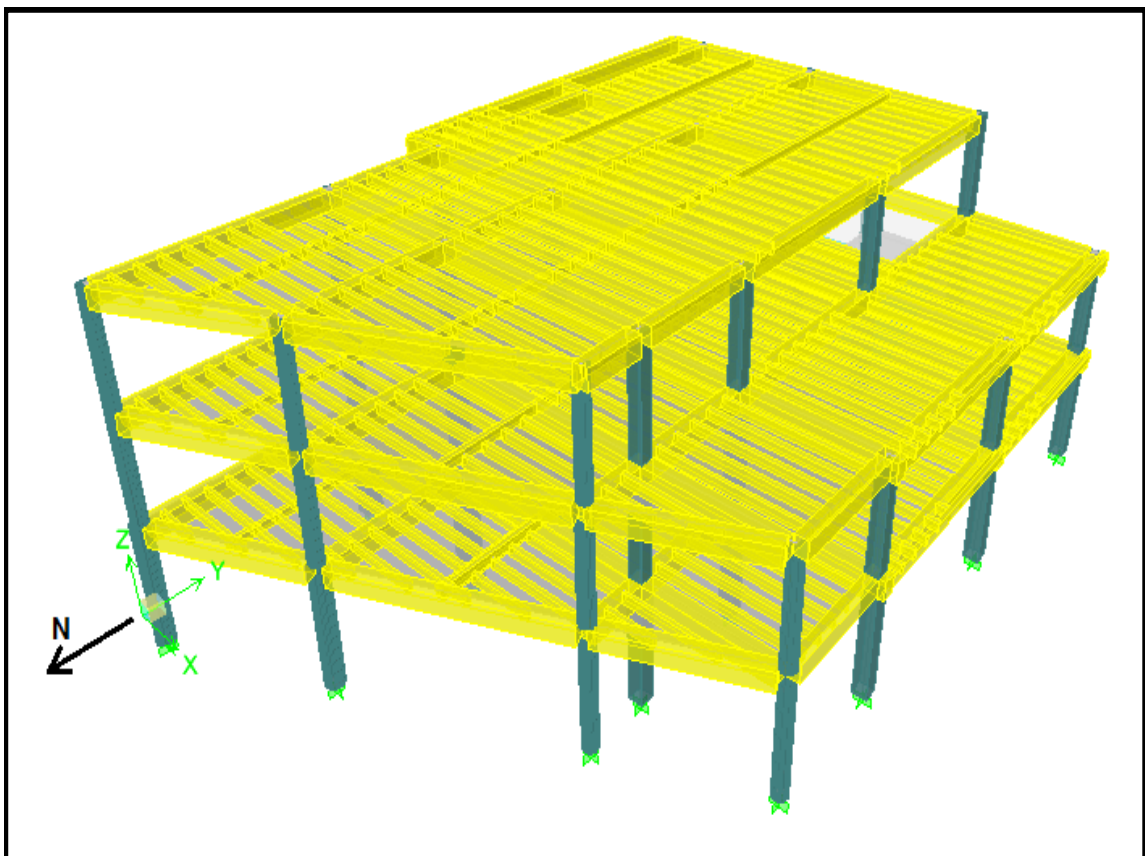


Figura 72. Vista 3D Edificio Módulo2 (Fachada Norte-Lateral Oeste)

Fuente: Elaboración propia

4.11.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas

A continuación se presentan una serie de Figuras en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, tanto en planta como en elevación en ambas direcciones. (ver figuras de la 73 a la 78)

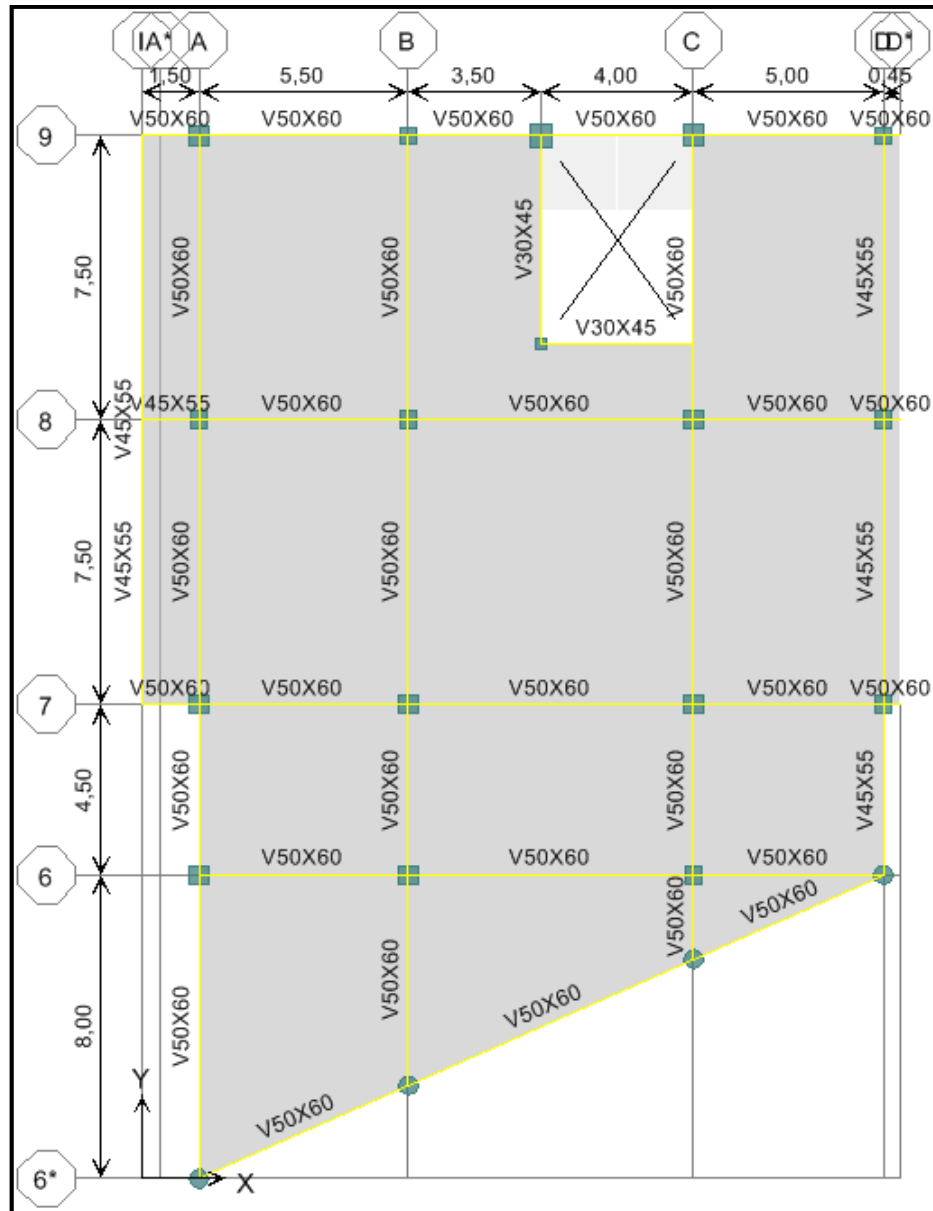


Figura 73. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2)
Fuente: Elaboración propia

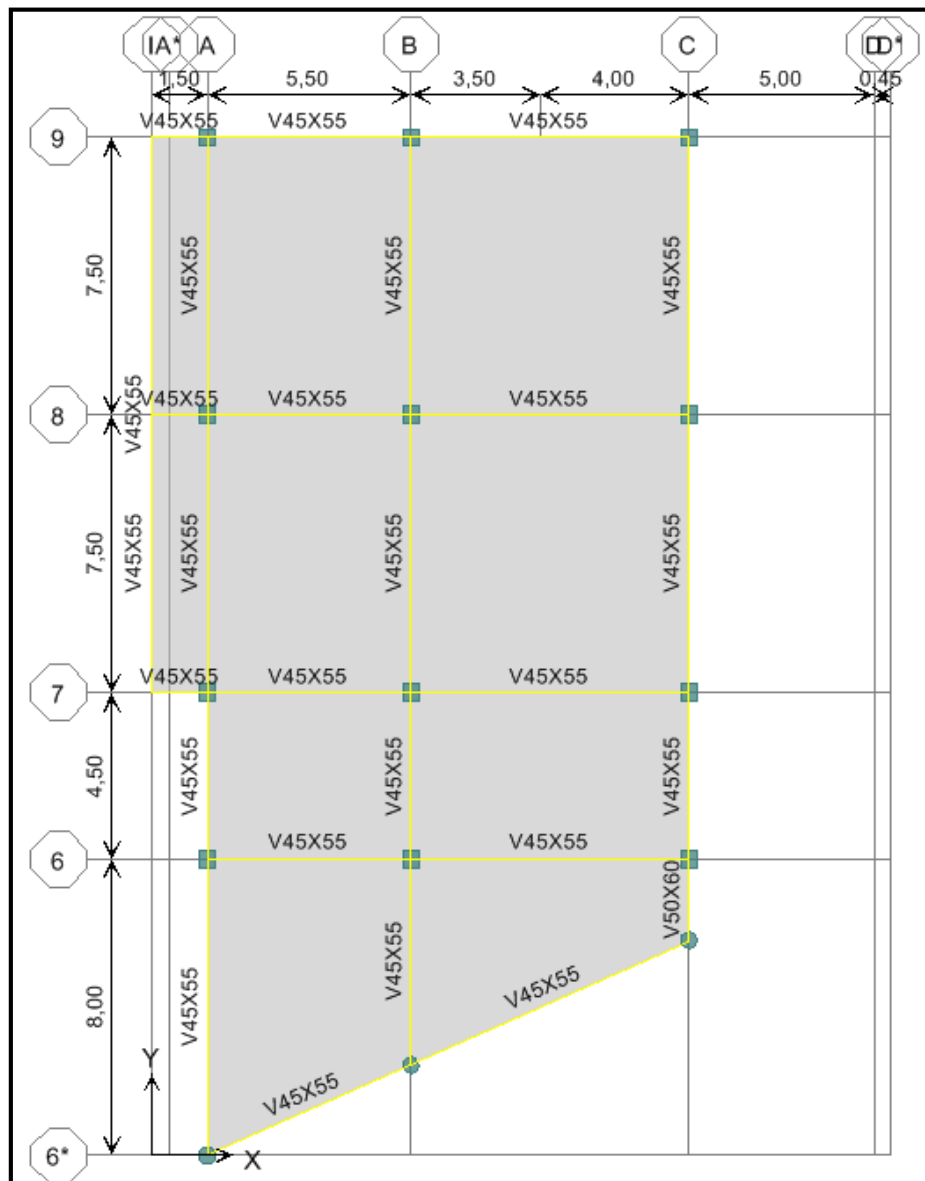


Figura 74. Secciones Finales de Vigas (Nivel 3)
Fuente: Elaboración propia

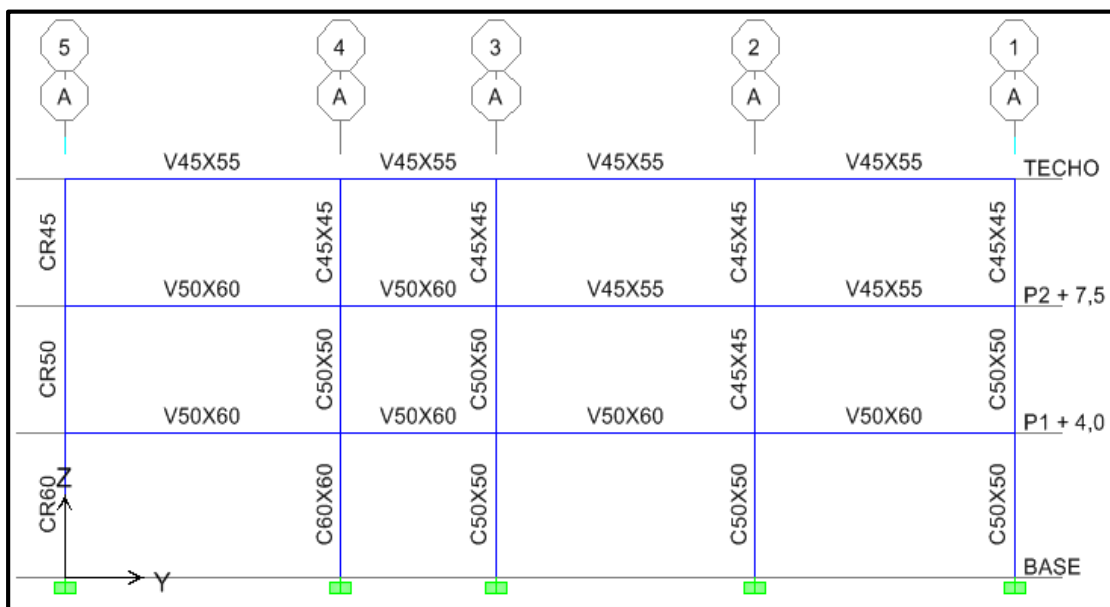


Figura 75. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A)
Fuente: Elaboración propia

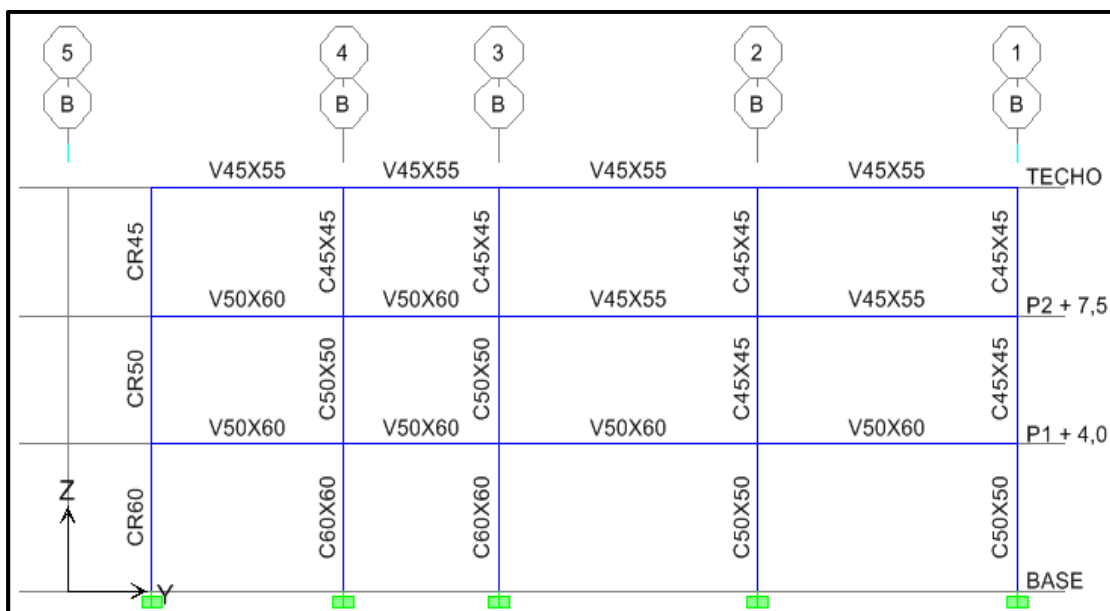


Figura 76. Secciones Finales de Columnas (Pórtico B)
Fuente: Elaboración propia

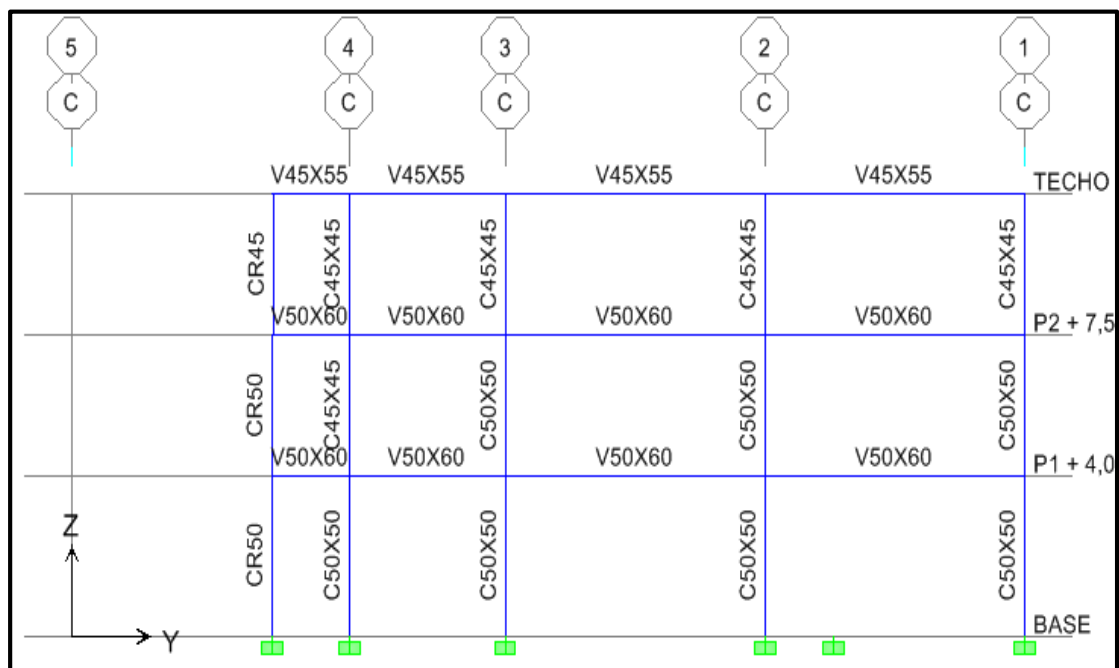


Figura 77. Secciones Finales de Columnas (Pórtico C)
Fuente: Elaboración propia

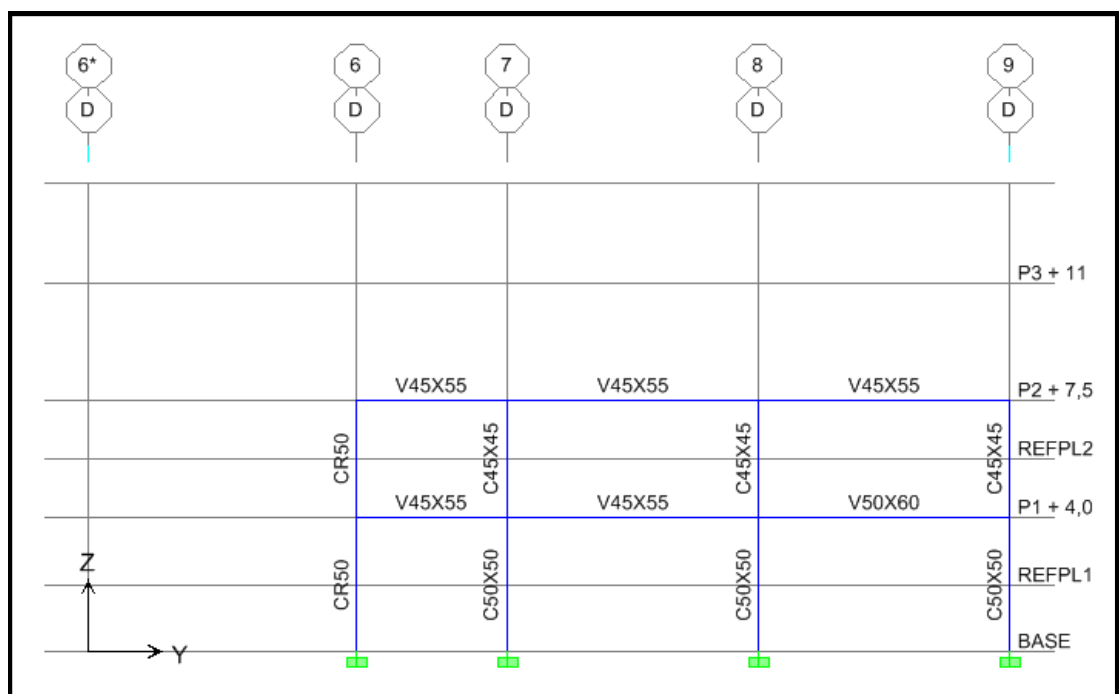


Figura 78. Secciones Finales de Columnas (Pórtico D)
Fuente: Elaboración propia

4.11.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas

A continuación se presenta la Tabla 17, con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación:

Tabla 17. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación

Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Techo + 11	D1	6,958	15,316	8,964	16,611
P2 + 7,5	D1	9,4	15,463	9,896	17,769
P1 + 4,0	D1	9,489	15,54	9,619	17,39
MASA TOTAL (Tonf):	136,21				

Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse, los centros de masa y rigidez son similares en todos los diafragmas estudiados, adicionalmente como se observa en la tabla se obtiene una sumatoria de masas totales 136,21 de tonf.

4.11.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Según lo establecido en la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. En el caso de estudio, se consideró un número de modos igual a 3 veces el número de plantas, por lo cual para el Edificio Este se consideraron 9 modos.

A continuación se presenta la Tabla 18, de masas participativas por modos.(ver figuras de la 79 a la 86)

Tabla 18. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
		Segundos				
1	1	0,433	11,926	65,928	77	14
2	2	0,391	58,106	19,926	98	81
3	3	0,315	16,456	2,165	100	100
4	4	0,160	7,110	1,975	100	100
5	5	0,155	2,328	6,477	100	100
6	6	0,141	0,250	0,079	100	100
7	7	0,097	0,128	3,185	100	100
8	8	0,095	2,882	0,128	100	100
9	9	0,080	0,666	0,006	100	100

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el tercer modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 98%, mientras que en “Y” un 81%.

4.11.4 Modos de Vibración de la Estructura

Modo 1 (Traslacional)

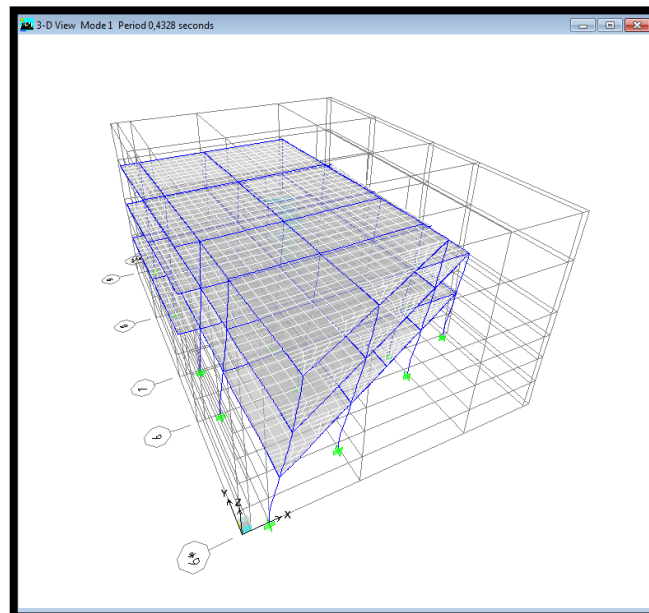


Figura 79. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 2 (Vista 3D)

Fuente: Elaboración propia

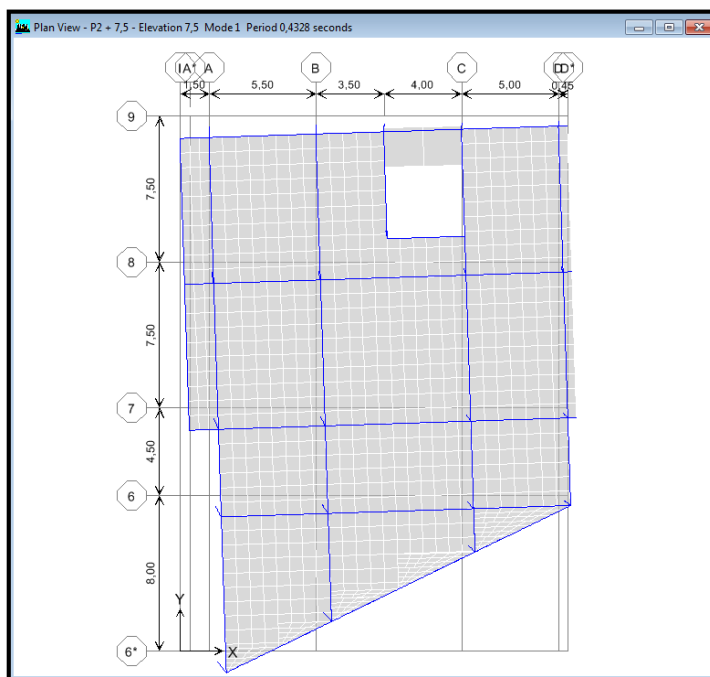


Figura 80. Modo de Vibración 1. Traslacional. Edificio Módulo 2 (Vista Planta Nivel 2)

Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

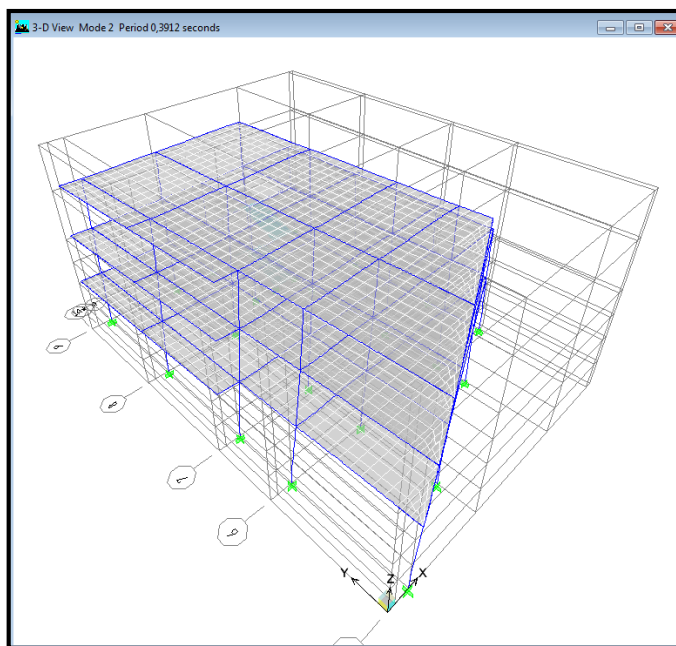


Figura 81. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 2. (Vista 3D)

Fuente: Elaboración propia

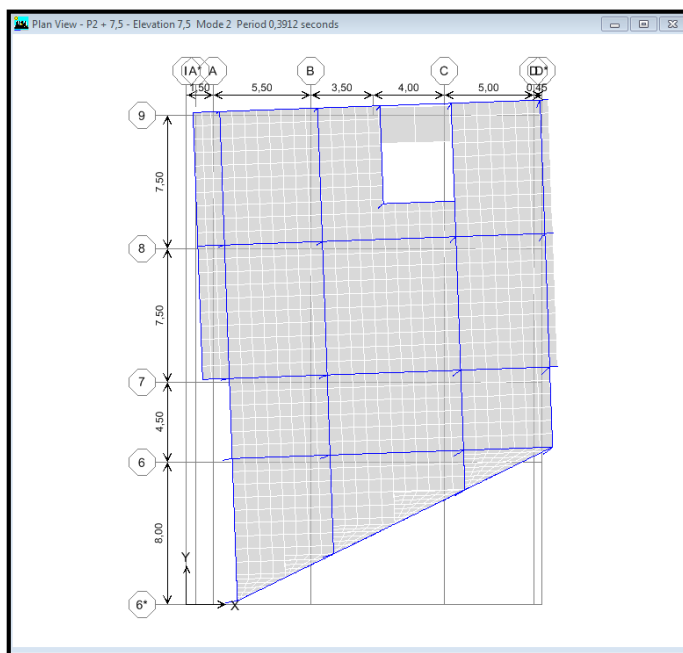


Figura 82. Modo de Vibración 2. Traslacional Módulo 2. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

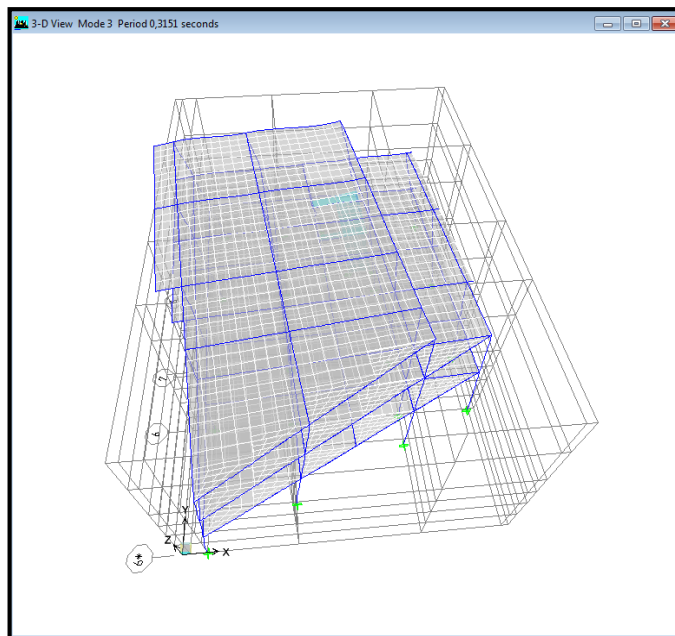


Figura 83. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo2. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

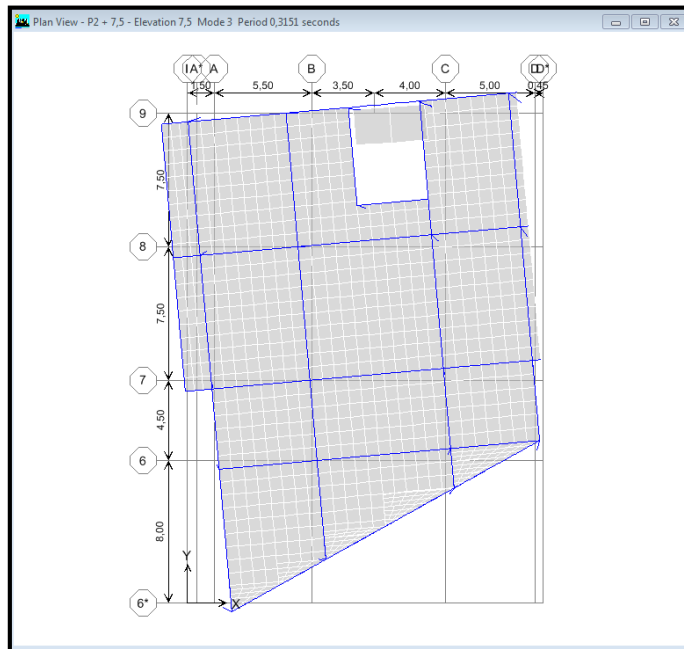


Figura 84. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 2. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 4

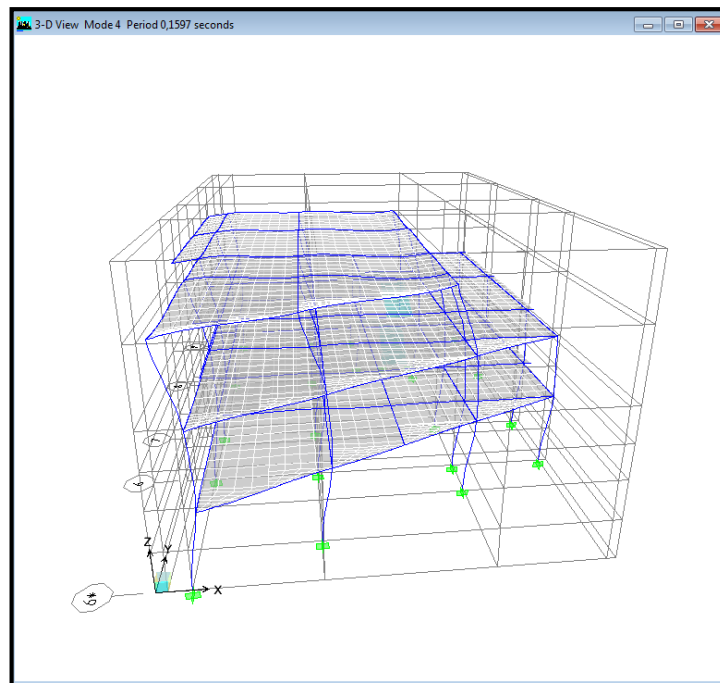


Figura 85. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo2. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 5

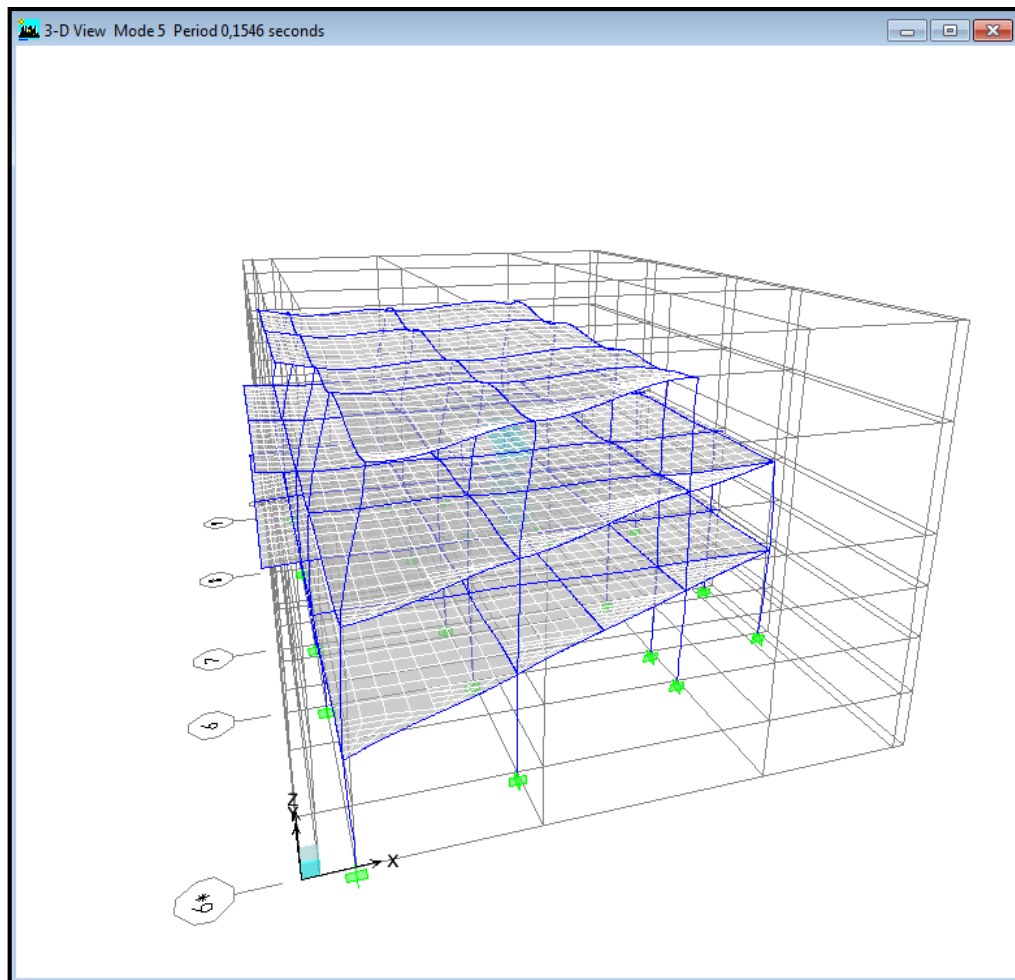


Figura 86. Modo de Vibración 5. Módulo 2. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el estudio anterior, se evidencia que los primeros dos modos de vibración de la estructura resultaron traslacionales, cumpliendo lo exigido por la norma. De esta manera se evitan modos rotacionales que ocasionan gran daño a los elementos estructurales.

4.11.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas

Los cortes obtenidos por piso debido a las acciones sísmicas en las direcciones “X” y “Y” se reflejan en la siguiente tabla 19. (ver figuras 87 y 88)

Tabla 19. Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas

Piso	Carga Caso/Combinación	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
P3 + 11.00	SX Max	Tope	39,31	14,11
P3 + 11.00	SX Max	Base	39,31	14,11
P3 + 11.00	SY Max	Tope	15,37	41,66
P3 + 11.00	SY Max	Base	15,37	41,66
P2 + 7.50	SX Max	Tope	82,46	35,75
P2 + 7.50	SX Max	Base	82,8	35,99
P2 + 7.50	SY Max	Tope	36,71	91,51
P2 + 7.50	SY Max	Base	36,8	91,98
P1 + 4.00	SX Max	Tope	110,07	48,39
P1 + 4.00	SX Max	Base	110,22	48,48
P1 + 4.00	SY Max	Tope	48,45	121,35
P1 + 4.00	SY Max	Base	48,48	121,55

Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “X”

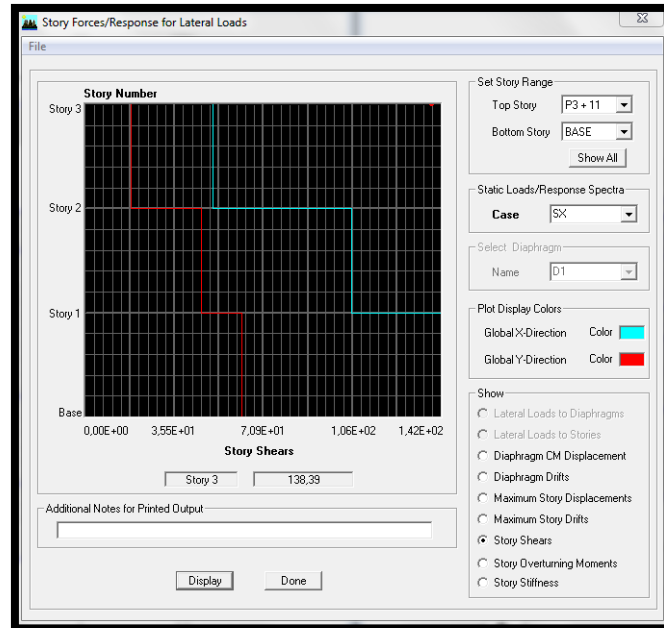


Figura 87. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo2
Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “Y”

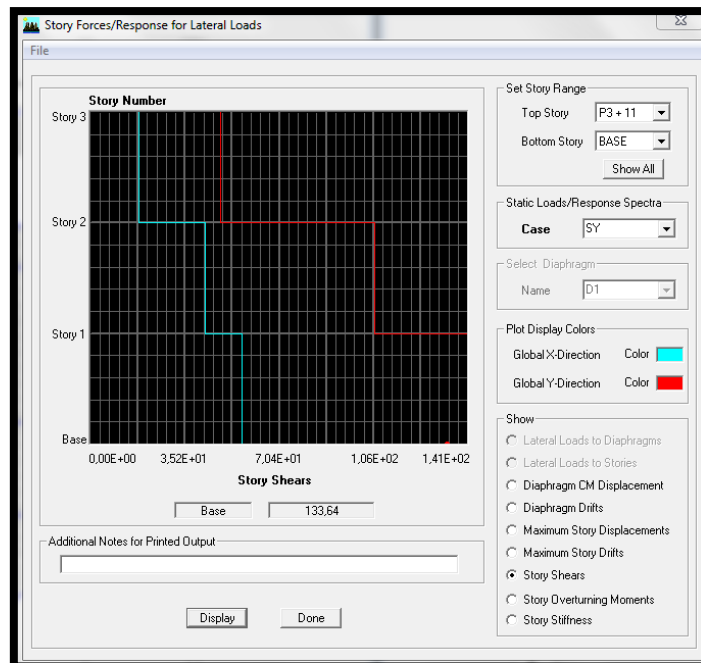


Figura 88. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 2
Fuente: Elaboración propia

4.11.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal

La Norma COVENIN establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_x , V_y) no deben ser menores al corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T = 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_x y V^*/V_y en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad.

Tabla 20. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”

$V^*_{oX} =$	140,51
$V^*_{oY} =$	140,51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	110,22
$V_{oY} =$	121,55

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

$V^*_{oX} / V_{oX} =$	1,2748	≥ 1	→	Requiere corrección
$V^*_{oY} / V_{oY} =$	1,1560	≥ 1	→	Requiere corrección

Fuente: Elaboración propia

Que de acuerdo al capítulo 9 de la norma COVENIN 1756,2001 debe ser menor a 1. Al no cumplir ambos valores es necesario realizar la corrección del cortante basal.

Multiplicando la gravedad en cada dirección sísmica por el correspondiente factor de corrección. Como se muestra a continuación en la figura 89 y en las tablas 23,24 y 25:

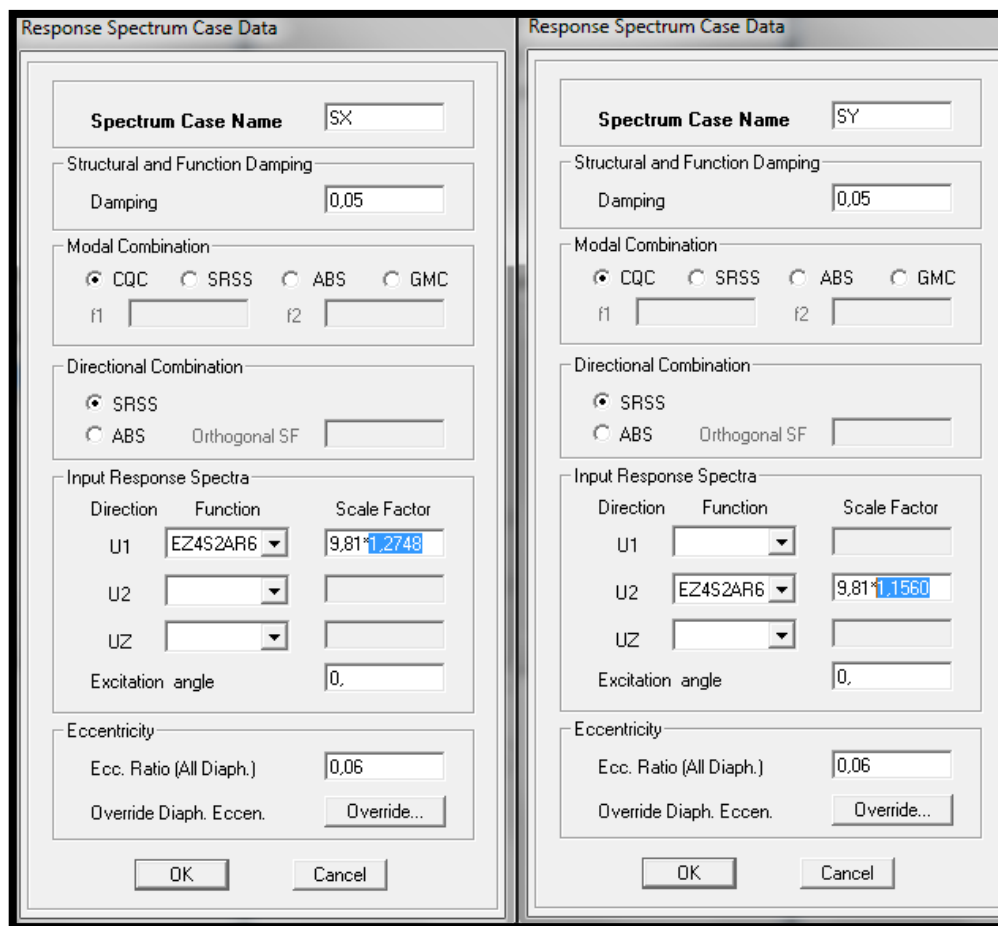


Figura 89. Corrección del Cortante Basal. Edificio Módulo 2.
Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Corte Estático Equivalente Corregido en las Direcciones “X” y “Y”

V ' oX =	140,51
V ' oY =	140,51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Cortante Máximo de Piso Ante Acciones Sísmicas Corregido (Obtenido de ETABS)

VoX =	140,50
VoY =	140,51

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Cociente Entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

Corregido			
$V'_{oX} / V_{oX} =$	1,0000	≤ 1	→ Ok - Cumple
$V'_{oY} / V_{oY} =$	1,0000	≤ 1	→ Ok - Cumple

Fuente: Elaboración propia

Que de acuerdo al capítulo 9 de la norma COVENIN 1756,2001 debe ser menor o igual a 1. Al cumplir ambos valores no es necesario realizar la nuevamente corrección del cortante basal.

4.11.7 Revisión de Derivas Inelásticas

Para el caso del edificio Oeste, de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su tipo, se determinó que las mismas son edificaciones Tipo A, con elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura por lo cual el valor máximo permitido es 0,012.

De la siguiente tabla 26, de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que fue generado por la combinación UDCON3 para el piso 2 (figura 90):

Tabla 26. Derivas Elásticas

Piso	Carga	Punto	Item	DriftX
P2 + 7,5	SX	114	Max Despl. X	0,001223
P2 + 7,5	SX	2624	Max Despl. Y	0,000611
P2 + 7,5	SY	114	Max Despl. X	0,000722
P2 + 7,5	SY	4339	Max Despl. Y	0,000977
P2 + 7,5	UDCON1	114	Max Despl. X	0,000054
P2 + 7,5	UDCON1	4339	Max Despl. Y	0,000016
P2 + 7,5	UDCON2	114	Max Despl. X	0,000061
P2 + 7,5	UDCON2	2624	Max Despl. Y	0,000039
P2 + 7,5	UDCON3	114	Max Despl. X	0,001490
P2 + 7,5	UDCON3	2624	Max Despl. Y	0,000821
P2 + 7,5	UDCON4	114	Max Despl. X	0,001140
P2 + 7,5	UDCON4	4339	Max Despl. Y	0,001136
P2 + 7,5	UDCON5	114	Max Despl. X	0,001474
P2 + 7,5	UDCON5	2624	Max Despl. Y	0,000809
P2 + 7,5	UDCON6	114	Max Despl. X	0,001124
P2 + 7,5	UDCON6	4339	Max Despl. Y	0,001137

Fuente: Elaboración propia

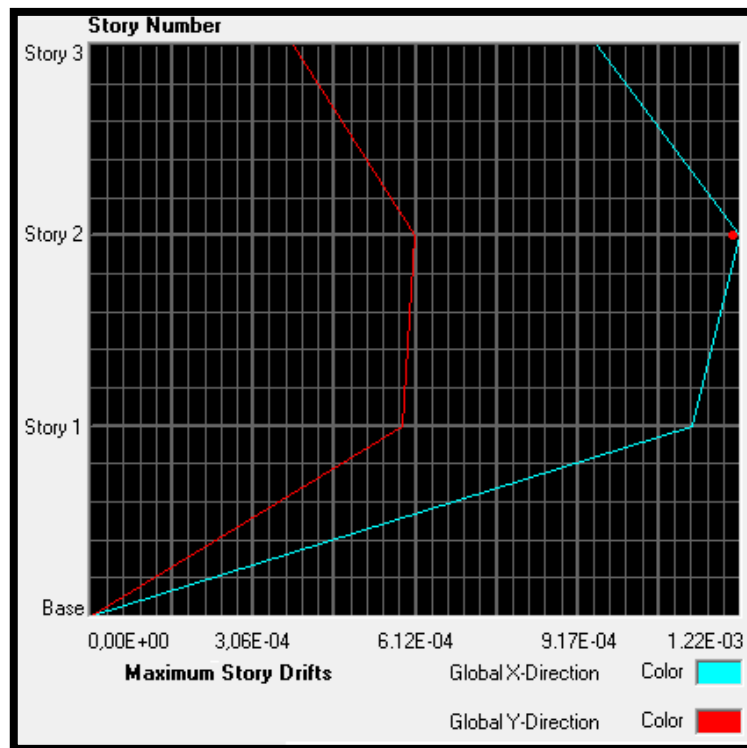


Figura 90. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel Para la Combinación UDCON3 (Valor Máximo de 0,001490 Para el Nivel 2).
Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,001140, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente formula el valor máximo de la deriva inelástica:

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta_{elást}$$

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot 6 \cdot 0,001490$$

$$\Delta_{inelást} = 0,007152$$

$$\Delta_{inelást} = 0,007152 < 0,012$$

Con lo cual se comprueba que la estructura cumple y se encuentra por debajo de valor máximo permitido.

4.11.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Al igual que en la estructura anterior se verifica el estado de resistencia de los elementos ante cargas sísmicas y gravitatorias. La misma, al ser mayor a la unidad refleja que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo. A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Demanda/Capacidad en las columnas. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores. (ver figuras 91 ,92, 93 y 94)

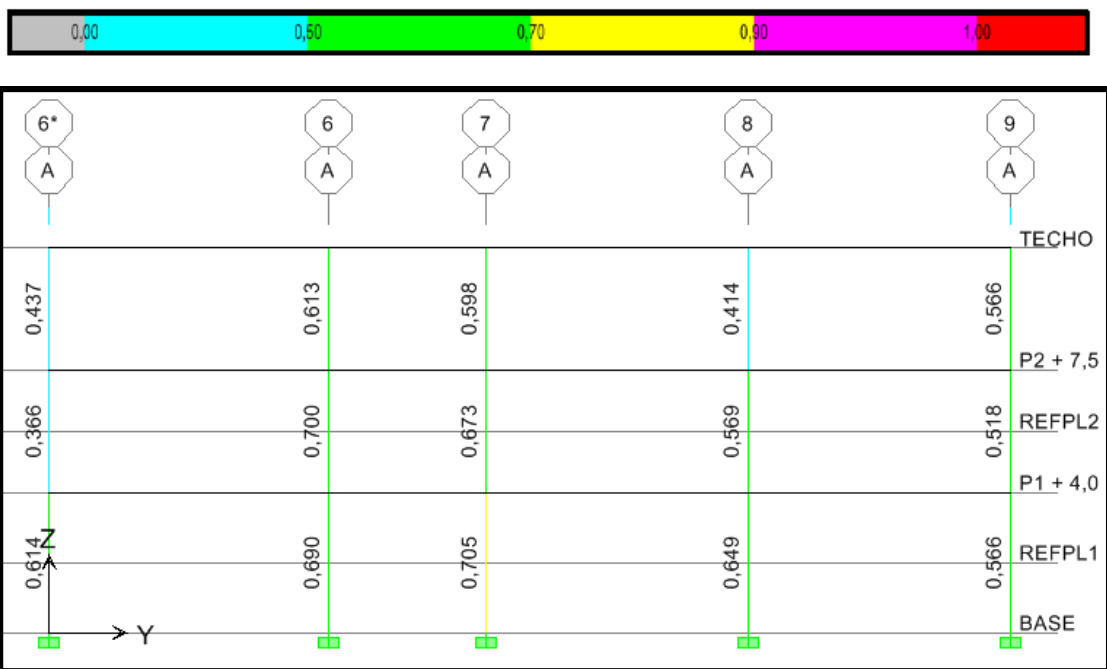


Figura 91. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A

Fuente: Elaboración propia

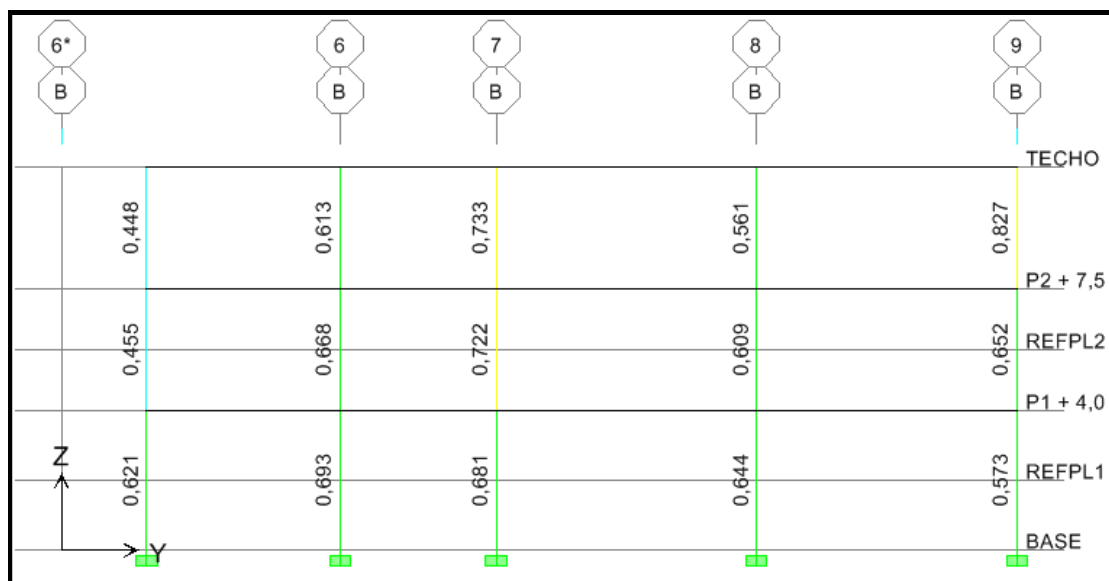


Figura 92. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

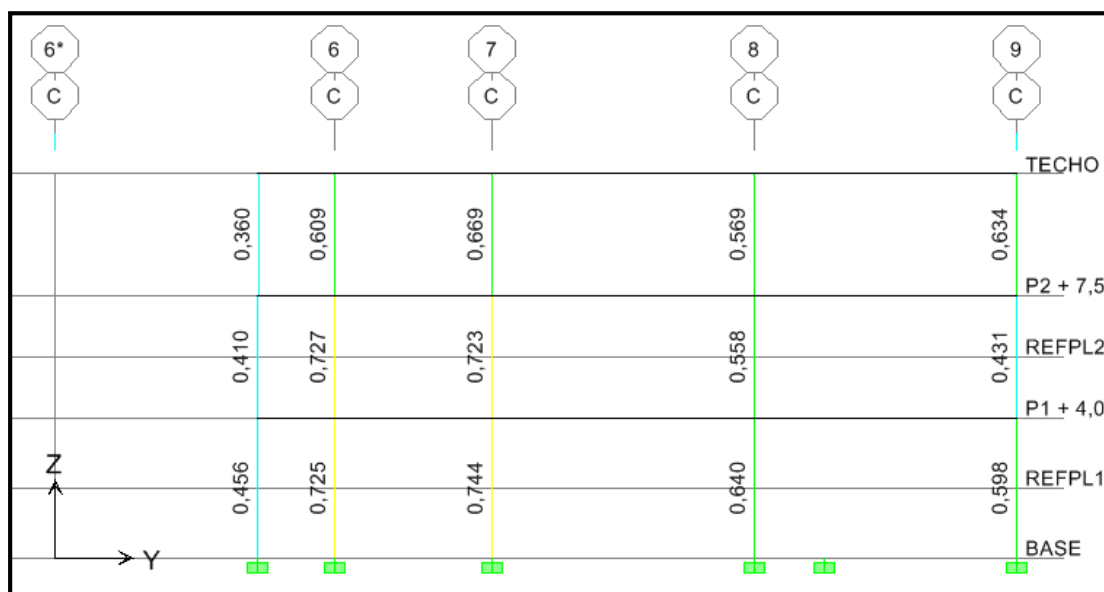


Figura 93. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

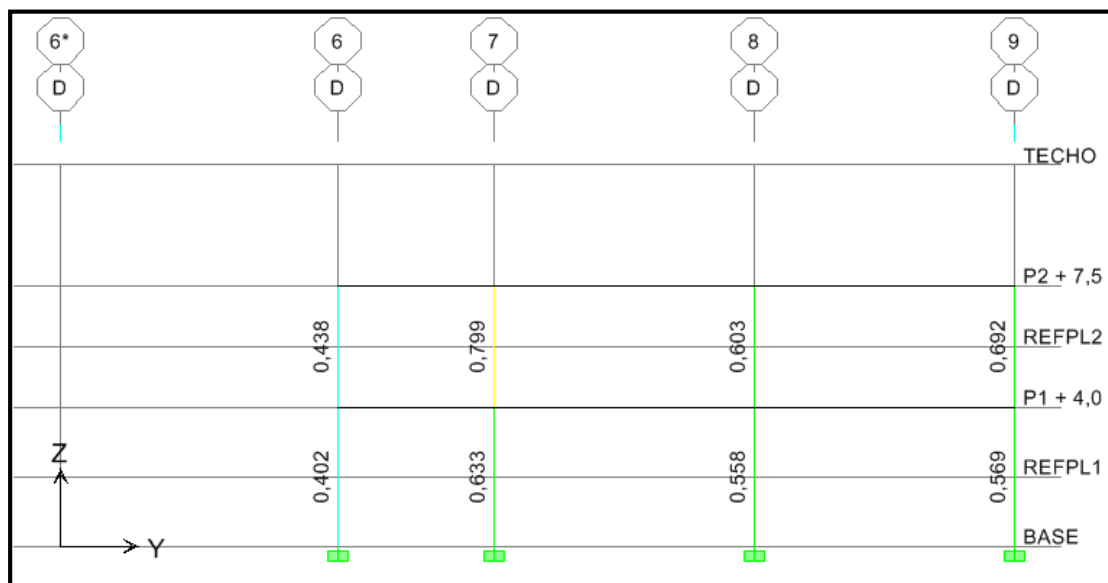


Figura 94. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.11.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte

A través de esta se verifica la relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, ya que indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, por lo tanto se garantiza la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas, y por lo tanto la estabilidad general de la estructura, a través de un mecanismo de falla dúctil. Lo que está en cumplimiento con los principios establecidos en los criterios de diseño estructural definidos al inicio de este trabajo.(ver figuras 95, 96, 97 y 98)

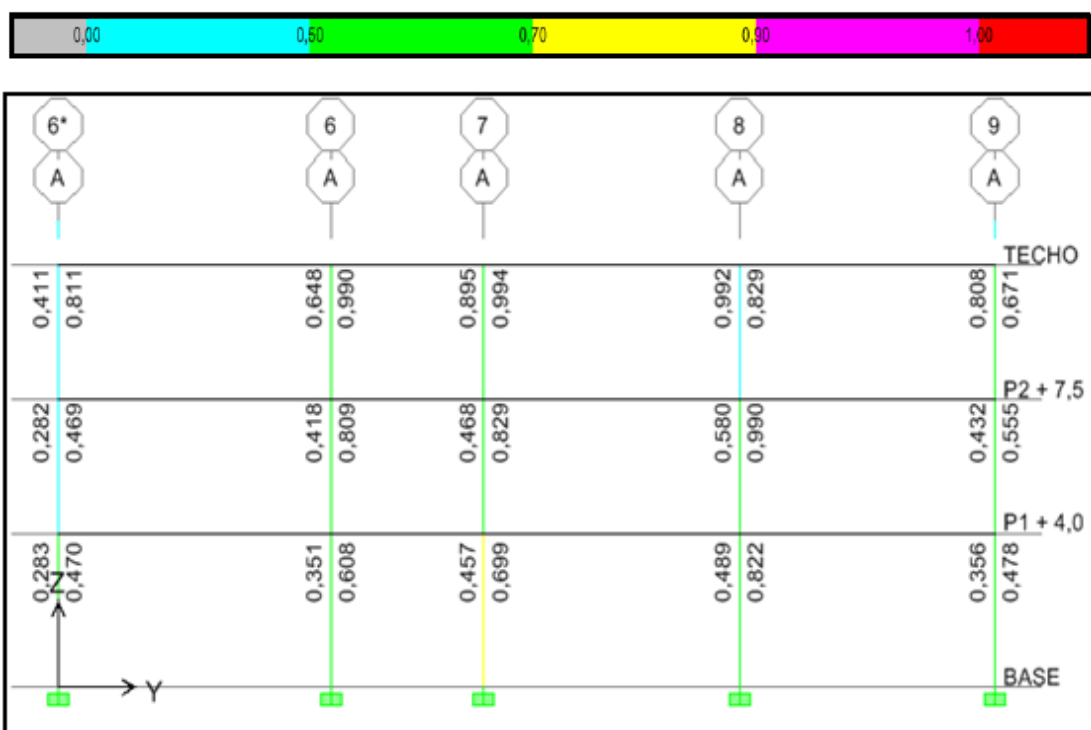


Figura 95. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico A
Fuente: Elaboración propia

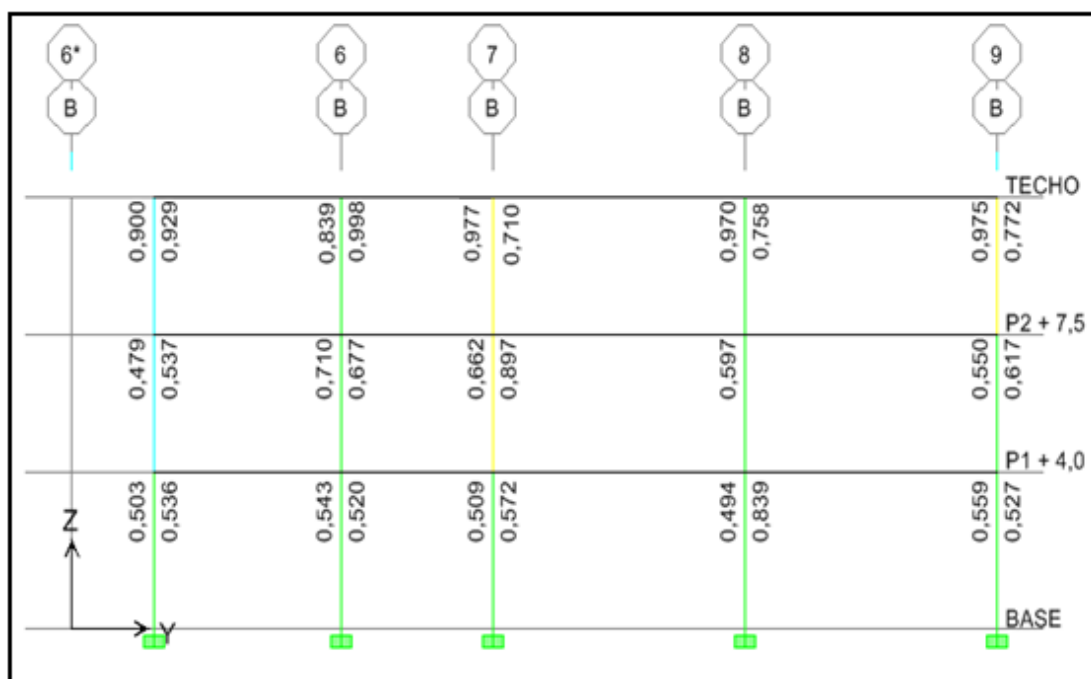


Figura 96. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

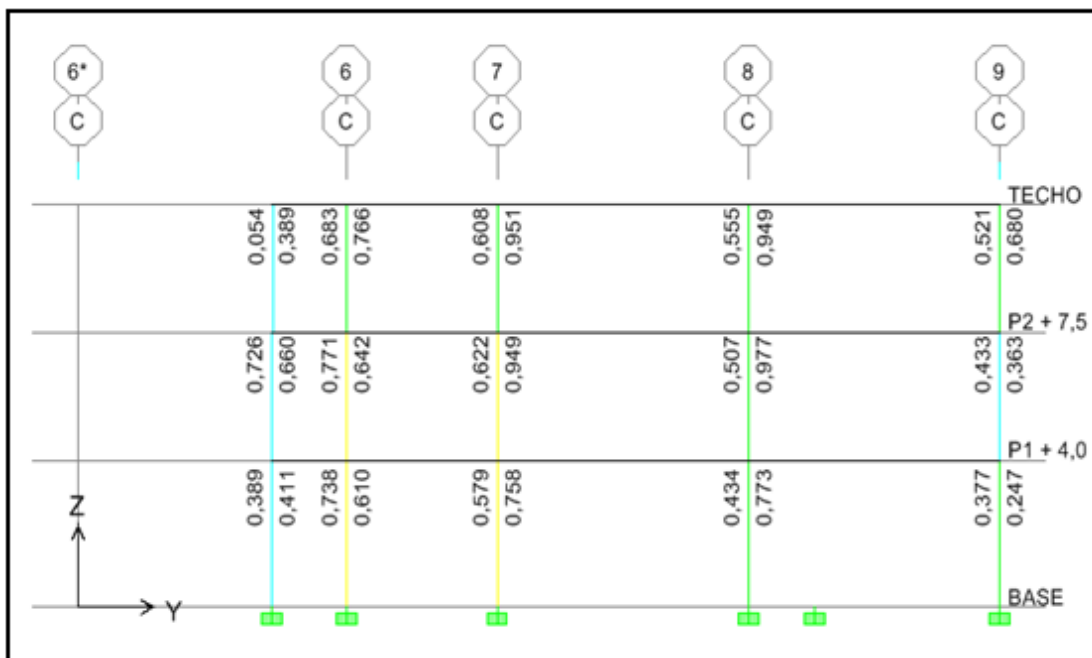


Figura 97. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

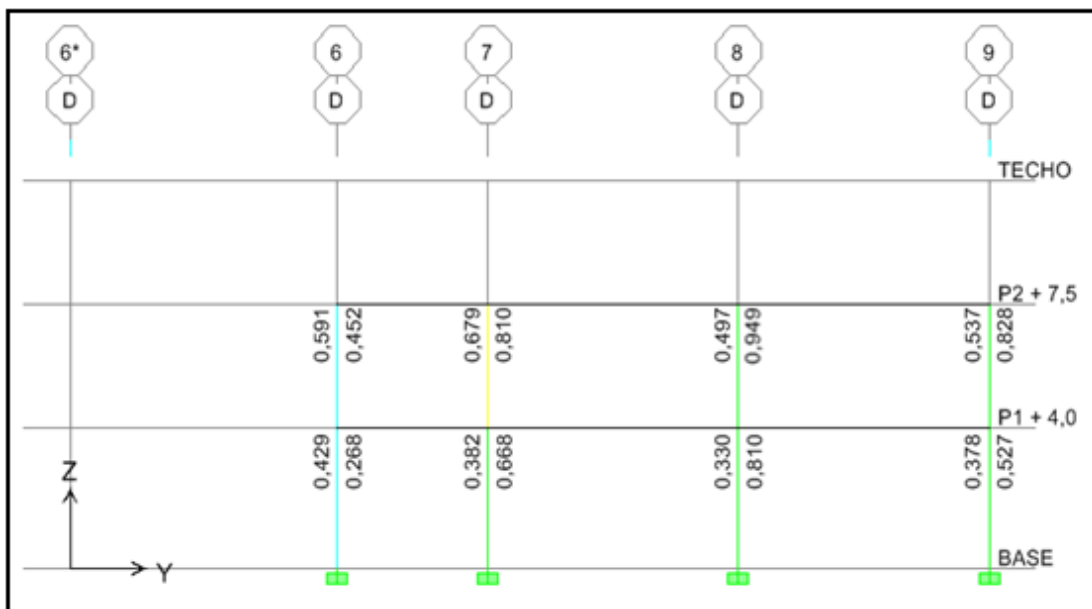


Figura 98. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.12 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 3

Este edificio presenta una configuración de planta igual en todos sus niveles, posee un núcleo de circulación vertical ya que el acceso al edificio Sur-Oeste se hará por medio de este módulo, además la distribución vertical es variable con una área de 396,00m² en los niveles P1 y P2 reduciéndose a un área de 300,00m², Es importante resaltar en el ala norte de la edificación existe un pórtico no ortogonal el cual está concebido para otorgar un cambio de dirección a lo largo conjunto estructural, adosándose por medio de una junta constructiva al edificio módulo 2. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (figura 99):

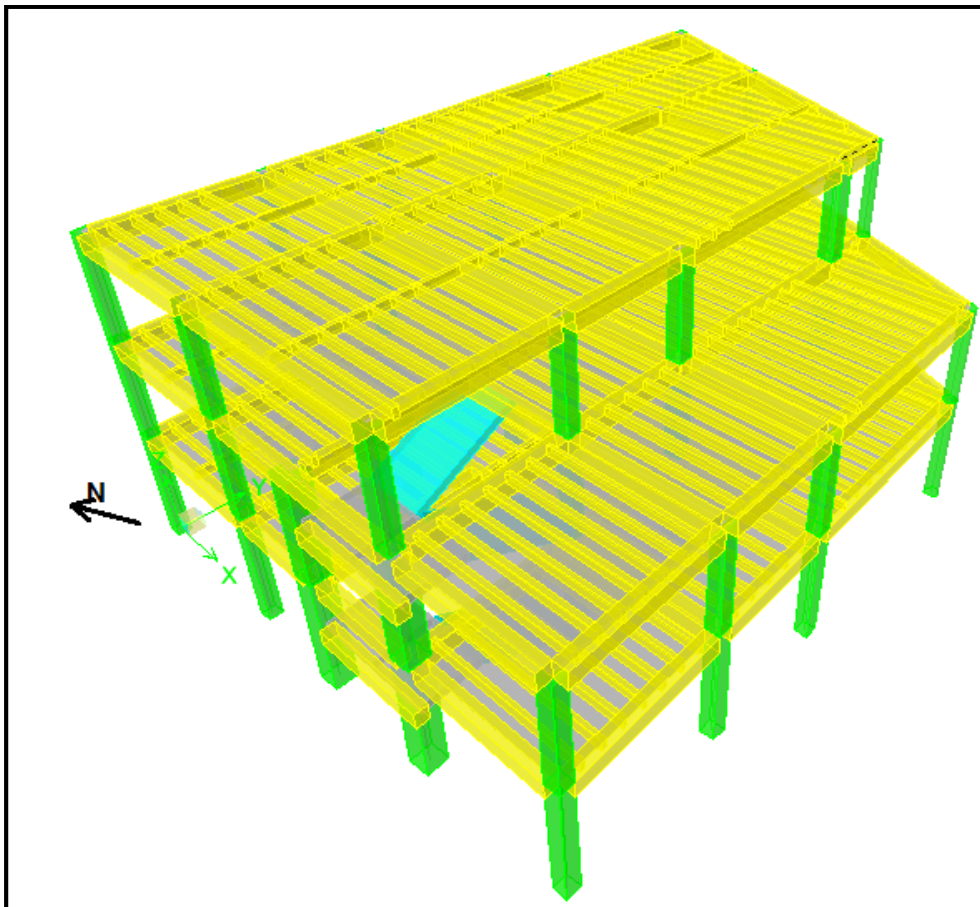


Figura 99. Vista 3D Edificio Módulo 3 (Fachada Norte - Lateral Oeste)
Fuente: Elaboración propia

4.12.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas

A continuación se presentan una serie de Figuras en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, tanto en planta como en elevación en ambas direcciones.(ver figuras de la 100 a la 105)

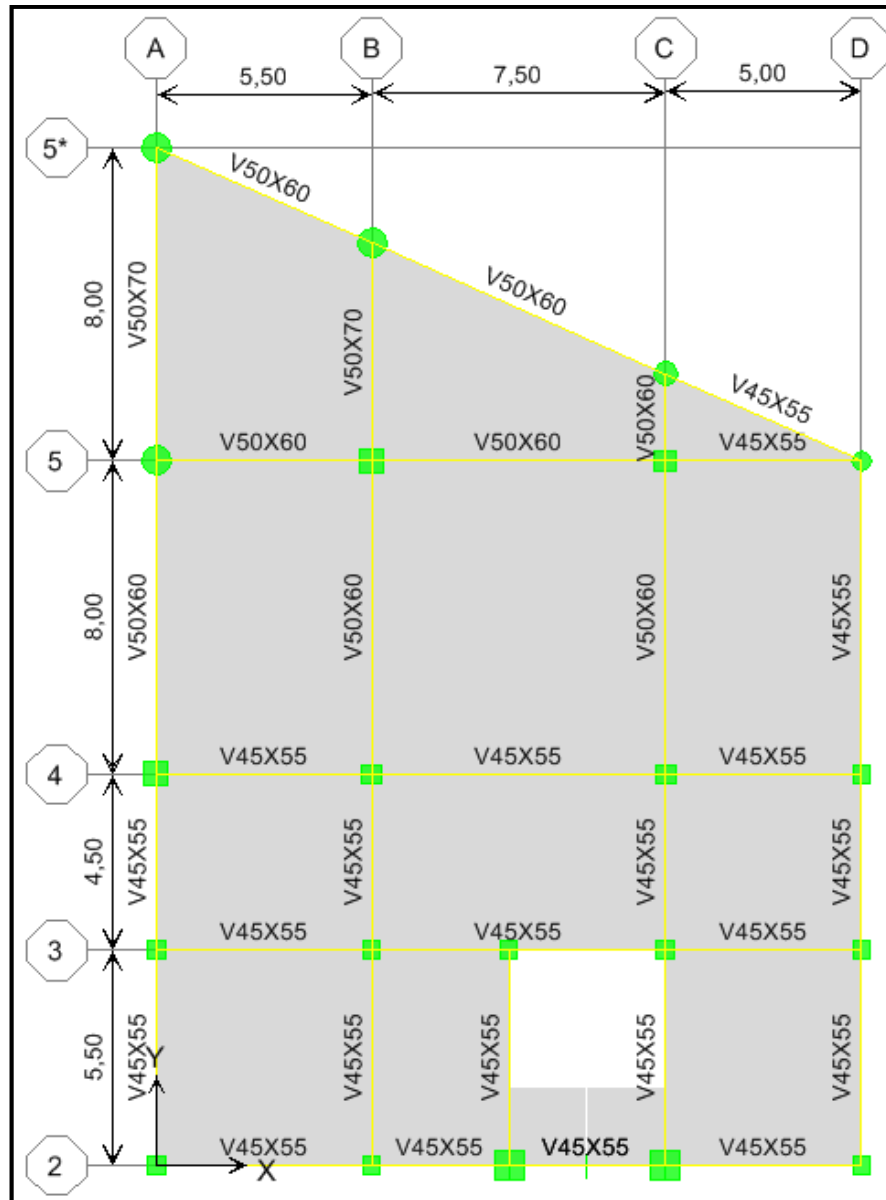


Figura 100. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2)
Fuente: Elaboración propia

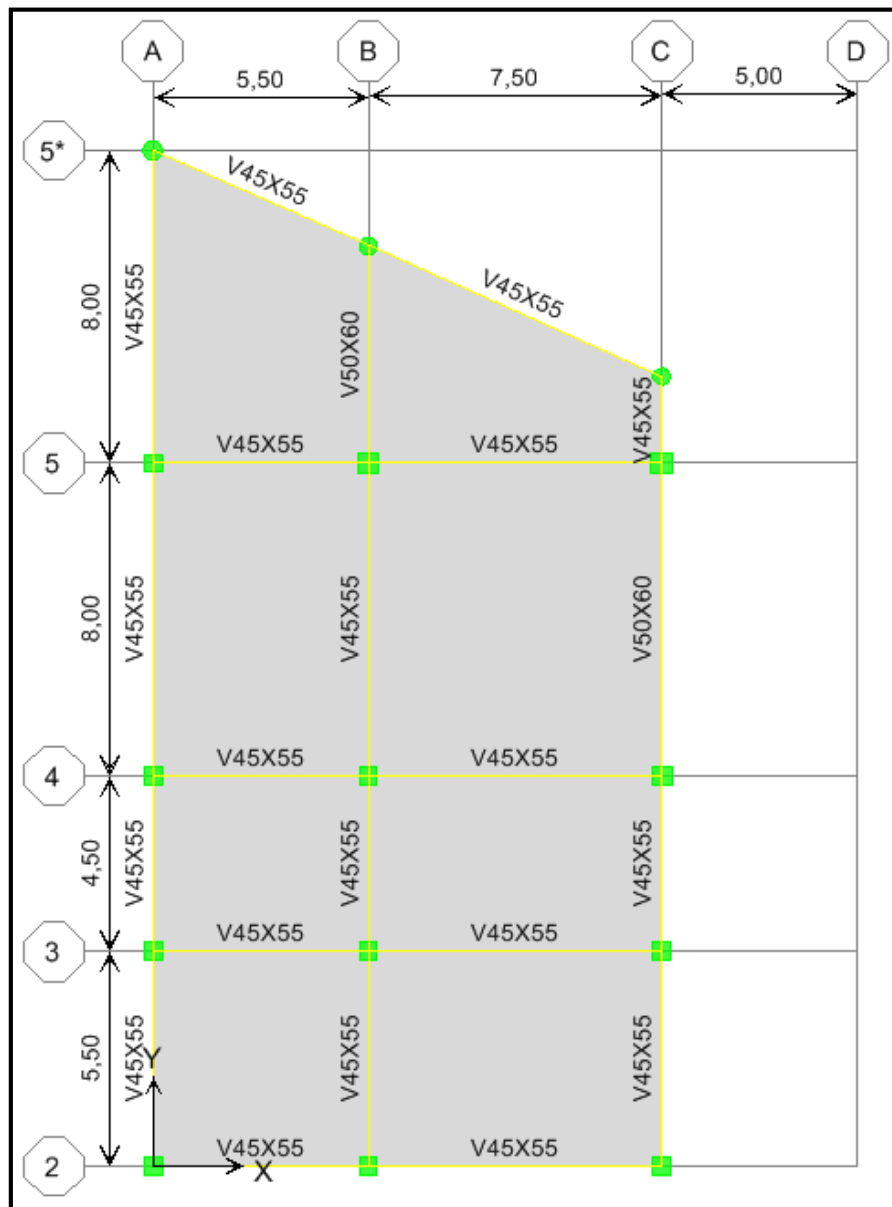


Figura 101. Secciones Finales de Vigas (Nivel Techo)
Fuente: Elaboración propia

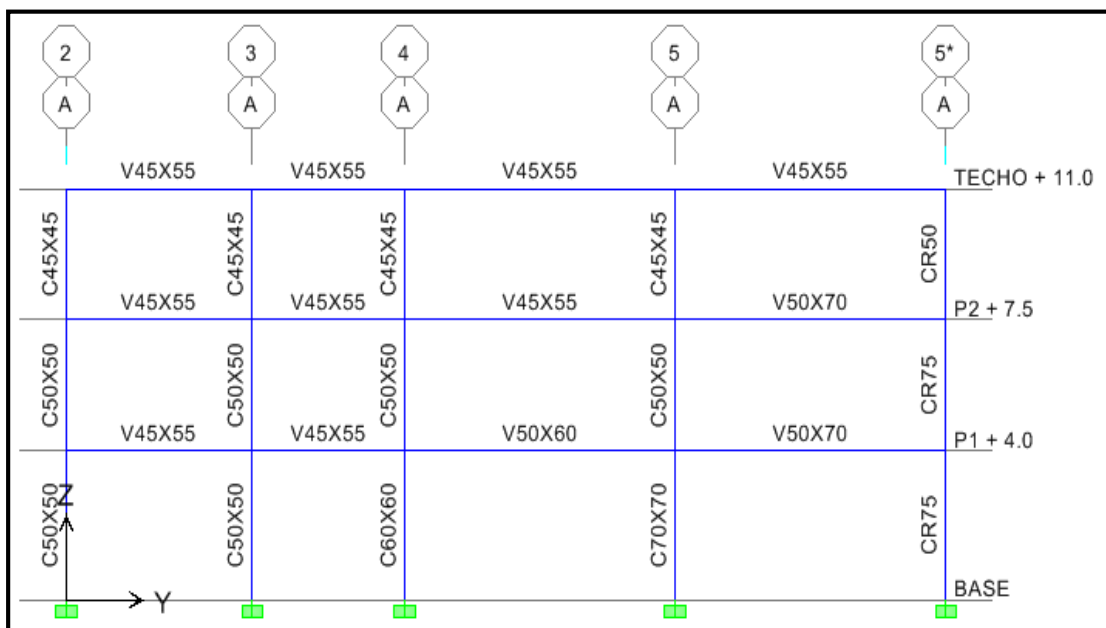


Figura 102. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A)
Fuente: Elaboración propia

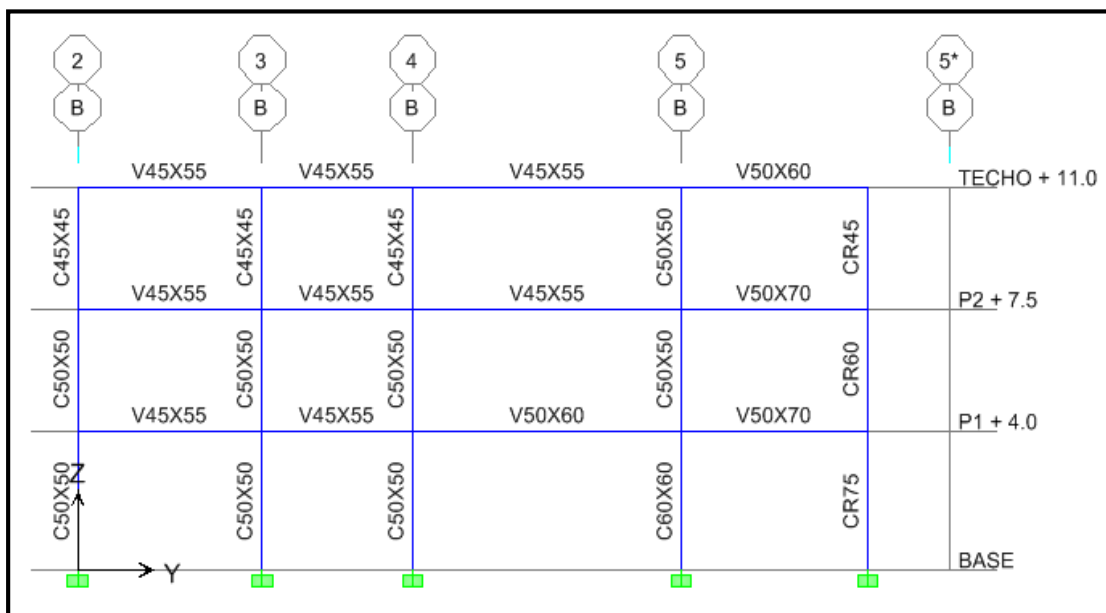


Figura 103. Secciones Finales de Columnas (Pórtico B)
Fuente: Elaboración propia

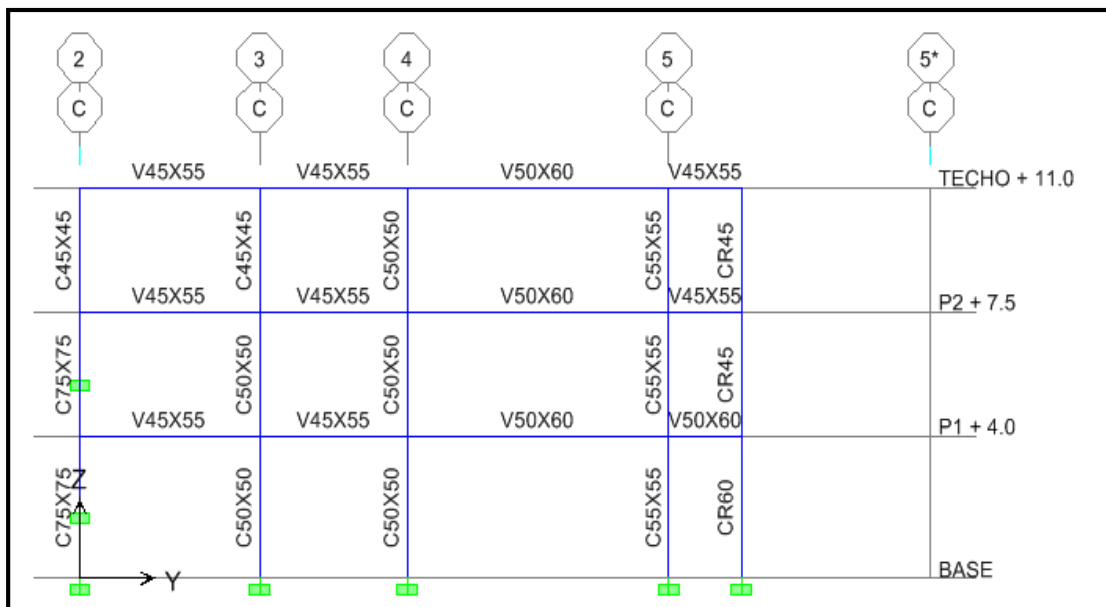


Figura 104. Secciones Finales de Columnas (Pórtico C)
Fuente: Elaboración propia

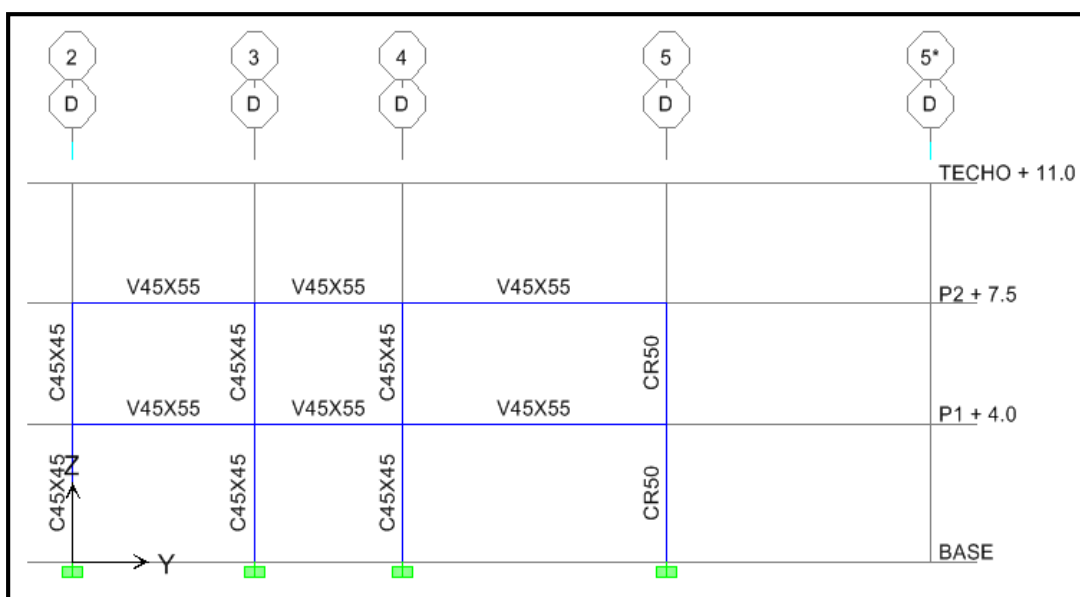


Figura 105. Secciones Finales de Columnas (Pórtico D)
Fuente: Elaboración propia

4.12.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas

A continuación se presenta la tabla 27 con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación:

Tabla 27. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación

Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
P3 + 11	D1	6,191	11,664	8,315	7,18
P2 + 7,5	D1	8,102	11,446	10,575	2,161
P1 + 4,0	D1	8,356	11,346	10,681	1,886
MASA TOTAL (Tonf):	112,76				

Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse, los centros de masa y rigidez son similares en todos los diafragmas estudiados, adicionalmente como se observa en la tabla se obtiene una sumatoria de masas totales de 112,76 tonf.

4.12.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Según lo establecido en la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. En el caso de estudio, se consideró un número de modos igual a 3 veces el número de plantas, por lo cual para el Edificio Este se consideraron 9 modos.

A continuación se presenta la Tabla 28, de masas participativas por modos.

Tabla 28. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
		Segundos				
1	1	0,405	50,479	4,729	6	61
2	2	0,211	3,936	25,777	57	70
3	3	0,191	0,753	2,537	90	91
4	4	0,166	12,408	0,801	93	92
5	5	0,106	2,766	0,025	93	92
6	6	0,089	1,592	30,348	95	94
7	7	0,067	14,746	0,003	95	96
8	8	0,064	2,203	31,511	98	97
9	9	0,042	9,360	2,590	99	99

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el tercer modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 90%, mientras que en “Y” un 91%. (ver figuras de la 106 a la 113)

4.12.4 Modos de Vibración de la Estructura

Modo1 (Traslacional)

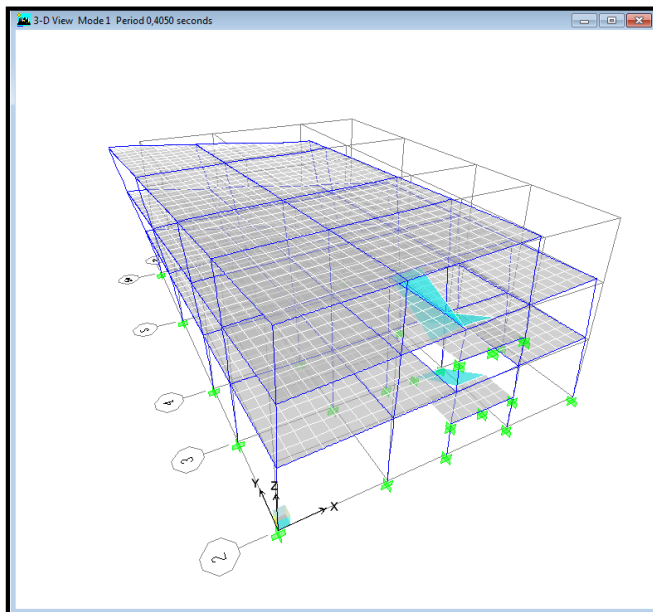


Figura 106. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo3 (Vista 3D)

Fuente: Elaboración propia

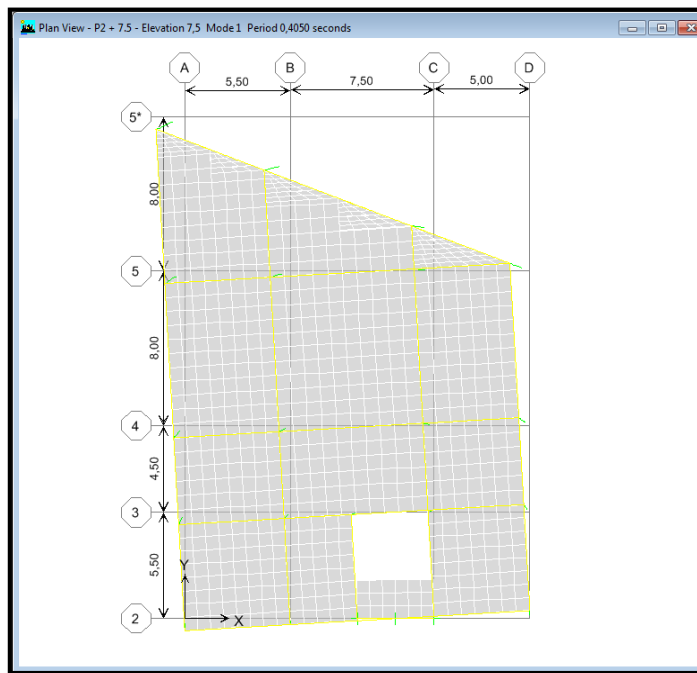


Figura 107. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2) Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

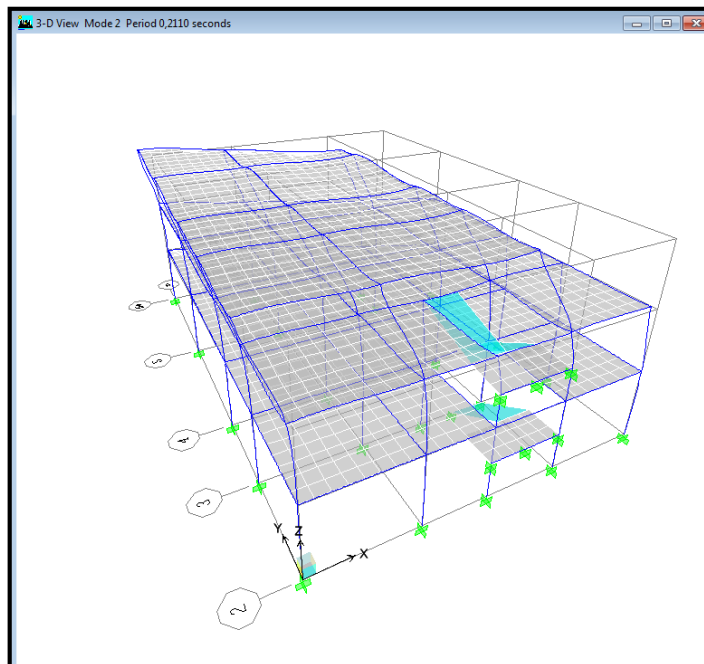


Figura 108. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista 3D) Fuente: Elaboración propia

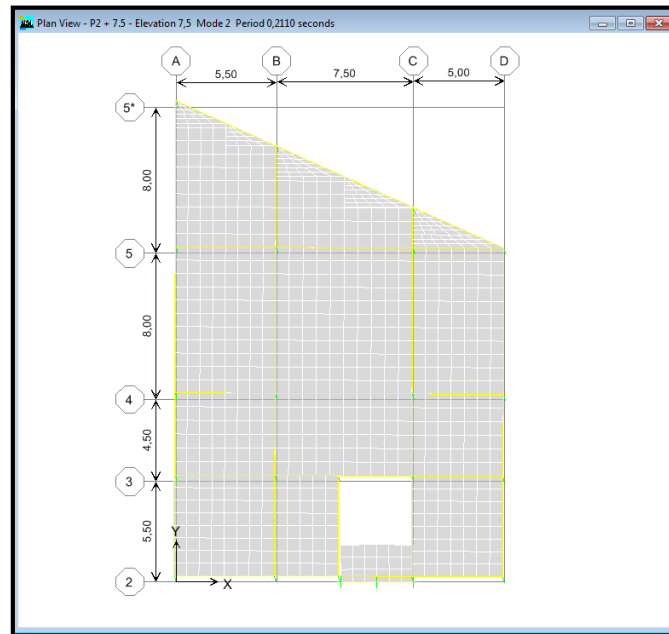


Figura 109. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

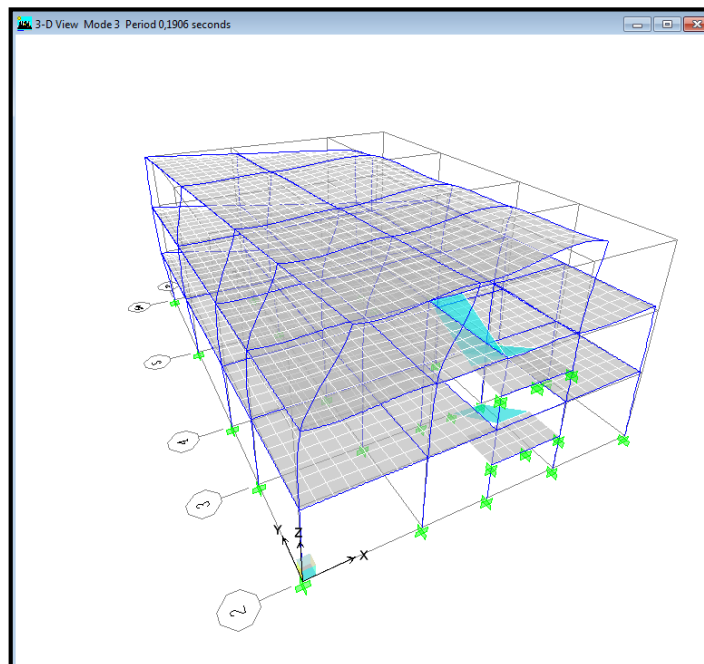


Figura 110. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo3. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

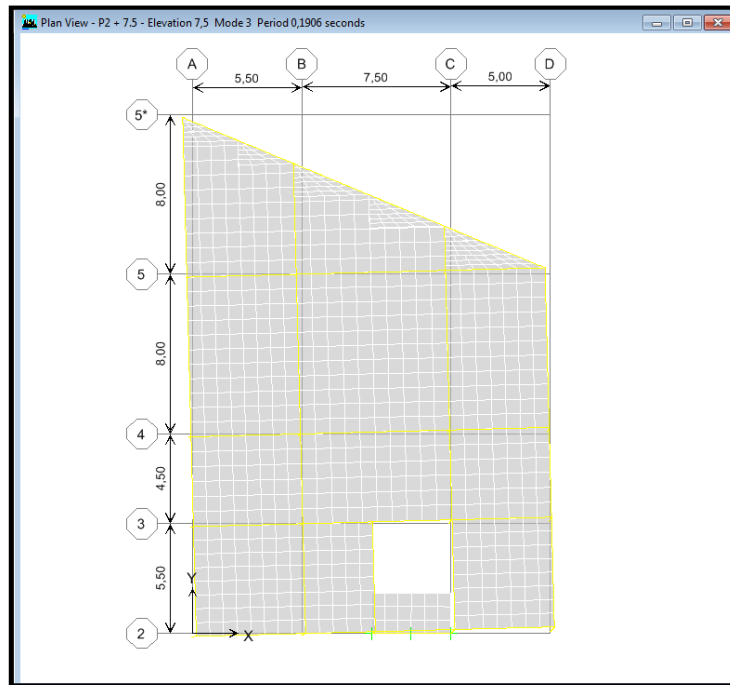


Figura 111. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 3. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 4

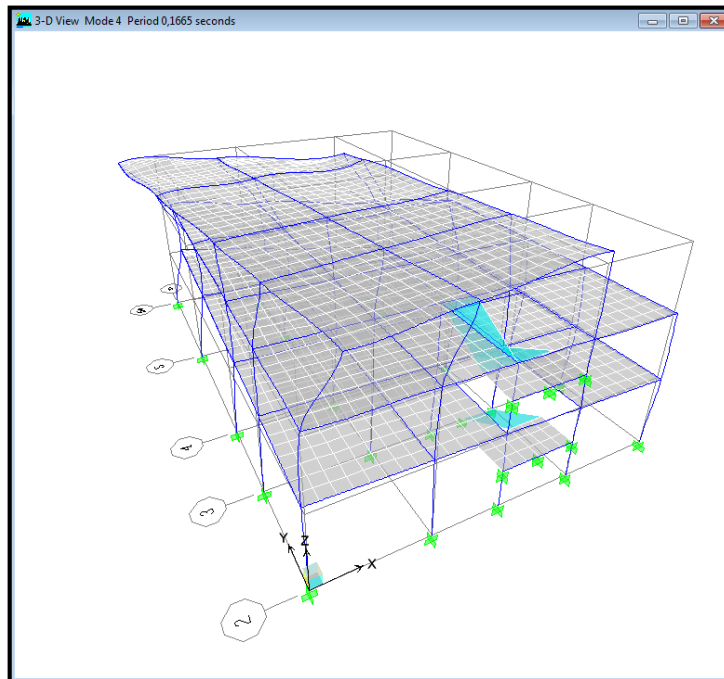


Figura 112. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 3. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 5

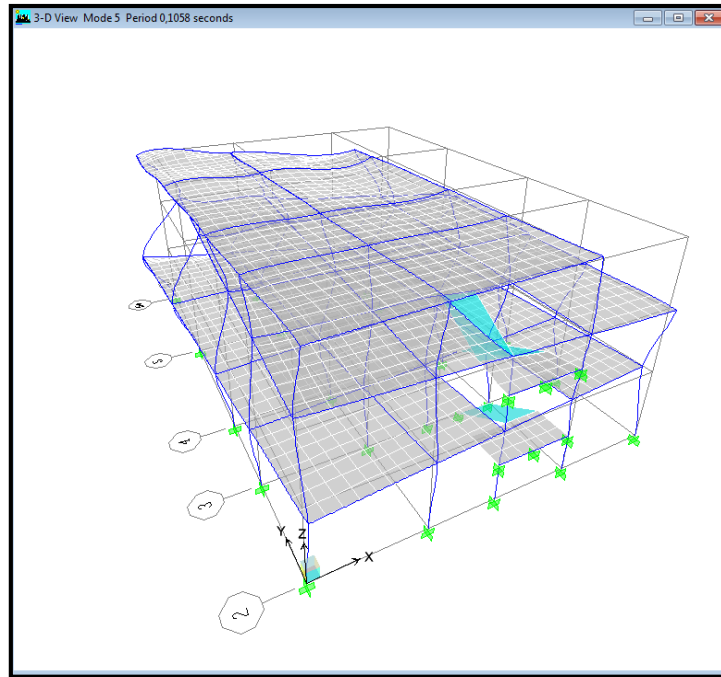


Figura 113. Modo de Vibración 5. Edificio Módulo 3. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el estudio anterior, se evidencia que los primeros dos modos de vibración de la estructura resultaron traslacionales, cumpliendo lo exigido por la norma. De esta manera se evitan modos rotacionales que ocasionan gran daño a los elementos estructurales.

4.12.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas

Los cortes obtenidos por piso debido a las acciones sísmicas en las direcciones “X” y “Y” se reflejan en la tabla 29 y en las figuras 114 y 115.

Tabla 29. Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas

Piso	Carga Caso/Combinación	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
TECHO + 11.0	SX Max	Tope	51,81	32,14
TECHO + 11.0	SX Max	Base	51,81	32,14
TECHO + 11.0	SY Max	Tope	26,57	63,05
TECHO + 11.0	SY Max	Base	26,57	63,05
P2 + 7.5	SX Max	Tope	136,98	60,62
P2 + 7.5	SX Max	Base	83,84	61,6
P2 + 7.5	SY Max	Tope	46,79	135,46
P2 + 7.5	SY Max	Base	38,11	94,81
P1 + 4.0	SX Max	Tope	111,04	62,26
P1 + 4.0	SX Max	Base	107,15	54,26
P1 + 4.0	SY Max	Tope	41,13	67,41
P1 + 4.0	SY Max	Base	33,97	25,79

Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “X”

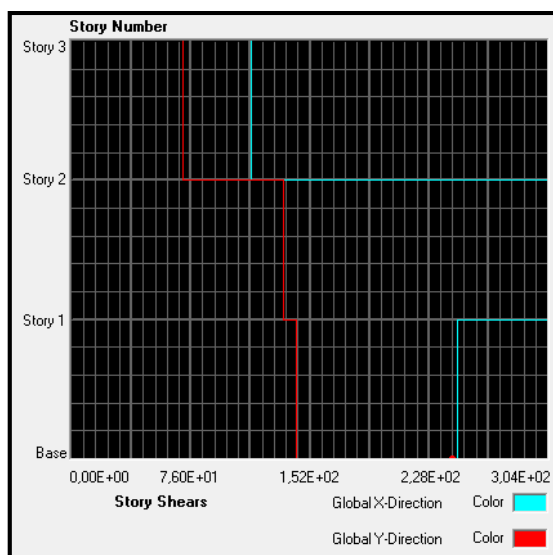


Figura 114. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 3
Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “Y”

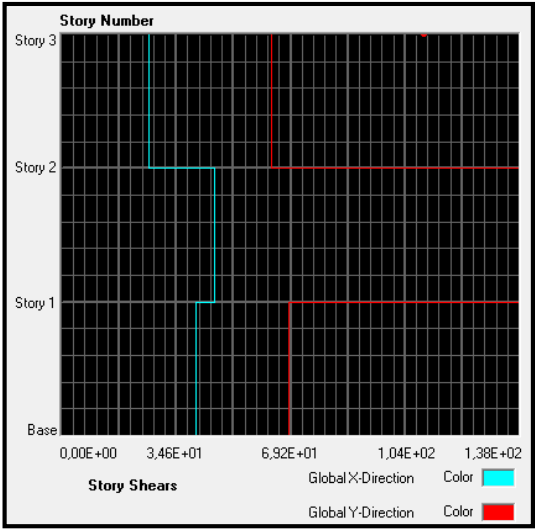


Figura 115. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 3
Fuente: Elaboración propia

4.12.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal

La Norma COVENIN establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_x , V_y) no deben ser menores al corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T= 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_x y V^*/V_y en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad.(ver tablas 30,31 y 32)

Tabla 30. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”

$V^*_{oX} =$	116,32
$V^*_{oY} =$	116,32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (Obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	57,63
$V_{oY} =$	73,81

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Cociente Entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

$V'_{oX} / V_{oX} =$	2,0184	≥ 1	→	Requiere corrección
$V'_{oY} / V_{oY} =$	1,5760	≥ 1	→	Requiere corrección

Fuente: Elaboración propia

Que de acuerdo al capítulo 9 de la norma Covenin 1756, debe ser menor a 1. Al no cumplir ambos valores es necesario realizar la corrección del cortante basal.

Multiplicando la gravedad en cada dirección sísmica por el correspondiente factor de corrección. Como se muestra a continuación en la figura 116 y en las tablas 33,34 y 35:

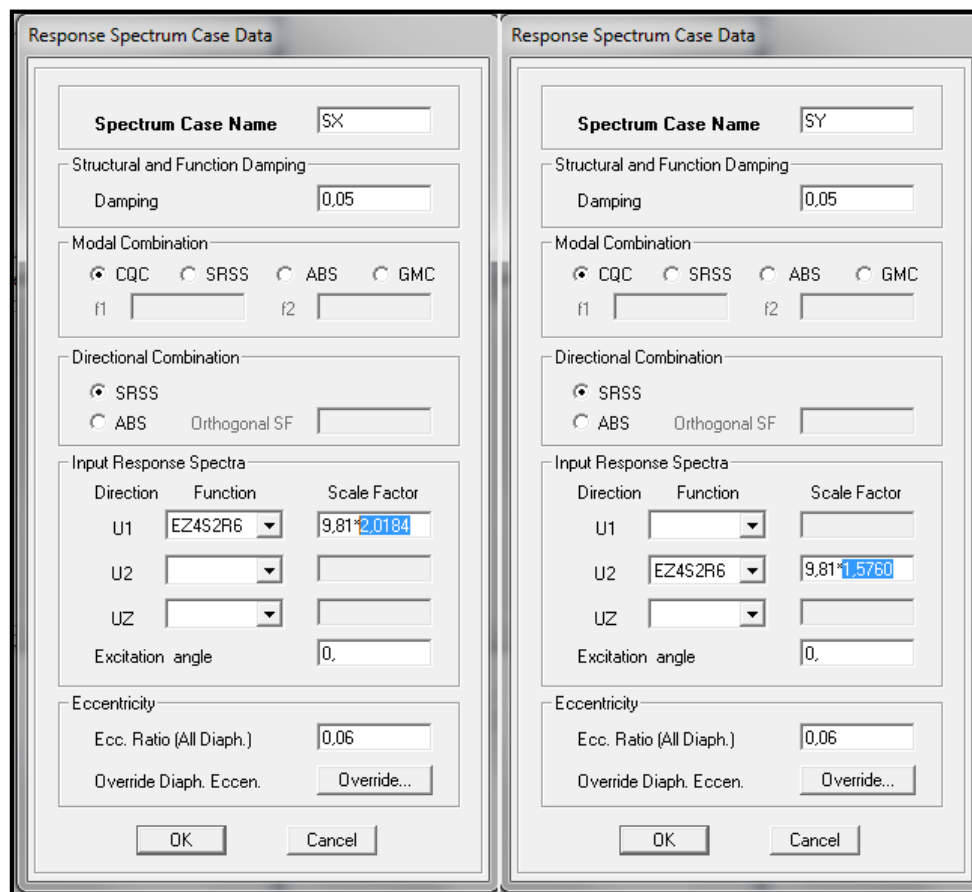


Figura116. Corrección del Cortante Basal. Edificio Módulo 2.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Corte Estático Equivalente Corregido en las Direcciones “X” y “Y”

$V'_{oX} =$	116,32
$V'_{oY} =$	116,32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas Corregido (Obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	116,32
$V_{oY} =$	116,32

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso Corregido

$V'_{oX} / V_{oX} =$	1,0000	≤ 1	→	Ok - Cumple
$V'_{oY} / V_{oY} =$	1,0000	≤ 1	→	Ok - Cumple

Fuente: Elaboración propia

Que de acuerdo al capítulo 9 de la norma COVENIN 1756,2001 debe ser menor o igual a 1. Al cumplir ambos valores no es necesario realizar la nuevamente corrección del cortante basal.

4.12.7 Revisión de Derivas Inelásticas

Para el caso del edificio Oeste, de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su tipo, se determinó que las mismas son edificaciones Tipo A, con elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura por lo cual el valor máximo permitido es 0,012.

De la siguiente tabla, de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que fue generado por la combinación UDCON3 para el nivel techo (ver tabla 36 y figura 117):

Tabla 36. Derivas Elásticas

Piso	Carga	Punto	Item	Desplazamiento X
TECHO + 11.0	SX	17	Max Despl. X	0,001804
TECHO + 11.0	SX	1043	Max Despl. Y	0,000906
TECHO + 11.0	SY	17	Max Despl. X	0,000645
TECHO + 11.0	SY	1002	Max Despl. Y	0,000774
TECHO + 11.0	UDCON1	17	Max Despl. X	0,000213
TECHO + 11.0	UDCON1	999	Max Despl. Y	0,000033
TECHO + 11.0	UDCON2	17	Max Despl. X	0,000231
TECHO + 11.0	UDCON2	1050	Max Despl. Y	0,000038
TECHO + 11.0	UDCON3	17	Max Despl. X	0,001859
TECHO + 11.0	UDCON3	1043	Max Despl. Y	0,001139
TECHO + 11.0	UDCON4	17	Max Despl. X	0,001467
TECHO + 11.0	UDCON4	1043	Max Despl. Y	0,001040
TECHO + 11.0	UDCON5	17	Max Despl. X	0,001835
TECHO + 11.0	UDCON5	1043	Max Despl. Y	0,001139
TECHO + 11.0	UDCON6	17	Max Despl. X	0,001413
TECHO + 11.0	UDCON6	1043	Max Despl. Y	0,001040

Fuente: Elaboración propia

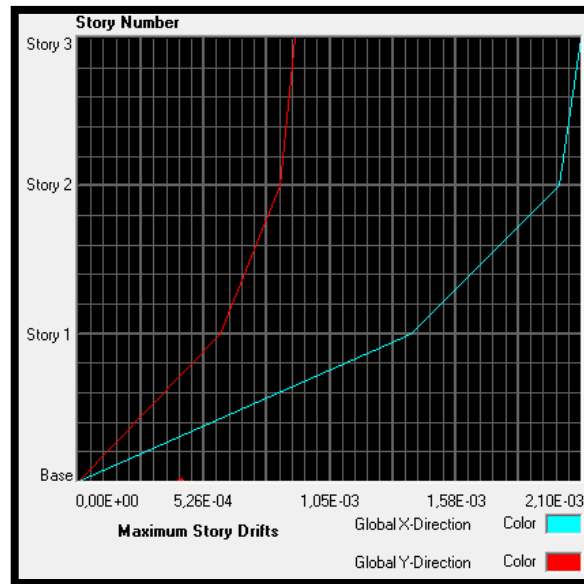


Figura 117. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel Para la Combinación UDCON3 (Valor Máximo de 0,002489 Para el Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,001859, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente formula el valor máximo de la deriva inelástica:

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta_{elást}.$$

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot 6 \cdot 0,001859$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00892$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00892 < 0,012$$

Con lo cual se comprueba que la estructura cumple y se encuentra por debajo de valor máximo permitido.

4.12.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Al igual que en la estructura anterior se verifica el estado de resistencia de los elementos ante cargas sísmicas y gravitatorias. La misma, al ser mayor a la unidad

refleja que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo. A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Demanda/Capacidad en las columnas. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores. (ver figuras de la 118 a la 121)

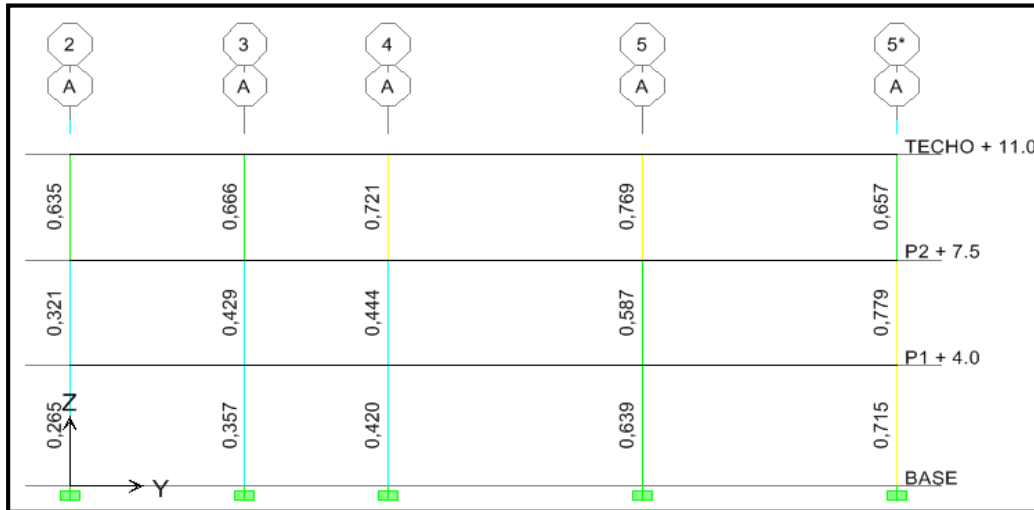


Figura 118. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A
Fuente: Elaboración propia

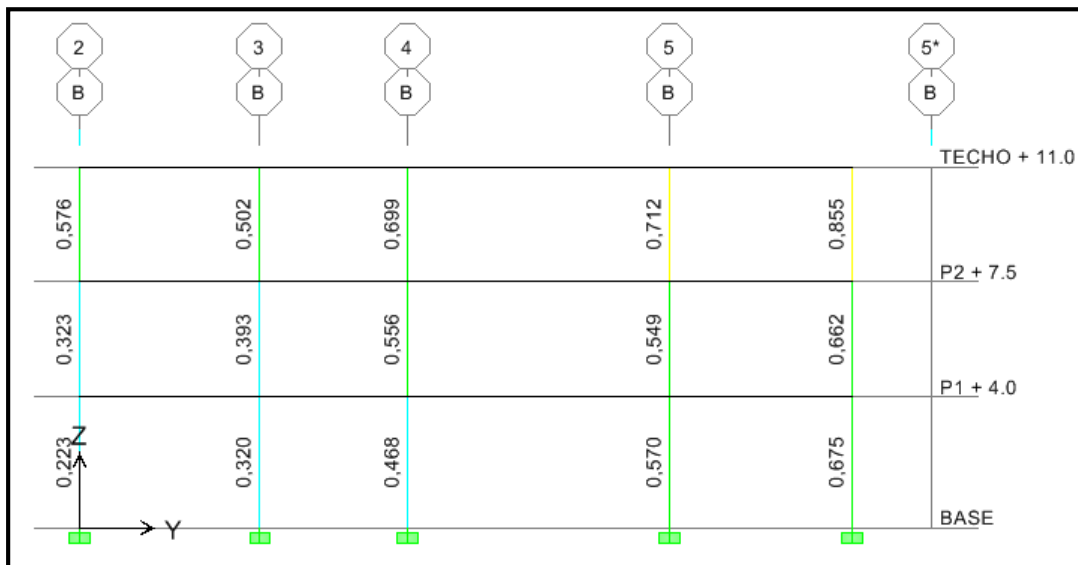


Figura 119. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

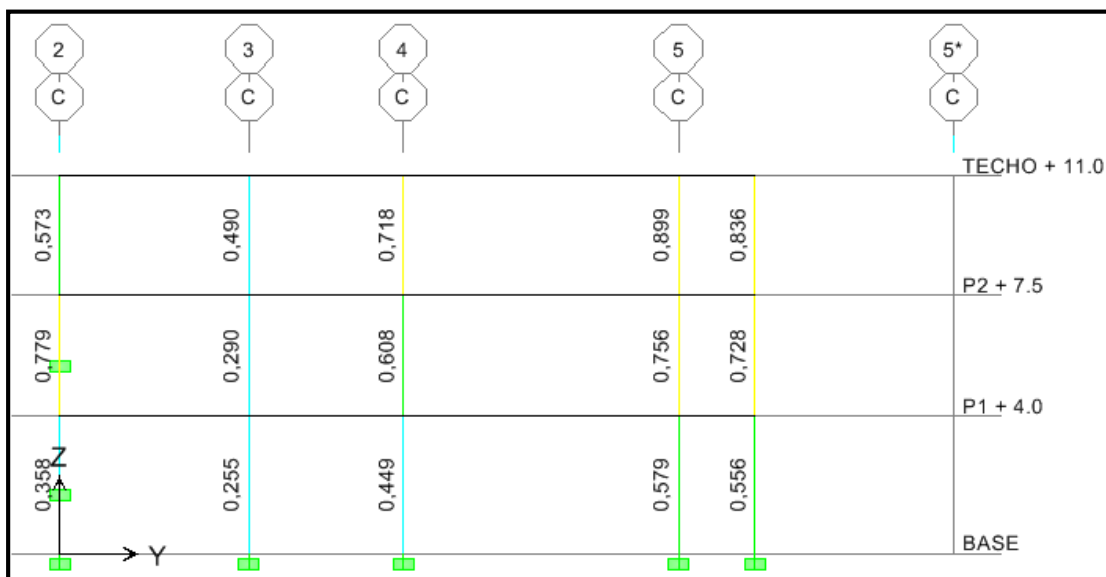


Figura 120. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

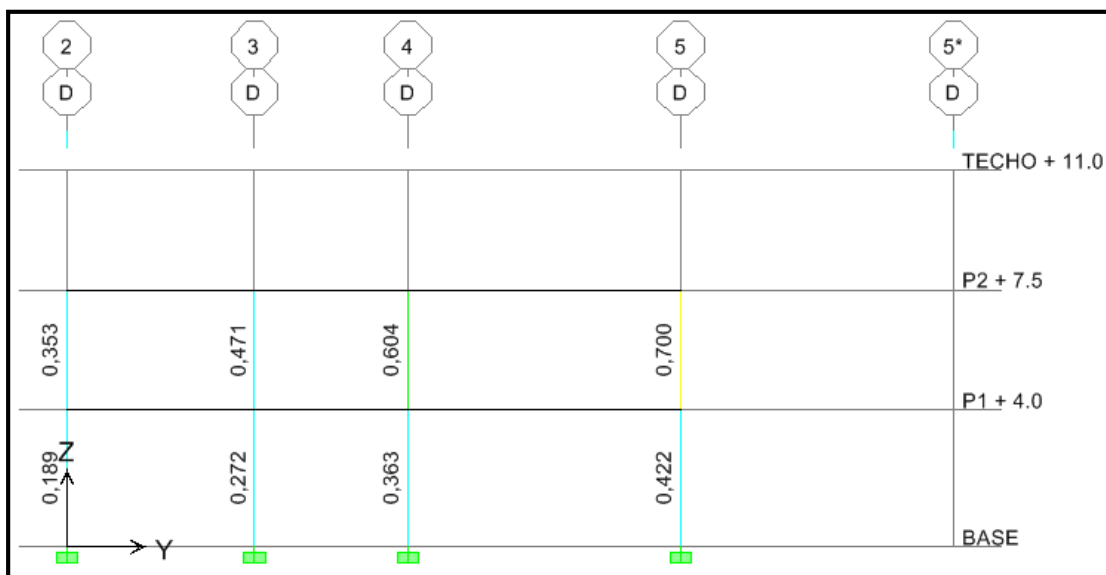


Figura 121. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.12.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte

Esta es una relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, ya que indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, por lo tanto se garantiza la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas, y por lo tanto la estabilidad general de la estructura, a través de un mecanismo de falla dúctil.

A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Relación viga débil/columna fuerte. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores (ver figuras 122, 123, 124 y 125):

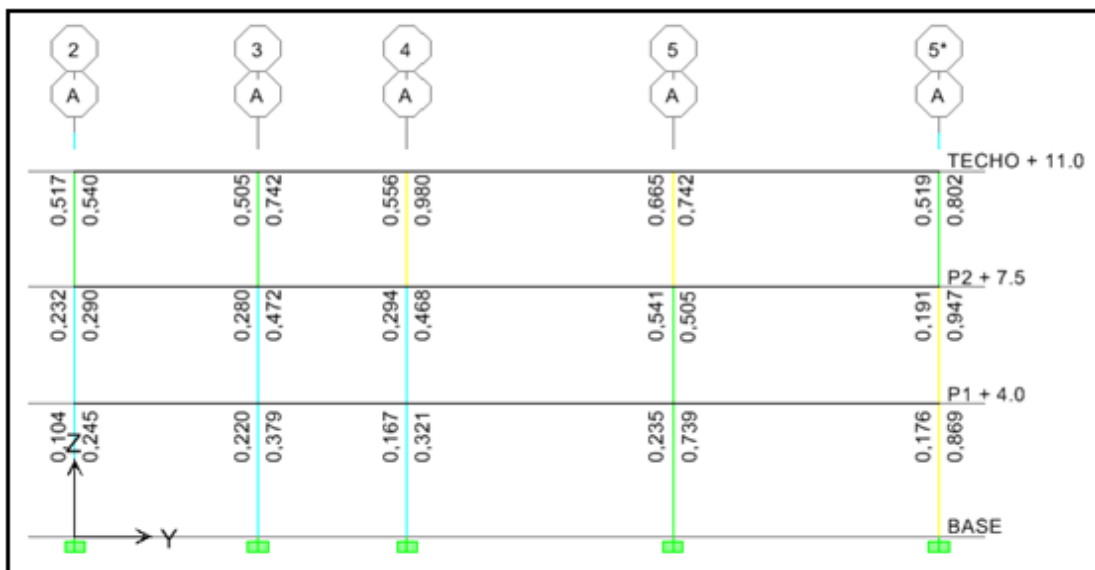


Figura 122. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico A
Fuente: Elaboración propia

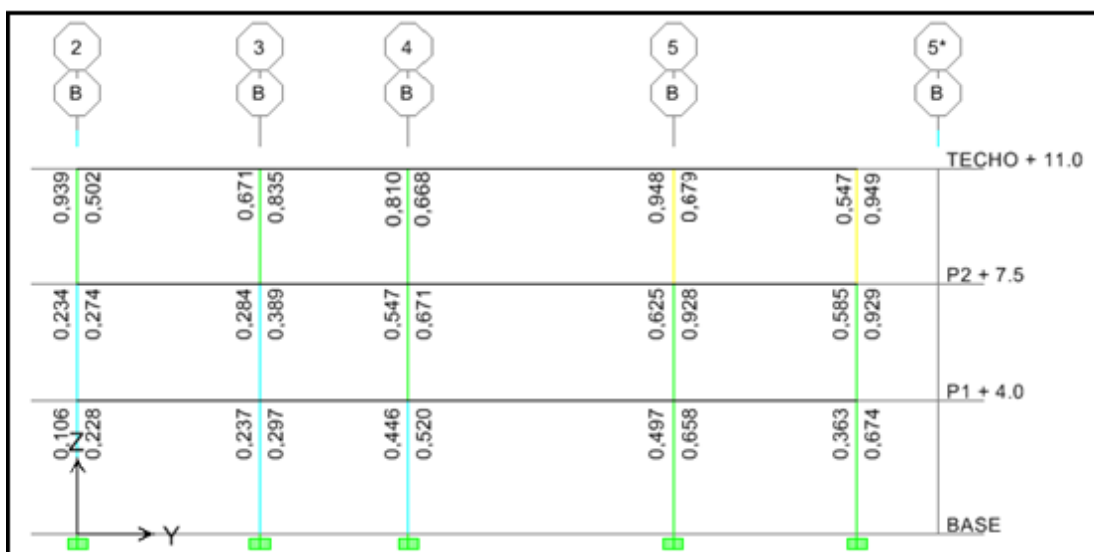


Figura 123. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

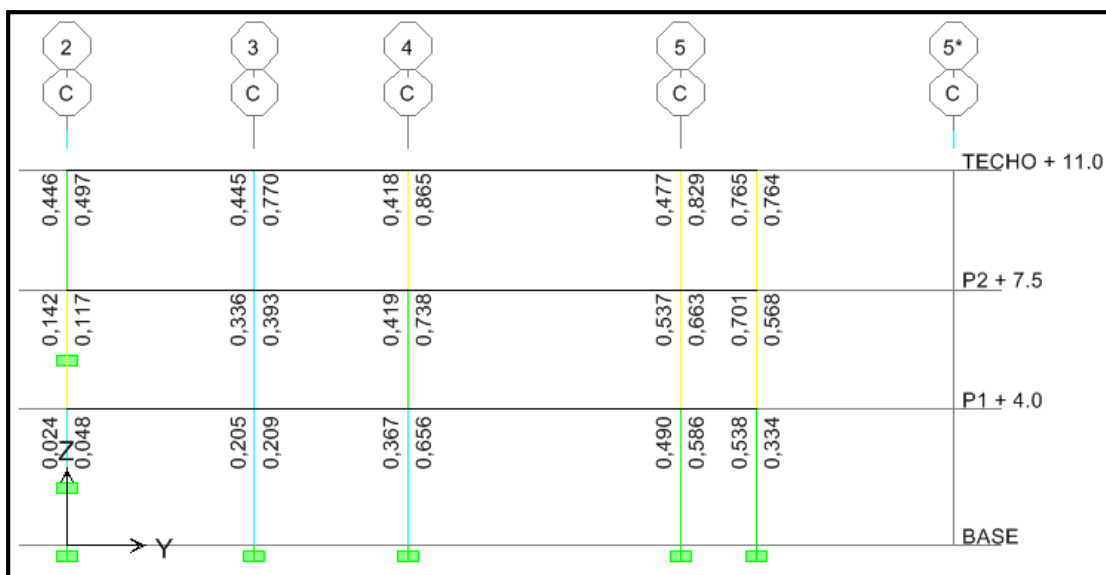


Figura 124. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

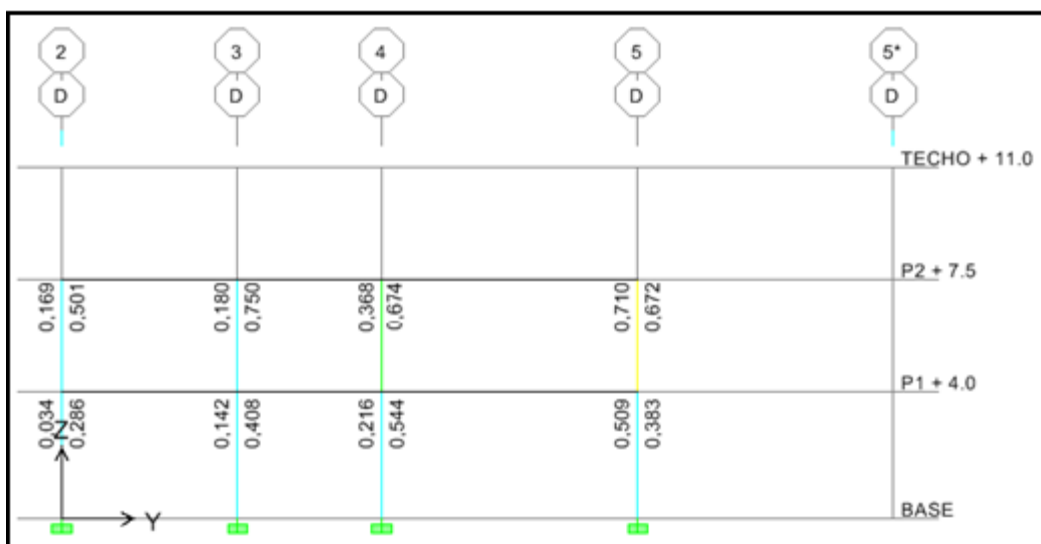


Figura 125. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.13 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Módulo 4

Este edificio presenta una configuración de planta igual en todos sus niveles, posee un núcleo de circulación vertical ya que el acceso al edificio Sur-Oeste se hará por medio de este módulo, además la distribución vertical es uniforme en toda la estructura con una área de 454,500m² en los niveles P1 y TECHO. Es importante resaltar en el ala norte de la edificación existe un pórtico diagonalizado el cual está concebido para otorgar un cambio de dirección a lo largo conjunto estructural, adosándose por medio de una junta constructiva a una posible ampliación. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (ver figura 126):

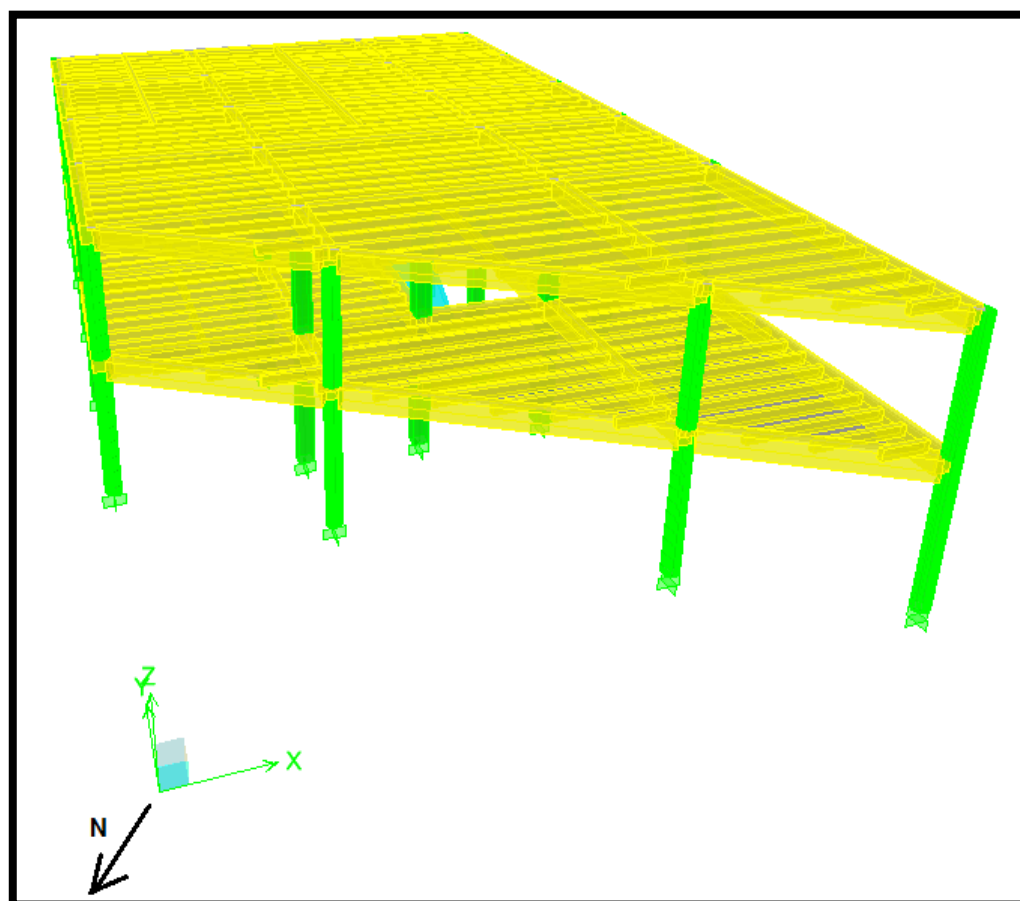


Figura 126. Vista 3D Edificio Módulo 4 (Fachada Norte)

Fuente: Elaboración propia

4.13.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas

A continuación se presentan una serie de Figuras en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, tanto en planta como en elevación en ambas direcciones. (ver figuras de la 127 a la 132)

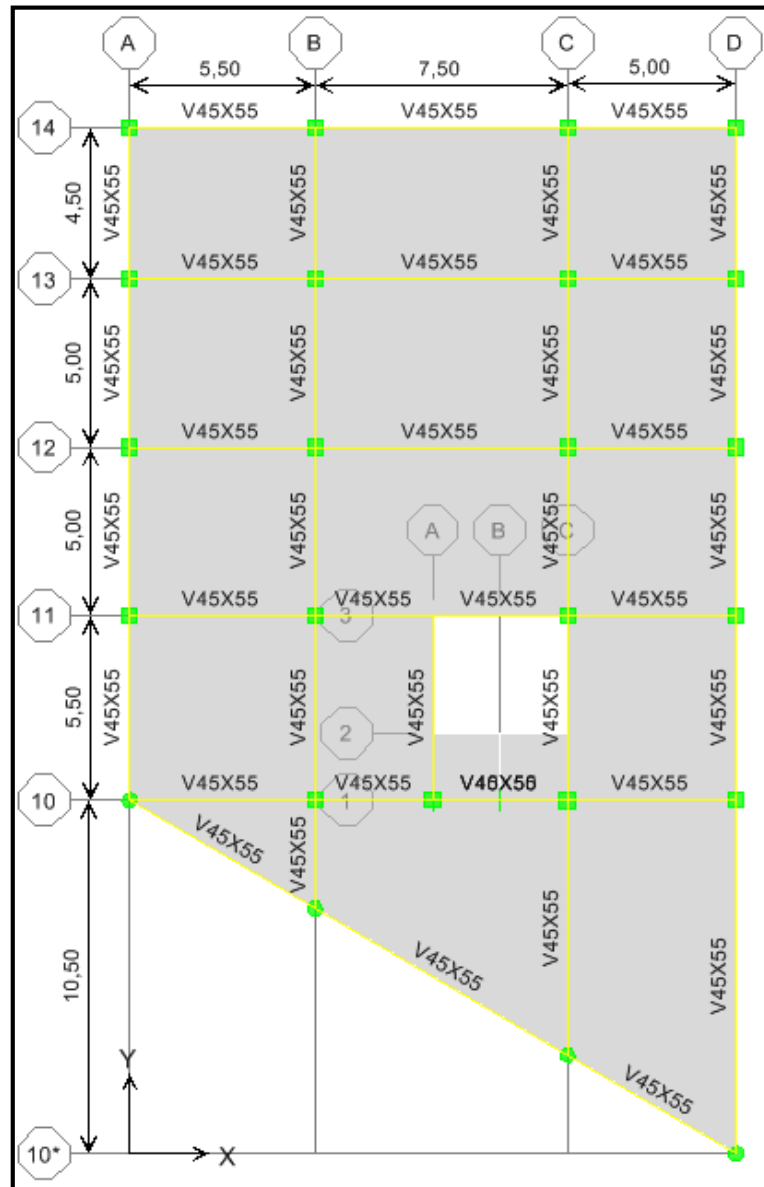


Figura 127. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1)

Fuente: Elaboración propia

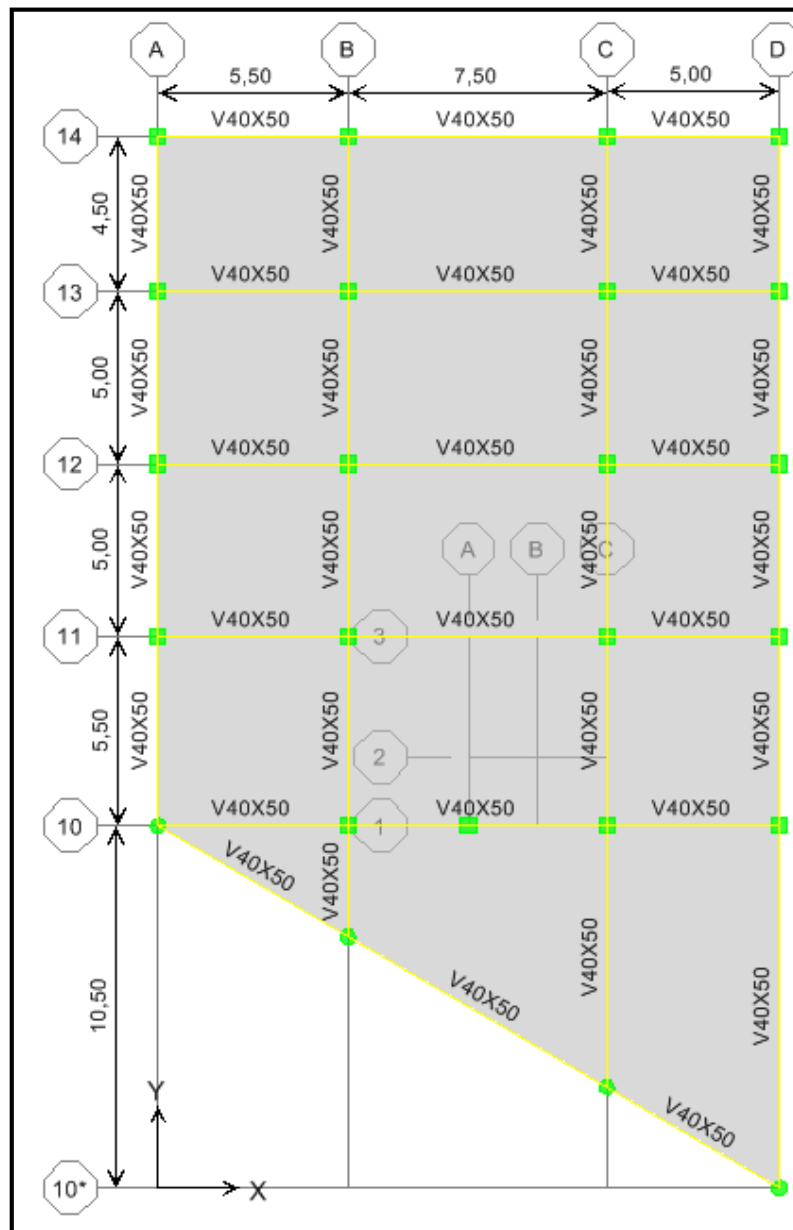


Figura 128. Secciones Finales de Vigas (Nivel TECHO)
Fuente: Elaboración propia

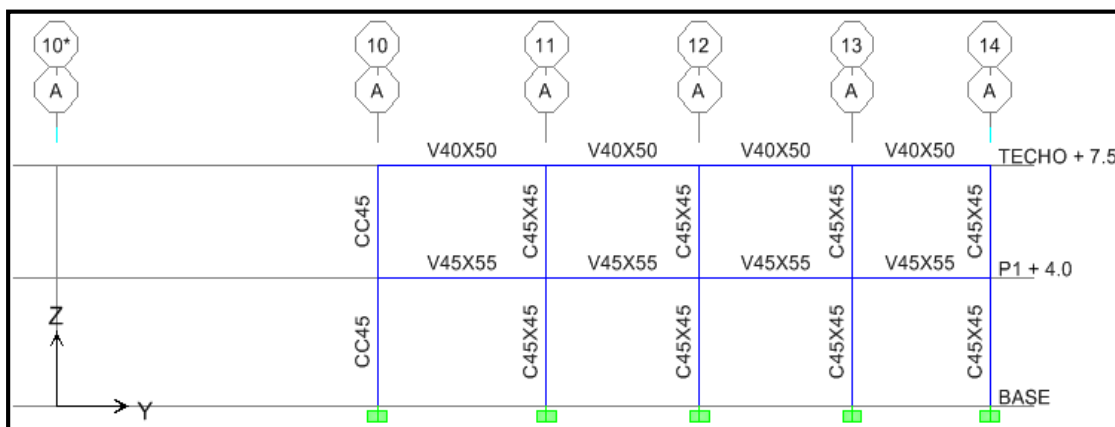


Figura 129. Secciones Finales de Columnas (Pórtico A)
Fuente: Elaboración propia

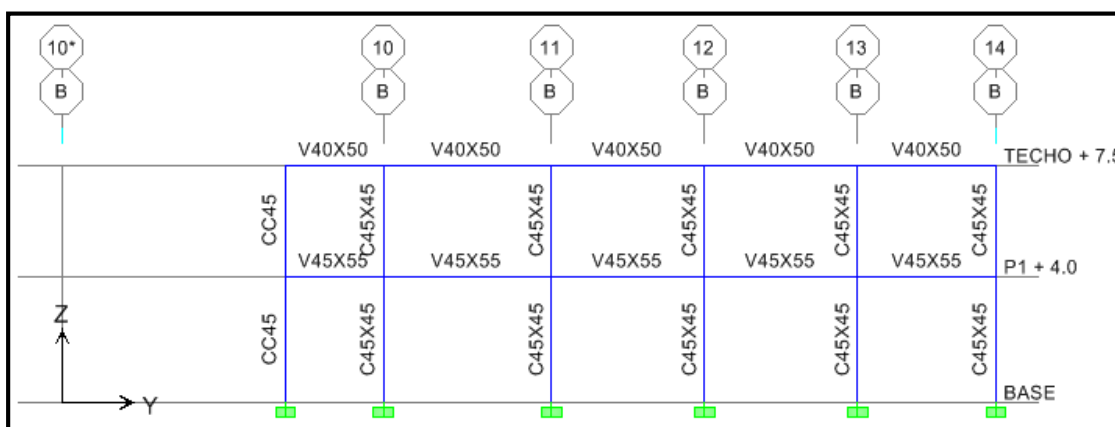


Figura 130. Secciones finales de columnas (Pórtico B)
Fuente: Elaboración propia

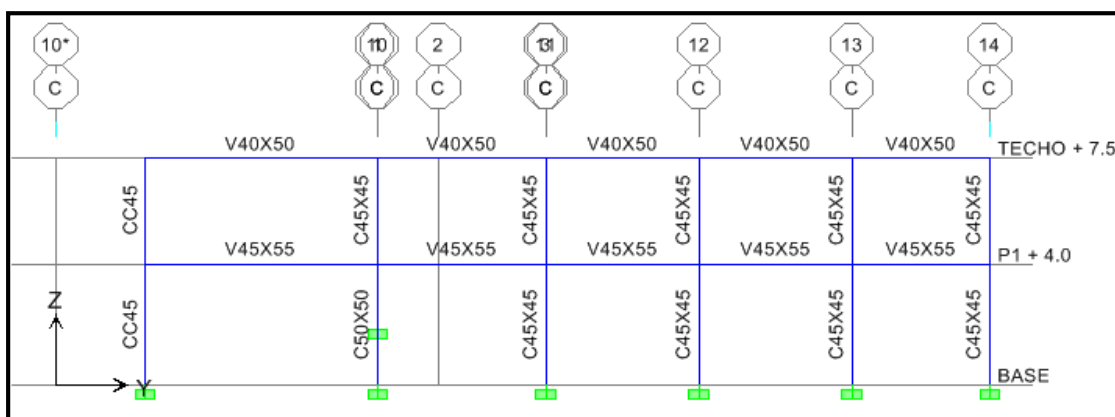


Figura 131. Secciones finales de columnas (Pórtico C)
Fuente: Elaboración propia

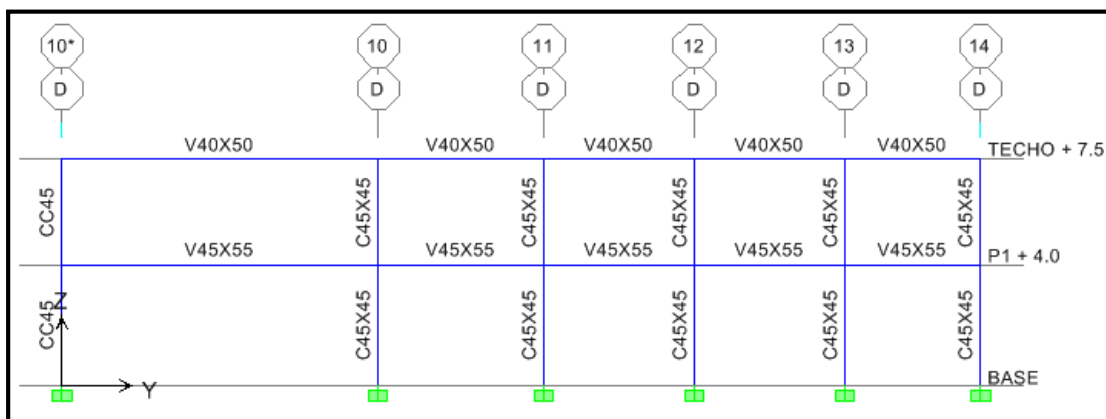


Figura 132. Secciones Finales de Columnas (Pórtico D)
Fuente: Elaboración propia

4.13.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las Plantas

A continuación se presenta la tabla 37, con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación:

Tabla 37. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de Cada Planta de la Edificación

Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
TECHO + 7,50	D1	376,726	696,513	374,544	666,648
P1 + 4,00	D1	375,67	702,113	395,966	599,656
MASA TOTAL (Tonf):	4,73				

Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse, los centros de masa y rigidez son similares en todos los diafragmas estudiados, adicionalmente como se observa en la tabla se obtiene una sumatoria de masas totales de 4,73tonf.

4.13.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Según lo establecido en la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. En el caso de estudio, se consideró un número de modos igual a 2 veces el número de plantas, por lo cual para el Edificio Este se consideraron 6 modos.

A continuación se presenta la tabla 38:

Tabla 38. Masas Participativas por Modos.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
	Segundos				
1	0,299	27,600	0,384	0	29
2	0,254	0,760	84,692	99	30
3	0,245	55,899	0,293	99	99
4	0,105	12,473	0,232	99	99
5	0,104	0,175	12,891	100	99
6	0,102	1,833	0,167	100	100

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el tercer modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” y “Y” un 99%.(ver figuras de la 133 a la 140)

4.13.4 Modos de Vibración de la Estructura

Modo 1 (Traslacional)

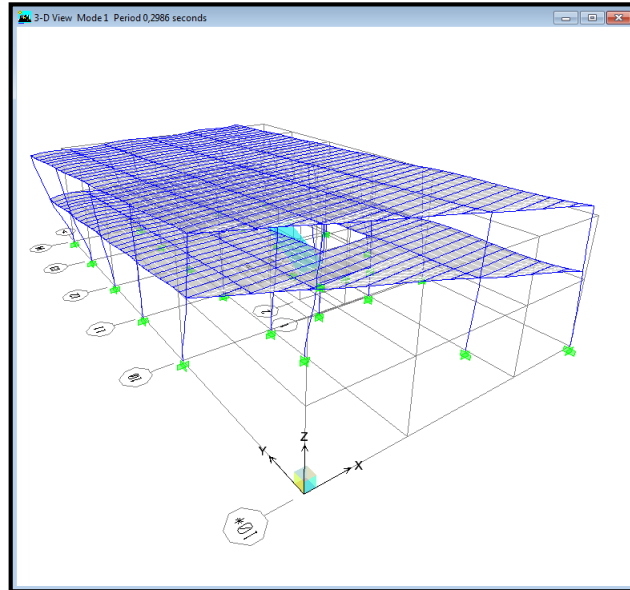


Figura 133. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 4 (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

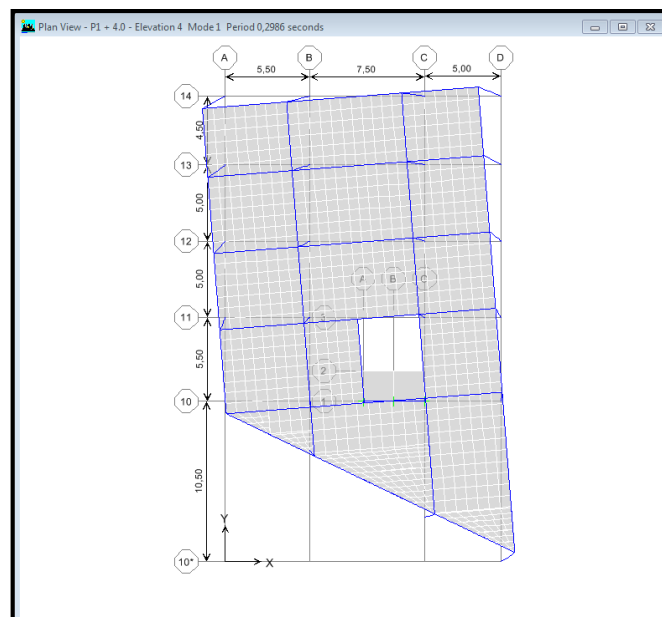


Figura 134. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Módulo 4. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

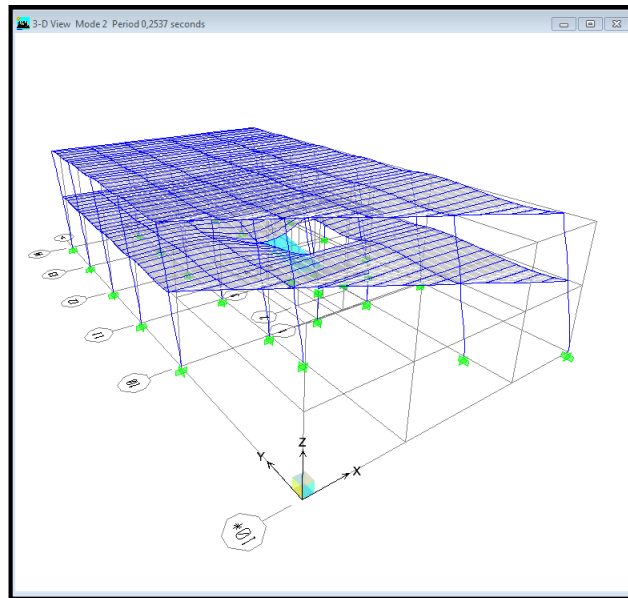


Figura 135. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 4. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

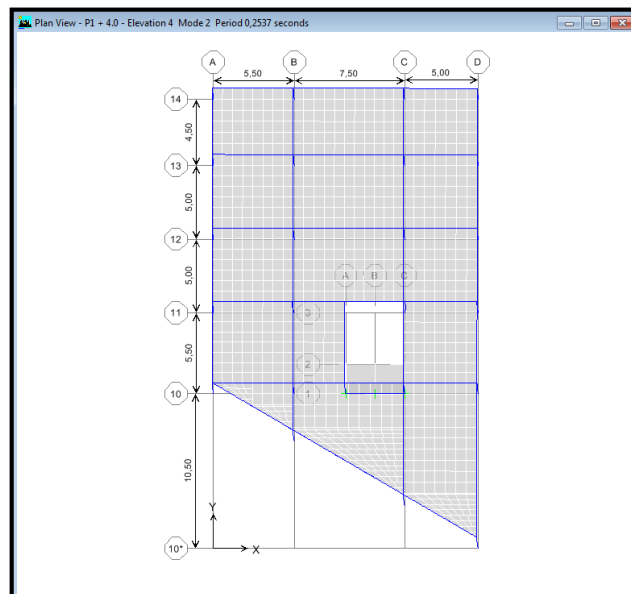


Figura 136. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Módulo 4. (Vista Planta Nivel 1)
Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

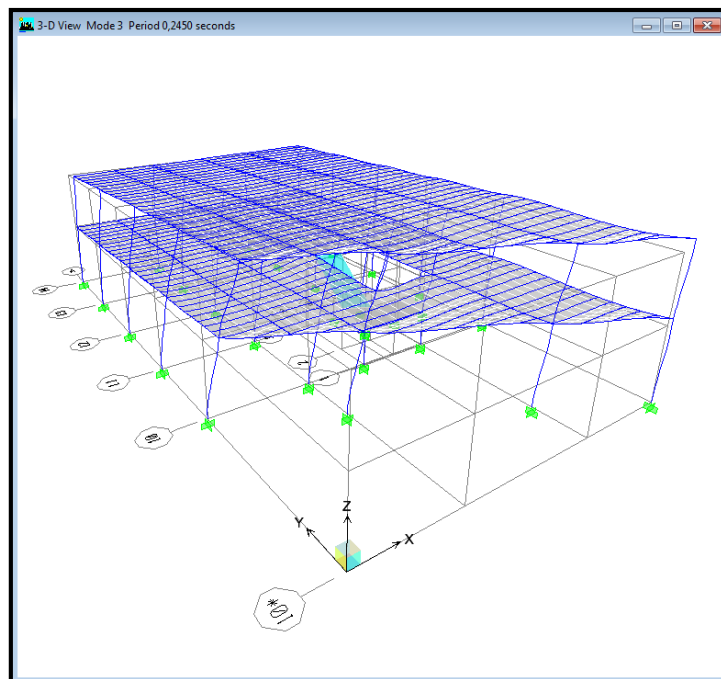


Figura 137. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 4. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

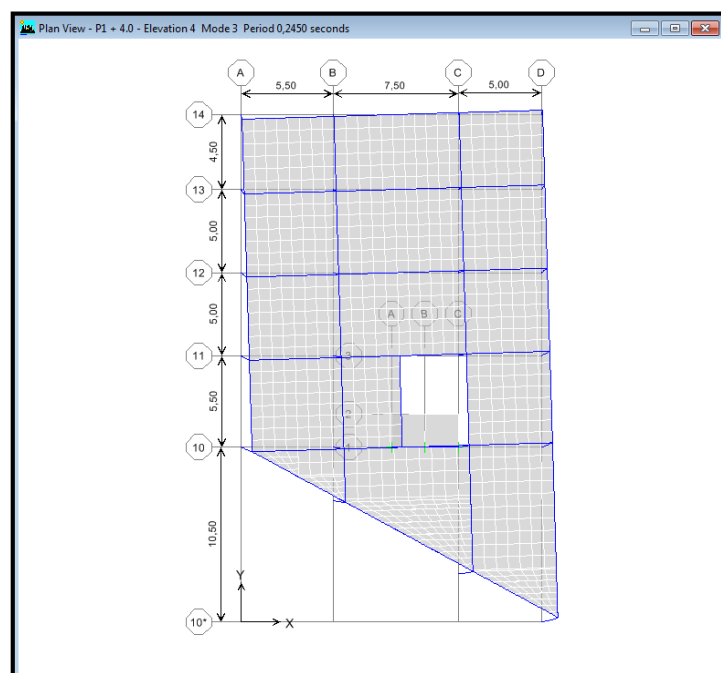


Figura 138. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Módulo 4. (Vista Planta Nivel 2)
Fuente: Elaboración propia

Modo 4

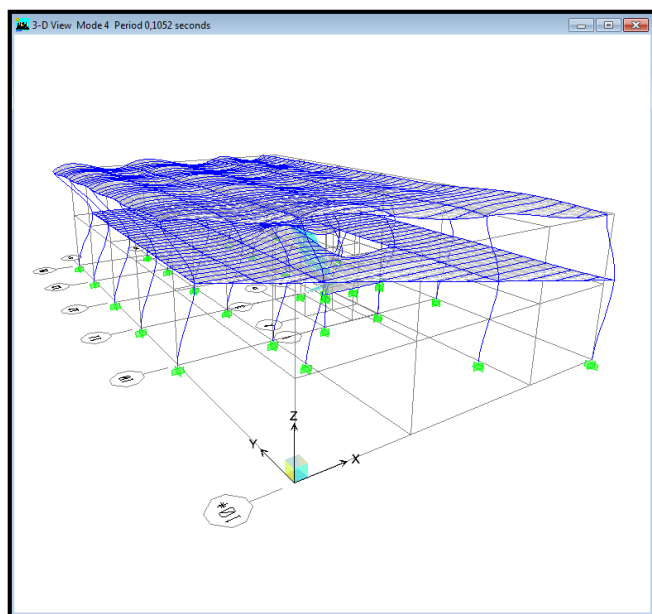


Figura 139. Modo de Vibración 4. Edificio Módulo 4. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 5

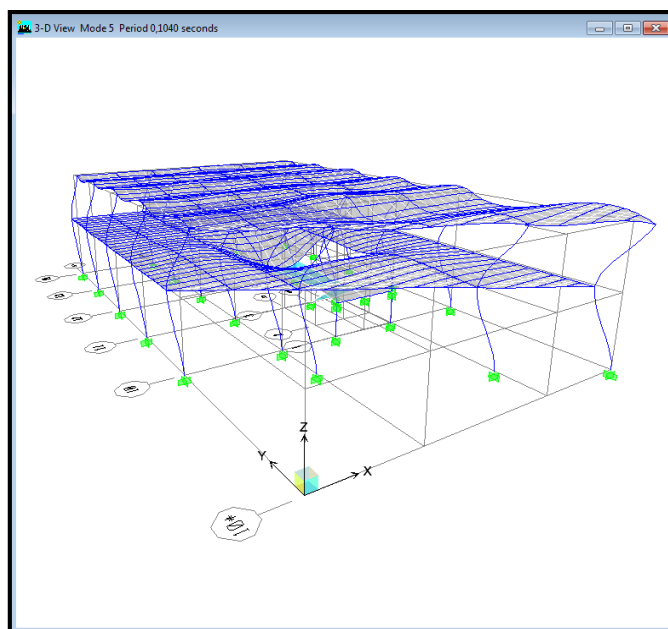


Figura 140. Modo de Vibración 5. Edificio Módulo 4. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el estudio anterior, se evidencia que los primeros dos modos de vibración de la estructura resultaron traslacionales, cumpliendo lo exigido por la norma. De esta manera se evitan modos rotacionales que ocasionan gran daño a los elementos estructurales.

4.13.5 Cortes de Piso Ante Acciones Sísmicas

Los cortes obtenidos por piso debido a las acciones sísmicas en las direcciones “X” y “Y” se reflejan en la tabla 39 y en las figuras 141 y 142.

Tabla 39. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas

Piso	Load Caso/Combinación	Localización	VX	VY
			tonf	tonf
TECHO + 7.5	SX Max	Tope	49,33	2,68
TECHO + 7.5	SX Max	Base	49,33	2,68
TECHO + 7.5	SY Max	Tope	2,8	59,29
TECHO + 7.5	SY Max	Base	2,8	59,29
P1 + 4.0	SX Max	Tope	81,06	5,69
P1 + 4.0	SX Max	Base	42,81	7,19
P1 + 4.0	SY Max	Tope	5,71	100,1
P1 + 4.0	SY Max	Base	13,19	25,97

Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “X”

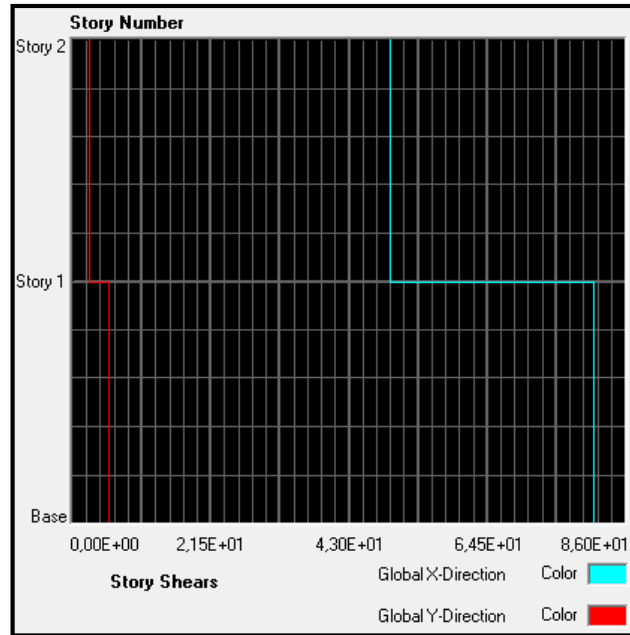


Figura 141. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Módulo 4
Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en Eje “Y”

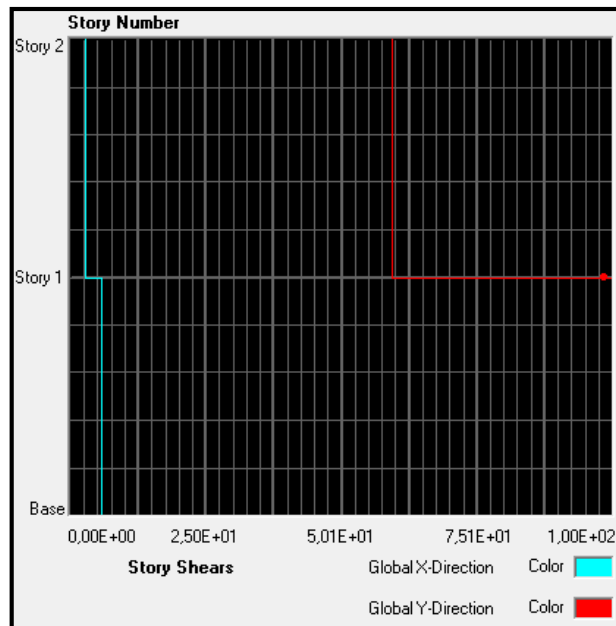


Figura 142. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Módulo 4
Fuente: Elaboración propia

4.13.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal

La Norma COVENIN establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_x , V_y) no deben ser menores al corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T = 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_x y V^*/V_y en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad. (ver tablas 40, 41 y 42)

Tabla 40. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”

$V^*_{oX} =$	5,04
$V^*_{oY} =$	5,04

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (Obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	178,71
$V_{oY} =$	220,68

Fuente: Elaboración propia

Tabla 42. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

$V^*_{oX} / V_{oX} =$	0,0282	≤ 1	→	Ok - Cumple
$V^*_{oY} / V_{oY} =$	0,0228	≤ 1	→	Ok - Cumple

Fuente: Elaboración propia

Al cumplir ambos valores no es necesario realizar la corrección del cortante basal.

4.13.7 Revisión de Derivas Inelásticas

Para el caso del edificio Oeste, de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su tipo, se determinó que las mismas son edificaciones Tipo A, con elementos no

estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura por lo cual el valor máximo permitido es 0,012.

De la siguiente Tabla, de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que fue generado por la combinación UDCON3 para el nivel techo:

Tabla 43. Derivas Elásticas

Piso	Carga	Punto	Item	DesplazamientoX
TECHO + 7.5	SX	101	Max Despl. X	0,000820
TECHO + 7.5	SX	421	Max Despl. Y	0,000293
TECHO + 7.5	SY	101	Max Despl. X	0,000149
TECHO + 7.5	SY	625	Max Despl. Y	0,000514
TECHO + 7.5	UDCON1	101	Max Despl. X	0,000115
TECHO + 7.5	UDCON1	625	Max Despl. Y	0,000044
TECHO + 7.5	UDCON2	101	Max Despl. X	0,000133
TECHO + 7.5	UDCON2	555	Max Despl. Y	0,000052
TECHO + 7.5	UDCON3	101	Max Despl. X	0,000971
TECHO + 7.5	UDCON3	625	Max Despl. Y	0,000465
TECHO + 7.5	UDCON4	101	Max Despl. X	0,000501
TECHO + 7.5	UDCON4	625	Max Despl. Y	0,000636
TECHO + 7.5	UDCON5	101	Max Despl. X	0,000938
TECHO + 7.5	UDCON5	421	Max Despl. Y	0,000454
TECHO + 7.5	UDCON6	101	Max Despl. X	0,000469
TECHO + 7.5	UDCON6	625	Max Despl. Y	0,000623

Fuente: Elaboración propia

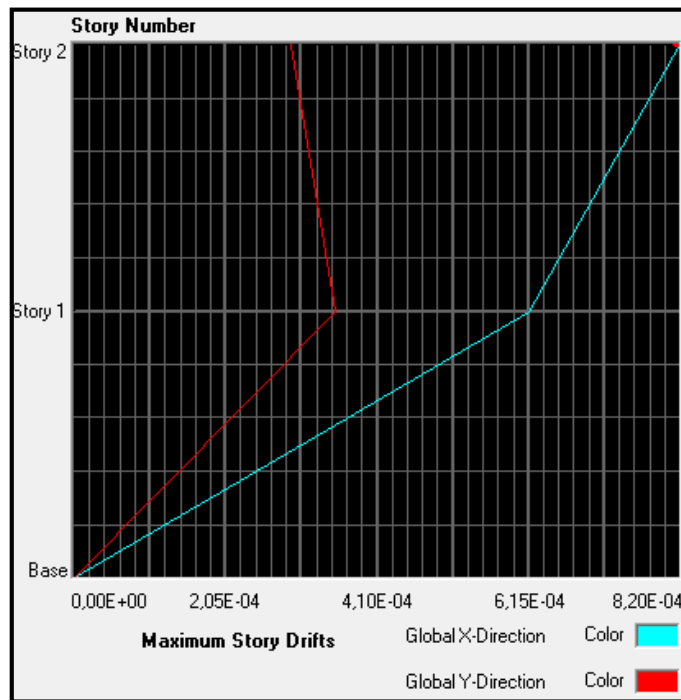


Figura 143. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel para la Combinación UDCON4 (Valor Máximo de 0,000971 para el Nivel Techo)

Fuente: Elaboración propia.

El valor máximo obtenido es 0,000971, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente formula el valor máximo de la deriva inelástica:

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot R \cdot \Delta_{elást}.$$

$$\Delta_{inelást} = 0.8 \cdot 6 \cdot 0,000971$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00464$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00464 < 0,012$$

Con lo cual se comprueba que la estructura cumple y se encuentra por debajo de valor máximo permitido.

4.13.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Al igual que en la estructura anterior se verifica el estado de resistencia de los elementos ante cargas sísmicas y gravitatorias. La misma, al ser mayor a la unidad refleja que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo. A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Demanda/Capacidad en las columnas. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores.(ver figuras de la 144 a la 147)

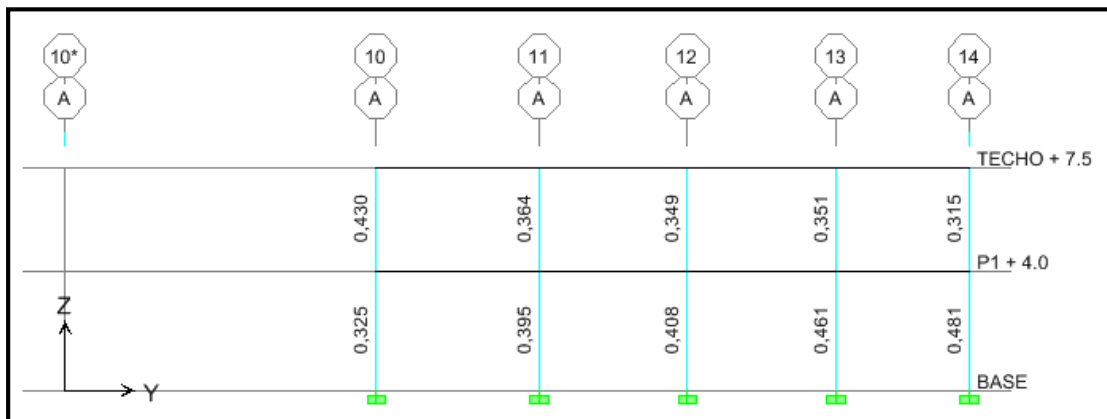
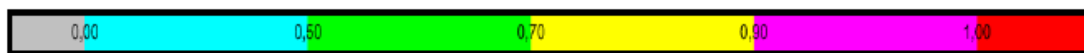


Figura 144. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A
Fuente: Elaboración propia

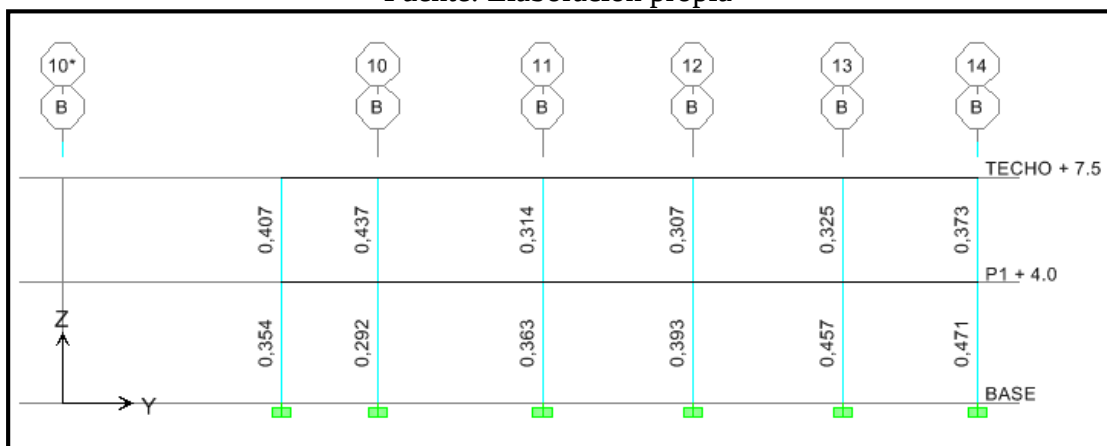


Figura 145. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

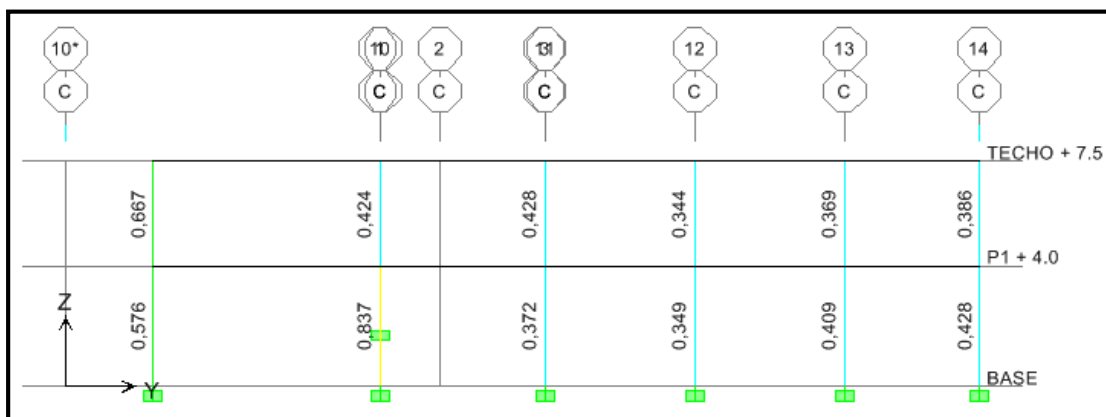


Figura 146. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

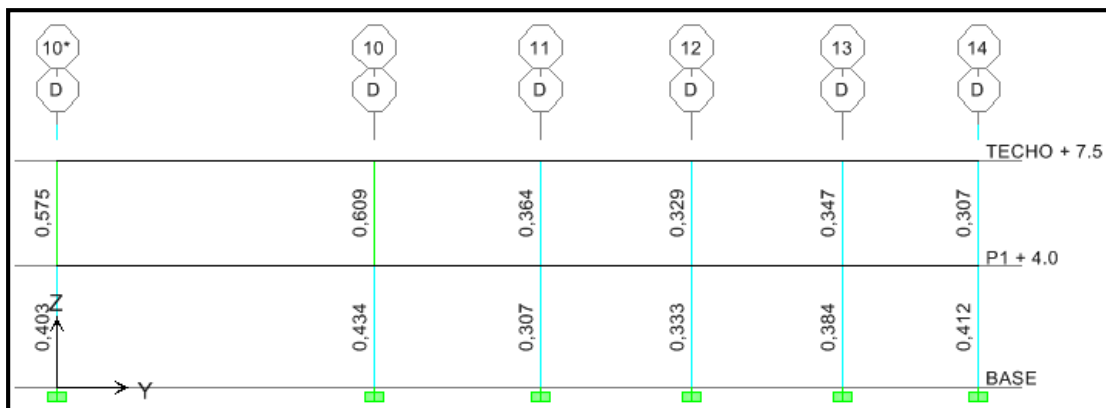


Figura 147. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.13.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte

Esta es una relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, ya que indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, por lo tanto se garantiza la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas, y por lo tanto la estabilidad general de la estructura, a través de un mecanismo de falla dúctil.

A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Relación viga débil/columna fuerte. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores (ver figuras de la 148 a la 151):

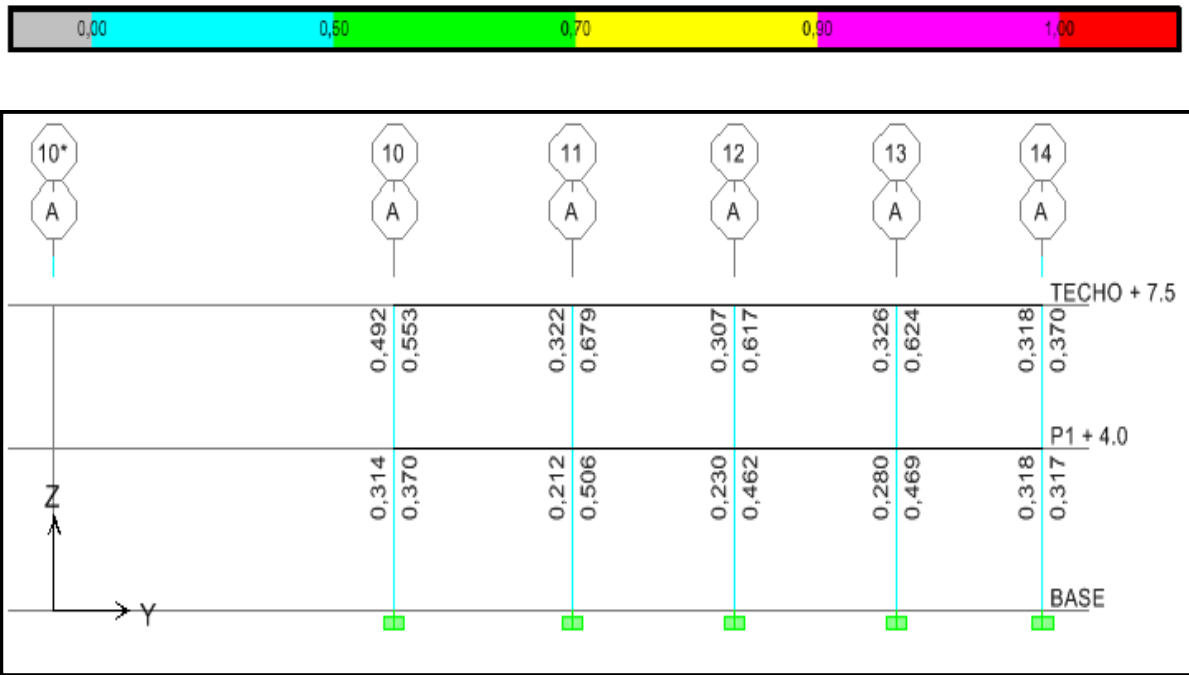


Figura 148. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico A
Fuente: Elaboración propia

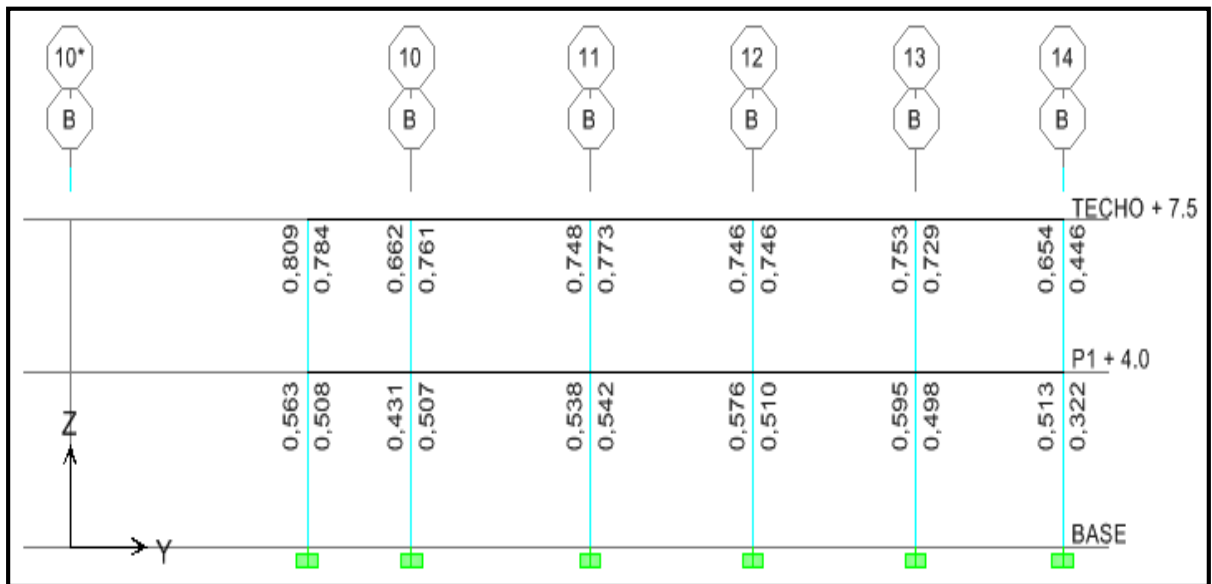


Figura 149. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico B
Fuente: Elaboración propia

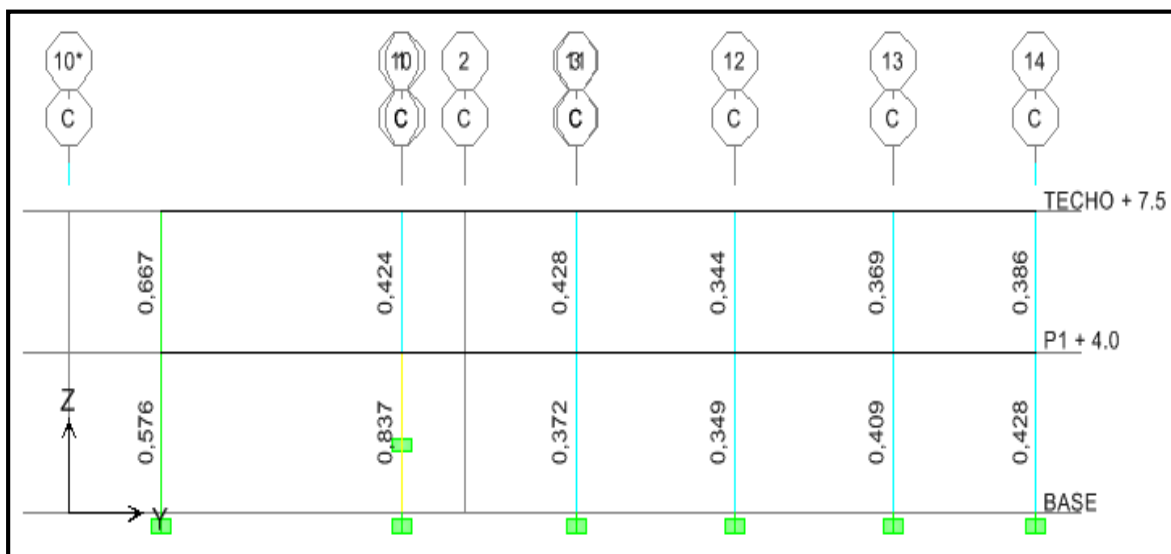


Figura 150. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico C
Fuente: Elaboración propia

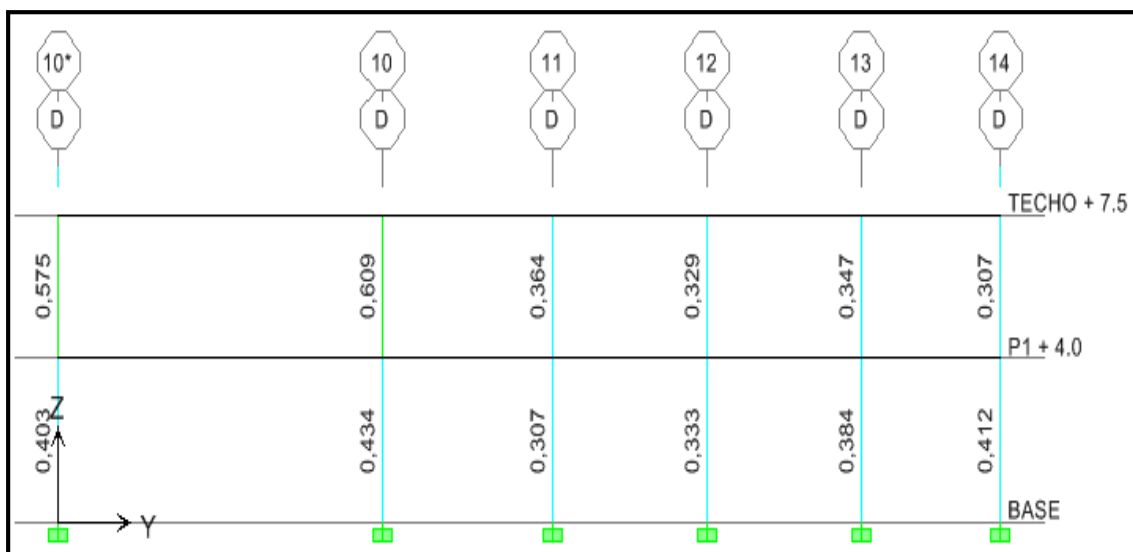


Figura 151. Relación Demanda/Capacidad Columnas. Pórtico D
Fuente: Elaboración propia

4.14 Modelado, Análisis y Diseño Estructural. Edificio Pasarela

Este edificio presenta una configuración de planta igual en todos sus niveles con área de construcción de 432 m² distribuidos en 2 niveles, su función es interconectar peatonalmente las edificaciones Módulo1 y Módulo 2. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (figura 152):

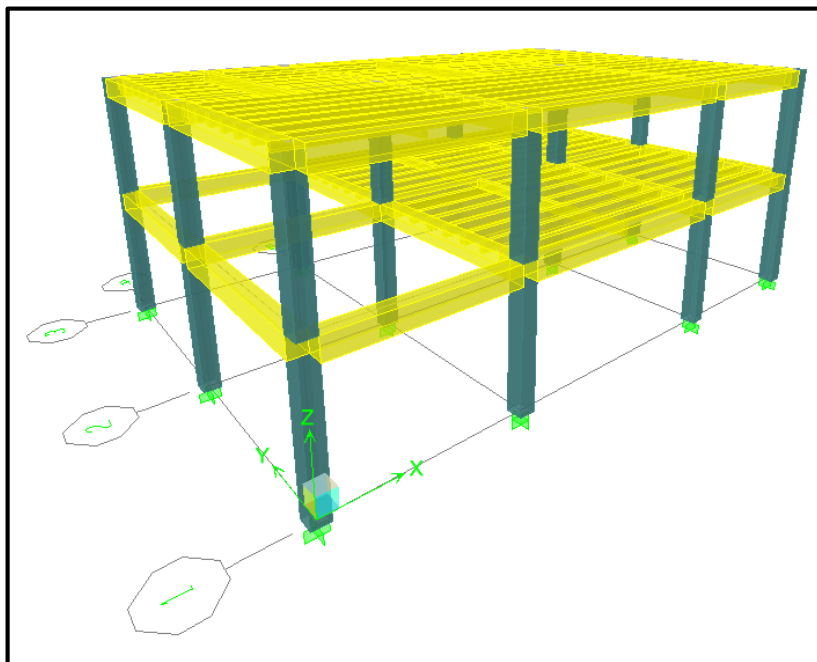


Figura 152. Vista 3D Edificio Pasarela (Fachada Norte y lateral Oeste)
Fuente: Elaboración propia

4.14.1 Pórticos y Plantas, Secciones Definitivas

A continuación se presentan una serie de Figuras en las que se visualizan las secciones finales de vigas y columnas luego del análisis y diseño de la edificación, tanto en planta como en elevación en ambas direcciones. (ver figuras de la 153 a la 157)

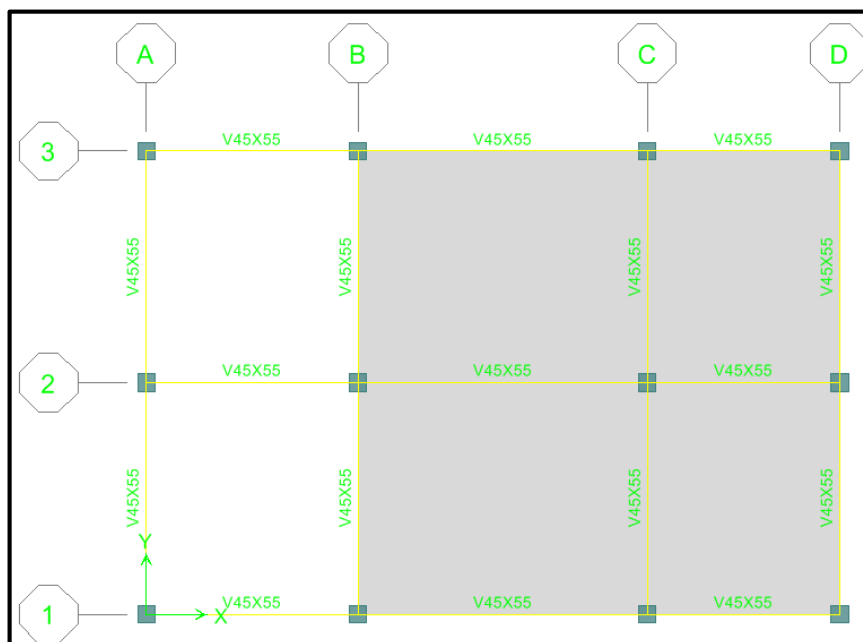


Figura 153. Secciones Finales de Vigas (Nivel 1 y 2)
Fuente: Elaboración propia

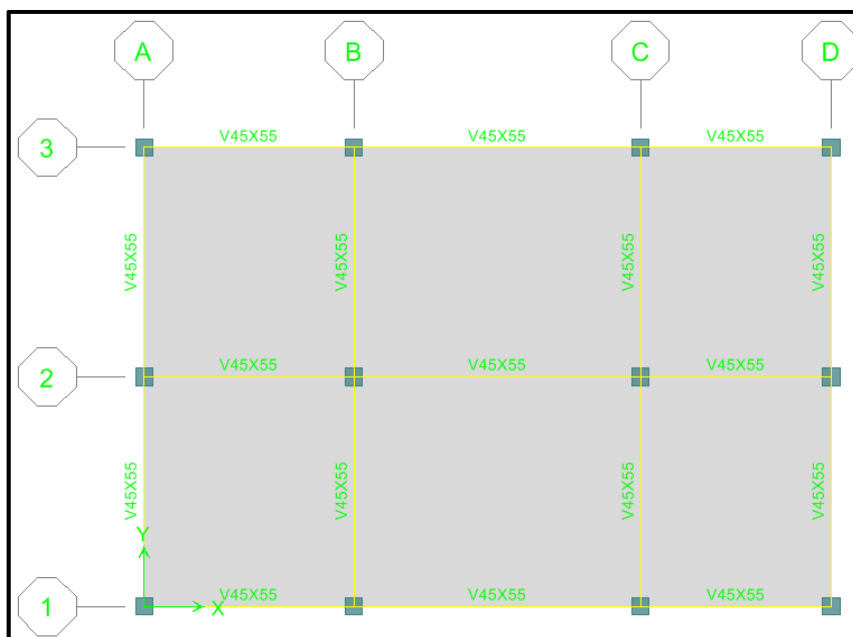


Figura 154. Secciones Finales de Vigas (Nivel Techo)
Fuente: Elaboración propia

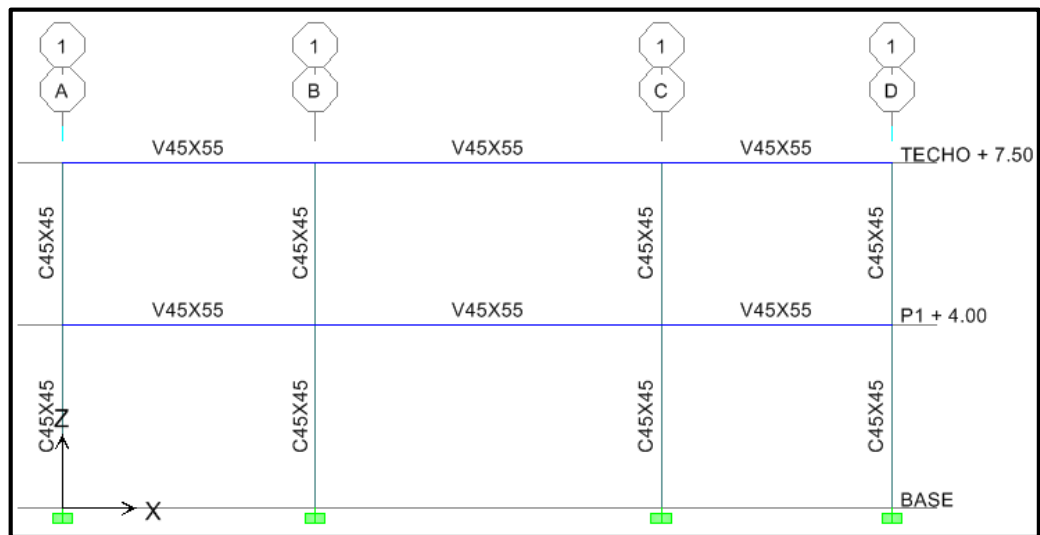


Figura 155. Secciones Finales de Columnas (Pórtico 1)
Fuente: Elaboración propia

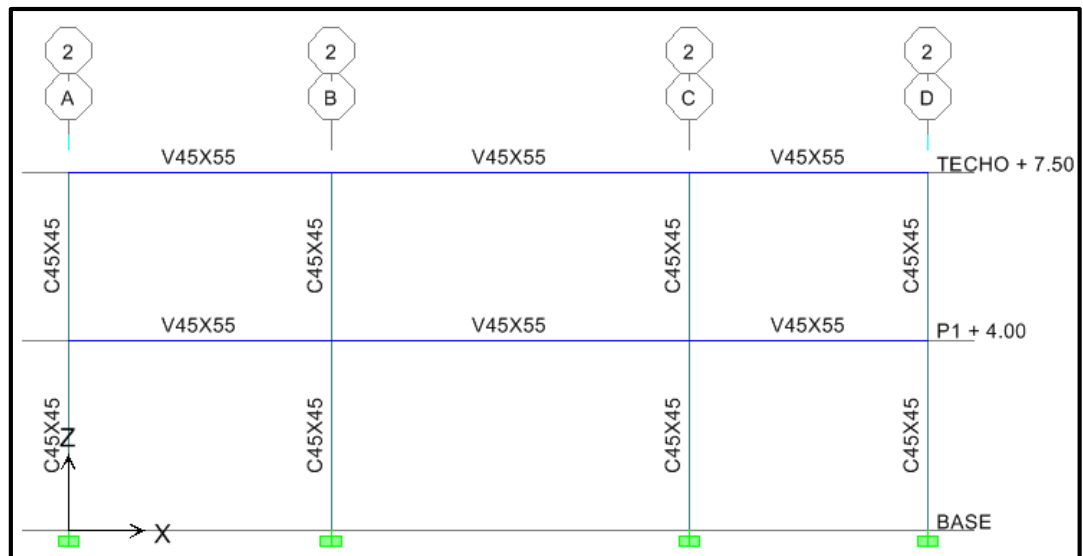


Figura 156. Secciones Finales de Columnas (Pórtico2)
Fuente: Elaboración propia

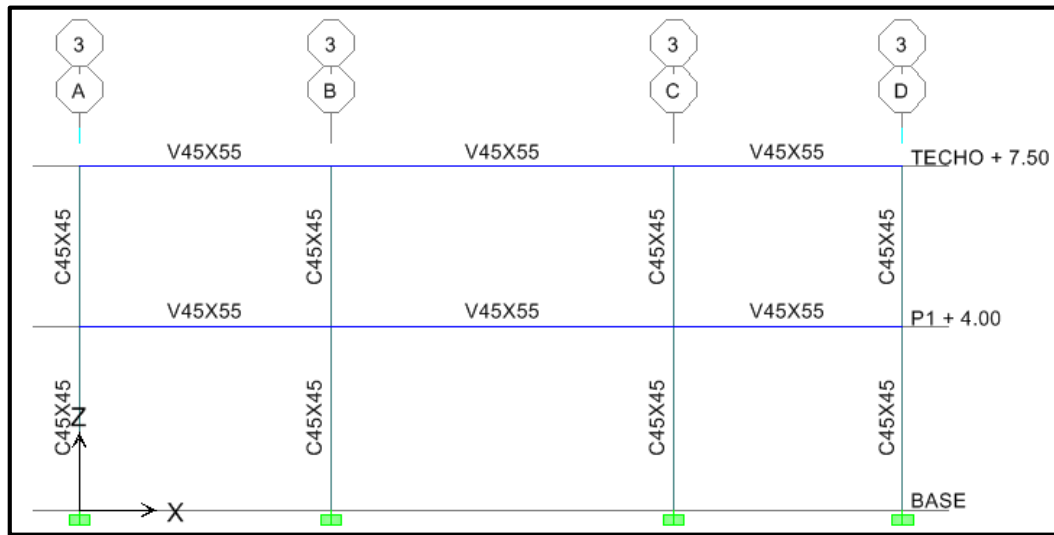


Figura 157. Secciones Finales de Columnas (Pórtico 3)
Fuente: Elaboración propia

4.14.2 Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas

A continuación se presenta la tabla 44, con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación:

Tabla 44. Coordenadas del Centro de Masa y Centro de Rigidez de cada Planta de la Edificación

Piso	Diafragma	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
TECHO + 7.50	D1	8,978	6	9,123	6
P1 + 4.00	D1	11,653	6	10,306	6
MASA TOTAL (Tonf):	34,99				

Fuente: Elaboración propia

Como es de esperarse, los centros de masa y rigidez son similares en todos los diafragmas estudiados, adicionalmente como se observa en la tabla se obtiene una sumatoria de masas totales de 34,99 tonf.

4.14.3 Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Según lo establecido en la norma venezolana COVENIN 1756-2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, capítulo 9.6, el número mínimo de modos es aquel que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis. En el caso de estudio, se consideró un número de modos igual a 3 veces el número de plantas, por lo cual para el Edificio Este se consideraron 9 modos.

A continuación se presenta la tabla 45, de masas participativas por modos.

Tabla 45. Masas Participativas y Períodos por Modos de Vibración

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
		Segundos				
1	1	0,381	0,000	93,840	98	0
2	2	0,362	94,833	0,000	98	99
3	3	0,320	0,000	0,608	100	99
4	4	0,130	0,000	4,716	100	99
5	5	0,117	5,167	0,000	100	100
6	6	0,109	0,000	0,206	100	100

Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el segundo modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 98%, mientras que en “Y” un 99%. (ver figuras de la 158 a la 162)

4.14.4 Modos de Vibración de la Estructura

Modo1 (Traslacional)

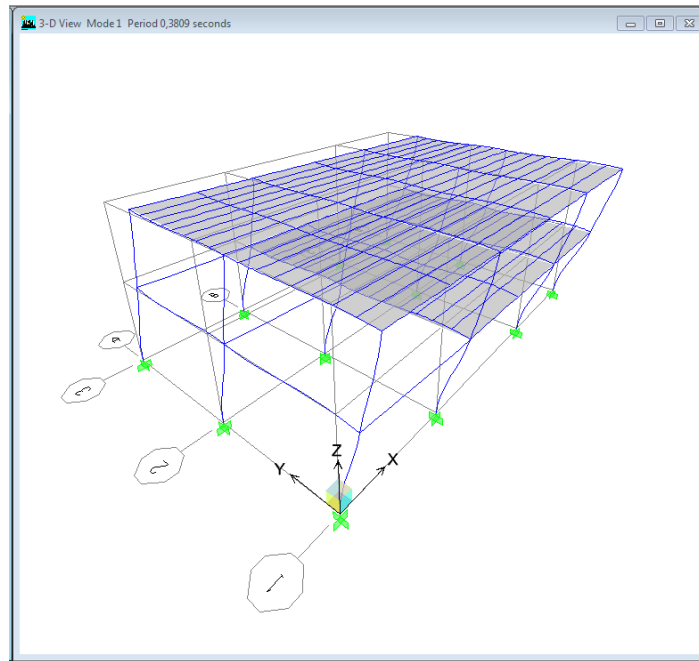


Figura 158. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Pasarela (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

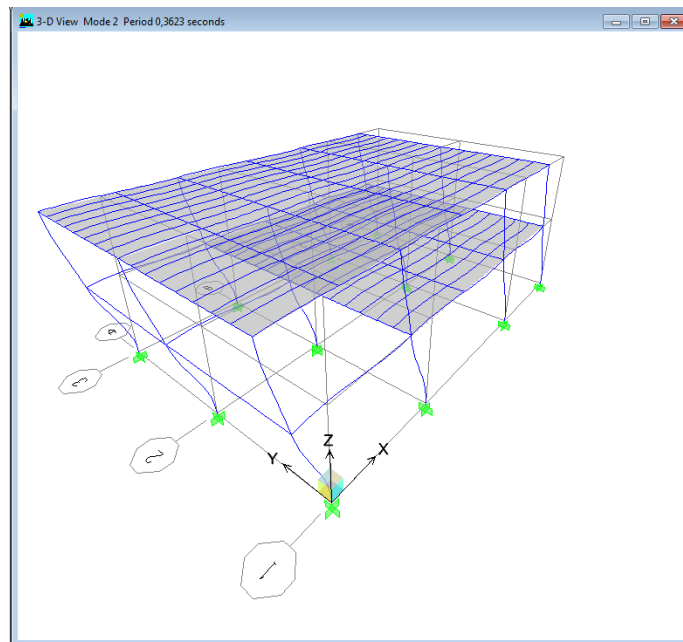


Figura 159. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Pasarela. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

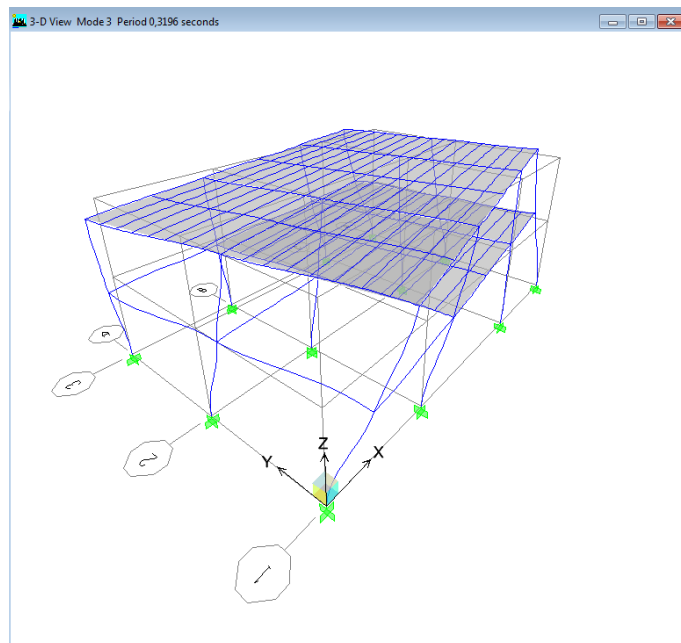


Figura 160. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Pasarela. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 4

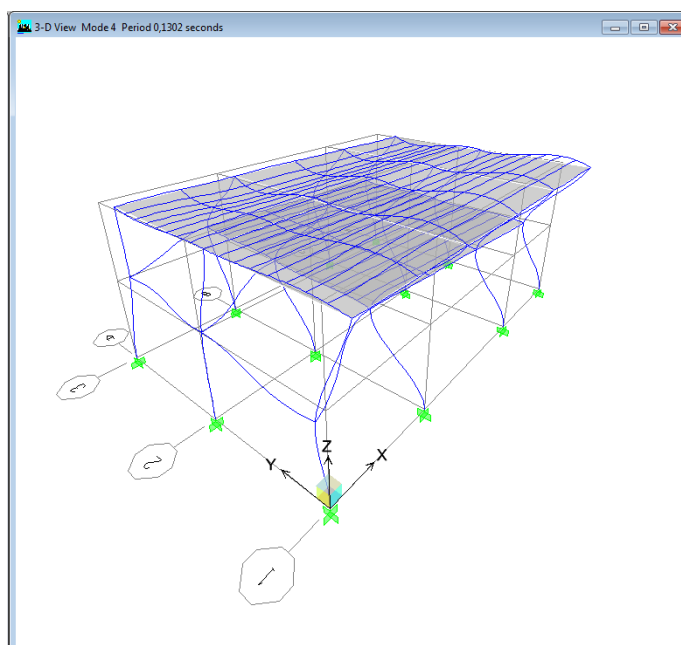


Figura 161. Modo de Vibración 4. Edificio Modulo2. (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Modo 5

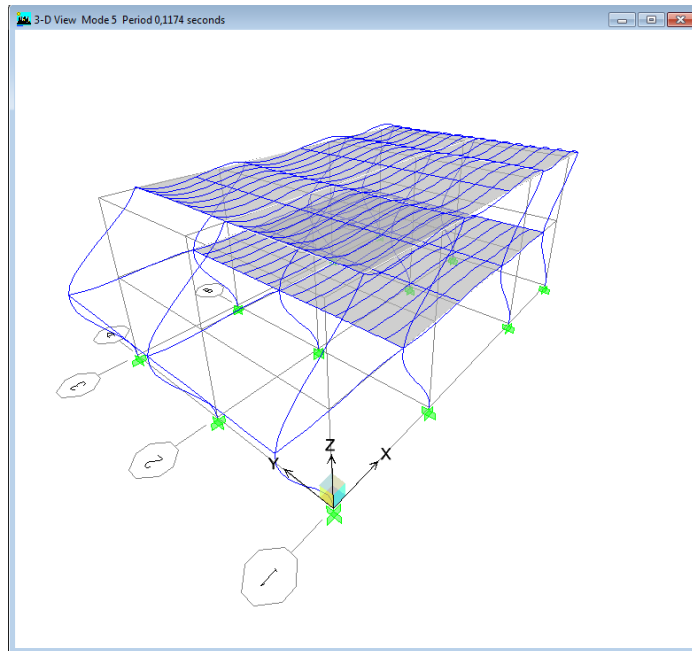


Figura 162. Modo de Vibración 5. Edificio Pasarela (Vista 3D)
Fuente: Elaboración propia

Al igual que en el estudio anterior, se evidencia que los primeros dos modos de vibración de la estructura resultaron traslacionales, cumpliendo lo exigido por la norma. De esta manera se evitan modos rotacionales que ocasionan gran daño a los elementos estructurales.

4.14.5 Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas

Los cortes obtenidos por piso debido a las acciones sísmicas en las direcciones “X” y “Y” se reflejan en la tabla 46 y en las figuras 163 y 164.

Tabla 46. Cortes de Piso ante Acciones Sísmicas

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum RX (%)	Sum RY (%)
		Segundos				
1	1	0,381	0,000	93,840	98	0
2	2	0,362	94,833	0,000	98	99
3	3	0,320	0,000	0,608	100	99
4	4	0,130	0,000	4,716	100	99
5	5	0,117	5,167	0,000	100	100
6	6	0,109	0,000	0,206	100	100

Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en eje “X”

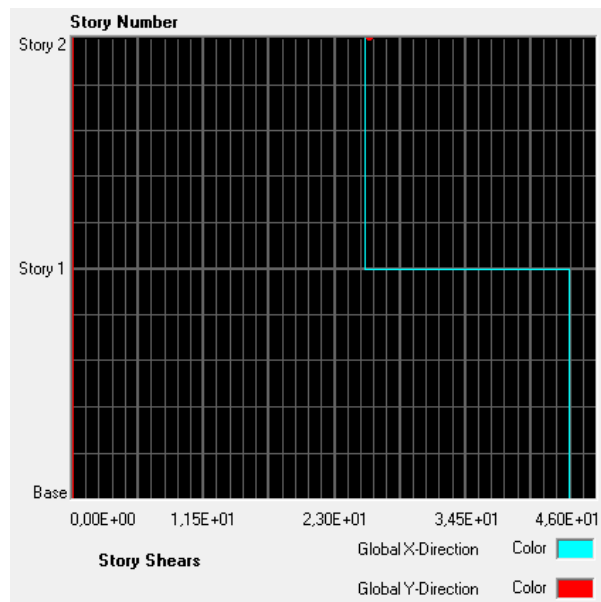


Figura 163. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje X. Edificio Pasarela
Fuente: Elaboración propia

Corte de Piso en eje “Y”

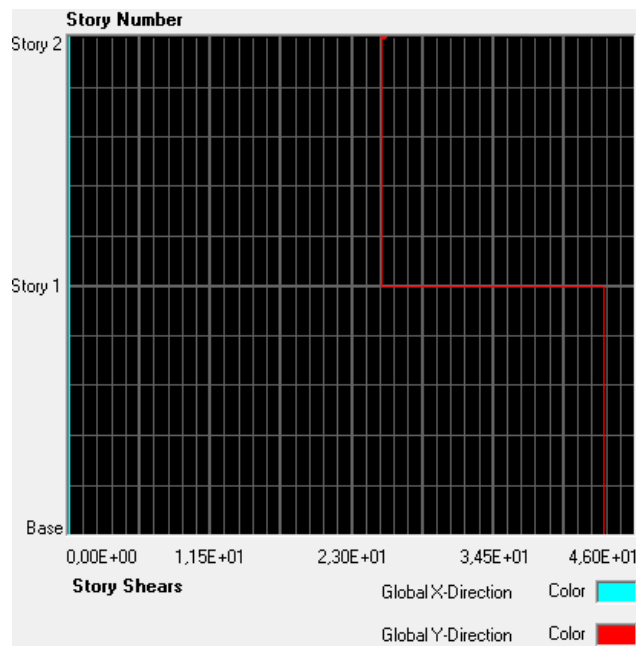


Figura 164. Cortes de Piso Debido a Acciones Sísmicas. Eje Y. Edificio Pasarela
Fuente: Elaboración propia

4.14.6 Revisión y Corrección del Cortante Basal

La Norma COVENIN establece que los cortes basales en las direcciones principales de análisis (V_x , V_y) no deben ser menores al corte estático obtenido a través del Método Estático Equivalente (V^*) con un período $T = 1.6 \cdot T_a$. De ser así, debe aplicarse una corrección de las fuerzas sísmicas de diseño y desplazamientos por un factor V^*/V_x y V^*/V_y en la dirección respectiva. Este cociente no debe ser menor a la unidad. (ver tablas 47, 48 y 49)

Tabla 47. Corte Estático Equivalente en las Direcciones “X” y “Y”

$V'_{oX} =$	37,22
$V'_{oY} =$	37,22

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48. Cortante Máximo de Piso ante Acciones Sísmicas (obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	43,63
$V_{oY} =$	43,50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49. Cociente entre el Corte Estático Equivalente y el Cortante Máximo de Piso

$V'_{oX} / V_{oX} =$	0,8531	≤ 1	→	OK-Cumple
$V'_{oY} / V_{oY} =$	0,8556	≤ 1	→	OK-Cumple

Fuente: Elaboración propia

4.14.7 Revisión de Derivas Inelásticas

Para el caso del edificio Pasarela, de acuerdo a la clasificación de las estructuras según su tipo, se determinó que las mismas son edificaciones Tipo A, con elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura por lo cual el valor máximo permitido es 0,012.

De la siguiente tabla 50, de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que fue generado por la combinación UDCON3 para el nivel techo (ver figura 165):

Tabla 50. Derivas Elásticas

Piso	Carga	Punto	Item	DriftY
P1 + 4.00	SX	4	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	SX	9	Max Despl. Y	0,00035
P1 + 4.00	SY	11	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	SY	9	Max Despl. Y	0,00492
P1 + 4.00	UDCON1	5	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON1	1	Max Despl. Y	0,00001
P1 + 4.00	UDCON2	5	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON2	1	Max Despl. Y	0,00001
P1 + 4.00	UDCON3	4	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON3	9	Max Despl. Y	0,00182
P1 + 4.00	UDCON4	11	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON4	9	Max Despl. Y	0,00502
P1 + 4.00	UDCON5	4	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON5	9	Max Despl. Y	0,00182
P1 + 4.00	UDCON6	11	Max Despl. X	0,00000
P1 + 4.00	UDCON6	9	Max Despl. Y	0,00502

Fuente: Elaboración propia

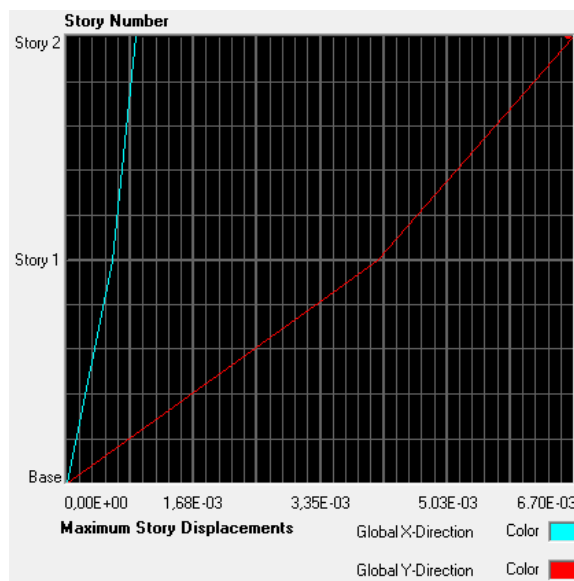


Figura 165. Diagrama de Derivas Elásticas por Nivel para la Combinación UDCON6 (Valor máximo de 0,00502 para el nivel 1)

Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,00502, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente formula el valor máximo de la deriva inelástica:

$$\Delta_{inelást}=0.8 \cdot R \cdot \Delta_{elást}.$$

$$\Delta_{inelást}=0.8 \cdot 6 \cdot 0,00104$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00502$$

$$\Delta_{inelást} = 0,00502 < 0,012$$

Con lo cual se comprueba que la estructura cumple y se encuentra por debajo de valor máximo permitido.

4.14.8 Relación Demanda/Capacidad en Vigas y Columnas

Al igual que en la estructura anterior se verifica el estado de resistencia de los elementos ante cargas sísmicas y gravitatorias. La misma, al ser mayor a la unidad refleja que las acciones ejercidas sobre el elemento superan la capacidad del mismo. A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Demanda/Capacidad en las columnas. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores.(ver figuras 166, 167 y 168)



Figura 166. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 1

Fuente: Elaboración propia

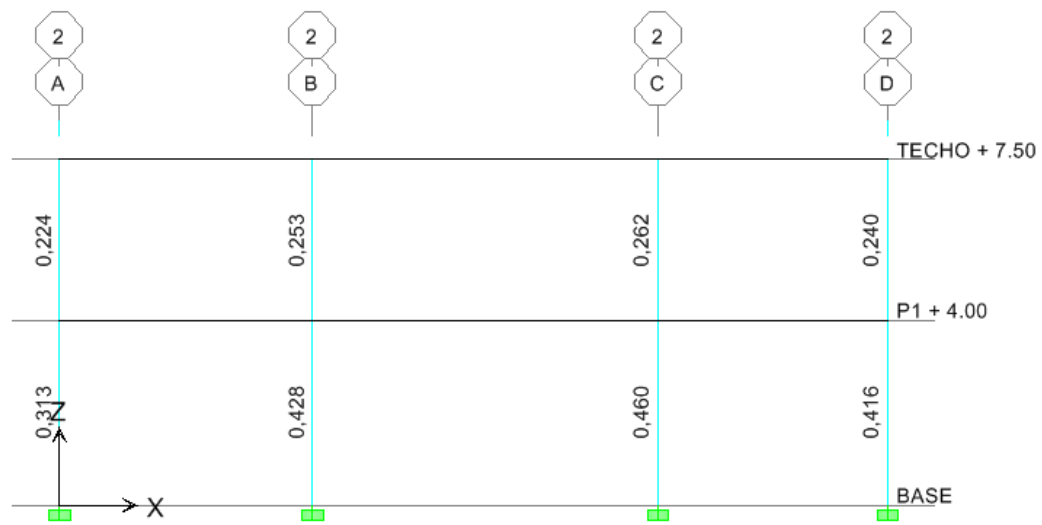


Figura 167. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 2
Fuente: Elaboración propia

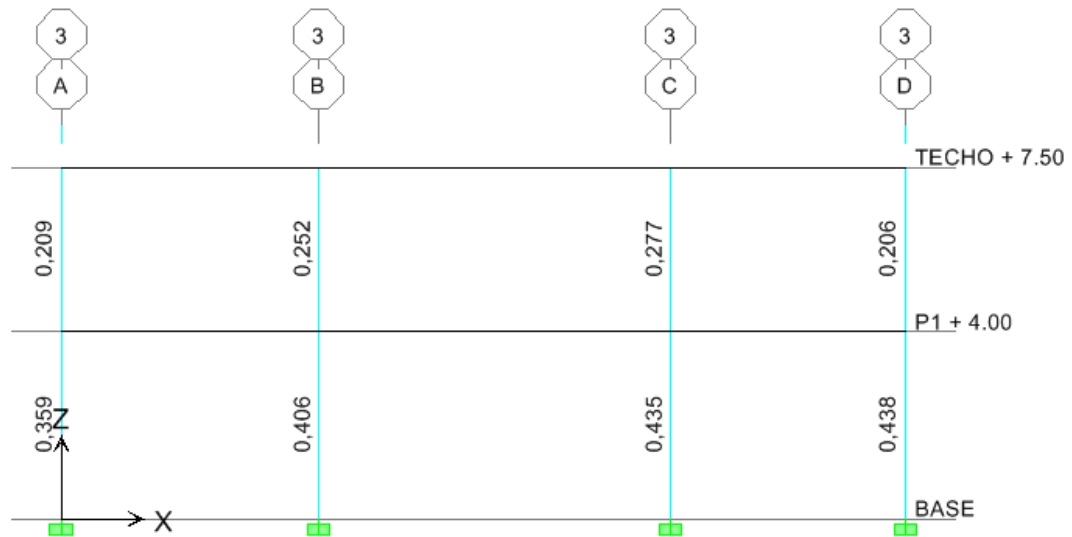


Figura 168. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico 3
Fuente: Elaboración propia

4.14.9 Relación Viga Débil/Columna Fuerte

Esta es una relación entre las resistencias a flexión de las vigas respecto a las columnas, la misma debe ser menor a la unidad, ya que indica que la columna posee mayor resistencia que la viga, por lo tanto se garantiza la formación de rotulas plásticas en vigas antes que en columnas, y por lo tanto la estabilidad general de la estructura, a través de un mecanismo de falla dúctil.

A continuación se muestran una serie de imágenes donde se refleja la Relación viga débil/columna fuerte. El software ETABS 9 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores (ver figuras 169,170 y 171):

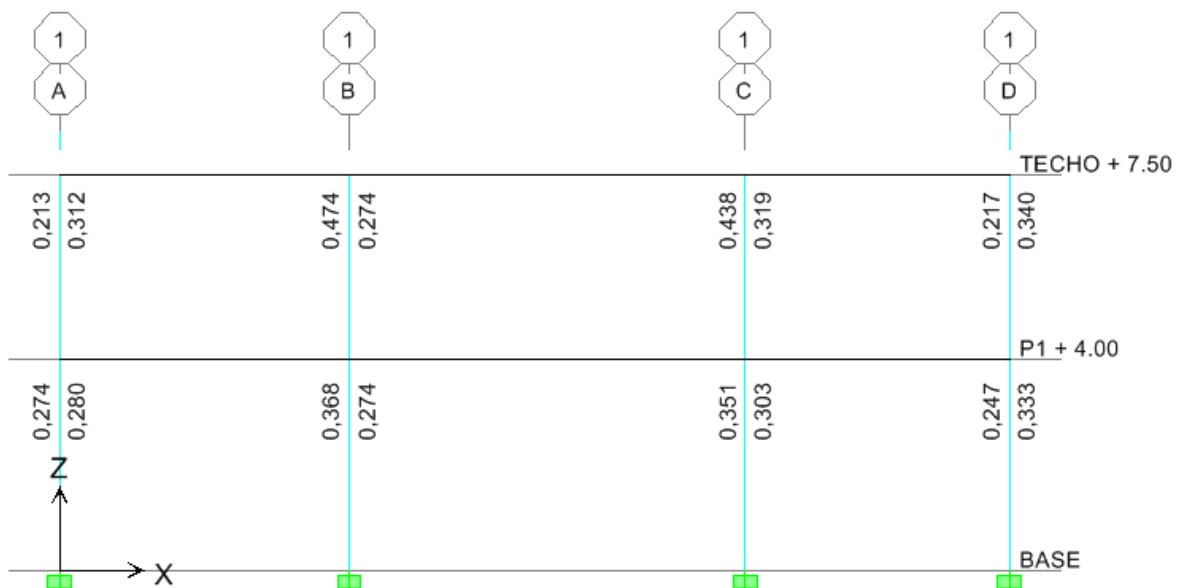
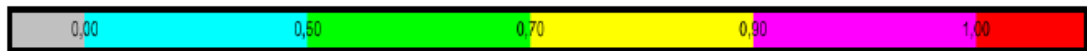


Figura 169. Relación Viga débil/Columna Fuerte. Pórtico 1
Fuente: Elaboración propia

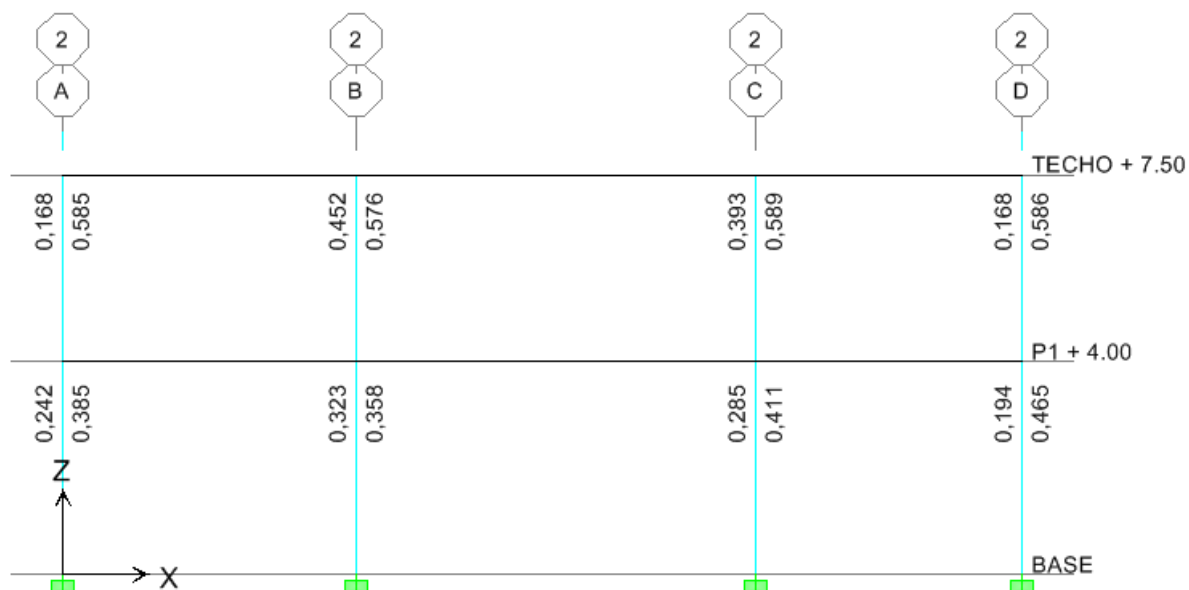


Figura 170. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico 2
Fuente: Elaboración propia

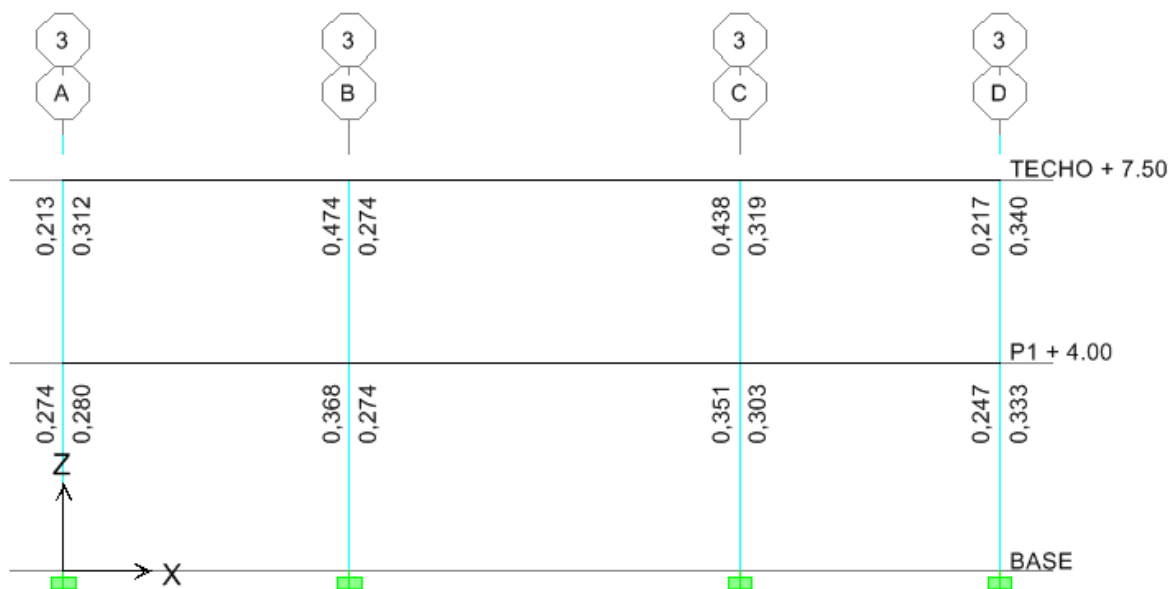


Figura 171. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico 3
Fuente: Elaboración propia

4.15. Diseño del Armado de Acero de Refuerzo en Elementos Estructurales

Luego de realizar los ajustes pertinentes y obtener la estructura definitiva, se obtienen del programa los aceros longitudinales requeridos para los elementos tipo viga, los cuales son la base para el diseño del acero de refuerzo. Los elementos tipo columnas ya tienen un acero preliminar colocado de forma manual, que solo es chequeado por el programa en su análisis.

A continuación se ejemplifica y se muestran resultados de un caso de armado del acero de refuerzo, usando la viga 2V-A (1-3) ubicada en el eje 4, nivel 2, Edificio Modulo 1, el proceso de obtención de resultados y de selección de armados longitudinales se realizó para todas las vigas de todos los modelos, pero debido al tamaño y volumen que ocupan, los mismos están expresados en los planos de detalle anexos al trabajo en formato digital. (ver figuras 172 y 173)

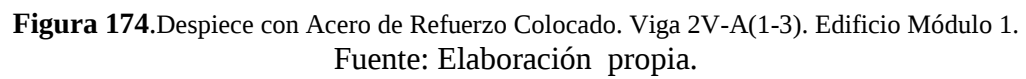


1 E				2 E				3 E	
	8,592	3,174	9,754		9,281	3,024	8,152		TECHO + 14.50
	6,321	8,144	6,398		6,092	7,033	5,849		
(61,161)				(61,161)				(61,161)	
	13,642	4,648	14,458		13,710	4,416	13,233		P3 + 11.00
	8,887	9,207	9,207		8,930	9,207	8,626		
(101,935)				(101,935)				(101,935)	
	16,507	5,421	16,974		16,340	5,227	16,203		P2 + 7.50
	9,207	9,207	9,207		9,207	9,207	9,207		
(122,322)				(122,322)				(122,322)	
	16,279	5,333	16,687		16,092	5,151	15,940		P1 + 4.00
	9,207	9,207	9,207		9,207	9,207	9,207		
(142,709)				(142,709)				(142,709)	
									BASE

Figura 173.Área de Acero de Refuerzo Requerido (cm²). Pórtico 4. Edificio Módulo 1.
Fuente: Elaboración propia

Con la información del acero longitudinal requerido en toda la estructura, se procede a realizar el armado de las secciones haciendo uso de combinaciones de barras de uso comercial en Venezuela, en donde primero se arman todas las secciones con el acero mínimo requerido por norma y luego se procede a colocar el acero de refuerzo de acuerdo a los requerimientos de cada sección específica.

A continuación se muestra en la figura 174 y 175 el armado longitudinal y transversal respectivamente de una viga con la combinación de barras creada para ese caso.



En la Tabla 51 se expresa la información para la viga 2V-A (1-3).

Tabla 51.Comprobación de Ductilidad en Bigas Utilizando Acero Real

2V-A(1-3)			Tramo:V-19			Tramo: V-20		
Sección			50X60			50X60		
Área Sup.	Zona		Izq.	-	Der.	Izq.	-	Der.
	(cm ²)	Real	19,13	-	19,13	19,13	-	19,13
Área Inf.	(cm ²)	Req.	16,51	-	16,97	16,34	-	16,20
		Real	15,20	-	15,20	15,20	-	15,20
		Req.	9,21	-	9,21	9,21	-	9,21

Fuente: Elaboración propia

4.16. Revisión del Modelo Final con Aceros Reales

Luego de realizar el armado utilizando las barras de aceros comerciales, se procede a realizar de nuevo el proceso de verificación hecho con el modelo inicial (verificación de masa total, masas participativas, cortes de piso, corrección de cortante basal, derivas inelásticas, relación demanda capacidad, y revisión viga débil columna fuerte) pero utilizando las áreas de aceros reales colocadas en los elementos de acuerdo a la configuración más adecuada (Siguiendo los requerimientos de detallado de la norma (FONDONORMA, 2006).

Esta verificación se hace ya que generalmente el acero de refuerzo colocado es mucho mayor en diferentes secciones de viga, ya sea por requerimientos de acero mínimo o por condiciones de armado, lo que hace que la relación viga débil columna fuerte cambie porque el acero extra colocado en las secciones cambia las distribuciones de esfuerzo entre los elementos. Este hecho obliga a realizar de nuevo esta verificación. Adicionalmente al diseñar y colocar el acero real en vigas se puede obtener el acero real por corte en dichos elementos.

Para cumplir con este procedimiento se hizo necesario definir en el programa ETABS 9 secciones de vigas específicas por cada tramo de la estructura. En las Figuras 176, Figura 177 y Figura 178, se muestran las diferentes secciones definidas y la introducción de las áreas de acero superior e inferior en ambos extremos de cada tramo.

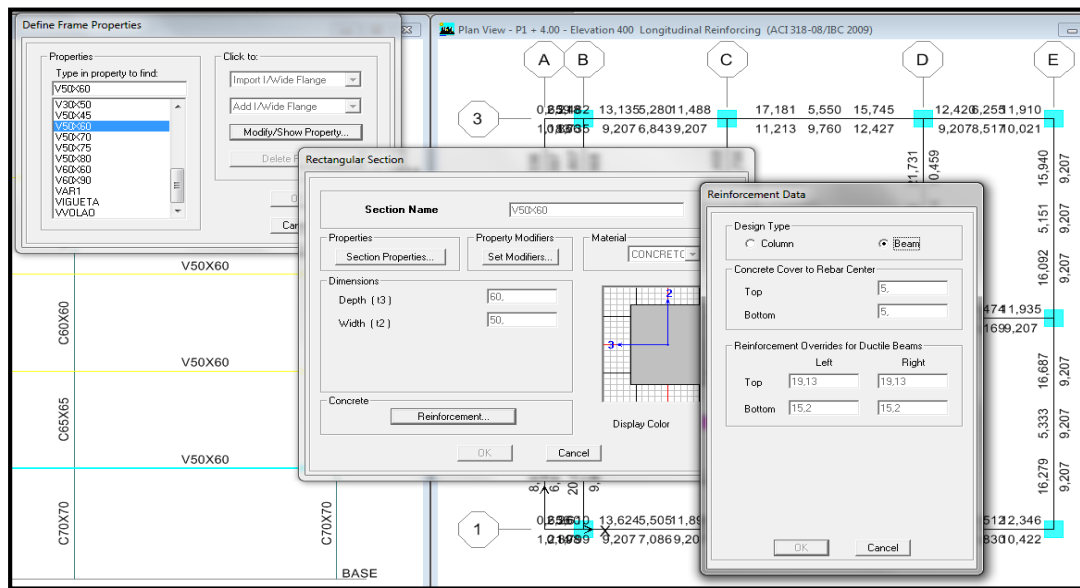


Figura 176. Secciones de Viga de Acuerdo al tipo de Armado. Nivel 2. Edificio Módulo1
Fuente: Elaboración propia

A continuación se demuestra que el pórtico en estudio (Pórtico E Edificio Módulo1) cumple con las verificaciones de demanda/capacidad y viga débil columna fuerte con el acero real colocado por sección:

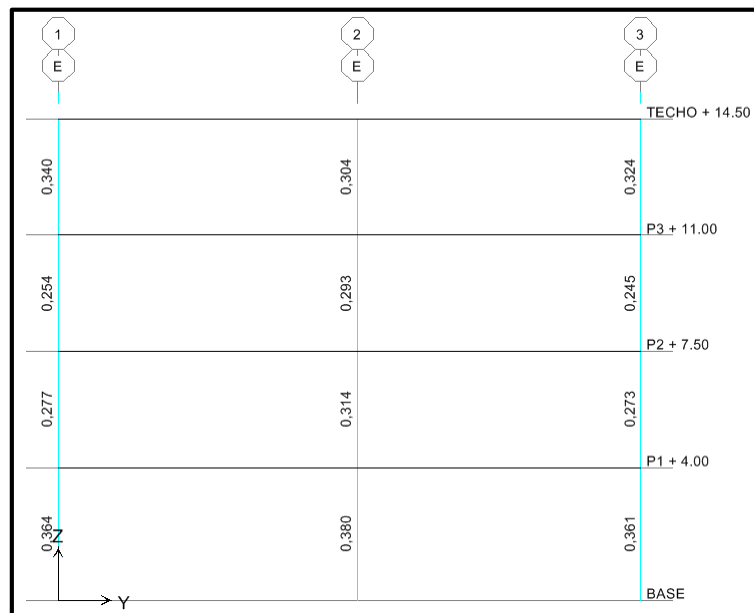


Figura177. Relación Demanda/Capacidad. Pórtico E. Edificio Módulo1
Fuente: Elaboración propia

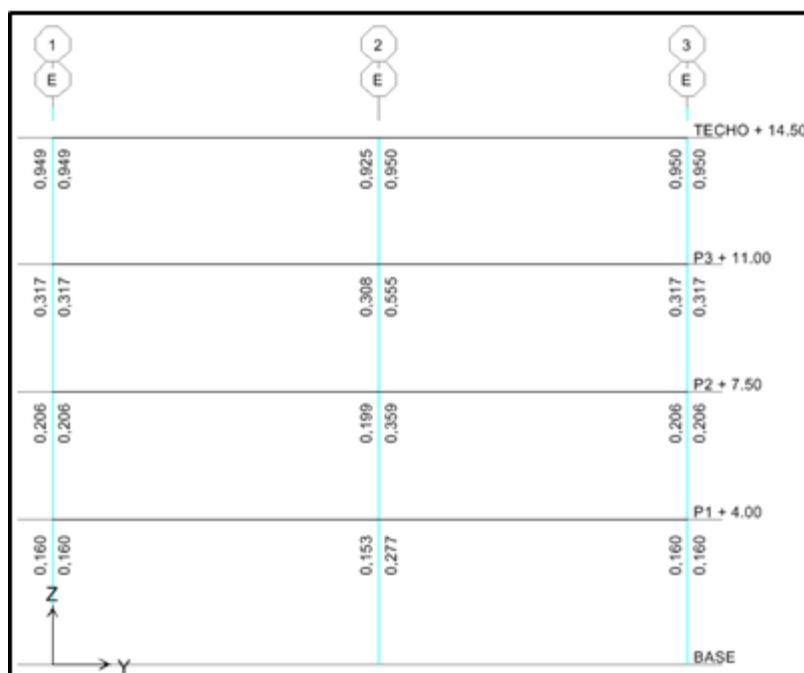


Figura 178. Relación Viga Débil/Columna Fuerte. Pórtico E. Edificio Módulo1
Fuente: Elaboración propia

4.17. Detallado de Planos y Cálculos Métricos

Luego de realizar de nuevo las verificaciones y determinar que la estructura cumple efectivamente con todos los criterios establecidos, se procede a realizar el detallado final de todos los elementos estructurales tipo viga, columna, losa, escalera, y fundaciones.

Para ello se empleó la herramienta de análisis y detallado CYPECAD 2015, con el cual se detalló uno a uno, cada elemento. A continuación se coloca un ejemplo por cada tipo de plano a desarrollar, el total de ellos se encontrara por razones económicas y de espacio al final de este tomo en formato digital (DVD).(ver figuras 179,180 y 181)

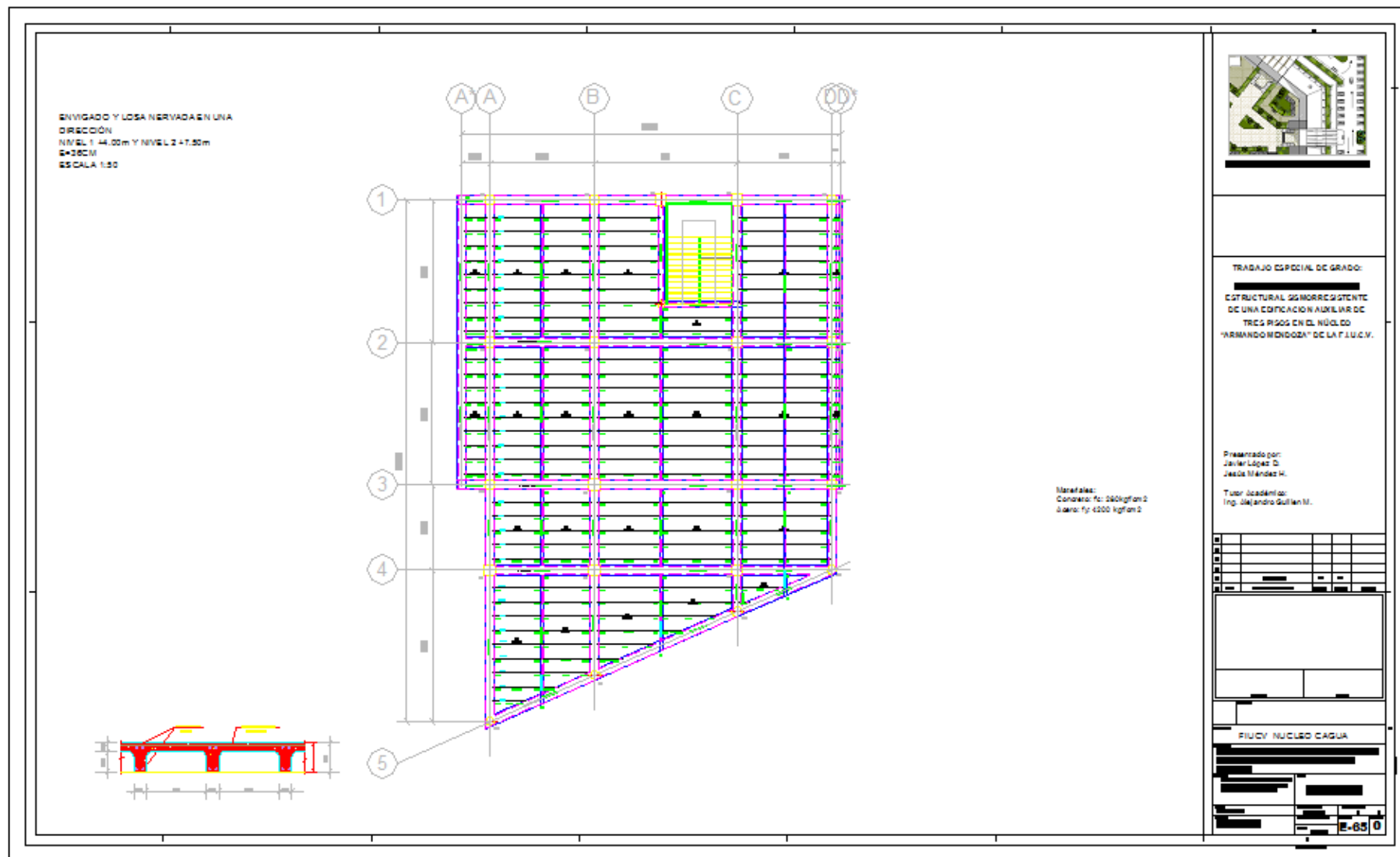


Figura 179. Ejemplo Plano de Planta Nivel 1 Edificio Módulo 2.
Fuente: Elaboración propia

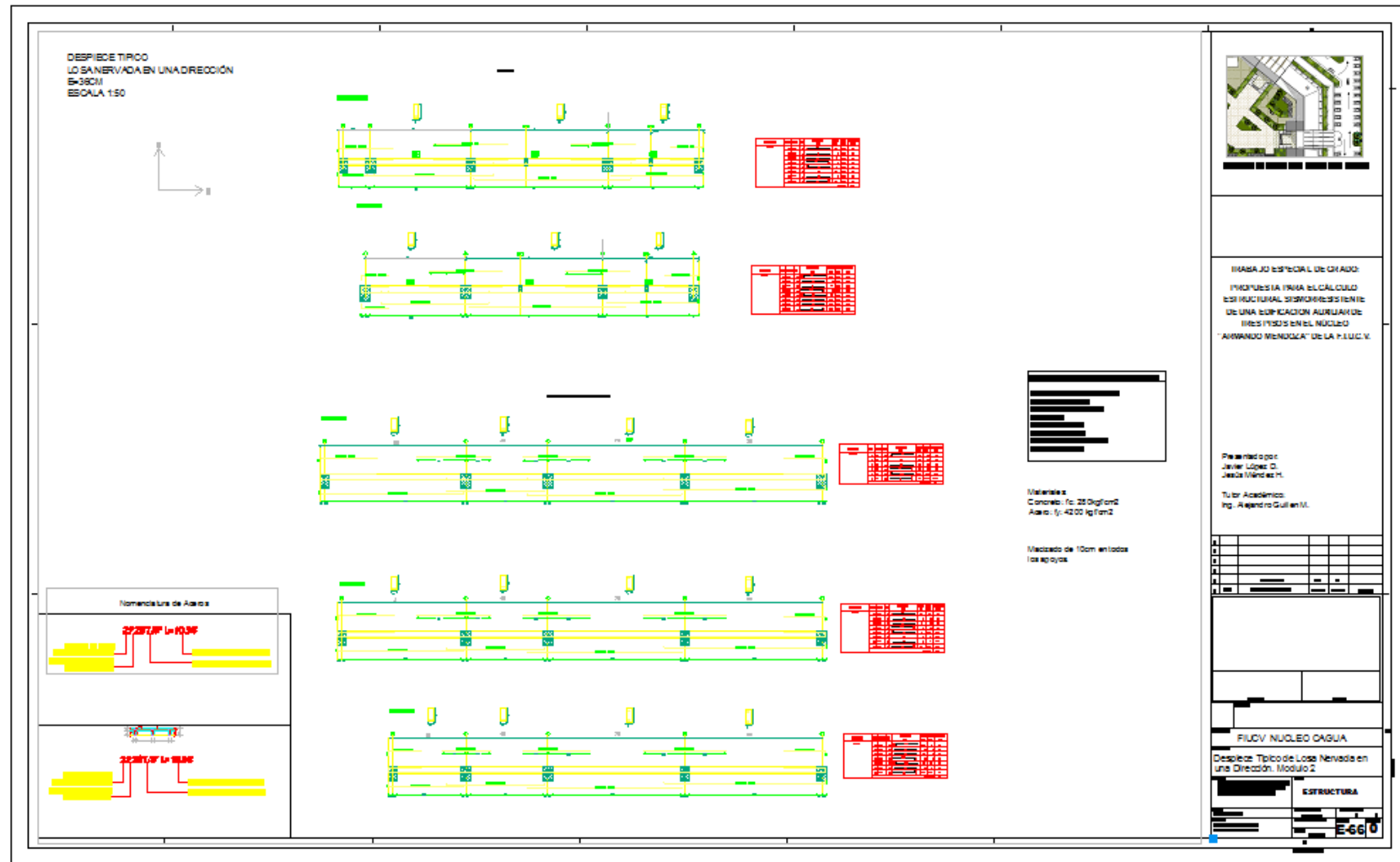


Figura 180. Ejemplo Plano de detalle de Viga. Edificio Módulo 2.
Fuente: Elaboración propia

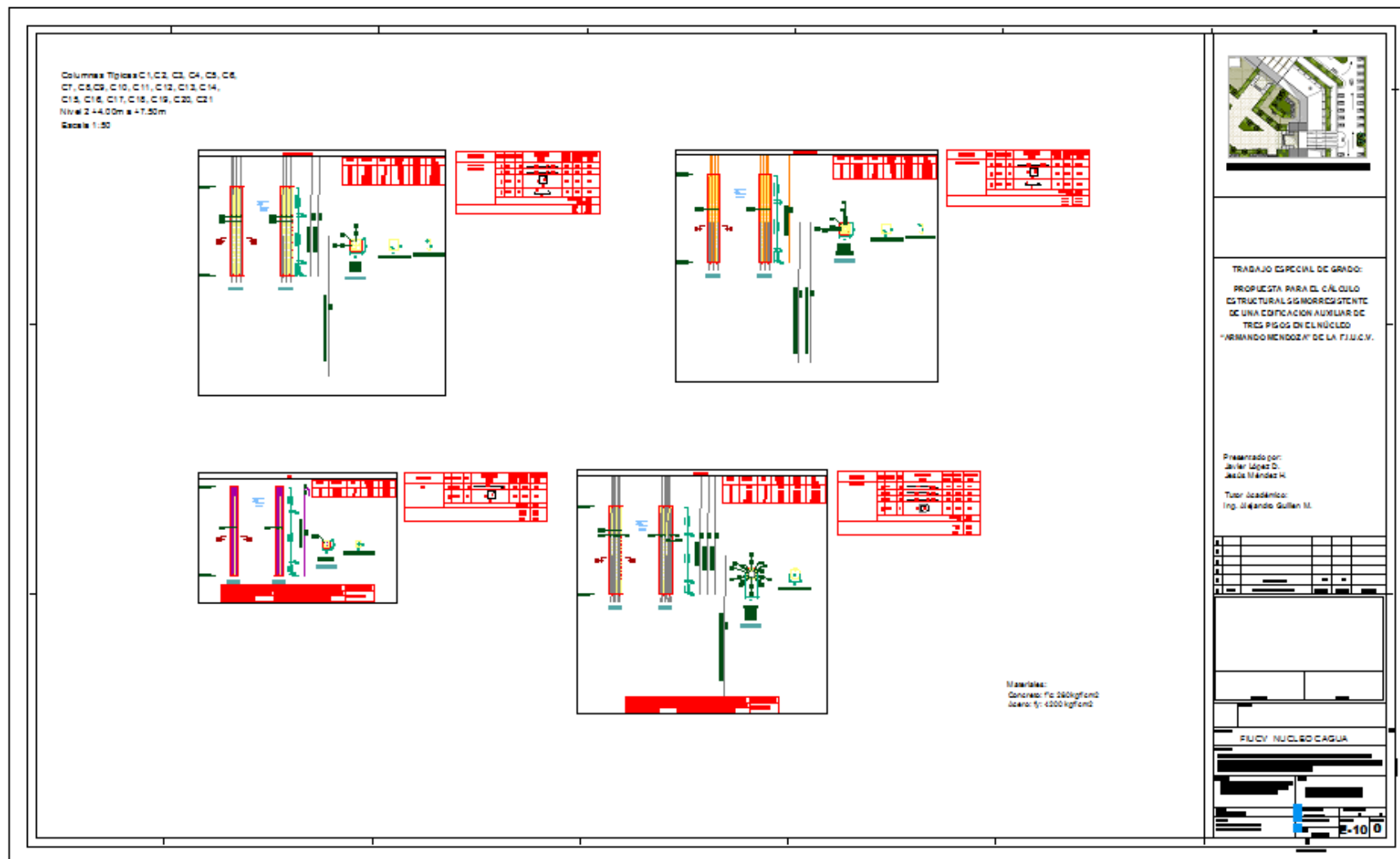


Figura 181. Ejemplo Plano de Detalle Columnas. Edificio Módulo 2
Fuente: Elaboración propia

4.18. Cálculo y Diseño de Losa Nervada

De acuerdo a la norma (FONDONORMA 1753, 2006) Las placas pueden analizarse mediante cualquier método de cálculo que satisfaga las condiciones de equilibrio estático y de compatibilidad geométrica, por lo tanto se decidió usar el programa de análisis y diseño de losas SAFE 12, con el cual se lograron diseñar las losas reticulares, a continuación en la figuras siguientes se muestra los aceros de refuerzo requeridos de acuerdo a la dirección de los nervios. (ver figuras 182 y 183)

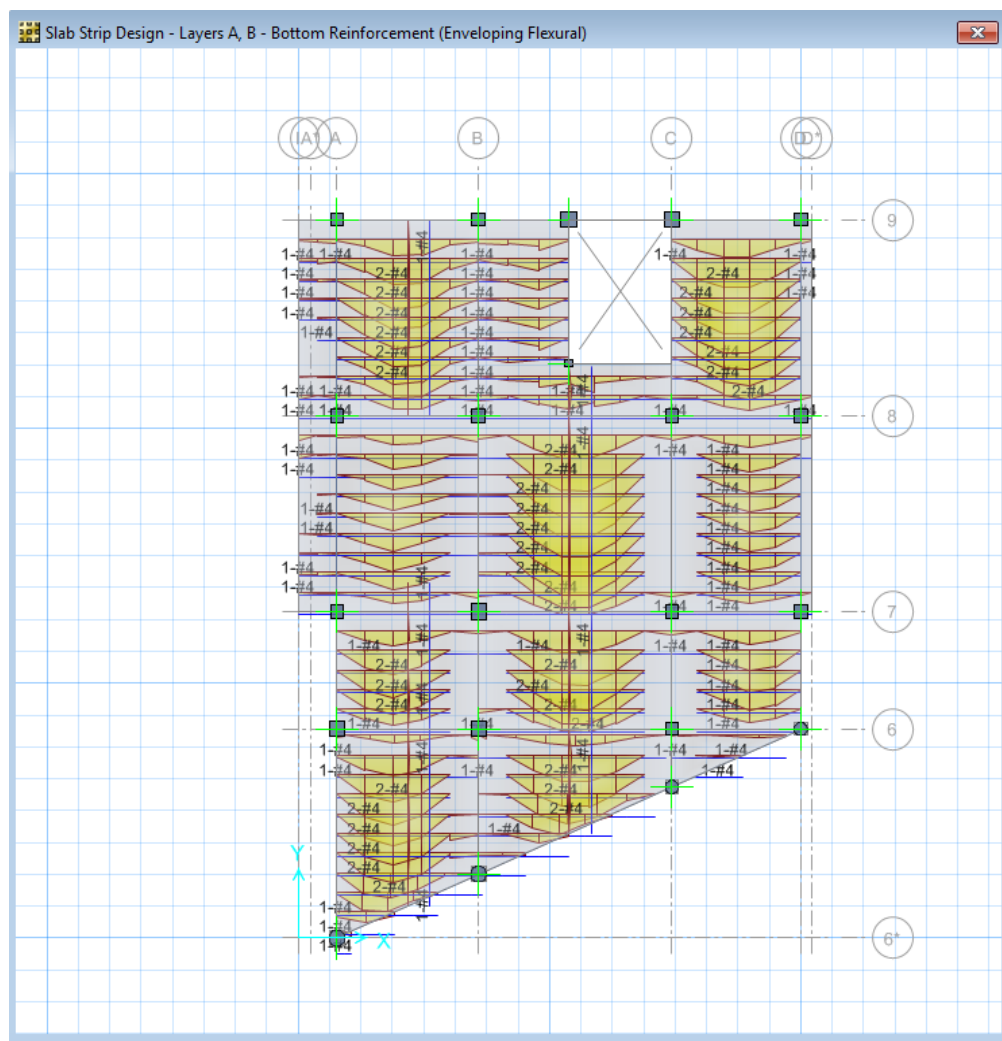


Figura 182. Acero Inferior Requerido en Losa Nervada. Edificio Módulo 2.
Fuente: Elaboración propia

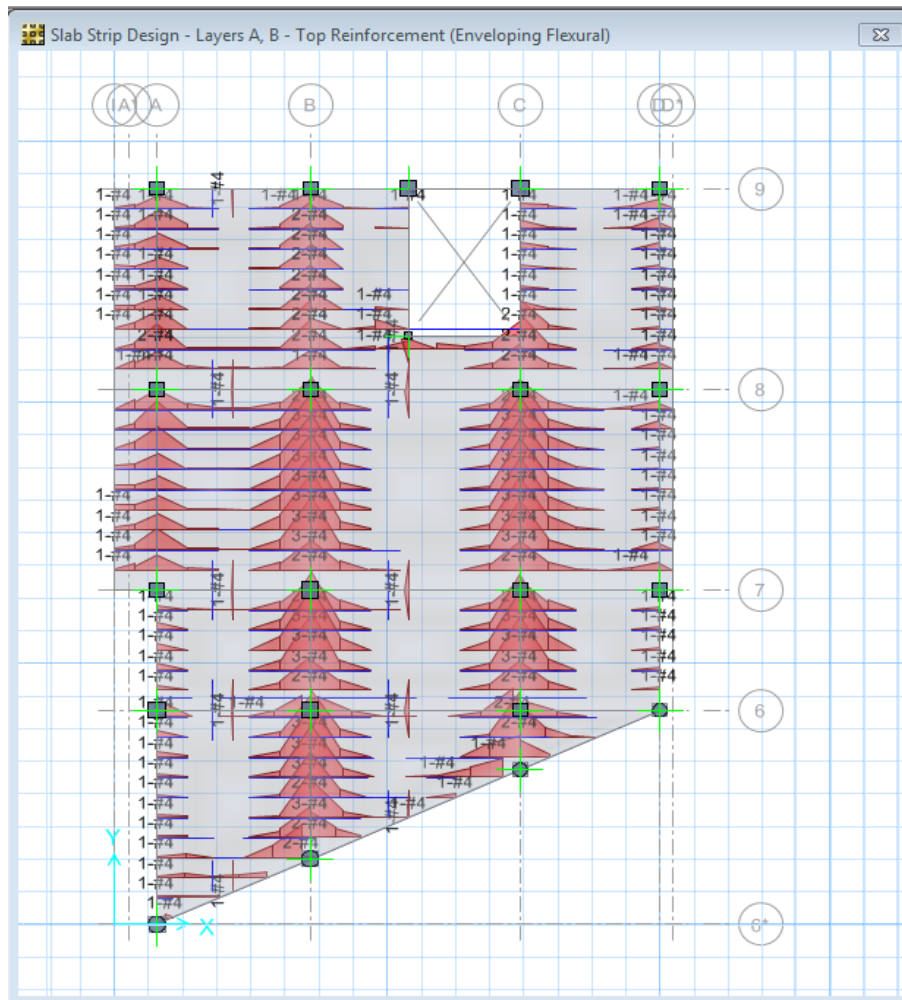


Figura 183. Acero Superior Requerido en Losa Nervada. Edificio Módulo 2
Fuente: Elaboración propia

4.19. Diseño y Detallado de Fundaciones

Como valor agregado a este trabajo especial de grado, se utilizó la herramienta CYPECAD 2015, para realizar el cálculo, diseño y detallado estructural, de las fundaciones de la estructura, tomando como base todas las revisiones y consideraciones que se encuentran en la norma venezolana y haciendo uso de las reacciones generadas anteriormente con el programa ETABS 9, a continuación se presentan un plano modelo de las fundaciones profundas para el edificio Módulo 1, el basamento teórico y la memoria de cálculo de dichos elementos puede encontrarse en los anexos I (ver figuras 184 y 185)

Se empleó una losa de fundación continua y uniforme cuyo perímetro está delimitado tomando como referencia 3 veces el ancho de la base de los pilares laterales del edificio y este cubrirá el área total de la planta de fundación más el área originada por dicho planteamiento. Esto para evitar cortes en el borde de la losa de fundación causados por posibles punzonamientos y también para en el caso de un posible refuerzo por corte en los pilares laterales contar con suficiente espacio para una nueva sección pseudocrítica.

Por consiguiente obtenemos una losa de fundación rectangular de ancho (B) = 22m y largo (L) = 33m

Una vez diseñado el perímetro de la fundación se procede a diseñar la losa a la que cubrirá, con una altura de 60 cm atendiendo el peso total del edificio en cuanto a los elementos estructurales que lo conforman y las cargas por uso que soporta, también sabiendo que el mínimo canto para este tipo de losas según COVENIN 1753-2002 es de 30 cm.

El coeficiente de empotramiento adimensional es igual a 1 por tratarse de estructuras de concreto armado.

Según un estudio de suelos para construcción de edificaciones en la zona, hecho en Octubre de 2014 por GEOTECNO C.A en el que se hicieron ensayos de tipo S.P.T o Ensayos de Penetración Estándar por medio de tres perforaciones P-01, P-02, P-03 y la penetración P-

02 resulto ser la más favorable por presentar menos resistencia y por ofrecer una amplia gamas de horizontes de suelos llegando a mayores profundidades, las primeras capas del suelo hasta una profundidad de 5m están en su mayoría llenas de materiales finos (Suelo Limoso).

Como se sabe un suelo limoso es aquel producido por la sedimentación de materiales muy finos arrastrados por las aguas o depositado por el viento lo que hace que sea de baja plasticidad, baja permeabilidad y alta compresibilidad.

Estas condiciones del terreno hacen que no sea apto para fundar sobre él pero se decidió optar por una solución de relleno compactado con material de préstamo de una cantera para alcanzar los niveles de proyecto, mejorando o sustituyendo el material natural inestable.

Mediante el relleno compactado al material se le aplica un proceso para aumentar su peso volumétrico (eliminación de vacíos) con el objeto de incrementar la resistencia y disminuir la compresibilidad.

Se especifica la consolidación del suelo mediante compactaciones al 95%, con lo que se pretende obtener condiciones de terreno aptas para cimentar sobre él. Se estiman que sean condiciones de terreno iguales a las de un suelo de Arena Media en el que las edificaciones de este tipo quedan bien apoyadas en losas de fundaciones.

Según el estudio de suelos mencionado anteriormente, para una losa de dimensiones 10x20m máximo y altura de 30 cm su presión admisible sobre el terreno es de 0.81 kg/cm^2 .

Como nuestra losa de fundación tiene una altura de 60 cm, unas dimensiones de 22x32 m entonces duplican los valores obtenidos por el estudio de suelos por lo que:

Tensión admisible: $Q_{adm} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$

Coeficiente de Balasto: $K_0 = 6 \text{ Kg/cm}^3$

Asentamiento Diferencial: $S_i = 0.6 \text{ cm}$

Con el valor de la tensión admisible podemos obtener los valores de las tensiones admisibles en situaciones persistentes (peso propio, carga muerta, uso) y en situaciones accidentales (sismo) de la siguiente manera:

En situaciones persistentes o permanentes: $Q_{SP} = Q_{adm} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$

En situaciones sísmicas o accidentales: $Q_{SA} = 1.5 \times Q_{adm} = 2.4 \text{ Kg/cm}^2$

4.19.1. Obtención del Módulo de Balasto (Según Teoría de Terzaghi 1943):

$$Ks, cuadrada, arenosa = k_0 * \left(\frac{b + 0.30}{2b} \right)^2$$

$$Ks, rectangular, arenosa = \frac{2}{3} * Ks, cuadrada, arenosa * \left(1 + \frac{b}{2L} \right)$$

K_0 : coeficiente de Balasto. Para suelos arenosos. Varía entre 1,92 – 9,60 Kp/cm³.

Normalmente se toma el valor de 6 Kp/cm³

b: ancho relativo. Para losas de fundación $b = 70\% L_m$

L_m : Luz media entre pilares. Para esta losa $L_m = 6m$

L: largo de la losa

Como es una losa rectangular la que se diseñó entonces de acuerdo a Terzaghi primero calcularemos el módulo de balasto para una losa cuadrada en un terreno arenoso y luego con este valor calcularemos el modulo definitivo para una losa rectangular en terreno arenoso. Entonces, desarrollando las ecuaciones obtenemos finalmente el valor del Módulo de Balasto

$$Ks, rectangular, arenoso = 1221 \text{ Ton/m}^3$$

Se procedió a correr el modelo en el programa y los resultados arrojados fueron satisfactorios.

4.19.2. Tensiones Admisibles en Plateas de Fundación.

No se supera la tensión admisible del terreno en ningún punto de la losa. Tampoco se producen despegues en ningún punto de la losa. (ver figura 184)

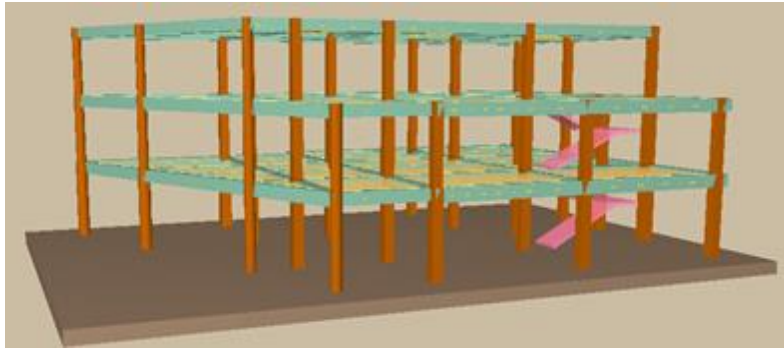


Figura 184. Dibujo de losa en 3D. CYPECAD

Fuente: Elaboración propia

Cabe destacar que esta losa fue diseñada para el módulo 2 de la edificación en estudio por ser la edificación que más carga genera sobre el suelo, es decir, la más pesada. Para los demás módulos puede ser aplicado este mismo diseño de losas. Solo cambiarían algunos valores pero el diseño sería básicamente el mismo. Queda perfectamente adaptado a los demás módulos.

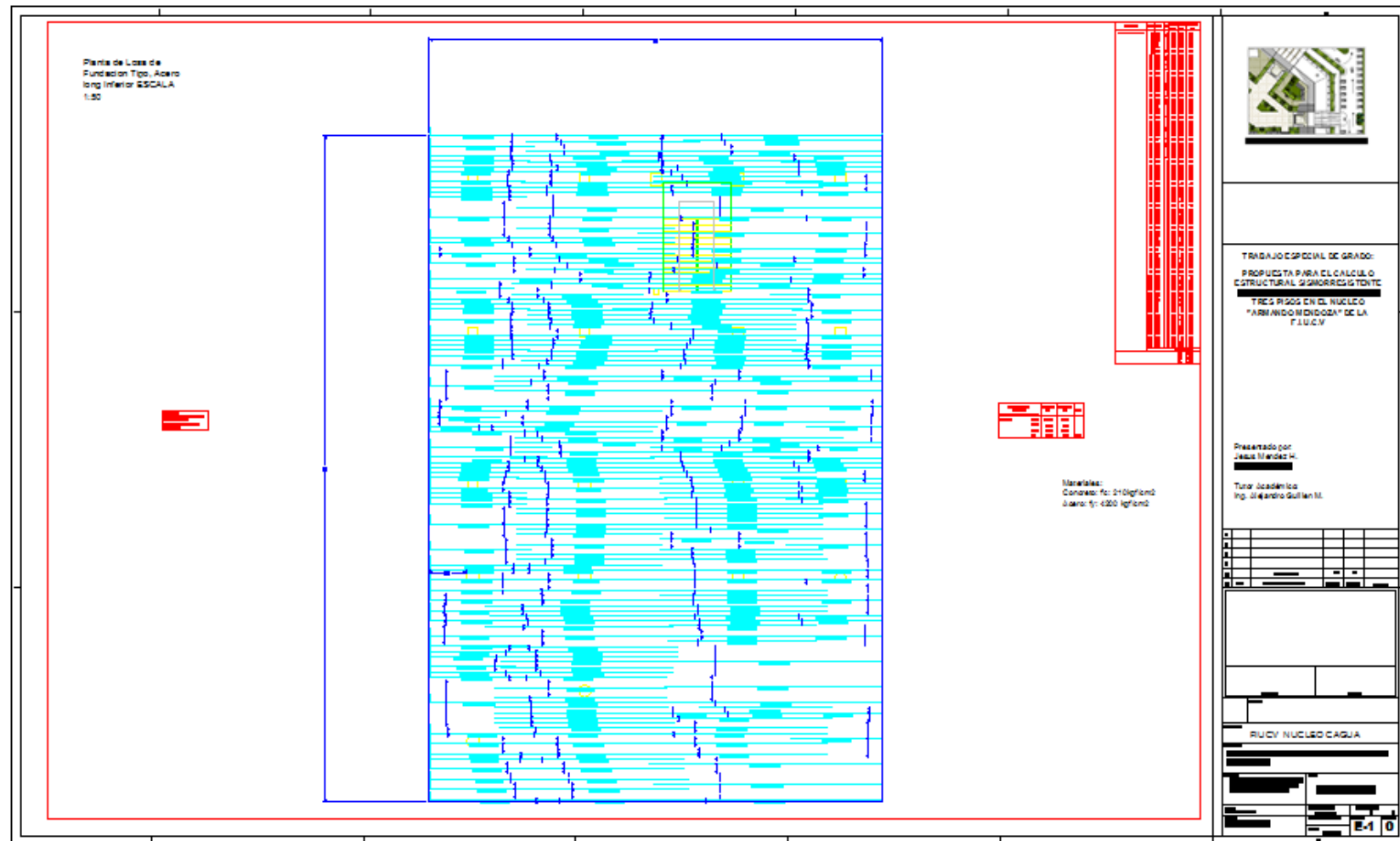


Figura 185. Plano de Planta Losa de Fundación Típica
Fuente: Elaboración propia

4.20. Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural

Es un instrumento de inspección rápida y evaluación de la vulnerabilidad que permite la identificación, control y evaluación cualitativa de los posibles riesgos que pueda llegar a presentar la edificación asociada a eventos sísmicos, para así establecer acciones o medidas preventivas, correctivas y de control, para evitar o minimizar eventos que pudiesen afectar a los trabajadores, el ambiente, la comunidad, los equipos y/ o la continuidad operacional.

Representa un herramienta innovadora para la mitigación de riesgos ya que permite diagnosticar las edificaciones educacionales y de esta manera poder aportar soluciones constructivas para evitar pérdidas humanas ante un posible evento sísmico.

4.20.1. Manual de Uso de la Planilla de Análisis de Vulnerabilidad Estructural

SECCIÓN I. Datos de la entrevista.

Escriba con letra de molde, clara y legible, sin tachaduras ni enmiendas.

Encargado de la entrevista:

- Nombre completo: escriba su nombre completo sin abreviaciones de ningún tipo.
- Cargo: escriba el cargo que ocupa en el IVTSR.
- Correo electrónico: escriba un correo electrónico al cual pueda ser contactado en caso de cualquier eventualidad (ejem.: xxxxxxxx@hotmail.com, yyyyyyyy@gmail.com).
- Teléfono: escriba un número telefónico, local o celular, al cual pueda ser contactado en caso de cualquier eventualidad (ejem.: 0212-xxx-xx-xx, 0414-xxx-xx-xx).

Entrevistado:

Si la persona entrevistada no desea indicar alguno de los datos que se solicitan a continuación, dejar el espacio en blanco y registrarlo en la Sección V.

- Nombre completo: escriba el nombre completo de la persona entrevistada sin ningún tipo de abreviaciones.
- Profesión: escriba la profesión que ejerce el entrevistado.
- Correo electrónico: escriba un correo electrónico al cual pueda ser contactado el entrevistado en caso de cualquier eventualidad (ejemplo: xxxxxxxx@hotmail.com, yyyyyyyyyy@gmail.com).
- Teléfono: escriba un número telefónico, local o celular, al cual pueda ser contactado el entrevistado en caso de cualquier eventualidad (ejemplo: 0212-xxx-xx-xx, 0414-xxx-xx-xx).
- Para edificaciones de uso Educativo: escriba en números la cantidad de personas que ocupan la edificación para la especificación dada; integrantes de la vivienda: cantidad de personas que habitan en dicha residencia, personas entre personas adultas: cantidad de personas con edad menor o igual a 59 años que habitan en la vivienda, personas de tercera edad: cantidad de personas con edad mayor o igual a 60 años que habitan en dicha vivienda, personas con discapacidad: cantidad de personas discapacitadas que habitan en la residencia en cuestión.

SECCIÓN II. Datos de la Edificación.

Nombre de la edificación: Nombre de la estructura a la que se va a evaluar el riesgo sísmico.

Ubicación: Se describe la locación de la edificación, definiendo el estado, ciudad, municipio, parroquia, urbanización, calle y/o algún punto de referencia que facilite la interpretación del croquis de ubicación.

Coordenadas: Es opcional. Se basa en el sistema de coordenadas UTM (Regven).

Uso: Se identifica el tipo de actividades que se llevan a cabo en la edificación. Ya sea residencial, educacional, comercial, gubernamental, médico asistencia, militar, bomberos, protección civil u otro. Seleccionar una (1) opción.

Dotaciones: Se señala la cantidad de espacios con los cuales cuenta la edificación, según sus distintos usos.

Zonificación: En base a la zonificación sísmica plasmada en la normativa COVENIN 1756:2001, se presenta un rango de valores entre 0 y 7, siendo este último representativo de una zona con alta amenaza sísmica. Seleccionar una (1) opción.

Años de construcción: El tiempo que lleva la edificación levantada. Se presenta una serie de intervalos de tiempo con el fin de definir ciertos parámetros constructivos que definieron las normativas COVENIN correspondientes a esos periodos. Seleccionar una (1) opción.

Cercanía de Instalaciones Inflamables: Indicar si aledaño a la edificación se encuentra a alguna instalación peligrosa propensa a ser fuente de incendio y especificar.

Terreno: Se especifica la condición geotécnica del suelo, si la edificación está situada sobre una planicie, una ladera (superficie inclinada), una semi-ladera (superficie parcialmente inclinada) o una cima. Seleccionar una (1) opción.

Altura: La medida vertical de la edificación en metros, desde la superficie hasta el punto más alto de la estructura.

Área de Planta (m²): Indique el área total de planta de la edificación.

Número de ocupantes: La cantidad de personas que habitan en la edificación. En caso de no ser residencial, se estima un valor asumiendo la capacidad para la hora de mayor influencia pública.

Número de pisos: La cantidad de niveles superiores que posee la edificación, contando inclusive la Planta Baja.

Número de sótanos: La cantidad de niveles inferiores que posee la edificación, es decir, por debajo de Planta Baja.

Evaluación de riesgos: En este punto se especifica si la característica mencionada está presente en la edificación, siendo puntuales en esta decisión.

SECCIÓN III. Características del Sistema Estructural.

Tipo de estructura: En base al sistema constructivo que identifique la edificación. En caso de no encontrarse entre los tipos expuestos, especificar en el recuadro “Otro”. Seleccione una (1) opción.

Elevación: Según la configuración geométrica que muestre la edificación verticalmente. Pueden existir variaciones en las distintas plantas o incluso formas como L, T ó U. Seleccione una (1) opción.

Juntas: Si existen divisiones estructurales en la edificación que permitan a la misma mecanismos de disipación de energía a la hora de un sismo. Su presencia dependerá de criterios como longitud de la estructura o rigidez de la misma. Sea puntual en la elección.

Forma en planta: Según la configuración geométrica que muestre la edificación horizontalmente. Pueden existir distintas formas como H, U, L, T, así como consideraciones

de planta alargada. En caso de no aplicar ninguna opción, especifique en “Otro”. Seleccione una (1) opción.

Tipo de losa: Puede precisar de información de planos. En caso de no existir frisado inferior en las losas, podría ayudar en la identificación del tipo de las mismas. En caso de no aplicar ninguna opción, especifique en “Otro”. Seleccione una (1) opción.

Tipo de escaleras: En base a los tipos de escaleras descritos, detallar cuántas de cada tipo existen en la edificación, por pisos. De haber un solo tipo, escribir en dicho tipo el número total de pisos en que se encuentre dicho elemento. En caso de no aplicar ninguna opción, especifique en “Otro”.

Agrietamiento: En este apartado se sugiere la identificación de fallas estructurales referidas a fisuras demarcadas en el(los) elemento(s) estructural(es) mencionados. Rellenar con las letras A (grietas poco profundas y cortas), B (grietas alargadas y poco profundas) y C (grietas alargadas y profundas).

Mampostería: Tipo de tabiquería o elementos no estructurales que presente la edificación. Es decir, de qué están hechas las paredes internamente. Es válido seleccionar una o más opciones. En caso de no aplicar ninguna opción, especifique en “Otro”.

Altura de entrepisos: La medida vertical en metros, desde el acabado del piso hasta el acabado del techo.

Irregularidades: En este punto se especifica si la característica mencionada está presente en los elementos estructurales de la edificación (vigas, losas, columnas, nodos), siendo puntuales en esta decisión.

SECCION IV. Croquis de Ubicación, Fachada y Planta

Sea lo más claro posible con sus dibujos para que sean representativos de la realidad. De ser necesario, utilice hojas extras para la realización de los croquis; dichas hojas deberán ser engrapadas a la planilla. De ser posible, capture fotográficamente la edificación y anexe las fotos a la planilla.

Croquis de ubicación: realice un dibujo de la ubicación de la edificación donde indique calles, avenidas y puntos de referencia.

Croquis de fachada: realice un dibujo del paramento exterior delantero de la edificación, indicando los accesos principales, ventanas, escaleras externas y cualquier otra característica notable que observe.

Croquis de planta: realice un dibujo donde se represente la estructura vista desde arriba, indicando las columnas, las vigas, las escaleras y cualquier otra característica notable que observe.

SECCION V. Observaciones Finales y Recomendaciones.

Use esta sección para incluir todos los comentarios que considere pertinentes pero que no hayan sido tomados en cuenta en la planilla, así como cualquier observación extra que quiera hacer. Puede usarla también para extender una respuesta que considera ha quedado incompleta, por ejemplo una irregularidad particular que requiera ser destacada.

Se sugiere indagar con el entrevistado a fin de hacer un diagnóstico gestión de prevención y mitigación de riesgos, considerando los siguientes aspectos:

¿La población ha recibido charlas de alerta temprana por parte de algún organismo oficial?:
Se debe observar que solo existen dos respuestas posibles “Sí” o “No”, por lo que cualquier

charla informativa en la que haya participado por lo menos el 20% de los habitantes del edificio será considerada como un “Sí”, en caso de que ninguna charla se haya realizado o de que se haya realizado con una asistencia menor del 20% de los habitantes se deberá responder “No”. En caso de que se haya realizado la charla pero se desconozca la asistencia se responderá “Sí”.

¿La población ha participado en algún simulacro de respuesta ante eventos sísmicos?: De nuevo se tienen dos opciones de respuesta, se deberá responder “Sí” en caso de que se haya realizado un simulacro de sismos en el edificio, sin importar el número de participantes. En caso de no se haya realizado ningún simulacro se responderá “No”.

La aplicación de la planilla en etapa pre- constructiva se ve en la figura 187, la misma planilla fue consultada a ocho Ingenieros Civiles expertos en el área de inspección de obras, en su mayoría adscritos a la Dirección de Obras de la Alcaldía del Municipio Libertador, lo cual se observa en el anexo IV.

		PLANILLA DE ANALISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN						NRO.: _____ FECHA: _____	
SECCIÓN I. DATOS DE LA ENTREVISTA									
ENCARGADO DE LA ENTREVISTA				ENTREVISTADO					
NOMBRE COMPLETO		CARGO		NOMBRE COMPLETO		PROFESIÓN		PARA EDIFICACIONES DE USO EDUCACIONAL	
								INDIQUE LA CANTIDAD DE PERSONAS CORRESPONDIENTES	
CORREO ELECTRÓNICO		TELÉFONO		CORREO ELECTRÓNICO		TELÉFONO		INTEGRANTES DE LA EDIF. _____ PERSONAS ADULTAS _____	
								PERSONAS DE TERCERA EDAD _____ PERSONAS CON DISCAPACIDAD _____	
SECCIÓN II. DATOS DE LA EDIFICACIÓN									
NOMBRE DE LA EDIFICACIÓN		DOTACIONES		ZONIFICACIÓN		TERRENO		EVALUACIÓN DE RIESGOS	
		AULAS		CERO (0)		PLANICIE		CARACTERÍSTICA	
		BIBLIOTECAS		UNO (1)		LADERA		SÍ	
UBICACIÓN		LABORATORIOS		DOS (2)		SEMI-LADERA		NO	
CIUDAD		OFICINAS		TRES (3)		CIMA		EVIDENCIA DE FILTRACIONES	
MUNICIPIO		SALAS DE COMPUTACION		CUATRO (4)		ALTURA (METROS)		PRESENCIA DE EXTINTORES	
PARROQUIA				CINCO (5)				SEÑALIZACIONES DE EMERGENCIA	
URBANIZACIÓN		CAFETINES		SEIS (6)		AREA DE PLANTA (METROS) ²		PRIMEROS AUXILIOS	
CALLE		BAÑOS		SIETE (7)				SISTEMA DE DRENAJE ADECUADO	
REFERENCIA		SALAS DE USOS MÚLTIPLES		MÁS DE 60		NÚMERO DE PISOS		SALIDAS DESPEJADAS	
COORDENADAS				CERCANÍA DE INSTALACIONES INFLAMABLES:		NÚMERO DE SÓTANOS		DISPOSICIÓN DE VALLAS PUBLICITARIAS O TANQUES DE AGUA SOBRE EL TECHO	
NORTE		OTRO (INDIQUE)		SÍ (INDIQUE DE QUE TIPO)					
ESTE				NO					
SECCIÓN III. CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL									
TIPO DE ESTRUCTURA		ELEVACIÓN		FORMA EN PLANTA		TIPO DE ESCALERAS		MAMPOSTERÍA	
PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO		PRISMÁTICA		H		TIJERA		BLOQUES DE ARCILLA	
MUROS DE CONCRETO ARMADO EN 2D		PIRAMIDAL		U		CARACOL		CARACTERÍSTICA	
MUROS DE CONCRETO ARMADO EN 1D		PIRAMIDAL INVERTIDA		L		ESPIRAL		SÍ	
MIXTO DE PÓRTICOS Y MUROS DE CONCRETO ARMADO		ESBELTA		T		SIMPLEMENTE APOYADA		NO	
PÓRTICOS DE ACERO		L		CAJÓN		CENTRAL		VOLADOS SIGNIFICATIVOS	
MAMPOSTERÍA CONFINADA		T		ALARGADA		VIDRIO		COLUMNA CORTA	
MAMPOSTERÍA NO CONFINADA		U		OTRO (INDIQUE)		FRISADA		COLUMNA ESBELTA	
MIXTO DE MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS		OTRO (INDIQUE)		TIPO DE LOSA		OTRO (INDIQUE)		DISCONTINUIDAD VERTICAL	
PREFABRICADOS				MACIZA		COLUMNAS		DIAFRAGMA FLEXIBLE	
CONSTRUCCIÓN PRECARIA		JUNTAS		NERVADA		VIGAS		ASENTAMIENTOS	
OTRO (INDIQUE)		SÍ		OTRO (INDIQUE)		LOSAS		REFUERZOS ESTRUCTURALES	
		NO				TABICERÍA		ADOSAMIENTO	
						ALTURA DE ENTREPISO (METROS)		ENTREPISO BLANDO	
								ENTREPISO DÉBIL	
								EXPOSICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO	

Planilla Diseñada por: Br. López D. Javier E. y Br. Méndez H. Jesús E.

Figura 186. Características de la Edificación. Página 1.
Fuente: Elaboración propia

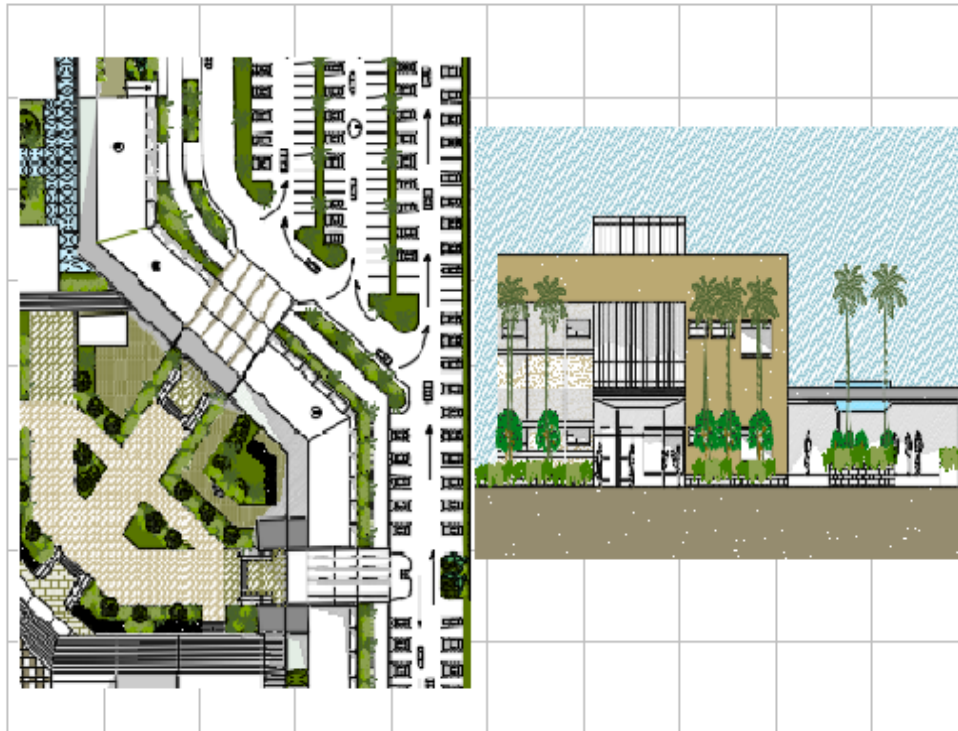
4.20.2. Aplicación de la Planilla de Vulnerabilidad Sísmica a la Edificación Diseñada en Este Trabajo Especial de Grado

		PLANILLA DE ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN				 Facultad de Ingeniería		NRO.: 01	
								FECHA: 26-10-2015	
SECCIÓN I. DATOS DE LA ENTREVISTA									
ENCARGADO DE LA ENTREVISTA				ENTREVISTADO					
NOMBRE COMPLETO		CARGO		NOMBRE COMPLETO		PROFESIÓN		PARA EDIFICACIONES DE USO EDUCACIONAL	
Jesus E. Mendez H		Ing. Civil		Javier E. Lopez D.		Ing. Civil		INDIQUE LA CANTIDAD DE PERSONAS CORRESPONDIENTES	
CORREO ELECTRÓNICO		TELÉFONO		CORREO ELECTRÓNICO		TELÉFONO		INTEGRANTES DE LA EDIF.	
jesedmen24@gmail.com		0412-543-2799		javididio@gmail.com		0416-209-2155		1000	
								PERSONAS DE TERCERA EDAD	
								PERSONAS ADULTAS	
								PERSONAS CON DISCAPACIDAD	
SECCIÓN II. DATOS DE LA EDIFICACIÓN									
NOMBRE DE LA EDIFICACIÓN		DOTACIONES		ZONIFICACIÓN		TERRENO		EVALUACIÓN DE RIESGOS	
UBICACIÓN		AULAS 7		CERO (0)		PLANICIE X		CARACTERÍSTICA	
		BIBLIOTECAS 1		UNO (1)		LADERA		EVIDENCIA DE FILTRACIONES	
ESTADO Aragua		LABORATORIOS 15		DOS (2)		SEMI-LADERA		PRESENCIA DE EXTINTORES	
CIUDAD Cagua		OFICINAS 15		TRES (3)		CIMA		SEÑALIZACIONES DE EMERGENCIA	
MUNICIPIO Sucre		SALAS DE COMPUTACIÓN 8		AÑOS DE CONSTRUCCIÓN		ALTURA (METROS) 14.50		PRIMEROS AUXILIOS	
PARROQUIA Bella Vista				Menos de 14 X					
URBANIZACIÓN Corinsa		CAPETINES 1		ENTRE 14-17		ENTRE 48-60		SISTEMA DE DRENAJE ADECUADO	
CALLE Campo Alegre		BAÑOS 40		ENTRE 18-32		MÁS DE 60			
REFERENCIA		SALAS DE USOS MÚLTIPLES 5		CERCANÍA DE INSTALACIONES INFLAMABLES:		NÚMERO DE PISOS 3		SALIDAS DESPEJADAS X	
COORDENADAS		OTRO (INDIQUE)		SÍ (INDIQUE DE QUE TIPO)		NÚMERO DE SÓTANOS NA		DISPOSICIÓN DE VALLAS PUBLICITARIAS O TANQUES DE AGUA SOBRE EL TECHO	
NORTE 10°10'59"				NO					
ESTE 67°27'00"				X					
SECCIÓN III. CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL									
TIPO DE ESTRUCTURA		ELEVACIÓN		FORMA EN PLANTA		TIPO DE ESCALERAS		MAMPOSTERÍA	
PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO X		PRISMÁTICA X		H		TIJERA		BLOQUES DE ARCILLA X	
MUROS DE CONCRETO ARMADO EN 2D		PIRAMIDAL		U		CARACOL			
MUROS DE CONCRETO ARMADO EN 1D		PIRAMIDAL INVERTIDA		L X		ESPIRAL		BLOQUES DE CONCRETO X	
MIXTO DE PÓRTICOS Y MUROS DE CONCRETO ARMADO		ESBELTA		CAJÓN		SIMPLEMENTE APOYADA X		DRYWALL	
PÓRTICOS DE ACERO		L X		ALARGADA X		CENTRAL		LADRILLOS	
MAMPOSTERÍA CONFINADA		T		OTRO (INDIQUE)		OTRO (INDIQUE)		VIDRIO	
MAMPOSTERÍA NO CONFINADA		U						FRISADA	
MIXTO DE MAMPOSTERÍA Y PÓRTICOS		OTRO (INDIQUE)		TIPO DE LOSA		AGRIETAMIENTO		OTRO (INDIQUE)	
PREFABRICADOS				MACIZA		COLUMNAS			
CONSTRUCCIÓN PRECARIA		JUNTAS		NERVADA X		VIGAS		ALTURA DE ENTREPISO (METROS) 3.5 m/mes 4.0 PB	
OTRO (INDIQUE)		SÍ X		OTRO (INDIQUE)		LOSAS			
		NO				TABICUERÍA			

Planilla Diseñada por: Br. López D. Javier E. y Br. Méndez H. Jesús E.

Figura 188. Análisis de Características de la Edificación. Página 1.
Fuente: Elaboración propia

CROQUIS (PLANTA TÍPICA / FACHADA TÍPICA):



OBSERVACIONES (INFORMACION DE COMPLEMENTO CON RELACION A LOS ITEMS MENCIONADOS):

Se observaron reducciones abruptas en el tamaño del piso de un nivel con respecto al siguiente. Esta discontinuidad vertical se conoce como escalonamiento y se soluciona con una separación sísmica en planta con un aumento progresivo suave de la altura de las vigas de concreto armado por ensanchamiento análogo de sus elementos de apoyo (acartelamiento) para evitar el problema de cambio de sección.

Figura 189. Análisis de Aspectos Generales. Página 2.
Fuente: Elaboración propia

Por lo antes expuesto se considera que la edificación puede ser vulnerable ante un evento sísmico, por lo tanto se sugiere incorporar estructuras colaborantes disipadoras de energía para garantizar el óptimo amortiguamiento y de esta manera procurar disminuir significativamente las diferencias de rigideces de piso.

CONCLUSIONES

Una vez finalizado el proceso de análisis de desempeño sísmico, cálculo, diseño y detallado estructural de la edificación en estudio, se determina que la estructura final cumple con todas las verificaciones normativas en el país, en todos los aspectos evaluativos estructurales. Su construcción significaría un gran aporte a la elevada demanda estudiantil que genera este núcleo educativo, así como también lo convertiría en el centro educativo público más grande de Cagua y de sus zonas aledañas.

La elaboración de los planos derivados del estudio previo hecho mediante el programa ETABS se hizo de manera simplificada debido a la utilización de secciones de columnas iguales desde la base hasta el tope de la estructura en alguno de los módulos del edificio, secciones de cabezales y vigas de riostra iguales en gran parte de la distribución del nivel de fundaciones y también secciones de vigas iguales en su diseño por pórticos y niveles. La utilización de secciones de columnas iguales facilitó el despiece de dichos elementos, ya que estas reducciones siempre conllevan a un minucioso detallado. Esto ocurrió debido a que la incorporación de cargas elevadas en el techo no permitió hacer reducciones y cumplir con las limitantes normativas de manera simultánea. En otros módulos si fue necesario diseñar columnas con reducción desde la base hasta el tope porque las cargas variaban por niveles en gran proporción debido al uso estructural. La elaboración de los planos de losas y de nervios también se hizo de manera simplificada debido a lo antes mencionado con los demás elementos estructurales.

Podemos decir que ETABS -Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems (Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es un programa ideal para el análisis y diseño de edificios el cual agrega una interfaz gráfica fácil y completa, vinculada con poderosas herramientas, ofreciéndole al Ingeniero Estructural, un programa de análisis y diseño de edificaciones sin igual en eficiencia y productividad.

El trabajo realizado de acuerdo a su amplio contenido más que limitarse solo al cálculo estructural sismorresistente supera esta denominación y es descrito más apropiadamente como un diseño sismorresistente detallado donde se comprueban cuidadosamente cada uno de los aspectos técnicos relacionados, con el fin de garantizar la propuesta más fiable posible.

Es importante destacar que el diseño de la edificación se hizo respetando los aspectos contemplados en una planilla de análisis de vulnerabilidad estructural de elaboración propia. De este instrumento se tomaron en cuenta las características del sistema estructural (Tipo de Estructura, Elevación, Forma en Planta, Mampostería, entre otros) menos vulnerables de acuerdo a los datos de la edificación (Zonificación, Dotaciones, Terreno, entre otros).

Una planilla de análisis de vulnerabilidad estructural es una porte innovador que contempla un instrumento de gran importancia, para el diagnóstico de las características constructivas que pueden influir positiva o negativamente en una edificación ante cualquier evento sísmico, es decir, se evalúan los posibles riesgos que podría sufrir la edificación y de esta manera mitigarlos mediante las técnicas de construcción adecuadas, a su vez se busca en gran manera el menor índice de vulnerabilidad para garantizar el confort al usuario.

RECOMENDACIONES

Un proyecto de esta envergadura requiere de muchas más horas hombre de desarrollo, ya sea mediante otras tesis de grado o de profesionales con vasta experiencia. Es un logro poder tener una estimación de las cuantías de la propuesta arquitectónica planteada, pero queda mucho por hacer.

En la propuesta arquitectónica inicial se escaparon algunos detalles que son importantes, referentes a especificaciones de acabados, así como la presencia de ventanas y otras aberturas que pueden influenciar los resultados de un análisis y diseño de este tipo. Por lo tanto, se recomienda hacer una revisión integral del proyecto de arquitectura, donde se propongan especificaciones a detalle de todos los elementos que el proyecto plantea.

Adicionalmente, se debe iniciar un proceso de búsqueda de tesisas o profesionales del área que se encarguen de desarrollar los proyectos de electricidad, instalaciones mecánicas, instalaciones sanitarias, instalaciones contra incendio, entre otros.

En lo que respecta al diseño de fundaciones el método de construcción, es la consolidación del suelo mediante la utilización de material de préstamo compactado para de esta manera aumentar las tensiones admisibles del suelo, y así poder emplear sobre este una losas de fundaciones de aproximadamente 60cm de altura, como base que soporte las solicitaciones de carga que amerita la edificación.

Otra posible solución alternativa a la propuesta mencionada anteriormente y posiblemente más costosa, sería mediante pilotes distribuidos en todos los módulos que contemplan al edificio y que soportan las bases de cada uno de los pilares. Los pilotes diseñados de acuerdo al estudio de suelos elaborado son de dos tipos, de 0.8m y 1m de diámetro, con una profundidad de 15 metros respectivamente. Dicha propuesta también se encuentra inmersa en este trabajo de investigación como un aporte adicional formato en digital.

Es importante tomar en cuenta el análisis y prevención de riesgo mediante el fomento del aporte de esta investigación en esta área, que está representado por una planilla de análisis de

vulnerabilidad estructural para instituciones educativas, con el fin de diagnosticar las posibles fallas constructivas que no se puedan notar a simple vista y mediante esta herramienta practica de fácil acceso resaltarlas y aportar soluciones eficientes para evitar grandes pérdidas humanas.

Cabe destacar que el uso de la planilla de análisis de vulnerabilidad asociada a esta propuesta de diseño sismorresistente representa un instrumento que permite arrojar resultados, que diagnostican las posibles fallas estructurales preliminares tomando en cuenta el diseño arquitectónico original y de esta forma ayudar a que los riesgos que esto pueda involucrar, si bien no puedan eliminarse por completo, se minimicen en gran medida para evitar cualquier tipo de inconvenientes al usuario del edificación.

El uso de programas de cálculo estructural es muy importante hoy en día, en lo que respecta al campo de la ingeniería civil y a la ingeniería en general. El buen uso de estos programas facilita la elaboración de proyectos estructurales de manera más cómoda y sencilla, permitiendo comparar resultados arrojados en campo mediante ensayos estructurales y cálculos hechos a mano para una posible verificación, así como también la elaboración de planos de detalles y cómputos que con un buen conocimiento de las normas estructurales se pueden obtener muy fácilmente. Estos programas han sido un gran aporte en el mundo de la ingeniería lo que hace necesario y muy importante que los estudiantes de estas carreras aprendan a usarlos durante sus estudios de pregrado, para que una vez graduados puedan desenvolverse mucho mejor en el campo laboral. Se recomienda introducir en el pensum de estudios de ingeniería civil de todas las universidades materias donde se dicten programas como Etabs, Cypecad y Safe que ayuden a entender mucho mejor el complejo estudio de la ingeniería civil a nivel mundial.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 318, A. (2008). ACI 318-08 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary".

Bolt, B. (2002). La Investigación Sismológica en Venezuela.

COVENIN. (1988). Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones 2002-88. Caracas.

COVENIN. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado 1756-2001A. Caracas.

Dankhe. (1986). Diferentes diseños. Tipos de investigación. Retrieved octubre 13, 2013, from www.revistaespacios.com/volumen17

Dankhe. (1986). Diferentes diseños. Tipos de investigación. Colombia: McGraw-Hill.

Dowrick, D. J. (1992). Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos.

Fernández, N. (1998). Estudio de Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco de 9 de Julio de 1997. Caracas: Trabajo especial de grado.

FONDONORMA. (2006). Norma Venezolana Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural 1753-2006. Caracas.

Funvisis. (2002). La Investigación Sismológica en Venezuela. Caracas: Lauper.

Genner Villarreal. (2013). civilgeeks. Retrieved 04 12, 2014, from <http://civilgeeks.com/2011/11/23/peso-de-azoteas-verdes/>

Golovko C, Vladimir F, y Tavera R, Bartolomé (2014). Propuesta de Diseño Estructural Sismoresistente en Concreto Armado del Edificio Principal de Aulas del Nucleo “Armando Mendoza”, de la Facultad de Ingeniería de Universidad Central de Venezuela, en Cagua, edo. Aragua. Caracas: Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela.

Goytia Torrez, I. R., & Villanueva Inca, R. (2001). Texto Guía de Ingeniería Antisísmica. La Paz: Trabajo Especial de Grado.

Grupta, S. (1990). Método de Combinación Modal.

Hernández, E. (2010). Manual de Aplicación del Programa ETABS 9. Caracas.

Hernández, E. (2008). www.inesa-adiestramiento.com. Retrieved 04 20, 2014, from <http://www.inesa-adiestramiento.com/documents/01introduccion%20al%20diseno%20estructural.pdf>

Hernández, E. (2013, Marzo). Inesa Adiestramiento c.a. Retrieved 06 13, 2014, from <http://www.inesa-adiestramiento.com>

Hernández, R. (1998). Metodología de la investigación. Interamericana de México, S.A. de C.: Mc Graw Hill.

Hernández, S. (2003). Metodología de la Investigación, 3 edición. México, D.F.: McGraw-Hill.

Jiménez, M. (2014). Estudio del Análisis de Vulnerabilidad Sísmica de las Edificaciones Regulares Aporticadas Tipo I en Zonas de Alta Sismicidad. Caracas: Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela.

Lozada, A., & Correa, C. (2011). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones aporticadas tipo i según los Parámetros Geométricos Establecidos en las Normas Covenin 1756

y Fondonorma 1753 Vigentes en Venezuela. Trabajo de Grado. Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Marinilli, A. (2014). La condición "Columna fuerte Viga débil" Según la NVF 1753:2006.<http://www.veneconsult2410.com.ve/noticias/lacondicionundefinedcolumna-fuerte-viga-debilundefined-segun-la-nvf-17532006>.

Olivares, C. (2007). <http://ciudadverdeac.blogspot.com/>. Retrieved 2014, from <http://ciudadverdeac.blogspot.com/2007/12/techos-verdes.html>

Park, R., & Paulay, T. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. Ciudad de México: Limusa.

Pérez T., E. (2013). Reacondicionamiento del núcleo Armando Mendoza Facultad de Ingeniería UCV. Cagua, Edo. Aragua. Maracay: Trabajo Especial de Grado. Universidad Nueva Esparta.

Sabino C. (1992). El Proceso de Investigación. Caracas: Panapo.

Salina, R. (2007). Fundamentos del Análisis Sísmico de Estructuras.

Silva, J. (2010). Metodología de la Investigación Elementos Básicos

Tamayo, M. y. (2003). Metodología de la Investigación. Mexico: Mc Graw Hill.

Weebly. (2012). Materiales externos. Retrieved 6 20, 2014, from <http://designstudiomaterial.weebly.com/green-walls-and-roofs.html>

Williams, P. y Webb, C. (1994) The Delphi Technique: a methodological discussion.

Wilson, E., Der Kiureghian, A. y Bayo, E. P. (1981). "A replacement for the SRSS method in seismic analysis"

ANEXOS

ANEXOS I. CANTIDADES DE OBRA

MÓDULO 1

– Resumen Total Obra

Superficie total: 1441.13 m²

Superficie total losas: 1154.61 m²

Casetonados: 1154.61 m²

Ábacos: 0.00 m²

Aligerado: 1154.61 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 269.76 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 443.53 m²

Hormigón total en vigas: 199.40 m³

Vigas: 199.40 m³

Volumen total losas: 192.82 m³

Casetonados: 192.82 m³

Aligerado: 192.82 m³

– Cuantía de Obra

Total obra - Superficie total: 1441.13 m²

Elemento	Superficie	Volumen	Barras
Losas	1154.61	192.82	12642
Vigas	269.76	199.40	35330
Encofrado lateral	443.53		
Columnas (Sup.	329.46	49.61	22318
Total	2197.36	441.83	70290
Índices (por m²)	1.525	0.307	48.77
Nº bloques de losa Casetonada = 2484 Uds.			

– **Resumen de Acero en Vigas por Niveles**

Materiales:

Hormigón: $f'_c=280$

Acero: Grade 60

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grade 60	1226.8	779.9	1156.4	112.8	5556.0	8831.9
P2+7.5	Grade 60	1241.1	788.8	1148.7	112.8	5556.0	8847.4
P3+11.0	Grade 60	1234.3	791.1	1102.9	99.2	5632.1	8859.6
Techo+14.5	Grade 60	1198.5	791.1	1099.5	99.2	5602.1	8790.4
Total Obra		4900.7	3150.9	4507.5	424.0	22346.2	35329.3

PASARELA 1

– **Resumen Total Obra**

Superficie total: 396.13 m²

Superficie total losas: 320.88 m²

Viguetas: 320.88 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 72.62 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 102.79 m²

Hormigón total en vigas: 36.77 m³

Vigas: 36.77 m³

Volumen total losas: 44.92 m³

Viguetas: 44.92 m³

– **Cuantía de Obra**

Total obra - Superficie total: 396.13 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	320.88	44.92	937
Vigas	72.62	36.77	6069
Encofrado lateral	102.79		
Columnas (Sup. Encofrado)	129.92	10.94	4573
Total	626.21	92.63	11579
Índices (por m²)	1.581	0.234	29.23

– **Resumen de Acero en Vigas por Niveles**

Materiales:

Hormigón: f'c=280

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grado 60 (Latinoam	813.2	337.3	1784.1	132.0	278.6	3345.2
P2+7.5	Grado 60 (Latinoam	830.2	920.5	123.9	174.2	675.4	2724.2
Total Obra		1643.4	1257.8	1908.0	306.2	954.0	6069.4

MÓDULO 2

– **Resumen Total Obra**

Superficie total: 1267.45 m²

Superficie total losas: 970.99 m²

Viguetas: 970.99 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 283.41 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 351.57 m²

Hormigón total en vigas: 173.91 m³

Vigas: 173.91 m³

Volumen total losas: 135.94 m³

Viguetas: 135.94 m³

– **Cuantía de Obra**

Total obra - Superficie total: 1267.45 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)
Losas	970.99	135.94	3803
Vigas	283.41	173.91	19845
Encofrado lateral	351.57		
Columnas (Sup. Encofrado)	329.67	40.75	13496
Escaleras	46.76	9.31	1173
Total	1982.40	359.91	38317
Índices (por m²)	1.564	0.284	30.23

– **Resumen de Acero en Vigas por Niveles**

Materiales:

Hormigón: f'_c=280

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" "	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grado 60 (Latinoamérica)	2734.4	581.8	3910.8	702.5	82.5	8012.0
P2+7.5	Grado 60 (Latinoamérica)	2463.8	426.4	4229.0	105.2		7226.3
P3+11.0	Grado 60 (Latinoamérica)	1463.9	369.8	2561.1	161.8	49.9	4606.5
Total Obra		6662.1	1378.0	10702.8	969.5	132.4	19844.8

MÓDULO 3

– Resumen Total Obra

Superficie total: 1037.03 m²

Superficie total losas: 794.23 m²

Viguetas: 794.23 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 227.21 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 296.15 m²

Hormigón total en vigas: 141.20 m³

Vigas: 141.20 m³

Volumen total losas: 111.20 m³

Viguetas: 111.20 m³

– **Cuantía de Obra**

Total obra - Superficie total: 1037.03 m²

Elemento	Superficie (m²)	Volumen (m³)	Barras
Losas	794.23	111.20	2920
Vigas	227.21	141.20	18002
Encofrado lateral	296.15		
Columnas (Sup.	357.46	48.78	20572
Escaleras	49.49	9.98	1405
Total	1724.54	311.16	42899
Índices (por m²)	1.663	0.300	41.37

– **Resumen de Acero en Vigas por Niveles**

Materiales:

Hormigón: f'c=280

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grado 60 (Latinoamérica)	1736.0	907.9	3372.5	990.1	389.4	7395.9
P2+7.5	Grado 60 (Latinoamérica)	1825.0	408.0	2202.4	1019.8	885.1	6340.3
TECHO+11	Grado 60 (Latinoamérica)	1375.9	321.7	2333.8	136.8	98.0	4266.2
Total Obra		4936.9	1636.6	7908.7	2146.7	1372.5	18002.4

PASARELA 2

– Resumen Total Obra

Superficie total: 581.01 m²

Superficie total losas: 488.17 m²

Viguetas: 488.17 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 89.29 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 121.01 m²

Hormigón total en vigas: 42.36 m³

Vigas: 42.36 m³

Volumen total losas: 68.34 m³

Viguetas: 68.34 m³

Total obra - Superficie total: 581.01 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras
Losas	488.17	68.34	1599
Vigas	89.29	42.36	9740
Encofrado lateral	121.01		
Columnas (Sup. Encofrado)	175.72	15.00	9083
Total	874.19	125.70	20422
Índices (por m²)	1.505	0.216	35.15

– Resumen de Acero en Vigas por Niveles

Materiales:

Hormigón: f'_c=280

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de cómputo (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" "	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grado 60 (Latinoamérica)	813.2	337.3	1784.1	132.0	278.6	3345.2
P2+7.5	Grado 60 (Latinoamérica)	830.2	920.5	123.9	174.2	675.4	2724.2
Total		1643.4	1257.8	1908.0	306.2	954.0	6069.4

MÓDULO 4

– Resumen Total Obra

Superficie total: 931.19 m²

Superficie total losas: 740.25 m²

Viguetas: 740.25 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 180.11 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 196.40 m²

Hormigón total en vigas: 102.43 m³

Vigas: 102.43 m³

Volumen total losas: 103.63 m³

Viguetas: 103.63 m³

Cuantía de Obra

Total obra - Superficie total: 931.35 m²

Elemento	Superficie	Volumen	Barras
Losas	740.25	103.63	2556
Vigas	180.27	102.43	13015
Encofrado lateral	196.40		
Columnas (Sup. Encofrado)	416.05	46.93	17807
Total	1532.97	252.99	33378
Índices (por m²)	1.646	0.272	35.84

– **Resumen de Acero en Vigas por Niveles**

Materiales:

Hormigón: $f'_c=280$

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de cómputo (+10%)

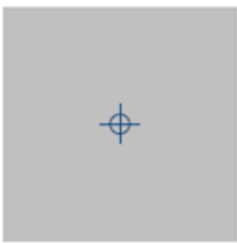
	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø1" kg	Total kg
P1+4.0	Grado 60 (Latinoamérica)	2079.7	369.3	3279.1	696.1	844.6	7268.8
TECHO+7	Grado 60 (Latinoamérica)	1762.2	355.7	3477.8	66.2	83.8	5745.7
Total Obra		3841.9	725.0	6756.9	762.3	928.4	13014.5

ANEXOS II. NORMAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO DE FUNDACIONES



Comprobación del Estado Limite de Agotamiento frente a punzonamiento

1.- DESCRIPCIÓN

Cálculo de los perímetros de punzonamiento	
	Perímetro crítico
	b_0 : 4600 mm
	x_0 : 5500 mm
	y_0 : -15000 mm
	J_{xc} : 58954270.8 cm ⁴
	J_{yc} : 58954270.8 cm ⁴
	J_{xy} : 0.0 cm ⁴
	θ : 0.00 °
	J_{xp} : 58954270.8 cm ⁴
	J_{yp} : 58954270.8 cm ⁴

2. COMPROBACIONES

2.1.- Perímetro crítico (C12)

2.1.1.- Elementos sin refuerzo para cortante (Combinaciones persistentes)

El esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.11.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a V_u y M_u no debe exceder ϕv_u (ACI 318M-08, 11.11.7.2):

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM+1.6-Qa.

Se debe satisfacer:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$0.66 \text{ MPa} \leq 1.12 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Donde:

$$V_n = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{vx} \cdot M_{ux} \cdot Y}{J_{cx}} - \frac{\gamma_{vy} \cdot M_{uy} \cdot X}{J_{cy}}$$

$$v_u : 0.66 \text{ MPa}$$

V_u : Fuerza cortante mayorada.

$$V_u : 1649.32 \text{ kN}$$

M_u : Momento mayorado.

$$M_{ux} : 3.05 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} : 20.77 \text{ kNm}$$

A_c : Área de concreto de la sección crítica supuesta.

$$A_c : 25300.0 \text{ cm}^2$$

J_c : Propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia.

$$J_{xc} : 58954270.8 \text{ cm}^4$$

$$J_{yc} : 58954270.8 \text{ cm}^4$$

Donde la carga gravitacional, por viento, o sismo, u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado M_u entre una losa y una columna, γM_u debe ser transmitido por flexión de acuerdo con 13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por γM_u se considera transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.11.1.2, donde (ACI 318M-08, 11.11.7.1):

Comprobación del Estado Limite de Agotamiento frente a punzonamiento

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (11-37)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

b₁: Dimensión de la sección crítica **b_o** medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

b₂: Dimensión de la sección crítica **b_o** medida en dirección perpendicular a **b₁**.

$$\gamma_w : \underline{0.40}$$

$$\gamma_w : \underline{0.40}$$

$$\gamma_w : \underline{0.60}$$

$$\gamma_w : \underline{0.60}$$

$$b_1 : \underline{1150} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{1150} \text{ mm}$$

(a) Para elementos sin refuerzo para cortante,

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot V_c / (b_o \cdot d) \quad (11-38)$$

donde **V_c** se define en 11.11.2.1 ó 11.11.2.2.

Para losas no preesforzadas, **V_c** debe ser el menor entre (a), (b) y (c) (ACI 318M-08, 11.11.2.1):

(a)

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-31)$$

β: Relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

$$V_c : \underline{5857.96} \text{ kN}$$

$$\beta : \underline{1.00}$$

(b)

$$V_c = 0.083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-32)$$

α_s: 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

$$V_c : \underline{6466.23} \text{ kN}$$

$$\alpha_s : \underline{40}$$

(c)

$$V_c = 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-33)$$

λ: Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\lambda : \underline{1.00}$$

$$f'_c : \underline{20.60} \text{ MPa}$$

b_o: Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas (ACI 318M-08, 11.11.1.2).

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$b_o : \underline{4600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{550} \text{ mm}$$

φ: Factor de reducción de resistencia a cortante (ACI 318M-08, 9.3)

$$\phi : \underline{0.75}$$

2.1.2.- Elementos sin refuerzo para cortante (Combinaciones sísmicas y accidentales)

El esfuerzo cortante que resulta de la transferencia de momento por excentricidad de cortante debe suponerse que varía linealmente alrededor del centroide de las secciones críticas definidas en 11.11.1.2. El máximo esfuerzo cortante debido a **V_u** y **M_u** no debe exceder **φv_n** (ACI 318M-08, 11.11.7.2):

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.3274·PP+1.3274·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY.

Se debe satisfacer:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$0.74 \text{ MPa} \leq 0.90 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

Donde:

Comprobación del Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_{ex} \cdot M_{ex} \cdot Y}{J_{ex}} - \frac{\gamma_{ey} \cdot M_{ey} \cdot X}{J_{ey}}$$

V_u: Fuerza cortante mayorada.

M_{ex}: Momento mayorado.

A_c: Área de concreto de la sección crítica supuesta.

J_{ex}: Propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al momento polar de inercia.

Donde la carga gravitacional, por viento, o sismo, u otras fuerzas laterales produzcan transmisión de momento no balanceado M_x entre una losa y una columna, γM_x debe ser transmitido por flexión de acuerdo con 13.5.3. El resto del momento no balanceado dado por γM_x se considera transferido por excentricidad de cortante alrededor del centroide de la sección crítica definida en 11.11.1.2, donde (ACI 318M-08, 11.11.7.1):

$$\gamma_x = (1 - \gamma_f) \quad (11-37)$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1/b_2}} \quad (13-1)$$

b₁: Dimensión de la sección crítica b₂ medida en la dirección de la luz para la cual se determinan los momentos.

b₂: Dimensión de la sección crítica b₂ medida en dirección perpendicular a b₁.

Producido por una versión profesional de CYPE

Para elementos sin refuerzo para cortante,

$$\phi \cdot V_u = \phi \cdot V_c / (b_o \cdot d) \quad (11-38)$$

donde V_c se define en 11.11.2.1 ó 11.11.2.2.

Para losas no preesforzadas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c) (ACI 318M-08, 11.11.2.1):

(a)

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-31)$$

β: Relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción.

(b)

$$V_c = 0.083 \cdot \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-32)$$

α_s: 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

(c)

$$V_c = 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (11-33)$$

λ: Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

b_o: Perímetro de la sección crítica para cortante en losas y zapatas (ACI 318M-08, 11.11.1.2).

$$v_u : \underline{\underline{0.74}} \text{ MPa}$$

$$V_u : \underline{\underline{1547.33}} \text{ kN}$$

$$M_{ex} : \underline{\underline{261.65}} \text{ kNm}$$

$$M_{ey} : \underline{\underline{-73.36}} \text{ kNm}$$

$$A_c : \underline{\underline{25300.0}} \text{ cm}^2$$

$$J_{exx} : \underline{\underline{58954270.8}} \text{ cm}^4$$

$$J_{eyy} : \underline{\underline{58954270.8}} \text{ cm}^4$$

$$\gamma_{ex} : \underline{\underline{0.40}}$$

$$\gamma_{ey} : \underline{\underline{0.40}}$$

$$\gamma_{fx} : \underline{\underline{0.60}}$$

$$\gamma_{fy} : \underline{\underline{0.60}}$$

$$b_1 : \underline{\underline{1150}} \text{ mm}$$

$$b_2 : \underline{\underline{1150}} \text{ mm}$$

$$\phi v_u : \underline{\underline{0.90}} \text{ MPa}$$

$$V_c : \underline{\underline{5857.96}} \text{ kN}$$

$$\beta : \underline{\underline{1.00}}$$

$$V_c : \underline{\underline{6466.23}} \text{ kN}$$

$$\alpha_s : \underline{\underline{40}}$$

$$V_c : \underline{\underline{3790.45}} \text{ kN}$$

$$\lambda : \underline{\underline{1.00}}$$

$$f'_c : \underline{\underline{20.60}} \text{ MPa}$$

$$b_o : \underline{\underline{4600}} \text{ mm}$$

Comprobación del Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

φ: Factor de reducción de resistencia a cortante (ACI 318M-08, 9.3)

$$d : \underline{\underline{550}} \text{ mm}$$

$$\phi : \underline{\underline{0.60}}$$

ANEXOS III. ESTUDIO DE SUELOS



La Victoria, 15 de Octubre de 2014

Sres. **UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA**

Con atención a:

NUCLEO DE INGENIERÍA CAGUA

Objeto: Informe de Avance. Estudio de Suelos. Universidad Central de Venezuela

1.- GENERALIDADES.

El área de estudio se encuentra dentro de los predios del Núcleo de Ingeniería de la "UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA", en Cagua, Estado Aragua (ver figura 1). En estas zonas se plantean realizar las siguientes obras civiles:

- 1.1.- Construcción de Edificios de hasta nueve niveles.
- 1.2.- Construcción de Módulos de hasta tres niveles.
- 1.3.- Construcción de Estructuras de hasta dos niveles.



Figura 1. Zona de Estudio. Tomado y Modificado de www.googleearth.com por GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014

2.- ALCANCES GENERALES

Realizar un estudio de suelos y caracterización geotécnica para evaluar la calidad de los mismos como superficies de fundación. Para tal fin se realizaron perforaciones geotécnicas, ensayos de laboratorio e informe técnico de resultados.

Av. Bicentenario, Urbanización La Guareña, Edificio E, Piso P.B. Apartamento D, La Victoria, Estado Aragua. Zona Postal 2121.
Telefax: 0244 – 8693417. Telf. Cel. / 0414 – 2851822 / 0412 – 4435188 / 0416 – 5437730. e-mail: geotecnoca@gmail.com

Se realizaron tres perforaciones del tipo S.P.T. denominadas como P-01, P-02 y P-03 que sirvieron para la extracción de muestras del subsuelo y evaluación geomecánica de las mismas a través de ensayos de laboratorio. De los sondeos realizados se pudo apreciar que la perforación P-02 presento menos resistencia a la penetración (S.P.T.) y además ofreció la gama más amplia de horizontes de suelos, debido a que fue la que alcanzo mayor profundidad. Por tal razón los resultados presentados en esta minuta están referidos a esta perforación.

PROF. (m)	PUNTO	MUESTRA	SAPIM	Tiempo	R _u	Q _u (kg)	CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO									
							% ARCILLA	% SILTOS	% GRANOS	U (%)	P (%)	F (%)	REPRESENTACIÓN GRÁFICA			
1.0	1	13.05	19	11	19	2.09	45.15	52.75	45.21	29.23	7.28	8L	LIMPO DE BAJA PLASTICIDAD ARIDOSO			
2.0	2	15.62	25	20	25	4.21	46.26	49.21	XX	XX	XX	2M	ARCILLA LIMOSA			
3.0	3	13.69	41	13	37	6.96	39.47	62.37	46.21	29.23	7.28	8L	LIMPO DE BAJA PLASTICIDAD ARIDOSO			
4.0	4	9.24	29	16	24	0.00	45.79	54.17	27.00	21.59	4.41	8L	LIMPO DE BAJA PLASTICIDAD ARIDOSO			
5.0	5	14.96	29	21	21	30.99	63.84	12.17	XX	XX	XX	2M(g)	ARCILLA LIMOSA CON GRAVA			
6.0	6	2.27	68	28	50	12.21	69.70	16.98	XX	XX	XX	2M	ARCILLA LIMOSA			
7.0	7	2.24	30	19	24	34.55	53.11	10.24	XX	XX	XX	2M(g)	ARCILLA LIMOSA CON GRAVA			
8.0	8	6.39	20	13	25	15.44	72.95	11.30	XX	XX	XX	2M-SP(g)	ARCILLA MUY GRAVOSA CON LIMPIO CON GRAVA			
9.0	9	3.74	27	27	19	6.27	47.26	46.27	XX	XX	XX	2M	ARCILLA LIMOSA			
10.0	10	3.21	55	29	42	1.76	72.05	26.17	XX	XX	XX	2M	ARCILLA LIMOSA			
11.0	11	2.27	55	29	40	9.50	66.21	12.16	XX	XX	XX	2M	ARCILLA LIMOSA			
12.0	12	2.35	58	41	40											
13.0	13	11.64	67	48	45											
14.0	14	6.77	74	56	50											
15.0	15	5.84	80	60	54											

Tabla 1. Resumen de Propiedades Índices de los Suelos para Muestras de la Perforación P-02, GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014

PZT1	PZT2 (m)	MUESTRA	T ₂	T ₃	C ₂	C ₃	S/C	T ₂ (m/s)	T ₃ (m/s)	S/C	T ₂ (m/s)	T ₃ (m/s)	V	SISTEMA DE CLASIFICACIÓN ASHT	
														ASHT1	DESCRIPCIÓN
PZT2	1.0	1	XXX	XXX	XXX	XXX	12	18.07	1.84	14.50	2.48	200	0.20	A-4	SUELO LIMPIO
	2.0	2	XXX	XXX	XXX	XXX	20	18.52	1.85	0.00	0.28	400	0.25		
	3.0	3	4.57	-0.57	0.23	2.42	24	18.52	1.85	0.10	4.17	200	0.20		
	4.0	4					14	18.52	1.85	23.62	2.42	200	0.20	A-4	SUELO LIMPIO
	5.0	5	4.85	-0.85	0.24	2.07	14	18.52	1.85	20.02	4.06	200	0.20		
	6.0	6	XXX	XXX	XXX	XXX	25	18.52	1.85	0.00	0.32	400	0.25		
	7.0	7					21	18.61	1.90	0.00	0.25	400	0.25	A-2-B	PRESENCIA DE AGUA, GRASA Y FERRUG
	8.0	8	XXX	XXX	XXX	XXX	20	18.61	1.90	0.00	0.26	400	0.25		
	9.0	9					20	18.46	1.89	0.00	0.22	400	0.25		
	10.0	10	XXX	XXX	XXX	XXX	24	17.36	1.77	0.00	0.48	600	0.25	A-4	SUELO LIMPIO
	11.0	11	XXX	XXX	XXX	XXX	24	18.49	1.89	0.00	0.48	600	0.25		
	12.0	12					24	19.00	1.94	0.00	0.49	600	0.25		
	13.0	13	XXX	XXX	XXX	XXX	25	18.62	1.90	0.00	0.32	600	0.25	A-2-B	GRAVA Y ARENA AROLADA O LIMPIO
	14.0	14	XXX	XXX	XXX	XXX	25	18.42	1.80	0.00	0.56	200	0.40		
	15.0	15	XXX	XXX	XXX	XXX	26	18.21	1.87	0.00	0.56	200	0.40		

Tabla 2. Resumen de Propiedades Geomecánicas de los Suelos para Muestras de la Perforación P-02. GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014

3.2.- CÁLCULOS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA P-02.

En base a los resultados conseguidos de los ensayos de campo y laboratorio para las muestras obtenidas de la perforación P-02 se elaboro la siguiente tabla resumen que presenta los datos utilizados para el cálculo de admisibilidad de los suelos "Qadm" para este sondeo, tomándolo como patrón, ya que, fue el que presento menor capacidad de resistencia al ensayo S.P.T. y la mayor profundidad de estudio.

PROF (m)	PROF (m)	(N1)60	DR (%)	Tipo Falso	Ø (")	C (Kg/cm2)	γ (Ton/m3)	Ø' (kg/cm2)	C' (Kg/cm2)	q _{av} (Ton/m2)	σ' (kg/cm2)	N ₆₀	N ₆₀	N ₆₀
0.00	1.00	18	55%	LOCAL	12	2.46	1.84	8	1.05	0.92	1.38	8.65	2.31	0.74
1.00	2.00	25	75%	LOCAL	22	0.26	1.85	22	0.25	1.87	2.42	20.75	8.50	6.15
2.00	3.00	27	75%	LOCAL	24	4.17	1.85	9	2.78	2.81	1.45	9.25	2.52	0.93
3.00	4.00	24	58%	PUNIZ	24	2.42	1.85	9	2.27	2.75	1.45	9.25	2.52	0.93
4.00	5.00	21	65%	PUNIZ	24	4.05	1.85	9	2.71	4.70	1.45	9.25	2.52	0.93
5.00	6.00	30	88%	PUNIZ	25	0.52	1.85	24	0.25	5.65	2.54	22.70	10.92	7.45
6.00	7.00	24	57%	PUNIZ	21	0.25	1.80	21	0.22	6.60	2.30	18.84	8.30	5.04
7.00	8.00	15	44%	PUNIZ	23	0.25	1.80	19	0.17	7.54	2.15	16.88	6.91	2.98
8.00	9.00	19	51%	PUNIZ	20	0.22	1.89	20	0.22	8.54	2.29	17.89	7.57	4.51
9.00	10.00	42	79%	PUNIZ	24	0.48	1.77	23	0.22	9.42	2.49	21.88	10.18	6.77
10.00	11.00	40	77%	PUNIZ	24	0.48	1.89	23	0.22	10.37	2.48	21.49	10.00	6.61
11.00	12.00	40	77%	PUNIZ	24	0.49	1.84	23	0.22	11.34	2.48	21.47	10.00	6.62
12.00	13.00	45	82%	PUNIZ	25	0.59	1.80	23	0.25	12.29	2.52	22.09	10.49	7.00
13.00	14.00	30	87%	PUNIZ	25	0.55	1.80	24	0.28	13.24	2.55	22.05	10.89	7.41
14.00	15.00	54	92%	PUNIZ	26	0.55	1.87	24	0.28	14.17	2.59	22.11	11.22	7.73

Tabla 3. Resumen de las Propiedades Geomecánicas de los Suelos de P-02 Utilizados para los Cálculos Geotécnicos Realizados en el Terreno de Implantación.
GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los cálculos de capacidad portante de los suelos para fundaciones de tipo superficial (zapatas cuadradas y losas) y de tipo profundo (pilotes vaciados y excavados) para el sondeo P-02. Es de hacer notar que en vista de no conocer dimensiones reales, para el caso de losas de fundación, se tomo una relación $B=2L$. Así mismo, para el caso de fundaciones tipo zapatas cuadradas, se evaluaron diversas profundidades de cimentación con incrementos en el tamaño de lado ($B=L$).

3.2.1.- Zapatas Cuadradas

Profundidad (D) metros	Dimension (A+L) metros	P (Ton)	q _{ult} (Ton/m2)	FS	Qadm (Ton/m2)	Qadm (Kg/cm2)	ST (cm)
1.0	0.5	2.24	20.75	3	6.95	0.69	0.23
	1.0	9.75	21.06	3	7.02	0.70	0.40
	1.5	23.67	21.55	3	7.11	0.71	0.46
	2.0	49.19	21.81	3	7.20	0.72	0.51

Tabla 4. Valores de Capacidad de Carga Admisible del Suelo a una profundidad de Un (1.00 m) metro con Diferentes Dimensiones de Lado y Ancho, según las Características Geomecánicas de la Tabla 3 referentes al Terreno de Implantación.
GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

Profundidad (Df) metros	Dimension (A x L) metros	P (Ton)	Qult (Ton/m ²)	FS	Qadm (Ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)	ST (cm)
2.0	0.5	3.10	28.31	3	9.37	0.90	0.34
	1.0	11.50	22.24	3	7.75	0.97	0.32
	1.5	28.40	21.87	3	10.52	1.09	0.32
	2.0	90.99	22.22	3	11.50	1.13	0.38

Tabla 5. Valores de Capacidad de Carga Admisible del Suelo a una profundidad de Dos (2.00 m) metro con Diferentes Dimensiones de Lado y Ancho, según las Características Geomecánicas de la Tabla 3 referentes al Terreno de Implantación.
GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

Profundidad (Df) metros	Dimension (A x L) metros	P (Ton)	Qult (Ton/m ²)	FS	Qadm (Ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)	ST (cm)
3.0	0.5	6.24	40.59	3	13.53	1.36	0.39
	1.0	29.90	41.24	3	13.75	1.37	0.54
	1.5	60.39	41.39	3	13.58	1.39	0.70
	2.0	111.11	41.24	3	13.55	1.40	0.84

Tabla 6. Valores de Capacidad de Carga Admisible del Suelo a una profundidad de Tres (3.00 m) metro con Diferentes Dimensiones de Lado y Ancho, según las Características Geomecánicas de la Tabla 3 referentes al Terreno de Implantación.
GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

Profundidad (Df) metros	Dimension (A x L) metros	P (Ton)	Qult (Ton/m ²)	FS	Qadm (Ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)	ST (cm)
4.0	0.5	4.79	37.18	3	12.59	1.24	0.36
	1.0	19.63	37.51	3	12.50	1.23	0.63
	1.5	45.33	37.58	3	12.52	1.26	0.73
	2.0	82.63	38.11	3	12.74	1.27	0.89

Tabla 7. Valores de Capacidad de Carga Admisible del Suelo a una profundidad de Cuatro (4.00 m) metro con Diferentes Dimensiones de Lado y Ancho, según las Características Geomecánicas de la Tabla 3 referentes al Terreno de Implantación.
GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

3.2.2.- Losas de Fundación

DIMENSION (B x L)	Profundidad de Losa (m)	P (Ton)	Qadm (Kg/cm ²)	Si (cm)	ko (kg/cm ³)
10 x 20 (NETO)	0.3	1366.28	0.76	0.28	2.74
10 x 20 (MAXIMO)	0.3	1621.12	0.81	0.28	2.94

Tabla 8. Valores de Capacidad de Carga Admisible y Módulo de Reacción del Suelo o Coeficiente de Balasto Ko en el Terreno de Implantación. GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

3.2.3.- Fundaciones tipo Pilotes

3.2.3.1.- Pilotes Vaciados

Profundidad	Suelo	Diámetro	Qult (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
5	ML-SM-ML	0.1	0.78	3	0.26	0.03
		0.2	3.13	3	1.04	0.10
	SM(g)	0.3	7.06	3	2.35	0.24
		0.4	12.58	3	4.19	0.42
	SM(g)-SP-SM	0.8	50.82	3	16.94	1.69
		1.0	79.79	3	26.60	2.66

Profundidad	Suelo	Diámetro	Qult (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
10	ML-SM-ML	0.1	2.08	3	0.69	0.07
		0.2	8.46	3	2.82	0.28
	SM(g)	0.3	19.34	3	6.45	0.64
		0.4	34.92	3	11.64	1.16
	SM(g)-SP-SM	0.8	148.38	3	49.46	4.95
		1.0	238.62	3	79.54	7.95

Profundidad	Suelo	Diámetro	Qult (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
15	ML-SM-ML	0.1	3.92	3	1.31	0.13
		0.2	15.83	3	5.28	0.53
	SM(g)	0.3	35.93	3	11.98	1.20
		0.4	64.41	3	21.47	2.15
	SM(g)-SP-SM	0.8	266.34	3	88.78	8.88
		1.0	422.94	3	140.98	14.10

Tabla 9. Valores de Capacidad de Carga Admisible (Qadm) para Pilotes Excavados o Vaciados en los Suelos encontrados en P-02 a Cinco (5.00), Diez (10.00) y Quince (15.00) metros de profundidad. GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

Profundidad	Suelo	Diametro	Quit (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
5	ML-SM-ML	0.1	0.78	3	0.26	0.03
		0.2	3.15	3	1.05	0.11
	SM(g)	0.3	7.13	3	2.38	0.24
		0.4	12.76	3	4.25	0.43
	SM(g)-SP-SM	0.8	52.30	3	17.43	1.74
		1.0	82.69	3	27.56	2.76
Profundidad	Suelo	Diametro	Quit (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
10	ML-SM-ML	0.1	2.13	3	0.71	0.07
		0.2	8.86	3	2.95	0.30
	SM(g)	0.3	20.71	3	6.90	0.69
		0.4	38.18	3	12.73	1.27
	SM(g)-SP-SM	0.8	174.40	3	58.13	5.81
		1.0	289.44	3	96.48	9.65
Profundidad	Suelo	Diametro	Quit (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
15	ML-SM-ML	0.1	3.97	3	1.32	0.13
		0.2	16.24	3	5.41	0.54
	SM(g)	0.3	37.30	3	12.43	1.24
		0.4	67.67	3	22.56	2.26
	SM(g)-SP-SM	0.8	292.36	3	97.45	9.75
		1.0	473.75	3	157.92	15.79

Tabla 10. Valores de Capacidad de Carga Admisible (Qadm) para Pilotes Hincados en los Suelos encontrados en P-02 a Cinco (5.00), Diez (10.00) y Quince (15.00) metros de profundidad.

GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014.

4.- ZONIFICACION SISMICA

ZONA SISMICA: 4

FORMA ESPECTRAL: S2

FACTOR DE CORRECCION: 0,80

Sin más a lo cual hacer referencia, atentamente

Ing. Orlando Rivero
C.I.V.:161.191
GEOTECNO, C.A.

ANEXOS IV. JUICIO DE EXPERTOS

Para certificar la validez y confiabilidad de la planilla diseñada se procedió a consultar ocho ingenieros civiles expertos en el área de inspección de obras, la mayoría pertenecientes a el departamento de inspección de obras de la Alcaldía del Municipio Bolivariano de Libertador, los cuales avalaron satisfactoriamente todos los aspectos contemplados en la misma.

JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a): Luis El Hamami C.I. 1236392 C.I.V. 130.030
mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizado como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentra sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.I.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente

Ing. Luis El Hamami
C.I.V. 130.030
C.I. 1236392



JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a): Agustín Hoyte C.I. 187249 C.I.V. 255.66
mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizado como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentra sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.I.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente

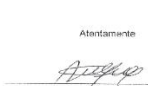
Ing. Agustín Hoyte
C.I.V. 255.66
C.I. 187249



JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a): Andrés Teixeira C.I. 6236309 C.I.V. 99.593
mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizado como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentra sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.I.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente

Ing. Andrés Teixeira
C.I.V. 99.593
C.I. 6.236.309



JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a): Emilia Fernández C.I. 462555 C.I.V. 103.024
mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizado como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentra sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.I.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente

Ing. Emilia Fernández
C.I.V. 103.024
C.I. 462.555



JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a) Alfonso D. Vivas, C.I. 6.408.029, C.I.V. 70862, mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizada como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentran sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente


Ing. Alfonso D. Vivas
C.I.V. 70862

JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a) Ogdis León, C.I. 6.449.551, C.I.V. 234.175, mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizada como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentran sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente


Ogdis M. León
Ingeniero Civil
C.I.V. 234.175

JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a) Lucio V. Miller, C.I. 6.251.565, C.I.V. 78.674, mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizada como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentran sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente


Lucio V. Miller
Ingeniero Civil
C.I. 6.251.565 - C.I.V. 78.674



JUICIO DE EXPERTOS

Constancia de validación

Quien suscribe, Ingeniero(a) José D. Vitozzi H., C.I. 4.089.888, C.I.V. 115.702, mediante la presente hago constar que la planilla de análisis de vulnerabilidad estructural, utilizada como instrumento para el diagnóstico del riesgo al cual se encuentran sometidas las edificaciones, en el trabajo de grado titulado: **PROPUESTA PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION AUXILIAR DE TRES PISOS EN EL NÚCLEO "ARMANDO MENDOZA" DE LA F.U.C.V.**, elaborado por los bachilleres López Di Dio, Javier E. y Méndez Hernández, Jesús E., aspirantes al título de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, reúne los requisitos suficientes y necesarios para ser considerados válidos y confiables.

Atentamente


José D. Vitozzi H.
C.I.V. 115.702

PLANOS DE DETALLE

Los planos de detalle de ambas estructuras se encuentran adjuntas a este trabajo de forma digital. Cada plano se encuentra con su respectiva numeración en formato DWG. A continuación se muestran un índice que identifica a los respectivos planos.

INDICE DE PLANOS

MÓDULO 1

Planta Losa de Fundaciones.....FUNDACIONES: L-F

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Enigado de Cabezales
y de fundación. Módulo 1. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-1

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas.
Módulo1..... FUNDACIONES: D-F: E-2; E-3

Detalle de Vigas de Riostra. Módulo1.....FUNDACIONES: D-F: E-4

Despiece de Vigas, Nivel 1, +4.00m, Modulo 1..... VIGAS: V-M1: VM1: E-24

Despiece de Vigas, Nivel 2, +7.50m, Modulo 1..... VIGAS: V-M1: VM1: E-25

Despiece de Vigas, Nivel 3, +11.00m, Modulo..... VIGAS: V-M1: VM1: E-26

Despiece de Vigas, Nivel Techo, +14.50m, Modulo 1..... VIGAS: V-M1: VM1: E-27

Despiece de Columnas Típicas por Nivel.
Nivel +0.00 a +14.50. Módulo 1..... COLUMNAS: C-M1: CM1: E-47

Despiece Típico de Losa Reticular Modulo 1..... NERVIOS: N-M1: E-57

Planta de Envigado y Losa Reticular.

Nivel 1 +4.00m a Nivel 3 +11.00m. Módulo 1..... LOSAS: L-M1: E-58

Planta de Envigado y Losa Reticular.

Nivel Techo +14.50m. Módulo 1..... LOSAS: L-M1: E-59

PASARELA 1

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Envigado de Cabezales y de fundación.

Pasarela1. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-5

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas Pasarela 1

..... FUNDACIONES: D-F: E-6

Detalle de Vigas de Riostra Pasarela 1

..... FUNDACIONES: D-F: E-7

Despiece de Vigas Típicas. Nivel 1 +4.00m

y Nivel Techo +7.50m. Pasarela 1..... VIGAS: V-P1P2: VP1P2: E-28

Despiece de Columnas Típicas por Nivel.

Nivel +0.00 a +7.50. Pasarela 1..... COLUMNAS: C-P1P2: CP1P2: E-47

Despiece de Losa Nervada en una Dirección Pasarela 1..... NERVIOS: N-P1P2: E-60

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 1 +4.00m y Nivel Techo +7.50m. Pasarela 1..... LOSAS: L-P1P2: E-61

MÓDULO 2

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Envidado de Cabezales
y de fundación. Módulo 2. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-8

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas.
Módulo 2..... FUNDACIONES: D-F: E-9

Detalle de Vigas de Riostra. Módulo 2..... FUNDACIONES: D-F: E-10

Despiece de Vigas, Nivel 1, +4.00m.
Módulo 2..... VIGAS: V-M2: V-P1M2: E-29; E-30; E-31; E32

Despiece de Vigas, Nivel 2, +7.50m.
Módulo 2..... VIGAS: V-M2: V-P2M2: E-33; E-34; E-35

Despiece de Vigas, Nivel Techo, +11.00m.
Módulo 2..... VIGAS: V-M2: V-TM2: E-36; E-37

Despiece de Columnas Típicas.
Nivel 1 de +0.00m a +4.00m. Módulo 2..... COLUMNAS: C-M2: CM2: E-49

Despiece de Columnas Típicas.
Nivel 2 de +4.00m a +7.50m. Módulo 2..... COLUMNAS: C-M2: CM2: E-50

Despiece de Columnas Típicas.
Nivel Techo de +7.50m a +11.00m. Módulo 2..... COLUMNAS: C-M2: CM2: E-51

Despiece de Losa Nervada en una Dirección Modulo 2..... NERVIOS: N-M2: E-62

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 1 +4.00m y Nivel 2 +7.50m. Módulo 2..... LOSAS: L-M2P1y2: E-63

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel Techo +11.00m. Módulo 2..... LOSAS: L-M2T: E-64

MÓDULO 3

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Envigado de Cabezales

y de fundación. Módulo 3. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-11

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas.

Módulo 3..... FUNDACIONES: D-F: E-12

Detalle de Vigas de Riostra. Módulo 3..... FUNDACIONES: D-F: E-13; E14

Despiece de Vigas, Nivel 1, +4.00m.

Módulo 3.....VIGAS: V-M3: V-P1M3: E-38; E-39

Despiece de Vigas, Nivel 2, +7.50m.

Módulo 3..... VIGAS: V-M3: V-P2M3: E-40; E-41

Despiece de Vigas, Nivel Techo, +11.00m.

Modulo 3..... VIGAS: V-M3: V-TM3: E-42; E-43

Despiece de Columnas Típicas.

Nivel 1 de +0.00m a +4.00m. Módulo 3..... COLUMNAS: C-M3: CM3: E-52

Despiece de Columnas Típicas.

Nivel 2 de +4.00m a +7.50m. Módulo 3..... COLUMNAS: C-M2: CM2: E-53

Despiece de Columnas Típicas.

Nivel Techo de +7.50m a +11.00m. Módulo 3..... COLUMNAS: C-M2: CM2: E-54

Despiece Típico de Losa Nervada en una Dirección.

Módulo 3..... NERVIOS: N-M3: E-65

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 1 +4.00m. Módulo 3..... LOSAS: L-M3: E-66

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 2 +7.50m. Módulo 3..... LOSAS: L-M3: E-67

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel Techo +11.00m. Módulo 3..... LOSAS: L-M3: E-68

PASARELA 2

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Envigado de Cabezales y de fundación.

Pasarela2. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-15

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas Pasarela 1

..... FUNDACIONES: D-F: E-16

Detalle de Vigas de Riostra Pasarela 1

..... FUNDACIONES: D-F: E-17

Despiece de Vigas Típicas. Nivel 1 +4.00m

y Nivel Techo +7.50m. Pasarela 2..... VIGAS: V-P1P2: VP1P2: E-44

Despiece de Columnas Típicas por Nivel.

Nivel +0.00 a +7.50. Pasarela 2..... COLUMNAS: C-P1P2: CP1P2: E-55

Despiece de Losa Nervada en una Dirección Pasarela 2..... NERVIOS: N-P1P2: E-69

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 1 +4.00m y Nivel Techo +7.50m. Pasarela 2..... LOSAS: L-P1P2: E-70

MÓDULO 4

Planta de Replanteo de Pilotes, Planta de Envigado de Cabezales

y de fundación. Módulo 4. Nivel -2.00m..... FUNDACIONES: P-F: E-18

Detalle de Cabezales y Arranques de Columnas.

Módulo 4..... FUNDACIONES: D-F: E-19; E-20

Detalle de Vigas de Riostra. Módulo 4..... FUNDACIONES: D-F: E-21

Despiece de Vigas, Nivel 1, +4.00m.

Módulo 4..... VIGAS: V-M4: V-P1M4: E-45; E-46

Despiece de Vigas, Nivel Techo, +7.50m.

Módulo 4..... VIGAS: V-M4: V-P2M4: E-47; E-48

Despiece de Columnas Típicas.

Nivel 1 de +0.00m a Nivel Techo +7.50m.

Módulo 4..... COLUMNAS: C-M4: CM4: E-56

Despiece Típico de Losa Nervada en una Dirección.

Módulo 4..... NERVIOS: N-M4: E-71

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel 1 +4.00m. Módulo 4..... LOSAS: L-M4: E-72

Planta de Envigado y Losa Nervada en Una Dirección.

Nivel Techo +7.50m. Módulo 4..... LOSAS: L-M4: E-73

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Para una correcta lectura e interpretación de este trabajo, se definen una serie de términos que no son de uso ordinario. Los mismos se definen según lo dicta la Norma Venezolana 1753:2006 en su Capítulo 2 y se muestran a continuación:

Acción sísmica: Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los ef

Acciones permanentes: Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.

Acciones variables: Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.

Aceleración de diseño: Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería.

Acero de refuerzo: Conjunto de barras, mallas o alambres que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste.

Altura útil: En las secciones de los miembros sometidos a flexión es la distancia de la fibra más comprimida hasta el baricentro del acero de refuerzo en tracción.

Análisis dinámico: En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Centro de cortante: Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos.

Centro de rigidez de un nivel: Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior.

Coefficiente de aceleración horizontal: Cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad.

Coefficiente de amortiguamiento: Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es el valor límite por encima del cual el movimiento libre de la estructura no es vibratorio.

Coefficiente sísmico: Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

Columna: Miembro estructural utilizado principalmente para soportar cargas axiales, acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión transversal.

Combinaciones de solicitaciones: Son las combinaciones de las solicitaciones mayoradas especificadas según los casos establecidos en la norma Covenin 1756.

Concreto reforzado: Concreto estructural con porcentajes mínimos de acero de refuerzo no menor que los especificados en la norma Covenin 1756, diseñado bajo la suposición de que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales está sometido.

Concreto: Mezcla de cemento Portland o de cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos.

Cuantía geométrica: Parámetro adimensional que relaciona el área del acero de refuerzo con el área de concreto, total o útil.

Cuantía mecánica: En concreto reforzado, parámetro adimensional que resulta de multiplicar la cuantía geométrica por la razón entre las resistencias especificadas del acero de refuerzo y el concreto estructural.

Deriva: Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos.

Desplazamiento de diseño: Es el desplazamiento total esperado para el sismo de diseño.

Detallado: Consiste en la preparación de dibujos de colocación, detalles de las barras de refuerzo, y listas de barras que se utilizar para fabricar y colocar el acero de refuerzo en los miembros estructurales.

Diafragma: Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.

Ductilidad: Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

Empalme por solape: Unión normalizada de dos barras opuestas y paralelas embebidas en un miembro de concreto reforzado para transferir entre ellas fuerzas axiales de tracción o compresión.

Entrepiso blando: Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes.

Entrepiso débil: Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes.

Entrepiso: Espacio entre dos pisos consecutivos.

Espectro de diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado.

Estribo: Refuerzo transversal usado para confinar el concreto y resistir las tensiones de corte y torsión estructurales. Generalmente el término “estribo” se reserva para el refuerzo transversal de las vigas y el de “ligadura” para el refuerzo transversal de las columnas.

Factor de minoración: Factor empleado para reducir la resistencia teórica y obtener la resistencia de diseño.

Factor de reducción de respuesta: Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Fuerzas de diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia.

Fuerzas sísmicas: Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las sollicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base.

Longitud de transferencia: Longitud del acero de refuerzo embebido en el concreto, requerida para desarrollar la resistencia prevista en el diseño del refuerzo en una sección crítica. Anteriormente designada longitud de desarrollo.

Losa maciza: Estructura monolítica de dimensiones que por su geometría y condiciones de apoyo está reforzada preponderantemente en una dirección.

Losa nervada: Estructura formada por un sistema de nervios paralelos, conectados por una losa maciza de pequeño espesor.

Losa reticular: Placa nervada con nervios en dos direcciones ortogonales separados a distancias normalizadas.

Muro estructural: Es aquel muro especialmente diseñado para resistir combinaciones de cortes, momentos y fuerzas axiales inducidas por las acciones sísmicas y/o las acciones gravitacionales.

Nivel de diseño: Es un conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

Radio de giro inercial: Es la raíz cuadrada del cociente entre la inercia rotacional respecto al centro de cortante y la masa, para cada planta de la edificación.

Radio de giro torsional: Es la raíz cuadrada del cociente entre la rigidez torsional respecto al centro de cortante y la rigidez lateral en la dirección considerada, para cada planta de la edificación.

Recubrimiento: Es la menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto, también llamado recubrimiento de protección.

Resistencia de Agotamiento del Acero: Tensión máxima a la tracción que el material es capaz de resistir.

Resistencia especificada del concreto a la compresión: Resistencia a la compresión del concreto, f'_c , usada para el proyecto y expresada en Kgf/cm^2 .

Resistencia lateral de un entrepiso: Es la suma de las máximas fuerzas cortantes que puedan ser transmitidas por los miembros de ese entrepiso.

Resistencia teórica: Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con las hipótesis del método de los Estados Límites de esta Norma, sin la aplicación del factor de minoración.

Rigidez lateral de un entrepiso: Resultado de dividir la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos entre los dos pisos del entrepiso en consideración.

Rótula o articulación plástica: Una zona de cedencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en ésta se excede el momento de agotamiento del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga. En tal estado, la sección rota como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

Sistema resistente a sismos: Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas.

Tensión cedente: Es la primera tensión aplicada a un material para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se denomina cedencia y se expresa en kgf/cm².

Vida útil: Tiempo o duración en la cual se supone que una edificación se va a utilizar para el propósito que fue diseñada. En la norma Covenin 1756 se supone una vida útil de 50 años.

Viga: Miembro estructural utilizado principalmente para resistir momento de flexión, momento de torsión y fuerza cortante.

Zona sísmica: Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos.