

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

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

Trabajo Especial de Grado presentado ante la
Ilustre Universidad Central de Venezuela
por los Bachilleres:
Golovko Castillo, Vladimir Francisco
Tavera Rodríguez, Bartolomé
para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, 2014

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

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.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Alejandro Guillen

Trabajo Especial de Grado presentado ante la
Ilustre Universidad Central de Venezuela
por los Bachilleres:

Golovko Castillo, Vladimir Francisco
Tavera Rodríguez, Bartolomé
para optar al Título de Ingeniero Civil

Caracas, 2014

ACTA

El día **31 de Octubre de 2014** se reunió el jurado formado por los profesores:

Ronald Torres
Gustavo Coronel
Alejandro Guillen

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: “**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**”.

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

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres **Vladimir Francisco Golovko Castillo y Tavera Rodríguez Bartolomé** hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Golovko C, Vladimir F.	20	Veinte
Br. Tavera Rodríguez, Bartolomé	20	Veinte

Recomendaciones: _____

FIRMAS DEL JURADO

Caracas, 31 de Octubre de 2014

DEDICATORIAS

Este trabajo especial se grado se lo dedico a las siguientes personas:

A mi madre Francis Castillo por su dedicación, esfuerzo, apoyo, consejos e infinito amor que siempre me ha dado, este logro es todo tuyo.

A mi padre por su esfuerzo, y por su ejemplo, gracias a ti estoy escribiendo estas palabras, que son el fruto de tus tantos años de trabajo.

A mis hermanos Nico y Angel, por ser lo mejor que me ha dado la vida, son inspiración para mí y para todo aquel que los rodea.

A mi Titi, por tanto amor, desde que tengo uso de razón estoy recibiendo su cariño, su apoyo y atención, la vida no tiene forma de retribuirle tanta entrega.

A mi abuelita Noe, porque donde quiera que estés te recuerdo, has estado en mi mente durante los malos y buenos momentos, se que estarás orgullosa.

A mi abuela Esther, a Ramon, a mis tíos, en especial a Victor y a Mayuli, porque han sido un apoyo invaluable para mis hermanos, mi madre y para mí. A mis primos, en especial a Manuel por siempre estar presente.

A mis amigos Carlos y Neyla por las incontables vivencias, y experiencias de vida, han sido parte del mi trayecto y lo seguirán siendo durante el ejercicio de la carrera. También a Gabo, Osmar y Michi y a todos los que has sido parte de mi vida.

A Wolfgang y Ari por haber sido mis amigos, compañeros de clases, de trasnochos durante los últimos años, gracias a ustedes y a sus familias por su apoyo durante el camino.

A Wilfredo por ser otro padre que la vida me ha regalado, lo estimo y aprecio, gracias por tanto cariño.

A mi novia por haberse ganado todo mi cariño, y haber sido mi apoyo en estos meses tan difíciles, gracias a ti y a tu apoyo y amor, esto es realidad, gracias.

A Barto, por haber sido tan consecuente, optimista y entregado a este trabajo.

Vladimir Francisco Golovko Castillo

A María Consuelo y a Carlos Julio, mis padres...

Bartolomé Tavera Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

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

Al Ingeniero Eliud Hernández, por su cortes colaboración.

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

RESUMEN

Golovko C. Vladimir F.

Tavera R. Bartolomé

**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**

Tutor Académico: Alejandro Guillen

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

Escuela de Ingeniería Civil. Año 2014, N° pág.194.

Palabras clave: diseño, cálculo estructural, sismorresistencia, techo verde.

Resumen:

En las últimas décadas la ciudad de Cagua en el Estado Aragua ha tenido un crecimiento sostenido de su población, debido principalmente al establecimiento de grandes industrias que día a día han incrementado la demanda de profesionales en el campo tecno-científico de los procesos. La Universidad Central de Venezuela dando respuesta a dicha demanda creó la especialidad Ingeniería de Procesos Industriales, la cual se cursa íntegramente en el Ciclo Básico Experimental Núcleo de Cagua Armando Mendoza. Este y otros factores han producido un aumento vertiginoso en la matrícula estudiantil de este Núcleo, lo que ha hecho imperativo la ampliación de su planta física

Debido a esta problemática fue desarrollado un proyecto de ampliación, donde se plantea la construcción de nuevos edificios que triplicarán la cantidad de aulas disponibles en la actualidad, y que incorpora en el diseño criterios de sustentabilidad ambiental mediante la construcción de techos verdes en las estructuras. En este trabajo especial de grado se propone el diseño sismorresistente en concreto armado del edificio principal de aulas, usando como herramienta de análisis y diseño estructural el software ETABS. Con el uso de ese software se elaboran modelos estructurales y se realiza el análisis y diseño estructural en cumplimiento con las especificaciones de las normas Venezolanas Covenin 1756 y Fondonorma 1753 en sus versiones más recientes.

Con los modelos definitivos se hace un análisis de lo que implicó la consideración de un techo verde en las estructuras y posteriormente el correspondiente diseño de cada elemento estructural. También se elaboran planos de detalle mediante el uso de programas CAD, y se estiman los cálculos métricos del diseño propuesto.

ÍNDICE DE CONTENIDO

ACTA	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
DEDICATORIAS	IV
AGRADECIMIENTOS	VI
RESUMEN	VII
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XVI
LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS	XVII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I	2
FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	3
1.2.2. <i>Objetivos Específicos</i>	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.4. ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN	4
CAPÍTULO II	5
MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. <i>Sismo</i>	5
2.2. <i>Sismicidad en Venezuela</i>	6
2.3. <i>Mecanismos de falla de una estructura</i>	8
2.4. <i>Diseño estructural sismorresistente</i>	9
2.4.1 <i>Criterios para el diseño estructural sismorresistente</i>	10
2.5. <i>Diseño por capacidad</i>	10
2.6. <i>Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel</i>	11
2.6.1 <i>Análisis modal</i>	12
2.6.2 <i>Procedimiento del análisis modal</i>	12
2.6.3 <i>Análisis espectral</i>	13
2.6.4 <i>Número de modos y combinación de modos</i>	13
2.6.5 <i>Efectos de dirección</i>	14

2.7.	<i>Zonificación sísmica en Venezuela</i>	14
2.8	<i>Formas espectrales tipificadas en Venezuela</i>	15
2.9	<i>Clasificación de edificaciones</i>	16
2.9.1	<i>Según el uso</i>	16
2.9.2	<i>Según el nivel de diseño</i>	18
2.9.3	<i>Según el tipo de estructura</i>	19
2.9.4	<i>Según la regularidad de estructura</i>	19
2.10	<i>Elección del factor de reducción de respuesta R</i>	20
2.11	<i>Métodos de Análisis</i>	21
2.12	<i>Control de Desplazamientos</i>	22
2.13	<i>Condición columna fuerte viga débil</i>	23
2.14	<i>Programas de análisis estructural</i>	24
2.15	<i>ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems)</i>	25
2.16	<i>Otros programas utilizados</i>	27
2.17	<i>Techo verde</i>	27
2.17.1	<i>Tipos de techo verde</i>	27
2.17.2	<i>Costos de un techo verde</i>	30
2.18	<i>Reseña de Núcleo Armando Mendoza, Facultad de Ingeniería UCV</i>	31
2.19	<i>Proyecto de ampliación y reacondicionamiento del núcleo de Cagua</i>	32
2.20	<i>Normativas y códigos de diseño aplicados en la realización de la Tesis Especial de Grado</i>	37
CAPÍTULO III		38
MARCO METODOLÓGICO		38
3.1	<i>Tipo de investigación</i>	38
3.2	<i>Diseño de la investigación</i>	38
3.3	<i>Recopilación de información sobre el proyecto</i>	39
3.4	<i>Recopilación de información sobre el suelo de fundación</i>	39
3.5	<i>Clasificación de edificación según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural</i>	39
3.6	<i>Estimación de acciones gravitacionales y sísmicas</i>	40

3.6.1	<i>Acciones gravitacionales</i>	40
3.6.2	<i>Acciones sísmicas</i>	40
3.7	<i>Diseño de losas</i>	41
3.8	<i>Modelado estructural</i>	41
3.9	<i>Selección de modelo definitivo</i>	43
3.10	<i>Revisiones</i>	43
3.10.1	<i>Revisión de la masa total</i>	43
3.10.2	<i>Revisión de las masas participativas por modo de vibración</i>	43
3.10.3	<i>Revisión de cortes de piso ante acciones sísmicas</i>	43
3.10.4	<i>Revisión y corrección del cortante basal</i>	44
3.10.5	<i>Revisión de derivas inelásticas</i>	44
3.11	<i>Evaluación y diseño sismorresistente</i>	44
3.11.1	<i>Revisión de relación demanda/capacidad en vigas y columnas</i>	45
3.11.2	<i>Revisión de relación viga débil/columna fuerte</i>	45
3.12	<i>Diseño del armado de acero en elementos estructurales</i>	46
3.13	<i>Revisión del modelo final con aceros reales</i>	46
3.14	<i>Detallado de planos y cálculos métricos</i>	46
CAPÍTULO IV.....		47
RESULTADOS Y ANÁLISIS.....		47
4.1	<i>Descripción general de la estructura</i>	47
4.2	<i>Planos de la estructura</i>	47
4.3	<i>Usos por planta</i>	50
4.4	<i>Descripción y datos del suelo de fundación</i>	52
4.5	<i>Materiales a utilizar en el diseño</i>	53
4.6	<i>Clasificación de la estructura</i>	53
4.7	<i>Elección de factor de reducción de respuesta</i>	57
4.8	<i>Acciones gravitacionales y sísmicas</i>	57
4.8.1	<i>Cargas Gravitacionales</i>	57
4.8.2	<i>Definición de factores de masa</i>	58

4.8.3	Acciones sísmicas (S).....	58
4.8.4	Acciones debidas a la componente sísmica vertical (Sv):.....	61
4.9	Definición de combinaciones de carga.....	62
4.10	Modelado, análisis y diseño estructural. Edificio Este.....	63
4.10.1	Pórticos y plantas, secciones definitivas.....	65
4.10.2	Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas	75
4.10.3	Masas participativas y períodos por modos de vibración	75
4.10.4	Modos de vibración de la estructura	77
4.10.5	Revisión de cortes de piso ante acciones sísmicas.....	86
4.10.6	Revisión y corrección del cortante basal	89
4.10.7	Revisión de derivas inelásticas	90
4.10.8	Relación demanda/capacidad en vigas y columnas.....	92
4.10.9	Relación viga débil/columna fuerte	97
4.11	Modelado, análisis y diseño estructural. Edificio Oeste.....	102
4.11.1	Pórticos y plantas, secciones definitivas.....	104
4.11.2	Coordenadas del Centro de Masa (CM) y Centro de Rigidez (CR) de las plantas	113
4.11.3	Masas participativas y períodos por modos de vibración	113
4.11.4	Modos de vibración de la estructura	115
4.11.6	Revisión y corrección del cortante basal.....	126
4.11.7	Revisión de derivas inelásticas	127
4.11.8	Relación demanda/capacidad en vigas y columnas.....	129
4.11.9	Relación viga débil/columna fuerte	134
4.12.	Diseño del armado de acero de refuerzo en elementos estructurales	139
4.13.	Revisión del modelo final con aceros reales.....	142
4.14.	Detallado de planos y cómputos métricos	147
4.15.	Cálculo y diseño de losa reticular	151
4.16.	Diseño y detallado de fundaciones	153

CONCLUSIONES.....	156
RECOMENDACIONES.....	157
BIBLIOGRAFÍA	158
ANEXOS I- EDIFICIO OESTE.....	161
ANEXOS II- EDIFICIO ESTE.....	164
ANEXOS III-MEMORIA DE CÁLCULO CABEZAL C-C3	168
ANEXOS IV – ESTUDIO DE SUELOS	180
PLANOS DE DETALLE.....	186
LISTA DE PLANOS EDIFICIO ESTE	186
LISTA DE PLANOS EDIFICIO OESTE	188
GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	190

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. MAPA DE VENEZUELA DONDE SE MUESTRA EL SISTEMA DE FALLAS PRINCIPALES Y LA DIRECCIÓN DE LAS PLACAS.....	6
FIGURA 2. MAPA DE SISMICIDAD INSTRUMENTAL DE VENEZUELA.....	7
FIGURA 3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA.....	15
FIGURA 4. ESQUEMA DE DESARROLLO DE OPERACIONES DE UN PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	25
FIGURA 5. EJEMPLO DE TECHO VERDE DEL TIPO INTENSIVO.....	28
FIGURA 6. EJEMPLO DE TECHO VERDE DEL TIPO SEMI-INTENSIVO	29
FIGURA 7. EJEMPLO DE TECHO VERDE DEL TIPO EXTENSIVO	30
FIGURA 8. AUMENTO POBLACIÓN ESTUDIANTIL FIUCV (2006-2012).....	32
FIGURA 9. PROPUESTA PLANTA CONJUNTO NÚCLEO ARMANDO MENDOZA	33
FIGURA 10. EDIFICIO 3, FORMACIÓN ACADÉMICA (PLANTA BAJA)	34
FIGURA 11. EDIFICIO 3 FORMACIÓN ACADÉMICA (PLANTA NIVEL 1)	35
FIGURA 12. EDIFICIO 3 FORMACIÓN ACADÉMICA FACHADA PRINCIPAL NORTE	35
FIGURA 13. EDIFICIO 3 FORMACIÓN ACADÉMICA FACHADA POSTERIOR SUR.....	36
FIGURA 14. EDIFICIO 3 FORMACIÓN ACADÉMICA FACHADA LATERAL OESTE.....	36
FIGURA 15. EDIFICIO 3 FORMACIÓN ACADÉMICA FACHADA LATERAL ESTE	37
FIGURA 16. ETAPAS DEL DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	38
FIGURA 17. VISTA 3D FACHADA NORTE.....	48

FIGURA 18. VISTA 3D FACHADA SUR	49
FIGURA 19. PLANTA TIPO (NIVEL 1).....	49
FIGURA 20. PÓRTICO 5	50
FIGURA 21. ZONAS DE LA EDIFICACIÓN (NIVEL 1 AL 4).	51
FIGURA 22. ZONAS DE LA EDIFICACIÓN (NIVEL 5 Y 6).	51
FIGURA 23. ZONAS DE LA EDIFICACIÓN (NIVEL TECHO VERDE).....	52
FIGURA 24. ESQUEMA DE CENTROS GEOMÉTRICOS DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS.	54
FIGURA 25. ELEMENTOS IRREGULARES EN ALA ESTE DE ESTRUCTURA	55
FIGURA 26. PLANTA DE NUEVA CONFIGURACIÓN (EDIFICIO OESTE).....	56
FIGURA 27. PLANTA DE NUEVA CONFIGURACIÓN (EDIFICIO ESTE)	56
FIGURA 28. ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO ESTE. EZ4S2AR6	59
FIGURA 29. ESPECTRO DE DISEÑO EDIFICIO ESTE. EZ4S2AR6	61
FIGURA 30. VISTA 3D EDIFICIO ESTE (FACHADA NORTE Y LATERAL ESTE).....	63
FIGURA 31. VISTA 3D EDIFICIO ESTE (FACHADA SUR Y LATERAL OESTE).....	64
FIGURA 32. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 1, 2 Y 3).....	65
FIGURA 33. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 4).....	66
FIGURA 34. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 5 Y 6).....	67
FIGURA 35. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 7).....	68
FIGURA 36. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 8).....	69
FIGURA 37. DIAGRAMA DE DERIVAS INELÁSTICAS POR NIVEL PARA LA COMBINACIÓN UDCon4 (VALOR MÁXIMO DE 0,000915 PARA EL NIVEL 5)	91
FIGURA 38. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO A	93
FIGURA 39. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO B	94
FIGURA 40 RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO C	95
FIGURA 41. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO D	96
FIGURA 42. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO A.....	98
FIGURA 43. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO B	99
FIGURA 44. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO C	100
FIGURA 45. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO D.....	101

FIGURA 46. VISTA 3D EDIFICIO OESTE (FACHADA NORTE Y LATERAL ESTE)	102
FIGURA 47. VISTA 3D EDIFICIO OESTE (FACHADA SUR Y LATERAL OESTE)	103
FIGURA 48. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 1).....	104
FIGURA 49. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 2 Y 3).....	105
FIGURA 50. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL 4, 5 Y 6).....	106
FIGURA 51. SECCIONES FINALES DE VIGAS (NIVEL TECHO)	107
FIGURA 52. SECCIONES FINALES DE COLUMNAS (PÓRTICO A)	108
FIGURA 53. SECCIONES FINALES DE COLUMNAS (PÓRTICO B).....	109
FIGURA 54. SECCIONES FINALES DE COLUMNAS (PÓRTICO C).....	110
FIGURA 55. SECCIONES FINALES DE COLUMNAS (PÓRTICO D)	111
FIGURA 56. SECCIONES FINALES DE COLUMNAS (PÓRTICO E).....	112
FIGURA 57. MODO DE VIBRACIÓN 1. TRASLACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA 3D)	115
FIGURA 58. MODO DE VIBRACIÓN 1. TRASLACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA PLANTA NIVEL 2).....	116
FIGURA 59. MODO DE VIBRACIÓN 2. TRASLACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA 3D)	117
FIGURA 60. MODO DE VIBRACIÓN 2. TRASLACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA PLANTA NIVEL 2).....	118
FIGURA 61. MODO DE VIBRACIÓN 3. ROTACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA 3D)	119
FIGURA 62. MODO DE VIBRACIÓN 3. ROTACIONAL EDIFICIO OESTE. (VISTA PLANTA NIVEL 2).....	120
FIGURA 63. MODO DE VIBRACIÓN 4. EDIFICIO OESTE. (VISTA 3D).....	121
FIGURA 64. MODO DE VIBRACIÓN 5. EDIFICIO OESTE. (VISTA 3D).....	122
FIGURA 65. CORTES DE PISO DEBIDO A ACCIONES SÍSMICAS. EJE X. EDIFICIO OESTE	124
FIGURA 66. CORTES DE PISO DEBIDO A ACCIONES SÍSMICAS. EJE Y. EDIFICIO OESTE	125
FIGURA 67. DIAGRAMA DE DERIVAS ELÁSTICAS POR NIVEL PARA LA COMBINACIÓN UDCON7 (VALOR MÁXIMO DE 0,00154 PARA EL NIVEL 2)	128
FIGURA 68. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO A	129
FIGURA 69. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO B	130
FIGURA 70. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO C	131
FIGURA 71. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO D	132

FIGURA 72. RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS. PÓRTICO E	133
FIGURA 73. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO A.....	134
FIGURA 74. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO B.....	135
FIGURA 75. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO C.....	136
FIGURA 76. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO D.....	137
FIGURA 77. RELACIÓN VIGA DÉBIL/COLUMNA FUERTE. PÓRTICO E.....	138
FIGURA 78. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO REQUERIDO (CM ²). NIVEL 2. EDIFICIO OESTE.....	139
FIGURA 79. ÁREA DE ACERO DE REFUERZO REQUERIDO (CM ²). PÓRTICO A. EDIFICIO OESTE.....	140
FIGURA 80. DESPIECE CON ACERO DE REFUERZO COLOCADO. VIGA 2V-A(2-4). EDIFICIO OESTE	141
FIGURA 81. SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA CON ACERO COLOCADO. VIGA 2V-A(2-4). EDIFICIO OESTE	141
FIGURA 82. DEFINICIÓN DE DIFERENTES SECCIONES DE VIGA SEGÚN ACERO COLOCADO. EDIFICIO OESTE	143
FIGURA 83. INTRODUCCIÓN DE ÁREA DE ACERO COLOCADO EN SECCIÓN DE VIGA. EDIFICIO OESTE	143
FIGURA 84. SECCIONES DE VIGA DE ACUERDO AL TIPO DE ARMADO. NIVEL 2. EDIFICIO OESTE	144
FIGURA 85. RELACIÓN DEMANDA CAPACIDAD. PÓRTICO A. EDIFICIO OESTE.....	145
FIGURA 86. RELACIÓN VIGA DÉBIL COLUMNA FUERTE. PÓRTICO A. EDIFICIO OESTE	146
FIGURA 87. EJEMPLO PLANO DE PLANTA NIVEL 1 EDIFICIO OESTE.....	148
FIGURA 88. EJEMPLO PLANO DE DETALLE DE VIGA. EDIFICIO OESTE.....	149
FIGURA 89. EJEMPLO PLANO DE DETALLE COLUMNAS. EDIFICIO OESTE.....	150
FIGURA 90. ACERO INFERIOR REQUERIDO EN LOSA RETICULAR. EDIFICIO OESTE	151
FIGURA 91. ACERO SUPERIOR REQUERIDO EN LOSA RETICULAR. EDIFICIO OESTE	152
FIGURA 92. PLANO DE PLANTA FUNDACIONES. EDIFICIO OESTE.....	154
FIGURA 93. PLANO DETALLE DE CABEZALES. EDIFICIO OESTE	155

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN ϕ	16
TABLA 2. FACTOR DE IMPORTANCIA.....	18
TABLA 3. NIVELES DE DISEÑO ND	18
TABLA 4. FACTORES DE REDUCCIÓN R	21
TABLA 5. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA REGULAR	21
TABLA 6. SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS PARA EDIFICIOS DE ESTRUCTURA IRREGULAR	22
TABLA 7. VALORES LÍMITES DE DESPLAZAMIENTO	23
TABLA 8. INCREMENTO DE MATRÍCULA ESTUDIANTIL DEL NÚCLEO DE CAGUA UCV.	31
TABLA 9. ZONAS DE LA EDIFICACIÓN	50
TABLA 10. ANÁLISIS DE CARGA DE LA EDIFICACIÓN POR ZONAS	57
TABLA 11. COORDENADAS X Y Y DEL CENTRO DE MASA (CM) Y CENTRO DE RIGIDEZ	75
TABLA 12. PORCENTAJE DE MASAS PARTICIPATIVAS POR MODO DE VIBRACIÓN	76
TABLA 13. CORTES DE PISO DEBIDO A ACCIONES SÍSMICAS. EDIFICIO ESTE	86
TABLA 14. CORTE ESTÁTICO EQUIVALENTE EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y”	89
TABLA 15. CORTANTE MÁXIMO DE PISO ANTE ACCIONES SÍSMICAS.....	89
TABLA 16. COCIENTE ENTRE EL CORTE ESTÁTICO EQUIVALENTE Y EL CORTANTE MÁXIMO DE PISO	89
TABLA 17. DERIVAS ELÁSTICAS OBTENIDAS DEL PROGRAMA ETABS.....	90
TABLA 18. COORDENADAS DEL CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ DE CADA PLANTA DE LA EDIFICACIÓN	113
TABLA 19. MASAS PARTICIPATIVAS Y PERÍODOS POR MODOS DE VIBRACIÓN.....	114
TABLA 20. CORTES DE PISO ANTE ACCIONES SÍSMICAS	123
TABLA 21. CORTE ESTÁTICO EQUIVALENTE EN LAS DIRECCIONES “X” Y “Y”	126
TABLA 22. CORTANTE MÁXIMO DE PISO ANTE ACCIONES SÍSMICAS (OBTENIDO DE ETABS).....	126
TABLA 23. COCIENTE ENTRE EL CORTE ESTÁTICO EQUIVALENTE Y EL CORTANTE MÁXIMO DE PISO	126
TABLA 24. DERIVAS ELÁSTICAS.....	127

LISTA DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

A	Área total de la sección de concreto, cm ²
Ad	Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.
Ao	Coefficiente de aceleración horizontal.
Av	Área del refuerzo por corte dentro de una distancia “s”.
CP	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes.
CV	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables.
CVt	Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables en techos y cubiertas.
d	Altura del miembro menos el recubrimiento de diseño.
dbc	Diámetro de barra longitudinal de la columna.
f’c	Resistencia especificada del concreto a compresión.
fy	Resistencia cedente especificada del acero de refuerzo.
he	Altura del entrepiso de una edificación.
Mx	Momento en dirección X en un miembro
My	Momento en dirección Y en un miembro
N	Carga axial mayorada que se presenta simultáneamente con Vu; positiva para compresión, negativa para tracción, incluye los efectos de tracción ocasionados por la fluencia y la retracción.
Pu	Fuerza axial mayorada resultado del análisis según combinaciones.
R	Factor de reducción de respuesta.
So	Separación del refuerzo transversal por corte, medida a lo largo del eje longitudinal del miembro.
SH	Solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente, incluidos los efectos torsionales.
Sx	Solicitaciones o efectos debido a las acciones sísmicas en dirección X
Sy	Solicitaciones o efectos debido a las acciones sísmicas en dirección Y
T	Período fundamental de la edificación, en segundos.
To	Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos
T*	Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, en segundos
T+	Período característico de variación de respuesta dúctil, en segundos
Vc	Resistencia teórica al corte suministrado por el concreto.
Vs	Resistencia teórica al corte suministrado por el acero
Vx	Fuerza cortante en la base en dirección X
Vy	Fuerza cortante en la base en dirección Y
α	Factor de importancia de la edificación, establecido según su uso.
β	Factor de magnificación promedio, establecido según forma espectral.
β1	Coefficiente de forma de la teoría de rotura.
δi	Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos,

	suponiendo que la estructura se comporta inelásticamente.
Δ_{ei}	Desplazamiento lateral total del nivel “i” suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.
Δ_i	Desplazamiento lateral total del nivel “i” suponiendo que la estructura se comporta inelásticamente.
γ	Factor de combinación de solicitaciones, acompaña a las acciones variables.
ϵ_s	Deformación unitaria del acero de refuerzo.
ϵ_y	Deformación unitaria cedente del acero de refuerzo.
ϕ	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

INTRODUCCIÓN

En el siguiente trabajo especial de grado se realiza una propuesta de diseño estructural sismorresistente en concreto armado. La estructura de estudio, es un edificio perteneciente al proyecto de ampliación del Núcleo de Cagua de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (UCV), que será usado como edificio principal de aulas en dicho complejo.

En el primer capítulo le presentaremos los elementos que fundamentan esta investigación, como lo son el planteamiento del problema, los objetivos, justificación, alcance, entre otros. Posteriormente en un segundo capítulo se expone la base teórica referente a este 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.

La metodología empleada para alcanzar los resultados se describe en el capítulo 3, 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. Así como también, la información geotécnica del estudio de suelos realizado para seleccionar la forma espectral del suelo y otros parámetros de diseño.

Esta propuesta se lleva a cabo usando el software de análisis y diseño estructural ETABS 13, 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, también se presentan las conclusiones donde se incluye un análisis de los efectos de aplicar cargas especiales por el uso de techos verdes en la estructura.

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

En los últimos años, la ciudad de Cagua en el Estado Aragua, ha tenido un aumento poblacional e industrial, el mismo ha generado el incremento en la demanda de plazas de estudio en áreas relacionadas con los procesos industriales.

La Universidad Central de Venezuela, atendiendo la necesidad de las fuerzas productivas de la región, creó la especialidad de Ingeniería de Procesos Industriales, la cual se cursa íntegramente (del 1ero al 10mo semestre) en el Ciclo Básico Experimental Núcleo de Cagua Armando Mendoza, el cual anteriormente solo contemplaba la formación básica (1er al 3er semestre).

Es por ello que este centro de estudio ha visto incrementada la matrícula estudiantil de manera vertiginosa dada la demanda de esta nueva carrera, lo que hace necesario la ampliación de su planta física, para poder satisfacer a la población estudiantil que cursa de manera completa sus estudios en el núcleo. Además, de acuerdo a las autoridades se tiene previsto incorporar en un futuro estudios de 4to nivel, asociados a la especialidad de Ingeniería de Procesos industriales, lo cual ofrecerá opciones para proseguir estudios de posgrado con docentes a título de especialista, magister y doctor.

Para cumplir con estos objetivos, se elaboró un proyecto de arquitectura del Núcleo donde se plantea la construcción de edificios y espacios abiertos que triplicarán la cantidad de aulas disponibles en la actualidad, así como también incluye la construcción de laboratorios para diversos ensayos asociados a la nueva carrera; canchas techadas, feria de servicios, comedor, área de servicios estudiantiles, planta piloto de reciclaje de desechos sólidos, planta piloto de tratamiento de agua y anfiteatro.

Este proyecto, que se encuentra en su primera fase y requiere del análisis y diseño estructural de todos sus edificios, así como del cálculo de todas sus instalaciones sanitarias, eléctricas y mecánicas, además los servicios asociados a tales usos. Por otra parte, dado que la ciudad de

Cagua está ubicada una zona de riesgo sísmico, es necesario realizar todos los análisis correspondientes.

En tal sentido el presente trabajo especial de grado propone un diseño estructural sismorresistente en concreto armado del nuevo edificio de aulas del núcleo, en cumplimiento a las normas (COVENIN, 2001) y (FONDONORMA, 2006); considerando en el diseño la colocación de techos verdes, los cuales ofrecen bondades ambientales y la posibilidad de generar ingresos con la producción de sustancias naturales como por ejemplo las provenientes de la cosecha del aloe vera.

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo General

Proponer un diseño estructural sismorresistente del edificio principal de aulas del Ciclo Básico Experimental Núcleo de Cagua “Armando Mendoza” de la Facultad de Ingeniería de la UCV.

1.2.2. Objetivos Específicos

1. Realizar el diseño sismorresistente de la estructura de acuerdo con la norma COVENIN 1756-2001 con el uso del programa CSI ETABS.
2. Elaborar los planos de detalle de la estructura y los cálculos métricos del diseño propuesto.
3. Identificar el impacto que genera la implementación de techos verdes en la estructura de concreto armado del edificio.

1.3. Justificación de la investigación

La ampliación del núcleo de Cagua es una necesidad para la población estudiantil, docente y administrativa que hacen vida en este campus de estudio, por eso, es de relevancia realizar todo el cálculo estructural pertinente y de la forma más pronta posible.

Este aporte constituye un paso inicial para elaborar los proyectos de ingeniería sanitaria, eléctrica, mecánicas e instalaciones contra incendio para cada estructura, con el objetivo de armar progresivamente el proyecto total del núcleo.

También, cabe destacar que el edificio a diseñar será la estructura más importante y relevante en el contexto del proyecto de ampliación del núcleo, debido al uso, dimensiones de planta y altura del mismo.

Adicionalmente, este trabajo será una referencia y guía para futuros proyectos especiales de grado, enfocados a proponer diseños y cálculos estructurales, tanto en el proyecto de ampliación del núcleo como de otros proyectos.

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 que tengan estructuras que presenten grandes cargas en sus techos, indistintamente de cuál sea el origen de las mismas. Desde el ámbito profesional, se consolidará la preparación para afrontar proyectos estructurales en concreto armado desde sus primeras etapas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Realizar un análisis y diseño estructural sismorresistente implica llevar a cabo una serie de métodos y criterios técnicos que se encuentran establecidos en las normas Venezolanas y a través de los cuales se puede predecir el comportamiento de una estructura bajo la aplicación de diferentes tipos de acciones. Dichos procedimientos se realizan con el objetivo de alcanzar un diseño óptimo que satisfaga todos los requerimientos establecidos. A continuación se presentan las definiciones y métodos relacionados con el proceso en estudio, que resultan fundamentales para su comprensión:

2.1. 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 Bruce Bolt, quien localiza los sismos superficiales en la franja que va 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.

2.2. Sismicidad en Venezuela

De acuerdo a (Funvisis, 2002), Venezuela, se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, el movimiento de la placa Caribe hacia el este con respecto a la Suramericana (Figura 1) produce una actividad sísmica significativa (Figura 2).

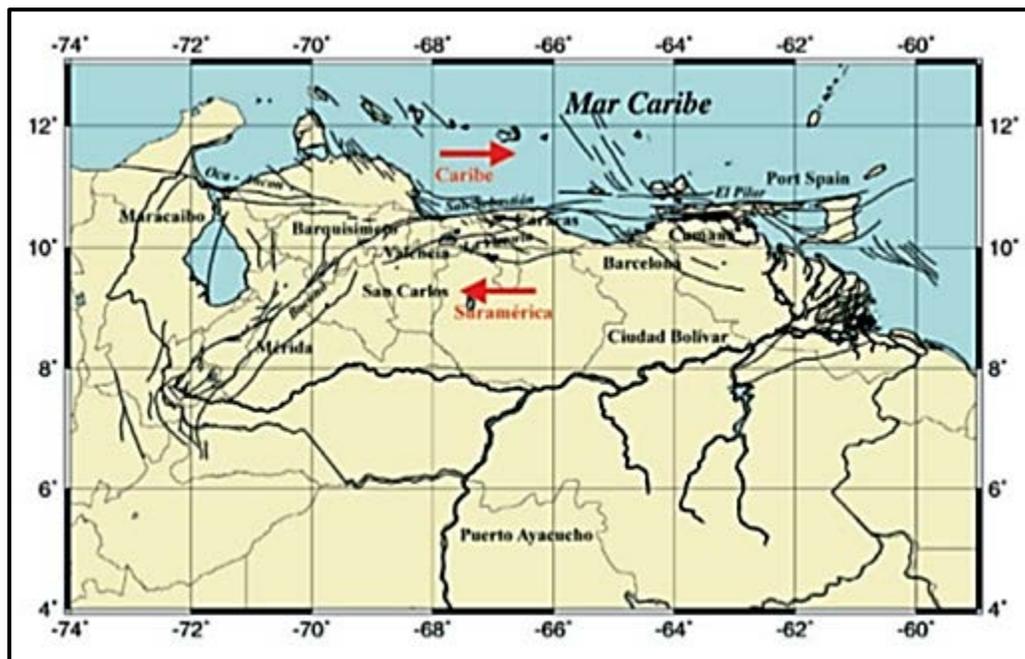
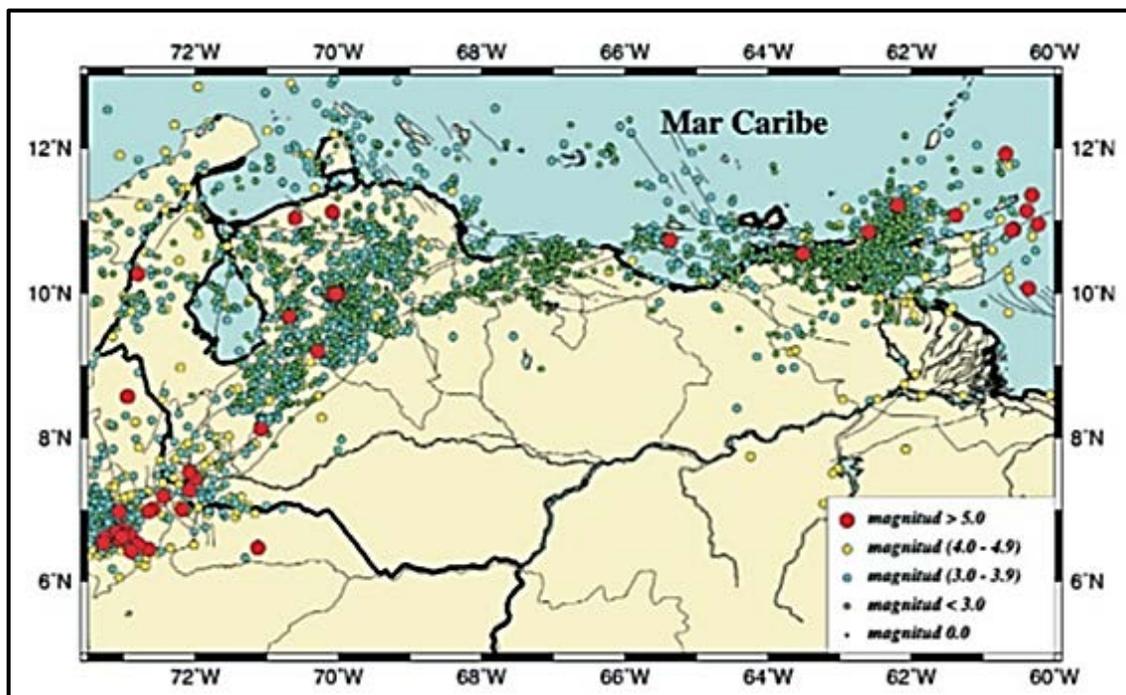


Figura 1. Mapa de Venezuela donde se muestra el sistema de fallas principales y la dirección de las placas.

Nota. Fuente: (Funvisis, 2002)

La zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana está conformada por tres sistemas de fallas, cuyo ancho promedio oscila alrededor de los 100 km. Estas fallas son la de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior), y son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido en el territorio nacional. Además, existen otros accidentes activos menores (Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otros), capaces de producir sismos importantes como los ocurridos en Churuguara, estado Falcón, durante los años 1964, 1966, 1970, 1976, 1980, 1986 y 1990.

La historia sísmica de nuestro país revela que a lo largo del período 1530-2002 han ocurrido más de 137 eventos sísmicos que han causado algún tipo de daño en poblaciones venezolanas (Figura 2). 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, 2002).



Otros terremotos, más cercanos en el tiempo, como el de Caracas en 1967, han determinado la toma de decisiones. A raíz de este evento, se decidió crear la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Funvisis), el 27 de julio de 1972 y Defensa Civil, institución que se ocupa de las acciones de salvamento y prevención. Más recientemente, el terremoto de Cariaco, en 1997, llevó a que Funvisis formalizara la creación del Programa Aula Sísmica “Madeleilis Guzmán” con el objetivo de reforzar la acción preventiva hacia la comunidad.

En resumen, en Venezuela siempre existe la posibilidad de que, en cualquier momento, se presente un evento sísmico, por esta razón se deben tomar medidas que contribuyan a preservar nuestra vida y bienes. (Funvisis, 2002).

2.3. 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.(Fernández, 1998) Y se describen a continuación:

- **Mecanismo de falla dúctil:** según (Fernández, 1998), 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 (Fernández, 1998).Estos mecanismos de falla ocurren principalmente por falta de detallado y conocimiento acerca del comportamiento de los materiales que conforman

a 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. Diseño estructural sismorresistente

Según lo establece (Hernandez, www.inesa-adiestramiento.com, 2008) 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 y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado, considerando ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto global; las limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución así como 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.

2.4.1 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 (Hernandez, Inesa Adiestramiento c.a., 2013). De acuerdo a esto y a lo establecido en el Capítulo 8 de la norma (COVENIN, 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 incurrieren 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 permitan la transmisión de las solicitaciones debidas a sismos.

2.5. 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, 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 (Park & Paulay, 1988)

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 (Park & Paulay, 1988)

2.6. 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.(Salina, 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.(Salina, 2007)

2.6.1 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 (Goytia Torrez & Villanueva Inca, 2001).

2.6.2 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 (Goytia Torrez & Villanueva Inca, 2001)

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.

2.6.3 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 & Villanueva Inca, 2001).

2.6.4 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 (1990). El método SRSS, Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados. El método de La suma de valores absolutos, ABS

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

2.6.5 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. 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.

2.7. Zonificación sísmica en Venezuela

Tal y como se aprecia en el siguiente mapa (Figura 3) de zonificación sísmica, y de acuerdo a lo establecido en la Norma (COVENIN, 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.

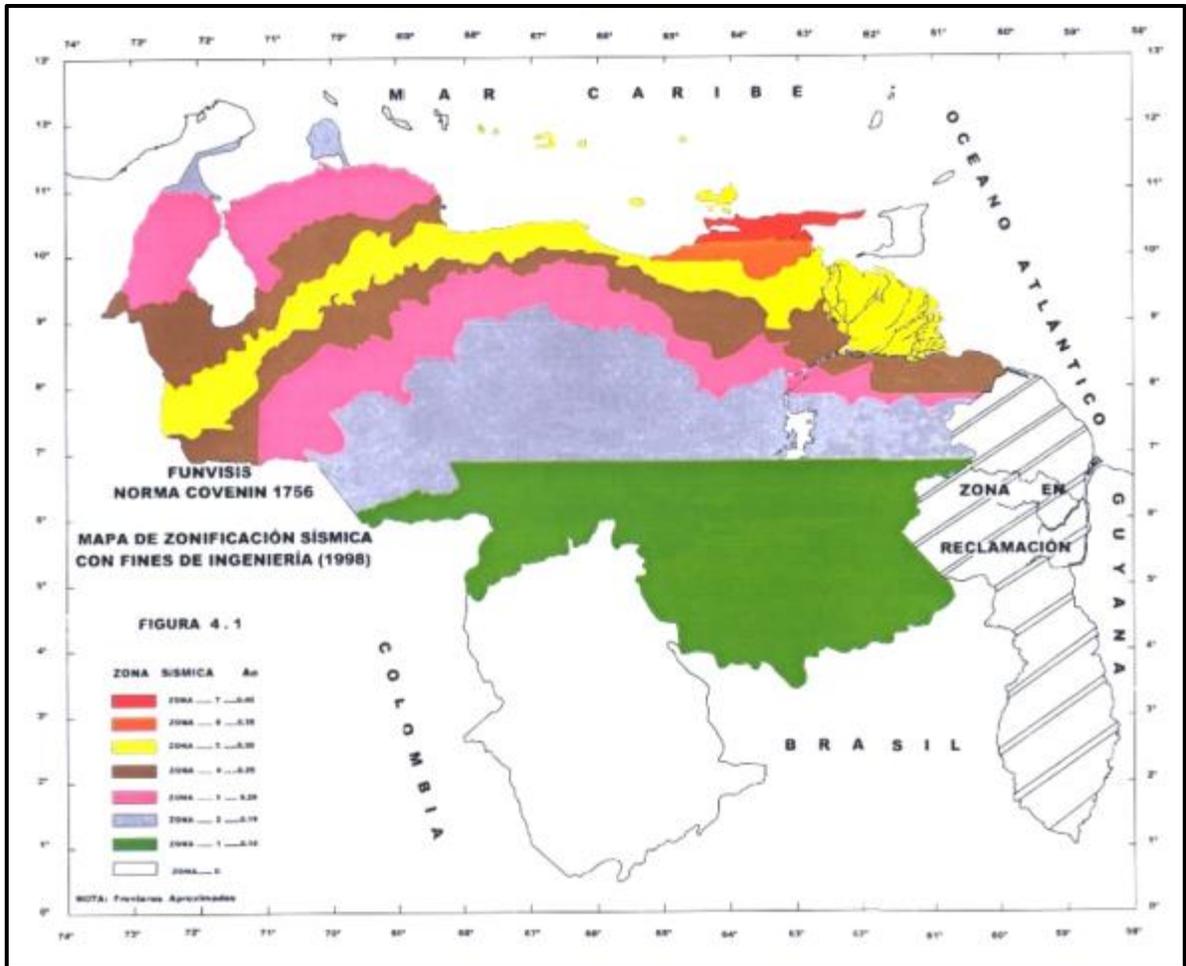


Figura 3. Zonificación Sísmica de Venezuela
 Nota. Fuente: (COVENIN, 2001)

2.8 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

Nota. Fuente:(COVENIN, 2001)

(a) Si $A_o \leq 0.15$, úsese 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 $A_o \leq 0.20$ úsese S3

2.9 Clasificación de edificaciones

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

2.9.1 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 educacionales.
 - Edificaciones que puedan poner en peligro alguna 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 3 000 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

Nota. Fuente: (COVENIN, 2001)

2.9.2 Según el nivel de diseño

La selección del Nivel de Diseño se hará con arreglo a la siguiente Tabla 3, en donde se indica que es válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 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 (**)

Nota. Fuente: (COVENIN, 2001)

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

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

2.9.3 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, 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 IIIa 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.

2.9.4 Según la regularidad de estructura

- **Edificaciones regulares:** de acuerdo a (Dowrick, 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, 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

2.10 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, 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

Nota. Fuente:(COVENIN, 2001)

2.11 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, 2001) sobre edificaciones sismorresistentes establece una serie de parámetros definidos en las Tabla 5, y Tabla 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)

Nota. Fuente:(COVENIN, 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)

Nota. Fuente:(COVENIN, 2001)

2.12 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, 2001) el desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i (Ecuación 1), se calculará como:

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

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 (Ecuación 2), a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

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

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. El cociente que sigue, no excederá en ningún nivel los valores dados en la Tabla 7:

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

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

Nota. Fuente (COVENIN, 2001)

2.13 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. (Marinilli, 2014)

Para cumplir con ellos 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 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(Marinilli, 2014).

2.14 Programas de análisis estructural

Según (Salina, 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 4, se presenta un esquema del desarrollo de las operaciones de un programa de análisis estructural.

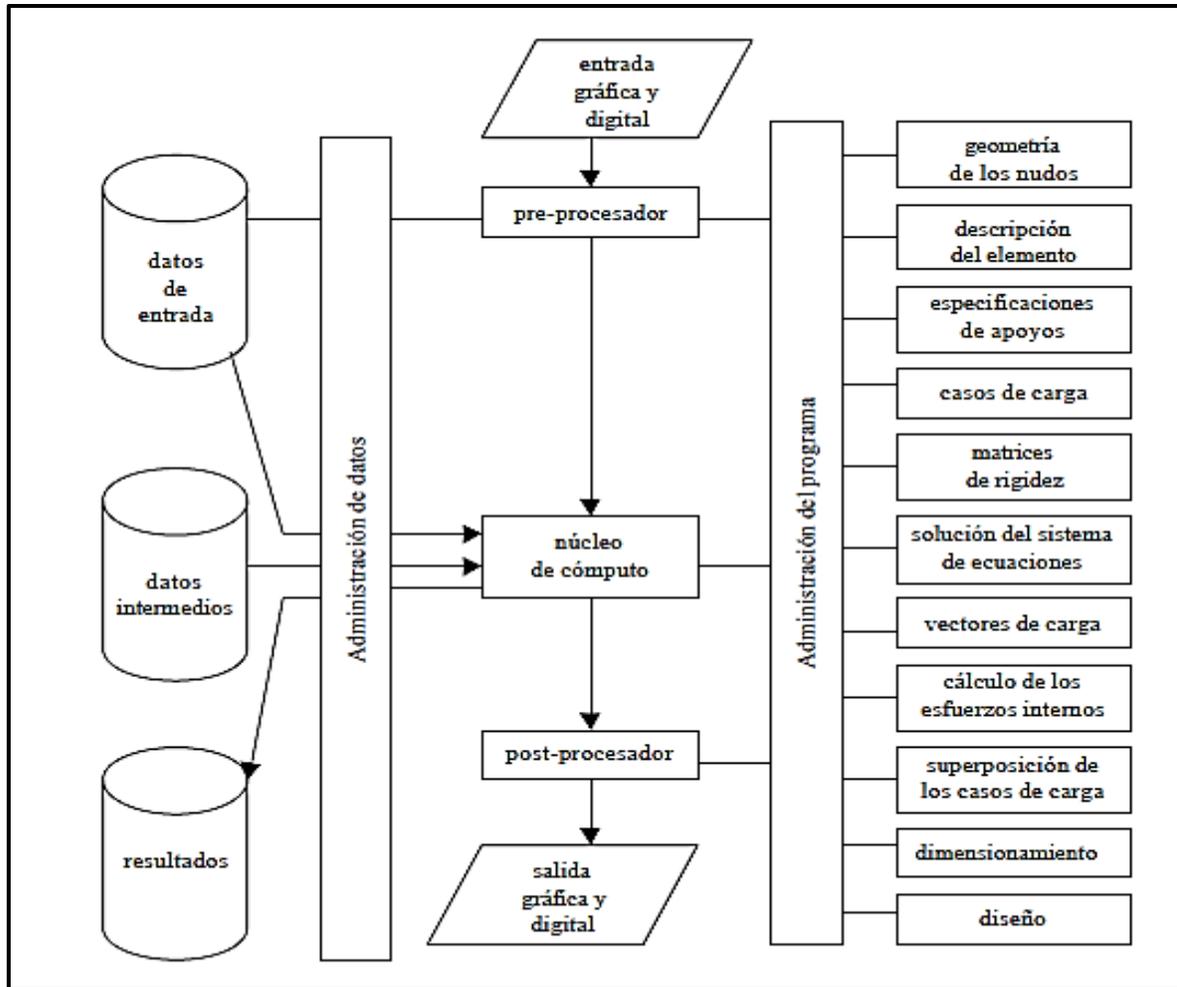


Figura 4. Esquema de desarrollo de operaciones de un programa de análisis estructural

Nota. Fuente: (Salina, 2007)

En este caso de estudio se utilizó el software ETABS V 13, con el cual se realizaron todos los elementos del análisis y calculo estructural de este trabajo especial de grado.

2.15 ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems)

De acuerdo a (Hernandez, , 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 y sencillo 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.
- Entre otras

2.16 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.
- **Cypcad 2015:** para el detallado estructural de elementos tipo viga y tipo columna.

2.17 Techo verde

Es aquel considerado como el techo o azotea de un edificio que esta total o parcialmente cubierto por vegetación, ya sea en suelo o en un medio de cultivo específico. Estos techos vienen de la mano con las nuevas tecnologías ecológicas que buscan mejorar el hábitat y ahorrar energía. Entre sus ventajas están:

- Mejoran la climatización del edificio.
- Producen oxígeno y disminuyen la huella de carbono del edificio
- Evitan inundaciones
- Sirven como aislantes acústicos
- Producen gratos efectos estéticos y psicológicos
- Se integran con el paisaje.

Desde el punto de vista estructural se debe considerar como carga permanente en el peso total del techo, así como también considerar el peso del sustrato en el estado de saturación de agua y un peso estimado de la vegetación a su máximo desarrollo. (Cseweryn Z. , 2012).

2.17.1 Tipos de techo verde

- **Intensivos:** se consideran como jardines convencionales; son accesibles y tienen sustratos espesos que alojan una variedad de plantas, desde comestibles y arbustos,

hasta árboles (Agencia de Protección Ambiental del Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires, 2009). La Figura 5, muestra un ejemplo de un techo verde intensivo.



Figura 5. Ejemplo de techo verde del tipo Intensivo

Nota. Fuente: (Cseweryn Z. , 2012)

Los techos intensivos requieren que la capa del sustrato sea mayor de 30 cm., lo que aumenta el peso del sistema. Además, el costo de instalación y el mantenimiento son elevados ya que se requiere riego, fertilización y poda constante. Se procura que este tipo de sistema se realice en construcciones nuevas, ya que es necesario un cálculo estructural detallado debido a que el peso del sistema es superior a los 250 kg/m^2 , hasta los 400 Kg/m^2 (Cseweryn Z. , 2012).

- **Semi-intensivos:** estos sistemas que se observan en la Figura 6, se consideran intermedios, debido a que el espesor del sustrato oscila entre los 12 y 30 cm., lo que disminuye la selección de especies vegetales en comparación con el sistema intensivo, aunque brinda más posibilidades que el sistema extensivo. Requieren mantenimiento regular. El peso aproximado del sistema es entre 120 y 250 kg/m^2 (Cseweryn Z. , 2012).



Figura 6. Ejemplo de techo verde del tipo Semi-intensivo

Nota. Fuente: (Genner Villarreal, 2013)

- **Extensivos:** estos sistemas son de bajo mantenimiento y generalmente se instalan en lugares inaccesibles.

A menudo se plantan en ellas especies con poco requerimiento de humedad, con solo 5 a 15 cm. De sustrato y suelen subsistir con agua de lluvia. La vegetación es de bajo porte, usando generalmente especies endémicas o adaptadas a las condiciones ambientales. Por ello su mantenimiento es mínimo. El peso aproximado del sistema oscila entre 60 y 140 kg/m²(Cseweryn Z. , 2012). Así, esta clase de cubierta verde es la más apta para ser utilizada en construcciones existentes, ya que se necesitan mínimos refuerzos en la estructura para soportar el peso adicional (Figura 7).



Figura 7. Ejemplo de techo verde del tipo Extensivo
Nota. Fuente: (Weebly, 2012)

2.17.2 Costos de un techo verde

Según (Olivares, 2007) el costo de instalación de un techo verde es de un 25 a un 50% más alto que el de un techo tradicional. Esto es porque su instalación requiere de varios aspectos:

- Mayor capacidad de carga de la estructura que soportará el techo verde, debido al peso adicional de las plantas, tierra, humedad acumulada y mecanismos de protección y desagüe.
- El costo mismo del sistema y de la instalación de las capas del techo verde.
- Costo de las plantas, abonos y mobiliario requerido.

A la larga sin embargo, la instalación de dicho techo también traerá los siguientes beneficios económicos:

- Reducción en el costo de impermeabilización y mantenimiento estructural del techo tradicional (el techo verde prolongará su vida de 50 a 100% debido a que lo protege del medio ambiente)

- Reducción en el consumo de agua de las zonas aledañas, debido al reciclaje de dicho líquido a través de la recolección y filtración por medio del techo verde.
- Reducción de costos de calefacción y aire acondicionado del edificio (el techo verde actúa como un colchón de clima, que conserva el calor en invierno, y mantiene fresco el ambiente interior en verano).

2.18 Reseña de Núcleo Armando Mendoza, Facultad de Ingeniería UCV

Ubicado en la población de Cagua, Estado Aragua; es un núcleo de la facultad de ingeniería de la Universidad Central de Venezuela, el mismo fue inaugurado en febrero de 1979 con una matrícula de 100 alumnos. Hasta el año 2009 actuó únicamente como ciclo básico de Ingeniería, a partir de ese año se incorporó la carrera de pregrado Ingeniería de Procesos Industriales, la cual fue creada con el fin de formar profesionales capacitados y especializados en esa área y así satisfacer la demanda en el ámbito laboral de la región central del país. De acuerdo a (Bravo, 2012) desde los inicios del núcleo aún más hoy, se ha experimentado un crecimiento constante en su matrícula de alumnos y ha mantenido la misma planta física. Lo que ha llevado a una merma en la calidad de los servicios y la educación en general. Este rápido crecimiento estudiantil se puede observar en la Tabla 8 y en la Figura 8.

Tabla 8. Incremento de matrícula estudiantil del núcleo de Cagua UCV.

Período Académico	Nro. Estudiantes Regulares	Incremento de Matrícula (Nro. Est.)	Tasa de Incremento Anual (%)
2006-2007	290	-	-
2007-2008	320	30	10
2008-2009	410	90	28
2009-2010	460	50	12
2010-2011	620	160	35
2011-2012	800	180	29
Incremento de Matrícula en los últimos 5 años		510	-
Tasa promedio de Incremento Interanual			23

Nota. Fuente: Control de Estudios FIUCV

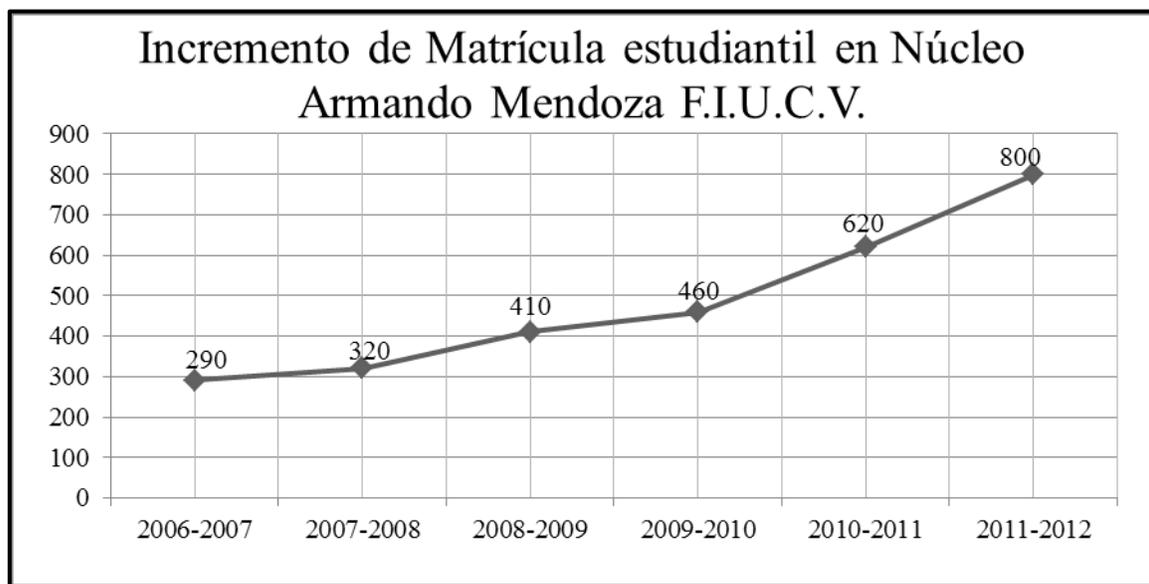


Figura 8. Aumento Población Estudiantil FIUCV (2006-2012)

Nota. Fuente: Control de Estudios FIUCV

Debido a lo antes expuesto se requiere no sólo del reacondicionamiento de lo existente, sino también la construcción de nuevos espacios como aulas de clase, laboratorios, salas de computación, baños, sala de estudios, entre otros.

2.19 Proyecto de ampliación y reacondicionamiento del núcleo de Cagua

En base a la problemática expuesta anteriormente y gracias a la gestión de profesores involucrados con la dirección y desarrollo del núcleo, se ha desarrollado propuesta de reacondicionamiento y ampliación del núcleo de Cagua a través del trabajo especial de grado “Reacondicionamiento del núcleo Armando Mendoza facultad de ingeniería UCV. Cagua, edo. Aragua” realizado por el arquitecto Edgar A. Pérez T. Bajo la tutoría de la arquitecta Sinay Toro en la Universidad Nueva Esparta, extensión Maracay.

Dentro del conjunto de elementos que comprenden el proyecto global, el caso de estudio es el 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. A continuación se muestran las vistas esquemáticas de la propuesta global (Figura 9 a la Figura 14) y del caso de estudio:

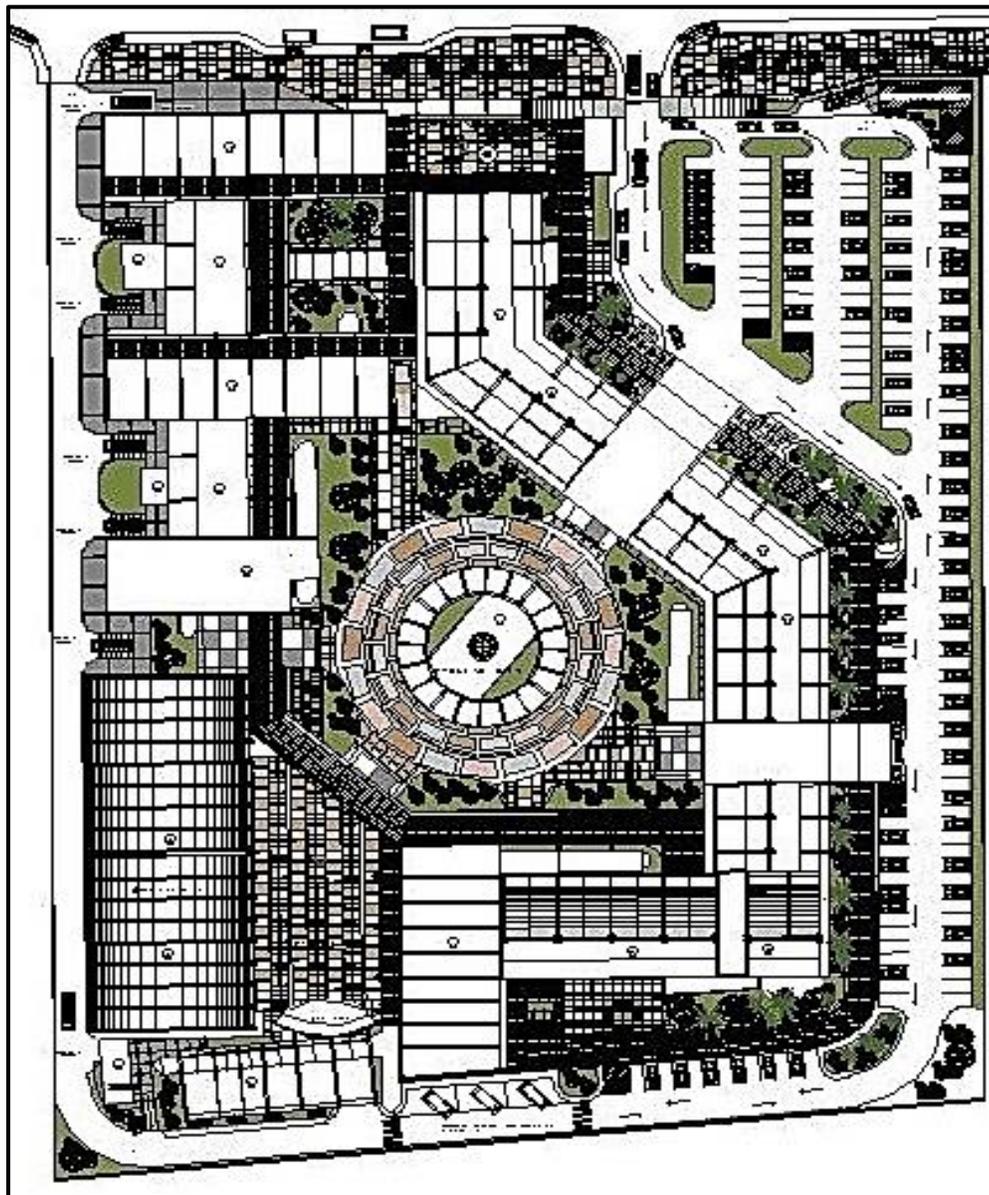


Figura 9. Propuesta Planta conjunto núcleo Armando Mendoza
Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)

- 1) Dirección general y administración (500m²)
- 2) Centro de atención al estudiante
- 3) Centro de actividades prácticas (talleres) (instalación existente 1.302,4m²)
- 4) Áreas de servicios generales (630m²)
- 5) Auditorio principal (600m²)
- 6) Comedor general (630m²)
- 7) Dirección de deportes (270m²)
- 8) Campo deportivo (instalación existente) (1.489,9m²)
- 9) Centro de investigaciones (728m²)
- 10) Aulas de la facultad (2800) construcción total de todos los niveles
- 11) Plazas y áreas de esparcimiento
- 12) Estacionamiento

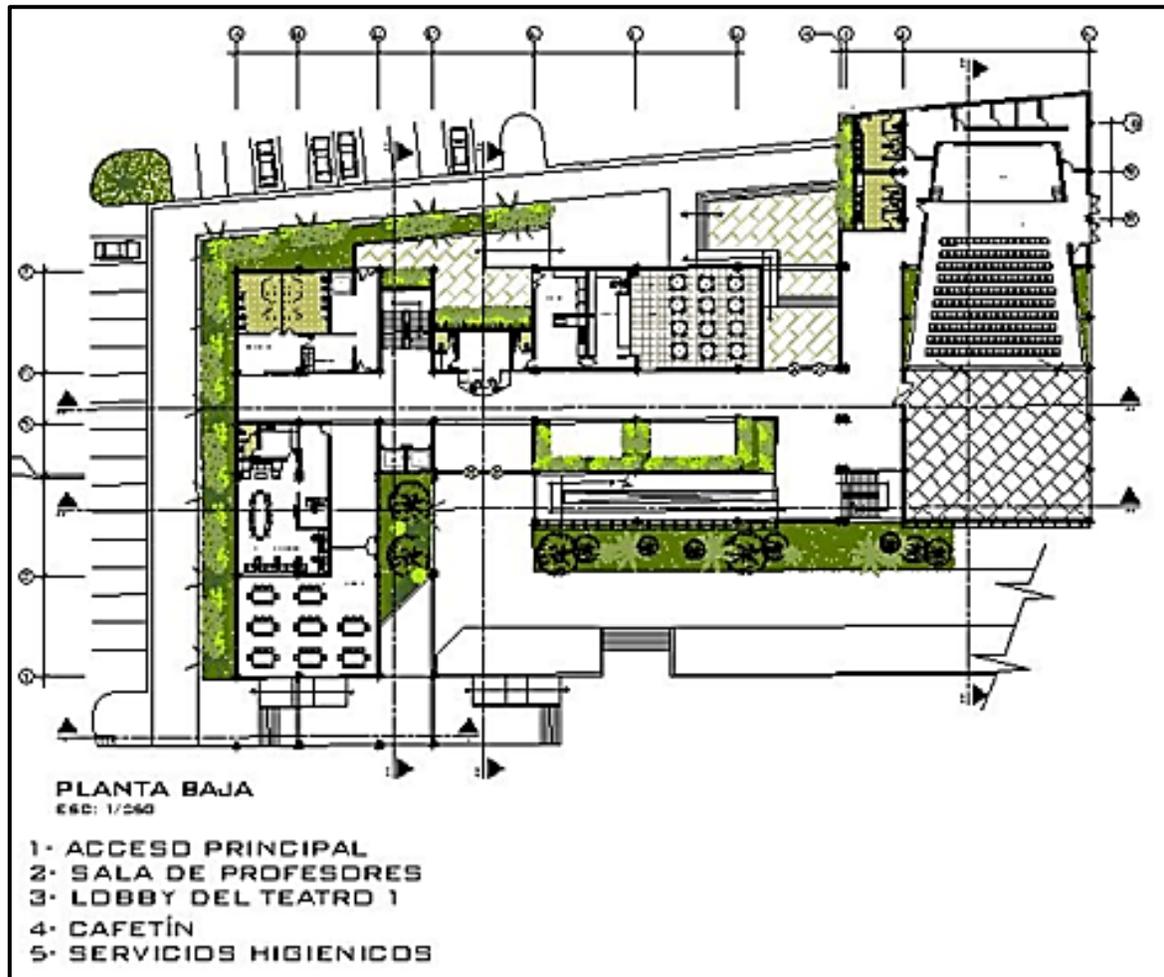


Figura 10. Edificio 3, formación académica (planta baja)

Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)

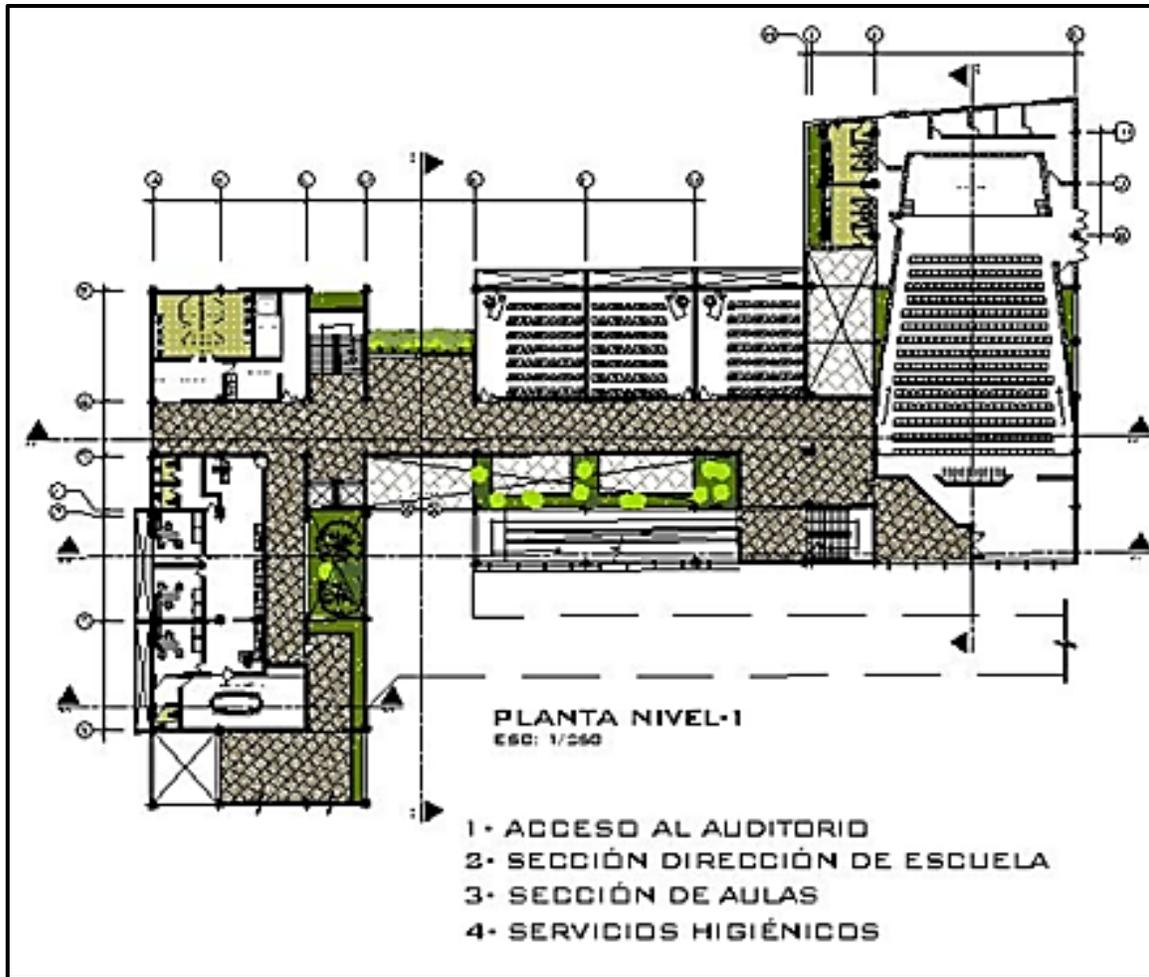


Figura 11. Edificio 3 Formación Académica (Planta Nivel 1)

Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)

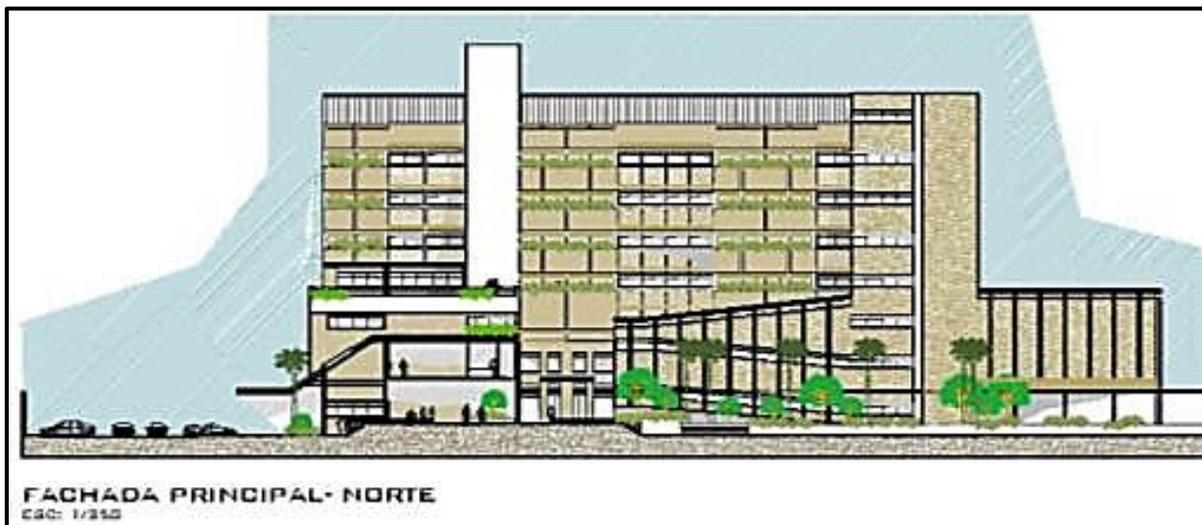


Figura 12. Edificio 3 Formación Académica Fachada principal norte

Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)



Figura 13. Edificio 3 Formación Académica Fachada posterior sur
Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)



Figura 14. Edificio 3 Formación Académica Fachada lateral oeste
Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)



Figura 15. Edificio 3 Formación Académica Fachada lateral este
Nota. Fuente: (Pérez T., 2013)

2.20 Normativas y códigos de diseño aplicados en la realización de la Tesis Especial de Grado

- COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sismorresistentes”
- COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.
- FONDONORMA 1753-2006 “Estructuras de Concreto para Edificaciones. Análisis y Diseño”.
- ACI 318-08 “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary”

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

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

Este trabajo se desarrolló de acuerdo las bases de una investigación del tipo proyectiva (proyecto factible) con el objetivo de ser aplicada. También según (Dankhe, 1986), es una investigación aplicada ya que persigue fines más directos e inmediatos para solventar un problema, aplicando una serie de métodos y parámetros establecidos y normalizados en la región de estudio.

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.

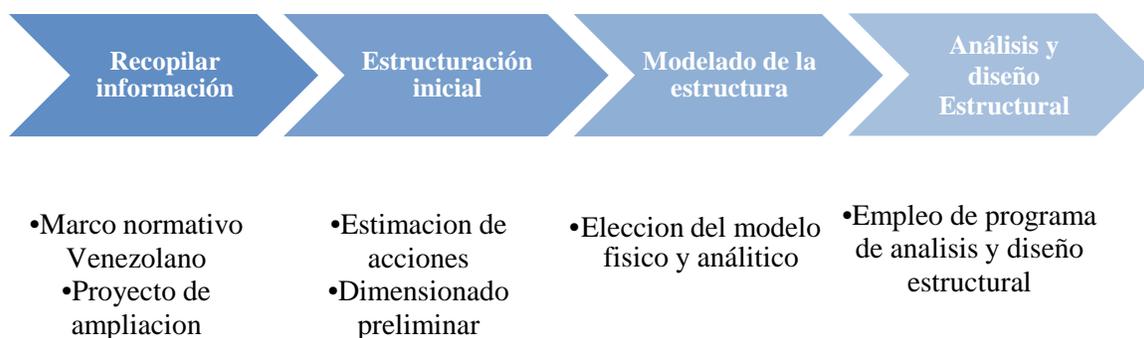


Figura 16. Etapas del diseño de la investigación
Nota. Fuente: Propia

3.3 Recopilación de información sobre el proyecto

Previo a iniciar el proceso de diseño estructural, se necesita tener como punto de partida el diseño y demás especificaciones arquitectónicas de la estructura a calcular, por lo cual fue necesario hacer una documentación y posterior revisión del proyecto de ampliación del Núcleo de Cagua, en el cual se encuentran la mayoría de dichos elementos. La información más relevante a recabar es la siguiente:

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

3.4 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.

3.5 Clasificación de edificación según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural

De acuerdo al Capítulo 6 de la norma (COVENIN, 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

3.6 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, por

3.6.1 Acciones gravitacionales

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

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

3.6.2 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, 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

3.7 Diseño de losas

Debido a que el programa ETABS 13 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.

3.8 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 incurrieren 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 del punto 3.0.2.1 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 13 evalúa cada elemento estructural haciendo uso de la condición más desfavorable para ese elemento según las diferentes combinaciones definidas a continuación:
 - UDCon1: $1.4 PP + 1.4 SCP$
 - UDCon2: $1.2 PP + 1.2 SCP + 1.6 CV$
 - UDCon3: $1.2 PP + 1.2 SCP + 1 CV + 1SX + 0.3SY + (PP+SCP)*Sv$
 - UDCon4: $1.2 PP + 1.2 SCP + 1 CV + 1SY + 0.3SX + (PP+SCP)*Sv$
 - UDCon5: $0.90 PP + 0.90 SCP + 1SX + 0.3SY + (PP+SCP)*Sv$
 - UDCon6: $0.90 PP + 0.90 SCP + 1SY + 0.3SX + (PP+SCP)*Sv$Cabe destacar que se incorpora una componente sísmica vertical (Sv) dada por la expresión $Sv = (0,2\alpha\phi\beta A_o)CP$

3.9 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 necesario 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.

3.10 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:

3.10.1 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.

3.10.2 Revisión de las masas participativas por modo de vibración

Según lo establecido en la norma venezolana (COVENIN, 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 13 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.

3.10.3 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.

3.10.4 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.

3.10.5 Revisión de derivas inelásticas

La norma venezolana (COVENIN, 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:

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

Ecuación 4. Deriva inelástica

Por lo tanto con los valores de deriva elástica por nivel proporcionado por ETABS 13 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.

3.11 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, 2006) en el capítulo 18 “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 sollicitaciones de diseño debido a acciones sísmicas de acuerdo a la

Norma Venezolana (COVENIN, 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.

3.11.1 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.

3.11.2 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 13 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 13 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 sollicitaciones sísmicas, por lo que no hay esa única relación Viga/Columna responsable de la resistencia del pórtico.

3.12 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, 2001) y en cumplimiento de los requisitos adicionales para el nivel de diseño 3, establecido en la norma (FONDONORMA, 2006).

3.13 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.

3.14 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.

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 Descripción general de la estructura

La configuración planteada es de una estructura aporticada en concreto armado de 7 niveles, más dos niveles de servicio (Sala de máquinas y techo de sala de máquinas), en general presenta las siguientes características:

- Tipo de estructura: aporticada en concreto armado
- Dimensiones de planta: 54,00 m de largo por 22,50m de ancho
- Uso: educacional (Aulas)
- Metros cuadrados de construcción: 7.100m²
- Alturas de entrepiso: 4m PB, 3.50m niveles intermedios, 2,50m sala de maquinas
- Núcleos de circulación vertical: 1 núcleo para 2 ascensores y 1 núcleo de escaleras
- Acabado de la estructura: concreto en obra limpia
- Mampostería: bloques de arcilla de diferentes espesores

4.2 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 (Figura 17):

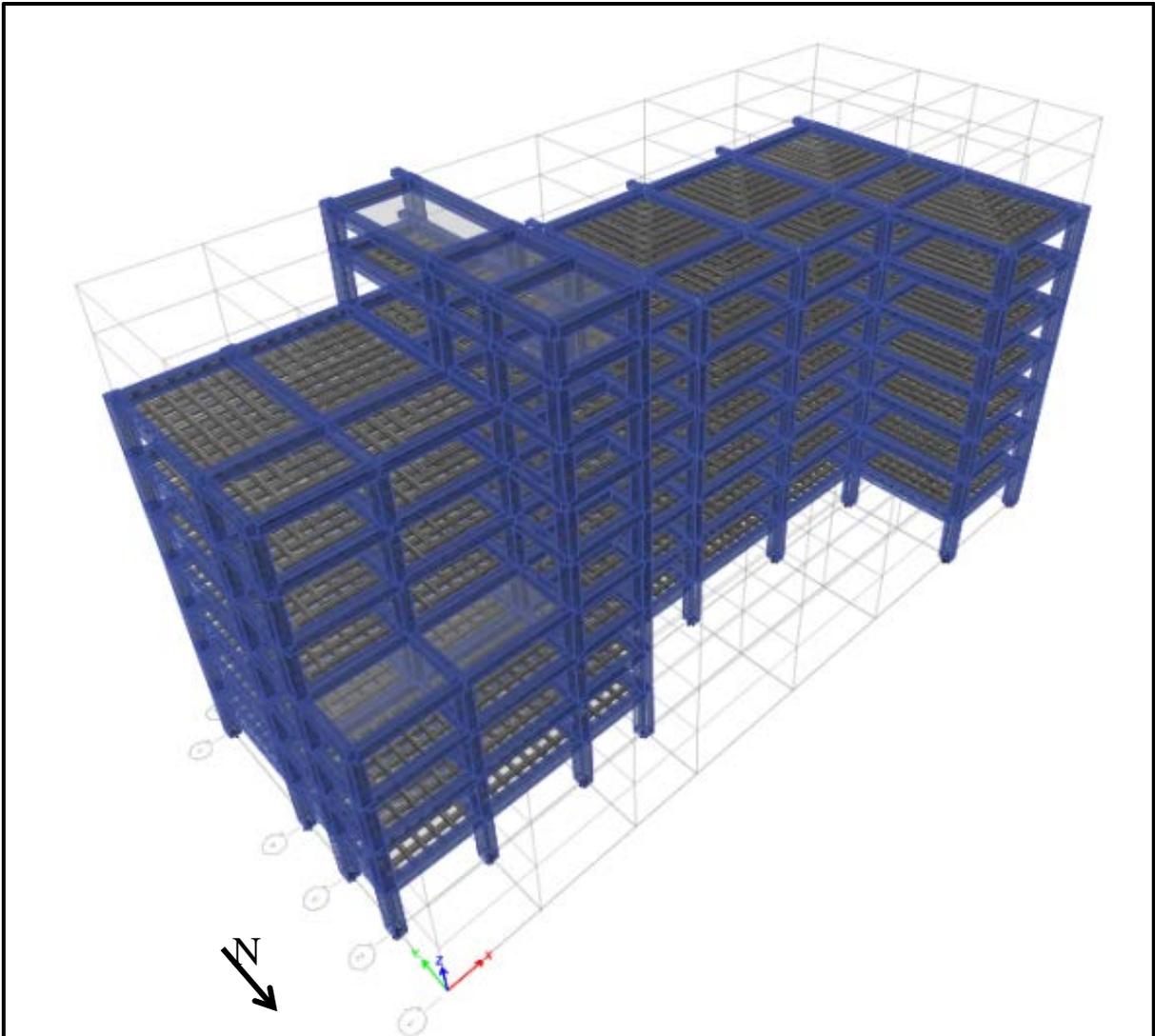


Figura 17. Vista 3D Fachada Norte
Nota. Fuente: Elaboración propia

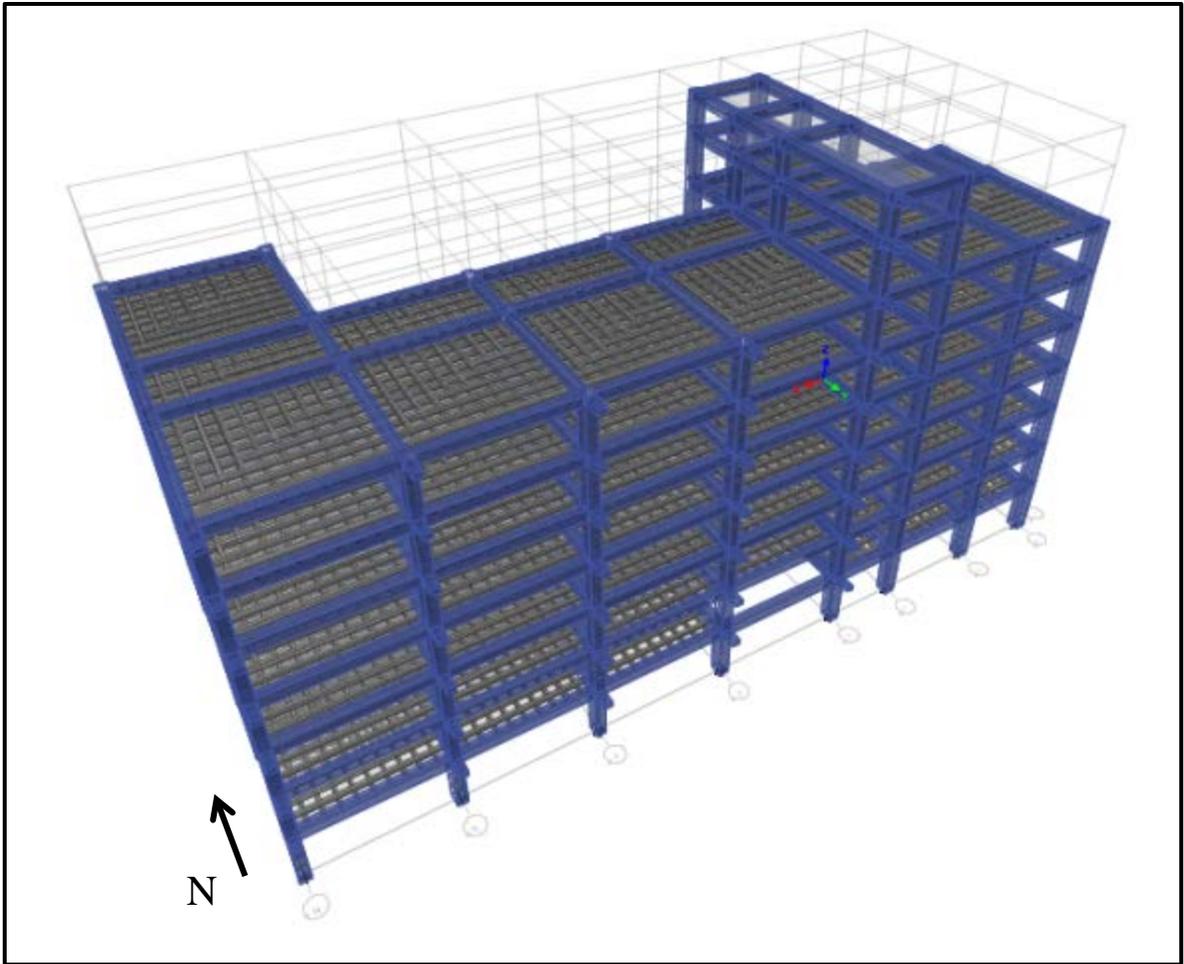


Figura 18. Vista 3D Fachada Sur

Nota. Fuente: Elaboración propia

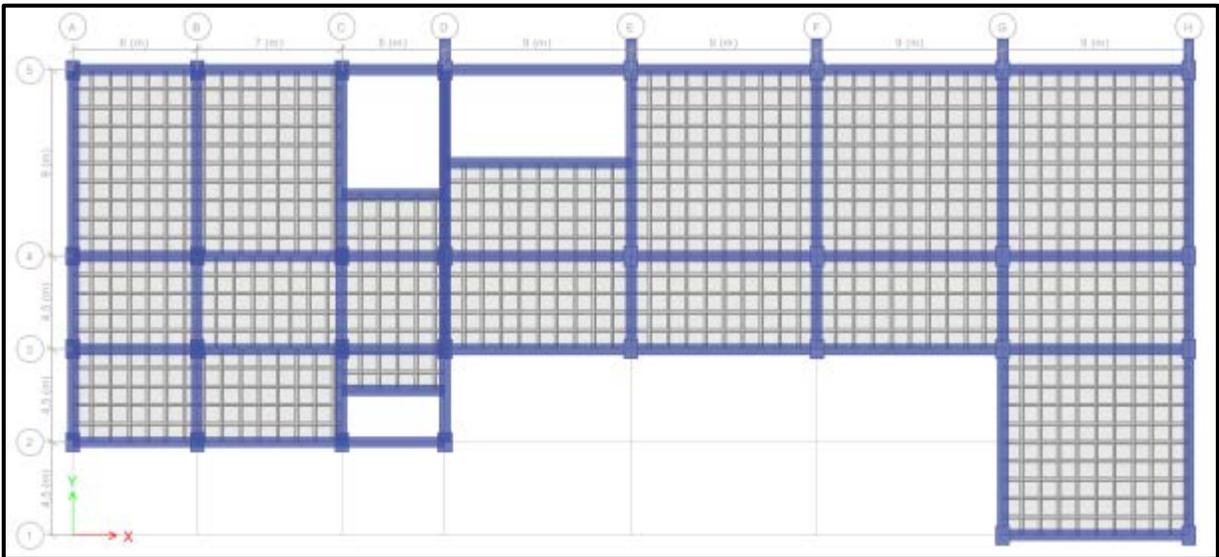


Figura 19. Planta tipo (Nivel 1)

Nota. Fuente: Elaboración propia

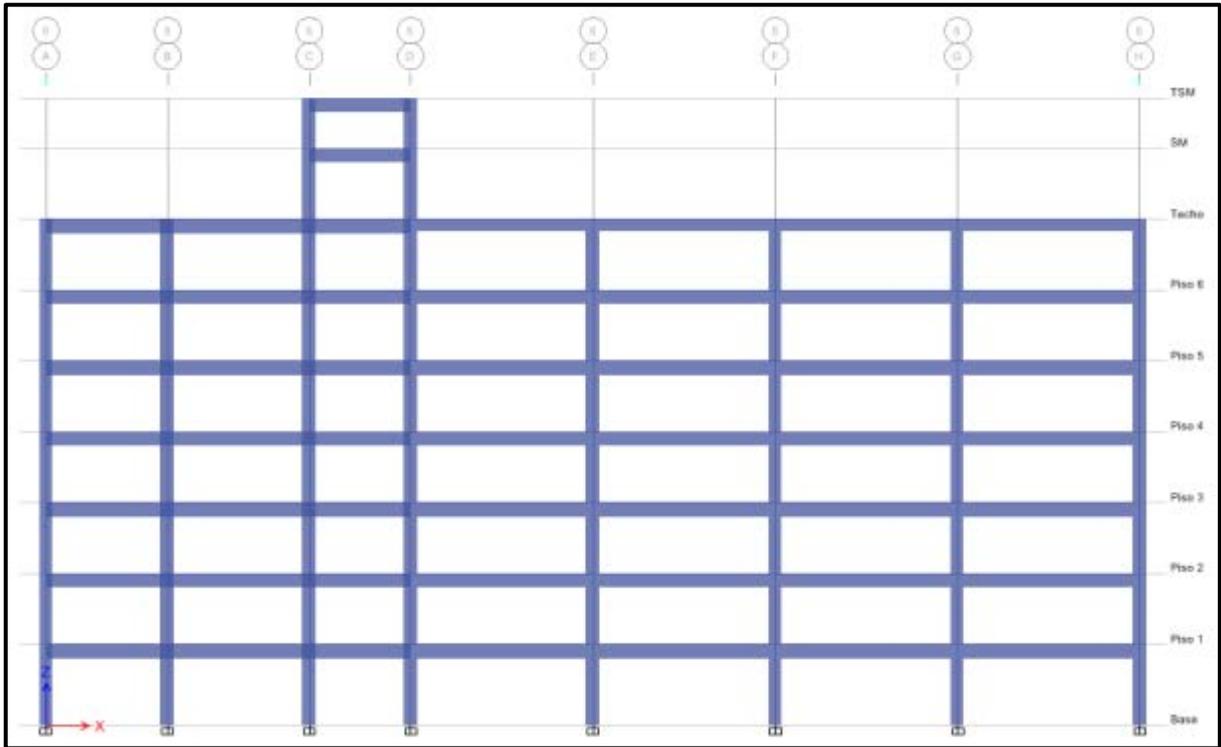


Figura 20. Pórtico 5

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.3 Usos por planta

Cada planta de la estructura a diseñar presenta diferentes zonas con usos particulares (Tabla 9 y Figura 21, Figura 22 y Figura 23), como se muestran a continuación.

Tabla 9. Zonas de la Edificación

Zona	Uso
Z1	Aulas
Z2	Oficinas
Z3	Pasillos
Z4	Escaleras
Z5	Área de Servicio
Z6	Sala de Maquinas
Z7	Techo Verde
Z8	Techo

Nota. Fuente: Elaboración propia

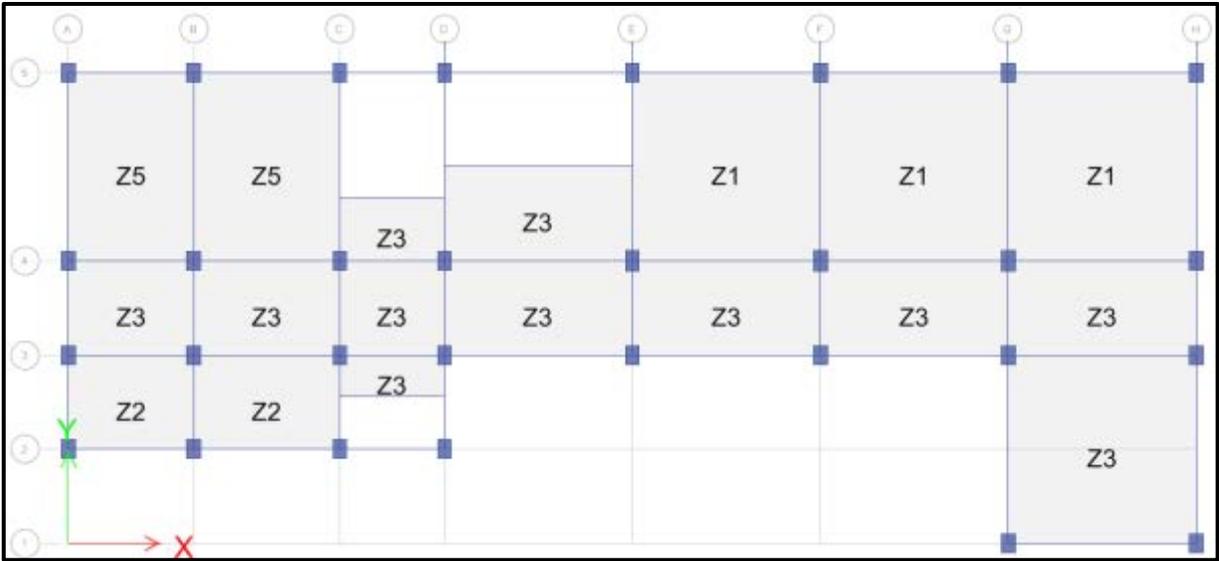


Figura 21. Zonas de la Edificación (Nivel 1 al 4).

Nota. Fuente: Elaboración propia

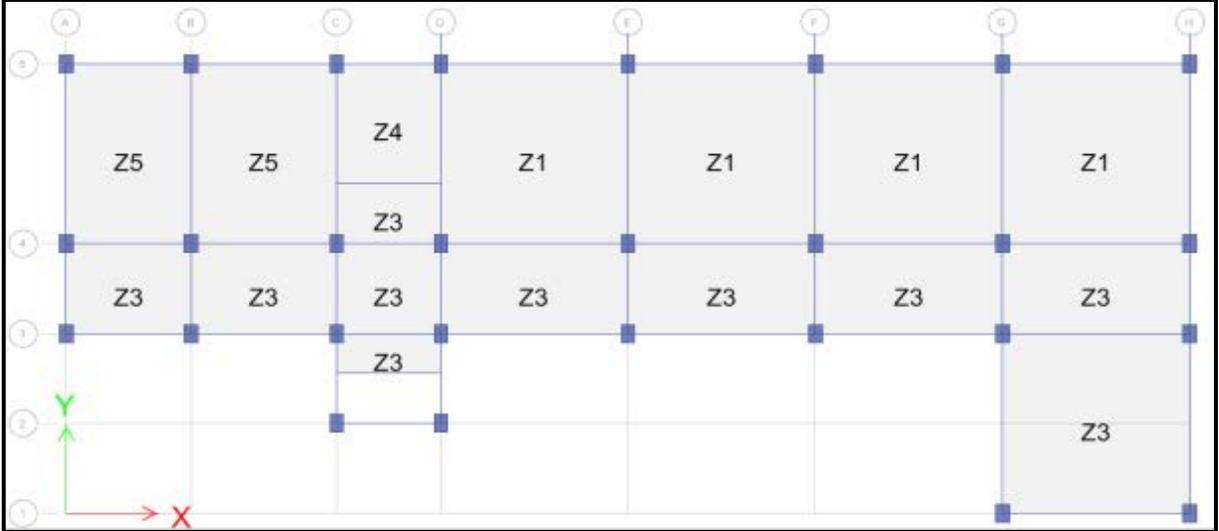


Figura 22. Zonas de la Edificación (Nivel 5 y 6).

Nota. Fuente: Elaboración propia

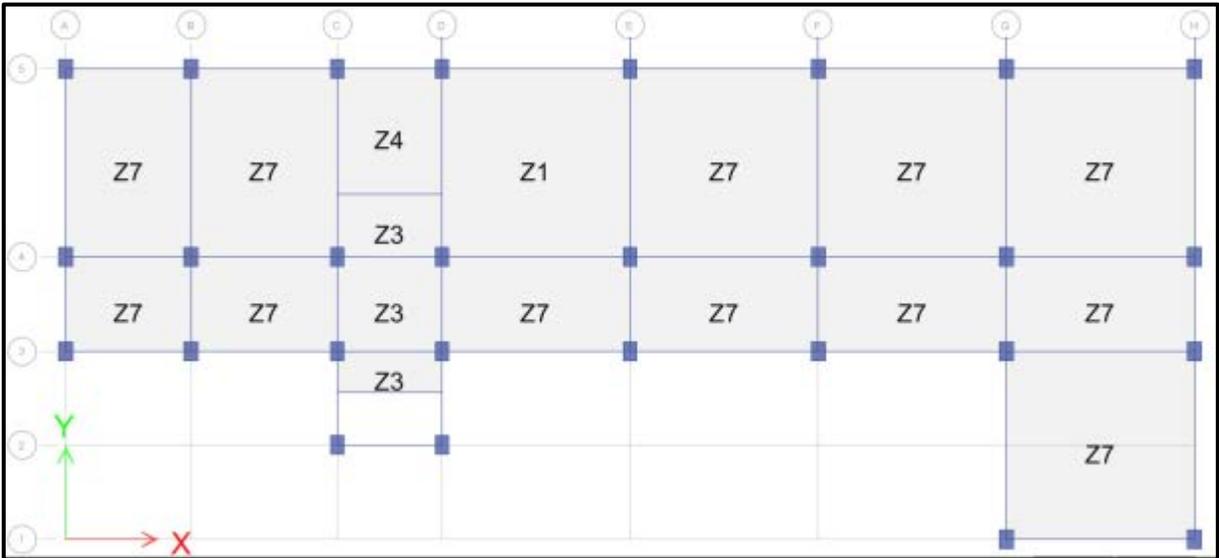


Figura 23. Zonas de la Edificación (Nivel techo verde)

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.4 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 cual se realizaron 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. Para el estudio se ejecutaron 3 perforaciones, y de los sondeos realizados se verifico que la perforación **P-02** presento 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 alcanzo 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 anexos se encontrara el informe completo.

4.5 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 $f_c' = 300 \text{ kgf/cm}^2$ para la estructura. 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 $f_c' = 250 \text{ kgf/cm}^2$ para las fundaciones.
- Barras de refuerzo con esfuerzo cedente igual a $F_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

4.6 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 3, 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 además los dos núcleos de circulación vertical orientados hacia al ala Este de la estructura producen un comportamiento inadecuado durante el análisis sísmico, en el siguiente esquema (Figura 24) se observa el centro geométrico de cada nivel, donde se observa la inclinación hacia el lado este de la estructura.

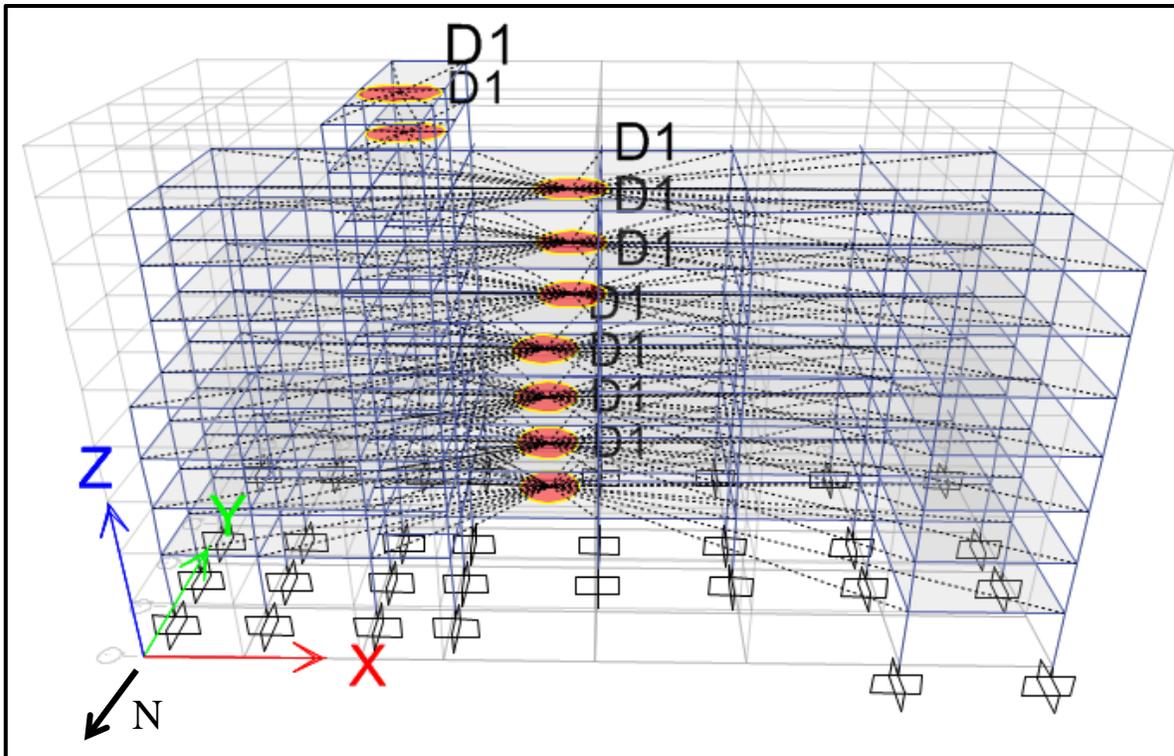


Figura 24. Esquema de centros geométricos de diafragmas rígidos.

Nota. Fuente: elaboración propia

Adicional a esto como se puede observar en la Figura 25, la estructura tiene una configuración irregular del lado Este de la misma, posee una concentración de masas producto del núcleo de escaleras, además tiene los primeros 4 niveles más amplios que los niveles superiores (58,50 metros cuadrados adicionales por nivel) y se encuentra el núcleo de ascensores y escaleras con 2 niveles adicionales.

Estos factores producen 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 2 plantas (Edificio Este y Edificio Oeste) 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.

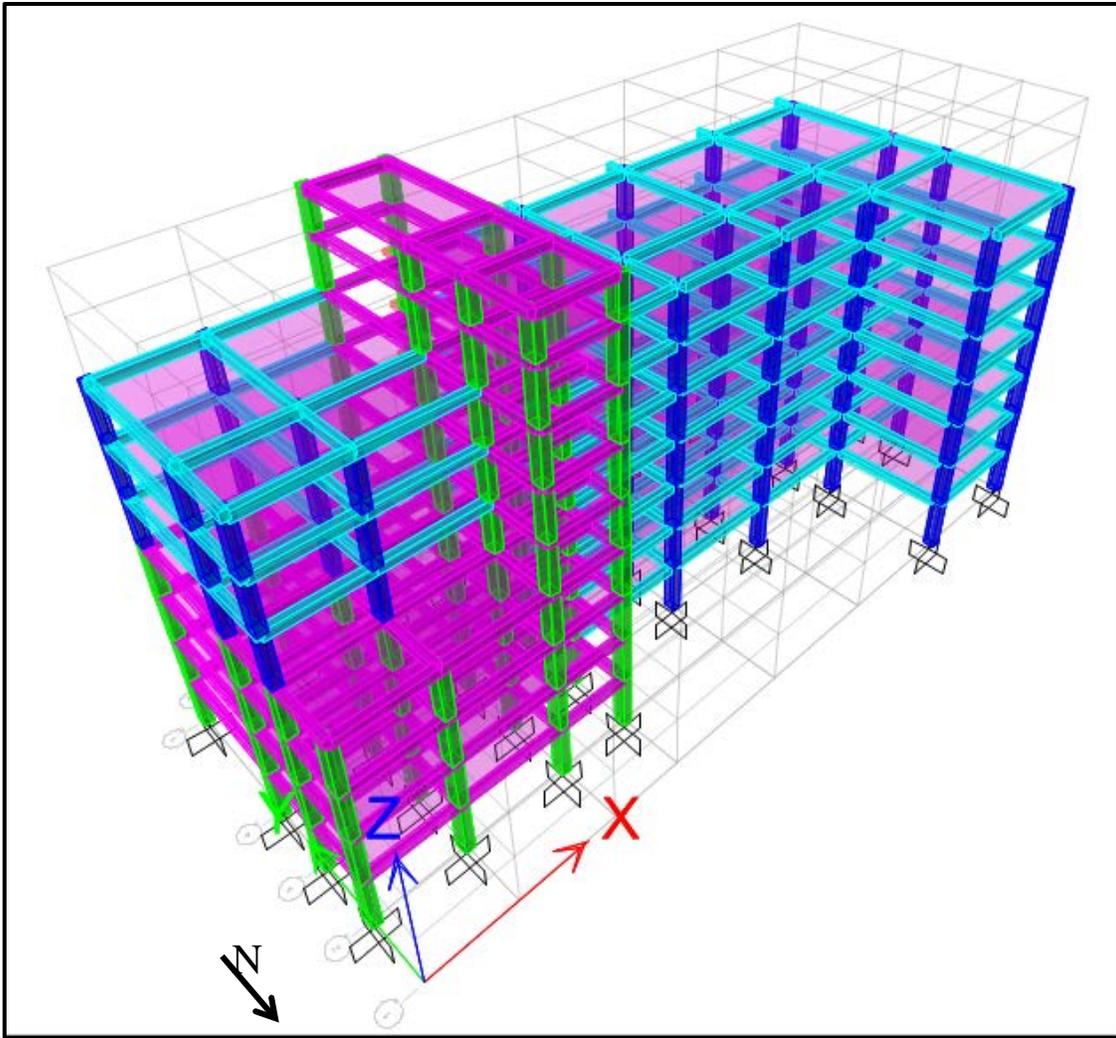


Figura 25. Elementos Irregulares en ala Este de estructura

Nota. Fuente: elaboración propia

A continuación en la Figura 26 y Figura 27, se muestra la configuración estructural planteada luego de la división de las plantas:

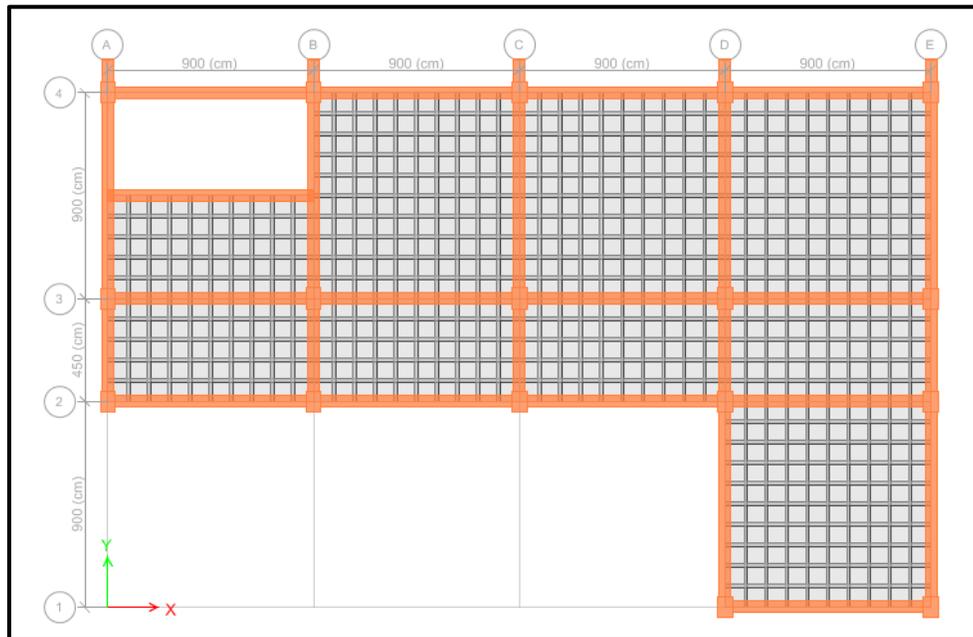


Figura 26. Planta de nueva configuración (Edificio Oeste)

Nota. Fuente: elaboración propia



Figura 27. Planta de nueva configuración (Edificio Este)

Nota. 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 13 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, y en el caso de los techos verdes las que implican la implementación del mismo.
- **Cargas variables (CV):** se consideraron las acciones variables tal como lo establece la Norma COVENIN 2002-88 para los niveles intermedios.

Tabla 10. Análisis de Carga de la Edificación por zonas

Zona	Uso	CV	Tabique ría	Acabado Sup	Otras	Acabado Sup (Obra Limpia)	SCP
Z1	Aulas	300	0	100	0	20	120
Z2	Oficinas	250	230	100	0	20	350
Z3	Pasillos	400	0	100	0	20	120
Z4	Escaleras	500	0	100	0	20	120
Z5	Área de Servicio	300	230	100	0	20	350
Z6	Sala de Maquinas	2000	0	100	600	20	720
Z7	Techo Verde	100	0	50	540	20	610
Z8	Techo	100	0	50	50	0	100
Todas las unidades en (kgf/m2)							

Nota. Fuente: elaboración propia

Cabe destacar que en el caso del techo verde se determinó una sobrecarga de acuerdo al espesor de la capa vegetal, y al peso estimado de la planta de acuerdo a (Cseweryn Z. , 2012) En la misma se consideró un espesor de 30cm de capa vegetal, que con un peso unitario de 1.800kgf/m² para dicha capa, genera la carga de 540kgf/m².

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

Cabe destacar que no se usó la carga variable de techo, ya que la misma es considerada como una carga variable normal debido al uso que tendrá el mismo.

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 (en las figuras 28 y 29 se ilustra el Espectro de Diseño):

- **Edificio Este**

- 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: 31,50m
- Numero de niveles: 9 niveles



Figura 28. Espectro de diseño Edificio Este. EZ4S2AR6

Nota. 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.

- **Edificio Oeste**

- 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: 25 m
- Numero de niveles: 7



Figura 29. Espectro de diseño Edificio Este. EZ4S2AR6

Nota. 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: $(0,2\alpha\phi\beta A_0)CP = (0,2*1,30*0,80*2,60*0,25)CP$, 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 PP + 1.4 SCP

UDCon2: 1.2 PP + 1.2 SCP + 1.6CV

UDCon3: 1.352 PP + 1.352 SCP + 1 CV + 1SX +0.3SY

UDCon4: 1.352 PP + 1.352 SCP + 1 CV + 1SY +0.3SX

UDCon5: 1.048 PP + 1.048 SCP + 1SX +0.3SY

UDCon6: 1.048 PP + 1.048 SCP + 1SY +0.3SX

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 $S_v = 0,1352CP$.

4.10 Modelado, análisis y diseño estructural. Edificio Este

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 cuadrada de (18x18), posee la misma geometría en su planta en los niveles del 1 al 4, luego reduce (m²) por planta del nivel 5 al nivel 7, en el nivel 8 se encuentra la sala de máquinas, y el nivel 9 el techo de la misma. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura (Figura 30)

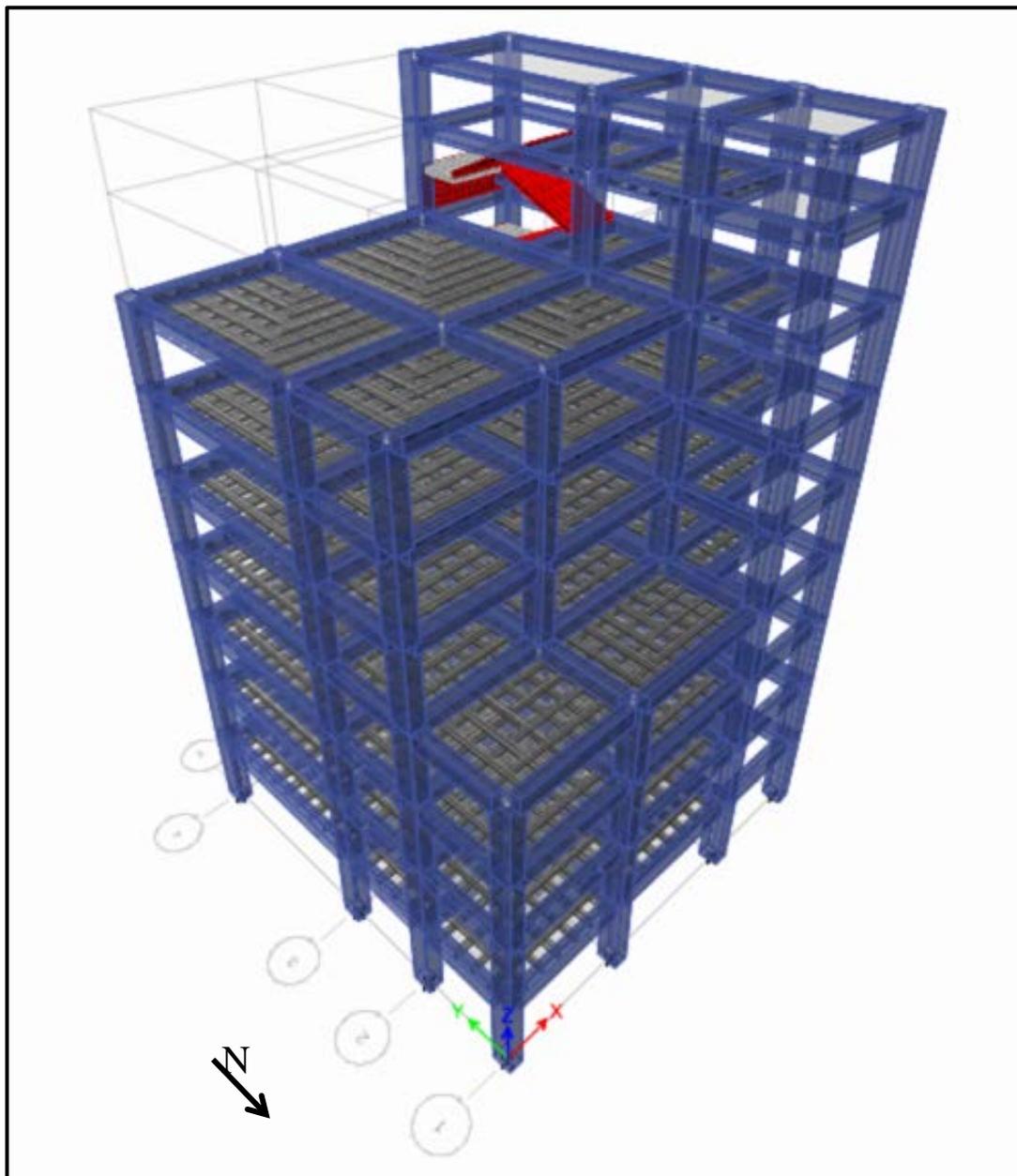


Figura 30. Vista 3D Edificio Este (Fachada norte y lateral este)

Nota. Fuente: elaboración propia

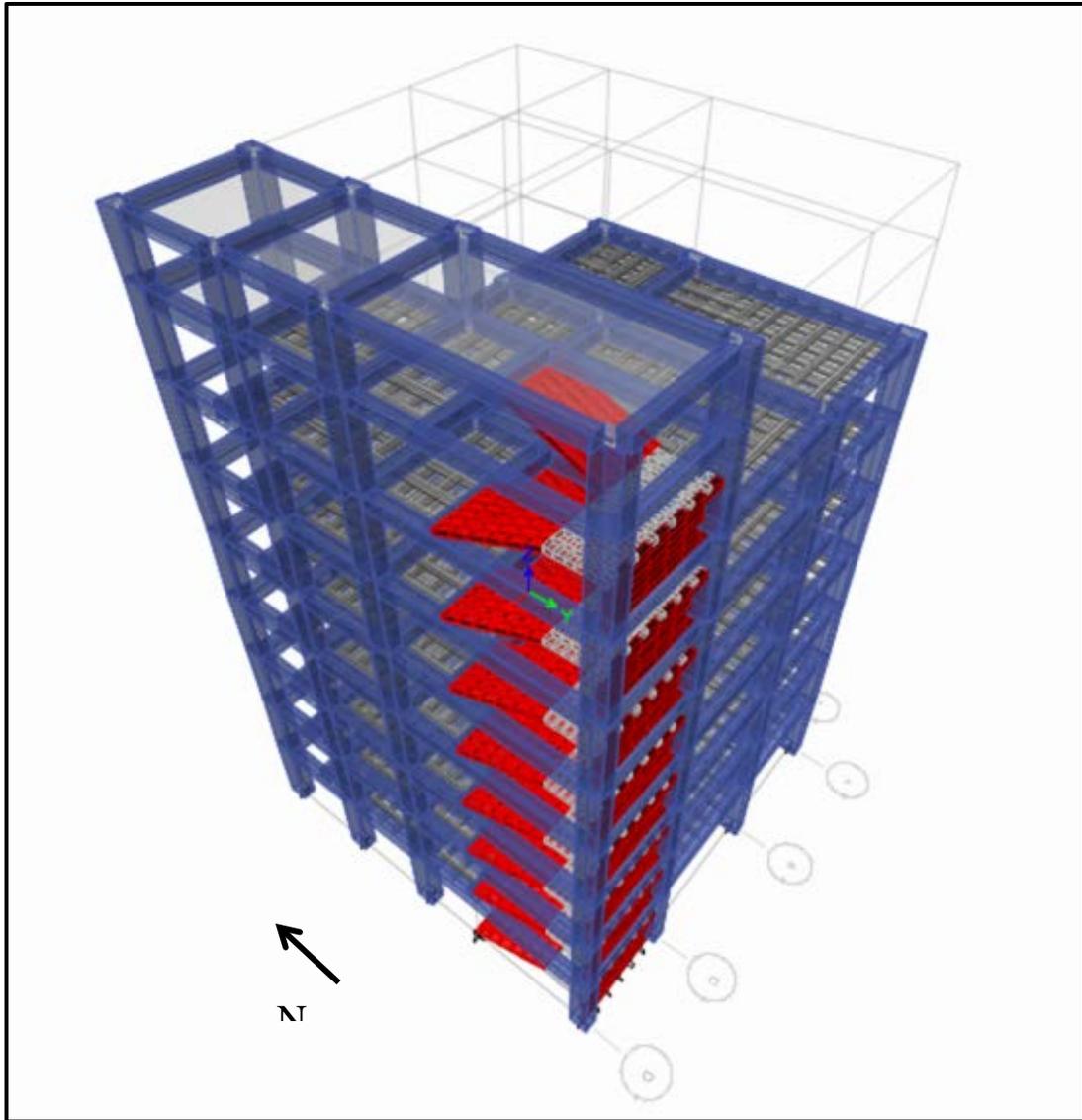


Figura 31. Vista 3D Edificio Este (Fachada sur y lateral oeste)
Nota.Fuente: Elaboración propia

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.

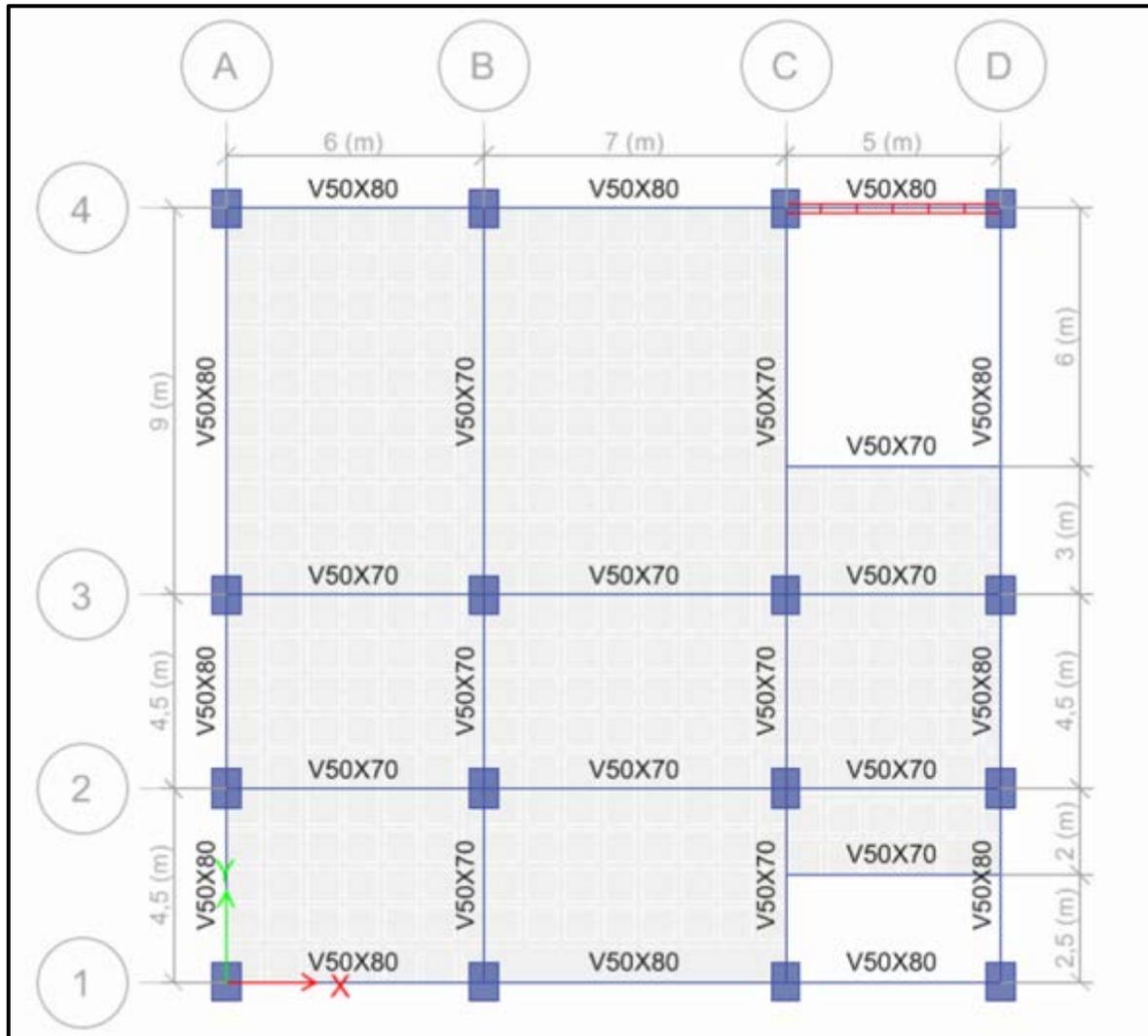


Figura 32. Secciones finales de vigas (Nivel 1, 2 y 3)

Nota. Fuente: Elaboración propia

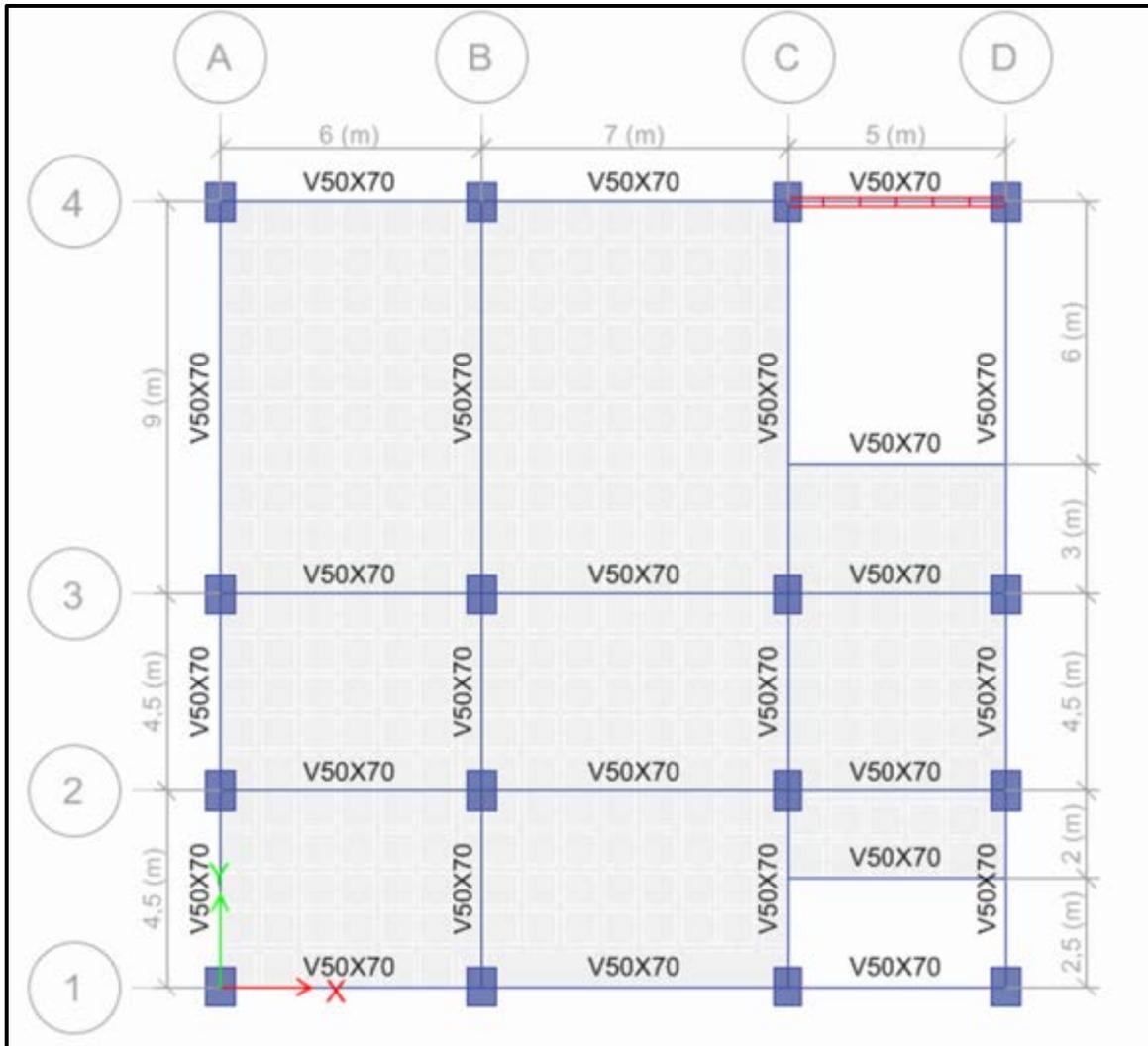


Figura 33. Secciones finales de vigas (Nivel 4)
Nota. Fuente: Elaboración propia

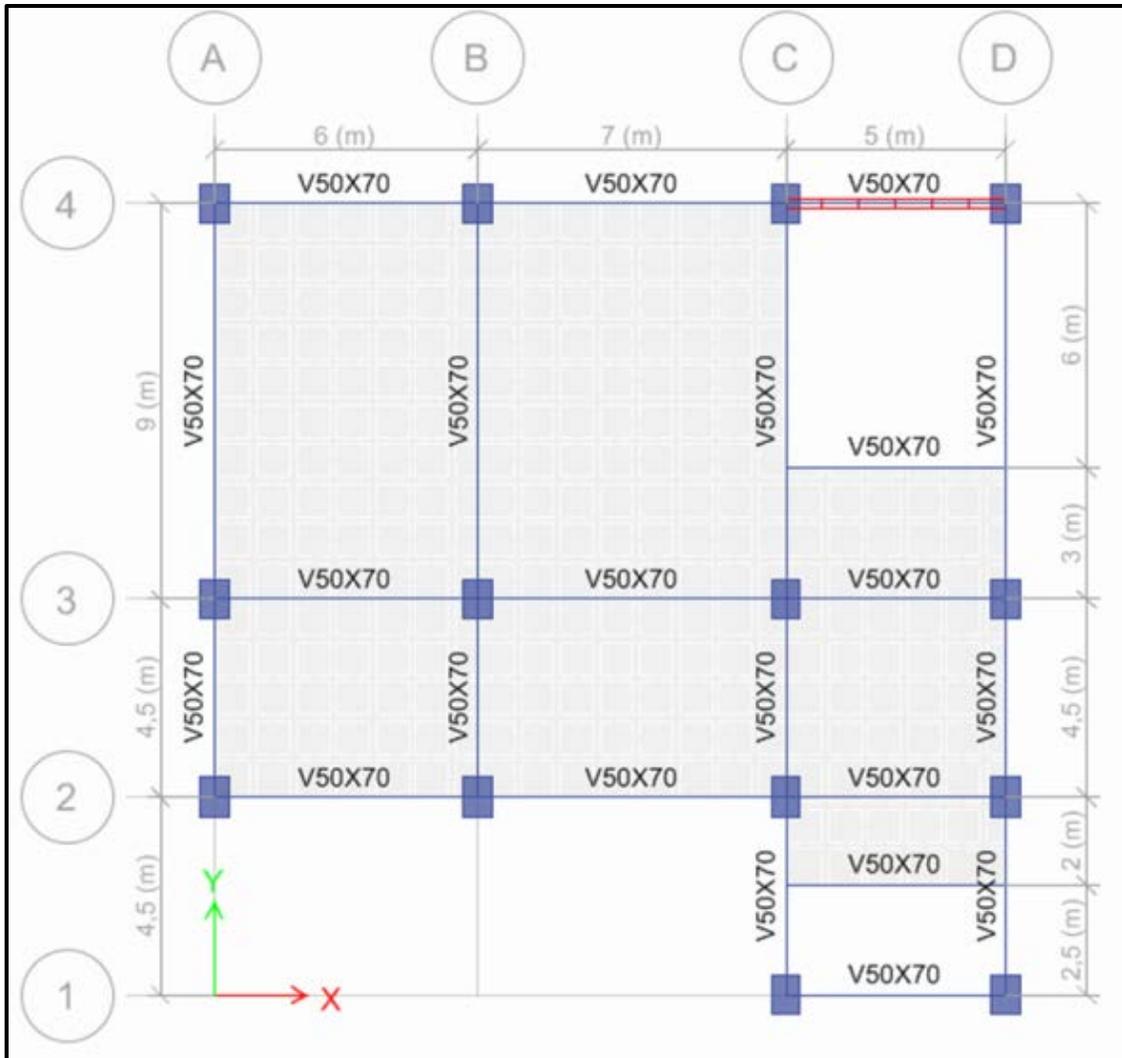


Figura 34. Secciones finales de vigas (Nivel 5 y 6)
Nota. Fuente: Elaboración propia

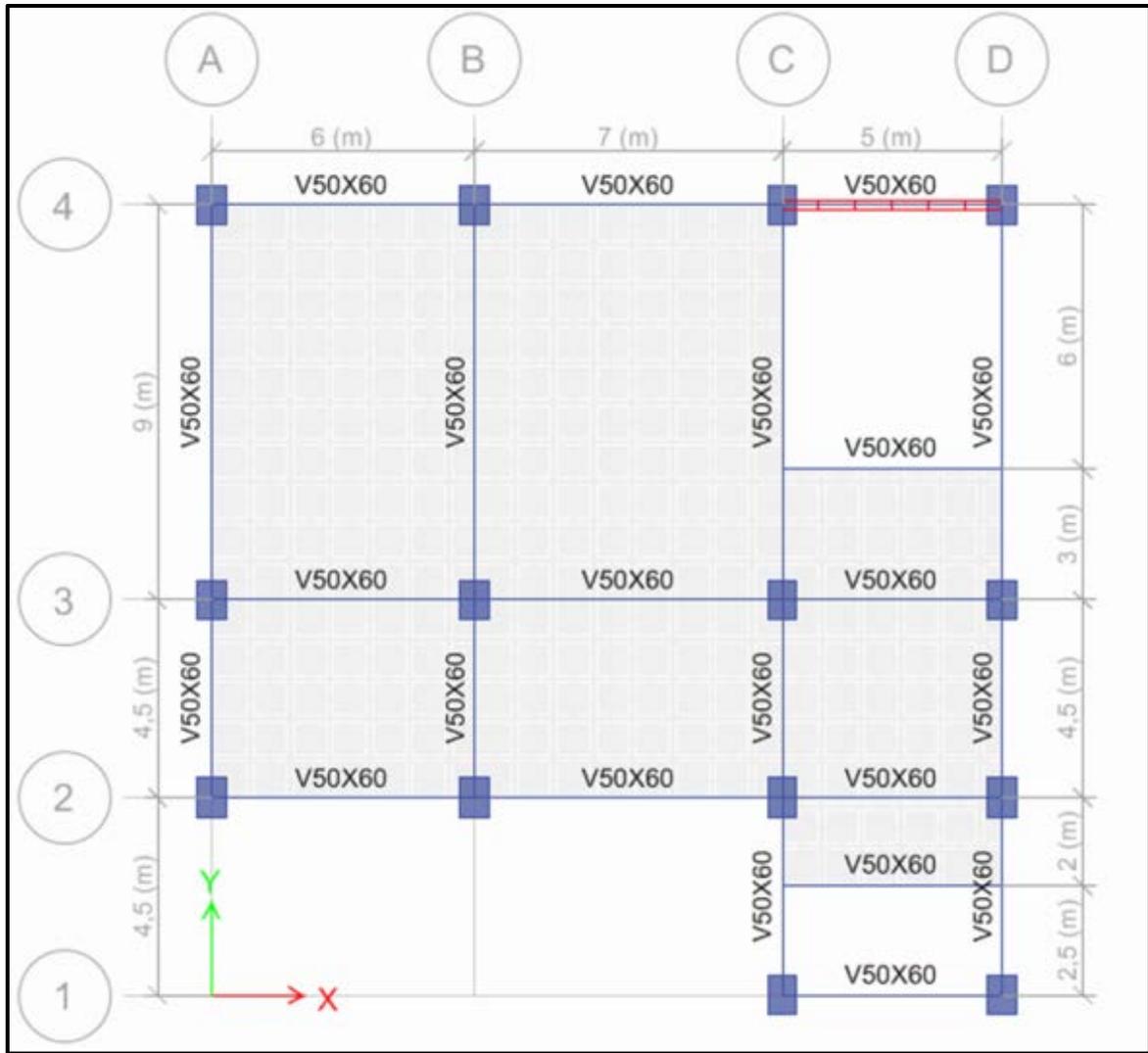


Figura 35. Secciones finales de vigas (Nivel 7)
Nota. Fuente: Elaboración propia

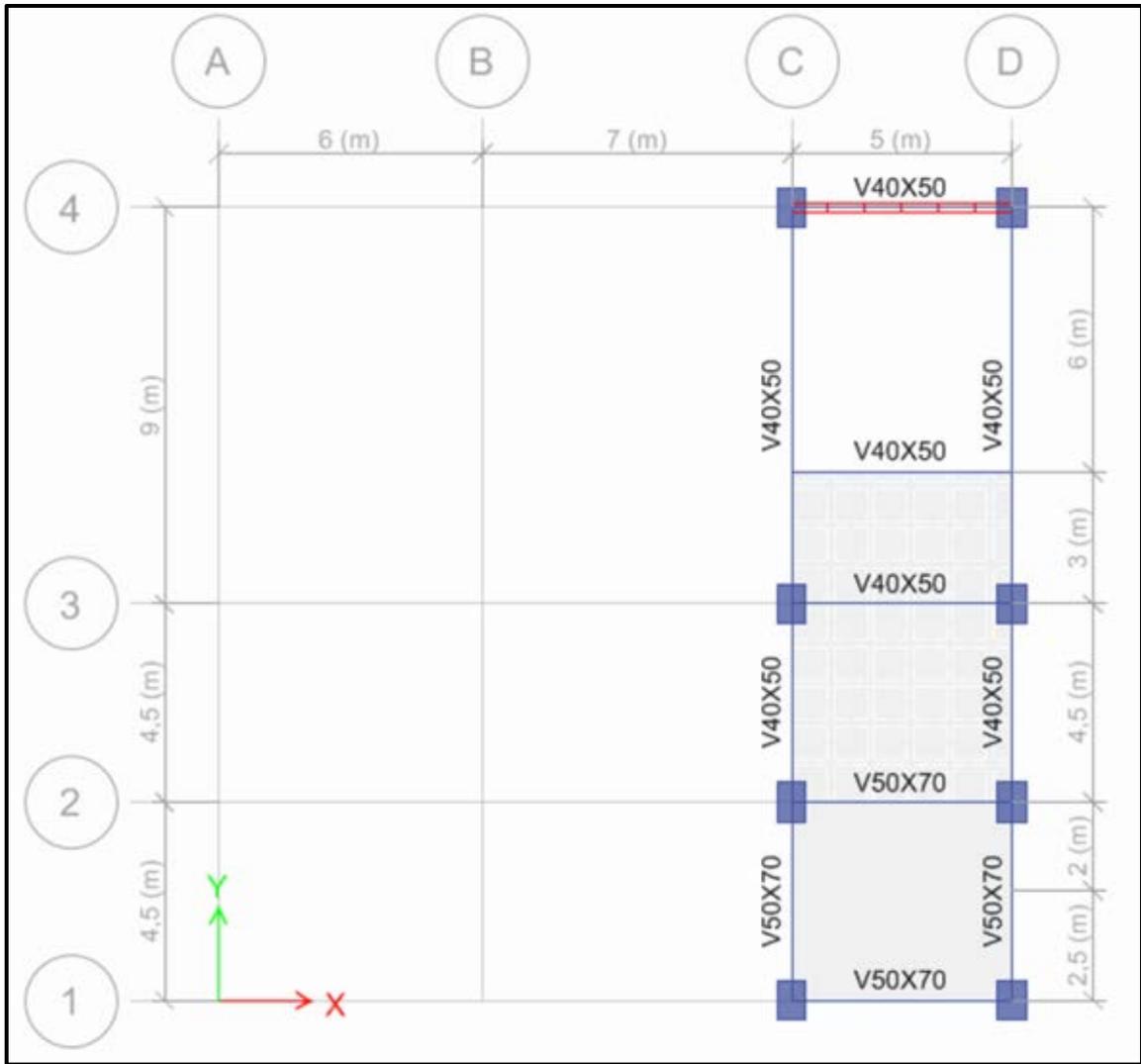


Figura 36. Secciones finales de vigas (Nivel 8)
Nota. Fuente: Elaboración propia

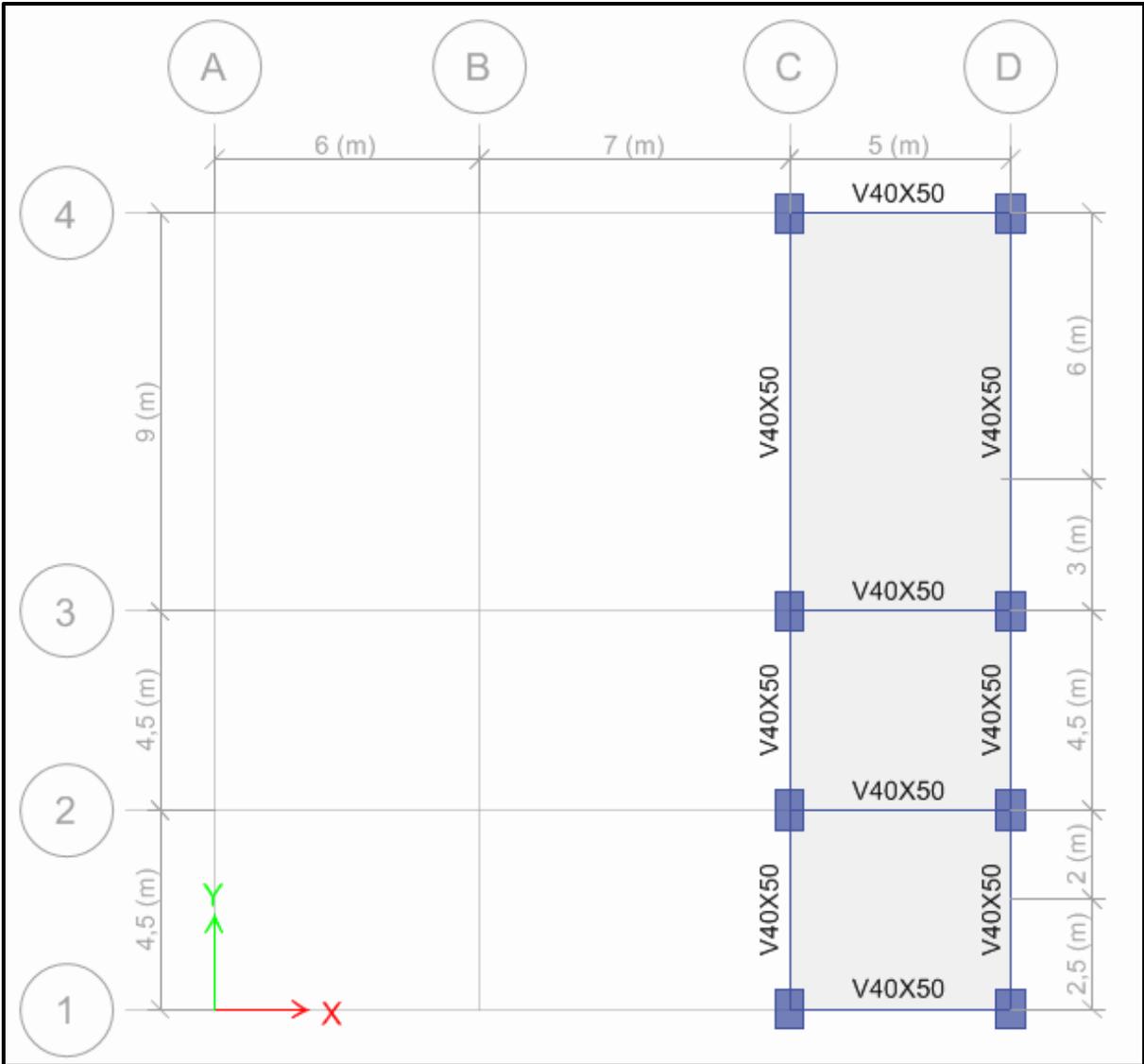


Figura 37. Secciones finales de vigas (Nivel 9)

Nota. Fuente: Elaboración propia

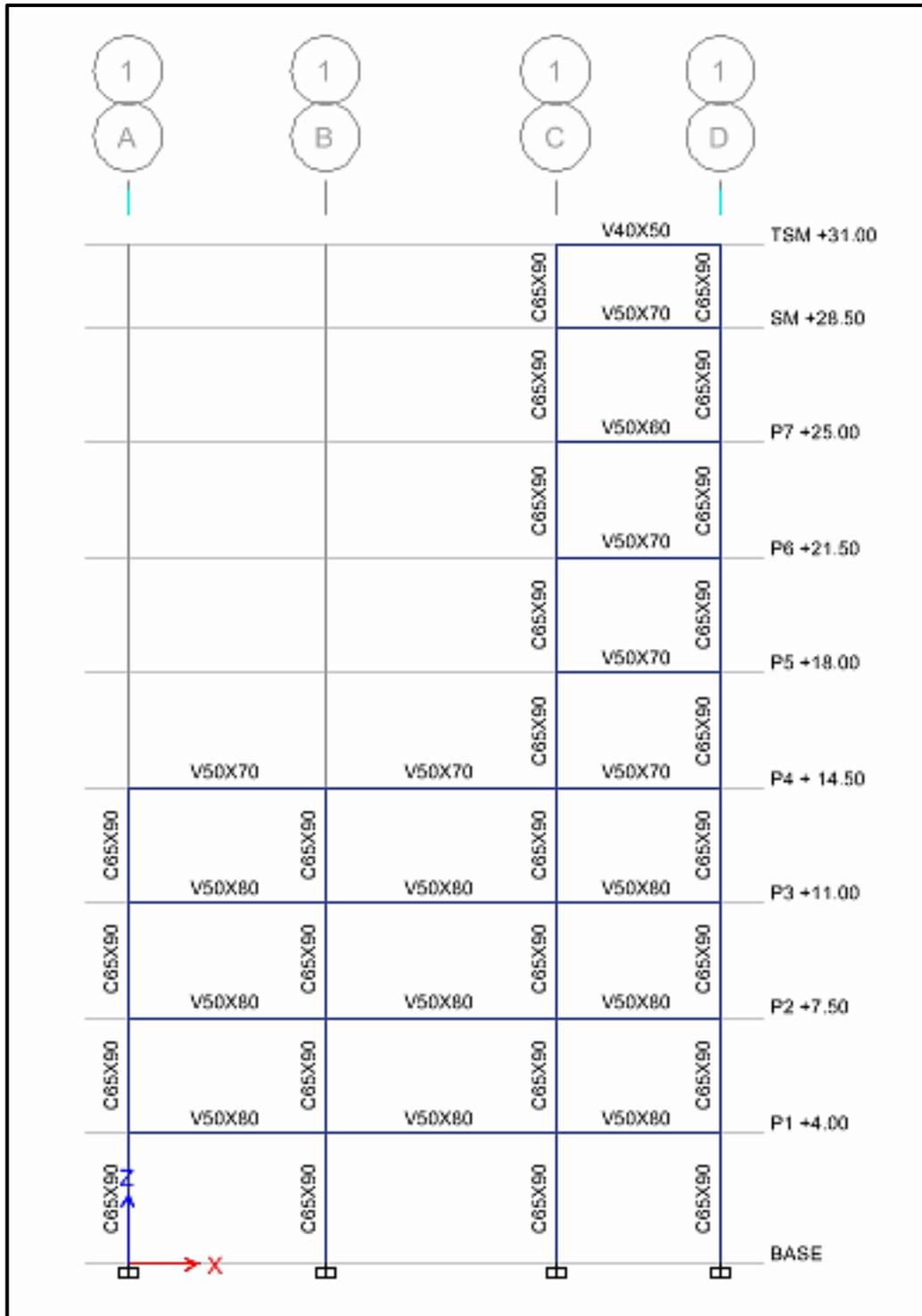


Figura 38. Secciones finales de columna (Pórtico 1)
Nota. Fuente: Elaboración propia

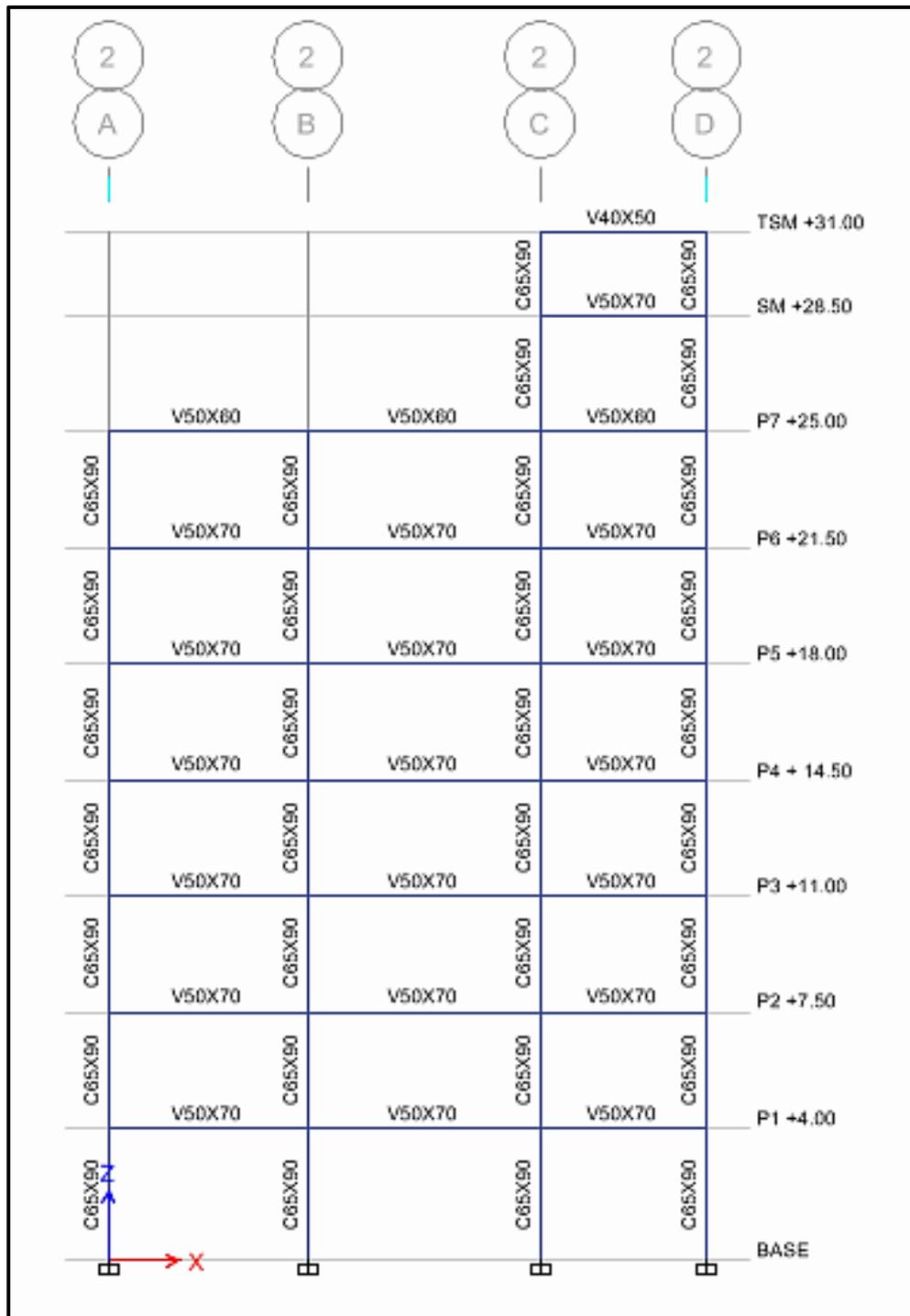


Figura 39. Secciones finales de columna (Pórtico 2)

Nota. Fuente: Elaboración propia

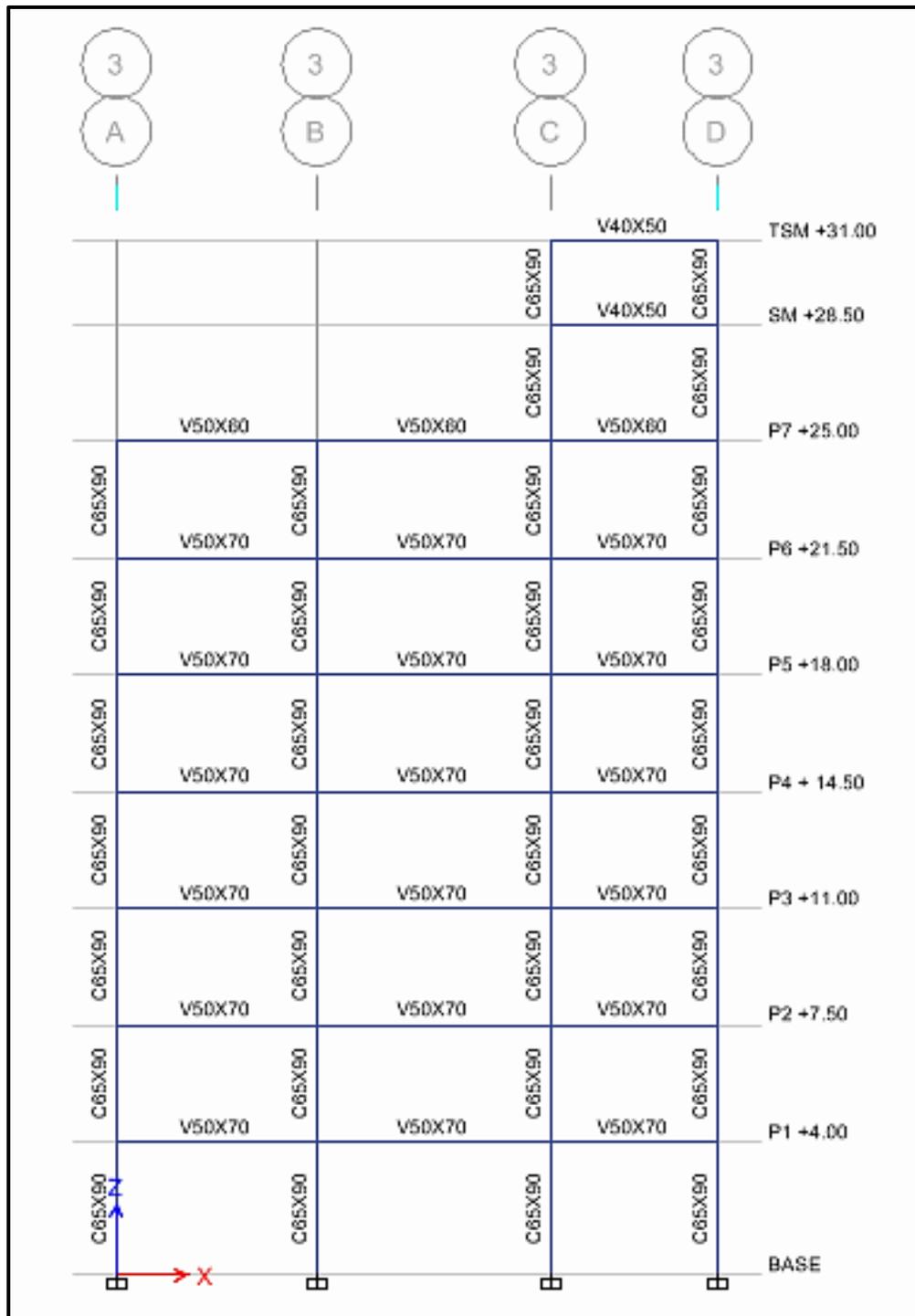


Figura 40. Secciones finales de columna (Pórtico 3)

Nota. Fuente: Elaboración propia

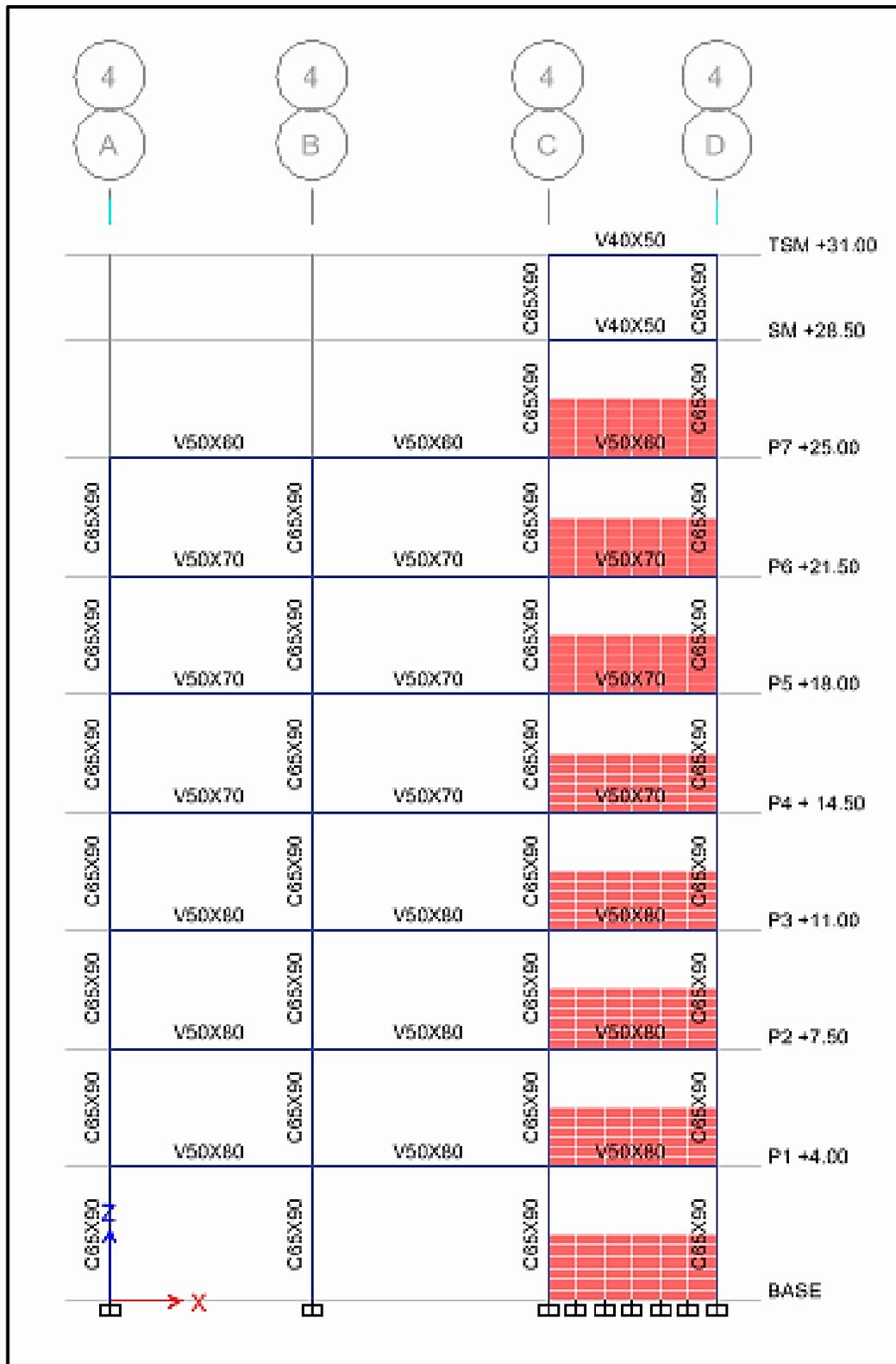


Figura 41. Secciones finales de columna (Pórtico 4)

Nota. 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 11 con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación

Tabla 11. Coordenadas X y Y del centro de masa (CM) y centro de rigidez

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
TSM +31.00	D1	15,50	5,03	12,73	9,84
SM +28.50	D1	15,49	4,78	12,08	9,95
P7 +25.00	D1	8,87	10,15	10,60	10,68
P6 +21.50	D1	8,61	10,37	10,30	10,74
P5 +18.00	D1	8,61	10,37	10,00	10,73
P4 + 14.50	D1	8,31	8,91	9,79	10,70
P3 +11.00	D1	8,20	8,70	9,70	10,86
P2 +7.50	D1	8,20	8,70	9,62	10,88
P1 +4.00	D1	8,20	8,69	9,45	10,50
Masa total (tonf) :	286,86				

Nota. 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, a partir del P5 al P7 se presenta otra distribución con valores cercanos entre sí. Los últimos dos niveles tienen otra distribución particular, dada la reducción significativa de su área. Adicionalmente como se observa en la tabla siguiente se obtiene una sumatoria de masas totales de 286,86 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, lo cual para el Edificio Este se consideraron 27 modos.

A continuación se presenta la tabla de masas participativas por modos

Tabla 12. Porcentaje de masas participativas por modo de vibración

Caso	Modo	Período	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		Segundos				
1	1	0,638	7,48E-01	0,0004	75%	0%
2	2	0,59	1,50E-03	0,765	75%	77%
3	3	0,473	1,57E-02	0,0195	77%	78%
4	4	0,236	1,25E-01	0,0019	89%	79%
5	5	0,209	1,50E-03	0,1271	89%	91%
6	6	0,171	2,42E-02	0,0007	92%	91%
7	7	0,138	2,83E-02	0,0018	94%	92%
8	8	0,118	1,90E-03	0,0289	95%	95%
9	9	0,103	4,50E-03	0,0024	95%	95%
10	10	0,097	1,55E-02	0,0046	97%	95%
11	11	0,089	7,00E-03	0,0144	97%	97%
12	12	0,072	1,07E-05	0,0037	97%	97%
13	13	0,069	1,04E-02	0,0029	98%	97%
14	14	0,062	2,00E-03	0,01	99%	98%
15	15	0,052	6,70E-03	0,0004	99%	98%
16	16	0,052	3,37E-05	0,0018	99%	99%
17	17	0,047	1,00E-04	1,77E-05	99%	99%
18	18	0,045	1,00E-04	0,0075	99%	99%
19	19	0,042	1,80E-03	2,29E-05	99%	99%
20	20	0,039	2,00E-04	0,0004	99%	99%
21	21	0,038	8,00E-04	3,24E-05	99%	99%
22	22	0,036	1,46E-05	0,0001	99%	99%
23	23	0,035	7,00E-04	0	100%	99%
24	24	0,035	1,81E-06	0,0029	100%	100%
25	25	0,031	1,93E-05	0,0001	100%	100%
26	26	0,03	0,00E+00	0,0012	100%	100%
27	27	0,028	2,51E-06	7,89E-06	100%	100%

Nota. Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el sexto modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 92%, mientras que en “Y” un 91%

4.10.4 Modos de vibración de la estructura

Modo 1 (Traslacional)

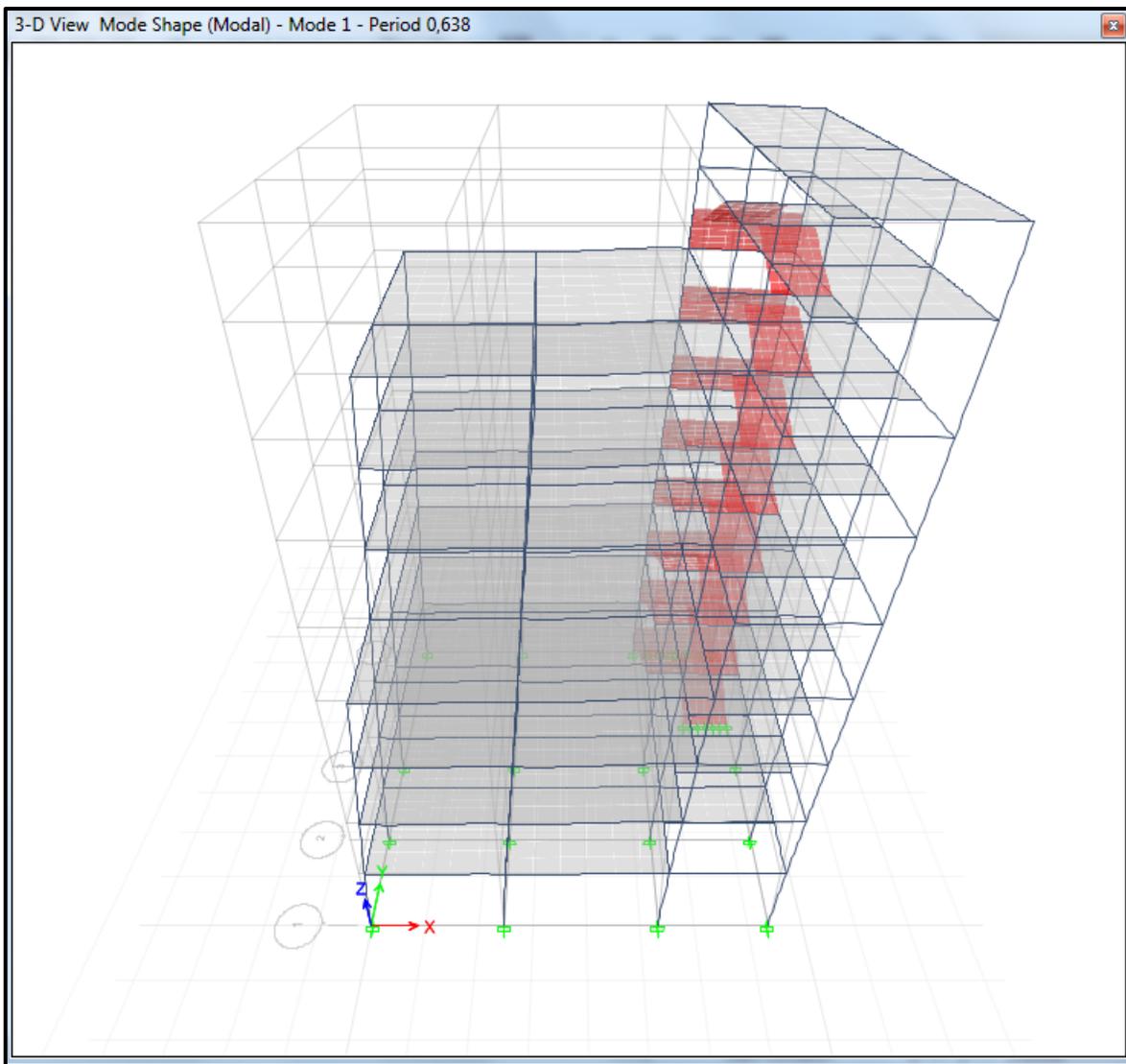


Figura 42: Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Este. (Vista 3D)

Fuente: Elaboración propia

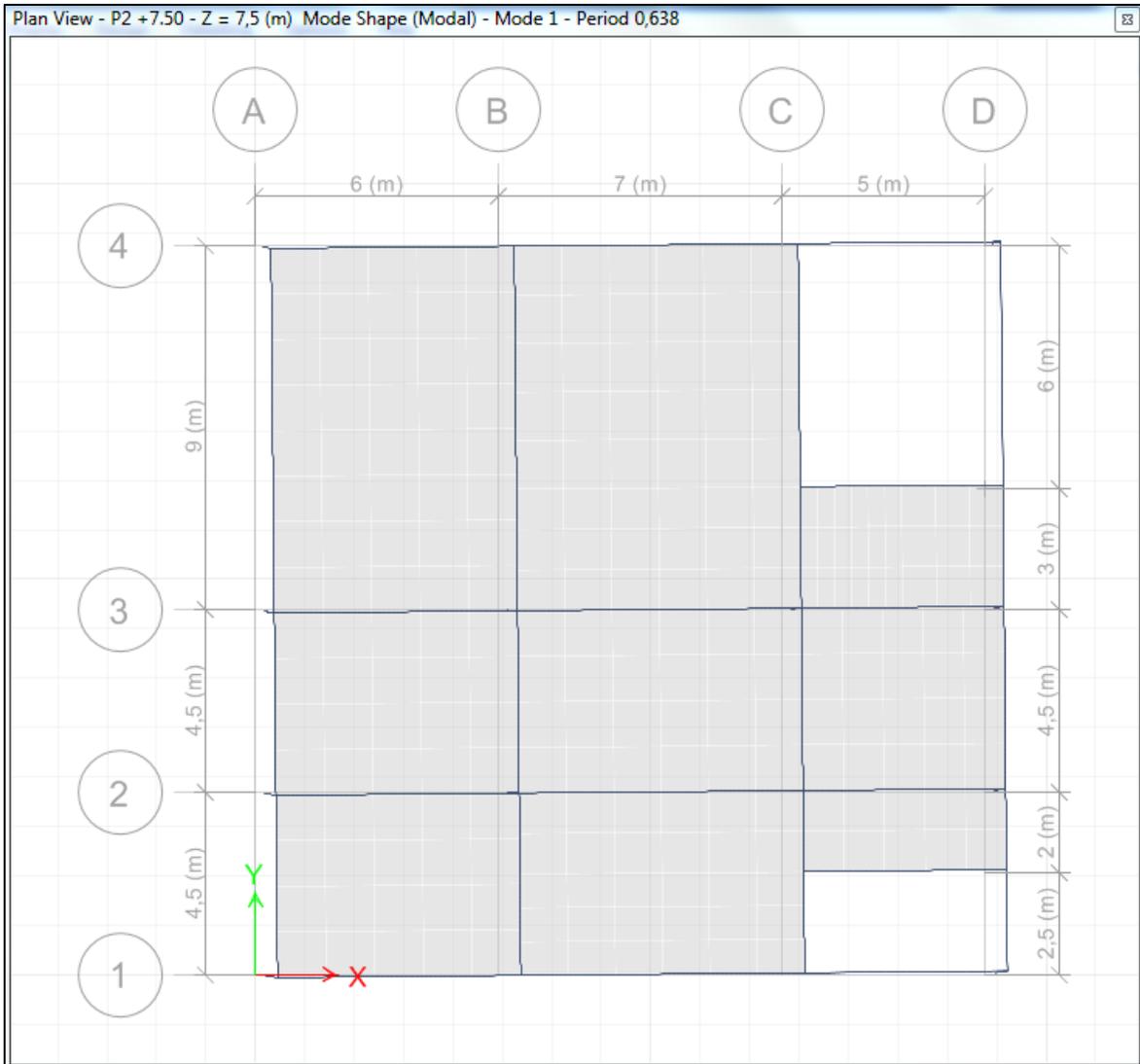


Figura 43: Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Este. (Vista Planta Nivel 2)
Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

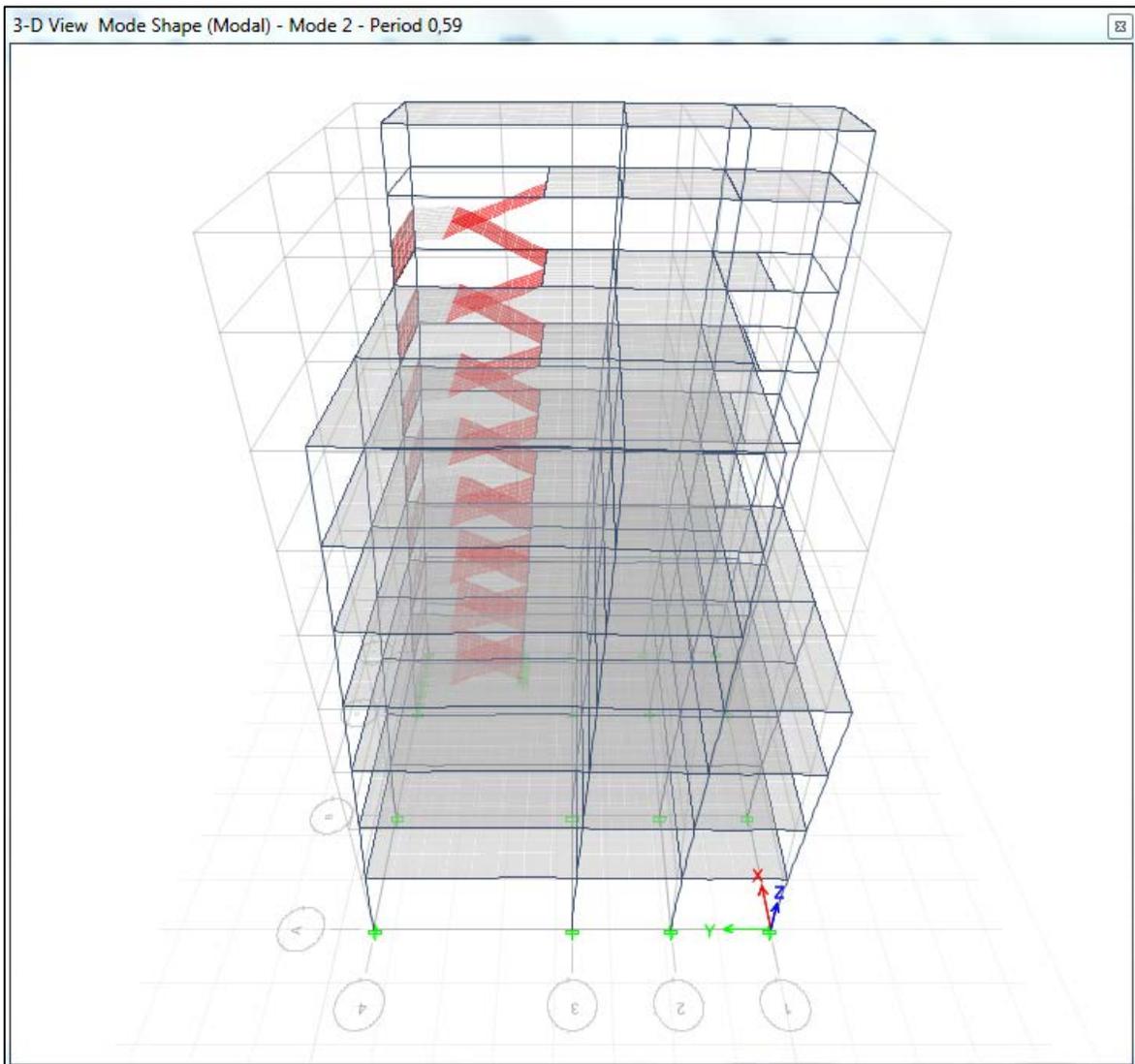


Figura 44: Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Este. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

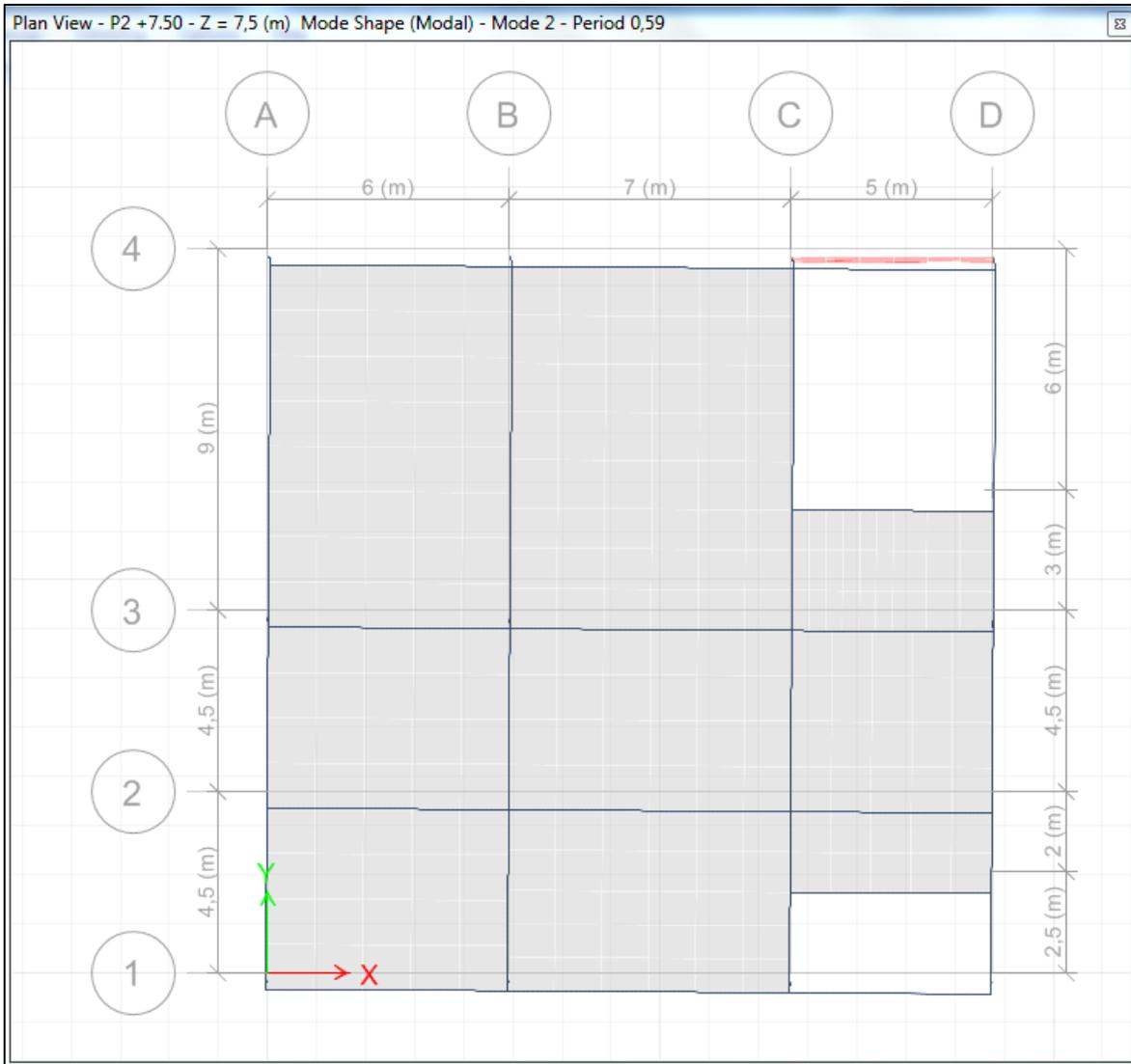


Figura 45: Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Este. (Vista Planta Nivel 2)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

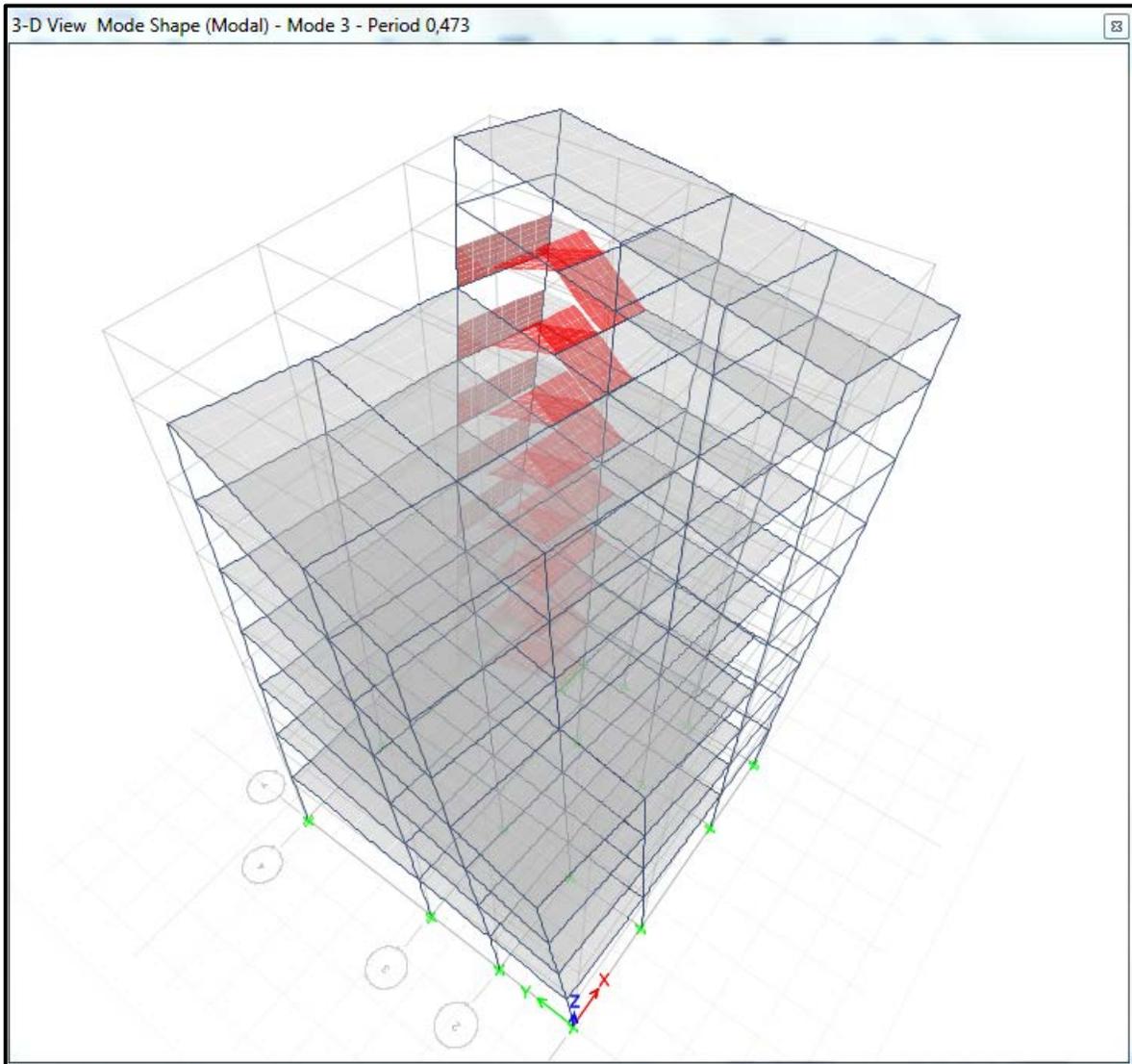


Figura 46: Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Este. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

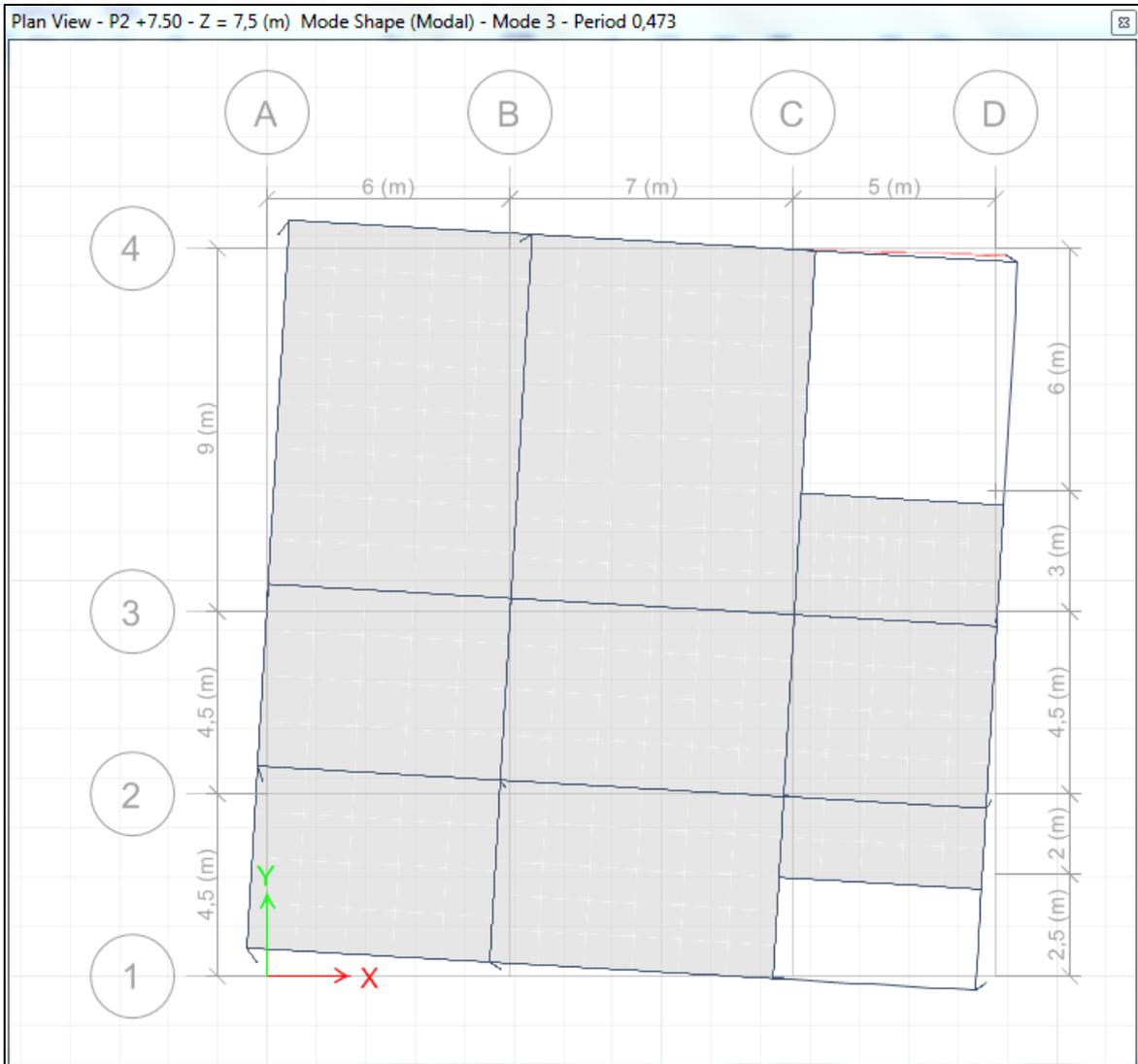


Figura 47: Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Este. (Vista Planta Nivel 2)
Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 4

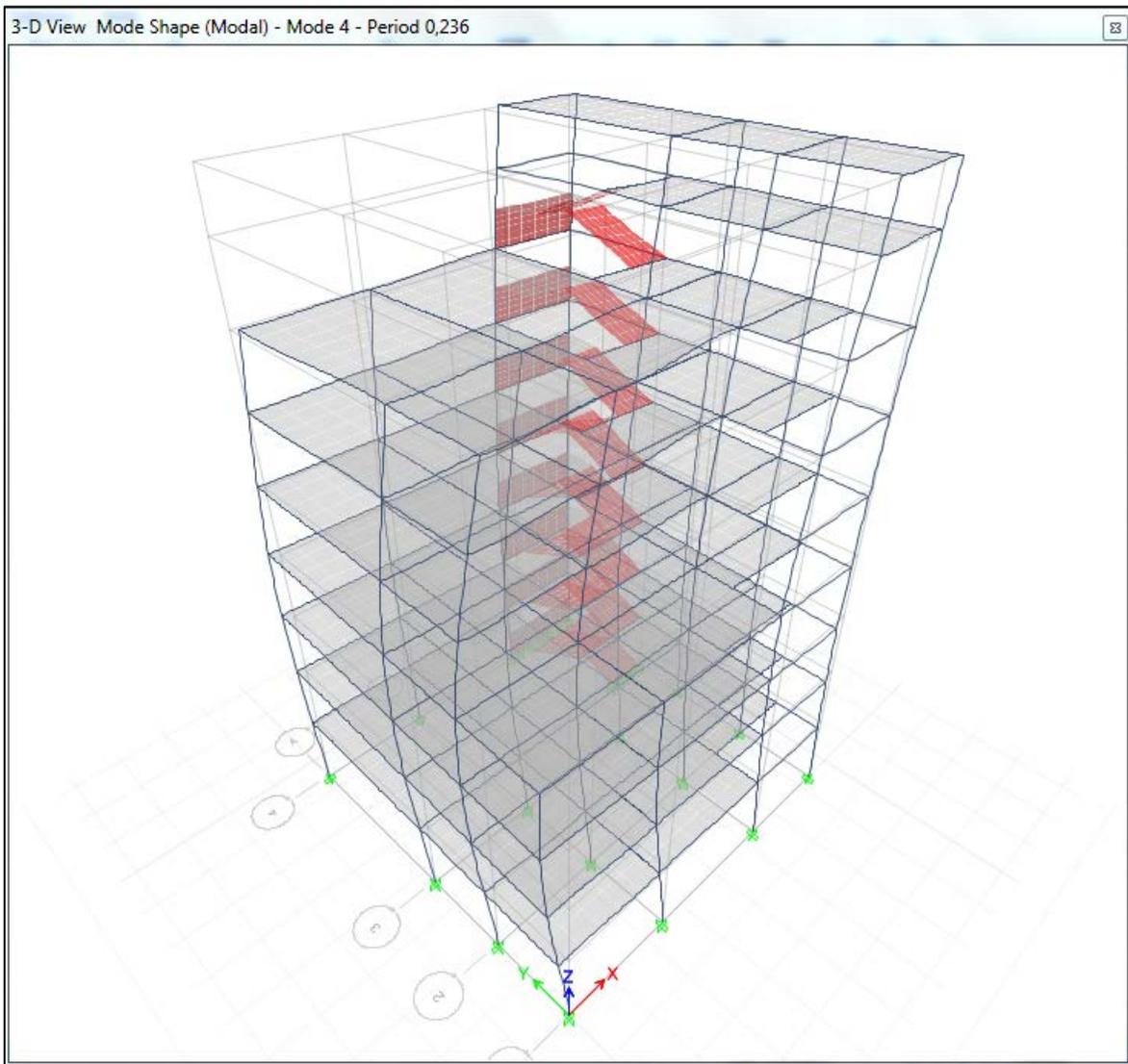


Figura 48: Modo de Vibración 4. Edificio Este. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 5

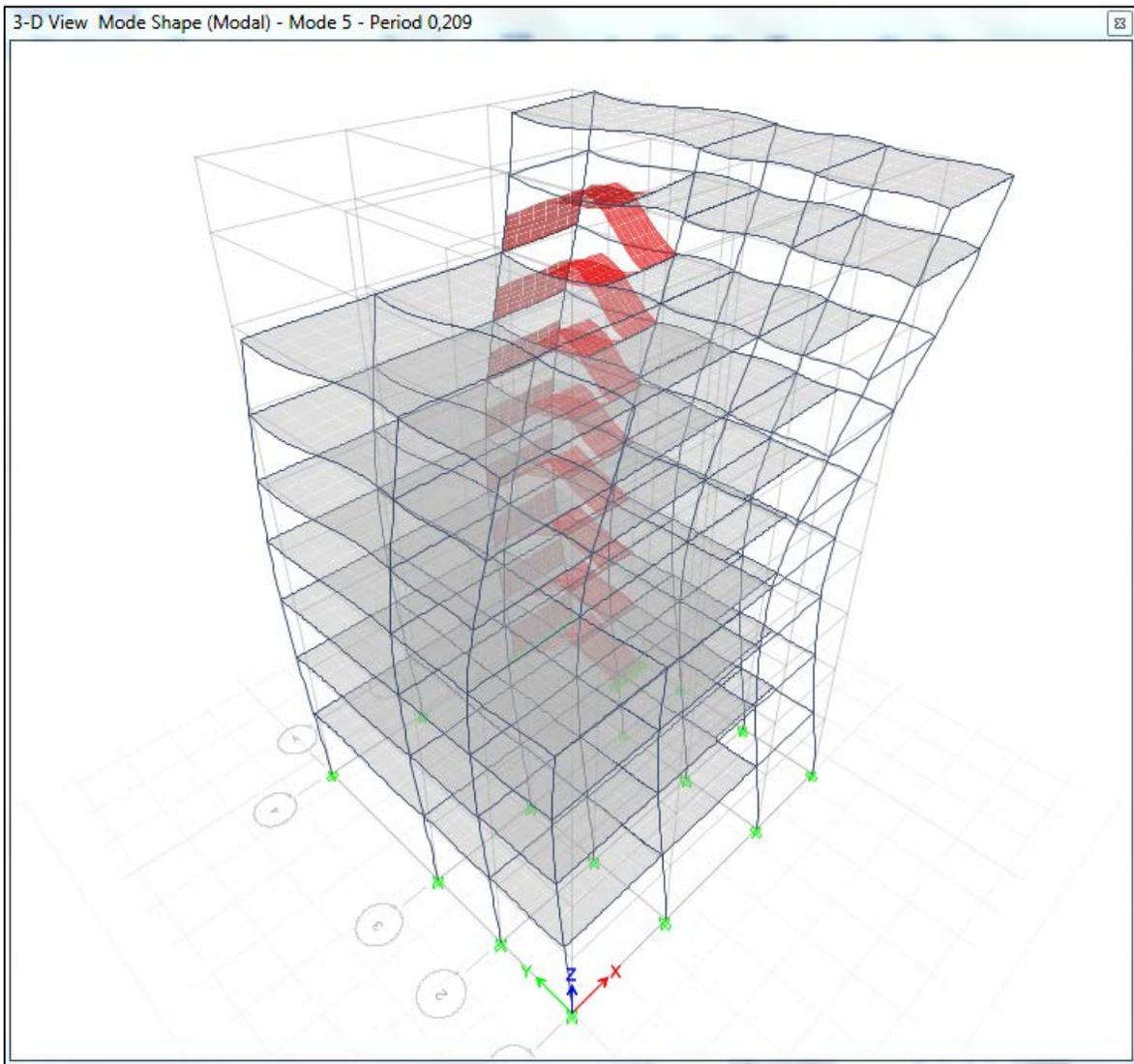
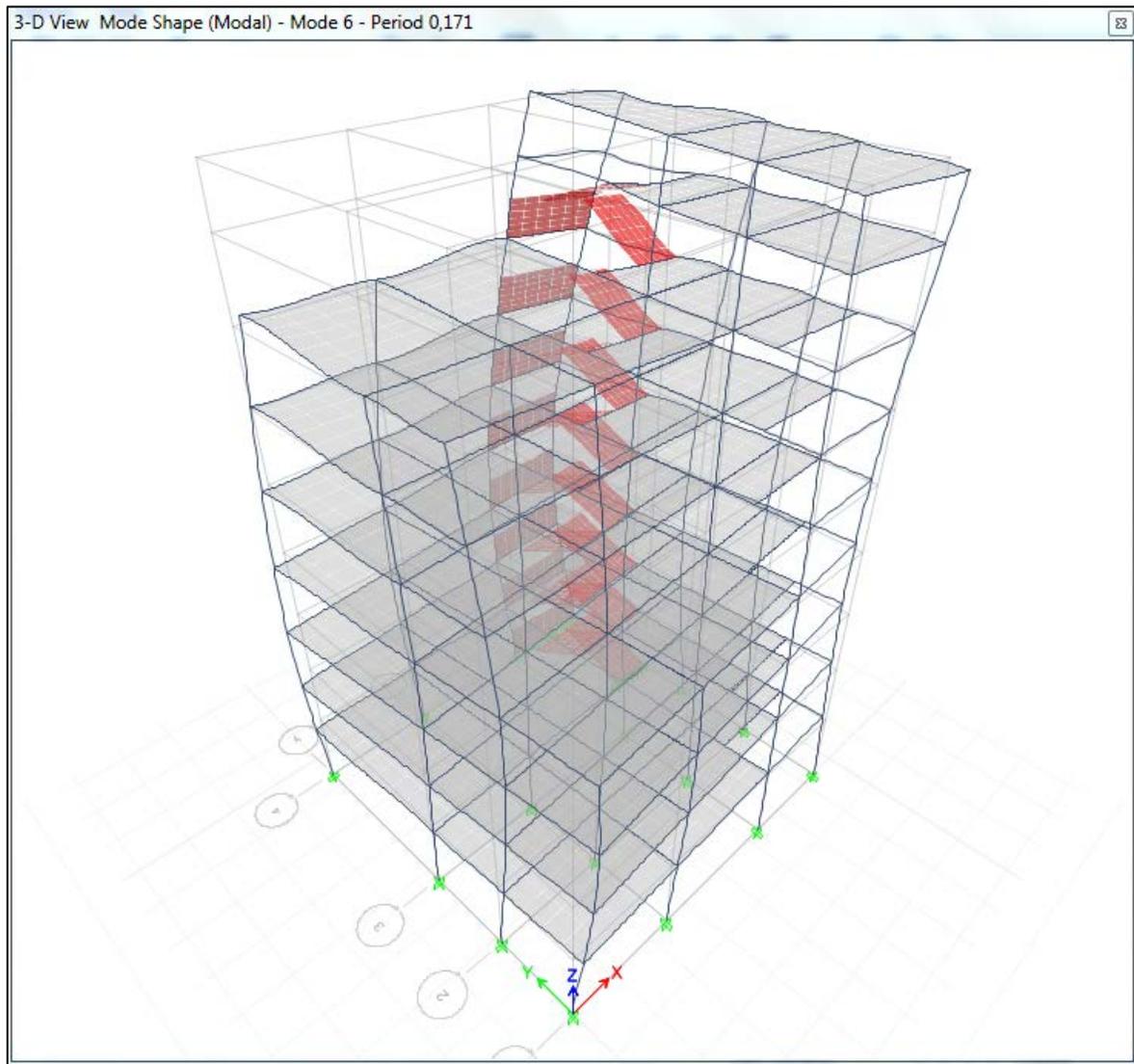


Figura 49: Modo de Vibración 5. Edificio Este. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 6



Nota. Figura 50: Modo de Vibración 6. Edificio Este. (Vista 3D)

Nota. 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 13. Cortes de piso debido a acciones sísmicas. Edificio Este

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
TSM +31.00	SX y SY Max	Top	22,7558	22,253
TSM +31.00	SX y SY Max	Bottom	22,7558	22,253
SM +28.50	SX y SY Max	Top	51,7371	49,6394
SM +28.50	SX y SY Max	Bottom	55,3702	54,0728
P7 +25.00	SX y SY Max	Top	116,4167	117,5636
P7 +25.00	SX y SY Max	Bottom	119,6084	121,2482
P6 +21.50	SX y SY Max	Top	163,7042	166,014
P6 +21.50	SX y SY Max	Bottom	166,3503	169,0847
P5 +18.00	SX y SY Max	Top	202,4771	205,6271
P5 +18.00	SX y SY Max	Bottom	204,6234	208,1607
P4 + 14.50	SX y SY Max	Top	238,8763	242,3304
P4 + 14.50	SX y SY Max	Bottom	240,5756	244,4149
P3 +11.00	SX y SY Max	Top	269,089	273,3654
P3 +11.00	SX y SY Max	Bottom	270,3528	275,0034
P2 +7.50	SX y SY Max	Top	291,0762	296,4599
P2 +7.50	SX y SY Max	Bottom	291,8778	297,5503
P1 +4.00	SX y SY Max	Top	303,9028	309,6793

Nota. Fuente: Elaboración propia

Se observa que los cortes en la dirección Y resultan mayores a los obtenidos en la dirección ortogonal, resultado que era de esperarse, ya que a pesar de que la planta es cuadrada, las columnas están dispuestas de tal manera que su mayor dimensión está orientada hacia el eje Y, lo que produce que la estructura sea más rígida en esa dirección y por lo tanto absorba un mayor corte sísmico. En cambio la dirección X disipa mejor dicha solicitación debido a su menor rigidez. Este hecho puede apreciarse a través de las siguientes figuras:

Corte de piso en eje “X”

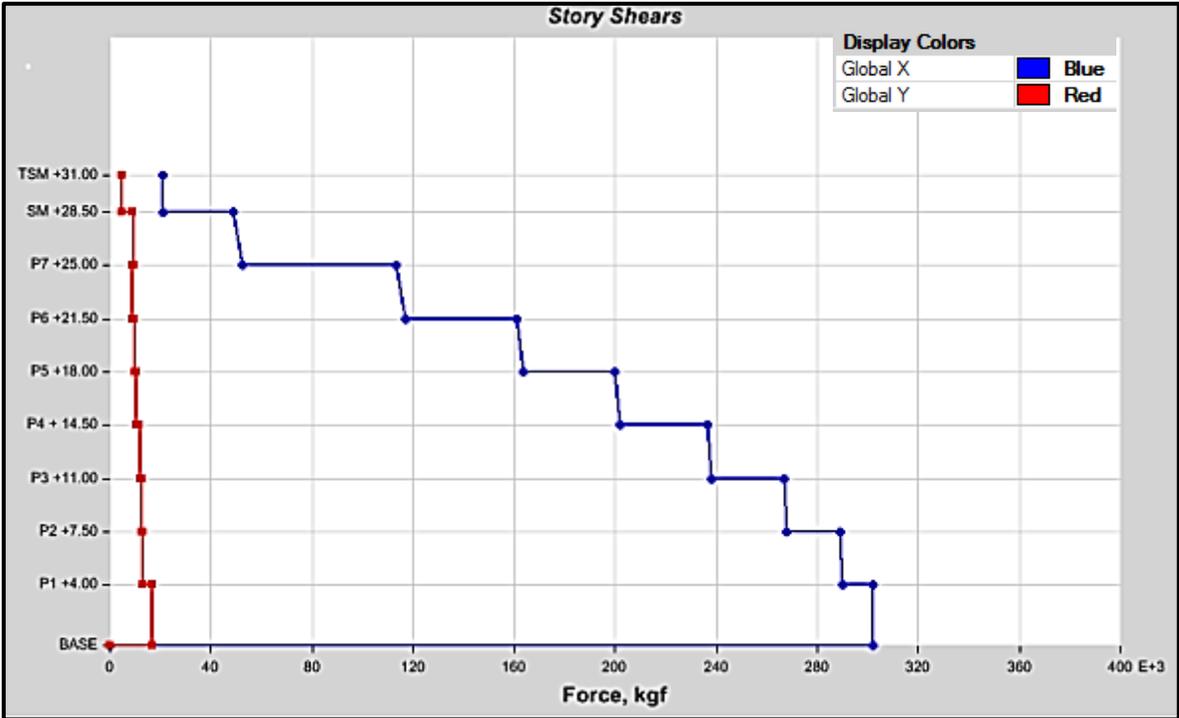


Figura 51: Cortes de piso debido a acciones sísmicas. Eje X. Edificio Este
 Nota. Fuente: Elaboración propia

Corte de piso en eje "Y"

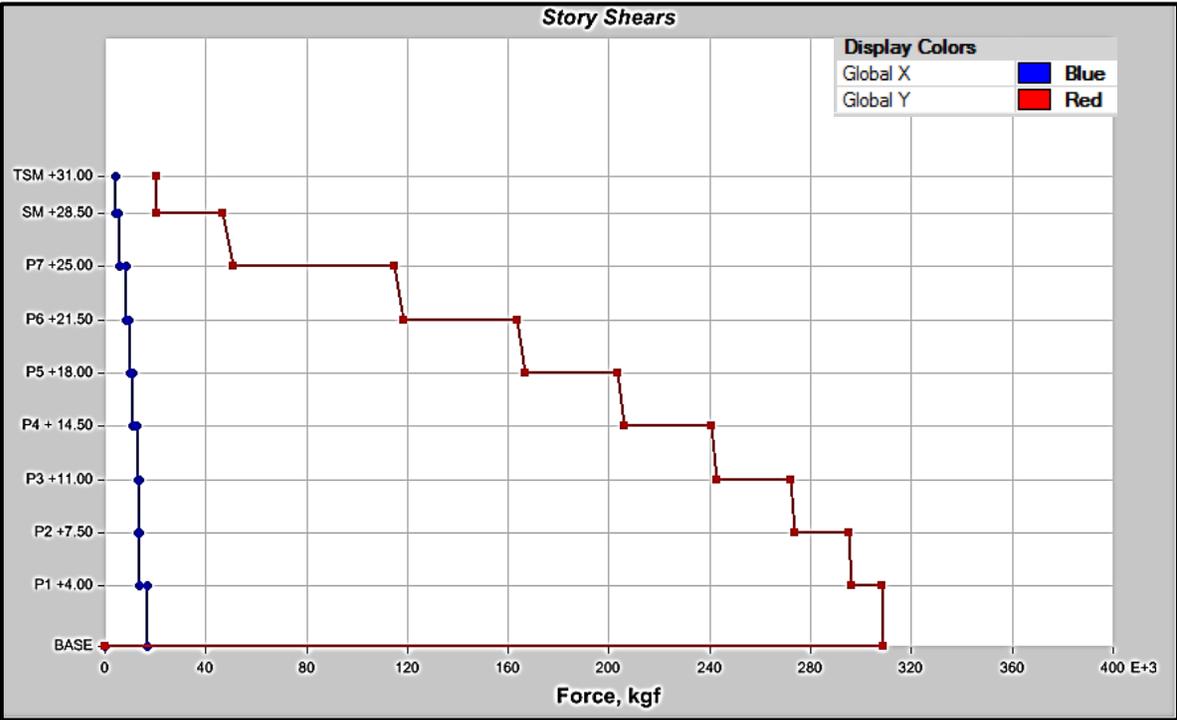


Figura 53: Cortes de piso debido a acciones sísmicas. Eje Y. Edificio Este

Nota. 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”

Tabla 14. Corte estático equivalente en las direcciones “X” y “Y”

$V^*_{oX} =$	132,14
$V^*_{oY} =$	132,14

Nota. Fuente: Elaboración propia

Cortante máximo de piso ante acciones sísmicas (obtenido de ETABS)

Tabla 15. Cortante máximo de piso ante acciones sísmicas

$V_{oX} =$	304,13
$V_{oY} =$	310,07

Nota. 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 16. Cociente entre el corte estático equivalente y el cortante máximo de piso

$V^*_{oX} / V_{oX} =$	0,4345	≤ 1	→	Ok - Cumple
$V^*_{oY} / V_{oY} =$	0,4261	≤ 1	→	Ok - Cumple

Nota. 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 P5:

Tabla 17. Derivas elásticas obtenidas del programa ETABS

Story	Load Case	Label	Item	Drift
P5 +18.00	SY Max	434	Max Drift X	0,000162
P5 +18.00	SY Max	413	Max Drift Y	0,000697
P5 +18.00	SH Max	9	Max Drift X	0,000883
P5 +18.00	SH Max	415	Max Drift Y	0,000717
P5 +18.00	SX Max	9	Max Drift X	0,000861
P5 +18.00	SX Max	5	Max Drift Y	0,000235
P5 +18.00	UDCon4 Max	12	Max Drift X	0,000140
P5 +18.00	UDCon4 Max	264	Max Drift Y	0,000915
P5 +18.00	UDCon4 Min	303	Max Drift X	0,000257
P5 +18.00	UDCon4 Min	411	Max Drift Y	0,000495

Nota. Fuente: Elaboración propia

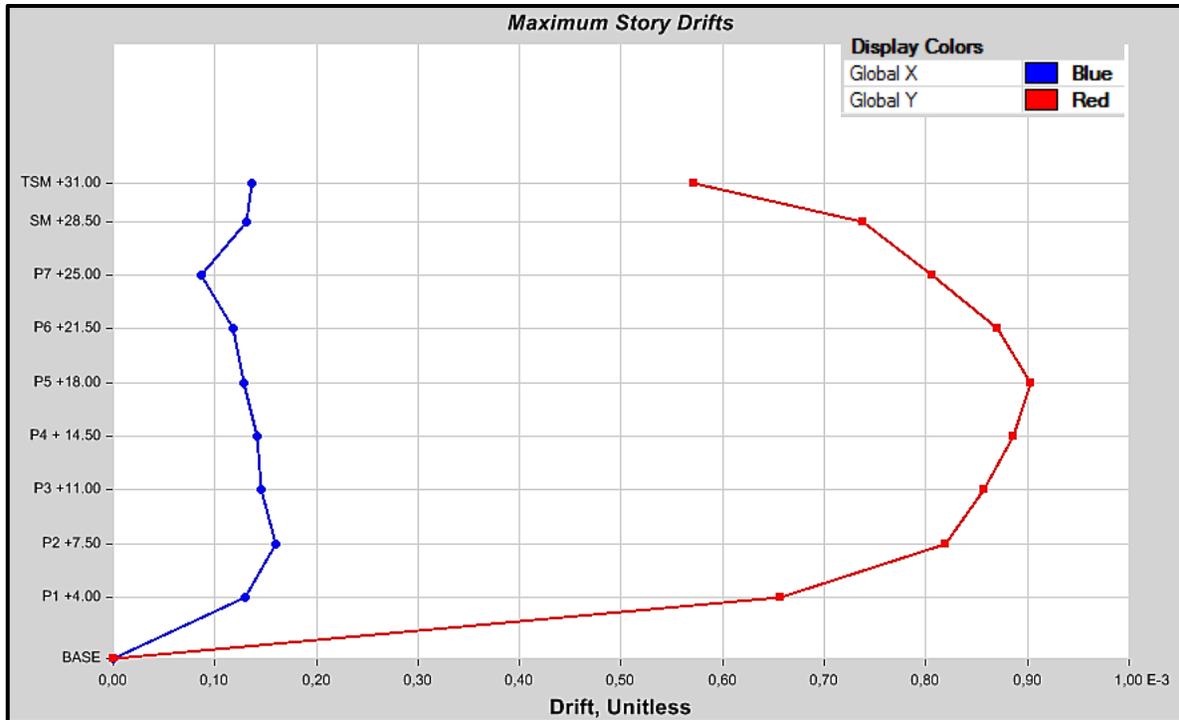


Figura 37. Diagrama de derivas inelásticas por nivel para la combinación UDCon4 (Valor máximo de 0,000915 para el nivel 5)

Nota. Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,000915, 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:

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

$$\Delta_{inelást.} = 0.8 * 6 * 0,000951$$

$$\Delta_{inelást.} = 0,004392$$

$$\Delta_{inelást.} = 0,004 < 0,012$$

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 13 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores:



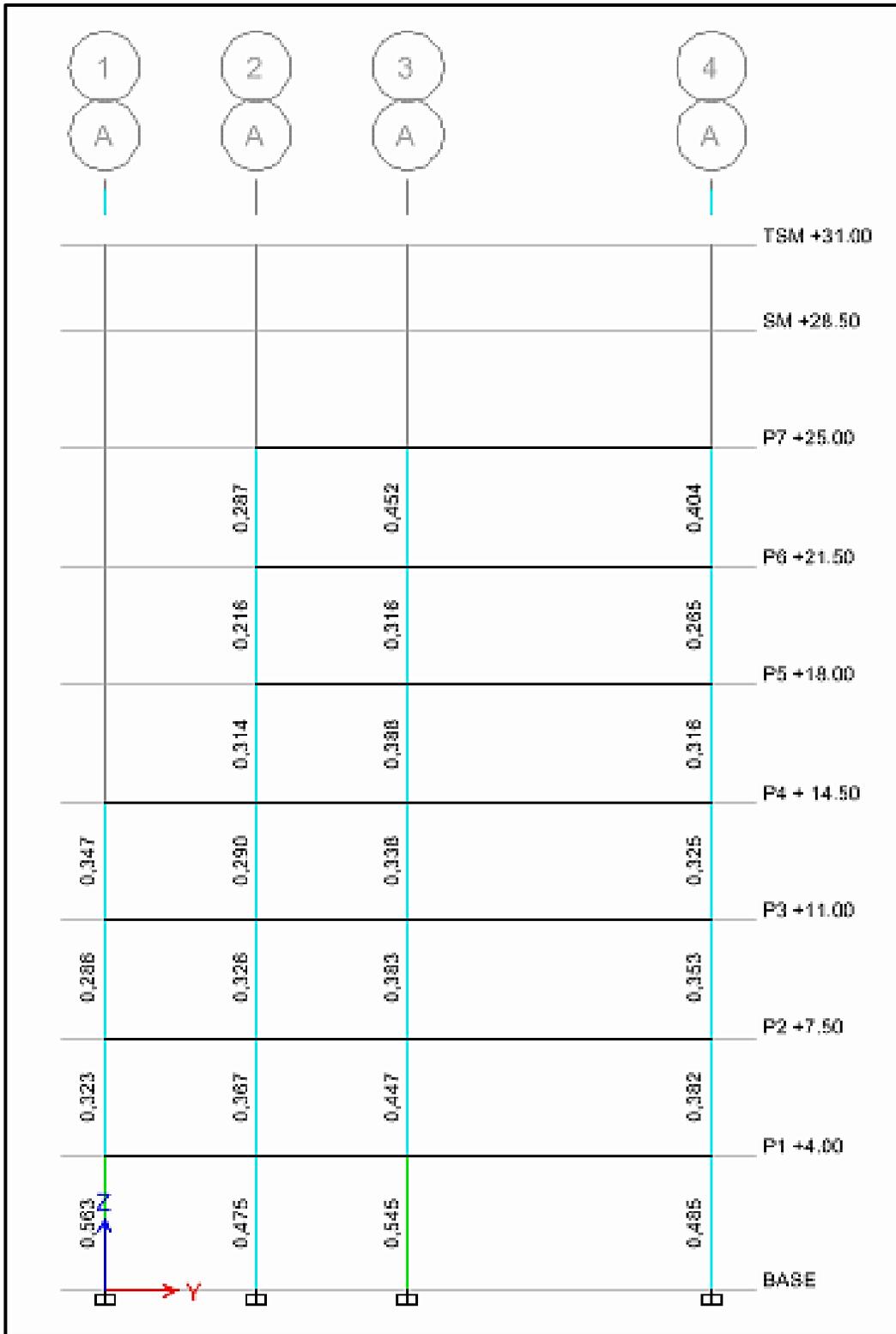


Figura 38. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico A

Nota. Fuente: Elaboración propia

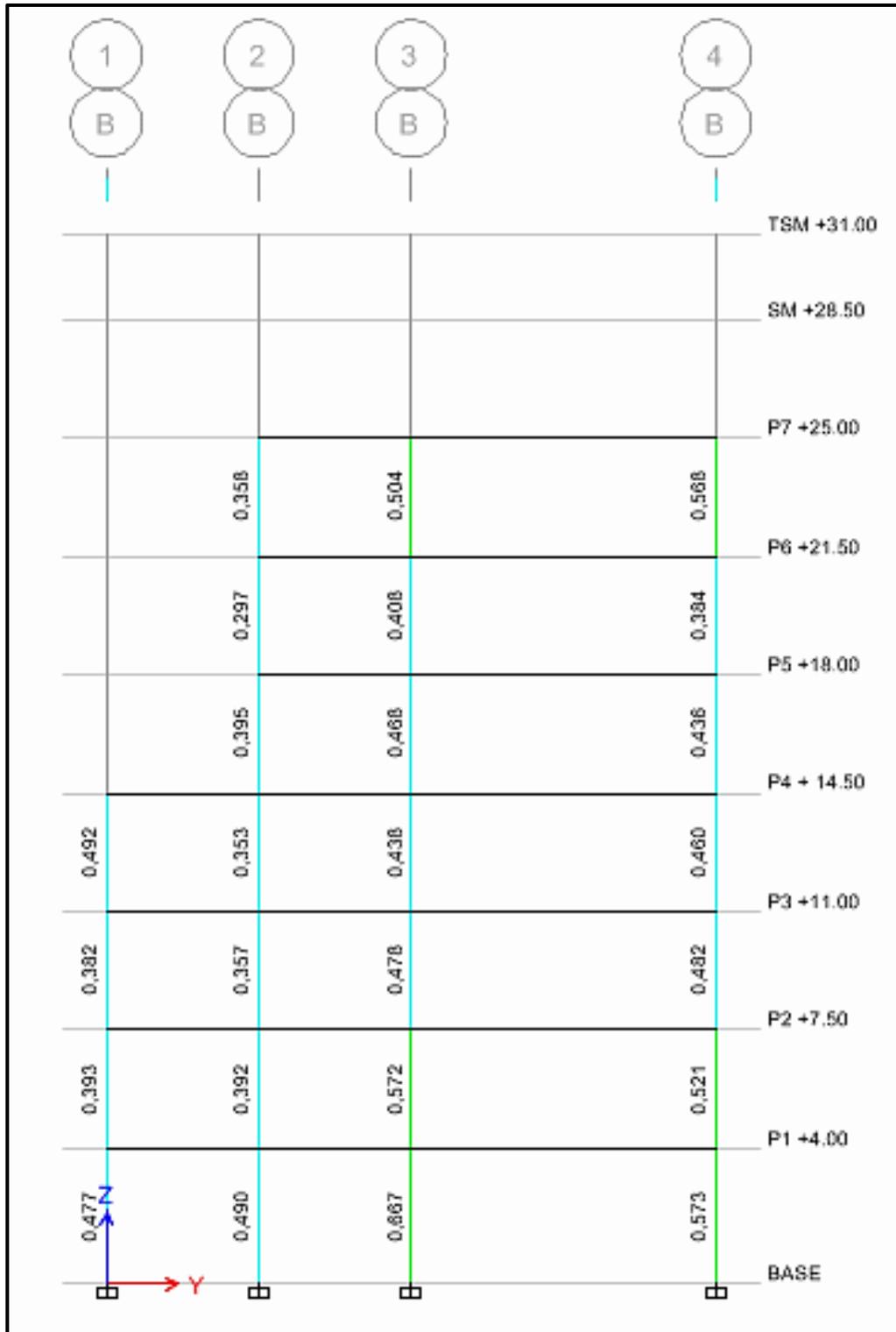


Figura 39. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico B
Nota. Fuente: Elaboración propia

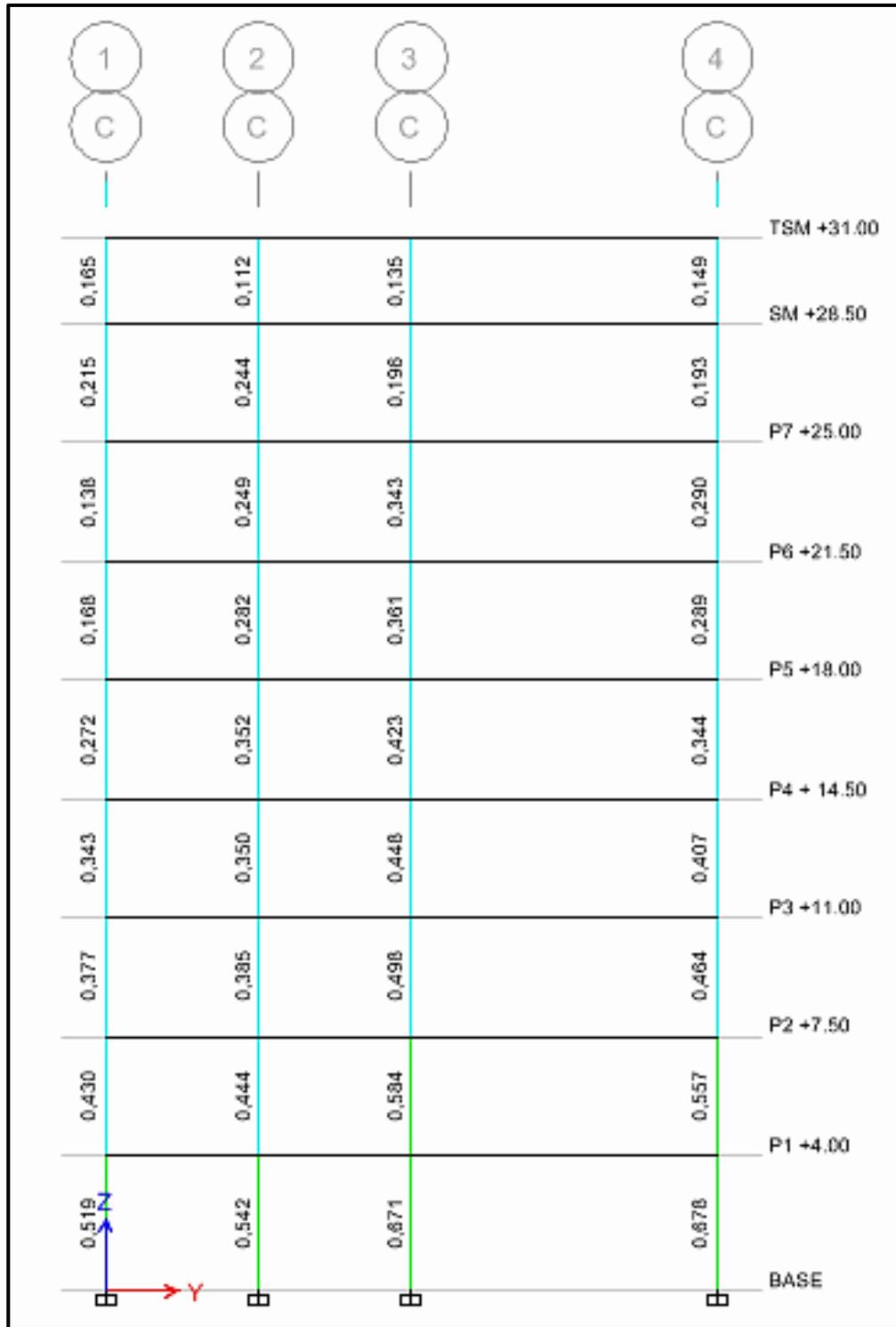


Figura 40 Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico C
 Nota. Fuente: Elaboración propia

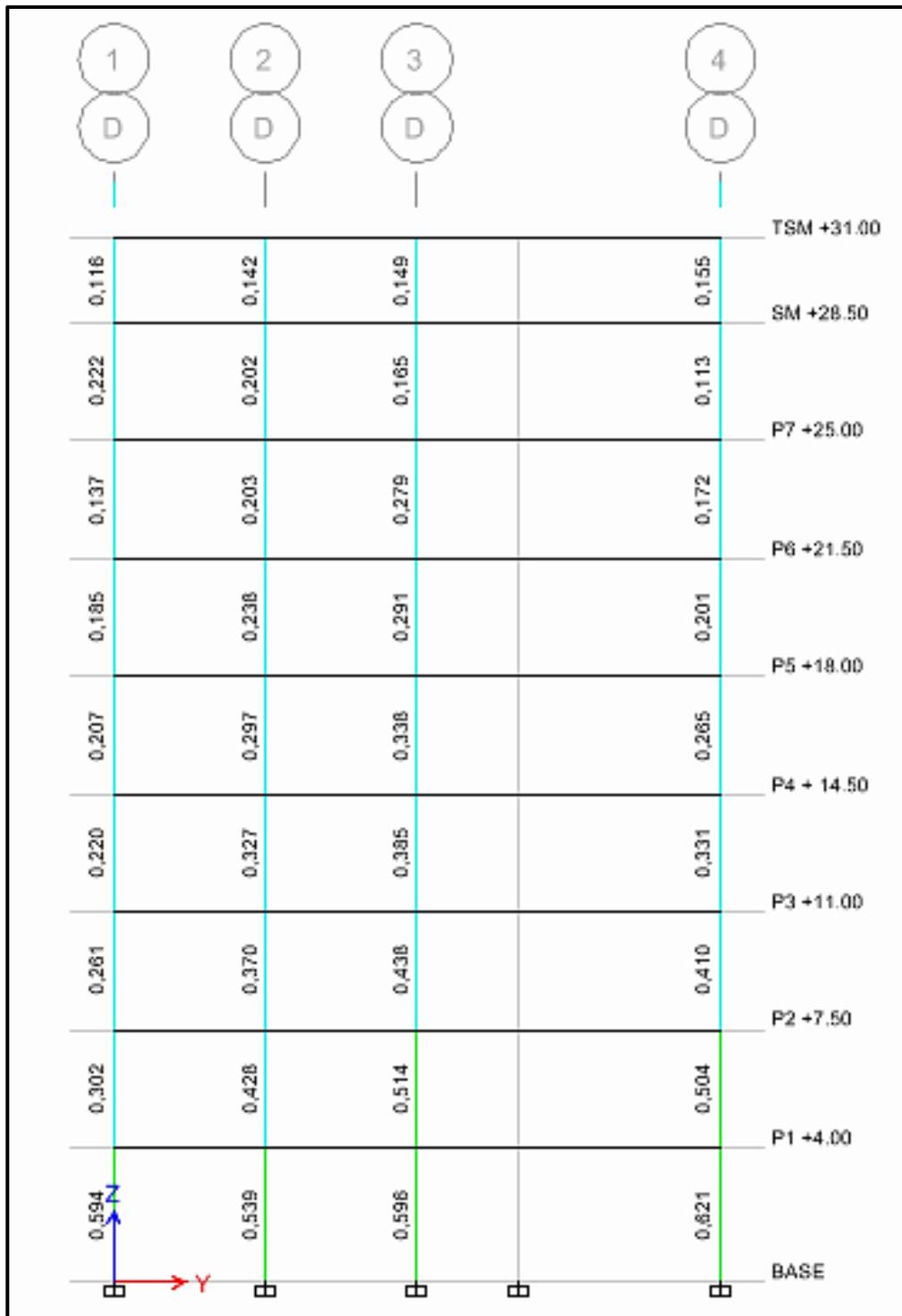


Figura 41. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico D
Nota. Fuente: Elaboración propia

Se observa en la Figura 40, que la columna 4C posee la demanda capacidad más elevada, de un 67,80%, el resto de las columnas tienen una gran holgura, y se debe a las grandes secciones de columnas que posee el modelo, limitadas principalmente a las dimensiones establecidas por el Edificio Oeste, ya que debe hacer una uniformidad en cuanto a las dimensiones de secciones de ambos edificios, dado que los mismos se encontraran adosados y deben poseer un cierto grado de armonía y estética que permitan su integración sin crear distorsiones visuales que atenten contra el diseño arquitectónico.

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 13 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores:



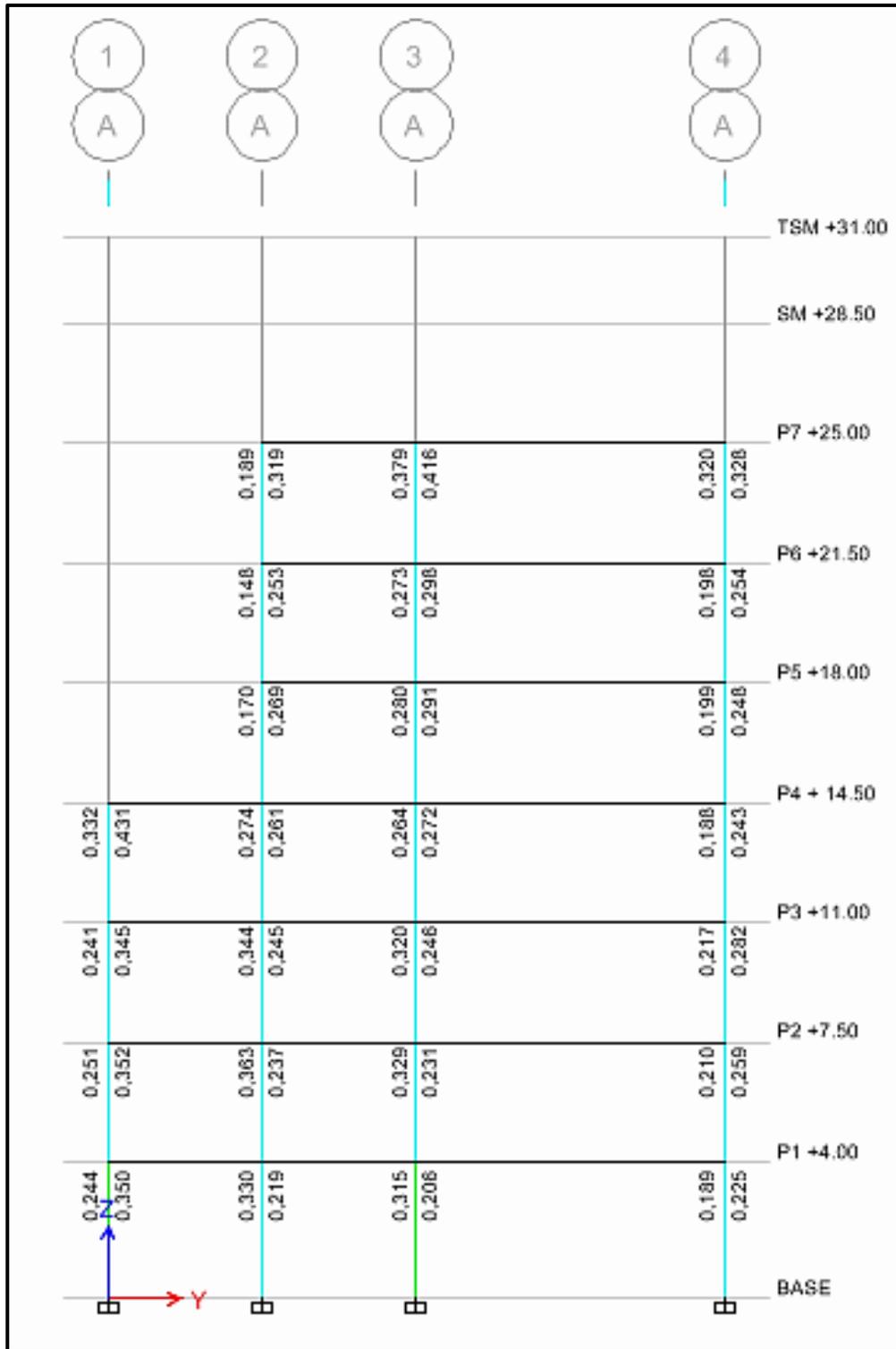


Figura 42. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico A
 Nota. Fuente: Elaboración propia

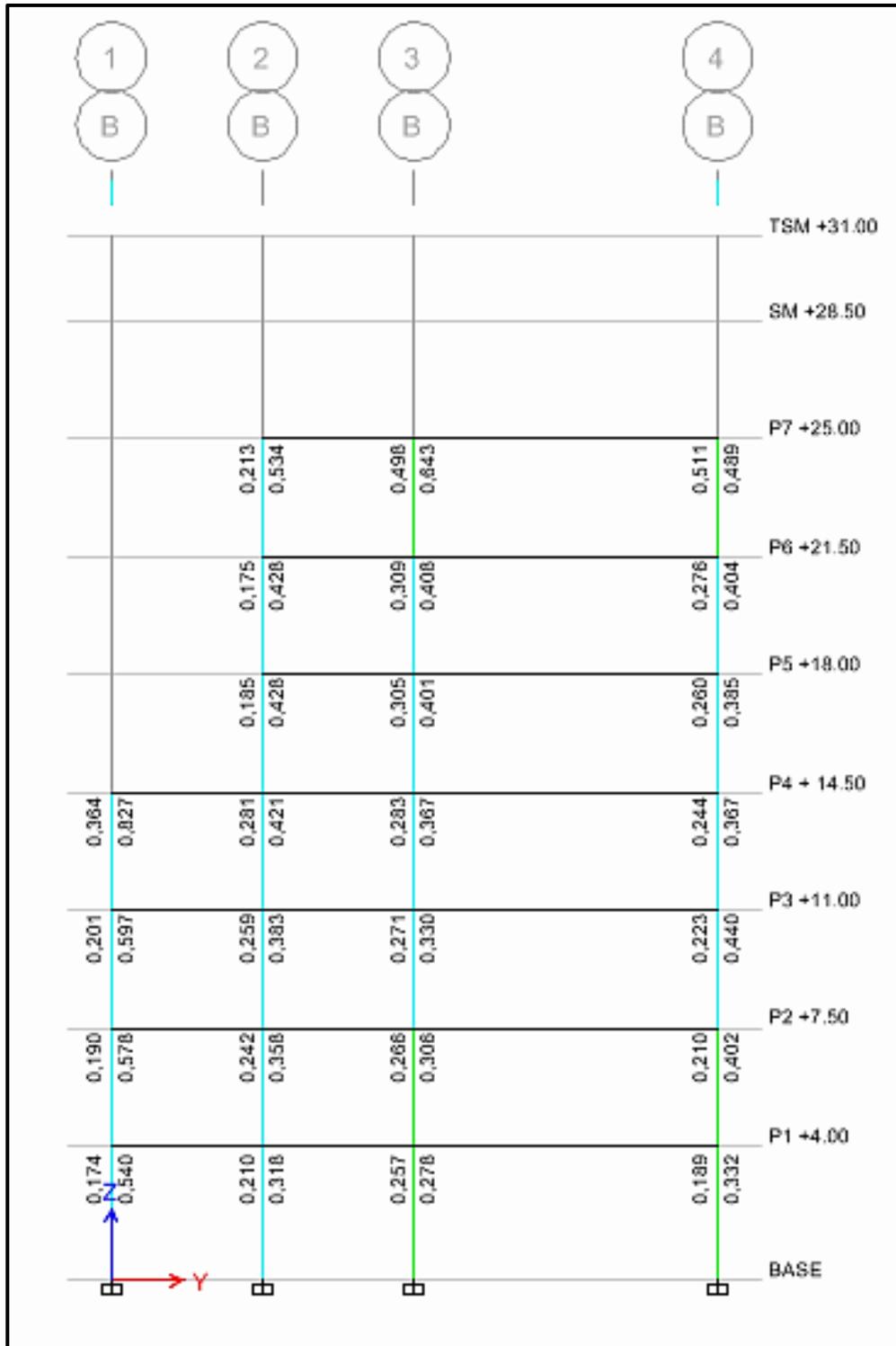


Figura 43. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico B
 Nota. Fuente: Elaboración propia

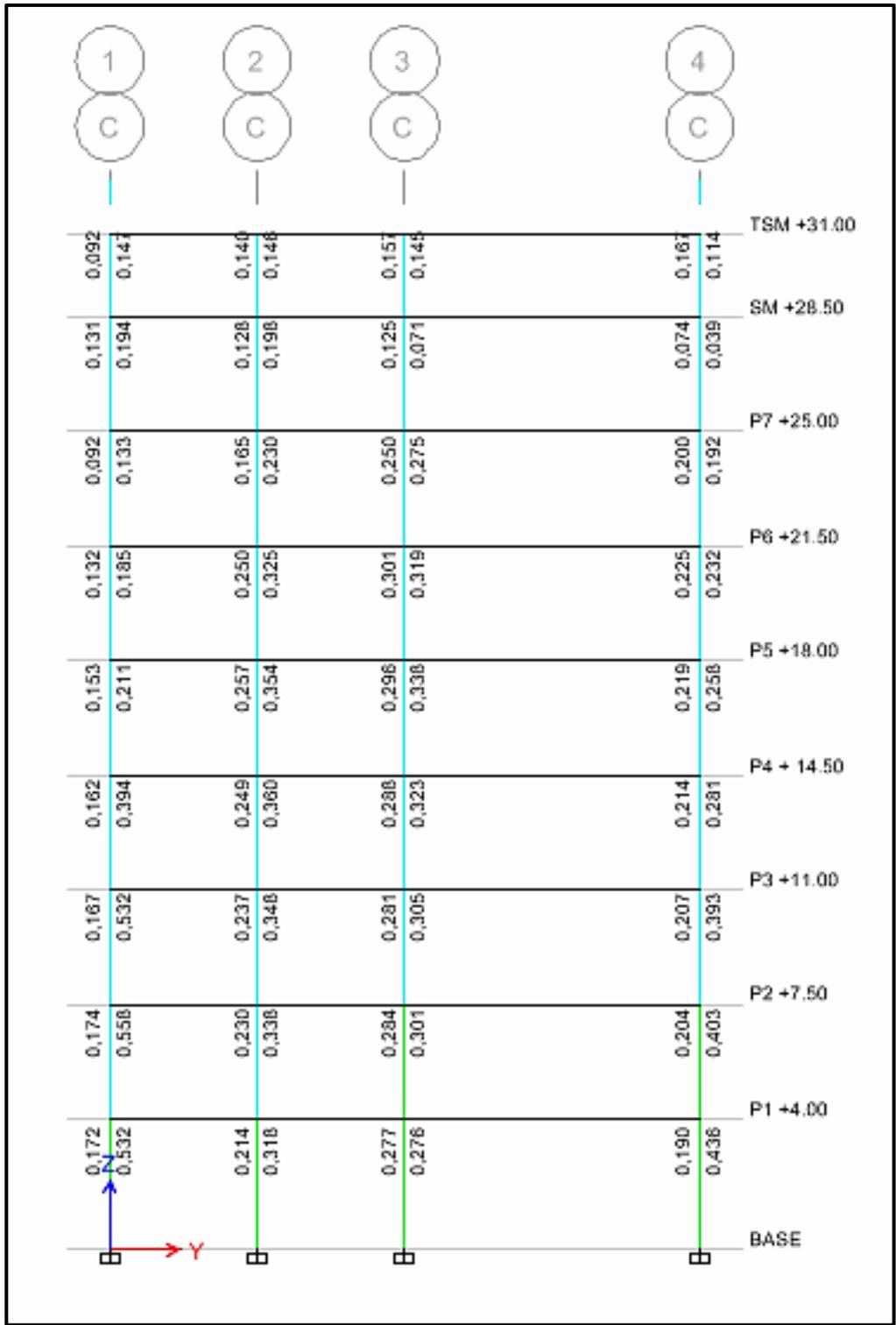


Figura 44. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico C
 Nota. Fuente: Elaboración propia

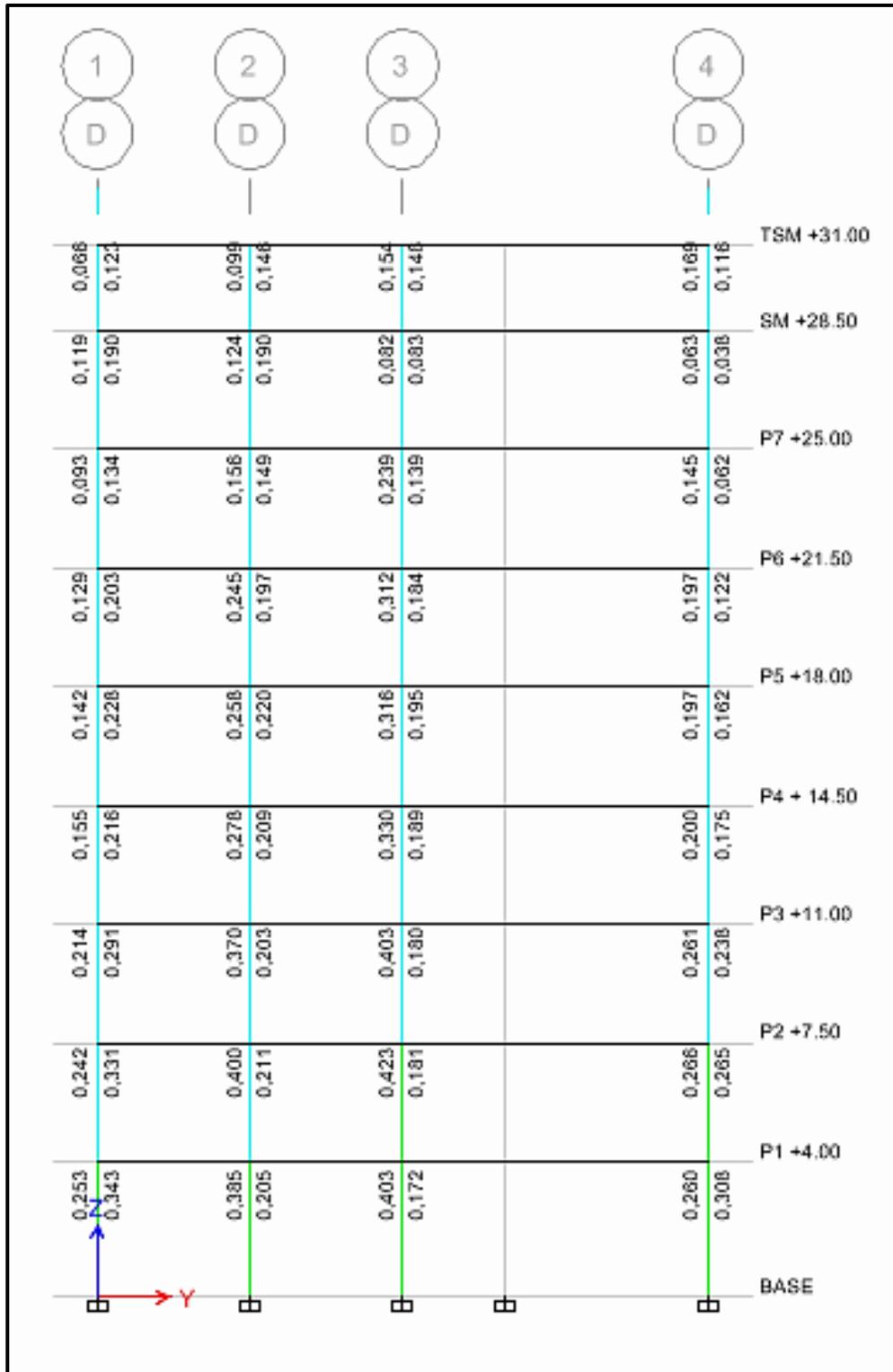


Figura 45. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico D
 Nota. Fuente: Elaboración propia

4.11 Modelado, análisis y diseño estructural. Edificio Oeste

Este edificio presenta una configuración de planta igual en todos sus niveles, no posee núcleo de circulación vertical ya que el acceso se hará por medio del edificio Este, por lo que la distribución vertical es bastante simétrica. Una de las variantes a considerar es el ala de 9,00x9,00m que sale de la estructura por la esquina noroeste, también cabe destacar que en la fachada sur el edificio posee un volado de 1,00m de longitud con sección variable, que tiene como finalidad servir de apoyo para un parasol que permitirá reducir la incidencia de los rayos solares sobre las aulas de clase. También igual que en el edificio Este se presenta la sobrecarga permanente especial por la utilización de techos verdes. A continuación se presenta el modelo 3D de la estructura:

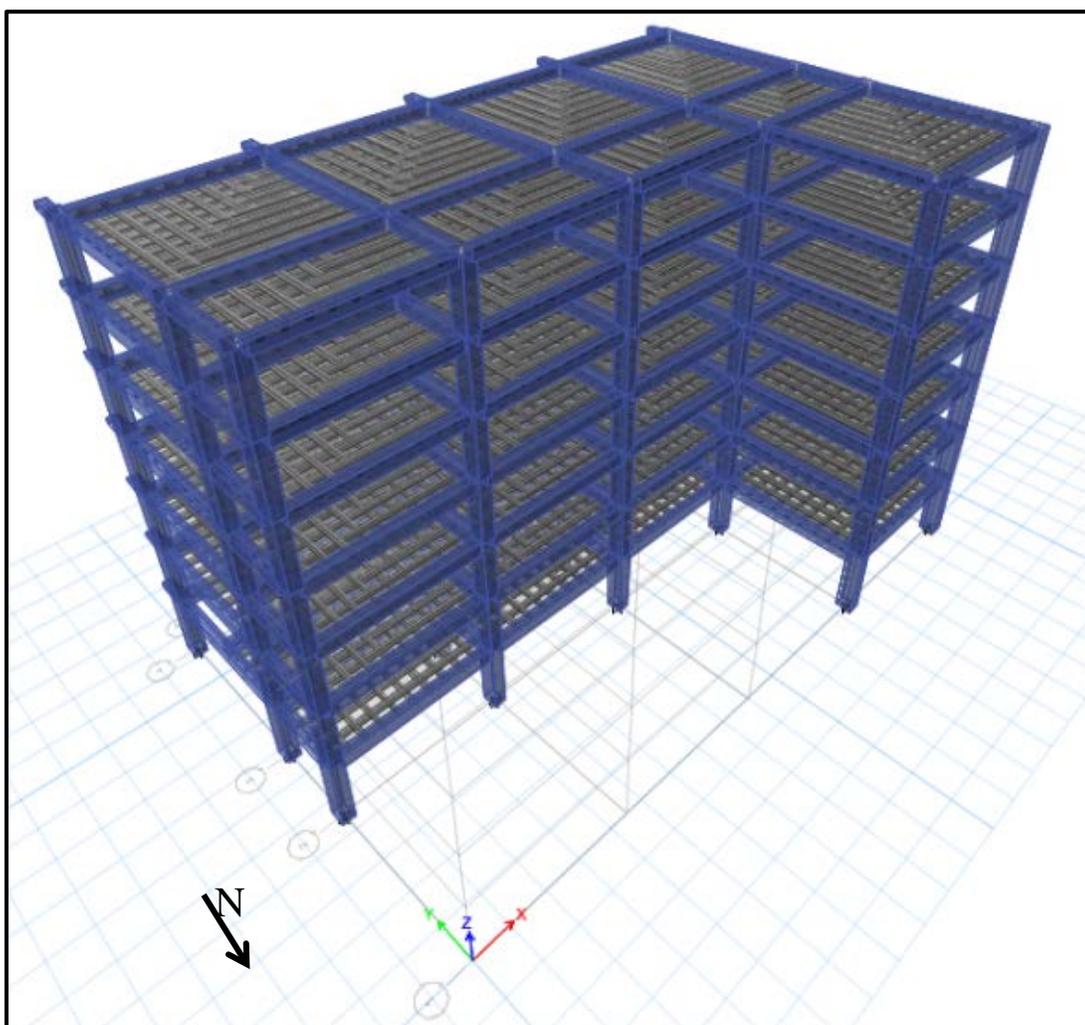


Figura 46. Vista 3D Edificio Oeste (Fachada norte y lateral este)

Nota. Fuente: Elaboración propia

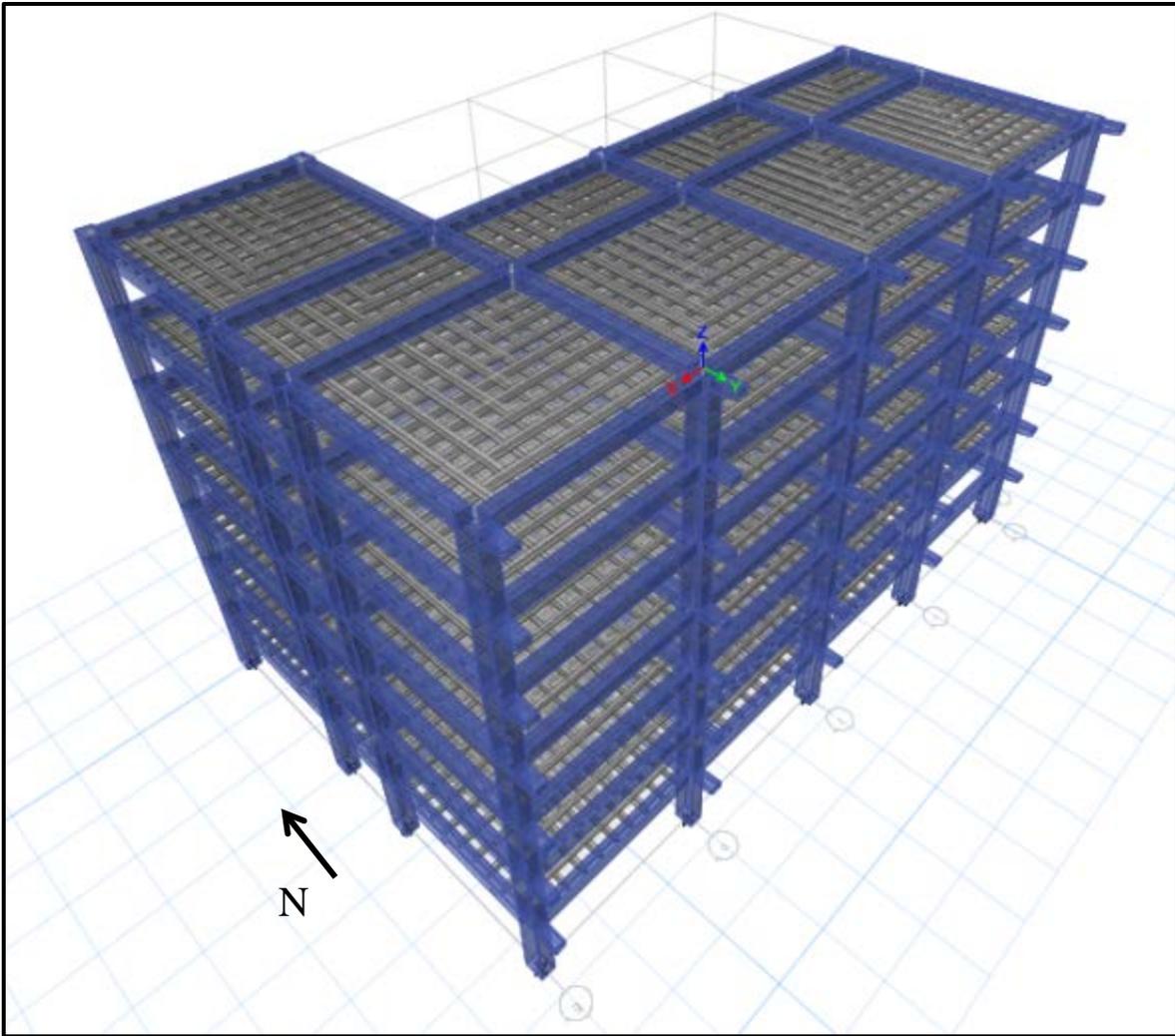


Figura 47. Vista 3D Edificio Oeste (Fachada sur y lateral oeste)
Nota. Fuente: Elaboración propia

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.

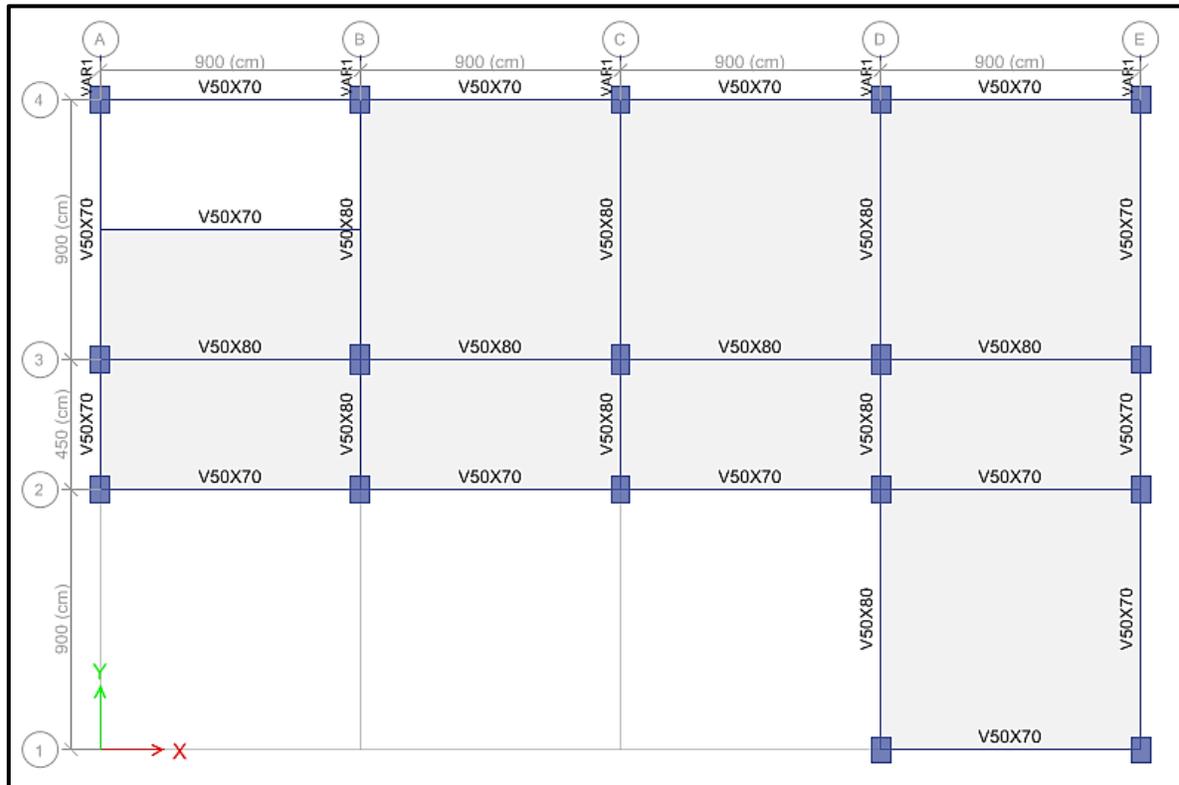


Figura 48. Secciones finales de vigas (Nivel 1)

Nota. Fuente: Elaboración propia

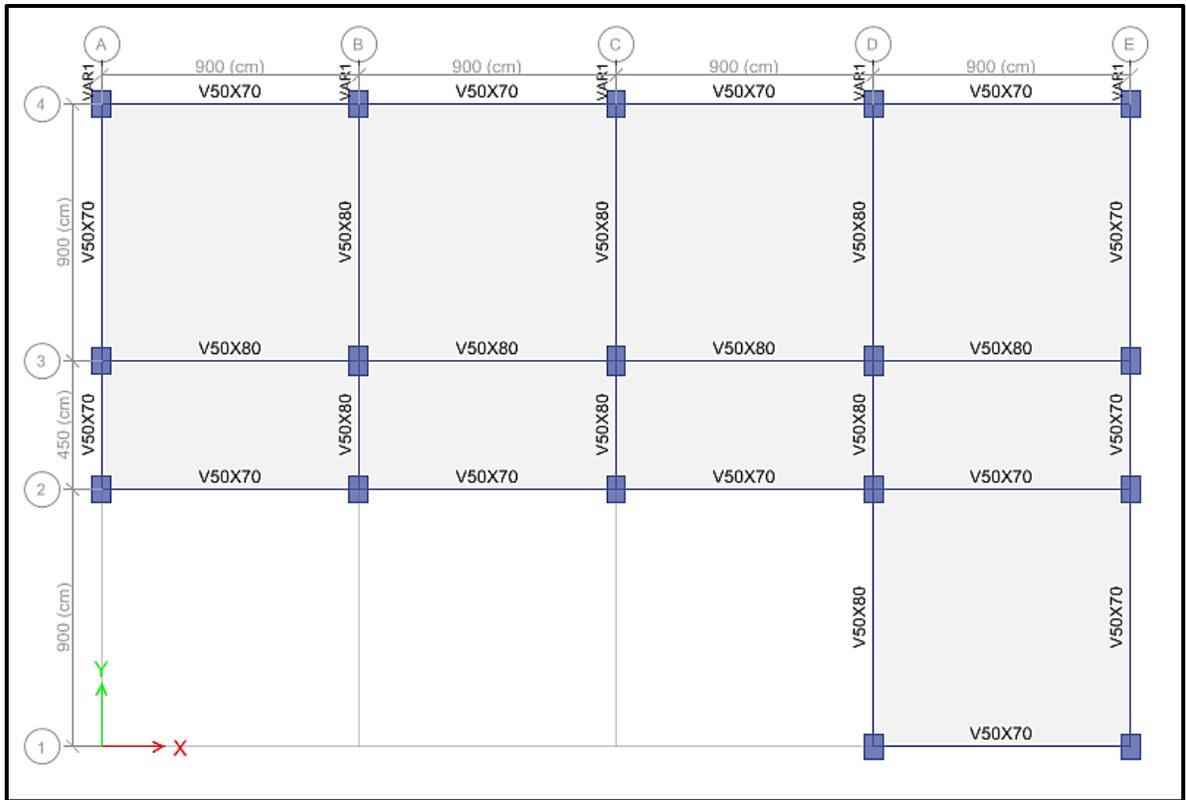


Figura 49. Secciones finales de vigas (Nivel 2 y 3)

Nota. Fuente: Elaboración propia

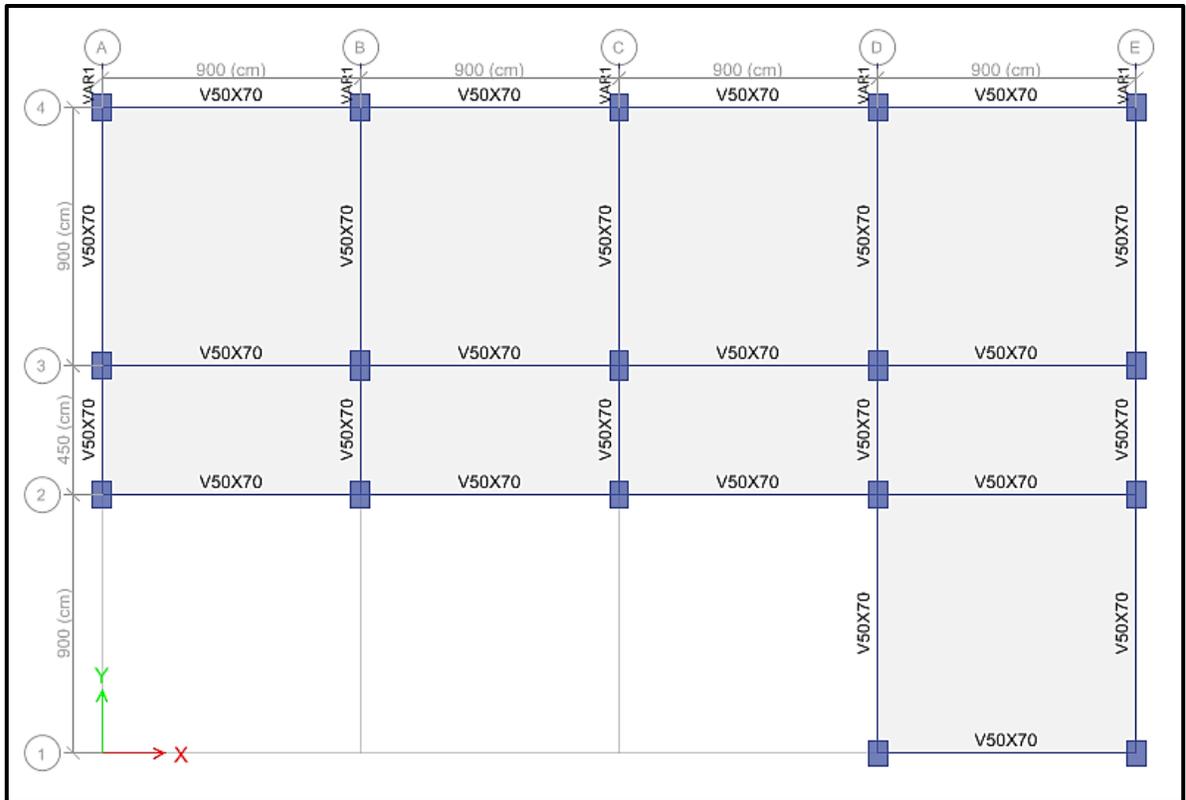


Figura 50. Secciones finales de vigas (Nivel 4, 5 y 6)

Nota. Fuente: Elaboración propia

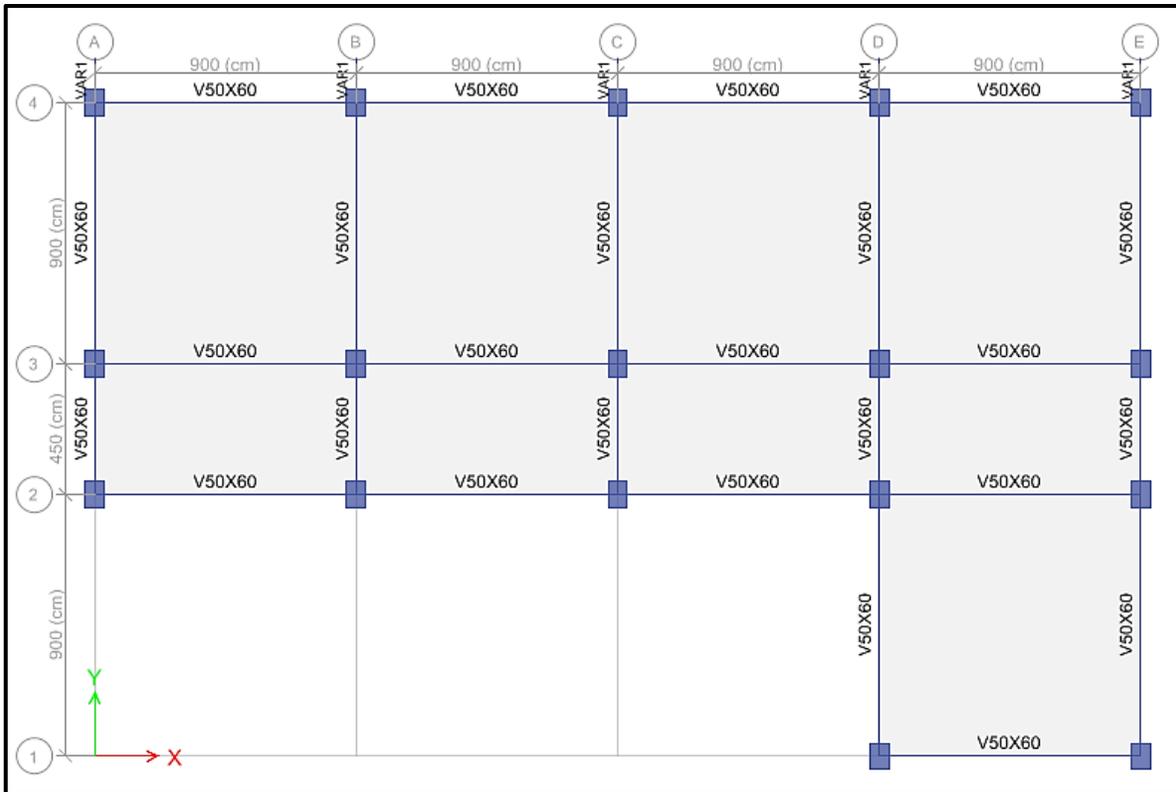


Figura 51. Secciones finales de vigas (Nivel Techo)

Nota. Fuente: Elaboración propia

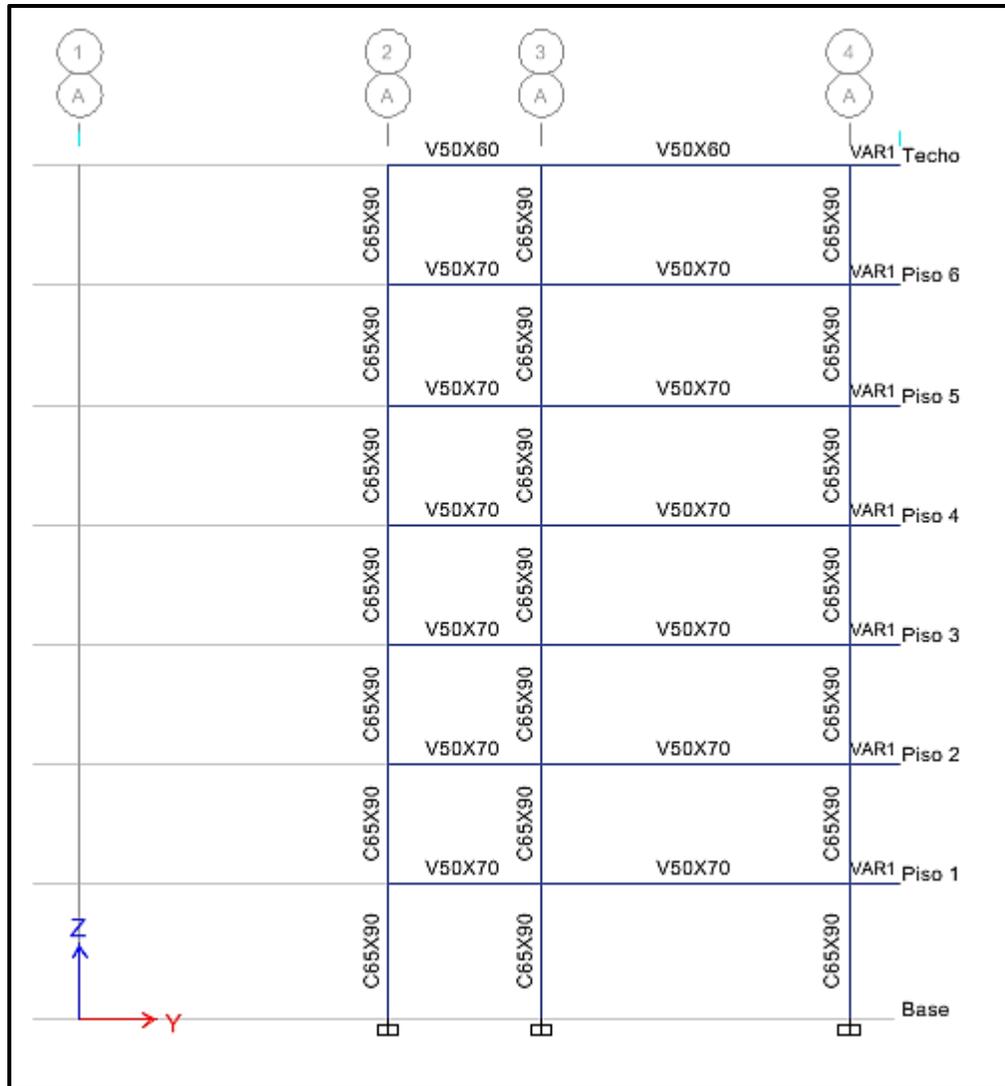


Figura 52. Secciones finales de columnas (Pórtico A)
Nota. Fuente: Elaboración propia



Figura 53. Secciones finales de columnas (Pórtico B)

Nota. Fuente: Elaboración propia

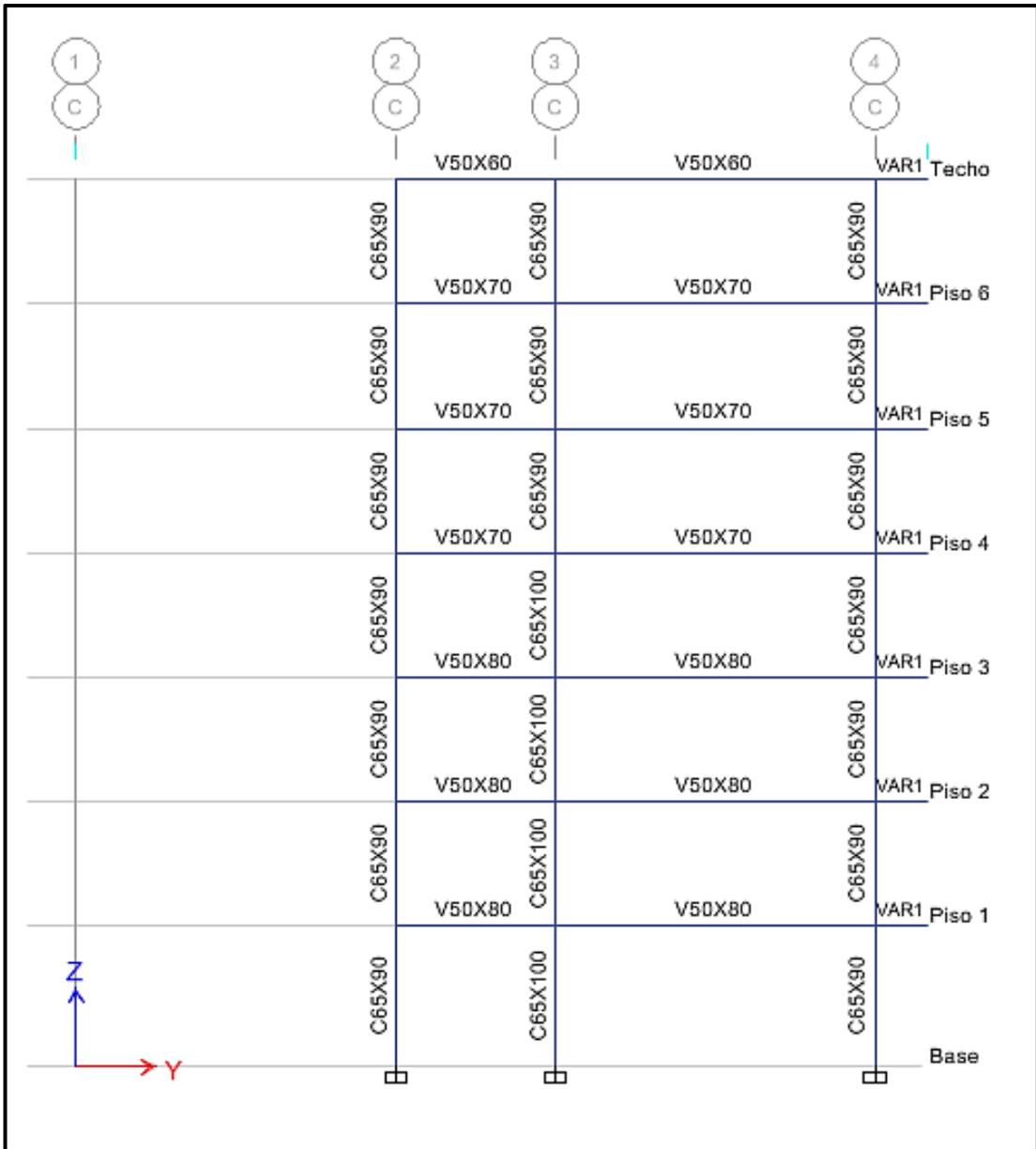


Figura 54. Secciones finales de columnas (Pórtico C)

Nota. Fuente: Elaboración propia

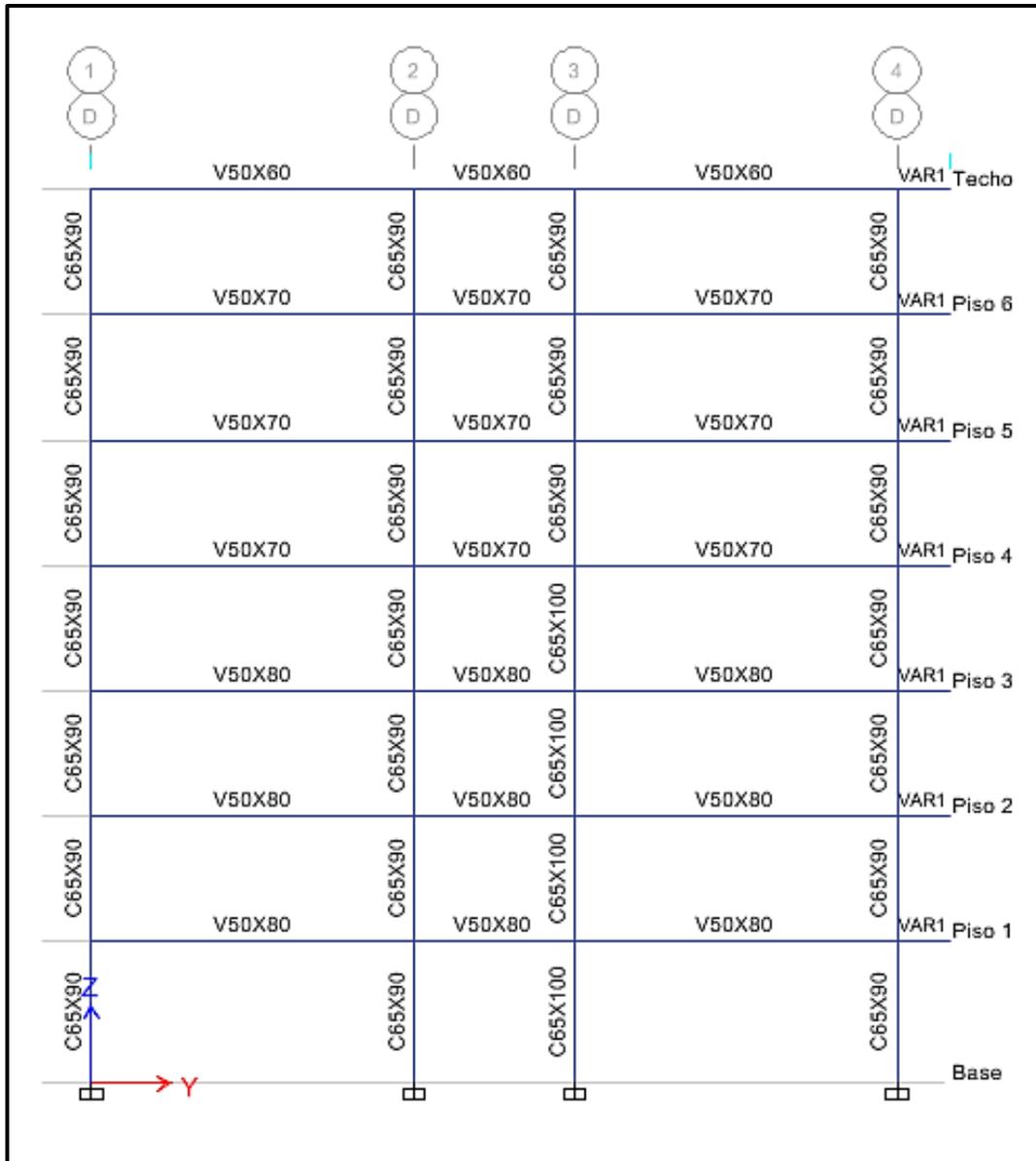


Figura 55. Secciones finales de columnas (Pórtico D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

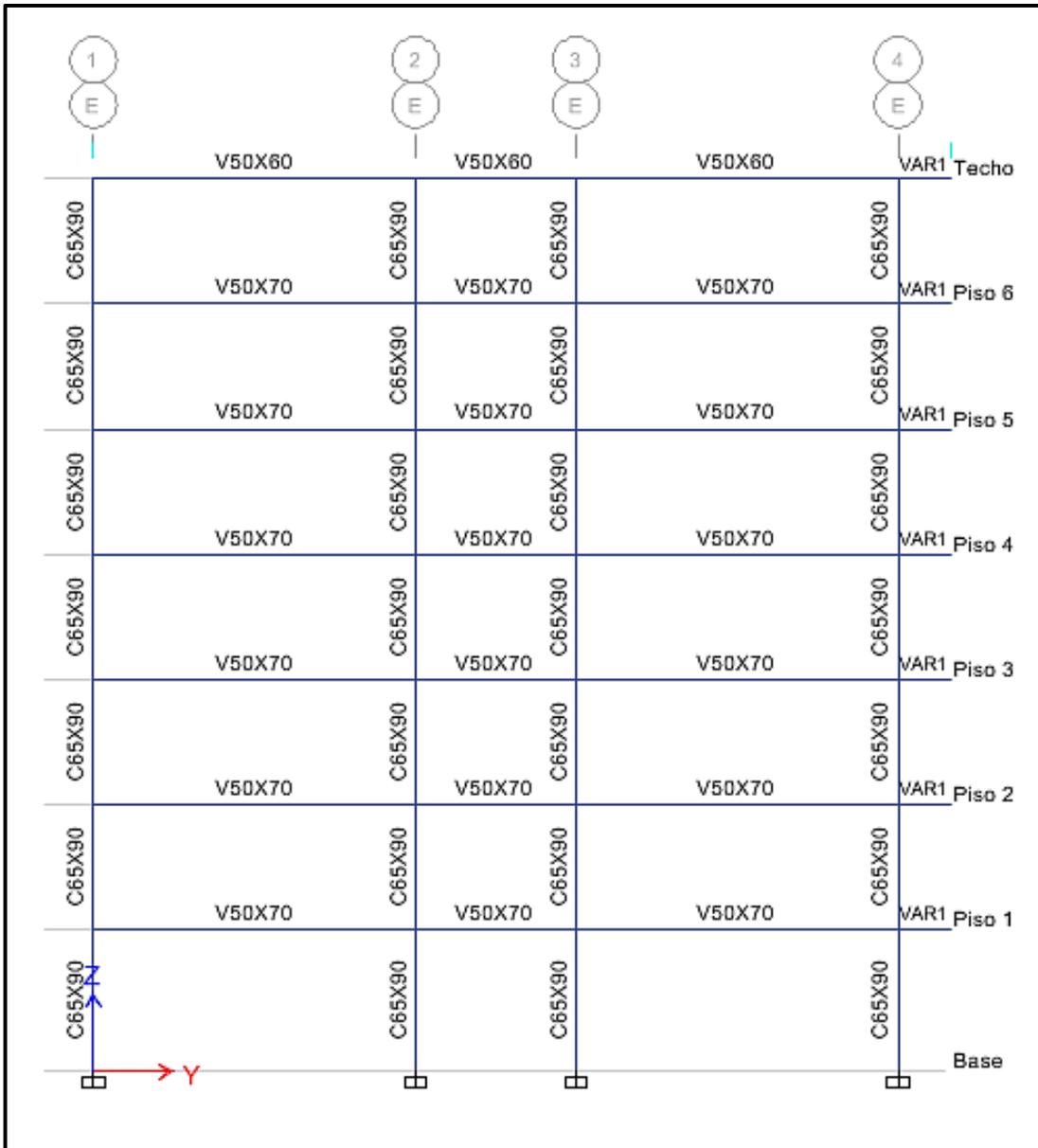


Figura 56. Secciones finales de columnas (Pórtico E)

Nota. 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 18, con las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación:

Tabla 18. Coordenadas del centro de masa y centro de rigidez de cada planta de la edificación

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Techo +25.00	D1	20,0124	13,9803	19,8344	13,769
P6 +21.50	D1	19,8956	13,8732	19,7281	13,7347
P5 +18.00	D1	19,8956	13,8732	19,6005	13,6977
P4 + 14.50	D1	19,8941	13,8726	19,4837	13,6582
P3 +11.00	D1	19,8807	13,8695	19,3979	13,6086
P2 +7.50	D1	19,8807	13,8695	19,36	13,5336
P1 +4.00	D1	21,6515	13,344	19,4639	13,3851
Masa (tonf):	534,48				

Nota. 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 534,48 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 numero de modos igual a 3 veces el número de plantas, los cual para el Edificio Este se consideraron 21 modos.

A continuación se presenta la Tabla 19, de masas participativas por modos.

Tabla 19. Masas participativas y períodos por modos de vibración

Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		Segundos				
Modal	1	0,967	0,8252	6,05E-06	83%	0%
Modal	2	0,787	2,29E-05	0,7501	83%	75%
Modal	3	0,758	0,0009	0,0489	83%	80%
Modal	4	0,314	0,1047	0	93%	80%
Modal	5	0,251	2,09E-05	0,1151	93%	91%
Modal	6	0,238	0,0002	0,0122	93%	93%
Modal	7	0,172	0,0367	5,10E-07	97%	93%
Modal	8	0,133	2,09E-05	0,0327	97%	96%
Modal	9	0,125	0,0001	0,0066	97%	97%
Modal	10	0,11	0,0184	0	99%	97%
Modal	11	0,084	1,26E-05	0,0168	99%	98%
Modal	12	0,079	0,0001	0,003	99%	99%
Modal	13	0,076	0,0089	1,70E-06	100%	99%
Modal	14	0,057	1,07E-05	0,0082	100%	99%
Modal	15	0,057	0,0037	1,03E-05	100%	99%
Modal	16	0,054	4,87E-06	0,0012	100%	99%
Modal	17	0,046	0,0011	0	100%	99%
Modal	18	0,043	1,29E-06	0,0035	100%	100%
Modal	19	0,04	7,00E-06	0,0004	100%	100%
Modal	20	0,035	0	0,0011	100%	100%
Modal	21	0,033	2,74E-06	0,0001	100%	100%

Nota. Fuente: Elaboración propia

Se aprecia que para el quinto modo, se tiene más del 90% normativo de masa participativa. Para la dirección “X” un 93%, mientras que en “Y” un 91%.

4.11.4 Modos de vibración de la estructura

Modo 1 (Traslacional)

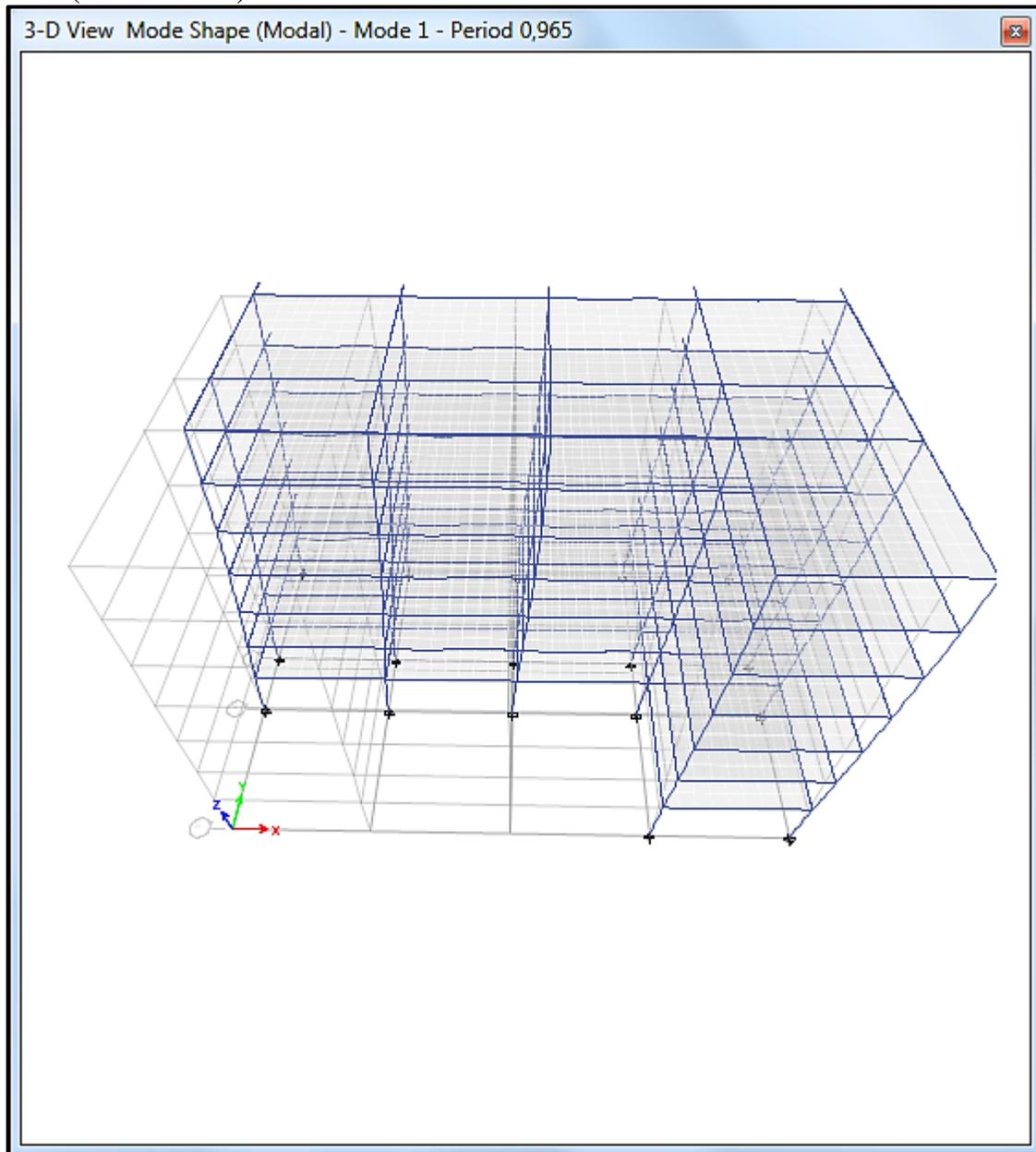


Figura 57. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Oeste. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

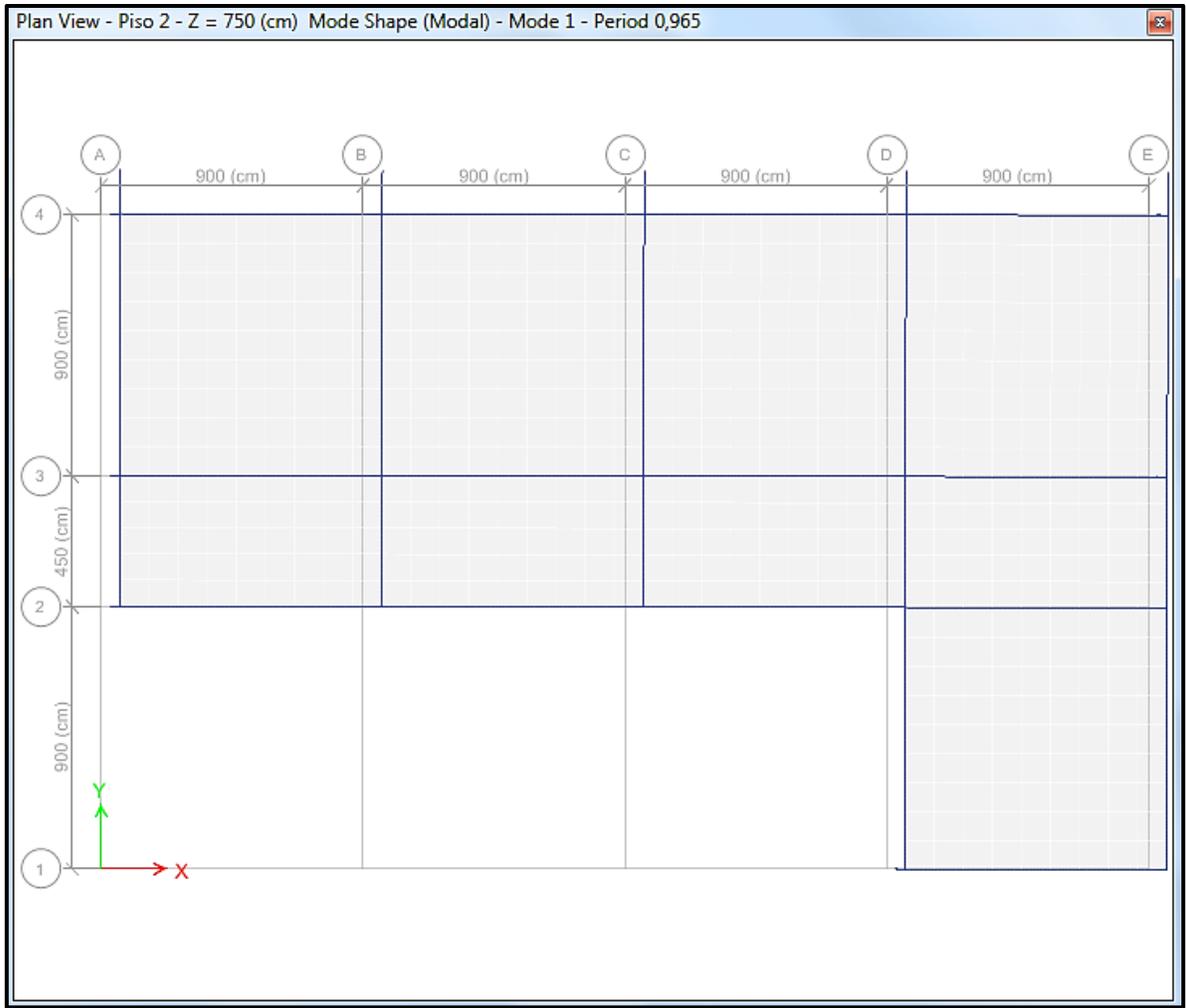


Figura 58. Modo de Vibración 1. Traslacional Edificio Oeste. (Vista Planta Nivel 2)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 2 (Traslacional)

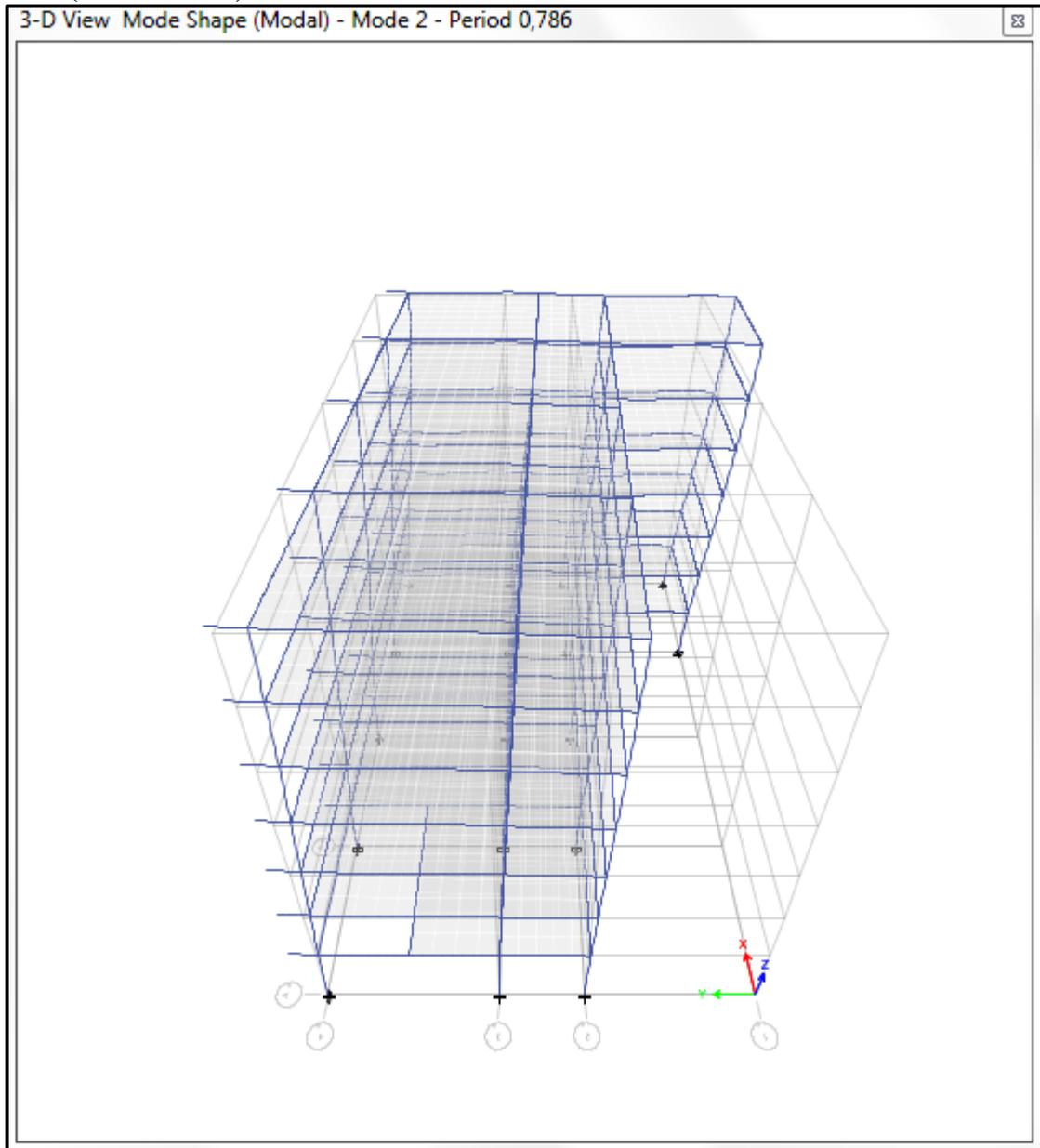


Figura 59. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Oeste. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

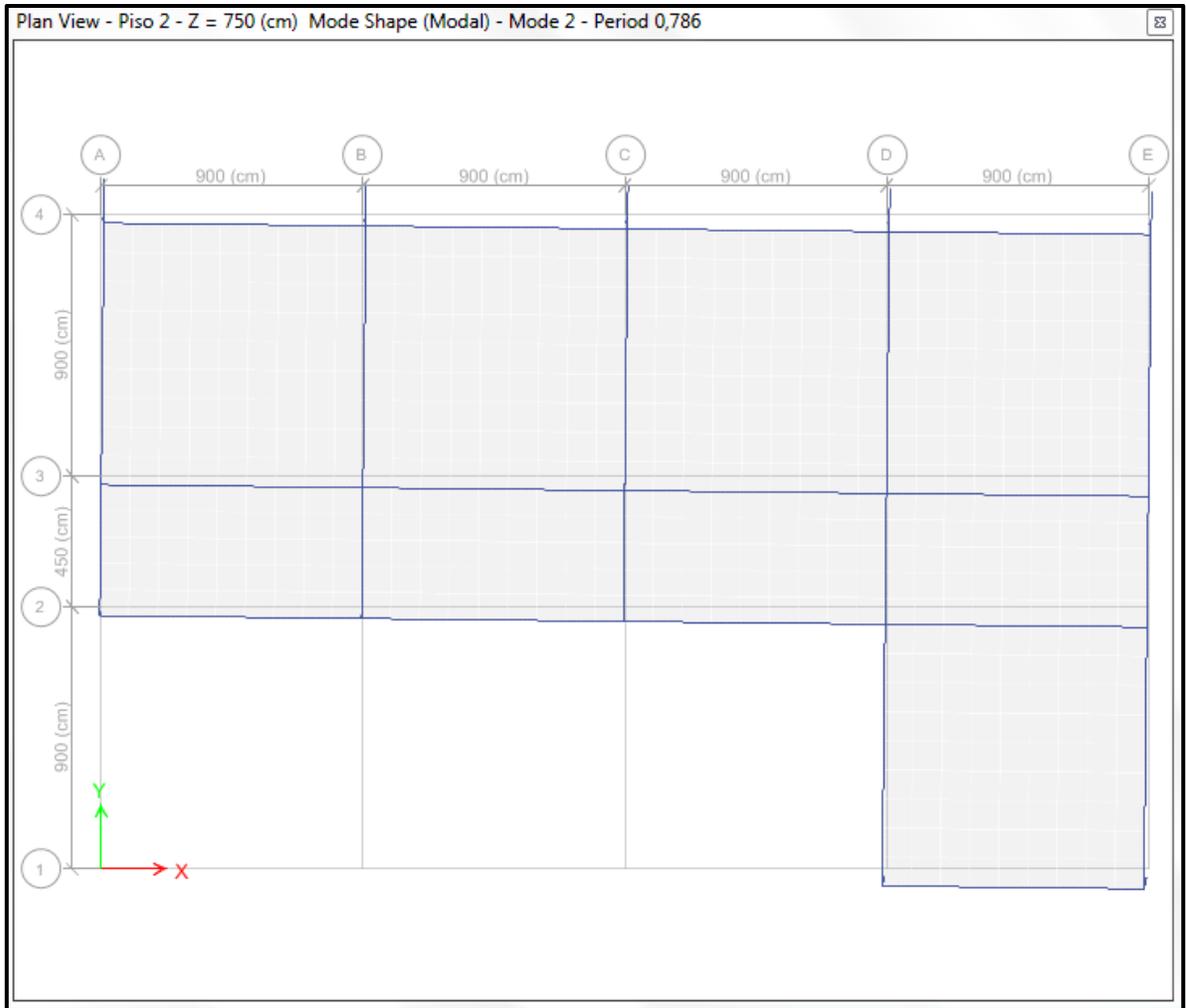


Figura 60. Modo de Vibración 2. Traslacional Edificio Oeste. (Vista Planta Nivel 2)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 3 (Rotacional)

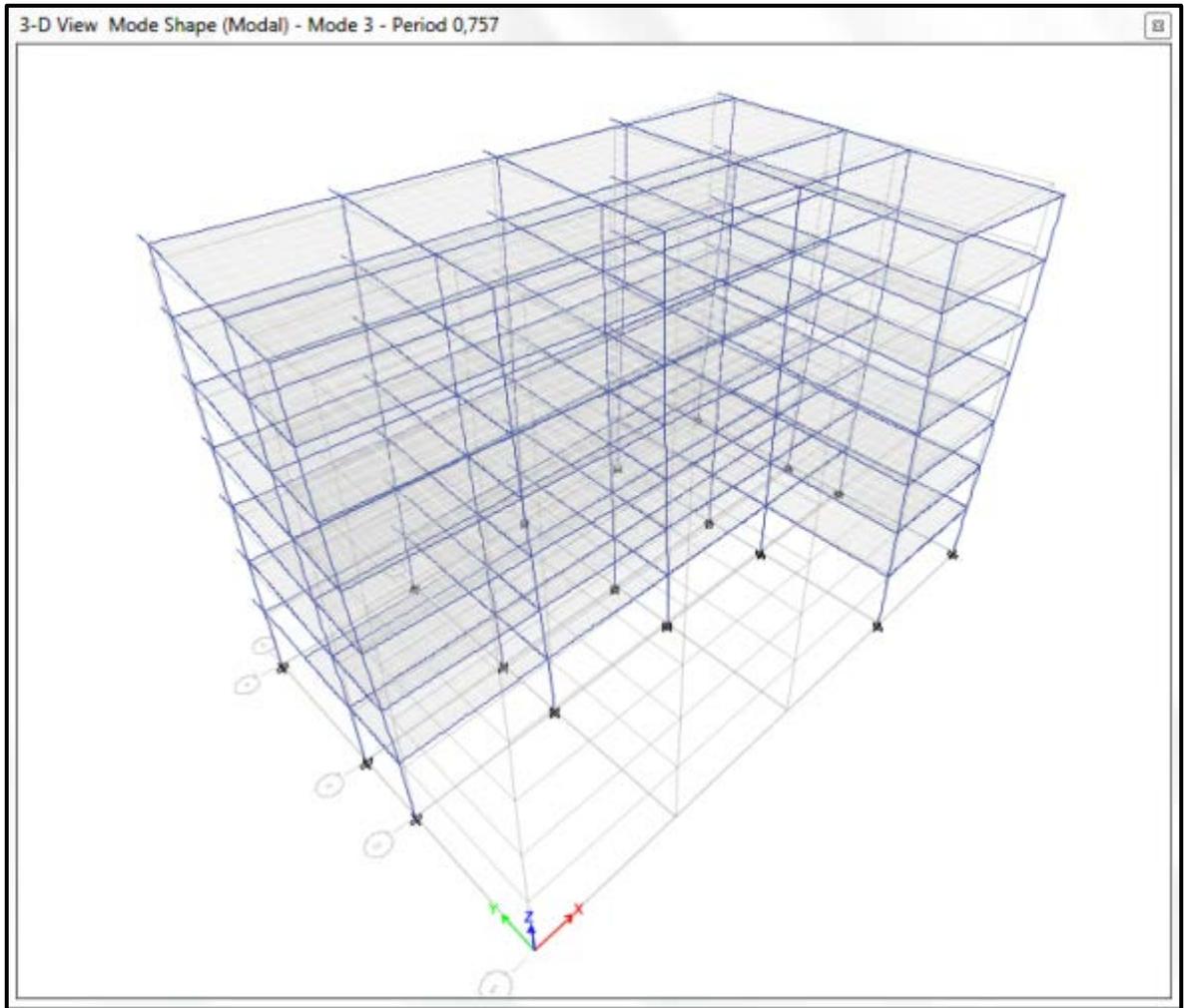


Figura 61. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Oeste. (Vista 3D)
Nota. Fuente: Elaboración propia

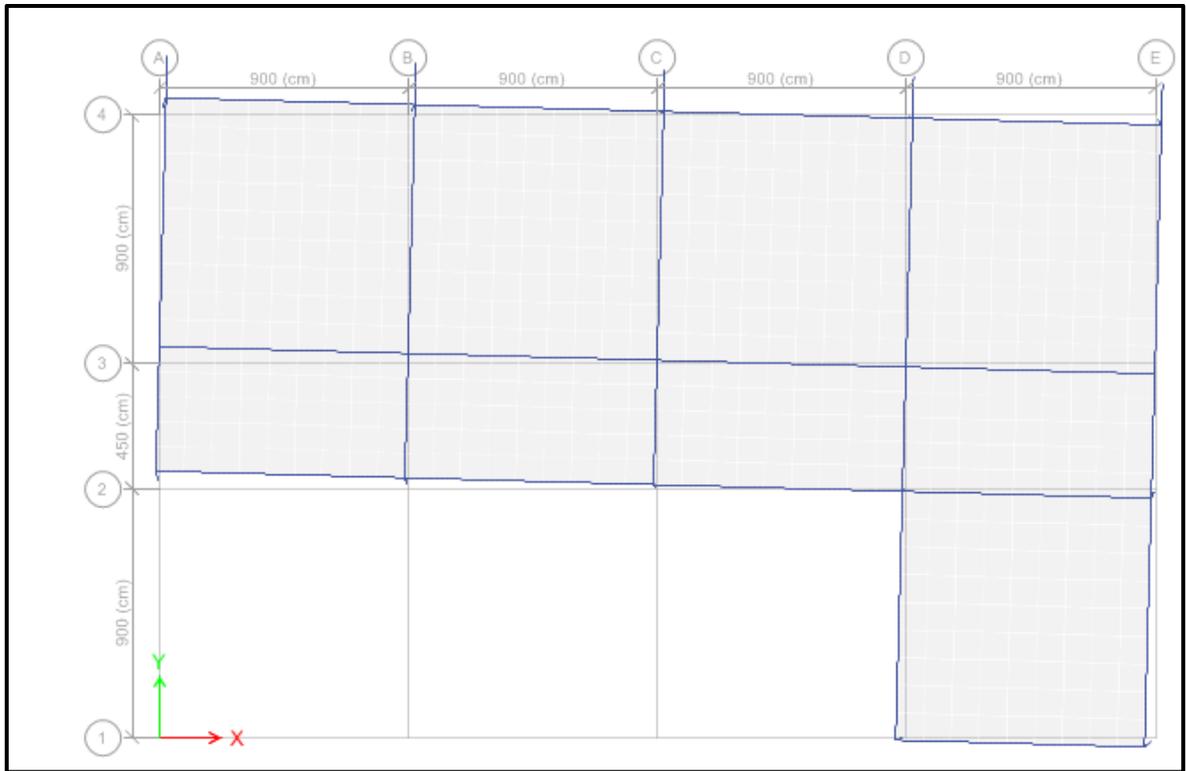


Figura 62. Modo de Vibración 3. Rotacional Edificio Oeste. (Vista Planta Nivel 2)
Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 4

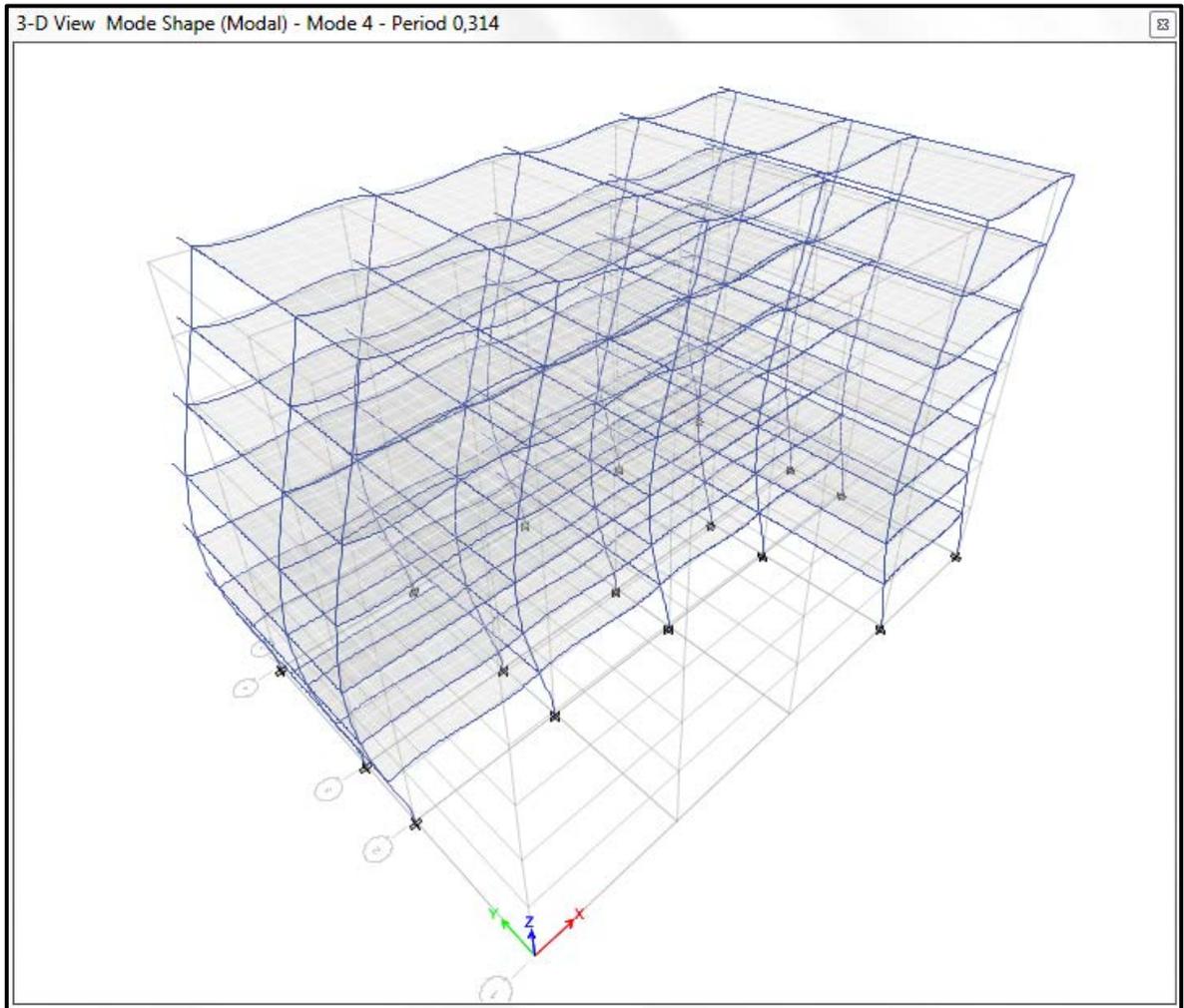


Figura 63. Modo de Vibración 4. Edificio Oeste. (Vista 3D)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Modo 5

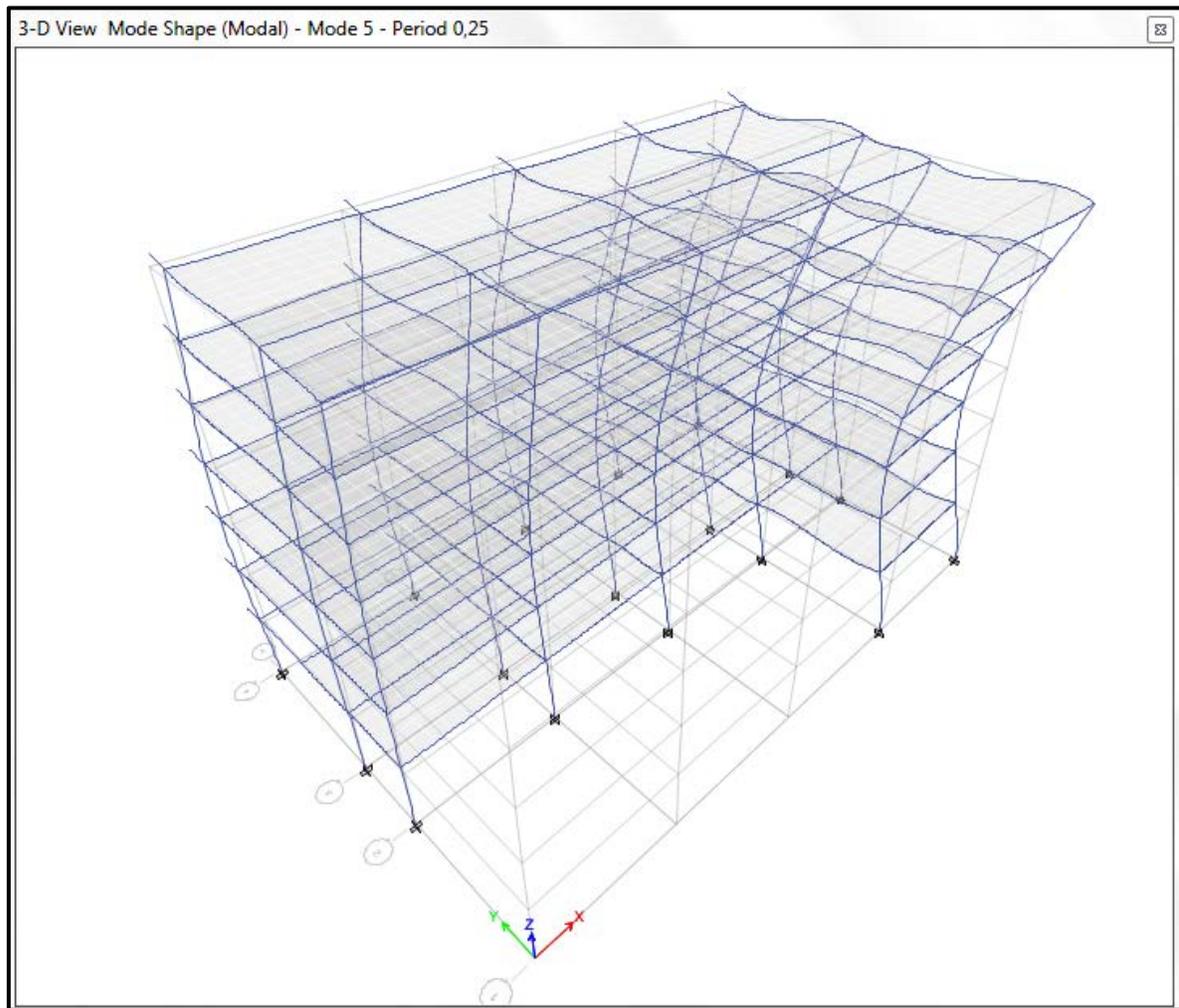


Figura 64. Modo de Vibración 5. Edificio Oeste. (Vista 3D)

Nota. 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 20.

Tabla 20. Cortes de piso ante acciones sísmicas

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY
			tonf	tonf	tonf
TECHO	SX Max	Top	0	101,9019	0,9184
TECHO	SX Max	Bottom	0	101,9019	0,9184
PISO 6	SY Max	Top	0	0,7443	124,4374
PISO 6	SY Max	Bottom	0	0,7443	124,4374
PISO 5	SX Max	Top	0	173,6702	1,308
PISO 5	SX Max	Bottom	0	173,6702	1,308
PISO 4	SY Max	Top	0	1,1401	212,1969
PISO 4	SY Max	Bottom	0	1,1401	212,1969
PISO 3	SX Max	Top	0	234,6153	1,6644
PISO 3	SX Max	Bottom	0	234,6153	1,6644
PISO 2	SY Max	Top	0	1,4658	284,5625
PISO 2	SY Max	Bottom	0	1,4658	284,5625
PISO 1	SX Max	Top	0	285,346	1,9522
PISO 1	SX Max	Bottom	0	285,346	1,9522
TECHO	SY Max	Top	0	1,788	343,1691
TECHO	SY Max	Bottom	0	1,788	343,1691
PISO 6	SX Max	Top	0	326,6373	2,1673
PISO 6	SX Max	Bottom	0	326,6373	2,1673
PISO 5	SY Max	Top	0	2,0563	390,0036
PISO 5	SY Max	Bottom	0	2,0563	390,0036
PISO 4	SX Max	Top	0	357,2687	2,3227
PISO 4	SX Max	Bottom	0	357,2687	2,3227
PISO 3	SY Max	Top	0	2,2653	424,1354
PISO 3	SY Max	Bottom	0	2,2653	424,1354
PISO 2	SX Max	Top	0	374,9156	2,4816
PISO 2	SX Max	Bottom	0	374,9156	2,4816
PISO 1	SY Max	Top	0	2,4905	443,1805
PISO 1	SY Max	Bottom	0	2,4905	443,1805

Nota. Fuente: Elaboración propia

Al igual que en modelo del edificio Este, se observa que los cortes en la dirección Y resultan mayores a los obtenidos en la dirección ortogonal, ya que las columnas están dispuestas de tal manera que su mayor dimensión está orientada hacia el eje Y, lo que hace que la estructura sea más rígida en esa dirección y por lo tanto absorba un mayor corte sísmico. En cambio la dirección X disipa mejor dicha sollicitación debido a su menor rigidez de las secciones. Este hecho puede apreciarse mejor a través de la siguiente Figura 65:

Corte de piso en eje “X”

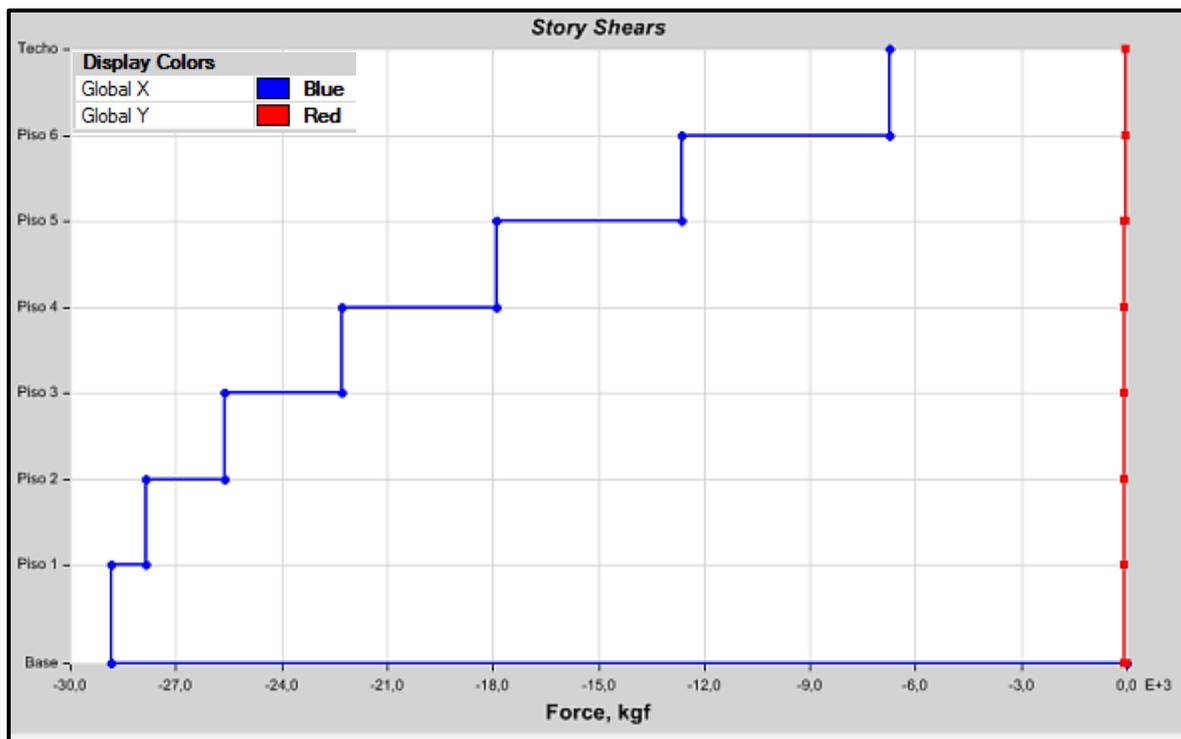


Figura 65. Cortes de piso debido a acciones sísmicas. Eje X. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

Corte de piso en eje "Y"

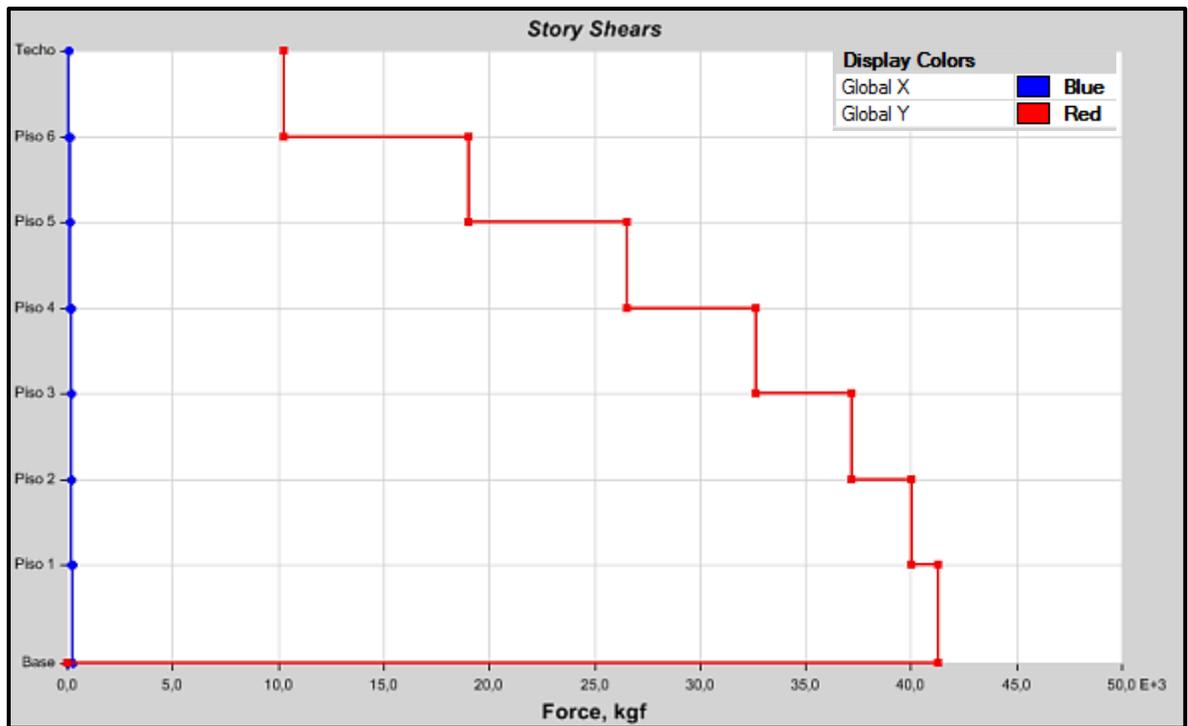


Figura 66. Cortes de piso debido a acciones sísmicas. Eje Y. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

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 21. Corte estático equivalente en las direcciones “X” y “Y”

$V'_{oX} =$	285,04
$V'_{oY} =$	285,04

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Cortante máximo de piso ante acciones sísmicas (obtenido de ETABS)

$V_{oX} =$	374,92
$V_{oY} =$	443,18

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Cociente entre el corte estático equivalente y el cortante máximo de piso

V'_{oX} / V_{oX} =	0,7603	≤ 1	—————>	Ok - Cumple
V'_{oY} / V_{oY} =	0,6432	≤ 1	—————>	Ok - Cumple

Nota. Fuente: Elaboración propia

Que de acuerdo al capítulo 9 de la norma Covenin 1756, debe ser menor a 1. Al cumplir ambos valores no es necesario realizar la 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 24, de derivas elásticas obtenidas del programa ETABS se extrae el mayor valor que fue generado por la combinación UDCon7 para el piso 2:

Tabla 24. Derivas elásticas

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
PISO 2	SX Max	18	Max Drift X	0,001432
	SX Max	18	Max Drift Y	0,000244
PISO 2	SY Max	12	Max Drift X	0,000346
	SY Max	22	Max Drift Y	0,001277
PISO 2	UDCon4 Max	18	Max Drift X	0,001537
	UDCon4 Max	18	Max Drift Y	0,000679
PISO 2	UDCon4 Min	12	Max Drift X	0,001494
	UDCon4 Min	22	Max Drift Y	0,00055

Nota. Fuente: Elaboración propia

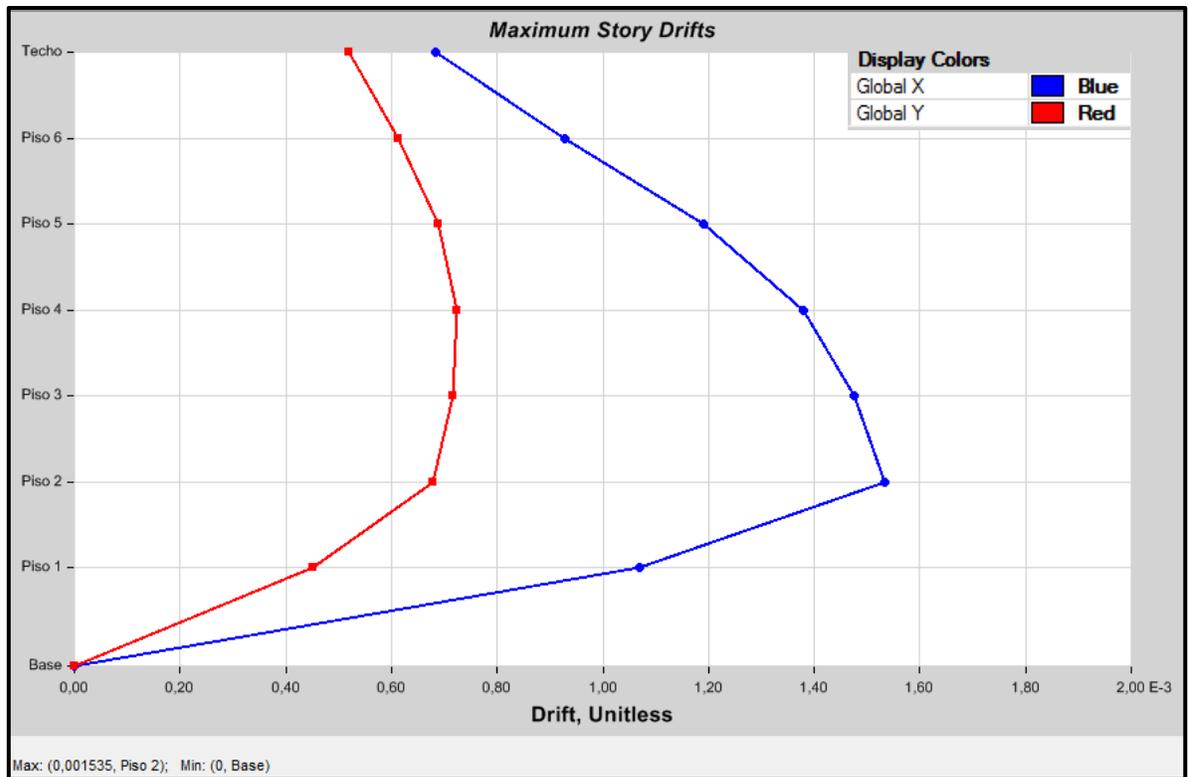


Figura 67. Diagrama de derivas elásticas por nivel para la combinación UDCon4 (Valor máximo de 0,00154 para el nivel 2)

Nota. Fuente: Elaboración propia

El valor máximo obtenido es 0,00154, con un factor de reducción de respuesta igual a 6, se determina a través de la siguiente fórmula el valor máximo de la deriva inelástica:

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

$$\Delta_{inelást.} = 0.8 * 6 * 0,00154$$

$$\Delta_{inelást.} = 0,0071$$

$$\Delta_{inelást.} = 0,007 < 0,012$$

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 13 utiliza la siguiente escala de colores para representar rango de valores:

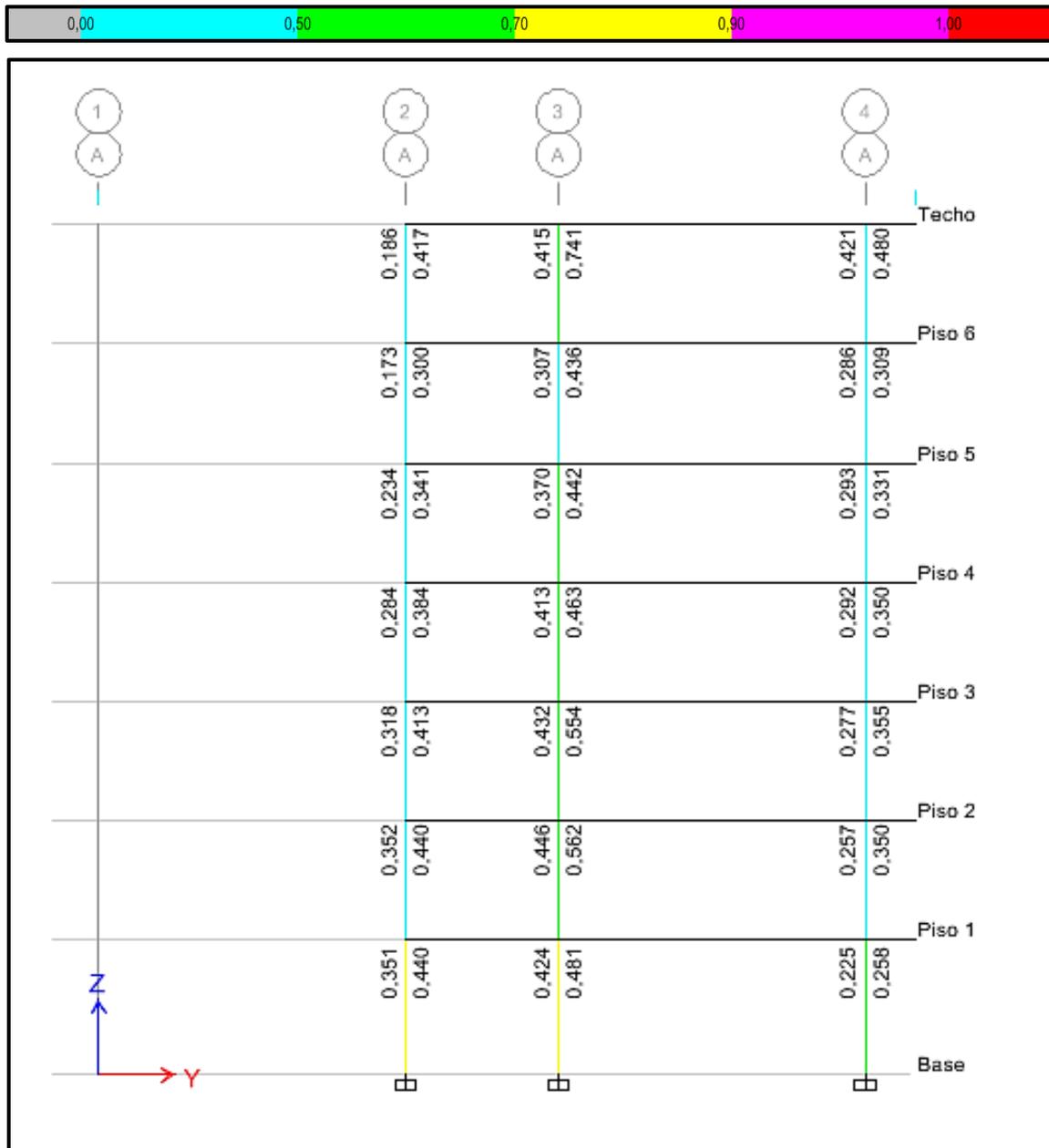


Figura 68. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico A
Nota. Fuente: Elaboración propia

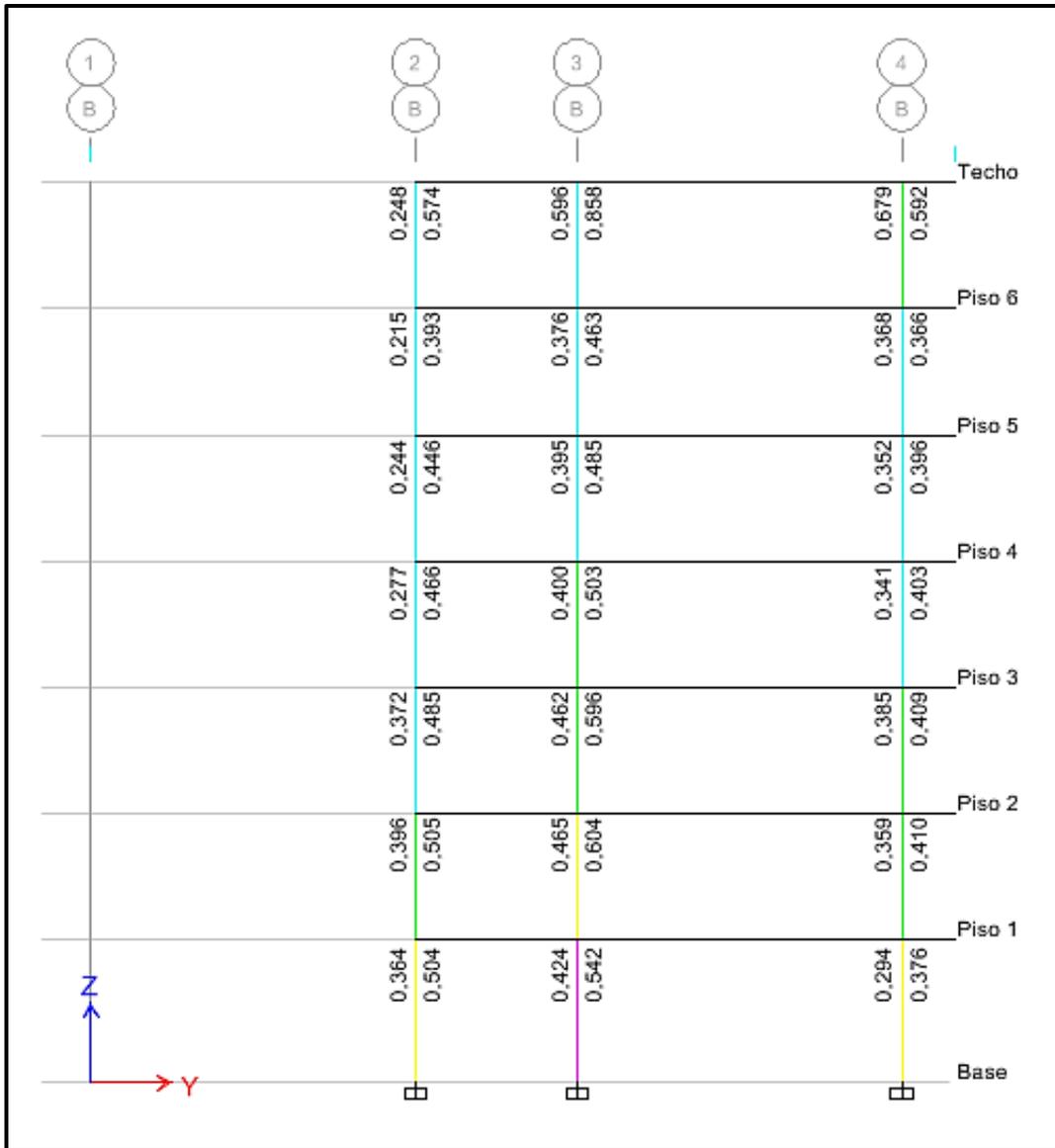


Figura 69. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico B
Nota. Fuente: Elaboración propia

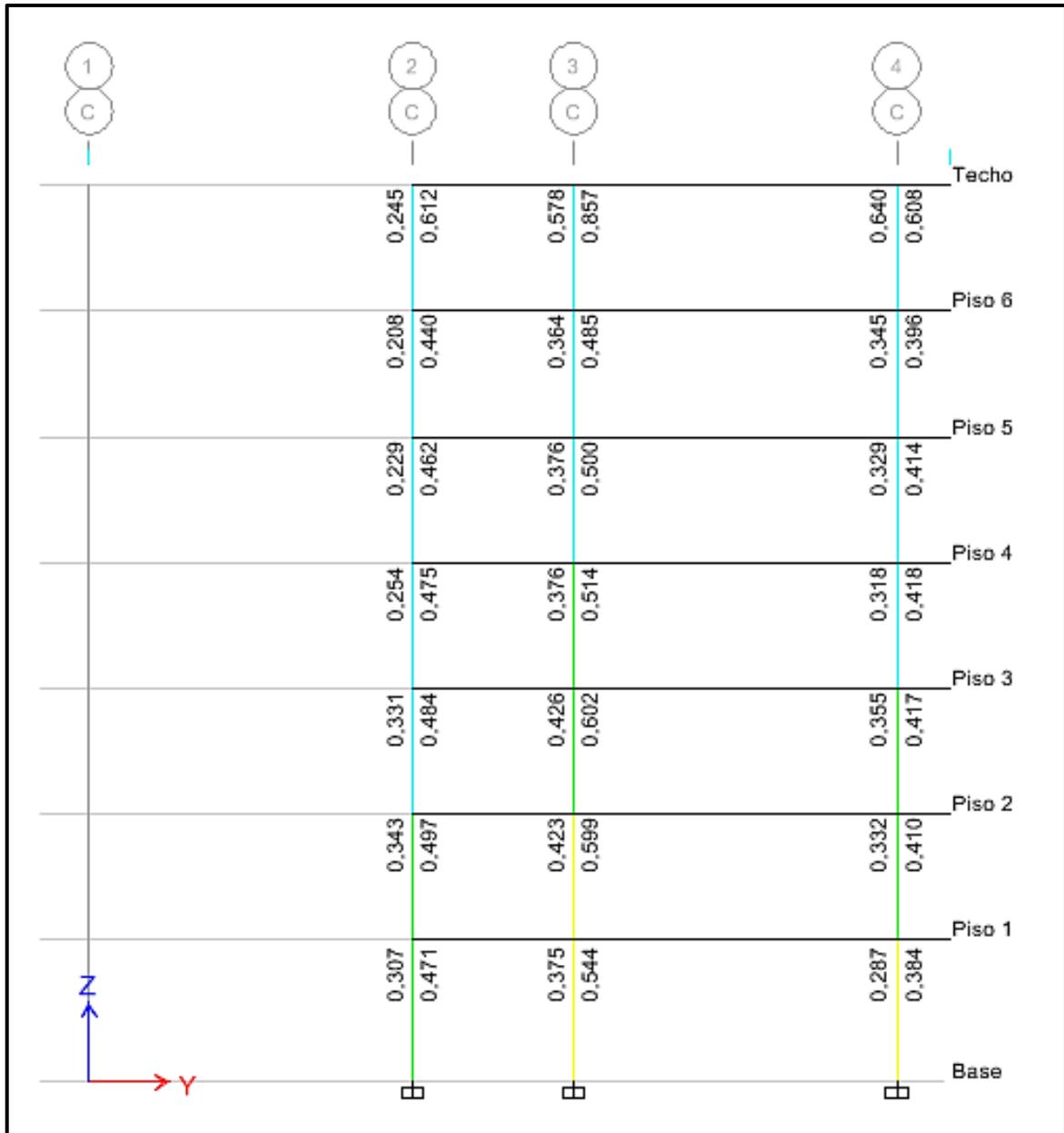


Figura 70. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico C
 Nota. Fuente: Elaboración propia

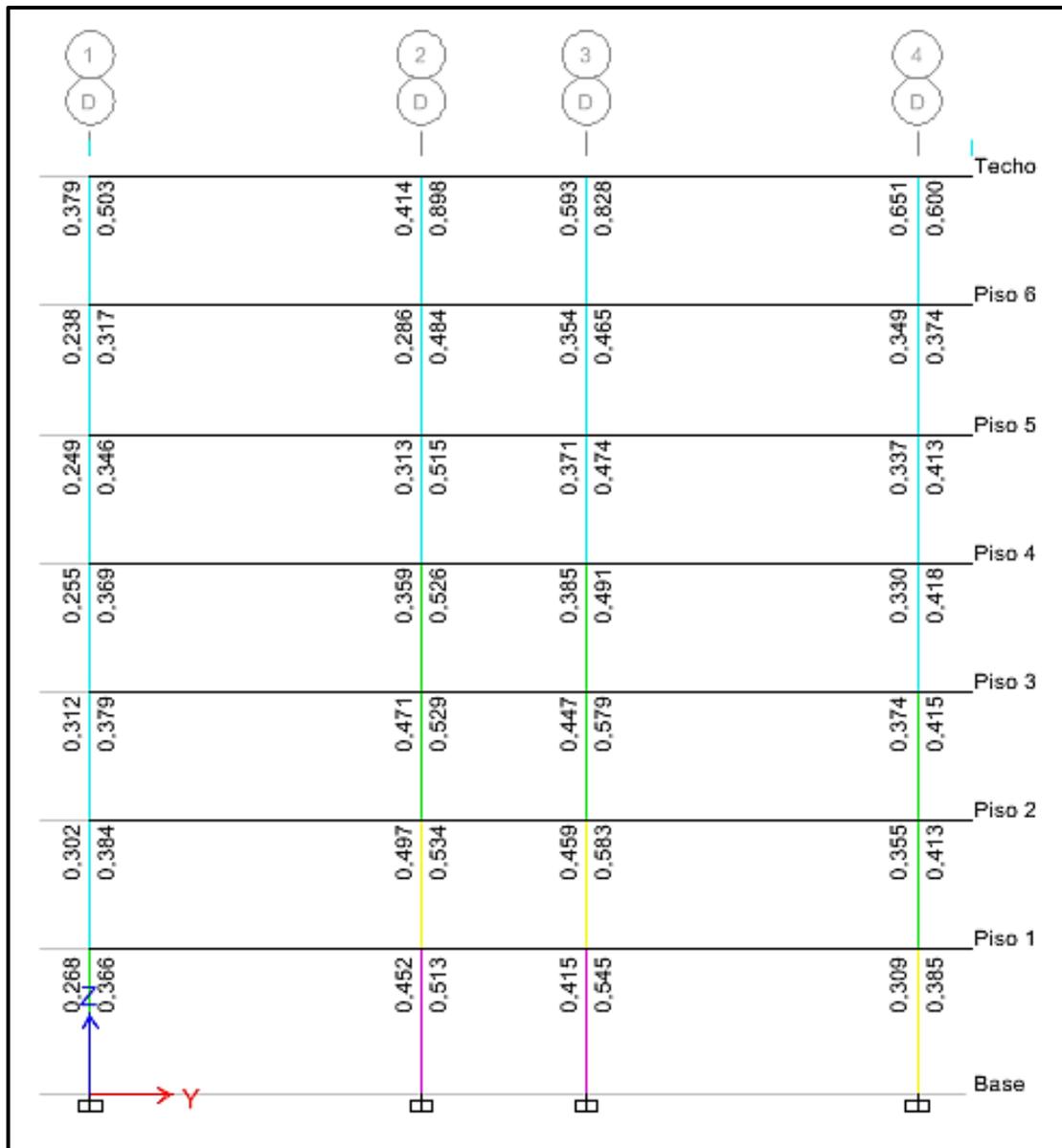


Figura 71. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico D

Nota. Fuente: Elaboración propia

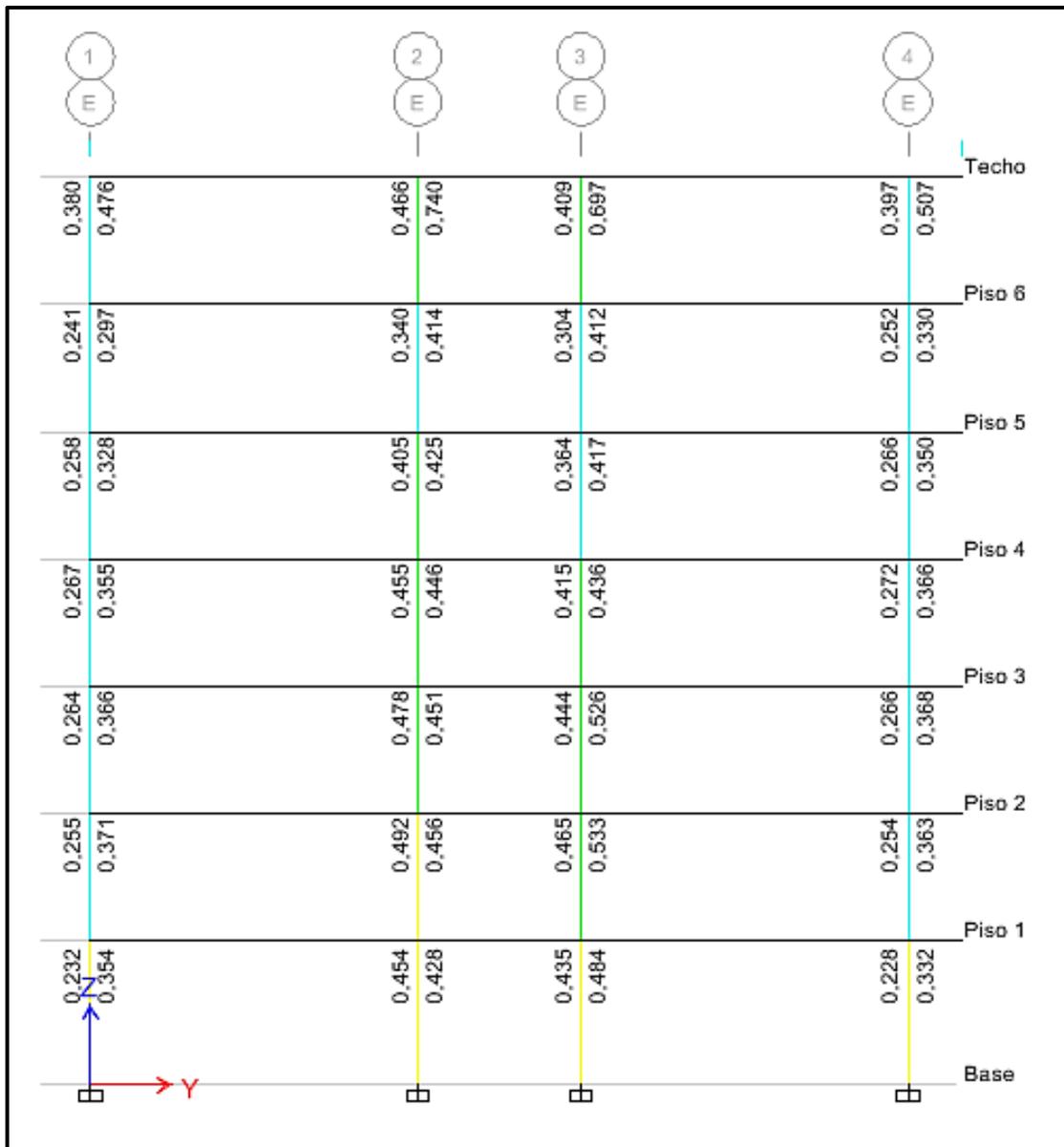


Figura 72. Relación Demanda/Capacidad columnas. Pórtico E
Nota. Fuente: Elaboración propia

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.

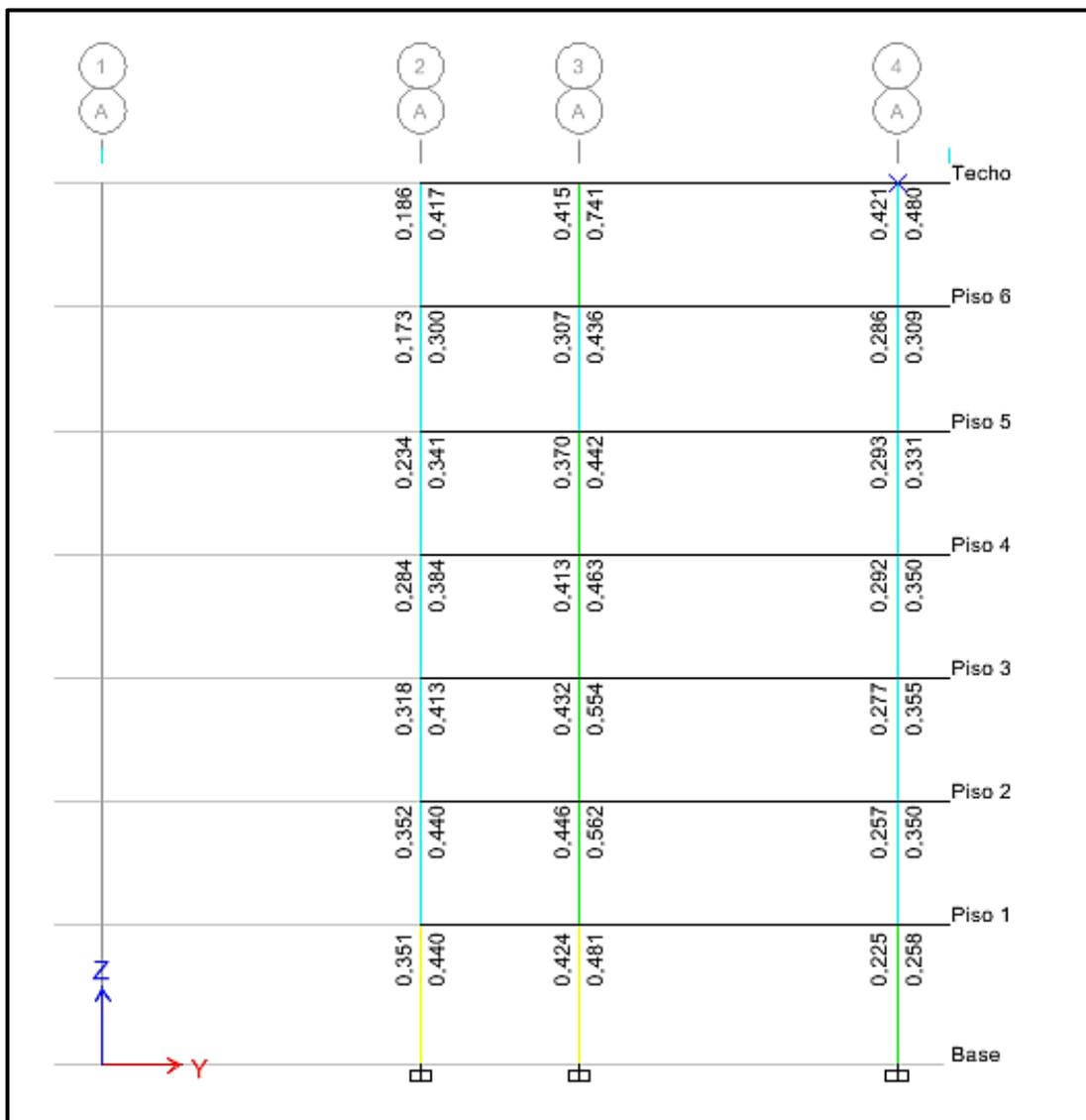


Figura 73. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico A

Nota. Fuente: Elaboración propia

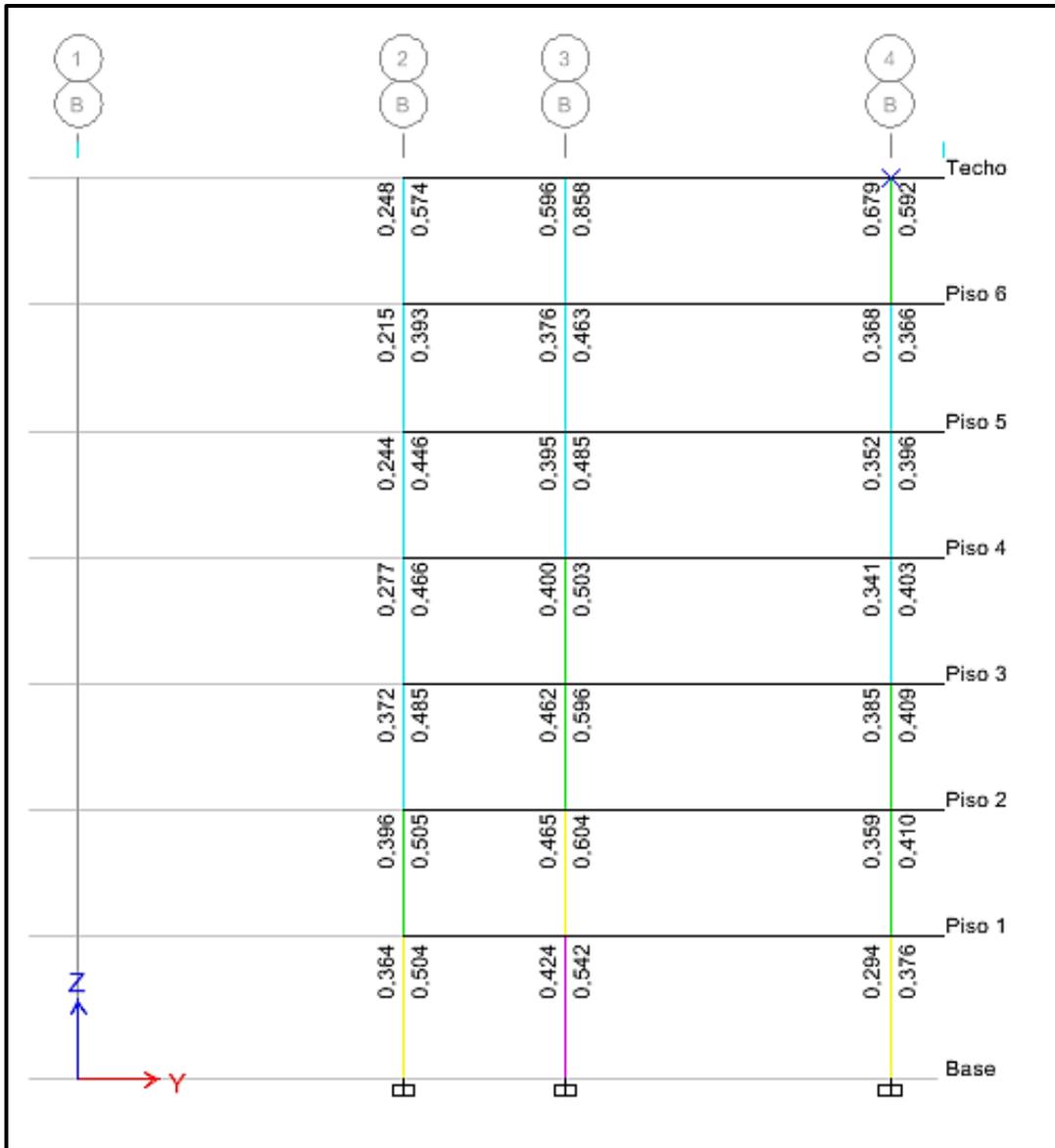


Figura 74. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico B

Nota. Fuente: Elaboración propia

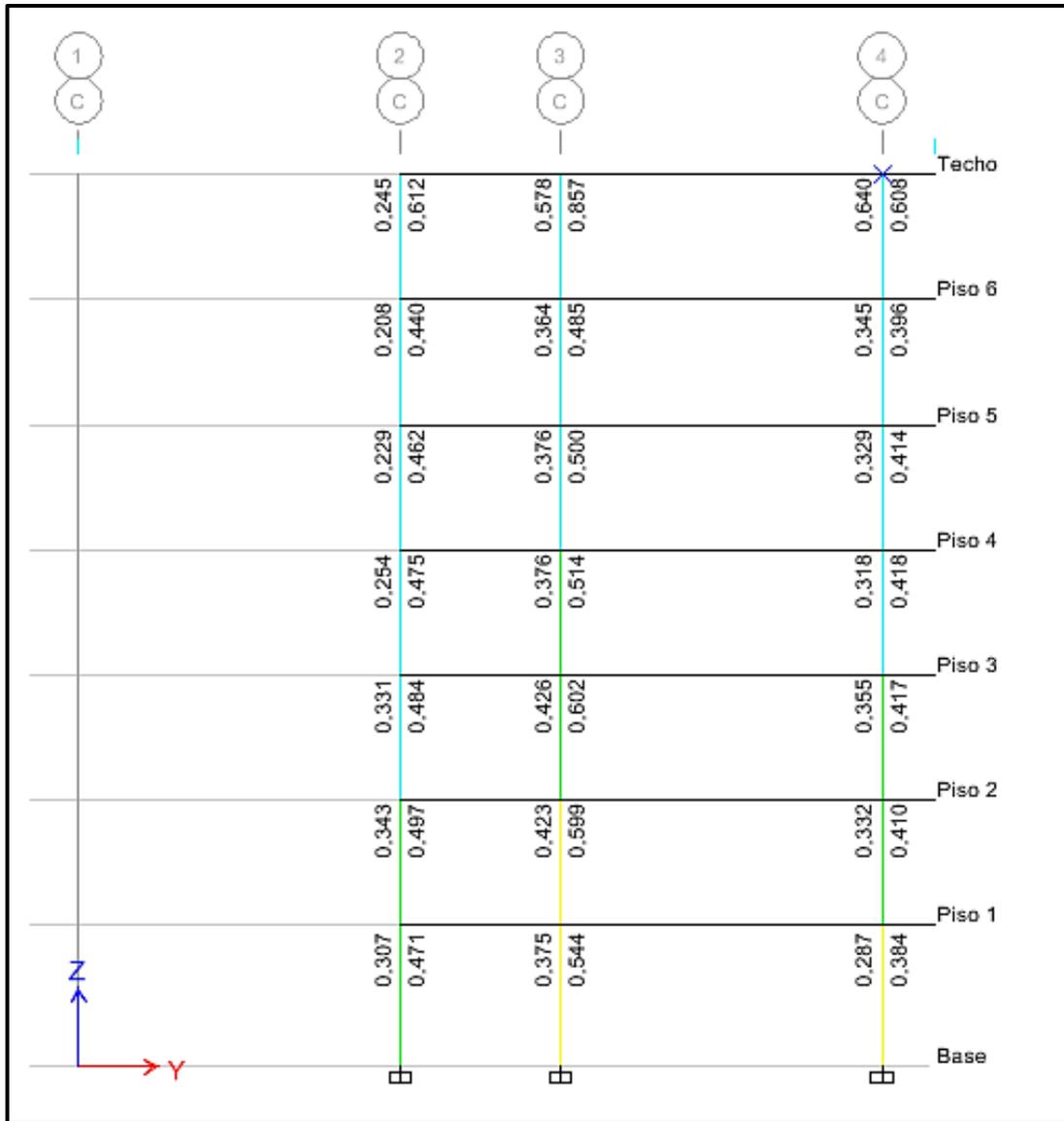


Figura 75. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico C

Nota. Fuente: Elaboración propia

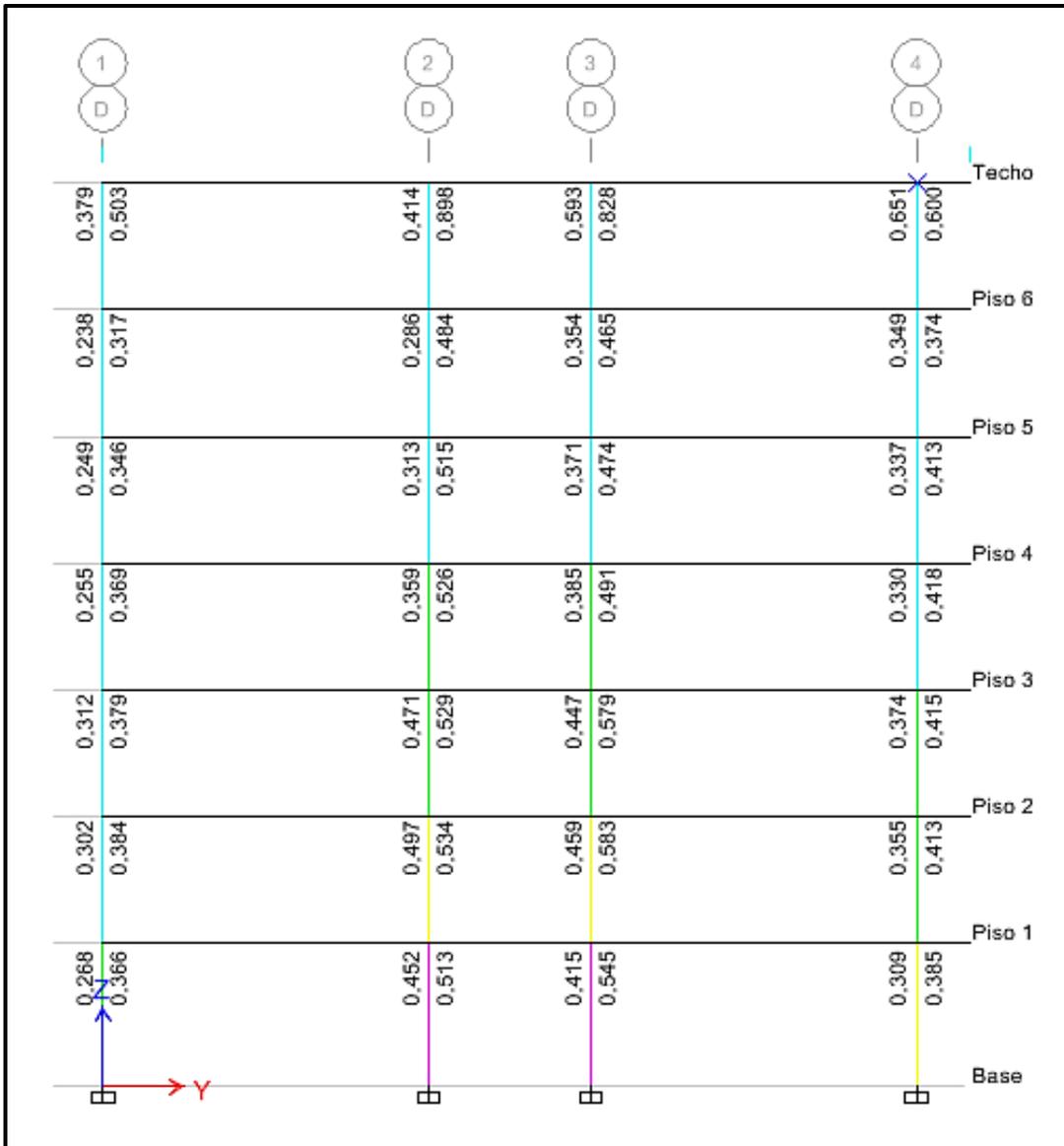


Figura 76. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico D
Nota. Fuente: Elaboración propia

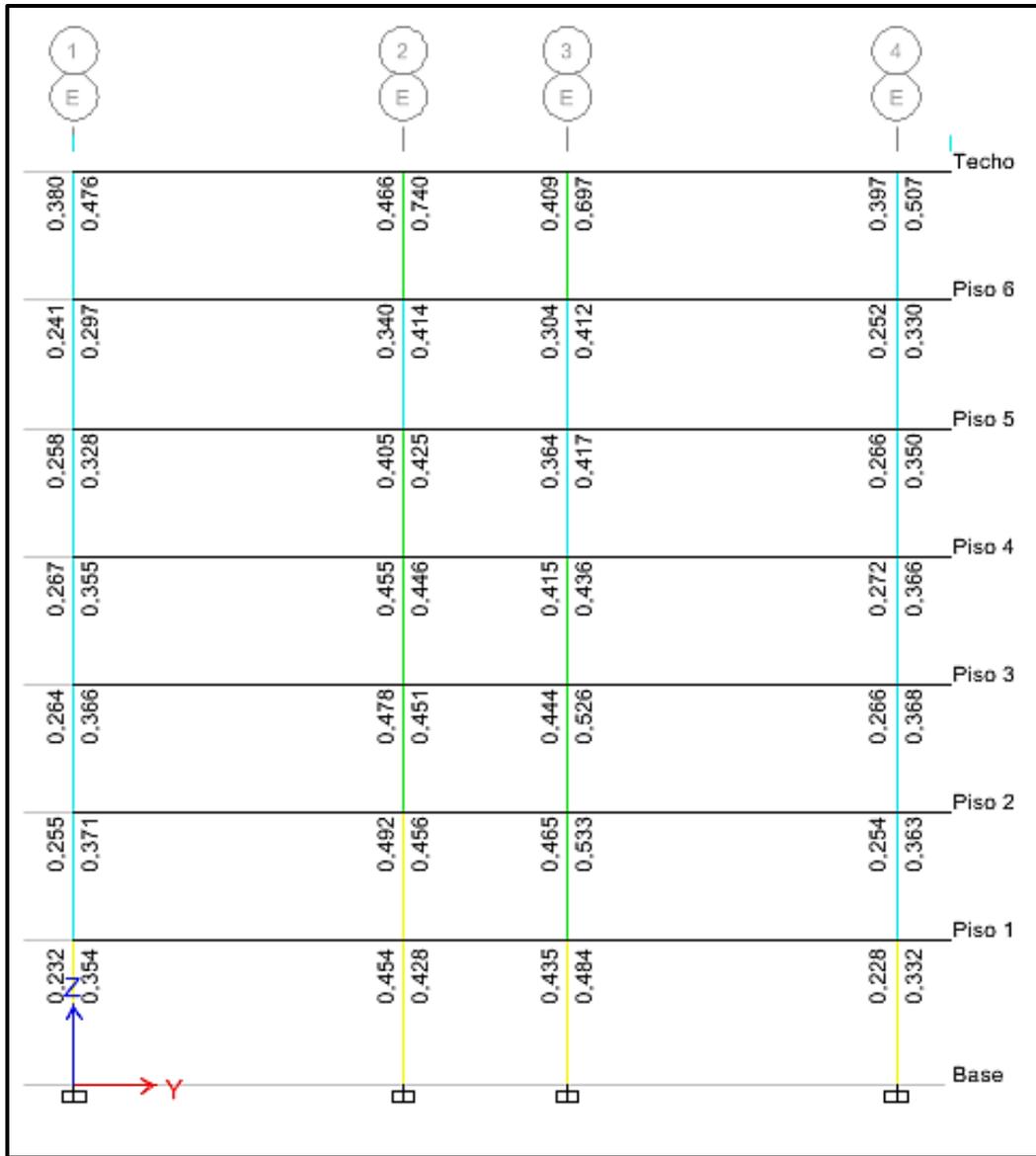


Figura 77. Relación viga débil/columna fuerte. Pórtico E

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.12. 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(2-4) ubicada en el eje A, nivel 2, Edificio Oeste, el proceso de obtención de resultados y de selección de armados longitudinales se realizó para todas las vigas de ambos modelos, pero debido al tamaño y volumen que ocupan, los mismos están expresados en los planos de detalle anexos al trabajo.

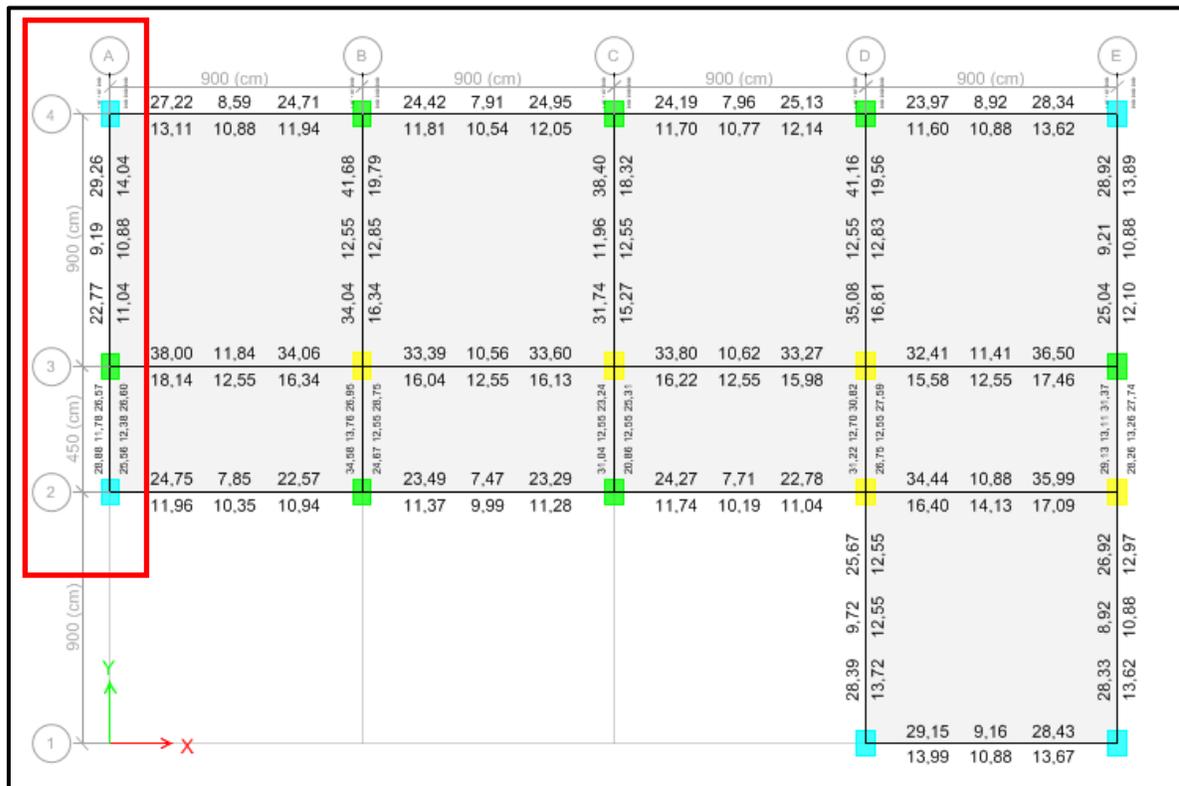


Figura 78. Área de acero de refuerzo requerido (cm²). Nivel 2. Edificio Oeste
 Nota. Fuente: Elaboración propia

	Columna 2	Columna 3	Columna 4	
Techo	9,21 2,78 6,82	13,85 7,12 22,56		
Piso 6	5,60 3,86 8,18 14,80 5,56 10,88	9,03 9,21 10,87 15,82 8,47 26,83		
Piso 5	10,88 8,17 12,81 20,34 9,35 15,96	10,88 10,88 12,93 18,72 9,20 29,28		
Piso 4	15,14 10,88 18,03 24,67 10,88 20,62	10,88 10,88 14,05 20,82 9,60 30,66		
Piso 3	19,89 10,88 22,21 27,04 10,88 23,89	11,48 10,88 14,69 21,95 9,52 30,38		
Piso 2	22,94 11,49 24,66 28,88 11,78 26,57 25,56 12,38 26,60	11,55 10,88 14,56 22,77 9,19 29,26 11,04 10,88 14,04		
Piso 1	27,39 12,00 27,29 25,82 11,39 24,66	22,98 8,27 26,17 11,13 10,88 12,62		
Base				

Figura 79. Área de acero de refuerzo requerido (cm²). Pórtico A. Edificio Oeste
Nota. 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 80 y 81 el armado longitudinal de una viga con la combinación de barras creada para ese caso.

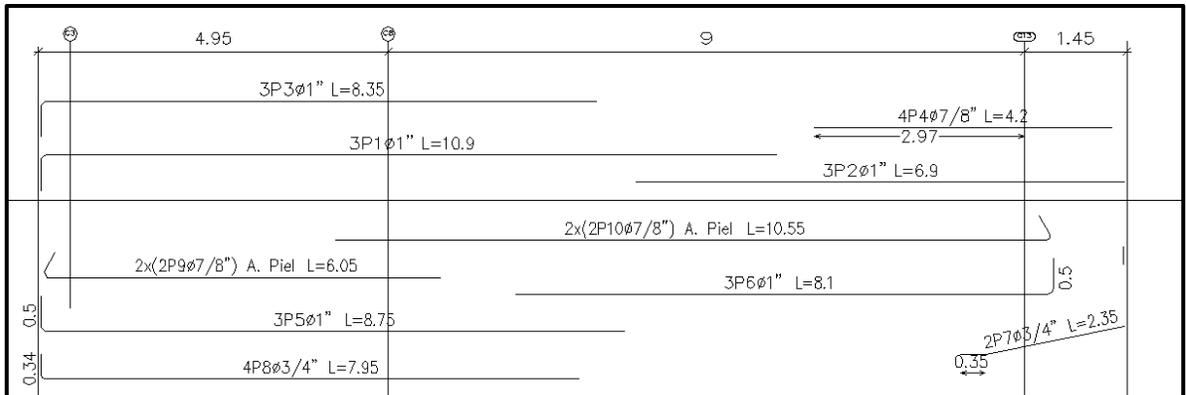


Figura 80. Despiece con acero de refuerzo colocado. Viga 2V-A(2-4). Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

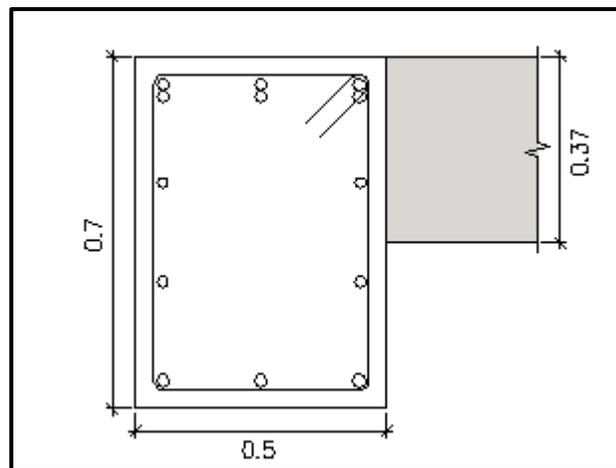


Figura 81. Sección transversal típica con acero colocado. Viga 2V-A(2-4). Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al acero colocado, se procedió a cuantificar el área de acero colocado en cada tramo de cada viga, con el fin de posteriormente usar dicha información para realizar las revisiones correspondientes usando el acero real colocado en las secciones. En la Tabla 25 se expresa la información para la viga 2V-A(2-4).

Tabla 25. Áreas de acero requeridas vs Áreas de acero colocado

2V-A(2-4)		Tramo: V-310			Tramo: V-311			Tramo: V-312			
Sección		50X70			50X70			0.5x0.5-0.3			
Zona		Izq.	-	Der.	Izq.	-	Der.	Izq.	-	Der.	
Área Sup.	[cm ²]	Real	30.40	-	30.40	30.40	-	30.72	30.72	-	3.92
		Req.	28.88	-	28.57	22.77	-	29.26	29.26	-	5.23
Área Inf.	[cm ²]	Real	26.60	-	26.60	26.60	-	15.20	15.20	-	2.30
		Req.	25.56	-	26.50	11.04	-	14.04	0	-	0

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.13. 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 13 secciones de vigas específicas por cada tramo de la estructura. En las Figuras 82, Figura 83 y Figura 84, se muestran las diferentes secciones definidas y la introducción de las áreas de acero superior e inferior en ambos extremos de cada tramo.

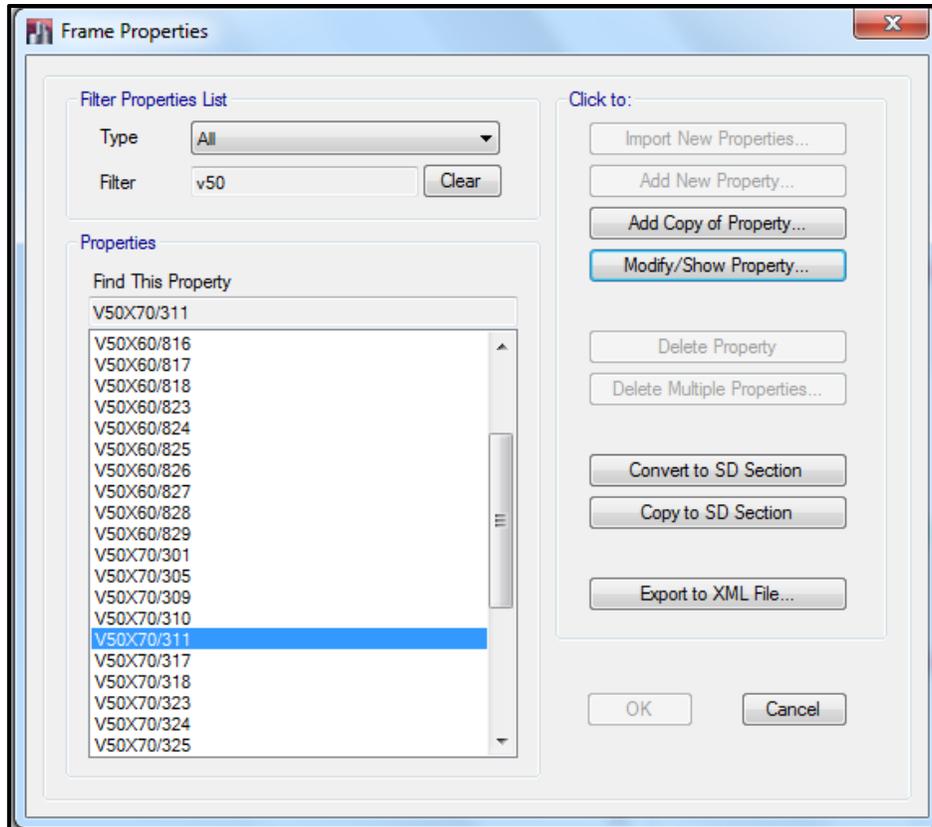


Figura 82. Definición de diferentes secciones de viga según acero colocado. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

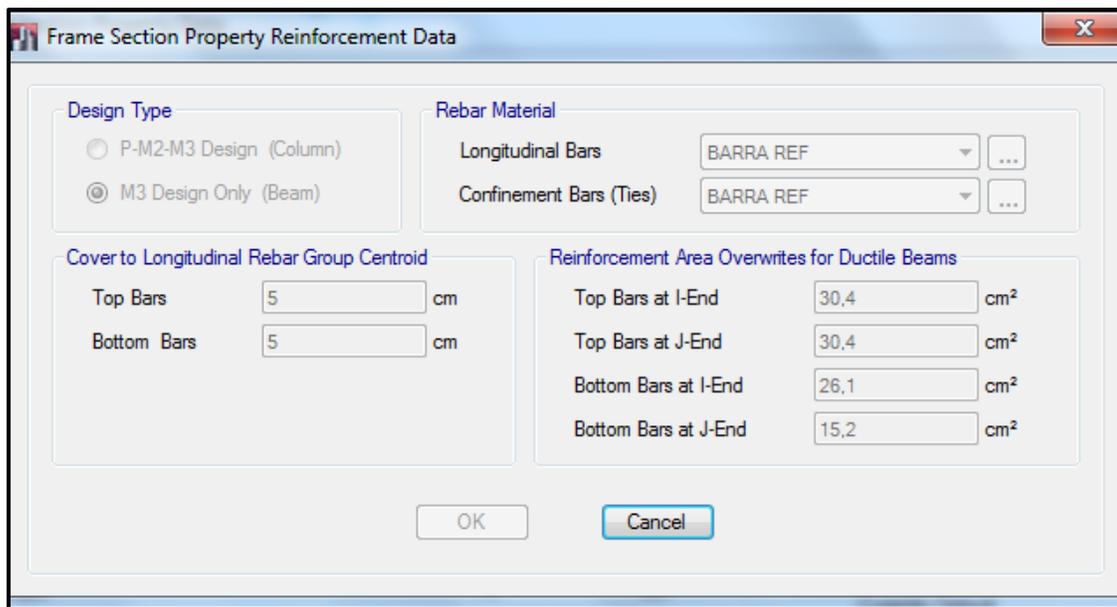


Figura 83. Introducción de área de acero colocado en sección de viga. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

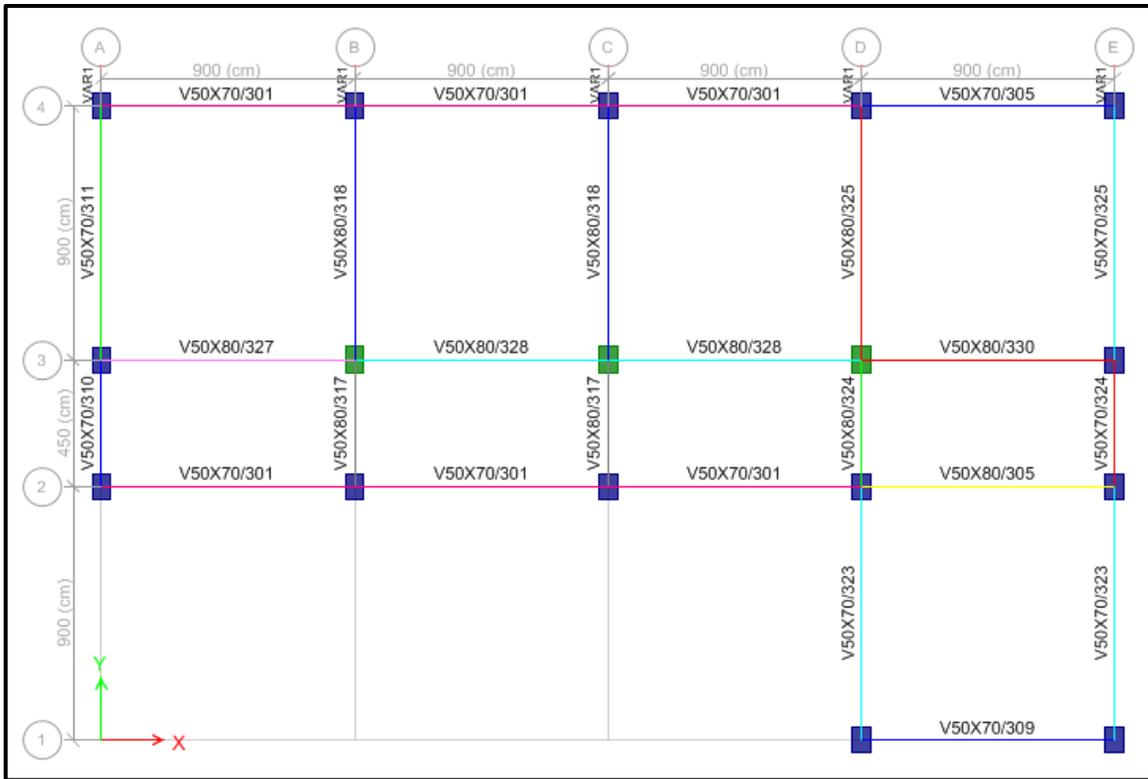


Figura 84. Secciones de viga de acuerdo al tipo de armado. Nivel 2. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

A continuación se demuestra que el pórtico en estudio (Pórtico 3 Edificio Oeste) cumple con las verificaciones de demanda capacidad y viga débil columna fuerte con el acero real colocado por sección:

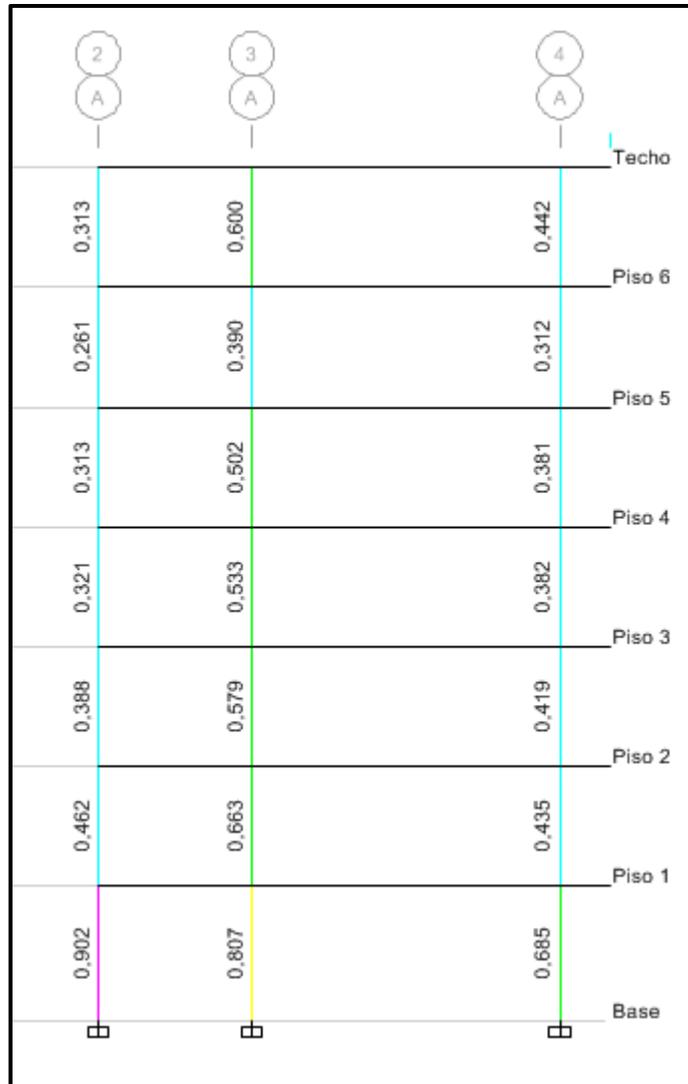


Figura 85. Relación demanda capacidad. Pórtico A. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

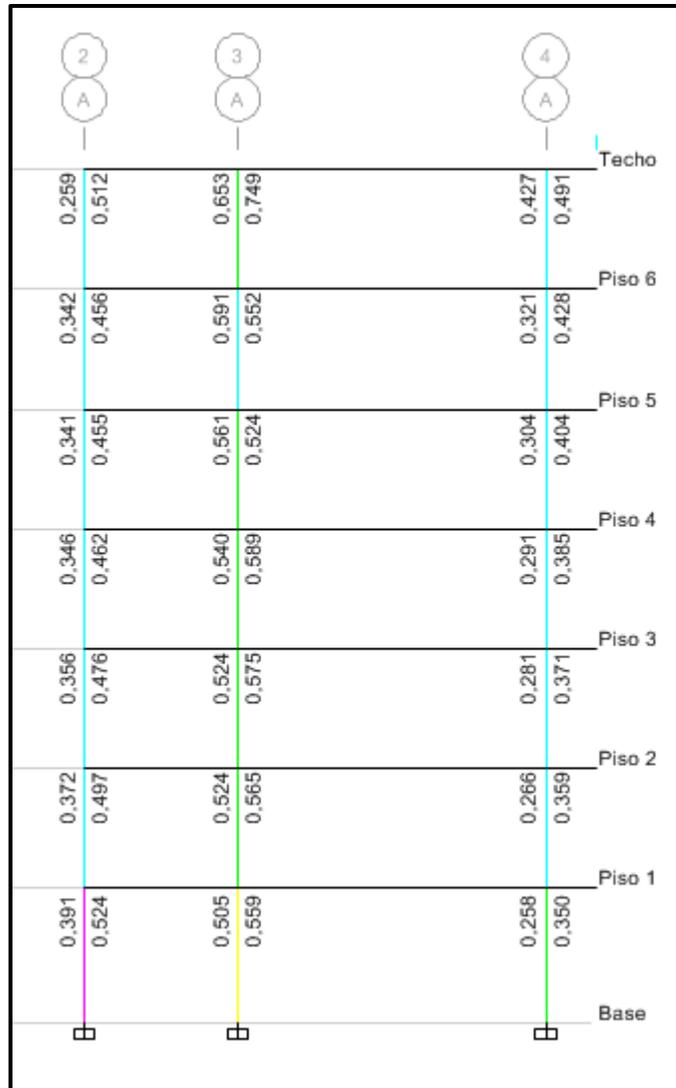


Figura 86. Relación viga débil columna fuerte. Pórtico A. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

4.14. 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).

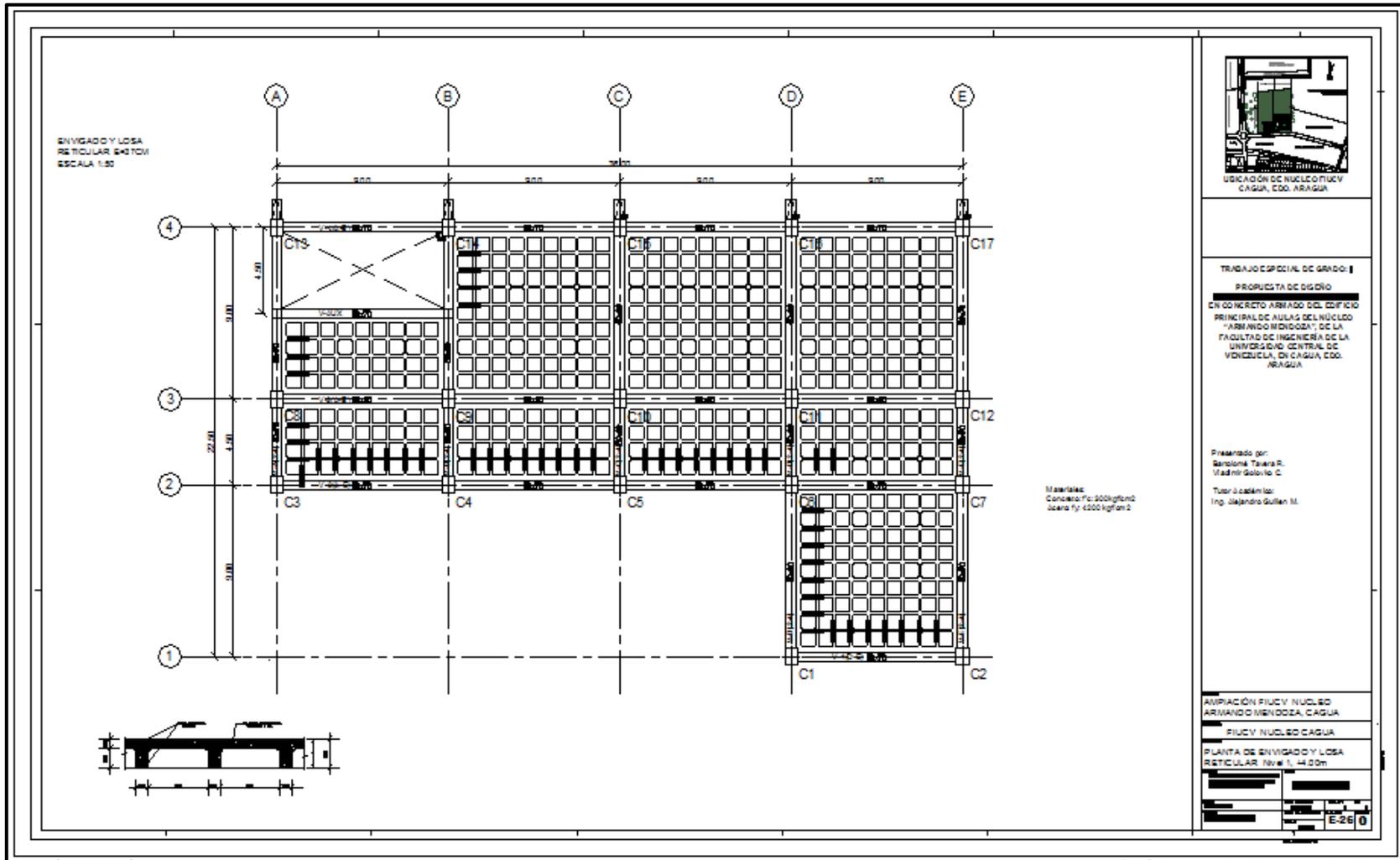


Figura 87. Ejemplo Plano de Planta Nivel 1 Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

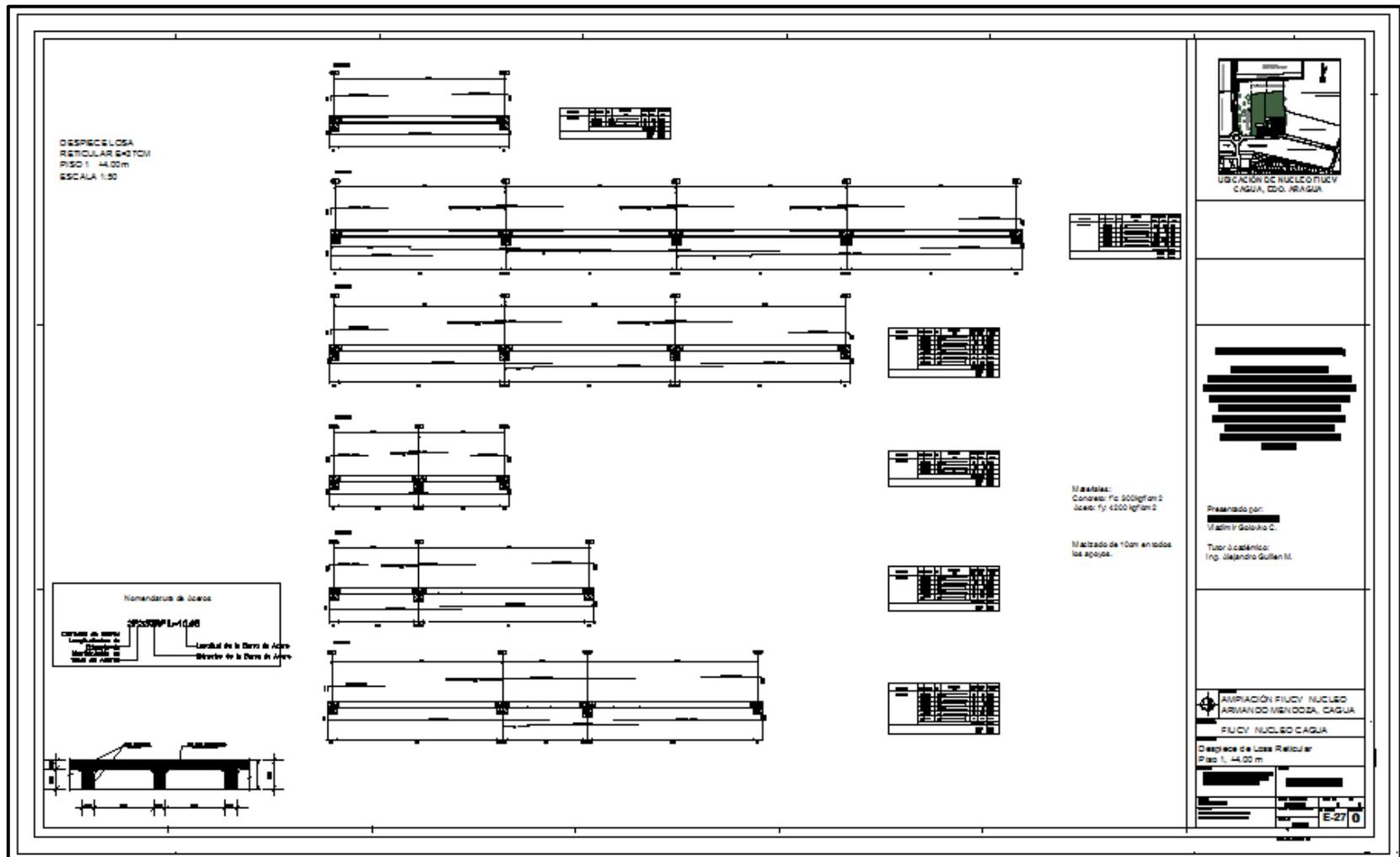


Figura 88. Ejemplo Plano de detalle de Viga. Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

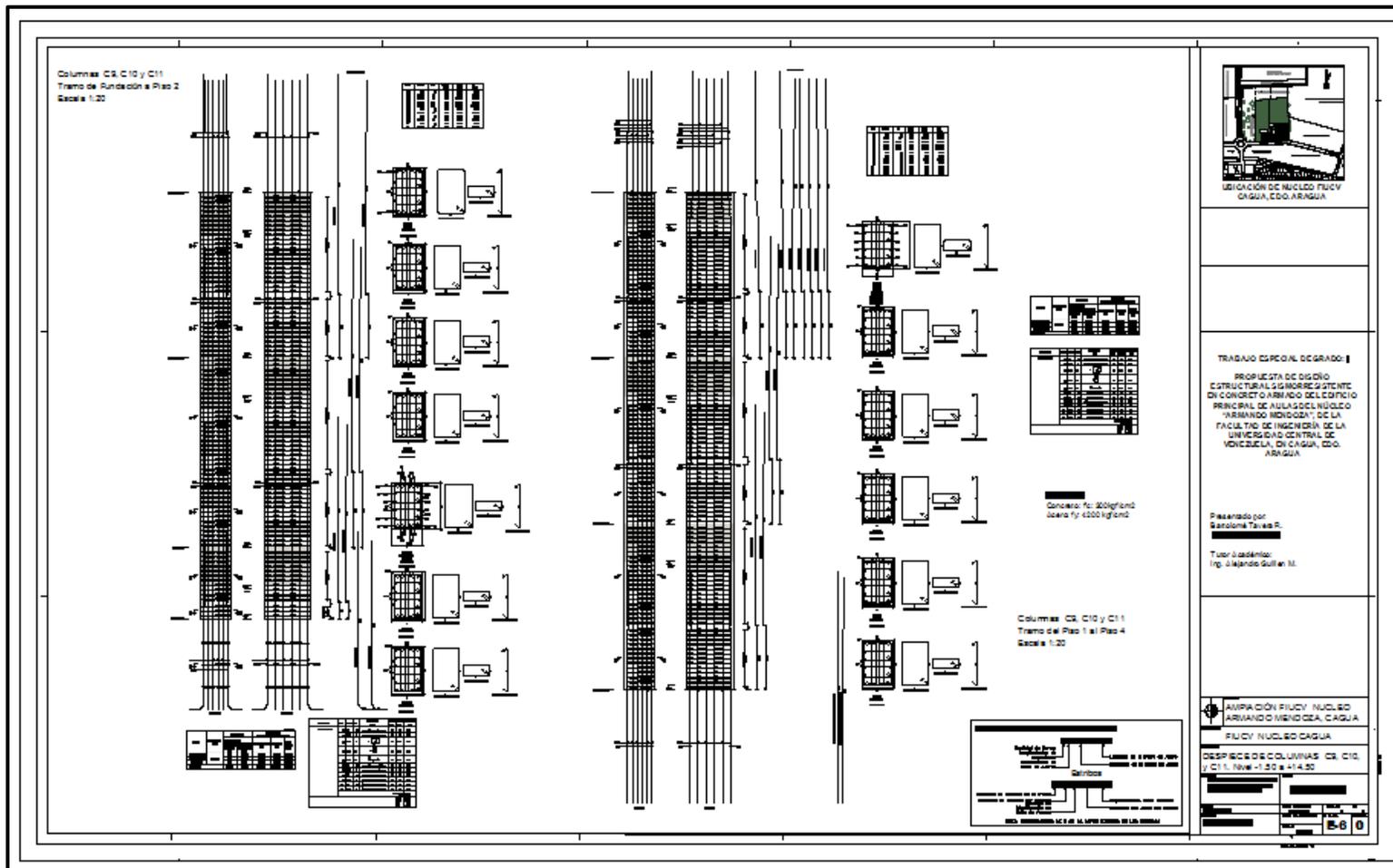


Figura 89. Ejemplo Plano de detalle Columnas. Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.15. Cálculo y diseño de losa reticular

De acuerdo a la norma (FONDONORMA, 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

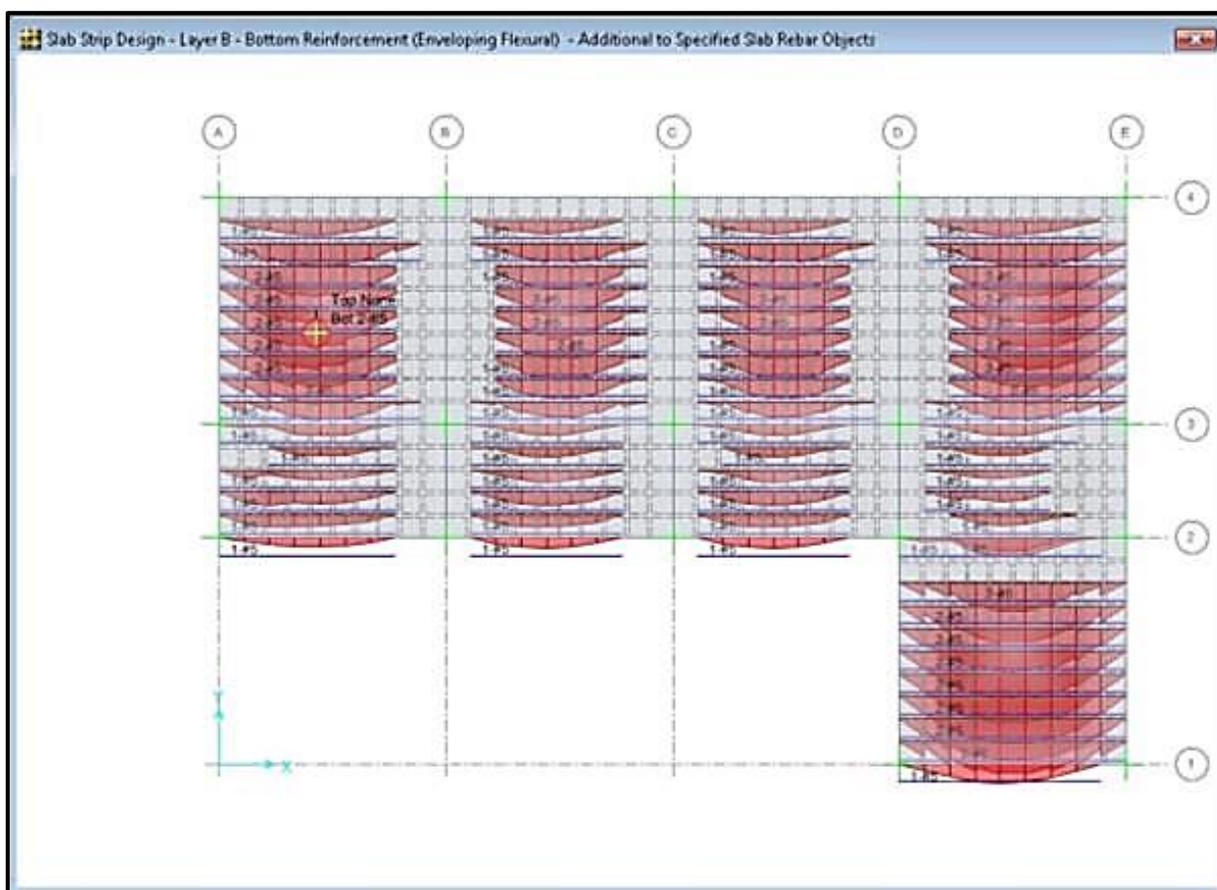


Figura 90. Acero inferior requerido en losa reticular. Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

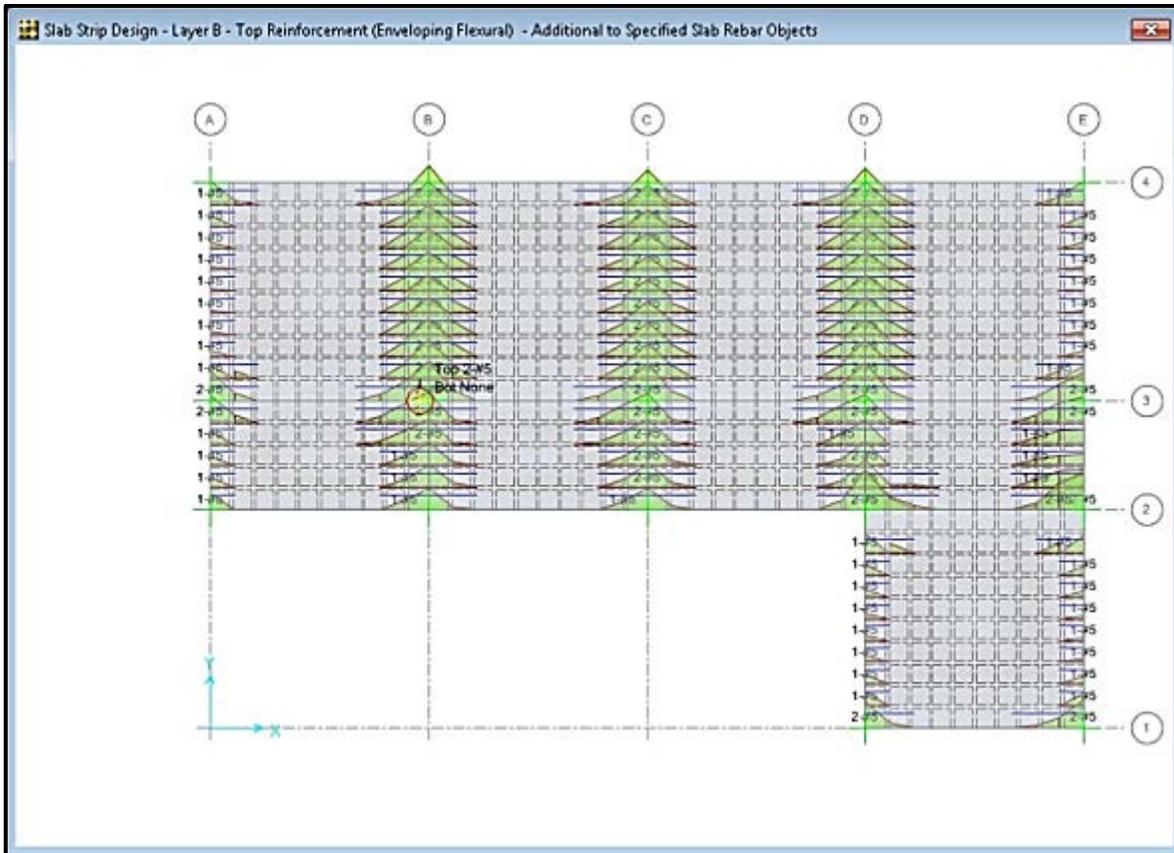


Figura 91. Acero superior requerido en losa reticular. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

4.16. 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 13, a continuación se presentan un plano modelo de las fundaciones profundas para el edificio Oeste, el basamento teórico y la memoria de cálculo de dichos elementos puede encontrarse en los anexos.

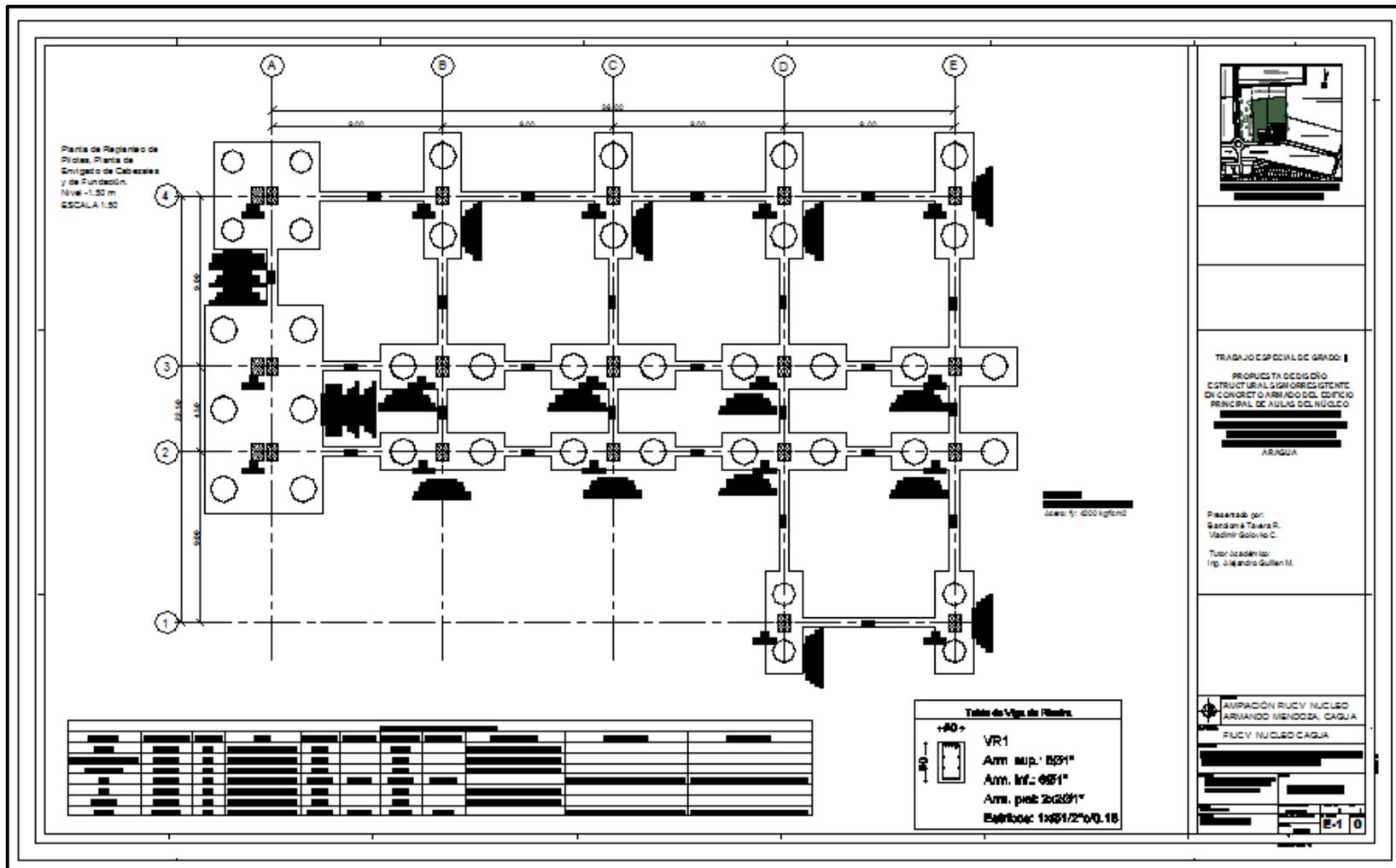


Figura 92. Plano de planta Fundaciones. Edificio Oeste
Nota. Fuente: Elaboración propia

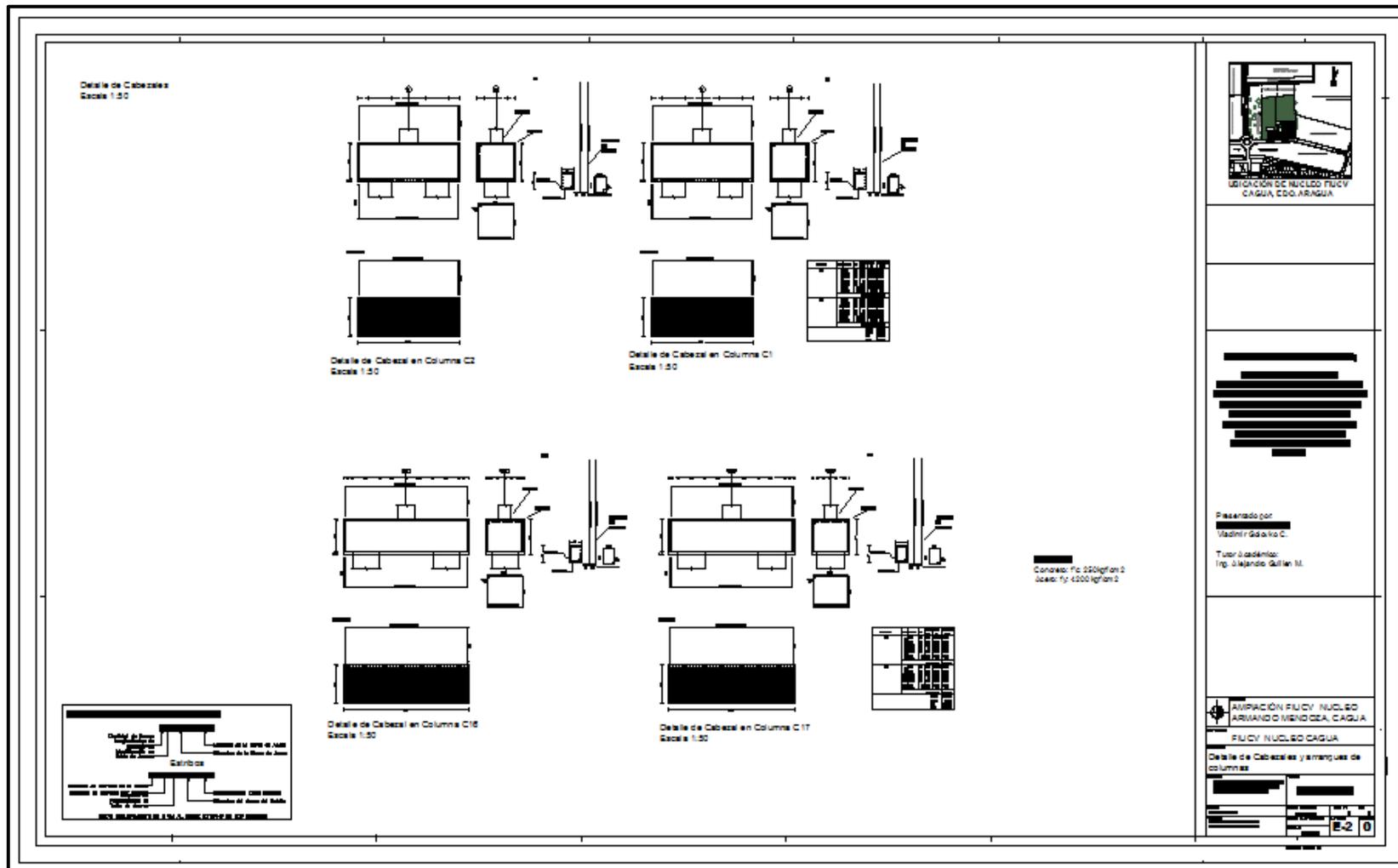


Figura 93. Plano detalle de cabezales. Edificio Oeste

Nota. Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

Luego del proceso de análisis se determina que la estructura final cumple con todas las verificaciones normativas en el país, tanto en el cálculo, como en el diseño y detallado. De construirse sería uno de los edificios más altos de la zona, así como también, convertiría al Núcleo en el centro educativo público más grande de Cagua y de sus zonas aledañas.

El proceso de detallado de planos se simplificó debido a la utilización de secciones de columnas iguales desde la base hasta el tope de la estructura, hecho que facilitó el despiece de dichos elementos, ya que estas reducciones siempre conllevan 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.

Luego del análisis de los resultados se pudo apreciar que, la incorporación de la elevada sobrecarga permanente del techo verde en el último nivel del edificio influyó de manera notable la propuesta estructural del mismo. Destaca en esta propuesta que debido al control de las derivas y de la relación viga débil – columna fuerte, se tuvieron que tomar consideraciones que marcaron el diseño final, entre las que se encuentra la utilización de secciones iguales de columnas, la división de la planta, entre otras. Esto evidencia que la incorporación de estos techos verdes intensivos produce una estructura económicamente más costosa, pero que puede generar beneficios tanto ambientales como de confort para los usuarios de las mismas.

RECOMENDACIONES

Es importante destacar que 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, incluyendo el diseño del techo verde que se planea colocar en el último nivel.

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

Se recomienda hacer un estudio de eficiencia energética de la edificación, y adicionalmente estimar el efecto de la utilización de techos verdes, en aras de desarrollar un estudio de sustentabilidad y sostenibilidad que indique si verdaderamente es favorable y sostenible en el tiempo la aplicación de dicho sistema.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318, A. (2008). *ACI 318-08 "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"*.
- Bravo, D. (2012). *Propuesta de cambios de cubiertas de techos con instalación de paneles solares y sistemas de captación y almacenamiento de aguas pluviales, en los galpones de aulas del núcleo Armando Mendoza de la facultad de ingeniería de la UCV, Cagua*. Caracas: Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela.
- COVENIN. (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones 2002-88*. Caracas.
- COVENIN. (2001). *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1: Aarticulado 1756-2001A*. Caracas.
- COVENIN. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado 1756-2001A*. Caracas.
- Cseweryn, Z. (2012). Techos verdes: ¿Una herramienta viable para la gestión ambiental en el sector hotelero del Rodadero, Santa Marta? *Gestion y Ambiente*.
- Cseweryn, Z. (2012). Techos verdes: Una herramienta viable par la gestión ambiental en el sector hotelero de Santa Marta, Colombia. *Gestión ambiental*.
- 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/>
- Goytia Torrez, I. R., & Villanueva Inca, R. (2001). *Texto guía de ingeniería antisísmica*. La Paz: Trabajo Especial de grado.
- Hernandez, . (2010). *Manual de Aplicación del Programa ETABS v9*. Caracas.
- Hernandez, E. (2008). *www.inesa-adiestramiento.com*. Retrieved 04 20, 2014, from <http://www.inesa-adiestramiento.com/documents/01-introduccion%20al%20diseno%20estructural.pdf>
- Hernandez, 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.
- Marinilli, A. (2014). La condición "Columna fuerte Viga débil" Según la NVF 1753:2006. <http://www.veneconsult2410.com.ve/noticias/la-condicion-undefinedcolumna-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 Mexico: 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.*

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>

ANEXOS I- Edificio Oeste

- Resumen total obra

Superficie total: 4181.98 m²

Superficie total losas: 3438.59 m²

Casetonados: 3438.59 m²

Aligerado: 3438.59 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 662.87 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 1179.78 m²

Concreto total en vigas: 523.95 m³

Vigas: 523.95 m³

Volumen total losas: 553.60 m³

Casetonados: 553.60 m³

Aligerado: 553.60 m³

- Cuantías

Total obra - Superficie total: 4181.98 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (Kg)
Losas	3438.59	553.60	50178
Vigas	662.87	523.95	124943
Encofrado lateral	1179.78		
Columnas (Sup. Encofrado)	1140.17	216.46	83191
Total	6421.41	1294.01	258312
Índices (por m²)	1.535	0.309	61.77
Nº bloques de losa Casetonada = 3376 Completos + 1348 Parciales			

- Resumen de acero en vigas por niveles

Materiales:

Hormigón: $f_c=300$

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de medición (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg	Ø1" kg	Total kg
Piso 1 +4.00	Grado 60 (Latinoamérica)	35.9	4779.3	237.1	3486.0	10169.2	18707.5
Piso 2 +7.50	Grado 60 (Latinoamérica)		5596.1	353.1	3405.4	9547.0	18901.6
Piso3 +11.00	Grado 60 (Latinoamérica)	33.9	4661.8	353.1	3405.4	9547.0	18001.2
Piso4 +14.50	Grado 60 (Latinoamérica)	30.1	4479.6	355.4	3405.4	9547.0	17817.5
Piso 5+18.00	Grado 60 (Latinoamérica)	30.1	4327.8	355.4	3401.4	9547.0	17661.7
Piso6 +21.50	Grado 60 (Latinoamérica)	30.1	4327.8	355.4	3401.4	9547.0	17661.7
Techo+25.00	Grado 60 (Latinoamérica)	16.0	4801.9	158.6	3962.2	7250.9	16189.6
Total Obra		176.1	32974.3	2168.1	24467. 2	65155.1	124940. 8

- **Cómputos Fundaciones**

- **Cabezales:** Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m ³)	Limpieza	Encofrado
	Ø1/2"	Ø3/4"	Ø7/8"	Ø1"	Total	f'c=250		(m ²)
Referencia: C1	697.28		911.47	1262.20	2870.95	21.60	1.08	28.80
Referencia: C2	697.28		914.15	1263.08	2874.51	21.60	1.08	28.80
Referencias: C4, C5, C6 y C12	4x816.31		4x319.94	4x2077.33	12854.32	4x26.40	4x1.32	4x33.20
Referencia: C7	816.31		322.63	2078.21	3217.15	26.40	1.32	33.20
Referencias: C9, C10 y C11	3x861.62		3x379.83	3x2366.10	10822.65	3x26.93	3x1.58	3x29.00
Referencia: C13	9.78	2397.95	1227.86	6104.37	9739.96	62.72	3.14	44.00
Referencia: C14	816.31		319.94	2077.33	3213.58	26.40	1.32	33.20
Referencia: C15	864.45		346.74	2524.05	3735.24	33.00	1.32	41.80
Referencia: C16	797.06		309.23	2205.52	3311.81	23.76	1.32	29.76
Referencia: C17	797.06		311.91	2206.40	3315.37	23.76	1.32	30.16
Referencia: (C3-C8)	19.56	5433.83	777.62	16466.18	22697.19	225.06	6.82	112.32
Totales	11365.19	7831.78	7860.80	51594.96	78652.73	650.68	28.75	601.84

- **Vigas de Riostra:** Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)			Concreto (m ³)	Limpieza	Encofrado
	Ø1/2"	Ø1"	Total	f'c=250		(m ²)
Referencias: [C1 - C2], [C14 - C15], [C4 - C5], [C1 - C6], [C5 - C6], [C2 - C7], [C6 - C7], [C16 - C17], [C9 - C10], [C11 - C12], [C10 - C11], [(C3-C8) - C4], [(C3-C8) - C9] y [C13 - C14]	14x130.24	14x742.07	12212.34	14x2.80	14x0.35	14x11.20
Referencia: [C15 - C16]	130.24	820.46	950.70	2.80	0.35	11.20
Referencias: [C7 - C12], [C4 - C9], [C5 - C10] y [C6 - C11]	4x48.84	4x317.12	1463.84	4x1.00	4x0.13	4x4.00
Referencias: [C9 - C14], [C12 - C17], [C10 - C15], [C11 - C16] y [(C3-C8) - C13]	5x84.11	5x910.06	4970.85	5x1.80	5x0.23	5x7.20
Totales	2569.51	17028.22	19597.73	55.00	6.88	220.00

ANEXOS II- Edificio Este

- Resumen total obra

Superficie total: 2181.54 m²

Superficie total losas: 1616.96 m²

Losas macizas: 17.94 m²

Viguetas: 76.91 m²

Casetonados: 1522.11 m²

Ábacos: 0.00 m²

Aligerado: 1522.11 m²

Superficie en planta de vigas, zunchos y muros: 483.85 m²

Superficie lateral de vigas, zunchos y muros: 933.91 m²

Hormigón total en vigas: 406.33 m³

Vigas: 406.33 m³

Volumen total losas: 257.12 m³

Losas macizas: 3.59 m³

Viguetas: 8.46 m³

Casetonados: 245.07 m³

Aligerado: 245.07 m³

- **Cuantías torre este**

Total obra - Superficie total: 2181.54 m²

Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (Kg)
Losas macizas	17.94	3.59	394
Unidireccionales	76.91	8.46	438
Casetonados	1522.11	245.07	31216
Vigas	483.85	406.33	68191
Encofrado lateral	933.91		
Columnas (Sup. Encofrado)	1129.64	213.36	86378
Escaleras	218.26	56.42	6468
Total	4382.62	933.23	193085
Índices (por m²)	2.009	0.428	88.51
Nº bloques de losa Casetonada = 1562 Completos + 227 Parciales			

- **Resumen de acero en vigas por niveles**

Materiales:

Hormigón: f'c=300

Acero: Grado 60 (Latinoamérica)

Resumen de medición (+10%)

	Tipo Acero	Ø3/8" kg	Ø1/2" kg	Ø5/8" kg	Ø3/4" kg	Ø7/8" kg	Ø1" kg	Total kg
Piso 1 +4.00	Grado 60 (Latinoamérica)	108.0	3130.1	501.2	95.9	6552.0		10387.2
Piso 2	Grado 60 (Latinoamérica)	109.3	2981.7	499.8	95.9	6478.8		10165.5
Piso 3	Grado 60 (Latinoamérica)	109.3	2981.7	499.8	95.9	6478.8		10165.5
Piso 4	Grado 60 (Latinoamérica)	109.3	2856.0	499.8	95.9	6478.8		10039.8
Piso 5	Grado 60 (Latinoamérica)	159.9	2354.6	74.6	18.8	5682.4	28.1	8318.4
Piso 6	Grado 60 (Latinoamérica)	109.3	2299.8	70.4	18.8	4703.8	28.1	7230.2
Piso 7	Grado 60 (Latinoamérica)	109.3	2299.8	70.4	18.8	4703.8	28.1	7230.2
SM	Grado 60 (Latinoamérica)	524.6				1648.2		2172.8
Techo SM	Grado 60 (Latinoamérica)	452.3				2028.6		2480.9
Total Obra		1791.3	18903.7	2216.0	440.0	44755.2	84.3	68190.5

- **Cómputos Fundaciones**

- **Cabezales:** Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)					Hormigón (m ³)	Limpieza	Encofrado
	Ø1/2"	Ø3/4"	Ø7/8"	Ø1"	Total	f'c=250		(m ²)
Referencia: C1	313.776	0	410.1615	567.99	1291.9275	9.72	0.486	12.96
Referencia: C2	313.776	0	411.3675	568.386	1293.5295	9.72	0.486	12.96
Referencias: C4, C5, C6 y C12	1469.358	0	575.892	3739.194	5784.444	47.52	2.376	59.76
Referencia: C7	367.3395	0	145.1835	935.1945	1447.7175	11.88	0.594	14.94
Referencias: C9, C10 y C11	1163.187	0	512.7705	3194.235	4870.1925	36.3555	2.133	39.15
Referencia: C13	4.401	1079.0775	552.537	2746.9665	4382.982	28.224	1.413	19.8
Referencia: C14	367.3395	0	143.973	934.7985	1446.111	11.88	0.594	14.94
Referencia: C15	389.0025	0	156.033	1135.8225	1680.858	14.85	0.594	18.81
Referencia: C16	358.677	0	139.1535	992.484	1490.3145	10.692	0.594	13.392
Referencia: C17	358.677	0	140.3595	992.88	1491.9165	10.692	0.594	13.572
Referencia: (C3-C8)	8.802	2445.2235	349.929	7409.781	10213.7355	101.277	3.069	50.544
Totales	5114.3355	3524.301	3537.36	23217.732	35393.7285	292.806	12.9375	270.828

- **Vigas de Riostra:** Resumen de cómputo (se incluyen desperdicios de acero)

Elemento	Grado 60 (kg)			Concreto (m ³)	Limpieza	Encofrado (m ²)
	Ø1/2"	Ø1"	Total	f'c=250		
Referencias: [C1 - C2], [C14 - C15], [C4 - C5], [C1 - C6], [C5 - C6], [C2 - C7], [C6 - C7], [C16 - C17], [C9 - C10], [C11 - C12], [C10 - C11], [(C3-C8) - C4], [(C3-C8) - C9] y [C13 - C14]	820.512	4675.041	5495.553	17.64	2.205	70.56
Referencia: [C15 - C16]	58.608	369.207	427.815	1.26	0.1575	5.04
Referencias: [C7 - C12], [C4 - C9], [C5 - C10] y [C6 - C11]	87.912	570.816	658.728	1.8	0.234	7.2
Referencias: [C9 - C14], [C12 - C17], [C10 - C15], [C11 - C16] y [(C3-C8) - C13]	189.2475	2047.635	2236.8825	4.05	0.5175	16.2
Totales	1156.2795	7662.699	8818.9785	24.75	3.096	99

ANEXOS III-Memoria de cálculo cabezal C-C3

 UNIÓN EUROPEA Fondo Europeo de Desarrollo Regional <i>Una manera de hacer Europa</i>	 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA	 CDTI	 cype
Módulo desarrollado como parte del proyecto de investigación 'Desarrollo de una metodología general de cálculo para análisis 3D de regiones "D" y su aplicación informática al cálculo de encepados de cimentación', financiado por el 'Centro para el Desarrollo Tecnológico Industrial (CDTI)', cofinanciado por el 'Fondo Europeo de Desarrollo Regional (FEDER)' y realizado en colaboración con el 'Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón' de la Universidad Politécnica de Valencia.			

1.- ALTURA MÍNIMA DE LAS ZAPATAS

La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes (ACI 318M-08, 15.7).

1874.6 mm [✓]

Altura de las zapatas apoyadas sobre pilotes sobre el refuerzo inferior : 1874.6 mm

2.- CORTANTE EN ZAPATAS

Cuando la distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna es mayor a dos veces la distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote, el cabezal de los pilotes debe cumplir con 11.11 y 15.5.4 (ACI 318M-08, 15.5.3).

2100.0 mm [✓]

Distancia entre el eje de cualquier pilote y el eje de la columna : 2100.0 mm

Distancia entre la parte superior del cabezal de los pilotes y la parte superior del pilote : 1900.0 mm

3.- PILE SPACING

Pile spacing is measured from center to center. The minimum recommended spacing is three times the pile diameter or width (ACI 543R-00, 2.1.4).

4200.0 mm [✓]

Pile spacing, measured from center to center : 4200.0 mm
 Pile diameter or width : 1400.0 mm

4.- PILE DIMENSIONS

Usually, the minimum acceptable diameter or side dimension for driven piles is 200 mm (ACI 543R-00, 2.5.1).

1400.0 mm [✓]

Diameter or side dimension : 1400.0 mm

5.- PROTECCIÓN DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

A menos que en 7.7.6 ó 7.7.8 se exija un recubrimiento mayor de concreto, el recubrimiento especificado para el refuerzo no debe ser menor que lo siguiente (ACI 318M-08, 7.7.1):

(a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él: 75 mm

(b) Concreto expuesto a suelo o a la intemperie:

Barras No. 19 a No. 57: 50 mm

Barras No. 16, alambre MW200 ó MD200 y menores: 40 mm

Paramento		Cumple
Superior	50.0 mm <input type="checkbox"/> 40	✓
Inferior	112.7 mm <input type="checkbox"/> 50	✓
Lateral	75.0 mm <input type="checkbox"/> 75	✓

6.- ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO MÁS CERCANO A UNA SUPERFICIE EN TRACCIÓN

El ancho de las fisuras en un tensor puede ser comprobado usando 10.6.4, suponiendo que el tensor se encuentra revestido por un prisma de concreto correspondiente al área del tensor indicada en RA.4.2 (ACI 318M-08, RA.2.1).

56.4 mm [✓]

10.6.4 - El espaciamiento del refuerzo más cercano a una superficie en tracción, s, no debe ser mayor que el dado por:

$$s = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot c_c$$

s : 262.4 mm

pero no mayor que $300(280/f_s)$ donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo o acero de preesforzado a la cara en tracción. Si al refuerzo más cercano a la cara en tracción extrema corresponde a una sola barra o un solo alambre, el valor de s a utilizar en la ecuación (10-4) es el ancho de la cara en tracción extrema.

$$300(280 / f_s) : \underline{305.8} \text{ mm}$$

$$c_c : \underline{50.0} \text{ mm}$$

El esfuerzo calculado f_s (MPa) en el refuerzo más cercano a la cara en tracción para cargas de servicio debe obtenerse con base en el momento no mayorado. Se permite tomar f_s como $2/3$ de f_y .

$$f_s : 2/3 \text{ de } f_y$$

$$f_s : \underline{274.68} \text{ MPa}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

7.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÍNIMO

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 25 mm. Véase también 3.3.2 (ACI 318M-08, 7.6.1).

3.3.2 - El tamaño máximo nominal del agregado grueso no debe ser superior a:

(c) $3/4$ del espaciamiento mínimo libre entre las barras o alambres individuales de refuerzo, paquetes de barras, tendones individuales, paquetes de tendones o ductos.

Tamaño máximo nominal del agregado grueso

$$: \underline{15.0} \text{ mm}$$

Ref.	d_b (mm)	Espaciamiento libre (mm)	$3/4$ Espaciamiento libre (mm)	Cumple
Viga - Armado inferior	25.4	31.0	23.3	✓
Viga - Armado superior	22.2	93.7	70.3	✓
Viga - Estribos horizontales	12.7	74.3	55.7	✓
Viga - Estribos verticales	12.7	107.3	80.5	✓

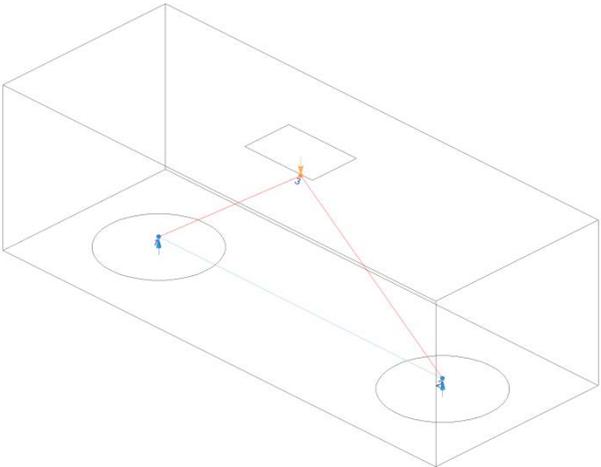
8.- LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO - MÁXIMO

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme, $A_{s, \min}$ en la dirección de la luz debe ser el mismo requerido por 7.12.2.1. El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder tres veces el espesor, ni 450 mm (ACI 318M-08, 10.5.4).

Espesor : 2000.0 mm

Ref.	Espaciamiento (mm)	Cumple
Viga - Armado inferior	56.4	✓
Viga - Armado superior	115.9	✓

9.- LONGITUD DE DESARROLLO

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	Nudo final
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 4185.23 R2 = 4186.36	P1 = 8371.58

Se debe cumplir (ACI 318M-08, 12):

$$l_{dev} \geq l_{dh}$$

1712.3 mm



l_{dev} : Longitud de desarrollo disponible, medida desde la sección crítica hasta el extremo exterior (o borde) del gancho.

l_{dev} : 1712.3 mm

En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra en la luz del elemento (ACI 318M-08, A.4.3.2).

12.5 - Desarrollo de ganchos estándar en tracción

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar (véase 7.1), l_{dh} , se debe calcular de 12.5.2 y los factores de modificación de 12.5.3, pero l_{dh} no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ y 150 mm (ACI 318M-08, 12.5.1).

$$\max(8 \cdot d_b, 150) : \underline{203.2} \text{ mm}$$

Para las barras corrugadas, l_{dh} debe ser (ACI 318M-08, 12.5.2):

$$\left(\frac{0.24 \cdot \psi_e \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b : \underline{463.4} \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \underline{412.02} \text{ MPa}$$

Los valores de usados en este capítulo no deben exceder de 8.3 MPa (ACI 318M-08, 12.1.2).

$$\sqrt{f'_c} : \underline{5.42} \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{29.43} \text{ MPa}$$

d_b : Diámetro nominal de la barra.

$$d_b : \underline{25.4} \text{ mm}$$

Con igual a 1.2 para refuerzo con recubrimiento epóxico, y otros casos, deben tomarse igual a 1.0.

igual a 0.75 par

$$\psi_e : \underline{1.0}$$

$$\lambda : \underline{1.0}$$

La longitud l_{dh} en 12.5.2 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda (ACI 318M-08, 12.5.3):

(a) Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm, y para ganchos de 90°, con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm: 0.7

(d) Cuando no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para f_y , y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis:

$$(A_s \text{ Requerido}) / (A_s \text{ Proporcionado}) : 0.881$$

En C.12.5.3(b) y C.12.5.3(c), d_b es el diámetro de la barra del gancho, y el primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho, a una distancia menor a $2d_b$ del borde externo del gancho.

Tensor	d_b (mm)	l_d (mm)	l_{dev} (mm)	<input type="checkbox"/>	Cumple
1 - 2	25.4	285.8	1712.3	0.167	<input checked="" type="checkbox"/>

10.- ÁNGULO ENTRE LOS EJES DE LOS PUNTALES Y TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.4-PP+1.4-CM"					
	Elemento: 3 - 1				
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nudo inicial</th> <th>Nudo final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3</td> <td>1</td> </tr> </tbody> </table>	Nudo inicial	Nudo final	3	1
	Nudo inicial	Nudo final			
	3	1			
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Reacciones (kN)</th> <th>Solicitaciones (kN)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>R1 = 3155.70 R2 = 3154.77</td> <td>P1 = 6310.47</td> </tr> </tbody> </table>	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)	R1 = 3155.70 R2 = 3154.77	P1 = 6310.47	
Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)				
R1 = 3155.70 R2 = 3154.77	P1 = 6310.47				

El ángulo,
(ACI 318M-08, A.2.5).

entre los ejes d

$$\theta \geq \theta_{\min}$$

37.2 °



Donde:

Ángulo entre los ejes de cualquier puntal y de cualquier tensor entrando en un solo nodo.

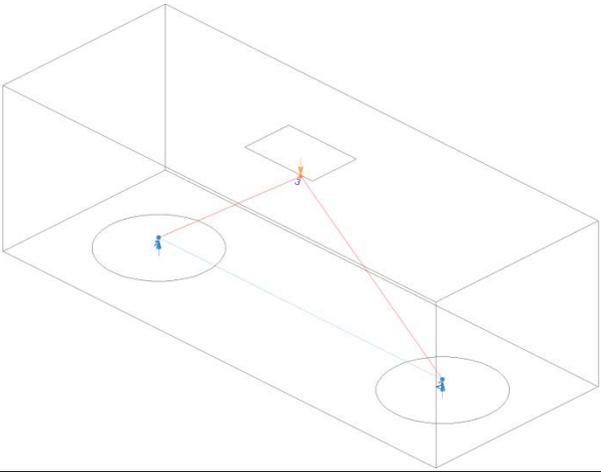
: 37.2 °

_{min}: Ángulo mínimo.

_{min}: 25.0 °

Puntal	<input type="checkbox"/> (°)	<input type="checkbox"/>	Cumple
3 - 1	37.2	0.672	<input checked="" type="checkbox"/>
3 - 2	37.2	0.672	<input checked="" type="checkbox"/>

11.- RESISTENCIA DE LOS TENSORES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY"		
	Elemento: 1 - 2	
	Nudo inicial	
	Nudo final	
	1	2
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
R1 = 4185.23 R2 = 4186.36	P1 = 8371.58	

El diseño de los tensores debe basarse en (ACI 318M-08, A.2.6, A.4):

$$\phi \cdot F_{nt} \geq F_u$$

6263.12 kN



Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un tensor.

F_u : 5516.57 kN

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en 9.3.2.6.

ϕ : 0.75

F_{nt} : Resistencia nominal de un tensor.

F_{nt} : 8350.82 kN

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Donde:

A_{ts} : Área de refuerzo no preesforzado en un tensor.

A_{ts} : 20268.0 mm²

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 412.02 MPa

Tensor	A_{ts} (mm ²)	F_{nt} (kN)	F_u (kN)	ϕ	Cumple
1 - 2	20268.0	8350.82	5516.57	0.881	

12.- RESISTENCIA DE LOS PUNTALES

Modelo de bielas y tirantes asociado a la combinación: "1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY"		
	Elemento: 3 - 1	
	Nudo inicial	Nudo final
	3	1
	Reacciones (kN)	Solicitaciones (kN)
	R1 = 4183.12 R2 = 4184.21	P1 = 8367.33

El diseño de los puntales debe basarse en (ACI 318M-08, A.2.6, A.3):

$$\phi \cdot F_{ns} \geq F_u$$

10421.08 kN



Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en un puntal. 6920.99 kN

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en 9.3.2.6. 0.75

F_{ns} : Resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal. 13894.77 kN

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Donde:

A_{cs} : Área de la sección transversal en un extremo del puntal. 925700.6 mm²

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal. 15.01 MPa

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_s \cdot f'_c$$

Donde:

λ : Factor para tener en cuenta el efecto del refuerzo de confinamiento y la fisuración en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal. $\lambda = 0.60$

Para los puntales ubicados de tal manera que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos (puntales en forma de botella) (ACI 318M-08, A.3.2.2):

(a) Con refuerzo que cumpla con A.3.3: $\lambda = 0.75$

(b) Sin refuerzo que cumpla con A.3.3: $\lambda = 0.60$ donde λ está en 8.6.1. de

Para un f'_c no mayor de 40 MPa, se admite que las disposiciones de A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen la ecuación (A-4) (ACI 318M-08, A.3.3.1).

$$\sum \frac{A_{si} \cdot \sin \alpha_i}{b_s \cdot s_i} \geq 0.003 \quad 0.002 \quad [$$

Donde A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

b_s : Ancho de un puntal.

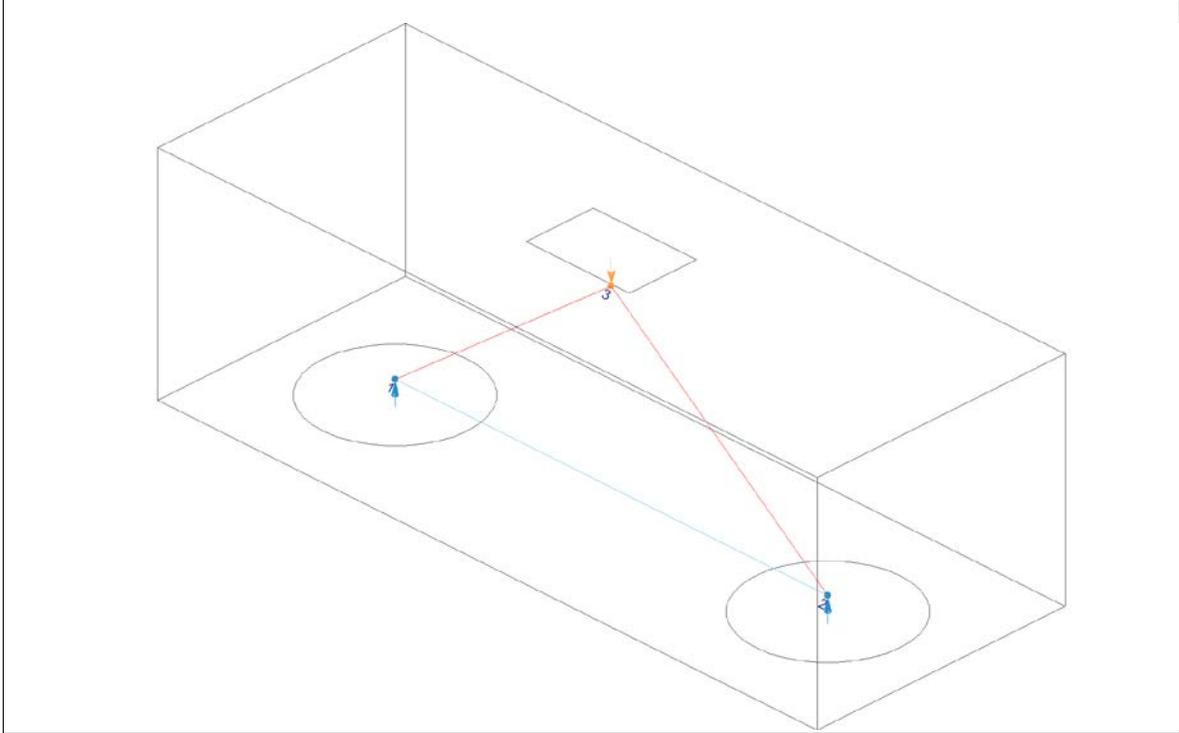
El refuerzo exigido en A.3.3 debe colocarse en alguna de las siguientes formas: en direcciones ortogonales en ángulos α_i con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α_i con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α_i no debe ser menor de 40° (ACI 318M-08, A.3.3.2).

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto. $f'_c = 29.43$ MPa

Puntal	λ	A_{cs} (mm ²)	F_{ns} (kN)	F_u (kN)	λ	Cumple
3 - 1	0.60	925700.6	13894.77	6920.99	0.66	✓
3 - 2	0.60	925854.3	13897.07	6921.66	0.66	✓

13.- RESISTENCIA DE LAS ZONAS NODALES

Modelo de bielas y tirantes



El diseño de las zonas nodales debe basarse en (ACI 318M-08, A.2.6, A.5):

$$\phi \cdot F_{nn} \geq F_u$$

14231.12 kN



Donde:

F_u : Fuerza mayorada que actúa en una cara de una zona nodal.

F_u :

6924.50

kN

ϕ : Factor de reducción de resistencia, especificado en 9.3.2.6.

ϕ :

0.75

F_{nn} : Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal.

F_{nn} :

18974.83

kN

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

Donde:

A_{nz} : Área de una cara de una zona de nodo o de una sección a través de una zona de nodo.

A_{nz} :

948267.6

mm²

f_{ce} : Resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en A.5.2.

f_{ce} : 20.01 MPa

$$f_{ce} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$$

β_n : Factor para calcular el efecto del anclaje de los tirantes en la resistencia efectiva a la compresión de una zona de nodo.

β_n : 0.80

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f'_c : 29.43 MPa

A.5.2.1 - En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	ϕ	Cumple
3 - 1	1.00	25.02	925698.0	23160.96	6924.50	1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY	0.399	✓
3 - 2	1.00	25.02	925856.8	23164.94	6925.18	1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY	0.399	✓

A.5.2.2 - En zonas nodales que anclan un tensor

Ref.	β_n	f_{ce} (MPa)	A_{nz} (mm ²)	F_{nn} (kN)	F_u (kN)	Combinación de acciones	ϕ	Cumple
1	0.80	20.01	948267.6	18974.83	6924.50	1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY	0.487	✓
2	0.80	20.01	948422.0	18977.92	6925.18	1.3352·PP+1.3352·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY	0.487	✓

14.- CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes (ACI 318M-08, 15.2.2).

Capacidad admisible del pilote

|

Situación	Combinación de acciones	Capacidad admisible del pilote (t)	Fuerza no mayorada (t)	Cumple
Persistentes o transitorias	PP+CM+Qa	335.00	334.53	✓
Sísmicas	PP+CM+Qa+SY	590.00	419.88	✓

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.

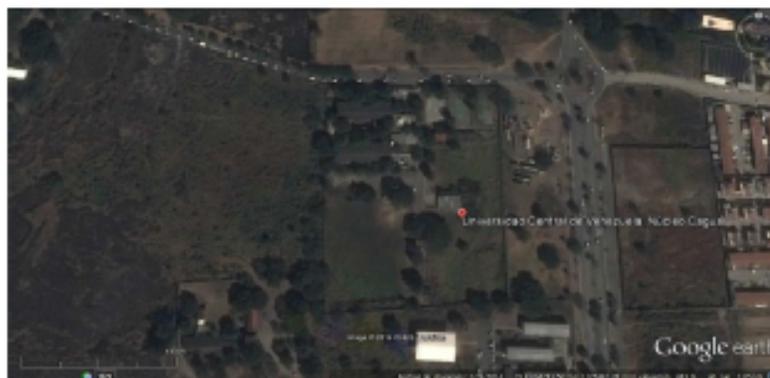


Figura 1. Zona de Estudio. Tomado y Modificado de www.google.earth.com por GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014

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.

3.- TABLAS DE RESULTADOS PRELIMINARES

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.

3.1.- RESULTADOS DE CAMPO Y LABORATORIO.

PROF [m]	MUESTRA	SOLIM	Relativo	No.	[N]	N (kg)	N (lb)	L (kg)	L (lb)	L (ft)	L (in)	CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO	
												SUELO	REPRESENTACIÓN GRÁFICA
1.0	1	14.05	19	11	19	2.09	45.54	52.75	48.81	89.04	7.28	ME	LIMO DE BARRA PLASTICIDAD ARRIBADO
2.0	2	15.64	35	20	35	4.41	96.98	89.81	XX	XX	XX	SM	ARENA LIMOSA
4.0	4	8.24	29	16	24	6.96	29.47	68.57	48.81	89.04	7.28	ME	LIMO DE BARRA PLASTICIDAD ARRIBADO
5.0	5	14.96	39	22	35	0.00	45.74	54.27	37.00	82.59	6.41		
6.0	6	4.27	6.8	38	50	20.99	35.84	14.17	XX	XX	XX	SM(j)	ARENA LIMOSA CON GRAVA
7.0	7	3.94	30	29	28								
8.0	8	6.88	20	14	15	14.82	69.70	16.96	XX	XX	XX	SM	ARENA LIMOSA
9.0	9	2.24	27	17	18								
10.0	10	4.51	55	39	42	24.55	35.21	30.24	XX	XX	XX	SM(j)	ARENA LIMOSA CON GRAVA
11.0	11	2.27	55	39	40								
12.0	12	2.25	58	41	40	15.44	74.88	11.20	XX	XX	XX	SM-SP(j)	ARENA MUY GRUESA CON LIMO Y/O CON GRAVA
14.0	14	11.64	67	48	45	6.97	67.36	46.27	XX	XX	XX		
14.0	14	6.77	74	54	50	1.78	72.01	16.17	XX	XX	XX	SM	ARENA LIMOSA
15.0	15	5.84	80	60	54	8.50	66.82	24.58	XX	XX	XX		

Tabla 1. Resumen de Propiedades Índices de los Suelos para Muestras de la Perforación P-02. GEOTECNO, C.A. Octubre de 2014

PROF [m]	MUESTRA	U	L	C _u	C _l	φ (°)	σ			σ _v	ESTIMA DE CLASIFICACIÓN ARIENTO			
							σ ₁ (kg/cm ²)	σ ₂ (kg/cm ²)	σ ₃ (kg/cm ²)		ARIENTO	DESCRIPCIÓN		
1.0	1	XX	XX	XX	XX	52	18.07	1.84	14.50	2.48	200	0.80	A-4	SUELO LIMOSO
2.0	2	XX	XX	XX	XX	44	18.54	1.89	0.00	0.68	400	0.85	A-5	
4.0	4	4.57	9.57	0.84	0.42	54	18.54	1.89	31.30	4.17	200	0.80	A-4	SUELO LIMOSO
5.0	5	4.85	9.85	0.24	2.07	54	18.54	1.89	28.82	4.41	200	0.80	A-4	
6.0	6	XX	XX	XX	XX	54	18.54	1.89	40.02	4.08	200	0.80	A-4	SUELO LIMOSO
7.0	7					35	18.54	1.89	0.00	0.54	600	0.95	A-2-3	
8.0	8	XX	XX	XX	XX	81	18.41	1.90	0.00	0.45	400	0.85	A-4	FRAGMENTO DE ROCA, GRAVA Y ARENA
9.0	9					29	18.61	1.90	0.00	0.26	400	0.85	A-2-3	
10.0	10	XX	XX	XX	XX	80	18.60	1.89	0.00	0.50	600	0.95	A-2-3	FRAGMENTO DE ROCA, GRAVA Y ARENA
11.0	11					44	17.46	1.77	0.00	0.48	600	0.85	A-4	
12.0	12	XX	XX	XX	XX	44	18.49	1.89	0.00	0.68	600	0.85	A-4	SUELO LIMOSO
14.0	14	XX	XX	XX	XX	45	18.44	1.90	0.00	0.54	600	0.85	A-4	
14.0	14	XX	XX	XX	XX	45	18.64	1.90	0.00	0.54	600	0.80	A-2-4	GRAVA Y ARENA ARCILLOSA O LIMOSA
15.0	15	XX	XX	XX	XX	44	18.41	1.87	0.00	0.54	600	0.80	A-2-4	GRAVA Y ARENA ARCILLOSA O LIMOSA

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	SP (%)	Tipos Suelo	Ø (")	C (Kg/cm2)	γ (Ton/m3)	Ø (cm)	C (Kg/cm2)	γ (Ton/m3)	σ (bars)	σ _v	σ _v	σ _v
0.50	1.00	35	33%	LOCAL	12	2.48	1.81	8	1.65	0.92	1.38	0.60	2.21	0.78
1.50	3.00	35	33%	LOCAL	12	0.38	1.80	22	0.25	1.82	2.43	20.75	9.56	6.33
2.50	3.00	37	33%	LOCAL	14	4.17	1.89	9	2.78	2.20	1.45	9.25	2.52	0.93
3.50	4.00	24	58%	PUNZ	14	3.45	1.89	9	2.27	3.76	1.45	9.25	2.52	0.93
4.50	5.00	21	60%	PUNZ	14	4.05	1.89	9	2.71	4.70	1.45	9.25	2.52	0.93
5.50	6.00	30	68%	PUNZ	16	0.53	1.89	24	0.35	5.46	2.56	22.75	16.90	7.45
6.50	7.00	24	57%	PUNZ	14	0.35	1.90	21	0.23	6.00	2.30	18.25	8.20	3.04
7.50	8.00	35	48%	PUNZ	20	0.26	1.90	19	0.17	7.54	2.35	16.00	6.91	3.04
8.50	9.00	39	51%	PUNZ	20	0.33	1.99	20	0.22	8.54	2.25	17.00	7.57	4.51
9.50	10.00	42	59%	PUNZ	24	0.48	1.77	23	0.32	9.42	2.49	21.00	10.20	6.77
10.50	11.00	40	57%	PUNZ	24	0.48	1.89	23	0.32	10.37	2.40	21.40	10.60	6.65
11.50	12.00	40	57%	PUNZ	24	0.48	1.94	23	0.32	11.34	2.40	21.40	10.60	6.65
12.50	13.00	40	60%	PUNZ	24	0.53	1.90	23	0.35	12.29	2.50	22.00	10.40	7.00
13.50	14.00	30	67%	PUNZ	24	0.56	1.90	24	0.38	13.24	2.56	22.00	10.80	7.45
14.50	15.00	34	65%	PUNZ	24	0.56	1.87	24	0.38	14.17	2.59	23.10	11.20	7.93

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 (Ø) metros	Dimensione (An) metros	P (Ton)	Qult (Ton/m2)	FS	Qadm (Ton/m2)	Qadm (Kg/cm2)	ST (cm)
1.0	0.5	2.24	20.78	3	6.93	0.69	0.23
	1.0	9.75	21.06	3	7.02	0.70	0.40
	1.5	23.67	21.33	3	7.11	0.71	0.46
	2.0	46.39	21.61	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	Dimensiones (AnxL) metros	P (Ton)	Qadm (Ton/m2)	FS	Qadm (Ton/m2)	Qadm (Kg/cm2)	SI (cm)
2.0	0.5	3.10	26.90	3	8.97	0.90	0.34
	1.0	12.50	29.24	3	9.75	0.97	0.25
	1.5	28.40	31.57	3	10.52	1.05	0.32
	2.0	50.92	33.89	3	11.30	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	Dimensiones (AnxL) metros	P (Ton)	Qadm (Ton/m2)	FS	Qadm (Ton/m2)	Qadm (Kg/cm2)	SI (cm)
3.0	0.5	6.24	40.89	3	13.63	1.35	0.29
	1.0	25.90	41.24	3	13.75	1.37	0.54
	1.5	60.39	41.59	3	13.86	1.39	0.70
	2.0	111.11	41.94	3	13.98	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	Dimensiones (AnxL) metros	P (Ton)	Qadm (Ton/m2)	FS	Qadm (Ton/m2)	Qadm (Kg/cm2)	SI (cm)
4.0	0.5	4.79	37.16	3	12.39	1.24	0.36
	1.0	19.62	37.51	3	12.50	1.25	0.63
	1.5	45.32	37.86	3	12.62	1.26	0.72
	2.0	82.63	38.21	3	12.74	1.27	0.85

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 (BxL)	Profundidad de Losa (m)	P (Ton)	Qadm (Kg/cm2)	SI (cm)	ko (kg/cm3)
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 Vacíados

Profundidad	Suelo	Díametro	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
	SM	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	Díametro	Qult (ton/m ²)	Factor de Seguridad	Qadm (ton/m ²)	Qadm (Kg/cm ²)
10	ML-SM-ML	0.1	2.06	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
	SM	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	Díametro	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
	SM	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 Vacíados 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	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	3.15	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	Diámetro	Qult (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	Diámetro	Qult (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.

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 PDF. A continuación se muestran las tablas que identifican a los respectivos planos.

LISTA DE PLANOS EDIFICIO ESTE

LISTA DE PLANOS TORRE ESTE				
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.				
TIPO DE PLANO	N° DE PLANO	FECHA	NOMBRE DEL PLANO	OBSERVACIONES
E	1	26/10/2014	PLANTA DE ENVIGADO DE CABEZALES Y FUNDACIONES	-
E	2	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	3	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	4	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	5	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE FUNDACIONES A PISO 2	-
E	6	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE FUNDACIONES A PISO 2	-
E	7	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE FUNDACIONES A PISO 2	-
E	8	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE FUNDACIONES A PISO 2	-
E	9	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE PISO 2 A PISO 5	-
E	10	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE PISO 2 A PISO 5	-
E	11	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE PISO 2 A PISO 5	-
E	13	26/10/2014	COLUMNA: DESPIECE DESDE PISO 6 A TECHO	-
E	14	26/10/2014	ESCALERAS	-

E	15	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P1	-
E	16	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P1	-
E	17	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P2	-
E	18	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P2	-
E	19	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P3	-
E	20	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P3	-
E	21	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P4	-
E	22	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P4	-
E	23	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P5	-
E	24	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P5	-
E	25	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P6	-
E	26	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P6	-
E	26A	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P7	-
E	27	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P7	-
E	28	26/10/2014	PLANTA PISOS 1,2,3,4	-
E	29	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA PISOS 1,2,3,4	-
E	30	26/10/2014	PLANTA PISO 5,6	-
E	31	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA PISOS 5,6	-
E	32	26/10/2014	PLANTA TECHO	-
E	33	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA TECHO	-

LISTA DE PLANOS EDIFICIO OESTE

LISTA DE PLANOS EDIFICIO OESTE				
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.				
TIPO DE PLANO	N° DE PLANO	FECHA	NOMBRE DEL PLANO	OBSERVACIONES
E	1	26/10/2014	PLANTA DE ENVIGADO DE CABEZALES Y FUNDACIONES	-
E	2	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	3	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	4	26/10/2014	DETALLE DE CABEZALES	-
E	5	26/10/2014	DETALLE DE PILOTES	-
E	6	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 1	-
E	7	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 2	-
E	8	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 3	-
E	9	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 4	-
E	10	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 5	-
E	11	26/10/2014	COLUMNAS: DESPIECE 6	-
E	12	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P1	-
E	13	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P1	-
E	14	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P2	-
E	15	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P2	-
E	16	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P3	-
E	17	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P3	-

E	18	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P4	-
E	19	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P4	-
E	20	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P5	-
E	21	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P5	-
E	22	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P6	-
E	23	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS P6	-
E	24	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS TECHO	-
E	25	26/10/2014	DESPIECE DE VIGAS TECHO	-
E	26	26/10/2014	PLANTA PISO 1	-
E	27	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA PISO 1	-
E	28	26/10/2014	PLANTA PISO 2,3	-
E	29	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA PISOS 2,3	-
E	30	26/10/2014	PLANTA PISO 4,5,6	-
E	31	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA PISOS 4,5 Y 6	-
E	32	26/10/2014	PLANTA TECHO	-
E	33	26/10/2014	DESPIECE DE LOSA TECHO	-

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 efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

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/cm^2 .

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.