



UNIVERSIDAD TÉCNICA AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE
ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO BASADO EN
NORMATIVA ECUATORIANA (NEC-SE-DS) Y COLOMBIANA
(NSR-10)”**

Autor: Pablo Fernando Gallegos Díaz

Tutor: Ing. M. Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

AMBATO - ECUADOR

Enero – 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental, previo la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO BASADO EN NORMATIVA ECUATORIANA (NEC-SE-DS) Y COLOMBIANA (NSR-10)”**, elaborado por el Sr. **Pablo Fernando Gallegos Díaz**, portador de la cédula de identidad: C.I 1105053688, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus componentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, enero 2022

Ing. M. Sc. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Pablo Fernando Gallegos Díaz** con C.I: 1105053688, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente trabajo experimental con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO BASADO EN NORMATIVA ECUATORIANA (NEC-SE-DS) Y COLOMBIANA (NSR-10)”**, así como los gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, enero 2022



Pablo Fernando Gallegos Díaz

C.I: 1105053688

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, enero 2022



Pablo Fernando Gallegos Díaz

C.I: 1105053688

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Pablo Fernando Gallegos Díaz de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO BASADO EN NORMATIVA ECUATORIANA (NEC-SE-DS) Y COLOMBIANA (NSR-10)”**.

Ambato, enero 2022

Para constancia firman:

Ing. M. Sc. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla

Miembro Calificador

Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera

Miembro Calificador

DEDICATORIA

A mis padres, el regalo más grande que puedo tener, quienes nunca han dejado de creer en mí, quienes me han apoyado y han sido los principales pilares en cada etapa de mi vida. Cada logro personal y profesional serán gracias a ellos y para ellos, les estaré eternamente agradecido.

Pablo Gallegos

AGRADECIMIENTO

A mis padres, por ser pacientes y empujarme a seguir adelante, aconsejarme y brindarme todo el apoyo para superar los diferentes obstáculos que se han presentado, además de mostrarme la importancia de estudiar.

A la Universidad Técnica de Ambato por permitirme continuar con mi camino profesional en la Carrera de Ingeniería Civil, a los docentes por compartir su conocimiento y a la Ing. M. Sc. Maritza Ureña por servirse a ser mi tutora académica.

A mis hermanos, por acompañarme y motivarme en que la importancia está en siempre aprender algo nuevo y continuar en el camino de aprender y compartir lo aprendido.

A mi familia, quienes me han brindado ánimos a lo largo de mi vida.

A mis queridos amigos, por estar y seguir estando ahí, que me han acompañado en gran parte de mi vida.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

PORTADA	i
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABLAS	xvi
RESUMEN	xix
ABSTRACT	xx
CAPÍTULO I	1
1.1 Antecedentes	1
1.1.1 Justificación	3
1.1.2 Fundamentación Científico-Técnica.....	5
1.1.2.1 Amenaza sísmica en los países bolivarianos	5
1.1.2.2 Sismicidad en Colombia y en Ecuador	6
1.1.2.3 NORMATIVA DE LA CONSTRUCCIÓN ECUATORIANA.	
CAPÍTULO 2: NEC-SE-DS: PELIGRO SÍSMICO. DISEÑO SISMO	
RESISTENTE	6
1.1.2.3.1 Alcance y filosofía de diseño	12
1.1.2.3.2 Mapas de zonificación.....	13
1.1.2.3.3 Tipos de perfil de suelo y efectos sísmicos locales	14
1.1.2.3.4 Coeficiente de importancia.....	17
1.1.2.3.5 Métodos de cálculo.....	18
1.1.2.3.6 Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas	20
1.1.2.3.7 Carga sísmica reactiva W	21
1.1.2.3.8 Configuración estructural	21

1.1.2.3.9	Periodo de vibración.....	23
1.1.2.3.10	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	25
1.1.2.3.11	Cortante basal de diseño.....	26
1.1.2.3.12	Espectro elástico de diseño.....	27
1.1.2.3.13	Control de la deriva de piso.....	28
1.1.2.3.14	Cargas no sísmicas	29
1.1.2.4	REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TÍTULO A: REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE.	32
1.1.2.4.1	Alcance y filosofía de diseño	38
1.1.2.4.2	Mapas de zonificación.....	38
1.1.2.4.3	Peligro y efectos sísmicos locales	40
1.1.2.4.4	Coficiente de importancia.....	42
1.1.2.4.5	Métodos de cálculo.....	43
1.1.2.4.6	Configuración estructural	47
1.1.2.4.7	Sistemas estructurales.....	52
1.1.2.4.8	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	60
1.1.2.4.9	Espectro elástico de diseño.....	61
1.1.2.4.10	Control de la deriva de piso.....	62
1.1.2.5	Cargas.....	64
1.1.3	Hipótesis	68
1.2	Objetivos.....	69
1.2.1	General:.....	69
1.2.2	Específicos:.....	69
CAPITULO II.....		70
2.1	Materiales y equipos	70
2.2	Métodos	70

2.2.1	Plan de recolección de datos.....	70
2.2.2	Plan de procesamiento y análisis de información.....	71
2.2.3	Recolección de datos	72
2.2.3.1	Planos de edificación.....	72
2.2.3.2	Ubicación.....	76
2.2.3.3	Descripción del proyecto.....	76
2.2.3.4	Características de la estructura	77
2.2.3.5	Cargas gravitacionales.....	78
2.2.3.6	Procedimiento de recolección de datos	89
2.2.3.6.1	Definición de movimientos sísmicos de diseño	89
2.2.3.6.2	Características de la estructuración	93
2.2.3.6.3	Carga sísmica	96
2.2.3.6.4	Combinaciones de carga.....	102
2.2.3.6.5	PROCEDIMIENTO ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL USANDO LA NORMATIVA NEC-15	102
2.2.3.6.6	PROCEDIMIENTO ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL USANDO LA NORMATIVA NSR-10	115
CAPÍTULO III.....		126
3.1	Análisis y discusión de los resultados.....	126
3.1.1	Dimensiones finales.....	126
3.1.2	Resultados de período de vibración de la estructura.....	126
3.1.3	Resultados desplazamientos	128
3.1.4	Resultados deriva.....	133
3.1.5	Resultado de cortantes	141
3.1.6	Verificación centro de masas y rigidez.....	147
3.1.7	Diseño de los elementos estructurales	147
3.1.7.1	Cuantía de vigas y columnas.....	148

3.1.8	Cálculo volumen.....	161
3.2	Verificación de hipótesis	163
CAPITULO IV		164
4.1	Conclusiones.....	164
4.2	Recomendaciones	167
4.3	Bibliografía.....	168
5.	Anexos	169
5.1	Análisis de precio unitarios.....	169
5.2	Planos.....	172

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Reporte mundial de desastres naturales por tipo desde 1970 hasta 2019.....	1
Figura 2. Terremotos más fuertes en la región.....	2
Figura 3. Mapa de amenaza símica de Sudamérica de los últimos 100 años	5
Figura 4. Mapa de Zonas sísmicas del Ecuador.....	13
Figura 5. Espectro de diseño.....	28
Figura 6. Desplazamientos laterales de piso	29
Figura 7. Zonas de amenaza símica Colombia	39
Figura 8. Mapa de valores de aceleración pico efectiva (A_a).....	41
Figura 9. Mapa de valores de velocidad pico efectiva (A_v)	42
Figura 10. Sistemas estructurales de resistencia símica	52
Figura 11. Capacidad de disipación de energía.....	53
Figura 12. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño.....	61
Figura 13. Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño	62
Figura 14. Planta tipo: piso 0 N +0.00	72
Figura 15. Planta tipo: piso 1 N+2.65, piso 2 N +5.30 y piso 3 N+7.95	73
Figura 16. Terraza N+10.60.....	74
Figura 17. Tapagrada N+13.10	75
Figura 18. Fachada frontal	75
Figura 19. Ubicación de edificación	76
Figura 20. Tipos de paredes (1)	78
Figura 21. Tipo de paredes (2).....	79
Figura 22. Tableros de planta tipo: piso 1 N+2.65.....	81
Figura 23. Acotaciones para cuantificar cargas por pared	82
Figura 24. Tableros de terraza N+10.60m	84
Figura 25. Enumeración de vigas horizontales y verticales de la edificación	85
Figura 26. Corte de losa	88
Figura 27. Espectro de diseño NEC-SE-DS.....	98
Figura 28. Espectro de diseño NSR-10.....	100
Figura 29. Esquemmatización 3D de la edificación.....	101
Figura 30. Definición de propiedades del acero	102
Figura 31. Definición de propiedades de hormigón.....	103
Figura 32. Definición de losa 20cm	103

Figura 33. Definición de columnas	104
Figura 34. Adición de inercias agrietadas en columnas según NEC-15	104
Figura 35. Definición de secciones de vigas en software	105
Figura 36. Adición de inercias agrietadas en vigas según NEC-15	105
Figura 37. Definir masa según la NEC-15	106
Figura 38. Definir sismo de respuesta ingresado por archivo de usuario NEC-15.	106
Figura 39. Definir patrones de carga NEC-15	107
Figura 40. Estructura con cargas asignadas. NEC-15	108
Figura 41. Casos modales para NEC-15	108
Figura 42. Definición de casos de carga para NEC-15	109
Figura 43. Caso de carga espectral en X	109
Figura 44. Caso de carga espectral en Y	110
Figura 45. Cargas debidas a análisis espectral	110
Figura 46. Carga espectral en X. NEC-15	111
Figura 47. Carga espectral en Y. NEC-15	111
Figura 48. Fuerzas cortantes obtenidas mediante software	112
Figura 49. Combinación de carga corregido, espectral X. NEC-15	113
Figura 50. Combinación de carga corregido, espectral Y. NEC-15	113
Figura 51. Cortante basal corregido obtenido por software. NEC-15	114
Figura 52. Modos de vibración obtenidos por software. NEC-15	114
Figura 53. Definir sección de columna	115
Figura 54. Definir sección de viga	115
Figura 55. Definir sección de losa	116
Figura 56. Definir masa según la NSR-10	116
Figura 57. Definir sismo de respuesta ingresado por archivo de usuario NSR-10.	117
Figura 58. Definir patrones de carga para NSR-10	117
Figura 59. Estructura con cargas asignadas. NSR-10	119
Figura 60. Casos modales para NSR-10	119
Figura 61. Definición de casos de carga para NSR-10	120
Figura 62. Caso de carga espectral en X	120
Figura 63. Caso de carga espectral en Y	121
Figura 64. Cargas debidas a análisis espectral	121
Figura 65. Carga espectral en X. NSR-10	122

Figura 66. Carga espectral en Y. NSR-10.....	122
Figura 67. Fuerzas cortantes obtenidas mediante software.....	123
Figura 68. Combinación de carga corregido, espectral X. NSR-10.....	124
Figura 69. Combinación de carga corregido, espectral Y. NSR-10.....	124
Figura 70. Cortante basal corregido obtenido por software. NSR-10.....	125
Figura 71. Modos de vibración obtenidos por software. NSR-10	125
Figura 72. Período de vibración de la estructura. NEC-SE-DS	127
Figura 73. Período de vibración de la estructura. NSR-10	127
Figura 74. Desplazamientos en "X". NEC-15.....	128
Figura 75. Desplazamiento por nivel en la dirección "X". NEC-15.	129
Figura 76. Desplazamientos en "Y". NEC-15.....	129
Figura 77. Desplazamiento por nivel en la dirección "Y". NEC-15.	129
Figura 78. Desplazamientos en "X". NSR-10.....	130
Figura 79. Desplazamiento por nivel en la dirección "X". NSR-10.	130
Figura 80. Desplazamientos en "Y". NSR-10.....	131
Figura 81. Desplazamiento por nivel en la dirección "Y". NSR-10.	131
Figura 82. Comparación de desplazamientos por nivel en "X". Normas de estudio.	132
Figura 83. Comparación de desplazamientos por nivel en "Y". Normas de estudio.	133
Figura 84. Derivas elásticas en dirección "X". NEC-15.....	134
Figura 85. Deriva inelástica en dirección "X". NEC-15.....	135
Figura 86. Derivas elásticas en dirección "Y". NEC-15.....	135
Figura 87. Deriva inelástica en dirección "Y". NEC-15.....	136
Figura 88. Derivas en "X". NSR-10	137
Figura 89. Deriva elástica en "X". NSR-10.....	138
Figura 90. Derivas en "Y". NSR-10	138
Figura 91. Deriva elástica en "Y". NSR-10.....	139
Figura 92. Deriva de piso en porcentaje en "X". Normas de estudio	140
Figura 93. Deriva de piso en porcentaje en "Y". Normas de estudio	140
Figura 94. Fuerza cortante dinámica en X. NEC-15.....	141
Figura 95. Gráfico de fuerza cortante dinámica en X. NEC-15.....	142
Figura 96. Fuerza cortante dinámica en Y. NEC-15.....	142

Figura 97. Gráfico de fuerza cortante dinámica en Y. NEC-15.....	143
Figura 98. Fuerza cortante dinámica en X. NSR-10.....	143
Figura 99. Gráfico de fuerza cortante dinámica en X. NSR-10.....	144
Figura 100. Fuerza cortante dinámica en Y. NSR-10.....	144
Figura 101. Gráfico de fuerza cortante dinámica en Y. NSR-10.....	145
Figura 102. Comparación cortante dinámico por piso en X. Normas de estudio. ..	146
Figura 103. Comparación cortante dinámico por piso en Y. Normas de estudio. ..	146
Figura 104. Resultados cuantía acero de viga de H.A del piso 1. NEC-15	148
Figura 105. Resultados de diseño de viga de H.A. NEC-15.....	149
Figura 106. Armado longitudinal y transversal de la viga del eje C-4-3. NEC-15.	150
Figura 107. Resultados cuantía acero de viga de H.A del piso. NSR-10.....	151
Figura 108. Resultados de diseño de viga de H.A. NSR-10.....	152
Figura 109. Armado longitudinal y transversal de la viga del eje C-4-3. NSR-10.	153
Figura 110. Resultados cuantía acero de columna de H.A. NEC-15.....	154
Figura 111. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección X. NEC-15.....	155
Figura 112. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección Y. NEC-15.....	156
Figura 113. Detalle de armado de columna de estudio. NEC-15.....	157
Figura 114. Sección transversal columna de estudio. NEC-15.....	157
Figura 115. Resultados cuantía acero de columna de H.A. NSR-10	158
Figura 116. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección X. NSR-10.....	159
Figura 117. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección Y. NSR-10.....	160
Figura 118. Sección transversal columna de estudio. NSR-10.....	160

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Escala de magnitud de Richter.....	3
Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo.....	14
Tabla 3. Factor de sitio F_a	16
Tabla 4. Factores de sitio F_d	16
Tabla 5. Factores de sitio inelástico de subsuelo F_s	17
Tabla 6. Coeficiente de importancia según tipo de uso, destino e importancia	17
Tabla 7. Niveles de amenaza sísmica.....	18
Tabla 8. Inercias agrietadas	19
Tabla 9. Coeficiente de irregularidad en planta	22
Tabla 10. Coeficientes de irregularidad en elevación	23
Tabla 11. Tipo de estructura para determinar T	24
Tabla 12. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	25
Tabla 13. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada	26
Tabla 14. Deriva máxima.....	29
Tabla 15. Combinaciones de carga.	30
Tabla 16. Resumen de pesos unitarios de materiales de construcción para proyecto	31
Tabla 17. Resumen sobrecargas mínimas uniformemente distribuida.....	32
Tabla 18. Nivel de amenaza sísmica según A_a y A_v	39
Tabla 19. Clasificación perfiles de suelo	40
Tabla 20. Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio (F_a)	41
Tabla 21. Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio (F_v)	41
Tabla 22. Coeficiente de importancia según tipo de grupo.....	42
Tabla 23. Valores C_t y α para período fundamental aproximado	44
Tabla 24. Irregularidad en planta	48
Tabla 25. Irregularidad en altura	49
Tabla 26. Irregularidades en planta	50
Tabla 27. Irregularidades en la altura.....	51
Tabla 28. Grado de disipación de energía según las zonas de amenaza sísmica	53
Tabla 29. Sistema de muros de carga.....	54
Tabla 30. Sistema combinado (1).....	55

Tabla 31. Sistema combinado (2).....	56
Tabla 32. Sistema de pórtico resistente a momentos	57
Tabla 33. Sistema dual (1).....	59
Tabla 34. Sistema dual (2).....	60
Tabla 35. Deriva máxima como porcentaje de altura de piso	63
Tabla 36. Combinación de cargas mayoradas	64
Tabla 37. Resumen masa de materiales	65
Tabla 38. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales	66
Tabla 39. Cargas vivas mínimas	66
Tabla 40. Cargas vivas mínimas en cubiertas	68
Tabla 41. Área de construcción de la edificación	77
Tabla 42. Pre-dimensión de elementos	77
Tabla 43. Espesor de materiales para cuantificación de carga de pared	80
Tabla 44. Peso específico de materiales para cuantificación de carga de pared	80
Tabla 45. Peso propio paredes en losa de tableros de entrepiso	82
Tabla 46. Peso propio paredes en tableros de terraza	85
Tabla 47. Peso paredes en vigas.....	86
Tabla 48. Cuantificación del peso de la losa aplicando NEC-SE-CG	88
Tabla 49. Cuantificación del peso de la losa aplicando NSR-10	88
Tabla 50. Cargas vivas de edificación.....	89
Tabla 51. Factor de zonificación sísmica según NEC-15 y NSR-10	90
Tabla 52. Tipo de suelo que está asentada la estructura.....	90
Tabla 53. Coeficiente Fa seleccionado. NEC-15	91
Tabla 54. Coeficiente Fd seleccionado. NEC-15	91
Tabla 55. Coeficiente Fs seleccionado. NEC-15.....	92
Tabla 56. Coeficiente Fa seleccionado. NSR-10.....	92
Tabla 57. Coeficiente Fv seleccionado. NSR-10	92
Tabla 58. Resumen coeficientes por tipo de suelo de normas de estudio	93
Tabla 59. Resumen factor de importancia de normas de estudio.....	93
Tabla 60. Irregularidades de edificación	93
Tabla 61. Coeficientes según el tipo de estructura. NEC-15	94
Tabla 62. Coeficientes según el sistema estructural de resistencia sísmica. NSR-1094	
Tabla 63. Períodos de vibración de normas de estudio	95

Tabla 64. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño. NEC-SE-DS.....	97
Tabla 65. Valores de espectro para análisis dinámico. NEC-SE-DS	98
Tabla 66. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño. NSR-10.....	99
Tabla 67. Valores de espectro para análisis dinámico. NSR-10	100
Tabla 68. Combinaciones de carga NEC-15 y NSR-10	102
Tabla 69. Fuerzas cortantes. NEC-15.....	112
Tabla 70. Fuerzas cortantes corregidas. NEC-15	112
Tabla 71. Fuerzas cortantes. NSR-10.....	123
Tabla 72. Fuerzas cortantes corregidas. NSR-10	123
Tabla 73. Dimensiones finales: columnas y vigas	126
Tabla 74. Comparación de desplazamientos en X e Y. Normas de estudio.....	132
Tabla 75. Deriva máxima de normas de estudio: NEC-15 y NSR-10.....	133
Tabla 76. Derivas inelásticas en dirección “X”. NEC-15	134
Tabla 77. Derivas inelásticas en dirección “Y”. NEC-15	136
Tabla 78. Derivas en “X”. NSR-10	137
Tabla 79. Derivas en “Y”. NSR-10	139
Tabla 80. Comparación en porcentaje de fuerzas cortantes en X e Y. Normas de estudio.	145
Tabla 81. Excentricidad entre centro de masas y rigidez en X e Y. NEC-15	147
Tabla 82. Excentricidad entre centro de masas y rigidez en X e Y. NSR-10	147
Tabla 83. Carga axial y momentos resistentes en dirección X. NEC-15	155
Tabla 84. Carga axial y momentos resistentes en dirección Y. NEC-15	155
Tabla 85. Carga axial y momentos resistentes en dirección X. NSR-10	158
Tabla 86. Carga axial y momentos resistentes en dirección Y. NSR-10	159
Tabla 87. Masa de varilla según número de varilla.....	161
Tabla 88. Presupuesto de estructura de Hormigón Armado. NEC-15	161
Tabla 89. Presupuesto de estructura de Hormigón Armado. NSR-10	162
Tabla 90. Comparación del presupuesto de estructura entre ambas normativas.....	162

RESUMEN

El presente trabajo se enfoca en revisar los aspectos técnicos y debilidades de las normas sismorresistente de Ecuador y Colombia.

Dentro de cada norma se verán los alcances, factores y parámetros que intervienen en la determinación del espectro de diseño y el cortante basal de diseño. Se pretende analizar la estructura mediante el software Etabs, para ello, se recopilan los parámetros más relevantes: ubicación, factores de sitio, el sistema estructural, el espectro de diseño y el cortante basal de diseño para modelar la edificación de acuerdo con los requisitos que las normas exigen. Luego, se realizó el análisis dinámico para determinar el período fundamental de la estructura y verificarlos con los límites de las correspondientes normas de estudio. En caso de no cumplir, se aumentarán las dimensiones de los elementos estructurales y se volverá a realizar el análisis.

Finalmente, se realizó la comparación de los resultados de la respuesta sísmica: períodos de vibración, desplazamientos horizontales, cortantes dinámicos y derivas de piso, donde los últimos tres se encuentran afectados significativamente por el cortante de diseño; se verán las exigencias de cada norma, llegando a saber si nuestra norma ecuatoriana se proyecta a ser más rigurosa que el reglamento colombiano.

Palabras claves: normas sísmicas, derivas de piso, cortante de diseño, espectro de diseño, período de vibración, análisis dinámico, NEC-SE-DS, NSR-10.

ABSTRACT

This paper focuses on reviewing the technical aspects and weaknesses of seismic resistance codes in Ecuador and Colombia.

Within each code, the scopes, factors, and parameters involved in determining the design spectrum and the design basal shear. It is intended to analyze the structure through the Etabs software, for this, the most relevant parameters are collected: location, site factors, the structural system, the design spectrum and the design base shear to model the building according to the requirements required by the codes. Then, the dynamic analysis was performed to determine the fundamental period of the structure and verify them with the limits of the corresponding study codes. In the event of non-compliance, the dimensions of the structural elements shall be increased and the analysis carried out again.

Finally, the results of the seismic response were compared: vibration periods, horizontal displacements, dynamic shears and story drifts, where the last three are significantly affected by the design shear; will see the requirements of each code, coming to know if our Ecuadorian norm is projected to be more rigorous than the Colombian regulation.

Keywords: seismic standards, floor drifts, design shear, design spectrum, vibration period, dynamic analysis, NEC-SE-DS, NSR-10.

CAPÍTULO I

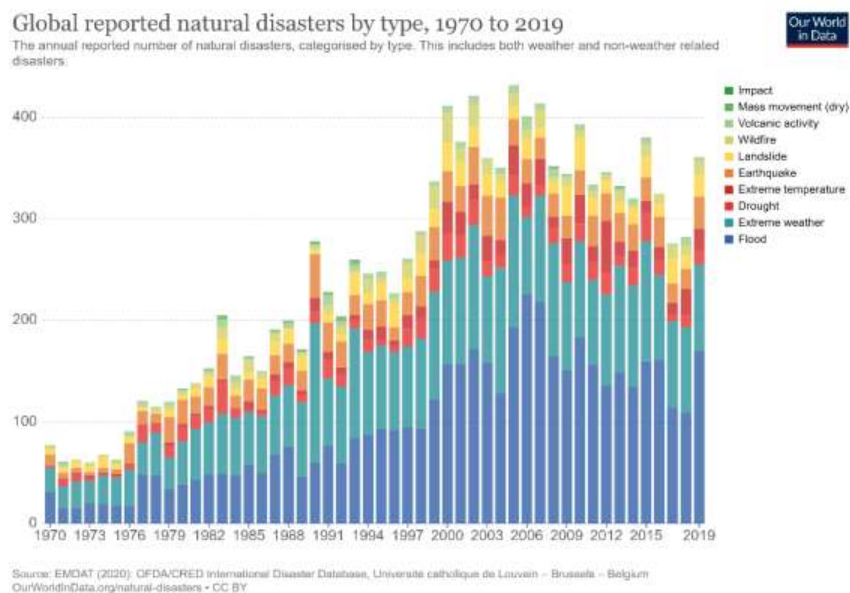
MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes

Gran parte de los fenómenos naturales son cíclicos, sin embargo, al no contar con base de datos, registros de fenómenos pasados, los que aparecen de forma repentina son los más devastadores como terremotos, inundaciones o huracanes.

Los desastres naturales pueden ser provocados por eventos climatológicos, eventos meteorológicos, eventos hidrológicos y por eventos geofísicos (terremotos, tsunamis y erupciones volcánicas) y están asociados generalmente a pérdidas humanas, materiales y económicas. [1]

Figura 1.Reporte mundial de desastres naturales por tipo desde 1970 hasta 2019



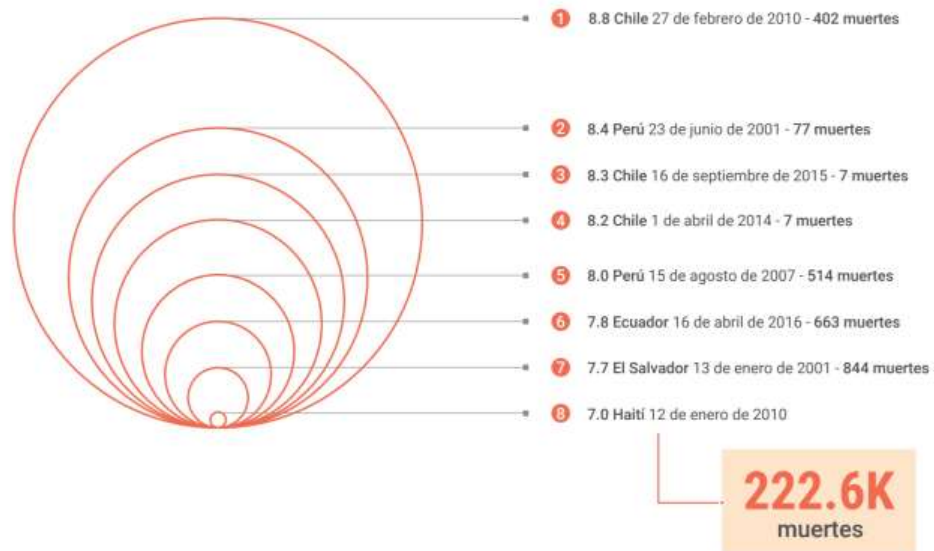
Fuente: Our World in Data

América Latina y el Caribe son vulnerables a terremotos por la situación geográfica en el “Cinturón de Fuego”, zona de alta sismicidad. “Las costas de América del Sur son las más sismogénicas del mundo, donde se han producido más de una cuarta parte de los terremotos de magnitud 8,0 o mayor del mundo” [2].

El impacto del terremoto depende del riesgo sísmico que es la amenaza y la vulnerabilidad. La amenaza sísmica es la probabilidad de ocurrencia de eventos

sísmico de determinada magnitud, en una zona y período determinado; la vulnerabilidad sísmica se refiere a la susceptibilidad de la edificación a sufrir daños tanto parciales o totales ante movimientos sísmicos. [1]

Figura 2. Terremotos más fuertes en la región



Fuente: OCHA (Oficina de Naciones Unidas para la Coordinación de Asuntos Humanitarios)

En el estudio de “Desastres naturales en América Latina y el Caribe – 2000 - 2019” menciona que se pueden producir terremotos de gran magnitud en el futuro a lo largo de las costas de Ecuador, Perú y el norte de Chile; existe la posibilidad de ocurrir un terremoto de magnitud 9,0 o mayor en América del Sur. Según el índice LAC-INFORM, los países con mayor exposición a terremotos en escala de 10 puntos son: Chile, Ecuador y Guatemala (9,8); Costa Rica (9,6); Nicaragua (9,4) y El Salvador (9,3). [2]

El terremoto de mayor intensidad conocido en la historia ocurrió el 22 de mayo de 1960 en Valdivia, sur de Chile, con una magnitud de 9,5 a escala de Richter y 12 en escala Mercalli. Causó la muerte de seis mil personas. [1]

También, el terremoto más grande ocurrido en nuestro país, Ecuador, fue el 31 de enero de 1906 en Esmeraldas con una magnitud de 8.8 en escala de Richter.

“El proceso de evolución de las normas sísmicas sigue de cerca la historia de los terremotos destructores que, es cierto, causan víctimas y pérdidas económicas graves,

pero también son la oportunidad de avanzar en la comprensión del fenómeno sísmico y de la respuesta de las edificaciones frente al mismo”. [1]

De tal manera, las normas sísmicas tienen por objetivo proporcionar recomendaciones y lineamientos para el diseño de edificaciones seguras frente la ocurrencia de movimientos telúricos; son respaldados por las autoridades de cada país. Constituyen el plasmar y sintetizar los avances del conocimiento en temas de amenaza sísmica, respuesta y vulnerabilidad estructural, para ser utilizado en la práctica ingenieril, profesional por ingenieros y calculistas de manera sencilla y clara. [1]

Tabla 1. Escala de magnitud de Richter.

Magnitud	Descripción
Menos de 2	Se considera un microsismo y no son percibidos por la población.
De 2 a 2,9	También es considerado como un sismo de menor tamaño y tampoco pueden ser percibidos por las personas.
De 3 a 3,9	Son sismos menores que algunas veces pueden ser percibidos pero que no ocasionan ningún tipo de daño.
De 4 a 4,9	Son sismos considerados ligeros y se puede dar el movimiento de objetos y algunos ruidos. Son sismos que se sienten pero que ocasionan prácticamente ningún tipo de daño.
De 5 a 5,9	Estos sismos son de ligera intensidad. Pueden llegar a ocasionar algunos daños en edificios que han sido mal construidos o que presentan algún tipo de daño.
De 6 a 6,9	Estos sismos son considerados como movimientos fuertes y pueden llegar incluso a destruir áreas pobladas afectando un diámetro de aproximadamente unos 160 kilómetros.
De 7 a 7,9	Son sismos mayores y pueden causar extensos y graves daños en las zonas y las cercanías de donde se originan. Puede haber destrucción de edificios y muertes.
De 8 a 8,9	Son sismos catastróficos que producen devastación en las zonas que afectan.
9 a 9,9	No se tienen registros de sismos que hayan alcanzado esta magnitud, pero se consideran que serían capaces de eliminar poblados enteros.
10 o más	Es considerado como un sismo legendario o apocalíptico. No existen registros de sismos de esta magnitud.

Fuente: Briceño V., Gabriela. (2018). Escala sismológica de Richter.

1.1.1 Justificación

La amenaza presente en América del Sur es proporcionada por fuente sismogénica común, el Anillo Circumpacífico (cinturón de fuego del Pacífico). Se caracteriza por juntar las zonas de subducción más importantes de actividad sísmica en el mundo, conformada por la placa del Nazca, la placa Sudamericana y la placa del Caribe, las

mismas han generado diferentes tipos de fallas geológicas sísmicamente activas en cada región.

En los últimos años se han dado grandes eventos sísmicos, el terremoto del 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí de magnitud 7.8Mw que afecto tanto a Ecuador como al Sur de Colombia ha sido de los más grandes en los últimos tiempos. Ecuador, Colombia, Perú, entre otros países latinoamericanos se encuentran en zonas de alto peligro sísmico.

La realización de esta investigación se fundamentará en los aspectos técnicos de los criterios de diseño sismo resistente considerados en las normativas y reglamentos de estudio; Ecuador y Colombia son países elevadamente sísmicos, tienen diferentes normas para su aplicación viable y segura, sin embargo, comparten la clasificación de los tipos de perfil del suelo para diseño sísmico y la configuración estructural: en planta y elevación. Cada norma presenta requisitos mínimos, fundamentalmente para salvaguardar la vida de las personas frente a un sismo. Cabe resaltar que gran parte de pérdidas humanas son causadas generalmente por problemas en las construcciones. El factor más importante en una edificación es la seguridad, relacionada con la capacidad soportar y resistir cargas de una estructura a lo largo de su vida útil sin sufrir daños excesivos o daños parciales o tal de la edificación [7].

Ecuador al ser nuevo en establecer dentro del código de construcción el capítulo para diseño sismo resistente, gran parte de las estructuras construidas no están en la capacidad de soportar sismos de gran envergadura, por ello, la vulnerabilidad es elevada, resaltando el control en la construcción, capacitación a trabajadores y difusión sobre el riesgo sísmico ecuatoriano para los ciudadanos. Por lo tanto, al comparar las normativas se plantea observar, analizar y obtener resultados frente a eventos telúricos, frecuentes en nuestra región Sudamericana, llegando a determinar cuán factible y segura es aplicar nuestra normativa ecuatoriana frente al reglamento colombiano, además de revisar sus similitudes y discrepancias.

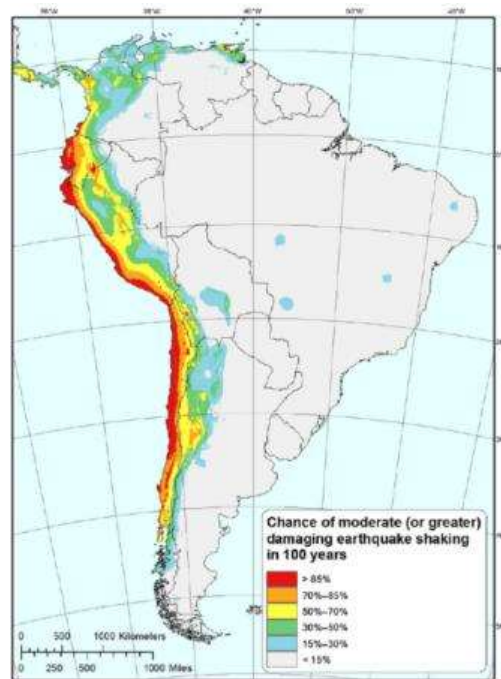
1.1.2 Fundamentación Científico-Técnica

1.1.2.1 Amenaza sísmica en los países bolivarianos

Los países bolivarianos conformados por: Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú, presentan ocurrencia sísmica por las placas tectónicas. El movimiento entre placas acumula la energía por lo cual, al liberar la energía acumulada causa una fractura en roca y manifiesta ondas sísmicas. Los sismos ocurridos en el interior de las placas tectónicas se denominan sismos intraplaca, lo generados por erupciones volcánicas son conocidos como sismos volcánicos.

Latinoamérica se ha visto afecto por desastres naturales, recordando eventos telúricos desde el año 2000 como los de Chinha, Perú (2007), Tocopilla (2007), Puerto Príncipe, Haití (2010), Chile (2010), Ecuador (2016), Puebla (2017), Venezuela (2017), Perú (2019), este último siendo el último de magnitud considerable de 8 a escala de Richter, sintiéndose en Ecuador y Colombia.

Figura 3. Mapa de amenaza sísmica de Sudamérica de los últimos 100 años



Fuente: USGS

1.1.2.2 Sismicidad en Colombia y en Ecuador

Colombia está localizada en una zona sísmica activa, El Cinturón de fuego, corresponde a los bordes del océano pacífico. El territorio colombiano se encuentra en la placa del Nazca, la placa Sudamericana y la Placa del Caribe.

La zona de mayor peligro sísmico es la zona de subducción en el Océano pacífico. Provocada por desdoblamiento de la placa del Nazca que va por debajo o subduce bajo la placa Sudamericana. Origina numerosas fallas geológicas sísmica que son activas.

Ecuador es un país densamente poblado y está afectada por una actividad sísmica intensa, provocada principalmente por la subducción de las placas del Nazca y Sudamericana, además de la presencia de fallas geológicas activas. Se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, al igual que Colombia, forma parte del Cinturón de fuego.

El fenómeno de subducción de la placa del Nazca genera alta sismicidad durante la trayectoria. Los eventos sísmicos son asociados a profundidades mayores a 200 km. Además, existen sismos que son producidos por las fallas geológicas activas del país. [4]

Los sismos superficiales generalmente causan daños graves. Por lo tanto, la región de mayor peligro sísmico es la Costa, seguida de la Sierra y finalmente del Oriente, debido al buzamiento de la zona de subducción que va hacia el Este. [4]

1.1.2.3 NORMATIVA DE LA CONSTRUCCIÓN ECUATORIANA. CAPÍTULO 2: NEC-SE-DS: PELIGRO SÍSMICO. DISEÑO SISMO RESISTENTE

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 15) es la actualización al antiguo Código Ecuatoriano de la construcción (2001), cumpliendo los requerimientos de seguridad básicos y en la calidad de los tipos de estructuras. La normativa debe cumplirse a nivel nacional por los profesionales competentes, empresas, instituciones públicas y privadas, siendo reguladas por los GAD municipales.

El capítulo 2, diseño sismo resistente contiene los requisitos mínimos y metodologías para aplicar a las edificaciones, calculadas para el dimensionamiento de los elementos y sistemas de la estructura que estarán sujetas a sismos, considerando la elevada sismicidad del Ecuador.

- **Definiciones o terminología**

Las siguientes definiciones corresponden al capítulo NEC-SE-DS. [3]

Altura de piso

Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación esta medida se llevará hasta el nivel de enrase de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

Acelerogramas

Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

Base de la estructura

Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

Coefficiente de importancia

Coefficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

Cortante basal de diseño

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

Cortante de piso

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

Deriva de piso

Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal - con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

Ductilidad global

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

Ductilidad local

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

Efectos secundarios P-Δ

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro de respuesta para diseño

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

Estructura disipativa

Estructura capaz de disipar la energía por un comportamiento histerético dúctil y/o por otros mecanismos.

Estructuras esenciales

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

Factores de sobre resistencia

Se define el factor de sobre resistencia como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

Factor de redundancia

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica.

Fuerzas sísmicas de diseño

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

Histéresis

Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material

estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Impedancia (Sísmica)

Corresponde al producto de la densidad por la velocidad sísmica, que varía entre las diferentes capas de rocas. La diferencia de impedancia entre las capas de rocas afecta el coeficiente de reflexión.

Licuación o licuefacción

Fenómeno mediante el cual un depósito de suelo, sea ésta grava, arena, limo o arcillas de baja plasticidad saturadas, pierde gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de carga no-drenada, sean monotónicas o cíclicas.

Método de diseño por capacidad

Método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar la energía estén aseguradas.

Nivel de seguridad de vida

Proteger la vida de sus ocupantes ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

Nivel de prevención de colapso (sismo extremo)

Impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

Período de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

Período de vibración fundamental

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

PGA (Pick Ground Acceleration)

Aceleración sísmica máxima en el terreno.

Piso blando

Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

Piso débil

Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

Rigidez lateral de piso

Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

Semi espacio

Se define como aquella profundidad que no ejerce participación en la respuesta dinámica del sitio cuyo contraste de impedancia es menor o igual que 0.5 ($\alpha \leq 0.5$).

Sismo de diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

Sistemas de control de respuesta sísmica

Son sistemas y dispositivos adaptados a las estructuras que, al modificar las características dinámicas de las mismas, controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo y permiten reducir la respuesta sísmica global de la estructura y mitigar su daño ante sismos severos. Pueden clasificarse en 3 grupos: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo.

Sobre resistencia

La sobre resistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobre resistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón.

Z (factor)

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

Zonas disipativas

Partes predefinidas de una estructura disipativa donde se localiza principalmente la aptitud estructural a disipar energía (también llamadas zonas críticas).

Zonas sísmicas

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor del factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

1.1.2.3.1 Alcance y filosofía de diseño

Las estructuras estarán sometidas en algún momento a movimientos telúricos, por lo tanto, se establecen requisitos mínimos en el diseño de las estructuras de edificación, sin embargo, las estructuras distintas tienen un comportamiento dinámico distinto, se consideran requisitos adicionales especiales que complementan a las mínimas establecidas.

La filosofía de diseño se basa en desempeño, buscando impedir el colapso de cualquier estructura y salvaguardando las vidas. Se diseña para el sismo de diseño de probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, con período de retorno de los 475 años.

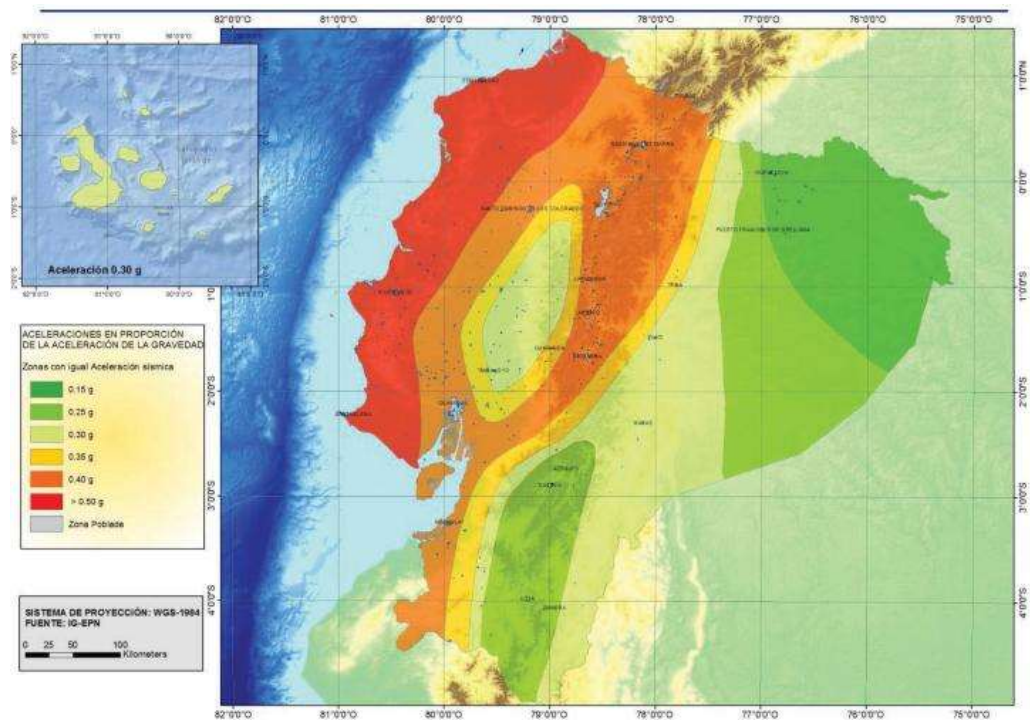
Se diseña la estructura para:

- Seguridad de vida – condición de resistencia. - Tener capacidad de resistir fuerzas especificadas en norma de estudio.
- Limitación de daños (deformaciones). - Presentar derivas de piso inferiores a las admisibles.
- Ductilidad. - Disipar energía de deformación inelástica.

1.1.2.3.2 Mapas de zonificación

Ecuador presenta seis zonas sísmicas que están en función del factor de zona Z (aceleración máxima en roca). El país es catalogado con amenaza sísmica elevada, excepto las zonas nororiente que se considera de amenaza intermedia y la zona del litoral de amenaza sísmica muy alta.

Figura 4. Mapa de Zonas sísmicas del Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

El mapa de zonificación está realizado para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años con período de retorno de 475 años.

La zona sísmica I, nororiente del país, tiene peligro sísmico intermedio con valor del factor Z de 0.15, la zona II, III, IV y V con peligro sísmico alto y valor de factor Z de 0.25, 0.30, 0.35 y 0.40, respectivamente. Finalmente, la zona VI es la de mayor peligro sísmico ubicada en la costa ecuatoriana, teniendo valor del factor Z mayor o igual a 0.50.

1.1.2.3.3 Tipos de perfil de suelo y efectos sísmicos locales

Los perfiles definidos en la norma son seis, correspondientes a los 30m superiores del perfil. Los perfiles son tipo A, perfil de roca competente; B, perfil de roca de rigidez media; C, perfiles de suelos muy densos o de roca blanda; D, suelos rígidos; E, contiene espesor mayor a 3 m de arcillas blandas. Los perfiles de suelo tipo C, D y E, se consideran si cumplen el criterio de velocidad de onda cortante.

La velocidad de onda cortante V_{s30} , se obtiene por medio de:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

$$\sum_{i=1}^n d_i = 30\text{m}$$

d_i : espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

V_{si} : velocidad media de la onda cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

Los perfiles de suelo F requieren evaluación en sitio por el ingeniero geotecnista, además, no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil.

Tabla 2. Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760\text{m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$
E	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfiles que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc	
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Efectos de sitio

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones.

Tabla 3. Factor de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Fd: amplificación de ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos.

Tabla 4. Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Fs: comportamiento no lineal de los suelos. Para los espectros de aceleraciones y desplazamientos considera la degradación del período de sitio, contenido de frecuencia en sismo y desplazamientos relativos de suelo.

Tabla 5. Factores de sitio inelástico de subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.4 Coeficiente de importancia

Las estructuras se clasifican en tres categorías: edificaciones esenciales, estructuras de ocupación especial y otras estructuras.

A cada estructura se asigna un factor de importancia para incrementar la demanda sísmica de diseño, con el fin que permanezcan operativas o sufran daños leves durante y después de ocurrir un evento telúrico.

Tabla 6. Coeficiente de importancia según tipo de uso, destino e importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Niveles de amenaza sísmica

Los sismos se clasifican según el nivel de peligro y período de retorno para la verificación de desempeño, especialmente para las estructuras esenciales y de ocupación especial.

Tabla 7. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.5 Métodos de cálculo

Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

Utilizado para cualquier estructura. El método pseudo – dinámico y estático lineal son obligatorios para cualquier estructura, excepto las regulares.

Diseña las estructuras para resistir fuerzas sísmicas de cada eje principal de la estructura. Verifica la resistencia del elemento al ocurrir un sismo y también, verifica las derivas máximas de la estructura.

El modelo matemático incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente
- Distribución de masas y rigideces.

El análisis dinámico de estructuras irregulares ocupará modelo tridimensional.

Además, para estructuras hormigón armado y mampostería se consideran en la rigidez y derivas máximas las inercias agrietadas en elementos estructurales.

Tabla 8. Inercias agrietadas

Inercias agrietadas	
Hormigón armado	Mampostería
0.5 I_g - vigas	0.5 I_g - muros con relación total/longitud > 3
0.8 I_g - columnas	No - muros con relación altura/longitud < 1.5
0.6 I_g - muros estructurales	1 y 0.5 I_g - muros con relación altura/longitud entre 1.5 - 3

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

I_g : valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento

Los métodos de análisis que permite el DBF son:

- Estático
- Análisis dinámico
 - Espectral
 - Paso a paso en el tiempo

Procedimiento

1. Determinar espectro de diseño $S_a(T)$
2. Cálculo de período fundamental de vibración T_a .
3. Determinar cortante de base V .
4. Determinar distribución vertical y horizontal.
5. Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas y control de derivas.

Diseño Directo Basado en Desplazamiento (DBD)

Utilizado como complemento y como alternativa al DBF. Parte de un desplazamiento de diseño que está en función del desempeño que tendrá la estructura y brindará de resistencia lateral hasta alcanzar dicho desempeño.

Se basa en el principio de diseño por capacidad de elementos de la estructura sísmo resistente, permitiendo dar ductilidad a la edificación solo cuando ocurra un sismo.

Permitido para estructuras regulares o con poca irregularidad.

Procedimiento

Pasos principales para seguir [8]:

1. Dimensionamiento inicial de los elementos.
2. Determinación de desplazamientos de diseño (basándose en estados límites de deformaciones u otros aplicables).
3. Determinación de amortiguamiento viscoso efectivo, basado en demanda de ductilidad.
4. Determinar rigidez requerida y resistencia, usando espectro de desplazamiento.

1.1.2.3.6 Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas

Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera **no concurrente** en la dirección de cada eje principal de la estructura. Es decir, suponiendo concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.

Como alternativa, se podrán calcular los efectos ortogonales mediante la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador (SRSS):

$$E_h = \mp \sqrt{E_x^2 + E_y^2}$$

E: Efectos del sismo.

E_h : Componente horizontal de la fuerza sísmica.

E_x : Componente horizontal de la fuerza sísmica según el axis x.

E_y : Componente horizontal de la fuerza sísmica de dirección perpendicular a E_x .

1.1.2.3.7 Carga sísmica reactiva W

La carga sísmica reactiva por sismo, independientemente del método de análisis cumple para el caso general:

$$W=D + 0.25Li$$

Casos especiales (bodegas y almacenamiento)

$$W=D+0.50Li$$

D: Carga muerta total de estructura

Li: Carga viva de piso i

1.1.2.3.8 Configuración estructural

La configuración en elevación y planta para estructuras regulares y simples será de 1. Quiere decir, en elevación es constante cada nivel de la estructura y en caso de muro, permanece constante y proporcional en altura. Además, la configuración en planta refiere a cuando tanto el centro de masa como de rigidez son semejantes.

Estructuras no regulares, sufren cambios considerables en rigidez y resistencia. Para tener en consideración la configuración en planta y elevación, se toma en cuenta:

- Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.
- Piso débil – Discontinuidad en la resistencia.
- Columna corta
- Desplazamientos en elementos verticales.

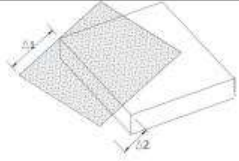
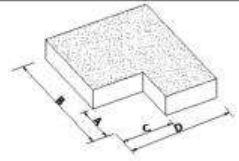
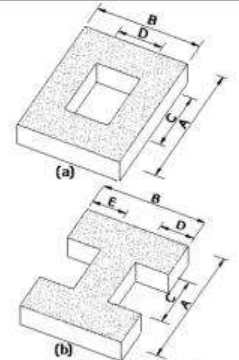
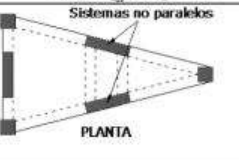
La configuración de estructura irregulares para elevación y en planta incrementan al cortante de diseño, proveyendo mayor resistencia y evitar deficiente comportamiento frente a un sismo de la edificación. Tendrán como valor de 0.9 los coeficientes de irregularidad en planta y elevación.

Irregularidad en planta (NEC-SE-DS 5.2.3)

- **Tipo 1.** – Irregularidad torsional.
- **Tipo 2.** – Retrocesos excesivos en esquinas.
- **Tipo 3.** – Discontinuidades en el sistema de piso.

- **Tipo 4.** - Ejes estructurales no paralelos.

Tabla 9. Coeficiente de irregularidad en planta

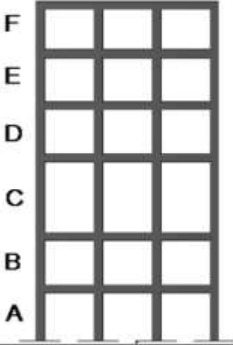
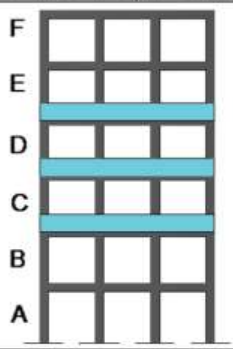
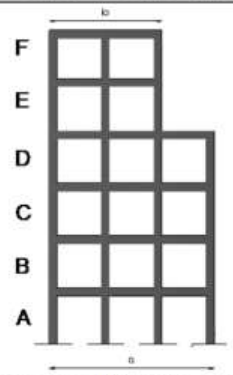
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pt}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Irregularidad en elevación (NEC-SE-DS 5.2.3)

- Tipo 1. – Piso flexible
- Tipo 2. – Distribución de masa
- Tipo 3. – Irregularidad geométrica.

Tabla 10. Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{EI}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{EI}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{EI}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.9 Periodo de vibración

El período de vibración es el tiempo que transcurre donde el sistema vibratorio luego de un ciclo de oscilación regresa a su posición original.

El valor del período de vibración T se encuentra mediante 2 métodos:

Método 1

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Tabla 11. Tipo de estructura para determinar T

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Método 2

El período fundamental T_a debe ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes. Debe ser cumplido con la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

- f_i : Representación cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i.
- δ_i : Deflexión elástica del piso i.
- w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W. peso:w / cargas: W

El valor de T_a calculado no debe ser mayor a un 30% al valor de T_a calculado en el método 1.

1.1.2.3.10 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite la reducción de fuerzas sísmicas de diseño, es permitido siempre y cuando las estructuras y conexiones se diseñen para mecanismo de falla previsible y con la adecuada ductilidad.

En el marco del DBF, el parámetro R depende únicamente de la tipología estructural.

Se clasifica en dos sistemas estructurales:

Sistemas estructurales dúctiles

Tabla 12. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Sistemas estructurales de ductilidad limitada

Tabla 13. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.11 Cortante basal de diseño

El cortante basal de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicando una estructura en una dirección especificada, se determinará: [3]

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_e}$$

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del período fundamental de vibración T_a . [3]

Las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i; V_x = \sum_{i=x}^n F_i; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

V: Cortante total en la base de la estructura.

- V_x : Cortante acumulado en el piso x .
- F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.
- n : Número de pisos de la estructura
- w_x : Peso acumulado asignado al piso o nivel x de la estructura.
- w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura.
- h_x : Altura acumulada en el piso x de la estructura.
- h_i : Altura de piso i de la estructura.
- k : Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T .

Determinar k

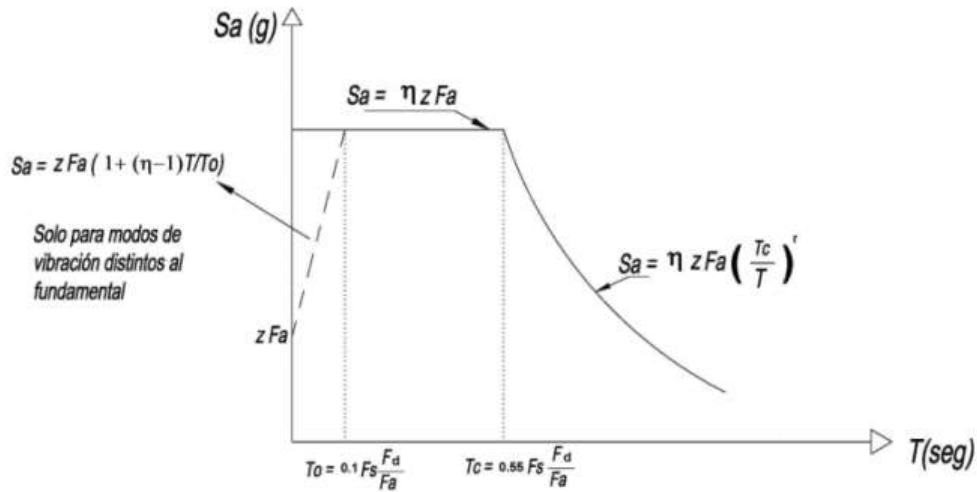
Valores de $T(s)$	k
≤ 0.5	1.0.
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2.0

1.1.2.3.12 Espectro elástico de diseño

El espectro de diseño es el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a . Considera amortiguamiento de 5% respecto al crítico. El espectro de la figura 5 considera los parámetros de:

- Factor de zona sísmica **Z**.
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- Considera los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a, F_d, F_s**

Figura 5. Espectro de diseño



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.13 Control de la deriva de piso

Mediante las derivas máxima inelásticas de piso se controla las deformaciones. Se utilizará las secciones agrietadas para encontrar los valores máximos considerados y revisará la respuesta máxima inelástica en los desplazamientos de la estructura según estipula la normativa.

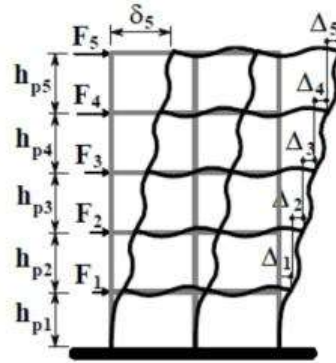
La deriva máxima inelástica de la estructura se calcula mediante la ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Deriva elástica

Desplazamientos horizontales del piso i , conocido como deriva de piso dada en un extremo de la estructura. Es el desplazamiento lateral del piso con respecto al piso consecutivo. Se lo obtiene mediante la resta del desplazamiento extremo superior y el inferior del piso

Figura 6. Desplazamientos laterales de piso



Fuente: NSR-10

$$\Delta_E = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Verificación

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ max}$$

Según establece la normativa la deriva máxima expresada en porcentaje de la altura de piso:

Tabla 14. Deriva máxima

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.2.3.14 Cargas no sísmicas

Combinación de carga

Cuando sea apropiado se deberá investigar cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

Tabla 15. Combinaciones de carga.

Número	Combinación
1	1.4 D
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max [L _r ; S; R]
3	1.2 D + 1.6 max[L _r ; S, R] + max [L; 0.5W]
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5[L _r ; S; R]
5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6	0.9 D + 1.0 W
7	0.9 D + 1.0 E

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

Donde:

D: carga permanente

E: carga de sismo

L: sobrecarga (carga viva)

L_r: sobrecarga de cubierta (carga viva)

S: carga de granizo

W: carga de viento

Para las combinaciones 3,4 y 5: $L = 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ si $L_0 \leq 4.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

L₀: sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, aplicadas sobre el área tributaria del elemento de soporte (no reducida en cubierta según proyecto horizontal)

Carga muerta: pesos de los materiales

Pesos para los materiales de uso más frecuentes.

Tabla 16. Resumen de pesos unitarios de materiales de construcción para proyecto

Material	Peso Unitario kN/m³
B. Piedras artificiales	
Hormigón simple	22.0
Hormigón armado	24.0
Ladrillo artesanal	16.0
D. Morteros	
Cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	20.0
Cemento compuesto cal y arena	18.0
Cal y arena	16.0
Yeso	10.0
F. Materiales diversos	
Vidrio plano	26.0
Elementos secundarios	
G. Contrapisos y recubrimientos	kN/m²
Baldosa de mármol y reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de es espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22
H. Cielorrasos y Cubiertas	kN/m²
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.20

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

Carga viva: sobrecargas mínimas

Valores de cargas uniformes de acuerdo a la ocupación o usos.

Tabla 17. Resumen sobrecargas mínimas uniformemente distribuida

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m²)
Balcones	480
Cubiertas	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.7
Escaleras y rutas de escape	4.8
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2
Residencias	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2
Hoteles y residencias multifamiliares	
Habitaciones	2
Salones de uso público y corredores	4.8
Salida de emergencia	4.8
Únicamente residencias unifamiliares	2

Fuente: NEC-SE-CG, 2015

1.1.2.4 REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10. TÍTULO A: REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE.

El 7 de junio de 1984, mediante el decreto 1400 se crea el primer reglamento sismo resistente nacional (CCCSR-84). La primera actualización fue el 9 de enero de 1998 por el decreto 33 (NSR-98) y la segunda actualización (actual) se dio el 29 de marzo del 2010, esto gracias al decreto 926 (NSR-10). [1]

- **Definiciones o terminología**

Corresponden al Reglamento Colombiano: [4]

Altura de piso

Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el

nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación esta medida se llevará hasta el nivel de enrase de la cubierta cuando esta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

Acelerogramas

Descripción en el tiempo de las aceleraciones a que estuvo sometido el terreno durante la ocurrencia de un sismo real.

Base

Es el nivel en el que los movimientos sísmicos son transmitidos a la estructura o el nivel en el que la estructura, considerada como un oscilador, está apoyada.

Capacidad disipación de energía

Capacidad de disipación de energía — Es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección de un elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia. Se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Cuando hace referencia al sistema de resistencia sísmica de la edificación como un todo, se define por medio del coeficiente de capacidad de disipación de energía básico R , el cual después se afecta debido a irregularidades de la estructura y a ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica, para obtener el coeficiente de disipación de energía $R(R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0)$. El grado de capacidad de disipación de energía se clasifica como especial (DES), moderado (DMO) y mínimo (DMI).

Cortante en la base, V_s

Es la suma algebraica, tomada en la base, de todas las fuerzas sísmicas horizontales del edificio.

Cortante de piso, V_x

Es la suma algebraica de las fuerzas sísmicas horizontales que actúan por encima del piso en consideración.

Deriva de piso

Es la diferencia entre los desplazamientos horizontales de los niveles entre los cuales está comprendido el piso.

Ductilidad

Capacidad que tiene un material estructural de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico, o límite donde las deformaciones son linealmente proporcionales al esfuerzo o fuerza aplicada.

Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia, entre otras, a:

- a) **Ductilidad de curvatura** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural. La curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección,
- b) **Ductilidad de rotación** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural. La rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento,
- c) **Ductilidad de desplazamiento** — cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural. El desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento, y
- d) **Ductilidad de deformación** — cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Efectos secundarios P- Δ

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

Espectro de diseño

Es el espectro correspondiente a los movimientos sísmicos de diseño.

Estructura disipativa

Estructura capaz de disipar la energía por un comportamiento histerético dúctil y/o por otros mecanismos.

Estructuras esenciales

Son las estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

Factores de sobre resistencia

Se define el factor de sobre resistencia como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

Factor de redundancia

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica.

Fuerzas sísmicas de diseño

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

Grupo de estudio

Clasificación de las edificaciones según su importancia para la atención y recuperación de las personas que habitan en una región que puede ser afectada por un sismo, o cualquier tipo de desastre.

Histéresis

Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace

referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico de respuesta se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis.

Licuación

Respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

Método de la fuerza horizontal equivalente

Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de unas fuerzas horizontales estáticas equivalentes.

Método del análisis dinámico elástico

Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango de respuesta lineal o elástica.

Método del análisis dinámico inelástico

Es el método de análisis sísmico en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura se salen del rango de respuesta lineal o elástica.

Microzonificación sísmica

División de una región o de un área urbana, en zonas más pequeñas que presentan un cierto grado de similitud en la forma como se ven afectados los movimientos sísmicos, dadas las características de los estratos de suelo subyacente.

Período de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que éste se repita.

Período de vibración fundamental

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

Piso flexible

Es aquel en el cual la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, es menor que el 70% de la rigidez ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Piso débil

Es aquel en el cual la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso es menor que el 70% de la resistencia ante fuerzas horizontales, del sistema de resistencia sísmica, del piso inmediatamente superior.

Rigidez de piso

Para un piso x , es el cociente entre el cortante de piso, V , y la deriva que éste cortante produce en el piso.

Sismo de diseño

Es la caracterización de los movimientos sísmicos mínimos que deben utilizarse en la realización del diseño sismo resistente. Para efectos del presente Reglamento, es un sismo cuyos efectos en el lugar de interés tienen una probabilidad de sólo diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, lo cual conduce a un período promedio de retorno de 475 años. El diseño sismo resistente tiene dentro de sus objetivos la protección de la vida ante la ocurrencia del sismo de diseño.

Sistema de resistencia sísmica

Es aquella parte de la estructura que según el diseño aporta la resistencia requerida para soportar los movimientos sísmicos de diseño.

Zonas disipativas

Partes predefinidas de una estructura disipativa donde se localiza principalmente la aptitud estructural a disipar energía (también llamadas zonas críticas).

Zonas de amenaza sísmica (baja, intermedia o alta)

Son regiones del país donde la amenaza sísmica se considera baja, intermedia o alta, tal como se define en la tabla 17 del presente trabajo.. Los requisitos de análisis y diseño estructural varían de una zona a otra.

1.1.2.4.1 Alcance y filosofía de diseño

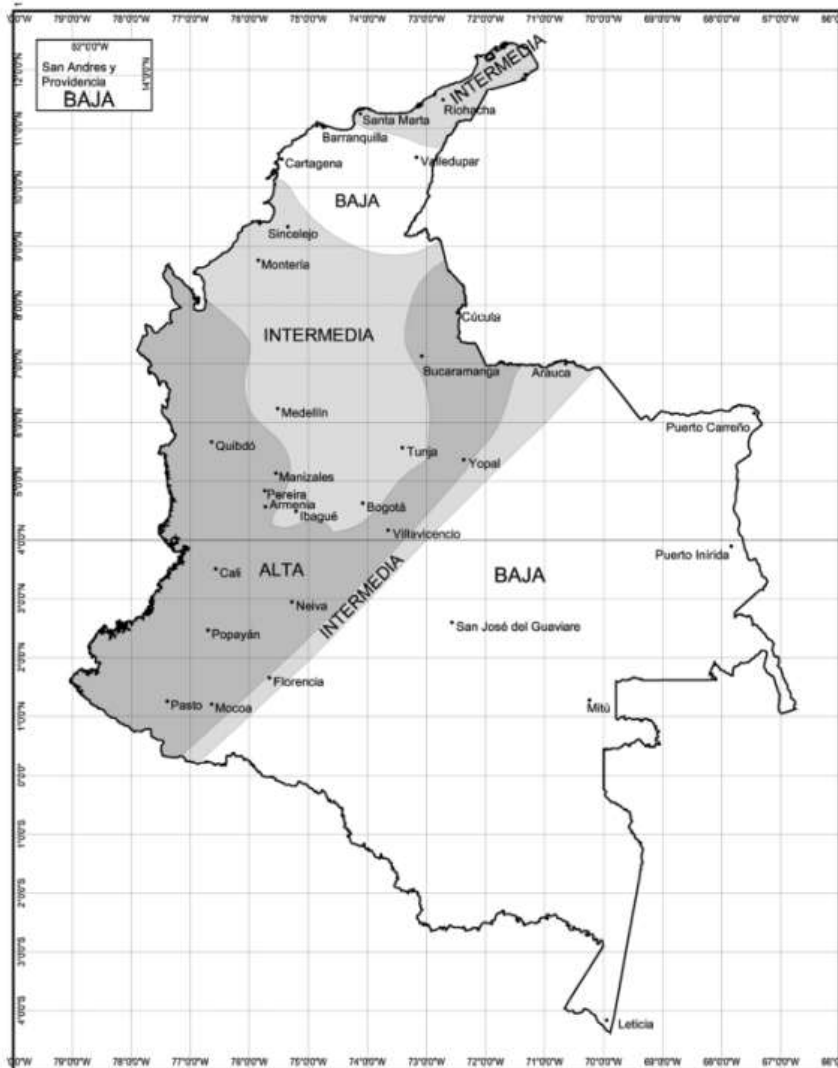
El párrafo del artículo 1 de la NSR-10 expresa [4]:

“Una edificación diseñada siguiendo los requisitos consagrados en las normas que regulen las construcciones Sismo Resistentes, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso”.

1.1.2.4.2 Mapas de zonificación

Los efectos de diseño sísmico de la estructura se localizan en 10 regiones según la zona de amenaza sísmica: baja, intermedia o alta. Se definen en función de la aceleración pico efectiva (A_a) y velocidad pico efectiva (A_v), para una probabilidad de excedencia del 10% en un lapso de ser excedido 50 años.

Figura 7. Zonas de amenaza sísmica Colombia



Fuente: NSR-10

Tabla 18. Nivel de amenaza sísmica según A_a y A_v

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

Fuente: NSR-10

1.1.2.4.3 Peligro y efectos sísmicos locales

Los tipos de perfil de suelo se clasifican en los correspondientes 30 m superiores del perfil para los tipos del A al E.

Tabla 19. Clasificación perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w \geq 40% $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Fuente: NSR-10

La velocidad media de la onda cortante \bar{V}_s , se obtiene de la misma manera que la expuesta en la norma ecuatoriana NEC-SE-DS, mediante la siguiente fórmula:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

$\sum_{i=1}^n d_i$: 30m siempre

d_i : espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

V_{si} : velocidad media de la onda cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s

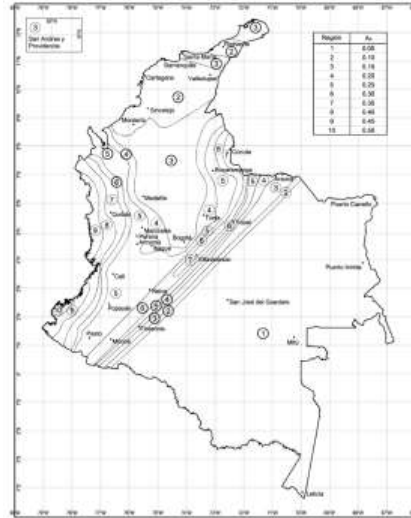
Fa. – amplifica las ordenadas de espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de los períodos cortos T_0 .

Tabla 20. Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio (F_a)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Fuente: NSR-10

Figura 8. Mapa de valores de aceleración pico efectiva (A_a)



Fuente: NSR-10

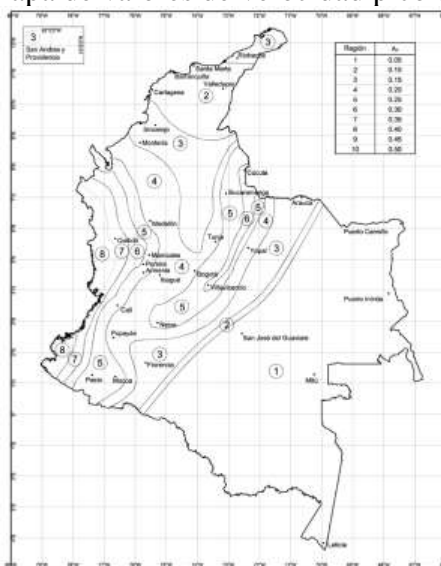
Fv. – amplifica las ordenadas de los espectros en roca para tener en cuenta los efectos de sitios en períodos intermedios del orden 1s.

Tabla 21. Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio (F_v)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Fuente: NSR-10

Figura 9. Mapa de valores de velocidad pico efectiva (A_v)



Fuente: NSR-10

1.1.2.4.4 Coeficiente de importancia

Las edificaciones se clasifican en cuatro grupos:

- Grupo IV – Edificaciones indispensables
- Grupo III – Edificaciones de atención a la comunidad
- Grupo II – Estructuras de ocupación especial
- Grupo I – Estructuras de ocupación normal.

Tabla 22. Coeficiente de importancia según tipo de grupo

Grupo	Edificaciones	Uso	Coeficiente de importancia I
IV	Indispensables	Edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alternativo.	1.50
III	Atención a la comunidad	Edificaciones y accesos, que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia preservar la salud y seguridad de las personas, excepto las incluidas en grupo IV	1.25

III	Ocupación especial	Cubre edificaciones que pueden reunir más de 200 personas en un salón; gradería al aire libre de más de 2000 personas; almacenes y centros comerciales de 500 m ² por piso; hospitales, clínicas no cubiertas en grupo IV; edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas y para edificaciones gubernamentales.	1.10
I	Ocupación normal	Todas las edificaciones cubiertas en la NSR-10, y que no están incluidas en los grupos II, III y IV	1.00

Fuente: NSR-10

1.1.2.4.5 Métodos de cálculo

Método de la fuerza horizontal equivalente

Se ocupará para edificaciones regulares e irregulares, en zonas de sismicidad baja.

Para estructuras perteneciente al grupo de uso I, en zonas intermedias.

Edificios regulares de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base en cualquier zona sísmica, excepto las que tenga perfil tipo D, E o F, o períodos de vibración mayores a 2T_c.

Edificaciones irregulares máximo de 6 niveles o máxima altura de 18 metros a partir desde la base.

Período fundamental de la edificación

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

Donde:

f_i: fuerzas horizontales distribuidas.

δ_i: deflexiones horizontales.

No puede ser mayor a C_uT_a, pero C_u no debe ser menor a 1.2

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v$$

Alternativamente se puede obtener el período fundamental aproximado por T_a .

$$T_a = C_t h^\alpha$$

Tabla 23. Valores C_t y α para período fundamental aproximado

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Fuente: NSR-10

De manera alternativa, para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso, h_p , no mayores a 3m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración, T_a , en segundos, puede determinarse:

$$T_a = 0.1N$$

Fuerzas sísmicas horizontales equivalente

Cortante basal

El cortante en la base, V_s , equivale a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio, por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M$$

Donde:

S_a : valore de la aceleración, como fracción de la gravedad.

M : masa total de la edificación

g : aceleración debida a la gravedad (9.8 m/s²)

Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas

En zonas de amenaza sísmica intermedia o alta deben considerarse los efectos ortogonales, salvo que la estructura tenga diafragmas flexibles o se trate de edificios de un piso en las cuales no existan irregularidades en planta del tipo 5P. 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. [4]

Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador. La fuerza sísmica debe combinarse con las cargas verticales, combinaciones de carga que se indican en la tabla 36.

Masa

La masa total de la edificación debe ser igual a la masa total de la estructura.

En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento en la masa correspondiente a los elementos que causan la carga viva del piso:

$$M = D + 0.25L$$

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva

Fuerza sísmica horizontal F_x

$$F_x = C_{vx} V_s$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

Donde:

m_x, m_i : parte de M que está colocada en el nivel i o x , respectivamente.

h, h_i : altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x .

Determinar k

Valores de T(s)	k
≤ 0.5	1.0
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2.0

Análisis de la estructura

Se toma en cuenta mínimo:

- Condiciones de apoyo de estructura.
- Efecto de diagrama, rígido o flexible de los entrepisos, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica.
- Variaciones de fuerzas axiales de elementos verticales.
- Efectos torsionales.
- Efectos de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas.
- Considerar grado de fisuración de los elementos.

Resultados:

- Desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo efectos torsionales para evaluar derivas de estructura.
- Distribución del cortante de piso, incluyendo efectos torsionales.
- Efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación.
- Las fuerzas internas de cada elemento del sistema de resistencia sísmica.

Método de análisis dinámico

Los valores mínimos a los cuales deben ajustarse están referidos a los valores que se obtienen en el método de la fuerza horizontal equivalente. Las metodologías del análisis dinámico deben basarse en los principios de la mecánica estructural, sustentada analítica o experimentalmente.

Análisis dinámico elástico

Usado en todas las edificaciones no cubiertas por el método de las fuerzas equivalentes.

- Edificaciones de más de 20 niveles o 60m de altura.
- Edificaciones de más de 5 niveles o más de 20 m de altura, en zonas de alta sismicidad.
- Estructuras regulares e irregulares en sitios de perfil de suelo D, E o F, con período mayor a $2T_c$.

Metodología:

- Obtención de los modos de vibración
- Respuesta espectral modal
- Respuesta total
- Ajuste de los resultados
- Evaluación de las derivas
- Fuerza de diseño en los elementos
- Diseño de los elementos estructurales

Cortante dinámico total en la base

El cortante no puede ser:

- Menor al 80 por ciento para las estructuras regulares.
- Menor al 90 por ciento para estructuras irregulares

Del cortante sísmico en la base, calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente.

Análisis dinámico inelástico

Cuando se presentan variaciones en la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico que solo es posible identificar por este procedimiento, cumpliendo el análisis del análisis dinámico elástico.

1.1.2.4.6 Configuración estructural

Para efectos de diseño sísmico se clasifican como regulares o irregulares tanto en planta como elevación. No solo es la forma exterior y tamaño de la edificación, si no

de dimensiones, localización y elementos estructurales y no estructurales, que afectan el comportamiento de la edificación ante solicitaciones sísmicas.

Tabla 24. Irregularidad en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9

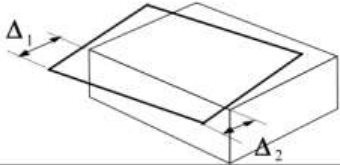
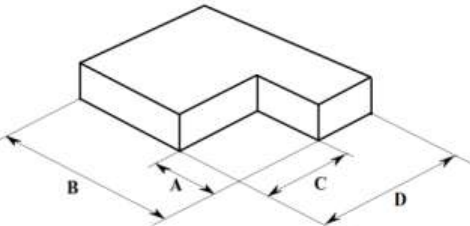
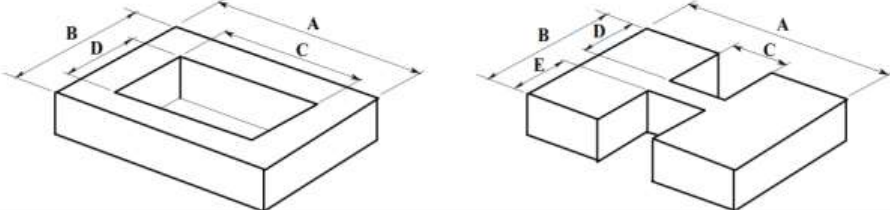
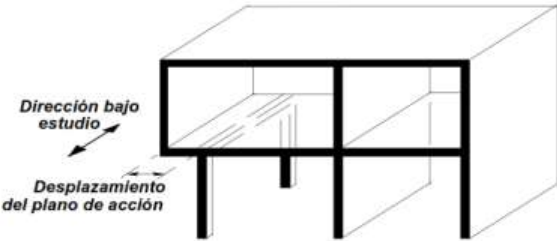
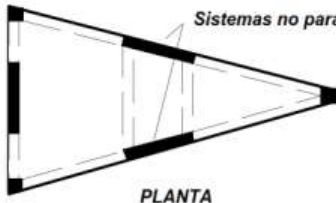
Fuente: NSR-10

Tabla 25. Irregularidad en altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8

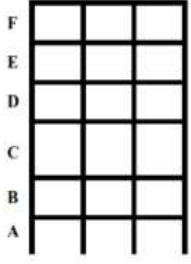
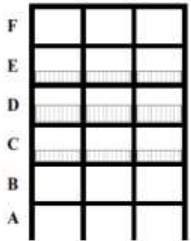
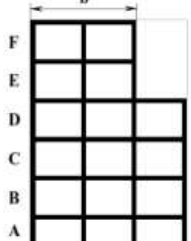
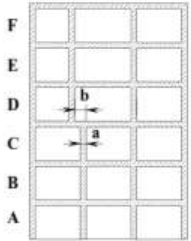
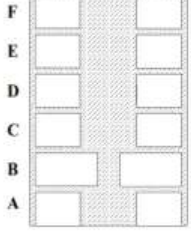
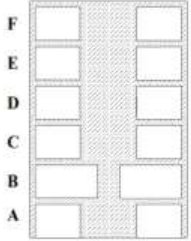
Fuente: NSR-10

Tabla 26. Irregularidades en planta

<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	
<p>Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$</p> <p>1) $C \times D > 0.5 A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5 A \times B$</p> 	
<p>Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$</p> 	
<p>Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$</p> 	

Fuente: NSR-10

Tabla 27. Irregularidades en la altura

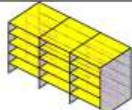
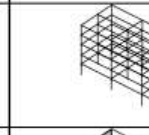
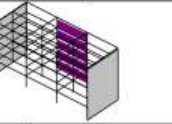







<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Fuente: NRS-10

1.1.2.4.7 Sistemas estructurales

Reconoce cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales usados para resistir fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación del material estructural. [4]

Figura 10. Sistemas estructurales de resistencia sísmica

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA		
COMBINADO		
		
PÓRTICO		
DUAL		

Fuente: NSR-10

Capacidad de disipación de energía mínima requerida

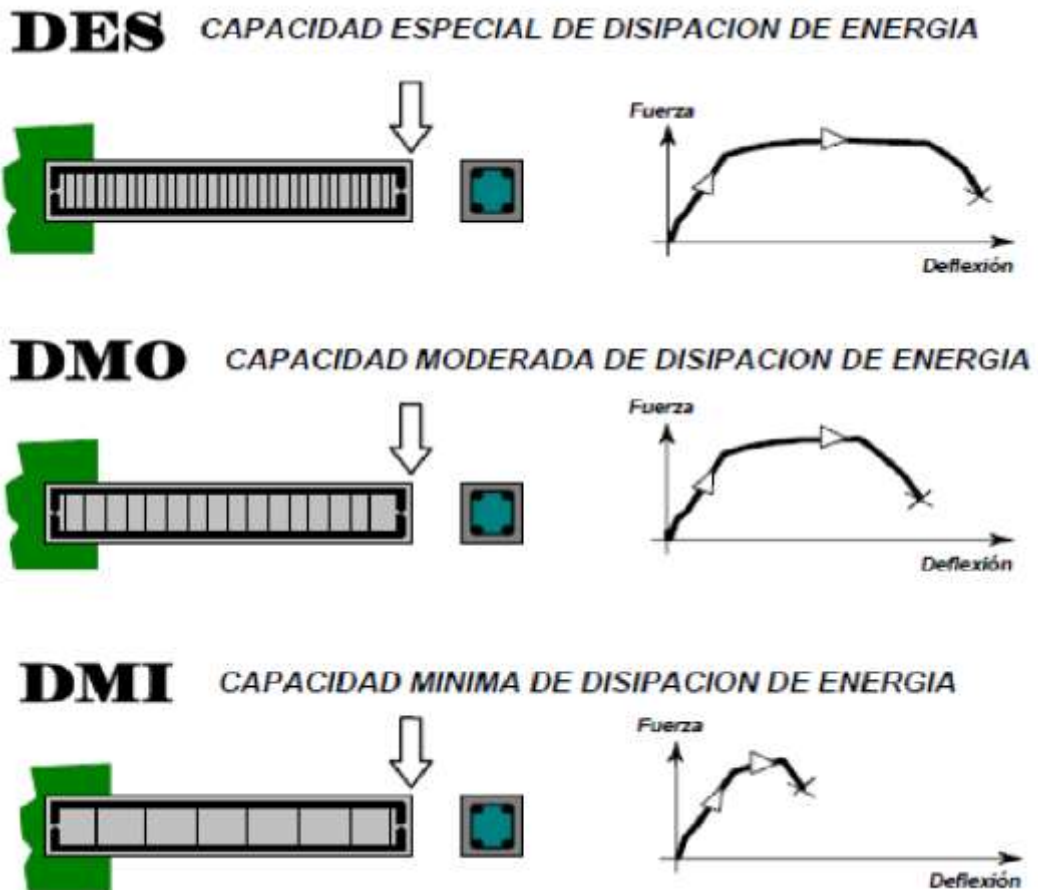
Dependiendo del tipo de material estructural y de las características del sistema de resistencia sísmica se establecen grados de capacidad de disipación de energía mínimos (DES, DMO o DMI) que deben cumplir el material estructural en las diferentes zonas de amenaza sísmica.

Tabla 28. Grado de disipación de energía según las zonas de amenaza sísmica

Capacidad de disipación energía	Zona de amenaza sísmica		
	Baja	Intermedia	Alta
Mínima DMI	✓	no	no
Moderada DMO	✓	✓	no
Especial DES	✓	✓	✓

Fuente: NSR-10

Figura 11. Capacidad de disipación de energía



Fuente: NSR-10

- **Sistema de muros de carga**

No dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. [4]

Tabla 29. Sistema de muros de carga

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		Baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.		
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Fuente: NSR-10

- **Sistema combinado**

Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros y pórticos con diagonales. [4]

Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual. [4]

Tabla 30. Sistema combinado (1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Fuente: NSR-10

Tabla 31. Sistema combinado (2)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (DM) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

Fuente: NSR-10

- Sistema de pórtico resistente a momentos

Sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. [4]

Tabla 32. Sistema de pórtico resistente a momentos

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DM)									
a. De concreto (DM)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DM)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DM)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DM)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Fuente: NSR-10

- **Sistema dual**

Es el sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema dual se pueda clasificar debe cumplir los siguientes aspectos: [4]

(a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.

(b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.

(c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

Tabla 33. Sistema dual (1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_E (Nota 2)	Valor Ω (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMJ) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMJ) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Fuente: NSR-10

Tabla 34. Sistema dual (2)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_D (Nota 2)	Valor Ω_D (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50 m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Fuente: NSR-10

1.1.2.4.8 Factor de reducción de resistencia sísmica R

Una estructura irregular, tiene el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, se reduce multiplicando por coeficiente en planta, altura y ausencia de redundancia.

$$R = \Phi_a \Phi_p \Phi_r R_0$$

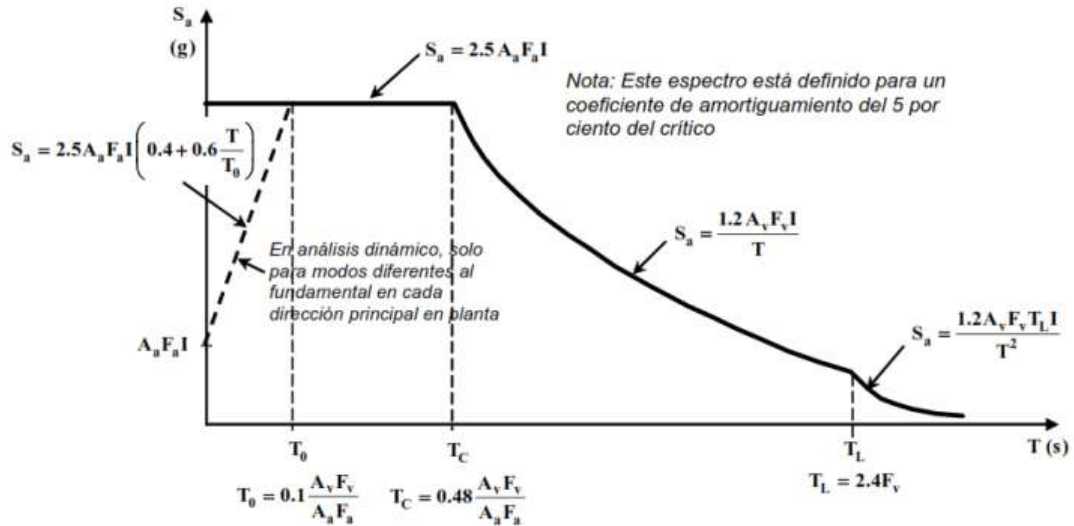
El factor de redundancia es igual a la unidad cuando exista ausencia de redundancia en el sistema estructura de resistencia sísmica.

- Edificaciones con sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI)
- Edificaciones con sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES)

1.1.2.4.9 Espectro elástico de diseño

El espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) de amortiguamiento crítico.

Figura 12. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño



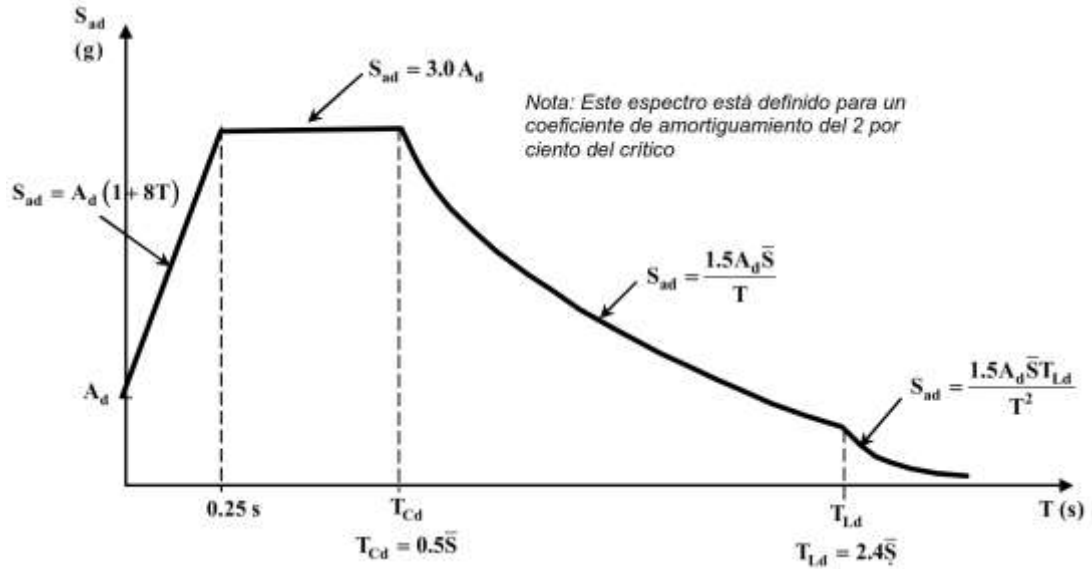
Fuente: NSR-10

- **Espectro sísmico para el umbral de daño**

Mencionar el umbral de daño es importante para saber de su existencia en el reglamento colombiano. Para edificaciones indispensables, edificaciones pertenecientes al grupo II y IV, requiere del uso del espectro de umbral de daño para la verificación de los movimientos sísmicos de la edificación.

Los parámetros para determinar el espectro de aceleraciones horizontales para el umbral de daño en el campo elástico, para un amortiguamiento crítico del 2%, que se debe usar en las verificaciones del umbral de daño. [4]

Figura 13. Espectro de aceleraciones horizontales elástico del umbral de daño



Fuente: NSR-10

Si la ciudad donde se encuentra localizada la edificación disponga de un reglamento para microzonificación sísmica, se debe usar el espectro de umbral de daño definido en el lugar.

1.1.2.4.10 Control de la deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso se obtiene para edificios regulares o con poca irregularidad como la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta.

$$\Delta_{\max}^i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

Donde:

δ_i : desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso

Para edificaciones irregulares la deriva máxima en cualquier punto del piso se obtiene mediante la resta entre el desplazamiento horizontal total máximo y los desplazamientos horizontales máximos del punto localizado en el mismo eje vertical del piso inferior.

$$\Delta_{\max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{\text{tot},j}^i - \delta_{\text{tot},j}^{i-1})^2}$$

Límites permitidos

Tabla 35. Deriva máxima como porcentaje de altura de piso

Estructuras de:	Deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen con los requisitos de A.6.4.1.3	1.0% ($\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
De mampostería que cumplen los requerimientos de A.6.4.1.3	0.5% ($\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Fuente: NSR-10

Los requisitos de “Límites de deriva” del Reglamento Colombiano expresan:

- A.6.4.1.1 — Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la *tabla de deriva máxima*.
- A.6.4.1.2. – Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a “Protección de la Vida” (LS según los requerimientos del ASCE 31 y ASCE 41), las derivas pueden multiplicarse por **0.7** antes de hacer la comparación con los límites dados en la *tabla de deriva máxima*.
- A.6.4.1.3. - Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.010h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaleciente de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

1.1.2.5 Cargas

El título B del Reglamento Colombiano NSR-10 cubre el tema de cargas, donde se incluye las combinaciones de carga, cargas vivas, cargas muertas, empuje de tierra y fuerzas del viento.

El Título B de este Reglamento da los requisitos mínimos que deben cumplir las edificaciones con respecto a cargas que deben emplearse en su diseño, diferentes a las fuerzas o efectos que impone el sismo. Para que una estructura sismo resistente cumpla adecuadamente su objetivo, debe ser capaz de resistir además de los efectos sísmicos, los efectos de las cargas. El diseño de los elementos que componen la estructura de la edificación debe hacerse para la combinación de carga crítica. [4]

Combinación de los efectos de carga

Los coeficientes de carga deben emplearse en la combinación de cargas de gravedad y fuerzas sísmicas establecidas en el Título B del Reglamento Colombiano.

Tabla 36. Combinación de cargas mayoradas

Número	Combinación
1	$1.4 (D + F)$
2	$1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
3	$1.2 D + 1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e) + (L \text{ ó } 0.8W)$
4	$1.2 D + 1.6 W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
5	$1.2 D + 1.0 E + 1.0 L$
6	$0.9 D + 1.6 W + 1.6 H$
7	$0.9 D + 1.0 E + 1.6 H$

Fuente: NSR-10

Donde:

D: carga muerta

E: fuerzas sísmicas reducidas ($E = F_s/R$) de diseño empleada para diseñar miembros estructurales.

F: cargas debidas al peso y presión de los fluidos.

G: cargas debidas al granizo.

L_e : carga de empozamiento de agua.

L_r : carga viva sobre cubierta.

H: cargas debidas al empuje lateral del suelo o materiales almacenados con restricción horizontal.

T: fuerzas y efectos causados por efectos acumulados por variación de temperatura cambio de humedad, retracción de fragua, entre otros.

W: carga de viento.

Cargas muertas

La carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de preesfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

[4]

Tabla 37. Resumen masa de materiales

Material	Densidad kg/m³
Concreto simple	2300
Concreto reforzado	2400
Mampostería de concreto	2150
Mampostería de ladrillo macizo	1850
Mampostería de piedra	2200
Mortero de inyección para mampostería	2250
Mortero de pega para mampostería	2100
Vidrio	2600

Fuente: NSR-10

Tabla 38. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales

Componente	Carga (kg/m²) m² de área en planta
Cielo raso	
Tableros de yeso	8 (por cm de espesor)
Pisos y acabados	
Acabado de piso en concreto	20 (cm de espesor)
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero	80
Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero	110
Baldosa sobre 25mm de mortero	110
Durmientes de madera, 20 mm	15
Madera densa, 25mm	20
Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo	160
Piso asfáltico o linóleo, 6mm	5
Pizarra	30 (cm de espesor)

Fuente: NSR-10

Tabla 39. Cargas vivas mínimas

Ocupación		Carga uniforme kN/m²
Reunión	Balcones	5.0
	Corredores y escaleras	5.0
	Silletería fija	5.0

	Gimnasios	5.0
	Silletería móvil	5.0
	Áreas recreativas	5.0
	Plataformas	5.0
	Escenarios	7.0
Educativos	Salones de clase	2.0
	Corredores y escaleras	5.0
	Bibliotecas	
	Salones de lectura	2.0
	Estanterías	7.0
Institucionales	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0
	Cuartos privados	2.0
	Corredores y escaleras	5.0
Comercio	Minorista	5.0
	Mayorista	6.0
Residencial	Balcones	5.0
	Cuartos privados y sus corredores	1.8
	Escaleras	3.0
Almacenamiento	Liviano	6.0
	Pesado	12.0
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2 000 kg de capacidad	5.0
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0
	Escaleras	5.0

Fuente: NSR-10

Cubiertas, azoteas y terrazas

La carga viva de la cubierta no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando esta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos.

Tabla 40. Cargas vivas mínimas en cubiertas

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kgf/m²) m² de área en planta
Cubiertas, azoteas y terrazas	la misma del resto de la edificación
Cubiertas usadas para jardines de cubierta o para reuniones	500
Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	35
Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	50

Fuente: NSR-10

1.1.3 Hipótesis

El uso de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, capítulo de Diseño sismo resistente (NEC-SE-DS) y el Reglamento Colombiano de la Construcción NSR-10, Título A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente; aplicadas al análisis sísmico de una misma estructura, influyen y difieren en el comportamiento sismorresistente de una edificación (estructura aporticada de hormigón armado).

1.2 Objetivos

1.2.1 General:

Comparar el diseño sismo resistente en la normativa ecuatoriana (NEC-SE-DS) y reglamento colombiano (NSR-10) con una estructura de hormigón armado.

1.2.2 Específicos:

- Comparar normativa sísmica de dos países vecinos de América del Sur: Ecuador y Colombia
- Revisar los aspectos técnicos de diseño sismo resistente considerados en las normativas a estudiar.
- Identificar las debilidades de nuestra normativa ecuatoriana frente al reglamento colombiano.
- Aplicar normativas en estructura sismo resistente de pórticos resistente a momento de hormigón armado en zonas sísmicas y de suelo de similares características.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

2.1 Materiales y equipos

Materiales

- Material de oficina como: portátil, impresora, carpetas, escáner, etc.
- Material bibliográfico.
- Normas y códigos
- Sitios web de consulta gubernamentales y no gubernamentales.

Equipo

- Computador portátil Dell
- Software estructural (Etabs).
- Paquete office (Excel).

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

La metodología que describe la recolección de datos para cumplir los objetivos planteados es la siguiente:

- Obtener planos arquitectónicos de una edificación multifamiliar de 4 plantas.
- Predimensionar los elementos y seleccionar los materiales.
- Cuantificar las cargas gravitacionales de acuerdo a los planos estructurales.
- Determinar la configuración estructural de la edificación.
- Cuantificar cargas sísmicas de acuerdo a las normativas de estudio.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información

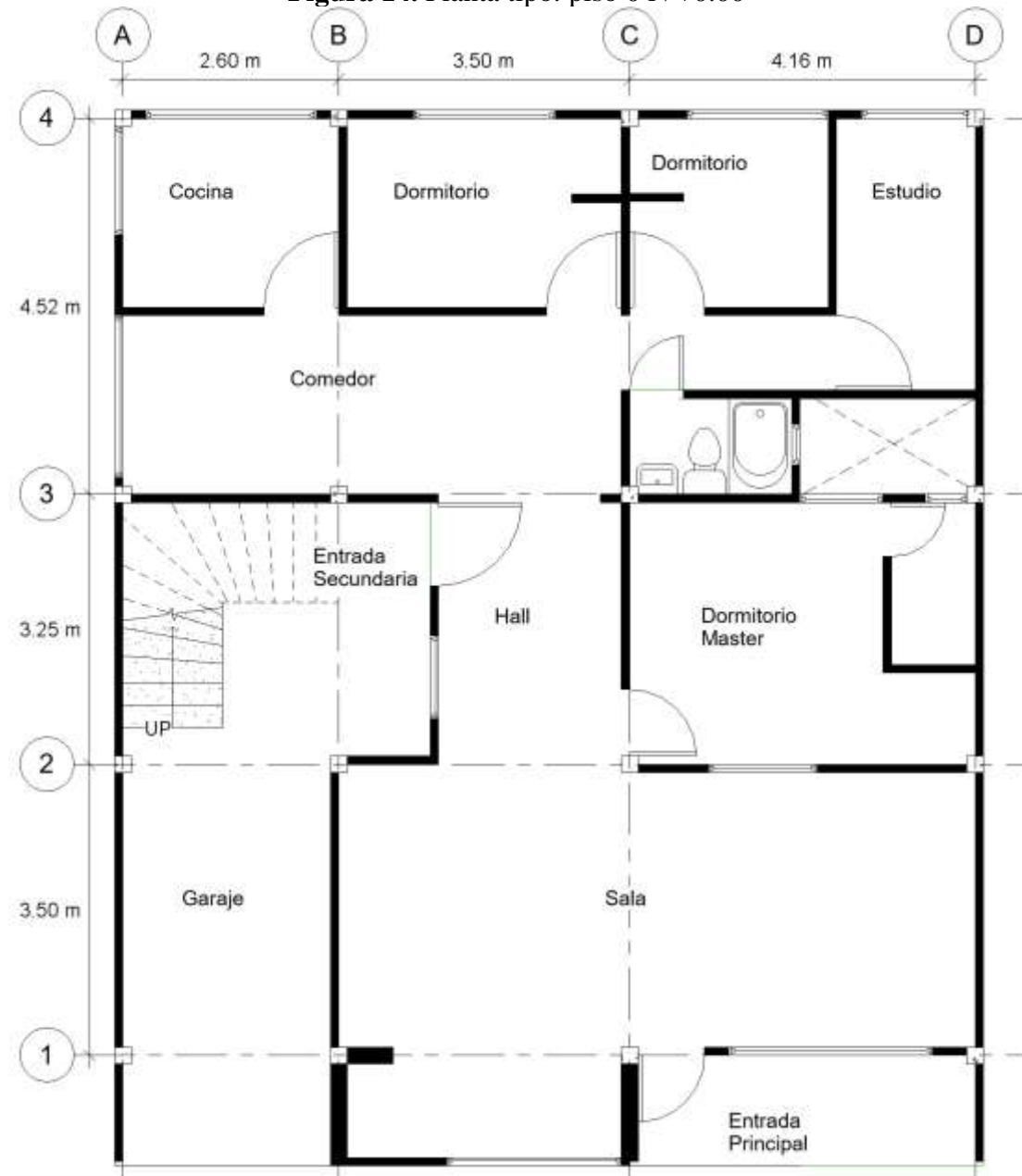
El análisis cuantitativo y cualitativo de los datos obtenidos a través del software ETABS V18:

- Determinar los aspectos de sitio de cada normativa de estudio con zonas y tipo de suelo similares.
- Determinar el espectro de diseño con sus propiedades para cada normativa de estudio.
- Modelar la edificación en el software Etabs de acuerdo a los datos de dimensiones de los elementos y materiales.
- Definir las secciones de vigas, columnas y losas.
- Definir los materiales a usar.
- Definir el espectro de diseño según los parámetros de cada normativa de estudio.
- Realizar el análisis estático y dinámico lineal de la estructura.
- Determinar el período fundamental de la estructura.
- Analizar los datos del resultado del análisis con el software Etabs.
- Revisar el período fundamental de la estructura con el calculado de forma analítica, respectivamente con cada normativa.
- Revisar el cumplimiento de derivas de piso para la estabilidad de la estructura. En caso de no cumplir, Re-dimensionar los elementos y volver a analizar.
- Analizar los resultados obtenidos de la edificación para determinar las discrepancias y similitudes entre las normas de estudio.

2.2.3 Recolección de datos
2.2.3.1 Planos de edificación

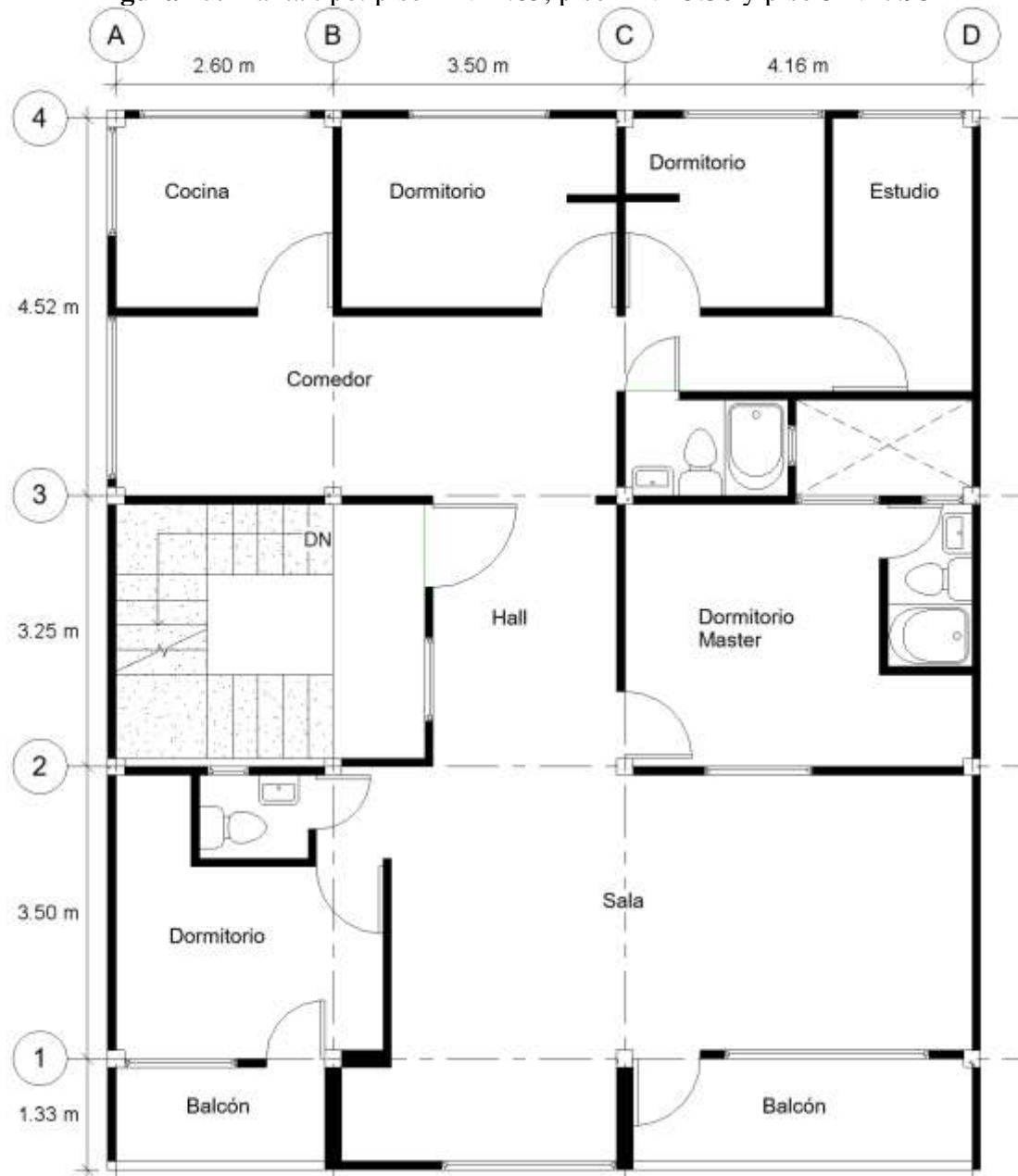
- Planos arquitectónicos

Figura 14. Planta tipo: piso 0 N +0.00



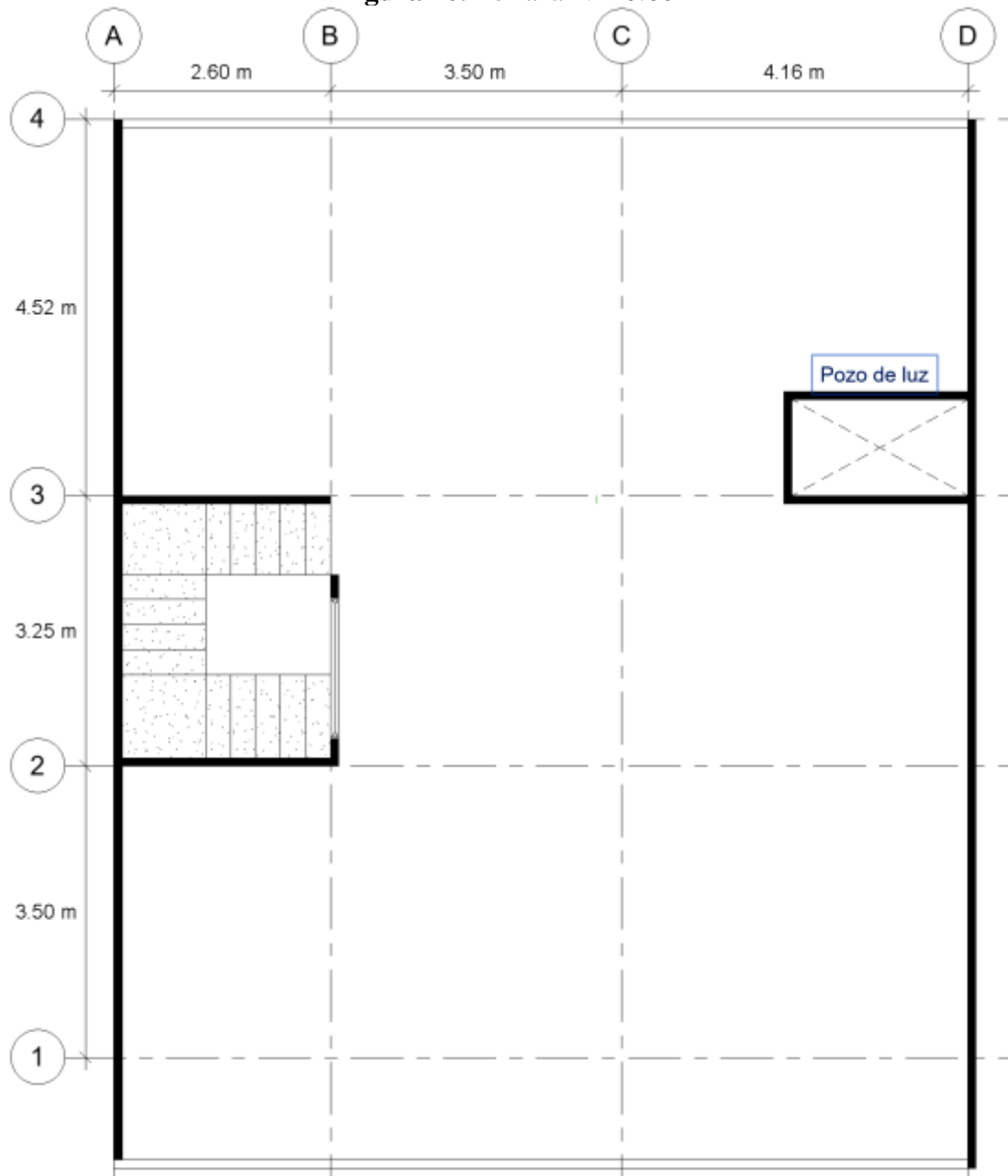
Fuente: Pablo Gallegos

Figura 15. Planta tipo: piso 1 N+2.65, piso 2 N +5.30 y piso 3 N+7.95



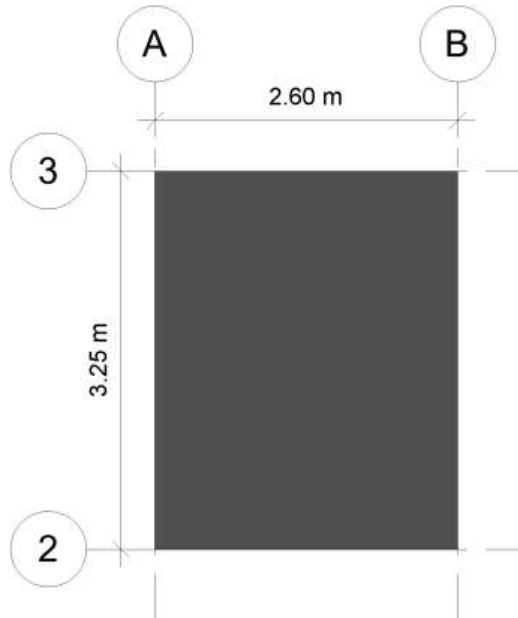
Fuente: Pablo Gallegos

Figura 16. Terraza N+10.60



Fuente: Pablo Gallegos

Figura 17. Tapagrada N+13.10



Fuente: Pablo Gallegos

Figura 18. Fachada frontal



Fuente: Pablo Gallegos

2.2.3.2 Ubicación

El proyecto de estudio se localiza en la parroquia Celiano Monje, en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua, en la calle Enrique Gallo y Av. Los Chasquis.

Figura 19. Ubicación de edificación

E: 764390.1
N: 9860285.1



Fuente: Pablo Gallegos

2.2.3.3 Descripción del proyecto

La estructura que será estudiada tendrá lugar en Ecuador en la ciudad de Ambato, parroquia Celiano Monje, y para fines comparativos de suelo, se toma las características de sitio del reglamento colombiano en la ciudad de Alto Chocó, por tener la mayor semejanza posible al tipo de suelo y aceleración máxima en roca esperada por el sismo de diseño, permitiendo hacer uso de los respectivos espectros de diseño de cada norma de estudio.

La estructura es de uso residencial, será calculada con las normas de estudio: NEC-SE-DS y la NSR-10: Título A, responden a las características especificadas en los planos indicados en las figuras 14-18. El sistema estructural será de pórticos especiales resistentes a momentos de hormigón armado con vigas descolgadas.

Normas Base

Requisitos de diseño sismo resistente

Normativa Ecuatoriana de la construcción:

- Capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico. Diseño sismorresistente.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente: NSR-10

- Título A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.

Adicionales:

- ACI-318 19
- NEC-SE-HM: Estructuras de hormigón armado
- NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
- NSR-10: Título B (cargas), Titulo C (concreto estructural)

2.2.3.4 Características de la estructura

El terreno tiene un área de terreno de 430.43 m² y el área de construcción de la edificación es de 615.93 m², conformada por 6 niveles en total: 4 niveles designados a departamentos, 1 nivel a terraza y el último para la tapa grada.

Tabla 41. Área de construcción de la edificación

N° de piso	Nivel	Altura de piso (m)	Área (m ²)	Uso
0	N+ 0.00	0	132.84	Departamento
1	N+ 2.65	2.65	118.66	Departamento
2	N+ 5.30	2.65	118.66	Departamento
3	N+ 7.95	2.65	118.66	Departamento
4	N+ 10.60	2.65	118.66	Terraza
5	N+ 13.10	2.50	8.45	Tapagrada
Total, área de construcción			615.93	

Fuente: Pablo Gallegos

Pre-dimensionar de los elementos

Tabla 42. Pre-dimensión de elementos

Elementos	Base cm	Altura cm
Losa		20
Viga	25	30
Columna	30	30

Fuente: Pablo Gallegos

Selección de los materiales:

Estructura de pórticos resistentes a momentos de hormigón armado.

Para la resistencia a compresión del hormigón ($f'c$) y para la resistencia a fluencia del acero (f_y) corrugado se tomarán:

- Hormigón $f'c=240\text{kg/cm}^2$
- Módulo elástico del hormigón (MPa): $4700 * \sqrt{f'c}$ (NSR-10. Título C 8.5.1)
- Módulo elástico del hormigón (GPa): $4.7 * \sqrt{f'c}$ (NEC-SE-HM 3.3.2)

Norma	Módulo elástico MPa
NEC-15	22801.70
NSR-10	22801.70

- Acero de refuerzo: $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

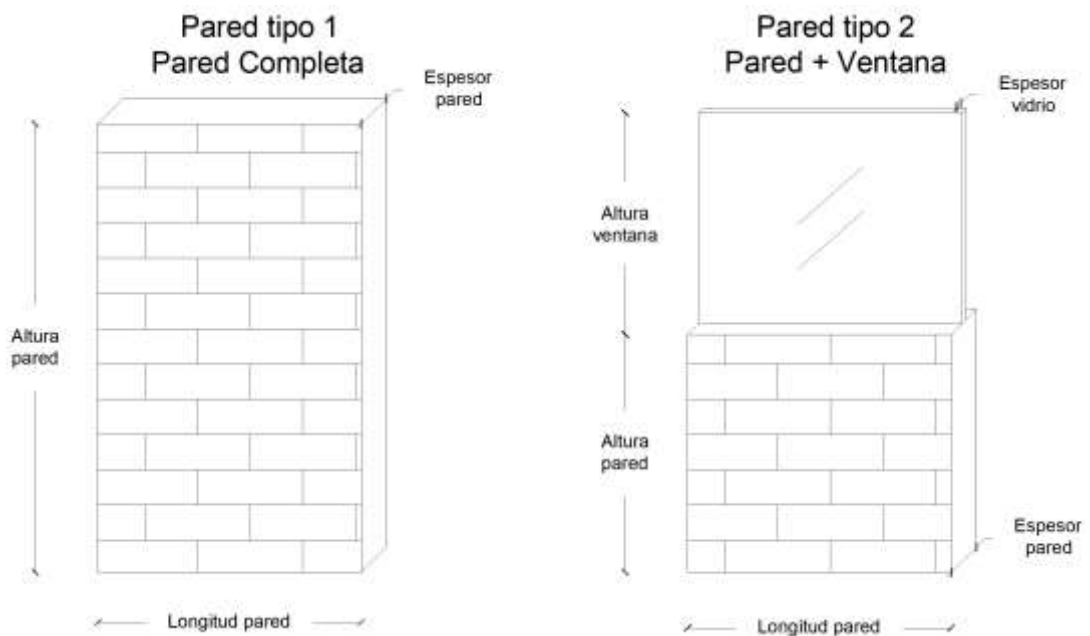
La resistencia a compresión para el módulo elástico en las normas de estudio está dada en MPa.

2.2.3.5 Cargas gravitacionales

Cuantificación de cargas muertas

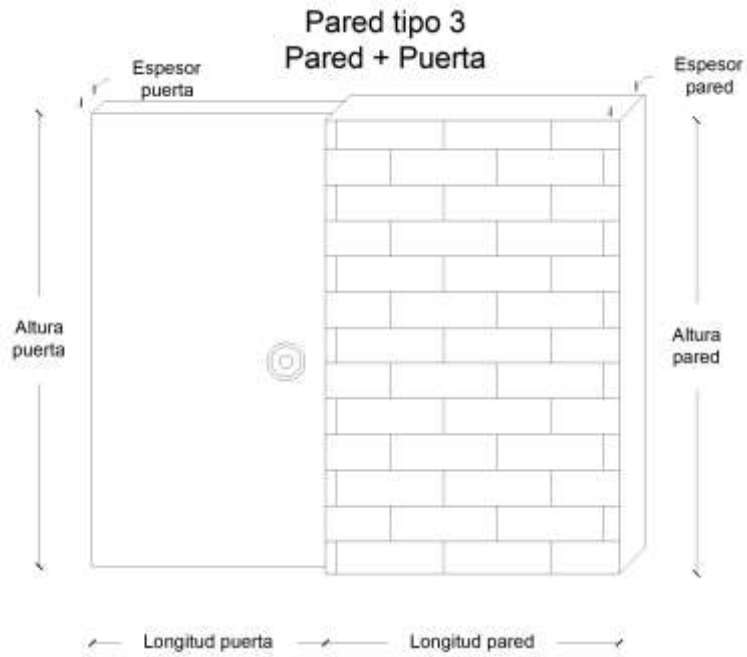
- **Peso propio de paredes**

Figura 20. Tipos de paredes (1)



Fuente: Pablo Gallegos

Figura 21. Tipo de paredes (2)



Fuente: Pablo Gallegos

Donde:

e: espesor de pared

h: altura de pared

b: longitud de pared

ep: espesor de puerta

hp: altura puerta

bp: longitud de puerta

ev: espesor de vidrio

hv: altura ventana

bv: longitud pared y vidrio

Tabla 43. Espesor de materiales para cuantificación de carga de pared

Material	Espesor m
E. Ladrillo	0.15
E. Vidrio	0.006
E. Madera	0.035

Fuente: Pablo Gallegos

La siguiente tabla cuantifica la carga en pared según el peso específico del material, como se indicó en la sección de cargas tanto de la normativa NEC-SE-DS y la NSR-10.

Tabla 44. Peso específico de materiales para cuantificación de carga de pared

Material	Peso NEC-SE-CG kg/m ³	Peso NSR-10 (Título C) kg/m ³	Carga NEC-15 kgf/m ²	Carga NSR-10 kgf/m ²
P.Ladrillo e=15cm	1600	1850	240.00	277.5
P.Vidrio e=0.6cm	2600	2600	15.60	15.60
P.Madera e=3.5cm	400	450	14.00	15.75

Fuente: Pablo Gallegos

Para obtener la carga de pared en kgf/m² se realiza el siguiente cálculo:

- **NEC-15**

$$P. \text{Ladrillo} = E. \text{Ladrillo} * \text{Peso de ladrillo} = 0.15\text{m} * \frac{1600\text{kg}}{\text{m}^3} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P. \text{Vidrio} = E. \text{Vidrio} * \text{Peso de vidrio} = 0.006\text{m} * \frac{2600\text{kg}}{\text{m}^3} = 15.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P. \text{Madera} = E. \text{Madera} * \text{Peso de madera} = 0.035\text{m} * \frac{400\text{kg}}{\text{m}^3} = 14 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

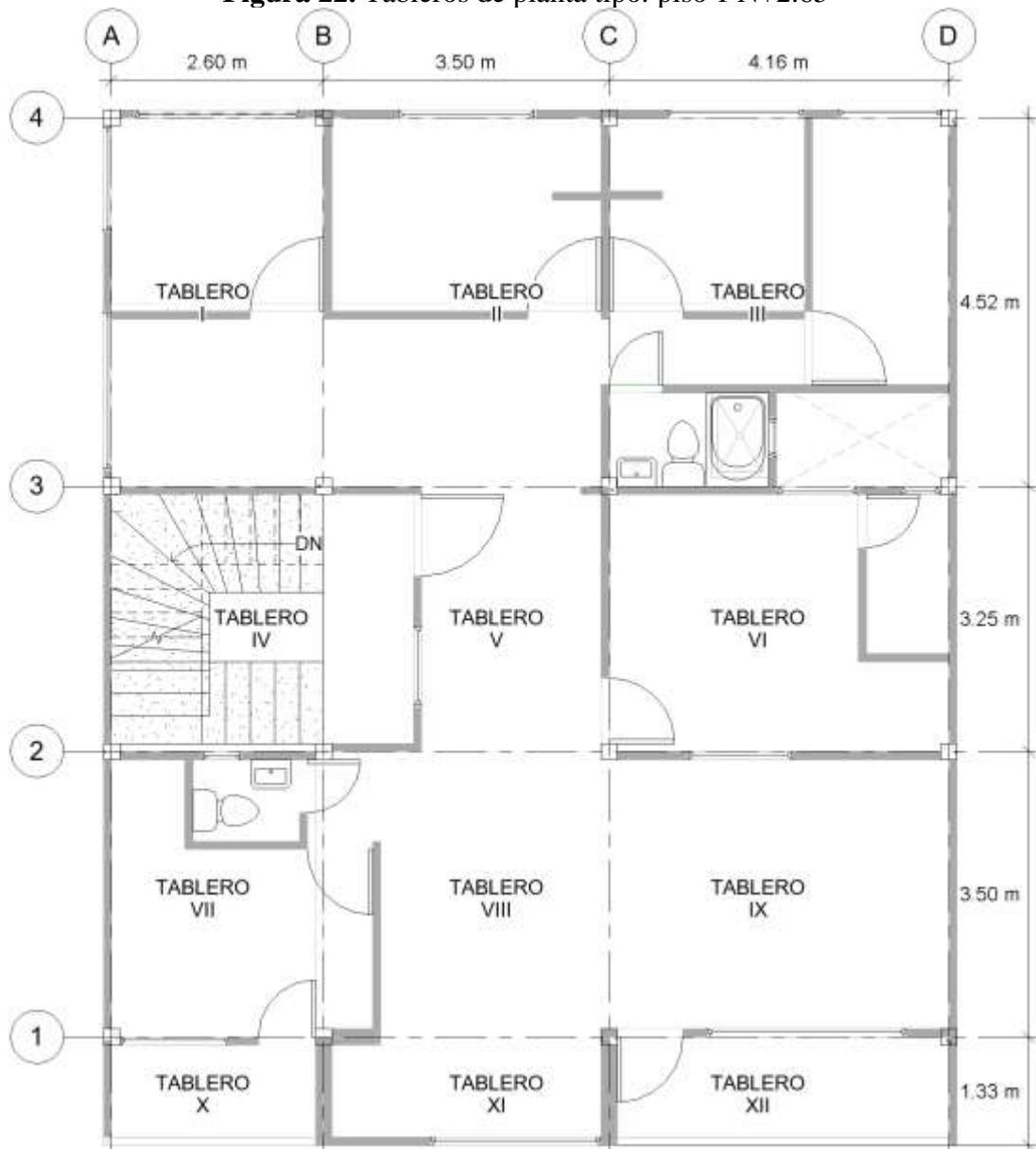
- **NSR-10**

$$P. \text{Ladrillo} = E. \text{Ladrillo} * \text{Peso de ladrillo} = 0.15\text{m} * \frac{1850\text{kg}}{\text{m}^3} = 277.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P. \text{Vidrio} = E. \text{Vidrio} * \text{Peso de vidrio} = 0.006\text{m} * \frac{2600\text{kg}}{\text{m}^3} = 15.60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

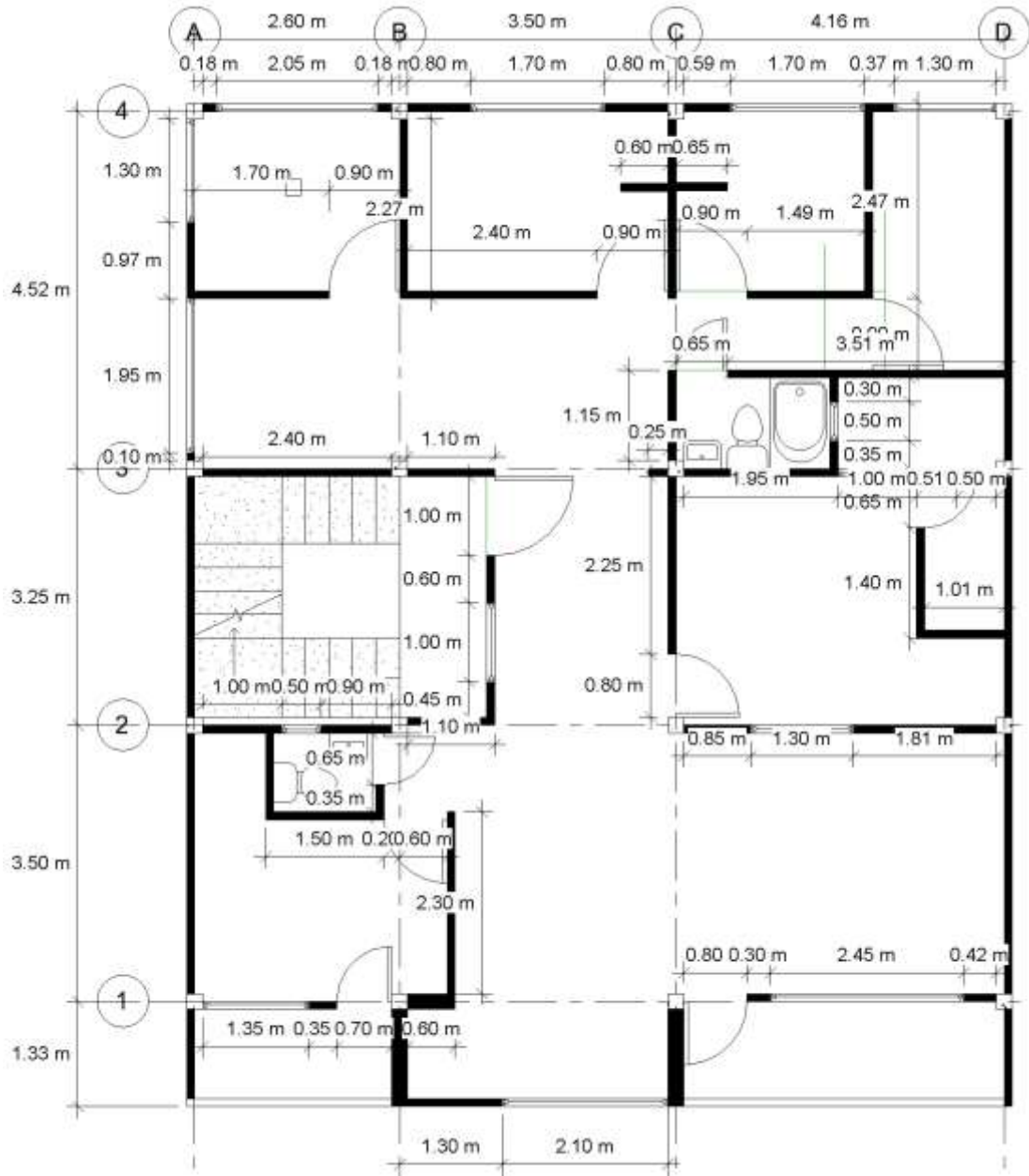
$$P. \text{ Madera} = E. \text{ Madera} * \text{Peso de madera} = 0.035\text{m} * \frac{450\text{kg}}{\text{m}^3} = 15.75 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Figura 22. Tableros de planta tipo: piso 1 N+2.65



Fuente: Pablo Gallegos

Figura 23. Acotaciones para cuantificar cargas por pared



Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 45. Peso propio paredes en losa de tableros de entrespiso

TABLERO	ÁREA m ²	Planta 1,2,3	
		NEC-15	NSR-10
		CM total pared kg/m ²	CM total pared kg/m ²
I	11.75	122.25	141.28
II	15.82	138.13	159.66
III	16.38	338.63	391.37
IV	8.45	Escaleras	Escaleras
V	11.38	0.00	0.00

VI	13.52	135.52	156.65
VII	9.10	234.18	270.68
VIII	12.25	0.00	0.00
IX	14.56	0.00	0.00
X	3.46	166.47	192.49
XI	4.66	276.17	318.22
XII	5.53	104.16	120.43

Fuente: Pablo Gallegos

Los cálculos típicos para el peso propio de las paredes en losa de los tableros enumerados en la figura 22, se realiza el cálculo mediante Excel de la siguiente manera:

Tablero I

Área: 11.75m²

	Pared Completa		Pared + Vidrio				Pared + Puerta				Total (kgf/m)
	b	h	b	h	bv	hv	b	h	bp	hp	
		1.00	2.40	0.00	2.40	0.00	0.00	1.00	0.40	1.00	
Total	2.40		0.00		0.00		0.40		2.00		
	Long X	Long Y	Long X	Long Y	Long X	Long Y	Long X	Long Y			
	1.70	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.90	0.90			
CM-NEC	83.34		0.00		0.00		38.91				122.25
CM-NSR-10	96.36		0.00		0.00		44.92				141.28

Cálculo de carga muerta en tablero

$$CM = \frac{\text{Peso en pared} * \text{Longitud de pared}}{\text{Area de tablero}}$$

$$CM = \frac{(\text{Area pared} * P. pared) * \text{Longitud de pared}}{\text{Area de tablero}}$$

- Pared completa

$$CM = \frac{(\text{Area pared ladrillo} * P. Ladrillo) * \text{Longitud de pared ladrillo}}{\text{Area de tablero}}$$

$$CM - NEC - PC = \frac{(2.40 * 240)kgf * 1.70}{11.75m^2} = 83.34 kgf/m^2$$

$$CM - NSR - 10 - PC = \frac{(2.40 * 277.50)kgf * 1.70}{11.75m^2} = 96.36 kgf/m^2$$

- Pared + puerta

$$CM - NEC - PP = \frac{(0.40 * 240)kgf * 0.90}{11.75m^2} + \frac{(2.00 * 14)kgf * 0.90}{11.75m^2} = 38.91 kgf/m^2$$

$$CM - NSR - 10 - PP = \frac{(0.40 * 277.50)kgf * 0.90}{11.75m^2} + \frac{(2.00 * 15.75)kgf * 0.90}{11.75m^2} = 44.92 kgf/m^2$$

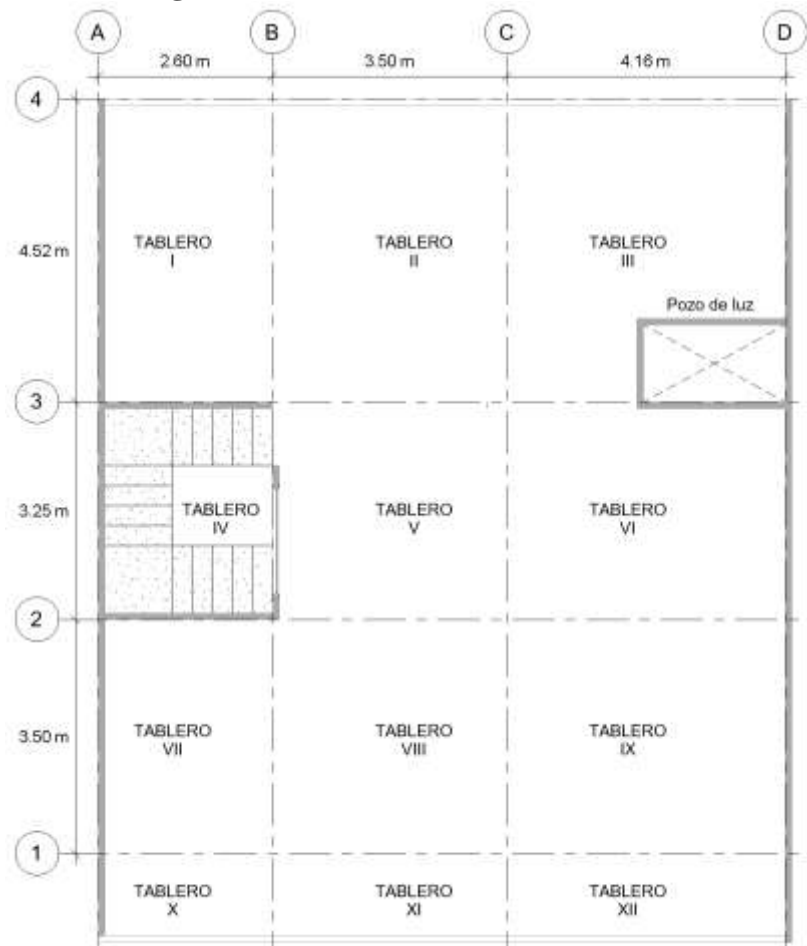
- **Carga muerta en tablero**

$$CM - NEC = CM - NEC - PC + CM - NEC - PP = (83.34 + 38.91) \frac{kgf}{m^2} = 122.25kgf/m^2$$

$$CM - NSR - 10 = CM - NSR - 10 - PC + CM - NSR - 10 - PP = (96.36 + 44.92) kgf/m^2 = 141.28 kgf/m^2$$

P.Ladrillo es el valor de carga obtenido en la tabla 44, al igual que el resto de cargas en pared de ladrillo, vidrio y madera

Figura 24. Tableros de terraza N+10.60m



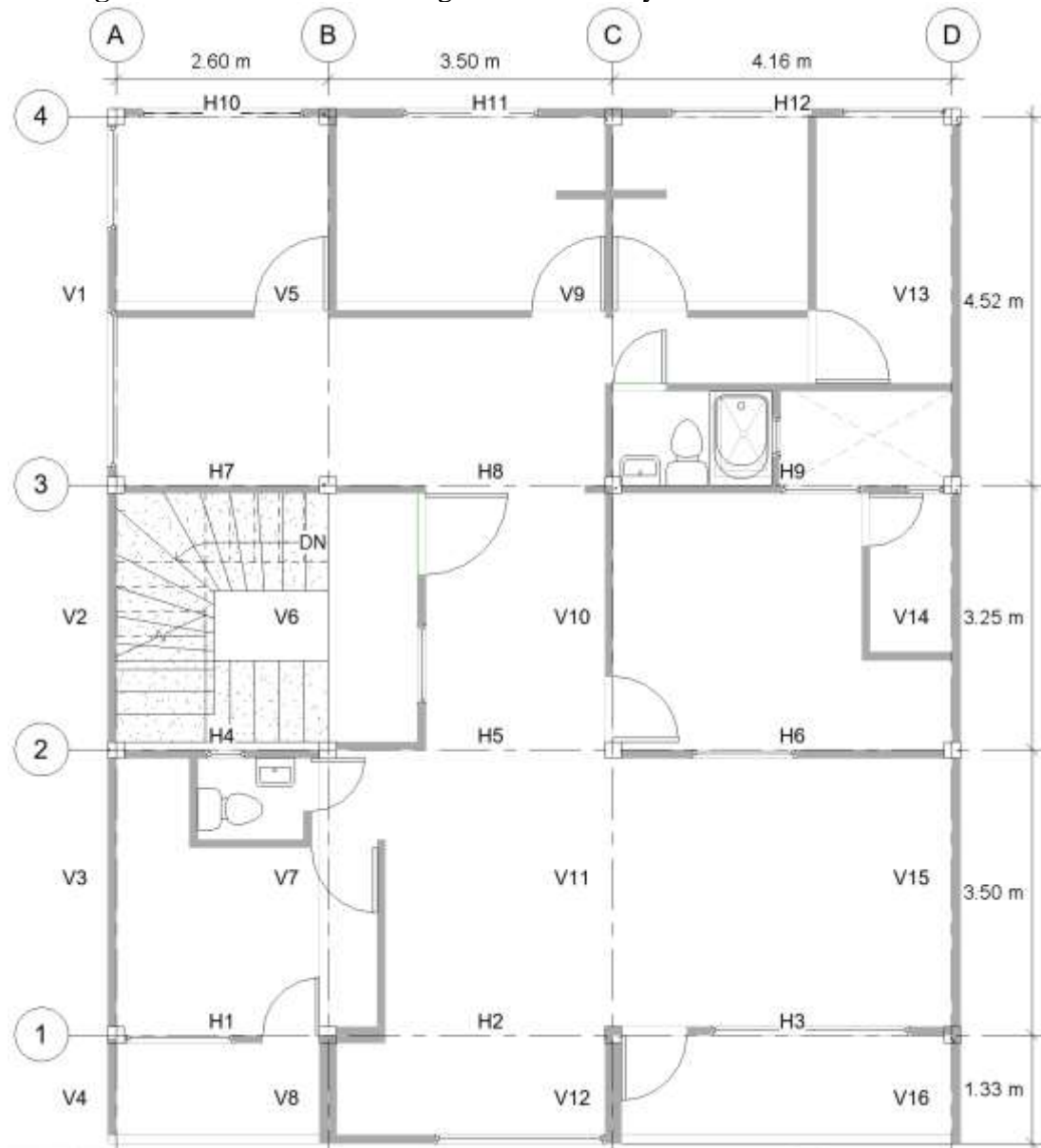
Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 46. Peso propio paredes en tableros de terraza

TABLERO	ÁREA m ²	Terraza	
		NEC-15	NSR-10
		CM total pared kgf/m ²	CM total pared kgf/m ²
III	16.38	109.07	126.11
X	3.46	166.47	192.49
XI	4.66	123.74	143.07
XII	5.53	104.16	120.43

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 25. Enumeración de vigas horizontales y verticales de la edificación



Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 47. Peso paredes en vigas

CARGA EN VIGAS PLANTA 1, 2, 3			CARGA EN VIGAS TERRAZA		
HORIZONTALES	NEC-15	NSR-10	HORIZONTALES	NEC-15	NSR-10
	Carga pared (kg/m)			Carga pared (kg/m)	
H-1	235.23	269.85	H-1	0.00	0.00
H-2	98.74	114.17	H-2	0.00	0.00
H-3	264.53	303.54	H-3	0.00	0.00
H-4	514.43	594.62	H-4	576.00	666.00
H-5	181.03	209.31	H-5	0.00	0.00
H-6	464.16	535.77	H-6	0.00	0.00
H-7	531.69	614.77	H-7	576.00	666.00
H-8	222.17	256.89	H-8	0.00	0.00
H-9	491.67	567.88	H-9	306.00	353.81
H-10	339.28	390.18	H-10	240.00	277.50
H-11	395.94	456.21	H-11	240.00	277.50
H-12	335.38	385.41	H-12	240.00	277.50
VERTICALES			VERTICALES		
V-1	376.85	433.81	V-1	576.00	666.00
V-2	576.00	666.00	V-2	576.00	666.00
V-3	576.00	666.00	V-3	576.00	666.00
V-4	576.00	666.00	V-4	576.00	666.00
V-5	289.27	334.47	V-5	0.00	0.00
V-6	0.00	0.00	V-6	287.19	330.08
V-7	0.00	0.00	V-7	0.00	0.00
V-8	576.00	666.00	V-8	0.00	0.00
V-9	432.00	499.50	V-9	0.00	0.00
V-10	429.29	496.15	V-10	0.00	0.00
V-11	0.00	0.00	V-11	0.00	0.00
V-12	576.00	666.00	V-12	0.00	0.00
V-13	576.00	666.00	V-13	576.00	666.00
V-14	576.00	666.00	V-14	576.00	666.00
V-15	576.00	666.00	V-15	576.00	666.00
V-16	576.00	666.00	V-16	576.00	666.00

Fuente: Pablo Gallegos

Los cálculos típicos para la carga de pared en vigas enumerados en la figura 25 y las acotaciones de la figura 23, se realiza el cálculo mediante Excel de la siguiente manera:

Viga H-1

Longitud de tramo en viga H-1 = 2.60m

	Pared Completa		Pared + Vidrio				Pared + Puerta				
	b	h	b	h	bv	hv	b	h	bp	hp	
	1.00	2.40	1.00	0.90	1.00	1.50	1.00	0.40	1.00	2.00	
Total	2.40		0.90		1.50		0.40		2.00		
	Long X	Long Y	Long X	Long Y	Long X	Long Y	Long X	Long Y			
	0.35	0.00	1.35	0.00	1.35	0.00	0.70	0.70		Total (kgf/m)	
CM-NEC	77.54		124.30				33.38				235.23
CM-NSR-10	89.65		141.83				38.37				269.85

Cálculo de carga muerta en viga

$$CM = \frac{\text{Peso en pared} * \text{Longitud de pared}}{\text{Longitud de tramo en viga}}$$

$$CM = \frac{(\text{Area pared} * P.\text{pared}) * \text{Longitud de pared}}{\text{Longitud de tramo en viga}}$$

- Pared completa

$$CM = \frac{(\text{Area pared ladrillo} * P.\text{Ladrillo}) * \text{Longitud de pared ladrillo}}{\text{Longitud de tramo en viga}}$$

$$CM - NEC - PC = \frac{(2.40 * 240)kgf * 0.35}{2.60m} = 77.54 kgf/m$$

$$CM - NSR - 10 - PC = \frac{(2.40 * 277.50)kgf * 0.35}{2.60m} = 89.65 kgf/m$$

- Pared + Ventana

$$CM - NEC - PV = \frac{(0.90 * 240)kgf * 1.35}{2.60m} + \frac{(1.50 * 15.60)kgf * 1.35}{2.60m} = 124.30 kgf/m$$

$$CM - NSR - 10 - PV = \frac{(0.90 * 277.50)kgf * 1.35}{2.60m} + \frac{(1.50 * 15.60)kgf * 1.35}{2.60m} = 141.83kgf/m$$

- Pared + puerta

$$CM - NEC - PP = \frac{(0.40 * 240)kgf * 0.70}{2.60m} + \frac{(2.00 * 14)kgf * 0.70}{2.60m} = 33.38 kgf/m$$

$$CM - NSR - 10 - PP = \frac{(0.40 * 277.50)kgf * 0.70}{2.60m} + \frac{(2.00 * 15.75)kgf * 0.70}{2.60m} = 38.37 kgf/m$$

- Carga muerta en viga

$$CM - NEC = CM - NEC - PC + CM - NEC - PV + CM - NEC - PP$$

$$CM - NEC = (74.54 + 124.30 + 33.38) \frac{kgf}{m} = 235.23 kgf/m$$

$$CM - NSR - 10 = CM - NSR - 10 - PC + CM - NSR - 10 - PV + CM - NSR - 10 - PP$$

$$CM - NSR - 10 = (89.65 + 141.83 + 38.37) \frac{kgf}{m^2} = 269.85 kgf/m^2$$

Peso adicional de la losa

Figura 26. Corte de losa



Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 48. Cuantificación del peso de la losa aplicando NEC-SE-CG

CALCULO DEL PESO DE LA LOSA					
	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	Peso específico(Kg/m3)	Peso total (Kg/m ²)
Peso propio de la loseta	1	1	0.05	2400	120.0
Contrapiso de HS	1	1	0.03	2200	66.0
Baldosa de cerámica con mortero de cemento	1	1	0.025	2000	50.0
	Altura(m)	Ancho(m)	Longitud(m)	Peso específico(Kg/m3)	
Peso propio de los nervios	0.15	0.1	3.6	2400	129.6
	Cantidad		Peso (Kg)		
Peso de los alivianamientos	8		8		64.0
Peso de la losa					429.6
Peso Propio					249.6

Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 49. Cuantificación del peso de la losa aplicando NSR-10

CALCULO DEL PESO DE LA LOSA					
	Largo(m)	Ancho(m)	Altura(m)	Peso específico(Kg/m3)	Peso total (Kg/m ²)
Peso propio de la loseta	1	1	0.05	2400	120.0
Contrapiso de HS	1	1	0.03	2300	69.0
Baldosa de cerámica con mortero de cemento	1	1	0.025		110.0
	Altura(m)	Ancho(m)	Longitud(m)	Peso específico(Kg/m3)	
Peso propio de los nervios	0.15	0.1	3.6	2400	129.6
	Cantidad		Peso (Kg)		
Peso de los alivianamientos	8		8		64.0
Peso de la losa					492.6
Peso Propio					249.6

Fuente: Pablo Gallegos

El valor de peso de los y peso propio son obtenidos de la tabla 48 y 49.

Peso de la losa (NEC-15) = 429.60 kg/m²

Peso propio (NEC-15) = 249.60 kg/m²

Peso de la losa (NSR-10) = 492.60 kg/m²

Peso propio (NSR-10) = 249.60 kg/m²

Peso de sobrecarga en losa = Peso de losa – Peso propio

NEC-15

Peso de sobrecarga en losa = (429.60 – 249.60)kg/m² = 180 kg/m²

NSR-10

Peso de sobrecarga en losa = (492.60 – 249.60)kg/m² = 243 kg/m²

- **Cargas vivas**

Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, tomadas según el tipo de ocupación de la edificación de vivienda, para cada norma de estudio.

Tabla 50. Cargas vivas de edificación

Ocupación o uso	Carga uniforme (kg/m²)	
	NEC-SE-CG	NSR-10
Residencial	200	180
Cubierta plana	70	50
Escalera	200	300
Balcones	480	500

Fuente: Pablo Gallegos

2.2.3.6 Procedimiento de recolección de datos

Se comparará los artículos que definen la caracterización del espectro de diseño de cada norma de estudio, el cuál es necesario para la realización del análisis modal espectral.

2.2.3.6.1 Definición de movimientos sísmicos de diseño

Factor de zonificación sísmica

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y litoral ecuatoriano que se presenta con una amenaza sísmica muy alta. [3]

El territorio colombiano está dividido en grados de nivel de amenaza sísmica: alta, intermedia y baja.

La zona de estudio es de amenaza sísmica alta, con un valor del factor de zona 0.40g en Ambato para la norma ecuatoriana y Aa y Av (coeficientes de aceleración según los mapas de zonificación sísmica) de 0.40g en Alto Chocó para la normativa colombiana.

Tabla 51. Factor de zonificación sísmica según NEC-15 y NSR-10

NEC-SE-DS		NSR-10	
Zona sísmica	Z(g)	Zona sísmica Región N°	Mayor entre Aa(g) y Av(g)
I	0.15	1	0.05
		2	0.10
II	0.25	3	0.15
		4	0.20
III	0.30	5	0.25
		6	0.30
IV	0.35	7	0.35
		8	0.40
V	0.40	9	0.45
VI	≥ 0.50	10	0.50

Fuente: Pablo Gallegos

Tipo de perfil de suelo

Aguiar y Rivas [5] mencionan que el tipo de perfil de suelo en la parroquia Celiano Monje es tipo C, debido a que el número de golpes del sitio es de 54.47 y la velocidad de onda de corte es mayor a 360 m/s.

El perfil de suelo sobre el que estará asentada la estructura es tipo C.

Tabla 52. Tipo de suelo que está asentada la estructura

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	$760\text{m/s} > V_s \geq 360\text{ m/s}$

	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
--	--	---

Fuente: Pablo Gallegos

Parámetros que dependen del tipo de suelo

Según el valor obtenido por zonificación sísmica, tenemos los siguientes factores de amplificación de aceleración en la zona:

Según la norma ecuatoriana:

Tabla 53. Coeficiente Fa seleccionado. NEC-15

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 54. Coeficiente Fd seleccionado. NEC-15

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 55. Coeficiente F_s seleccionado. NEC-15

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Según el reglamento colombiano

Tabla 56. Coeficiente F_a seleccionado. NSR-10

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Fuente: NSR-10

Tabla 57. Coeficiente F_v seleccionado. NSR-10

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Fuente: NSR-10

Resumen de datos de ambas normativas.

Tabla 58. Resumen coeficientes por tipo de suelo de normas de estudio

NEC-SE-DS		NSR-10	
Fa	1.20	Fa	1.00
Fd	1.11	Fv	1.40
Fs	1.11		

Fuente: Pablo Gallegos

2.2.3.6.2 Características de la estructuración

Tipo de uso

La edificación según la norma ecuatoriana pertenece a la categoría “Otras estructuras”, debido a que la estructura es de tipo residencial.

De igual manera, en el reglamento colombiano, la categoría de la edificación se encuentra en el grupo I - “Estructuras de ocupación normal”.

Tabla 59. Resumen factor de importancia de normas de estudio

NEC-SE-DS		NSR-10	
Categoría	Coeficiente de importancia I	Grupo	Coeficiente de importancia I
Otras estructuras	1.0	I	1.0

Fuente: Pablo Gallegos

Configuración estructural

Irregularidad en planta y elevación según las normas de estudio.

Cumpliendo los lineamientos de irregularidad en planta y elevación de las normas del presente trabajo, se obtiene los resultados de la tabla 60. No existe irregularidad.

Tabla 60. Irregularidades de edificación

Irregularidades		
	NEC-SE-DS	NSR-10
Planta ϕ_p	1.0	1.0
Elevación ϕ_e	1.0	1.0

Fuente: Pablo Gallegos

Período fundamental

La estructura de estudio será diseñada con pórticos especiales sismo-resistente de hormigón armado con vigas descolgadas y sin diagonales rigidizadoras ni muros. La vivienda es designada para ocupación residencial.

Tabla 61. Coeficientes según el tipo de estructura. NEC-15

Tipo de estructura	Ct	a
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 62. Coeficientes según el sistema estructural de resistencia sísmica. NSR-10

Sistema estructural de resistencia sísmica	Ct	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitadas o adheridas a componentes más rígidos estructurales o no estructurales que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros Ct y α , donde Cw se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	Revisar NSR-10 Título A	1

Fuente: NSR-10

Para el cálculo del coeficiente basal de calcula el valor del período de vibración:

Ambas normativas de estudio, establece la misma ecuación para el cálculo del período:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

El reglamento colombiano menciona que, para el período de vibración calculado mediante el análisis dinámico elástico, no debe exceder:

$$T_a = 0.047 * 13.10^{0.90} = 0.476$$

$$T_{calculado} \leq T_a * C_u$$

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v \rightarrow Si(C_u < 1.2), entonces C_u = 1.2$$

$$C_u = 1.75 - 1.20 * 0.40 * 1.60 = 0.982$$

$$\therefore T_{calculado} \leq 1.20 * 0.476 = 0.571$$

Las normativas especifican que en caso de usar el análisis modal para encontrar el período de vibración de la estructura, el valor calculado por el análisis modal no debe ser mayor en un 30% del período de vibración calculado por el método estático.

$$T_{calculado} < 1.30 T_a$$

$$T_a = 0.055 * 13.10^{0.90} = 0.557$$

$$T_{calculado} < 1.30 T_a$$

$$\therefore T_{calculado} \leq 1.30 * 0.557 = 0.724$$

Tabla 63. Períodos de vibración de normas de estudio

Período de vibración aproximado (s)	
NEC-15	NSR-10
0.724	0.571

Fuente: Pablo Gallegos

Cortante basal NEC-SE-DS

La normativa ecuatoriana usa la carga reactiva sísmica, donde el objetivo es reducir el cortante basal mediante el coeficiente C (coeficiente de cortante basal):

$$C = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$C = \frac{1.0 * 1.19}{8 * 1.0 * 1.0}$$

$$C = 0.1488$$

Con el valor del coeficiente basal lo ingresamos a ETABS para definir la carga sísmica estática para cada espectro.

El cortante basal:

$$V = C * W$$

$$V = 0.1488 * W$$

Coefficiente de cortante basal NSR-10

El coeficiente de cortante C es el mismo valor que la pseudo aceleración.

El cortante basal:

$$V = S_a * M * g$$

$$V = 1.10 * M * g$$

Grupos o sistemas estructurales

La edificación se define como estructura de hormigón armado. La norma ecuatoriana señala que, para sistema dúctiles, de pórticos resistentes a momento con pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, tendrá el valor R (factor de resistencia sísmica) de 8.

El reglamento colombiano, para el sistema de pórtico compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales, además, por ubicarse la edificación en una zona de alta sismicidad, la capacidad de disipación de energía es especial (DES), obteniendo el valor R_0 de 7.

El factor de reducción sísmica, en el reglamento colombiano viene dado por:

$$R = \phi_p \phi_e \phi_r R_0$$

El coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía DES es $\phi_r = 1.0$.

$$R = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 7 = 7$$

2.2.3.6.3 Carga sísmica

Tabla de factores de carga sísmica y configuración estructural dispuestos por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción y el Reglamento Colombiano de la

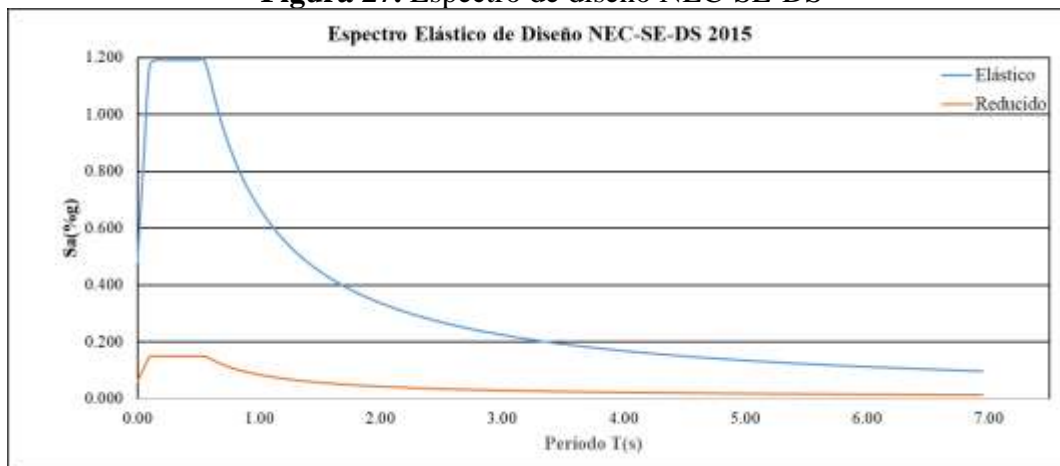
Construcción, dependen de los mapas de zonificación, factores de sitio, grupo de uso de la edificación y características del edificio. Los resultados de la tabla permiten a obtener el espectro de respuesta sísmica y el cortante basal.

Tabla 64. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño. NEC-SE-DS

Parámetro	Valor	NEC-SE-DS
Ubicación de la estructura	Ambato	
Altura de edificio (m)	13.10	
Número de pisos	4	
Tipo de perfil del suelo	C	3.1.1
Grupo de uso	Otras estructuras	
Sistema estructura de resistencia sísmica	H.A sin muros, con vigas descolgadas	
Datos para espectro elástico		
Zona sísmica	V	3.1.1
Z (%g)	0.4	3.1.1
η	2.48	3.3.1
Fa	1.20	3.2.2.a
Fd	1.11	3.2.2.b
Fs	1.11	3.2.2.c
r	1	3.3.1
Datos para espectro reducido		
\emptyset_p	1	5.2
\emptyset_e	1	5.2
R	8	6.3.4 b)
I	1	4.1
Ct	0.055	6.3.3
α	0.9	6.3.3
Cálculos		
Ta (s)	0.557	6.3.3 a)
To (s)	0.103	3.3
Tc (s)	0.565	3.3.1
Sa (%g)	1.190	3.3.1
C (%g)	0.149	6.3.2
K	1.029	6.3.5
T máx (s)	0.724	6.3.3 b)

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 27. Espectro de diseño NEC-SE-DS



Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 65. Valores de espectro para análisis dinámico. NEC-SE-DS

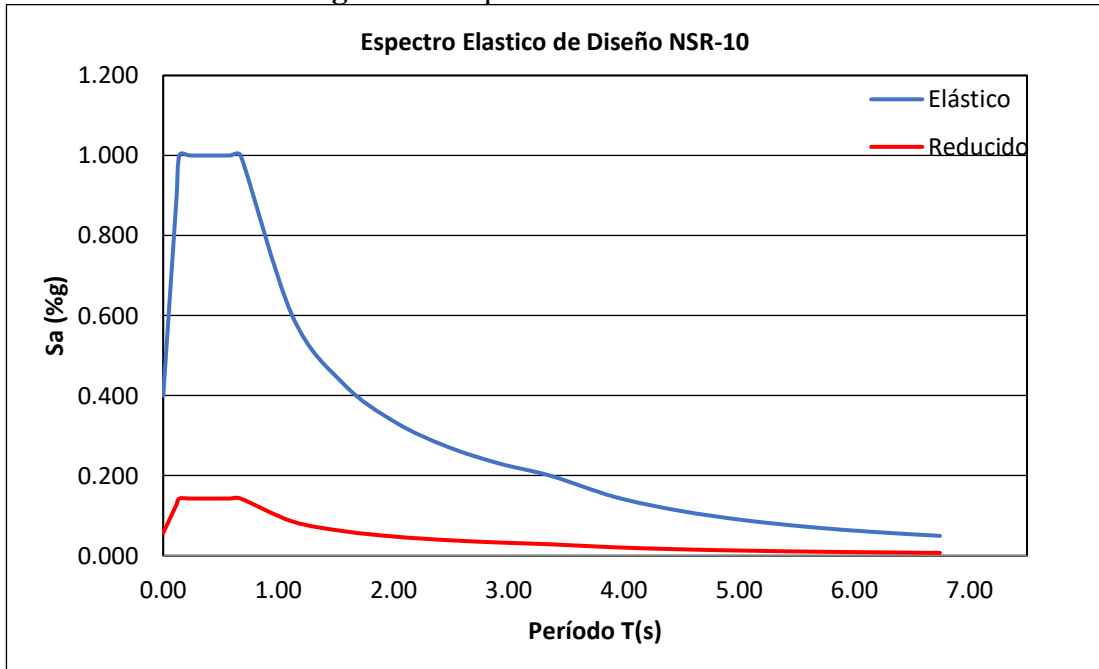
Periodo de vibración T(s)	Espectro de diseño Sa(%g)	Espectro reducido Sa/R(%g)
0.00	0.480	0.060
0.02	0.648	0.081
0.05	0.815	0.102
0.07	0.983	0.123
0.10	1.151	0.144
0.12	1.190	0.149
0.15	1.190	0.149
0.24	1.190	0.149
0.33	1.190	0.149
0.42	1.190	0.149
0.51	1.190	0.149
0.61	1.109	0.139
0.70	0.963	0.120
1.22	0.550	0.069
1.75	0.385	0.048
2.27	0.296	0.037
2.79	0.241	0.030
3.32	0.203	0.025
3.84	0.175	0.022
4.36	0.154	0.019
4.87	0.138	0.017
5.39	0.125	0.016
5.90	0.114	0.014
6.42	0.105	0.013
6.94	0.097	0.012

Tabla 66. Parámetros para el cálculo del espectro de diseño. NSR-10

Parámetro	Valor	NSR-10
Ubicación de la estructura	Chocó - Alto Baudó	
Altura de edificio (m)	13.10	Título A
Número de pisos	4	
Tipo de perfil del suelo	C	Tabla A.2.4-3
Grupo de uso	I	A.2.5.1
Sistema estructura de resistencia sísmica	1	Tabla A.4.2-1
Datos para espectro elástico		
Zona de amenaza sísmica	Alta	Apéndice A--4
Coef. Aceleración (Aa)	0.40	Apéndice A--4
Coef. Velocidad (Av)	0.40	Apéndice A--4
Coef. Amplificación de sitio (Fa)	1.00	Tabla A.2.4-3
Coef. Amplificación de sitio (Fv)	1.40	Tabla A.2.4-4
Datos para espectro reducido		
R_0	7	A.3.3.3 A.3-1 A.3-4
ϕ_e	1	A.3-7
ϕ_p	1	A.3-6
ϕ_r	1	A.3.3.8
$R = \phi_p \phi_e \phi_r R_0$	7	A.3.3-1
I	1	A.2.5.1
Ct	0.047	
A	0.9	
Cálculos		
Período de vibración aproximado (Ta) [s]	0.476	A.4.2-3
Período de vibración inicial (To) [s]	0.140	Título A
Período de vibración corto (Tc) [s]	0.672	Título A
Sa (%g)	1.000	Título A
Cu (%g)	1.20	A.4.2-2
T máx (s) = Cu * Ta	0.571	A.4.2-2
K	1.00	A.4.3.2

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 28. Espectro de diseño NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

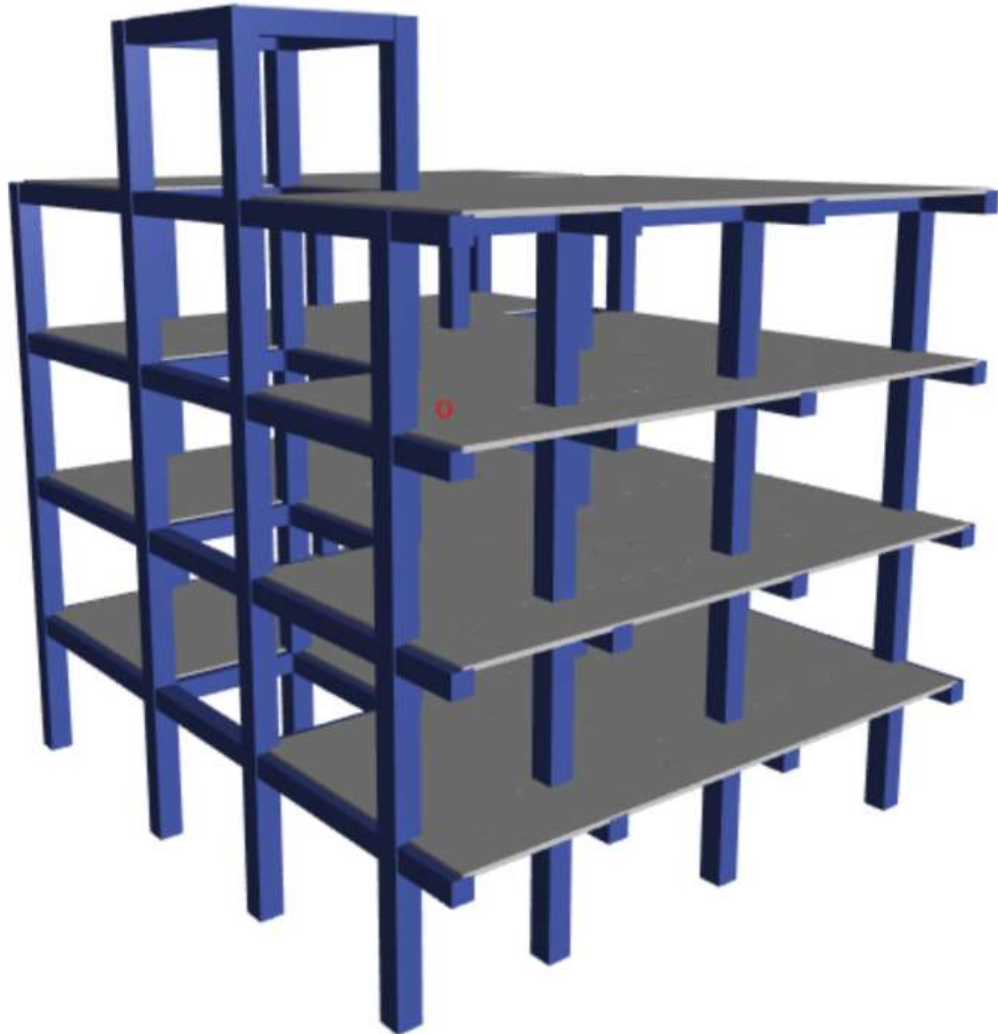
Tabla 67. Valores de espectro para análisis dinámico. NSR-10

Periodo de vibración T(s)	Espectro de diseño Sa(%g)	Espectro reducido Sa/R(%g)
0.00	0.400	0.057
0.02	0.500	0.071
0.05	0.600	0.086
0.07	0.700	0.100
0.10	0.800	0.114
0.12	0.900	0.129
0.15	1.000	0.143
0.24	1.000	0.143
0.33	1.000	0.143
0.42	1.000	0.143
0.51	1.000	0.143
0.61	1.000	0.143
0.70	1.000	0.143
1.22	0.600	0.086
1.75	0.429	0.061
2.27	0.333	0.048
2.79	0.273	0.039
3.32	0.231	0.033
3.84	0.200	0.029
4.36	0.147	0.021
4.87	0.112	0.016
5.39	0.088	0.013

5.90	0.072	0.010
6.42	0.059	0.008
6.94	0.050	0.007

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 29. Esquematación 3D de la edificación



Fuente: ETABS

2.2.3.6.4 Combinaciones de carga

Tabla 68. Combinaciones de carga NEC-15 y NSR-10

TIPO	NEC-SE-CG 3.4.3	TÍTULO B 2.4.2
1	1.4 D	1.4 (D + F)
2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max [L _r ; S; R]	1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5(L _r ó G ó L _e)
3	1.2 D + 1.6 max[L _r ; S, R] + max [L; 0.5W]	1.2 D + 1.6(L _r ó G ó L _e) + (L ó 0.8W)
4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5max[L _r ; S; R]	1.2 D + 1.6 W + 1.0L + 0.5(L _r ó G ó L _e)
5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S	1.2 D + 1.0 E + 1.0 L
6	0.9 D + 1.0 W	0.9 D + 1.6 W + 1.6 H
7	0.9 D + 1.0 E	0.9 D + 1.0 E + 1.6 H

Fuente: Pablo Gallegos

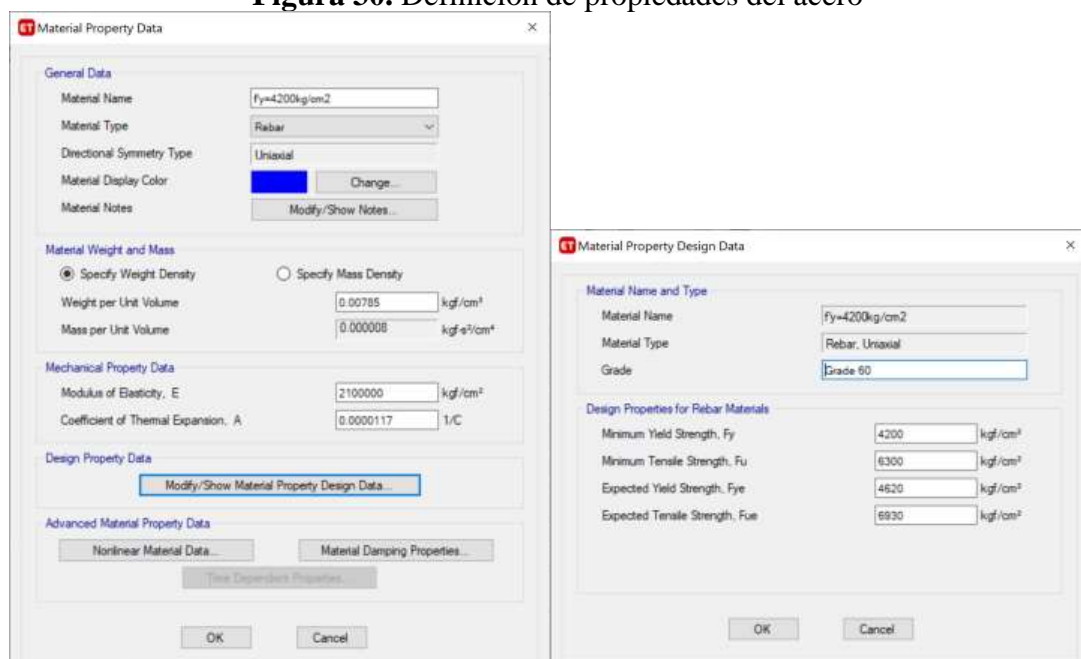
2.2.3.6.5 PROCEDIMIENTO ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL USANDO LA NORMATIVA NEC-15

A partir del análisis dinámico modal espectral de la Norma Ecuatoriana de la Construcción: capítulo de peligro sísmico, diseño sismo resistente, se modela la estructura con la ayuda de software de modelamiento y análisis estructural.

Definición de materiales

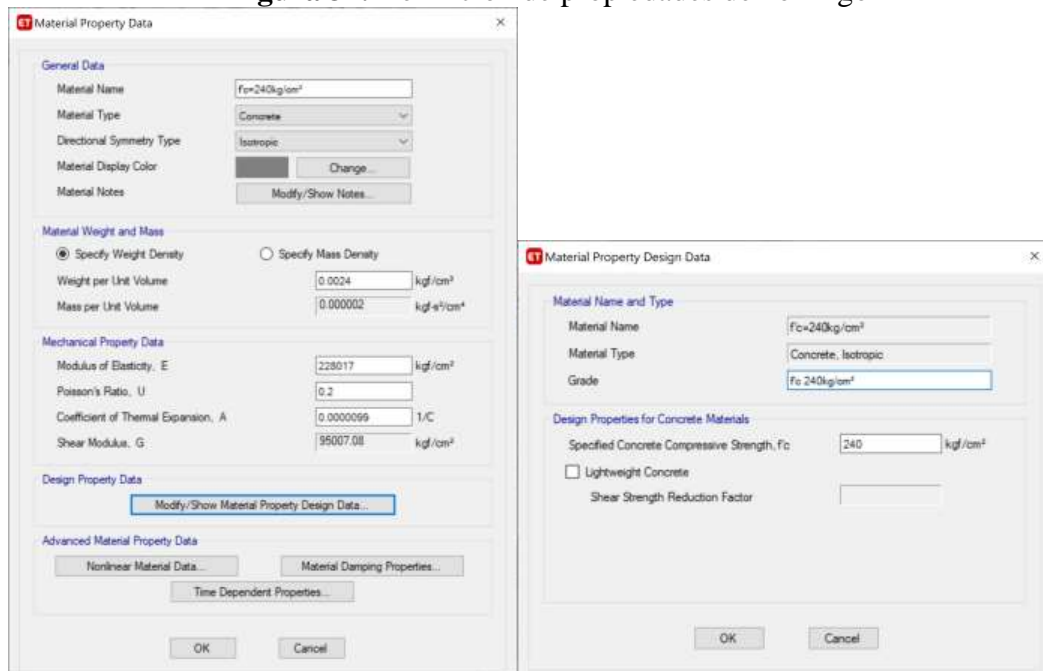
Colocar las propiedades de los materiales de acero y hormigón.

Figura 30. Definición de propiedades del acero



Fuente: Etabs

Figura 31. Definición de propiedades de hormigón



Fuente: Etabs

Definir secciones

Las secciones son definidas por las secciones del predimensionamiento. La losa será de tipo “waffle”.

Las medidas son de predimensionamiento y por lo tanto, iniciales para empezar nuestro análisis y llegar a las dimensiones finales que establezcan la estructura.

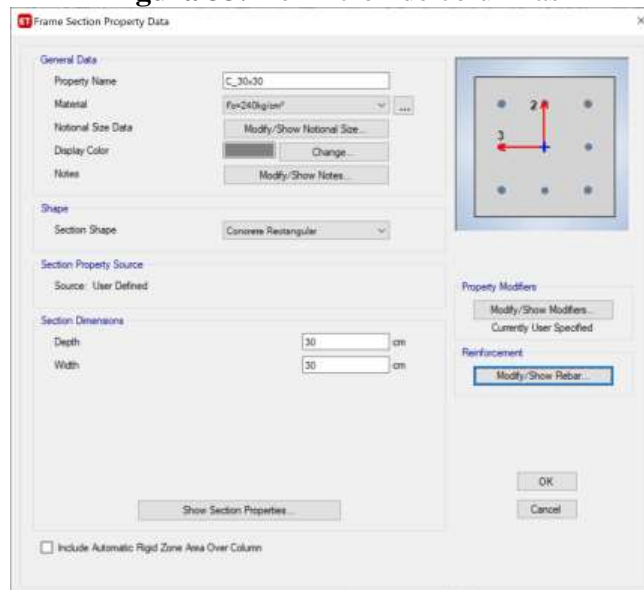
Figura 32. Definición de losa 20cm



Fuente: Etabs

Se consideran columnas de 30x30

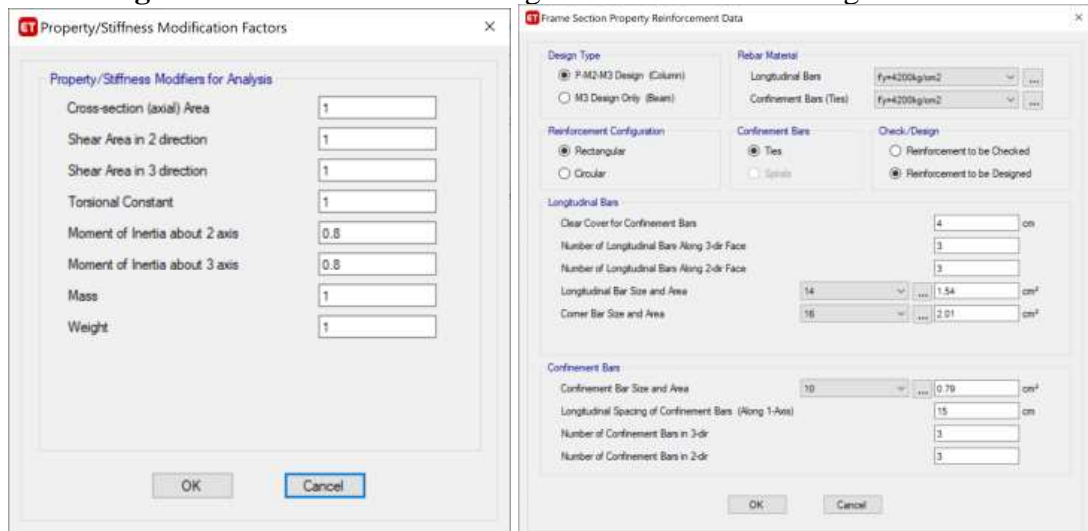
Figura 33. Definición de columnas



Fuente: Etabs

La norma ecuatoriana considera inercias agrietadas para columnas de 0.80, para ello las definimos en el programa:

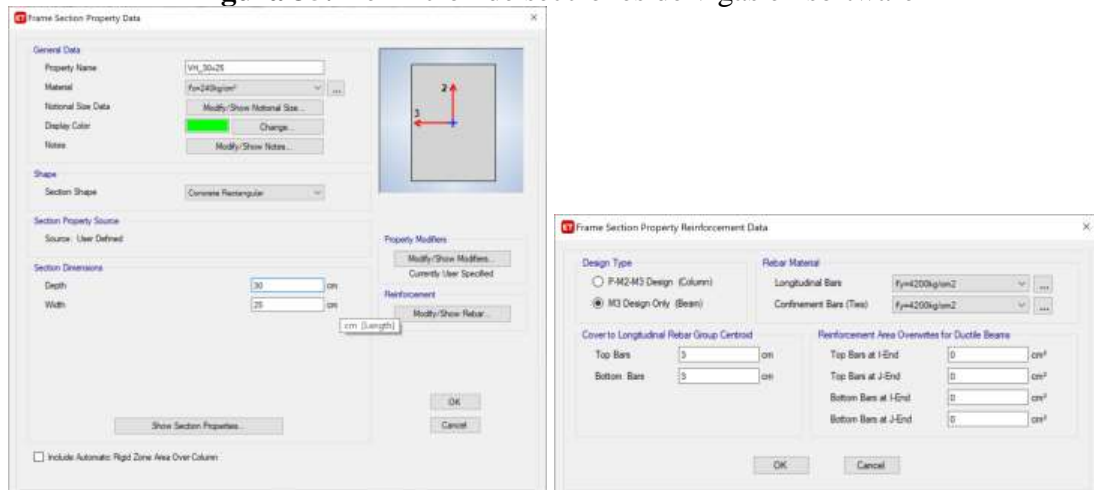
Figura 34. Adición de inercias agrietadas en columnas según NEC-15



Fuente: Etabs

- Vigas

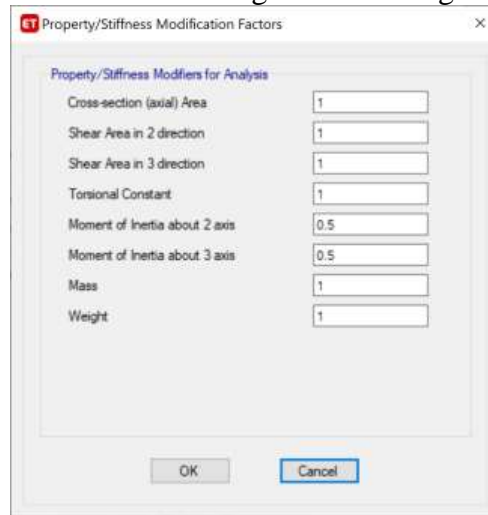
Figura 35. Definición de secciones de vigas en software



Fuente: Pablo Gallegos

La norma ecuatoriana considera inercias agrietadas para columnas de 0.50, para ello las definimos en el programa:

Figura 36. Adición de inercias agrietadas en vigas según NEC-15



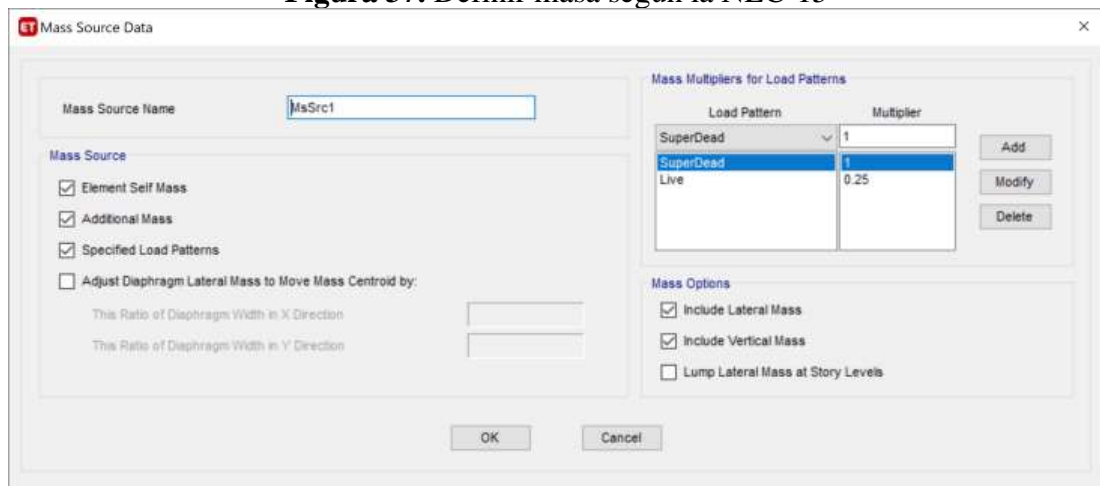
Fuente: Pablo Gallegos

Definición de masa participantes

La masa participante de acuerdo a la norma ecuatoriana brinda porcentaje del 25% de carga viva adicional a la carga muerta dada por peso propio y por sobrecarga (paredes, mobiliarios, etc).

La masa será considerada: masa propia del elemento, masa adicional y patrones de carga específicos.

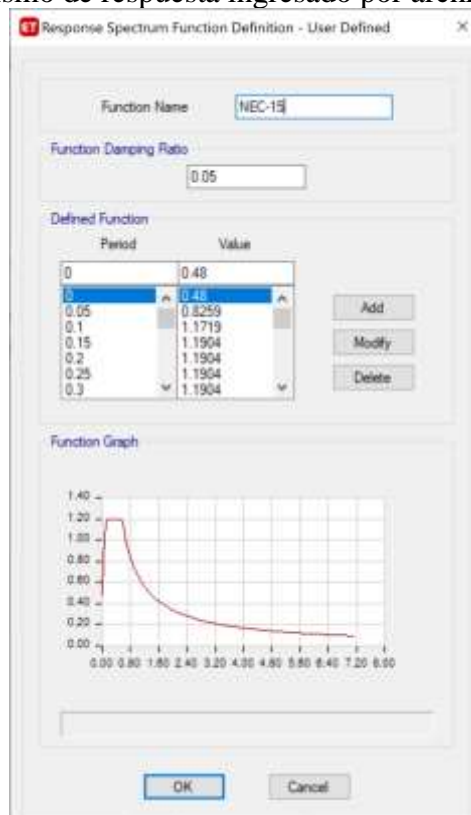
Figura 37. Definir masa según la NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

Asignar espectro de respuesta

Figura 38. Definir sismo de respuesta ingresado por archivo de usuario NEC-15

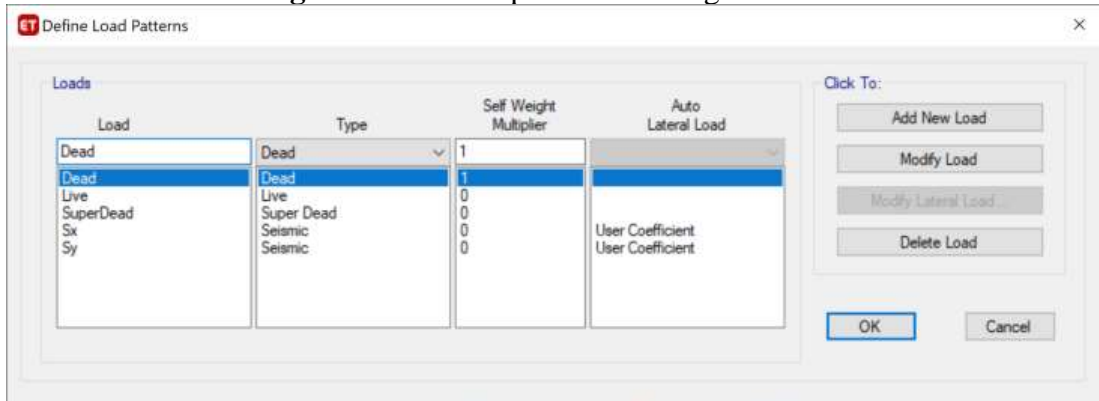


Fuente: Etabs

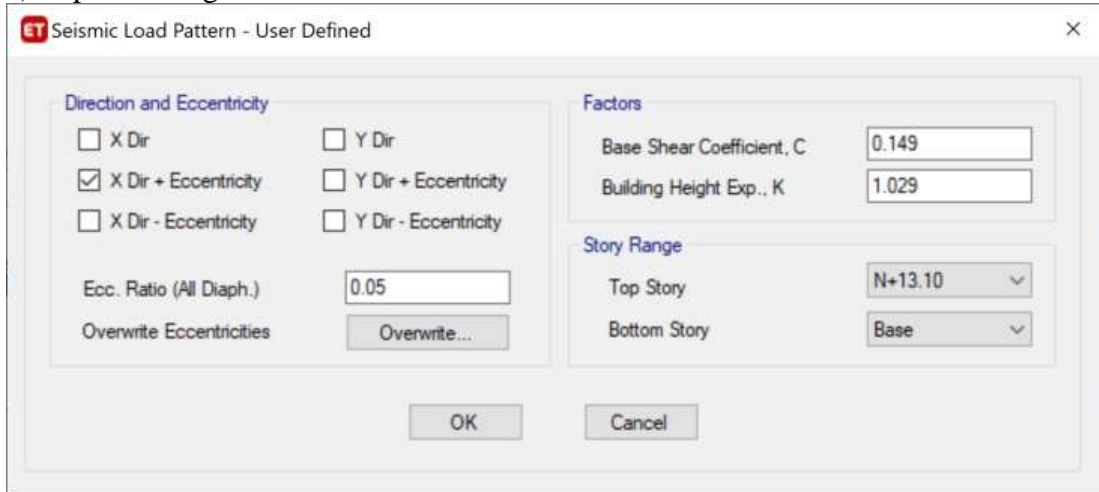
Definición de patrones de carga

Definir patrones de carga Dead: peso propio; Live: carga viva; Sx: sismo estático en dirección x; Sy: sismo estático en dirección y.

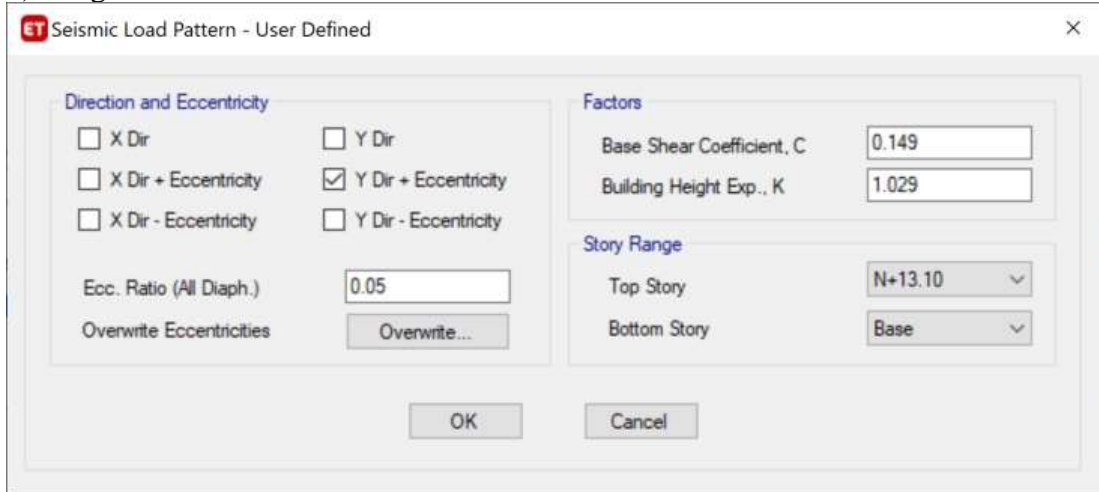
Figura 39. Definir patrones de carga NEC-15



a) Tipos de cargas



b) Carga sísmica estática en X



c) Carga sísmica estática en Y

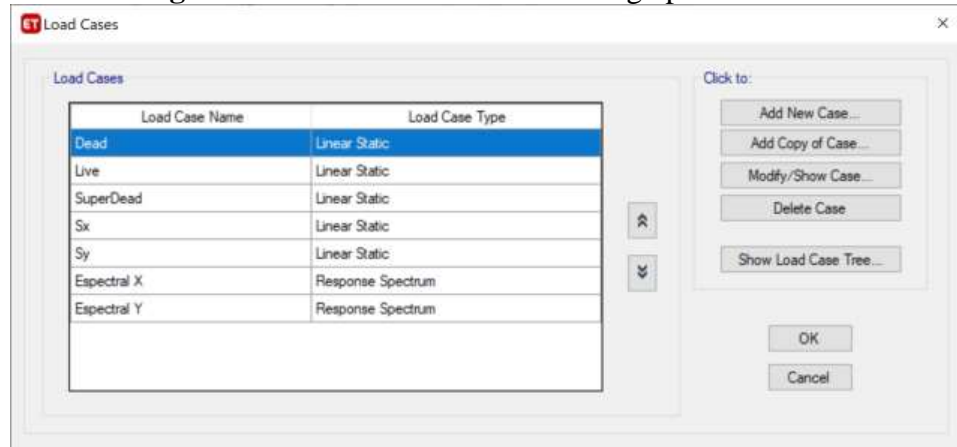
Fuente: Etabs

Asignar cargas vivas y muertas

Se asignan las cargas añadidas o sobrecargas debidas a pared de losa en cada tablero y las cargas de la viga, tal como se establece en la cuantificación de cargas de las tablas

Definir casos de carga

Figura 42. Definición de casos de carga para NEC-15

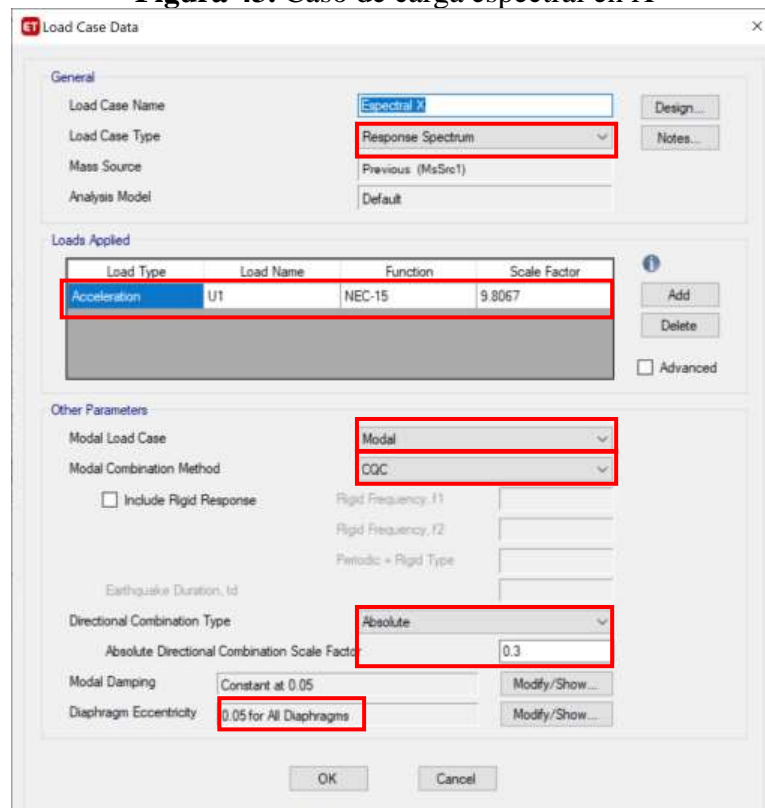


Fuente: Etabs

Definición de asignación de criterio de combinación

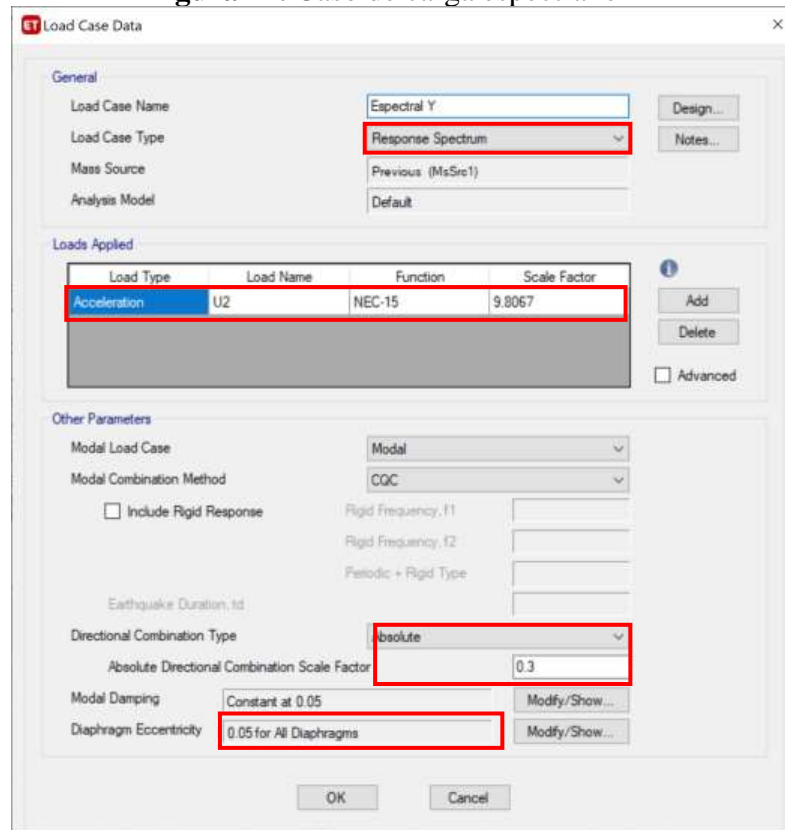
La norma ecuatoriana establece que los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Figura 43. Caso de carga espectral en X



Fuente: Etabs

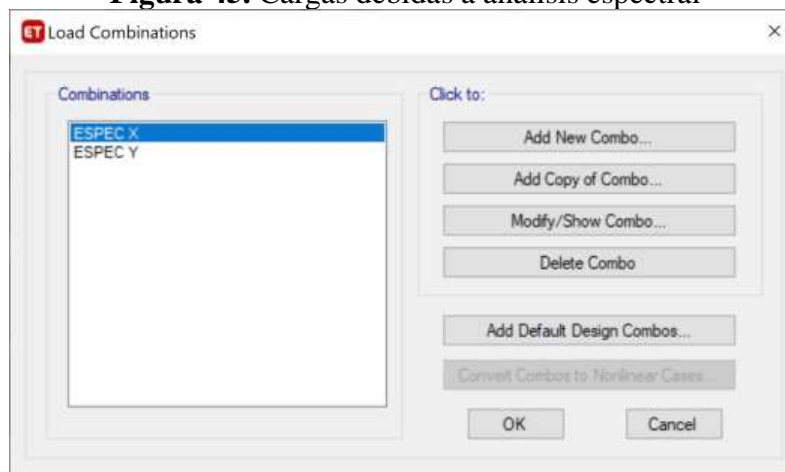
Figura 44. Caso de carga espectral en Y



Fuente: Etabs

Definir combinaciones de cargas

Figura 45. Cargas debidas a análisis espectral



Fuente: Etabs

Figura 46. Carga espectral en X. NEC-15

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' set to 'ESPEC X', 'Combination Type' set to 'Linear Add', 'Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button, and 'Auto Combination' set to 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one row: 'Espectral X' with a scale factor of '1'. There are 'Add' and 'Delete' buttons next to the table. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Name	Scale Factor
Espectral X	1

Fuente: Etabs

Figura 47. Carga espectral en Y. NEC-15

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' set to 'ESPEC Y', 'Combination Type' set to 'Linear Add', 'Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button, and 'Auto Combination' set to 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one row: 'Espectral Y' with a scale factor of '1'. There are 'Add' and 'Delete' buttons next to the table. At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Load Name	Scale Factor
Espectral Y	1

Fuente: Etabs

Obtener mediante la ejecución del programa la fuerza símica estática S_x , S_y y dinámica ESPEC X, ESPEC Y. Se procede a reajustar el cortante basal por un factor que cumpla la condición de cortante basal mínimo en estructuras regulares tal como indica la norma ecuatoriana.

El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático. [3]

$$V_{\text{DINÁMICO}} \geq 80\%V_{\text{ESTÁTICO}}$$

Figura 48. Fuerzas cortantes obtenidas mediante software

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
Sx	LnStatic		-71791.26	0	0	0	-56521094.79	-41836013.11
Sy	LnStatic		0	-71791.26	0	56521094.79	0	-40041449.74
ESPEC X	Combination	Max	42575.65	423.31	57.66	312598.79	32309065.08	24767055.23
ESPEC X	Combination	Min	-42575.65	-423.31	-57.66	-312598.79	-32309065.08	-24767055.23
ESPEC Y	Combination	Max	428.66	39868.72	626.6	30156319.34	485479.26	24871473.48
ESPEC Y	Combination	Min	-428.66	-39868.72	-626.6	-30156319.34	-485479.26	-24871473.48

Fuente: Etabs

Tabla 69. Fuerzas cortantes. NEC-15

Caso	Cortante V kgf	0.8 Vest	Vdinam >= 0.8 Vest
V. Estático X	71791.26	57433.01	
V. Estático Y	71791.26	57433.01	
V. Dinámico X	42575.65	42575.65	No cumple
V. Dinámico Y	39868.72	39868.72	No cumple

Fuente: Pablo Gallegos

Reajuste de cortante

Tabla 70. Fuerzas cortantes corregidas. NEC-15

Reajuste	$0.80 \cdot (V_{\text{est}}/V_{\text{din}})$
F _{sx}	1.349
F _{sy}	1.441
F_s · V_{dinam} >= 0.8 Vest	

V. Estático X	57433.01
V. Estático Y	57433.01
V. Dinámico X	57433.01
V. Dinámico Y	57433.01
Cumple	

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 49. Combinación de carga corregido, espectral X. NEC-15

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. Under 'General Data', the 'Load Combination Name' is 'ESPEC X', 'Combination Type' is 'Linear Add', and 'Auto Combination' is 'No'. Under 'Define Combination of Load Case/Combo Results', there is a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
Espectral X	1.349

Fuente: Etabs

Figura 50. Combinación de carga corregido, espectral Y. NEC-15

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. Under 'General Data', the 'Load Combination Name' is 'ESPEC Y', 'Combination Type' is 'Linear Add', and 'Auto Combination' is 'No'. Under 'Define Combination of Load Case/Combo Results', there is a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
Espectral Y	1.441

Fuente: Etabs

Figura 51. Cortante basal corregido obtenido por software. NEC-15

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
Sx	LinStatic		-71791.26	0	0	0	-56521094.79	41838013.11
Sy	LinStatic		0	-71791.26	0	56521094.79	0	-40041449.74
ESPEC X	Combination	Max	57434.55	571.05	77.79	421695.76	43584926.8	33410757.51
ESPEC X	Combination	Min	-57434.55	-571.05	-77.79	-421695.76	-43584926.8	-33410757.51
ESPEC Y	Combination	Max	617.7	57450.83	903.21	43455256.17	699575.61	35839793.29
ESPEC Y	Combination	Min	-617.7	-57450.83	-903.21	-43455256.17	-699575.61	-35839793.29

Fuente: Etabs

Modos de vibración.

La norma ecuatoriana estipula que al realizar el análisis espectral debe considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales.

Figura 52. Modos de vibración obtenidos por software. NEC-15

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.059	0.0002	0.0145	0.0001	0.0002	0.0145
Modal	2	0.019	0.0434	0.0003	0	0.0436	0.0147
Modal	3	0.756	2.244E-05	0.025	1.131E-06	0.0436	0.0207
Modal	4	0.273	7.324E-07	3.1033	0.0001	0.0436	0.043
Modal	5	0.252	0.1054	0.0259	7.029E-07	0.049	0.043
Modal	6	0.242	0.0001	0.0026	0	0.0492	0.0456
Modal	7	0.155	0.0001	0.0379	1.844E-05	0.0493	0.0634
Modal	8	0.151	0.0369	0.0002	3.844E-06	0.0658	0.0636
Modal	9	0.138	0.0002	0.0005	3.423E-05	0.0661	0.0641
Modal	10	0.114	0.0002	0.0002	0.0116	0.0662	0.0643
Modal	11	0.111	0.0021	0.0029	0.0158	0.0663	0.0672
Modal	12	0.111	0.0042	0.006	0.002	0.0665	0.0672
Modal	13	0.111	0.0038	0.002	0.0229	0.0664	0.0652
Modal	14	0.105	0.47E-08	0.002	8.348E-06	0.0664	0.0672
Modal	15	0.103	4.983E-05	3.863E-05	0.0009	0.0664	0.0672
Modal	16	0.1	0.0033	0.0001	0.0009	0.0667	0.0673
Modal	17	0.094	0.0001	0.0014	0.0001	0.0668	0.0686
Modal	18	0.096	3.261E-08	0.0001	0.0501	0.0668	0.0667
Modal	19	0.093	0.025E-06	0.0004	0.0008	0.0668	0.0691
Modal	20	0.078	1.758E-08	0.0004	7.325E-06	0.0668	0.0695
Modal	21	0.073	2.14E-05	1.589E-05	0.0064	0.0668	0.0695
Modal	22	0.069	1.123E-08	0.0001	0.0029	0.0668	0.0697
Modal	23	0.057	1.488E-05	1.042E-05	0.0001	0.0669	0.0697
Modal	24	0.056	0	0.0001	0.001	0.0669	0.0698
Modal	25	0.045	1.341E-08	0.0001	0.0137	0.0669	0.0698
Modal	26	0.042	1.277E-05	2.17E-05	0.0003	0.0669	0.0699
Modal	27	0.03	4.348E-06	0.0001	0.0034	0.0669	0.0699
Modal	28	0.029	0.0001	3.634E-06	0.0033	0.0669	0.0699
Modal	29	0.016	1.403E-05	4.241E-05	0.0027	0.0669	1
Modal	30	0.015	4.632E-05	1.256E-05	3.726E-06	1	1

Fuente: Etabs

Como mínimo se deben tomar los primeros 5 modos de vibración, donde la participación modal es al menos el 90% de la suma de las masas efectivas.

2.2.3.6.6 PROCEDIMIENTO ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL USANDO LA NORMATIVA NSR-10

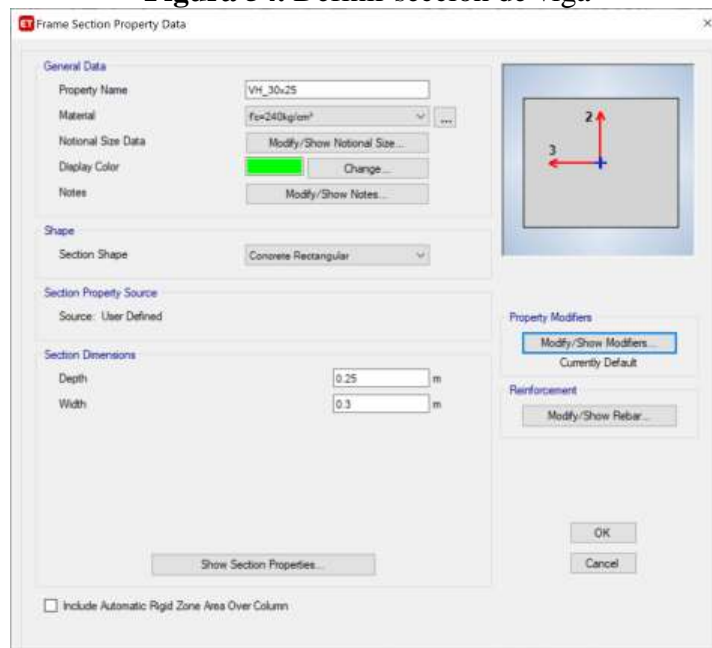
Definir secciones

Figura 53. Definir sección de columna



Fuente: Etabs

Figura 54. Definir sección de viga



Fuente: Etabs

Figura 55. Definir sección de losa

Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa20

Slab Material: Fe=240kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Pink] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Waffle

Overall Depth: 0.15 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 0.5 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 0.5 m

OK Cancel

Fuente: Etabs

Definición de masa participantes

La masa participante de acuerdo con el reglamento colombiano debe ser igual a la masa total de la estructura más la masa de aquellos muros divisorios, equipos permanentes, etc.

La masa será considerada: masa propia del elemento, masa adicional y patrones de carga específicos.

Figura 56. Definir masa según la NSR-10

Mass Source Data

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: []

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: []

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
SuperDead	1
SuperDead	1

Add Modify Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

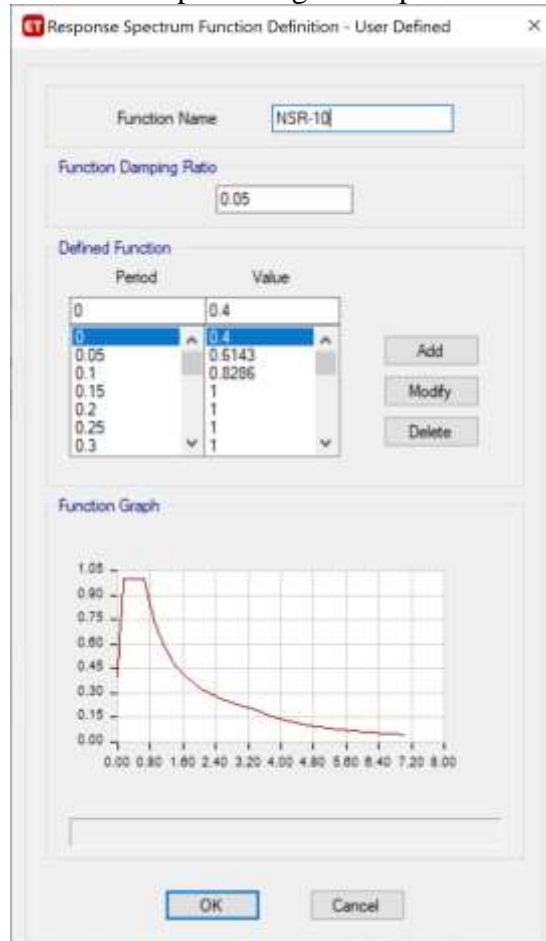
Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Fuente: Etabs

Definir espectros de respuesta

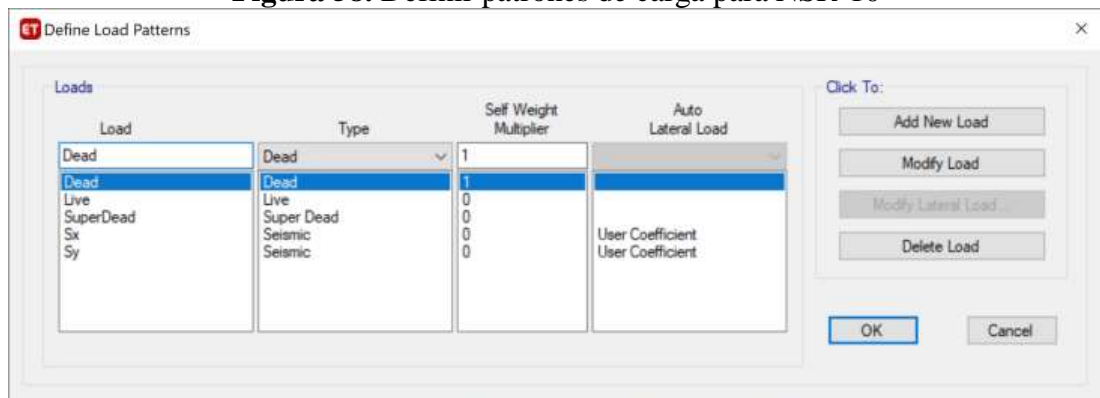
Figura 57. Definir sismo de respuesta ingresado por archivo de usuario NSR-10



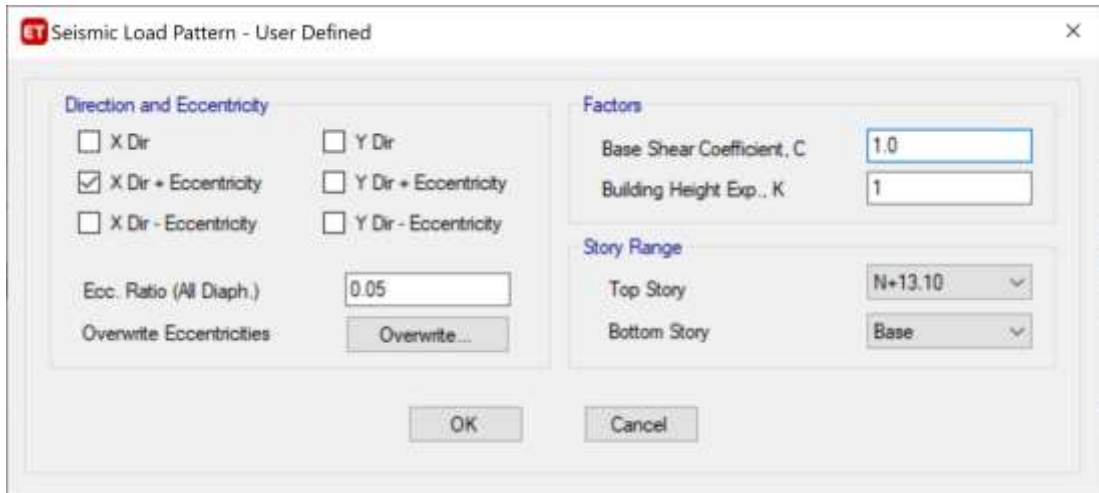
Fuente: Etabs

Definición del espectro de respuesta

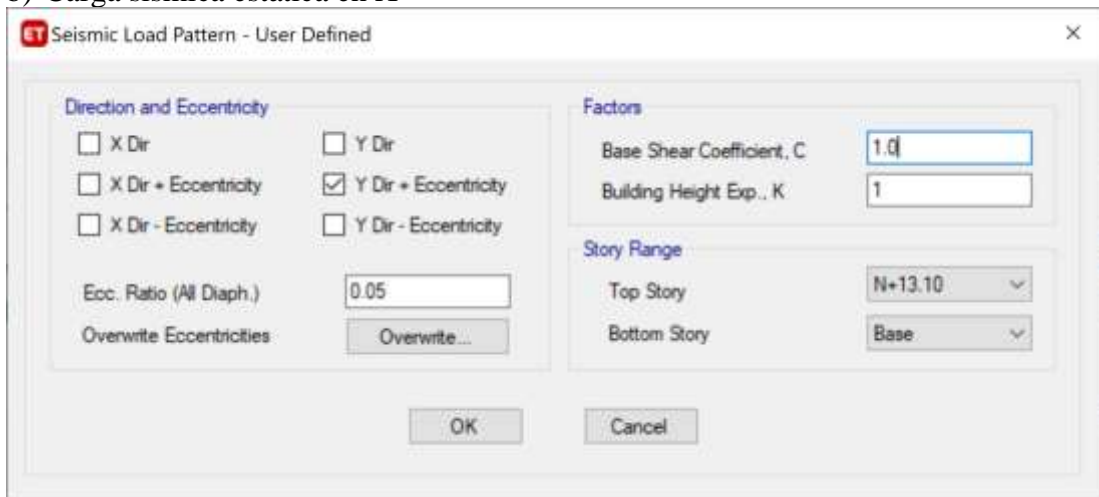
Figura 58. Definir patrones de carga para NSR-10



a) Tipos de cargas



b) Carga sísmica estática en X



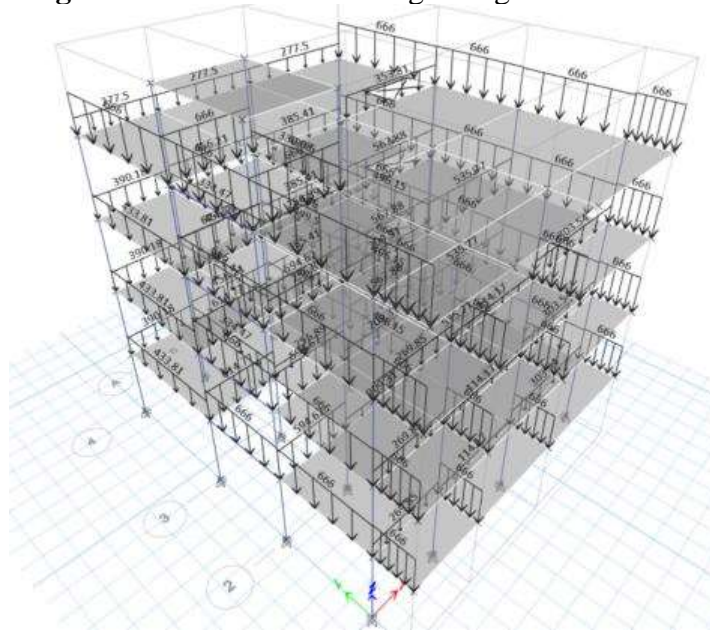
c) Carga sísmica estática en Y

Fuente: Etabs

Asignar cargas vivas y muertas

Se asignan las cargas añadidas o sobrecargas debidas a pared de losa en cada tablero y las cargas de la viga, tal como se establece en la cuantificación de cargas de las tablas 45-47. También las cargas vivas descritas en la tabla 50, según corresponda a cada norma de estudio.

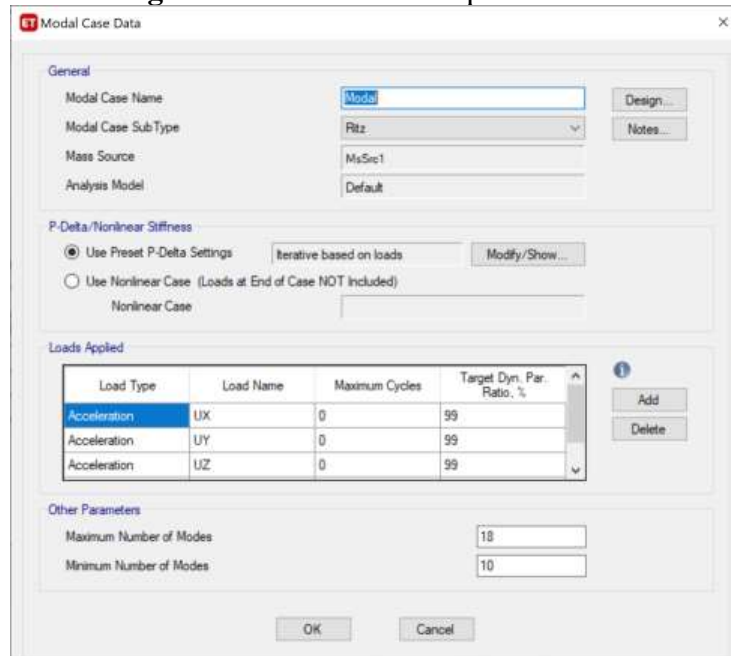
Figura 59. Estructura con cargas asignadas. NSR-10



Fuente: Etabs

Definir casos modales

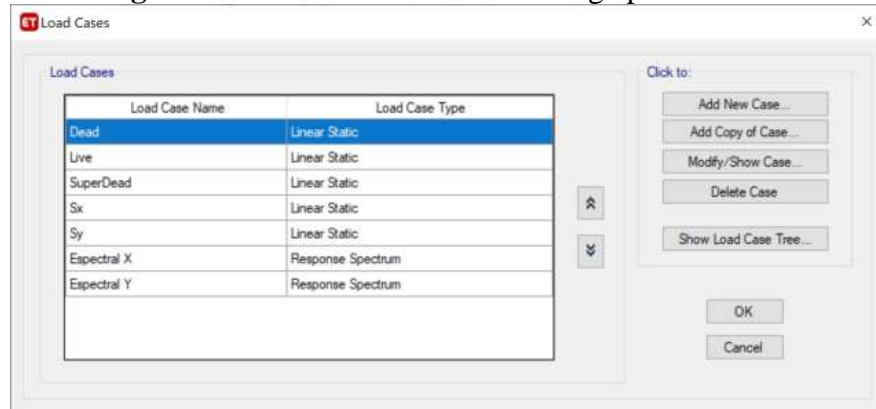
Figura 60. Casos modales para NSR-10



Fuente: Etabs

Definir casos de carga

Figura 61. Definición de casos de carga para NSR-10

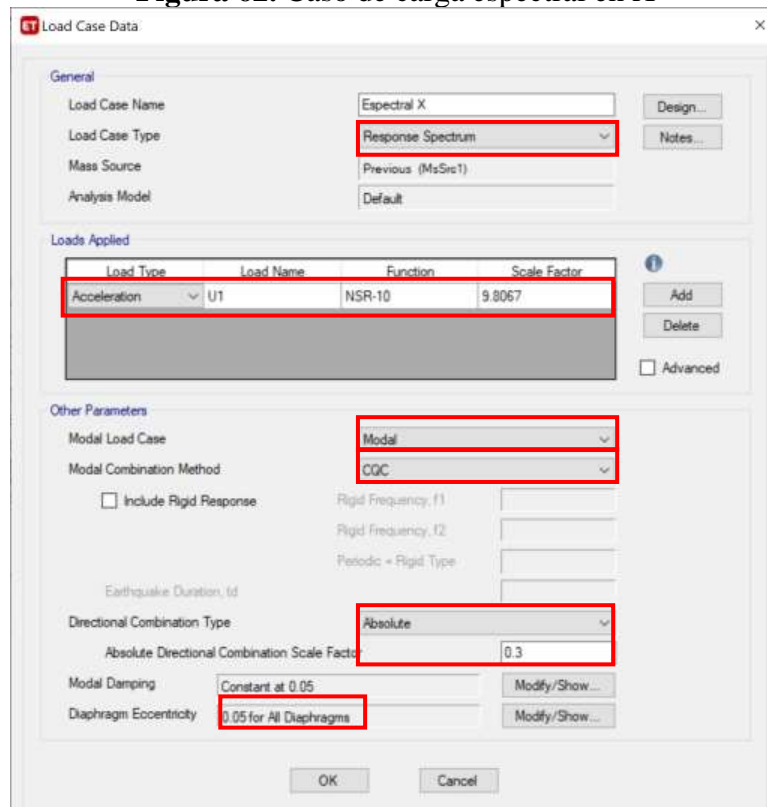


Fuente: Etabs

Definición de asignación de criterio de combinación

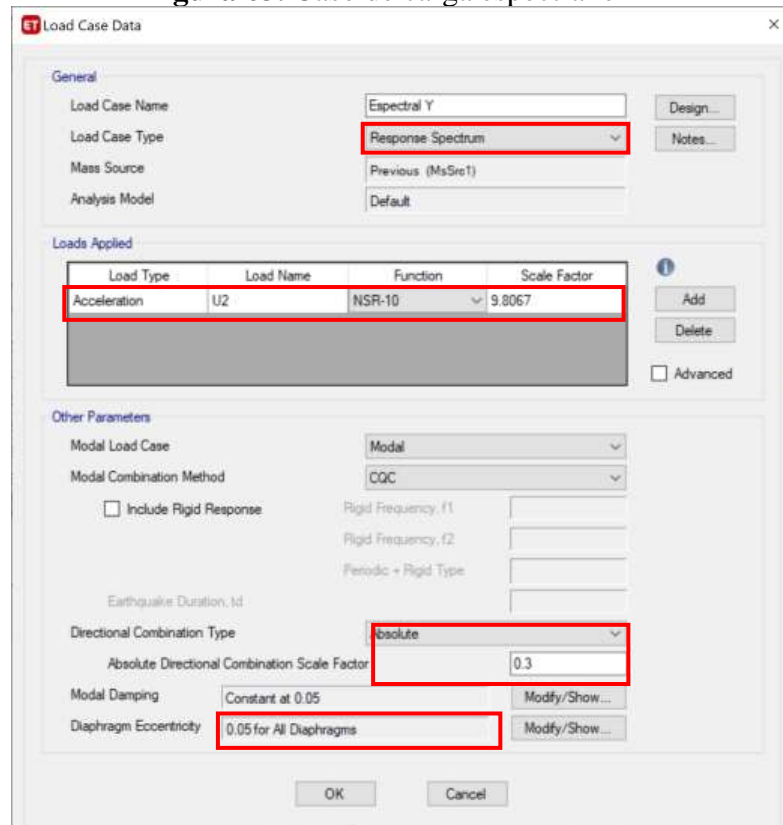
La combinación de los modos en el reglamento colombiano, indica que cuando se usen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total (CQC)

Figura 62. Caso de carga espectral en X



Fuente: Etabs

Figura 63. Caso de carga espectral en Y

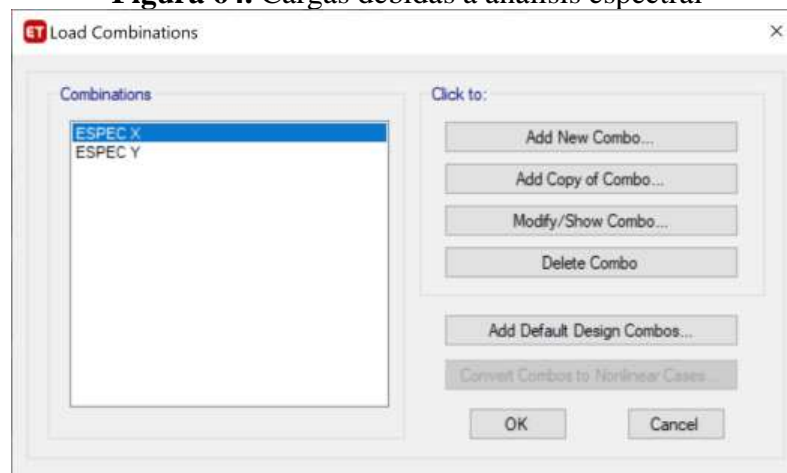


Fuente: Etabs

Definir combinaciones de cargas

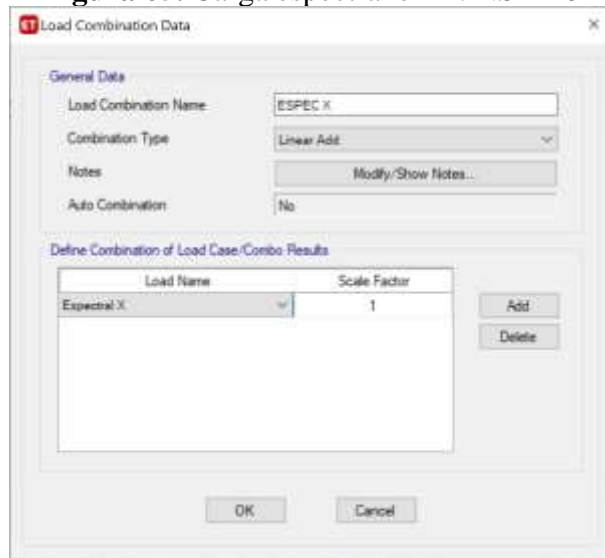
La combinación de cargas se usará para reducir las fuerzas sísmicas de la respuesta elástica para diseño.

Figura 64. Cargas debidas a análisis espectral



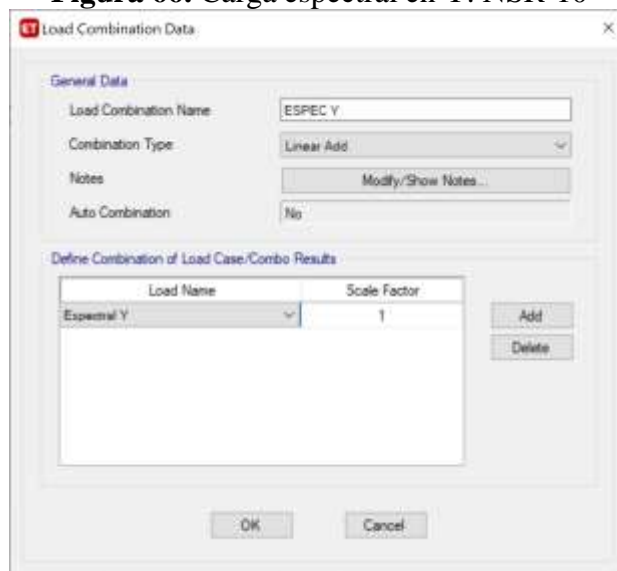
Fuente: Etabs

Figura 65. Carga espectral en X. NSR-10



Fuente: Etabs

Figura 66. Carga espectral en Y. NSR-10



Fuente: Etabs

Obtener mediante la ejecución del programa la fuerza sísmica estática S_x , S_y y dinámica ESPEC X, ESPEC Y. Se procede a reajustar el cortante basal por un factor que cumpla la condición de cortante basal mínimo en estructuras regulares tal como indica el reglamento colombiano.

El valor del cortante dinámico total en la base, obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, no puede ser mayor al 80 por ciento para estructuras regulares.

$$V_{DINÁMICO} \geq 80\%V_{ESTÁTICO}$$

Figura 67. Fuerzas cortantes obtenidas mediante software

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sx	LinStatic		-513038.18	0	0	0	-4013020.66	3008388.33
Sy	LinStatic		0	-513038.18	0	4013020.66	0	-2866858.3
ESPEC X	Combination	Max	415579.27	3922.17	755.73	31303.63	3189338.4	2420737.85
ESPEC X	Combination	Min	-415579.27	-3922.17	-755.73	-31303.63	-3189338.4	-2420737.85
ESPEC Y	Combination	Max	3922.16	389871.21	3912.91	2965078.94	39926.16	2478438.09
ESPEC Y	Combination	Min	-3922.16	-389871.21	-3912.91	-2965078.94	-39926.16	-2478438.09

Fuente: Etabs

Tabla 71. Fuerzas cortantes. NSR-10

Caso	Cortante V	0.8 Vest	Vdinam >= 0.8 Vest
V. Estático X	513038.18	410430.54	
V. Estático Y	513038.18	410430.54	
V. Dinámico X	415579.27	415579.27	Cumple
V. Dinámico Y	389871.21	389871.21	No cumple

Fuente: Pablo Gallegos

Reajuste de cortante

Tabla 72. Fuerzas cortantes corregidas. NSR-10

Reajuste	$0.80 \cdot (Vest/Vdin)$
Fsx	0.988
Fsy	1.053
Fs * Vdinam >= 0.8 Vest	
0.80 * V. Estático X	410430.54
0.80 * V. Estático Y	410430.54
V. Dinámico X	410430.54
V. Dinámico Y	410430.54
Cumple	

Fuente: Pablo Gallegos

Figura 68. Combinación de carga corregido, espectral X. NSR-10

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' set to 'ESPEC X', 'Combination Type' set to 'Linear Add', 'Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button, and 'Auto Combination' set to 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one entry: 'Espectral X' with a 'Scale Factor' of 0.988. There are 'Add' and 'Delete' buttons to the right of the table, and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Load Name	Scale Factor
Espectral X	0.988

Fuente: Etabs

Figura 69. Combinación de carga corregido, espectral Y. NSR-10

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes: 'Load Combination Name' set to 'ESPEC Y', 'Combination Type' set to 'Linear Add', 'Notes' with a 'Modify/Show Notes...' button, and 'Auto Combination' set to 'No'. The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with one entry: 'Espectral Y' with a 'Scale Factor' of 1.053. There are 'Add' and 'Delete' buttons to the right of the table, and 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Load Name	Scale Factor
Espectral Y	1.053

Fuente: Etabs

Figura 70. Cortante basal corregido obtenido por software. NSR-10

Output Case	Case Type	Step Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sx	LnStatic		-513038.18	0	0	0	-4013020.66	3068388.33
Sy	LnStatic		0	-513038.18	0	4013020.66	0	-2866858.3
ESPEC X	Combination	Max	410592.32	3875.11	746.66	30927.99	3131306.34	2391689
ESPEC X	Combination	Min	-410592.32	-3875.11	-746.66	-30927.99	-3131306.34	-2391689
ESPEC Y	Combination	Max	4130.04	410534.38	4120.3	3122228.12	42042.25	2609795.31
ESPEC Y	Combination	Min	-4130.04	-410534.38	-4120.3	-3122228.12	-42042.25	-2609795.31

Fuente: Etabs

Modos de vibración.

El reglamento colombiano estipula que al realizar el análisis espectral debe considerar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales.

Figura 71. Modos de vibración obtenidos por software. NSR-10

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.74	0.0001	0.0108	-0.0001	0.0001	0.0108
Modal	2	0.712	0.0475	0.0003	0	0.0475	0.0109
Modal	3	0.654	0.0015	0.0255	1.953E-05	0.0491	0.0485
Modal	4	0.239	0.0001	0.0007	0.0001	0.0492	0.0492
Modal	5	0.231	0.1934	0.0002	3.133E-06	0.9525	0.9494
Modal	6	0.212	0.0003	0.0035	7.277E-07	0.9529	0.9499
Modal	7	0.138	0.0003	0.0348	1.506E-05	0.9531	0.9547
Modal	8	0.135	0.0341	0.0004	1.262E-05	0.9572	0.9551
Modal	9	0.124	0.0002	0.0007	4.836E-05	0.9674	0.9657
Modal	10	0.109	1.967E-05	1.43E-05	0.0015	0.9674	0.9657
Modal	11	0.106	0.0001	0.0003	0.0017	0.9675	0.966
Modal	12	0.102	0.0031	0.0038	0.0006	0.9996	0.99
Modal	13	0.102	0.0006	0.0026	0.0018	0.9996	0.9928
Modal	14	0.1	0.0001	0.0037	0.0009	0.9997	0.9963
Modal	15	0.096	2.323E-05	0.0012	0.0016	0.9997	0.9975
Modal	16	0.092	0.0031	2.605E-05	0.001	0.9996	0.9978
Modal	17	0.087	4.843E-05	0.0013	-0.0005	0.9996	0.9982
Modal	18	0.081	4.683E-06	2.662E-06	0.132	0.9996	0.9989
Modal	19	0.077	5.941E-07	0.0001	0.0045	0.9996	0.999
Modal	20	0.072	2.676E-06	0.0005	0.004	0.9996	0.9995
Modal	21	0.067	1.71E-05	0.0001	0.0001	0.9996	0.9995
Modal	22	0.063	0.011E-06	0.0001	4.373E-05	0.9996	0.9996
Modal	23	0.055	7.748E-06	0.0001	0.0009	0.9996	0.9997
Modal	24	0.052	1.12E-05	0.0001	0.0046	0.9996	0.9998
Modal	25	0.042	4.76E-06	0.0001	-0.0001	0.9996	0.9998
Modal	26	0.039	7.445E-06	2.584E-05	0.0006	0.9996	0.9999
Modal	27	0.029	1.658E-05	0.0001	0.0004	0.9996	0.9999
Modal	28	0.027	3.48E-05	1.515E-05	0.0003	0.9996	0.9999
Modal	29	0.014	2.805E-06	4.623E-05	0.0017	0.9996	1
Modal	30	0.013	4.7E-05	2.283E-06	4.735E-06	1	1

Fuente: Etabs

Como mínimo se deben tomar los primeros 5 modos de vibración, donde la participación modal es al menos el 90% de la suma de las masas efectivas.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

Los resultados del trabajo han sido presentados para el análisis dinámico modal espectral. Se muestran cuadros de comparación y gráficas de la respuesta dinámica a la que se sometió la estructura. El análisis y resultados para modelar la edificación se lo realizó en el programa Etabs.

Se obtuvieron resultados de: desplazamientos, derivas, fuerzas cortantes, entre otros. Los análisis se realizaron aplicando las normas de estudio: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), el capítulo de diseño sismo resistente y el Reglamento Colombiano de la Construcción (NSR-10), título A: Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.

3.1.1 Dimensiones finales

Las dimensiones de los elementos estructurales con las que se estabilizó la estructura se presentan en la tabla 73.

La norma ecuatoriana y el reglamento colombiano únicamente han diferido en las dimensiones del elemento estructural: columna. Diferencia de 5cm en la columna cuadrada, siendo la que aporta mayor rigidez a la estructura la normativa ecuatoriana.

Tabla 73. Dimensiones finales: columnas y vigas

Elemento	NEC-15		NSR-10	
	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
Columnas	40	40	35	35
Vigas	25	35	25	35

Fuente: Pablo Gallegos

3.1.2 Resultados de período de vibración de la estructura

Los períodos de vibración de la estructura han sido obtenidos mediante el análisis dinámico en el software Etabs, estos son de 0.694s al usar la norma ecuatoriana (figura

72) y de 0.587s al usar el reglamento colombiano (figura 73). Cumple con el requerimiento de encontrarse entre el $\pm 10\%$ del período de vibración calculado para las correspondientes normas de estudio (tabla 63).

Figura 72. Período de vibración de la estructura. NEC-SE-DS

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.694	0.0004	0.8279	0.0001	0.0004	0.8279
Modal	2	0.662	0.811	0.0004	0	0.8114	0.8284
Modal	3	0.19	0.1461	3.194E-05	1.846E-06	0.9575	0.8284

Fuente: Etabs

Figura 73. Período de vibración de la estructura. NSR-10

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0.587	0.0004	0.8214	0.0001	0.0004	0.8214
Modal	2	0.565	0.8402	0.0007	0	0.8406	0.8221
Modal	3	0.488	0.0025	0.0192	9.954E-07	0.8431	0.8412
Modal	4	0.178	0.0178	0.1131	0.0002	0.8609	0.9543
Modal	5	0.169	0.1173	0.019	1.057E-05	0.9782	0.9734

Fuente: Etabs

- Verificación del período de vibración de la estructura

NEC-SE-DS

$$T_{calculado} = 0.724$$

$$T_{estructura} = 0.694$$

$$\therefore 0.90 * T_{calculado} \leq T_{estructura} \leq 1.10 * T_{calculado}$$

$$\therefore 0.652 \leq 0.694 \leq 0.796 \quad \text{Cumple}$$

NSR-10. Título A

$$T_{calculado} = 0.571$$

$$T_{estructura} = 0.587$$

$$\therefore 0.90 * T_{calculado} \leq T_{estructura} \leq 1.10 * T_{calculado}$$

$$\therefore 0.514 \leq 0.587 \leq 0.628 \text{ Cumple}$$

3.1.3 Resultados desplazamientos

Mediante el uso del espectro sísmico de diseño (inelástico) de la NEC-SE-DS, ayudado del software Etabs como se muestra en la figura 74 y 76, se ha encontrado los desplazamientos en centímetros generados por el sismo en ambas direcciones.

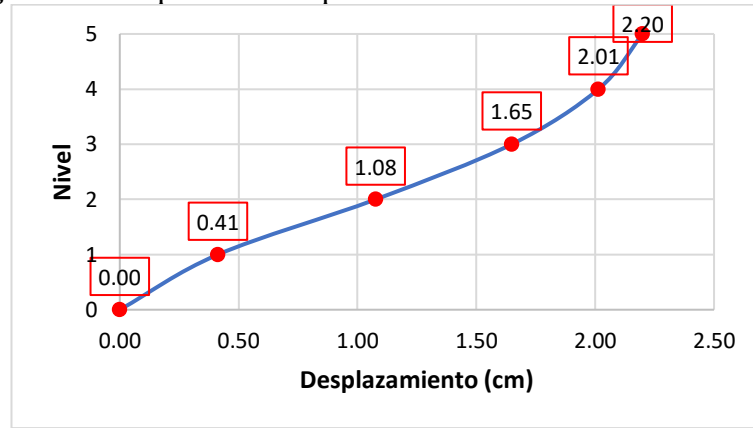
En la figura 75 se muestran los desplazamientos por nivel de la estructura al usar la norma ecuatoriana para la dirección de sismo en X. Se ha obtenido el mayor desplazamiento de 2.20 en el nivel 5 (N+13.10m).

Figura 74. Desplazamientos en "X". NEC-15

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux cm	Uy cm
N+13.10	17	9	ESPEC X	Combination	Max	2.1998	0.1866
N+10.60	18	15	ESPEC X	Combination	Max	2.0137	0.0362
N+7.95	19	33	ESPEC X	Combination	Max	1.6489	0.0352
N+5.30	20	39	ESPEC X	Combination	Max	1.0765	0.0239
N+2.65	33	101	ESPEC X	Combination	Max	0.4129	0.0096
Base	1	6	ESPEC X	Combination	Max	0	0

Fuente: Etabs

Figura 75. Desplazamiento por nivel en la dirección "X". NEC-15.



Fuente: Pablo Gallegos

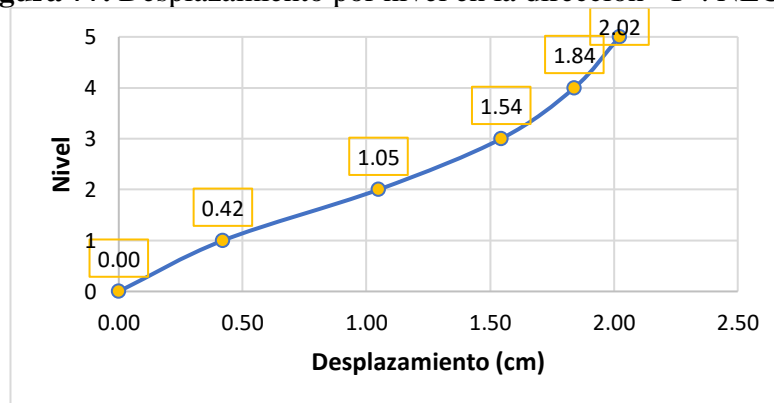
En la figura 77 se muestran los desplazamientos por nivel de la estructura al usar la norma ecuatoriana para la dirección de sismo en Y. Se ha obtenido el mayor desplazamiento de 2.02 en el nivel 5 (N+13.10m).

Figura 76. Desplazamientos en "Y". NEC-15

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Ux cm	Uy cm
N+13.10	17	9	ESPEC Y	Combination	Max	0.0261	2.0224
N+10.60	18	15	ESPEC Y	Combination	Max	0.0252	1.84
N+7.95	19	33	ESPEC Y	Combination	Max	0.0221	1.5448
N+5.30	20	39	ESPEC Y	Combination	Max	0.0139	1.049
N+2.65	33	101	ESPEC Y	Combination	Max	0.005	0.4205
Base	1	6	ESPEC Y	Combination	Max	0	0

Fuente: Etabs

Figura 77. Desplazamiento por nivel en la dirección "Y". NEC-15.



Fuente: Pablo Gallegos

Mediante el uso del espectro elástico de la NSR-10, ayudado del software Etabs como se indica en la figura 78 y 80, se determinó los desplazamientos generados en por el sismo centímetros en ambas direcciones.

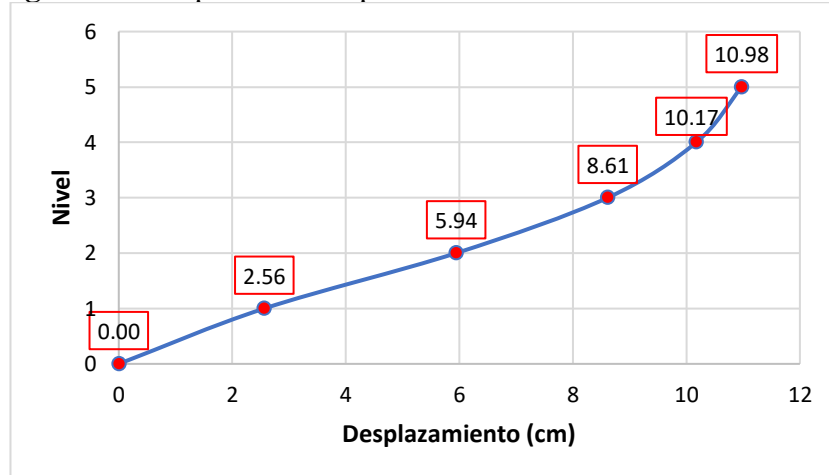
En la figura 79 se muestran los desplazamientos por nivel de la estructura al usar el reglamento colombiano en la dirección X de sismo, donde se ha conseguido el mayor desplazamiento de 10.98 en el nivel 5 (N+13.10).

Figura 78. Desplazamientos en "X". NSR-10

Story	Output Case	Ux cm
N+13.10	ESPEC X	10.9756
N+10.60	ESPEC X	10.1741
N+7.95	ESPEC X	8.6135
N+5.30	ESPEC X	5.9436
N+2.65	ESPEC X	2.5636
Base	ESPEC X	0

Fuente: Etabs

Figura 79. Desplazamiento por nivel en la dirección "X". NSR-10.



Fuente: Pablo Gallegos

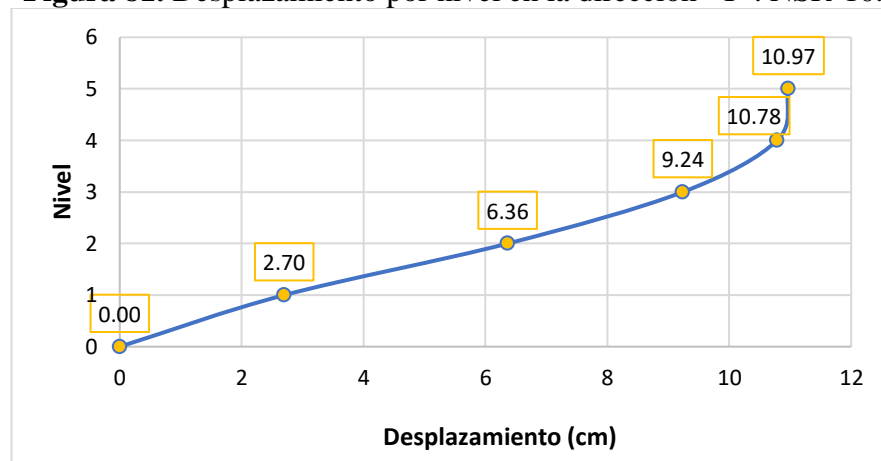
En la figura 79 se muestran los desplazamientos por nivel de la estructura al usar el reglamento colombiano en la dirección X de sismo, donde se ha conseguido el mayor desplazamiento de 10.97 en el nivel 5 (N+13.10). El desplazamiento se aproxima al encontrado en la dirección X.

Figura 80. Desplazamientos en "Y". NSR-10

Story	Output Case	Uy cm
N+13.10	ESPEC Y	10.9719
N+10.60	ESPEC Y	10.782
N+7.95	ESPEC Y	9.2378
N+5.30	ESPEC Y	6.3636
N+2.65	ESPEC Y	2.6979
Base	ESPEC Y	0

Fuente: Etabs

Figura 81. Desplazamiento por nivel en la dirección "Y". NSR-10.



Fuente: Pablo Gallegos

En la tabla 74 se presentan los desplazamientos obtenidos por ambas normas y en las figuras 82 y 83 la relación mediante diagrama de barras en casa piso en la dirección X e Y del sismo.

Los desplazamientos obtenidos en la tabla 74, muestran una diferencia de desplazamiento por nivel considerable. Los desplazamientos de la norma ecuatoriana han sido menores que el reglamento colombiano. La razón es que estos resultados son correspondientes al cortante basal de diseño. La ecuación de cortante basal de la norma ecuatoriana NEC-SE-DS es de $V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} * W$, ecuación que está afectada principalmente por el factor de reducción R, el cual ha sido de 8; mientras que en el reglamento colombiano es de $V = S_a * M * g$.

Estos resultados permitieron entender la influencia del cortante basal en los desplazamientos por nivel en cada dirección X e Y del sismo. Se encontró diferencias estadísticamente significativas entre los desplazamientos de las normas de estudio,

donde el máximo desplazamiento en el nivel 5 para la norma ecuatoriana es el 20% del máximo desplazamiento del reglamento colombiano en el mismo nivel y dirección de sismo en X.

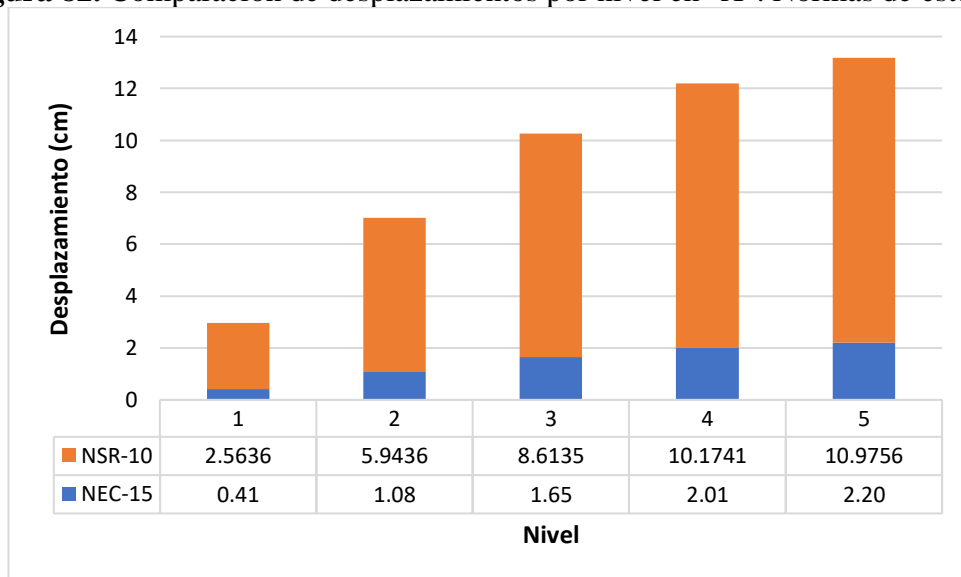
El valor de los desplazamientos recae en el cortante. El cortante basal permite obtener cálculo de desplazamientos, fuerzas por piso y derivas de la estructura a analizar. Por lo tanto, el coeficiente de reducción aplicado en la normativa ecuatoriana reduce a su vez los resultados obtenidos.

Tabla 74. Comparación de desplazamientos en X e Y. Normas de estudio.

Nivel	Altura de piso (cm)	Desplazamiento X (cm)		Desplazamiento Y (cm)	
		NEC-15	NSR-10	NEC-15	NSR-10
1	265	0.41	2.56	0.42	2.70
2	265	1.08	5.94	1.05	6.36
3	265	1.65	8.61	1.54	9.24
4	265	2.01	10.17	1.84	10.78
5	250	2.20	10.98	2.02	10.97

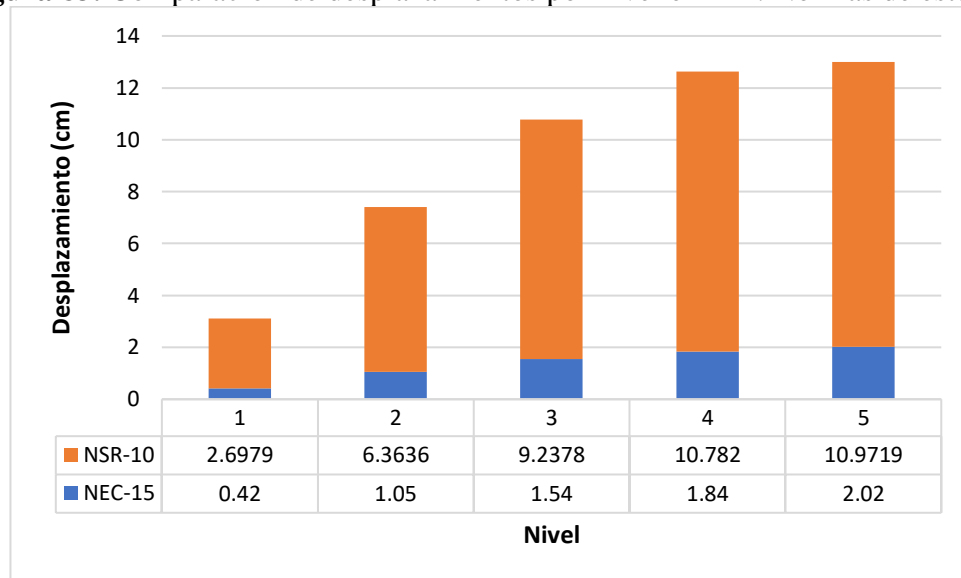
Fuente: Pablo Gallegos

Figura 82. Comparación de desplazamientos por nivel en "X". Normas de estudio.



Fuente: Pablo Gallegos

Figura 83. Comparación de desplazamientos por nivel en "Y". Normas de estudio.



Fuente: Pablo Gallegos

3.1.4 Resultados deriva

La normativa ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS capítulo de diseño sismo resistente especifica la deriva inelástica máxima permitida para estructuras de hormigón armado de 0.02; mientras el reglamento colombiano NSR-10 especifica la deriva elástica de piso como porcentaje de *altura de piso (h)*, siendo la máxima permitida del 1%h o 0.01h, tal como muestra la tabla 75.

Tabla 75. Deriva máxima de normas de estudio: NEC-15 y NSR-10.

País	Norma	Deriva máxima	Tipo de análisis	Deriva máxima inelástica
Ecuador	NEC-15	0.02	Inelástico	$0.75 \cdot R \cdot \Delta E$
Colombia	NSR-10	$0.01 \cdot h$	Elástico	-

Fuente: Pablo Gallegos

En la figura 84 se indican los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico de la normativa ecuatoriana en el software Etabs. Los valores que se han encontrado corresponden a las derivas elásticas por nivel de la estructura, donde se ha encontrado la máxima deriva elástica del 0.28% en el nivel 2 (N+5.30m).

Figura 84. Derivas elásticas en dirección “X”. NEC-15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
N+13.10	ESPEC X	Combination	Max	X	0.000777
N+10.60	ESPEC X	Combination	Max	X	0.001606
N+7.95	ESPEC X	Combination	Max	X	0.002473
N+5.30	ESPEC X	Combination	Max	X	0.00284
N+2.65	ESPEC X	Combination	Max	X	0.001746

Fuente: Etabs

Al aplicar el análisis de la normativa ecuatoriana es necesario obtener las derivas inelásticas mediante la multiplicación de las derivas elásticas por el factor de reducción R y la constante 0.75, con esto, se comparan con la deriva máxima permitida del 2%, por tratarse de una estructura de hormigón armado, como se muestra en la tabla 76.

Se ha obtenido mediante el análisis dinámico y posterior cálculo de deriva inelástica por piso, una deriva máxima del 1.70% (tabla 76) en la dirección X del nivel 2 (N+5.30m) al usar la norma ecuatoriana.

Tabla 76. Derivas inelásticas en dirección “X”. NEC-15

Piso	Nivel	Δ_E	$\Delta_i=0.75*R*\Delta_E$	Observación $\Delta_i < \Delta_{max}$	Relación con la deriva máxima
5	N+13.10	0.000777	0.004662	Cumple	23%
4	N+10.60	0.001606	0.009636	Cumple	48%
3	N+7.95	0.002473	0.014838	Cumple	74%
2	N+5.30	0.002840	0.017040	Cumple	85%
1	N+2.65	0.001746	0.010476	Cumple	52%

Fuente: Pablo Gallegos

Δ_{max} : la deriva máxima es de 0.02, debido a que es una estructura de hormigón armado, como se indica en la tabla 14.

El valor del factor de reducción sísmica R es igual a 8.

Se calculó la deriva inelástica para la norma ecuatoriana de la siguiente manera:

$$\Delta_i = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

Δ_i : deriva inelástica de piso

Δ_E : deriva elástica de piso

R: factor de reducción sísmica

La deriva inelástica del piso 1 N+2.65 fue la siguiente:

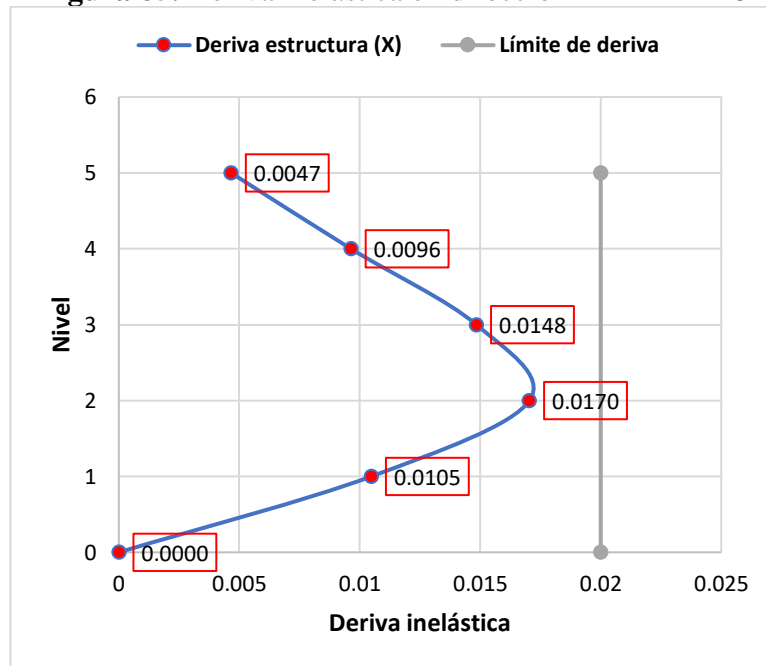
$$\Delta_1 = 0.75 * 8 * 0.001746 = 0.010476 \therefore \Delta_1 < \Delta_{max}$$

$$\Delta_1 < \Delta_{max}$$

$$0.010476 < 0.02 \quad \text{Cumple}$$

Como se muestra en la figura 85, las derivas inelásticas causadas por el sismo dinámico en X no han superado el 2% de deriva máxima permitida en los pisos de la estructura.

Figura 85. Deriva inelástica en dirección “X”. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

En la figura 86 se indican los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico de la normativa ecuatoriana en el software Etabs. Los valores que se han encontrado corresponden a las derivas elásticas por nivel de la estructura, donde se ha encontrado la máxima deriva elástica del 0.26% en el nivel 2 (N+5.30m).

Figura 86. Derivas elásticas en dirección “Y”. NEC-15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
N+13.10	ESPEC Y	Combination	Max	Y	0.00059
N+10.60	ESPEC Y	Combination	Max	Y	0.001229
N+7.95	ESPEC Y	Combination	Max	Y	0.002049
N+5.30	ESPEC Y	Combination	Max	Y	0.002626
N+2.65	ESPEC Y	Combination	Max	Y	0.001773

Fuente: Etabs

Se ha obtenido mediante el análisis dinámico y posterior cálculo de deriva inelástica por piso, una deriva máxima del 1.58% en la dirección Y del nivel 2 (N+5.30m) al usar la norma ecuatoriana, tal como se indica en la tabla 77.

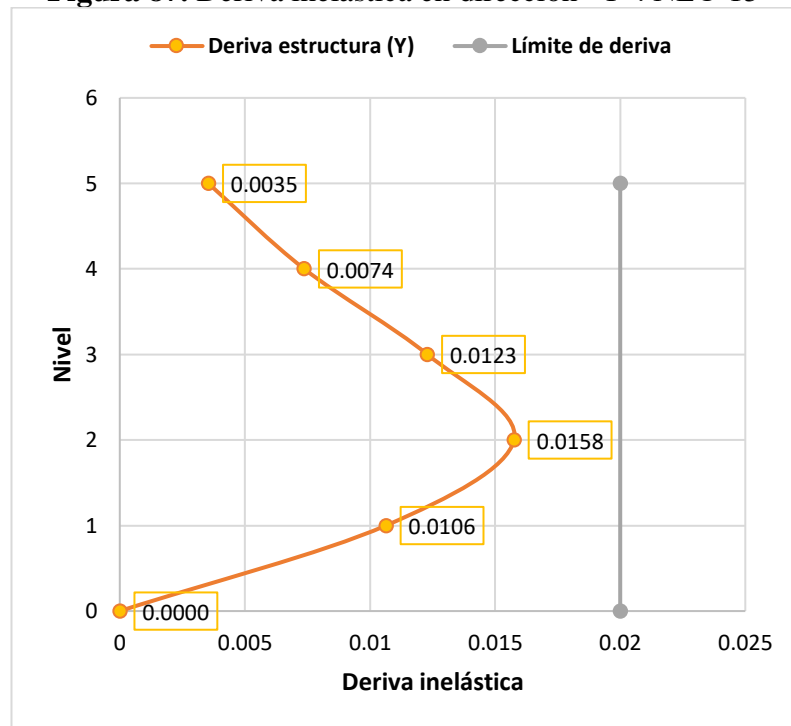
Tabla 77. Derivas inelásticas en dirección “Y”. NEC-15

Piso	Nivel	Δ_E	$\Delta_i=0.75*R*\Delta_E$	Observación $\Delta_i < \Delta_{max}$	Relación con la deriva máxima
5	N+13.10	0.000590	0.003540	Cumple	18%
4	N+10.60	0.001229	0.007374	Cumple	37%
3	N+7.95	0.002049	0.012294	Cumple	61%
2	N+5.30	0.002626	0.015756	Cumple	79%
1	N+2.65	0.001773	0.010638	Cumple	53%

Fuente: Pablo Gallegos

Como se muestra en la figura 87, las derivas inelásticas causadas por el sismo dinámico en Y no han superado el 2% de deriva máxima permitida en los pisos de la estructura.

Figura 87. Deriva inelástica en dirección “Y”. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

En la figura 88 se indican los resultados obtenidos derivas elásticas causadas por el sismo dinámico del reglamento colombiano mediante el software Etabs. Los valores que se han encontrado corresponden a las derivas elásticas por nivel de la estructura, donde se ha encontrado la máxima deriva elástica del 1.50% en el nivel 2 (N+5.30m).

Figura 88. Derivas en “X”. NSR-10

Story	Output Case	Direction	Drift
N+13.10	ESPEC X	X	0.003298
N+10.60	ESPEC X	X	0.006814
N+7.95	ESPEC X	X	0.011869
N+5.30	ESPEC X	X	0.014974
N+2.65	ESPEC X	X	0.011012

Fuente: Etabs

Al aplicar el análisis del reglamento colombiano se usan las derivas elásticas para cumplir con la deriva máxima permitida del 2.65%. que se ha sido calculado. Las derivas de piso no superan el límite de la deriva, como se muestra en la tabla 78.

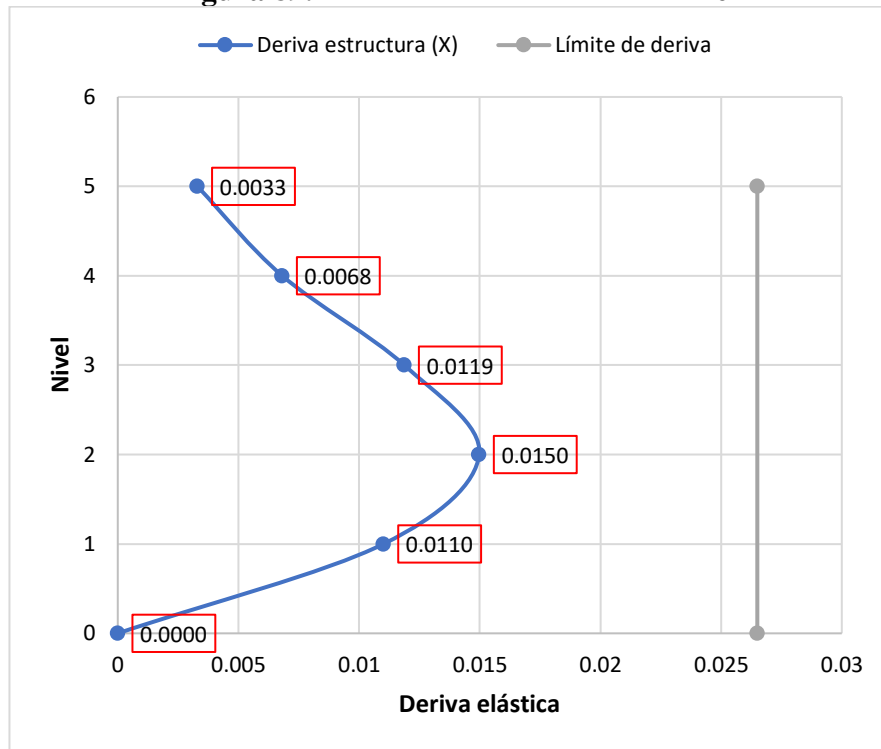
Tabla 78. Derivas en “X”. NSR-10

Piso	Nivel	Altura (h)	Deriva elástica Δ_i	Límite de deriva Δ_{max}	Porcentaje en función de deriva permitida	Observación
		m		0.01*h	%	
1	N+2.65	2.65	0.0110	0.0265	42%	Cumple
2	N+5.30	2.65	0.0150	0.0265	57%	Cumple
3	N+7.95	2.65	0.0119	0.0265	45%	Cumple
4	N+10.60	2.65	0.0068	0.0265	26%	Cumple
5	N+13.10	2.50	0.0033	0.0250	13%	Cumple

Fuente: Pablo Gallegos

Como se indica en la figura 89, las derivas elásticas causadas por el sismo dinámico en X no han superado el 2.65% de deriva máxima permitida en los pisos de la estructura. La deriva del nivel 2 ha tenido una participación de desplazamiento del 57% respecto a la deriva permitida.

Figura 89. Deriva elástica en “X”. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

En la figura 90 se indican los resultados obtenidos derivas elásticas causadas por el sismo dinámico del reglamento colombiano mediante el software Etabs. Los valores que se han encontrado corresponden a las derivas elásticas por nivel de la estructura, donde se ha encontrado la máxima deriva elástica del 1.67% en el nivel 2 (N+5.30m).

Figura 90. Derivas en “Y”. NSR-10

Story	Output Case	Direction	Drift
N+13.10	ESPEC Y	Y	0.002632
N+10.60	ESPEC Y	Y	0.00718
N+7.95	ESPEC Y	Y	0.013038
N+5.30	ESPEC Y	Y	0.016698
N+2.65	ESPEC Y	Y	0.012313

Fuente: Etabs

Al aplicar el análisis del reglamento colombiano se usan las derivas elásticas para cumplir con la deriva máxima permitida del 2.65%. que se ha sido calculado. Las derivas de piso no superan el límite de la deriva, como se muestra en la tabla 79.

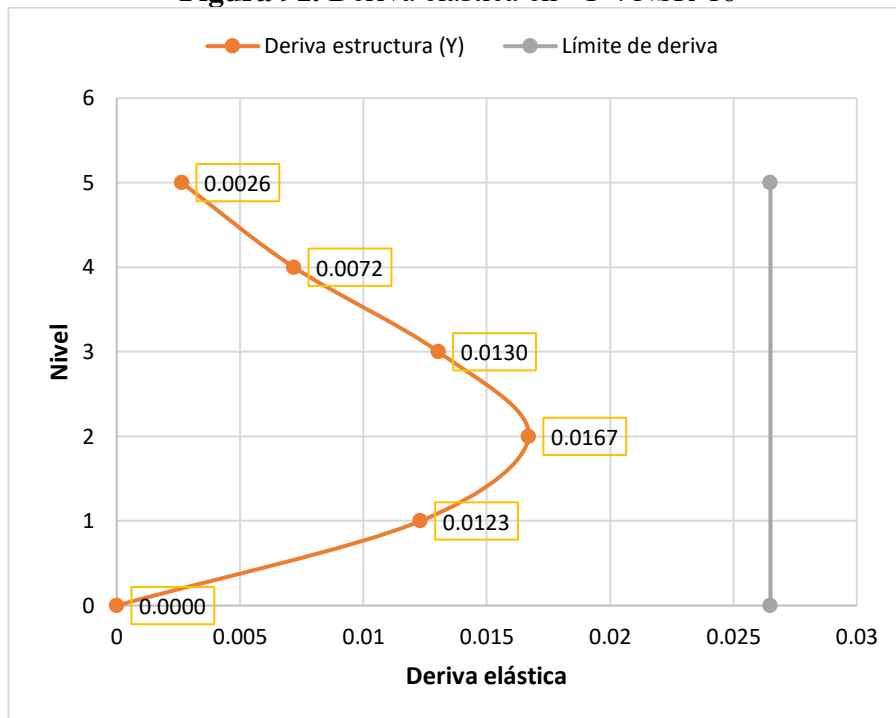
Tabla 79. Derivas en “Y”. NSR-10

Piso	Nivel	Altura (h)	Deriva elástica Δ_i	Límite de deriva Δ_{max}	Porcentaje en función de deriva permitida	Observación
		m		0.01*h	%	
1	N+2.65	2.65	0.0123	0.0265	46%	Cumple
2	N+5.30	2.65	0.0167	0.0265	63%	Cumple
3	N+7.95	2.65	0.0130	0.0265	49%	Cumple
4	N+10.60	2.65	0.0072	0.0265	27%	Cumple
5	N+13.10	2.50	0.0026	0.0250	11%	Cumple

Fuente: Pablo Gallegos

Como se indica en la figura 91, las derivas elásticas causadas por el sismo dinámico en Y no han superado el 2.65% de deriva máxima permitida en los pisos de la estructura. La deriva del nivel 2 ha tenido una participación de desplazamiento del 63% respecto a la deriva permitida.

Figura 91. Deriva elástica en “Y”. NSR-10

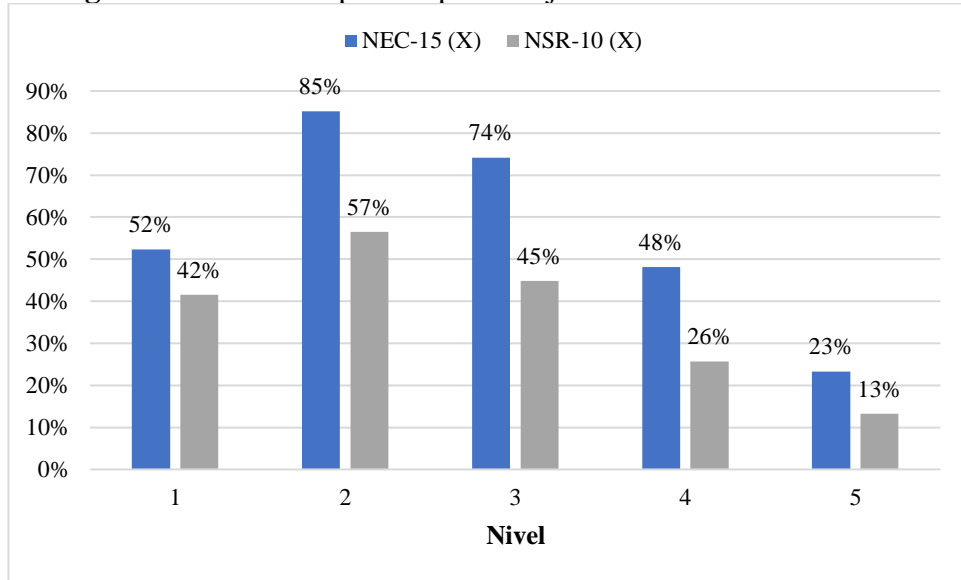


Fuente: Pablo Gallegos

Las derivadas producidas por sismo en dirección X se han mostrado en la figura 92 por frecuencia relativa de piso respecto al límite permitido de deriva. En la norma ecuatoriana NEC-SE-DS y el reglamento colombiano NSR-10 la máxima deriva se ha

encontrado en el nivel 2 (N+5.30m) con una participación del 85% y 57%, respectivamente a las normas de estudio.

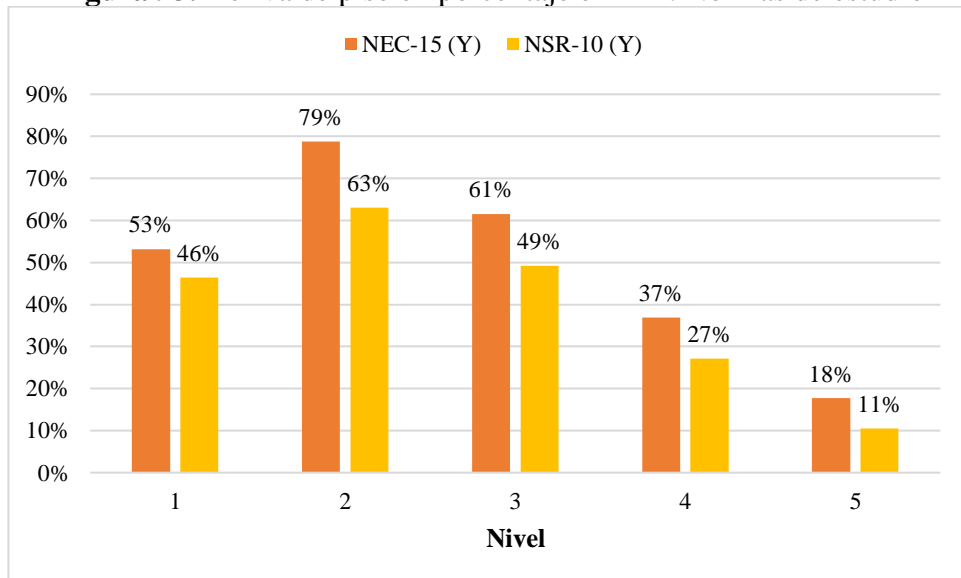
Figura 92. Deriva de piso en porcentaje en “X”. Normas de estudio



Fuente: Pablo Gallegos

Las derivas causadas por el sismo en dirección Y se han mostrado en la figura 93 por frecuencia relativa de piso respecto al límite permitido de deriva. En la norma ecuatoriana NEC-SE-DS y el reglamento colombiano NSR-10 la máxima deriva se encuentra en el nivel 2 siendo el 79% y 63%, respectivamente a las normas de estudio.

Figura 93. Deriva de piso en porcentaje en “Y”. Normas de estudio



Fuente: Pablo Gallegos

En el diagrama de barras de la figura 92 se ha observado una diferencia del 28% en las derivas de piso en la dirección X, nivel 2 (N+5.30m), siendo la más cercana al valor límite la deriva inelástica de la normativa ecuatoriana con el 85% de participación respecto a la deriva permitida, indicando mayor flexibilidad para el sismo de diseño en la dirección X. Es posible que se deba al uso obligatorio de inercias agrietadas en la normativa ecuatoriana.

3.1.5 Resultado de cortantes

La NEC-SE-DS limita el cortante basal por espectro inelástico; la NSR-10 ocupa el elástico. El cortante se distribuye en cada piso y en las direcciones X e Y, tal como muestran las figuras 94-97 y 98-101, respectivamente a la NEC-SE-DS y la NSR-10.

Los desplazamientos obtenidos que han sido menores en la normativa ecuatoriana debido a la ecuación para calcular el cortante de diseño, aplica lo mismo para el cálculo de fuerzas cortantes. Son afectados por el impacto del cortante basal, este se reduce por el factor $R=8$. En el reglamento colombiano el cortante basal es afectado únicamente por la $S_a(t)$ (máxima aceleración horizontal de diseño).

Los resultados del cortante dinámico en la normativa ecuatoriana para la dirección X ayudado del software Etabs han sido los valores mostrados en la figura 94.

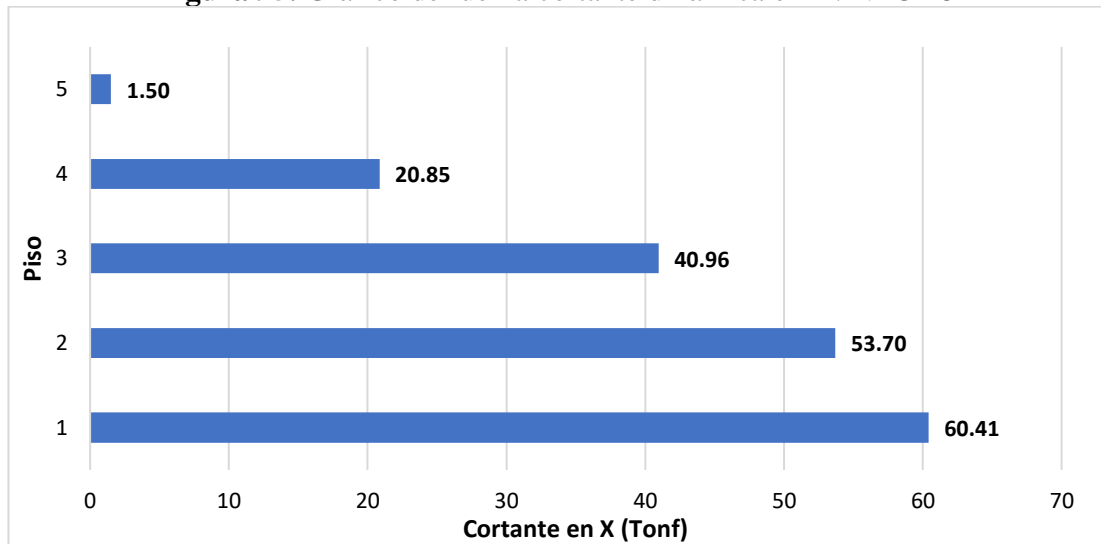
La distribución del cortante para la dirección X son los indicados en la figura 95, donde se ha obtenido el máximo cortante de 60.41 tonf en el piso 1 (N+2.65) con una participación del 100%.

Figura 94. Fuerza cortante dinámica en X. NEC-15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
N+13.10	ESPEC X	Combination	Max	Top	0.007	1.4957	0.0218
N+10.60	ESPEC X	Combination	Max	Top	0.0009	20.8544	0.2014
N+7.95	ESPEC X	Combination	Max	Top	0.0244	40.9592	0.4446
N+5.30	ESPEC X	Combination	Max	Top	0.0369	53.8959	0.8958
N+2.65	ESPEC X	Combination	Max	Top	0.0317	60.4064	0.9567

Fuente: Etabs

Figura 95. Gráfico de fuerza cortante dinámica en X. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

Los resultados del cortante dinámico en la normativa ecuatoriana para la dirección Y ayudado del software Etabs han sido los valores mostrados en la figura 96.

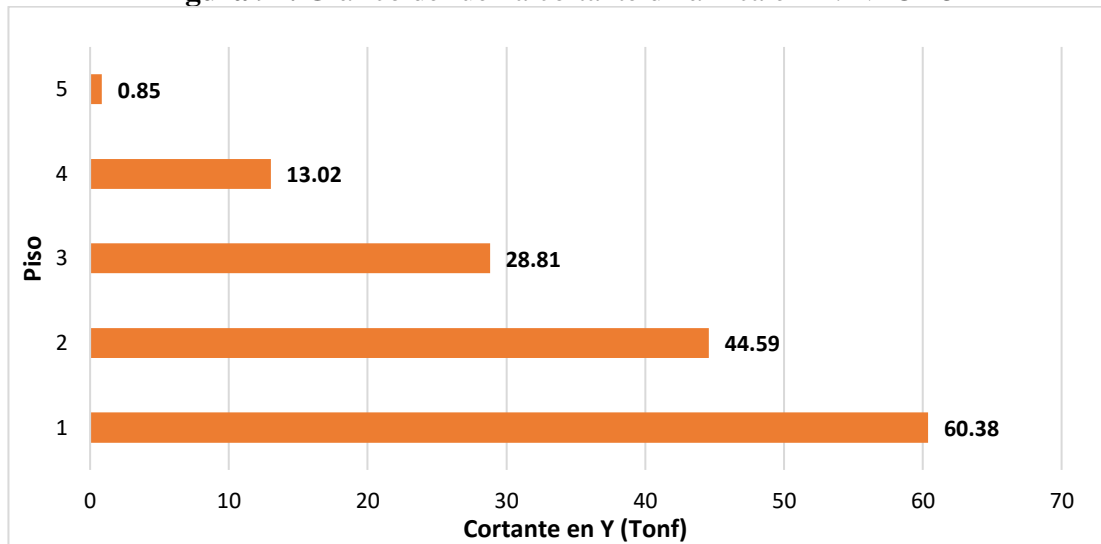
La distribución del cortante para la dirección Y son los indicados en la figura 97, donde se ha obtenido el máximo cortante de 60.38 tonf en el piso 1 (N+2.65) con una participación del 100%. La diferencia entre los cortantes dinámicos máximos en ambas direcciones es mínima.

Figura 96. Fuerza cortante dinámica en Y. NEC-15

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
N+13.10	ESPEC Y	Combination	Max	Top	0.0001	0.0198	0.8531
N+10.60	ESPEC Y	Combination	Max	Top	1.502E-05	0.2703	13.0205
N+7.95	ESPEC Y	Combination	Max	Top	0.0004	0.5146	28.8074
N+5.30	ESPEC Y	Combination	Max	Top	0.0008	0.645	44.5939
N+2.65	ESPEC Y	Combination	Max	Top	0.0005	0.7096	60.3802

Fuente: Etabs

Figura 97. Gráfico de fuerza cortante dinámica en Y. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

El cortante basal se encuentra distribuido en cada piso, mediante el análisis dinámico del reglamento colombiano en la dirección X del sismo y ayudado del software Etabs se han obtenido los resultados mostrados en la figura 98.

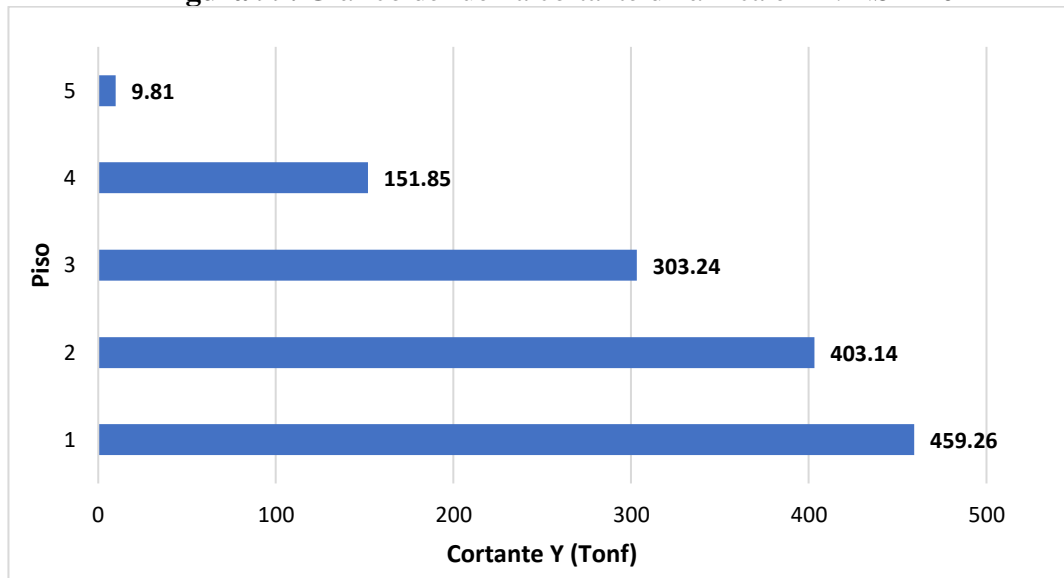
La distribución del cortante para la dirección X son los indicados en la figura 99, donde se ha obtenido el máximo cortante de 459.26 tonf en el piso 1 (N+2.65) con una participación del 100%.

Figura 98. Fuerza cortante dinámica en X. NSR-10

Story	Output Case	VX tonf
N+13.10	ESPEC X	9.8128
N+10.60	ESPEC X	151.8513
N+7.95	ESPEC X	303.242
N+5.30	ESPEC X	403.1402
N+2.65	ESPEC X	459.2592

Fuente: Etabs

Figura 99. Gráfico de fuerza cortante dinámica en X. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

Los resultados del cortante dinámico en el reglamento colombiano para la dirección Y ayudado del software Etabs han sido los valores mostrados en la figura 100.

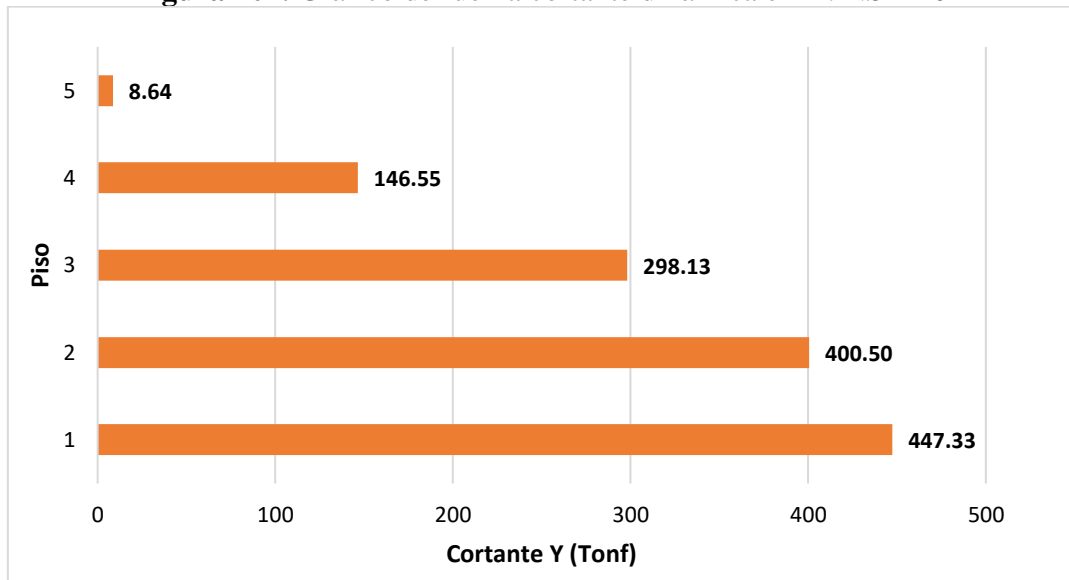
La distribución del cortante para la dirección Y son los indicados en la figura 101, donde se ha obtenido el máximo cortante de 447.33 tonf en el piso 1 (N+2.65) con una participación del 100%.

Figura 100. Fuerza cortante dinámica en Y. NSR-10

Story	Output Case	VY tonf
N+13.10	ESPEC Y	8.641
N+10.60	ESPEC Y	146.5541
N+7.95	ESPEC Y	298.1293
N+5.30	ESPEC Y	400.5007
N+2.65	ESPEC Y	447.3256

Fuente: Etabs

Figura 101. Gráfico de fuerza cortante dinámica en Y. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

La distribución del cortante de piso en dirección X discrepan máximo en 2% y en la dirección Y, piso 3 (N+7.95m) discrepan máximo en 19% entre ambas normativas, tal como se muestra en la tabla 80.

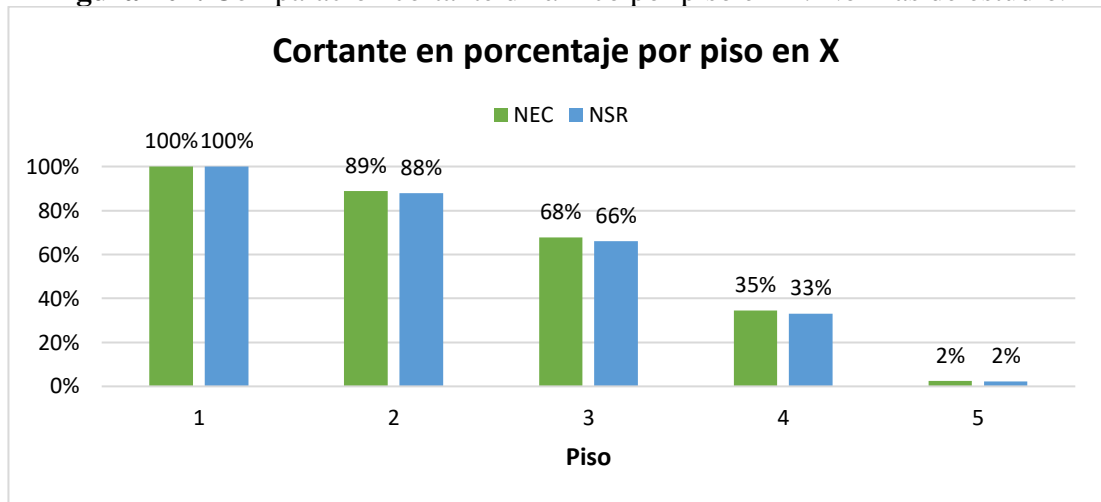
Tabla 80. Comparación en porcentaje de fuerzas cortantes en X e Y. Normas de estudio.

		Comparación en porcentaje del cortante			
Piso	Nivel	NEC-15		NSR-10	
		%X	%Y	%X	%Y
1	N+2.65	100%	100%	100%	100%
2	N+5.30	89%	74%	88%	90%
3	N+7.95	68%	48%	66%	67%
4	N+10.60	35%	22%	33%	33%
5	N+13.10	2%	1%	2%	2%

Fuente: Pablo Gallegos

Los cortantes en X de ambas normativas están estrechamente relacionados como se observa en la figura 102, donde se ha obtenido una máxima diferencia en el piso 3 y 4 del 2%.

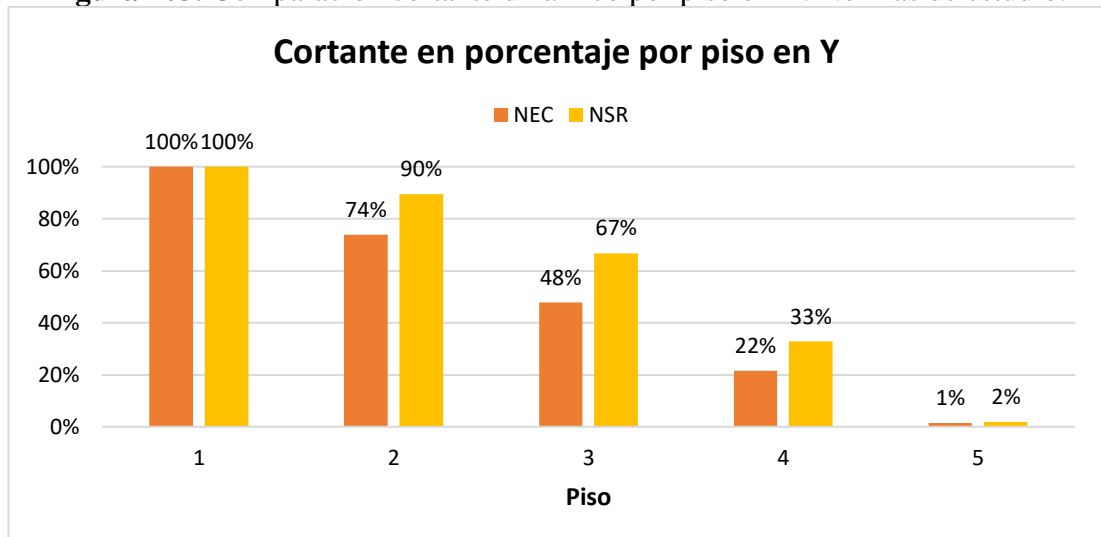
Figura 102. Comparación cortante dinámico por piso en X. Normas de estudio.



Fuente: Pablo Gallegos

Los cortantes de ambas normativas en la dirección de sismo Y, se observa de manera visual en la figura 103, la mayor participación del cortante de piso con respecto al cortante basal de diseño en el nivel 3, donde se ha obtenido una participación de cortante de piso respecto al cortante basal de diseño para la norma ecuatoriana del 48%, mientras que para el reglamento colombiano del 67%, la discrepancia entre las normas de estudio ha sido del 19%.

Figura 103. Comparación cortante dinámico por piso en Y. Normas de estudio.



Fuente: Pablo Gallegos

Los valores de los cortantes de la normativa ecuatoriano han sido menores que los obtenidos en el reglamento colombiano. El máximo cortante dinámico ha sido en el piso 1 y en la dirección de sino X para ambas las normas de estudio. Los valores que

se han obtenido han sido de 60.41 tonf para la norma ecuatoriana y 459.26 tonf para el reglamento colombiano. El cortante de piso de la norma es el 13.15% del cortante del reglamento colombiano, valor que es afectado directamente por las respectivas ecuaciones de cortante basal de diseño de las correspondientes normas. La norma ecuatoriana reduce el cortante basal mediante los factores de irregularidad en planta y el factor de reducción R, siendo este último el que genera la disimilitud entre los valores calculados con las respectivas normas.

3.1.6 Verificación centro de masas y rigidez

Las normas de estudio comparten el mismo porcentaje de excentricidad permitida del 5%.

Las normativas de estudio cumplen con el requisito de excentricidad menor al 5% en la dirección X e Y, teniendo mayor excentricidad en la NSR-10, nivel 1 con el 4.59% en la dirección X.

Tabla 81. Excentricidad entre centro de masas y rigidez en X e Y. NEC-15

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR	eX	eY	Observación	
	m	m	m	m	%	%	X	Y
N+10.60	5.04	5.17	4.79	5.15	2.40%	0.15%	CUMPLE	CUMPLE
N+7.95	5.21	5.25	4.81	5.18	3.90%	0.57%	CUMPLE	CUMPLE
N+5.30	5.21	5.25	4.80	5.22	4.02%	0.26%	CUMPLE	CUMPLE
N+2.65	5.21	5.25	4.77	5.29	4.28%	0.31%	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 82. Excentricidad entre centro de masas y rigidez en X e Y. NSR-10

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR	eX	eY	Observación	
	m	m	m	m	%	%	X	Y
N+10.60	5.06	5.18	4.77	5.30	2.85%	0.98%	CUMPLE	CUMPLE
N+7.95	5.22	5.29	4.77	5.31	4.43%	0.13%	CUMPLE	CUMPLE
N+5.30	5.22	5.29	4.76	5.32	4.48%	0.22%	CUMPLE	CUMPLE
N+2.65	5.22	5.29	4.75	5.35	4.59%	0.45%	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Pablo Gallegos

3.1.7 Diseño de los elementos estructurales

Criterios de diseño estructural

Los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, utilizando factores de carga y los factores de reducción de resistencia, especificados en la NEC-SE-CG

La NEC-SE-HM menciona que: “todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben se diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría de análisis elástico”.

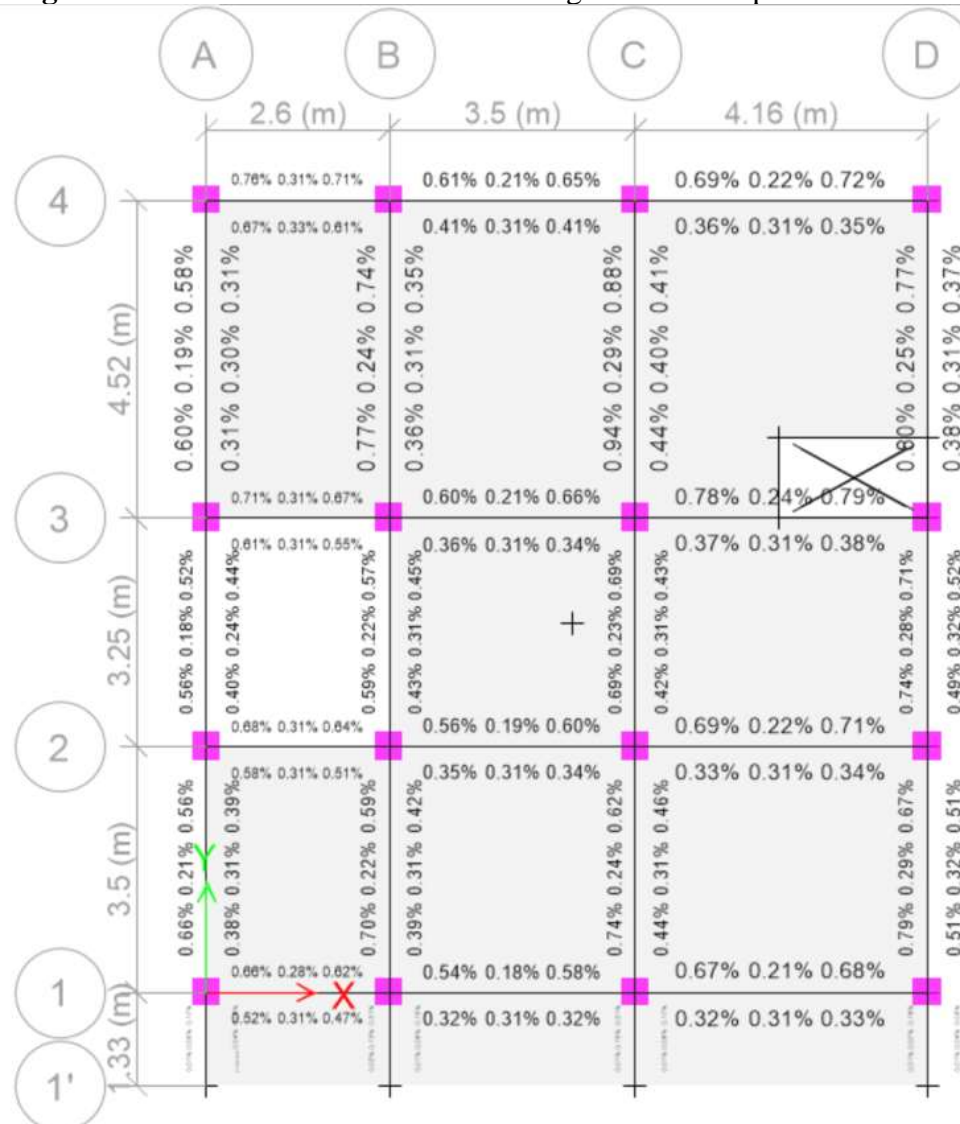
3.1.7.1 Cuantía de vigas y columnas

Se usó el programa de Etabs para obtener las cuantías, carga axial y momentos resultantes de los elementos viga y columnas.

- **Cuantía de vigas**

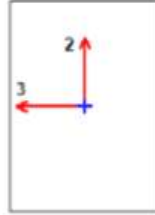
Aplicando modelo de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)

Figura 104. Resultados cuantía acero de viga de H.A del piso 1. NEC-15



Fuente: Etabs

Figura 105. Resultados de diseño de viga de H.A. NEC-15
ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N+2.65	B12	104	VV _{25x35}	1.2+1.0L-1.0Ey	0.2	4.52	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _r (m)	d _s (m)	d _{cs} (m)	d _{cb} (m)
0.25	0.35	0.25	0	0.03	0.03

Material Properties

E _c (tonf/m ²)	f' _c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (tonf/m ²)	f _{yk} (tonf/m ²)
2280170	2400	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{Ctied}	Φ _{Cspiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.8	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P _u tonf	-Moment Rebar m ²	+Moment Rebar m ²	Minimum Rebar m ²	Required Rebar m ²
Top (+2 Axis)	-8.8856	0	0.000821	0	0.000268	0.000821
Bottom (-2 Axis)	4.4428	0	0	0.000387	0.000268	0.000387

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u3}

Shear V _{u3} tonf	Shear ΦV _c tonf	Shear ΦV _s tonf	Shear V _p tonf	Rebar A _v /S m ² /m
10.5841	4.9293	5.6548	4.2994	0.00056

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T _u tonf-m	ΦT _{th} tonf-m	ΦT _{cr} tonf-m	Area A _c m ²	Perimeter, p _h m	Rebar A ₁ /s m ² /m	Rebar A ₁ m ²
0	0.1966	0.7863	0.0358	0.8444	0	0

Fuente: Etabs

Tomando la mayor cuantía de la viga del eje C entre el eje 3 y 4 de 0.94% y 0.40% para el cálculo de aceros a compresión y tracción.

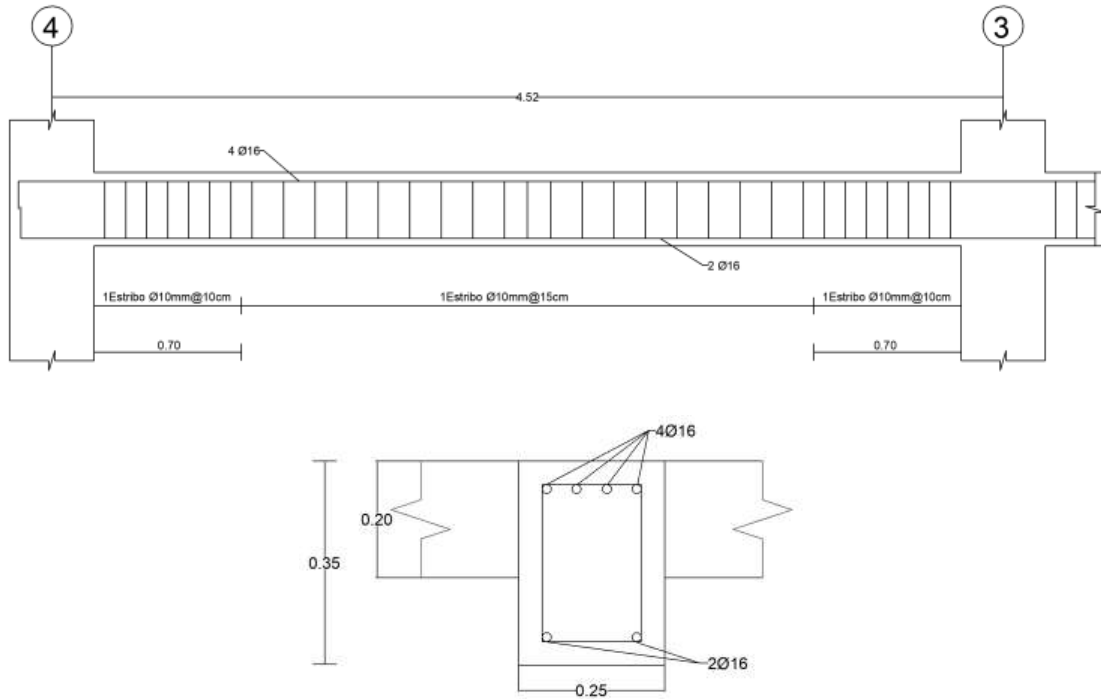
$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0094 * 25cm * 35cm \approx 8.23 cm^2$$

$$\emptyset = 16mm \rightarrow 4\emptyset 16$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0040 * 25cm * 35cm \approx 3.50 cm^2$$

$$\emptyset = 16mm \rightarrow 2\emptyset 16$$

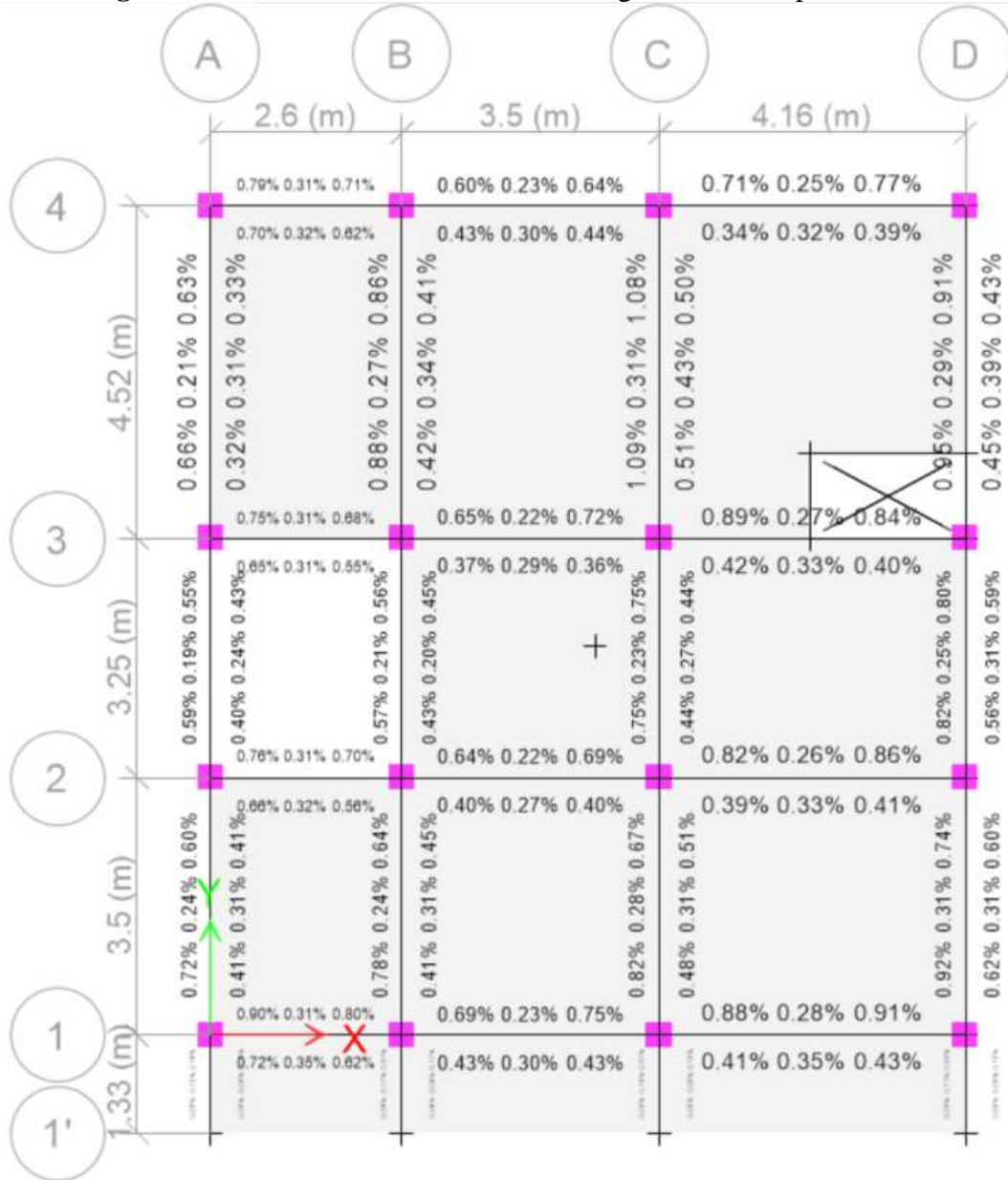
Figura 106. Armado longitudinal y transversal de la viga del eje C-4-3. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

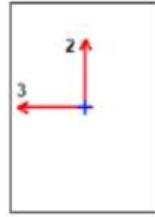
Aplicando modelo del Reglamento Colombiano de la Construcción NSR-10

Figura 107. Resultados cuantía acero de viga de H.A del piso. NSR-10



Fuente: Etabs

Figura 108. Resultados de diseño de viga de H.A. NSR-10
ACI 318-14 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N+2.65	B12	104	VV _{25x35}	ENVOLVENTE	0.175	4.52	1	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	b _i (m)	d _s (m)	d _{cl} (m)	d _{cb} (m)
0.25	0.35	0.25	0	0.03	0.03

Material Properties

E _c (tonf/m ²)	f' _c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (tonf/m ²)	f _{ys} (tonf/m ²)
2280170	2400	1	42000	42000

Design Code Parameters

Φ _r	Φ _{CTest}	Φ _{CSJoint}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{VJoint}
0.9	0.85	0.75	0.75	0.8	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P _u tonf	-Moment Rebar m ²	+Moment Rebar m ²	Minimum Rebar m ²	Required Rebar m ²
Top (+2 Axis)	-10.1025	0	0.000952	0	0.000268	0.000952
Bottom (-2 Axis)	5.0513	0	0	0.000443	0.000268	0.000443

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} tonf	Shear ΦV _c tonf	Shear ΦV _s tonf	Shear V _p tonf	Rebar A _v /S m ² /m
12.6396	4.9293	7.7103	4.8923	0.00076

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

T _u tonf-m	ΦT _{ns} tonf-m	ΦT _{cr} tonf-m	Area A _o m ²	Perimeter, p _s m	Rebar A _t /s m ² /m	Rebar A _t m ²
0.0485	0.1966	0.7863	0.0358	0.8444	0	0

Fuente: Etabs

Tomando la mayor cuantía de la viga del eje C entre el eje 3 y 4 de 0.94% y 0.40% para el cálculo de aceros a compresión y tracción.

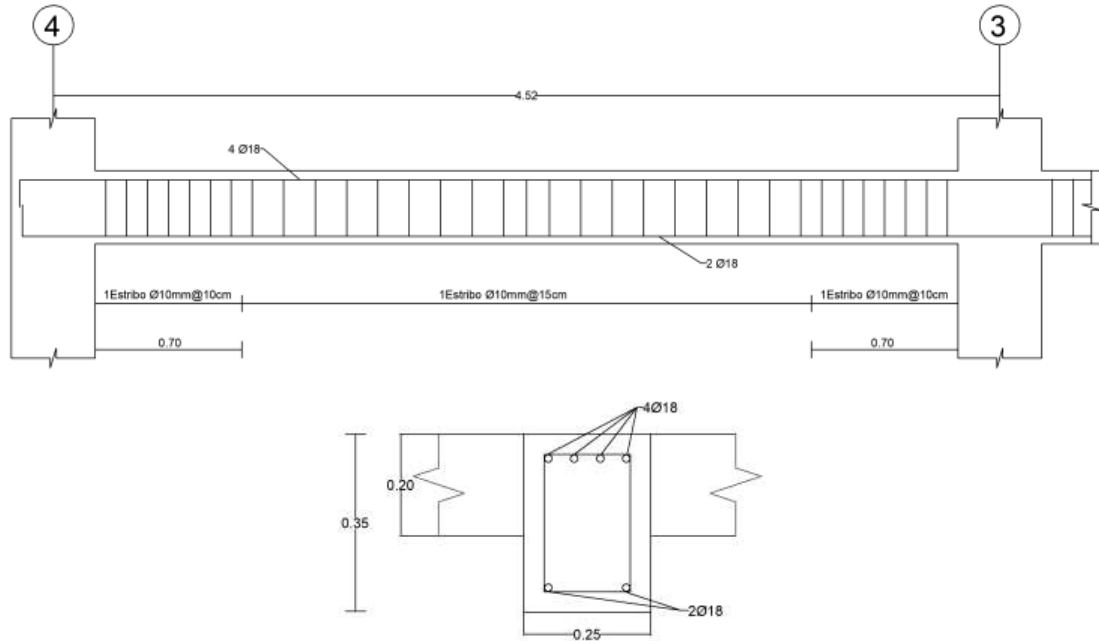
$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0109 * 25cm * 35cm \approx 9.54 cm^2$$

$$\varnothing = 18\text{mm} \rightarrow 4\varnothing18$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0051 * 25\text{cm} * 35\text{cm} \approx 4.46\text{ cm}^2$$

$$\varnothing = 18\text{mm} \rightarrow 2\varnothing18$$

Figura 109. Armado longitudinal y transversal de la viga del eje C-4-3. NSR-10



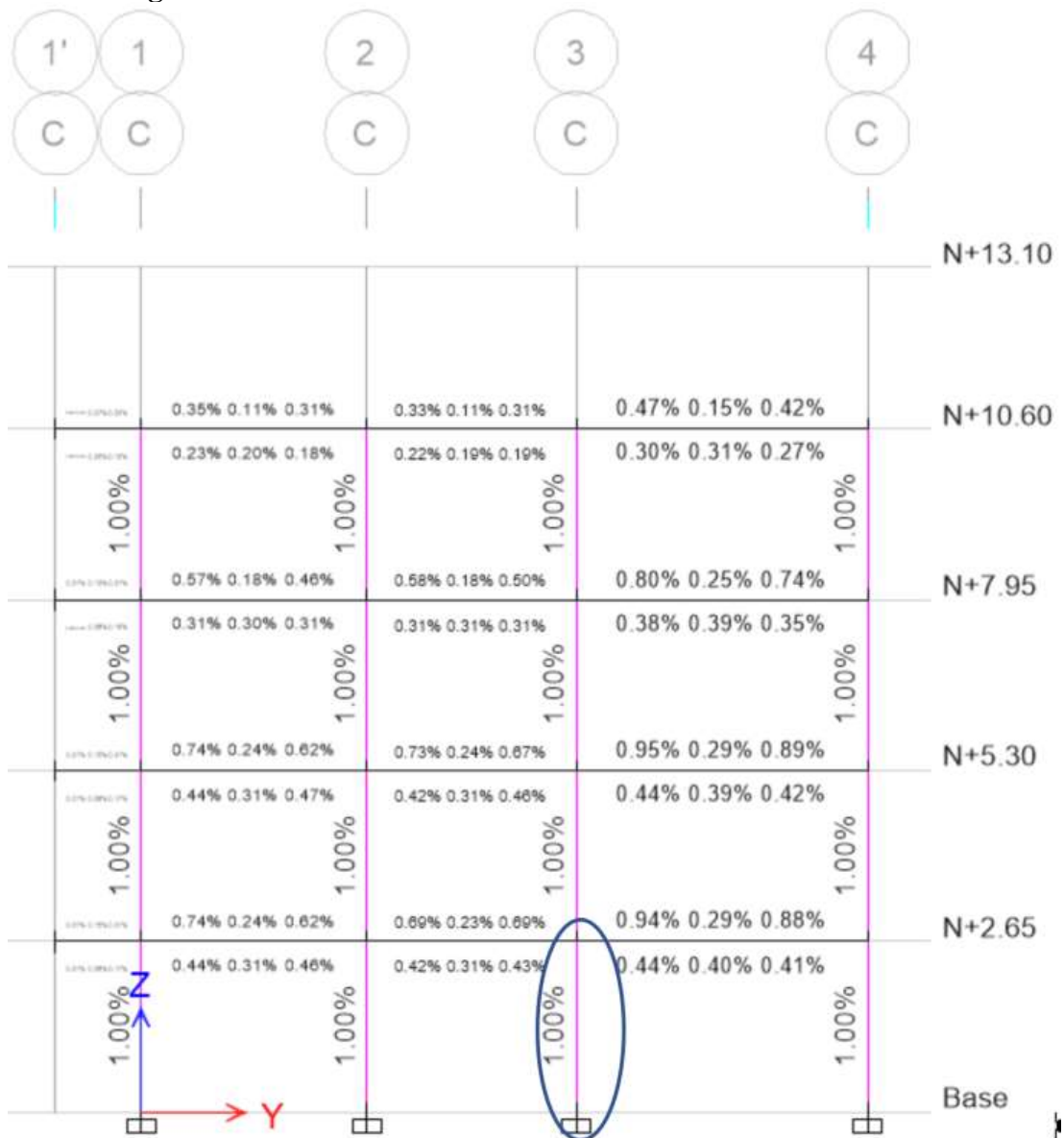
Fuente: Pablo Gallegos

- **Cuantía de columnas**

Las cuantías de columnas se obtuvieron mediante el programa Etabs como se indica en la figura 109 aplicando la norma ecuatoriana y la figura 114 aplicando el reglamento colombiano.

Aplicando modelo de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)

Figura 110. Resultados cuantía acero de columna de H.A. NEC-15



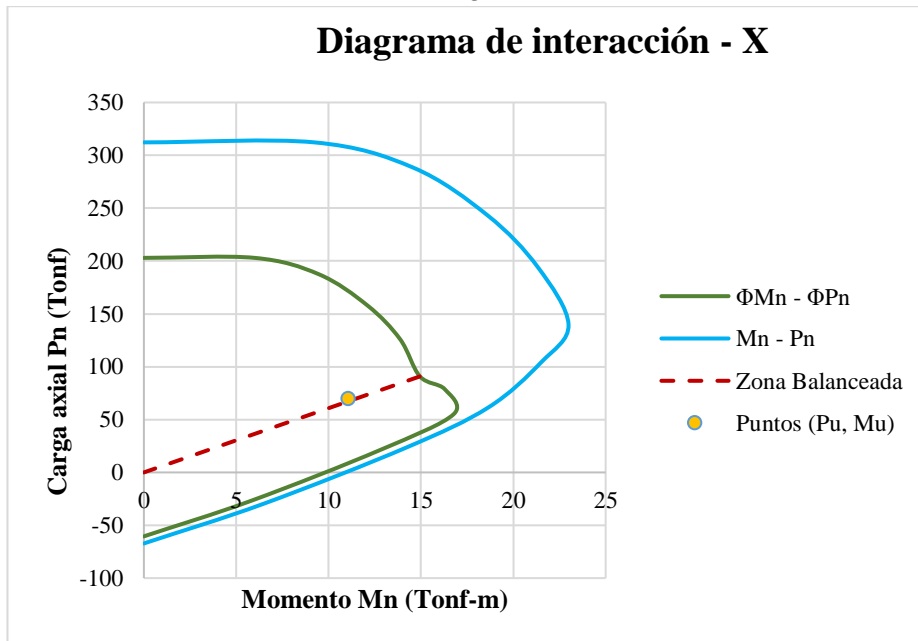
Fuente: Etabs

Tabla 83. Carga axial y momentos resistentes en dirección X. NEC-15

Punto	P (Ton)	M2 (Tonf-m)	ΦP (Ton)	$\Phi M2$ (Tonf-m)
1	312.27	0.00	202.97	0.00
2	312.27	9.23	202.97	6.00
3	288.43	14.57	187.48	9.47
4	242.98	18.62	157.94	12.11
5	194.06	21.34	126.14	13.87
6	139.75	22.99	90.84	14.94
7	103.97	21.50	78.76	16.29
8	61.41	18.65	55.27	16.78
9	23.49	14.20	21.14	12.78
10	-29.66	6.48	-26.69	5.83
11	-67.20	0.00	-60.48	0.00
Columna de estudio				
Pu	Mu			
69.66	11.07			

Fuente: Etabs

Figura 111. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección X. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

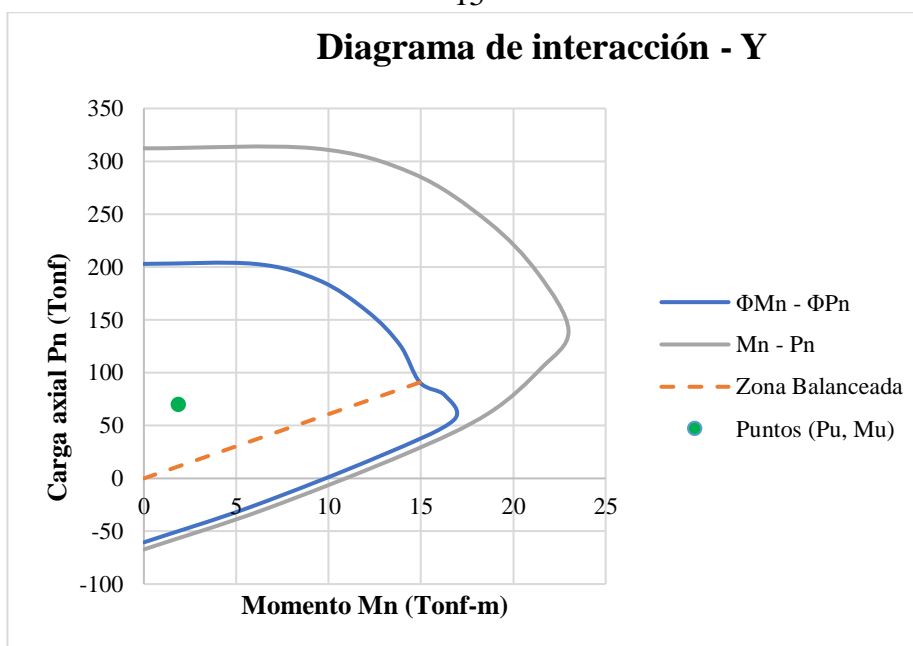
Tabla 84. Carga axial y momentos resistentes en dirección Y. NEC-15

Punto	P (Ton)	M3 (Tonf-m)	ΦP (Ton)	$\Phi M3$ (Tonf-m)
1	312.27	0.00	202.97	0.00

2	312.27	9.23	202.97	6.00
3	288.43	14.57	187.48	9.47
4	242.98	18.62	157.94	12.11
5	194.06	21.34	126.14	13.87
6	139.75	22.99	90.84	14.94
7	103.97	21.50	78.76	16.29
8	61.41	18.65	55.27	16.78
9	23.49	14.20	21.14	12.78
10	-29.66	6.48	-26.69	5.83
11	-67.20	0.00	-60.48	0.00
Columna de estudio				
Pu	Mu			
69.66	1.90			

Fuente: Etabs

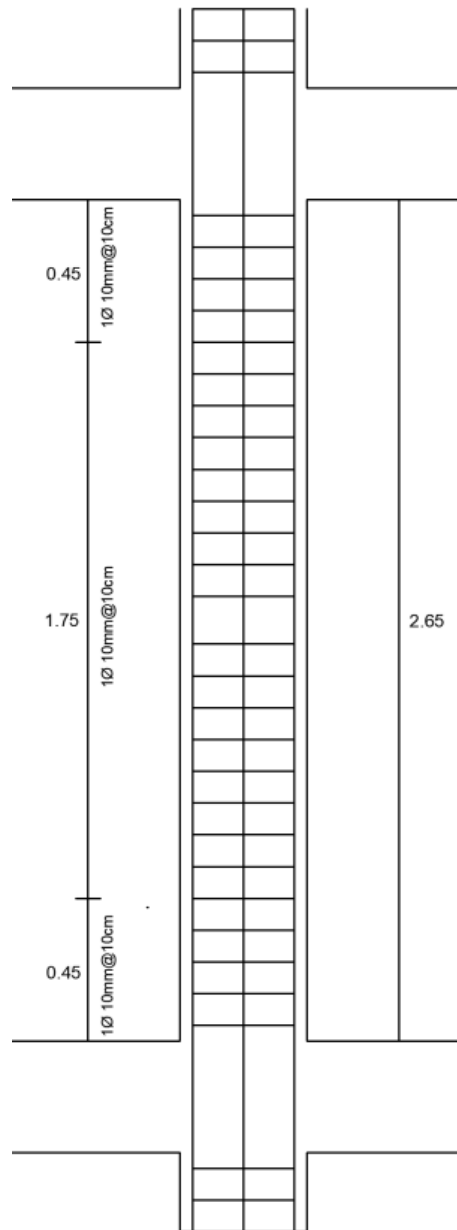
Figura 112. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección Y. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

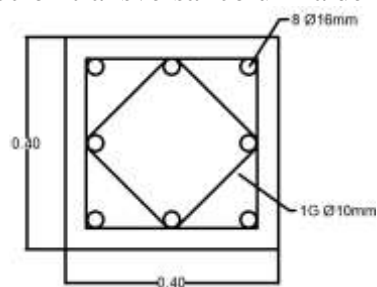
Los diagramas de interacciones de la columna de estudio están formados por los valores de carga axial y momento resultantes de las combinaciones de carga del modelo realizado con la NEC-15. La carga y momento de la columna de estudio se encuentra dentro de la curva de interacción soportando las solicitaciones en ambas direcciones, de manera que al estar ubicadas por encima de la zona balanceada estará actuando en compresión y la falla será por aplastamiento, por lo tanto, presenta un buen comportamiento.

Figura 113. Detalle de armado de columna de estudio. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

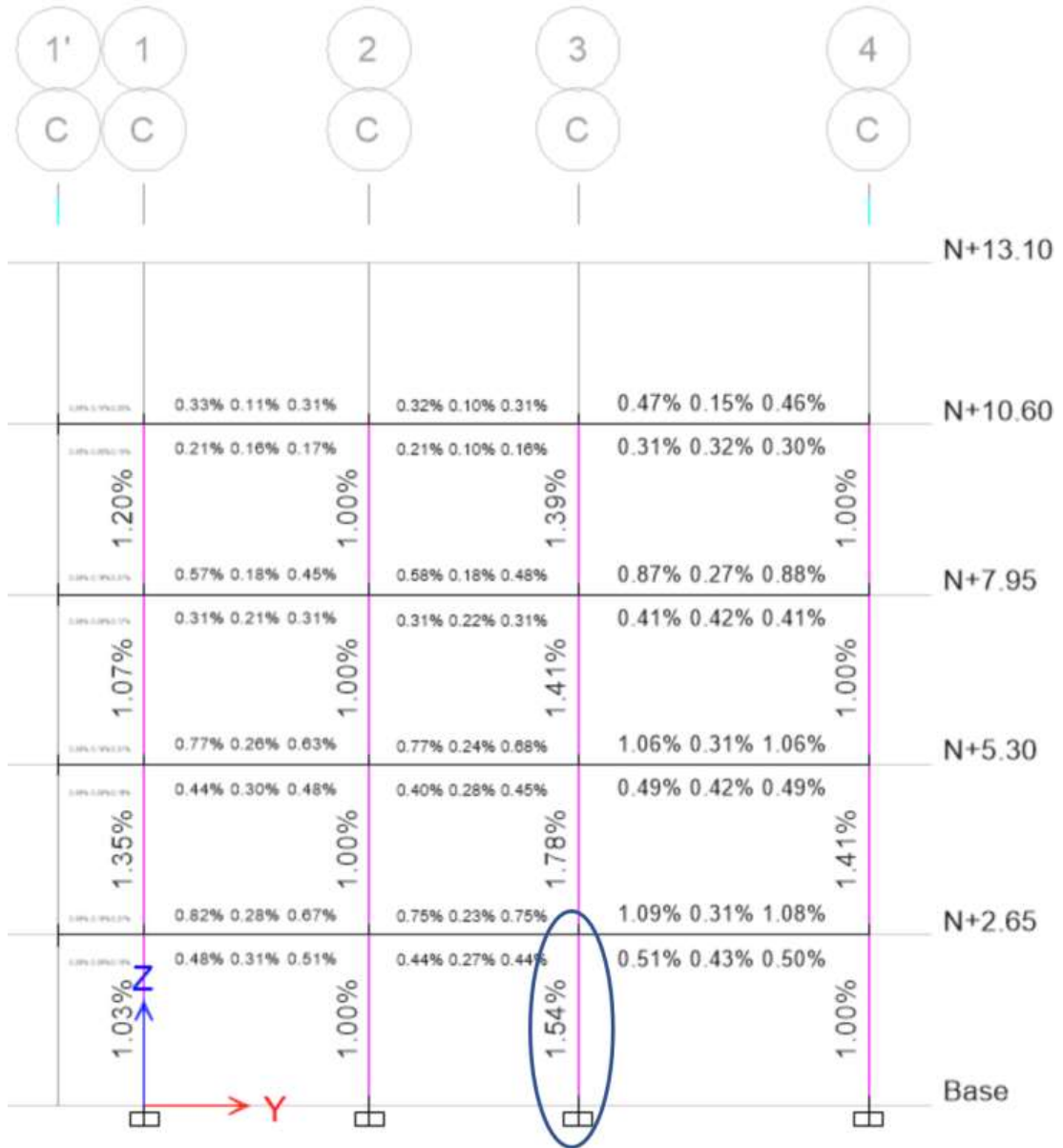
Figura 114. Sección transversal columna de estudio. NEC-15



Fuente: Pablo Gallegos

Aplicando modelo del Reglamento Colombiano de la Construcción NSR-10

Figura 115. Resultados cuantía acero de columna de H.A. NSR-10



Fuente: Etabs

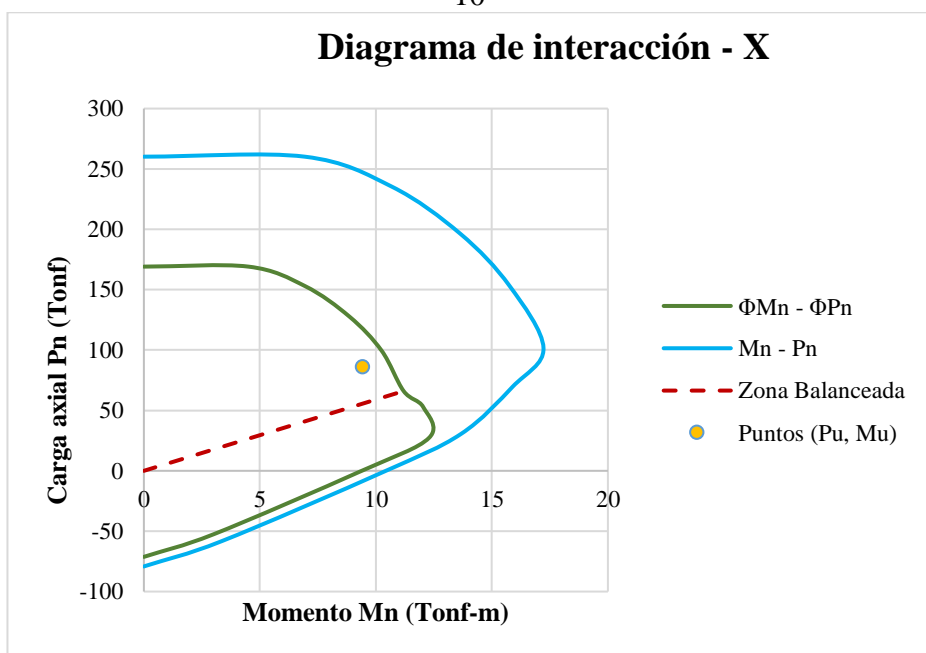
Tabla 85. Carga axial y momentos resistentes en dirección X. NSR-10

Punto	P (Ton)	M2 (Tonf-m)	ΦP (Ton)	ΦM2 (Tonf-m)
1	260.19	0.00	169.12	0.00
2	260.19	6.93	169.12	4.50
3	235.41	10.68	153.02	6.94
4	196.42	13.63	127.67	8.86
5	153.11	15.76	99.52	10.25
6	101.62	17.22	66.05	11.20
7	69.67	15.89	52.78	12.04

8	30.49	13.66	27.44	12.30
9	-1.33	10.27	-1.20	9.25
10	-58.24	3.36	-52.41	3.02
11	-79.18	0.00	-71.26	0.00
Columna de estudio				
Pu	Mu			
86.02	9.43			

Fuente: Etabs

Figura 116. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección X. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

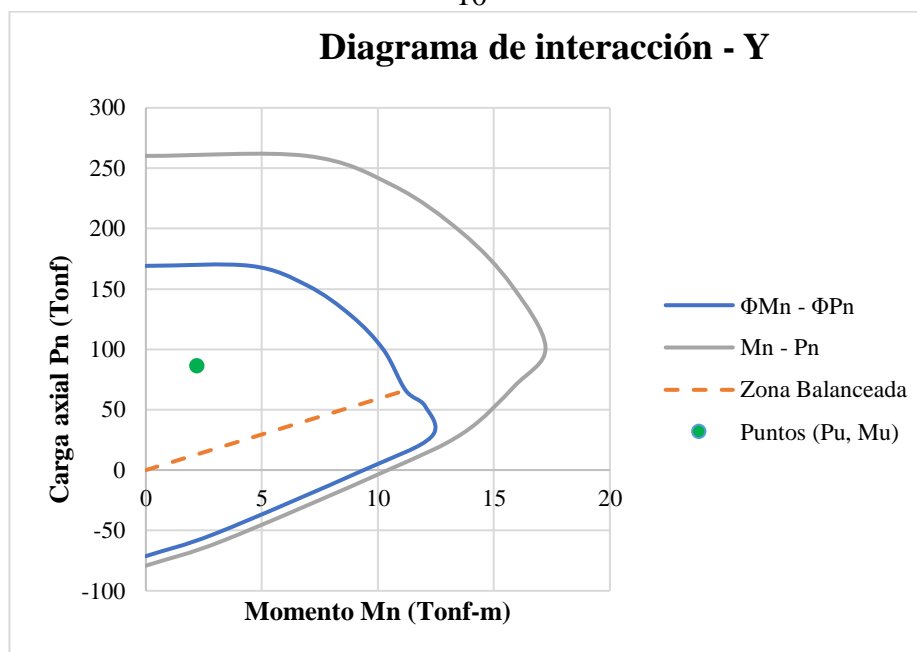
Tabla 86. Carga axial y momentos resistentes en dirección Y. NSR-10

Punto	P (Ton)	M3 (Tonf-m)	ΦP (Ton)	$\Phi M3$ (Tonf-m)
1	260.19	0.00	169.12	0.00
2	260.19	6.93	169.12	4.50
3	235.41	10.68	153.02	6.94
4	196.42	13.63	127.67	8.86
5	153.11	15.76	99.52	10.25
6	101.62	17.22	66.05	11.20
7	69.67	15.89	52.78	12.04
8	30.49	13.66	27.44	12.30
9	-1.33	10.27	-1.20	9.25
10	-58.24	3.36	-52.41	3.02

11	-79.18	0.00	-71.26	0.00
Columna de estudio				
Pu	Mu			
86.02	2.21			

Fuente: Etabs

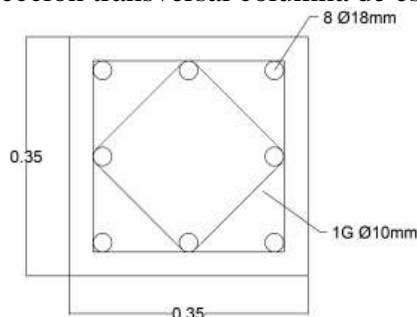
Figura 117. Diagrama de interacción de la columna de estudio en dirección Y. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

Los diagramas de interacciones de la columna de estudio están formados por los valores de carga axial y momento resultantes de las combinaciones de carga del modelo realizado con la NSR-10. La carga y momento de la columna de estudio se encuentra dentro de la curva de interacción soportando las solicitaciones en ambas direcciones, de manera que al estar ubicadas por encima de la zona balanceada estará actuando en compresión y la falla será por aplastamiento, por lo tanto, presenta un buen comportamiento.

Figura 118. Sección transversal columna de estudio. NSR-10



Fuente: Pablo Gallegos

3.1.8 Cálculo volumen

Hormigón

Se calcula a partir de las dimensiones finales de la tabla 73 de los elementos: viga, columna y losa, la última mantiene las dimensiones iniciales.

Acero de refuerzo

Para calcular la cantidad se acero, se usó la masa por metro establecida en la ficha técnica para varilla microaleada de novacero.

Tabla 87. Masa de varilla según número de varilla

Varilla (mm)	Masa (kg/m)
10	0.617
12	0.888
14	1.208
16	1.578
18	1.998
20	2.466
22	2.984
25	3.853

Fuente: Novacero

Presupuesto

El presupuesto está en función de los costos de materiales de Ecuador, los cuales dependen de la ubicación del lugar, que tan cerca se encuentra de las canteras, calidad de cada uno de los materiales, fabricante, distribuidor, entre otros factores externos tanto del proyecto como de leyes nacionales y locales.

Las tablas 88 y 89 se muestra el presupuesto de la estructura apoticada de hormigón armado diseñadas con la NEC-SE-DS y la NSR-10, respectivamente.

Tabla 88. Presupuesto de estructura de Hormigón Armado. NEC-15

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PRODUCTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PRECIO TOTAL
HORMIGÓN					
R1	Hormigón simple en columna ($f_c=240$ kg/cm ²)	m ³	30.53	155.04	4733.51
R2	Hormigón simple en viga ($f_c=240$ kg/cm ²)	m ³	29.44	153.91	4531.00
R3	Hormigón simple en losa de 20cm ($f_c=240$ kg/cm ²)	m ³	56.09	118.04	6620.86

ACERO DE REFUERZO					
R4	Acero estructural de 10, 16 mm (fy=4200 kg/cm2)	kg	6,627.21	2.70	17879.82
			TOTAL		33765.19
Total: Trescientos treinta mil setecientos sesenta y cinco dólares con diecinueve centavos					

Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 89. Presupuesto de estructura de Hormigón Armado. NSR-10

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PRODUCTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	PRECIO TOTAL
HORMIGÓN					
R1	Hormigón simple en columna (f'c=240 kg/cm2)	m3	22.07	155.04	3421.83
R2	Hormigón simple en viga (f'c=240 kg/cm2)	m3	29.44	153.91	4531.00
R3	Hormigón simple en losa de 20cm (f'c=240 kg/cm2)	m3	56.09	118.04	6620.86
ACERO DE REFUERZO					
R4	Acero estructural de 10, 16 mm (fy=4200 kg/cm2)	kg	8,305.32	2.70	22407.24
			TOTAL		36980.93
Total: Trescientos seis mil novecientos ochenta dólares con noventa y cuatro centavos					

Fuente: Pablo Gallegos

Tabla 90. Comparación del presupuesto de estructura entre ambas normativas.

ITEM	DESCRIPCIÓN DE PRODUCTO	UNIDAD	NEC-15	NSR-10
HORMIGÓN				
R1	Hormigón simple en columna (f'c=240 kg/cm2)	m3	4733.51	3,421.83
R2	Hormigón simple en viga (f'c=240 kg/cm2)	m3	4531.00	4,531.00
R3	Hormigón simple en losa de 20cm (f'c=240 kg/cm2)	m3	6,620.86	6,620.86
ACERO DE REFUERZO				
R4	Acero estructural de 10, 16 mm (fy=4200 kg/cm2)	kg	17,879.82	22,407.24
TOTAL (DÓLARES)			33765.19	36980.93

Fuente: Pablo Gallegos

En la tabla 90 se observa una discrepancia del 8.7% en el costo total teniendo en cuenta los cuatro rubros descritos en la tabla, siendo la estructura más costosa la obtenida mediante el reglamento colombiano NSR-10.

3.2 Verificación de hipótesis

El análisis sísmico de las normativas se realizó mediante el uso del espectro inelástico para la NEC-SE-DS y el espectro elástico para la NSR-10. Los resultados obtenidos son correspondientes al uso del espectro y cortante basal de las normas de estudio, sin embargo, para diseño en las combinaciones de carga hacen uso del espectro inelástico en ambas normas de estudio.

La estructura analizada con la norma ecuatoriana posee mayor rigidez debido a la diferencia de 5cm en las columnas cuadradas en comparación con la estructura analizada con el reglamento colombiano, esto puede deberse a que la NEC-15 hace uso de las inercias agrietadas en los elementos estructurales.

La estructura sufre desplazamientos máximos en el piso 2 en dirección Y del análisis dinámico con el valor de 2.20 cm para la norma ecuatoriana y de 10.02 cm para el reglamento colombiano. Por consiguiente, la estructura realizada con la NSR-10 presenta mayor flexibilidad en sus desplazamientos horizontales.

Las derivas de piso en la NEC-SE-DS hace uso de derivas inelásticas, para obtenerlas se multiplican las derivas elásticas calculadas con el software Etabs por el factor de reducción sísmica R y el factor de 0.75, con el límite de deriva inelástica permitida del 2% por ser la estructura de hormigón armado; mientras que la NSR-10: Título A, hace uso de las derivas elásticas, con límite de deriva permitida del 1% de la altura de piso que se esté analizando. La máxima deriva obtenida en la NEC-15 fue de 1.70% en el piso 2 en la dirección X del análisis dinámico, mientras que para la NSR-10 fue de 1.67% en el piso 2 en la dirección Y. La participación de las derivas con respecto al límite permitido la NEC-15 presenta valores más cercanos al límite en la dirección X del análisis dinámico, como se muestra en la figura 92, siendo la norma ecuatoriana más flexible en relación con el límite de deriva permitida.

Los resultados de desplazamientos, cortantes dinámicos de piso y derivas se encuentran afectados significativamente por el cortante basal de diseño. La NEC-15 reduce el cortante de diseño debido al factor de reducción sísmica R; mientras que la NSR-10 a su cortante de diseño no lo reduce con ningún valor en su denominador. Con esto podemos darnos cuenta la razón de amplificar las derivas elásticas para obtener

las derivas inelásticas en la NEC-15; mientras en la NSR-10 usa solamente las derivas elásticas para sus respectivas comparaciones.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Los parámetros de suelo y localización son fundamentales para realizar el espectro de diseño de las normas de estudio. Los parámetros de suelo limitan el período de vibración cortos (T_c) y largos (T_L); los factores de zona permiten encontrar el valor del espectro de diseño para el período de vibración dado.
- La clasificación de las zonas sísmicas para la NEC-15 se presentan seis zonas sísmicas que están en función del factor de zona Z ; mientras que para la NSR-10 los clasifica en 10 regiones en función de la aceleración pico efectiva (A_a) y velocidad pico efectiva (A_v).
- Los espectros de diseño son diferentes en ambas normativas. Para el cálculo en la norma ecuatoriana requiere los parámetros del factor Z de zona sísmica, la razón entre la aceleración espectral y el período de retorno seleccionado y los coeficientes de perfil de suelo. El reglamento colombiano hace uso de factores de aceleración y velocidad horizontal pico efectiva A_a y A_v , los coeficientes de amplificación debido a efectos de sitio y el coeficiente de importancia.
- Los sistemas estructurales de la NEC-SE-DS clasifica en sistemas dúctiles y de ductilidad limitada, mientras que la NSR-10 los clasifica en muros de carga, combinado, pórtico y dual.
- La NEC-15 clasifica el coeficiente de importancia según la categoría y uso, los cuales son tres: esenciales, de ocupación especial y otras estructuras, mientras que la NSR-10 los clasifica en cuatro grupos de uso: I, II, III y IV.
- Para el cálculo de rigideces y las derivas máximas la NEC-15 usará los valores de las inercias agrietadas para los elementos estructurales de hormigón armado: $0.5I_g$ para vigas y $0.8I_g$ para columnas, mientras que la NSR-10 usar la inercia gruesa completa.

- Se concluyó que los cortantes tienen un alto impacto en los resultados obtenidos para estabilizar la estructura en el análisis sísmo resistente. La NEC-15 para el cálculo del cortante basal usa los factores de irregularidad en planta y elevación, el factor de importancia y el factor de reducción R, factor que influye en gran medida en la reducción de los resultados; mientras que la NSR-10 no considera los factores de irregularidad, importancia ni el de reducción sísmica R.
- El máximo cortante basal dinámico se obtuvo en la dirección X del sismo, para la norma ecuatoriana fue de 60.41 tonf y para el reglamento colombiano fue de 513.04 tonf.
- Las normativas de estudio comparten la misma clasificación del tipo de suelo y también las irregularidades tanto en planta como en elevación.
- El factor de reducción R en la norma ecuatoriana se basa en la tipología de la estructura, mientras en el reglamento colombiano depende de los grados de irregularidad de la estructura, de los sistemas de resistencia sísmica y el grado de capacidad de disipación DMI, DMO o DES.
- La NEC-15 y la NSR-10 comparten el porcentaje del 90% de participación modal del análisis modal espectral.
- Las normas de estudio de Ecuador y Colombia se basan en el diseño de los elementos estructurales de hormigón armado de la norma ACI 318, el cual se basa en el diseño por factores de carga y resistencia LRFD, mayoran las cargas de diseño y reducen las resistencias de diseño.
- El límite de deriva de piso para la estructura aperturada de hormigón armada, la norma ecuatoriana permite el 0.02 como deriva máxima permitida de las derivas inelásticas de piso; el reglamento colombiano permite el 1% de la altura entre dos pisos consecutivos de las derivas elásticas.
- Las dimensiones finales para estabilizar la estructura frente a la ocurrencia del sismo de diseño para la NEC-15 fue en columnas de 40x40cm, vigas 25x35cm y losa de 20cm; mientras que para la NSR-10 fue en columnas de 35x35cm, vigas 25x35cm y losa de 20cm. Las columnas de mayor dimensión son las obtenidas por la norma ecuatoriana siendo estas de 40x40cm, mientras que en el reglamento colombiano varían en 5cm, siendo estas de 35x35cm.
- El período de vibración de la estructura analizada con la norma ecuatoriana NEC-SE-DS es de 0.694s y al ser analizada con el reglamento colombiano es de 0.587s,

siendo esta última la de menor período de vibración, por tanto, reduce los desplazamientos debido a sismo.

- Del análisis dinámico de la estructura con las condiciones y características establecidas, se concluye que la edificación ha tenido período de vibración de 0.694 seg para la normativa ecuatoriana; mientras que para el reglamento colombiano fue de 0.587 seg, siendo el período de la NEC-15 mayor en el 18% al período de vibración de la NSR-10.
- Se estableció las derivas de piso para cada dirección de sismo del análisis dinámico, concluyendo que las derivas para la norma ecuatoriana son inelásticas con el valor máximo de 1.70% para el piso 2 N+5.22 m para la dirección X y para el reglamento colombiano las derivas elásticas con el valor máximo de 1.67%, en el piso 2 para la dirección Y, siendo así un edificio que cumple con los requisitos de deriva de las correspondientes normas de estudio
- Se determinó que la estructura más costosa es la determinada mediante el diseño del reglamento colombiano NSR-10, debido a la cantidad de acero de 18mm, debido que exige mayor capacidad de carga que la requerida en la norma ecuatoriana, sin embargo, la estructura más rígida es la obtenida mediante la NEC-SE-DS por cuanto las dimensiones en columnas cuadradas es mayor en 5cm. Ambas cumplen con las derivas máximas en el piso 2 en la dirección X e Y, siendo la mayor en la dirección de sismo X para la NEC-15 con una participación del 85% y para la NSR-10 del 57% en relación con la deriva máxima permitida para cada norma de estudio.
- Con el presupuesto obtenido en la tabla 90, se observó que la estructura realizada con la norma ecuatoriana tiene un costo 33765.19 dólares americanos, mientras que el reglamento colombiano tiene un costo de 36980.93 dólares americanos, siendo esta última mayor en un 1.09% al obtenido por la normativa ecuatoriana. La estructura al usar el reglamento colombiano es más costosa por el uso de aceros de refuerzo mayores a los de la normativa ecuatoriana.

4.2 Recomendaciones

- Las cuantías de acero son basadas en las mínimas que puede tener la columna. Se recomienda realizar la verificación de manera analítica.
- Usar adecuadamente y con criterio cada uno de los programas de diseño estructural, además de revisar los respectivos manuales. Cada programa tiene dos diferentes formas de uso y algunos discrepan en ciertas maneras de calcular.
- Continuar en continuo aprendizaje y seguimiento a las actualizaciones futuras de las normas.
- Realizar el análisis dinámico de cualquier estructura regular, irregular y de cualquier tipo de ocupación para verificar los resultados en relación con el dinámico y asegurar el diseño estructural.
- Se recomienda usar las respectivas normas pertenecientes a la localidad y país de estudio.
- Se recomienda verificar las irregularidades de planta y elevación de la estructura luego de realizar el análisis dinámico modal.
- En futuras normas sismorresistentes especificar definiciones y recomendaciones de daño para obtener un buen diseño y comportamiento estructural.

4.3 Bibliografía

- [1] M. Lafuente, J. Grases y C. Genatios, Revisión de la normativa sísmica en América Latina, Caracas: CAF - Banco de desarrollo de América Latina, 2014.
- [2] OCHA, «reliefweb,» Marzo 2020. [En línea]. Available: https://reliefweb.int/sites/reliefweb.int/files/resources/OCHA-DESASTRES_NATURALES_ESP%20%281%29.pdf. [Último acceso: 28 Marzo 2021].
- [3] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), NEC-SE-DS. Peligro Sísmico. Diseño Sismo Resistente.*, Quito.
- [4] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*, Bogotá.
- [5] R. Aguiar y A. Rivas, de *Microzonificación sísmica de Ambato*, 1 ed. ed., Quito, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 2018, pp. pp. 81-98.
- [6] INGEOMINAS, «Fallas activas en Colombia,» *Boletín Geológico*, vol. 34, n° 2-3, p. 53, 1994.
- [7] R. Aguiar, *Análisis sísmico de edificios*, Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 2008.
- [8] ACI, *Requisitos de reglamento para hormigón estructural (ACI 318-14)*, EEUU, 2014.
- [9] R. Rochel, *Análisis y diseño sísmico de edificios*, Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012.
- [10] V. Suárez, «Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas,» *Revista Tecnológica ESPOL - RTE*, vol. 22, n° 2, pp. 47-59, 2009.

5. Anexos

5.1 Análisis de precio unitarios

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Rubro: Hormigón simple en columna (f'c=240 kg/cm2)

UNIDAD :
M3
CODIGO :
R1

DETALLE :

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR					0.87
CONCRETERA 1 SACO	1.00	4.66	4.66	0.50	2.33
VIBRADOR A GASOLINA	1.00	4.38	4.38	0.50	2.19
SUBTOTAL M					5.39

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HOR A B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón Est. Ocup. E2	11.00	3.41	37.51	1.06	39.76
Albañil Est. Ocup. D2	6.00	3.45	20.70	1.06	21.94
SUBTOTAL N					61.70

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
CEMENTO PORTLAND	saco	7.80	8.15	63.57
ARENA NEGRA	M3	0.65	11.00	7.15
RIPIO TRITURADO	M3	0.95	18.00	17.10
AGUA	M3	0.20	0.66	0.13
SUBTOTAL O				87.95

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				0

NOTA:
* ESTOS PRECIOS NO
INCLUYEN
EL IMPUESTO AL VALOR
AGREGADO (IVA).

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	155.04
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	155.04
VALOR OFERTADO	155.04

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : Hormigón simple en viga (f'c=240 kg/cm2)

UNIDAD :

M3

CODIGO :

R2

DETALLE :

EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDA		TARIFA	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIETO R	COSTO D=C*R
	D	A				
HERRAMIENTA MENOR						0.87
CONCRETERA 1 SACO		1.00	4.66	4.66	0.50	2.33
VIBRADOR A GASOLINA		1.00	4.38	4.38	0.50	2.19
SUBTOTAL M						5.39

MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDA		JORNAL/HOR		COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENT O R	COSTO D=C*R
	D	A	A	B			
Peón Est. Ocup. E2		11.00		3.41	37.51	1.06	39.76
Albañil Est. Ocup. D2		7.00		3.45	24.15	1.06	25.60
SUBTOTAL N							65.36

MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA		PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
		D	A		
CEMENTO PORTLAND	saco		7.21	8.15	58.76
ARENA NEGRA	M3		0.65	11.00	7.15
RIPIO TRITURADO	M3		0.95	18.00	17.10
AGUA	M3		0.22	0.66	0.15
SUBTOTAL O					83.16

TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA		TARIFA B	COSTO C=A*B
		D	A		
SUBTOTAL P					0

NOTA:

*** ESTOS PRECIOS NO
INCLUYEN**

**EL IMPUESTO AL VALOR
AGREGADO (IVA).**

*** SE HARÁ UN ANÁLISIS DE**

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	153.91
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	153.91
VALOR OFERTADO	153.91

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO : Hormigón simple en losa de 20cm (f'c=240 kg/cm2)

**UNIDAD :
M3
CODIGO :
R3**

DETALLE :

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN O R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR					0.87
CONCRETERA 1 SACO	1.00	4.66	4.66	0.80	3.73
VIBRADOR A GASOLINA	1.00	4.38	4.38	0.80	3.50
SUBTOTAL M					8.10

MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDA D A	JORNAL/HOR A B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIEN O R	COSTO D=C*R
Peón Est. Ocup. E2	6.00	3.60	21.60	0.40	8.64
Albañil Est. Ocup. D2	2.00	3.65	7.30	1.06	7.74
Operador de equipo liviano Est. Ocup. D2	1.00	3.01	3.01	1.06	3.19
Maestro de obra Est- Ocup. C1	1.00	4.04	4.04	1.06	4.28
SUBTOTAL N					23.85

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
CEMENTO PORTLAND	saco	7.21	8.15	58.76
ARENA NEGRA	M3	0.65	11.00	7.15
RIPIO TRITURADO	M3	0.95	18.00	17.10
AGUA	M3	0.19	0.66	0.13
		0.59	5	2.95
SUBTOTAL O				86.09

TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				0

NOTA:

* ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IMPUESTO AL VALOR AGREGADO (IVA).
* SE HARÁ UN ANÁLISIS DE

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	118.04
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	
	0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%	
	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	118.04
VALOR OFERTADO	118.04

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero estructural de 10, 16 mm (fy=4200 kg/cm2)

UNIDAD :
KG
CODIGO :
R4

DETALLE :

EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMENT O R	COSTO D=C*R
HERRAMIENTA MENOR CORTADORA / DOBALDORA	0.25	1.38	0.35	0.06	0.87 0.02
SUBTOTAL M					0.89

MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDA D A	JORNAL/HOR A B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMENT O R	COSTO D=C*R	
MAESTRO DE OBRA Est. Ocup. C2	0.10	4.04	0.40	0.06	0.02	
FIERRERO, Est. Ocup. D2	1.00	3.65	3.65	0.06	0.22	
AYUDANTE DE FIERRERO, Est. Ocup. E2	1.00	3.60	3.60	0.06	0.22	
SUBTOTAL N					0.46	

MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
HIERRO FY= 4200 KG/CM2 . D=10-16mm	KG	1.05	1.16	1.22
ALAMBRE GALV. #18	KG	0.06	2.07	0.13
SUBTOTAL O				1.35

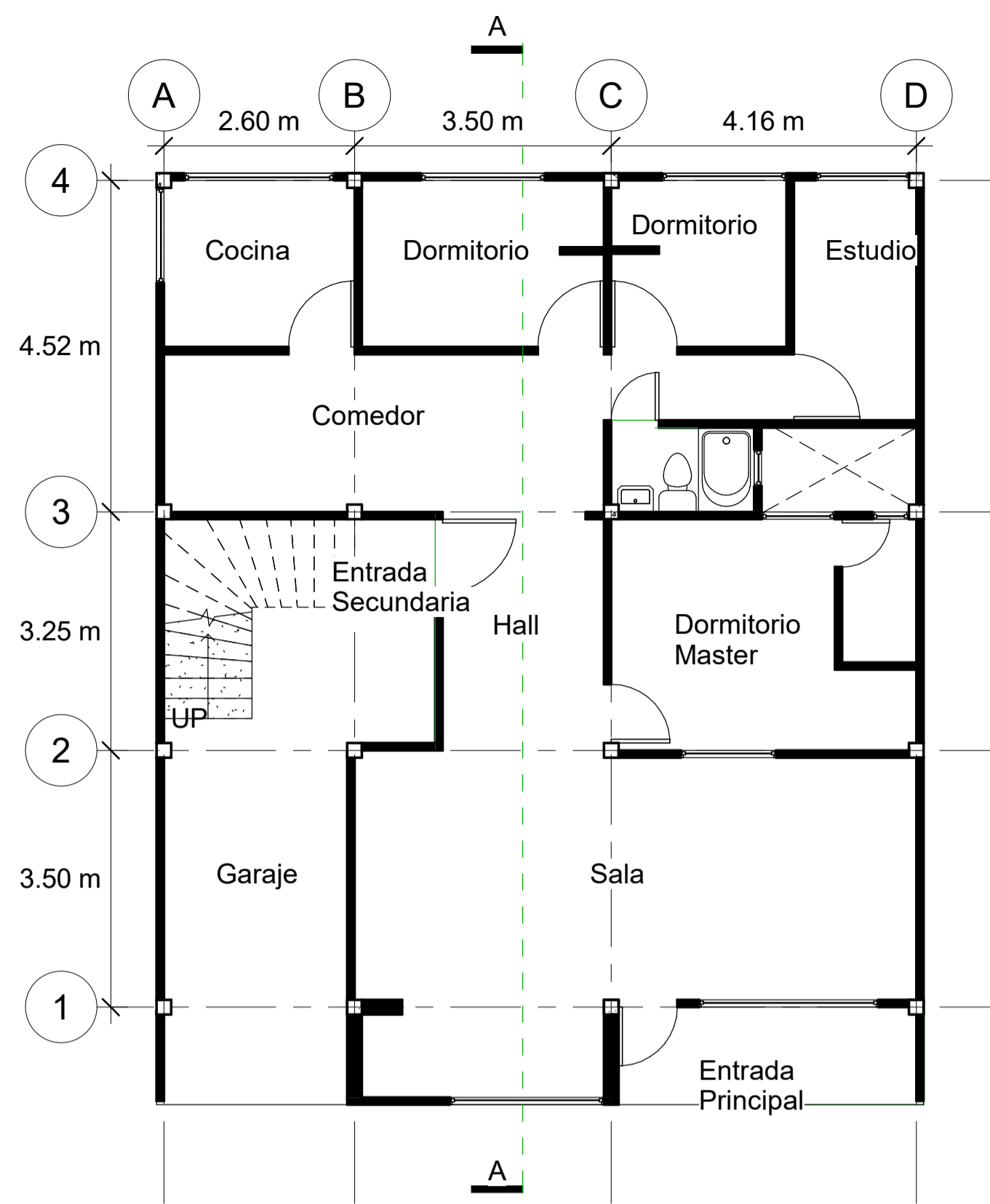
TRANSPORTE				
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL P				0

NOTA:

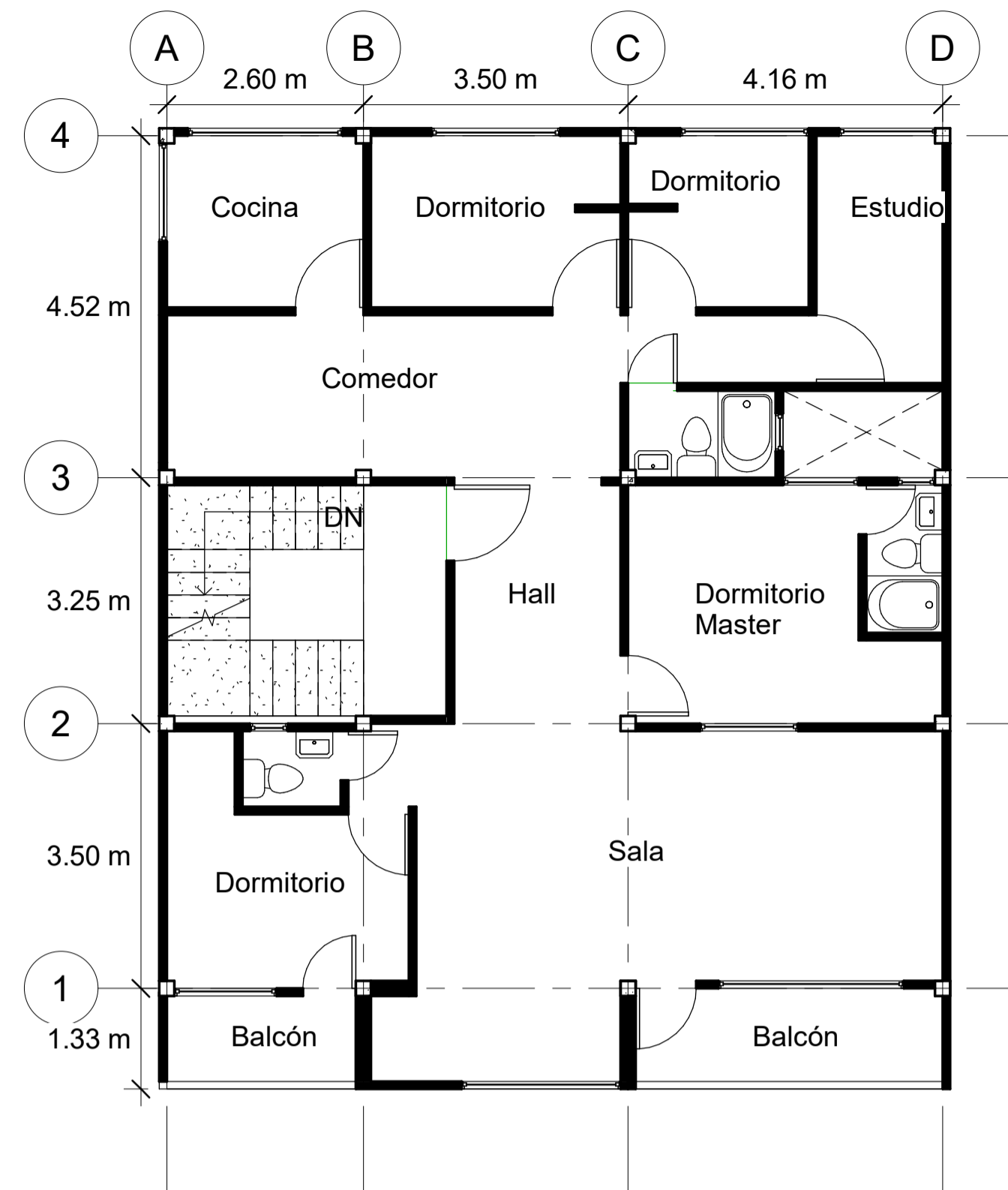
- * ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN EL IMPUESTO AL VALOR AGREGADO (IVA).
- * SE HARÁ UN ANÁLISIS DE

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	2.70
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%	
	0.00
OTROS INDIRECTOS 0.00%	
	0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO	2.70
VALOR OFERTADO	2.70

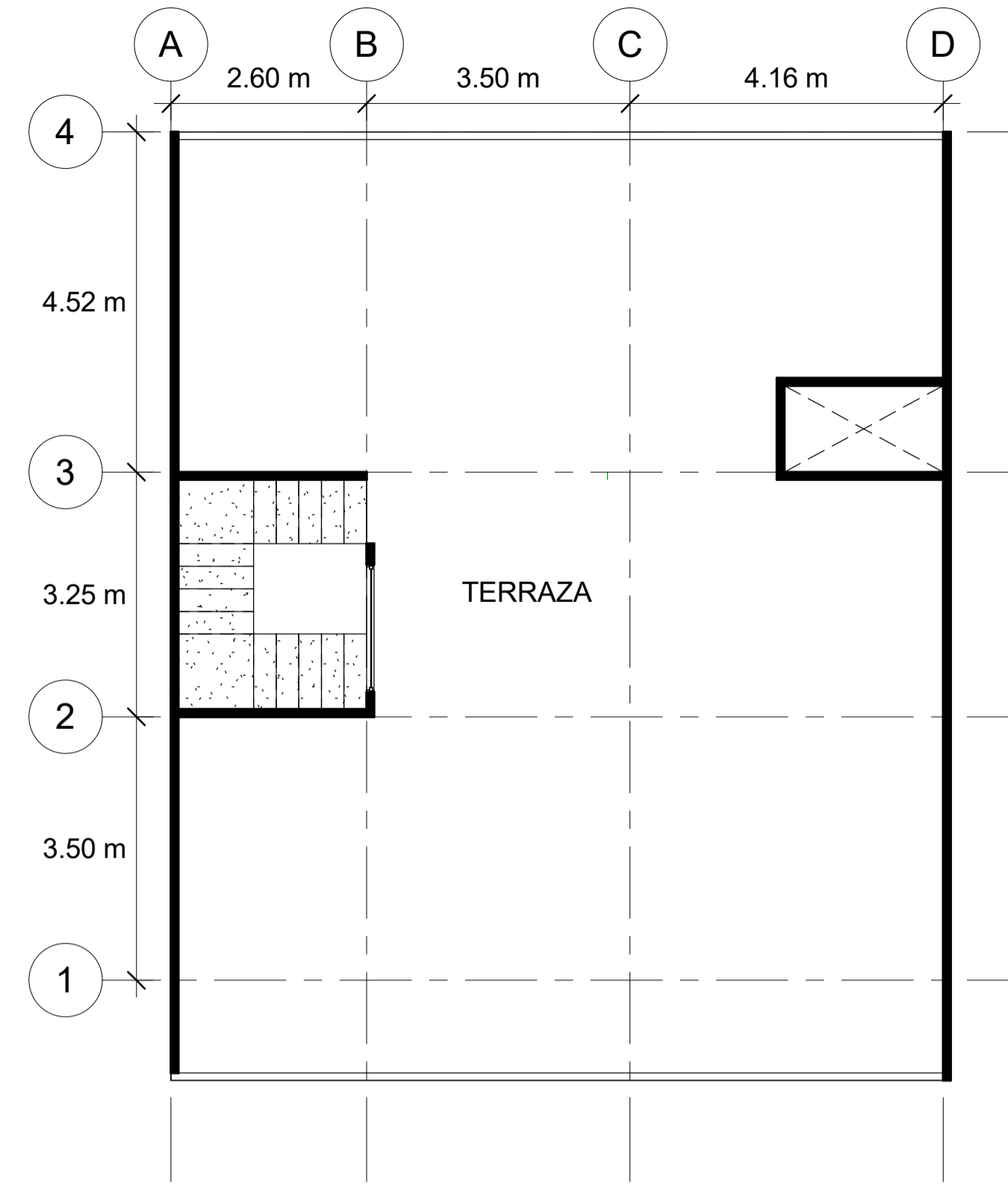
5.2 Planos



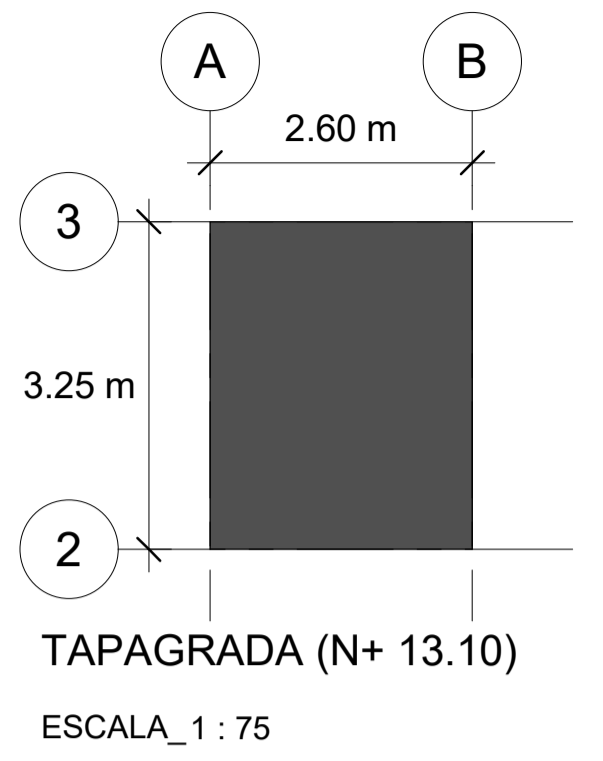
PLANTA BAJA (N+ 0.00)
ESCALA_1 : 75



PLANTA ALTA TIPO N+ 2.65, +5.30, +7.95
ESCALA_1 : 75



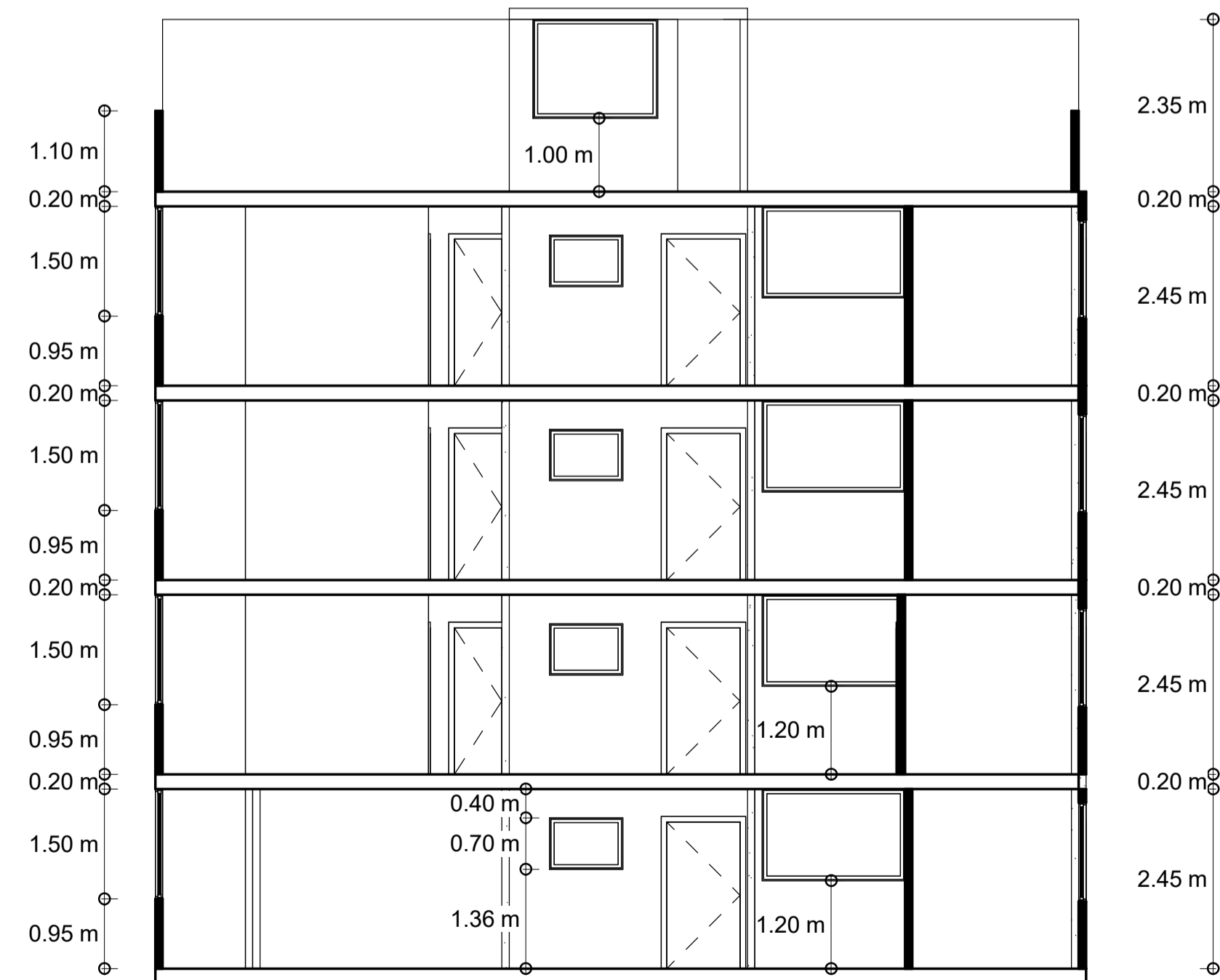
TERRAZA (N+ 10.60)
ESCALA_1 : 75



TAPAGRADA (N+ 13.10)
ESCALA_1 : 75



FACAHADA FRONTAL
ESCALA_1 : 75



CORTE A-A
ESCALA_1 : 75

Universidad Técnica de Ambato
Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica
Carrera de Ingeniería Civil



VIVIENDA MULTIFAMILIAR

DIBUJO	PROPIETARIO	LÁMINA
Pablo Gallegos	Pedro Gallegos	A1

CONTIENE:	PLANTA-FACHADA-CORTE	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN:
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:
AUTOCAD:	NOVIEMBRE - 2021	UBICACIÓN DEL PROYECTO:
	AMBATO	

SELLOS:

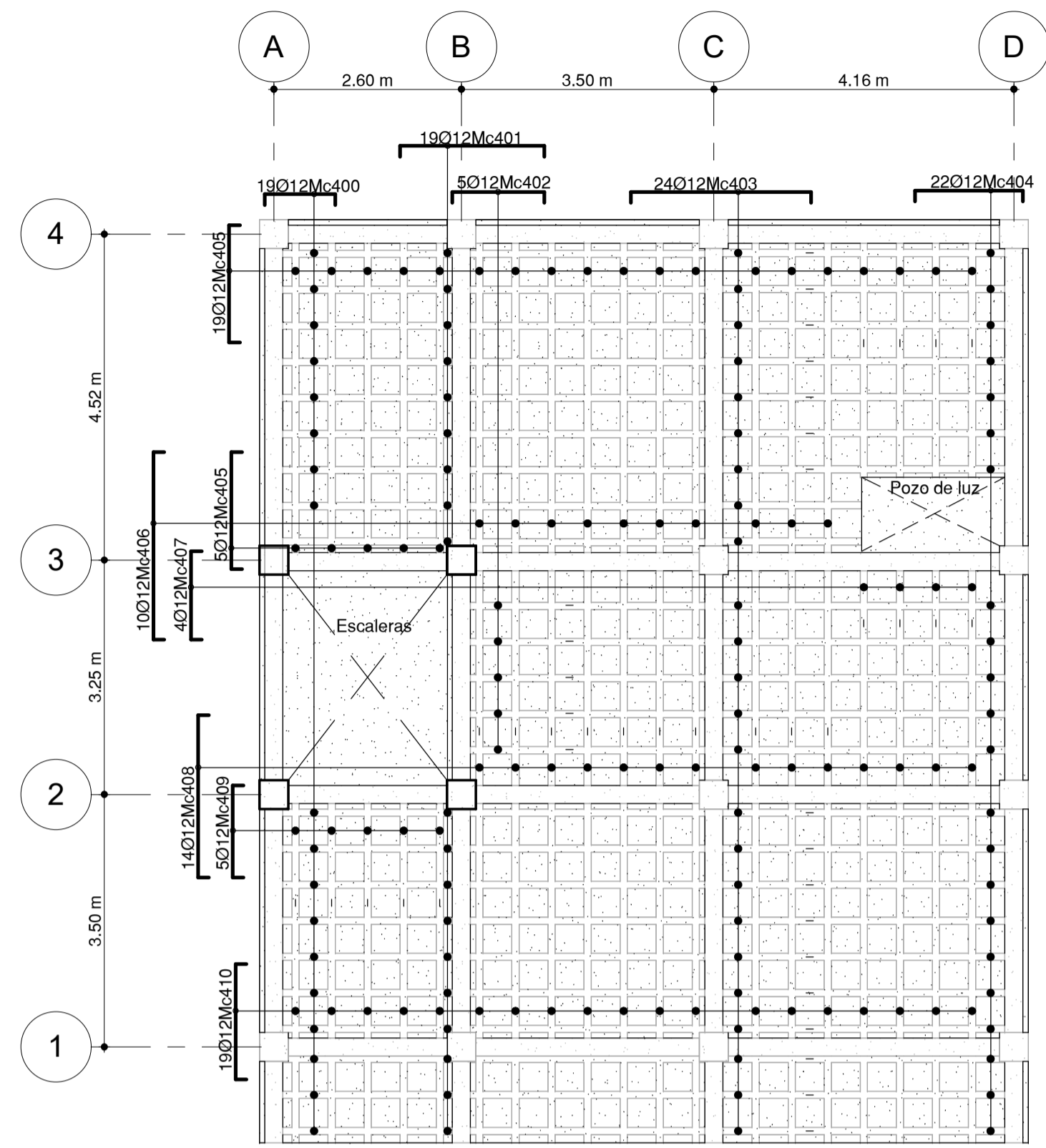
NEC-15

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:	PROPIETARIO:	LÁMINA:
Pablo Gallegos	Pablo Gallegos	E1

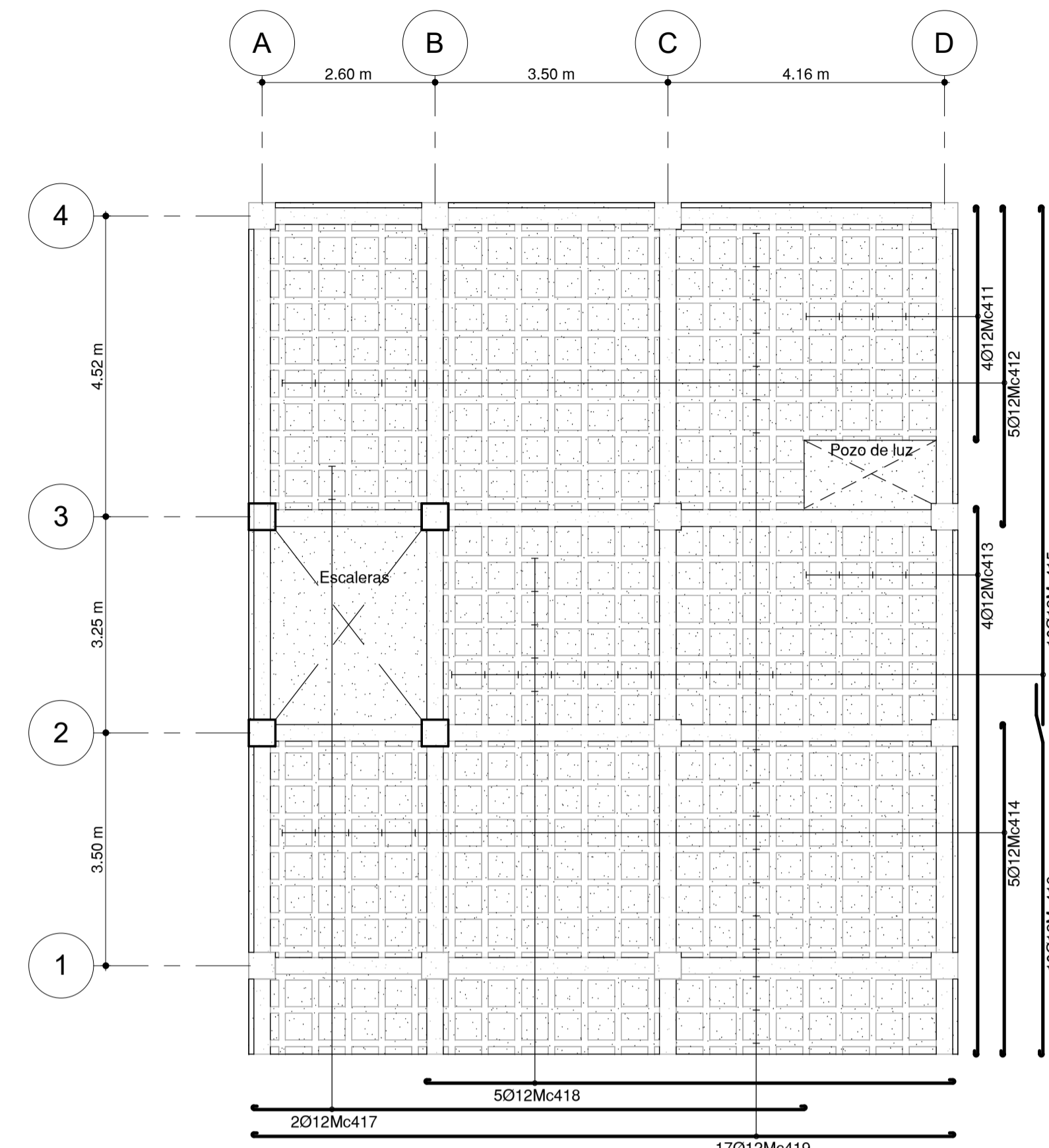
CONTIENE:	LOSAS-VIGAS-DETALLES	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN:
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:
AUTOCAD:	UBICACIÓN DEL PROYECTO:	NOVIEMBRE - 2021
	AMBATÓ	

PLANILLA DE ACEROS DE REFUERZO								
M#	Ø	Tip#	Nº	Dimensiones [m]	Longitud de Corte [m]	Longitud Total [m]	Peso [kg]	Observaciones
a	b	c	d	e	f	g		
LOSAS								
400	12	C	88	0.95/0.15/0.15	1.25	107.50	95.46	
401	12	C	76	2.00/0.15/0.15	2.30	174.80	155.22	
402	12	C	20	1.30/0.15/0.15	1.60	52.00	28.42	
403	12	C	96	2.50/5.00/0.15	7.65	734.40	652.15	
404	12	C	88	1.50/0.15/0.15	1.80	158.40	140.66	
405	12	C	96	1.60/0.15/0.15	1.90	182.40	161.97	
406	12	C	40	2.60/0.15/0.15	2.90	116.00	103.01	
407	12	C	26	1.25/0.15/0.15	1.55	40.30	35.79	
408	12	C	56	2.25/0.15/0.15	2.55	142.80	126.81	
409	12	C	20	1.25/0.15/0.15	1.55	51.00	27.53	
410	12	C	76	1.60/0.15/0.15	1.90	144.40	128.23	
411	12	I	16	3.50	0.05/0.05	3.60	57.60	51.15
412	12	I	20	4.75	0.05/0.05	4.85	97.00	86.14
413	12	I	16	8.20	0.05/0.05	8.30	132.80	117.93
414	12	I	20	4.95	0.05/0.05	5.05	101.00	89.69
415	12	I	40	7.75	0.05/0.05	7.85	314.00	278.83
416	12	I	40	5.55	0.05/0.05	5.65	226.00	200.69
417	12	I	8	8.30	0.05/0.05	8.40	67.20	59.67
418	12	I	20	7.90	0.05/0.05	8.00	160.00	142.08
419	12	I	68	10.50	0.05/0.05	10.60	728.80	640.07
420	12	I	20	3.25	0.05/0.05	3.35	67.00	59.50
421	12	I	20	2.85	0.05/0.05	2.95	58.00	52.39
VIGAS								
100	16	L	64	10.20/0.15	10.35	662.4	1045.27	
101	16	L	32	9.20/0.15	9.35	299.2	472.14	Traslapo=100cm
102	16	L	32	4.55/0.15	4.70	150.40	237.33	
103	16	L	64	1.60/0.15	1.75	240.00	378.72	Traslapo=100cm
104	16	C	32	10.50/0.15/0.15	10.80	345.60	545.34	
105	16	C	64	10.50/0.15/0.15	10.80	691.20	1090.71	
106	16	Q	1488	0.30/0.20	0.20/0.05	1.10	1522.60	974.61



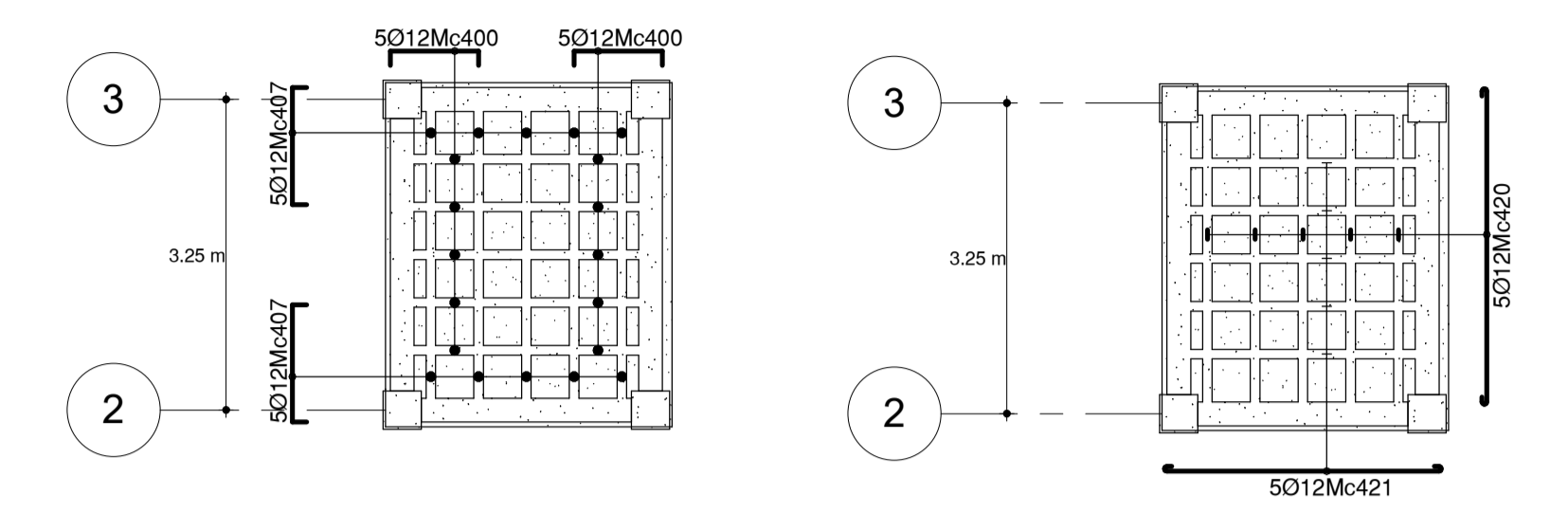
PLANTA ALTA TIPO N+ 2.65, +5.30, +7.95, +10.60

ESCALA_1 : 75



PLANTA ALTA TIPO N+ 2.65, +5.30, +7.95, +10.60

ESCALA_1 : 75

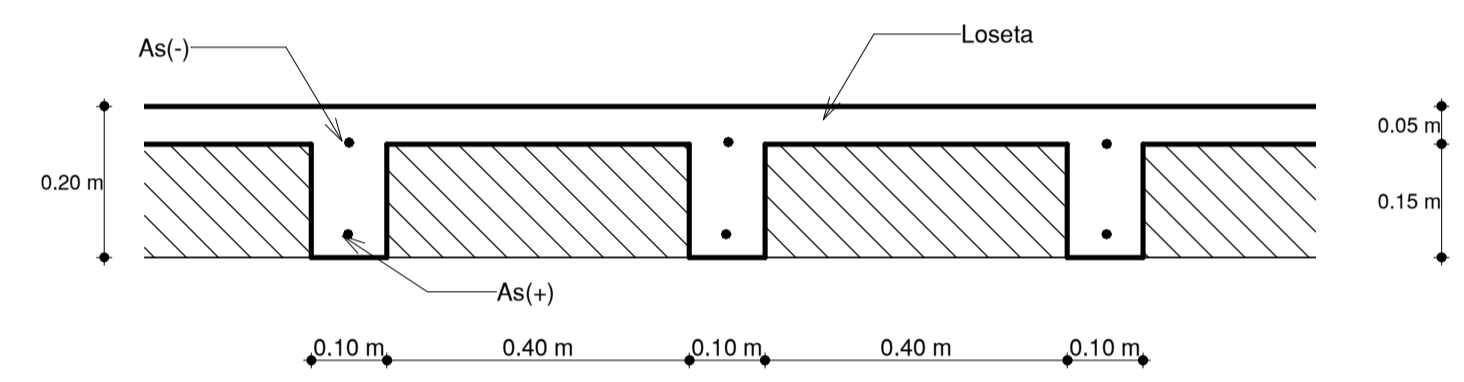


TAPAGRADA

ESCALA_1 : 75

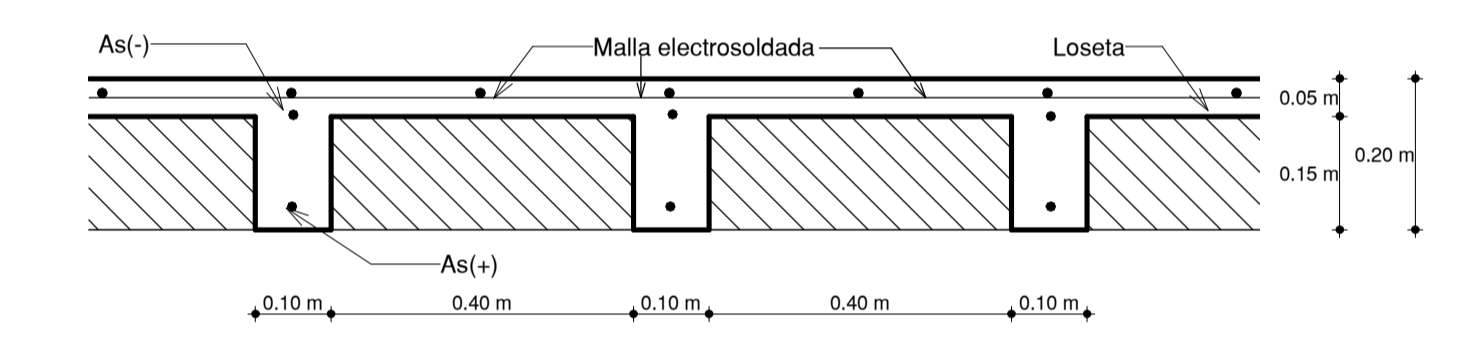
TAPAGRADA - LONGITUDINAL

ESCALA_1 : 75



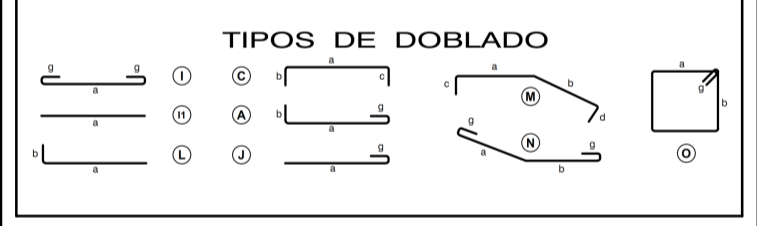
CORTE TÍPICO DE LOSA

ESCALA_1 : 10



CORTE TÍPICO DE LOSA - HIERRO DE TEMPERATURA

ESCALA_1 : 10

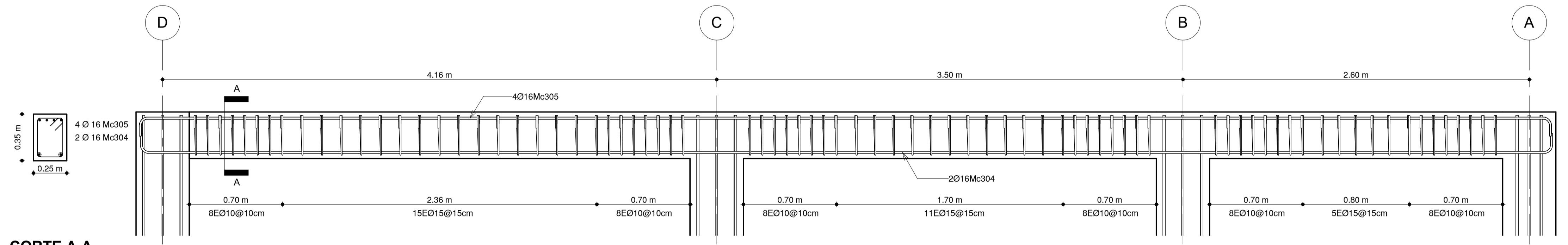


RESUMEN DE REFUERZO EN PESO:						RECUBRIMIENTOS:	
Ø	10mm	12mm	14mm	16mm	20mm	Total	Pisos
Kg/m	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466	7.5 cm
Kg	374.61	443.36	3769.51		8177.50		Columnas
							4.0 cm
							Vigas
							4.0 cm
							Losas
							7.5 cm

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²
2.	Hormigón simple Fc=240 kg/cm²
3.	Medidas de hierro se verifican en obra

NORMA: NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-DS)

RELLenos:

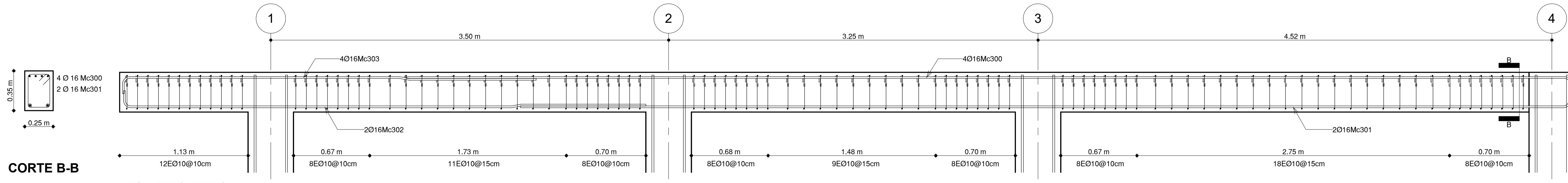


CORTE A-A

ESCALA_1 : 20

VIGA TIPO EJE-3

ESCALA_1 : 20



CORTE B-B

ESCALA_1 : 20

VIGA TIPO EJE-C

ESCALA_1 : 20

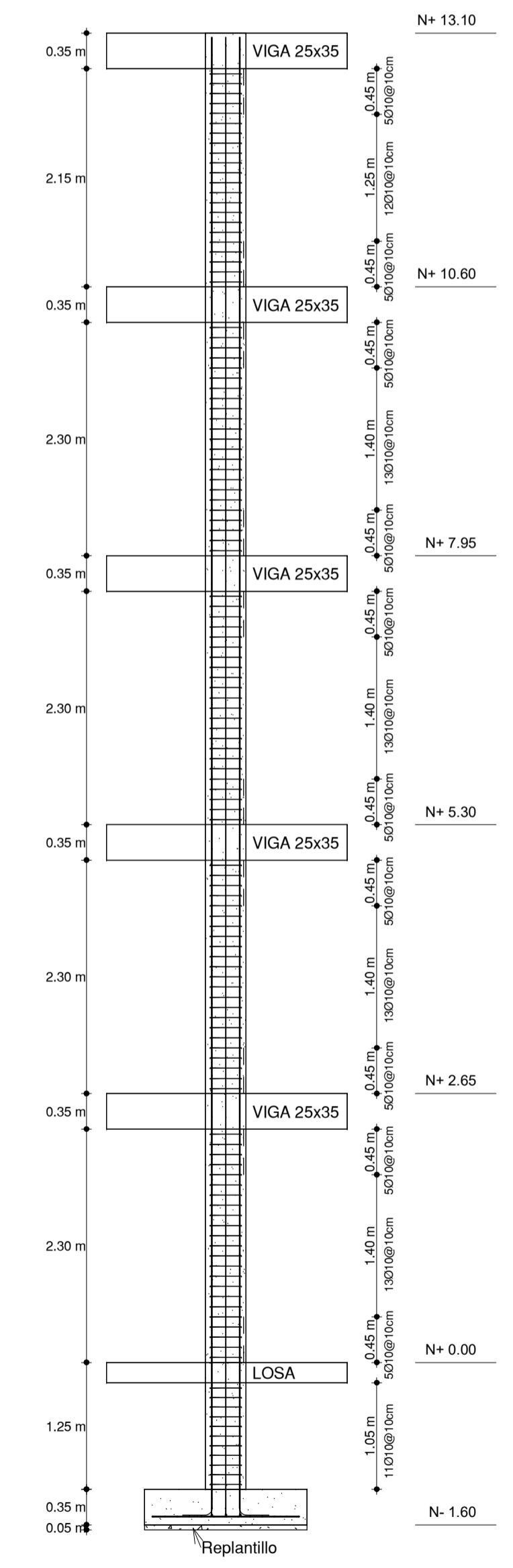
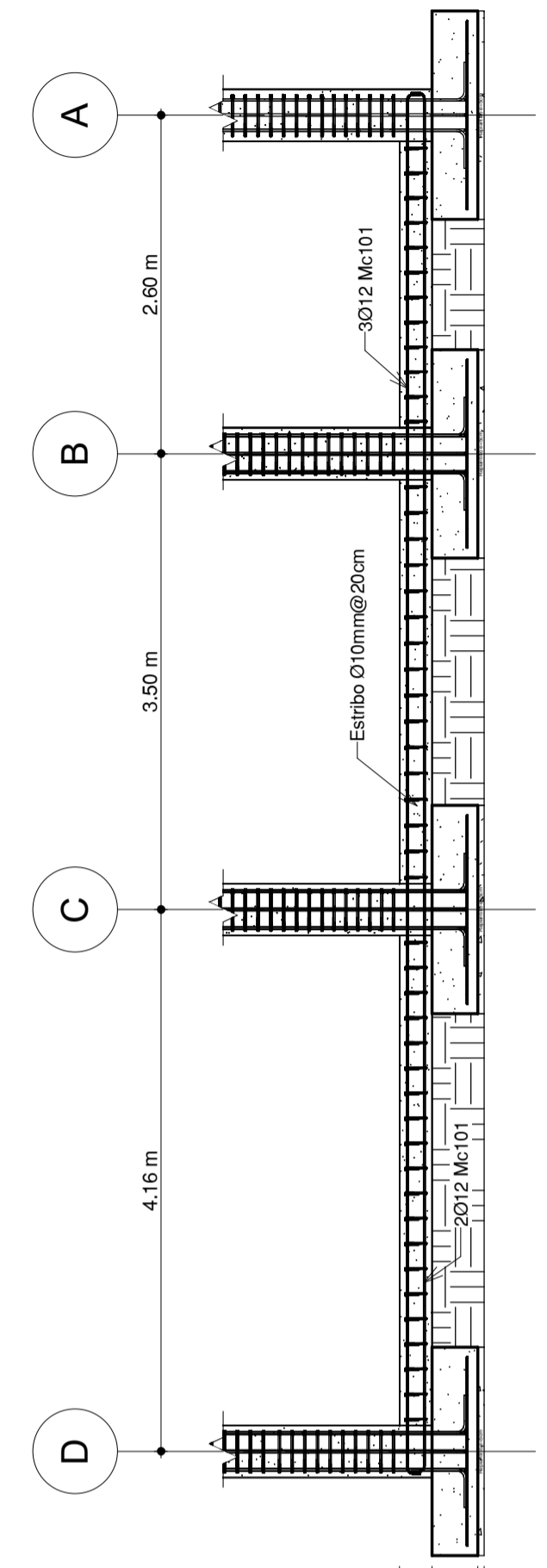
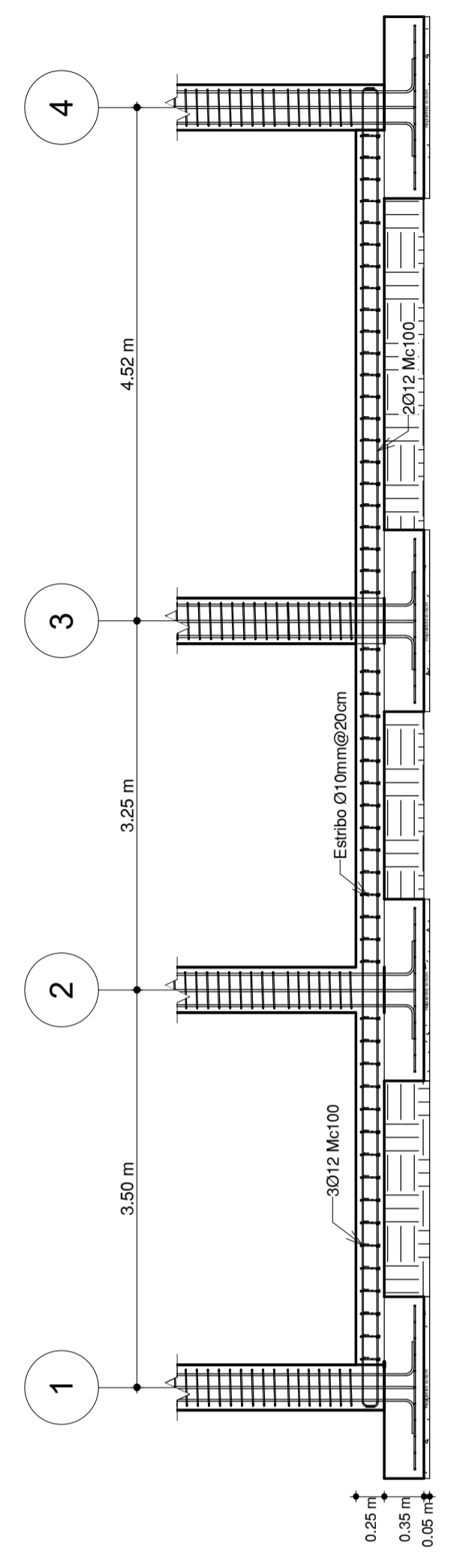
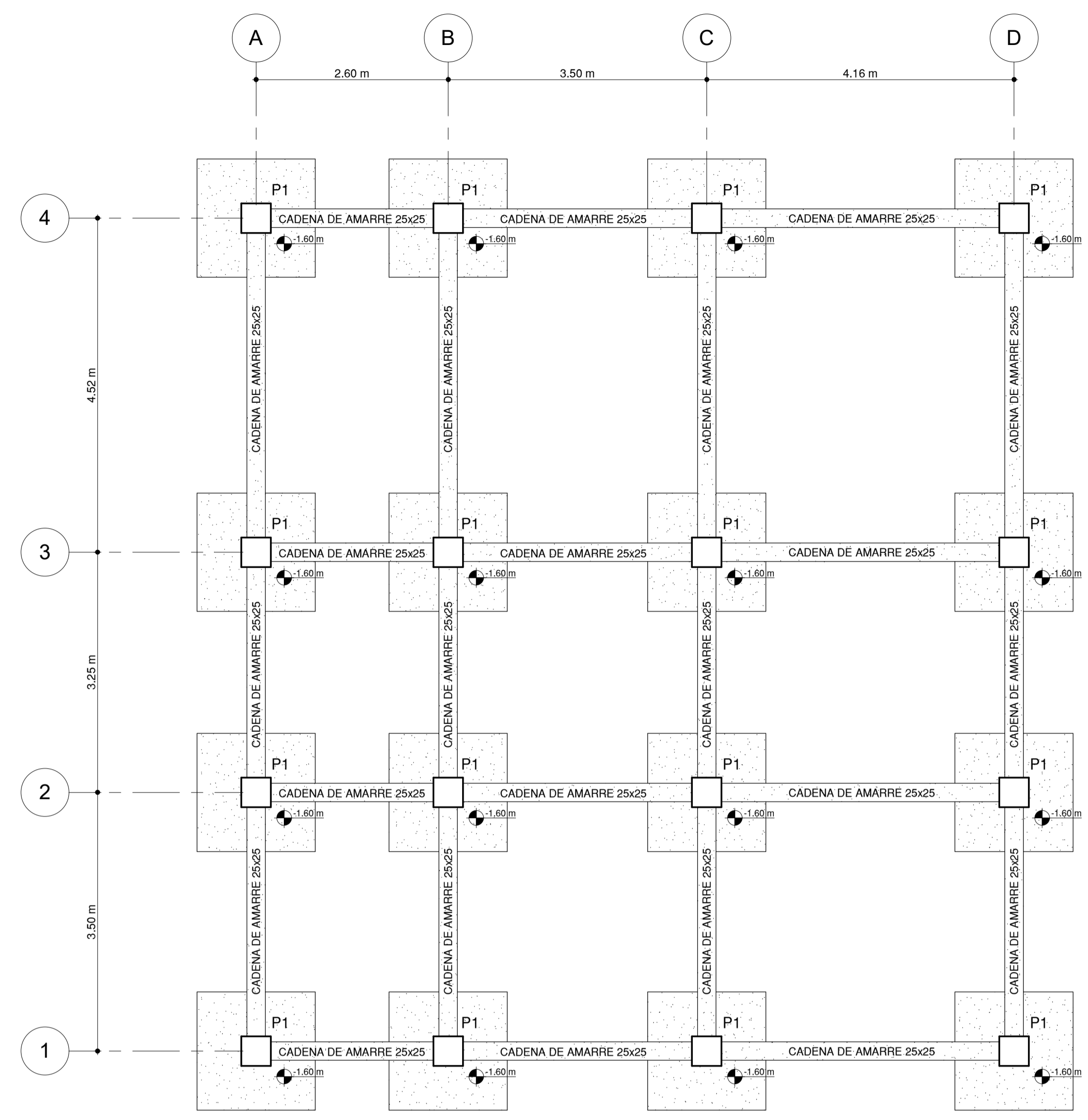
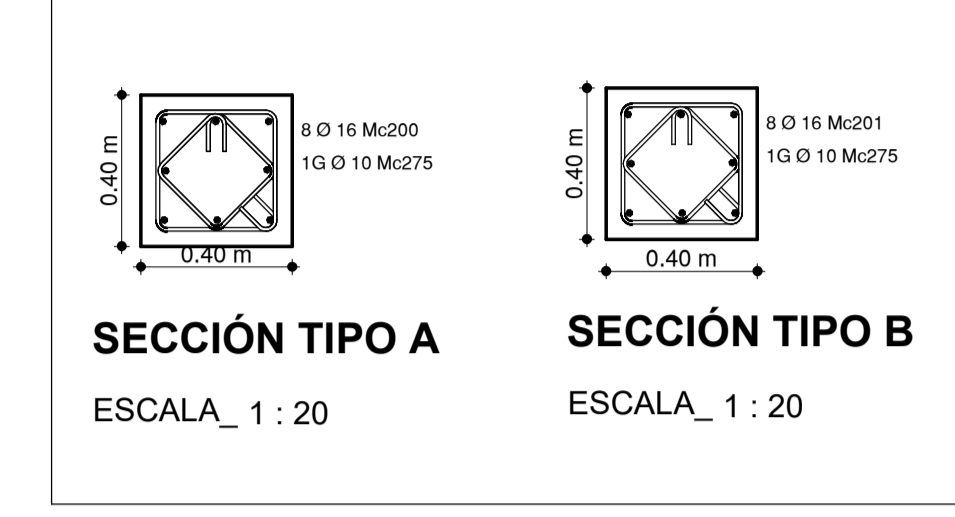
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:	PROPIETARIO:	LÁMINA:
Pablo Gallegos	Pablo Gallegos	E2

CONTIENE:	COLUMNAS-CIMENTACIÓN-DETALLES	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN:
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:
AUTOCAD:	UBICACIÓN DEL PROYECTO:	NOVIEMBRE - 2021
	AMBATÓ	

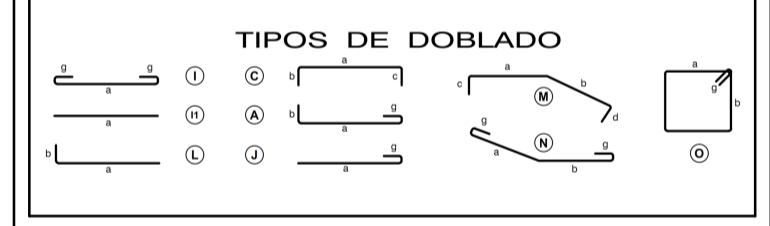
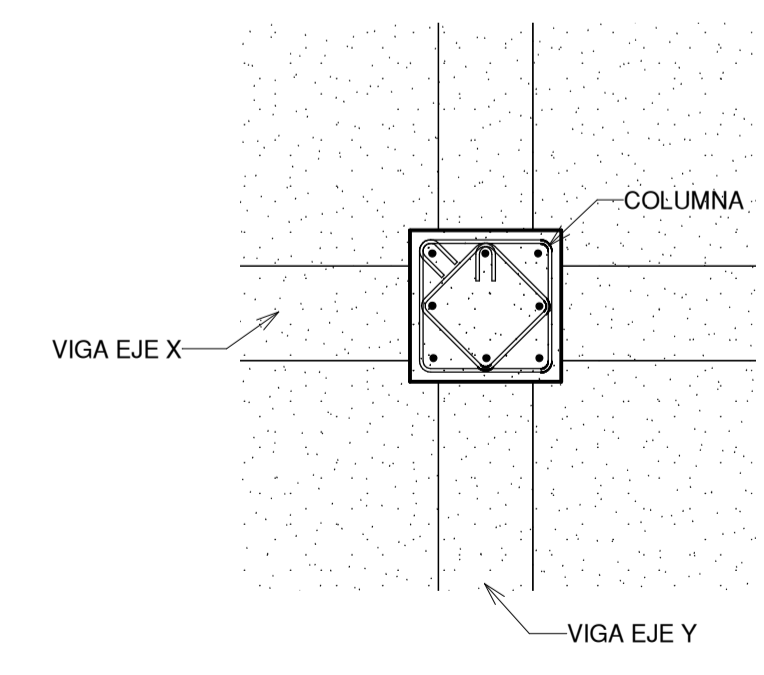
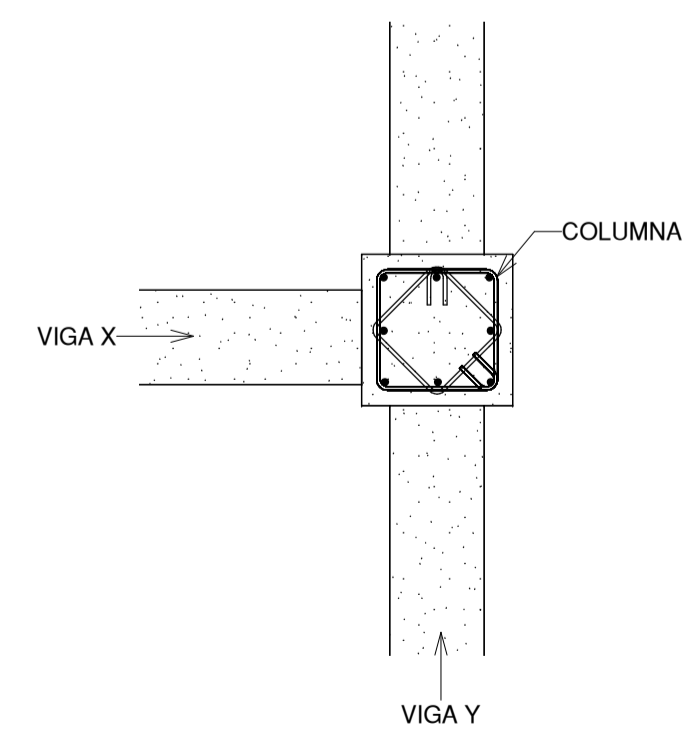
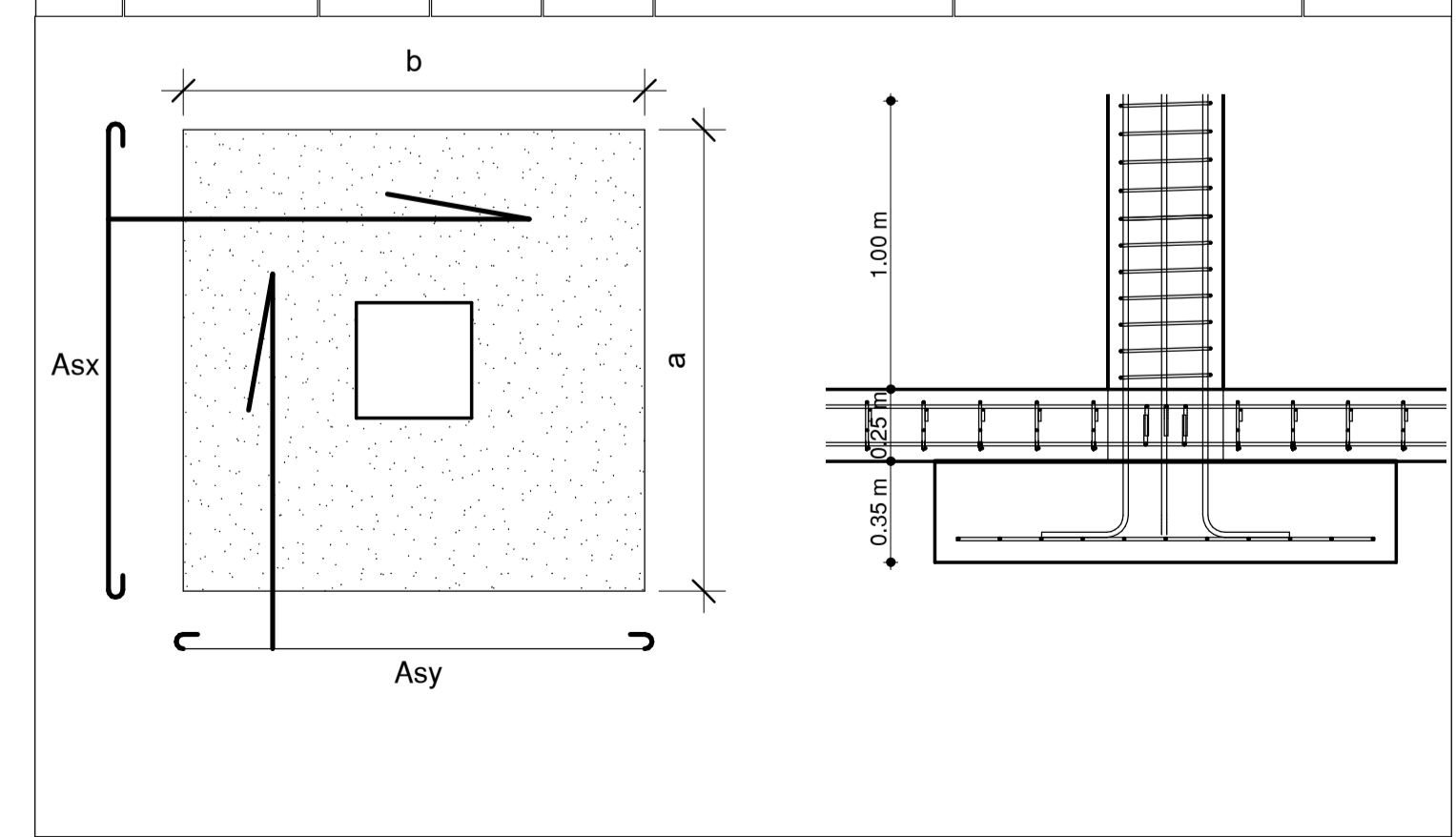
PLANILLA DE ACEROS DE REFUERZO											
Mc	Ø	Tipo	N°	Dimensiones [m]		Longitud de Corte [m]	Longitud Total [m]	Peso [Kg]	Observaciones		
	[mm]			a	b	e	g				
CIMENTACIÓN											
001	12	I3	352	1.45				1.45	510.40	312.58	
CADENAS DE AMARRE											
101	12	C	20	11.55	0.10	0.10		11.75	235.00	17.76	
101	12	C	20	10.50	0.10	0.10		10.70	214.00	17.76	
COLUMNAS											
200	16	I	32	14.55	0.15			14.7	470.4	50.896	Traslapo=60cm
201	16	L	96	12.10	0.15			12.25	1176	151.49	Traslapo=60cm
250	10	O	1736	0.32	0.32	0.06	0.06	1.40	2430.40	1073.1	
275	10	O	1736	0.23	0.24	0.06	0.06	1.06	1840.16	1073.1	

CUADRO DE COLUMNAS							
UBICACIÓN	DEL NIVEL	AL NIVEL	#	TIPO	HIERRO	LONGITUD.	HIERRO TRANSVER.
A(2) ; B(2)	-1.60	+13.10	4	A	8 Ø 16	Mc200	E Ø 10 Mc250
A(3) ; B(3)	-1.60	+10.60	4	A	8 Ø 16	Mc200	G Ø 10 Mc275
TODAS	-1.60	+10.60	12	B	8 Ø 16	Mc201	E Ø 10 Mc250
							G Ø 10 Mc275



CIMENTACIÓN
ESCALA_1 : 50

CUADRO DE PLINTOS						
TIPO	UBICACIÓN	a	b	h	Asx	Asy
P1	Indicada	1.60	1.60	0.30	11 Ø 12 @ Mc001	11 Ø 12 @ 10 Mc001



RESUMEN DE REFUERZO EN PESO:					RECLUBRIMIENTOS:	
Ø	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	20mm
Kg/m	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466
Kg	2634.84	3651.95	5098.02	6994.90		

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²
2.	Hormigón simple Fc=240 kg/cm²
3.	Medidas de hierro se verificadas en obra

NORMA: NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-SE-DS)

SELLOS:

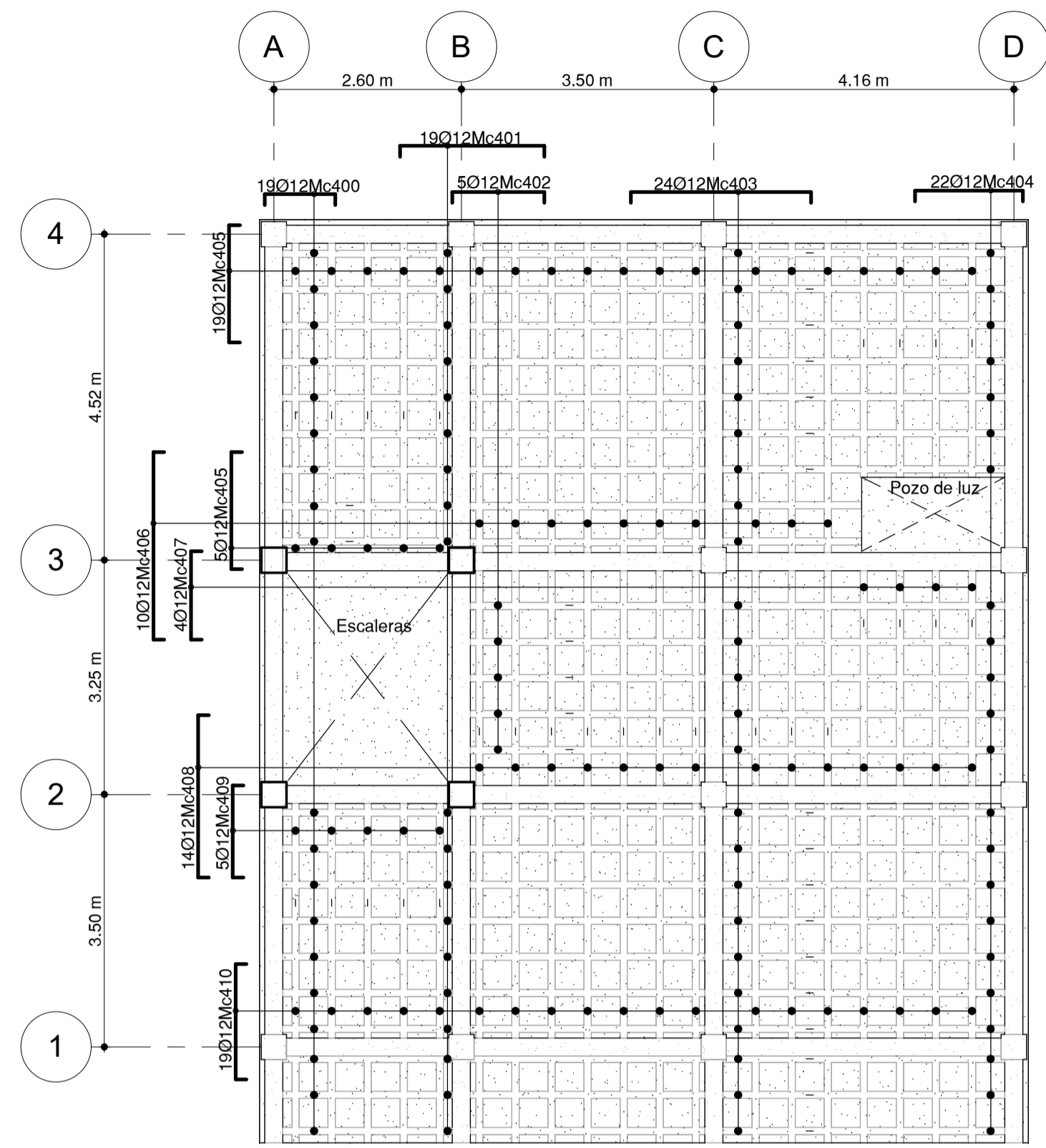
NSR-10

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:	PROPIETARIO:	LÁMINA:
Pablo Gallegos	Pablo Gallegos	E1

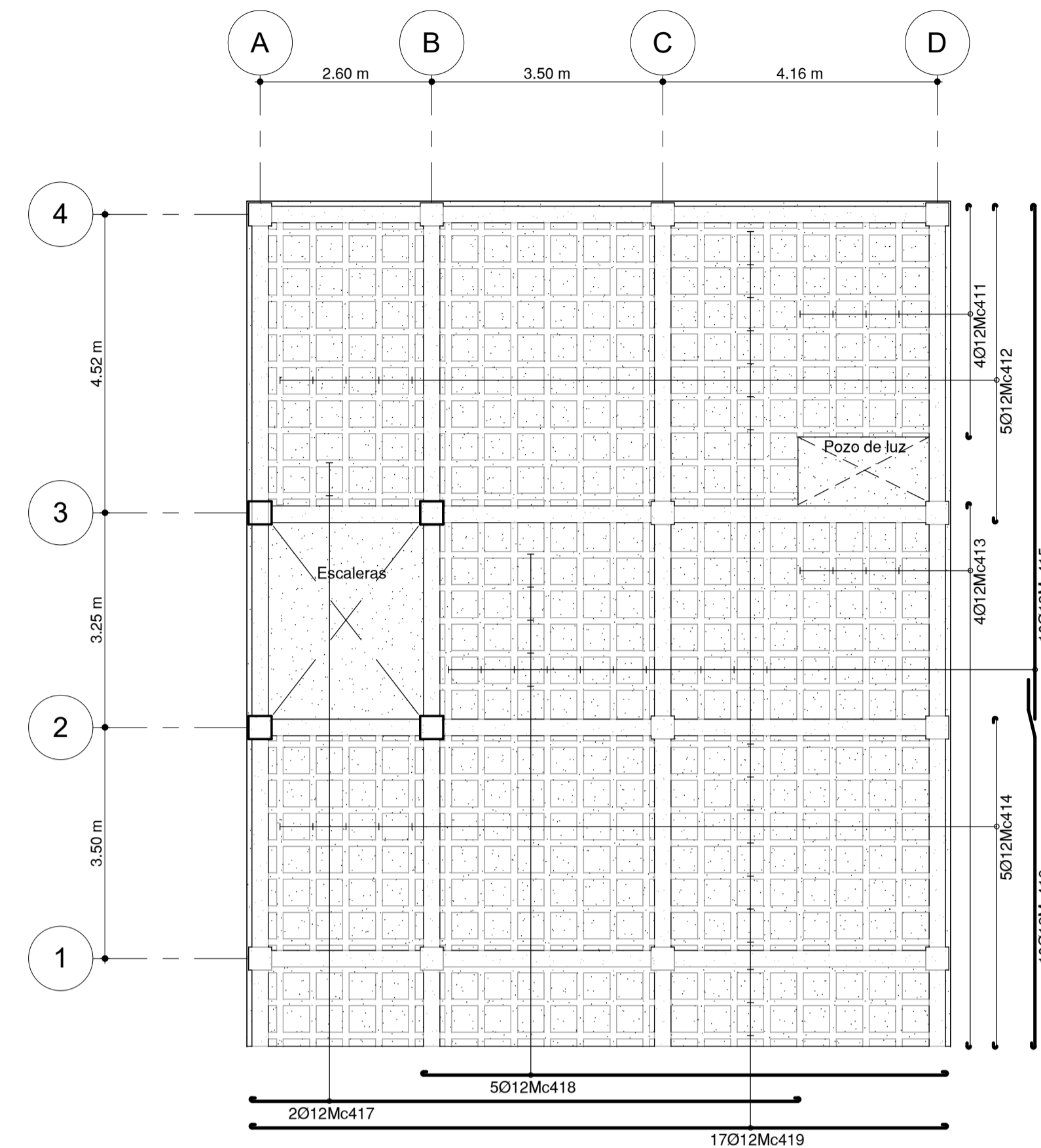
CONTIENE:	LOSAS-VIGAS-DETALLES	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN:
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:
AUTOCAD:	UBICACIÓN DEL PROYECTO:	NOVIEMBRE - 2021
	AMBATÓ	

PLANILLA DE ACEROS DE REFUERZO										
Mc	Ø	Tipo	Nº	Dimensiones (m)			Longitud de Corte (m)	Longitud Total (m)	Peso (Kg)	Observaciones
	(mm)			a	b	c	d	e		
LOSAS										
400	12	C	86	0.95	0.15	0.15		1.25	107.50	76.368
401	12	C	76	2.00	0.15	0.15		2.30	174.80	67.488
402	12	C	20	3.90	0.15	0.15		1.60	32.00	17.76
403	12	C	96	2.50	5.00	0.15		7.65	734.40	85.248
404	12	C	88	1.50	0.15	0.15		1.80	158.40	78.144
405	12	C	96	1.60	0.15	0.15		1.90	182.40	85.248
406	12	C	40	2.60	0.15	0.15		2.90	116.00	35.52
407	12	C	26	1.25	0.15	0.15		1.55	40.30	23.088
408	12	C	56	2.25	0.15	0.15		2.55	142.80	49.728
409	12	C	20	1.25	0.15	0.15		1.55	31.00	17.76
410	12	C	76	1.60	0.15	0.15		1.90	144.40	67.488
411	12	I	16	3.50			0.05	3.60	57.60	14.208
412	12	I	20	4.75			0.05	4.85	97.00	17.76
413	12	I	16	8.20			0.05	8.30	132.80	14.208
414	12	I	20	4.95			0.05	5.05	101.00	17.76
415	12	I	40	7.75			0.05	7.85	314.00	35.52
416	12	I	40	5.55			0.05	5.65	226.00	35.52
417	12	I	8	8.30			0.05	8.40	67.20	7.104
418	12	I	20	7.90			0.05	8.00	160.00	17.76
419	12	I	68	13.25			0.05	13.40	729.80	60.384
420	12	I	20	3.25			0.05	3.35	67.00	17.76
421	12	I	20	2.85			0.05	2.95	59.00	17.76
VIGAS										
300	16	L	64	10.20	0.15			10.35	662.4	100.99
301	16	L	32	9.20	0.15			9.35	299.2	50.456
302	16	L	32	4.55	0.15			4.70	150.40	50.456
303	16	L	64	3.60	0.15			3.75	240.00	100.99
304	16	C	32	10.50	0.15	0.15		10.80	345.60	60.480
305	16	C	64	10.50	0.15	0.15		10.80	691.20	100.99
300	10	O	1436	0.28	0.18		0.05	1.21	1698.12	886.61



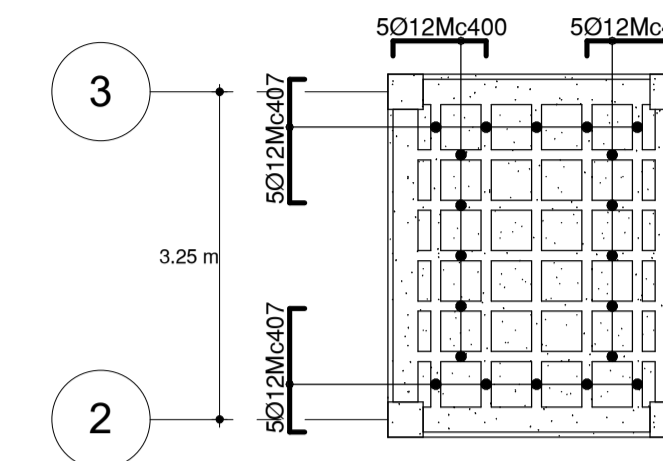
PLANTA ALTA TIPO N+ 2.65, +5.30, +7.95, +10.60

ESCALA_1 : 75



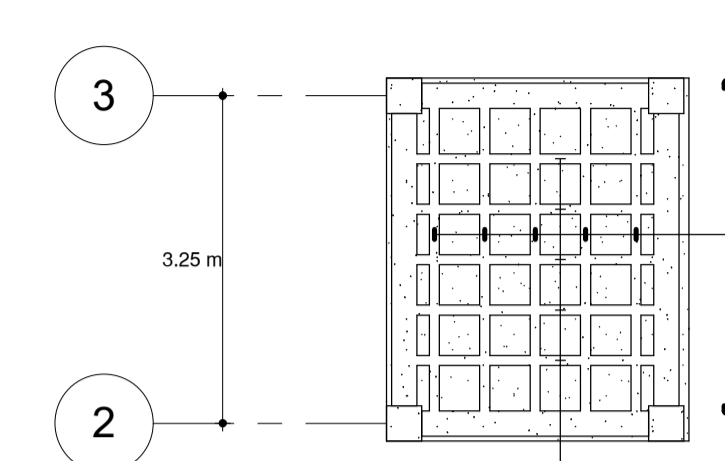
PLANTA ALTA TIPO N+ 2.65, +5.30, +7.95, +10.60

ESCALA_1 : 75



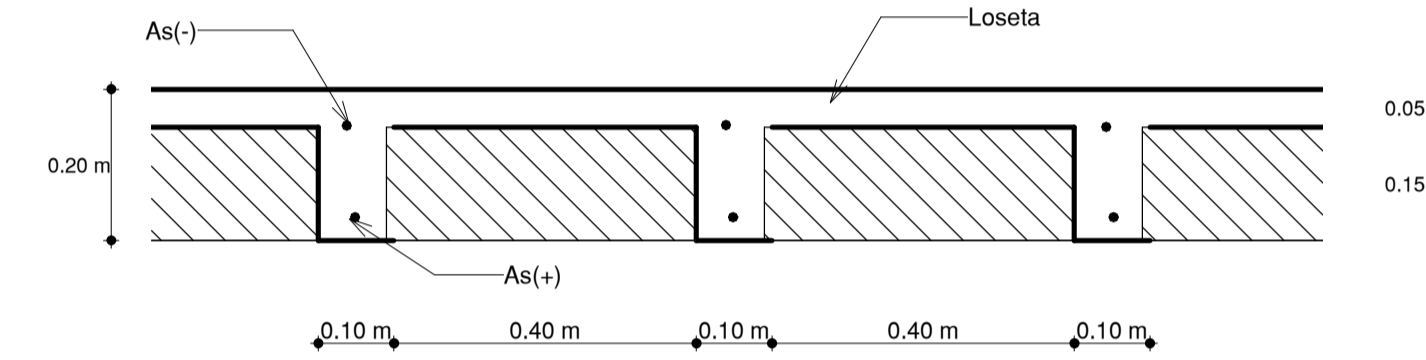
TAPAGRADA

ESCALA_1 : 75



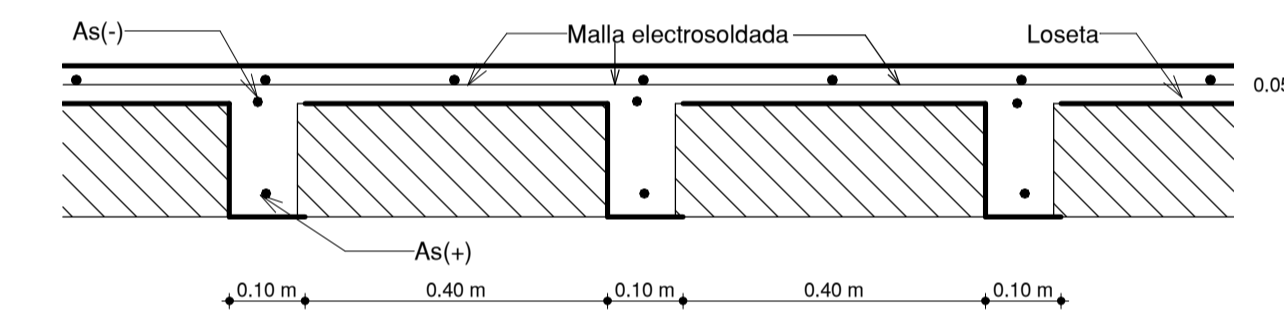
TAPAGRADA - LONGITUDINAL

ESCALA_1 : 75



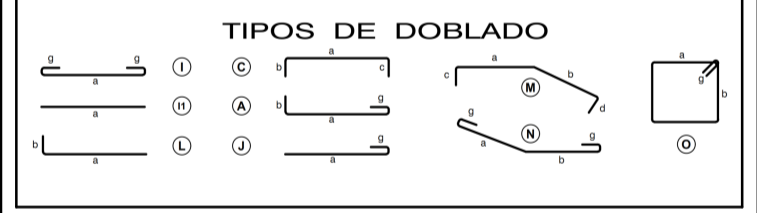
CORTE TÍPICO DE LOSA

ESCALA_1 : 10



CORTE TÍPICO DE LOSA - HIERRO DE TEMPERATURA

ESCALA_1 : 10

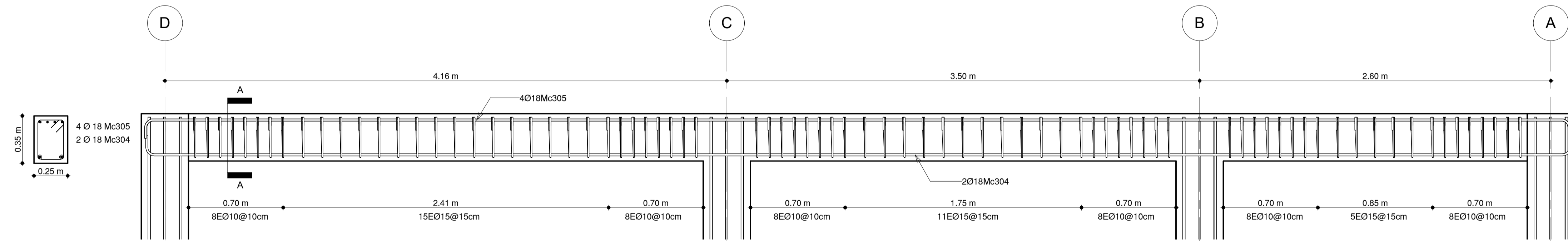


RESUMEN DE REFUERZO EN PESO:						RECUBRIMIENTOS:			
Ø	10mm	12mm	14mm	16mm	18mm	20mm	Total	Pistas	7.5 cm
Kg/m	0.617	0.888	1.208	1.578	1.998	2.466		Columnas	4.0 cm
Kg	992.33	1433.36	1472.82	1772.82	2198.52	2716.52	9198.52	Vigas	4.0 cm
								Losas	7.5 cm

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
1.	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²
2.	Hormigón simple Fc=240 kg/cm²
3.	Medidas de hierro se verifican en obra

NORMA: REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

SELLOS:

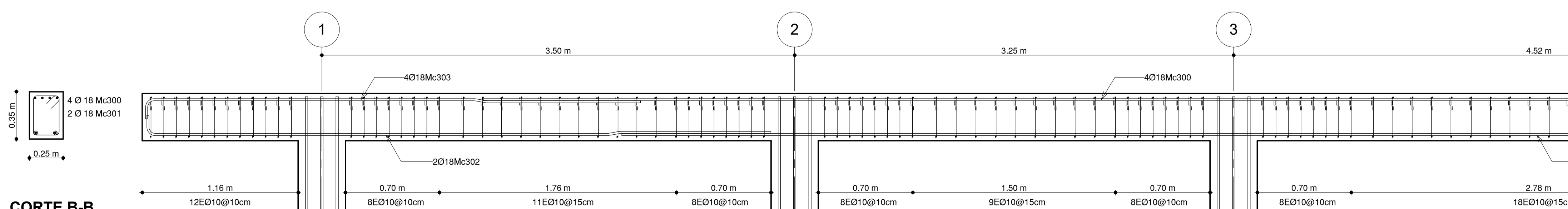


CORTE A-A

ESCALA_1 : 20

VIGA TIPO EJE-3

ESCALA_1 : 20



CORTE B-B

ESCALA_1 : 20

VIGA TIPO EJE-C

ESCALA_1 : 20

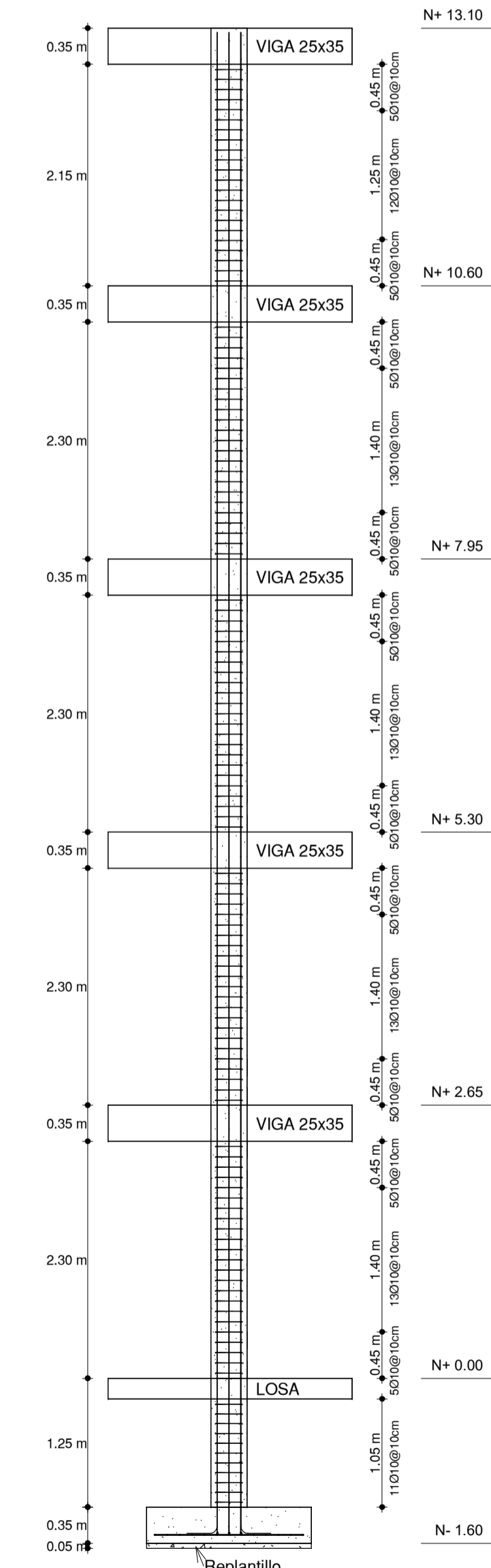
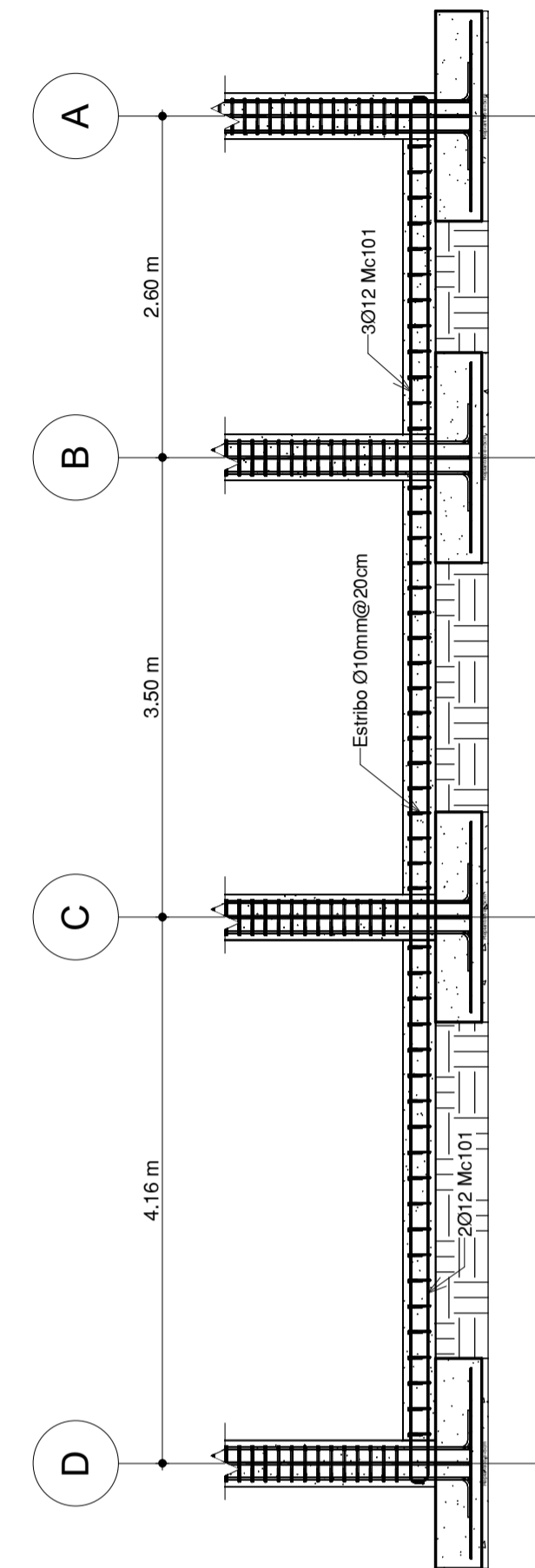
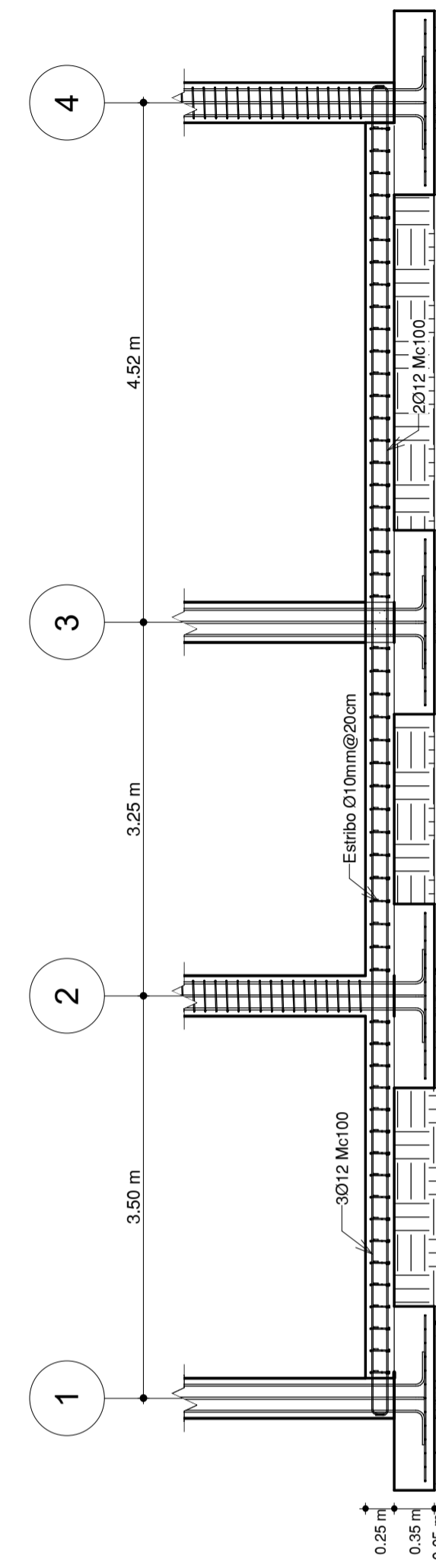
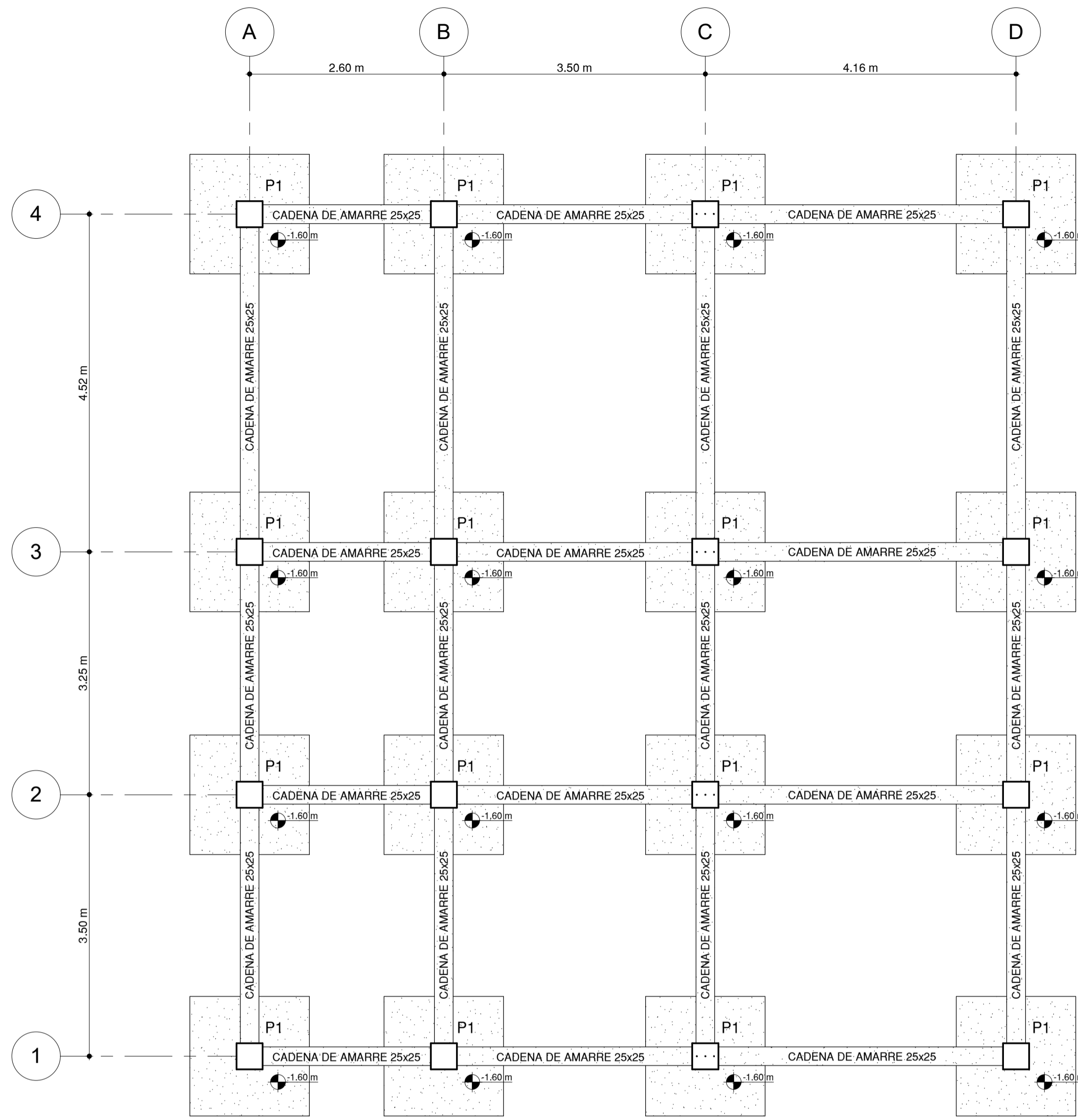
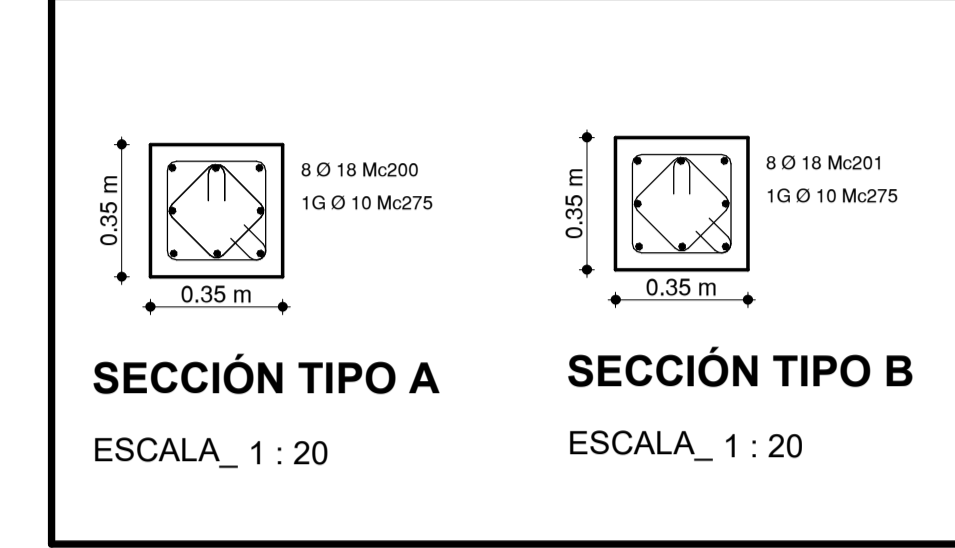
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL:	PROPIETARIO:	LÁMINA:
Pablo Gallegos	Pablo Gallegos	E2

CONTIENE:	COLUMNAS-CIMENTACIÓN-DETALLES	ÁREA DE CONSTRUCCIÓN:
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:
AUTOCAD:	UBICACIÓN DEL PROYECTO:	NOVIEMBRE - 2021
	AMBATO	

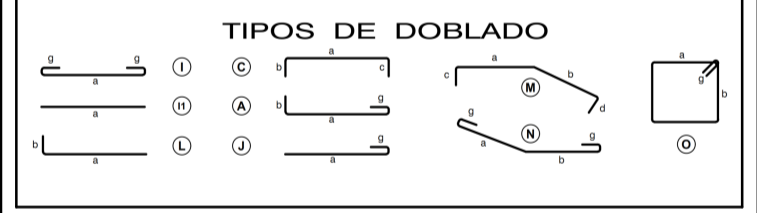
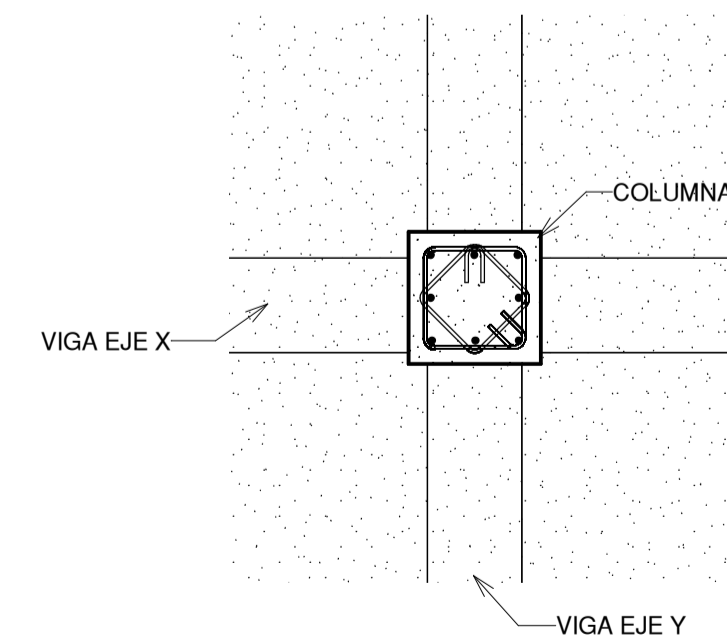
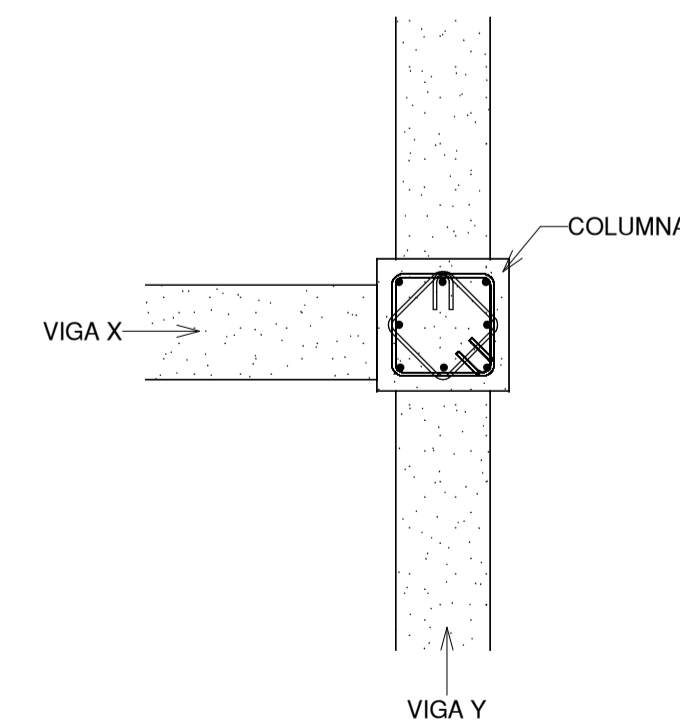
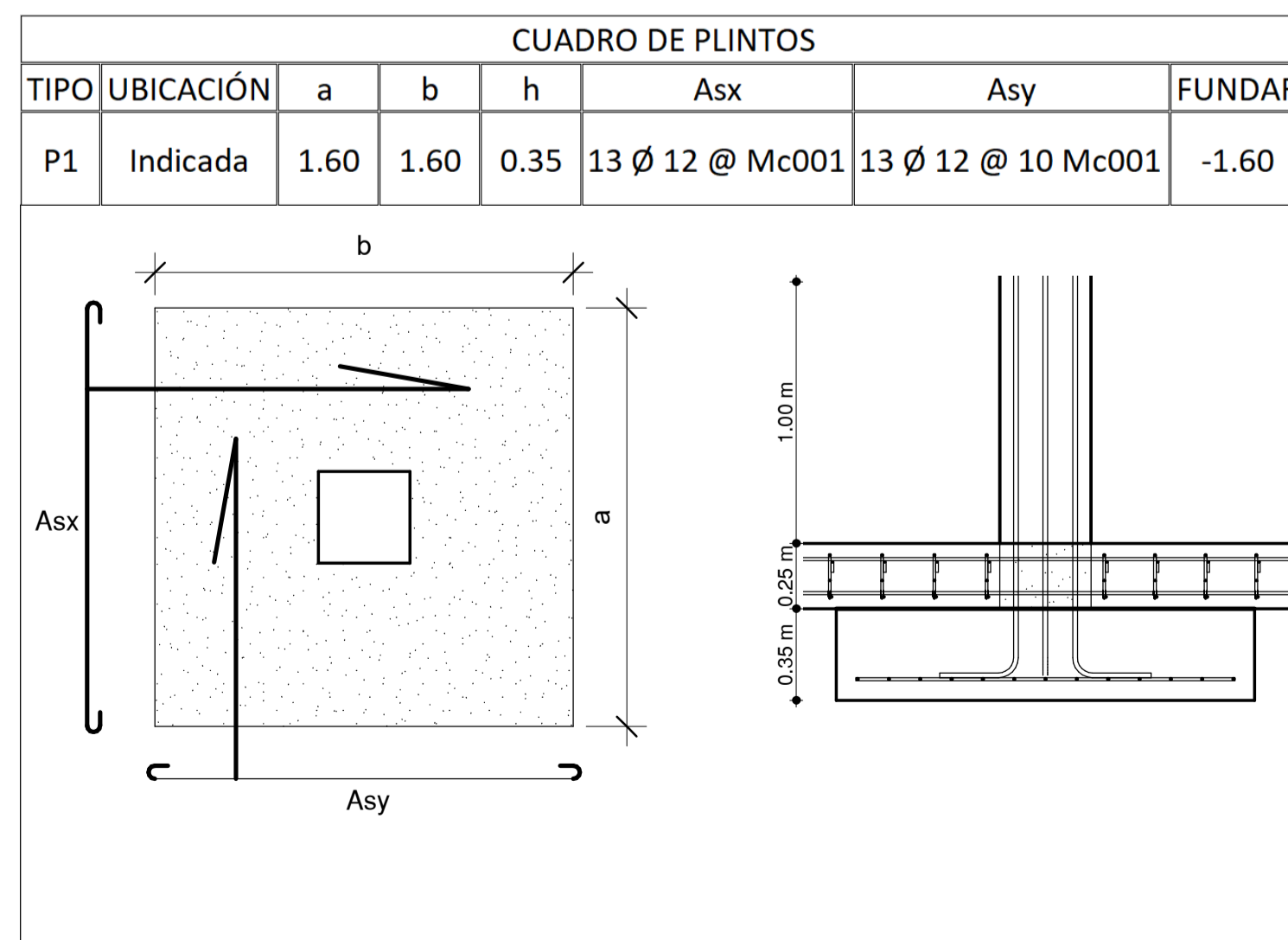
PLANILLA DE ACEROS DE REFUERZO							
Mc	Ø	Tipo	Nº	Dimensiones [m]	Longitud de Corte [m]	Longitud Total [m]	Peso [kg]
				a b c d e g			
CIMENTACIÓN							
001	12	I3	416	1.45		1.45	603.20
COLUMNAS							
200	18	I	32	14.55 0.15		14.7	470.4
201	18	L	96	12 0.15		12.25	1176
210	10	O	1736	0.27 0.27	0.06 0.06	0.66	1145.76
275	10	O	1736	0.20 0.20	0.06 0.06	0.52	902.72

CUADRO DE COLUMNAS							
UBICACIÓN	DEL NIVEL	AL NIVEL	#	TIPO	HIERRO	LONGITUD.	HIERRO TRANSVER.
A(2) ; B(3)	-1.60	+13.10	4	A	8 Ø 18	Mc200	E Ø 10
A(3) ; B(3)	-1.60	+10.60	12	B	8 Ø 18	Mc201	G Ø 10
TODAS	-1.60	+10.60	12	B	8 Ø 18	Mc201	E Ø 10



CIMENTACIÓN

ESCALA_ 1 : 50



RESUMEN DE REFUERZO EN PESO:					RECLUBRIMIENTOS:	
Ø	10mm	12mm	14mm	16mm	20mm	Total
Kg/m	0.617	0.888	1.208	1.578	2.466	
Kg	1293.91	1044.35	1293.91	1293.91	5487.77	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm²
- Hormigón simple Fc=240 kg/cm²
- Medidas de hierro se verificarán en obra

NORMA: REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

SELLOS: