

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL  
TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR – PERÚ**

**COMPARACIÓN**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO  
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**SANTIAGO FELIPE OLEAS GARCÍA**

**santiago.oleas@epn.edu.ec**

**DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO MSC.**

**maría.corream@epn.edu.ec**

**DMQ, agosto 2023**

## **CERTIFICACIONES**

Yo, Santiago Felipe Oleas García declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

---

**Santiago Felipe Oleas García**

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por Santiago Felipe Oleas García, bajo mi supervisión.

---

**María Belén Correa Vallejo**  
**DIRECTOR**

## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

SANTIAGO FELIPE OLEAS GARCÍA

MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

## DEDICATORIA

Para mis queridos padres y hermanos,

Gracias por acompañarme en este camino como guías y compañeros. Cada uno ha dejado su huella imborrable en mi corazón, formando recuerdos que guardare con cariño.

A mis hermanos Paola y Luis, gracias por su aliento constante y las experiencias compartidas que siempre serán para mí un recordatorio de que la familia es importante en cada una de las etapas de la vida. Demostrando que el camino que se recorre siempre es mejor acompañado.

A mis padres Elva y Alberto, dando su ejemplo de tenacidad, perseverancia y sabiduría con sus consejos que siempre me acobijaban en momentos cruciales durante mi vida académica. Sus sacrificios y apoyo son el cimiento de mis logros.

Dedico este logro a todos ustedes, siendo siempre grato con el amor y el respaldo que me han sabido brindar.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco el apoyo incondicional de mi familia que desde la distancia han sabido apoyarme y alentarme.

A mi asesor de trabajo MSc. María Belén Correa por su experticia, paciencia y soporte en este proceso.

También, reconozco a mis compañeros Jaime, Ricardo y Carlos el apoyo, consejos y ayuda que contribuyeron de manera valiosa para el desarrollo de este trabajo.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que ayudaron con la elaboración de este trabajo de integración curricular.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE TABLAS .....	VIII
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	XIX
RESUMEN .....	XXIII
ABSTRACT .....	XXIV
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general.....	1
1.2 Objetivos específicos .....	1
1.3 Alcance .....	2
1.4 MARCO TEÓRICO .....	3
1.4.1 Sismicidad de Latinoamérica.....	3
1.4.2 Sismicidad en Ecuador y Perú.....	4
1.5 Normas de diseño sismo resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción y Reglamento Nacional de Edificaciones .....	6
1.5.1 NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente.....	6
1.5.2 Norma E030: Diseño sismo resistente.....	16
1.5.3 Cargas no sísmicas .....	24
2 METODOLOGÍA.....	27
2.1 Descripción del proyecto.....	27
2.1.1 Ubicación.....	27
2.1.2 Propuesta Arquitectónica.....	30

2.2	Estimación de cargas viva y muerta.....	35
2.2.1	NEC-SE-CG.....	35
2.2.2	Norma E020.....	36
2.3	Pre-dimensionamiento de elementos.....	37
2.3.1	Ecuaciones para el diseño.....	37
2.3.2	Losas.....	62
2.3.3	Vigas Principales.....	65
2.3.4	Columnas.....	74
2.4	Cortante Basal.....	78
2.4.1	NEC-SE-DS.....	78
2.4.2	Norma E030.....	80
2.5	Diseño a partir de herramientas computacionales.....	83
2.5.1	Simulación en ETABS NEC-2015.....	83
2.5.2	Simulación en ETABS RNE.....	95
2.6	Diseño de Elementos.....	109
2.6.1	Diseño de Vigas Principales y Secundarias.....	109
2.6.2	Losas.....	130
2.6.3	Columnas.....	151
2.6.4	Conexión Viga-Columna.....	159
2.6.5	Muros.....	164
3	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	171
3.1	Resultados.....	171
3.1.1	Cortante Basal.....	171
3.1.2	Control de Derivas.....	172
3.1.3	Modos Vibratorios.....	173
3.1.4	Espectro de diseño.....	174
3.1.5	Porcentaje de participación de sistemas estructurales.....	175

3.1.6	Volumen de Obra.....	175
3.1.7	Comparación de normativas.....	177
3.1.8	Presupuesto referencial.....	179
3.2	Conclusiones .....	180
3.3	Recomendaciones .....	183
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	185
5	ANEXOS.....	188
	ANEXO I .....	189
	ANEXO II .....	193
	ANEXO III .....	198



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Valor del coeficiente Z en función de la zona sísmica.....	6
Tabla 1.2. Clasificación de los perfiles de suelo.....	7
Tabla 1.3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	9
Tabla 1.4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	9
Tabla 1.5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelos F <sub>s</sub> .....	10
Tabla 1.6. Derivas máximas, expresadas en fracción respecto a las alturas de piso .....	15
Tabla 1.7. Factores de Zona .....	16
Tabla 1.8. Características de Suelos.....	17
Tabla 1.9. Parámetros del Suelo .....	18
Tabla 1.10. Derivas expresadas en fracción entrepisos.....	21
Tabla 1.11. Categoría de Edificación y Coeficiente “U” .....	22
Tabla 1.12. Coeficiente Básico de reducción R <sub>o</sub> .....	23
Tabla 1.13. Combinaciones de carga (NEC).....	24
Tabla 1.14. Carga viva para edificio de uso residencial (NEC) .....	25
Tabla 1.15. Carga viva para uso residencial (Norma E0.20).....	25
Tabla 2.1. Descripción de la propuesta arquitectónica del nivel inferior.....	30
Tabla 2.2. Descripción de la propuesta arquitectónica de niveles superiores .....	30
Tabla 2.3. Carga muerta de Mampostería.....	35
Tabla 2.4. Carga muerta total sobre la losa .....	36
Tabla 2.5. Carga muerta de la mampostería.....	36
Tabla 2.6. Carga muerta total sobre la losa .....	37
Tabla 2.7. Factor de reducción de resistencia según la acción o elemento estructural, $\Phi$ .....	38
Tabla 2.8. Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto representados por $\beta_1$ .....	39
Tabla 2.9. Resistencia máxima de fuerzas axiales.....	42
Tabla 2.10. Refuerzo transversal en columnas (SMF). .....	45
Tabla 2.11. Coeficientes para cortante.....	46
Tabla 2.12. Coeficientes para momento negativo para carga muerta y viva.....	46

Tabla 2.13. Coeficientes para momento positivo para carga muerta .....	47
Tabla 2.14. Coeficientes para momento positivo para carga viva .....	48
Tabla 2.15. Factor de Sobrerresistencia $\Omega_v$ .....	57
Tabla 2.16. Espesor mínimo de losas en 2 direcciones .....	63
Tabla 2.17. Inercia de la losa aliviada .....	65
Tabla 2.18. Revisión de inercias y efectividad de aliviado .....	65
Tabla 2.19. Peso de la losa y volumen a ocupar .....	65
Tabla 2.20. Altura mínima de vigas no pre-esforzadas .....	65
Tabla 2.21. Dimensiones mínimas con un extremo continuo .....	66
Tabla 2.22. Dimensiones mínimas con dos extremos continuos .....	66
Tabla 2.23. Dimensiones mínimas con un extremo continuo .....	66
Tabla 2.24. Dimensiones mínimas con dos extremos continuos .....	67
Tabla 2.25. Datos asumidos para el análisis de capacidad del hormigón .....	68
Tabla 2.26. Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje 3 .....	68
Tabla 2.27. Resumen de Momentos aplicados en el eje 3 .....	68
Tabla 2.28. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 30 cm del eje 3 .....	69
Tabla 2.29. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 40 cm del eje 3 .....	69
Tabla 2.30. Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje C .....	70
Tabla 2.31. Resumen de Momentos aplicados en el eje C .....	70
Tabla 2.32. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 30 cm del eje C .....	70
Tabla 2.33. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 40 cm del eje C .....	70
Tabla 2.34. Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje 3 (Norma E060) .....	71
Tabla 2.35. Resumen de Momentos aplicados en el eje 3 (Norma E060) .....	71
Tabla 2.36. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 30 cm del eje 3 (Norma E020) .....	72

Tabla 2.37. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 45 cm del eje 3 (Norma E060).....	72
Tabla 2.38. Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje C (Norma E060).....	73
Tabla 2.39. Resumen de Momentos aplicados en el eje C (Norma E060).....	73
Tabla 2.40. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 30 cm del eje C (Norma E060) .....	73
Tabla 2.41. Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm * 40 cm del eje C (Norma E060) .....	74
Tabla 2.42. Pre-dimensionamiento de columna 3C.....	75
Tabla 2.43. Determinación de dimensiones y acero para la columna 3C.....	76
Tabla 2.44. Pre-dimensionamiento de columna 3C (Norma E060) .....	77
Tabla 2.45. Determinación de dimensiones y acero para la columna 3C.....	77
Tabla 2.46. Coeficientes por zona y tipo de suelos .....	78
Tabla 2.47. Parámetros para el cálculo del Cortante Basal .....	79
Tabla 2.48. Cálculo del período.....	80
Tabla 2.49. Coeficientes por zona y tipo de suelo (Norma E030) .....	81
Tabla 2.50. Coeficientes para el cálculo del cortante basal .....	82
Tabla 3.1. Peso general de la estructura y cortante basal .....	171
Tabla 3.2. Derivas inelásticas máximas de los edificios.....	172
Tabla 3.3. Modos vibratorios .....	173
Tabla 3.4. Resumen participación de muros estructurales por cada edificio.....	175
Tabla 3.5. Cantidades de obra clasificado por normativa aplicada .....	175
Tabla 3.6. Comparación de coeficientes y cortante basal de las normativas NEC15 y RNE .....	177
Tabla 3.7. Combinaciones de carga de las normas NEC15 y RNE.....	179
Tabla 3.8. Presupuesto referencial de los edificios emplazados en Ecuador y Perú .....	179

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Mapa de Latinoamérica donde se pueden encontrar los sismos de $M > 5$ .....	4
Figura 1.2. Zonas sísmicas de Ecuador y Perú acopladas .....	5
Figura 1.3. Zona sísmica para propósitos de diseño y valor del coeficiente Z de Ecuador.....	6
Figura 1.4. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	11
Figura 1.5. Fórmula del espectro de respuesta elástico.....	12
Figura 1.6. Fórmula de períodos límites de vibración.....	13
Figura 1.7. Fórmula del espectro de respuesta elástico y período límite de vibración .....	14
Figura 1.8. Fórmula de cálculo del espectro elástico de diseño de desplazamientos .....	15
Figura 1.9. Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño .....	15
Figura 1.10. Consideraciones del peso de la estructura según la importancia y el tipo del edificio.....	16
Figura 1.11. Combinaciones de carga Norma E060.....	26
Figura 2.1. Provincia de Zamora Chinchipe, tipos de suelos .....	28
Figura 2.2. Provincia de Cajamarca, Mapa de Distritos .....	29
Figura 2.3. Propuesta Arquitectónica Planta Baja .....	32
Figura 2.4. Propuesta Arquitectónica Planta Tipo .....	33
Figura 2.5. Propuesta Fachada Norte .....	34
Figura 2.6. Propuesta Fachada Oeste .....	35
Figura 2.7. Resumen de la tabla 15.4.2.3 del ACI318-19.....	50
Figura 2.8. Longitud entre ejes.....	63
Figura 2.9. Diseño de la franja de 1 metro de losa maciza .....	64
Figura 2.10. Diseño de la franja de 1 metro de losa alivianada.....	65
Figura 2.11. Cargas triangulares y trapezoidales de losa sobre las vigas.....	68
Figura 2.12. Área colaborante de la columna C3 .....	75
Figura 2.13. Espectro de diseño de aceleración para la norma NEC.....	79
Figura 2.14. Espectro de diseño de aceleración para la norma RNE .....	82

Figura 2.15. Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015 .....	83
Figura 2.16. Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015 .....	84
Figura 2.17. Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015 .....	84
Figura 2.18. Definición del hormigón con resistencia de 210 kg/cm <sup>2</sup> para la norma NEC-15 .....	85
Figura 2.19. Definición de Mass Source para el edificio simulado bajo normas NEC-15 .....	86
Figura 2.20. Cargas sísmica calculada a partir del cortante basal y peso de la estructura bajo normas NEC-15 .....	86
Figura 2.21. Planos estructurales del piso 1 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15 .....	87
Figura 2.22. Planos estructurales del piso 2 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15 .....	88
Figura 2.23. Planos estructurales del piso 3 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15 .....	89
Figura 2.24. Planos estructurales del piso 4 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15 .....	90
Figura 2.25. Planos estructurales del piso 5 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15 .....	91
Figura 2.26. Modos de Vibración bajo la norma NEC-15 .....	92
Figura 2.27. Cálculo de factor dinámico .....	92
Figura 2.28. Deriva por sismo dinámico en X.....	93
Figura 2.29. Deriva por sismo dinámico en Y.....	94
Figura 2.30. Cálculo del valor de la deriva inelástica dada por el sismo en X.....	94
Figura 2.31. Cálculo del valor de la deriva inelástico dada por el sismo en Y.....	95
Figura 2.32. Definición de Combinaciones de carga N030 .....	95
Figura 2.33. Definición de Combinaciones de carga N030 .....	95
Figura 2.34. Definición de Combinaciones de carga N030 .....	96
Figura 2.35. Definición del hormigón con resistencia de 210 kgf/cm <sup>2</sup> para la norma E030.....	97
Figura 2.36. Definición de Mass Source para el edificio simulado según la norma E030.....	98

Figura 2.37. Cargas sísmica calculada a partir del cortante basal y peso de la estructura según la norma E030 .....	98
Figura 2.38. Planos estructurales del piso 1 definidos por ETABS bajo la norma E030.....	99
Figura 2.39. Planos estructurales del piso 2 definidos por ETABS bajo la norma E030.....	100
Figura 2.40. Planos estructurales del piso 3 definidos por ETABS bajo la norma E030.....	101
Figura 2.41. Planos estructurales del piso 4 definidos por ETABS bajo la norma E030.....	102
Figura 2.42. Planos estructurales del piso 5 definidos por ETABS bajo la norma E030.....	103
Figura 2.43. Modos de Vibración bajo la norma E030.....	104
Figura 2.44. Cálculo de factor dinámico .....	104
Figura 2.45. Deriva por sismo dinámico en X.....	105
Figura 2.46. Deriva por sismo dinámico en Y.....	106
Figura 2.47. Cálculo del valor de la deriva inelástica dada por el sismo en X....	106
Figura 2.48. Cálculo del valor de la deriva inelástico dada por el sismo en Y ....	107
Figura 2.49. Edificio con muros estructurales y definido por etiquetas de arcos	107
Figura 2.50. Cortante que aporta cada sección de arco dado el sismo dinámico en Y resumido por sección.....	108
Figura 2.51. Cortante que aporta cada sección de arco dado el sismo dinámico en X resumido por sección.....	108
Figura 2.52. Cortante total que se da en cada sección y porcentaje promedio de cortante que se llevan los muros.....	109
Figura 2.53. Cortante total que se da en cada sección y porcentaje promedio de cortante que se llevan los muros.....	109
Figura 2.54. Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión de la viga del eje B piso 2) a partir de la norma NEC15.....	111
Figura 2.55. Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión de la viga del eje B piso 2) a partir de la norma E060.....	113
Figura 2.56. Viga del Eje 5 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	114

Figura 2.57. Viga del Eje 1 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	114
Figura 2.58. Viga del Eje A piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	114
Figura 2.59. Viga del Eje E piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	115
Figura 2.60. Viga del Eje 2 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	115
Figura 2.61. Viga del Eje B piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 * 65 cm ubicada en el tercer vano. ....	116
Figura 2.62. Viga del Eje C piso 2 para el piso 1 y 3 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 * 60 cm ubicada en el tercer vano. ....	116
Figura 2.63. Viga del Eje C piso 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 * 60 cm ubicada en el tercer vano. ....	116
Figura 2.64. Viga del Eje D piso 2 para el piso 1 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 * 60 cm ubicada en el tercer vano. ....	117
Figura 2.65. Viga del Eje D piso 3 para el piso 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 * 50 cm ubicada en el segundo vano. ....	117
Figura 2.66 Viga del Eje 3 piso 1 para el piso 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 * 50 cm ubicada en el segundo vano. ....	118
Figura 2.67. Viga del Eje 3 piso 2 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 * 60 cm ubicada en el tercer vano. ....	118
Figura 2.68. Viga del Eje 4 piso 1 para el piso 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 * 50 cm ubicada en el segundo y tercer vano. ....	118
Figura 2.69. Viga del Eje 4 piso 2 con tres vigas, una de 30 cm * 45 cm, otra de 35 cm * 60 cm en el segundo vano y otra de 35 cm * 50 cm en el tercer vano. ....	119
Figura 2.70. Viga del Eje 5 piso 5 para el eje 1, 2, 3 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	119
Figura 2.71. Viga del Eje A piso 5 para el eje B, C, D y E con una viga de 30 cm * 45 cm .....	119
Figura 2.72. Viga del eje 4' piso 2 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 3 y 4 .....	120

Figura 2.73. Viga del eje C´ piso 2 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 3 y 4 .....	120
Figura 2.74. Viga del eje B´ piso 2 con una viga de 30 cm * 45 cm para piso 1, 3 y 4 .....	121
Figura 2.75. Viga del eje 3´ piso 2 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 3 y 4 .....	121
Figura 2.76. Viga del Eje 5 piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	122
Figura 2.77. Viga del Eje 1 piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	122
Figura 2.78. Viga del Eje A piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm * 45 cm. ....	123
Figura 2.79. Viga del Eje E piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	123
Figura 2.80. Viga del Eje B piso 3 para el piso 1, 2 y 4 con dos vigas, una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 60 cm en el tercer vano.....	124
Figura 2.81. Viga del Eje C piso 3 para el piso 1, 2 y 4 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 cm * 60 cm en el tercer vano.....	124
Figura 2.82. Viga del Eje D piso 3 para el piso 1 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 50 cm en el tercer vano. ....	124
Figura 2.83. Viga del Eje D piso 2 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 cm * 60 cm en el tercer vano.....	125
Figura 2.84. Viga del Eje D piso 4 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 50 cm en el tercer vano.....	125
Figura 2.85. Viga del Eje 3 piso 4 para el piso 3 y 1 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 50 cm en el segundo vano.....	126
Figura 2.86. Viga del Eje 3 piso 2 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 60 cm en el segundo vano. ....	126
Figura 2.87. Viga del Eje 3 piso 5 para el eje 2 y 4 con una viga de 30 cm * 45 cm .....	126
Figura 2.88. Viga del Eje 4 piso 3 para piso 1 y 2 con tres vigas una de 30 cm * 45 cm, otra de 35 cm * 60 cm en el segundo vano y una de 35 cm * 50 cm en el tercer vano. ....	127



Figura 2.89. Viga del Eje 4 piso 4 con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 35 cm * 50 cm en el segundo y tercer vano. ....	127
Figura 2.90. Viga del Eje C piso 5 para el eje B y D con dos vigas una de 30 cm * 45 cm y otra de 40 cm * 60 cm en el tercer vano. ....	128
Figura 2.91. Viga del Eje 2 Piso 4 con una sección de 30 cm * 45 cm para el piso 1, 2, 3 y 5. ....	128
Figura 2.92. Viga del eje 4' piso 2 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 2 y 3 .....	128
Figura 2.93. Viga del eje C' piso 4 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 2 y 3 .....	129
Figura 2.94. Viga del eje B' piso 4 con una viga de 30 cm * 45 cm para piso 1, 2 y 3 .....	129
Figura 2.95. Viga del eje 3' piso 4 con una viga de 30 cm *45 cm para piso 1, 2 y 3 .....	130
Figura 2.96. Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión y Corte de la losa del piso 2) a partir de la norma NEC15.....	136
Figura 2.97. Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión y Corte de la losa del piso 2) a partir de la norma E060.....	141
Figura 2.98. Diseño de franja 4x de la losa del piso 2.....	142
Figura 2.99. Diseño de franja 3x de la losa del piso 2.....	142
Figura 2.100. Diseño de franja 2x de la losa del piso 2.....	143
Figura 2.101. Diseño de franja 1x de la losa del piso 2.....	143
Figura 2.102. Diseño de franja 4y de la losa del piso 2.....	143
Figura 2.103. Diseño de franja 3y de la losa del piso 2.....	143
Figura 2.104. Diseño de franja 2y de la losa del piso 2.....	144
Figura 2.105. Diseño de franja 1y de la losa del piso 2.....	144
Figura 2.106. Diseño de franja 4x de la losa del piso 5.....	144
Figura 2.107. Diseño de franja 3x de la losa del piso 5.....	145
Figura 2.108. Diseño de franja 2x de la losa del piso 5.....	145
Figura 2.109. Diseño de franja 1x de la losa del piso 5.....	145
Figura 2.110. Diseño de franja 4y de la losa del piso 5.....	145
Figura 2.111. Diseño de franja y de la losa del piso 5.....	146
Figura 2.112. Diseño de franja 2y de la losa del piso 5.....	146

Figura 2.113. Diseño de franja 1y de la losa del piso 5.....	146
Figura 2.114. Diseño de franja 4x de la losa del piso 2.....	147
Figura 2.115. Diseño de franja 3x de la losa del piso 2.....	147
Figura 2.116. Diseño de franja 2x de la losa del piso 2.....	147
Figura 2.117. Diseño de franja 1x de la losa del piso 2.....	148
Figura 2.118. Diseño de franja 4y de la losa del piso 2.....	148
Figura 2.119. Diseño de franja 3y de la losa del piso 2.....	148
Figura 2.120. Diseño de franja 2y de la losa del piso 2.....	149
Figura 2.121. Diseño de franja 1y de la losa del piso 2.....	149
Figura 2.122. Diseño de franja 4x de la losa del piso 5.....	149
Figura 2.123. Diseño de franja 3x de la losa del piso 5.....	150
Figura 2.124. Diseño de franja 2x de la losa del piso 5.....	150
Figura 2.125. Diseño de franja 1x de la losa del piso 5.....	150
Figura 2.126. Diseño de franja 4y de la losa del piso 5.....	150
Figura 2.127. Diseño de franja y de la losa del piso 5.....	151
Figura 2.128. Diseño de franja 2y de la losa del piso 5.....	151
Figura 2.129. Diseño de franja 1y de la losa del piso 5.....	151
Figura 2.130. Ejemplo de Cálculo (Diseño por corte y confinamiento de la columna B4) a partir de la norma NEC15.....	155
Figura 2.131. Ejemplo de Cálculo (Diseño por corte y confinamiento de la columna B4) a partir de la norma E060.....	157
Figura 2.132. Diseño de columna 60 cm * 60 cm para el edificio emplazada en Ecuador.....	158
Figura 2.133 Diseño de columna 55 cm * 55 cm para el edificio emplazada en Perú.....	159
Figura 2.134. Diseño de columna 60 cm * 60 cm para el edificio emplazada en Perú.....	159
Figura 2.135. Ejemplo de Cálculo (Diseño conexión viga-columna de la conexión B3 en el piso 2) a partir de la norma NEC15.....	162
Figura 2.136. Ejemplo de Cálculo (Diseño conexión viga-columna de la conexión C3 en el piso 2) a partir de la norma E060.....	164
Figura 2.137. Ejemplo de Cálculo (Diseño de muro a flexión y corte ) a partir de la norma E060.....	168

Figura 2.138. Diseño de muro de longitud 4 metros.....	169
Figura 2.139. Diseño de muro de longitud 3.5 metros.....	170
Figura 3.1. Comparación del peso general de la estructura .....	171
Figura 3. 2 Comparación del Cortante Basal.....	172
Figura 3.3. Comparación de las derivas máximas.....	173
Figura 3.4. Comparación de modos vibratorios de los dos sistemas estructurales .....	174
Figura 3.5. Comparación de espectros de respuesta de la norma NEC15 y la norma E030 .....	174
Figura 3.6. Comparación cantidad de acero clasificado por normativa .....	176
Figura 3.7. Comparación del volumen de hormigón clasificado por normativa ..	176
Figura 3.8. Comparación incidencia del acero de refuerzo por volumen de hormigón .....	177
Figura 3.9. Límite de Deriva del RNE y NEC15.....	179
Figura 3.10. Comparación de precios de los edificios emplazados en Ecuador y Perú.....	180

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.1. Factor de Amplificación Sísmica.....	19
Ecuación 1.2. Período.....	19
Ecuación 1.3. Período (segundo método).....	19
Ecuación 1.4. Cortante Basal.....	20
Ecuación 1.5. Análisis C/R.....	20
Ecuación 1.6. Aceleración Espectral.....	20
Ecuación 1.7. Respuesta máxima elástica.....	21
Ecuación 2.1. Acero mínimo.....	39
Ecuación 2.2. Acero máximo.....	39
Ecuación 2.3. Momento Nominal.....	40
Ecuación 2.4. Cálculo de acero necesario.....	40
Ecuación 2.5. Momento Probable.....	40
Ecuación 2.6. Cortante Hiperestático.....	41
Ecuación 2.7. Cortante Nominal.....	41
Ecuación 2.8. Resistencia a Cortante del Concreto.....	41
Ecuación 2.9. Cortante Último.....	41
Ecuación 2.10. Comprobaciones por diseño sismorresistente.....	41
Ecuación 2.11. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal.....	41
Ecuación 2.12. Resistencia a Corte del Acero.....	41
Ecuación 2.13. Verificación de la resistencia a corte del acero.....	41
Ecuación 2.14. Límites Dimensionales.....	43
Ecuación 2.15. Cortante por Capacidad.....	43
Ecuación 2.16. Capacidad Cortante del Hormigón.....	43
Ecuación 2.17. Capacidad Cortante del Acero.....	43
Ecuación 2.18. Verificación relación entre cortante del acero y del concreto.....	43
Ecuación 2.19. Calcula de la longitud en la zona de confinamiento.....	43
Ecuación 2.20. Espaciamiento en la zona de confinamiento.....	44
Ecuación 2.21. Espaciamiento en la zona central.....	44
Ecuación 2.22. Área de refuerzo mínima.....	44
Ecuación 2.23. Área de refuerzo cortante requerida.....	44
Ecuación 2.24. Número de ramales.....	44

Ecuación 2.25. Factor de resistencia del concreto .....	45
Ecuación 2.26. Factor de efectividad del confinamiento .....	45
Ecuación 2.27. Carga distribuida para el cortante en la franja de diseño.....	48
Ecuación 2.28. Cortante aproximados para vigas continuas.....	49
Ecuación 2.29. Momentos calculados por el método 3 .....	49
Ecuación 2.30. Acero mínimo por nervio para la franja de diseño .....	49
Ecuación 2.31. Acero de temperatura .....	50
Ecuación 2.32. Cortante Hiperestático de la Columna .....	50
Ecuación 2.33. Resistencia a cortante del nudo.....	50
Ecuación 2.34. Factor que relaciona el tipo de nudo y el tipo de hormigón .....	51
Ecuación 2.35. Ancho efectivo .....	51
Ecuación 2.36. Cortante Último.....	51
Ecuación 2.37. Resistencia del nudo .....	51
Ecuación 2.38. Cortantes por refuerzo del acero en vigas .....	51
Ecuación 2.39. Cortantes por refuerzo del acero en vigas .....	51
Ecuación 2.40. Cortante de la columna.....	52
Ecuación 2.41. Espaciamiento mínimo requerido para el diseño a corte .....	52
Ecuación 2.42. Espaciamiento mínimo requerido para el diseño a corte .....	52
Ecuación 2.43. Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (a).....	53
Ecuación 2.44. Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (b).....	53
Ecuación 2.45. Condición para verificar si es necesario el anclaje de aceros .....	53
Ecuación 2.46. Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (c) .....	53
Ecuación 2.47. Longitud de desarrollo mínima.....	53
Ecuación 2.48. Análisis columna fuerte-viga débil (Criterio ACI).....	54
Ecuación 2.49. Análisis columna fuerte-viga débil (Criterio impartido en clase)...	54
Ecuación 2.50. Momento de flexión pura para columna.....	54
Ecuación 2.51. Cuantía mínima de refuerzo longitudinal .....	55
Ecuación 2.52. Espaciamiento de las varillas entre eje y eje de cada varilla .....	55
Ecuación 2.53. Número de varillas en la parte del alma correspondiente a $0.15 l_w$ .....	55

Ecuación 2.54. Cuantía de acero del muro .....	56
Ecuación 2.55. Verificación cuantía mínima.....	56
Ecuación 2.56. Condiciones para verificación de la correcta distribución y cuantía de acero en el alma.....	56
Ecuación 2.57. Cálculo de la cuantía .....	56
Ecuación 2.58. Momento de Inercia de un rectángulo .....	56
Ecuación 2.59. Teorema de Steiner .....	56
Ecuación 2.60. Esfuerzo máximo y mínimo una sección .....	57
Ecuación 2.61. Factor de amplificación dinámica para $hweslw < 2.0$ .....	57
Ecuación 2.62. Factor de amplificación dinámica para $hweslw \geq 2.0$ .....	58
Ecuación 2.63. Valor mínimo de $ns$ .....	58
Ecuación 2.64. Cortante de diseño $V_e$ .....	58
Ecuación 2.65. Verificación de diseño.....	58
Ecuación 2.66. Resistencia a cortante del hormigón.....	58
Ecuación 2.67. Ancho mínimo de muro.....	59
Ecuación 2.68. Cortante nominal máximo .....	59
Ecuación 2.69. Cortante nominal máximo .....	59
Ecuación 2.70. Cortante nominal .....	59
Ecuación 2.71. Cortante nominal .....	59
Ecuación 2.72. Valor de $\alpha_c$ .....	60
Ecuación 2.73. Verificación de cortante de diseño.....	60
Ecuación 2.74. Cortante del aporte de acero .....	60
Ecuación 2.75. Cortante del aporte de acero .....	60
Ecuación 2.76. Área de refuerzo de corte .....	61
Ecuación 2.77. Verificación de esfuerzo máximo .....	61
Ecuación 2.78. Propiedades de los cabezales .....	61
Ecuación 2.79. Espaciamiento de los cabezales.....	61
Ecuación 2.80. Área de acero calculada a partir de la expresión de la Tabla 2.8(a) .....	62
Ecuación 2.81. Área de acero calculada a partir de la expresión de la Tabla 2.8(b) .....	62
Ecuación 2.82. Espaciamiento requerido del acero a corte en el alma .....	62
Ecuación 2.83. Comprobación del espaciamiento vertical máximo .....	62

Ecuación 2.84. Cálculo de $P_u$ .....	76
Ecuación 2.85. Cálculo de área geométrica .....	76
Ecuación 2.86. Cortante basal para la norma NEC .....	80

## RESUMEN

Este estudio se enfoca en realizar una comparación de los diseños de dos edificios, el presupuesto referencial, volumen de obra, derivas, secciones, cortante basal y respuesta ante sismos de una estructura tipo de 5 pisos basados en las normativas NEC15 y RNE, emplazados en la zona fronteriza de Ecuador y Perú.

Se realiza un pre-diseño de elementos estructurales y el cálculo del cortante basal. Se determinan las cargas vivas, muertas y sísmicas con sus respectivas combinaciones para efectuar una simulación a partir de herramientas computacionales donde se determinan las secciones óptimas a utilizar en cada estructura. Una vez asegurado el correcto comportamiento estructural, se procede al diseño detallado de los elementos a utilizar de acuerdo a las normativas vigentes en Ecuador y Perú.

Una vez obtenidos los resultados de diseño se determina el volumen de obra de los elementos más influyentes en el presupuesto: hormigón y acero de refuerzo. Al final, para establecer el presupuesto se realiza el análisis de precios unitarios ajustados al país donde se ubica cada edificio.

**PALABRAS CLAVE:** NEC15, RNE, presupuesto, volumen de obra, comparación de normativas



## **ABSTRACT**

This study aims to undertake a comprehensive comparison of the designs for two 5-story buildings. It encompasses aspects such as the reference budget, the volume of work, drifts, sections, basal shear, and seismic response. These buildings are based on a standardized structural model and are located in the border region between Ecuador and Peru, while adhering to the NEC15 and RNE regulations of each respective country.

The research process commences with the development of preliminary structural elements, followed by a meticulous calculation of basal shear. To ensure a rigorous analysis, live, dead, and seismic loads are determined, accounting for all relevant load combinations. Subsequently, a simulation is executed employing advanced computational tools, aimed at determining the optimal sections to be utilized in each structure. Upon confirming correct structural behavior, a detailed design of elements follows, in accordance with the prevailing regulations of Ecuador and Peru.

Within the design phase, comprehensive assessments of the obtained results are conducted. This includes ascertaining the volume of work required for the elements exerting a significant influence on the budget, specifically concrete and reinforcing steel. At the culmination of this process, an analysis of unit prices adjusted to the respective countries is conducted, thereby establishing the final budget for each building.

**KEYWORDS:** NEC15, RNE, budget, volume of work, comparison of regulations

# **1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO**

Al estar situado en una de las regiones con mayor actividad sísmica, América del Sur, esta azotada por terremotos que con mucha frecuencia provocan grandes desastres, gran cantidad de víctimas y pérdidas materiales. Bajo este contexto se ha legislado una serie de normativas para contribuir en el diseño y comportamiento sismorresistente de edificaciones.

En función de esto Ecuador ha desarrollado la norma NEC 15 y Perú ha desarrollado la norma RNE, las cuales presentan sus propios parámetros de diseño sismorresistentes en base a zonas de emplazamiento y de riesgo que se catalogan de mayor a menor amenaza con la metodología del ACI para diseñar un edificio.

Para el diseño del espectro dentro de la norma ecuatoriana NEC 15 se utilizan factores de zona que dividen al país en 5 partes, se describen diferentes perfiles del suelo catalogados desde A hasta F que proporcionan varios coeficientes, se describen coeficientes de importancia para las edificaciones y de configuración en planta y elevación.

Dentro de lo que cabe en la norma peruana se describen factores de zona que dividen al país en 4 partes, con 5 tipos de suelo descritos desde  $S_0$  hasta  $S_4$ , de igual manera estos nos brindan varios coeficientes para el diseño del espectro, un coeficiente por categoría de la edificación y por irregularidades estructurales en altura y planta.

Se propone el análisis y comparación del comportamiento sismorresistente de una edificación de hormigón armado de 5 pisos, destinada a vivienda con una configuración en planta y elevación regular en el territorio fronterizo entre Ecuador y Perú, en base a normativas vigentes de la NEC 15 y el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

## **1.1 Objetivo general**

Diseño de una estructura tipo de hormigón armado, emplazada en los límites fronterizos de Ecuador – Perú, mediante aplicación de norma ecuatoriana y peruana.

## **1.2 Objetivos específicos**

1. Revisar normativas de cada país para establecer los parámetros de diseño que difieren por las zonas de emplazamiento.
2. Modelar un edificio de a través de un diseño sismorresistente utilizando la normativa NEC 15 y RNE en el software ETABS.
3. Analizar los resultados mediante la aplicación de las normas NEC 15 y RNE para el comportamiento del edificio.
4. Comparar el comportamiento, derivas, secciones, presupuesto, cortante basal y respuesta antes sismos.
5. Realizar un presupuesto en base a las cantidades de obra estimadas en el diseño.

### **1.3 Alcance**

El alcance del componente “Comparación Edificación en Amazonas Zona 2 Perú con Edificación en Zamora Chinchipe Zona II Ecuador” es ubicar y plantear una edificación de hormigón armado de 5 pisos, destinada a vivienda con una configuración en planta y elevación regular.

Donde se establecerá el prediseño y el análisis de diseño en base a las normas NEC y RNE con la ayuda del software ETAB´s y un modelo matemático, en el cual se va a analizar las diferentes propuestas para los parámetros de diseño y evidenciar las grandes diferencias que existen en cada una de ellas.

Se establecerá un análisis estructural y desarrollará planos estructurales, se elaborará un presupuesto referencial en base a la revisión de costos unitarios y para la comparación de resultados se espera evaluar el comportamiento estructural, los desplazamientos, punto de desempeño, cortante basal y respuesta ante sismos.

## **1.4 MARCO TEÓRICO**

### **1.4.1 Sismicidad de Latinoamérica**

La región que abarca el borde occidental de América Central y del Sur se caracteriza por ser una de las zonas con mayor actividad sísmica en el planeta. En esta zona se producen con frecuencia fuertes terremotos que provocan grandes desastres, víctimas mortales y cuantiosos daños materiales.

La distribución de terremotos con  $M > 5$  en los años 1970-1996 se muestra en la figura 1.1. La franja costera del Pacífico, que abarca desde México hasta el sur de Chile, es el epicentro de la mayoría de los terremotos en la región. Estos eventos sísmicos tienen su punto de origen en la profundidad, extendiéndose desde la superficie hasta una distancia de 600 km en las capas internas de la Tierra. Esta profundidad aumenta de manera gradual desde la costa hacia el interior del continente.

La exploración de la propagación de los terremotos y su mecánica de enfoque representa un elemento fundamental en el desarrollo de la teoría de las placas tectónicas. En América Central y del Sur, la situación tectónica se explica por la interacción de seis placas.

Las cuatro placas principales pertenecen a Estados Unidos, que a veces se divide en América del Norte y del Sur, Nazca, el Océano Pacífico y la Antártida, a las que habría que sumar las Islas Cocos y el Caribe. La zona de colisión más redundante es la ubicada entre NASCA y Sudamérica.

Este choque de la placa oceánica con la placa continental condujo a la subducción de la placa oceánica y al establecimiento de los Andes. Según la mayoría de los autores, la región donde la Placa de Nazca y el margen occidental de la Placa Sudamericana convergen es un área geodinámica altamente compleja y activa.

América Central y del Sur son áreas propensas a terremotos y, debido a su ubicación en áreas vecinas, los terremotos ocurren con frecuencia. Las áreas urbanas causaron grandes pérdidas y daños materiales. Las regiones más activas corresponden a los márgenes occidentales, donde la placa litosférica americana choca con las placas litosféricas del Pacífico, Nazca y

Cocos. Toda la costa tiene una zona de subducción con sismicidad moderada a profunda. El borde oriental de América del Sur es un límite pasivo, y todo el continente al este de los Andes tiene una sismicidad muy baja. En el Caribe existe una placa del mismo nombre, cuyo límite activo contribuye a la actividad sísmica en la región.

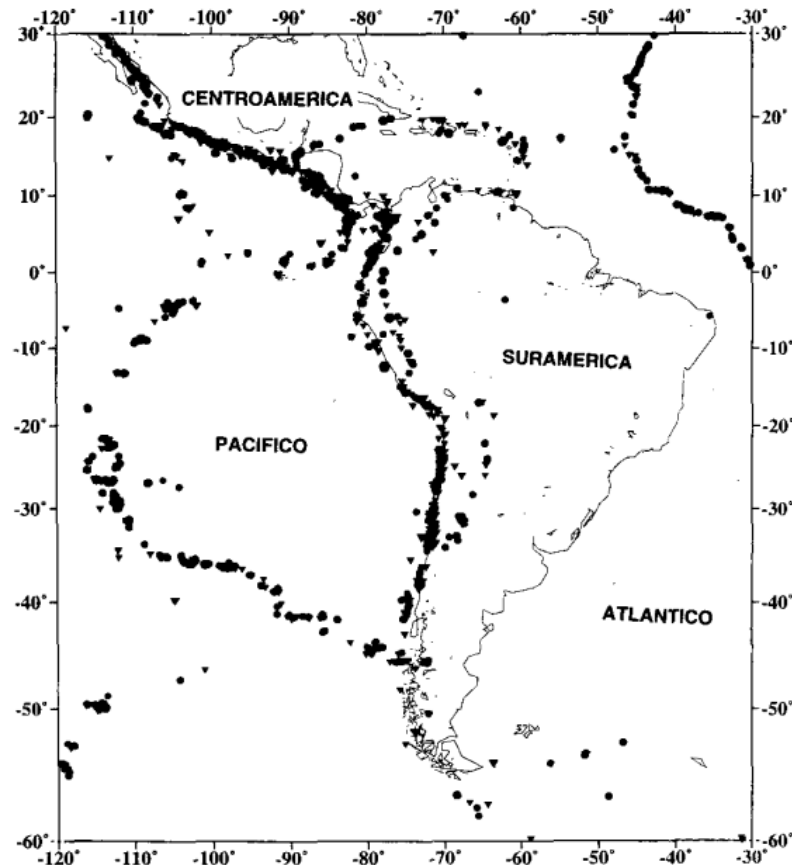


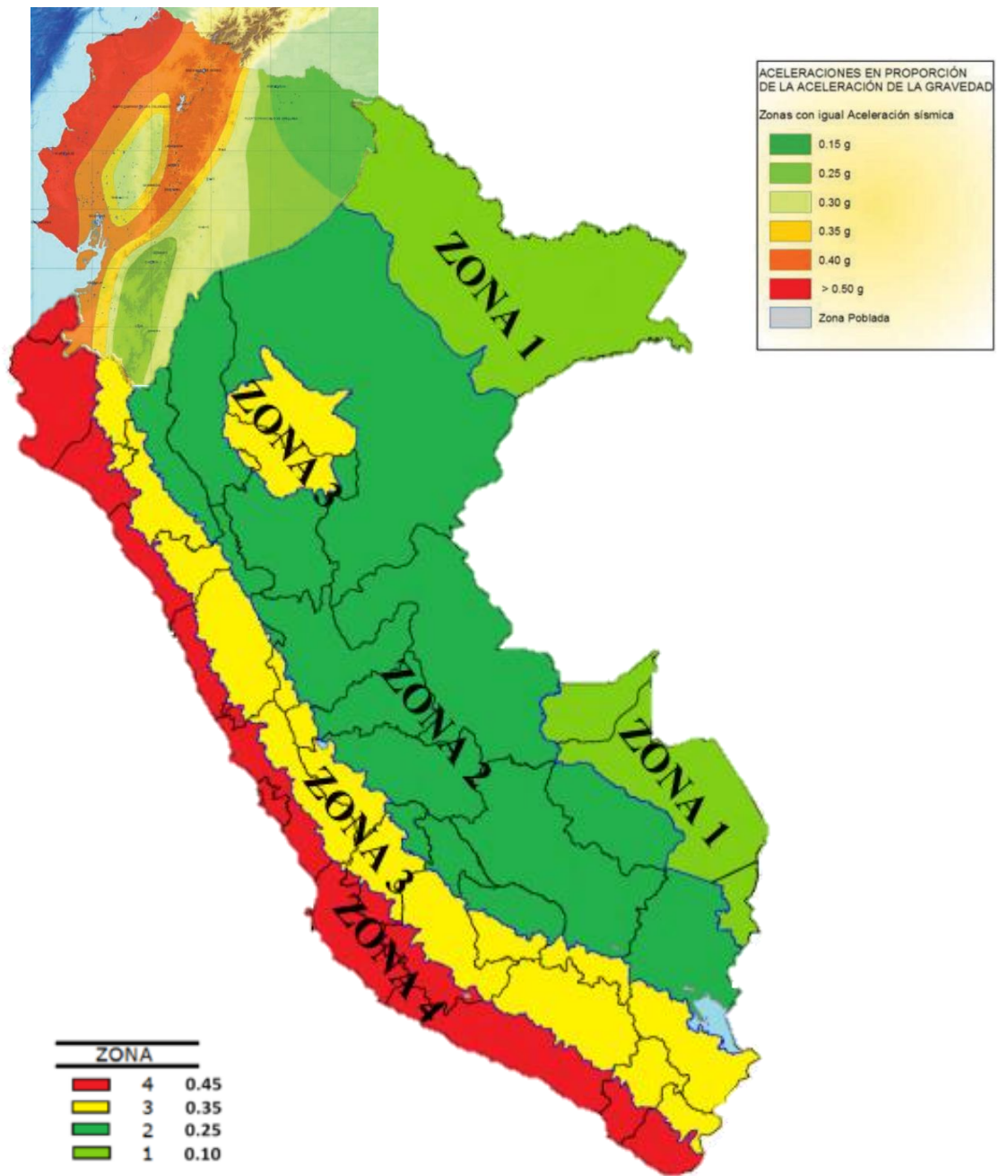
Figura 1. Sismicidad de América Central y del Sur (1970-1995,  $M > 4$ ). Profundidad, círculos  $h < 40$  km, triángulos  $h > 40$  km. (NEIC, U.S. Geological Survey).

Figura 1.1. Mapa de Latinoamérica donde se pueden encontrar los sismos de  $M > 5$

Referencia: [1, p. 15]

#### 1.4.2 Sismicidad en Ecuador y Perú

Las diferentes aceleraciones en proporción de la aceleración de la gravedad nos dan a determinar la aceleración sísmica a la cual van a estar sometidos varios elementos, donde para poder estudiarlos acorde a las normas de Ecuador y Perú se procedió a sobreponer los mapas de aceleraciones en proporción de la aceleración de la gravedad de Ecuador y Perú para analizar la diferencia entre los criterios al momento de hacer el análisis sísmico.



**Figura 1.2.** Zonas sísmicas de Ecuador y Perú acopladas

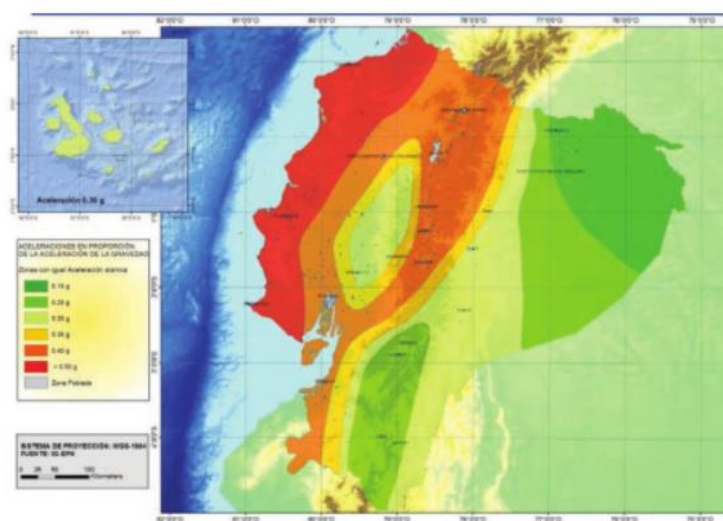
Referencia: [2, Fig. 1] y [3, Fig. 1]

## 1.5 Normas de diseño sismo resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción y Reglamento Nacional de Edificaciones

### 1.5.1 NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente

#### 1.5.1.1 Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico

Para edificios en uso normal, se utiliza el valor  $Z$ , que es la aceleración máxima esperada en la roca durante un sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración debida a la gravedad.



**Figura 1.3.** Zona sísmica para propósitos de diseño y valor del coeficiente  $Z$  de Ecuador.

Referencia: [2, Fig. 1]

Los mapas de zonas sísmicas para el diseño basado en los resultados de las pruebas de riesgos sísmicos superiores al 10 % en 50 años (período de recuperación de 475 años), incluido un valor de 0,50 g de aceleración sísmica de saturación en rocas costeras.

**Tabla 1.1.** Valor del coeficiente  $Z$  en función de la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor $Z$	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor  $Z$  en función de la zona sísmica adoptada

Referencia: [2, Tbl. 1]

Todo el territorio del Ecuador está clasificado como sísmicamente peligroso excepto:

- Nororiente, riesgo de terremoto moderado
- La Costa de Ecuador, donde existe un riesgo sísmico muy alto.

#### **1.5.1.2 Curvas de peligro sísmico**

Para diseñar edificios residenciales especiales, estructuras principales, puentes, puentes y otras estructuras, excepto obras de construcción; Es necesario aplicar diferentes clases de peligro sísmico para comprobar el cumplimiento de los diferentes niveles de rendimiento.

El período de recuperación correspondiente es inversamente proporcional a la probabilidad de exceso anual. Cada figura también incluye curvas de aceleración espectral máxima para los períodos de estructura de 0,1, 0,2, 0,5 y 1,0 s.

Para las condiciones de geología local se tiene las siguientes consideraciones:

- Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados en la clasificación corresponden a los 30 m superiores del perfil para los tipos de configuración A, B, C, D y E. Se deben subdividir aquellos perfiles con clases claramente distinguibles pequeñas asignándoles el subíndice *i*, a partir del 1 en el área, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

**Tabla 1.2.** Clasificación de los perfiles de suelo



Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP $> 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP $> 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ 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 $> 3$ 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 $> 30$ m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ 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.		

Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo

Referencia: [2, Tbl. 2]

- Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

La Tabla 1.3 presenta los valores del coeficiente  $F_a$  que amplifica la magnitud del espectro de aceleración elástica para cálculos de rocas teniendo en cuenta las influencias locales.

a.  $F_a$ : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

**Tabla 1.3.** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

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	$\geq 0.5$
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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

Referencia: [2, Tbl. 3]

b.  $F_d$ : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la Tabla 1.4 presenta los valores del coeficiente  $F_d$ , que mejora las coordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento elástico para cálculos de rocas teniendo en cuenta las influencias locales.

**Tabla 1.4.** Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_d$

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	$\geq 0.5$
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

Referencia [2, Tbl. 4]

c.  $F_s$ : comportamiento no lineal de los suelos

La Tabla 1.5 presenta los valores del coeficiente  $F_s$  teniendo en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, el periodo de degradación del sitio depende de la intensidad y frecuencia de la componente sísmica y del desplazamiento relativo del suelo, para espectros de aceleración y desplazamiento.

**Tabla 1.5.** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelos  $F_s$

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	$\geq 0.5$
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

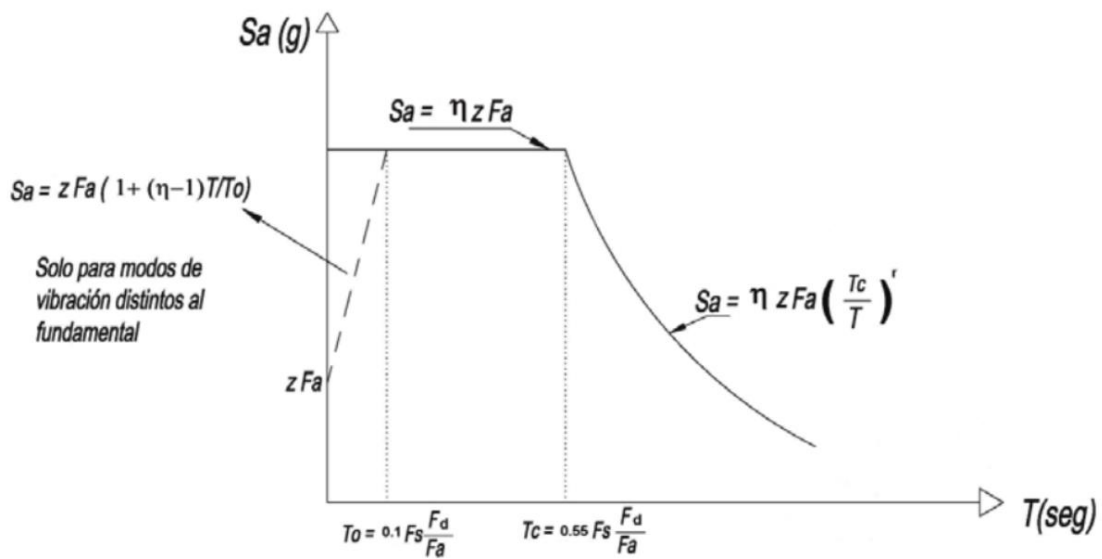
Referencia: [2, Tbl. 5]

### 1.5.1.3 Componentes horizontales de la carga sísmica: espectros elásticos de diseño

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$  expresada como una fracción de la aceleración gravitacional para la magnitud calculada del terremoto, que se muestra en la Fig. 1.4, adecuado para:

- coeficiente de zona sísmica  $Z$ ,
- el tipo de suelo para la ubicación de la instalación,
- considerar los coeficientes de refuerzo del suelo  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$ .



Dónde:	
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a (T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.
$F_s$	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_d$	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$F_v$	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ ). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura
$T$	Periodo fundamental de vibración de la estructura
$T_0$	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$T_c$	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad $g$

**Figura 1.4.** Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Referencia: [2, Fig. 3]

El espectro especificado sujeto a un factor de amortiguamiento relativo al límite crítico del 5%, obtenido por las siguientes ecuaciones, es válido para los periodos de oscilación de la estructura  $T$ , en dos rangos:

$S_a = \eta Z F_a$	para $0 \leq T \leq T_c$
$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	para $T > T_c$
Dónde:	
$\eta$	Razón entre la aceleración espectral $S_a$ ( $T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
$r$	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
$r = 1$	para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$r = 1.5$	para tipo de suelo E.
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura
$T_c$	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
$Z$	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad $g$

**Figura 1.5.** Fórmula del espectro de respuesta elástico

Referencia: [2, p. 33]

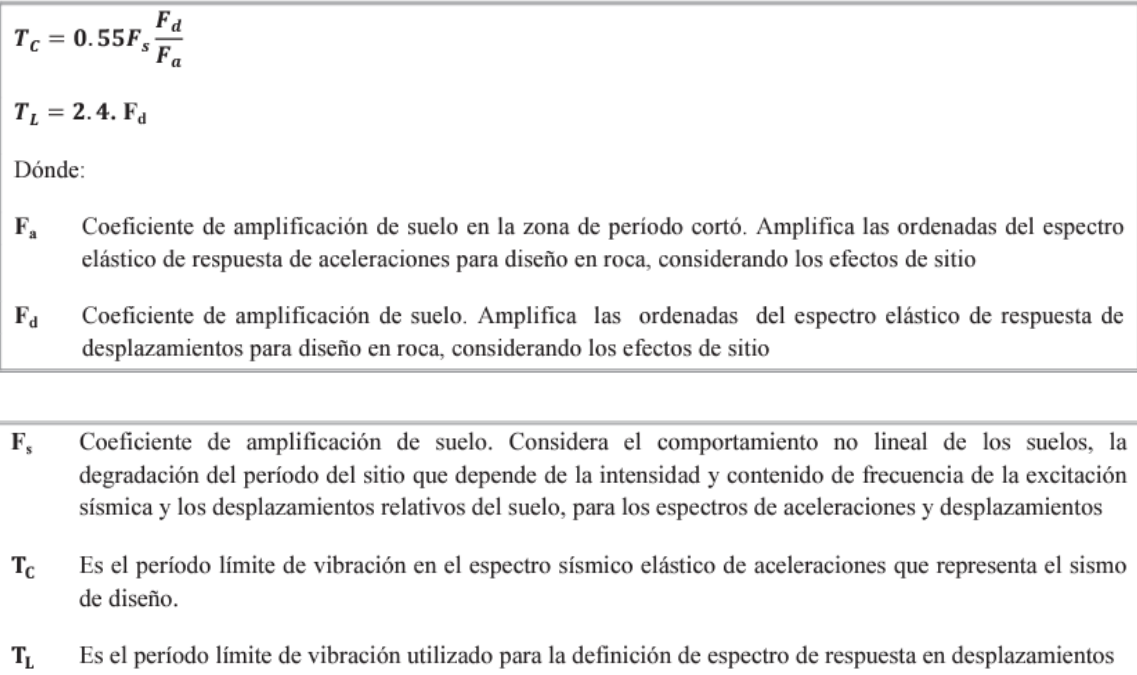
Del mismo modo, a partir del análisis de coordenadas de un espectro homogéneo de peligrosidad en rocas con probabilidad de exceder el 10% en 50 años (período de recuperación de 475 años), obtenido a partir de los valores de las aceleraciones espectrales que se muestran en la Fig.1.6 visualizadas por curvas de peligrosidad sísmica y normalizándolas a la máxima aceleración terrestre  $Z$ , determinaron los valores de la ganancia espectral,  $(S_a/Z)$ , en rocas, que varían según la región del Ecuador, toman los siguientes valores:

$\eta=1.80$  : Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$  : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=2.60$  : Provincias del Oriente

Los límites para el período de vibración  $T_C$  y  $T_L$  se obtienen de las siguientes expresiones:

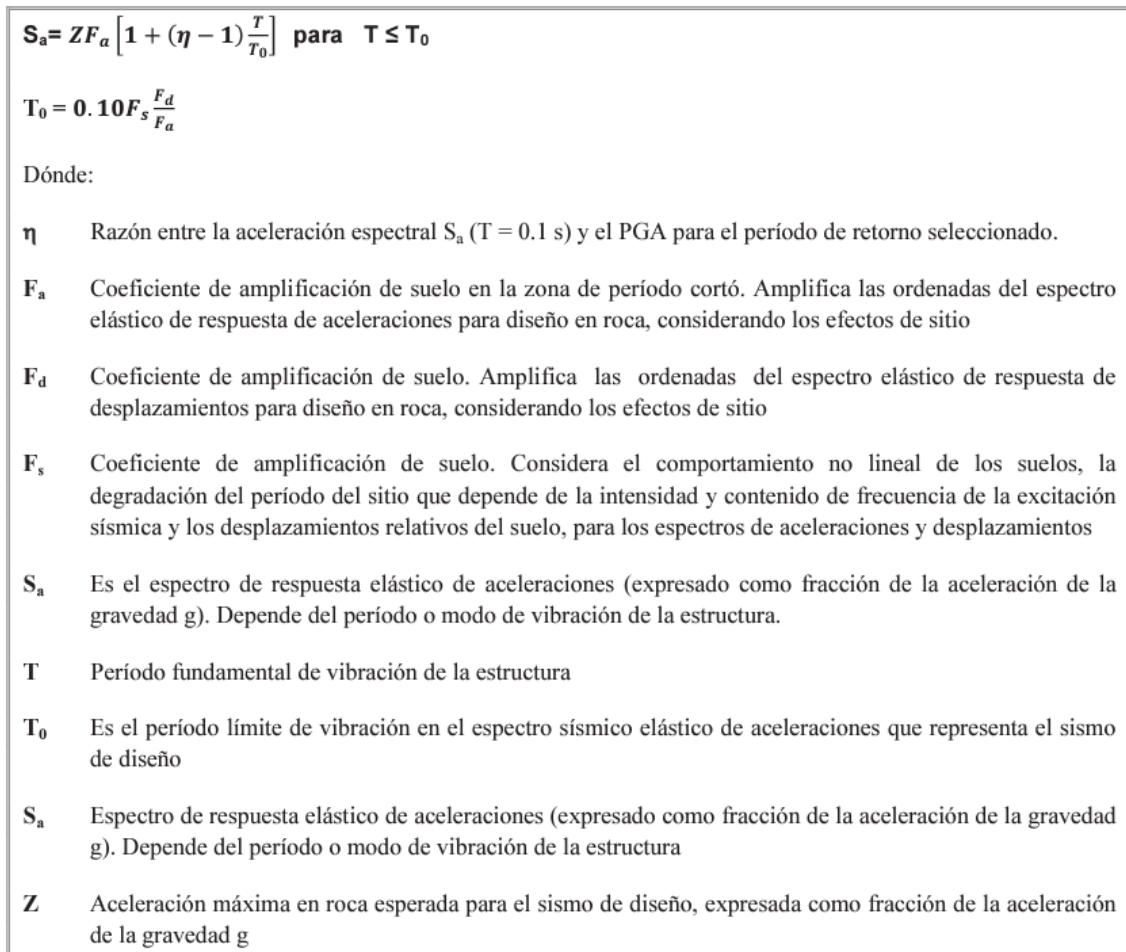


**Figura 1.6.** Fórmula de períodos límites de vibración

Referencia: [2, pp. 34 y 35]

Para el análisis dinámico y únicamente para evaluar la respuesta de modos de vibración distintos al fundamental, el valor de  $S_a$  se estimará mediante la siguiente expresión para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

Para determinar el espectro elástico para diferentes intervalos de retorno, se supone que el valor de PGA obtenido de las curvas de riesgo para una ubicación determinada y para el intervalo de retorno considerado está en el rango de 0,15 g a 0,50 g, el espectro especificado se puede estimar mediante el procedimiento descrito al inicio de este capítulo, utilizando los valores de los coeficientes  $F_a$ ,  $F_s$  y  $F_d$  obtenidos por interpolación lineal a partir de valores discretos, suponiendo en este caso que PGA es igual a  $Z$ .



**Figura 1. 7.** Fórmula del espectro de respuesta elástico y período límite de vibración

Referencia: [2, p. 35]

#### 1.5.1.4 Espectro elástico de diseño en desplazamientos

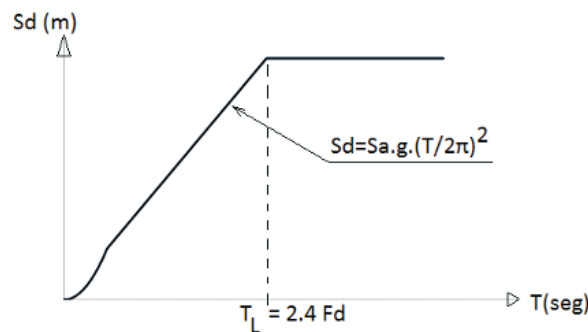
Para determinar el espectro de diseño de desplazamiento elástico correspondiente a la clase sísmica de diseño, se utilizará el siguiente espectro de diseño de desplazamiento elástico  $S_d$  (en metros), el cual se determina a partir del espectro de aceleraciones.

$S_d = S_a(g) \cdot (T/2\pi)^2$	para	$0 \leq T \leq T_L$
$S_d = S_a(g) \cdot (T_L/2\pi)^2$	para	$T > T_L$
Dónde:		
$g$	Aceleración de la gravedad	
$S_d$	Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura	

**Figura 1.8.** Fórmula de cálculo del espectro elástico de diseño de desplazamientos

Referencia: [2, p. 36]

Donde los valores de los periodos límite  $T_0$ ,  $T_c$  y  $T_L$  son los mismos que los determinados para el espectro de aceleración elástica.



**Figura 4 :** Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

Dónde:	
$F_d$	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
$S_a$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad $g$ ). Depende del período o modo de vibración de la estructura
$T$	Período fundamental de vibración de la estructura

**Figura 1.9.** Espectro sísmico elástico de desplazamientos para diseño

Referencia: [2, Fig. 4]

### 1.5.1.5 Límites permisibles de las derivas de los pisos

**Tabla 1.6.** Derivas máximas, expresadas en fracción respecto a las alturas de piso



Estructuras de:	$\Delta_M$ Máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Referencia: [2, Tbl. 7]

### 1.5.2 Norma E030: Diseño sismo resistente

Para las normas peruanas N030 se considera:

Para estimar el peso de la estructura, se calcula sumando el porcentaje de la carga dinámica a la carga estática total para expresarlo en los siguientes casos mostrados en la figura 1.10.

- En edificaciones de las categorías A y B, se toma el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se toma el 25% de la carga viva.
- En depósitos, se toma el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

**Figura 1.10.** Consideraciones del peso de la estructura según la importancia y el tipo del edificio

Referencia: [3, Art. 26]

A cada región se le asigna un factor Z como se muestra en la Tabla 1.7. Este factor se entiende como la aceleración máxima de fondo con probabilidad de superar el 10% al cabo de 50 años.

**Tabla 1.7.** Factores de Zona

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Referencia: [3, Tbl. 1]

### 1.5.2.1 Condiciones Geotécnicas

#### a. Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

Esta clase incluye rocas muy duras y suelos con una velocidad de onda cortante similar a la de las rocas, donde el período principal de oscilaciones de baja amplitud no excede los 0,25 s, incluso en el caso base:

- Roca dura o parcialmente modificada con una resistencia infinita a la compresión mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).

- Arena gruesa y grava.

-Una capa que no exceda los 20 m de espesor de material aglomerado muy duro con una resistencia al corte no drenado superior a 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) sobre roca u otro material con velocidades de onda de corte similares ondas de deformación de la roca.

- Una capa de arena muy gruesa que no exceda los 20 m con  $N > 30$ , sobre roca u otro material con una velocidad de onda cortante cercana a la roca.

#### b. Perfil tipo S2: Suelos intermedios.

Esta categoría incluye secciones con propiedades intermedias entre los perfiles S1 y S3.

#### c. Perfil tipo S3: Suelos flexibles o con estratos de gran espesor.

Esta clase se aplica a suelos elásticos o de capa gruesa, en los que el período de oscilación principal de pequeña amplitud supera los 0,6 s, incluso cuando el espesor de la capa del suelo supera los valores establecidos en la tabla 1.8.

**Tabla 1.8.** Características de Suelos

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

Referencia: [3, Tbl. 2]

d. Perfil Tipo S4: Condiciones excepcionales.

Este grado es adecuado para suelos muy plásticos y áreas con condiciones geológicas y/o topográficas particularmente desfavorables.

Considere el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales usando los valores  $T_p$  apropiados y el coeficiente de refuerzo del suelo  $S$  dado en la Tabla 1.8

Cuando las propiedades del suelo no se entiendan bien, se pueden usar los valores correspondientes a las secciones tipo S3.

La configuración tipo S4 sólo deberá ser considerada si está especificada en los estudios geotécnicos.

**Tabla 1.9. Parámetros del Suelo**

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Referencia: [3, Tbl. 3]

### 1.5.2.2 Factor de Amplificación Sísmica

De acuerdo con las características del terreno, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) ; C \leq 2,5$$

### **Ecuación 1.1.** Factor de Amplificación Sísmica

Referencia: [3, Art. 14]

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

T es el período según se define:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

### **Ecuación 1.2.** Período

Referencia: [3, Art. 28.4.1]

donde:

CT = 35 para edificios con partes portantes en la dirección considerada como el pórtico únicamente.

CT = 45 para edificios de hormigón armado, cuyos elementos de resistencia sísmica son portones y huecos de ascensores y escaleras.

TC = 60 para estructuras de mampostería y todas las edificaciones de hormigón armado cuyos principales elementos sismorresistentes sean arriostramientos.

b. También se puede utilizar un procedimiento de análisis dinámico, teniendo en cuenta las características de rigidez y distribución de masa de la estructura. La ecuación 1.3 se puede utilizar como una forma simplificada de este procedimiento:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * D_i^2)}{(g * \sum_{i=1}^n F_i * D_i)}}$$

### **Ecuación 1.3.** Período (segundo método)

Referencia: [3, Art. 28.4.2]

### 1.5.2.3 Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en el pie de la estructura correspondiente a la dirección en cuestión vendrá dada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

#### **Ecuación 1.4.** Cortante Basal

Referencia: [3, Art. 28.2.1]

debiendo considerarse para C/R el siguiente valor mínimo:

$$\frac{C}{R} \geq 0,125$$

#### **Ecuación 1.5.** Análisis C/R

Referencia: [3, Art. 28.2.2]

### 1.5.2.4 Análisis por combinación modal espectral

#### a. Modos de Vibración

El período natural y el patrón de vibración se pueden determinar mediante un procedimiento analítico que tiene en cuenta las características de rigidez y la distribución de masa de la estructura.

#### b. Aceleración Espectral

Para cada dirección horizontal analizada se utilizará un espectro de pseudo-aceleración inelástica, el cual viene determinado por la ecuación 1.6.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

#### **Ecuación 1.6.** Aceleración Espectral

Referencia: [3, Art. 29.2.1]

Para el análisis vertical, se puede utilizar un espectro con dos tercios empleado en la dirección horizontal

### c. Criterios de Combinación

Usando los criterios de combinación dados, se puede obtener la reacción máxima esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos estructurales como para los parámetros generales del edificio, como la fuerza cortante inferior, la fuerza cortante entre pisos, el momento de vuelco, el desplazamiento total y relativo entre pisos.

La respuesta elástica máxima esperada ( $r$ ) correspondiente a los efectos combinados de los diferentes modos de vibración ( $r_i$ ) utilizados se puede determinar mediante la ecuación 1.7.

$$r = 0,25 * \sum_{i=1}^m r_i + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

#### **Ecuación 1.7.** Respuesta máxima elástica

Referencia: [3, Art. 29.3.4]

### d. Fuerza Cortante Mínima en la Base

Para cada dirección tenida en cuenta en el cálculo, el esfuerzo cortante en el pie de la estructura no debe ser inferior al 80 % del valor calculado del análisis estático para estructuras normales e inferior al 90 % para estructuras irregulares.

### e. Efectos de Torsión

La incertidumbre sobre la ubicación de los centroides en cada nivel se calculará como una excentricidad aleatoria perpendicular a la dirección del terremoto, igual a 0.05 del tamaño del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

En cada caso, se debe tener en cuenta el signo más desfavorable.

### f. Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles

#### **Tabla 1.10.** Derivas expresadas en fracción entrepisos

<b>Material Predominante</b>	<b>Límite de Distorsión (<math>\Delta_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.005
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Referencia: [3, Tbl. 11]

### 1.5.2.5 Categoría de la Edificación

Dentro de la definición del factor U podemos encontrar en la tabla 1.10 que clasifica los coeficientes que deben tomarse según el tipo de edificio:

**Tabla 1.11.** Categoría de Edificación y Coeficiente “U”

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
A1	Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según normativas del Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A2	Edificaciones esenciales para el manejo de emergencias, el funcionamiento gubernamental y como refugio después de desastres. Esto incluye: - Establecimientos de salud no en A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, universidades. - Edificaciones con riesgo adicional como fábricas, depósitos inflamables o tóxicos. - Edificios de archivos esenciales del Estado.	15
B	Edificaciones importantes donde se reúnen muchas personas, como cines, teatros, estadios, centros comerciales, terminales de autobuses, establecimientos penitenciarios, y que almacenan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También incluye depósitos para abastecimiento.	13
C	Edificaciones comunes como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales sin riesgo adicional de incendio o fugas de contaminantes.	1
D	Edificaciones temporales como construcciones provisionales, casetas y similares.	Ver nota 2

Referencia: [3, Tbl. 5]

Además, para definir el tipo de sistema estructural se señala en tabla 1.11:

**Tabla 1.12.** Coeficiente Básico de reducción  $R_o$



Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_e$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	3
<b>Madera</b>	7

Referencia: [3, Tbl. 7]

### 1.5.3 Cargas no sísmicas

Para las cargas no sísmicas tienen su propia definición por país presentándose de la NEC15 en tabla 1.12:

**Tabla 1.13.** Combinaciones de carga (NEC)

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5max[L<sub>r</sub> ; S ; R]

Combinación 3\*

1.2 D + 1.6 max[L<sub>r</sub> ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4\*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L<sub>r</sub> ; S ; R]

Combinación 5\*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

Referencia: [4, Art. 3.4.3(a)]

Carga viva:

**Tabla 1.14.** Carga viva para edificio de uso residencial (NEC)

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Referencia: [4, Tbl. 8]

**Tabla 1.15.** Carga viva para uso residencial (Norma E0.20)

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (Kgf/m <sup>2</sup> )
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y Escaleras	2,0 (200)

Referencia: [5, Tbl. 1]

Y las cargas muertas difieren en las consideraciones, para la norma ecuatoriana se basa en elementos comunes, para la peruana para los que se especifica en el ACI.

Para las combinaciones de carga de Norma E060 se tiene lo siguiente:

**9.2 RESISTENCIA REQUERIDA**

**9.2.1** La resistencia requerida para cargas muertas ( $CM$ ) y cargas vivas ( $CV$ ) será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (9-1)$$

**9.2.2** Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento ( $CVi$ ), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV \pm CVi) \quad (9-2)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi \quad (9-3)$$

**9.2.3** Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo ( $CS$ ), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (9-4)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (9-5)$$

**Figura 1.11.** Combinaciones de carga Norma E060

Referencia: [6, Art. 9.2]

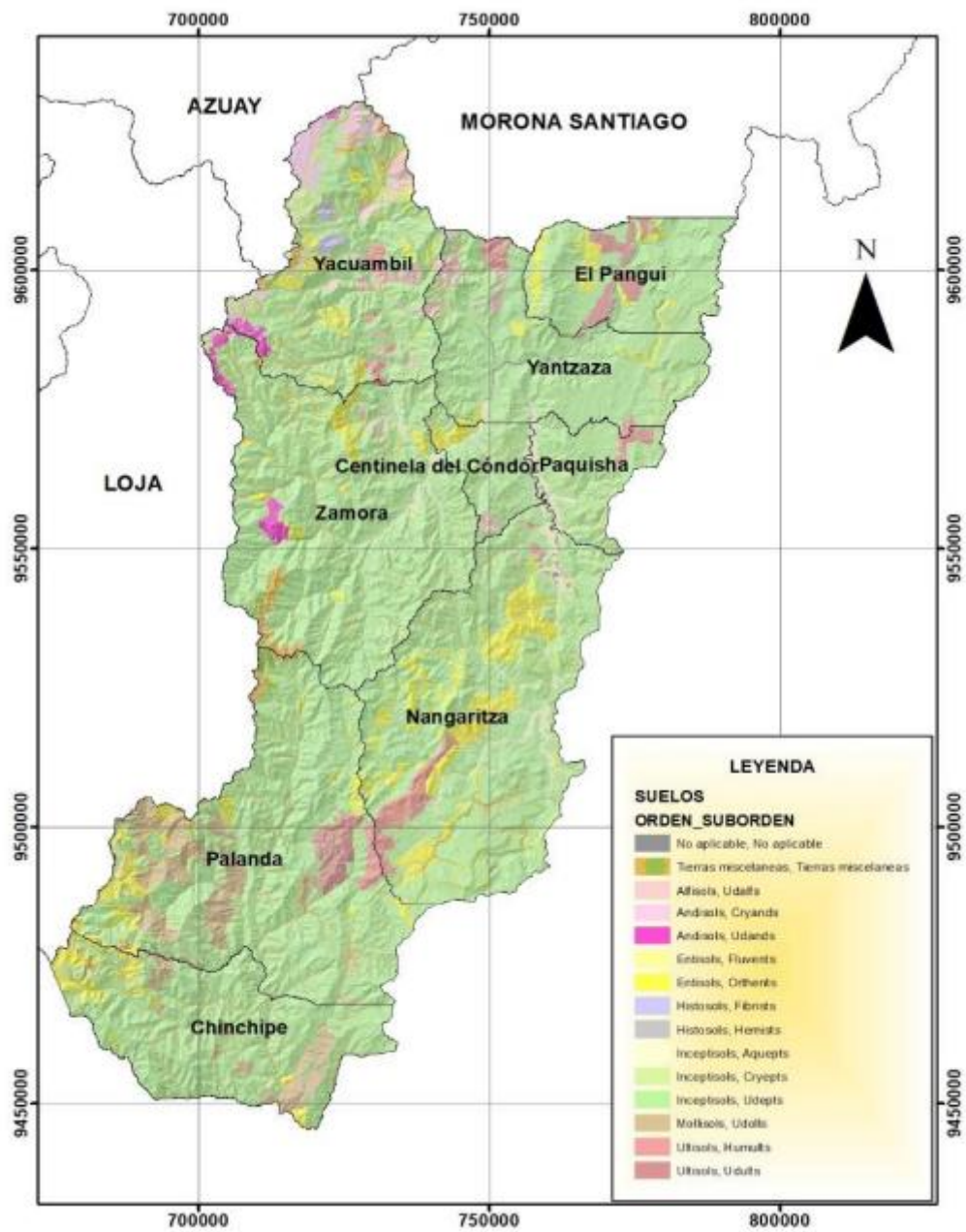
## **2 METODOLOGÍA**

La metodología se basa en una descripción del proyecto, estimación de carga muerta y viva, pre-dimensionamiento de elementos, cortante basal, modelación y diseños.

### **2.1 Descripción del proyecto**

#### **2.1.1 Ubicación**

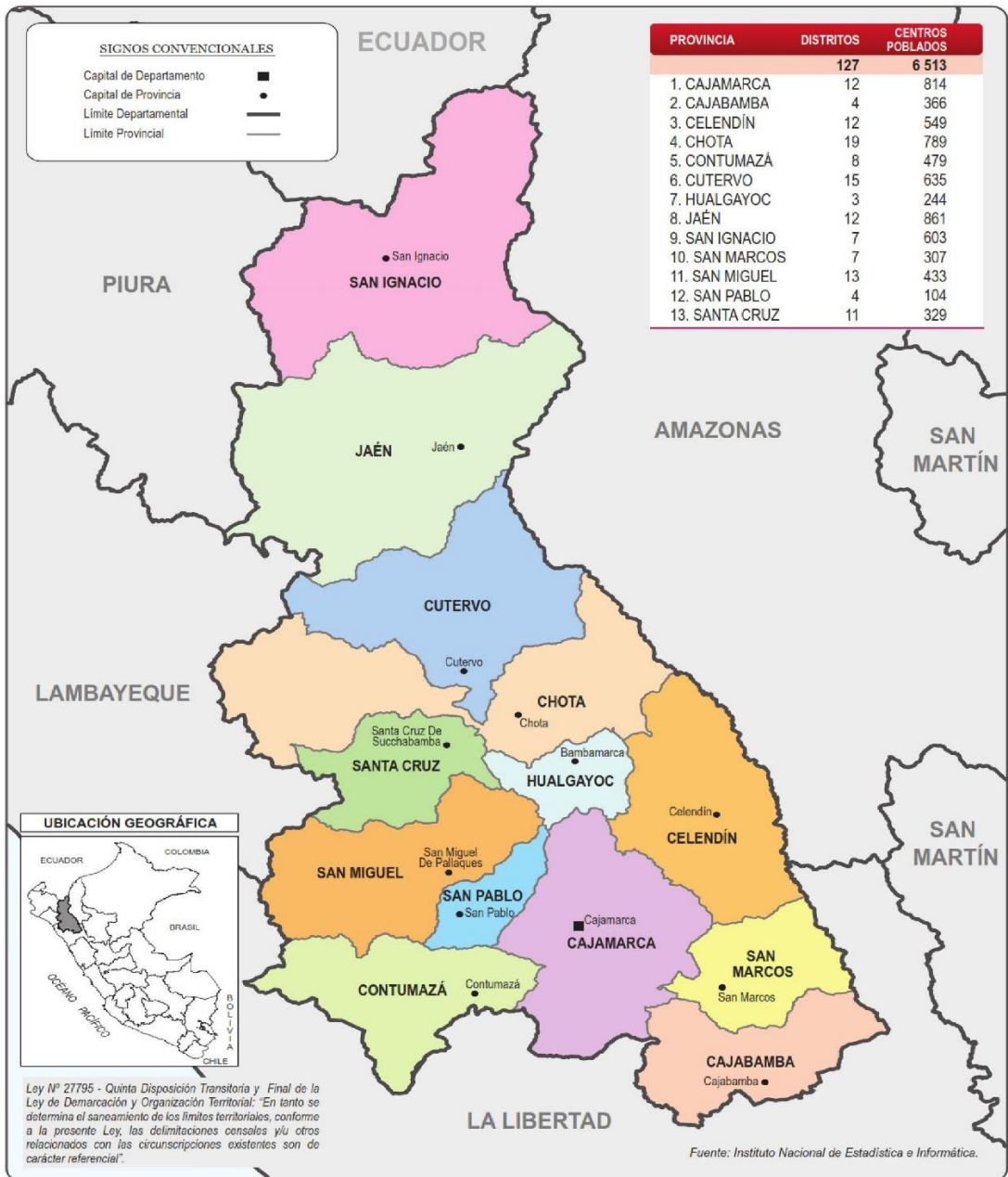
La zona de implantación del proyecto se ubicará en las ciudad de Zamora en la provincia de Zamora Chinchipe, en la zona limítrofe con el Perú



**Figura 2.1.** Provincia de Zamora Chinchipe, tipos de suelos

Referencia: [7, Mapa 6]

En Perú la zona de implantación se ubicará en la provincia de Cajamarca en el distrito de San Ignacio



**Figura 2.2.** Provincia de Cajamarca, Mapa de Distritos

Referencia: [8, Loc. Apéndice]

Recogiendo un estudio para la construcción de carreteras en el cantón Chinchipe, podemos determinar que los suelos en la frontera donde se ubica la Balsa en su mayoría están constituidos por un suelo limo arcilloso con arena, susceptible a la humedad.

Recopilando información acerca del tipo de los ensayos realizados en campo se determina una velocidad sísmica de 53-174 m/s por lo que se coloca como un perfil tipo E.

## 2.1.2 Propuesta Arquitectónica

El edificio propuesto reúne varios usos dentro del proyecto con el objetivo de considerar las necesidades de los futuros ocupantes. El proyecto incorpora departamentos residenciales en los niveles superiores y, locales comerciales y oficinas, al nivel inferior.

### 2.1.2.1 Nivel Inferior

**Tabla 2.1.** Descripción de la propuesta arquitectónica del nivel inferior

Espacio	Dimensiones
Departamento 1	3.50m x 9.50m
Baño 1	2.10m x 1.35m
Pasillo	9.10m x 2.00m
Departamento 2	12.20m x 3.60m
Baño 2	2.13m x 1.15m
Sala de recepciones	Compuesta por dos cuartos
	5.30m x 8.80m y 5.20m x 8.80m
Departamento 3	4.85m x 2.90m
Baño 3	1.53m x 1.30m
Baños y vestidores en	3.78m x 4.05m
Hall y escaleras	1.41m x 1.30m
Escaleras	1.50m x 4.30m
Ascensores	2.90m x 1.95m
Cuarto de ventilación e instalaciones	3.00m x 0.90m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.1.2.2 Niveles superiores

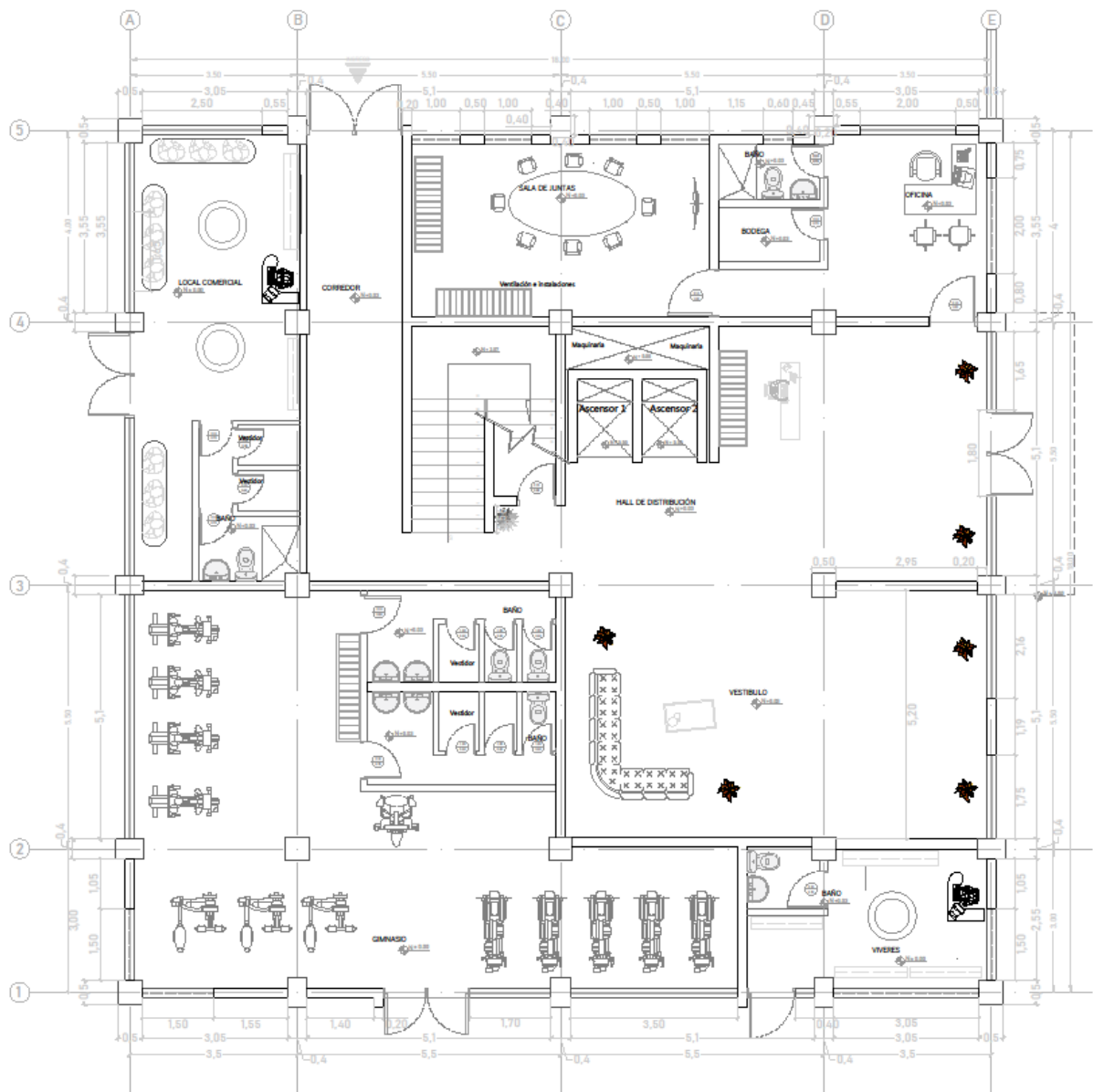
**Tabla 2.2.** Descripción de la propuesta arquitectónica de niveles superiores

Planta Tipo	
Departamento 1	Departamento 2
3.50m x 9.50m	3.50m x 9.50m
Baño 1	Baño 1
3.60m x 1.18m	3.60m x 1.18m
Cocina 1	Cocina 2
3.40m x 4.00m	3.40m x 4.00m
Sala de convivencia 1	Sala de convivencia 2
4.25m x 5.50m	4.25m x 5.50m
Balcón	Balcón
1.50m x 5.50m	1.50m x 5.50m
Dormitorio 1	Dormitorio 2
1.90m x 2.95m	1.90m x 2.95m
Departamento 3	Departamento 4
8.50m x 9.00m	8.50m x 9.00m
Dormitorio master	Dormitorio master
3.10m x 3.75m	3.10m x 3.75m
Cocina-comedor	Cocina-comedor
3.00m x 5.40m	3.00m x 5.40m
Cuarto de lavado	Balcón
1.40m x 0.95m	1.55m x 3.50m
Balcón	Sala
1.55m x 3.50m	4.65m x 3.60m
Escaleras	Ascensores
1.50m x 4.30m	2.90m x 1.95m
Cuarto de ventilación e instalaciones	
3.00m x 0.90m	
Hall de distribución	
1.00m x 6.00m	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

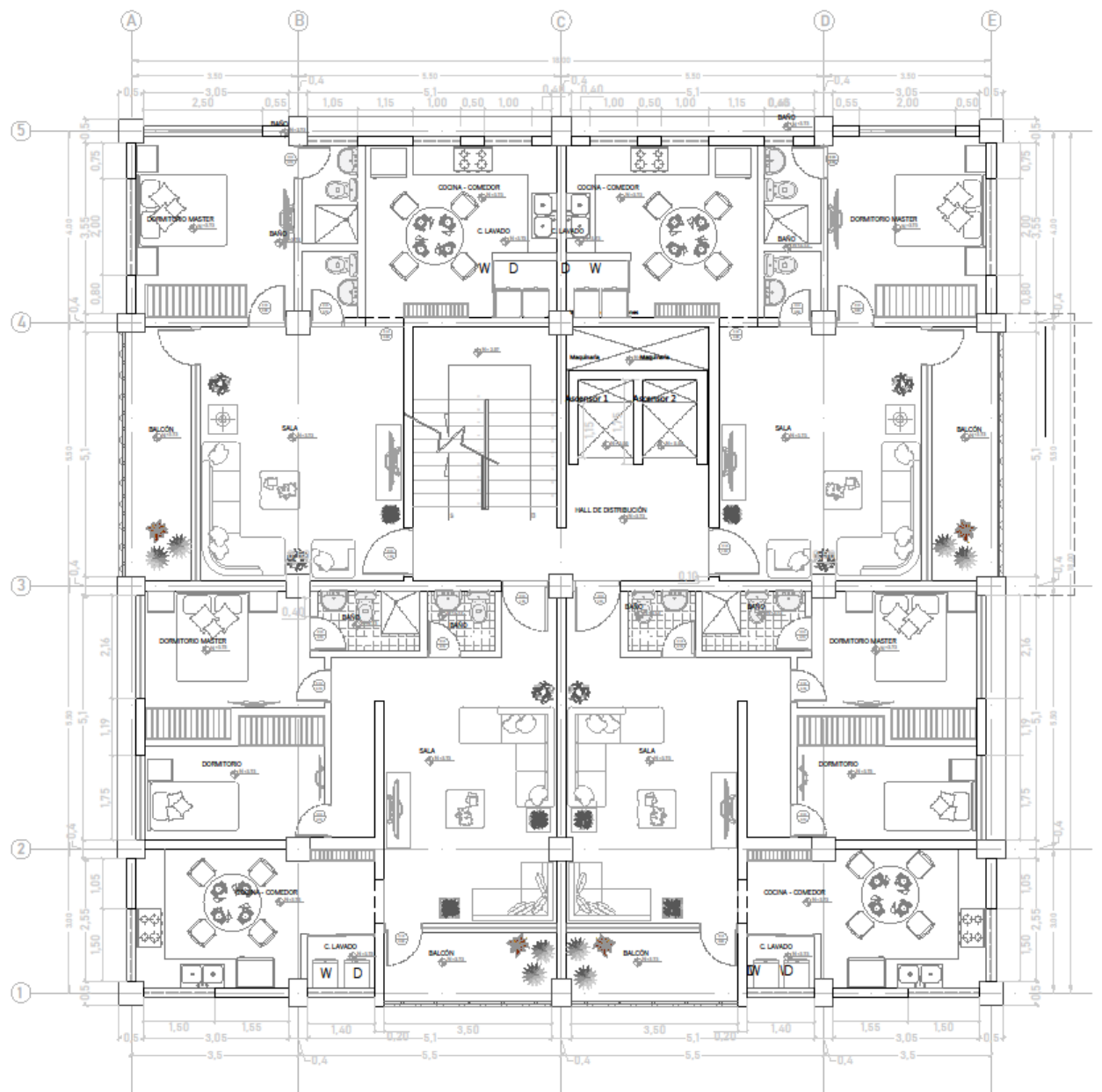
### 2.1.2.3 Planos arquitectónicos





**Figura 2.3.** Propuesta Arquitectónica Planta Baja

Referencia: AutoCAD. Elaborado por Santiago Oleas



**Figura 2.4. Propuesta Arquitectónica Planta Tipo**

Referencia: AutoCAD. Elaborado por Santiago Oleas



**Figura 2.5. Propuesta Fachada Norte**

referencia: AutoCAD. Elaborado por Santiago Oleas



**Figura 2.6.** Propuesta Fachada Oeste

Referencia: AutoCAD. Elaborado por Santiago Oleas

## 2.2 Estimación de cargas viva y muerta

### 2.2.1 NEC-SE-CG

La determinación de las cargas muertas se lo realiza con los lineamientos donde se incluye el peso propio de la losa, instalaciones, recubrimientos y paredes.

Para la mampostería se midió la longitud de paredes en los planos y se calculó la cantidad de peso aplicada.

**Tabla 2.3.** Carga muerta de Mampostería

Mampostería	
Paredes	
Delgada	70 m
Normal	88.2 m
Bloque hueco de hormigón	
	866.8 kg/m <sup>3</sup>
Altura	2.6 m
Delgada (10 cm)	15775.76 kg
Normal (25 cm)	49693.644 kg
Area losa	329.49 m
Total	198.70 kg/m <sup>2</sup>

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Y la carga muerta total es:

**Tabla 2.4.** Carga muerta total sobre la losa

Determinación de la carga muerta	
Espesor del masillado	0.03 m
Peso específico mortero	2200 kg/m <sup>3</sup>
Enlucidos y masillados/m <sup>2</sup>	66 kg/m <sup>2</sup>
Espesor del recubrimiento	0.03 m
Peso específico mortero	2200 kg/m <sup>3</sup>
Recubrimiento de piso/m <sup>2</sup>	66 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la mampostería /m <sup>2</sup>	198.7 kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga adicional	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de la losa	266.88 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta	697.58 kg/m <sup>2</sup>

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para la carga viva es 0.204 T/m<sup>2</sup>.

Además, se colocó un sobrepeso de carga adicional de 100 kg/cm<sup>2</sup> y se considera el peso propio de la losa para el prediseño.

### 2.2.2 Norma E020

Recogiendo información desde la norma peruana obtenemos:

**Tabla 2.5.** Carga muerta de la mampostería

Mampostería	
Paredes	
Delgada	70 m
Normal	88.2 m
Bloque hueco de hormigón	
	1200 kg/m <sup>3</sup>
Altura	
	2.6 m
Delgada (10 cm)	
	21840 kg
Normal (25 cm)	
	68796 kg
Area losa	
	329.49 m <sup>2</sup>
Total	
	275.08 kg/m <sup>2</sup>

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Como carga total muerta esta:

**Tabla 2.6.** Carga muerta total sobre la losa

Determinación de la carga muerta	
Espesor del masillado	0.03 m
Peso específico mortero	2200 kg/m <sup>3</sup>
Enlucidos y masillados/m <sup>2</sup>	66 kg/m <sup>2</sup>
Espesor del recubrimiento	0.03 m
Peso específico mortero	2200 kg/m <sup>3</sup>
Recubrimiento de piso/m <sup>2</sup>	66 kg/m <sup>2</sup>
Peso de la mampostería /m <sup>2</sup>	275 kg/m <sup>2</sup>
Sobre carga adicional	100 kg/m <sup>2</sup>
Peso propio de la losa	266.88 kg/m <sup>2</sup>
Carga muerta	773.88 kg/m <sup>2</sup>

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Además, se colocó un sobrepeso de carga adicional de 100 kg/cm<sup>2</sup> y se considera el peso propio de la losa para el prediseño.

## 2.3 Pre-dimensionamiento de elementos

### 2.3.1 Ecuaciones para el diseño

#### 2.3.1.1 Vigas Principales y Secundarias

Siguiendo la filosofía de diseño por capacidad, considerando las normas ACI318-19 se diseña y se escogen los elementos que permanecerán en el rango elástico y cuales tendrán la posibilidad de ceder.

Para este enfoque es necesario garantizar el funcionamiento de columna fuerte-viga débil, ante el caso de un gran sismo y la necesidad de disipar energía.

Dentro del diseño es necesario utilizar coeficientes de reducción de resistencia, para proporcionar seguridad al momento de diseñar los edificios, además de factores de carga.

**Tabla 2.7.** Factor de reducción de resistencia según la acción o elemento estructural,  $\Phi$ .

Factores de reducción de resistencia, $\phi$			
Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para
(c)	Torsión	0.75	-
(d)	Aplastamiento	0.65	-
(e)	Zonas de anclajes de postcnsado	0.85	-
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	-
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	-
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	-
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	-
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	-

Referencia: [9, Tbl. 21.2.1]

Dados los resultados de análisis por parte de herramientas computacionales, recogemos los datos de combinaciones de carga y la envolvente para establecer los momentos de diseño y determinar la cantidad de acero a usar.

Para las consideraciones de acero mínimo y máximo se obtuvo:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

**Ecuación 2.1.** Acero mínimo

Referencia: [9, Eq. 9.6.1.2]

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_b * b_w * d$$

**Ecuación 2.2.** Acero máximo

Referencia: [9, Eq. 18.6.3.1]

Para el cual:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \left( \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \right), \text{ siendo sus elementos:}$$

$f'_c$ , la resistencia a compresión del hormigón,  $f_y$  el esfuerzo a flexión del acero,  $b_w$  el ancho del alma de la sección y  $d$  el peralte efectivo de la misma.

Para determinar el valor de  $\beta_1$ , se debe determinar a partir del valor de compresión del hormigón.

**Tabla 2.8.** Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto representados por  $\beta_1$

$f'_c$ (Mpa)	$\beta_1$	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05 * (f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Referencia: [2, Tbl. 22.2.2.4.3.]

Para el cálculo del momento nominal se toma en cuenta la siguiente fórmula



$$M_n = A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b_w} \right)$$

### **Ecuación 2.3. Momento Nominal**

Referencia: [9, Eq. 2.3.1.1]

Dentro de los nudos se toman las siguientes consideraciones dadas por ACI318-19

- $M^{(+)} \geq \frac{1}{2} * M^{(-)}$
- $A_{S_{colocado}} \geq A_{S_{min}}$  ,  $A_s(+)$   $\geq \frac{1}{3} * A_s(-)$
- $A_{S_{colocado}} \geq \frac{1}{4} * A_{S_{zona \text{ más armada}}}$

Para el acero necesario pasa por otra revisión definida por la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{30 * M_u}{d}$$

### **Ecuación 2.4. Cálculo de acero necesario**

Referencia: [10, Fig. 47]

Dentro del diseño a corte se definirán factores y se tomarán en cuenta las siguientes ecuaciones para determinar el refuerzo a colocar.

Se define al factor “λ” como factor de modificación para reducir las propiedades mecánicas del hormigón en caso sea liviano o normal (0.75 y 1.00, respectivamente), de acuerdo con la sección 25.4.2.5 del ACI318-19.

Se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$M_{prob} = \alpha * A_s * f_y * \left( d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b_w} \right), \text{ siendo } \alpha=1.4$$

### **Ecuación 2.5. Momento Probable**

Referencia: [9, Eq. 18.7.6.1.1]

$$V_{Hip} = \frac{M_{pizq} + M_{pder}}{L}$$

### **Ecuación 2.6. Cortante Hiperestático**

Referencia: [9, Eq. R18.7.6.1.1]

$$V_n = V_c + V_s$$

### **Ecuación 2.7. Cortante Nominal**

Referencia: [9, Eq. 22.5.1.1]

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

### **Ecuación 2.8. Resistencia a Cortante del Concreto**

Referencia: [9, Eq. 22.5.1.1]

$$V_u \leq \phi * V_n, V_u = V_{cv} + V_{Hip}$$

### **Ecuación 2.9. Cortante Último**

Referencia: [9, Eq. 18.4.2.3(a)]

$$V_{Hip} > \frac{1}{2} * V_u \rightarrow V_c = 0, V_u = \phi * V_c + \phi * V_s$$

### **Ecuación 2.10. Comprobaciones por diseño sismorresistente**

Referencia: [9, Eq. 18.6.5.2]

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 6 * db \\ 24 * \phi_{estribo} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### **Ecuación 2.11. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal**

Referencia: [9, Eq. 18.6.4.4]

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

### **Ecuación 2.12. Resistencia a Corte del Acero**

[9, Eq. 22.5.8.5.3]

$$V_s \leq 4 * V_c$$

### **Ecuación 2.13. Verificación de la resistencia a corte del acero**

[9, Eq. 22.5.8.5.3]

Para el cual se definen estas ecuaciones se definen con los siguiente elementos:

$V_{cv}$  es el cortante último obtenido por combinaciones de carga,  $V_u$  es el cortante último,  $\lambda$  es el factor de modificación por hormigón liviano,  $A_v$  es el área de refuerzo transversal,  $s$  es el espaciamiento del refuerzo transversal,  $d_b$  es el diámetro de la varilla,  $A_s$  es el acero colocado,  $b_w$  se define como el ancho del alma de la sección,  $d$  es el peralte efectivo de la sección,  $\beta_1$  es un factor que relaciona el tamaño del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la distancia del eje neutro.  $\alpha$  es el factor de diseño por capacidad,  $M_{Pr}$  es el momento probable,  $V_c$  es la resistencia a cortante proporcionada por el hormigón y  $V_s$  es la resistencia a cortante proporcionada por el acero.

### 2.3.1.2 Columnas

Dentro del diseño de las columnas no existe diferencia al diseñar con hormigón liviano y normal, solo queda para el análisis el caso de efectos de esbeltez.

Se necesita del diagrama de interacción, el cual describe el comportamiento a flexo-compresión y permite visualizar la capacidad del elemento estructural para soportar la fuerza axial y momento. Para determinar si los puntos de diseño dados por los puntos máximos de esfuerzo y axial se comparan con la curva reducida y se encuentran en un lugar admisible dentro de la gráfica.

Para esta curva de reducción se toma en cuenta el coeficiente de reducción dado por la tabla 2.9.

**Tabla 2.9.** Resistencia máxima de fuerzas axiales

Miembro	Refuerzo Transversal	$P_n, \max$	
No	Estribos que cumplen con 22.4.2.4	$0.80 \times P_o$	(a)
Preesforzado	Espirales que cumplen con	$0.85 \times P_o$	(b)
Preesforzado	Estribos	$0.80 \times P_o$	(c)
	Espirales	$0.85 \times P_o$	(d)
Miembros de cimentaciones profundas	Estribos de acuerdo con el capítulo 13	$0.80 \times P_o$	(e)

Referencia: [9, Tbl. 22.4.2.1.]

Se verifican los límites dimensionales con las siguientes fórmulas:

$$L_{menor} \geq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.4 * L_{perpendicular} \end{cases}$$

**Ecuación 2.14. Límites Dimensionales**

Referencia: [9, Eq. 18.7.2]

Para el diseño a corte por capacidad, se obtiene a partir de las siguientes fórmulas:

$$V_{u_{capacidad}} = \frac{2 * M_b}{H_n}$$

**Ecuación 2.15. Cortante por Capacidad**

Referencia: [10, Eq. 9.2.3]

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

**Ecuación 2.16. Capacidad Cortante del Hormigón**

Referencia: [2, Eq. 22.5.6.2]

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

**Ecuación 2.17. Capacidad Cortante del Acero**

Referencia: [9, Eq. 22.5.8.1]

$$V_s \leq 4 * V_c$$

**Ecuación 2.18. Verificación relación entre cortante del acero y del concreto**

Referencia: [9, Eq. 22.5.1.2]

$$L_o = \min \left( \frac{h_n}{6}; bc; hc; 45cm \right)$$

**Ecuación 2.19. Calcula de la longitud en la zona de confinamiento**

Referencia: [9, Eq. 18.7.5.1]

$$S_{Lo} = \min \left( \frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{Lmin}; 10cm \right)$$

**Ecuación 2.20.** Espaciamiento en la zona de confinamiento

Referencia: [9, Eq. 18.7.5.3]

$$S_{L1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{Lmin}; 15cm\right)$$

**Ecuación 2.21.** Espaciamiento en la zona central

Referencia: [9, Eq. 18.7.5.5]

$$A_{vmin} = \min\left(0.2\sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_{yt}}; 3.5 * \frac{b * s}{f_{yt}}\right)$$

**Ecuación 2.22.** Área de refuerzo mínima

Referencia: [9, Eq. 10.6.2.2]

$$A_v = \frac{s * V_s}{f_{yt} * d}$$

**Ecuación 2.23.** Área de refuerzo cortante requerida

Referencia: [9, Eq. 22.5.8.5.3]

Para el cálculo de numero de ramales necesarios se usa la ecuación 2.24.

$$\#ramales = \frac{A_v}{A_e}$$

**Ecuación 2.24.** Número de ramales

Referencia: [10, Eq. 9.2.3.]

Para cada uno de los términos se especifica que:

$L_{menor}$  es la longitud menor del perímetro de la columna,  $L_{perpendicular}$  es la longitud perpendicular a la longitud menor de la columna,  $V_{u_{capacidad}}$  es el cortante de diseño por capacidad,  $M_b$  es el momento balanceado nominal de la curva de flexo-compresión,  $H_n$  o  $h_n$  es la altura libre de la columna,  $V_s$  es la capacidad cortante del acero,  $V_c$  es la capacidad cortante del hormigón,  $b_c$  es el ancho de la columna sin recubrimiento,  $h_c$  es la altura de la sección transversal de la columna sin recubrimiento,  $b$  es el ancho geométrico de la columna,  $h$  es la altura de la sección

transversal de la columna,  $d$  es el peralte efectivo,  $\phi_{Lmin}$  es el ancho mínimo de acero de refuerzo,  $s$  es el espaciamiento aplicado,  $f_{yt}$  es la resistencia a compresión del acero,  $A_v$  es el área de acero requerida.

Para el diseño de corte por confinamiento se tomó en cuenta las siguientes ecuaciones:

Se verifica la siguiente condición, dada por las condiciones indicadas en la tabla 2.10.

**Tabla 2.10.** Refuerzo transversal en columnas (SMF).

Refuerzo Transversal	Condición		Expresiones aplicables
Ash/sdc para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch} - 1} \right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ o $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.09 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b) $0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)
ps para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 * \left( \frac{A_g}{A_{ch} - 1} \right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ o $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.129 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b) $0.35 * k_f * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)

Referencia: [9, Tbl. 18.7.5.4]

Para nuestro caso que colocaremos estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y se tiene un  $f'c$  del hormigón de 21 MPa.

Para el cálculo de la ecuación del ACI318-19 18.7.5.4 (c), se necesitan de las expresiones:

$$k_f = \frac{f'c}{1750} + 0.6 \geq 1$$

**Ecuación 2.25.** Factor de resistencia del concreto

Referencia: [2, Eq. 18.7.4(a)]

$$k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$$

**Ecuación 2.26.** Factor de efectividad del confinamiento

Referencia: [2, Eq. 18.7.4(b)]

El acero de refuerzo a escoger será el máximo entre los 3 calculados.

### 2.3.1.3 Losas

Para el diseño de losas se escogió el método dado por el ACI a través de coeficientes para losas bidireccionales.

Para este caso se define un lado corto (A) y un lado largo (B) por a través de los valores determinamos  $m$  que es la relación entre vano corto y vano largo.

Identificamos los diferentes casos para el cual aplicar el coeficiente que se refiere al empotramiento que tiene cada losa.

Luego debemos identificar los coeficientes tanto para cortante como momento positivo para carga muerta , momento positivo para carga viva, momento negativo por carga muerta y carga viva.

**Tabla 2.11. Coeficientes para cortante**

m=la/lb		COEFICIENTES PARA CORTANTE								
		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1	W <sub>a</sub>	0.50	0.50	0.17	0.50	0.83	0.71	0.29	0.33	0.67
	W <sub>b</sub>	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W <sub>a</sub>	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W <sub>b</sub>	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.9	W <sub>a</sub>	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W <sub>b</sub>	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W <sub>a</sub>	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W <sub>b</sub>	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.8	W <sub>a</sub>	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W <sub>b</sub>	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W <sub>a</sub>	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W <sub>b</sub>	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.7	W <sub>a</sub>	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W <sub>b</sub>	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W <sub>a</sub>	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W <sub>b</sub>	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.6	W <sub>a</sub>	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W <sub>b</sub>	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W <sub>a</sub>	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W <sub>b</sub>	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.5	W <sub>a</sub>	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W <sub>b</sub>	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

Referencia: [4, Tbl. 4 - RATIO OF LOAD  $w$  IN A and B DIRECTIONS FOR SHEAR IN SLAB AND LOAD ON SUPPORTS]

**Tabla 2.12. Coeficientes para momento negativo para carga muerta y viva**

COEFICIENTES DE MOMENTO NEGATIVO PARA CARGA VIVA+CARGA MUERTA

m=la/lb		Caso								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Ca-neg		0.045		0.050	0.075	0.071		0.033	0.061
	Cb-neg		0.045	0.076	0.050			0.071	0.061	0.033
0.95	Ca-neg		0.050		0.055	0.079	0.075		0.038	0.065
	Cb-neg		0.041	0.072	0.045			0.067	0.056	0.029
0.9	Ca-neg		0.055		0.060	0.080	0.079		0.043	0.068
	Cb-neg		0.037	0.070	0.040			0.062	0.052	0.025
0.85	Ca-neg		0.060		0.066	0.082	0.083		0.049	0.072
	Cb-neg		0.031	0.065	0.034			0.057	0.046	0.021
0.8	Ca-neg		0.065		0.071	0.083	0.086		0.055	0.075
	Cb-neg		0.027	0.061	0.029			0.051	0.041	0.017
0.75	Ca-neg		0.069		0.076	0.085	0.088		0.061	0.078
	Cb-neg		0.022	0.056	0.024			0.044	0.036	0.014
0.7	Ca-neg		0.074		0.081	0.086	0.091		0.068	0.081
	Cb-neg		0.017	0.050	0.019			0.038	0.029	0.011
0.65	Ca-neg		0.077		0.085	0.087	0.093		0.074	0.083
	Cb-neg		0.014	0.043	0.015			0.031	0.024	0.008
0.6	Ca-neg		0.081		0.089	0.088	0.095		0.080	0.085
	Cb-neg		0.010	0.035	0.011			0.024	0.018	0.006
0.55	Ca-neg		0.084		0.092	0.089	0.096		0.085	0.086
	Cb-neg		0.007	0.028	0.008			0.019	0.014	0.005
0.5	Ca-neg		0.086		0.094	0.090	0.097		0.089	0.088
	Cb-neg		0.006	0.022	0.006			0.014	0.010	0.003

Referencia: [4, Tbl. I METHOD-4-TABLE I-COEFFICIENTES FOR NEGATIVE MOMENTS IN SLABS]

**Tabla 2.13.** Coeficientes para momento positivo para carga muerta

COEFICIENTES DE MOMENTO POSITIVO PARA CARGA MUERTA

m=la/lb		Caso								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Ca-dl	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	Cb-dl	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	Ca-dl	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	Cb-dl	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.9	Ca-dl	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	Cb-dl	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	Ca-dl	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	Cb-dl	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.8	Ca-dl	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	Cb-dl	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	Ca-dl	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	Cb-dl	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.7	Ca-dl	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	Cb-dl	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	Ca-dl	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	Cb-dl	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.6	Ca-dl	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	Cb-dl	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	Ca-dl	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	Cb-dl	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.5	Ca-dl	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	Cb-dl	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002










Referencia: [4, Tbl. METHOD-3-TABLE 2-COEFFICIENTES DEAD LOAD



POSITIVE MOMENTS IN SLABS]

**Tabla 2.14.** Coeficientes para momento positivo para carga viva

COEFICIENTES DE MOMENTO POSITIVO PARA CARGA VIVA (marcelopardo.com)

m=la/lb		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
										
1	Ca-II	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	Cb-II	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	Ca-II	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	Cb-II	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.9	Ca-II	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	Cb-II	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	Ca-II	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	Cb-II	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.8	Ca-II	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	Cb-II	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	Ca-II	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	Cb-II	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.7	Ca-II	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	Cb-II	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	Ca-II	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	Cb-II	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.6	Ca-II	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	Cb-II	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	Ca-II	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	Cb-II	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.5	Ca-II	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	Cb-II	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Referencia: [4, Tbl. METHOD-3-TABLE 3-COEFFICIERNES LIVE LOAD

POSITIVE MOMENTS IN SLABS]

Para el diseño a corte se selecciona una franja de diseño, se usa la longitud libre de la viga, es decir, sin contar las vigas colocadas como este en la losa.

Para este caso de losa alivianada, se diseña por los nervios que quepan en la franja de diseño de 1 metro, y con la base de la vigueta formada.

El valor de la carga distribuida se coloca con la ecuación 2.27.

$$q = W_u * b * w_x$$

**Ecuación 2.27.** Carga distribuida para el cortante en la franja de diseño

Referencia: [11, Arts. A2003-Method 3]

Siendo  $W_u$  la carga combinada (carga viva y muerta con coeficientes colocados según la norma del país),  $b$  es el ancho de la vigueta y  $w_x$  es el coeficiente seleccionado de la Tabla 2.10.

Se calcula el cortante de diseño con la fórmula 2.28.

$$V_u \begin{cases} \frac{q * l_n}{2} \rightarrow \text{para cara exterior del primer apoyo interior} \\ \frac{1.15 * q * l_n}{2} \rightarrow \text{para cara de todos los demás apoyos} \end{cases}$$

**Ecuación 2.28.** Cortante aproximados para vigas continuas

Referencia: [9, Tbl. 6.5.4]

Se revisa que los valores no sobrepasen el cortante por capacidad con la Ecuación 2.14 tomando el valor de  $b$  como el ancho de la vigueta.

Para el diseño a flexión con el mismo proceso de selección de coeficientes, pero con las tablas 2.11, 2.12 y 2.13 se procede a calcular el momento con la ecuación 2.29.

$$M_u = C_u * W_u * L_n^2$$

**Ecuación 2.29.** Momentos calculados por el método 3

Referencia: [11, Arts. A2003-Method 3]

Siendo  $C_u$  la carga de diseño escogida,  $W_u$  la carga combinada y  $L_n$  el valor de la longitud libre.

Se calcula el cortante nominal y se determina el acero colocado a partir del despeje de la fórmula Ecuación 2.29.

Se verifica que el acero mínimo sobrepase la ecuación 2.30.

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * d * b$$

**Ecuación 2.30.** Acero mínimo por nervio para la franja de diseño

Referencia: [9, Art. 9.6.1.2]

Se revisa que se coloque el suficiente acero de refuerzo y se calcula el valor del acero de temperatura a colocar en la losa.

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * A_g$$

**Ecuación 2.31.** Acero de temperatura

Referencia: [9, Art. 7.6.1.1]

**2.3.1.4 Conexión Viga-Columna**

Para la conexión viga-columna se necesita el momento probable de la columna, por lo cual utilizamos la ecuación 2.32.

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$$

**Ecuación 2.32.** Cortante Hiperestático de la Columna

Referencia: [2, Eq. R18.7.6.1.1]

Para el análisis del cortante del nudo se analiza del ACI318-19 la tabla 15.4.2.3 (en unidades [kg/cm<sup>2</sup>]) resumida en la figura 2.7.

$$Interior \begin{cases} b_v > 0.75b_c \rightarrow 5.3 \\ b_v < 0.75b_c \rightarrow 4 \end{cases}$$

$$Exterior \begin{cases} b_v > 0.75b_c \rightarrow 4 \\ b_v < 0.75b_c \rightarrow 3.2 \end{cases}$$

$$Esquinera \rightarrow 3.2$$

**Figura 2.7.** Resumen de la tabla 15.4.2.3 del ACI318-19

Referencia: [2, Tbl.15.4.2.3]

Donde para el análisis del cortante del nudo se resume en la ecuación 2.33 que depende de los factores descritos en la Figura 2.7:

$$\phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f'c} * b_j * h_{col}$$

**Ecuación 2.33.** Resistencia a cortante del nudo

Referencia: [9, Tbl. 15.4.2.3]

Donde para este caso:

$$\gamma = \lambda * \text{factor según el caso de la figura 3.7}$$

**Ecuación 2.34.** Factor que relaciona el tipo de nudo y el tipo de hormigón

Referencia: [9, Tbl. 15.4.2.3]

Para el análisis del ancho efectivo se debe tomar en cuenta la condición descritos en la ecuación 2.35.

$$b_j = \min \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$$

**Ecuación 2.35.** Ancho efectivo

Referencia: [9, Eq. 15.4.2.4]

Para este caso  $x$  se define como la distancia perpendicular medida desde el eje longitudinal a la cara más cercana a la columna,  $b_v$  es el ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga para cortante horizontal y  $h_{col}$  es la altura de la columna.

Procedemos a verificar el cortante último:

$$V_j \leq \phi V_n$$

**Ecuación 2.36.** Cortante Último

Referencia: [9, Eq. 18.4.4.7.1]

Calculamos  $V_j$  mediante la ecuación 2.37,  $T_1$  con la ecuación 2.38 y  $T_2$  con la ecuación 2.39 :

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

**Ecuación 2.37.** Resistencia del nudo

$$T_1 = A_{s1} * \alpha * F_y$$

**Ecuación 2.38.** Cortantes por refuerzo del acero en vigas

$$T_2 = A_{s2} * \alpha * F_y$$

**Ecuación 2.39.** Cortantes por refuerzo del acero en vigas

Para calcular el cortante de la columna con la ecuación 2.40, primero se determina los momentos probables de las vigas que lo conectan con respecto al eje analizado utilizando la ecuación 2.4.

$$V_{col} = \frac{M_{pr1-} + M_{pr2+}}{h_{col}}$$

**Ecuación 2.40.** Cortante de la columna

Siendo  $M_{pr1-}$  el momento probable por acero negativo y  $M_{pr2+}$  el momento probable por acero positivo.

Verificada la desigualdad, podemos someter al nudo al análisis de adherencia y anclaje. Para este análisis el resultado máximo de refuerzo necesario es el que se escogerá para el resto de los cálculos.

Determinamos el valor del espaciamiento a través de la ecuación 2.41.

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ 6\phi_c \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Ecuación 2.41.** Espaciamiento mínimo requerido para el diseño a corte

Referencia: [9, Art. 18.7.5.5]

Para el caso en que se tenga un nudo donde las vigas tengan  $0.75 \cdot b_v > b_c$ , y cumpla condición de nudo interior, se puede dar que  $A_s = A_s/2$  y el espaciamiento puede ser determinado por la ecuación 2.42.

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ 6\phi_c \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Ecuación 2.42.** Espaciamiento mínimo requerido para el diseño a corte

Referencia: [2, Art. 18.8.3.2]

Se procede a determinar la cantidad de acero necesaria con las ecuaciones de la Tabla 2.8, descritas en las ecuaciones 2.43 y 2.44.

$$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$$

**Ecuación 2.43.** Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (a)

Referencia: [9, Tbl. 15.4.2.3.]

$$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$$

**Ecuación 2.44.** Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (b)

Referencia: [9, Tbl. 15.4.2.3.]

Se comprueba el requisito para verificar si es necesario el anclaje de todos los aceros, además de utilizar la tercera ecuación para el cálculo del acero.

$$Pu > 0.3 * f'c * Ag$$

**Ecuación 2.45.** Condición para verificar si es necesario el anclaje de aceros

Referencia: [9, Tbl. 15.4.2.3.]

$$A_{sh3} = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{f_y * A_{ch}}$$

**Ecuación 2.46.** Acero calculado a partir de las expresiones aplicables de la Tabla 2.8 (c)

Referencia: [2, Tbl. 15.4.2.3.]

Para el anclaje es necesario determinar la longitud de desarrollo mínima a partir de la ecuación 2.47:

$$L_{dh} = \phi_v * \frac{fy}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

**Ecuación 2.47.** Longitud de desarrollo mínima

Referencia: [2, Eq. 18.8.5.1]

Para el análisis columna fuerte-viga débil se comprueba lo descrito en la ecuación 2.48 y 2.49, siendo suficiente lo descrito por el Criterio del ACI.

$$\sum M_{ncol} \geq 1.2 \sum M_{nviga}$$

**Ecuación 2.48.** Análisis columna fuerte-viga débil (Criterio ACI)

Referencia: [9, Eq. 18.7.3.2]

$$\sum M_{ncol} \geq 1.4 \sum M_{nviga}$$

**Ecuación 2.49.** Análisis columna fuerte-viga débil (Criterio impartido en clase)

Referencia: [10, Eq. 10.1]

Se analiza los casos de momentos nominales de vigas en la dirección del sismo analizada y para el momento nominal de la columna se analiza en caso de flexión pura:

$$M_{ncol} = \left( \frac{A_{st}}{2} * f_y \right) * (h_{col} - 2 * r_{ef})$$

**Ecuación 2.50.** Momento de flexión pura para columna

Referencia: [10, Eq. 10.1]

Donde  $A_{st}$  es la cantidad de acero colocada y  $r_{ef}$  es el peralte efectivo a partir de la fibra superior a la varilla más cercana.

Se comprueba a partir de estas ecuaciones y la sumatoria de momentos en vigas y columnas verificando los criterios.

### 2.3.1.5 Muros

Para el análisis de muros, primero se requiere verificar la cantidad de acero mínimo a colocar:

Para muros con  $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$ , deben cumplirse 3 condiciones:

- a) La cuantía de refuerzo longitudinal dentro de  $0.15l_w$  del extremo de un segmento vertical de muro debe tener una cuantía mínima de:

$$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$

**Ecuación 2.51.** Cuantía mínima de refuerzo longitudinal

Referencia: [9, Eq. 18.10.2.4(a)]

- b) El refuerzo longitudinal tiene que extenderse verticalmente por encima y por debajo de la sección crítica, al mayor valor de  $l_w$  y  $\frac{M_u}{3V_u}$ .
- c) El refuerzo requerido no puede tener más del 50% concentrado en una sola sección

Donde  $l_w$  es la longitud y  $h_w$  es la altura libre del segmento vertical del muro.

$M_u$  es el momento de diseño y  $V_u$  es el cortante de diseño.

Para poder calcular la cuantía se requirió de las ecuaciones 2.52 y 2.53.

$$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$$

**Ecuación 2.52.** Espaciamiento de las varillas entre eje y eje de cada varilla

Referencia: [10, Eq. 11.1.2]

$$\#varillas_{alma} = \frac{0.15l_w - h_1 - r}{S} + 1$$

**Ecuación 2.53.** Número de varillas en la parte del alma correspondiente a  $0.15 l_w$

Referencia: [3, Eq. 11.1.2]

$V(x)$  es la cantidad de varillas colocadas en la dirección  $x$  relativa del muro,  $r$  es el recubrimiento y  $h_1$  es la longitud del cabezal colocado.

La cuantía se calcula con la ecuación 2.54.

$$\rho = \frac{As}{Ag}$$



**Ecuación 2.54.** Cuantía de acero del muro

Y procede a hacerse la verificación con la ecuación 2.55.

$$\rho > \rho_{min}$$

**Ecuación 2.55.** Verificación cuantía mínima

Para el alma se requiere de otras ecuaciones y condiciones descritas en la ecuación 2.56.

$$\text{Condiciones a cumplir: } \begin{cases} \rho > 0.0025 \\ s < 450 \text{ mm} \end{cases}$$

**Ecuación 2.56.** Condiciones para verificación de la correcta distribución y cuantía de acero en el alma

Referencia: [2, Eq. 18.10.2.1]

La cuantía se determina con la ecuación 2.57.

**Ecuación 2.57.** Cálculo de la cuantía

$$\rho = \frac{A_{s\text{varilla}} * \#V_{\text{espesor}}}{S * \text{espesor}}$$

$A_{s\text{varilla}}$  es el área de la varilla a colocar,  $\#V_{\text{espesor}}$  es la cantidad de acero colocada en el eje y relativo del muro,  $\text{espesor}$  se refiere al del alma.

Para el análisis de solicitaciones críticas se calcula la inercia de los cabezales, junto con el alma del muro respecto al centro geométrico del muro. Se utilizan las ecuaciones 2.58 y 2.59.

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

**Ecuación 2.58.** Momento de Inercia de un rectángulo

$$I = I_o + mr^2$$

**Ecuación 2.59.** Teorema de Steiner

Se determina la curva de interacción reducida, nominal y probable con la ayuda del software CScol 10. Se determina las fuerzas de diseño a partir de recoger los datos

de axial, momento y cortante relevantes según la dirección del muro, con estos datos se realiza las combinaciones más críticas para determinar los esfuerzos máximos y mínimos a partir de la ecuación 2.60

$$\sigma_{max,min} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{M_u * Y}{I}$$

**Ecuación 2.60.** Esfuerzo máximo y mínimo una sección

Con estas solicitaciones se verifica dentro del diagrama de interacción que se encuentren los puntos críticos en una zona admisible.

Para el diseño a corte, se debe obtener Vu las combinaciones de cargas críticas a flexión, la máxima y mínima y escoger la más grande de entre las dos.

Para el factor de sobre resistencia se obtiene de la tabla 2.15

**Tabla 2.15.** Factor de Sobrerresistencia  $\Omega_v$

Condición	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/l_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u$
		1.5
$h_{wcs}/l_w \leq 1.5$	1	

Referencia: [9, Tbl. 18.10.3.1.2]

Aquí se deberá analizar los momentos probables y de diseño para los casos más críticos y escoger el más determinante.

Analizamos el factor de amplificación dinámica. El cual a partir del ACI318-19 dicta que:

Para  $\frac{h_{wes}}{l_w} < 2.0$

$$\omega_v = 1.0$$

**Ecuación 2.61.** Factor de amplificación dinámica para  $\frac{h_{wes}}{l_w} < 2.0$

Referencia: [9, Art. 18.10.3.1.3]

Para  $\frac{h_{wes}}{l_w} \geq 2.0$

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n_s}{10}, & \text{para } n_s \leq 6 \\ 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8, & \text{para } n_s > 6 \end{cases}$$

**Ecuación 2.62.** Factor de amplificación dinámica para  $\frac{h_{wes}}{l_w} \geq 2.0$

Referencia: [9, Art. 18.10.3.1.3]

Donde  $n_s$  es el número de pisos que tiene el edificio.

También se debe tomar en cuenta la condición dada por la ecuación 2.63.

$$n_{s \min} = 0.007h_{wcs}$$

**Ecuación 2.63.** Valor mínimo de  $n_s$

Referencia: [9, Art. 18.10.3.1.3]

Luego calculamos el cortante de diseño  $V_e$  y verificación de este a partir de la ecuación 2.64.

$$V_e = \omega_v \Omega_v V_u \leq 3V_u$$

**Ecuación 2.64.** Cortante de diseño  $V_e$

Referencia: [9, Art. 18.10.3.1]

Procedemos a verificar el ancho mínimo del alma. Primero verificamos el diseño con la ecuación 2.65.

$$V_e \leq \phi 5V_c$$

**Ecuación 2.65.** Verificación de diseño

Referencia: [10, Eq. 11.2.5]

Se reemplaza con la ecuación 2.66.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$$

**Ecuación 2.66.** Resistencia a cortante del hormigón

Referencia: [9, Eq. 11.5.4.3]

Y se obtiene el ancho mínimo a partir de la ecuación 2.67.

$$b_w \min = \frac{V_e}{0.53 * \sqrt{f'c} * l_w}$$

**Ecuación 2.67.** Ancho mínimo de muro

Referencia: [10, Eq. 11.2.5]

Se compara con el ancho asumido y verifica que cumpla con la condición.

Para el cortante nominal se debe analizar verificando que no sea máximo al cortante nominal máximo.

$$V_{nmax} = 2.65 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

**Ecuación 2.68.** Cortante nominal máximo

Referencia: [9, Eq. 18.10.4.4]

En caso de existir aberturas se lo reduce al 80%

El valor de  $A_{cw}$  se refiere al área de la sección de concreto que contiene un segmento horizontal de muro y representa un machón individual.

$$V_{nmax} = 2.12 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$$

**Ecuación 2.69.** Cortante nominal máximo

Referencia: [9, Eq. 18.10.4.4]

La fuerza cortante nominal se debe determinar con la ecuación 2.70.

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_{yt}) * A_{cv}$$

**Ecuación 2.70.** Cortante nominal

Referencia: [9, Eq. 18.10.4.1]

$A_{cv}$  se refiere al área bruta del muro limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección considerada del área cortante.

Esta ecuación corresponde al valor del cortante nominal.

$$V_n = V_c + V_s$$

**Ecuación 2.71.** Cortante nominal

Para este caso se debe seguir la siguiente expresión para poder expresar el valor de  $\alpha_c$  descrito en la ecuación 2.72.

$$\alpha_c \begin{cases} 0.8 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \\ 0.53 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \\ 1.5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2.0 \rightarrow \text{Interpolación} \end{cases}$$

**Ecuación 2.72.** Valor de  $\alpha_c$

Referencia: [9, Eq. 11.5.4.3]

Para el refuerzo cortante de diseño se revisa que cumpla la expresión de la ecuación 2.73

$$V_e \leq \phi(V_c + V_s)$$

**Ecuación 2.73.** Verificación de cortante de diseño

Referencia: [9, Eq. 22.5.8.1]

Dejando el aporte de acero descrito en la ecuación 2.74.

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

**Ecuación 2.74.** Cortante del aporte de acero

Referencia: [9, Eq. 22.5.8.1]

El valor de  $V_s$  también se puede expresar como la ecuación 2.75.

$$V_s = \frac{l_w}{s} * A_v * f_y$$

**Ecuación 2.75.** Cortante del aporte de acero

Referencia: [10, Eq. 11.2.7]

Entonces para determinar el acero para el área de refuerzo de corte se realiza el despeje de la ecuación 2.74 y 2.75.

$$A_v = \frac{V_s * s}{l_w * f_y}$$

**Ecuación 2.76.** Área de refuerzo de corte

Se necesita también del diseño de cabezales especiales en caso de necesitarlos, para este punto nosotros ya tenemos cabezales colocados, pero es necesario realizar la comprobación.

Verificamos el esfuerzo máximo con la ecuación 2.77.

$$\sigma_{max} = 0.2f'c$$

**Ecuación 2.77.** Verificación de esfuerzo máximo

Referencia: [9, Eq. 18.10.6.3]

Los cabezales deben cumplir con la propiedad descrita en la ecuación 2.78

$$Propiedades\ cabezales \left\{ \begin{array}{l} L_{conf\ cabezal} = \max\left(c - 0.1l_w; \frac{c}{2}\right) \\ b \geq \frac{h_u}{16} \\ b \geq 300\ mm \end{array} \right.$$

**Ecuación 2.78.** Propiedades de los cabezales

Referencia: [9, Eq. 18.10.6.4]

Siendo c el eje neutro de los esfuerzos para los momentos de diseño,  $h_u$  es la altura de la sección transversal del cabezal y b es la base de la sección transversal del cabezal en la dirección que trabaja el muro.

Dentro del diseño de confinamiento del muro, se determina el espaciamiento para el cabezal, regido por la ecuación 2.79.

$$s \leq \left\{ \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm \right\}$$

**Ecuación 2.79.** Espaciamiento de los cabezales

Referencia: [10, Art. 11.2.9]

A través de las ecuaciones de la Tabla 2.8 calculamos el acero necesario para los cabezales.

$$A_{sh1} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

**Ecuación 2.80.** Área de acero calculada a partir de la expresión de la Tabla 2.8(a)

Referencia: [9, Tbl. 18.7.5.4]

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

**Ecuación 2.81.** Área de acero calculada a partir de la expresión de la Tabla 2.8(b)

Referencia: [9, Tbl. 18.7.5.4]

Para el alma se necesita de la siguiente comprobación dada en la ecuación 2.82.

$$s \leq \{6\phi, 12cm\}$$

**Ecuación 2.82.** Espaciamiento requerido del acero a corte en el alma

Referencia: [10, Art. 11.2.9]

De igual manera se utiliza la Ecuación 2.24 para el cálculo de ramales.

Por último, se requiere una comprobación de espaciamiento vertical máximo.

$$hx \leq \left\{ 35 \text{ cm}, \frac{2}{3 * b} \right\}$$

**Ecuación 2.83.** Comprobación del espaciamiento vertical máximo

Referencia: [9, Fig. R18.7.5.2]

## 2.3.2 Losas

### 2.3.2.1 NEC-SE-HM y E060

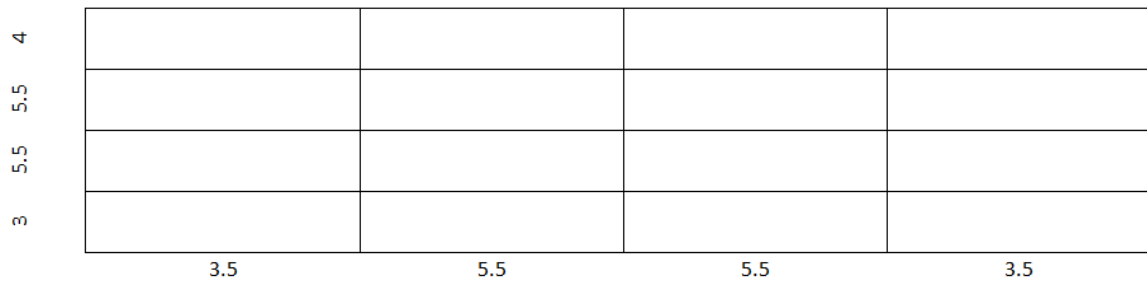
Con los datos recogidos de los planos, tenemos lo siguiente:

Verificamos el cumplimiento para poder realizar un análisis para cargas gravitacionales:

- Los miembros son prismáticos.
- Las cargas están uniformemente distribuidas.
- $3L \leq D$

- Haya dos o más vanos.
- La luz del mayor de dos vanos adyacentes no excede en más de 20 por ciento la luz del menor.

Analizamos los parámetros que nos permiten tener un diseño para una losa en 2 direcciones.



**Figura 2.8.** Longitud entre ejes

b=	0.4	m
$f_y$ =	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Llargo	5.1	m
Lncorto	2.55	m

$\beta$	2
---------	---

Es losa bidireccional

h=	0.104	m
hasumido=	0.15	m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Con la verificación del cumplimiento de cada uno de los datos, diseñamos la losa con los requerimientos del ACI318-19.

Se revisa el espesor mínimo a usar en la tabla 2.16.

**Tabla 2.16.** Espesor mínimo de losas en 2 direcciones



**Tabla 8.3.1.2 — Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados**

$\alpha_{fm}^{[1]}$	Espesor mínimo, $h$ , mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Se aplica 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) <sup>[2],[3]</sup>
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Mayor de:	$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$	(d) <sup>[2],[3]</sup>
		90	(e)

<sup>[1]</sup>  $\alpha_{fm}$  es el valor promedio de  $\alpha_f$  para todas las vigas en el borde de un panel y  $\alpha_f$  se calcula de acuerdo con 8.10.2.7.

<sup>[2]</sup>  $\ell_n$  corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm)

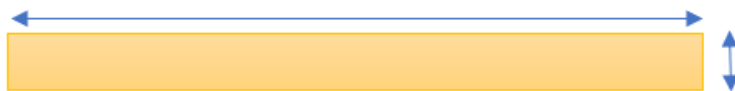
<sup>[3]</sup> El término  $\beta$  es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Referencia: [9, Tbl. 8.3.1.2]

Y asumiendo un  $\beta > 2$  obtenemos lo descrito en la figura 2.9.

Losa maciza

B(cm)= 100



Igmaciza = 28125 cm<sup>4</sup> h(cm)= 15  
 Wpesoplosa = 360 kg/m<sup>2</sup>

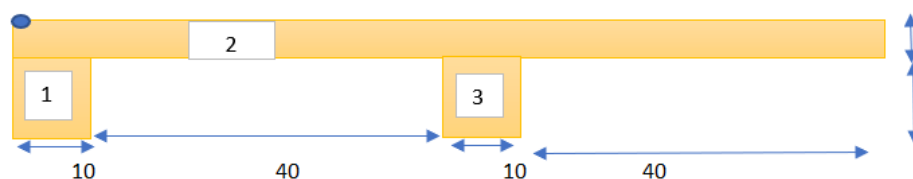
**Figura 2.9.** Diseño de la franja de 1 metro de losa maciza

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el alivianamiento se tiene las dimensiones descritas en la figura 2.10.

Losa alivianada

B(cm)= 100



5

17

**Figura 2.10.** Diseño de la franja de 1 metro de losa alivianada

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se verifica la inercia, el peso de la losa y el volumen a ocupar.

**Tabla 2.17.** Inercia de la losa alivianada

Figura	b(cm)	h(cm)	y(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	Ay(cm <sup>3</sup> )	Ig(cm <sup>4</sup> )	Ix(cm <sup>4</sup> )
1	10	17	13.5	170	2295	4094.16667	35076.6667
2	100	5	2.5	500	1250	1041.67	4166.66667
3	10	17	13.5	170	2295	4094.16667	35076.6667
Suma				840	5840		74320

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.18.** Revisión de inercias y efectividad de alivianamiento

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A}$$

$$I_{gcompuesta} = \sum I_x - \sum A\bar{y}^2$$

$\bar{y}$	6.95	cm
Igalivianada	33718.10	cm <sup>4</sup>
Igalivianada > Igmaciza	ok	
%W +-	74.13	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.19.** Peso de la losa y volumen a ocupar.

Vlosalv	=	0.1112	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Wpesoplosa	=	266.88	kg/m <sup>2</sup>
Wtotal	=	266.88	kg/franja diseño

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.3.3 Vigas Principales

#### 2.3.3.1 NEC-SE-HM

Utilizando la norma del ACI:

**Tabla 2.20.** Altura mínima de vigas no pre-esforzadas

**Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas**

Condición de apoyo	Altura mínima, $h$ <sup>[1]</sup>
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18.5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

<sup>[1]</sup> Los valores son aplicables al concreto de peso normal y  $f_y = 420$  MPa.

Referencia: [9, Tbl. 9.3.1.1]

En la dirección x tenemos:

**Tabla 2.21.** Dimensiones mínimas con un extremo continuo

Con un extremo continuo	L=	3.5	m
	h=	0.19	m
	h=	0.2	m
	b=	0.25	m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.22.** Dimensiones mínimas con dos extremos continuos

Ambos extremos continuos	L=	5.5	m
	h=	0.26	m
	h=	0.3	m
	b=	0.25	m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Y en la dirección Y:

**Tabla 2.23.** Dimensiones mínimas con un extremo continuo

Con un extremo continuo	L=	4	m
	h=	0.22	m
	h=	0.2	m
	b=	0.25	m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.24.** Dimensiones mínimas con dos extremos continuos

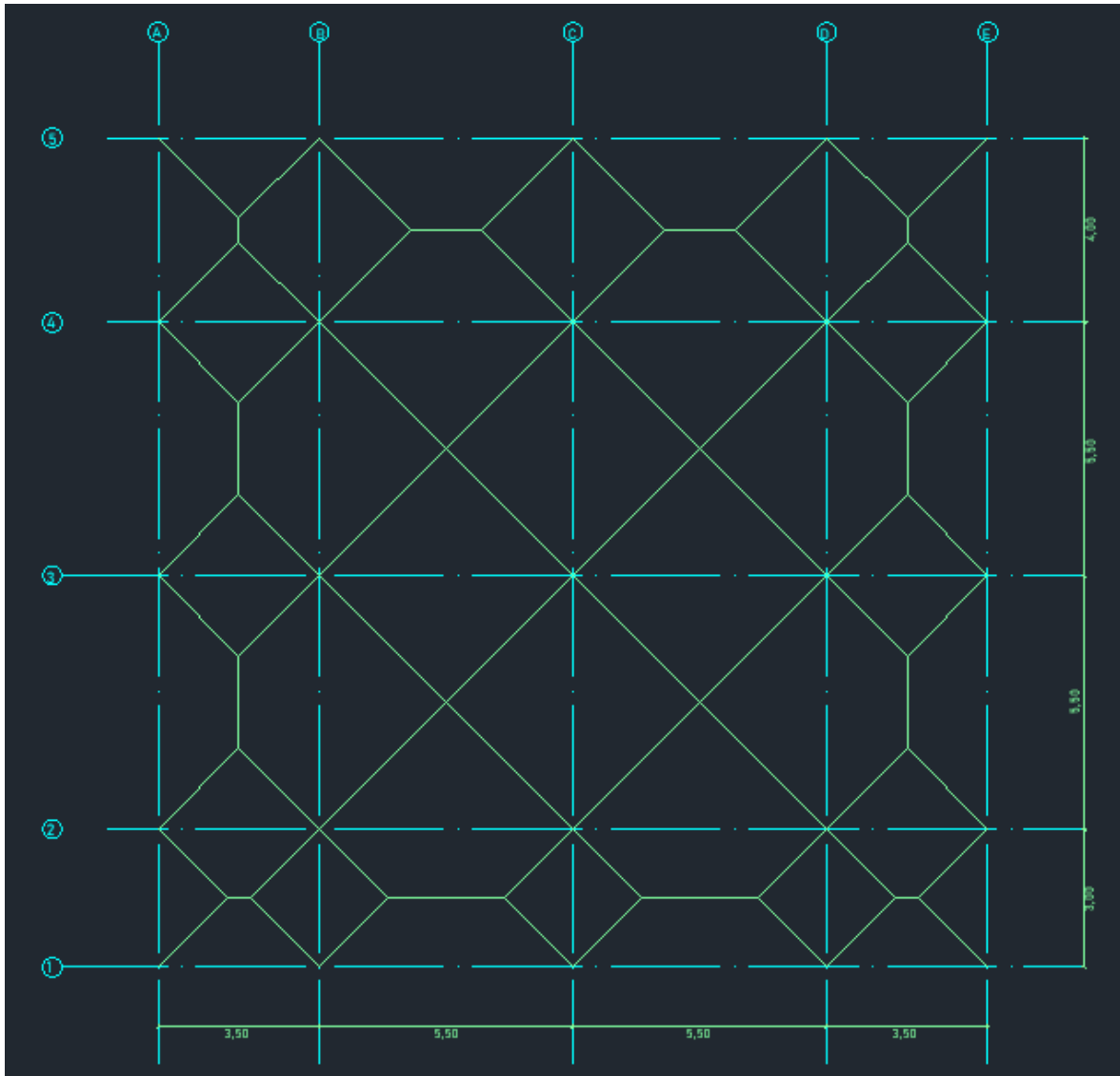
Ambos extremos continuos

L=	5.5	m
h=	0.26	m
h=	0.3	m
b=	0.25	m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Obteniendo así las vigas en dirección x V30\*25 y en dirección Y V30\*25

Dentro del prediseño de las vigas se dividió a la losa en sus ejes para poder determinar las cargas triangulares y trapezoidales según corresponda.



**Figura 2.11.** Cargas triangulares y trapezoidales de losa sobre las vigas

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para la revisión de capacidad se escogieron los siguientes datos para el hormigón y acero descritos en la tabla 2.25

**Tabla 2.25.** Datos asumidos para el análisis de capacidad del hormigón

Datos:

$f'c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$r$	4	cm
$\phi_L$	2	cm
$\beta_1$	0.85	
$\phi_E$	1	cm
$\alpha$	1.4	
$\lambda$	1	
$\phi$	0.75	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para la viga del eje 3 se determinó las cargas a partir de de la determinación del tipo de carga a utilizar por lado.

**Tabla 2.26.** Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje 3

In	3	5	5	3				
Carga Muerta [kg/m]	698							
Carga Viva [kg/m]	203.87							
C1 [kg/m]	976.612							
C2 [kg/m]	1163.288							
Lado corto sup	3.5	5.5	5.5	3.5				
Lado corto inf	3.5	5.5	5.5	3.5				
m	0.636363636	1	1	0.636363636				
	0.636363636	1	1	0.636363636				
Forma	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo				
	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo				
Cargas [T/m]	1.357	2.133	2.133	1.357				
	1.357	2.133	2.133	1.357				
Carga Combinación 2 [T/m]	2.714	4.265	4.265	2.714				
Carga Muerta [T/m]	1.628	2.558	2.558	1.628				
Carga viva [T/m]	0.476	0.748	0.748	0.476				
Momentos [T.m.]	1.5268155	4.342941867	6.2042027	9.694067	9.694066667	6.2042	4.342942	1.52682
Carga Combinación 2	1.744932		6.66467083		6.66467083		1.74493	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.27.** Resumen de Momentos aplicados en el eje 3

Resumen de Momentos												
Carga Muerta												
M(-)	0.5449844	1.96194375	3.2699063	5.813167	5.813166667	4.20001	3.15001	1.33521				
M(+)	0.62283929		3.99655208		3.99655208		1.52596					
Carga viva												
M(-)	0.1592734	0.573384375	0.9556406	1.698917	1.698916667	1.22747	0.9206	0.39022				
M(+)	0.18202679		1.16800521		1.16800521		0.44597					
Combinación de carga 1												
M(-)	0.3814891	1.373360625	1.2485097	2.219573	2.219572727	1.60364	1.764005	0.74772				
M(+)	0.4359875		1.52595625		1.52595625		0.85454					
Combinación de carga 2												
M(-)	0.9088188	0	3.2717475	5.4529125	0	9.694067	9.694066667	0	7.00396	5.252972	0	2.22661
M(+)	0	1.03865	0	0	6.66467083	0	0	6.66467083	0	0	2.54469	0

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde para las vigas dadas del prediseño, se determinó su capacidad descrita en la tabla 2.28.

**Tabla 2.28.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 30 cm del eje 3

b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm

Asmax	6.503	cm <sup>2</sup>
Mnmax	5.719	T.m
φMnmax	5.147	T.m
Mumax	9.7	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Necesitando un rediseño.

**Tabla 2.29.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 40 cm del eje 3

b	25	cm
h	40	cm
d	34	cm

Asmax	9.211875	cm <sup>2</sup>
Mnmax	11.47735142	T.m
φMnmax	10.32961628	T.m
Mumax	9.7	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde con estas dimensiones ya cumple con los requerimientos de momento máximo.

Para la viga del eje C se tiene:

**Tabla 2.30.** Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje C

In	2.5	5	5	3.5
Carga Muerta [kg/m]	698			
Carga Viva [kg/m]	203.87			
C1 [kg/m]	976.612			
C2 [kg/m]	1163.288			
Lado corto sup	3	5.5	5.5	4
Lado corto inf	3	5.5	5.5	3.5
m	0.636363636	1	1	0.636363636
	0.636363636	1	1	0.636363636
Forma	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
Cargas [T/m]	1.163	2.133	2.133	1.551
	1.163	2.133	2.133	1.357
Carga Combinación 2 [T/m]	2.327	4.265	4.265	2.908
Carga Muerta [T/m]	1.395	2.558	2.558	1.744
Carga viva [T/m]	0.408	0.748	0.748	0.510
Momentos [T/m]	0.9088188	3.2717475	5.4529125	9.694067
	0.9088188	3.2717475	5.4529125	9.694067
	1.03865	6.66467083	6.66467083	2.54469

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.31.** Resumen de Momentos aplicados en el eje C

Resumen de Momentos									
Carga Muerta									
M(-)	0.5449844	1.96194375	3.2699063	5.813167	5.813166667	4.20001	3.15001	1.33521	
M(+)		0.62283929		3.99655208		3.99655208		1.52596	
Carga viva									
M(-)	0.1592734	0.573384375	0.9556406	1.698917	1.698916667	1.22747	0.9206	0.39022	
M(+)		0.18202679		1.16800521		1.16800521		0.44597	
Combinación de carga 1									
M(-)	0.3814891	1.373360625	1.2485097	2.219573	2.219572727	1.60364	1.764005	0.74772	
M(+)		0.4359875		1.52595625		1.52595625		0.85454	
Combinación de carga 2									
M(-)	0.9088188	0	3.2717475	0	9.694067	9.694066667	0	7.00396	5.252972
M(+)	0	1.03865	0	0	6.66467083	0	0	6.66467083	0

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

De igual manera para las vigas dadas del prediseño, se determinó su capacidad:

**Tabla 2.32.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 30 cm del eje C

b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm

Asmax	6.503	cm <sup>2</sup>
Mnmax	5.719	T.m
φMnmax	5.147	T.m
Mumax	9.7	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se necesita un rediseño

**Tabla 2.33.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 40 cm del eje C

b	25	cm
h	40	cm
d	34	cm

Asmax	9.211875	cm <sup>2</sup>
Mnmax	11.47735142	T.m
φMnmax	10.32961628	T.m
Mumax	9.7	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Y se obtiene las vigas con la capacidad mínima necesaria para soportar las losas.

### 2.3.3.2 Norma E060

Para la norma peruana recogemos los datos de prediseño para la NEC, debido a que también se basa en el método de diseño del ACI. Donde se obtuvo vigas para el eje X de V25\*30 cm\*cm y para el eje Y de V25\*30 cm\*cm.

Con los mismos datos asumidos para el hormigón y el acero para la revisión de capacidad, se trabajó para la NEC como para la norma peruana.

Y para este caso se diseñó en base a las combinaciones de carga que dicta la norma peruana.

Para el eje 3 se obtuvo los siguientes resultados:

**Tabla 2.34.** Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje 3 (Norma E060)

In	3	5	5	3
Carga Muerta [kg/m]	774			
Carga Viva [kg/m]	203.87			
C1 [kg/m]	1222.34			
C2 [kg/m]	1430			
Lado corto sup	3.5	5.5	5.5	3.5
Lado corto inf	3.5	5.5	5.5	3.5
m	0.636363636	1	1	0.636363636
	0.636363636	1	1	0.636363636
Forma	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
Cargas [T/m]	1.669	2.622	2.622	1.669
	1.669	2.622	2.622	1.669
Carga Combinación 2 [T/m]	3.337	5.244	5.244	3.337
Carga Muerta [T/m]	1.806	2.838	2.838	1.806
Carga viva [T/m]	0.476	0.748	0.748	0.476
Momentos [T.m]	1.877	5.339	7.628	11.918
			11.918	7.628
Carga Combinación 2	2.145	8.194	8.194	2.145

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.35.** Resumen de Momentos aplicados en el eje 3 (Norma E060)



Resumen de Momentos [T.m.]											
Carga Muerta											
M(-)	1.016		2.890	4.128	6.450	6.450	4.128	2.890	1.016		
M(+)		1.161		4.434		4.434		1.161			
Carga viva											
M(-)	0.268		0.761	1.087	1.699	1.699	1.087	0.761	0.268		
M(+)		0.306		1.168		1.168		0.306			
Combinación de carga 1											
M(-)	0.688		1.956	1.778	2.778	2.778	1.778	1.956	0.688		
M(+)		0.786		1.910		1.910		0.786			
Combinación de carga 2											
M(-)	1.877	0.000	5.339	7.628	0.000	11.918	11.918	0.000	7.628	5.339	0.000
M(+)	0.000	2.145	0.000	0.000	8.194	0.000	0.000	8.194	0.000	0.000	2.145

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se determinó la capacidad de la viga, donde se obtuvo los siguientes resultados:

**Tabla 2.36.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 30 cm del eje 3 (Norma E020)

Viga 25*30		
b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm
Asmax	6.503	cm <sup>2</sup>
Mnmax	5.719	T.m
φMnmax	5.147	T.m
Mumax	8.149	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se necesita rediseñar:

**Tabla 2.37.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 45 cm del eje 3 (Norma E060)

Viga 25*45		
b	25	cm
h	45	cm
d	39	cm
Asmax	10.567	cm <sup>2</sup>
Mnmax	15.101	T.m
φMnmax	13.591	T.m
Mumax	11.918	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde estas dimensiones cumplen con los requerimientos de momento máximo.

Para la viga del eje C, igualmente se comprobó:

**Tabla 2.38.** Cálculo de cargas triangulares y trapezoidales sobre la viga del eje C (Norma E060)

In	2.5	5	5	3.5
Carga Muerta [kg/m]	774			
Carga Viva [kg/m]	203.87			
C1 [kg/m]	1222.34			
C2 [kg/m]	1430			
Lado corto sup	3	5.5	5.5	4
Lado corto inf	3	5.5	5.5	3.5
m	0.636363636	1	1	0.636363636
	0.636363636	1	1	0.636363636
Forma	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
	Triángulo	Triángulo	Triángulo	Triángulo
Cargas [T/m]	1.430	2.622	2.622	1.907
	1.430	2.622	2.622	1.669
Carga Combinación 2 [T/m]	2.860	5.244	5.244	3.575
Carga Muerta [T/m]	1.548	2.838	2.838	1.935
Carga viva [T/m]	0.408	0.748	0.748	0.510
Momentos [T.m.]	1.117	4.022	6.704	11.918
			11.918	8.611
Carga Combinación 2	1.277		8.194	3.129

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.39.** Resumen de Momentos aplicados en el eje C (Norma E060)

Resumen de Momentos [T.m.]											
Carga Muerta											
M(-)	0.60		2.18	3.63	6.45	6.45	4.66	3.50		1.48	
M(+)		0.69		4.43			4.43		1.69		
Carga viva											
M(-)	0.16		0.57	0.96	1.70	1.70	1.23	0.92		0.39	
M(+)		0.18		1.17			1.17		0.45		
Combinación de carga 1											
M(-)	0.48		1.72	1.56	2.78	2.78	2.01	2.21		0.94	
M(+)		0.55		1.91			1.91		1.07		
Combinación de carga 2											
M(-)	1.12	0.00	4.02	6.70	0.00	11.92	11.92	0.00	8.61	6.46	0.00
M(+)	0.00	1.28	0.00	0.00	8.19	0.00	0.00	8.19	0.00	0.00	3.13

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Igualmente se probó las medidas dadas en el prediseño:

**Tabla 2.40.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 30 cm del eje C (Norma E060)

Viga 25*30		
b	25	cm
h	30	cm
d	24	cm
Asmax	6.50	cm <sup>2</sup>
Mnmax	5.72	T.m
φMnmax	5.15	T.m
Mumax	8.1	T.m

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se necesita de un rediseño.

**Tabla 2.41.** Análisis de capacidad de la viga de dimensiones 25 cm \* 40 cm del eje C (Norma E060)

Viga	25*45	
b	25	cm
h	45	cm
d	39	cm
Asmax	10.57	cm <sup>2</sup>
Mnmax	15.10	T.m
φMnmax	13.59	T.m
Mumax	11.9	T.m

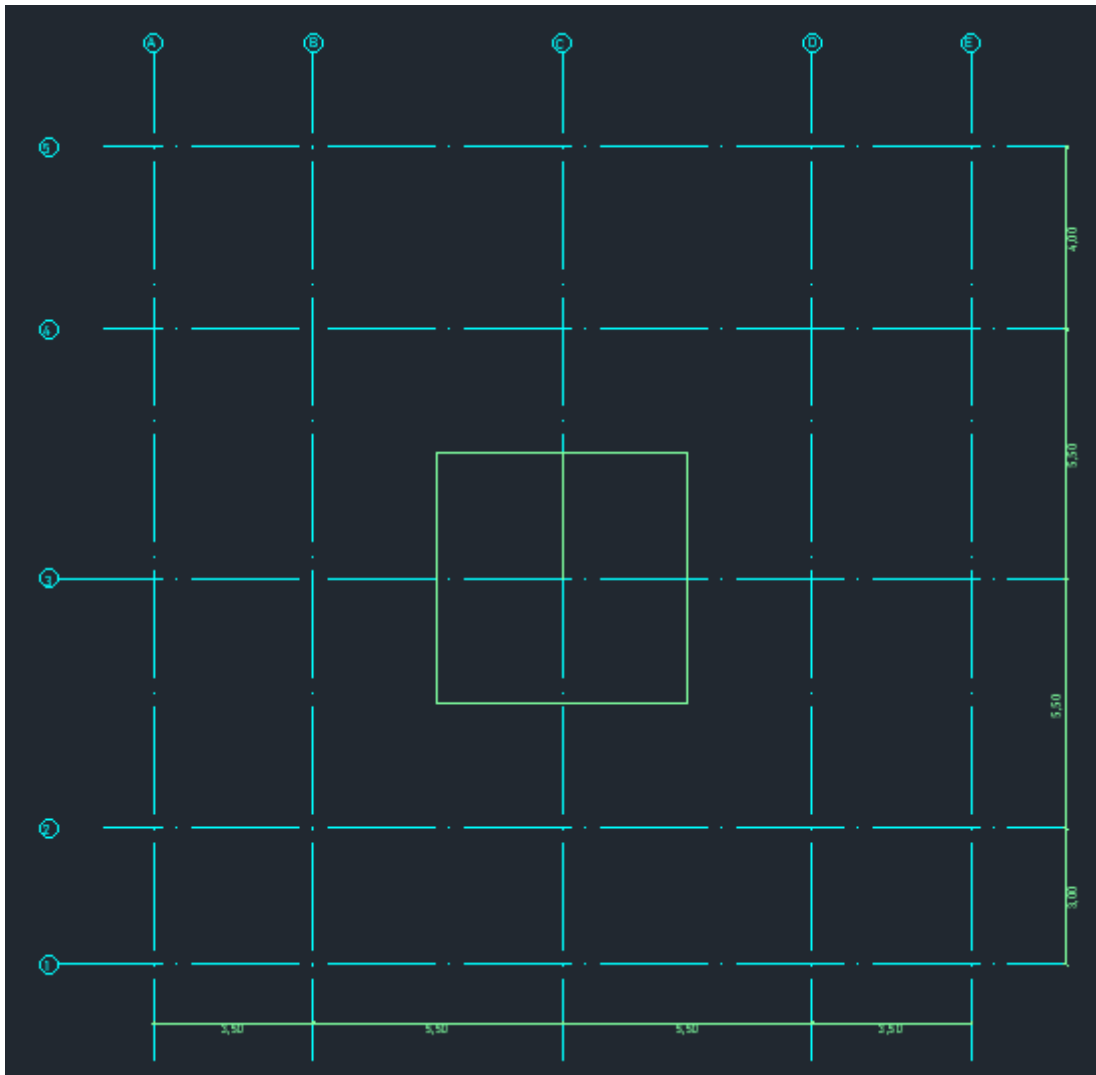
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde ya cumplen las dimensiones para resistir las cargas.

### 2.3.4 Columnas

#### 2.3.4.1 NEC-SE-HM

Para determinar las dimensiones iniciales de la columna, se determinó por los parámetros básicos de carga de gravedad y resistencia a compresión transversal. Establecido en la NEC15, este método a partir del cálculo del peso muerto aplicado sobre los componentes estructurales.



**Figura 2.12.** Área colaborante de la columna C3

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se escogió la columna con la sección aplicada más crítica, donde mediante combinaciones de carga y área colaborante se determinó lo descrito en la tabla 2.42.

**Tabla 2.42.** Pre-dimensionamiento de columna 3C

Área colaborante:	30.25	m <sup>2</sup>	
Combinación Wu:	1.1576	T/m <sup>2</sup>	
Pu=	280	T	
Asumo una cuantía balanceada	ρs	=	1
Ag=	3652.6	cm <sup>2</sup>	
Columna de	61	*	61
	cm		cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde para el cálculo de  $P_u$  se utilizó la ecuación 2.84.

$$P_u = (A * W_u * \#Pisos) = \left( 30.25m^2 * 1.1576 \frac{T}{m^2} * 7 \text{ pisos} \right) = 280T$$

**Ecuación 2.84.** Cálculo de  $P_u$

Referencia: [9, Art. R11.5.3.1]

Para el área se usó la ecuación 2.85.

$$A_g = \frac{3.6 * P_u}{0.85 * f'_c * (1 - \rho_s) + \rho_s * f_y} = \frac{3.6 * 280T}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * (1 - 1) + 1 * 4200 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$= 4668.9 \text{ cm}^2$$

**Ecuación 2.85.** Cálculo de área geométrica

Referencia: [10, Art. 9.1.1]

Escogiendo una geometría cuadrada se necesita una columna de 61 cm\*61 cm.

Se escoge una columna de 70 cm\* 70 cm y se realiza las siguientes comprobaciones:

**Tabla 2.43.** Determinación de dimensiones y acero para la columna 3C

Dimensiones	70	*	70	
	cm		cm	
Mínimo	30	*	30	
	cm		cm	
Lmenor/Lperpendicular	=	1	>	0.4
Reforzamiento	16	φ	25	
Cuantía balanceada	=	1.6%		
Área acero	=	78.54	cm2	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde a partir de una cuantía balanceada de 1.6% que está dentro de los límites establecidos en el ACI de  $1\% < \rho < 6\%$ , cumple con el prediseño.

#### 2.3.4.2 Norma E060

Igualmente escogiendo la columna más crítica y partiendo de los datos anteriores, podemos determinar las siguientes dimensiones con las combinaciones dadas en la norma E060.

**Tabla 2.44.** Pre-dimensionamiento de columna 3C (Norma E060)

Carga muerta:	0.774	T/m <sup>2</sup>	
Carga viva:	0.2	T/m <sup>2</sup>	
Área colaborante:	30.25	m <sup>2</sup>	
Combinación Wu:	1.4236	T/m <sup>2</sup>	
Pu=	345	T	
Asumo una cuantía balanceada	ρs	=	1
Ag=	5741.8	cm <sup>2</sup>	
Columna de	76	*	76
	cm		cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde para el cálculo de Pu:

$$\begin{aligned}
 P_u &= (A * W_u * \#Pisos) = \left(30.25m^2 * 1.4236 \frac{T}{m^2} * 7 \text{ pisos}\right) \\
 &= 345T \text{ (Ecuación 2.81)}
 \end{aligned}$$

Para el área se usó la siguiente fórmula del ACI (Ecuación 2.82):

$$\begin{aligned}
 A_g &= \frac{3.6 * P_u}{0.85 * f'_c * (1 - \rho_s) + \rho_s * f_y} = \frac{3.6 * 345T}{0.85 * 210 \frac{kg}{cm^2} * (1 - 1) + 1 * 4200 \frac{kg}{cm^2}} \\
 &= 5741.8 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Con esta columna resultante de 76 cm\* 76 cm se escoge la de 80 cm \* 80 cm, donde se realiza el diseño para el caso.

**Tabla 2.45.** Determinación de dimensiones y acero para la columna 3C

Dimensiones	80	*	80	
	cm		cm	
Mínimo	30	*	30	
	cm		cm	
Lmenor/Lperpendicular	=	1	>	0.4
Reforzamiento	16	φ	25	
Cuantía balanceada	=	1.2%		
Área acero	=	78.54	cm <sup>2</sup>	

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Igualmente, la cuantía balanceada está dentro de los límites para el diseño de  $1\% < \rho < 6\%$ .

## 2.4 Cortante Basal

El cortante basal es el diseño a partir de cargas laterales, el cual está configurado según la estructura a la cual se aplica en la base de la estructura, consecuencias del sismo de diseño.

### 2.4.1 NEC-SE-DS

#### 2.4.1.1 Coeficientes por zona y tipo de suelos

Dada la zona II, ubicada en la ciudad de Chinchipe y un suelo tipo E se escogieron los siguientes coeficientes acorde a la NEC-SE-DS-15.

**Tabla 2.46.** Coeficientes por zona y tipo de suelos

DATOS		
Factor de Zona	Z	0.25
	Zona	II
Tipo de suelo	E	
Coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto	Fa	1.4
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.75
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.6
Por suelo tipo E	r	1.5
Oriente	$\eta$	2.6

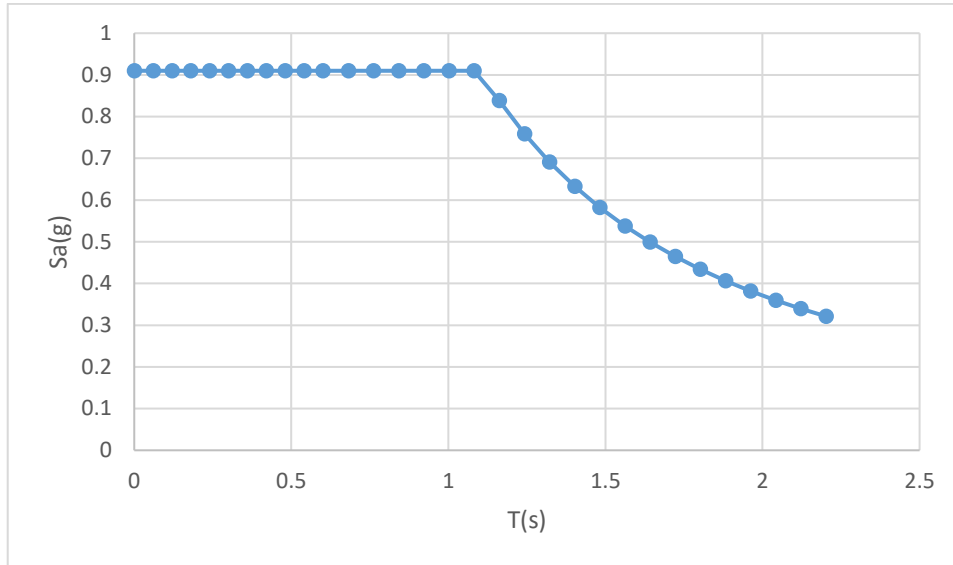
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.4.1.2 Coeficiente de Importancia

Dada la clasificación desde la NEC-SE-DS-15, se escoge a partir de la sección 4.1 como un edificio de uso mixto un factor de 1.

#### 2.4.1.3 Espectro de diseño en la aceleración

Representado como una relación de aceleración de caída libre este espectro depende de varios factores que incluyen la zona de emplazamiento, coeficientes del suelo y factor de zona sísmica.



**Figura 2.13.** Espectro de diseño de aceleración para la norma NEC

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.4.1.4 Factor de reducción

Este se escogió debido a partir del tipo de sistema dúctil, representando a un pórtico especial sismo resistente con vigas descolgadas con un valor de 8.

#### 2.4.1.5 Irregularidad (Elevación y configuración de planta)

A partir de una configuración totalmente regular del edificio ambos valores son 1.

En resumen, se obtuvieron los valores descritos en la tabla 2.47.

**Tabla 2.47.** Parámetros para el cálculo del Cortante Basal



DATOS		
Factor de Zona	Z	0.25
	Zona	II
Tipo de suelo	E	
Coefficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto	Fa	1.4
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd	1.75
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs	1.6
Por suelo tipo E	r	1.5
Oriente	η	2.6
Factor de importancia	I	1
Regular en elevacion	φe	1
Regular en planta	φp	1
	α	0.9
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Depende del tipo de edificio	Ct	0.055
Altura del edificio	hn	26
Factor de cortante Basal	V	0.114

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**Tabla 2.48.** Cálculo del período

To	=	0.2	s
Tc	=	1.1	s
TL	=	4.2	s
T	=	1.03	s

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

El factor de cortante basal está determinado por la ecuación 2.86.

$$V = \frac{I * Sa * Ta}{R * \phi p * \phi e} * W = 0.114W$$

**Ecuación 2.86.** Cortante basal para la norma NEC

Referencia: [2, Art. 6.3.2]

## 2.4.2 Norma E030

### 2.4.2.1 Coeficientes por zona y tipo de suelos

Para la zona 2 y un suelo tipo S3, se obtuvieron las siguientes coeficientes dados por la Norma E030 descritos en la tabla 2.49.

**Tabla 2.49.** Coeficientes por zona y tipo de suelo (Norma E030)

DATOS		
Factor de Zona	Z	0.25
	Zona 2	
Tipo de Suelo	S3	
Factor de Suelo	S	1.4

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.4.2.2 Coeficientes por características de la edificación

Recogiendo la información de la Tabla N°5 de la Norma E060, se obtiene el coeficiente de importancia para una edificación simple de valor 1.

Se tiene un coeficiente básico de reducción de valor 6, extraído de la tabla N°7 de la Norma E060.

#### 2.4.2.3 Coeficiente amplificación sísmica

Para este valor, primero se recogen el período que define la plataforma del sector C con un valor de 1 segundo y el período que define el inicio del factor C de 1.6 segundos, extraídos de la tabla N°4.

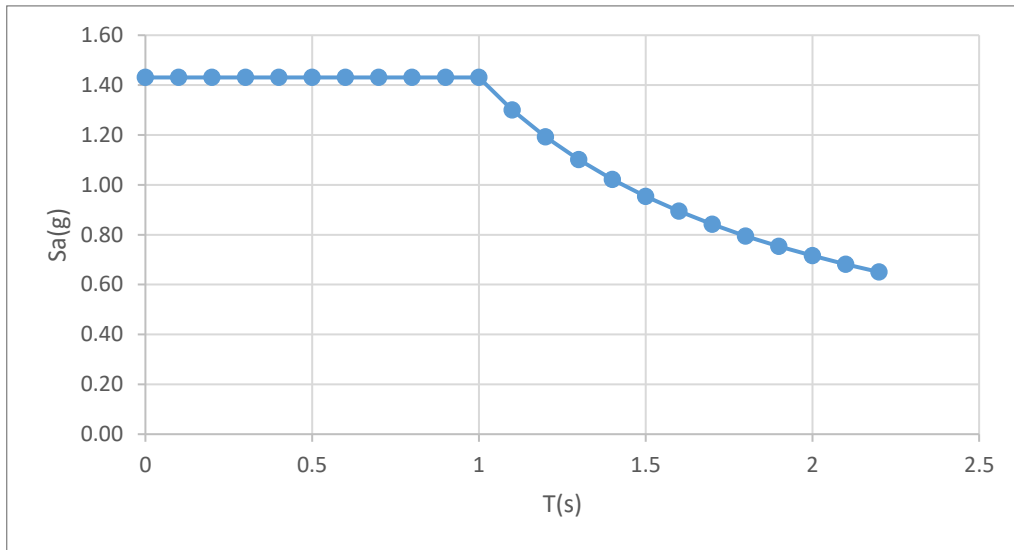
El valor  $C_t$  dado por el tipo de edificio el cual tiene un valor de 65 debido a ser un sistema con muros de corte.

Se obtiene el periodo fundamental de vibración con la fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{16.4}{65} = 0.22 \text{ s} \quad (\text{Ecuación 1.2})$$

#### 2.4.2.4 Espectro de aceleración

Se tiene una representación del espectro sísmico peruano en la figura 2.14.



**Figura 2.14.** Espectro de diseño de aceleración para la norma RNE

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.4.2.5 Cortante Basal

El cortante basal se calcula con la ecuación:

$$v = \frac{ZUCS}{R} * P \text{ (Ecuación 1.4)}$$

Donde en resumen se tienen los siguientes factores:

**Tabla 2.50.** Coeficientes para el cálculo del cortante basal

DATOS			
Factor de Zona	Z	0.25	
Zona 2			
Factor debido al uso de la edificación	U	1	
Factor de Suelo	S	1.4	
Coefficiente Básico de reducción	R	6	
Altura del edificio	hn	16.4	
Período que define la plataforma del factor C	Tp	1	s
Período que define el inicio de la zona del factor C	T L	1.6	s
Depende del tipo del edificio	Ct	65	
Período fundamental de vibración	T	0.25	s
Factor de amplificación sísmica	C	2.5	T<Tp

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se reemplaza en la ecuación 1.4 y se obtiene el valor de cortante basal:

$$v = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.25 * 1 * 2.5 * 1.4}{6} * P = 0.146 * P \quad (\text{Ecuación 1.4})$$

Además, se debe comprobar que  $C/R > 0.125$ , donde si cumple con la condición dada.

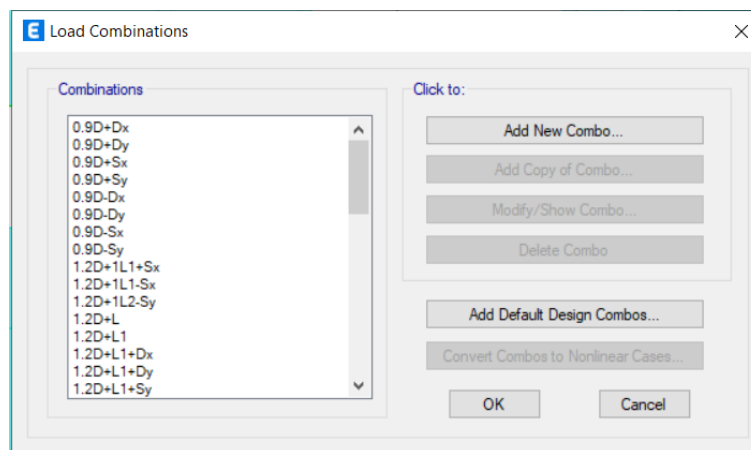
## 2.5 Diseño a partir de herramientas computacionales

### 2.5.1 Simulación en ETABS NEC-2015

Dentro de la simulación computacional se colocó la siguiente información para el análisis:

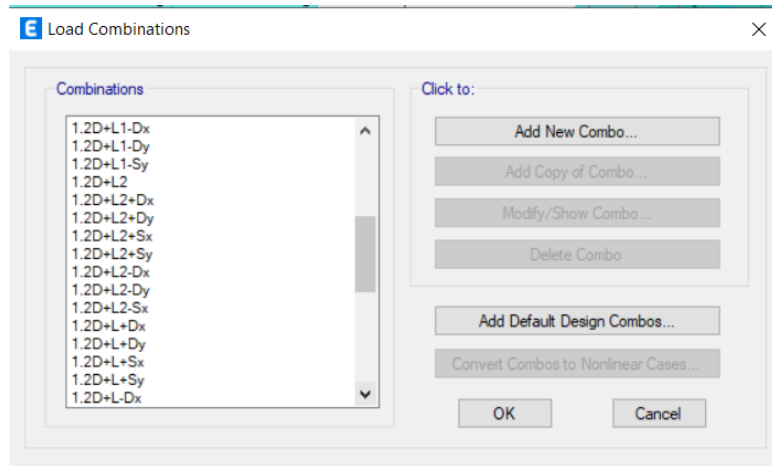
#### 2.5.1.1 Combinaciones de carga

Dentro de las combinaciones de carga se considera las constatadas en la NEC-15, trabajando a partir de los sismos estáticos y dinámicos.



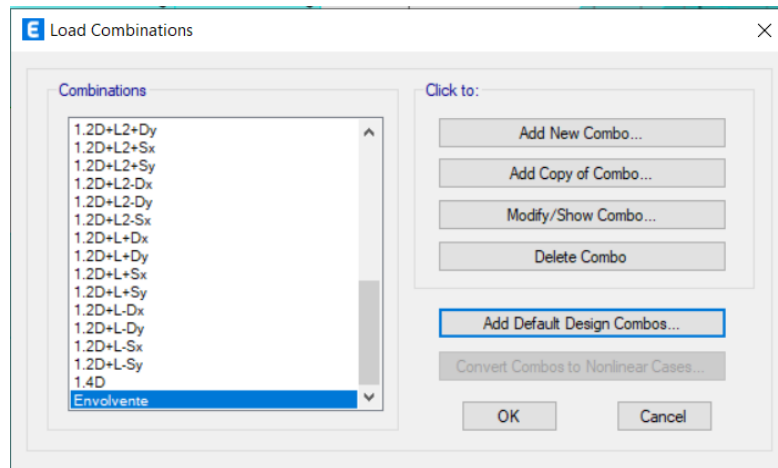
**Figura 2.15.** Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

**Figura 2.16.** Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015



**Figura 2.17.** Definición de Combinaciones de carga NEC- 2015

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.1.2 Definición de Materiales

Se definió únicamente al hormigón y se utilizaron las propiedades dadas por el mismo programa para el acero.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: 210 Fc

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2402.77 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 1811.42 kgf/mm<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 754.76 kgf/mm<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

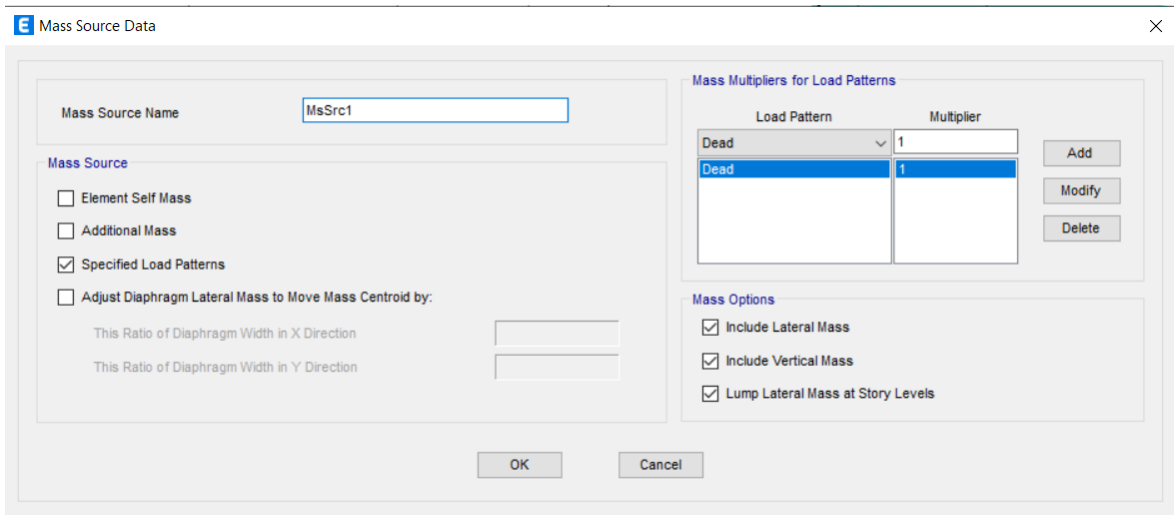
OK Cancel

**Figura 2.18.** Definición del hormigón con resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> para la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.1.3 Consideraciones para el Peso del edificio

Se definió el Mass Source de la siguiente manera para considerar el peso real del edificio y de las propias secciones que se colocaron en el edificio.



**Figura 2.19.** Definición de Mass Source para el edificio simulado bajo normas NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.5.1.4 Masa total de la estructura y cortante basal

Para la masa total de la estructura el programa considera lo siguiente:

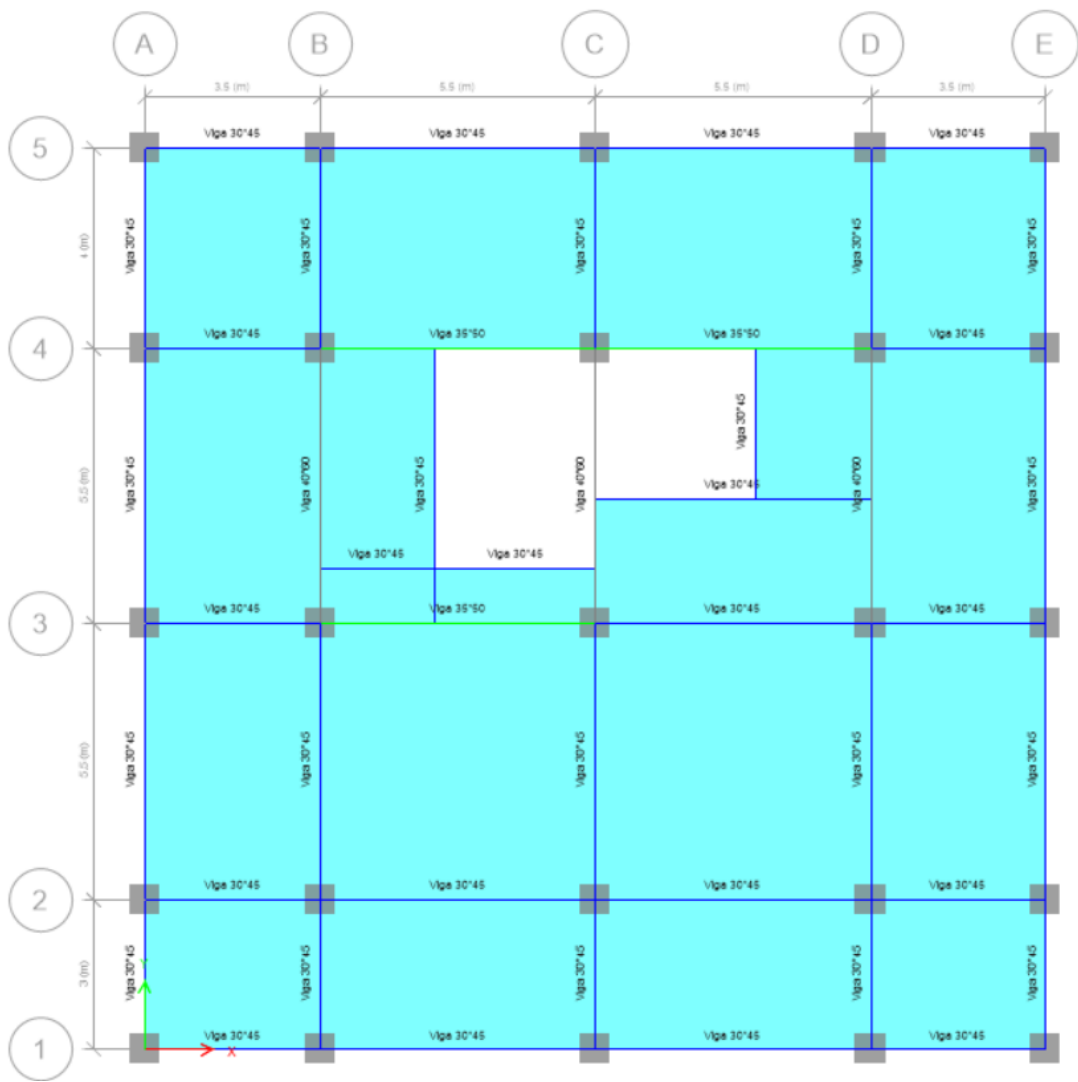
	Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Yes	Yes	Yes	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.114	1		
	Sx(1/3)	Yes	Yes	No	No	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422
	Sx(2/3)	Yes	No	Yes	No	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422
	Sx(3/3)	Yes	No	No	Yes	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422
	Sy	No	No	No	No	Yes	Yes	Yes	0.05	Story5	Base	0.114	1		
	Sy(1/3)	Yes	No	No	No	Yes	No	No	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422
	Sy(2/3)	Yes	No	No	No	No	Yes	No	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422
	Sy(3/3)	Yes	No	No	No	No	No	Yes	0.05	Story5	Base	0.114	1	1564.40527	178.3422

**Figura 2.20.** Cargas sísmica calculada a partir del cortante basal y peso de la estructura bajo normas NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.5.1.5 Determinación de Secciones

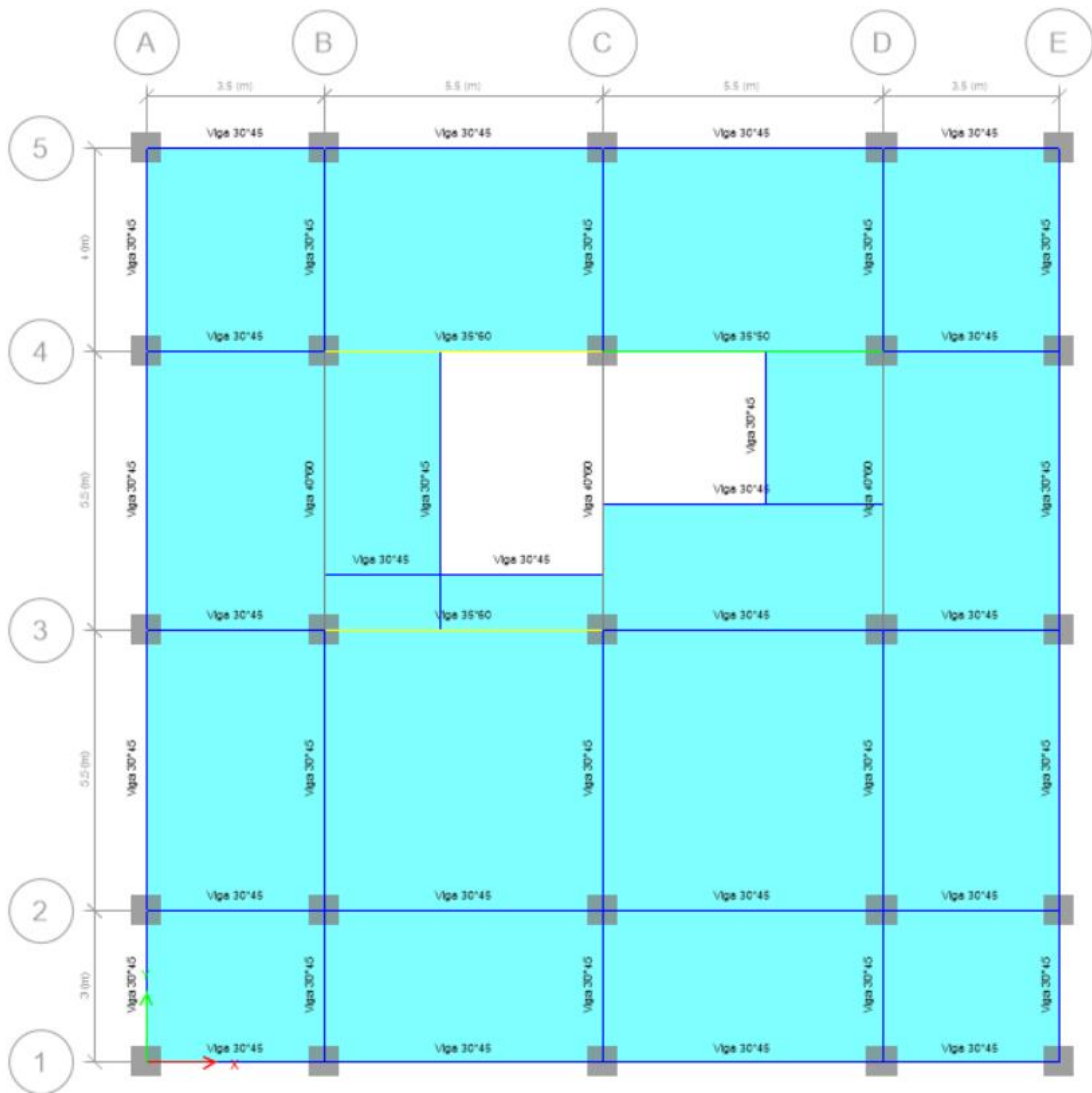
Para poder determinar las diferentes secciones a colocar en la estructura se definieron varias y se probó con ciertas combinaciones hasta llegar a las siguientes definiciones por piso.



**Figura 2.21.** Planos estructurales del piso 1 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15

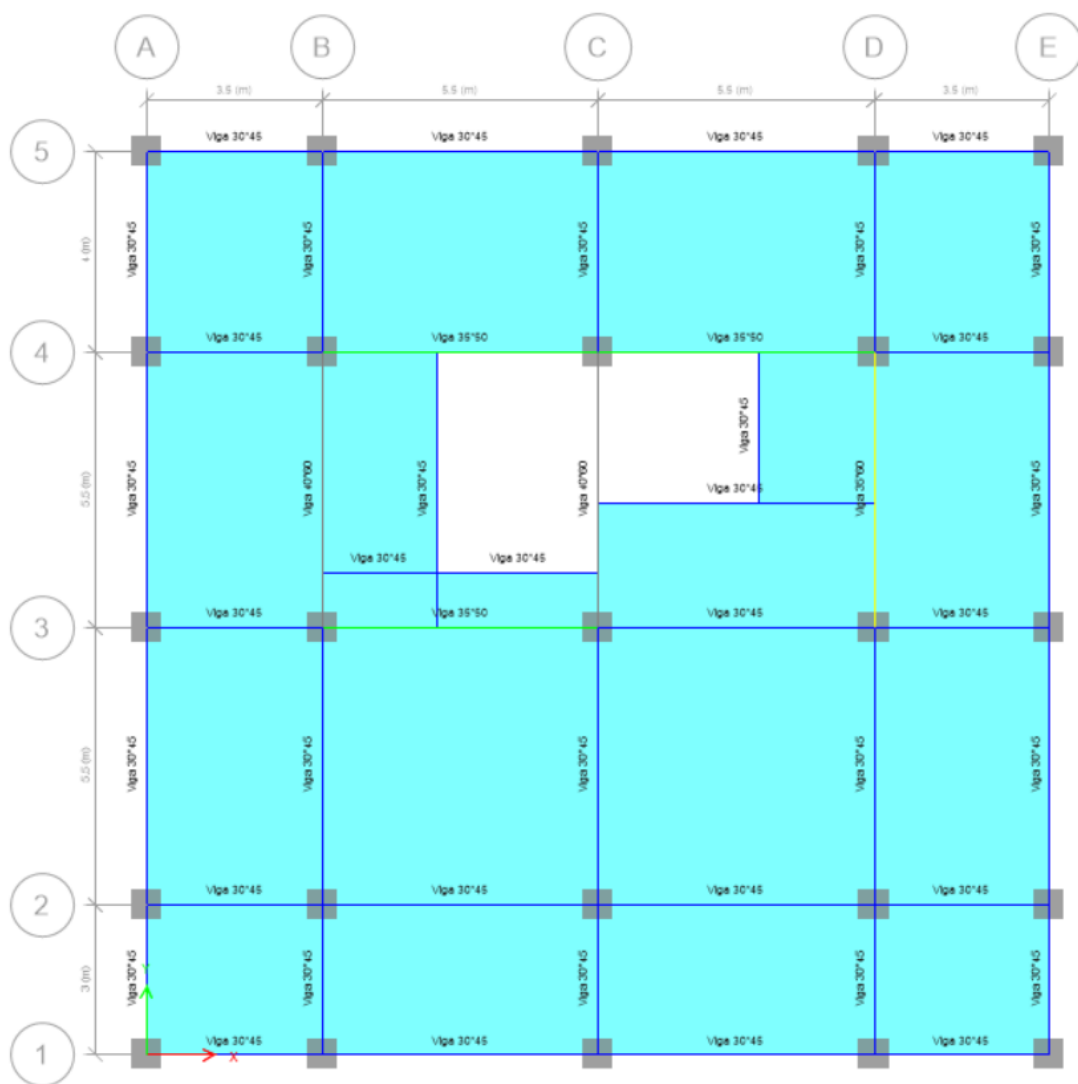
Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]





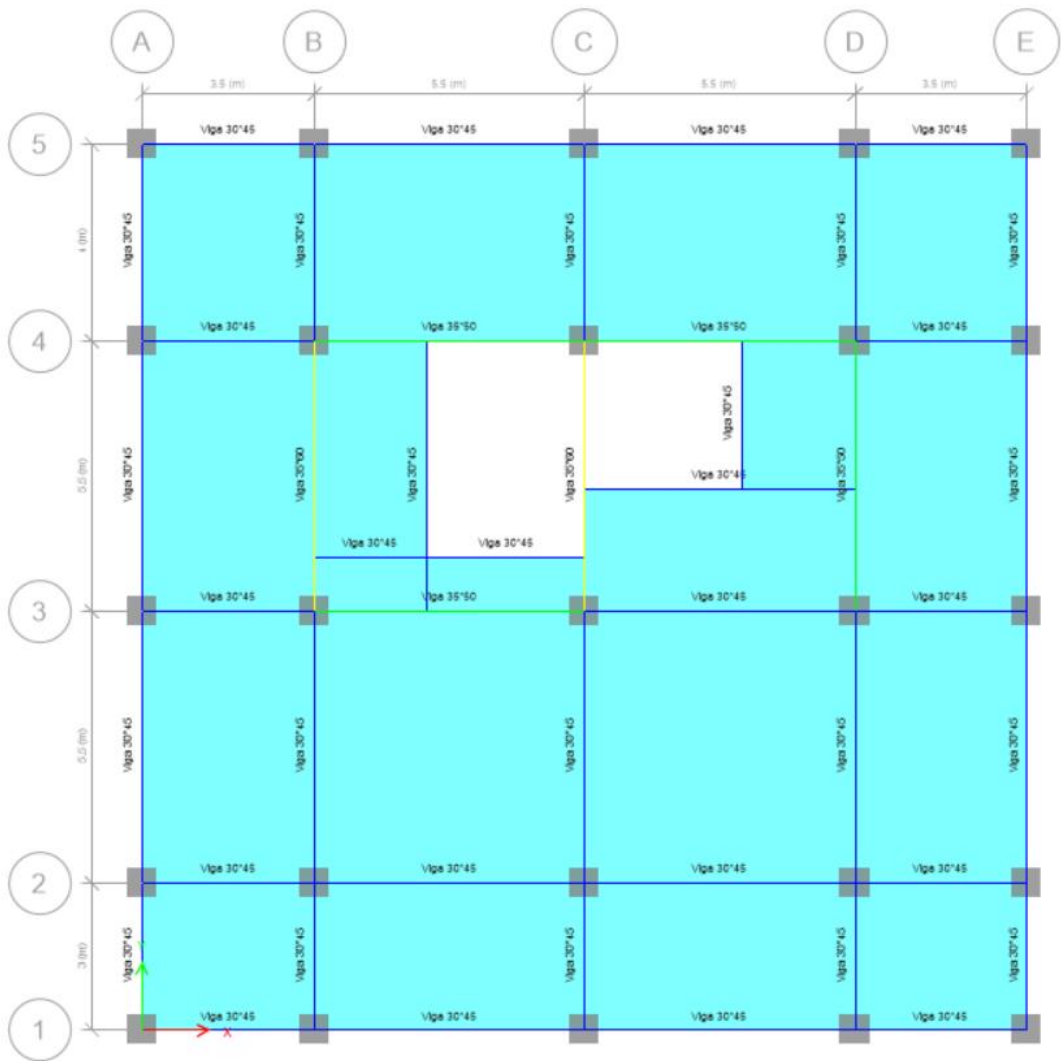
**Figura 2.22.** Planos estructurales del piso 2 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



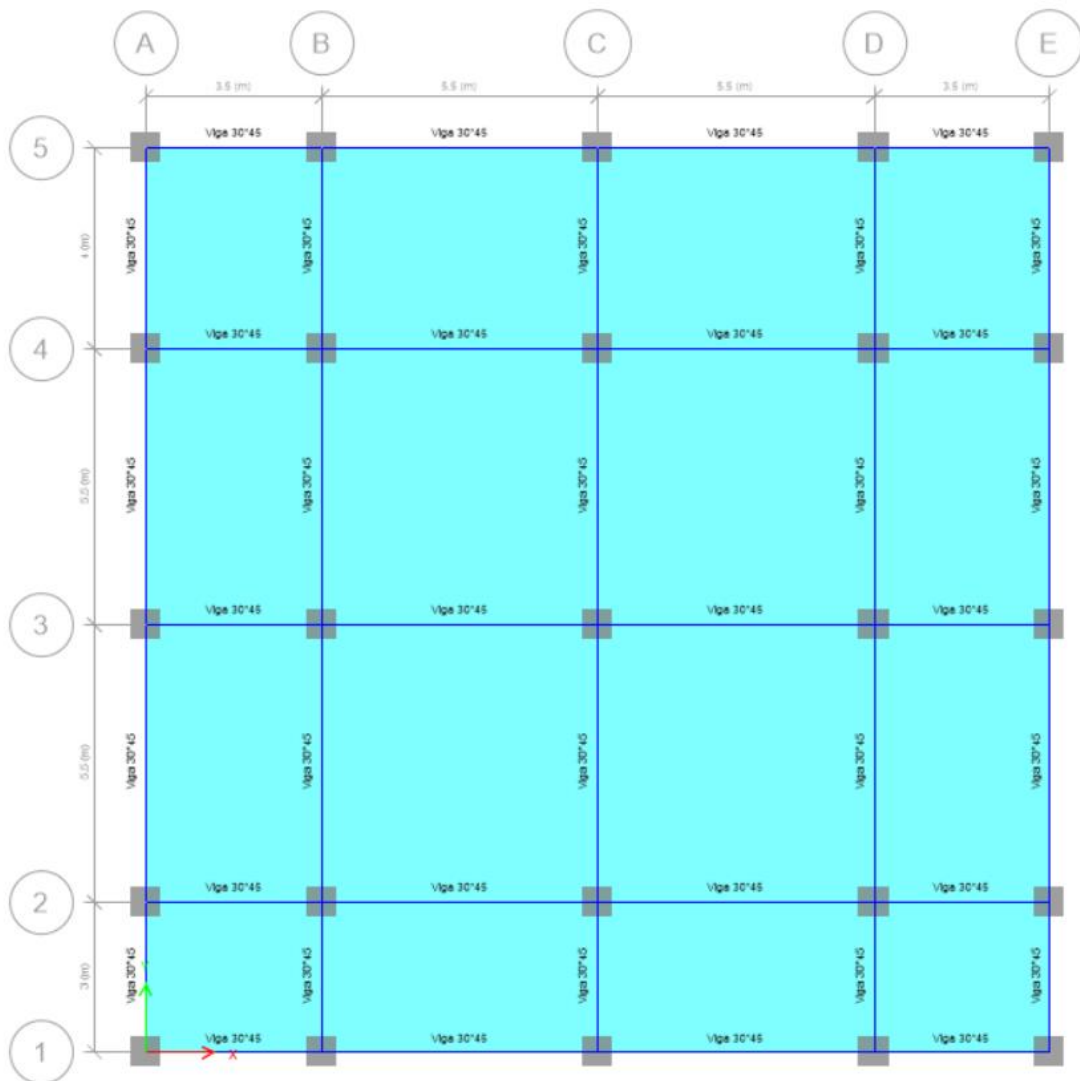
**Figura 2.23.** Planos estructurales del piso 3 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.24.** Planos estructurales del piso 4 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.25.** Planos estructurales del piso 5 definidos por ETABS bajo la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

Donde las columnas tienen la dimensión de 60 cm \* 60 cm.

### 2.5.1.6 Modos de Vibración

Dentro de los modos de vibración encontramos la siguiente tabla simulada en ETABS

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
▶	Modal	1	0.864	0.8091	2.776E-06	0	0.8091	2.776E-06	0	0	0.0802	3.352E-05	0	0.0802	3.352E-05
	Modal	2	0.832	3.557E-06	0.8101	3.04E-06	0.8091	0.8101	3.272E-06	0.0804	7.518E-07	0.0008	0.0804	0.0802	0.0008
	Modal	3	0.739	4.556E-05	0.0008	0	0.8091	0.8109	3.395E-06	0.0001	4.518E-06	0.8114	0.0805	0.0802	0.8122
	Modal	4	0.254	0.1209	2.167E-06	8.112E-07	0.93	0.811	4.206E-06	2.779E-06	0.202	0.0001	0.0805	0.2821	0.8123
	Modal	5	0.248	3.252E-06	0.1196	9.766E-06	0.93	0.9305	1.397E-05	0.205	4.584E-06	0.0002	0.2855	0.2821	0.8124
	Modal	6	0.218	0.0001	0.0001	0	0.9301	0.9307	1.414E-05	0.0003	0.0002	0.1185	0.2857	0.2823	0.9309
	Modal	7	0.125	0.0456	0	0	0.9757	0.9307	1.429E-05	0	0.0359	0.0001	0.2857	0.3182	0.931
	Modal	8	0.124	0	0.0457	3.662E-06	0.9757	0.9764	1.795E-05	0.037	0	1.305E-05	0.3227	0.3182	0.931
	Modal	9	0.109	0.0001	6.463E-06	0	0.9758	0.9764	1.8E-05	3.425E-06	4.23E-05	0.0454	0.3227	0.3182	0.9764
	Modal	10	0.082	4.46E-06	1.73E-06	0.1136	0.9758	0.9764	0.1136	0.0047	0.0111	0	0.3274	0.3293	0.9764
	Modal	11	0.079	2.277E-05	6.352E-06	0.0849	0.9759	0.9764	0.1985	0.0001	0.033	0	0.3275	0.3623	0.9764
	Modal	12	0.076	0.0189	2.246E-05	8.774E-06	0.9947	0.9764	0.1985	3.615E-05	0.026	3.557E-05	0.3275	0.3882	0.9764

**Figura 2.26.** Modos de Vibración bajo la norma NEC-15

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.1.7 Factor Dinámico

Se garantizó que el sismo dinámico sea el 100% del estático.

V Estatico	178.3422	T
100% V Estatico	178.3422	T

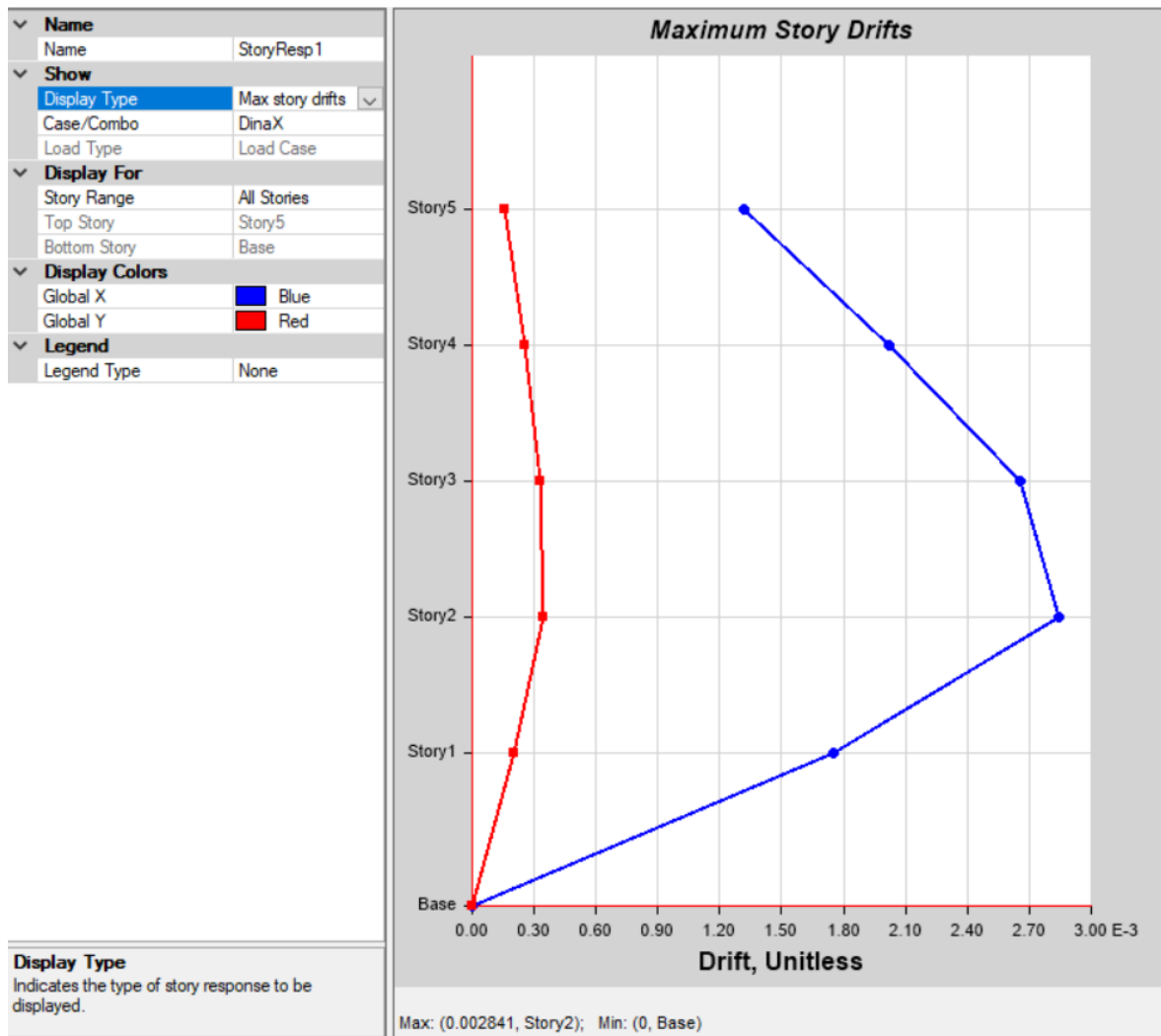
	V [T]	Factor
VdinX	149.6112	1.1920378
VdinY	149.7782	1.1907087

**Figura 2.27.** Cálculo de factor dinámico

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

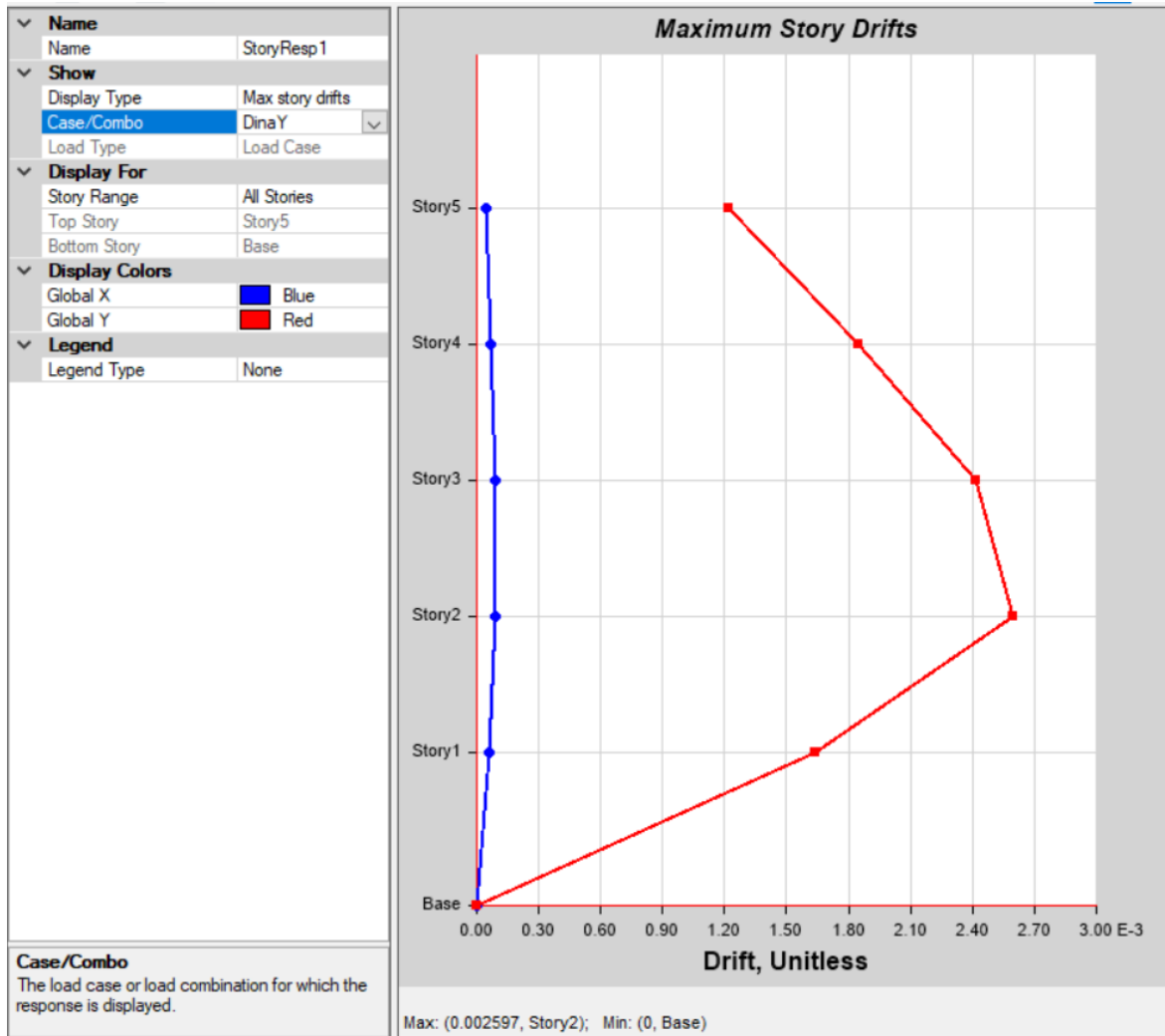
Esta condición cambia la influencia de las fuerzas sísmicas dinámicas, las cuales serán importantes en el cálculo de las derivas máximas del edificio en cuestión.

### 2.5.1.8 Derivas



**Figura 2.28.** Deriva por sismo dinámico en X

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.29.** Deriva por sismo dinámico en Y

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

Donde para el sismo en X se determinó la siguiente deriva:

	Deriva X	
$\Delta$	E	0.002746
$\Delta$	M	0.016

**Figura 2.30.** Cálculo del valor de la deriva inelástica dada por el sismo en X

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Y para el sismo en Y:

	Deriva Y	
$\Delta$	E	0.002538
$\Delta$	M	0.015

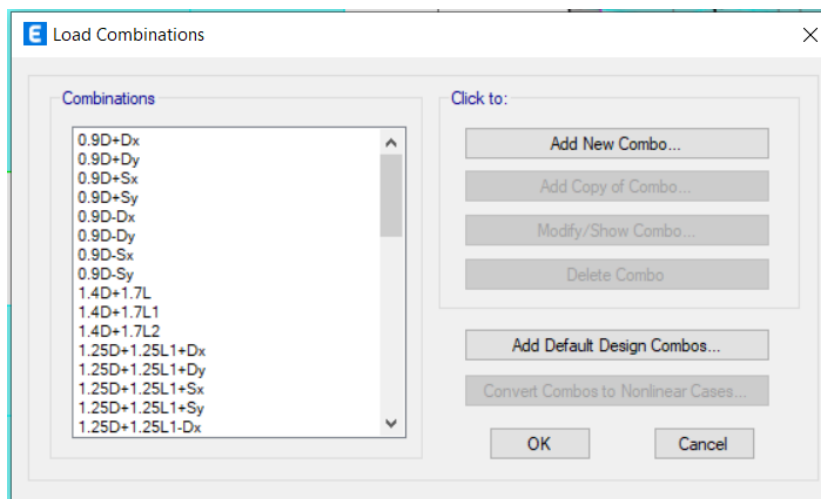
**Figura 2.31.** Cálculo del valor de la deriva inelástico dada por el sismo en Y

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

## 2.5.2 Simulación en ETABS RNE

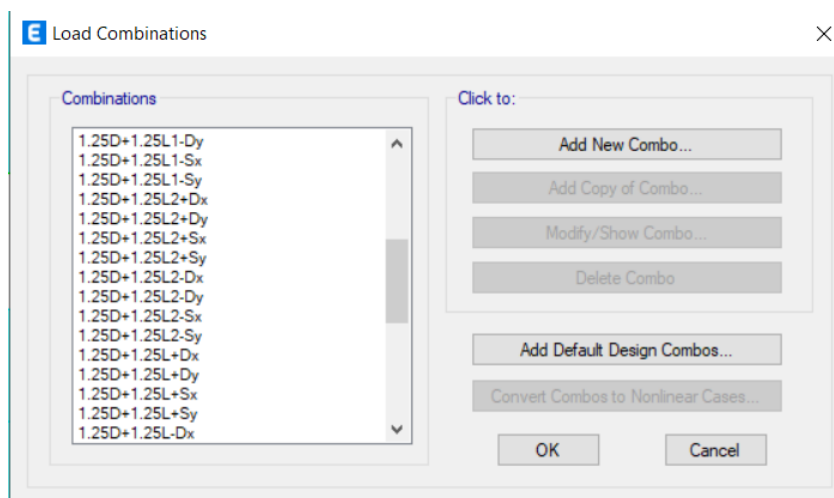
### 2.5.2.1 Combinaciones de carga

Para las normas peruanas en la norma N030, se especifican las siguiente:



**Figura 2.32.** Definición de Combinaciones de carga N030

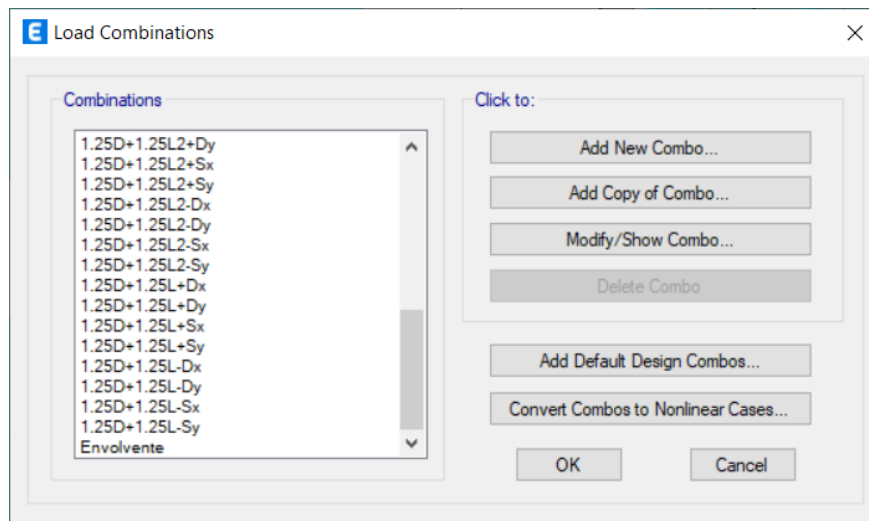
Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.33.** Definición de Combinaciones de carga N030



Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.34.** Definición de Combinaciones de carga N030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.2.2 Definición de Materiales

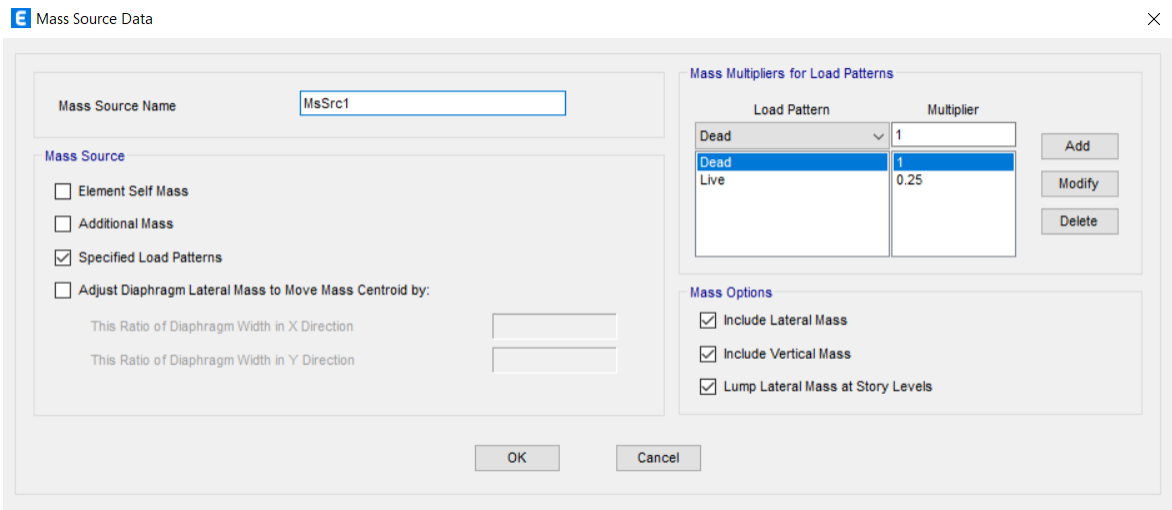
Se definió únicamente al hormigón y se utilizaron las propiedades dadas por el mismo programa para el acero.

**Figura 2.35.** Definición del hormigón con resistencia de 210 kgf/cm<sup>2</sup> para la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.2.3 Consideraciones para el Peso del edificio

Se definió el Mass Source de la siguiente manera para considerar el peso real del edificio y de las propias secciones que se colocaron en el edificio.



**Figura 2.36.** Definición de Mass Source para el edificio simulado según la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.5.2.4 Masa total de la estructura y cortante basal

Para la masa total de la estructura el programa considera lo siguiente:

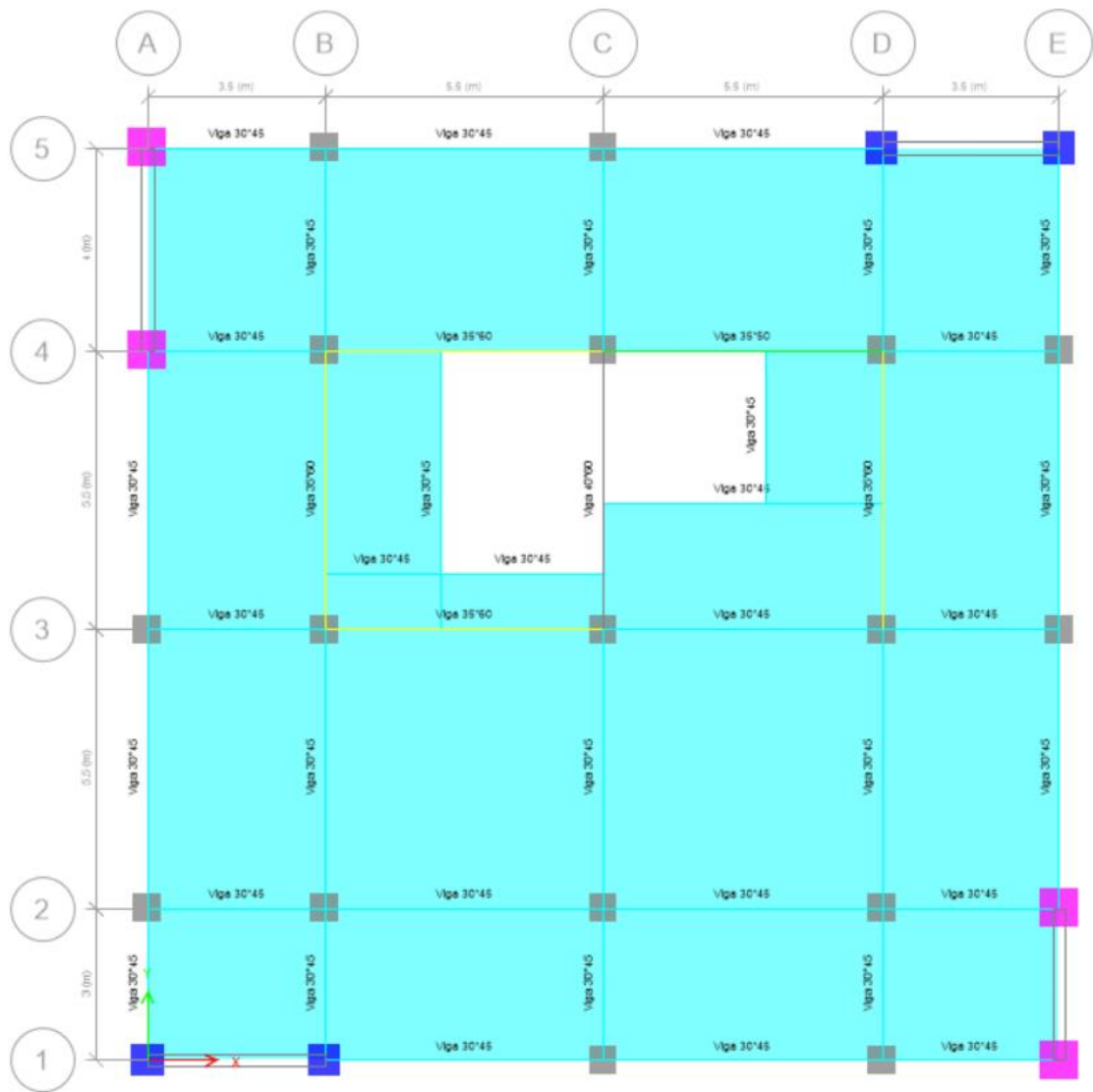
	Name	Is Auto Load	X Dir?	X Dir Plus Ecc?	X Dir Minus Ecc?	Y Dir?	Y Dir Plus Ecc?	Y Dir Minus Ecc?	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Yes	Yes	Yes	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1		
	Sx(1/3)	Yes	Yes	No	No	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133
	Sx(2/3)	Yes	No	Yes	No	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133
	Sx(3/3)	Yes	No	No	Yes	No	No	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133
	Sy	No	No	No	No	Yes	Yes	Yes	0.05	Story5	Base	0.1458	1		
	Sy(1/3)	Yes	No	No	No	Yes	No	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133
	Sy(2/3)	Yes	No	No	No	No	Yes	No	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133
	Sy(3/3)	Yes	No	No	No	No	No	Yes	0.05	Story5	Base	0.1458	1	1854.68657	270.4133

**Figura 2.37.** Cargas sísmica calculada a partir del cortante basal y peso de la estructura según la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

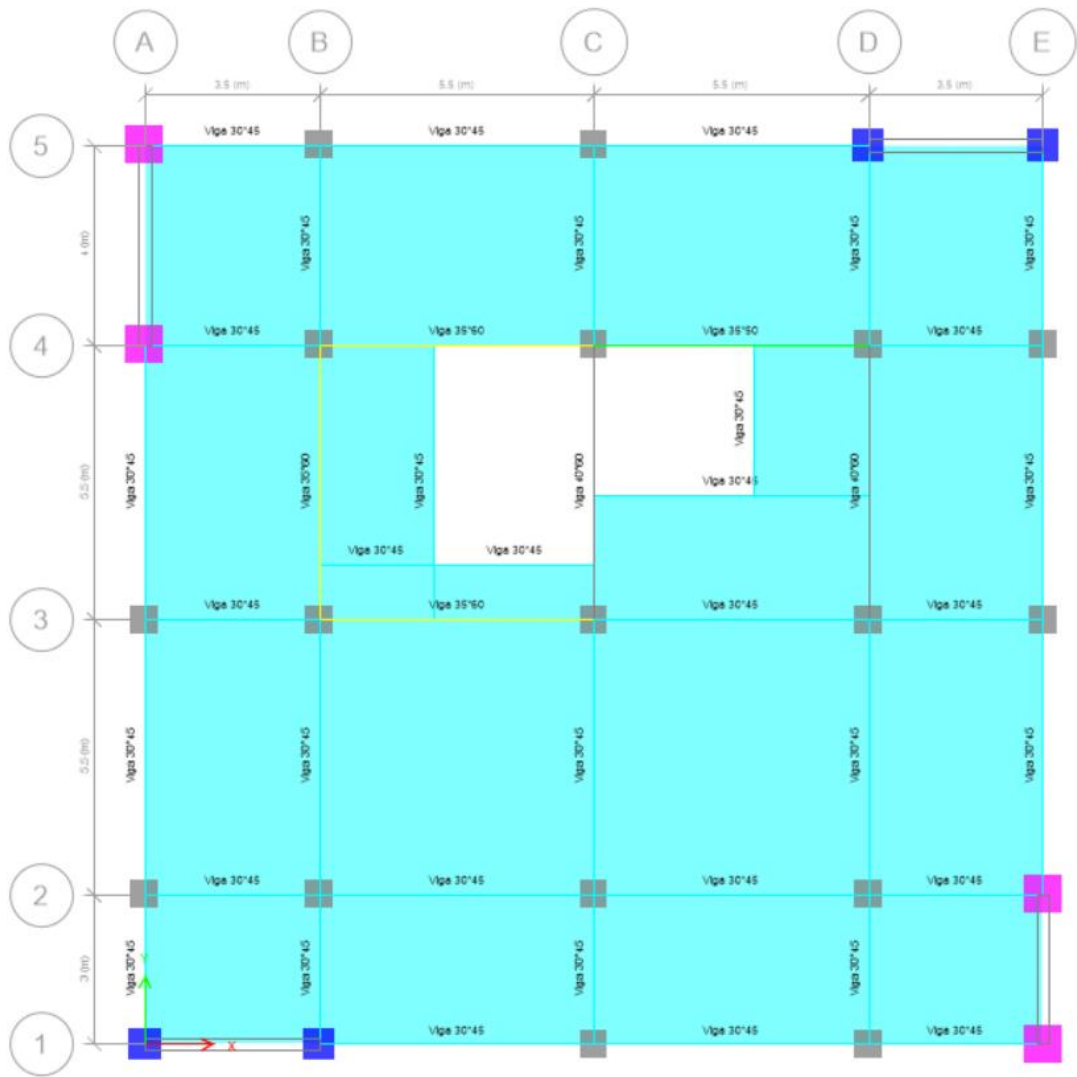
#### 2.5.2.5 Determinación de Secciones

Para poder determinar las diferentes secciones a colocar en la estructura se definieron varias y se probó con ciertas combinaciones hasta llegar a las siguientes definiciones por piso.



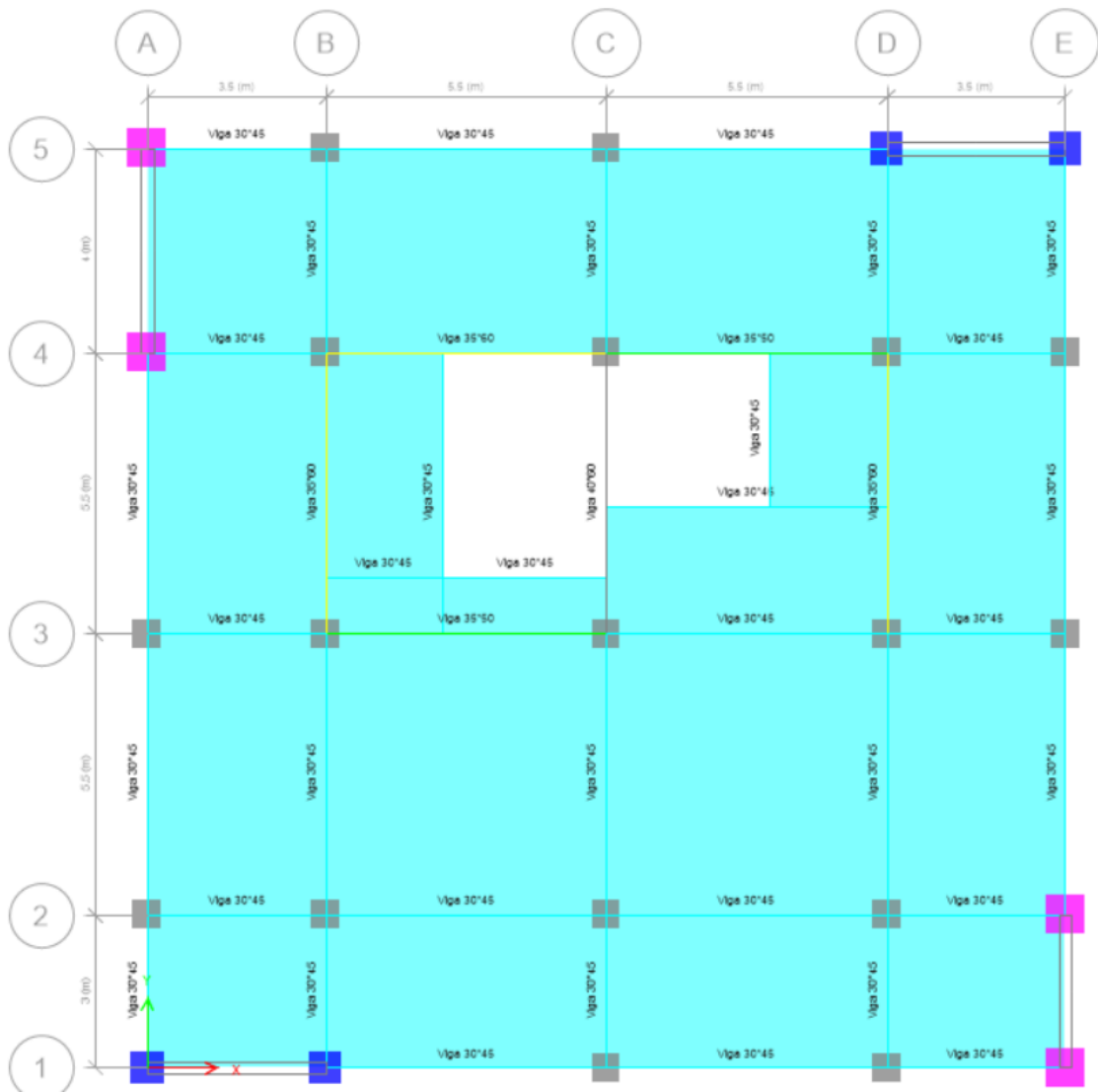
**Figura 2.38.** Planos estructurales del piso 1 definidos por ETABS bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



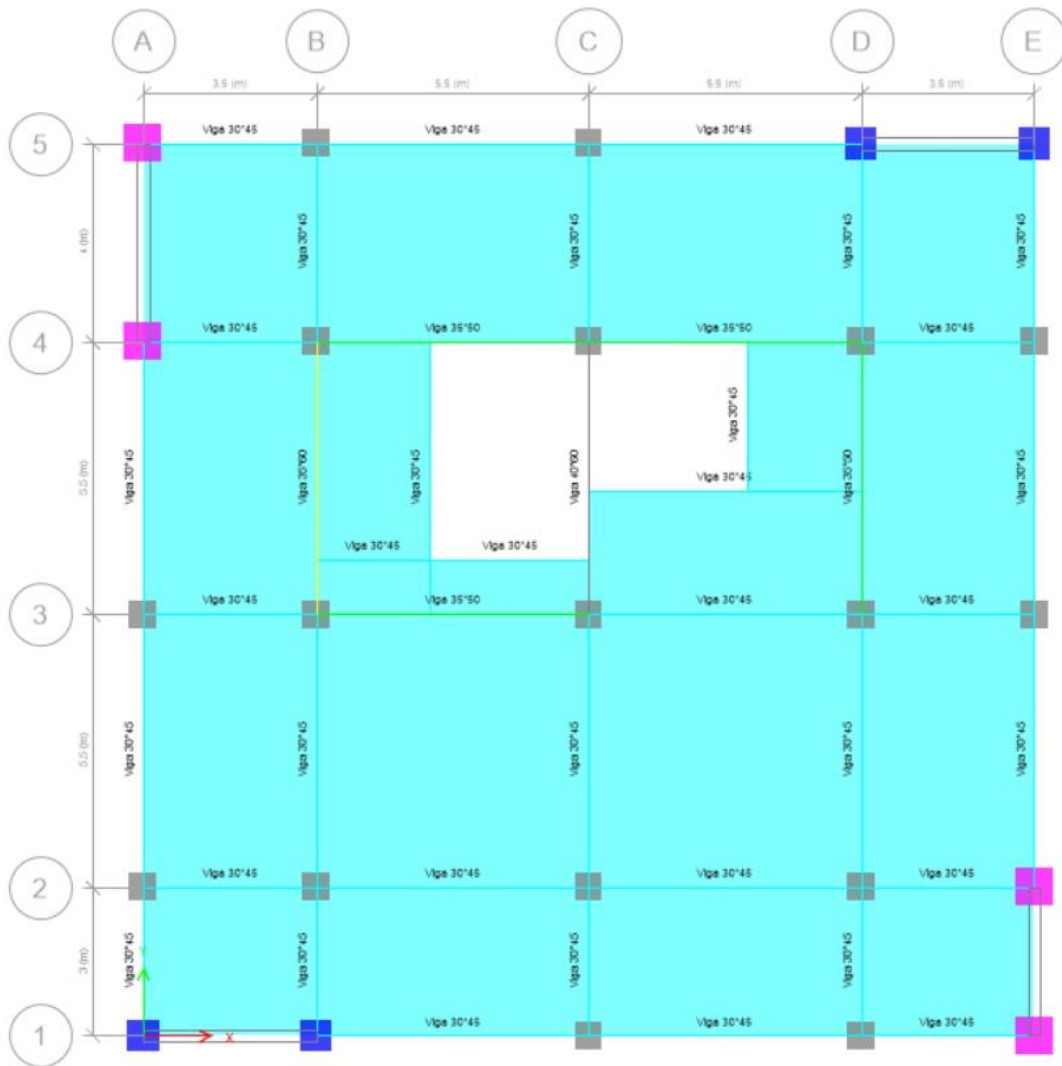
**Figura 2.39.** Planos estructurales del piso 2 definidos por ETABS bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



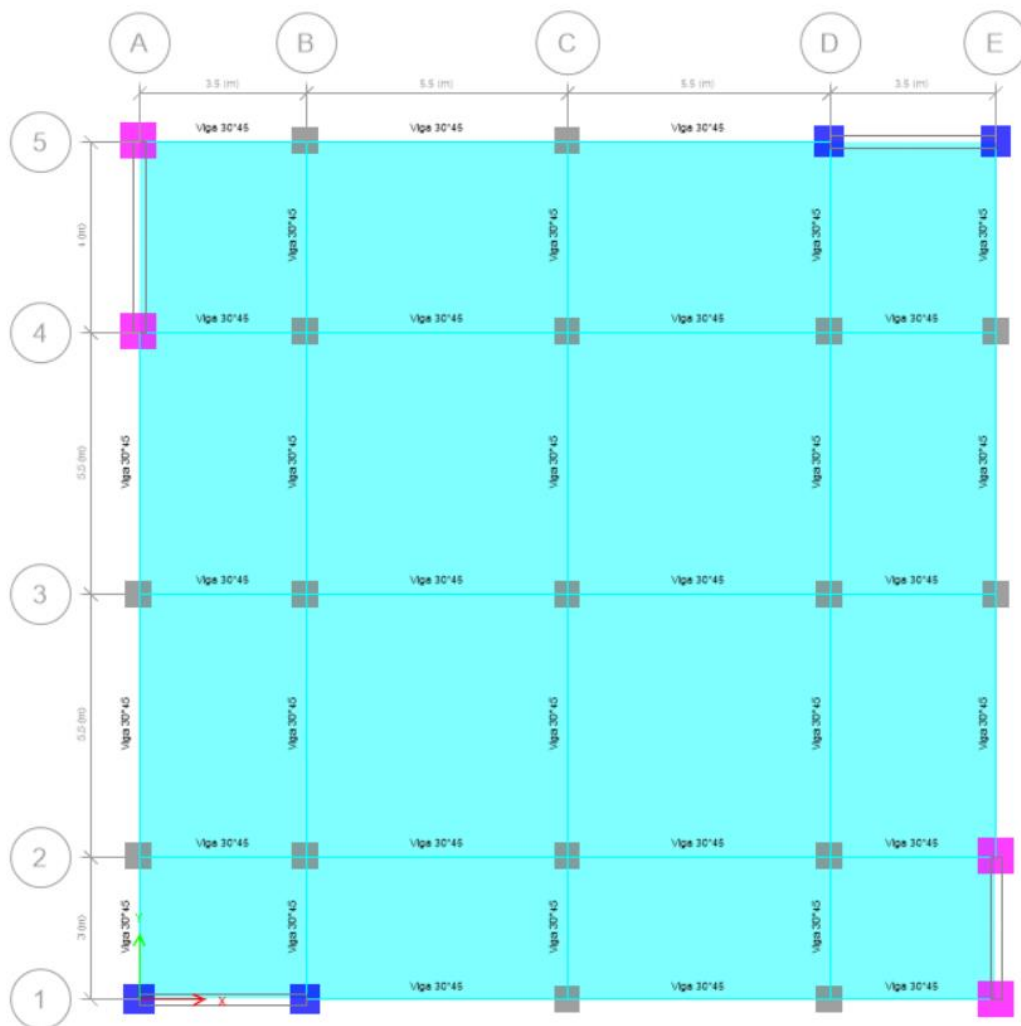
**Figura 2.40.** Planos estructurales del piso 3 definidos por ETABS bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.41.** Planos estructurales del piso 4 definidos por ETABS bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.42.** Planos estructurales del piso 5 definidos por ETABS bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

Donde las columnas tienen la dimensión de 55 cm \* 55 cm, los cabezales en la dirección X tiene una dimensión de 65 cm \* 65 cm y en la dimensión Y es 75 cm \* 75 cm.

### 2.5.2.6 Modos de Vibración

Dentro de los modos de vibración encontramos la siguiente tabla simulada en ETABS



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.416	0.7309	0.0002	0	0.7309	0.0002	0	0	0.1053	1.543E-05	0	0.1053	1.543E-05
Modal	2	0.396	0.0002	0.6921	1.234E-05	0.7311	0.6923	1.248E-05	0.0995	1.109E-06	0.0422	0.0995	0.1054	0.0422
Modal	3	0.281	0	0.0441	0.0001	0.7311	0.7364	0.0001	0.0059	5.474E-06	0.6776	0.1054	0.1053	0.7198
Modal	4	0.116	0.1983	0.0021	6.614E-06	0.9294	0.7385	0.0001	0.0015	0.1537	3.466E-05	0.1069	0.259	0.7198
Modal	5	0.113	0.0021	0.1943	2.443E-05	0.9315	0.9328	0.0001	0.1595	0.0014	0.0033	0.2664	0.2604	0.7232
Modal	6	0.081	0	0	0.1764	0.9315	0.9328	0.1766	0.0046	0.0058	0	0.271	0.2663	0.7232
Modal	7	0.079	0.0001	6.995E-07	0.0301	0.9317	0.9328	0.2066	0.0002	0.0517	4.695E-05	0.2712	0.318	0.7232
Modal	8	0.076	0.0235	0.0088	3.408E-06	0.9552	0.9416	0.2067	0.0088	0.0192	0.0057	0.2799	0.3372	0.729
Modal	9	0.075	0.0071	0.0174	0.0002	0.9623	0.959	0.2068	0.018	0.0061	0.0976	0.2979	0.3433	0.8265
Modal	10	0.074	0.0022	0.0077	0	0.9644	0.9667	0.2068	0.009	0.0021	0.1056	0.3069	0.3454	0.9321
Modal	11	0.071	3.89E-06	0	0.017	0.9644	0.9667	0.2238	0.0006	0.0236	1.173E-06	0.3075	0.3689	0.9321
Modal	12	0.07	1.195E-05	1.422E-06	0.0072	0.9644	0.9667	0.231	0.0013	0.0001	3.011E-06	0.3089	0.369	0.9321

**Figura 2.43.** Modos de Vibración bajo la norma E030

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.2.7 Derivas

De igual manera que al edificio emplazado en la zona ecuatoriana, se garantizara que las fuerzas dinámicas actúen al 100% de las estáticas.

V Estatico	270.4133	T
100% V Estatico	270.4133	T

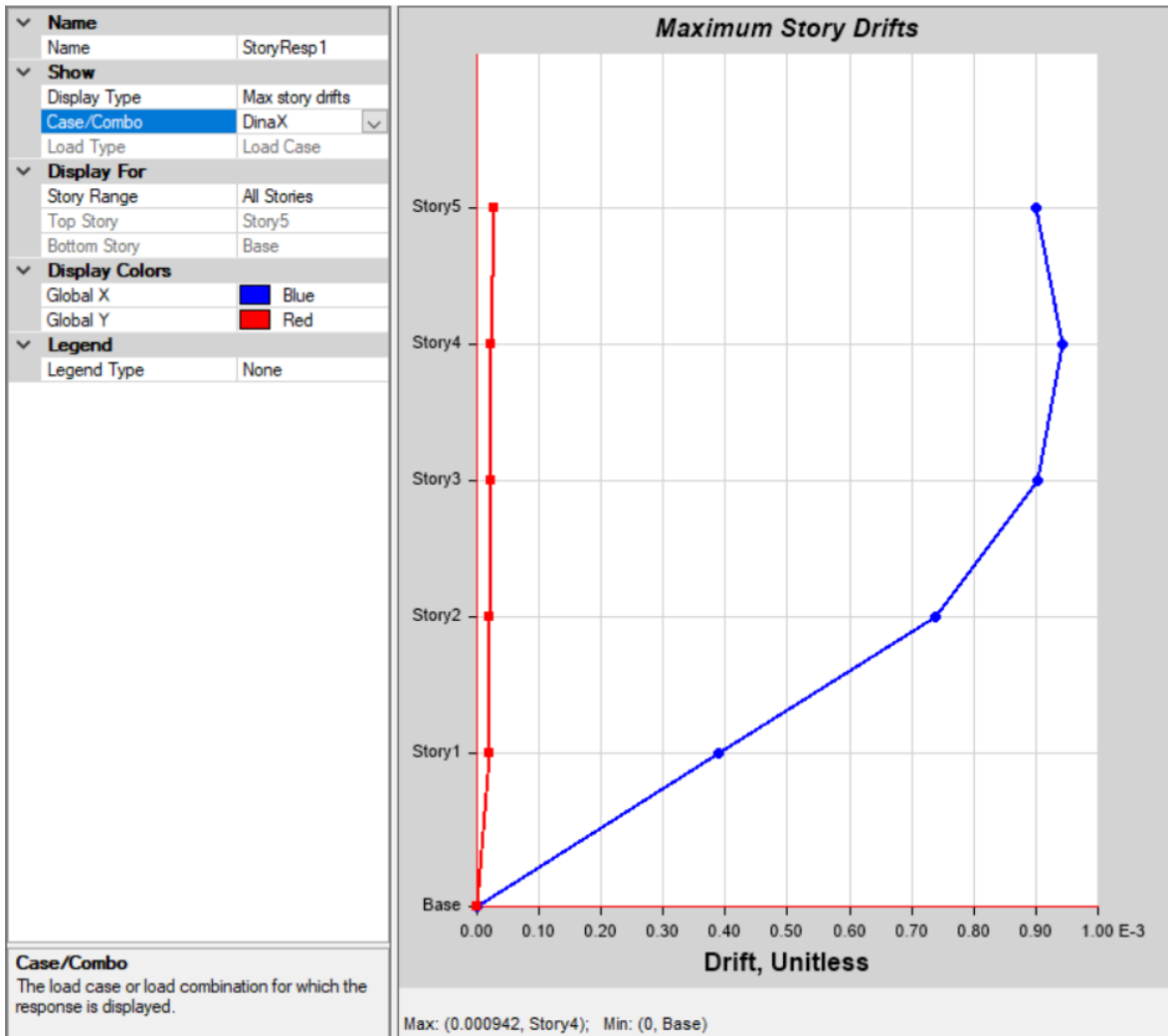
  

	V [T]	Factor
VdinX	224.6841	1.1987006
VdinY	215.75	1.2541103

**Figura 2.44.** Cálculo de factor dinámico

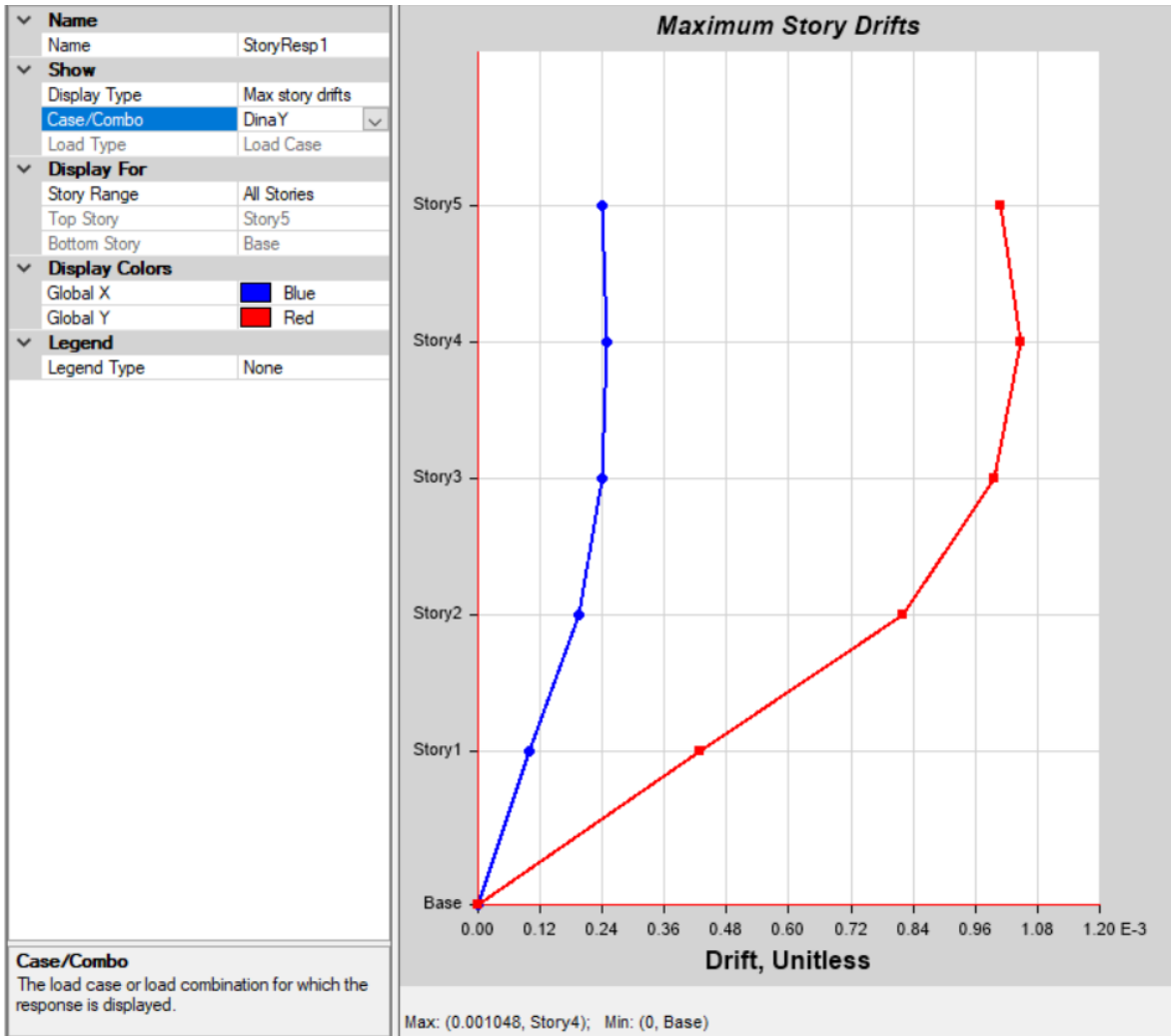
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.2.8 Derivas



**Figura 2.45.** Deriva por sismo dinámico en X

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.46.** Deriva por sismo dinámico en Y

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

Donde para el sismo en X se determinó la siguiente deriva:

	Deriva X	
$\Delta$	E	0.000942
$\Delta$	M	0.0042

**Figura 2.47.** Cálculo del valor de la deriva inelástica dada por el sismo en X

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Y para el sismo en Y:

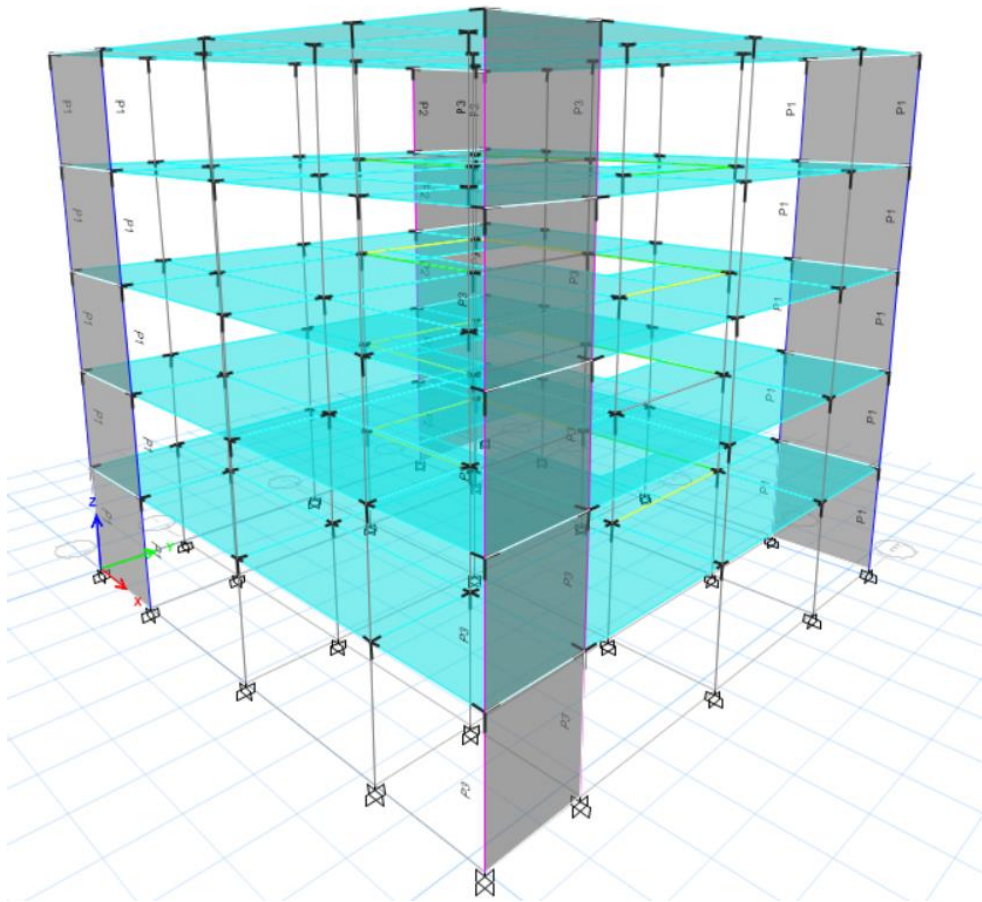
	Deriva Y	
$\Delta$	E	0.001048
$\Delta$	M	0.0047

**Figura 2.48.** Cálculo del valor de la deriva inelástico dada por el sismo en Y

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.5.2.9 Verificación de Sistemas aporticado, dual o de muros estructurales

Comparando las acciones que sufren los diferentes secciones, definiendo 3 secciones como arcos y revisando la distribución de las fuerzas hacia el sistemas estructural y a los muros podemos determinar lo siguiente:



**Figura 2.49.** Edificio con muros estructurales y definido por etiquetas de arcos

Referencia: [ETABS, Elaborado por Santiago Oleas]

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por Story
			T	T
Story5	P1	DinaX	32.7914	34.3294
Story5	P2	DinaX	0.6812	
Story5	P3	DinaX	0.8568	
Story4	P1	DinaX	106.9609	108.5278
Story4	P2	DinaX	0.7865	
Story4	P3	DinaX	0.7804	
Story3	P1	DinaX	167.3378	169.3892
Story3	P2	DinaX	1.005	
Story3	P3	DinaX	1.0464	
Story2	P1	DinaX	211.8141	214.5218
Story2	P2	DinaX	1.3708	
Story2	P3	DinaX	1.3369	
Story1	P1	DinaX	233.7347	237.4088
Story1	P2	DinaX	1.7911	
Story1	P3	DinaX	1.883	

**Figura 2.50.** Cortante que aporta cada sección de arco dado el sismo dinámico en Y resumido por sección

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Story	Pier	Output Case	V2	V2 por Story
			T	T
Story5	P1	DinaY	1.3531	37.0651
Story5	P2	DinaY	20.0013	
Story5	P3	DinaY	15.7107	
Story4	P1	DinaY	1.4485	112.1915
Story4	P2	DinaY	57.1354	
Story4	P3	DinaY	53.6076	
Story3	P1	DinaY	1.8614	172.6835
Story3	P2	DinaY	87.0327	
Story3	P3	DinaY	83.7894	
Story2	P1	DinaY	2.562	218.4556
Story2	P2	DinaY	108.8601	
Story2	P3	DinaY	107.0335	
Story1	P1	DinaY	3.2795	242.4063
Story1	P2	DinaY	119.6555	
Story1	P3	DinaY	119.4713	

**Figura 2.51.** Cortante que aporta cada sección de arco dado el sismo dinámico en X resumido por sección

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Story	Output Case	VX	V2		%
		T	T		
Story5	DinaX	68.4741	37.0651	0.541301	54.13010175
Story4	DinaX	156.1192	112.1915	0.7186272	71.86271772
Story3	DinaX	214.0562	172.6835	0.8067204	80.67203846
Story2	DinaX	252.0911	218.4556	0.866574	86.65740282
Story1	DinaX	271.502	242.4063	0.8928343	89.28343069
					76.52113829

**Figura 2.52.** Cortante total que se da en cada sección y porcentaje promedio de cortante que se llevan los muros

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Story	Output Case	VY	V2		%
		T	T		
Story5	DinaY	67.7722	34.3294	0.506541	50.65410301
Story4	DinaY	154.5836	108.5278	0.7020654	70.20654196
Story3	DinaY	211.8789	169.3892	0.7994623	79.94623344
Story2	DinaY	250.0123	214.5218	0.858045	85.80449842
Story1	DinaY	270.2524	237.4088	0.8784706	87.84706445
					74.89168826

**Figura 2.53.** Cortante total que se da en cada sección y porcentaje promedio de cortante que se llevan los muros

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Donde podemos concluir que es un edificio con un sistema de muros estructurales.

## 2.6 Diseño de Elementos

A partir del apartado 2.1.1 se describe con ejemplos de cálculo el diseño de vigas, columnas, conexión viga-columna y muros para la norma ecuatoriana de la construcción.

### 2.6.1 Diseño de Vigas Principales y Secundarias

#### 2.6.1.1 Norma NEC

Se presenta el diseño de la viga del eje B piso 2 a partir de la figura 2.54.

Datos:

$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$r$	4	cm
$\phi_L$	2	cm
$\beta_1$	0.85	
$\phi_E$	1	cm
$\alpha$	1.4	
$\lambda$	1	
$\phi$	0.75	



Mu [T.m]	-11.13	0	-10.34	-12.84	0	-12.94	-27.62	0	-26.86	-9.85	0	-10.79
	8.71	2.63	8.97	0.9	5.07	0.66	15	6.28	14.85	5.65	2.99	5.59

Corrección de Momento ETABS

Mu	-11.13	0	-11.13	-12.84	0	-12.94	-27.62	0	-26.86	-10.79	0	-10.79
	8.71	2.63	8.97	0.9	5.07	0.66	15	6.28	14.85	5.65	2.99	5.59

$$M_{nmax} = A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f_{cvb}} \right)$$

Columna	b	60	cm
---------	---	----	----

$$A_{smax} = 0.5 * 0.85 * \beta_1 * \frac{f_c}{f_y} * \left( \frac{6300}{6300 + f_y} \right) * b * d$$

Viga	30*45	
b	30	cm
h	45	cm
d	39	cm

Viga	40*65	
b	40	cm
h	65	cm
d	59	cm

Asmax	12.68	T.m	Mn Base	14.88	T.m	Asmax	25.58	T.m	Mn Base	23.99	T.m
Mnmax	18.12	T.m				Mnmax	55.30	T.m			
$\phi Mnmax$	16.31	T.m				$\phi Mnmax$	49.77	T.m			
Mumax	27.62	T.m				Mumax	27.62	T.m			

Ok

Mn(T.m)	Mn(-)	12.4	0.0	12.4	14.3	0.0	14.4	30.7	0.0	29.8	12.0	0.0	12.0
	Mn(+)	9.7	2.9	10.0	1.0	5.6	0.7	16.7	7.0	16.5	6.3	3.3	6.2

As(cm <sup>2</sup> )	As(-)	8.23	0.00	8.23	9.65	0.00	9.73	13.26	0.00	12.87	7.96	0.00	7.96
	As(+)	6.31	1.82	6.51	0.61	3.57	0.45	6.97	2.86	6.90	3.99	2.07	3.95

Asreq(cm <sup>2</sup> )	As(-)	8.56	0.00	7.95	9.88	0.00	9.95	14.04	0.00	13.66	7.58	0.00	8.30
	As(+)	6.70	2.02	6.90	0.69	3.90	0.51	7.63	3.19	7.55	4.35	2.30	4.30

Asmin=	3.90	cm <sup>2</sup>	Asmin=	7.87	cm <sup>2</sup>
--------	------	-----------------	--------	------	-----------------

Asrev(cm <sup>2</sup> )	As(-)	8.56	3.90	9.88	9.88	3.90	14.04	14.04	7.87	13.66	13.66	3.90	8.30
	As(+)	6.70	3.90	6.90	6.90	3.90	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	3.90	4.30

Acero Base	3 #												
sup	22	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
inf	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	3												

refuerzos													
sup		20		20	20		20		20		20		22
inf		20		20	20		20		20		20		20

Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

As total		11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	14.55	14.55	11.40	14.55	14.55	11.40	11.40
		9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42

Revision		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Diseño a Corte

Mprob	M(-)	21.95	21.95	21.95	26.53	45.34	45.34	26.53	21.95
	M(+)	18.75	18.75	18.75	18.75	30.55	30.55	18.75	18.75

$$V_{Hip} = (My_{1+} + My_{2-})/L$$

$$M_{prob} = \alpha * A_{scolocado} * fy * (d - \frac{\alpha * fy * A_{scolocado}}{1.7f'c * b})$$

VHip [T]	V_hip 1	13.57	7.40	13.80	8.23				
	V_hip 2	13.57	8.23	13.80	7.40				
V_hip_max		13.57	8.23	13.80	8.23				
V_cv	V_cv	3.368	3.368	9.332	9.332	11.324	11.324	5.488	5.488
	V_cv	3.368	3.368	9.332	9.332	11.324	11.324	5.488	5.488
V_cv_max		3.368	9.332	11.324	5.488				
Vu [T]		16.93	17.56	25.12	13.72				

$$Si V_{hip} > \frac{Vu}{2} \text{ es } V_c = 0$$

$$Vu \leq \phi * V_n \text{ es a } Vu = \phi * V_n \text{ es a } Vu = \phi * V_n + \phi * V_s$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{Vu - \phi V_c}{\phi}$$

Vs [T]	22.58	14.43	33.49	18.29
--------	-------	-------	-------	-------

$$V_s \leq 4 * V_c \text{ es a } V_s \leq 2.2 * \sqrt{f'c} * b * d * \lambda$$

Vs <= 4 * Vc	ok	ok	ok	ok
Slo	9.75	9.75	12	9.75
Scentral	19.5	19.5	24	19.5
Av	1.34	0.86	1.62	1.09

$$Av > \max(A_{vmin}(1,2) < A_{vc} \text{ al}$$

$$V_s = \frac{Av * fy * d}{s} \rightarrow Av = \frac{V_s * s}{fy * d}$$

$$A_{vmin} = \frac{3.5 * bw * s}{fy}$$

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'c} * bw * s / fy$$

$$A_{vmin}(1) \quad 0.24 \quad \text{cm}^2 \quad A_{vmin}(2) \quad 0.20 \quad \text{cm}^2$$

$$N = \frac{Av}{\text{Área transversal del estribo}}$$

$$\phi \text{Estrbo} \quad 10 \quad \text{mm}$$

$$0.7853982 \quad \text{cm}^2$$

Ramales	2	2	2	2
---------	---	---	---	---

Resumen	1 Estribo $\phi 10\text{mm}$ -1 Grapa $\phi 10\text{mm}$			
Espaciamento	Lo=2h	Central	Lo=2h	
	9.75	19.5	9.75	9.75
				9.75
				12
				24
				12
				9.75
				19.5
				9.75

Diámetro

$$S_{central} \leq \min(\frac{d}{2}; 2 * S_{Lo}; 30\text{cm})$$

$$S_{Lo} \leq \min(\frac{d}{4}; 6 * \phi \text{barra longitudinal mas pequena}; 15\text{cm})$$

(s) menor o igual al peralte 4 y 10 cm

**Figura 2.54.** Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión de la viga del eje B piso 2) a partir de la norma NEC15

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.6.1.2 Norma E060

Siguiendo las mismas indicaciones dadas en la sección 2.1.1, se presenta el diseño de la viga del eje 4 piso 4 a partir de la figura 2.55.



Datos:

f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
r	4	cm
φL	2	cm
β1	0.85	
φE	1	cm
α	1.4	
λ	1	
φ	0.75	



Mu (T.m)	-3.76	0	1.89	-6.23	0	4.9	-4.82	0	6.11	-3.21	0	3.21
	-0.78	0	0.42	-1.19	0	0.9	-0.89	0	1.17	-0.67	0	0.67

Corrección de Momento ETABS

Mu	-3.76	0	-3.76	-6.23	0	4.9	-4.82	0	6.11	-3.21	0	3.21
	-0.78	0	0.42	-1.19	0	0.9	-0.89	0	1.17	-0.67	0	0.67

Cortantes por carga muerta y viva

VD	-3.76		1.89	-6.23		4.9	-4.82		6.11	-3.21		3.21
VL	-0.78		0.42	-1.19		0.9	-0.89		1.17	-0.67		0.67

$$Mn_{max} = As * fy * \left( d - \frac{As * fy}{1.7 * f'c * b} \right)$$

Columna	b	55	cm
---------	---	----	----

$$As_{max} = 0.5 * 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \left( \frac{6300}{6300 + fy} \right) * b * d$$

Viga 30*45		
b	30	cm
h	45	cm
d	39	cm

Viga 35*50		
b	35	cm
h	50	cm
d	44	cm

Asmax	12.679875	T.m	Mn Base	10.390245	T.m	Asmax	16.68975	T.m	Mn Base	11.956499	T.m
Mnmax	18.121507	T.m			Mnmax	26.910219	T.m				
φMnmax	16.309356	T.m			φMnmax	24.219197	T.m				
Mumax	6.2	T.m			Mumax	6.1	T.m				

Ok

Mn(T.m)	Mn(-)	4.2	0.0	4.2	6.9	0.0	5.4	5.4	0.0	6.8	3.6	0.0	3.6
	Mn(+)	0.9	0.0	0.5	1.3	0.0	1.0	1.0	0.0	1.3	0.7	0.0	0.7

As(cm <sup>2</sup> )	As(-)	2.62	0.00	2.62	3.86	0.00	3.02	2.97	0.00	3.78	2.23	0.00	2.23
	As(+)	0.53	0.00	0.29	0.72	0.00	0.54	0.54	0.00	0.71	0.46	0.00	0.46

Asreq(cm <sup>2</sup> )	As(-)	2.89	0.00	1.45	4.25	0.00	3.34	3.29	0.00	4.17	2.47	0.00	2.47
	As(+)	-0.60	0.00	0.32	-0.81	0.00	0.61	-0.61	0.00	0.80	-0.52	0.00	0.52

Asmin=	3.90	cm <sup>2</sup>	Asmin=	5.13	cm <sup>2</sup>
--------	------	-----------------	--------	------	-----------------

Asrev(cm <sup>2</sup> )	As(-)	3.90	3.90	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	3.90	3.90
	As(+)	3.90	3.90	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	5.13	3.90	3.90

Acero Base	3 #												
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3												

refuerzos													
sup		20		18		18		18		18		18	20
inf		18		20		20		20		20		20	20

Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

As total		7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
		7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63

Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Diseño a Corte

Mprob	M(-)	15.63	15.63	18.14	18.14	18.14	18.14	15.63	15.63
	M(+)	15.63	15.63	15.63	18.14	18.14	18.14	15.63	15.63

$$M_{prob} = \alpha * A_{s_{colocado}} * f_y * \left( d - \frac{\alpha * f_y * A_{s_{colocado}}}{1.7 f'c + b} \right)$$

$$V_{Hip} = (M_{y1+} + M_{y2-}) / L$$

VHip [T]	V_hip 1	8.9286089		6.60		6.60		5.681842	
	V_hip 2	8.93		6.14		6.60		5.68	
V_hip_max		8.93		6.60		6.60		5.68	
V_cv	V_cv	5.76	2.94	9.38	7.32	7.208	9.204	4.924	4.924
	V_cv	5.76	2.94	9.38	7.32	1.246	9.204	4.924	4.924
V_cv_max	t	5.76		9.38			9.204		4.924
Vu [T]	t	14.688609		15.52		15.80		10.605842	

$$\text{Si } V_{hip} > \frac{V_u}{2} \text{ es } V_c = 0$$

$$V_u \leq \phi * V_n \text{ es a } V_u = \phi * V_n \text{ es a } V_u = \phi * V_n + \phi * V_s$$

Vc [T]		0		11.827862		11.827862		0	
--------	--	---	--	-----------	--	-----------	--	---	--

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

Vs [T]		19.584812		8.8638515		9.24		14.141123	
--------	--	-----------	--	-----------	--	------	--	-----------	--

$$V_s \leq 4 * V_c \text{ es a } V_s \leq 2.2 * \sqrt{f'c} * b * d * \lambda$$

Vs <= 4 * Vc		ok		ok		ok		ok	
Slo		9.75		10.8		10.8		9.75	
Scntral		19.5		21.6		21.6		19.5	
Av		1.17		0.52		0.54		0.84	

$$A_v > \max(A_{vmin(1,2)} < A_{vcav})$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \rightarrow A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

$$A_{vmin} = \frac{3.5 * b * w * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'c} * b * w * s / f_y$$

$$A_v > \max(A_{vmin(1,2)} < A_{vcav})$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \rightarrow A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d}$$

$$A_{vmin} = \frac{3.5 * b * w * s}{f_y}$$

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'c} * b * w * s / f_y$$

$$A_{vmin(1)} = 0.24375 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin(2)} = 0.2018442 \text{ cm}^2$$

		ok		ok		ok		ok	
--	--	----	--	----	--	----	--	----	--

$$\phi_{Estribo} = \frac{10 \text{ mm}}{0.7853982 \text{ cm}^2} \quad N = \frac{A_v}{\text{Area transversal del estribo}}$$

Ramales		2		2		2		2	
---------	--	---	--	---	--	---	--	---	--

Resumen	1 Estribo $\phi$ 10mm + 1 Grapa $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	10.8	21.6	10.8	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75

$$\text{Diámetro} \quad S_{central} \leq \min\left(\frac{d}{2}; 2 * S_{Lo}; 30 \text{ cm}\right) \quad S_{Lo} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6 * \phi_{barra \text{ longitudinal mas pequena}}; 15 \text{ cm}\right)$$

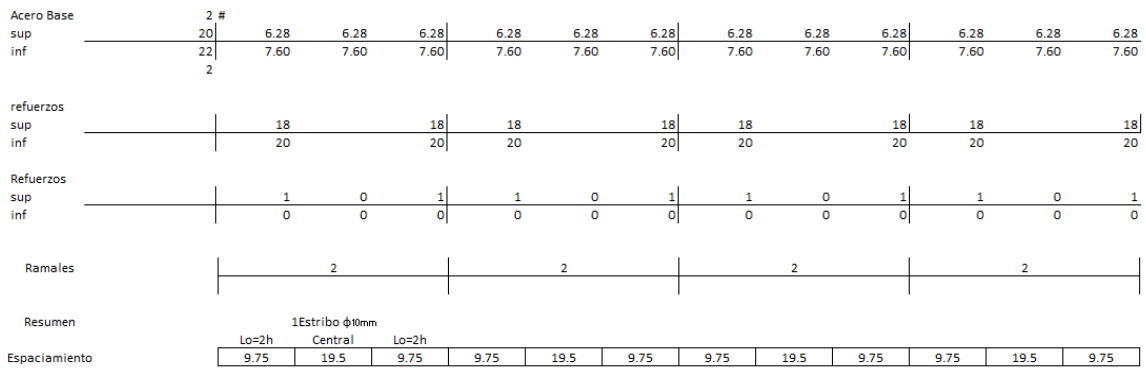
(s) menor o igual al peralte 4 y 10 cm

**Figura 2.55.** Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión de la viga del eje B piso 2) a partir de la norma E060

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

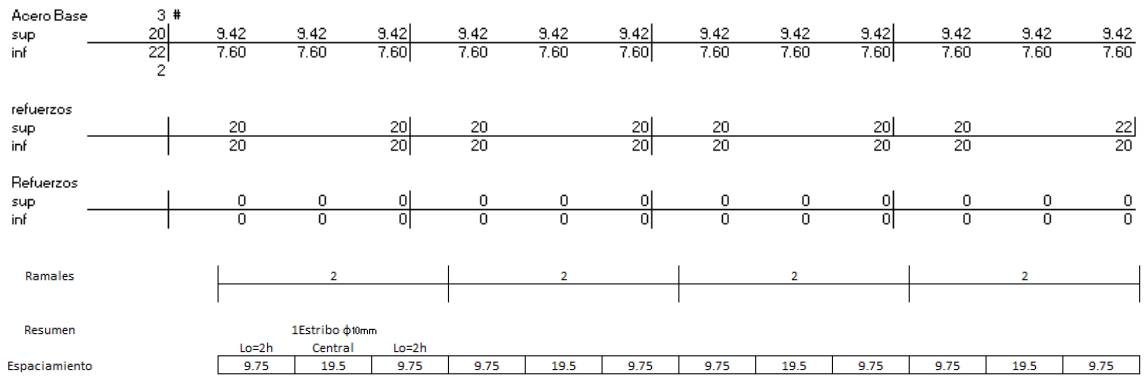
### 2.6.1.3 Resultados de diseño de vigas

Para el edificio diseñado con las normas ecuatorianas se tiene los siguientes resultados:



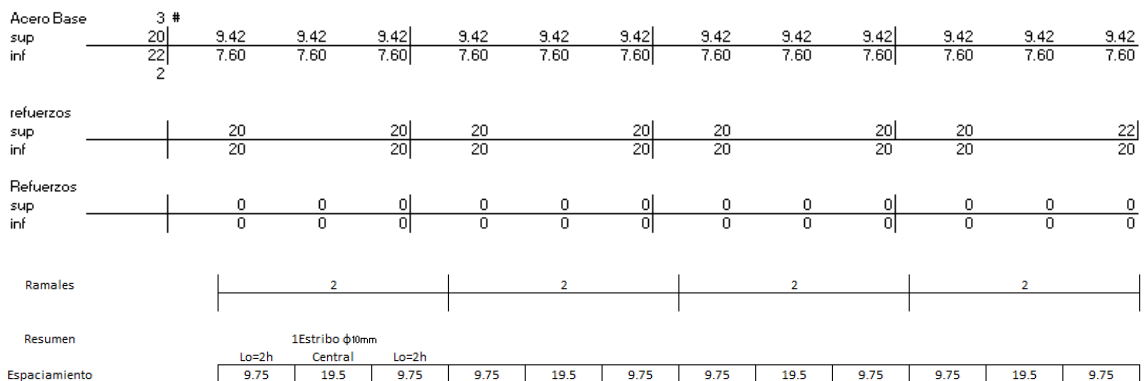
**Figura 2.56.** Viga del Eje 5 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.57.** Viga del Eje 1 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.58.** Viga del Eje A piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
inf	22	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60
	2											
refuerzos												
sup		20		20		20		20		20		20
inf		20		20		20		20		20		20
Refuerzos												
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 -----											
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

Figura 2.59. Viga del Eje E piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #											
sup	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
inf	22	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60
	2											
refuerzos												
sup		20		18		18		18		18		18
inf		20		20		20		20		20		20
Refuerzos												
sup		1	0	2	2	0	2	2	0	2	2	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 -----											
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

Figura 2.60. Viga del Eje 2 piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	22	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
inf	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	3											
refuerzos												
sup		20		20		20		20		20		20
inf		20		20		20		20		20		20
Refuerzos												
sup		0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 ----- ----- 2 -----											
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	9.75	12	24	12	9.75	19.5

**Figura 2.61.** Viga del Eje B piso 2 para el piso 1, 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 \* 65 cm ubicada en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #												
sup	22	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40	11.40
inf	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	3												
refuerzos													
sup		20		20		20		20		20		20	
inf		20		20		20		20		20		20	
Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2			2			2			2		
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	12	24	12	9.75	19.5	9.75

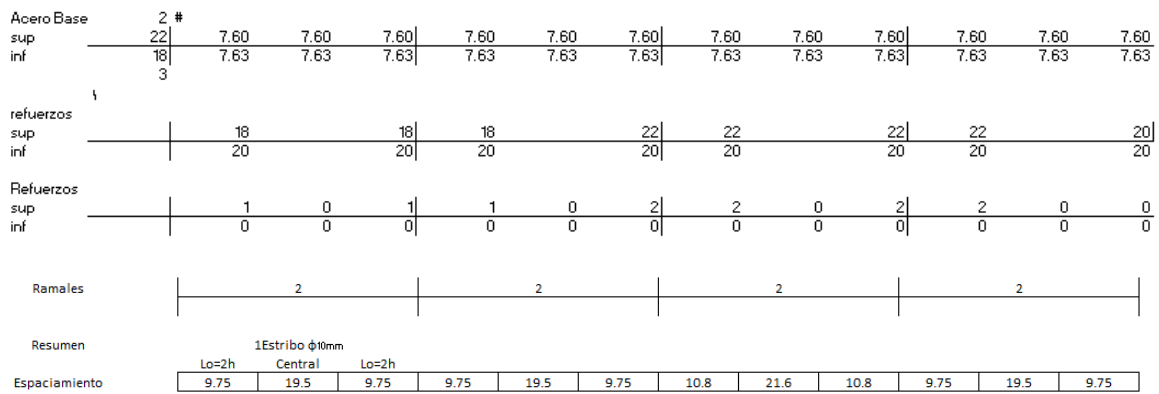
**Figura 2.62.** Viga del Eje C piso 2 para el piso 1 y 3 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 \* 60 cm ubicada en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #												
sup	22	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3												
refuerzos													
sup		20		18		18		18		20		20	
inf		20		20		20		20		20		20	
Refuerzos													
sup		0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2			2			2			2		
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75

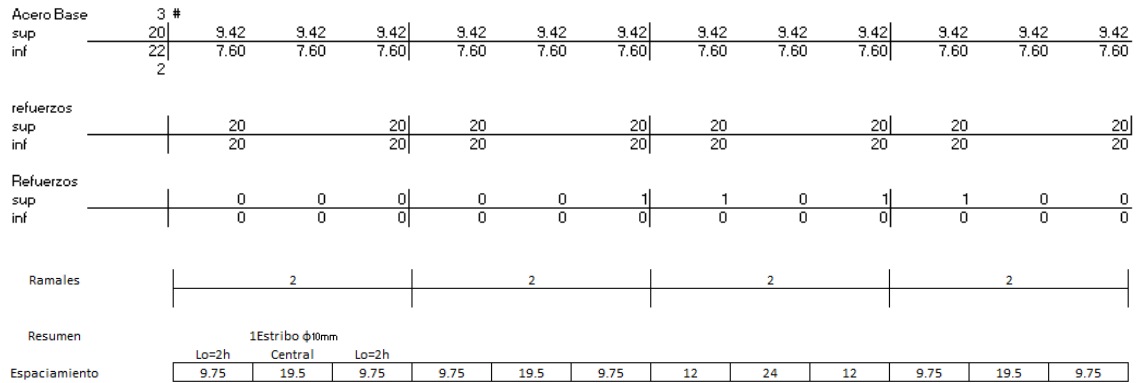
**Figura 2.63.** Viga del Eje C piso 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 \* 60 cm ubicada en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



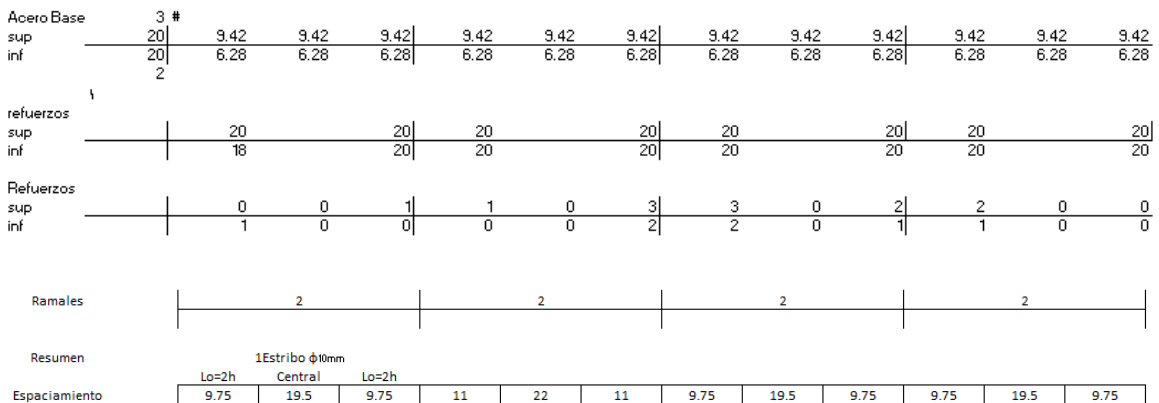
**Figura 2.64.** Viga del Eje D piso 2 para el piso 1 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 \* 60 cm ubicada en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



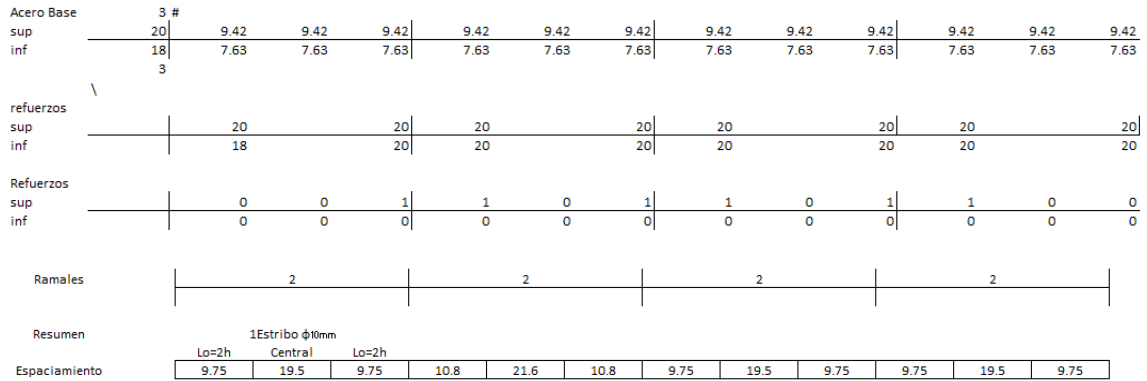
**Figura 2.65.** Viga del Eje D piso 3 para el piso 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 \* 50 cm ubicada en el segundo vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



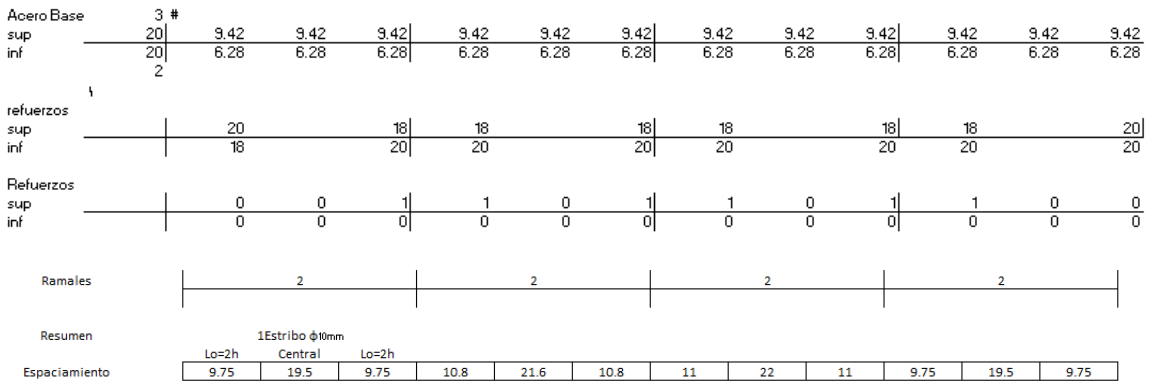
**Figura 2.66** Viga del Eje 3 piso 1 para el piso 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 \* 50 cm ubicada en el segundo vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.67.** Viga del Eje 3 piso 2 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 \* 60 cm ubicada en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.68.** Viga del Eje 4 piso 1 para el piso 3 y 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 \* 50 cm ubicada en el segundo y tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #												
sup	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3												
refuerzos													
sup		20		20	20		20	20		20	20		20
inf		18		20	20		20	20		20	20		20
Refuerzos													
sup		0	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2		2		2		2		2	
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h									
		9.75	19.5	9.75	10.8	21.6	10.8	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.69.** Viga del Eje 4 piso 2 con tres vigas, una de 30 cm \* 45 cm, otra de 35 cm \* 60 cm en el segundo vano y otra de 35 cm \* 50 cm en el tercer vano

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #												
sup	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
inf	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
	2												
refuerzos													
sup		18		18	18		18	18		18	18		18
inf		20		20	20		20	20		20	20		20
Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2		2		2		2		2	
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h									
		9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.70.** Viga del Eje 5 piso 5 para el eje 1, 2, 3 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #												
sup	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
inf	22	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60	7.60
	2												
refuerzos													
sup		20		20	20		20	20		20	20		20
inf		20		20	20		20	20		20	20		20
Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2		2		2		2		2	
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h									
		9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.71.** Viga del Eje A piso 5 para el eje B, C, D y E con una viga de 30 cm \* 45 cm



Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

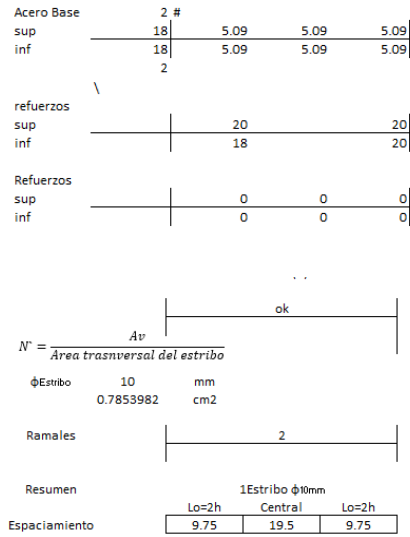


Figura 2.72. Viga del eje 4' piso 2 con una viga de 30 cm \*45 cm para piso 1, 3 y 4

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

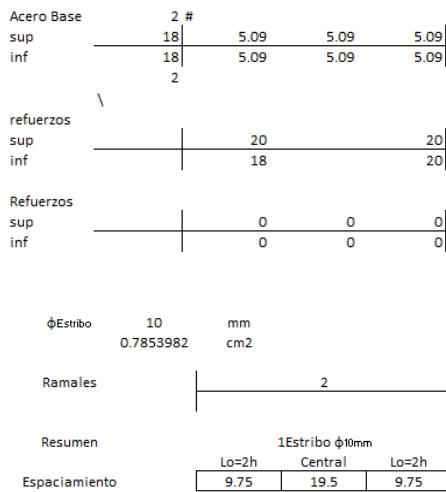


Figura 2.73. Viga del eje C' piso 2 con una viga de 30 cm \*45 cm para piso 1, 3 y 4

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #				
sup	18	5.09	5.09	5.09	
inf	18	5.09	5.09	5.09	
	2				
\					
refuerzos					
sup		20		20	
inf		18		20	
Refuerzos					
sup		0	0	0	0
inf		0	0	0	0
$\phi$ Estribo	10	mm			
	0.7853982	cm <sup>2</sup>			
Ramales		2			
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm +1Grapa				
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h		
	9.75	19.5	9.75		

**Figura 2.74.** Viga del eje B' piso 2 con una viga de 30 cm \* 45 cm para piso 1, 3 y 4

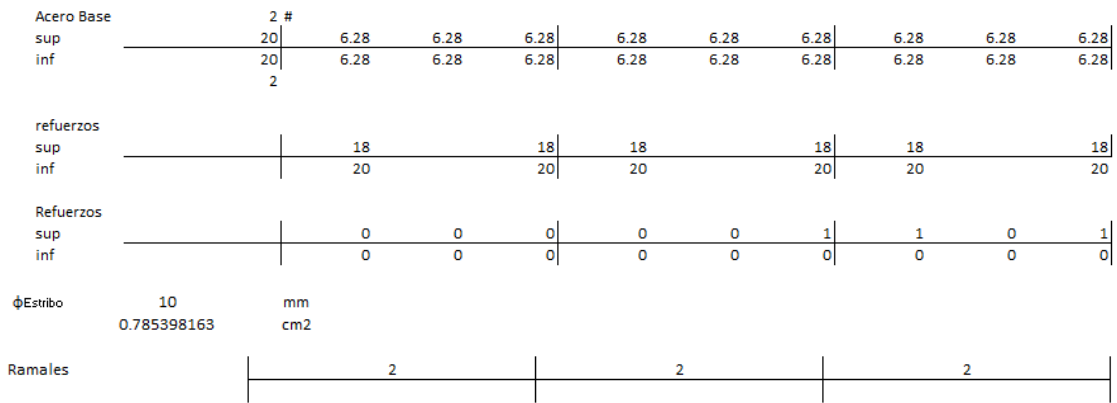
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #						
sup	18	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
inf	18	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
	2						
\							
refuerzos							
sup		20		20	20		18
inf		18		20	20		20
Refuerzos							
sup		0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2			
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm						
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h				
	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	

**Figura 2.75.** Viga del eje 3' piso 2 con una viga de 30 cm \*45 cm para piso 1, 3 y 4

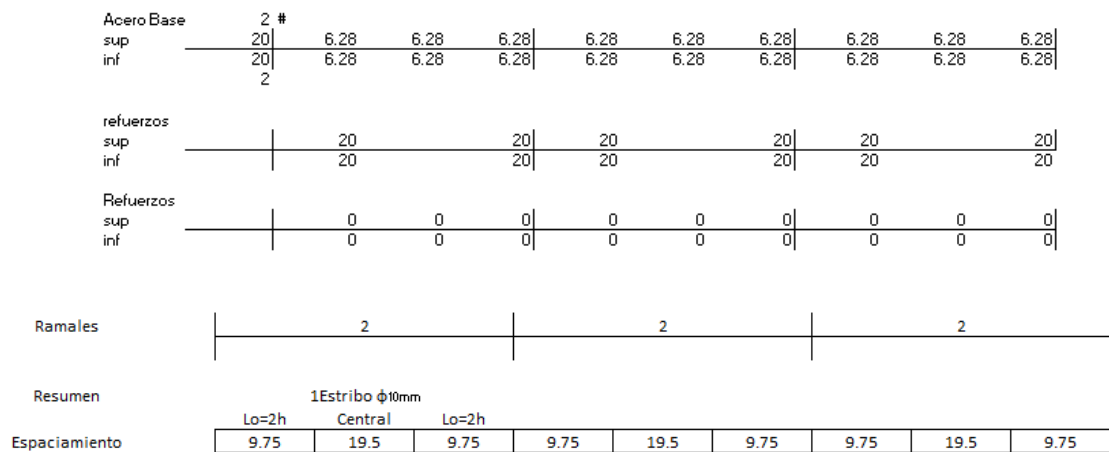
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el edificio con las normas peruanas se tiene el siguiente resumen:



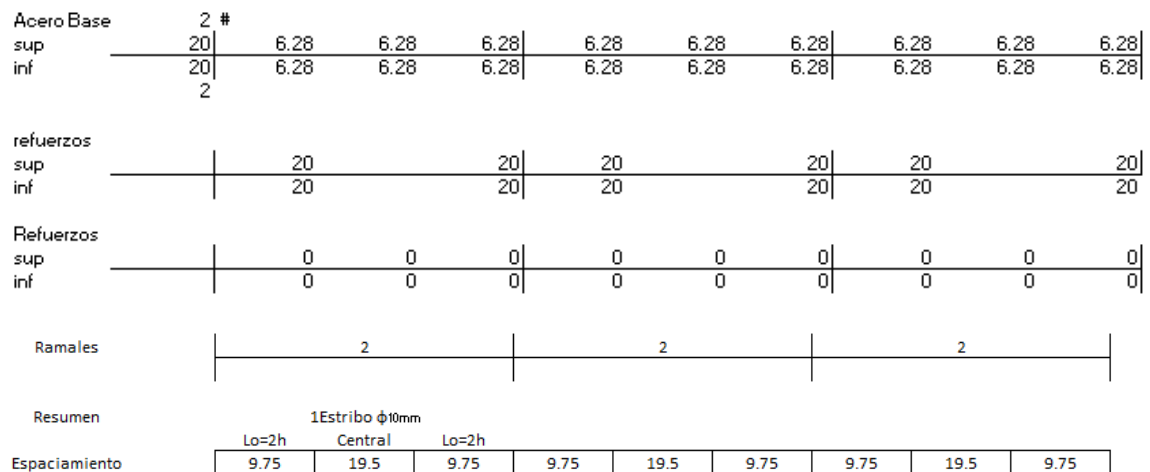
**Figura 2.76.** Viga del Eje 5 piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



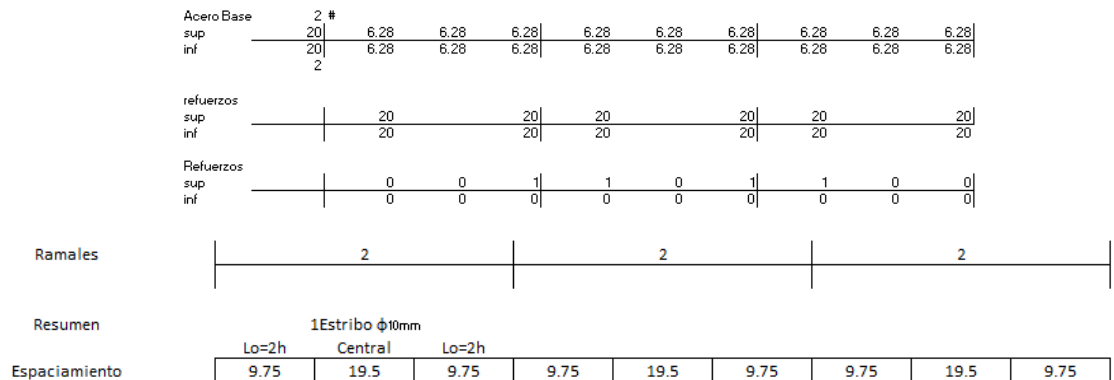
**Figura 2.77.** Viga del Eje 1 piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



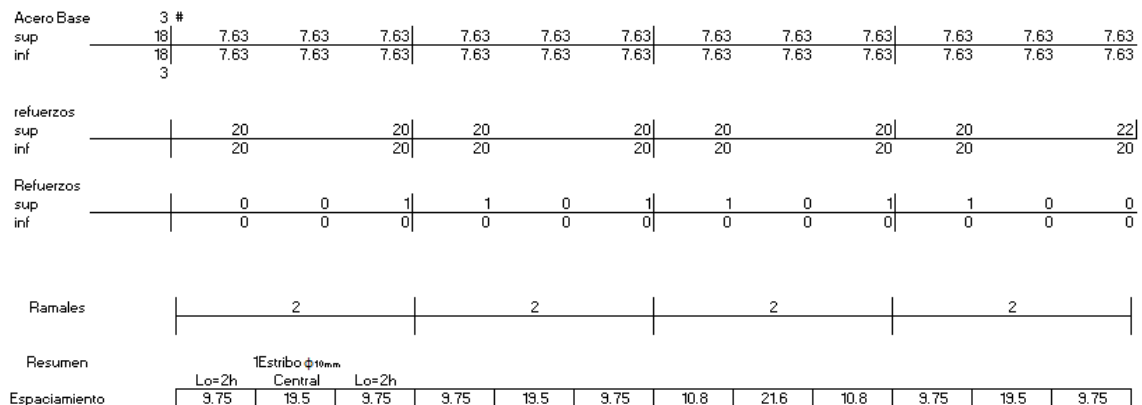
**Figura 2.78.** Viga del Eje A piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm \* 45 cm.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.79.** Viga del Eje E piso 4 para el piso 1, 2, 3 y 5 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.80.** Viga del Eje B piso 3 para el piso 1, 2 y 4 con dos vigas, una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 60 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3											
refuerzos												
sup		20		20	20		20		20		20	20
inf		20		20	20		20		20		20	20
Refuerzos												
sup		0	0	1	1	0	1	1	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	2											
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h									
	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75

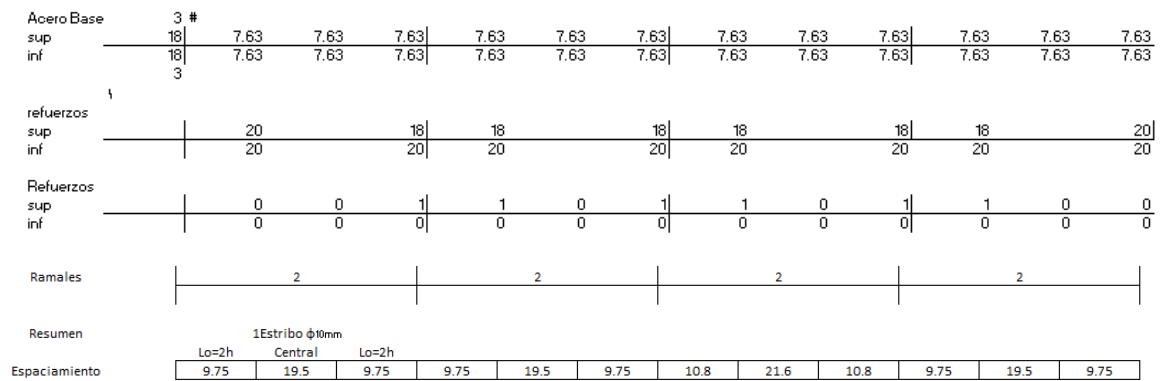
**Figura 2.81.** Viga del Eje C piso 3 para el piso 1, 2 y 4 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 cm \* 60 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	20	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
inf	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
	2											
refuerzos												
sup		20		20	20		20		20		20	20
inf		20		20	20		20		20		20	20
Refuerzos												
sup		0	0	1	1	0	2	2	0	2	2	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	2											
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h									
	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	11	22	11	9.75	19.5	9.75

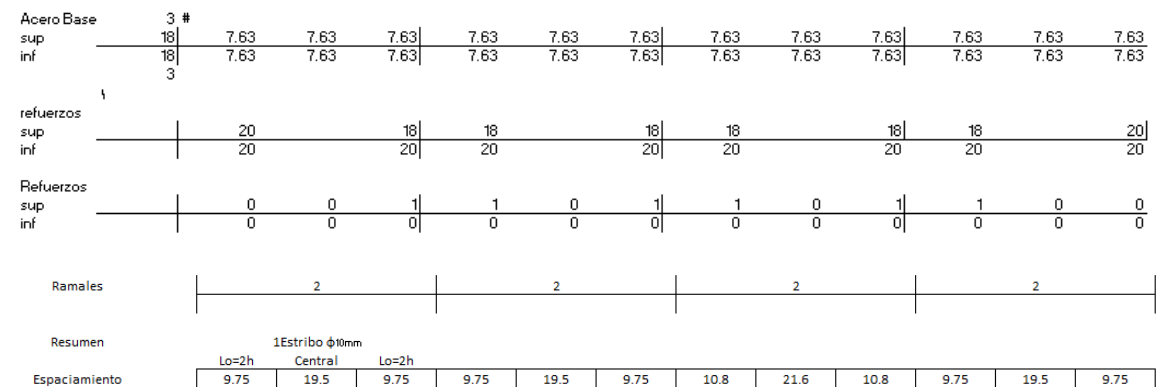
**Figura 2.82.** Viga del Eje D piso 3 para el piso 1 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 50 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



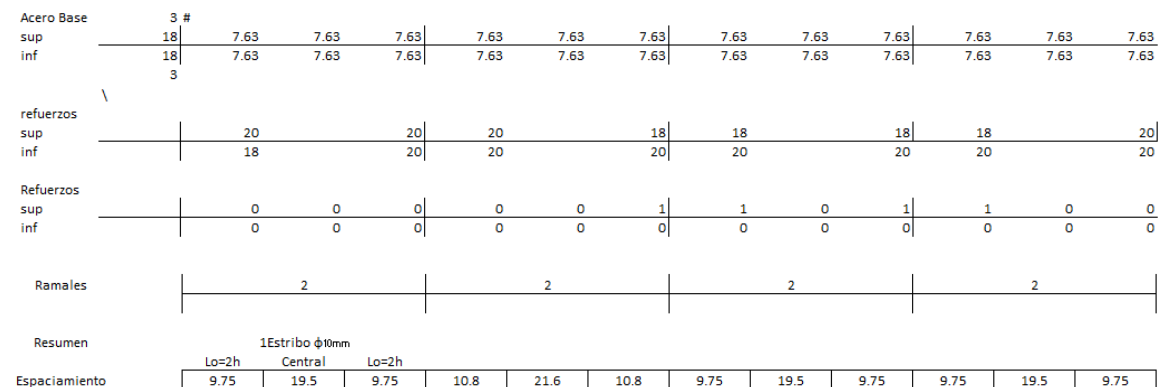
**Figura 2.83.** Viga del Eje D piso 2 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 cm \* 60 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.84.** Viga del Eje D piso 4 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 50 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.85.** Viga del Eje 3 piso 4 para el piso 3 y 1 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 50 cm en el segundo vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #												
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3												
refuerzos													
sup		20		20	20		18		18		18		20
inf		18		20	20		20		20		20		20
Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2		2		2		2		2	
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h									
		9.75	19.5	9.75	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.86.** Viga del Eje 3 piso 2 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 60 cm en el segundo vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	2 #												
sup	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
inf	20	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28	6.28
	2												
refuerzos													
sup		18		18	18		18		18		18		18
inf		20		20	20		20		20		20		20
Refuerzos													
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales		2		2		2		2		2		2	
Resumen		1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento		Lo=2h	Central	Lo=2h									
		9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.87.** Viga del Eje 3 piso 5 para el eje 2 y 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #												
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	
	3												
refuerzos													
sup		20		18	18		18		18		18	20	
inf		18		20	20		20		20		20	20	
Refuerzos													
sup		0	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	2			2			2			2			
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm												
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	10.8	21.6	10.8	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75	

**Figura 2.88.** Viga del Eje 4 piso 3 para piso 1 y 2 con tres vigas una de 30 cm \* 45 cm, otra de 35 cm \* 60 cm en el segundo vano y una de 35 cm \* 50 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3											
refuerzos												
sup		20		18	18		18		18		18	20
inf		18		20	20		20		20		20	20
Refuerzos												
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	2			2			2			2		
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	10.8	21.6	10.8	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.89.** Viga del Eje 4 piso 4 con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 35 cm \* 50 cm en el segundo y tercer vano.

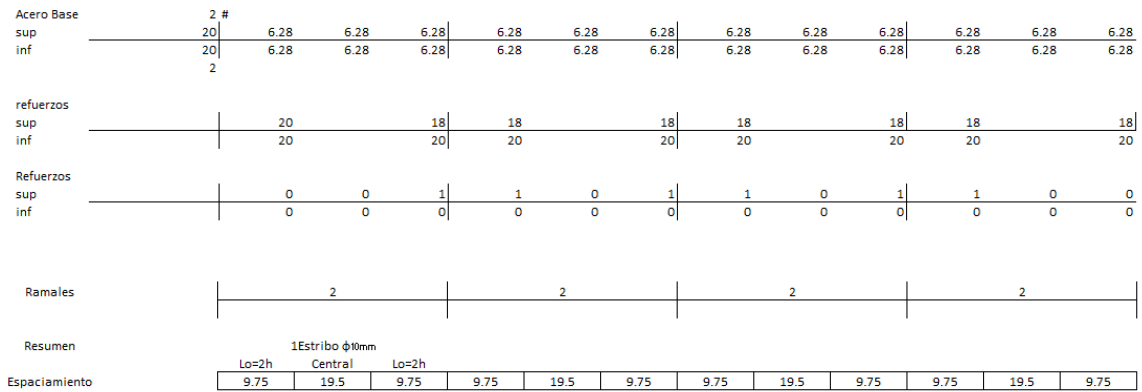
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Acero Base	3 #											
sup	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
inf	18	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63
	3											
refuerzos												
sup		20		20	20		20		20		20	20
inf		20		20	20		20		20		20	20
Refuerzos												
sup		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
inf		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ramales	2			2			2			2		
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm											
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75	10.8	21.6	10.8	9.75	19.5	9.75



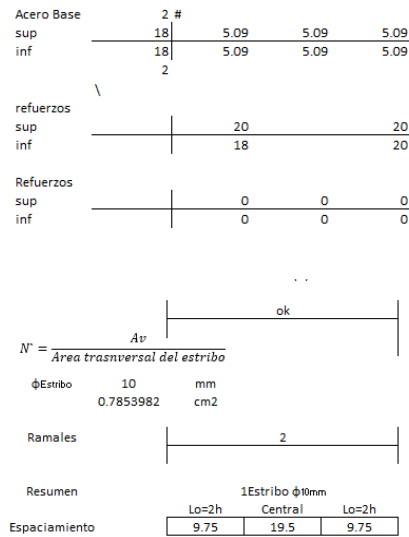
**Figura 2.90.** Viga del Eje C piso 5 para el eje B y D con dos vigas una de 30 cm \* 45 cm y otra de 40 cm \* 60 cm en el tercer vano.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



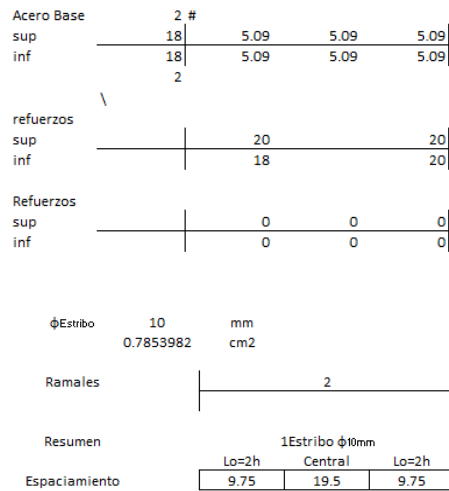
**Figura 2.91.** Viga del Eje 2 Piso 4 con una sección de 30 cm \* 45 cm para el piso 1, 2, 3 y 5.

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



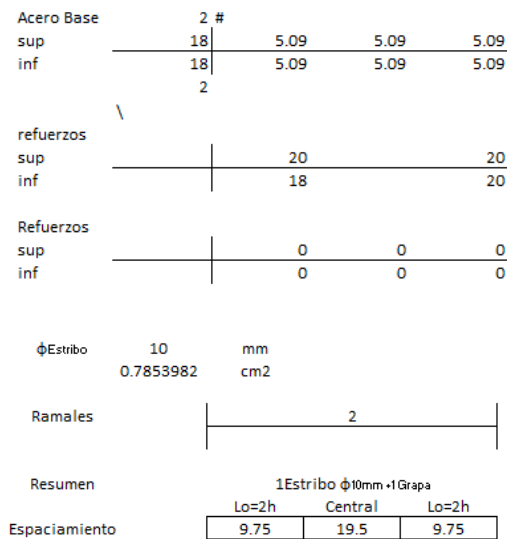
**Figura 2.92.** Viga del eje 4' piso 2 con una viga de 30 cm \* 45 cm para piso 1, 2 y 3

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



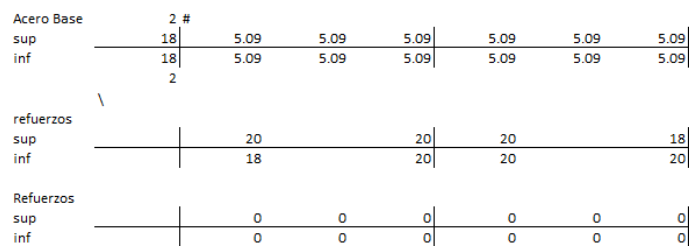
**Figura 2.93.** Viga del eje C' piso 4 con una viga de 30 cm \*45 cm para piso 1, 2 y 3

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 2.94.** Viga del eje B' piso 4 con una viga de 30 cm \* 45 cm para piso 1, 2 y 3

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



Ramales	2		2			
Resumen	1Estribo $\phi$ 10mm					
Espaciamiento	Lo=2h	Central	Lo=2h	9.75	19.5	9.75

**Figura 2.95.** Viga del eje 3' piso 4 con una viga de 30 cm \*45 cm para piso 1, 2 y 3

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

## 2.6.2 Losas

En los siguientes ejemplos de cálculo se presentará el diseño de losas con un mismo método a partir de lo explicado en el ACI318-19.

### 2.6.2.1 Norma NEC15

Se presenta el ejemplo de cálculo del diseño de la losa del piso 2 a partir de las cargas especificadas en la norma NEC15 explicado en la figura 2.96.

Datos:

D	698	kg/m <sup>2</sup>
L	204	kg/m <sup>2</sup>

Materiales

f <sub>y</sub>	4200	kg/m <sup>2</sup>
$\gamma$	2.4	T/m <sup>3</sup>
f'c	210	kg/m <sup>2</sup>
$\phi$ corte	0.75	
x	3	cm
$\lambda$	1	

#### 1.- Diseño de la losa

Hasumido	22	cm
d	19	cm

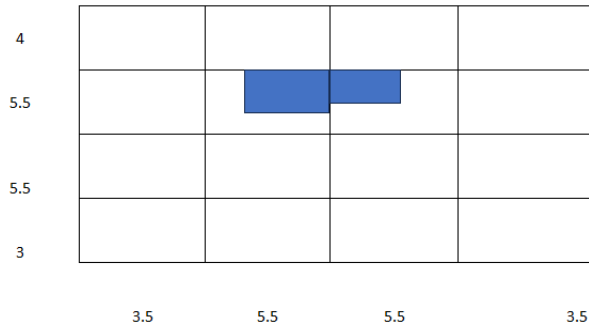
#### 2.- Calcular peso propio de la losa

$$W_{u1} = 0.97661 \cdot 1.4D$$

$$W_{u2} = 1.1635 \cdot 1.2D + 1.6L$$

$$W_u = 1.1635 \text{ T/m}^2$$

$$\text{base} = 10 \text{ cm}$$



### 3.- Coeficientes de distribución de carga

Corte

A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wy lado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wx lado corto	A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto
Caso	4.00		Caso	8.00		Caso	8.00		Caso	4.00	
Wy	0.38		Wy	0.64		Wy	0.64		Wy	0.38	
Wx	0.62		Wx	0.36		Wx	0.36		Wx	0.62	
A B m	3.50 5.50 0.64	Wx lado corto	A B m	5.50 5.50 1.00	Wy lado corto	A B m	5.50 5.50 1.00	Wx lado corto	A B m	3.50 5.50 0.64	Wx lado corto
Caso	8.00		Caso	2.00		Caso	2.00		Caso	8.00	
Wy	0.25		Wy	0.50		Wy	0.50		Wy	0.25	
Wx	0.75		Wx	0.50		Wx	0.50		Wx	0.75	
A B m	3.50 5.50 0.64	Wx lado corto	A B m	5.50 5.50 1.00	Wy lado corto	A B m	5.50 5.50 1.00	Wx lado corto	A B m	3.50 5.50 0.64	Wx lado corto
Caso	8.00		Caso	2.00		Caso	2.00		Caso	8.00	
Wy	0.25		Wy	0.50		Wy	0.50		Wy	0.25	
Wx	0.75		Wx	0.50		Wx	0.50		Wx	0.75	
A B m	3.00 3.50 0.86	Wx lado corto	A B m	3.00 5.50 0.55	Wx lado corto	A B m	3.00 5.50 0.55	Wx lado corto	A B m	3.00 3.50 0.86	Wx lado corto
Caso	4.00		Caso	8.00		Caso	8.00		Caso	4.00	
Wy	0.65		Wy	0.80		Wy	0.80		Wy	0.65	
Wx	0.35		Wx	0.20		Wx	0.20		Wx	0.35	

Aproximaciones Lineales

m.S	0.90	m.S	0.75	m.S	0.75	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.70	m.l	0.70	m.l	0.85
L.S	0.60	L.S	0.61	L.S	0.61	L.S	0.60
Res	0.62	Res	0.64	Res	0.64	Res	0.62
L.I	0.66	L.I	0.68	L.I	0.68	L.I	0.66
Busco	0.88	Busco	0.73	Busco	0.73	Busco	0.88
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.74	L.S	0.50	L.S	0.50	L.S	0.74
Res	0.75	Res	0.50	Res	0.50	Res	0.75
L.I	0.80	L.I	0.50	L.I	0.50	L.I	0.80
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.74	L.S	0.50	L.S	0.50	L.S	0.74
Res	0.75	Res	0.50	Res	0.50	Res	0.75
L.I	0.80	L.I	0.50	L.I	0.50	L.I	0.80
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.30	m.S	0.60	m.S	0.60	m.S	0.30
m.l	0.85	m.l	0.55	m.l	0.55	m.l	0.85
L.S	0.60	L.S	0.74	L.S	0.74	L.S	0.60
Res	0.65	Res	0.80	Res	0.80	Res	0.65
L.I	0.66	L.I	0.80	L.I	0.80	L.I	0.66
Busco	0.66	Busco	0.55	Busco	0.55	Busco	0.66

Flexión (Momento Negativo)

A B m	3.50 4.00 0.88		A B m	4.00 5.50 0.73		A B m	4.00 5.50 0.73		A B m	3.50 4.00 0.88
Caso	4.00	Wxlado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00
W <sub>y</sub>	0.038		W <sub>y</sub>	0.064		W <sub>y</sub>	0.064		W <sub>y</sub>	0.038
W <sub>x</sub>	0.082		W <sub>x</sub>	0.033		W <sub>x</sub>	0.033		W <sub>x</sub>	0.082
A B m	3.50 5.50 0.64		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	3.50 5.50 0.64
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00
W <sub>y</sub>	0.023		W <sub>y</sub>	0.050		W <sub>y</sub>	0.050		W <sub>y</sub>	0.023
W <sub>x</sub>	0.075		W <sub>x</sub>	0.050		W <sub>x</sub>	0.050		W <sub>x</sub>	0.075
A B m	3.50 5.50 0.64		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	3.50 5.50 0.64
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00
W <sub>y</sub>	0.023		W <sub>y</sub>	0.050		W <sub>y</sub>	0.050		W <sub>y</sub>	0.023
W <sub>x</sub>	0.075		W <sub>x</sub>	0.050		W <sub>x</sub>	0.050		W <sub>x</sub>	0.075
A B m	3.00 3.50 0.86		A B m	3.00 5.50 0.55		A B m	3.00 5.50 0.55		A B m	3.00 3.50 0.86
Caso	4.00	Wxlado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00
W <sub>y</sub>	0.065		W <sub>y</sub>	0.085		W <sub>y</sub>	0.085		W <sub>y</sub>	0.065
W <sub>x</sub>	0.035		W <sub>x</sub>	0.014		W <sub>x</sub>	0.014		W <sub>x</sub>	0.035

Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85
L.S	0.060		L.S	0.061		L.S	0.061		L.S	0.060
Res	0.062		Res	0.064		Res	0.064		Res	0.062
L.I	0.066		L.I	0.068		L.I	0.068		L.I	0.066
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.074		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.074
Res	0.075		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.075
L.I	0.080		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.080
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.074		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.074
Res	0.075		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.075
L.I	0.080		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.080
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85
L.S	0.060		L.S	0.080		L.S	0.080		L.S	0.060
Res	0.065		Res	0.085		Res	0.085		Res	0.065
L.I	0.066		L.I	0.085		L.I	0.085		L.I	0.066
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86

Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85
L.S	0.040		L.S	0.036		L.S	0.036		L.S	0.040
Res	0.038		Res	0.033		Res	0.033		Res	0.038
L.I	0.034		L.I	0.029		L.I	0.029		L.I	0.034
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.024		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.024
Res	0.023		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.023
L.I	0.018		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.018
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.024		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.024
Res	0.023		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.023
L.I	0.018		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.018
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85
L.S	0.040		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.040
Res	0.035		Res	0.014		Res	0.014		Res	0.035
L.I	0.034		L.I	0.014		L.I	0.014		L.I	0.034
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86

Flexión (Momento Positivo) Carga Muerta

A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 4.00 0.88 4.00 0.021 0.034	Wxlado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	4.00 5.50 0.73 8.00 0.038 0.012	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	4.00 5.50 0.73 8.00 0.038 0.012	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 4.00 0.88 4.00 0.021 0.034	Wxlado corto
A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 5.50 0.64 8.00 0.009 0.045	Wxlado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	5.50 5.50 1.00 2.00 0.018 0.018	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	5.50 5.50 1.00 2.00 0.018 0.018	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 5.50 0.64 8.00 0.009 0.045	Wxlado corto
A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 5.50 0.64 8.00 0.009 0.045	Wxlado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	5.50 5.50 1.00 2.00 0.018 0.018	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	5.50 5.50 1.00 2.00 0.018 0.018	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.50 5.50 0.64 8.00 0.009 0.045	Wxlado corto
A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.00 3.50 0.86 4.00 0.035 0.020	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.00 5.50 0.55 8.00 0.052 0.005	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.00 5.50 0.55 8.00 0.052 0.005	Wylado corto	A B m Caso W <sub>y</sub> W <sub>x</sub>	3.00 3.50 0.86 4.00 0.035 0.020	Wylado corto

Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.033 0.034 0.036 0.88	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.040 0.038 0.036 0.73	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.040 0.038 0.036 0.73	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.033 0.034 0.036 0.88
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.044 0.045 0.048 0.64	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.020 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.200 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.044 0.045 0.048 0.64
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.044 0.045 0.048 0.64	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.020 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.020 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.044 0.045 0.048 0.64
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.033 0.035 0.036 0.86	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.048 0.052 0.052 0.55	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.048 0.052 0.052 0.55	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.033 0.035 0.036 0.86

Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.022 0.021 0.019 0.88	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.013 0.012 0.011 0.73	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.013 0.012 0.011 0.73	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.022 0.021 0.019 0.88
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.009 0.009 0.007 0.64	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.016 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.016 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.009 0.009 0.007 0.64
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.009 0.009 0.007 0.64	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.016 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.018 0.018 0.016 1.00	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.009 0.009 0.007 0.64
m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.022 0.020 0.019 0.86	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.007 0.005 0.005 0.55	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.007 0.005 0.005 0.55	m.S m.l L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.022 0.020 0.019 0.86

Flexión (Momento Positivo) Carga Viva

A B m	3.50 4.00 0.88		A B m	4.00 5.50 0.73		A B m	4.00 5.50 0.73		A B m	3.50 4.00 0.88
Caso Wy Wx	4.00 0.025 0.041	Wx lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.051 0.015	Wy lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.051 0.015	Wy lado corto	Caso Wy Wx	4.00 0.025 0.041
A B m	3.50 5.50 0.64		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	3.50 5.50 0.64
Caso Wy Wx	8.00 0.011 0.060	Wx lado corto	Caso Wy Wx	2.00 0.027 0.027	Wy lado corto	Caso Wy Wx	2.00 0.027 0.027	Wy lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.011 0.060
A B m	3.50 5.50 0.64		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	5.50 5.50 1.00		A B m	3.50 5.50 0.64
Caso Wy Wx	8.00 0.011 0.060	Wx lado corto	Caso Wy Wx	2.00 0.027 0.027	Wy lado corto	Caso Wy Wx	2.00 0.027 0.027	Wy lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.011 0.060
A B m	3.00 3.50 0.86		A B m	3.00 5.50 0.55		A B m	3.00 5.50 0.55		A B m	3.00 3.50 0.86
Caso Wy Wx	4.00 0.042 0.024	Wy lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.070 0.007	Wy lado corto	Caso Wy Wx	8.00 0.070 0.007	Wy lado corto	Caso Wy Wx	4.00 0.042 0.024

Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.039 0.041 0.043 0.88		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.049 0.051 0.054 0.73		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.049 0.051 0.054 0.73		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.039 0.041 0.043 0.88
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.059 0.060 0.065 0.64		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.030 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.030 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.059 0.060 0.065 0.64
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.059 0.060 0.065 0.64		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.030 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.030 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.059 0.060 0.065 0.64
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.039 0.042 0.043 0.86		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.065 0.070 0.070 0.55		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.065 0.070 0.070 0.55		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.039 0.042 0.043 0.86

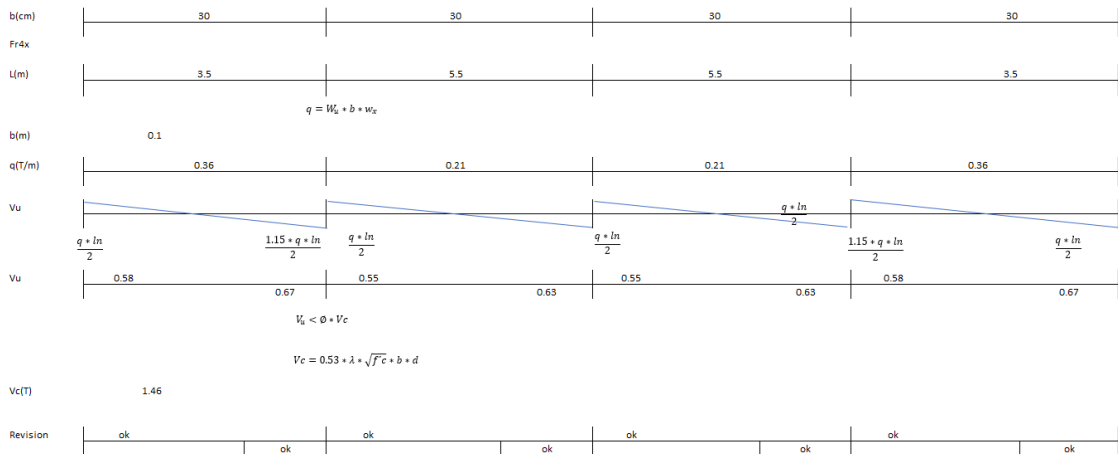
Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.026 0.025 0.023 0.88		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.016 0.015 0.014 0.73		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.75 0.70 0.016 0.015 0.014 0.73		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.026 0.025 0.023 0.88
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.011 0.011 0.009 0.64		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.025 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.025 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.011 0.011 0.009 0.64
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.011 0.011 0.009 0.64		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.025 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	1.00 0.95 0.027 0.027 0.025 1.00		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.65 0.60 0.011 0.011 0.009 0.64
m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.026 0.024 0.023 0.86		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.009 0.007 0.007 0.55		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.60 0.55 0.009 0.007 0.007 0.55		m.S m.I L.S Res L.I Busco	0.90 0.85 0.026 0.024 0.023 0.86

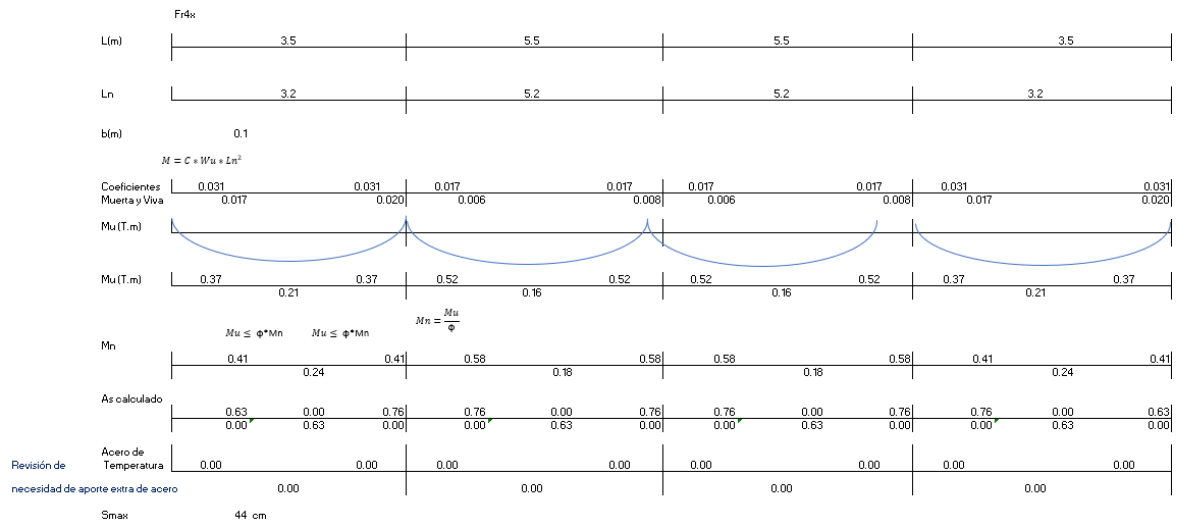
### Tamaño de las vigas presentes en la losa

X					Y				
b(cm)	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	30	35	32.5	30	30	40	40	30	30
	30	32.5	30	30	30	30	30	30	30
	30	30	30	30	30	30	30	30	30

#### 4.- Diseño a Corte



#### 4.- Diseño a Flexión



Astemp 0.9 cm<sup>2</sup>

As Comercial  
4 mm @ 10  
1.26  
cm<sup>2</sup>



Smax	44 cm									
As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
As(cm <sup>2</sup> )		0.79		0.79		0.79		0.79		0.79
N		1		1		1		1		1
qmm		10		10		10		10		10
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascosol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascosol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
Asmin	0.6333 cm <sup>2</sup>		Asmin		cm <sup>2</sup>					

**Figura 2.96.** Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión y Corte de la losa del piso 2) a partir de la norma NEC15

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.6.2.2 Norma E060

A partir de las cargas especificadas en la norma E060, se presenta el siguiente ejemplo de cálculo en la figura 2.97.

Datos:	
D	774 kg/m <sup>2</sup>
L	204 kg/m <sup>2</sup>
Materiales	
f <sub>y</sub>	4200 kg/m <sup>2</sup>
γ	2.4 T/m <sup>3</sup>
f'c	210 kg/m <sup>2</sup>
β <sub>corte</sub>	0.75
x	3 cm
λ	1

1 - Diseño de la losa

Hasumido	22 cm
d	19 cm

2 - Calcular peso propio de la losa

$$\begin{aligned}
 w_{u1} &= 1.0836 \text{ 1.4D} \\
 w_{u2} &= 1.4304 \text{ 1.4D} + 1.7L \\
 w_u &= 1.4304 \text{ T/m}^2 \\
 \text{base} &= 10 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### 3.- Coeficientes de distribución de carga

Corte

A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wylado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wylado corto	A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto
Caso	4.00		Caso	8.00		Caso	8.00		Caso	4.00	
Wy	0.38		Wy	0.64		Wy	0.64		Wy	0.38	
Wx	0.62		Wx	0.36		Wx	0.36		Wx	0.62	

Aproximaciones Lineales

m.S	0.90	m.S	0.75	m.S	0.75	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.70	m.l	0.70	m.l	0.85
L.S	0.60	L.S	0.61	L.S	0.61	L.S	0.60
Res	0.62	Res	0.64	Res	0.64	Res	0.62
L.I	0.66	L.I	0.68	L.I	0.68	L.I	0.66
Busco	0.88	Busco	0.73	Busco	0.73	Busco	0.88

Flexión (Momento Negativo)

A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wylado corto	A B m	4.00 5.50 0.73	Wylado corto	A B m	3.50 4.00 0.88	Wx lado corto
Caso	4.00		Caso	8.00		Caso	8.00		Caso	4.00	
Wy	0.038		Wy	0.064		Wy	0.064		Wy	0.038	
Wx	0.062		Wx	0.033		Wx	0.033		Wx	0.062	

Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85
L.S	0.060		L.S	0.061		L.S	0.061		L.S	0.060
Res	0.062		Res	0.064		Res	0.064		Res	0.062
L.I	0.066		L.I	0.068		L.I	0.068		L.I	0.066
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.074		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.074
Res	0.075		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.075
L.I	0.080		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.080
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.074		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.074
Res	0.075		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.075
L.I	0.080		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.080
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85
L.S	0.060		L.S	0.080		L.S	0.080		L.S	0.060
Res	0.065		Res	0.085		Res	0.085		Res	0.065
L.I	0.066		L.I	0.085		L.I	0.085		L.I	0.066
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86

Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85
L.S	0.040		L.S	0.036		L.S	0.036		L.S	0.040
Res	0.038		Res	0.033		Res	0.033		Res	0.038
L.I	0.034		L.I	0.029		L.I	0.029		L.I	0.034
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.024		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.024
Res	0.023		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.023
L.I	0.018		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.018
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60
L.S	0.024		L.S	0.050		L.S	0.050		L.S	0.024
Res	0.023		Res	0.050		Res	0.050		Res	0.023
L.I	0.018		L.I	0.050		L.I	0.050		L.I	0.018
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85
L.S	0.040		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.040
Res	0.035		Res	0.014		Res	0.014		Res	0.035
L.I	0.034		L.I	0.014		L.I	0.014		L.I	0.034
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86

Flexión (Momento Positivo) Carga Muerta

A	3.50		A	4.00		A	4.00		A	3.50	
B	4.00		B	5.50		B	5.50		B	4.00	
m	0.88		m	0.73		m	0.73		m	0.88	
Caso	4.00	Wxlado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00	Wxlado corto
Wy	0.021		Wy	0.038		Wy	0.038		Wy	0.021	
Wx	0.034		Wx	0.012		Wx	0.012		Wx	0.034	
A	3.50		A	5.50		A	5.50		A	3.50	
B	5.50		B	5.50		B	5.50		B	5.50	
m	0.64		m	1.00		m	1.00		m	0.64	
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wxlado corto
Wy	0.009		Wy	0.018		Wy	0.018		Wy	0.009	
Wx	0.045		Wx	0.018		Wx	0.018		Wx	0.045	
A	3.50		A	5.50		A	5.50		A	3.50	
B	5.50		B	5.50		B	5.50		B	5.50	
m	0.64		m	1.00		m	1.00		m	0.64	
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wxlado corto
Wy	0.009		Wy	0.018		Wy	0.018		Wy	0.009	
Wx	0.045		Wx	0.018		Wx	0.018		Wx	0.045	
A	3.00		A	3.00		A	3.00		A	3.00	
B	3.50		B	5.50		B	5.50		B	3.50	
m	0.86		m	0.55		m	0.55		m	0.86	
Caso	4.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00	Wylado corto
Wy	0.035		Wy	0.052		Wy	0.052		Wy	0.035	
Wx	0.020		Wx	0.005		Wx	0.005		Wx	0.020	

Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90	
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85	
L.S	0.033		L.S	0.040		L.S	0.040		L.S	0.033	
Res	0.034		Res	0.038		Res	0.038		Res	0.034	
L.I	0.036		L.I	0.036		L.I	0.036		L.I	0.036	
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88	
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65	
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60	
L.S	0.044		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.044	
Res	0.045		Res	0.018		Res	0.018		Res	0.045	
L.I	0.048		L.I	0.020		L.I	0.020		L.I	0.048	
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64	
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65	
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60	
L.S	0.044		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.044	
Res	0.045		Res	0.018		Res	0.018		Res	0.045	
L.I	0.048		L.I	0.020		L.I	0.020		L.I	0.048	
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64	
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90	
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85	
L.S	0.033		L.S	0.048		L.S	0.048		L.S	0.033	
Res	0.035		Res	0.052		Res	0.052		Res	0.035	
L.I	0.036		L.I	0.052		L.I	0.052		L.I	0.036	
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86	

Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S	0.90		m.S	0.75		m.S	0.75		m.S	0.90	
m.l	0.85		m.l	0.70		m.l	0.70		m.l	0.85	
L.S	0.022		L.S	0.013		L.S	0.013		L.S	0.022	
Res	0.021		Res	0.012		Res	0.012		Res	0.021	
L.I	0.019		L.I	0.011		L.I	0.011		L.I	0.019	
Busco	0.88		Busco	0.73		Busco	0.73		Busco	0.88	
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65	
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60	
L.S	0.009		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.009	
Res	0.009		Res	0.018		Res	0.018		Res	0.009	
L.I	0.007		L.I	0.016		L.I	0.016		L.I	0.007	
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64	
m.S	0.65		m.S	1.00		m.S	1.00		m.S	0.65	
m.l	0.60		m.l	0.95		m.l	0.95		m.l	0.60	
L.S	0.009		L.S	0.018		L.S	0.018		L.S	0.009	
Res	0.009		Res	0.018		Res	0.018		Res	0.009	
L.I	0.007		L.I	0.016		L.I	0.016		L.I	0.007	
Busco	0.64		Busco	1.00		Busco	1.00		Busco	0.64	
m.S	0.90		m.S	0.60		m.S	0.60		m.S	0.90	
m.l	0.85		m.l	0.55		m.l	0.55		m.l	0.85	
L.S	0.022		L.S	0.007		L.S	0.007		L.S	0.022	
Res	0.020		Res	0.005		Res	0.005		Res	0.020	
L.I	0.019		L.I	0.005		L.I	0.005		L.I	0.019	
Busco	0.86		Busco	0.55		Busco	0.55		Busco	0.86	

Flexión (Momento Positivo) Carga Viva

A	3.50		A	4.00		A	4.00		A	3.50	
B	4.00		B	5.50		B	5.50		B	4.00	
m	0.88		m	0.73		m	0.73		m	0.88	
Caso	4.00	Wxlado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00	Wxlado corto
Wy	0.025		Wy	0.051		Wy	0.051		Wy	0.025	
Wx	0.041		Wx	0.015		Wx	0.015		Wx	0.041	
A	3.50		A	5.50		A	5.50		A	3.50	
B	5.50		B	5.50		B	5.50		B	5.50	
m	0.64		m	1.00		m	1.00		m	0.64	
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wxlado corto
Wy	0.011		Wy	0.027		Wy	0.027		Wy	0.011	
Wx	0.060		Wx	0.027		Wx	0.027		Wx	0.060	
A	3.50		A	5.50		A	5.50		A	3.50	
B	5.50		B	5.50		B	5.50		B	5.50	
m	0.64		m	1.00		m	1.00		m	0.64	
Caso	8.00	Wxlado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	2.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wxlado corto
Wy	0.011		Wy	0.027		Wy	0.027		Wy	0.011	
Wx	0.060		Wx	0.027		Wx	0.027		Wx	0.060	
A	3.00		A	3.00		A	3.00		A	3.00	
B	3.50		B	5.50		B	5.50		B	3.50	
m	0.86		m	0.55		m	0.55		m	0.86	
Caso	4.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	8.00	Wylado corto	Caso	4.00	Wylado corto
Wy	0.042		Wy	0.070		Wy	0.070		Wy	0.042	
Wx	0.024		Wx	0.007		Wx	0.007		Wx	0.024	

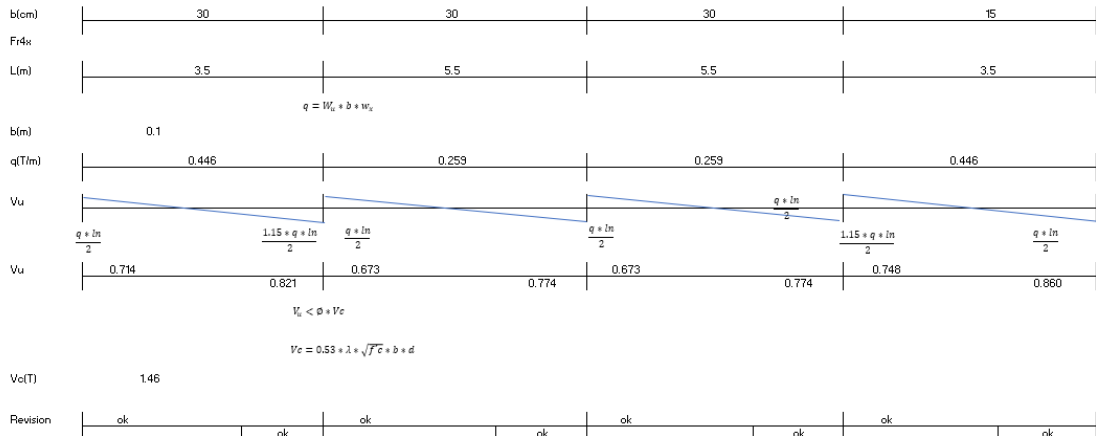
Aproximaciones Lineales para carga más grande

m.S	0.90	m.S	0.75	m.S	0.75	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.70	m.l	0.70	m.l	0.85
L.S	0.039	L.S	0.049	L.S	0.049	L.S	0.039
Res	0.041	Res	0.051	Res	0.051	Res	0.041
L.I	0.043	L.I	0.054	L.I	0.054	L.I	0.043
Busco	0.88	Busco	0.73	Busco	0.73	Busco	0.88
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.059	L.S	0.027	L.S	0.027	L.S	0.059
Res	0.060	Res	0.027	Res	0.027	Res	0.060
L.I	0.065	L.I	0.030	L.I	0.030	L.I	0.065
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.059	L.S	0.027	L.S	0.027	L.S	0.059
Res	0.060	Res	0.027	Res	0.027	Res	0.060
L.I	0.065	L.I	0.030	L.I	0.030	L.I	0.065
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.90	m.S	0.60	m.S	0.60	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.55	m.l	0.55	m.l	0.85
L.S	0.039	L.S	0.065	L.S	0.065	L.S	0.039
Res	0.042	Res	0.070	Res	0.070	Res	0.042
L.I	0.043	L.I	0.070	L.I	0.070	L.I	0.043
Busco	0.86	Busco	0.55	Busco	0.55	Busco	0.86

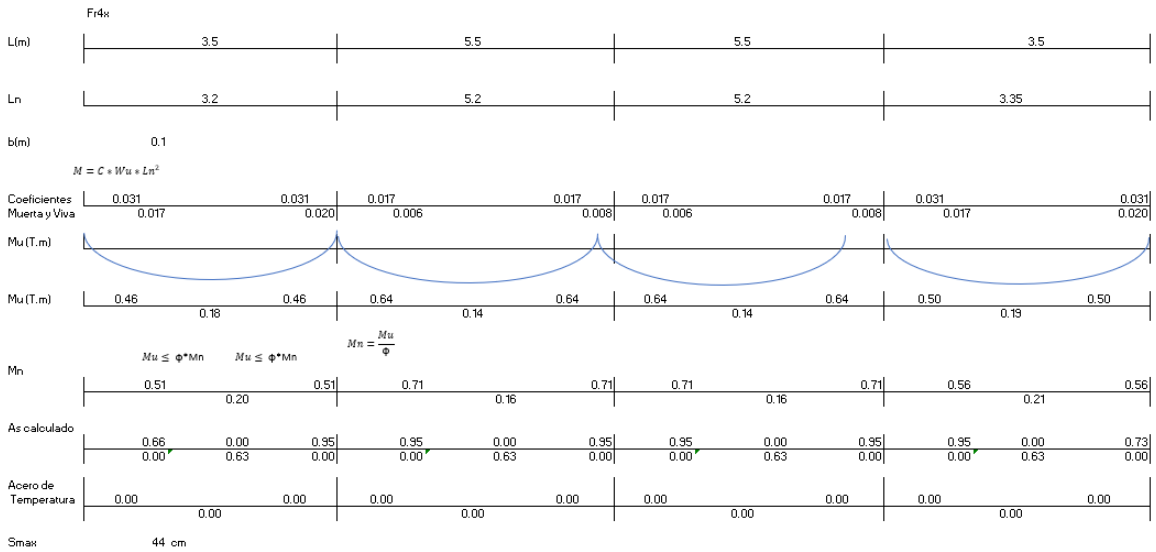
Aproximaciones Lineales para carga más pequeña

m.S	0.90	m.S	0.75	m.S	0.75	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.70	m.l	0.70	m.l	0.85
L.S	0.026	L.S	0.016	L.S	0.016	L.S	0.026
Res	0.025	Res	0.015	Res	0.015	Res	0.025
L.I	0.023	L.I	0.014	L.I	0.014	L.I	0.023
Busco	0.88	Busco	0.73	Busco	0.73	Busco	0.88
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.011	L.S	0.027	L.S	0.027	L.S	0.011
Res	0.011	Res	0.027	Res	0.027	Res	0.011
L.I	0.009	L.I	0.025	L.I	0.025	L.I	0.009
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.65	m.S	1.00	m.S	1.00	m.S	0.65
m.l	0.60	m.l	0.95	m.l	0.95	m.l	0.60
L.S	0.011	L.S	0.027	L.S	0.027	L.S	0.011
Res	0.011	Res	0.027	Res	0.027	Res	0.011
L.I	0.009	L.I	0.025	L.I	0.025	L.I	0.009
Busco	0.64	Busco	1.00	Busco	1.00	Busco	0.64
m.S	0.90	m.S	0.60	m.S	0.60	m.S	0.90
m.l	0.85	m.l	0.55	m.l	0.55	m.l	0.85
L.S	0.026	L.S	0.009	L.S	0.009	L.S	0.026
Res	0.024	Res	0.007	Res	0.007	Res	0.024
L.I	0.023	L.I	0.007	L.I	0.007	L.I	0.023
Busco	0.86	Busco	0.55	Busco	0.55	Busco	0.86

4.- Diseño a Corte

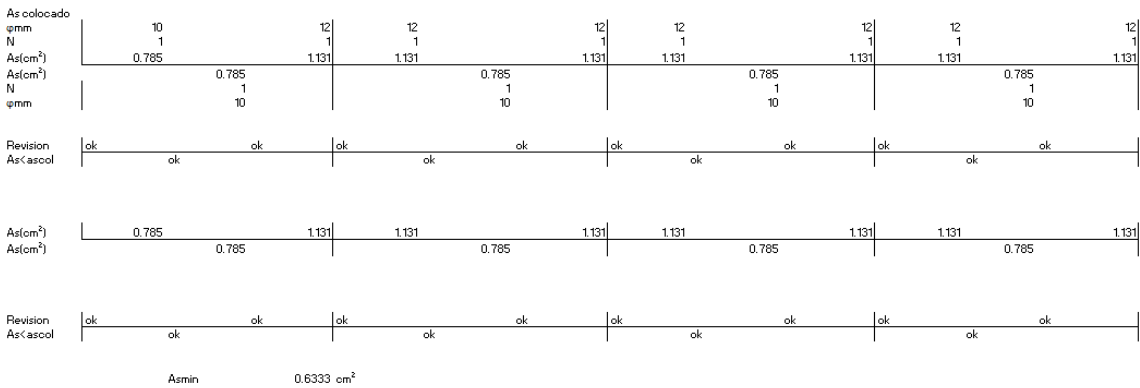


4.- Diseño a Flexión



Astemp	0.9 cm <sup>2</sup>
--------	---------------------

As Comercial
4 mm @ 10
1.26
cm <sup>2</sup>



**Figura 2.97.** Ejemplo de Cálculo (Diseño a Flexión y Corte de la losa del piso 2) a partir de la norma E060

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**2.6.2.3 Resultado de diseño de losas**

Para el diseño con las normas ecuatorianas se tomó en cuenta la losa del piso 5 y otra del piso 2 que se adapta a las del piso 1, 3 y 4.

El piso presenta el siguiente diseño:

Astemp	0.9	cm2
--------	-----	-----

As Comercial
4 mm @ 10
1.26
cm2

Se diseño por franjas y en cada una de estas se detalla la cantidad de acero que debe tener cada nervio.

La franja 4x:

As colocado									
φmm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
As(cm <sup>2</sup> )		0.79		0.79		0.79		0.79	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.98.** Diseño de franja 4x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3x:

As colocado									
φmm	10	12	12	12	12	12	12	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79	1.13	1.13	0.79	1.13	1.13	0.79	1.13	0.79
As(cm <sup>2</sup> )		0.79		0.79		0.79		0.79	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	1.759	1.759	0.785	1.759	1.759	0.785	1.759	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.99.** Diseño de franja 3x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2x:

As colocado									
φmm	10	12	12	12	12	12	12	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79	1.13	1.13	0.79	1.13	1.13	0.79	1.13	0.79
As(cm <sup>2</sup> )		0.79		0.79		0.79		0.79	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	1.759	1.759	0.785	1.759	1.759	0.785	1.759	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.100.** Diseño de franja 2x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1x:

As colocado	10		10		10		10		10		10	
φmm	1		1		1		1		1		1	
N	0.79		0.79		0.79		0.79		0.79		0.79	
As(cm <sup>2</sup> )	0.79		0.79		0.79		0.79		0.79		0.79	
As(cm <sup>2</sup> )	1		1		1		1		1		1	
N	10		10		10		10		10		10	
φmm												
Revision	ok		ok		ok		ok		ok		ok	
As<ascol	ok		ok		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.101.** Diseño de franja 1x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 4y:

As colocado	10		10		10		10		10		10	
φmm	1		1		1		1		1		1	
N	0.785		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )	1		1		1		1		1		1	
N	10		10		10		10		10		10	
φmm												
Revision	ok		ok		ok		ok		ok		ok	
As<ascol	ok		ok		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.102.** Diseño de franja 4y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3y:

As colocado	10		12		12		12		12		10	
φmm	1		1		1		1		1		1	
N	0.785		1.131		1.131		1.131		1.131		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		1.131		1.131		1.131		1.131		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785	
N	1		1		1		1		1		1	
φmm	10		10		10		10		10		10	
Revision	ok		revisar		revisar		revisar		revisar		ok	
As<ascol	ok		ok		ok		ok		ok		ok	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		1.759		1.759		1.759		1.759		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785	
Revision	ok		ok		ok		ok		ok		ok	
As<ascol	ok		ok		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.103.** Diseño de franja 3y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2y:



As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1		1
N		10		10		10		10		10
φmm										
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.104.** Diseño de franja 2y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1y:

As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785		0.785
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1		1
N		10		10		10		10		10
φmm										
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.105.** Diseño de franja 1y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el piso 5 se tiene el siguiente diseño de losa:

Astemp	0.9 cm <sup>2</sup>
As Comercial	4 mm @ 10
	1.26
	cm <sup>2</sup>

La franja 4x:

As colocado	10	10	10	10	10	12	12	12
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	1.13	1.13	1.13
As(cm <sup>2</sup> )		0.79		0.79		0.79		0.79
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1
N		10		10		10		10
φmm								
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.106.** Diseño de franja 4x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3x:

As colocado											
φmm	10		10		10		10		12	12	10
N	1		1		1		1		1	1	12
As(cm <sup>2</sup> )	0.79		0.79		0.79		0.79		1.13	1.13	9.42
As(cm <sup>2</sup> )		0.79			0.79			0.79			0.79
N		1			1			1			1
φmm		10			10			10			10
Revisión	ok		ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok			ok			ok			ok

**Figura 2.107.** Diseño de franja 3x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2x:

As colocado										
φmm	10		10		10		12		12	12
N	1		1		1		1		1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79		0.79		0.79		1.13		1.13	1.13
As(cm <sup>2</sup> )		0.79			0.79			0.79		0.79
N		1			1			1		1
φmm		10			10			10		10
Revisión	ok		ok		ok		ok		ok	
As<ascol		ok			ok			ok		ok

**Figura 2.108.** Diseño de franja 2x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1x:

As colocado											
φmm	10		10		10		10		12	12	12
N	1		1		1		1		1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.79		0.79		0.79		0.79		1.13	1.13	1.13
As(cm <sup>2</sup> )		0.79			0.79			0.79			0.79
N		1			1			1			1
φmm		10			10			10			10
Revisión	ok		ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok			ok			ok			ok

**Figura 2.109.** Diseño de franja 1x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 4y:

As colocado											
φmm	10		10		10		10		12	12	12
N	1		1		1		1		1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785		0.785		0.785		1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785			0.785			0.785			0.785
N		1			1			1			1
φmm		10			10			10			10
Revisión	ok		ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok			ok			ok			ok

**Figura 2.110.** Diseño de franja 4y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3y:

As colocado									
φmm	10	10	10	10	10	12	12	12	
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.111.** Diseño de franja y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2y:

As colocado									
φmm	10	10	10	10	10	12	12	12	
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.112.** Diseño de franja 2y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1y:

As colocado									
φmm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.113.** Diseño de franja 1y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el diseño con las normas peruanas se tiene el diseño referencial del piso 2 para el piso 1, 3 y 4. Teniendo otro diseño el piso 5.

El piso 2 tiene el siguiente diseño:

Astemp	0.9 cm <sup>2</sup>
As Comercial	
4 mm @ 10	
1.26	
cm <sup>2</sup>	

La franja 4x:

As colocado	10	12	12	12	12	12	12	12
φmm								
N	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785
N		1		1		1		1
φmm		10		10		10		10
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<asool	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.114.** Diseño de franja 4x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3x:

As colocado	10	12	12	12	12	12	12	12
φmm								
N	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785
N		1		1		1		1
φmm		10		10		10		10
Revision	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar
As<asool	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As(cm <sup>2</sup> )	1.414	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<asool	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.115.** Diseño de franja 3x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2x:

As colocado	10	12	12	12	12	12	12	12
φmm								
N	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785
N		1		1		1		1
φmm		10		10		10		10
Revision	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar
As<asool	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As(cm <sup>2</sup> )	1.414	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.131
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<asool	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.116.** Diseño de franja 2x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1x:

As colocado									
ϕmm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
ϕmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As cascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.117.** Diseño de franja 1x de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 4y:

As colocado									
ϕmm	10	10	10	10	10	10	10	10	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
ϕmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As cascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.118.** Diseño de franja 4y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3y:

As colocado									
ϕmm	12	12	12	12	12	12	12	12	10
N	1	1	1	1	1	1	1	1	1
As(cm <sup>2</sup> )	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
ϕmm		10		10		10		10	
Revision	ok	ok	revisar	revisar	revisar	revisar	ok	revisar	revisar
As cascol		ok		ok		ok		ok	
As(cm <sup>2</sup> )	1.131	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.759	1.414
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As cascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.119.** Diseño de franja 3y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2y:

As colocado	12	12	12	12	12	12	12	12	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	0.785
N		1		1		1		1	1
φmm		10		10		10		10	10
Revision	ok	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar	revisar
As<ascol	ok		ok		ok		ok		ok
As(cm <sup>2</sup> )	1.131	1.753	1.753	1.753	1.753	1.753	1.753	1.753	1.414
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	0.785
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.120.** Diseño de franja 2y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1y:

As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	0.785
N		1		1		1		1	1
φmm		10		10		10		10	10
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.121.** Diseño de franja 1y de la losa del piso 2

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

El piso 5 tiene las siguientes cantidades de acero:

Astemp	0.9	cm <sup>2</sup>
--------	-----	-----------------

As Comercial
4 mm @ 10
1.26
cm <sup>2</sup>

La franja 4x:

As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	0.785
N		1		1		1		1	1
φmm		10		10		10		10	10
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

**Figura 2.122.** Diseño de franja 4x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3x:

As colocado										
φmm	10		12	12		12	12		12	10
N	1		1	1		1	1		1	1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		1.131	1.131		1.131	1.131		1.131	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785			0.785			0.785		0.785
N		1			1			1		1
φmm		10			10			10		10
Revision	ok		ok		ok		ok		ok	ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok		ok

**Figura 2.123.** Diseño de franja 3x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2x:

As colocado									
φmm	10		12	12		12	12		10
N	1		1	1		1	1		1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		1.131	1.131		1.131	1.131		0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.124.** Diseño de franja 2x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1x:

As colocado									
φmm	10		10	10		10	10		10
N	1		1	1		1	1		1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785	0.785		0.785	0.785		0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.125.** Diseño de franja 1x de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 4y:

As colocado									
φmm	10		10	10		10	10		10
N	1		1	1		1	1		1
As(cm <sup>2</sup> )	0.785		0.785	0.785		0.785	0.785		0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
N		1		1		1		1	
φmm		10		10		10		10	
Revision	ok		ok		ok		ok		ok
As<ascol		ok		ok		ok		ok	

**Figura 2.126.** Diseño de franja 4y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 3y:

As colocado	10	12	12	12	12	12	12	12	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1	
N		10		10		10		10	
φmm									
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol									

**Figura 2.127.** Diseño de franja y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 2y:

As colocado	10	12	12	12	12	12	12	12	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	1.131	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1	
N		10		10		10		10	
φmm									
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol									

**Figura 2.128.** Diseño de franja 2y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

La franja 1y:

As colocado	10	10	10	10	10	10	10	10	10
φmm	1	1	1	1	1	1	1	1	1
N	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785	0.785
As(cm <sup>2</sup> )		0.785		0.785		0.785		0.785	
As(cm <sup>2</sup> )		1		1		1		1	
N		10		10		10		10	
φmm									
Revision	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
As<ascol									

**Figura 2.129.** Diseño de franja 1y de la losa del piso 5

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

## 2.6.3 Columnas

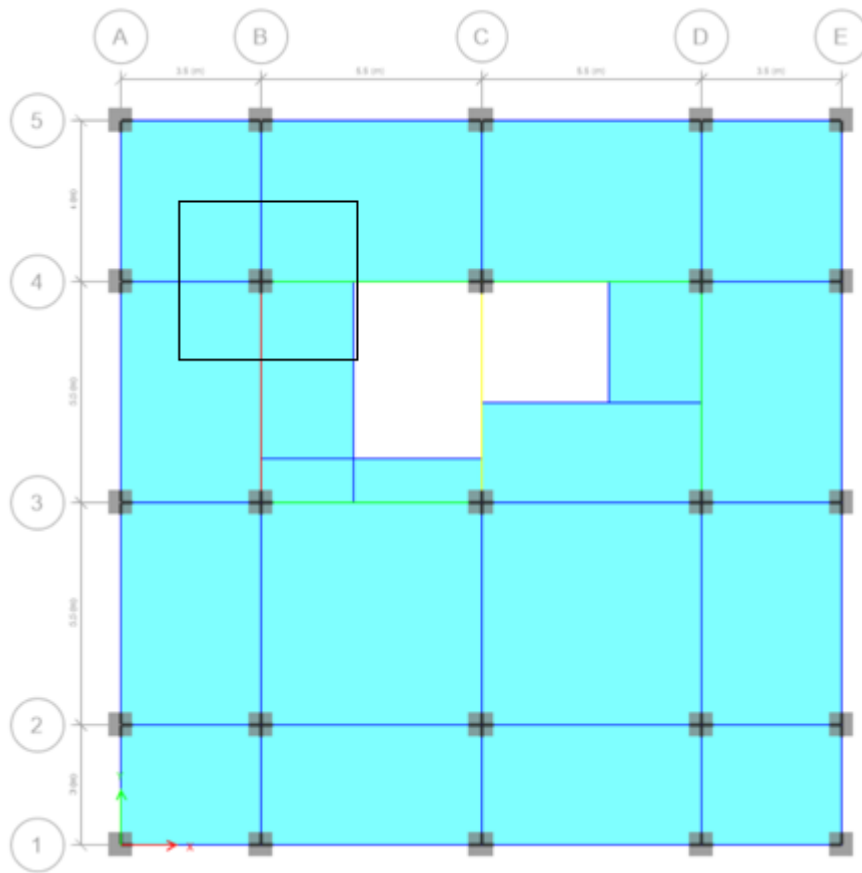
Se presenta el siguiente diseño a partir de las normas dadas en el ACI318-19.

### 2.6.3.1 Norma NEC15

Siguiendo las especificaciones de la norma ecuatoriana, se diseña la columna B4 y se muestra el proceso con la figura 2.130.



DATOS		
h=	60	cm
b=	60	cm
f'c=	210	kgf/cm <sup>2</sup>
fy=	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
Es=	2000000	kgf/cm <sup>2</sup>
rv=	4	cm
φEstribo=	10	mm
φvarilla=	22	mm
φEstribo=	1.2	cm
φvarilla=	2.2	cm
φ=	0.75	
εy= fy/Es=	0.0021	
reflectivo=	6.3	cm
V(x)=	4	
S(x)=	13.60	cm
d=	53.70	cm
β1=	0.850	
λ=	1	
Ixx=	1080000	cm <sup>4</sup>
Ixx=	0.0108	m <sup>4</sup>
Iyy=	1080000	cm <sup>4</sup>
Iyy=	0.0108	m <sup>4</sup>



DISEÑO

Dimensiones de la columna (cm)  
 C 60 X 60  
 Ag= 3600 cm<sup>2</sup>

Límites dimensionales  
 L\_menor >30cm OK  
 L\_menor/L\_perpendicular >0.4 OK

Límites de refuerzo longitudinal  
 0.01Ag < Ast < 0.06Ag OK

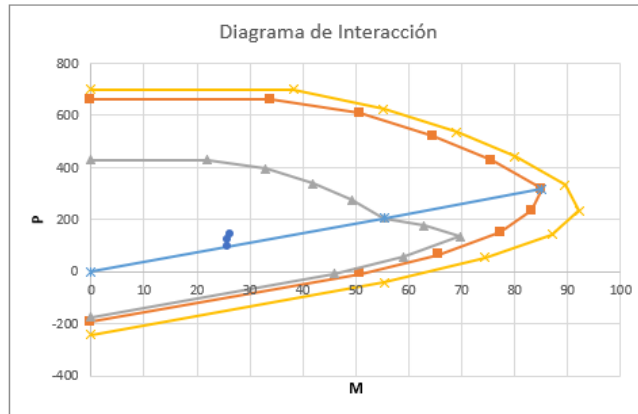
Refuerzo Longitudinal  
 #Varillas 12  
 φvarilla 22 mm  
 Ast= 45.6 cm<sup>2</sup>  
 ρs= 1.3 %

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN

Diagrama de interacción

Valores obtenidos de Etabs

Pu	Mu	Pn	Mn	Ppr	Mpr
[T]	[T.m]	[T]	[T.m]	[T]	[T.m]
429.9717	0	661.495	0	699.9771	0
429.9717	21.9935	661.495	33.8361	699.9771	38.2776
395.8541	33.0154	609.0063	50.793	625.0405	55.2345
338.5735	41.9917	520.8823	64.6027	536.9165	69.0442
277.1952	49.1711	426.4542	75.6479	442.4884	80.0894
206.7672	55.3285	318.1033	85.1208	334.1375	89.5622
177.9472	62.9352	235.5034	83.2913	235.5034	92.1742
136.0022	69.6581	151.1136	77.3979	143.0964	87.0211
58.8368	59.0339	65.3743	65.5933	54.5255	74.4321
-6.419	45.8526	-7.1322	50.9474	-39.2006	55.3888
-173.1694	0	-192.4105	0	-240.5131	0



Puntos diseño

P	M
144.63	26.37
125.44	25.87
97.82	25.85

DISEÑO A CORTE

Mb= 85.1208 T.m  
 $\phi L$ = 2.2 cm  
Hn= 2.825 m

**Corte por capacidad**

$$V_{u\text{capacidad}} = \frac{2 * M_b}{H_n}$$

Vu capacidad= 60.3 T

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d ; \lambda = 1$$

Vc= 24.75 T

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Vs= 55.60 T

$$V_s \leq 4V_c$$

Vs <= 4Vc ok

$L_o = \min\left(\frac{h_n}{6}; b_c; h_c; 45\text{cm}\right)$	
Lo=	45 cm
$S_{Lo} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{L\min}; 10\text{cm}\right)$	
SLo=	10 cm
$S_{L1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{L\min}; 15\text{cm}\right)$	
SL1=	13.2 cm
Sasumido=	10 cm

$A_{v\min} = \min\left(0.2\sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_{yt}}; 3.5 * \frac{b * s}{f_{yt}}\right)$	
Avmin=	0.4140393 cm <sup>2</sup>
$A_v = \frac{s * V_s}{f_{yt} * d}$	
Av=	2.47 cm <sup>2</sup>
$\phi_{\text{Estribo}}$ =	1 cm
#ramales	4

#### Corte por confinamiento

$$\text{Si } P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \wedge f'_c \leq 70\text{MPa}$$

$$\begin{array}{l} 10439.55 < 226800 \\ 21 < 70 \\ \text{OK} \end{array}$$

$$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

Ach=	2704 cm <sup>2</sup>
bc=	52 cm
hc=	52 cm

$$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

Ash1=	2.58 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$$

Ash2=	2.34 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$$

kf=	1
kn=	1.2

$$A_{sh3} = 0.2 * b_c * s * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_y * A_{ch}}$$

Ash3=	No Aplica	cm <sup>2</sup>
-------	-----------	-----------------

$$A_{sh} = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$$

Ash=	2.58 cm <sup>2</sup>
------	----------------------

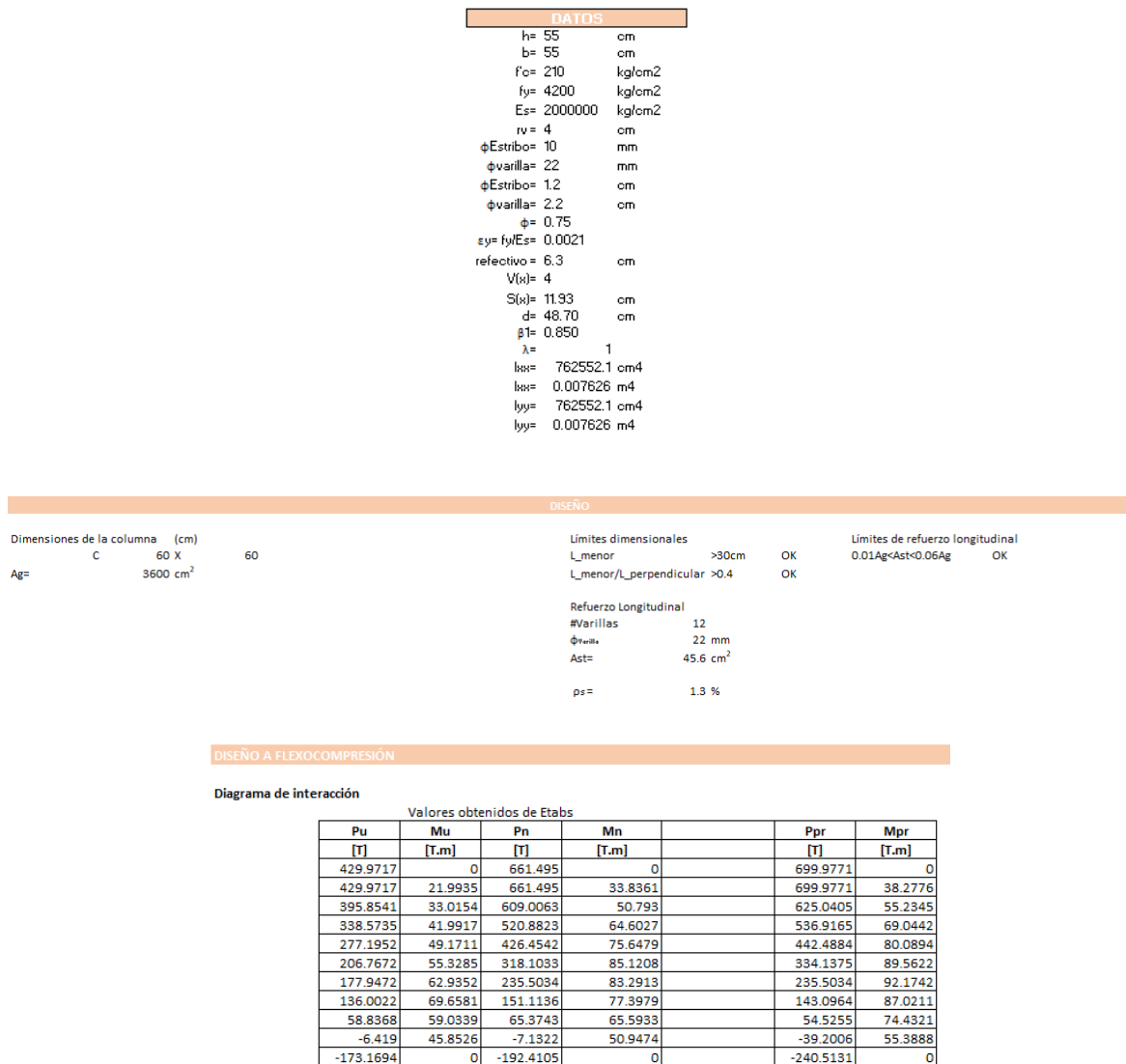
$\phi_{\text{Estribo}}$ =	1 cm
#ramales	4

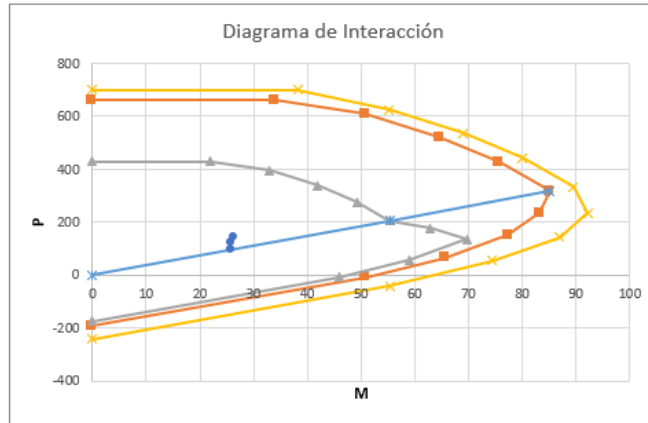
**Figura 2.130.** Ejemplo de Cálculo (Diseño por corte y confinamiento de la columna B4) a partir de la norma NEC15

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**2.6.3.2 Norma E060**

En este apartado se sigue el diseño de la columna aplicando las normas E060 con el siguiente ejemplo de cálculo explicado en la figura 2.131.





Story	Column	Output Case	Case Type	Station m	P T	M2 Tm	M3 Tm
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-139.3705	-1.4951	22.9972
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-136.3084	-1.9598	2.3583
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-139.3705	-1.4951	22.9972
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-136.3084	-1.9598	2.3583
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-144.6327	26.37	-1.6896
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-141.5707	-5.6997	2.4766
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-144.6327	26.37	-1.6896
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-141.5707	-5.6997	2.4766
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-125.4387	1.4968	-25.8651
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-122.3766	-2.0433	2.2195
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-125.4387	1.4968	-25.8651
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-122.3766	-2.0433	2.2195
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-120.1765	-23.3782	-1.1784
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-117.1144	1.6966	2.1013
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	0	-120.1765	-23.3782	-1.1784
Story1	C9	1.2D+1+Sx	Combination	2.95	-117.1144	1.6966	2.1013
Story1	C9	0.9D+Sx	Combination	0	-92.5604	0.9713	23.5082
Story1	C9	0.9D+Sx	Combination	2.95	-90.2639	-1.2636	1.5437
Story1	C9	0.9D+Sx	Combination	0	-92.5604	0.9713	23.5082
Story1	C9	0.9D+Sx	Combination	2.95	-90.2639	-1.2636	1.5437
Story1	C9	0.9D-Sx	Combination	0	-78.6287	0.973	-25.3541
Story1	C9	0.9D-Sx	Combination	2.95	-76.3321	-1.3471	1.4049
Story1	C9	0.9D-Sx	Combination	0	-78.6287	0.973	-25.3541
Story1	C9	0.9D-Sx	Combination	2.95	-76.3321	-1.3471	1.4049
Story1	C9	0.9D+Sy	Combination	0	-97.8227	25.8462	-1.1786
Story1	C9	0.9D+Sy	Combination	2.95	-95.5261	-5.0035	1.6619
Story1	C9	0.9D+Sy	Combination	0	-97.8227	25.8462	-1.1786
Story1	C9	0.9D+Sy	Combination	2.95	-95.5261	-5.0035	1.6619
Story1	C9	0.9D-Sy	Combination	0	-73.3664	-23.9019	-0.6674
Story1	C9	0.9D-Sy	Combination	2.95	-71.0698	2.3928	1.2866
Story1	C9	0.9D-Sy	Combination	0	-73.3664	-23.9019	-0.6674
Story1	C9	0.9D-Sy	Combination	2.95	-71.0698	2.3928	1.2866

Puntos diseño

P	M
144.63	26.37
125.44	25.87
97.82	25.85

DISEÑO A CORTE

Mb= 85.1208 T.m  
 $\phi L$ = 2.2 cm  
Hn= 2.825 m

Corte por capacidad

$$V_{u\text{capacidad}} = \frac{2 * M_b}{H_n}$$

Vu capacidad= 60.3 T

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d ; \lambda = 1$$

Vc= 24.75 T

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Vs= 55.60 T

$$V_s \leq 4V_c$$

Vs <= 4Vc ok

$L_o = \min\left(\frac{h_n}{6}; b_c; h_c; 45\text{cm}\right)$	
Lo=	45 cm
$S_{Lo} = \min\left(\frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6\phi_{L\min}; 10\text{cm}\right)$	
SLo=	10 cm
$S_{L1} = \min\left(\frac{d}{2}; 6\phi_{L\min}; 15\text{cm}\right)$	
SL1=	13.2 cm
Sasumido=	10 cm

$A_{v\min} = \min\left(0.2\sqrt{f'_c} \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}; 3.5 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{yt}}\right)$	
Avmin=	0.4140393 cm <sup>2</sup>
$A_v = \frac{s \cdot V_s}{f_{yt} \cdot d}$	
Av=	2.47 cm <sup>2</sup>
$\phi_{\text{Estribo}}$ =	1 cm
#ramales	4

#### Corte por confinamiento

$$\text{Si } P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c \wedge f'_c \leq 70\text{MPa}$$

$$\begin{array}{l} 10439.55 < 226800 \\ 21 < 70 \\ \text{OK} \end{array}$$

$$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$$

Ach=	2704 cm <sup>2</sup>
bc=	52 cm
hc=	52 cm

$$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$$

Ash1=	2.58 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$$

Ash2=	2.34 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1 \quad k_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$$

kf=	1
kn=	1.2

$$A_{sh3} = 0.2 \cdot b_c \cdot s \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_y \cdot A_{ch}}$$

Ash3=	No Aplica	cm <sup>2</sup>
-------	-----------	-----------------

$$A_{sh} = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$$

Ash=	2.58 cm <sup>2</sup>
------	----------------------

$\phi_{\text{Estribo}}$ =	1 cm
#ramales	4

**Figura 2.131.** Ejemplo de Cálculo (Diseño por corte y confinamiento de la columna B4) a partir de la norma E060

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.6.3.3 Resultados de diseño

Para el diseño de columnas se tiene en cuenta las columnas para el edificio emplazado en Ecuador se resume en la figura 2.132.

Dimensiones de la columna (cm)  
C 60 X 60

Resultados de corte por capacidad		
SLo=	10	cm
SL1=	13.2	cm
Sasumido=	10	cm
Avmin=	0.4140393	cm <sup>2</sup>
Av=	2.4653575	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	4	

Resultados corte por confinamiento		
Ash1=	2.5846154	cm <sup>2</sup>
Ash2=	2.34	cm <sup>2</sup>
Ash3=	No Aplica	
Ash=	2.5846154	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	4	

**Figura 2.132.** Diseño de columna 60 cm \* 60 cm para el edificio emplazada en Ecuador

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el diseño de columnas para Perú se tiene en cuenta los dos tipos de columnas

Dimensiones de la columna (cm)  
C 55 X 55

Resultados de corte por capacidad		
SLo=	10	cm
SL1=	13.2	cm
Sasumido=	10	cm
Avmin=	0.3795361	cm <sup>2</sup>
Av=	1.9591778	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	3	

Resultados corte por confinamiento		
Ash1=	2.6042553	cm <sup>2</sup>
Ash2=	2.115	cm <sup>2</sup>
Ash3=	No Aplica	
Ash=	2.6042553	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	4	

**Figura 2.133** Diseño de columna 55 cm \* 55 cm para el edificio emplazada en Perú

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Dimensiones de la columna (cm)  
C                      60 X                      60

Resultados de corte por capacidad		
SLo=	10	cm
SL1=	13.2	cm
Sasumido=	10	cm
Avmin=	0.4140393	cm <sup>2</sup>
Av=	1.5916781	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	3	

Resultados corte por confinamiento		
Ash1=	2.5846154	cm <sup>2</sup>
Ash2=	2.34	cm <sup>2</sup>
Ash3=	No Aplica	
Ash=	2.5846154	cm <sup>2</sup>
φEstribo=	1	cm
#ramales	4	

**Figura 2.134.** Diseño de columna 60 cm \* 60 cm para el edificio emplazada en Perú

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

#### 2.6.4 Conexión Viga-Columna

En las conexiones vigas-columnas se siguen las especificaciones dadas por el ACI, por lo que, aunque no cumpla con el criterio especificado en el apartado 2.1.1.

##### 2.6.4.1 Norma NEC15

A partir de las combinaciones más críticas siguiendo la norma NEC15 se sigue el en la figura 2.135.



### Resumen Columna B3 Piso 2

$$A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$0.3f'_c * A_g = 226.8 \text{ T}$$

$$Pu < 0.3f'_c * A_g$$

$$Pu[\text{ton}] = 1.2D + L - S_y = 177.8686$$

$$Pu[\text{ton}] = 1.2D + L - S_x = 153.9778$$

Se ha verificado que no manda Ash3

h=	60	cm			
b=	60	cm			
f'c=	210	kg/cm <sup>2</sup>	V(x)=	4	
fy=	4200	kg/cm <sup>2</sup>	S(x)=	13.60	cm
Es=	2000000	kg/cm <sup>2</sup>	d=	53.70	cm
r <sub>v</sub> =	4	cm	V(y)=	4	
Φ <sub>Estribo</sub> =	10	mm	S(x)=	13.60	cm
Φ <sub>varilla</sub> =	22	mm	d=	53.70	cm
Φ <sub>Estribo</sub> =	1.2	cm	#varillas=	12	
Φ <sub>varilla</sub> =	2.2	cm	λ=	1	
r <sub>efectivo</sub> =	6.3	cm	Hpiso=	3.2	

### Resumen Viga del Eje B Piso 2

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$r_v = 4 \text{ cm}$$

$$r_{\text{efectivo}} = 6 \text{ cm}$$

$$d = 59$$

	#varillas	Φ <sub>varilla</sub> [mm]
As Sup	3	22
As Sup Ref	1	20
As sup=	14.55	cm <sup>2</sup>
	#varillas	Φ <sub>varilla</sub> [mm]
As Inf	3	20
As Inf Ref	0	20
As Inf=	9.42	cm <sup>2</sup>
As total=	23.97	cm <sup>2</sup>

### Resumen Viga del Eje 3 Piso 2

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

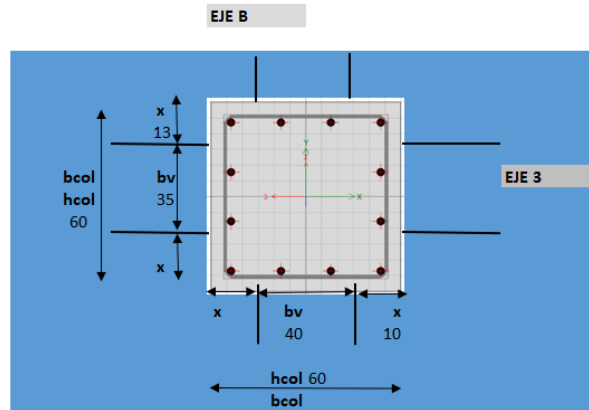
$$r_v = 4 \text{ cm}$$

$$r_{\text{efectivo}} = 6 \text{ cm}$$

$$d = 44$$

	#varillas	Φ <sub>varilla</sub> [mm]
As Sup	3	20
As Sup Ref	1	20
As sup=	12.57	cm <sup>2</sup>
	#varillas	Φ <sub>varilla</sub> [mm]
As Inf	3	18
As Inf Ref	0	20
As Inf=	7.63	cm <sup>2</sup>
As total=	20.20	cm <sup>2</sup>

Esquema de la conexión



REVISIONES NUDO FUERTE VIGA DÉBIL

Resistencia al corte

Sentido más crítico en el EJE B

$\alpha = 1.4$   
 $A_{s \text{ adicional}} = 8 \text{ cm}^2$   
 $T_1 = A_{s1} \cdot \alpha \cdot F_y$   
 $T_2 = A_{s2} \cdot \alpha \cdot F_y$   
 $M_{pr} = \alpha F_y A_s \left( d - \frac{\alpha F_y A_s}{1.7 f'_c b} \right)$   
 $V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$

$A_{s1} =$	14.55 cm <sup>2</sup>
$A_{s2} =$	9.42 cm <sup>2</sup>
T1=	132.6 T
T2=	55.4 T
Mpr1=	44.3 T.m
Mpr2=	21.9 T.m
Vcol=	20.7 T

$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$

Vj= 167.3 T

$\phi V_n = \phi V_c$

$\phi V_c = 0.85 \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_j \cdot h_{col}$

$\phi V_c = 177.37 \text{ T}$

Interior  $\left\{ \begin{array}{l} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 4 \end{array} \right.$

0.75bc=	45 cm
bv=	40 cm
hcol=	60 cm
$\lambda =$	4 kgf/cm <sup>2</sup>
bv+hcol=	100 cm
bv+2x=	60 cm
bj=	60 cm

$b_j \left\{ \begin{array}{l} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{array} \right.$

$V_j \leq \phi V_n$

El nudo soporta el corte

Confinamiento

$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ \frac{6\phi_c}{15 \text{ cm}} \end{array} \right.$

hcol=	60 cm
bcol=	60 cm
h''=	52 cm
hc=	52 cm
bcol/4=	15 cm
hcol/4=	15 cm
6 $\phi_c$ =	13.2 cm
S=	15 cm
	13.2 cm

$A_{sh1} = 0.3 \cdot s \cdot h'' \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$

Sasumido=	10 cm
Ash1=	2.58 cm <sup>2</sup>

$A_{sh2} = 0.09 \cdot s \cdot h'' \cdot \frac{f'_c}{f_y}$

Ash2=	2.34 cm <sup>2</sup>
-------	----------------------

$\# \text{ramales} = \frac{A_{sh}}{A_e}$

Ash=	2.58 cm <sup>2</sup>
$\phi_{\text{Estribo}} =$	1.00 cm
$A_{\text{Estribo}} =$	0.79 cm <sup>2</sup>
$\# \text{ramales} =$	4

Adherencia y Anclaje

Se revisa adherencia por conexión interna

$h_{col} \geq 20\phi_v$

hcol= 60 cm

$h_{viga} \geq 20\phi_c$

20 $\phi_v$ = 44 cm

hv= 65 cm

20 $\phi_c$ = 44 cm

Pasa el chequeo de adherencia

REVISIONES COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

Revisión

$M_{n \text{ viga}} = F_y A_s \left( d - \frac{F_y A_s}{1.7 f'_c b} \right)$

Mnv1=	49.6 T.m
Mnv2=	22.3 T.m
$\Sigma Mnv =$	71.8 T.m

Mn col=	45.4 T.m
$\Sigma Mncol =$	90.8 T.m
	1.26

$M_{n \text{ col}} = \left( \frac{A_{st}}{2} \cdot f_y \right) (h_{col} - 2 \cdot r_{ef})$

Criterio ACI

$\Sigma M_{n \text{ col}} \geq 1.2 \Sigma M_{n \text{ viga}}$

Cumple con revisión

Criterio Informe Avance 5

$\Sigma M_{n \text{ col}} \geq 1.4 \Sigma M_{n \text{ viga}}$

no cumple

**Figura 2.135.** Ejemplo de Cálculo (Diseño conexión viga-columna de la conexión B3 en el piso 2) a partir de la norma NEC15

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.6.4.2 Norma E060

Con los estados más críticos de combinaciones de la norma E060 se da el siguiente ejemplo de cálculo explicado en la figura 2.136.

Resumen Columna C3 Piso 2					
$A_g =$	3600.00		$\text{cm}^2$		
$0.3f'_c * A_g =$	226.80		T		
$P_u < 0.3f'_c * A_g$					
$P_u[\text{ton}] =$	$1.25D + 1.25L + S_x$	192.5832			
$P_u[\text{ton}] =$	$1.25D + 1.25L - S_x$	185.2951			
Se ha verificado que no manda Ash3					
$h =$	60	cm			
$b =$	60	cm			
$f'_c =$	210	$\text{kg}/\text{cm}^2$	$V(x) =$	4	
$f_y =$	4200	$\text{kg}/\text{cm}^2$	$S(x) =$	13.6	cm
$E_s =$	2000000	$\text{kgf}/\text{cm}^2$	$d =$	53.7	cm
$r_v =$	4	cm	$V(y) =$	4	
$\phi_{\text{Estribo}} =$	10	mm	$S(x) =$	13.6	cm
$\phi_{\text{varilla}} =$	22	mm	$d =$	53.7	cm
$\phi_{\text{Estribo}} =$	1.2	cm	$\# \text{varillas} =$	12	
$\phi_{\text{varilla}} =$	2.2	cm	$\lambda =$	1	
$r_{\text{efectivo}} =$	6.3	cm	$H_{\text{piso}} =$	3.2	m

### Resumen Viga del Eje C Piso 2

h=	60	cm
b=	40	cm
r <sub>v</sub> =	4	cm
r <sub>efectivo</sub> =	6	cm
d=	54	

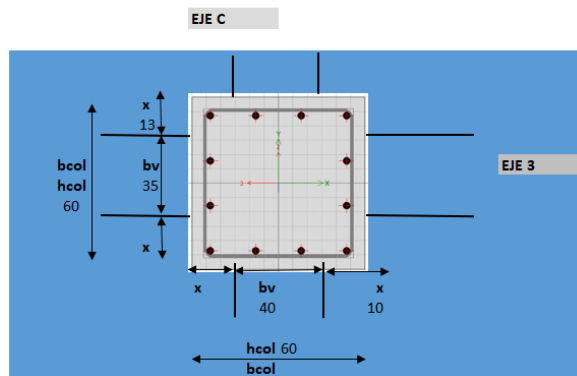
#varillas	φ <sub>varilla</sub> [mm]	
As Sup	3	18
As Sup Ref	1	20
As sup=	10.7756628	cm <sup>2</sup>
#varillas	φ <sub>varilla</sub> [mm]	
As Inf	3	18
As Inf Ref	0	20
As Inf=	7.634070148	cm <sup>2</sup>
As total=	18.40973295	cm <sup>2</sup>

### Resumen Viga del Eje 3 Piso 2

h=	60	cm
b=	35	cm
r <sub>v</sub> =	4	cm
r <sub>efectivo</sub> =	6	cm
d=	54	

#varillas	φ <sub>varilla</sub> [mm]	
As Sup	3	18
As Sup Ref	1	18
As sup=	10.1787602	cm <sup>2</sup>
#varillas	φ <sub>varilla</sub> [mm]	
As Inf	3	18
As Inf Ref	0	20
As Inf=	7.634070148	cm <sup>2</sup>
As total=	17.81283035	cm <sup>2</sup>

### Esquema de la conexión



### REVISIONES NUDO FUERTE VIGA DÉBIL

### Resistencia al corte

#### Sentido más crítico en el EJE C

$$\alpha = 1.4$$

$$A_{s \text{ adicional}} = 8 \text{ cm}^2$$

$$T_1 = A_{s1} * \alpha * F_y$$

$$T_2 = A_{s2} * \alpha * F_y$$

$$M_{pr} = \alpha F_y A_s \left( d - \frac{\alpha F_y A_s}{1.7 f_c' * b} \right)$$

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$$

As1=	10.78 cm <sup>2</sup>
As2=	7.63 cm <sup>2</sup>
T1=	110.4 T
T2=	44.9 T
Mpr1=	49.9 T.m
Mpr2=	22.6 T.m
Vcol=	22.7 T

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

$$V_j = 132.636423 \text{ T}$$

$$\phi V_n = \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0.85 * \gamma * \sqrt{f_c'} * b_j * h_{col}$$

$$\phi V_c = 177.374451 \text{ T}$$

$$\text{Interior} \begin{cases} b_v > 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 5.3 \\ b_v < 0.75 b_c \rightarrow \lambda = 4 \end{cases}$$

$$b_j \begin{cases} b_v + h_{col} \\ b_v + 2x \end{cases}$$

$$V_j \leq \phi V_n$$

0.75bc=	45 cm
bv=	40 cm
hcol=	60 cm
λ=	4 kg/cm <sup>2</sup>
bv+hcol=	100 cm
bv+2x=	60 cm
bj=	60 cm

El nudo soporta el corte

Confinamiento					
$s = \min \begin{cases} \frac{b_{col}}{4} \\ \frac{h_{col}}{4} \\ 6\phi_c \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$	hcol=	60 cm	$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)$	Ash1=	2.58461538 cm <sup>2</sup>
	bcol=	60 cm		$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	Ash2=
	h''=	52 cm	$\#ramales = \frac{A_{sh}}{A_e}$		Ash=
	hc=	52 cm		$\phi_{Estribo} =$	1 cm
	bcol/4=	15 cm	$A_{Estribo} =$	0.78539816 cm <sup>2</sup>	
	hcol/4=	15 cm	#ramales=	4	
6 $\phi_{col}$ =	13.2 cm				
S=	15 cm				
	10 cm				

### Adherencia y Anclaje

En esta conexión al ser interior solo se revisa adherencia y no anclaje.

$h_{col} \geq 20\phi_v$	hcol=	60 cm
	20 $\phi_v$ =	36 cm
$h_{viga} \geq 20\phi_c$	hv=	60 cm
	20 $\phi_c$ =	44 cm

**Pasa el chequeo de adherencia**

REVISIONES COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL				
Revisión				
$M_{n\ viga} = F_y A_s \left( d - \frac{F_y A_s}{1.7 f'_c * b} \right)$	Mnv1=	38.2 T.m	Mn col=	45.41 Ton.m
	Mnv2=	16.6 T.m	$\sum$ Mncol=	90.81 Ton.m
	$\sum$ Mnv=	54.8 T.m		1.66
$M_{n\ col} = \left( \frac{A_{St}}{2} * f_y \right) (h_{col} - 2 * r_{ef})$	Criterio ACI		$\sum M_{n\ col} \geq 1.2 \sum M_{n\ viga}$	
	Criterio Informe Avance 5		$\sum M_{n\ col} \geq 1.4 \sum M_{n\ viga}$	
	<b>Cumple con revisión</b>		<b>Cumple con revisión</b>	

**Figura 2.136.** Ejemplo de Cálculo (Diseño conexión viga-columna de la conexión C3 en el piso 2) a partir de la norma E060

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para los diseños de conexión viga-columna, en resumen, se requería de 4 ramales tanto para corte como para confinamiento cada 10 cm usando varillas de 10 mm. Estos mismos se deben colocar en cada conexión en los edificios emplazados en Ecuador y Perú.

Para los requisitos de adherencia y anclaje, cada conexión cumplía con las condiciones dadas por el ACI tanto en vigas internas como externas y esquinas.

## 2.6.5 Muros

El requerimiento de muros para el diseño con las normas peruanas sigue el método ACI, ajustado a las combinaciones definidas en la norma E060.

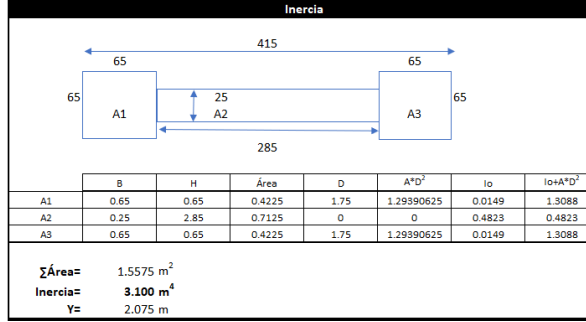
### 2.6.5.1 Norma E060

A partir de la modelación con el software ETABS, se recoge las combinaciones más críticas y a partir de esos datos se diseña el muro. Con la figura 2.137 se ilustra el proceso.

Muro en X			
$f'c = 210$	kg/cm <sup>2</sup>	$\phi =$	0.75
$f_y = 4200$	kg/cm <sup>2</sup>	$\lambda =$	1
$E_s = 2000000$	kg/cm <sup>2</sup>	$h_u =$	3.5 m
$l_w = 415$	cm		
$h_w = 16.4$	m		
Datos Cabezales		Datos Alma	
$h = 65$	cm	Espesor alma = 25	cm
$b = 65$	cm	Lalma = 285	cm
$r_v = 4$	cm	$r_v = 4$	cm
$\phi_{varilla} = 2.2$	cm	$\phi_{varilla} = 1.2$	cm
$A_{s_{varilla}} = 3.80$	cm <sup>2</sup>	$A_{s_{varilla}} = 1.13$	cm <sup>2</sup>
$V(x) = 4$		$V(x) = 20$	
$V(y) = 4$		$V(y) = 2$	
$r_{efectivo} = 6.3$	cm	$r_{efectivo} = 5.8$	cm
$S(x) = 15.27$	cm	$S(x) = 13.19$	cm
$d = 58.70$	cm	$d = 19.20$	cm
$S(y) = 15.27$	cm	$S(y) = 12.20$	cm
#varillas = 12		#varillas = 40	

DISEÑO A FLEXOCOMPRESIÓN			
<b>1) ACERO MÍNIMO</b>			
En 0.15 $l_w$			
		0.15 $l_w = 62.25$	cm
$\frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$		$h_w/l_w = 5.754$	
		$h_w/l_w \geq 2$ OK	
$\rho_{min} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$		$\rho_{min} = 0.55$	%
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$		$S = 14.58$	cm
$\#varillas_{alma} = \frac{0.15l_w - h_1 - r}{S} + 1$		$\#varillas_{alma} = 2.00$	cm
Acero en el alma		$A_{s_{alma}} = 2.26$	cm <sup>2</sup>
Acero en el cabezal		$A_{s_{cabezal}} = 45.62$	cm <sup>2</sup>
Área de la sección		$A_{sección} = 4156.25$	cm <sup>2</sup>
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$	$\rho > \rho_{min}$	$\rho = 1.15$	%
		$\rho > \rho_{min}$ OK	
En el alma			
$S = \frac{L_{alma} - 2r}{V(x) - 1}$	$S \leq 45$ cm	$S = 14.58$	cm
		$S \leq$ Área del gráfico	
$\rho = \frac{A_{s1varilla} * \#V_{espesor}}{S * espesor}$		$\rho = 0.0062$	
$\rho > 0.0025$		$\rho > 0.0025$ OK	

**2) SOLICITACIONES CRÍTICAS**



**Combinaciones**

	P[T]	M[T.m]	V[T]	
D	122.50	34.33	0.05	$\sigma_{\max.\min} = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu + Y}{I}$
L	11.465	8.235	0.009	
S	0.3148	1188.68	116.195	

Combinaciones	P[T]	M[T.m]	V[T]	$\sigma_{\text{Max}}$	$\sigma_{\text{Min}}$
1.4D	171.50476	48.055	0.06811	142.282954	77.9478774
1.4D+1.7L	190.99526	62.0545	0.08358	164.168045	81.09
1.25D+1.25L+S	167.7753	1241.88	116.267188	939.02	-723.58
1.25D+1.25L-S	167.1457	-1135.48	-116.12281	-652.76	867.40
0.9D+S	110.56786	1219.5725	116.238785	887.36	-745.38
0.9D-S	109.93826	1157.7875	116.151215	845.60	-704.43

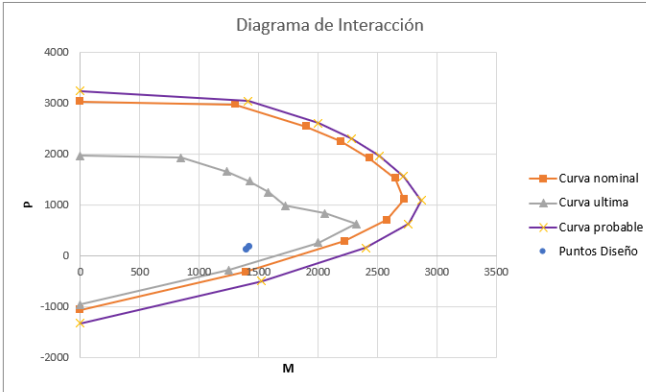
$\sigma_{\text{Max}} = 939.02 \text{ T/m}^2$   
 $\sigma_{\text{Min}} = -745.38 \text{ T/m}^2$

**Revisión**

**Diagrama de interacción**

Valores obtenidos de Etabs

Pu [T]	Mu [T.m]	Pn [T]	Mn [T.m]	Ppr [T]	Mpr [T.m]
1972.6801	0	3034.8924	0	3246.5439	0
1935.4397	846.8028	2977.5995	1302.7735	3046.1732	1411.4547
1655.3223	1236.1392	2546.6496	1901.7526	2607.9995	2002.1519
1466.2658	1423.2767	2255.7935	2189.6564	2309.6244	2280.6286
1250.5129	1582.2381	1923.8666	2434.2124	1970.1513	2515.0272
993.1709	1724.1546	1527.9553	2652.5455	1565.7585	2721.0265
842.6213	2058.0887	1115.1634	2723.7683	1092.8986	2867.7205
634.3778	2319.2812	704.8642	2576.9791	626.084	2761.0387
261.6222	2001.8892	290.6914	2224.3213	156.1317	2403.0343
-276.1377	1251.373	-306.8197	1390.4145	-493.2315	1525.2883
-952.4318	0	-1058.2576	0	-1322.822	0



**Puntos diseño**

P	M
116.85	1401.29
176.47	1425.22

**PASA LAS SOLICITACIONES**

DISEÑO A CORTE	
<b>1) CÁLCULO DE Vu</b>	
Seleccionamos de las solicitaciones críticas	
Combinaciones	V[T]
1.25D+1.25L+S	127.437188
0.9D+S	127.408785
<b>Vu=</b>	<b>127.437188 T</b>

2) FACTOR DE SOBRESRESISTENCIA $\Omega_v$	
Tabla 18.10.3.1.2	
Condición	$\Omega_v$
$h_{wes}/l_w > 1.5$	El mayor entre $M_{pr}/M_u^{(1)}$ 1.5 <sup>(2)</sup>
$h_{wes}/l_w \leq 1.5$	1.0
hwes/lw= 5.75	
Combinación 1	$\Omega_{v1} = 1.500$
Mpr= 2073.82505	
Mu= -1307.1863	
Combinación 2	$\Omega_{v2} = 1.643$
Mpr= 2186.6051	
Mu= 1331.123	
	<b><math>\Omega_v = 1.643</math></b>

3) FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA $\omega_v$	
ACI 318-19. 18.10.3.1.3	
$\frac{h_{wes}}{l_w} < 2.0$	$\omega_v = 1$
$\frac{h_{wes}}{l_w} \geq 2.0$	hwes/lw= 5.75 <b>hwes/lw <math>\geq 2</math></b>
$n_{smin} = 0.007h_{wes}$	ns= 5.00 ns <sub>min</sub> = 0.11 ns > ns <sub>min</sub> = OK ns= 5.00
$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10}$	$n_s \leq 6$ $\omega_{v1} = 1.4$
$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$	$n_s > 6$ $\omega_{v2} = 1.47$ <b><math>\omega_v = 1.40</math></b>

4) CORTE DE DISEÑO $V_e$	
ACI 318-19. 18.10.3.1.	
$V_e = \omega_v \Omega_v V_u \leq 3V_u$	<b><math>V_e = 293.07</math> T</b>

5) VERIFICACIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DEL ALMA	
Se compara bw asumido con bw mínimo	
$V_e \leq \phi 5 V_c$	bw mínimo= 24.52 cm
$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w$	bw asumido= 25 cm
$V_e \leq \phi 5 (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * l_w)$	bw asumido > bw mínimo OK

6) CORTANTE NOMINAL $V_n$	
Vn máximo ACI 318-19. 18.10.4.4	
$V_n = 5 V_c$	Aberturas No
$V_{nmax} = 2.65 \sqrt{f'c} * A_{cw}$	Factor= 2.65
$V_{nmax} = 2.12 \sqrt{f'c} * A_{cw}$	5*0.53= 2.65
$5 V_c = 5 * 0.53 * \sqrt{f'c} * A_{cw}$	0.8*5*0.53 2.12
	<b>OK</b>
Vn ACI 318-19. 18.10.4.1	
$\alpha_c = 0.53 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$	$\alpha_c = 0.53$
$\alpha_c = 0.8 \rightarrow \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$	$\alpha_c = 0.8$
$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv}$	$\alpha_c = 0.53$
$V_n = V_c + V_s$	Acv= 15575 cm <sup>2</sup> <b><math>V_n = 501.2</math> T</b>



7) REFUERZO DE CORTE			
Av			
$V_e \leq \phi(V_c + V_s)$	Ve= 293.07	T	
$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$	Vc= 79.68	T	
	Vs= 311.08	T	
	S= 13.3		
$A_v = \frac{V_s * S}{l_w * F_y}$	Av= 2.38	cm <sup>2</sup>	
	$\phi_{varilla} = 1.2$	cm	
	ASvarilla= 1.13	cm <sup>2</sup>	
	#varilla= 3		
Resumen	3	$\phi_{varilla}$ 1.2	@ 14 cm

8) DISEÑO DE CABEZALES			
Verificar si requiere cabezales			
$\sigma_{Max}$	1067.33	T/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{Min}$	-862.98	T/m <sup>2</sup>	
$\sigma$	106.73	kgf/cm <sup>2</sup>	
$0.2f_c$	42	kgf/cm <sup>2</sup>	
<b>Requiere cabezales</b>			
Propiedades de los cabezales ACI 318-19 18.10.6.4			
a)	C combinación1=	57 cm	
	C combinación2=	62 cm	
	C=	62.05 cm	
	$L_{confcabezal} = \max(c - 0.1l_w; \frac{c}{2})$	C/2= 31.0271692 cm	
		C-0.1lw= 20.5543384 cm	
		$L_{confcabezal} = 31.0271692$ cm	
b)	$b \geq \frac{h_u}{16}$	b= 65 cm	
		hu/16= 21.875 cm	
		b≥hu/16 <b>OK</b>	
c)	$b \geq 300mm$	b≥300mm <b>OK</b>	

9) DISEÑO DE CONFINAMIENTO					
Cabezales		Alma (ramas cortas)		Alma (ramas largas)	
h= 65	cm	Espesor alma= 25	cm	Espesor alma= 25	cm
b= 65	cm	Lalma= -2.75	cm	Lalma= -2.75	cm
r <sub>v</sub> = 4	cm	r <sub>v</sub> = 4	cm	r <sub>v</sub> = 4	cm
bc= 57	cm	bc= -10.75	cm	bc= 17	cm
hc= 57	cm	hc= 17	cm	hc= -10.75	cm
$\phi_{estribo} = 1$	cm	$\phi_{estribo} = 1.2$	cm	$\phi_{estribo} = 1.2$	cm
$\phi_{varilla} = 2.2$	cm	$\phi_{varilla} = 1.2$	cm	$\phi_{varilla} = 1.2$	cm
ASvarilla= 3.80	cm <sup>2</sup>	ASvarilla= 1.13	cm <sup>2</sup>	ASvarilla= 1.13	cm <sup>2</sup>
V(x)= 4		V(x)= 20		V(x)= 20	
V(y)= 4		V(y)= 2		V(y)= 2	
#varillas= 12		#varillas= 40		#varillas= 40	
$s \leq \left\{ \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm \right\}$		$s \leq \{6\phi, 12cm\}$		$s \leq \{6\phi, 12cm\}$	
S= 10	cm	S= 7.2	cm	S= 7.2	cm
$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash1= 2.57	cm <sup>2</sup>	Ash1= 0.72	cm <sup>2</sup>	Ash1= -1.15	cm <sup>2</sup>
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$		$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash2= 2.57	cm <sup>2</sup>	Ash2= -0.35	cm <sup>2</sup>	Ash2= 0.55	cm <sup>2</sup>
Ash= 2.57	cm <sup>2</sup>	Ash= 0.72	cm <sup>2</sup>	Ash= 0.55	cm <sup>2</sup>
#ramales 4		#ramales 1		#ramales 1	

10) CHEQUEO DE ESPACIAMIENTO VERTICAL	
Cabezales	Alma
hx= 15.2666667 cm	hx= 13.3 cm
$hx \leq \left\{ 35cm, \frac{2}{3b} \right\}$	$hx \leq \left\{ 35cm, \frac{2}{3b} \right\}$
hx= 35.000 cm	hx= 16.6666667 cm
<b>OK</b>	<b>OK</b>

Figura 2.137. Ejemplo de Cálculo (Diseño de muro a flexión y corte ) a partir de la norma E060

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 2.6.5.2 Resultado de diseño

En la dirección del sismo en el eje Y se describen los muros diseñados para soportar esos con las siguientes características:

Para el muro del vano de 4 metros se explica en la figura 2.138.

Datos Cabezales		Datos Alma	
h= 75	cm	Espesor alma= 25	cm
b= 75	cm	Lalma= 325	cm
r <sub>v</sub> = 4	cm	r <sub>v</sub> = 4	cm
Φ <sub>varilla</sub> = 2.2	cm	Φ <sub>varilla</sub> = 1.2	cm
A <sub>Svarilla</sub> = 3.80	cm <sup>2</sup>	A <sub>Svarilla</sub> = 1.13	cm <sup>2</sup>
V(x)= 4		V(x)= 20	
V(y)= 4		V(y)= 2	
r <sub>efectivo</sub> = 6.3	cm	r <sub>efectivo</sub> = 5.8	cm
S(x)= 18.60	cm	S(x)= 15.29	cm
d= 68.70	cm	d= 19.20	cm
S(y)= 18.60	cm	S(y)= 12.20	cm
#varillas= 12		#varillas= 40	

Cabezales	
h= 75	cm
b= 75	cm
r <sub>v</sub> = 4	cm
bc= 67	cm
hc= 67	cm
Φ <sub>Estribo</sub> = 1	cm
Φ <sub>varilla</sub> = 2.2	cm
A <sub>Svarilla</sub> = 3.80	cm <sup>2</sup>
V(x)= 4	
V(y)= 4	
#varillas= 12	
$s \leq \left\{ \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm \right\}$	
S= 10	cm
$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash1= 2.54	cm <sup>2</sup>
$A_{sh2} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} * s * b_c$	
Ash2= 3.02	cm <sup>2</sup>
Ash= 3.02	cm <sup>2</sup>
#ramales	4

**Figura 2.138.** Diseño de muro de longitud 4 metros

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para el muro en el vano de 3.5 metros se explica en la figura 2.139.

Datos Cabezales		Datos Alma	
h= 75	cm	Espesor alma= 25	cm
b= 75	cm	Lalma= 225	cm
r <sub>v</sub> = 4	cm	r <sub>v</sub> = 4	cm
φ <sub>varilla</sub> = 2.2	cm	φ <sub>varilla</sub> = 1.2	cm
A <sub>svarilla</sub> = 3.80	cm <sup>2</sup>	A <sub>svarilla</sub> = 1.13	cm <sup>2</sup>
V(x)= 4		V(x)= 20	
V(y)= 4		V(y)= 2	
r <sub>efectivo</sub> = 6.3	cm	r <sub>efectivo</sub> = 5.8	cm
S(x)= 18.60	cm	S(x)= 10.03	cm
d= 68.70	cm	d= 19.20	cm
S(y)= 18.60	cm	S(y)= 12.20	cm
#varillas= 12		#varillas= 40	

Cabezales	
h= 75	cm
b= 75	cm
r <sub>v</sub> = 4	cm
bc= 67	cm
hc= 67	cm
φ <sub>Estribo</sub> = 1	cm
φ <sub>varilla</sub> = 2.2	cm
A <sub>svarilla</sub> = 3.80	cm <sup>2</sup>
V(x)= 4	
V(y)= 4	
#varillas= 12	
$s \leq \left\{ \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6\phi, 10cm \right\}$	
S= 10	cm
$A_{sh1} = 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$	
Ash1= 2.54	cm <sup>2</sup>
$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot b_c$	
Ash2= 3.02	cm <sup>2</sup>
Ash= 3.02	cm <sup>2</sup>
#ramales 4	

**Figura 2.139.** Diseño de muro de longitud 3.5 metros

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 3.1 Resultados

##### 3.1.1 Cortante Basal

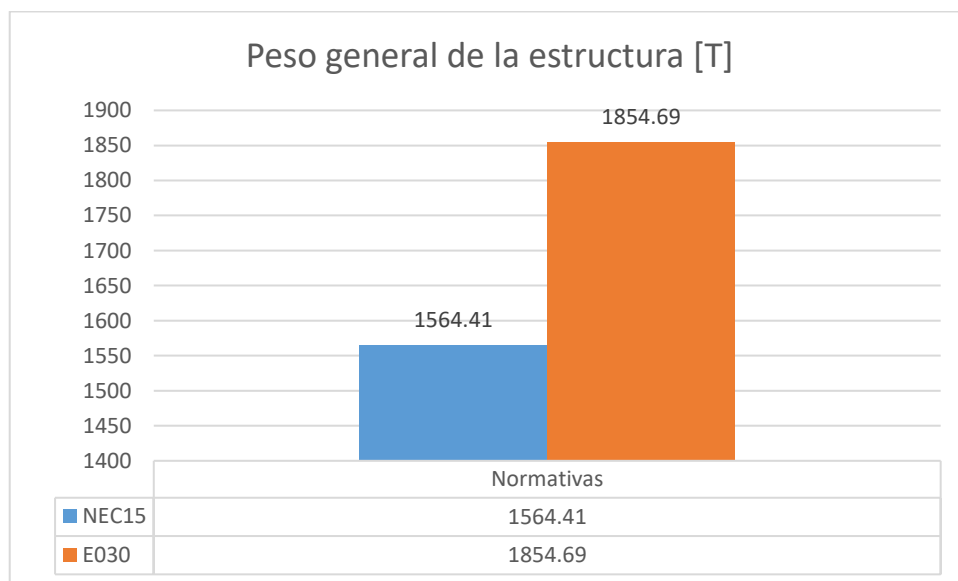
Teniendo en cuenta que existe diferencias en el límite de las derivas permitido por cada norma, se tuvo que colocar elementos más rígidos en el edificio construido en base a las normas peruanas. Estos modelos presentan una variación en el peso de la estructura, además de un diferente cortante basal ya que se adaptó a las normas E030 y NEC15. Se puede evidenciar una diferencia del 18.55% en el peso de la estructura con respecto al edificio diseñado con la NEC15 y que se detalla en la tabla 3.1.

Norma aplicada	Cortante Basal [T]	Peso General de la Estructura [T]
NEC15	178.34	1564.41
E030	270.41	1854.69

**Tabla 3.1.** Peso general de la estructura y cortante basal

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

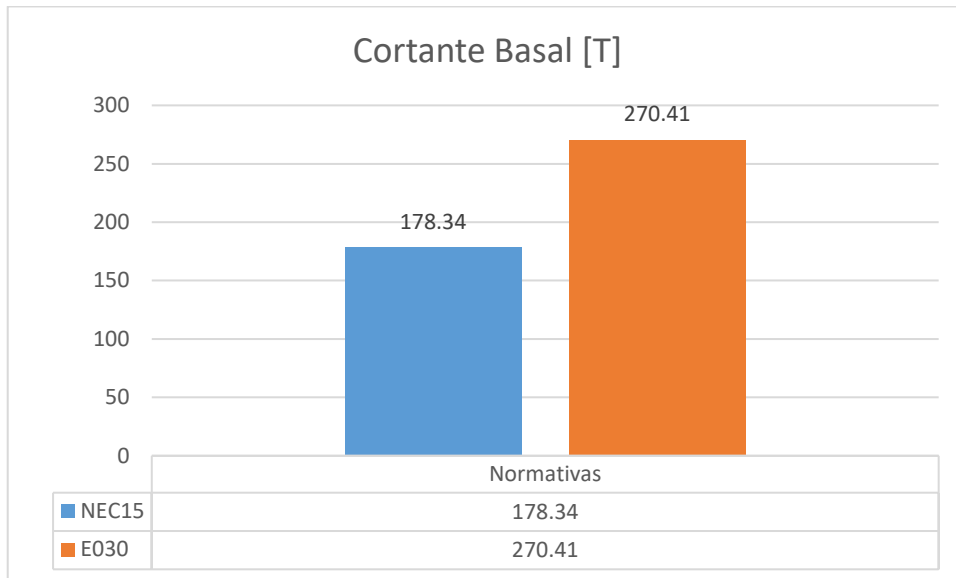
La figura 3.1 expresa a detalle las diferencias entre el peso de la estructura debido a la colocación de muros emplazado en Perú con el sistema aporticado emplazado en Ecuador.



**Figura 3.1.** Comparación del peso general de la estructura

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

En la gráfica 3.2 evidencia la diferencia entre un edificio aporticado y otro basado en muros estructurales, donde el factor R cambia considerablemente el valor del coeficiente basal.



**Figura 3. 2** Comparación del Cortante Basal

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 3.1.2 Control de Derivas

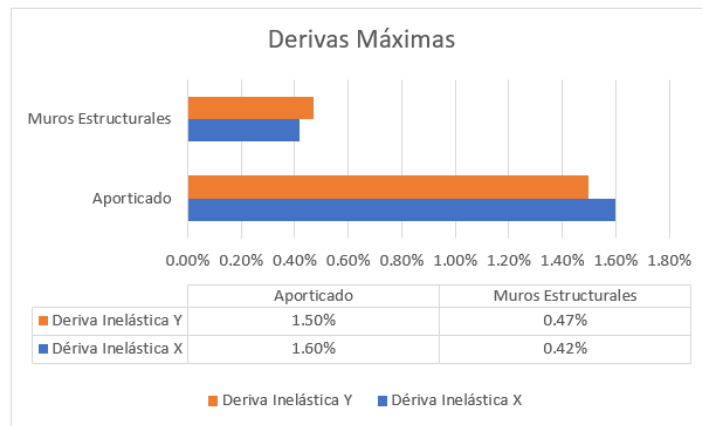
Para el control de derivas se establecen dos puntos máximos dentro de la simulación de las cargas en los modelos de estudio. Para el sistema aporticado se produjo el punto máximo en el Nv.+6.80m, para el sistema de muros estructurales se produjo en el Nv.+13.20m. Las derivas inelásticas se pueden observar en la tabla 3.2.

Sistema	Dériva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Aporticado	1.60%	1.50%
Muros Estructurales	0.42%	0.47%

**Tabla 3.2.** Derivas inelásticas máximas de los edificios

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se puede observar una diferencia entre las derivas debido a que la norma N030 (deriva máxima al 0.7%) es más estricta que la NEC15 (deriva máxima al 2.0%), observándose diferencias considerables en cada uno de los edificios.



**Figura 3.3.** Comparación de las derivas máximas

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 3.1.3 Modos Vibratorios

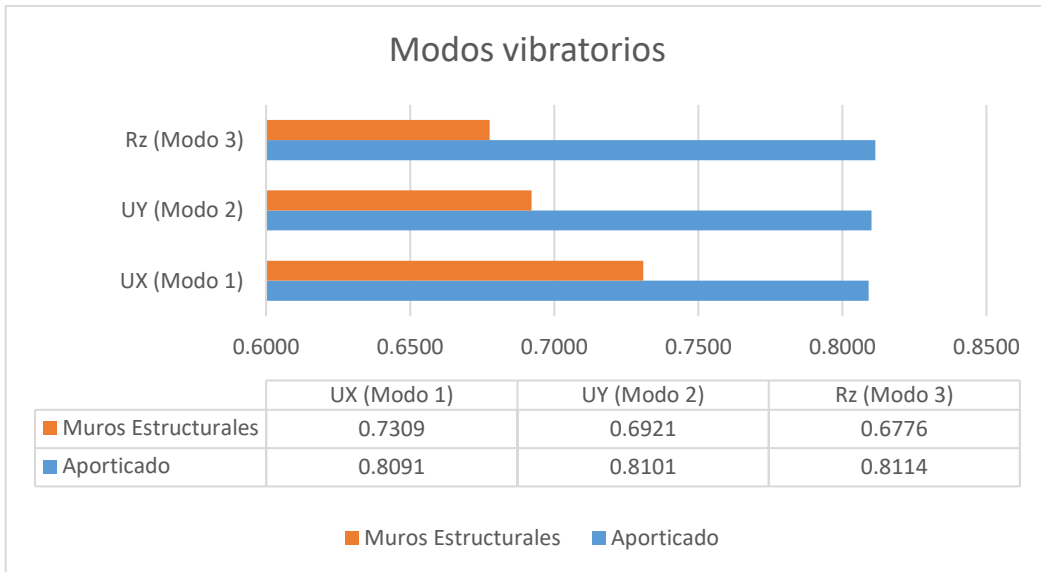
Para el análisis de estos modos es importante considerar que el módulo de elasticidad para la norma ecuatoriana difiere de la norma peruana, el cual resulta influyente en el comportamiento de estos modos vibratorios, estos se pueden presenciar en la tabla 3.3.

Sistema	Modo 1			Modo 2			Modo 3		
	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
Aporticado	0.8091	0.0000	0.0000	0	0.8101	0.0008	0	0.0008	0.8114
Muros Estructurales	0.7309	0.0020	0.0000	0.0002	0.6921	0.0422	0	0.0441	0.6776

**Tabla 3.3.** Modos vibratorios

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

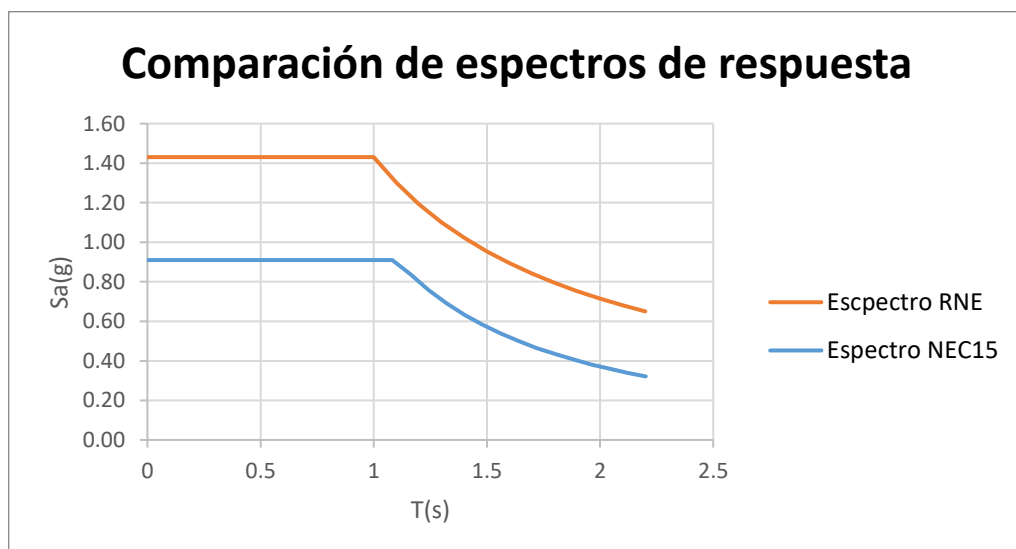
Como se puede observar existen para el sistema aporticado en el modo 1 existe una participación de la masa de un 80.91% en el desplazamiento en z, a diferencia de un 73.09% para los muros y para el modo 2 en el sistema aporticado existe una participación del 81.01% en el desplazamiento hacia Y, a diferencia del 69.21% del sistema de muros estructurales. La participación de la masa durante la torsión en el sistema aporticado es del 81.14% y de los muros estructurales es del 67.76%.



**Figura 3.4.** Comparación de modos vibratorios de los dos sistemas estructurales  
 Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 3.1.4 Espectro de diseño

Dentro de la comparación de espectros se establecen diferentes coeficientes establecidos para cada una de las normas, siendo estas ya explicados en la metodología. Podemos observar estos espectros a partir de las figuras 2.13 y figura 2.14.



**Figura 3.5.** Comparación de espectros de respuesta de la norma NEC15 y la norma E030

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

### 3.1.5 Porcentaje de participación de sistemas estructurales

Clasificando a los sistemas estructurales a partir de la participación de cada uno de sus elementos para clasificarlos como sistema dual, muro estructural o aporticado, se tiene los siguientes resultados para cada uno de los edificios, viendo reflejado la participación y clasificación de los sistemas estructurales en la tabla 3.4.

Sistemas	Participación Muros estructurales en sentido X	Participación Muros estructurales en sentido Y
Aporticado	0%	0%
Muros Estructurales	77.07%	75.26%

**Tabla 3.4.** Resumen participación de muros estructurales por cada edificio

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se puede evidenciar que solo un edificio tenía muros estructurales y la participación de la resistencia sísmica es mayor al 70% por lo que se clasifica como se describió.

### 3.1.6 Volumen de Obra

Para el volumen de obra se clasificó por elementos y por cantidad de hormigón y acero necesario para construir las edificaciones.

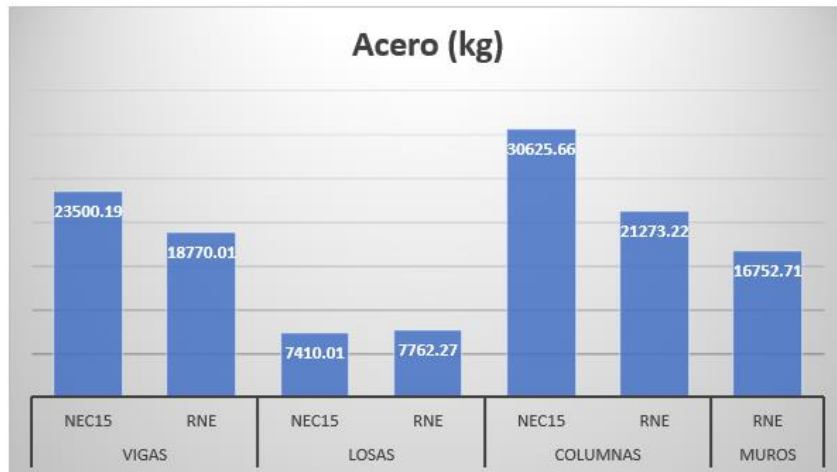
Debido a la mayor restricción de deriva en la edificación de Perú se tienen elementos de construcción extra que son los muros. Estos nuevos elementos proporcionan un aporte más de materiales como se podrá evidenciar en la tabla 3.5.

**Tabla 3.5.** Cantidades de obra clasificado por normativa aplicada

Elementos estructurales	Normativa aplicada	Acero (kg)	Hormigón (m <sup>3</sup> )	Acero de refuerzo por unidad de volumen (kg/m <sup>3</sup> )
Vigas	NEC15	23500.19	120.15	195.59
	RNE	18770.01	112.04	167.53
Losas	NEC15	7410.01	98.49	75.23
	RNE	7762.27	97.51	79.61
Columnas	NEC15	30625.66	146.12	209.59
	RNE	21273.22	123.72	171.95
Muros	RNE	16752.71	164.23	102.01
Total	NEC15	61535.86	364.77	
	RNE	64558.21	497.49	

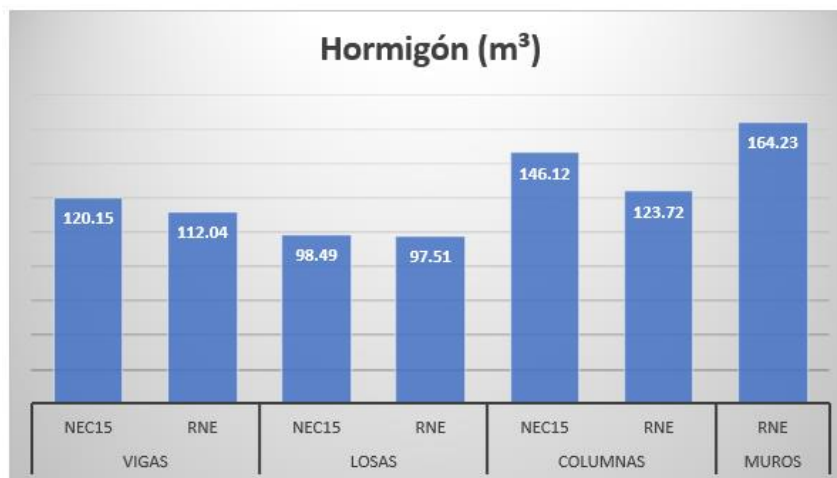
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]





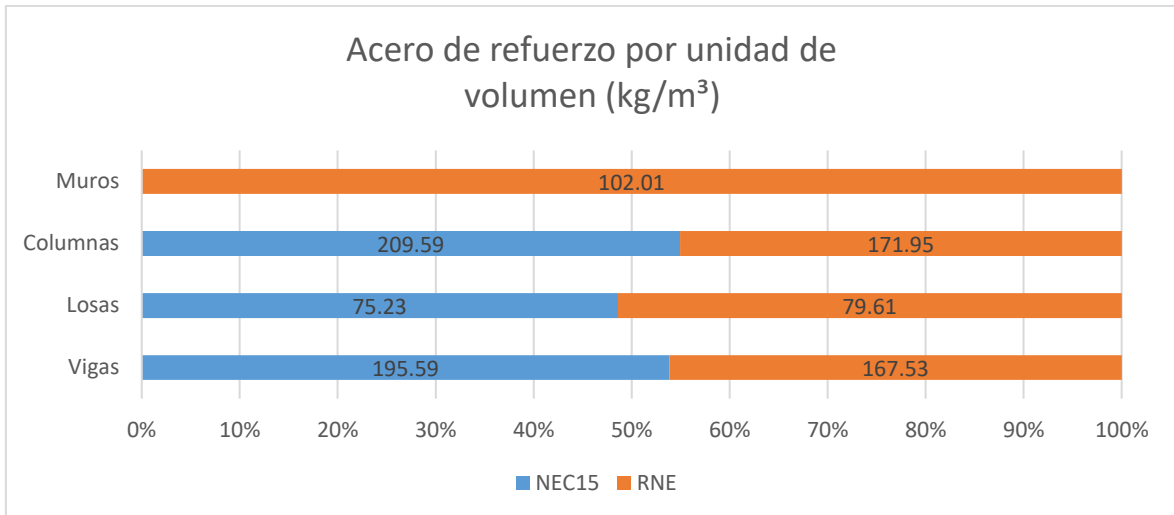
**Figura 3.6.** Comparación cantidad de acero clasificado por normativa  
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se puede observar en la figura 3.6 una mayor cantidad de acero usado en las columnas, vigas en el edificio emplazado en Ecuador, en cambio para Perú se agregó los muros, pero disminuyó la cantidad de acero para los demás rubros.



**Figura 3.7.** Comparación del volumen de hormigón clasificado por normativa  
Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

En la figura 3.7 la cantidad de hormigón destaca más el edificio construido con la normativa RNE, provocada por la colocación de un muro que causa una diferencia muy grande de volumen de hormigón para el edificio aporticado y el de muros estructurales.



**Figura 3.8.** Comparación incidencia del acero de refuerzo por volumen de hormigón

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Para realizar una comparación de cuanta influencia tuvo el acero en cada uno de los elementos diseñados se comparó su incidencia a través de la figura 3.8, la cual detalla que en las columnas y vigas se necesitó de más acero de refuerzo por metro cúbico de hormigón en el edificio basado en la norma NEC15, en cambio para las losas fue necesario más acero en las losas.

### 3.1.7 Comparación de normativas

#### 3.1.7.1 Factores para el cálculo del cortante Basal

Dentro del cálculo de cortante basal existieron diferentes factores que se van recogiendo a partir de cada norma. Se pueden considerar diferentes definiciones, algunas son muy similares y cada una afecta al valor del cortante basal.

**Tabla 3.6.** Comparación de coeficientes y cortante basal de las normativas NEC15 y RNE

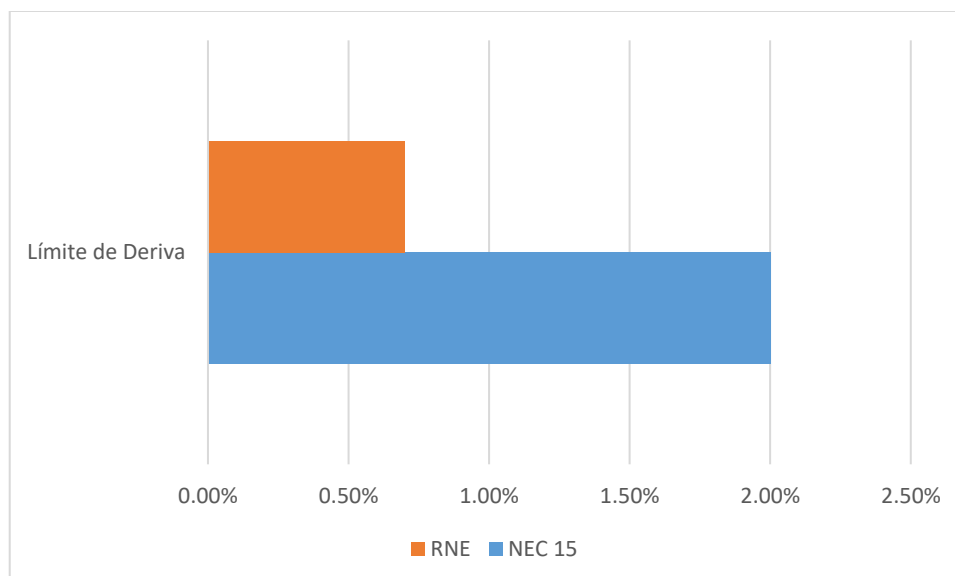
Coeficiente/Valor	Norma NEC15	Norma RNE
Coefficiente de amplificación de suelo en zona de período corto (Fa)	1.4	-
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)	1.75	-
Comportamiento no lineal de los suelos (Fs)	1.6	-
Por suelo tipo E (r)	1.5	-
Factor debido al uso de la edificación (U)	-	1
Factor de Suelo (S)	-	1.4
Coefficiente Básico de reducción (R)	-	6
Altura del edificio (hn)	16.4	16.4
Período que define la plataforma del factor C (Tp)	-	1
Período que define el inicio de la zona del factor C (TL)	-	1.6
Depende del tipo del edificio (Ct)	0.055	35
Período fundamental de vibración (T)	0.68	0.47
Factor de amplificación sísmica (C)	-	2.5
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	8	-
Factor de cortante Basal (V)	0.114	0.146

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se puede apreciar una gran diferencia entre el coeficiente de la norma RNE y de la norma NEC15.

### 3.1.7.2 Límite de Deriva

Para el límite de deriva se tiene una mayor restricción por parte del reglamento nacional de edificaciones que de la norma ecuatoriana de la construcción, donde se necesitó el uso de muros para poder cumplir con la misma. Se expone en la figura 3.9 los límites de cada una de las normas.



**Figura 3.9. Límite de Deriva del RNE y NEC15**

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

**3.1.7.3 Combinaciones de Carga**

Dentro de estas combinaciones existen diferentes consideraciones para las normas NEC15 y RNE, donde se definen coeficientes que varían en la manera de evaluar el desempeño de la estructura, siendo más críticos los del reglamento nacional de edificaciones.

Combinaciones de Carga	
NEC15	RNE
1.4D	1.4D+1.7L
1.2D+1.6L	1.25D+1.25L+1.0E
0.9D+1.0E	0.9D+1.0E

**Tabla 3.7.** Combinaciones de carga de las normas NEC15 y RNE

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

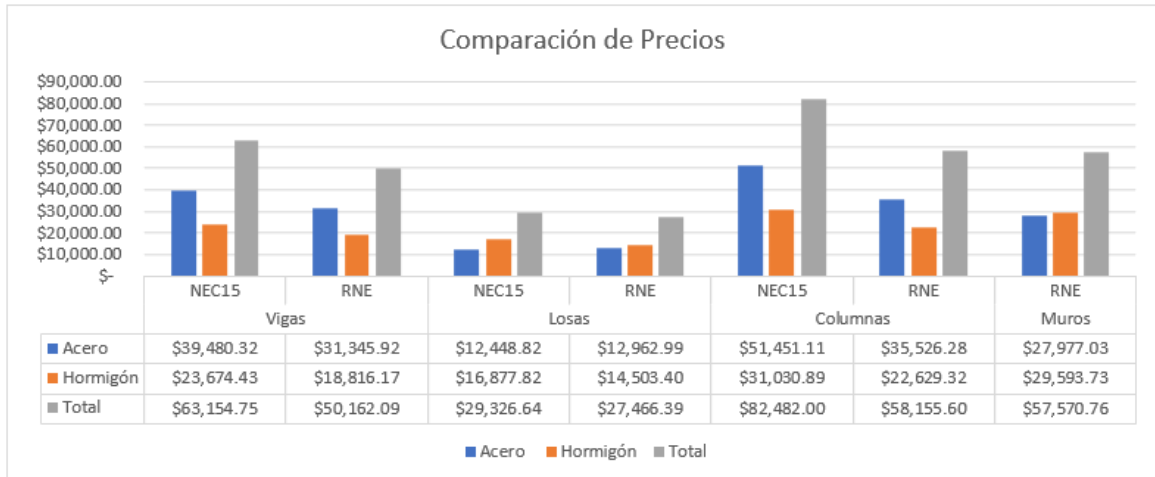
**3.1.8 Presupuesto referencial**

El análisis de los precios calculados para ambas normas, con sus respectivas precios por país, inició por el cálculo del precio de cada uno de los rubros antes mencionados donde se puede observar una diferencia de 18.391\$ para la construcción de los edificios emplazados en los territorios ya mencionados.

**Tabla 3.8.** Presupuesto referencial de los edificios emplazados en Ecuador y Perú

Presupuesto Referencial	Normativa aplicada	Acero	Hormigón	Total
Vigas	NEC15	\$ 39,480.32	\$ 23,674.43	\$ 63,154.75
	RNE	\$ 31,345.92	\$ 18,816.17	\$ 50,162.09
Losas	NEC15	\$ 12,448.82	\$ 16,877.82	\$ 29,326.64
	RNE	\$ 12,962.99	\$ 14,503.40	\$ 27,466.39
Columnas	NEC15	\$ 51,451.11	\$ 31,030.89	\$ 82,482.00
	RNE	\$ 35,526.28	\$ 22,629.32	\$ 58,155.60
Muros	RNE	\$ 27,977.03	\$ 29,593.73	\$ 57,570.76
		Precio Total	NEC15	\$ 174,963.39
			RNE	\$ 193,354.83

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]



**Figura 3.10.** Comparación de precios de los edificios emplazados en Ecuador y Perú

Referencia: [Elaborado por Santiago Oleas]

Se pueden observar diferencias de precios en la construcción de vigas, y losas siendo menos costosas en territorio ecuatoriano. Las columnas hacen la diferencia de precios encareciendo el valor total del edificio en el territorio ecuatoriano. Se indica los precios unitarios en los anexos I y II.

### 3.2 Conclusiones

- El diseño de la estructura tipo emplazada en la provincia de Cajamarca en Perú y en la provincia de Zamora Chinchipe en Ecuador, se realizó tomando en cuenta las normas de la construcción NEC15 y RNE respectivamente, dentro de estas se estableció un análisis con los diferentes parámetros de diseño siendo estos los análisis de cortante basal, límite de derivas y combinaciones de carga.
- Para el análisis del cortante basal se requirió de diferentes parámetros que estuvieron sometidos a un tipo de suelo similar, siendo para la NEC un suelo tipo E, ubicado en la zona II en la región Oriente, de sistema aporticado. Para Perú el análisis de la ubicación de emplazamiento es en la zona 2 con un tipo de suelo S3, de sistema de muros estructurales. Ambos edificios tienen características regulares de configuración de planta y elevación, siendo edificios comunes y con una altura de 16.4 metros.

- El sistema estructural determinado por la norma RNE tiene un porcentaje mayor al 70% de la carga de corte que incide en la base de la estructura es soportada por los muros lo que lo clasifica como muro estructural.
- El factor R definido por el tipo de sistema estructural es el factor más influyente en el cálculo del cortante basal y en el período fundamental de vibración. En el contexto de la normativa NEC, un sistema aporticado se caracteriza por un valor del factor R de 6, mientras que, para la normativa RNE, un sistema de muros estructurales se asigna con un valor de factor R de 8. Estos valores ejemplifican su marcado impacto en las respuestas sísmicas y en la distribución de cargas dentro de las estructuras.
- En el proceso de elaborar el espectro de diseño sísmico, se puede observar en el gráfico 3.5 que la pseudo aceleración espectral debido a la gravedad es de 1.42g según la norma RNE. Esto difiere de la norma NEC, en la cual, para este mismo caso, comienza en 0.91g. Como resultado, se obtiene una simulación de un sismo de mayor impacto en comparación con lo establecido por la norma ecuatoriana.
- El período fundamental de vibración para el sistema aporticado es de 0.68 segundos y para el sistema de muros estructurales es de 0.25 segundos, indicando que el sistema aporticado exhibe una menor rigidez y una mayor disipación de energía, mientras que para el sistema de muros estructurales existirá una mayor rigidez, desplazamientos menos extensos y una concentración de fuerzas internas mayor a la aporticada.
- El factor de cortante basal es 11.4% de la carga reactiva para la norma NEC mientras que para la norma RNE es de 14.6%. Estos valores son determinados por las características propias de cada norma y del sistema estructural escogido para el diseño. La diferencia entre factores es grande siendo la más influyente el tipo de estructura escogido en el diseño.
- El valor W, es decir la carga reactiva, que interviene en el cálculo del cortante basal para la norma ecuatoriana es el peso del edificio mientras que para la norma peruana existe una consideración específica de añadir el 25% de la carga viva al peso del edificio. Tomando en cuenta que también existe una diferencia de combinaciones de carga, existe una mayor rigurosidad en el comportamiento de la estructura con las cargas de diseño.

- El control de derivas fue un factor crucial para el diseño de los edificios, siendo determinante para escoger el tipo de sistema estructural que debía usarse para diseñar los edificios emplazados en Ecuador y Perú. Para la norma RNE fue más crítico el límite de derivas donde se definió el uso de muros estructurales dentro del edificio debido a que el límite máximo es 0.7%, mientras que para la norma ecuatoriana un sistema aporticado fue suficiente para cumplir el 2% de límite máximo.
- Se observa que en la normativa peruana es más riguroso el comportamiento de las estructuras, teniendo una actuación más rígida durante un sismo. Para el sistema aporticado, los límites de deriva se fijaron en 1.6% en el eje X y 1.4% en el eje Y. En contraste, para el sistema de muros estructurales, se definió un límite de 0.42% en el eje X y 0.47% en el eje Y. Esta diferencia resalta la mayor rigidez exigida por el RNE, limitando movimientos y deformaciones, asegurando una mayor capacidad de resistencia.
- Durante la simulación en ETABS de los elementos para el análisis de momentos y cumplimiento de solicitaciones, se necesitó de elementos de secciones más grandes en el sistema aporticado como se puede ver en el tamaño de las columnas y en la incidencia del acero en las vigas. En cambio, la colocación de muros estructurales hace que sea necesario secciones menores y que las solicitaciones sean más bajas.
- Dentro del análisis de modos vibratorios nos podemos encontrar en lo que respecta al edificio aporticado una mayor concentración de masa para los movimientos en los modos 1 en dirección X, 2 en la dirección Y, y 3 en la rotación en Z, dando a indicar un mejor comportamiento traslacional en la estructura. Por el contrario, para el edificio de muros estructurales la concentración de movimiento baja para cada uno de los modos, mostrando un menor movimiento de este durante un sismo.
- En el análisis del volumen de obra, es posible discernir la influencia del acero por metro cúbico de hormigón en cada uno de los componentes estructurales. Notablemente, en el caso del edificio aporticado, se observa una mayor densidad de acero en las vigas y columnas, exceptuando a las losas, ya que como se utilizó el mismo diseño de aliviamientos que el de

muros estructurales en este se encuentran combinaciones de cargas más críticas, lo que generó la necesidad de colocar acero con mayor diámetro de varilla.

- En el edificio de muros estructurales se necesitó aumentar en 132.73 m<sup>3</sup> a la cantidad de hormigón necesaria para la construcción del edificio tipo de 5 pisos a la edificación de sistema aporticado provocando una diferencia considerable en el costo de la estructura en Perú. La colocación de muros aumenta las cantidades necesarias de hormigón y mantiene la incidencia del acero relativamente constante entre ambos sistemas.
- Es relevante resaltar que, si bien el costo de la mano de obra tiende a ser más bajo en este contexto y, por ende, los precios podrían ser inferiores, la notable cantidad adicional de hormigón requerida ejerció un efecto opuesto en el costo total del proyecto. Esto resultó en un encarecimiento de la obra, situando los costos por encima de los del edificio equivalente en Ecuador.
- Existe una diferencia muy grande en la rigurosidad de la norma RNE con respecto a la ecuatoriana, empezando desde el cálculo del cortante basal, pasando por el control de derivas, espectros de diseño y combinaciones de carga que influyen en gran medida en el comportamiento del edificio y cumpliendo con el objetivo fundamental de tener estructuras más seguras ante sismos. En especial en la zona altamente sísmica en la que se encuentran.

### **3.3 Recomendaciones**

- Para que la comparación se puede observar de mejor manera y con sistemas estructurales similares se debe considerar modelar edificios de menor altura, ya que las derivas serían más bajas y no habría la necesidad de cambiar a un sistema estructural diferente.
- La norma ecuatoriana debe considerar tener derivas más estrictas y espectros de diseño con condiciones de aceleración espectral más grandes para el diseño de edificios, ya que observando el comportamiento de estos en los diseños se puede evidenciar que los realizados con la norma RNE



van a ser mucho más seguros, en cualquier parámetro considerable ya sea comportamiento, modo vibratorio o desplazamiento.

- Se profundice el estudio de los modelos estructurales utilizados en el país ya que existen altos cuestionamientos del comportamiento de las estructuras aporticadas.

#### 4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. UDIAS, *Introducción: sismicidad y sismotectónica*, Madrid: Universidad Complutense de Madrid, 1998.
- [2] MIDUVI, PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE, Quito: MIDUVI, 2014.
- [3] Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, « Zonificación,» de *DECRETO SUPREMO QUE MODIFICA LA NORMA TÉCNICA E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA*, Lima, Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2014
- [4] M. Camicon, *Cargas (No Sísmicas)*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [5] M. de Vivienda Construcción y Saneamiento, *Norma E.020 (Cargas)*. Peru: EL PERUANO, 2014.
- [6] C. y. S. Ministerio de Vivienda, *Norma Técnica de Edificación E.060 (Concreto Armado)*. Peru: El Peruano, 2009.
- [7] M. d. T. y. O. Públicas, «CONGOPE,» [En línea]. Available: <http://www.congope.gob.ec/wp-content/uploads/2020/09/Zamora-chinchi-pe-plan-vial-integral.pdf>. [Último acceso: 05 12 2022].
- [8] INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA, *CAJAMARCA RESULTADOS DEFINITIVOS*. CAJAMARCA: INEI, 2018.
- [9] American Concrete Institute, «Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19),» American Concrete Institute, 2019.
- [10] J. Y. S. Oleas, “INFORME 5.” 09-Mar-2023.
- [11] American Concrete Institute, «Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-63),» American Concrete Institute, 1963.

- [12] R. D. L. Acosta, "ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON ETABS, APLICANDO REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR-10)," UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS, Bogotá, 2016.
- [13] C. C. S. A., *SUPLEMENTO TÉCNICO*. Perú: CONSTRUCTORA CERCADO S.A., 2023.
- [14] CAPECO, *Costos y Presupuestos en Edificación*. Lima: CAPECO, 2003.
- [15] PALLO SANGOLUISA STEVEN PATRICIO VELARDE LABANDA KAREN ROSSANA, "ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO – ESTRUCTURAL DE LA UTILIZACIÓN DE HORMIGÓN LIVIANO FRENTE AL HORMIGÓN NORMAL DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN IGUAL A 28MPA EN UN EDIFICIO MIXTO DE HORMIGÓN Y ACERO ESTRUCTURAL FY 248MPA Y 345MPA CON PAREDES DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE Y GYPSUM DE 15 PISOS PARA LA CIUDAD DE QUITO," ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, Quito, 2022.
- [16] S. A. Reiproacero, "Malla Armex," *Reiproacero S.A.* [Online]. Available: <https://reiproacero.ec/m/producto/malla-armex/>. [Accessed: 22-Aug-2023].
- [17] Insucons, "Análisis de precios unitarios (apu) e ítems de construcción en Ecuador," *Insucons*. [Online]. Available: <https://www.insucons.com/ec/analisis-precio-unitario>. [Accessed: 22-Aug-2023].
- [18] L. E. A. Insúa, "CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE," PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, LIMA, 2004.
- [19] SUPERCON, "Alquiler de Bombas Concreteras," SUPERCON. [Online]. Available: <https://www.supercon.pe/servicios/alquiler-bombas-concreteras/>. [Accessed: 22-Aug-2023].
- [20] A. W. Z. A. Lozano, "Columnas y muros de rigidez," Slidshare, 2015. [Online]. Available: <https://es.slideshare.net/LilianYass/columnas-y-muros-de-rigidez>. [Accessed: 22-Aug-2023].

[21] P. C. S. P. Arroba, "Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado," UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS, Sangloquí, 2019.

## **5 ANEXOS**

# ANEXO I

## ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS ECUADOR

### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kgf/cm<sup>2</sup> columna

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					2.33471
Bomba Estacionaria	1.00	8.00000	8.00000	2.2500	18.00000
Vibrador (2HP)	1.00	2.50000	2.50000	2.2500	5.62500
					0.00000
					0.00000
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>25.95971</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	1.00	4.09000	4.09000	2.2500	9.20250
Peón (Est. Ocup. E2)	3.00	4.04000	12.12000	2.2500	27.27000
Maestro Mayor (Est. Ocup C1)	0.10	4.53000	0.45300	2.2500	1.01925
Carpintero (Est.Ocup C2)	1.00	4.09000	4.09000	2.25000	9.20250
					0.00000
					0.00000
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>46.69425</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m <sup>3</sup>	1.00000	98.74000	98.74000	
encastillado con tablero contraplaca (1	u	1.26000	32.51000	40.96260	
...)				0.00000	
				0.00000	
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>139.70260</b>	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0.00000</b>	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>212.35656</b>
<b>INDIRECTOS %</b>					<b>0.0000%</b>
<b>UTILIDAD %</b>					<b>0.0000%</b>
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					<b>212.35656</b>
<b>VALOR OFERTADO:</b>					<b>212.36000</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Acero de refuerzo  $f_y=4200\text{kg/m}^2$

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.02575
					0.00000
					0.00000
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					0.02575
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	1.00	4.09000	4.09000	0.0600	0.24540
Maestro Mayor (Est. Ocup C1)	0.10	4.53000	0.45300	0.0600	0.02718
Peón	1.00	4.04000	4.04000	0.0600	0.24240
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					0.51498
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hierro 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1.05000	0.88000	0.92400	
Alambre Galvanizado N:18	kg	0.06000	1.89000	0.11340	
Cortado y figurado de acero	kg	1.00000	0.10000	0.10000	
				0.00000	
SUBTOTAL O					1.13740
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.67813
INDIRECTOS %				0.000%	0.00000
UTILIDAD %				0.000%	0.00000
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1.67813
VALOR OFERTADO:					1.68000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kg/cm² losa

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					2.16628
Bomba Estacionaria	1.00	8.00000	8.00000	1.5000	12.00000
Vibrador (2HP)	1.00	2.50000	2.50000	1.5000	3.75000
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					17.91628
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	2.00	4.09000	8.18000	1.5000	12.27000
Peón (Est. Ocup. E2)	4.00	4.04000	16.16000	1.5000	24.24000
Maestro Mayor (Est. Ocup C1)	0.10	4.53000	0.45300	1.5000	0.67950
Carpintero (Est.Ocup C2)	1.00	4.09000	4.09000	1.5000	6.13500
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					43.32450
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m3	1.00000	98.74000	98.74000	
Encofradocon tablero contrachapado (1 uso)	u	0.35000	32.51000	11.37850	
				0.00000	
				0.00000	
SUBTOTAL O					110.11850
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					171.35928
INDIRECTOS %					0.000%
UTILIDAD %					0.000%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					171.35928
VALOR OFERTADO:					171.36000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kgf/cm² viga

UNIDAD: m3

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					2.16623
Bomba Estacionaria	1.00	8.00000	8.00000	1.5000	12.00000
Vibrador (2HP)	1.00	2.50000	2.50000	1.5000	3.75000
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					17.91623
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	2.00	4.09000	8.18000	1.5000	12.27000
Peón (Est. Ocup. E2)	4.00	4.04000	16.16000	1.5000	24.24000
Maestro Mayor (Est. Ocup C1)	0.10	4.53000	0.45300	1.5000	0.67950
Carpintero (Est.Ocup C2)	1.00	4.09000	4.09000	1.50000	6.13500
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					43.32450
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m3	1.00000	98.74000	98.74000	
Encofrado con tablero contrachapado (9 usos) Viga 30*45 cm	u	1.14000	32.51000	37.06140	
				0.00000	
				0.00000	
SUBTOTAL O					135.80140
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					197.04213
INDIRECTOS %					0.000%
UTILIDAD %					0.000%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					197.04213
VALOR OFERTADO:					197.04000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

## ANEXO II

### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS PERU

#### ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kgf/cm<sup>2</sup> losa

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					1.49040
Bomba Estacionaria	1.00	9.11000	9.11000	1.5000	13.66500
Vibrador (4HP)	1.00	1.95000	1.95000	1.5000	2.92500
					0.00000
					0.00000
<b>SUBTOTAL M</b>					18.08040
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Oficial	2.00	2.94000	5.88000	1.5000	8.82000
Peón	4.00	2.67000	10.68000	1.5000	16.02000
Maestro Mayor	0.10	3.72000	0.37200	1.5000	0.55800
Carpintero	1.00	2.94000	2.94000	1.5000	4.41000
					0.00000
<b>SUBTOTAL N</b>					29.80800
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m <sup>3</sup>	1.00000	90.45000	90.45000	
Encostrado con tablero contrachapado (1 1.00m)	u	0.35000	29.72000	10.40200	
				0.00000	
				0.00000	
<b>SUBTOTAL O</b>					100.85200
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>					0.00000
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					148.74040
INDIRECTOS %					0.0000%
UTILIDAD %					0.0000%
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					148.74040
<b>VALOR OFERTADO:</b>					148.74000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Hormigón Normal Premezclado 210kgf/cm<sup>2</sup> viga

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.98155
Bomba Estacionaria	1.00	9.11000	9.11000	1.5000	10.56213
Vibrador (4HP)	1.00	1.95000	1.95000	1.5000	2.26083
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					13.80451
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Oficial	2.00	2.94000	5.88000	1.5000	8.82000
Peón	4.00	2.67000	10.68000	1.5000	16.02000
Maestro Mayor	0.10	3.72000	0.37200	1.5000	0.55800
Carpintero	1.00	2.94000	2.94000	1.50000	4.41000
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					29.80800
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hormigón Premezclado	m <sup>3</sup>	1.00000	90.45000	90.45000	
Encofrado con tablero contrachapado (9 usos)	u	1.14000	29.72000	33.88080	
Viga 30*45 cm				0.00000	
SUBTOTAL O					124.33080
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					167.94331
INDIRECTOS %					0.0000%
UTILIDAD %					0.0000%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					167.94331
VALOR OFERTADO:					167.94000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kgf/cm<sup>2</sup> columna

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					1.60448
Bomba Estacionaria	1.00	9.11000	9.11000	2.2500	20.49750
Vibrador (4HP)	1.00	1.95000	1.95000	2.2500	4.38750
					0.00000
					0.00000
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>26.48948</b>
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Oficial	1.00	2.94000	2.94000	2.2500	6.61500
Peón	3.00	2.67000	8.01000	2.2500	18.02250
Maestro Mayor	0.10	3.72000	0.37200	2.2500	0.83700
Carpintero	1.00	2.94000	2.94000	2.25000	6.61500
					0.00000
					0.00000
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>32.08950</b>
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m <sup>3</sup>	1.00000	90.45000	90.45000	
Encofradocon tablero contrachapado (1 uso)	u	1.14000	29.72000	33.88080	
				0.00000	
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>124.33080</b>	
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0.00000</b>	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>182.90978</b>
INDIRECTOS %				0.000%	0.00000
UTILIDAD %				0.000%	0.00000
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO:</b>					<b>182.90978</b>
<b>VALOR OFERTADO:</b>					<b>182.91000</b>

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Acero de refuerzo 4200kg/cm<sup>2</sup>

UNIDAD: m<sup>3</sup>

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					0.01795
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					0.01795
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Oficial	1.00	2.94000	2.94000	0.0600	0.17640
Maestro Mayor	0.10	3.72000	0.37200	0.0600	0.02232
Peón	1.00	2.67000	2.67000	0.0600	0.16020
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					0.35892
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Hierro 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	1.15000	0.88000	1.01200	
Alambre Galvanizado N:16	kg	0.06000	3.09000	0.18540	
Cortado y figurado de acero	kg	1.00000	0.10000	0.10000	
				0.00000	
SUBTOTAL O					1.29740
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.67427
INDIRECTOS %					0.000%
UTILIDAD %					0.000%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1.67427
VALOR OFERTADO:					1.67000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Homigón Normal Premezclado 210kgf/cm<sup>2</sup> muro

UNIDAD: m<sup>3</sup>

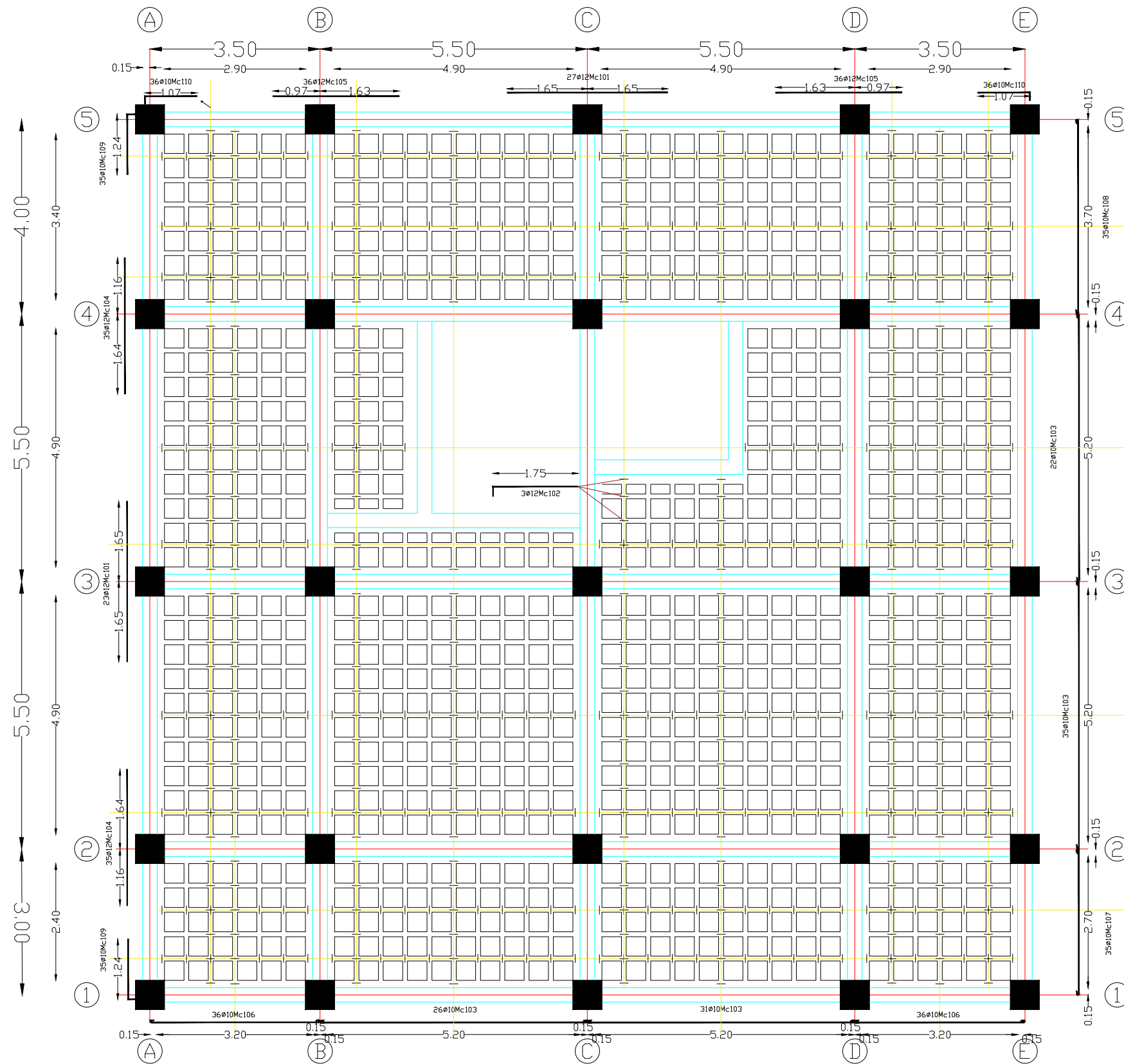
EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Herramientas menores (5% mano de obra)					1.73880
Bomba Estacionaria	1.00	9.11000	9.11000	1.7500	15.94250
Vibrador (4HP)	1.00	1.95000	1.95000	1.7500	3.41250
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL M					21.09380
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
Albañil (Est. Ocup. D2)	2.00	2.94000	5.88000	1.7500	10.29000
Peón (Est. Ocup. E2)	4.00	2.67000	10.68000	1.7500	18.69000
Maestro Mayor (Est. Ocup C1)	0.10	3.72000	0.37200	1.7500	0.65100
Carpintero (Est.Ocup C2)	1.00	2.94000	2.94000	1.75000	5.14500
					0.00000
					0.00000
SUBTOTAL N					34.77600
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
Homigón Premezclado	m <sup>3</sup>	1.00000	90.45000	90.45000	
Encofradocon tablero contrachapado (6 usos)	u	1.14000	29.72000	33.88080	
				0.00000	
				0.00000	
SUBTOTAL O					124.33080
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00000
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					180.20060
INDIRECTOS %					0.000%
UTILIDAD %					0.000%
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					180.20060
VALOR OFERTADO:					180.20000

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

## **ANEXO III**

PLANOS ESTRUCTURALES DE LOS EDIFICIOS BASADOS EN LAS NORMAS  
NEC Y RNE

Piso 5



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE LOSAS NEC15 ESCALA 1:100

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA





PROYECTO DE INTEGRACIÓN:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:

ARMADO DE LOSAS NEC15 ESCALA 1:100

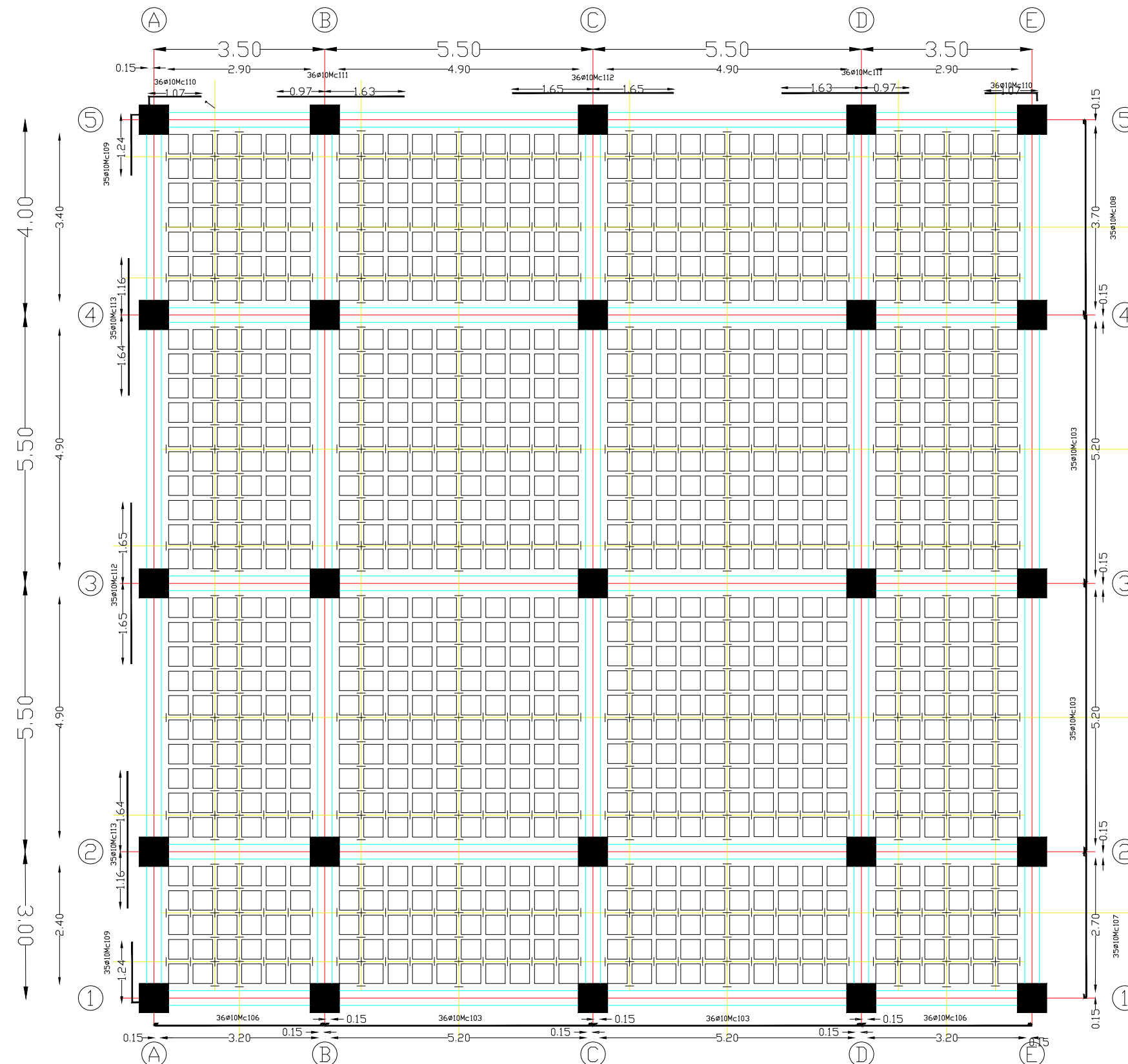
ELABORADO POR:

SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:

MSC. MARIA BELEN CORREA

Piso 1,2,3 y 4





PLANILLA DE ACEROS

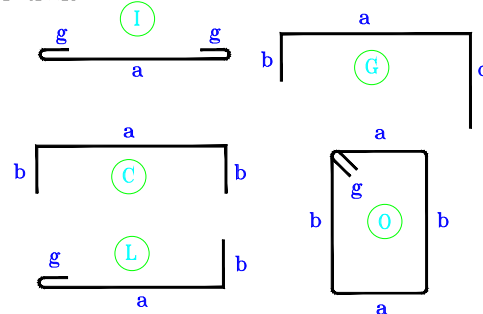
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca	100										
101	II	12	200	3.30	0.00	0.00	0.00	3.30	660.00	586.08	Observacion
102	L	12	12	1.75	0.20	0.00	0.00	1.95	23.40	20.78	Observacion
103	I	10	598	5.48	0.00	0.00	0.07	5.62	3360.76	2073.59	Observacion
104	II	12	280	2.80	0.00	0.00	0.00	2.80	784.00	696.19	Observacion
105	II	12	288	2.60	0.00	0.00	0.00	2.60	748.80	664.93	Observacion
106	I	10	360	3.48	0.00	0.00	0.07	3.62	1303.20	804.07	Observacion
107	I	10	175	2.98	0.00	0.00	0.07	3.12	546.00	336.88	Observacion
108	I	10	175	3.98	0.00	0.00	0.07	4.12	721.00	444.86	Observacion
109	L	10	350	1.24	0.16	0.00	0.00	1.40	490.00	302.33	Observacion
110	L	10	360	1.07	0.16	0.00	0.00	1.23	442.80	273.21	Observacion
111	II	10	72	2.60	0.00	0.00	0.00	2.60	187.20	115.50	Observacion
112	II	10	71	3.30	0.00	0.00	0.00	3.30	234.30	144.56	Observacion
113	II	10	70	2.80	0.00	0.00	0.00	2.80	196.00	120.93	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	7481.26	2216.20	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	4615.94	1967.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 6583.93  
 HORMIGÓN f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 MALLA ELECTROSOLDADA 5 (m<sup>2</sup>) = 91.73 Wtot (Kg) = 180.71  
 MALLA ELECTROSOLDADA 1,2,3,4 (m<sup>2</sup>) = 327.6 Wtot (Kg) = 645.37

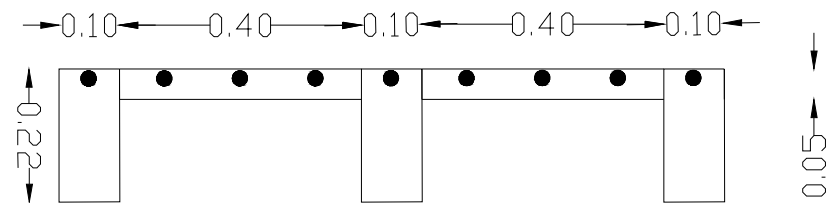
TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGÓN f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANDOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

M.E.S 3.5Ømm@10cm



Corte Típico Losa

Esc: 1:10

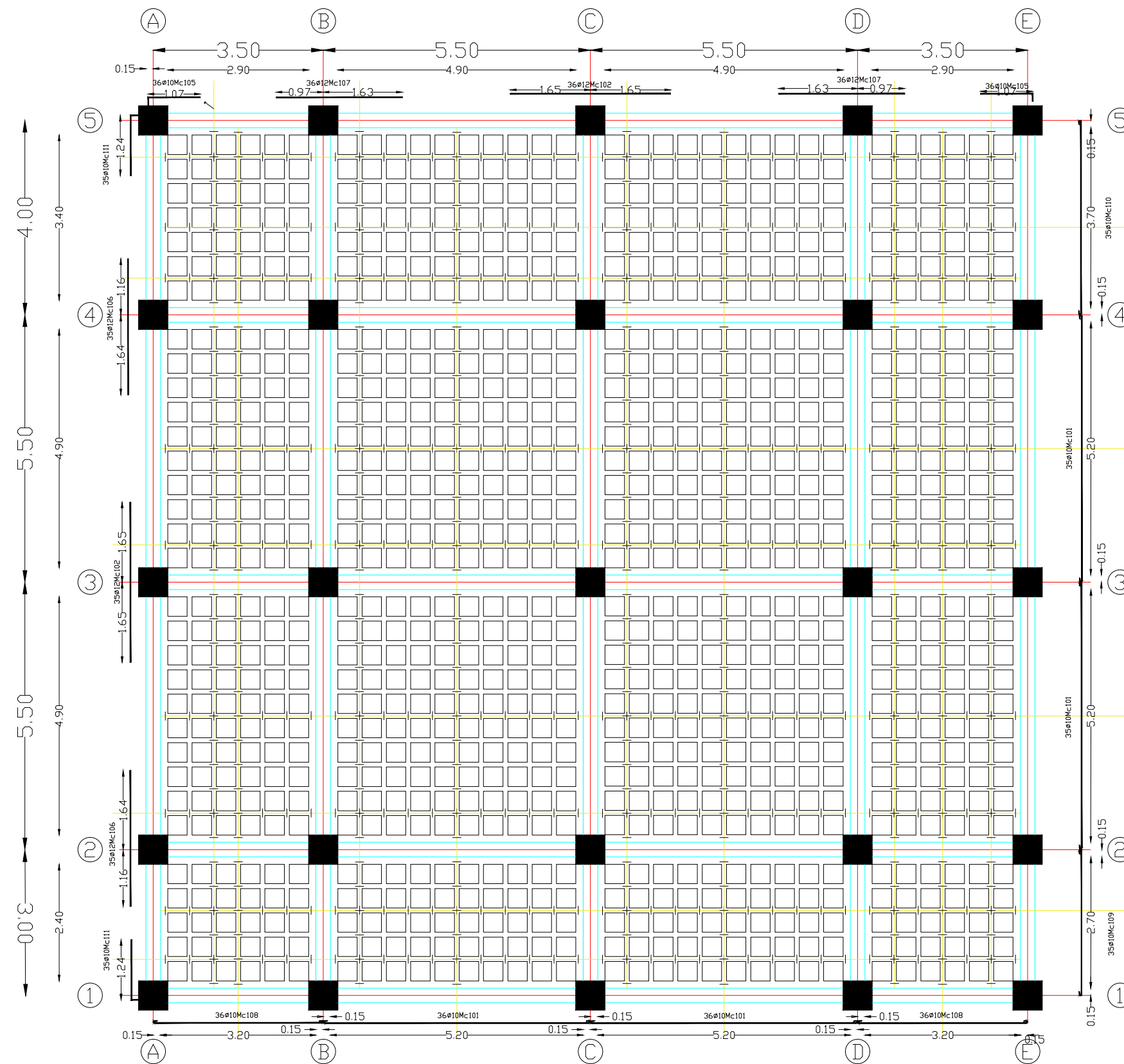


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE LOSAS RNE      ESCALA 1:100

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA



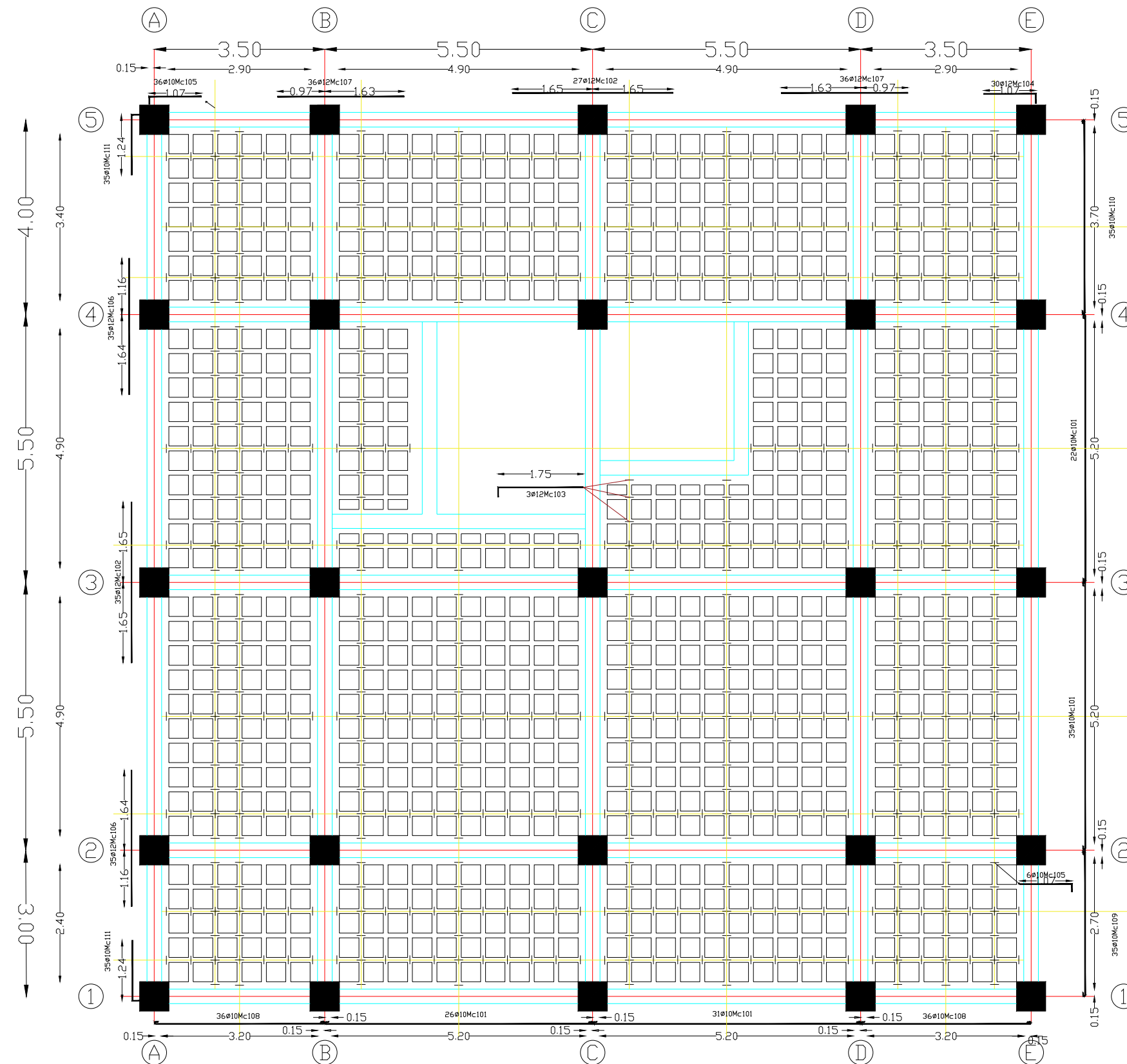


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE LOSAS RNE      ESCALA 1:100

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA





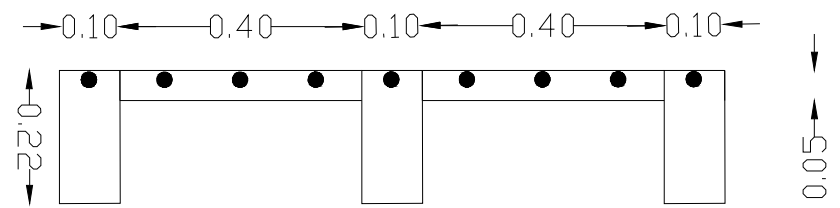
PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE LOSAS RNE

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA

M.E.S 3.5 $\phi$ mm@10cm



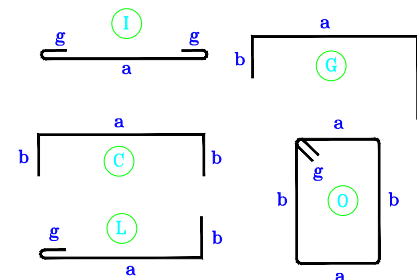
Corte Típico Losa

Esc: 1:10

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	$\phi$ mm	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c					
MARCAS 100											
101	I	10	598	5.48	0.00	0.00	0.07	5.62	3360.76	2073.59	Observacion
102	II	12	319	3.30	0.00	0.00	0.00	3.30	1052.70	934.80	Observacion
103	L	12	12	1.75	0.20	0.00	0.00	1.95	23.40	20.78	Observacion
104	L	12	120	1.07	0.20	0.00	0.00	1.27	152.40	135.33	Observacion
105	L	10	240	1.07	0.16	0.00	0.00	1.23	295.20	182.14	Observacion
106	II	12	350	2.80	0.00	0.00	0.00	2.80	980.00	870.24	Observacion
107	II	12	360	2.60	0.00	0.00	0.00	2.60	936.00	831.17	Observacion
108	I	10	360	3.48	0.00	0.00	0.07	3.62	1303.20	804.07	Observacion
109	I	10	175	2.98	0.00	0.00	0.07	3.12	546.00	336.88	Observacion
110	I	10	175	3.98	0.00	0.00	0.07	4.12	721.00	444.86	Observacion
111	L	10	350	1.24	0.16	0.00	0.00	1.40	490.00	302.33	Observacion
RESUMEN DE MATERIALES											
$\phi$ (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	6716.16	3144.50	0	0	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	4143.87	2792.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Wtot (Kg) = 6936.19 HORMIGÓN f'c = 210 Kg/cm <sup>2</sup> MALLA ELECTROSOLDADA 5 (m <sup>2</sup> ) = 91.73 Wtot (Kg) = 180.71 MALLA ELECTROSOLDADA 12.34 (m <sup>2</sup> ) = 327.6 Wtot (Kg) = 645.37 LOSA 5 (m <sup>3</sup> ) = 2532 LOSA 12.34 (m <sup>3</sup> ) = 98.49 No. BLOQUES LOSA (40x40x20) = 1025 No. BLOQUES LOSA (40x40x20) = 914											

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGÓN f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA



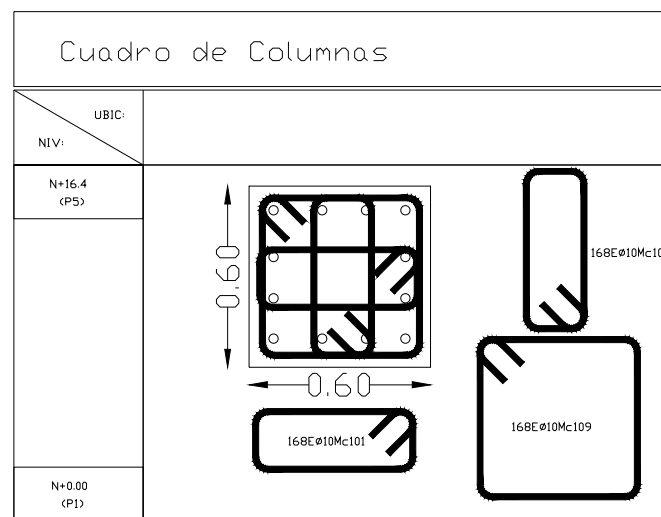


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
 SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
 ECUADOR - PERÚ

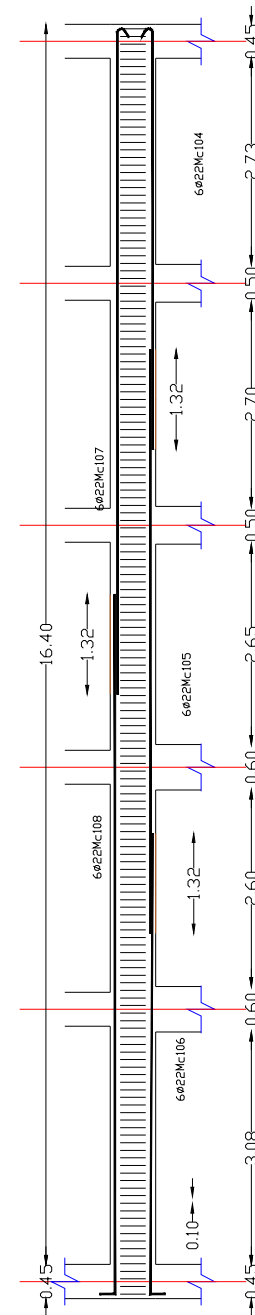
CONTIENE:  
 ARMADO DE COLUMNAS RNE ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
 SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
 MSC. MARIA BELEN CORREA

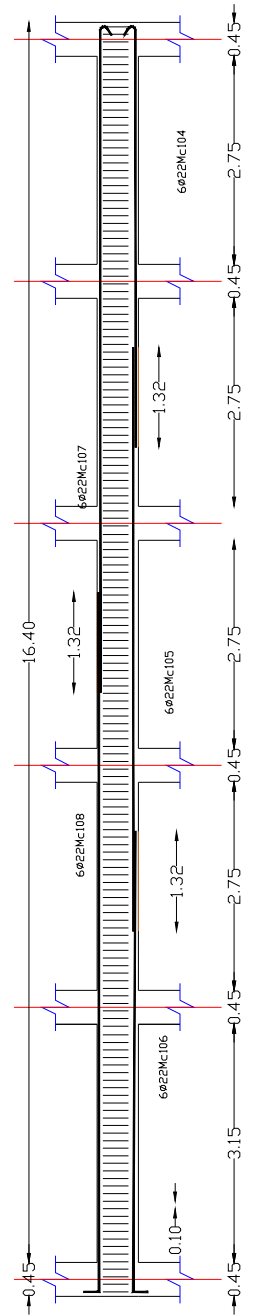


Esc: 1:25

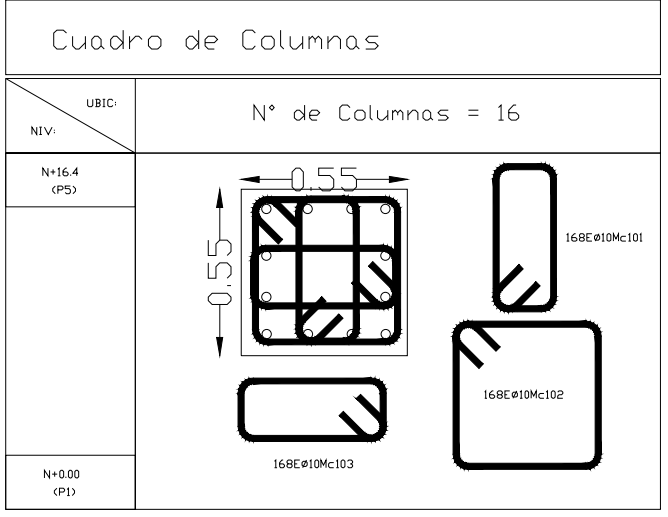


C3

Esc: 1:100



A3,B3,D3,E3  
 E4,B4,C4,D4  
 B5,C5  
 C1,D1  
 A2,B2,C2,D2  
 Esc: 1:100



Esc: 1:25

PLANILLA DE ACEROS

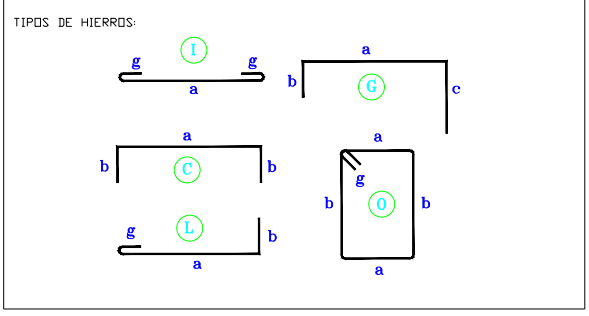
Mc	TIPO	ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar (m)	LONG. TOTAL n	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	Ø	10	3024	0.52	0.19	0.00	0.14	1.70	5140.80	3171.87	Observacion
102	Ø	10	2688	0.47	0.47	0.00	0.14	2.16	5806.08	3582.35	Observacion
103	Ø	10	2688	0.47	0.19	0.00	0.14	1.60	4300.80	2653.59	Observacion
104	L	22	102	5.60	0.00	0.00	0.14	5.74	585.48	1747.07	Observacion
105	II	22	102	7.72	0.00	0.00	0.00	7.72	787.44	2349.72	Observacion
106	L	22	102	6.09	0.20	0.00	0.00	6.29	641.58	1914.47	Observacion
107	L	22	102	8.84	0.00	0.00	0.14	8.98	915.96	2733.22	Observacion
108	L	22	102	9.25	0.20	0.00	0.00	9.45	963.90	2876.28	Observacion
109	Ø	10	168	0.52	0.52	0.00	0.14	2.36	396.48	244.63	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	15644.16	0	0	0	0	0	3894.36	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	9652.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11620.77	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 21273.22  
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2  
 COLUMNAS (m3) = 12372 m3



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2

HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
 ARMADO DE COLUMNAS RNE ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
 SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
 MSC. MARIA BELEN CORREA





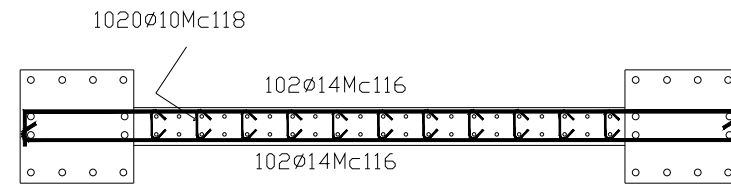


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
 SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
 ECUADOR - PERÚ

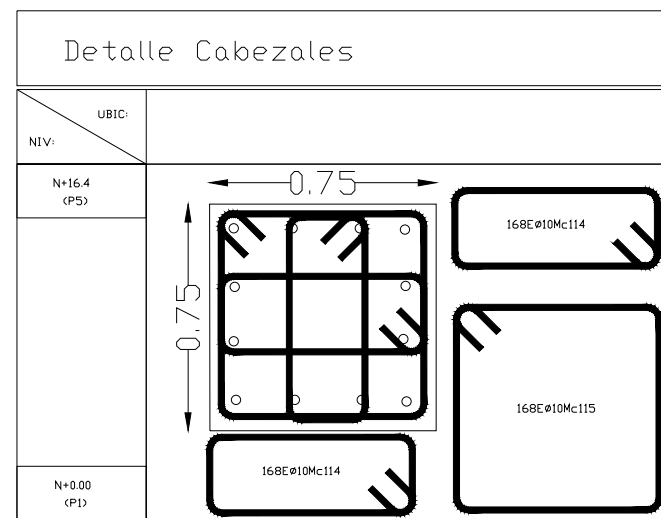
CONTIENE:  
 ARMADO DE COLUMNAS RNE    ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
 SANTIAGO OLEAS

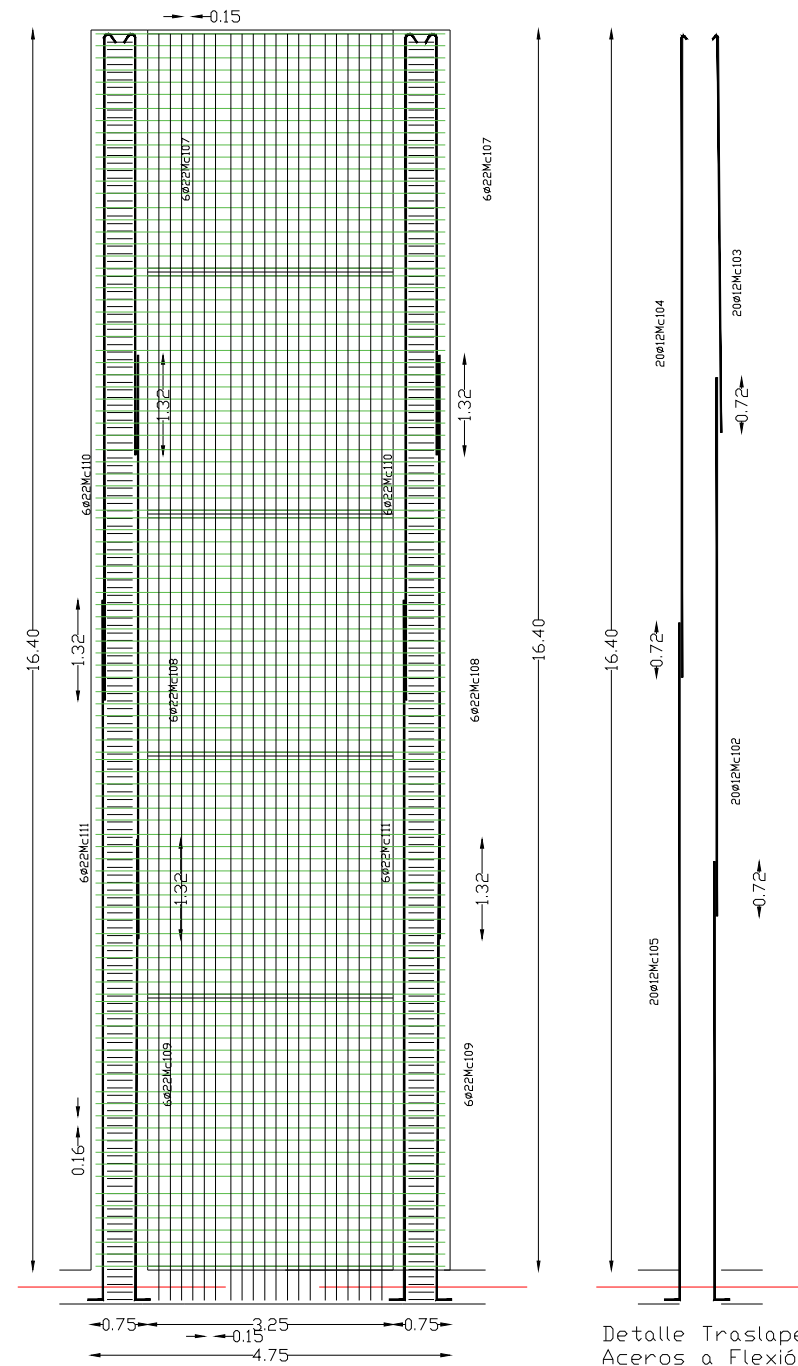
DIRECTORA:  
 MSC. MARIA BELEN CORREA



Detalle Armado a Corte  
 Esc: 1:50



Esc: 1:25



Esc: 1:100

Esc: 1:100



PROYECTO DE INTEGRACIÓN:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:

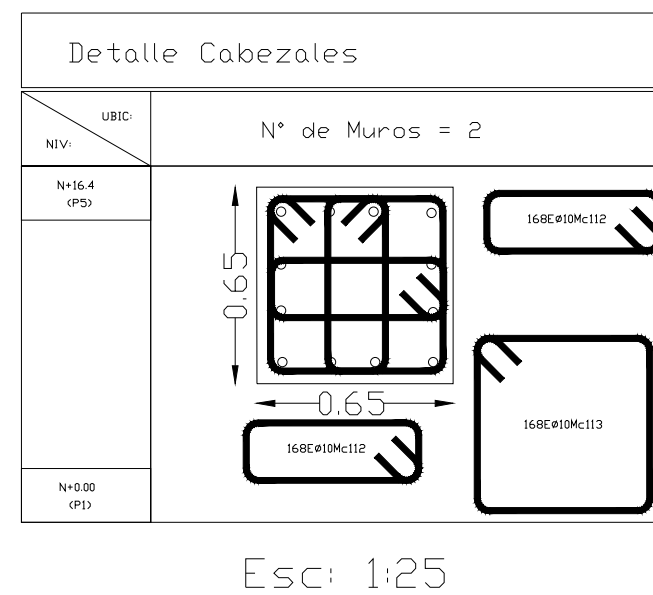
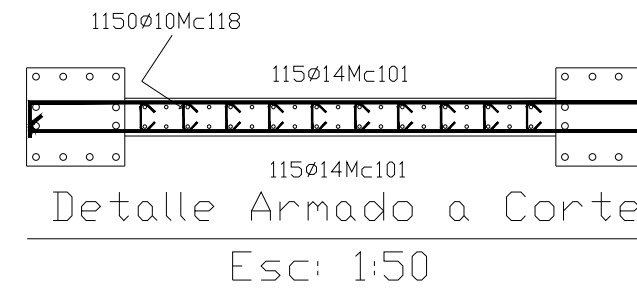
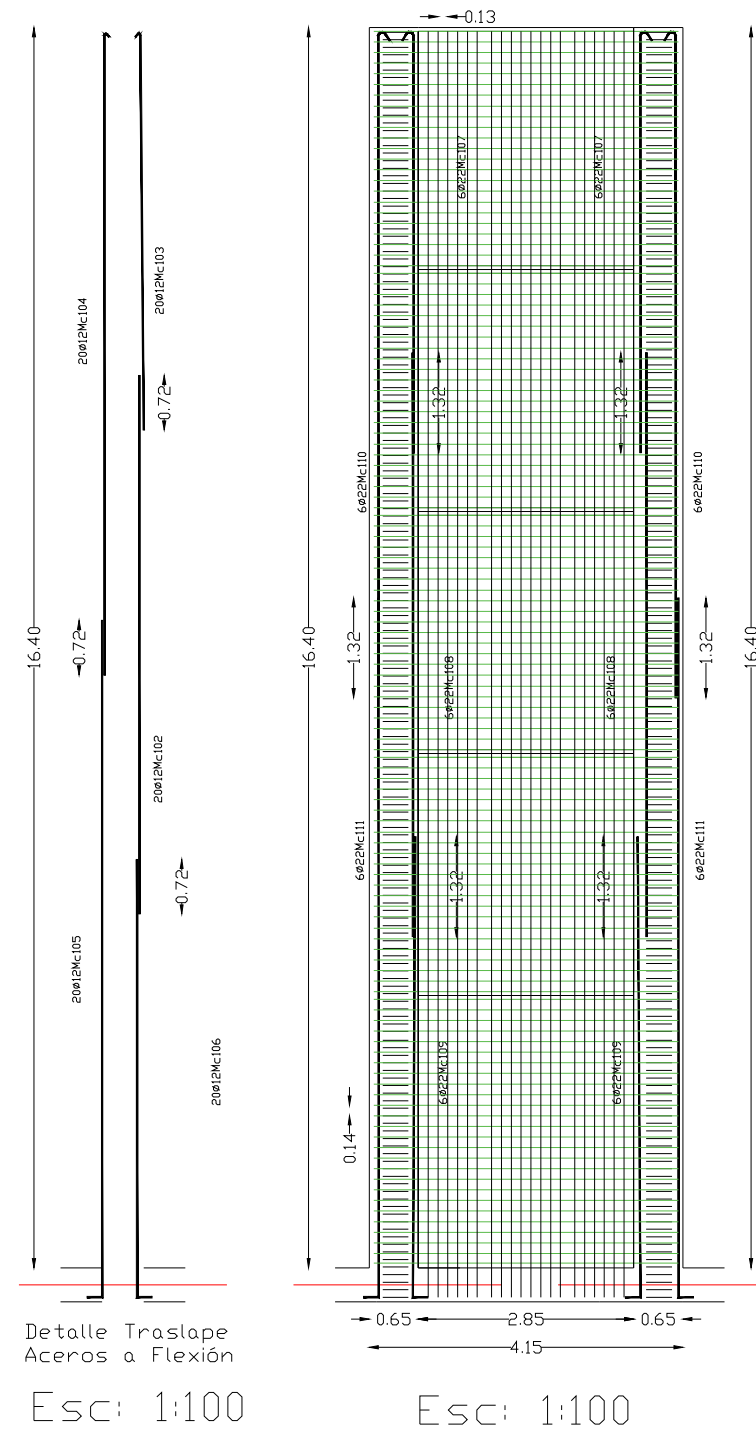
ARMADO DE MUROS RNE      ESCALA C/U

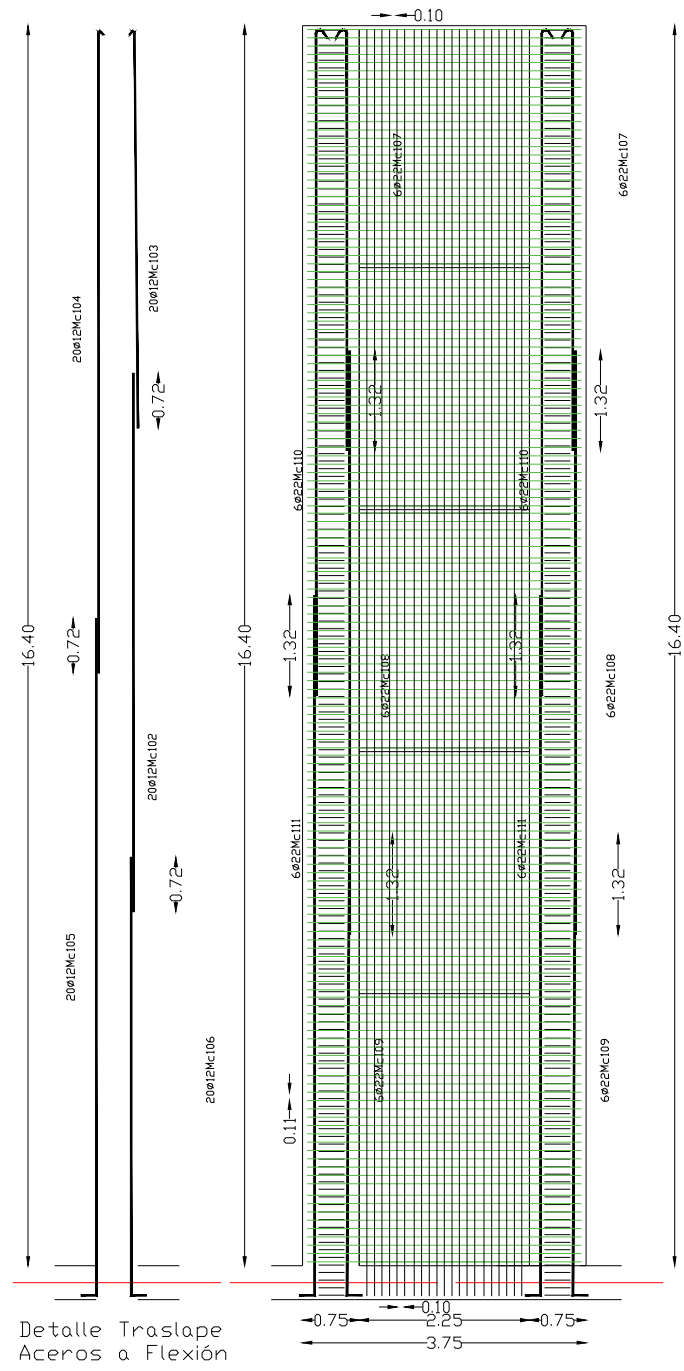
ELABORADO POR:

SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:

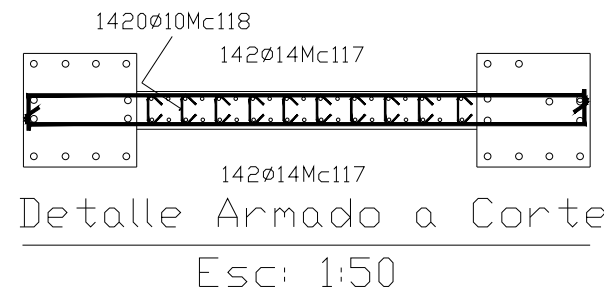
MSC. MARIA BELEN CORREA



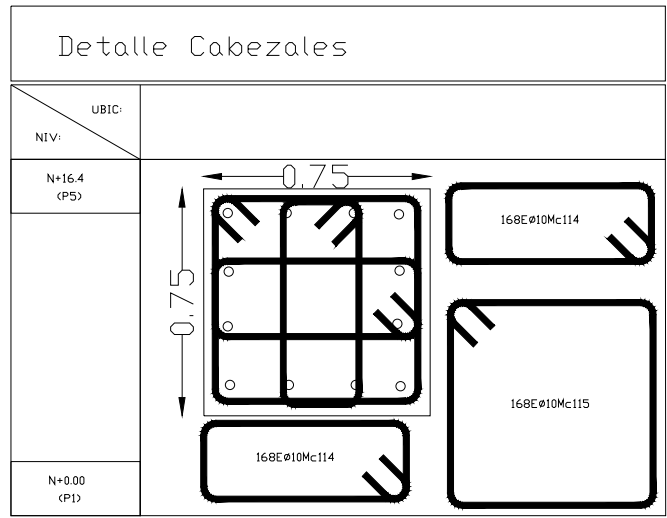


Detalle Traslape  
Aceros a Flexión

Esc: 1:100      Esc: 1:100



Detalle Armado a Corte  
Esc: 1:50



Detalle Cabezales

Esc: 1:25

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE COLUMNAS RNE      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA

## PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca	100										
101	D	10	6763	0.24	0.39	0.00	0.10	1.46	9873.98	6092.25	Observacion
102	L	20	39	2.84	0.32	0.00	0.00	3.16	123.24	303.91	Observacion
103	II	20	39	11.65	0.00	0.00	0.00	11.65	454.35	1120.43	Observacion
104	L	20	39	6.59	0.32	0.00	0.00	6.91	269.49	664.56	Observacion
105	L	22	22	7.69	0.35	0.00	0.00	8.04	176.88	527.81	Observacion
106	II	22	22	5.08	0.00	0.00	0.00	5.08	111.76	333.49	Observacion
107	L	22	22	8.69	0.35	0.00	0.00	9.04	198.88	593.46	Observacion
108	II	18	8	3.61	0.00	0.00	0.10	3.81	30.48	60.96	Observacion
109	II	18	4	4.26	0.00	0.00	0.10	4.46	17.84	35.68	Observacion
110	D	10	500	0.24	0.44	0.00	0.10	1.56	780.00	481.26	Observacion
111	C	20	6	11.28	0.32	0.00	0.00	11.92	71.52	176.37	Observacion
112	L	20	12	4.38	0.32	0.00	0.00	4.70	56.40	139.08	Observacion
113	L	20	67	2.59	0.32	0.00	0.00	2.91	194.97	480.80	Observacion
114	II	20	67	11.40	0.00	0.00	0.00	11.40	763.80	1883.53	Observacion
115	L	20	67	7.09	0.32	0.00	0.00	7.41	496.47	1224.30	Observacion
116	L	20	6	9.88	0.44	0.00	0.00	10.32	61.92	152.69	Observacion
117	C	20	30	5.78	0.32	0.00	0.00	6.42	192.60	474.95	Observacion
118	L	18	3	1.57	0.29	0.00	0.00	1.86	5.58	11.16	Observacion
119	II	20	16	4.26	0.00	0.00	0.10	4.46	71.36	175.97	Observacion
120	II	20	14	3.61	0.00	0.00	0.10	3.81	53.34	131.54	Observacion
121	L	20	6	4.38	0.44	0.00	0.00	4.82	28.92	71.32	Observacion
122	C	22	4	5.88	0.35	0.00	0.00	6.58	26.32	78.54	Observacion
123	L	22	4	10.48	0.35	0.00	0.00	10.83	43.32	129.27	Observacion
124	L	22	4	3.98	0.35	0.00	0.00	4.33	17.32	51.68	Observacion
125	II	18	2	3.60	0.00	0.00	0.10	3.80	7.60	15.20	Observacion
126	L	18	2	1.29	0.29	0.00	0.00	1.58	3.16	6.32	Observacion
127	II	22	4	3.76	0.00	0.00	0.10	3.96	15.84	47.27	Observacion
128	II	22	4	4.26	0.00	0.00	0.10	4.46	17.84	53.23	Observacion
129	L	18	12	4.80	0.29	0.00	0.00	5.09	61.08	122.16	Observacion
130	C	18	18	5.70	0.29	0.00	0.00	6.28	113.04	226.08	Observacion
131	L	18	6	9.38	0.28	0.00	0.00	9.66	57.96	115.92	Observacion
132	D	10	148	0.29	0.54	0.00	0.10	1.86	275.28	169.85	Observacion
133	L	22	34	2.96	0.35	0.00	0.00	3.31	112.54	335.82	Observacion
134	II	22	34	11.79	0.00	0.00	0.00	11.79	400.86	1196.17	Observacion
135	L	22	34	6.71	0.35	0.00	0.00	7.06	240.04	716.28	Observacion
136	L	18	6	9.30	0.28	0.00	0.00	9.58	57.48	114.96	Observacion
137	II	18	2	4.27	0.00	0.00	0.10	4.47	8.94	17.88	Observacion
138	D	10	111	0.34	0.54	0.00	0.10	1.96	217.56	134.23	Observacion
139	II	20	8	3.76	0.00	0.00	0.10	3.96	31.68	78.12	Observacion
140	II	20	8	4.27	0.00	0.00	0.10	4.47	35.76	88.18	Observacion
141	L	20	24	4.88	0.32	0.00	0.00	5.20	124.80	307.76	Observacion
142	L	20	24	9.38	0.32	0.00	0.00	9.70	232.80	574.08	Observacion
143	II	20	10	8.52	0.00	0.00	0.00	8.52	85.20	210.10	Observacion
144	L	20	19.4	6.38	0.32	0.00	0.00	6.70	67.00	165.22	Observacion
145	L	20	10	6.18	0.32	0.00	0.00	6.50	65.00	160.29	Observacion
146	D	10	190	0.34	0.59	0.00	0.10	2.06	391.40	241.49	Observacion
147	L	18	4	1.46	0.29	0.00	0.00	1.75	7.00	14.00	Observacion
148	II	18	8	3.77	0.00	0.00	0.00	3.77	30.16	60.32	Observacion
149	II	18	8	4.27	0.00	0.00	0.00	4.27	34.16	68.32	Observacion

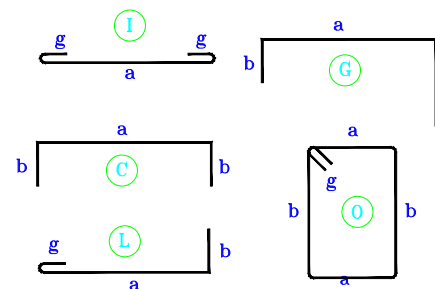
150	II	18	8	3.43	0.00	0.00	0.00	3.43	27.44	54.88	Observacion
151	L	20	4	1.52	0.32	0.00	0.00	1.84	7.36	18.15	Observacion
152	L	22	24	6.23	0.35	0.00	0.00	6.58	157.92	471.23	Observacion
153	II	22	24	8.80	0.00	0.00	0.00	8.80	211.20	630.22	Observacion
154	L	22	24	6.43	0.35	0.00	0.00	6.78	162.72	485.56	Observacion
155	C	18	16	3.23	0.29	0.00	0.00	3.81	60.96	121.92	Observacion
156	C	18	24	5.82	0.29	0.00	0.00	6.40	153.60	307.20	Observacion
157	C	18	32	5.74	0.29	0.00	0.00	6.32	202.24	404.48	Observacion
158	C	18	8	5.79	0.29	0.00	0.00	6.37	50.96	101.92	Observacion
159	D	10	82	0.24	0.54	0.00	0.10	1.76	144.32	89.05	Observacion
160	L	18	9	4.30	0.29	0.00	0.00	4.59	41.31	82.62	Observacion
161	C	18	3	5.78	0.29	0.00	0.00	6.36	19.08	38.16	Observacion
162	L	18	3	9.80	0.29	0.00	0.00	10.09	30.27	60.54	Observacion

### RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	11682.54	0	0	0	1020.34	3487.98	1893.44	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	7208.13	0.00	0.00	0.00	2040.68	8601.36	5650.02	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 23500.19  
 HORMIGON f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 VIGAS (m<sup>3</sup>) = 120.15 m<sup>3</sup>

#### TIPOS DE HIERROS:



#### ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm<sup>2</sup>  
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup> EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN:

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
 SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
 ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:

ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:

SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:

MSC. MARIA BELEN CORREA

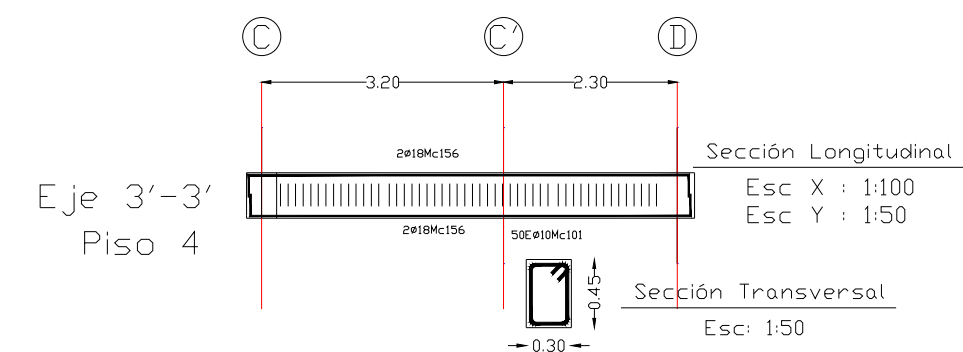
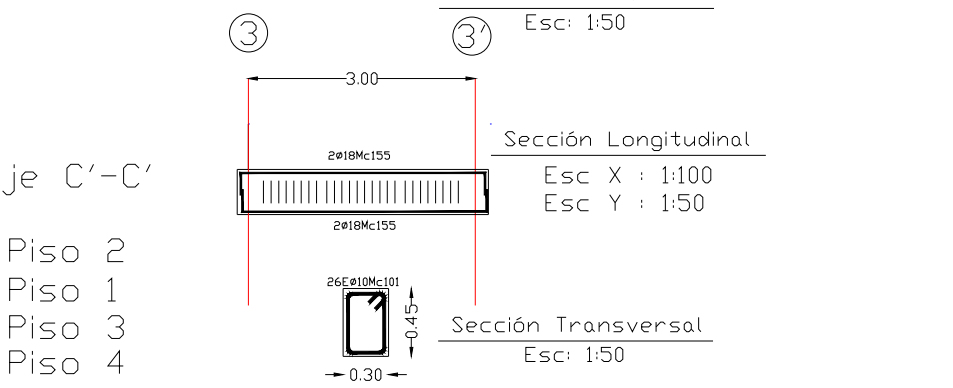
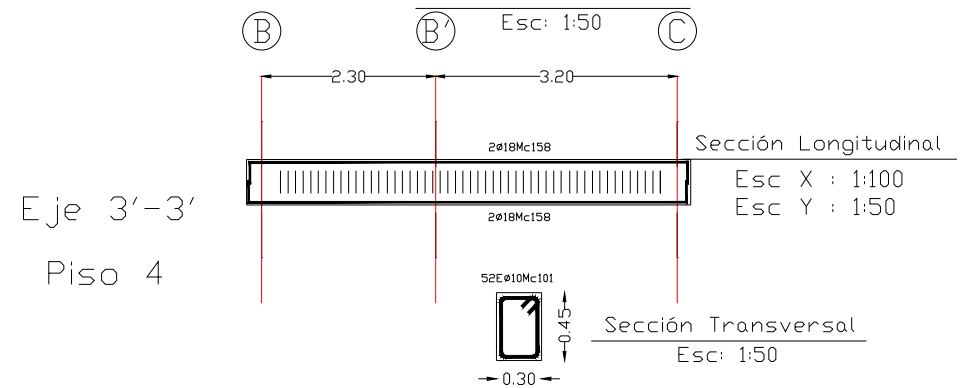
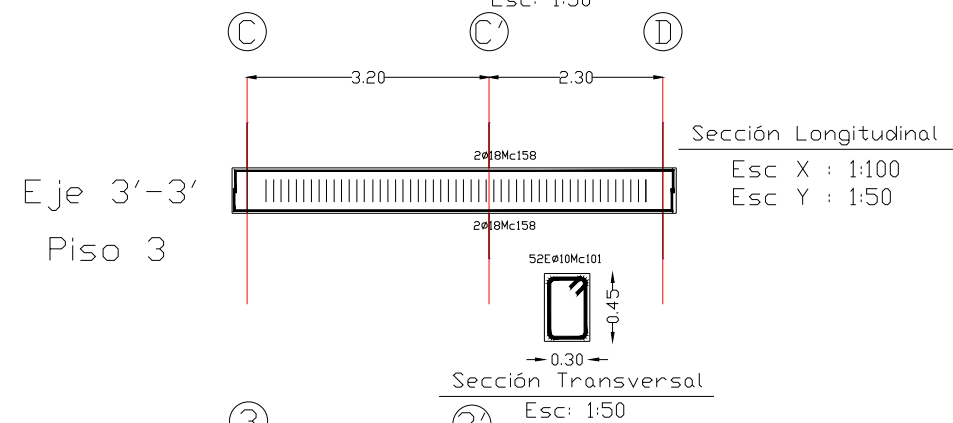
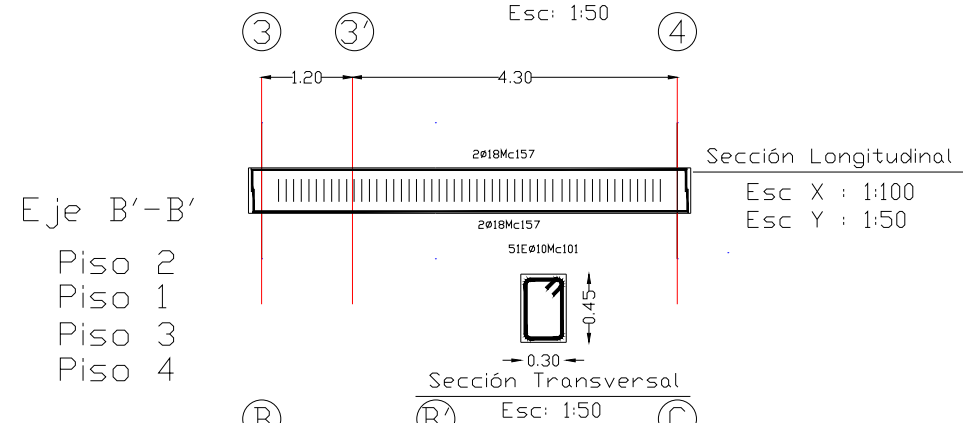
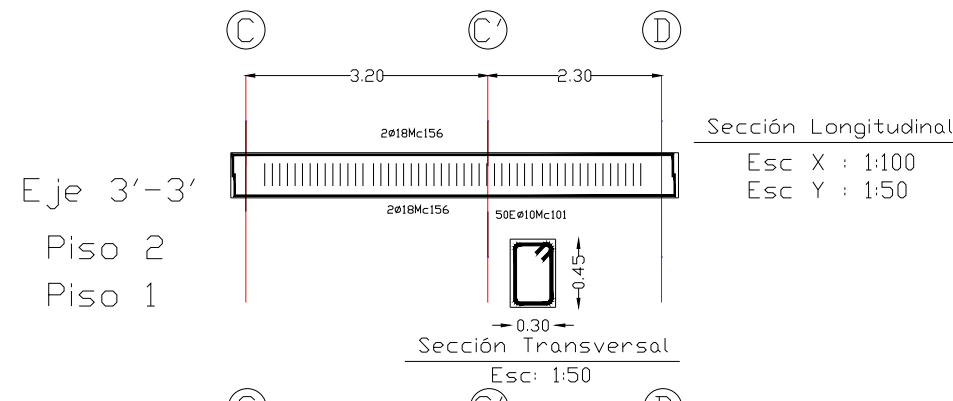
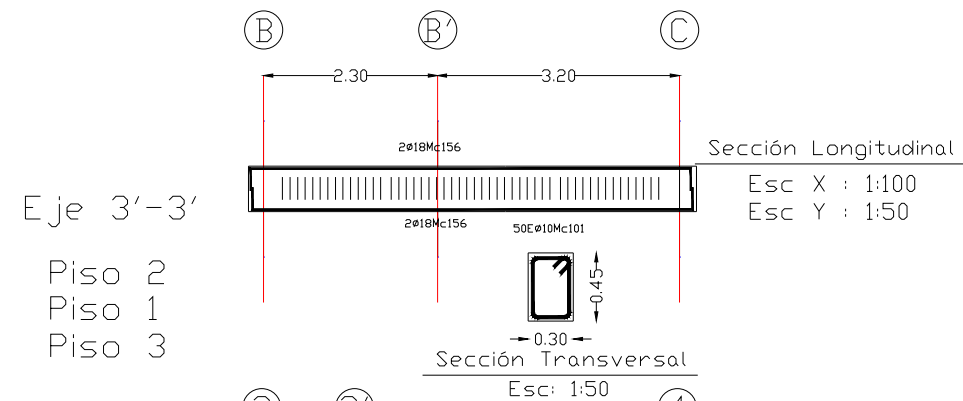


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA



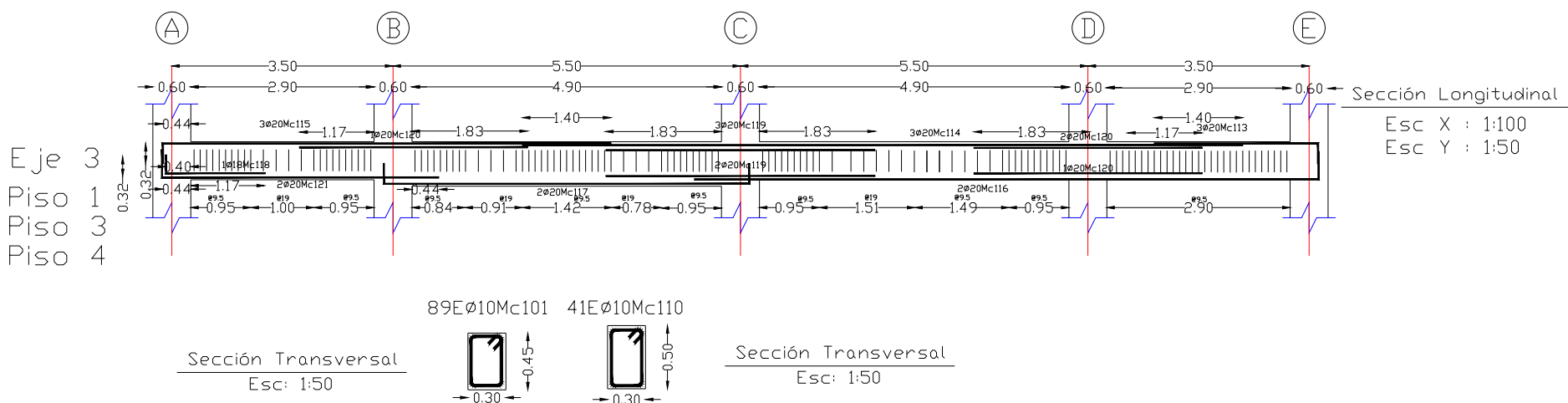
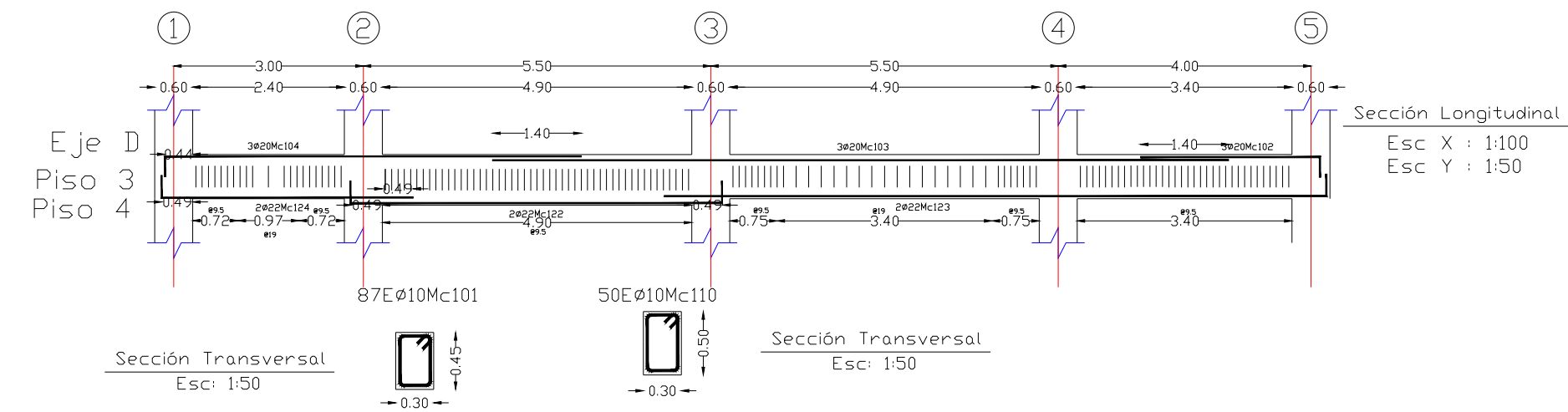
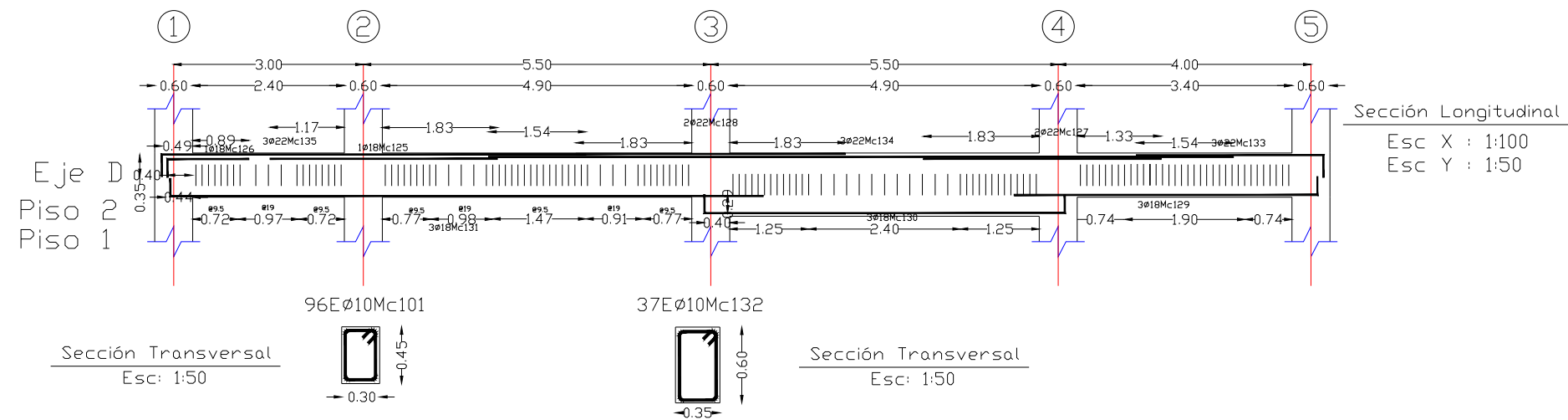
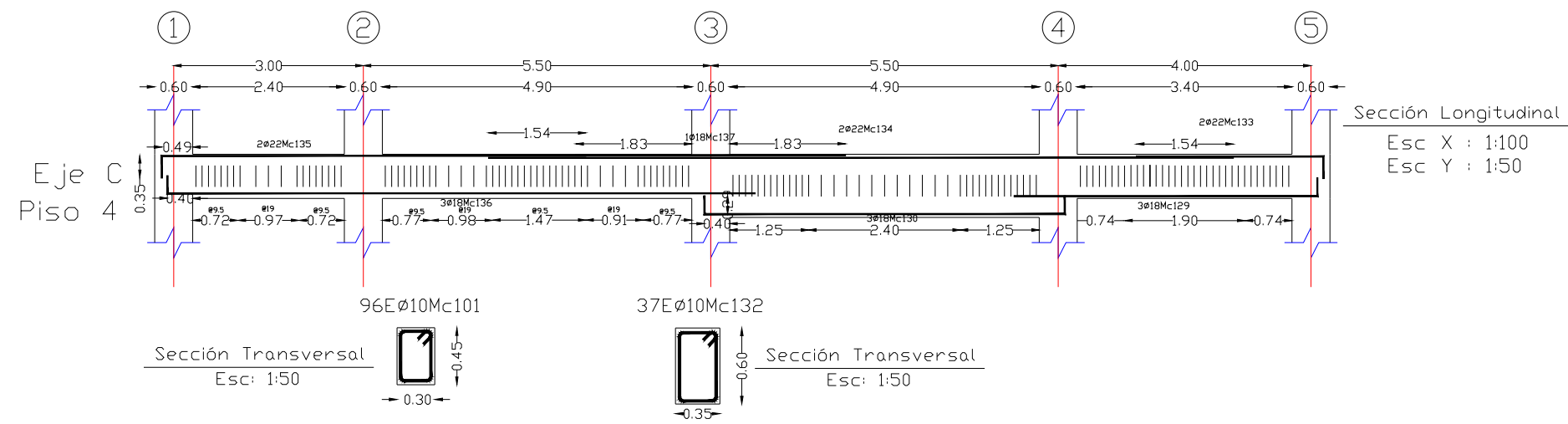


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA



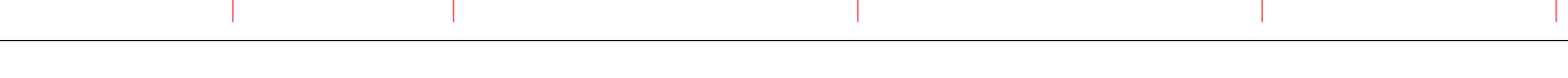
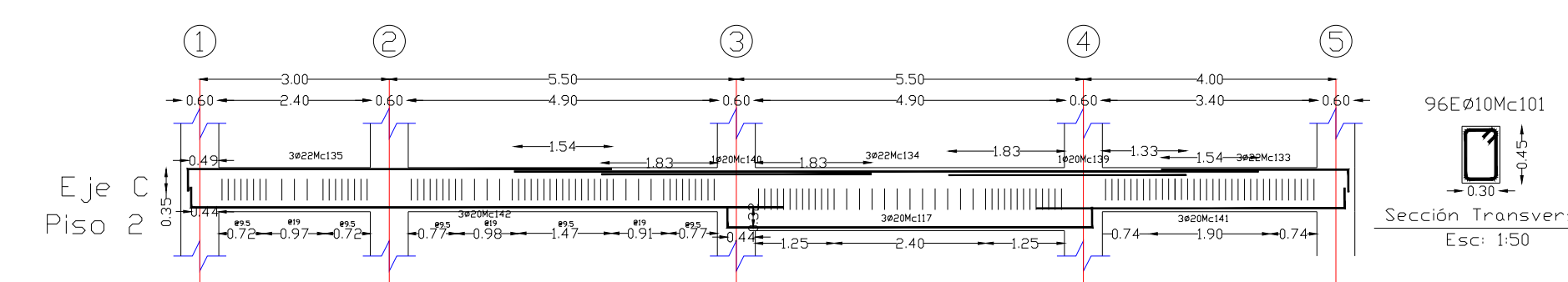
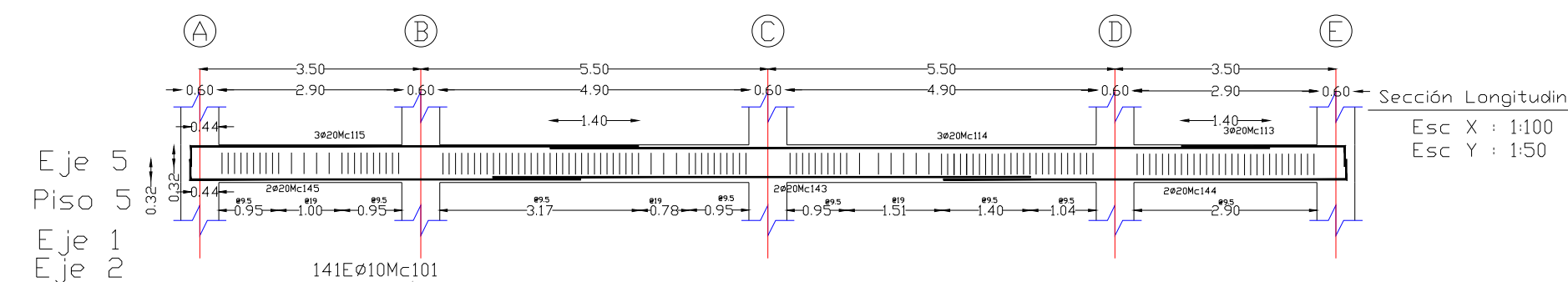
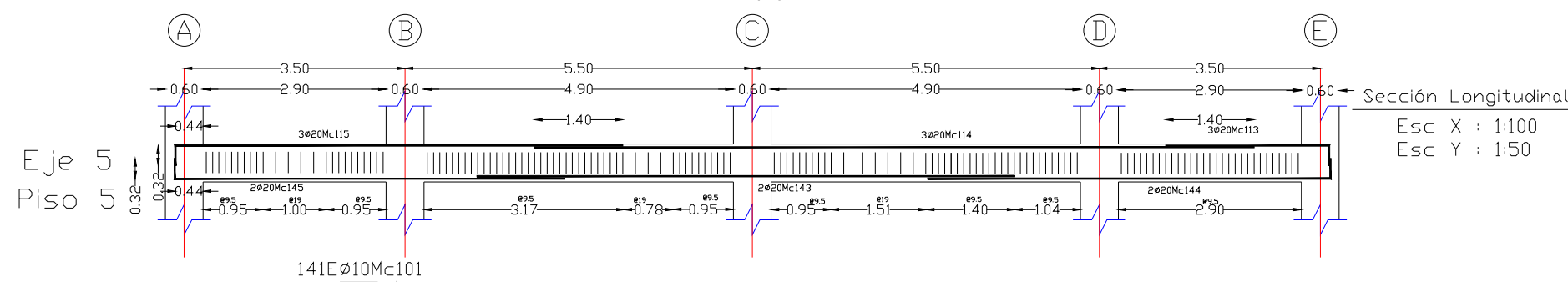
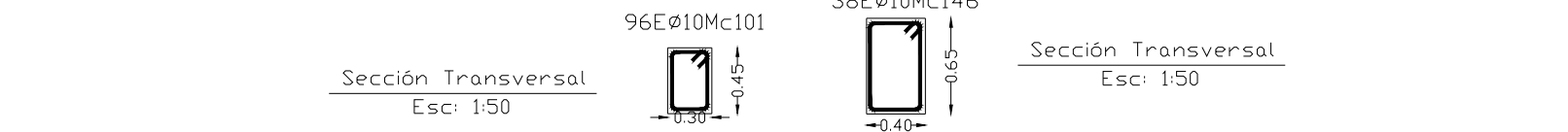
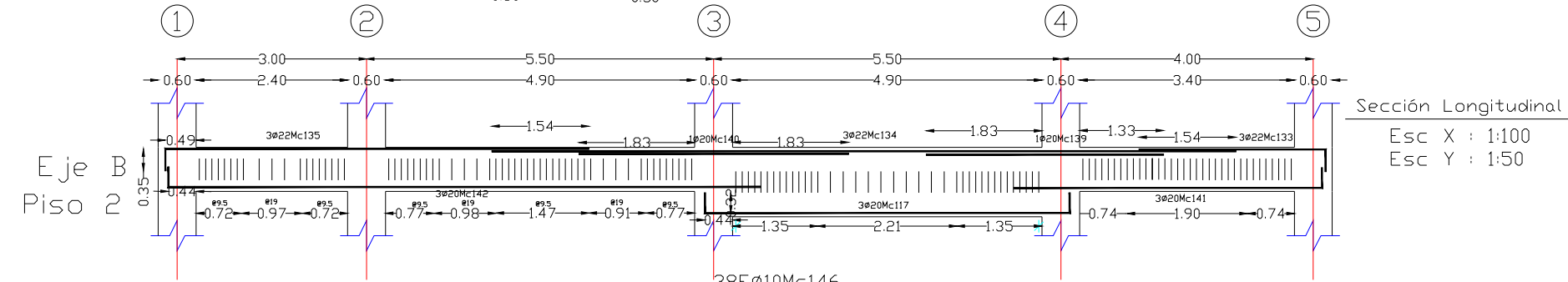
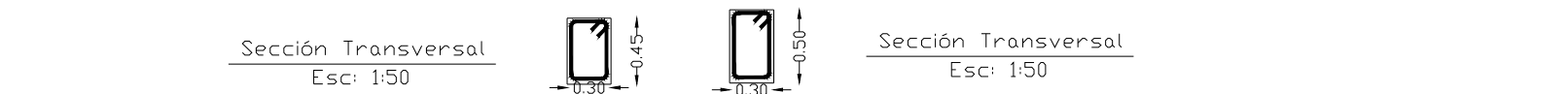
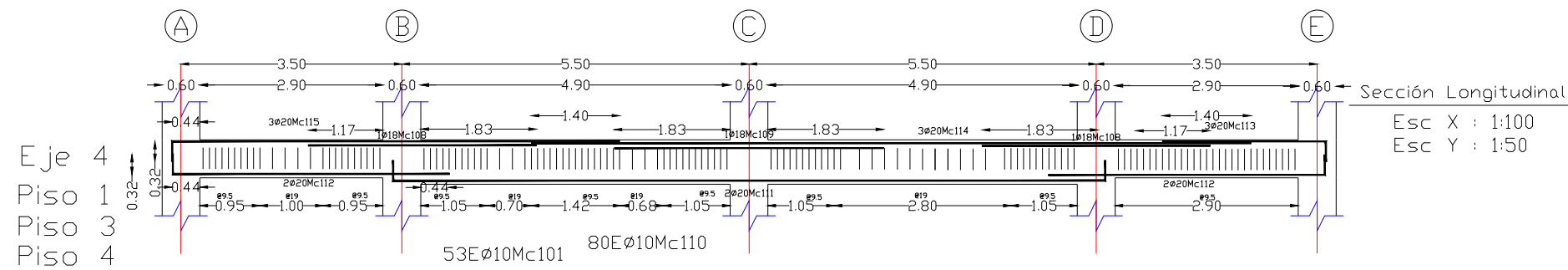


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

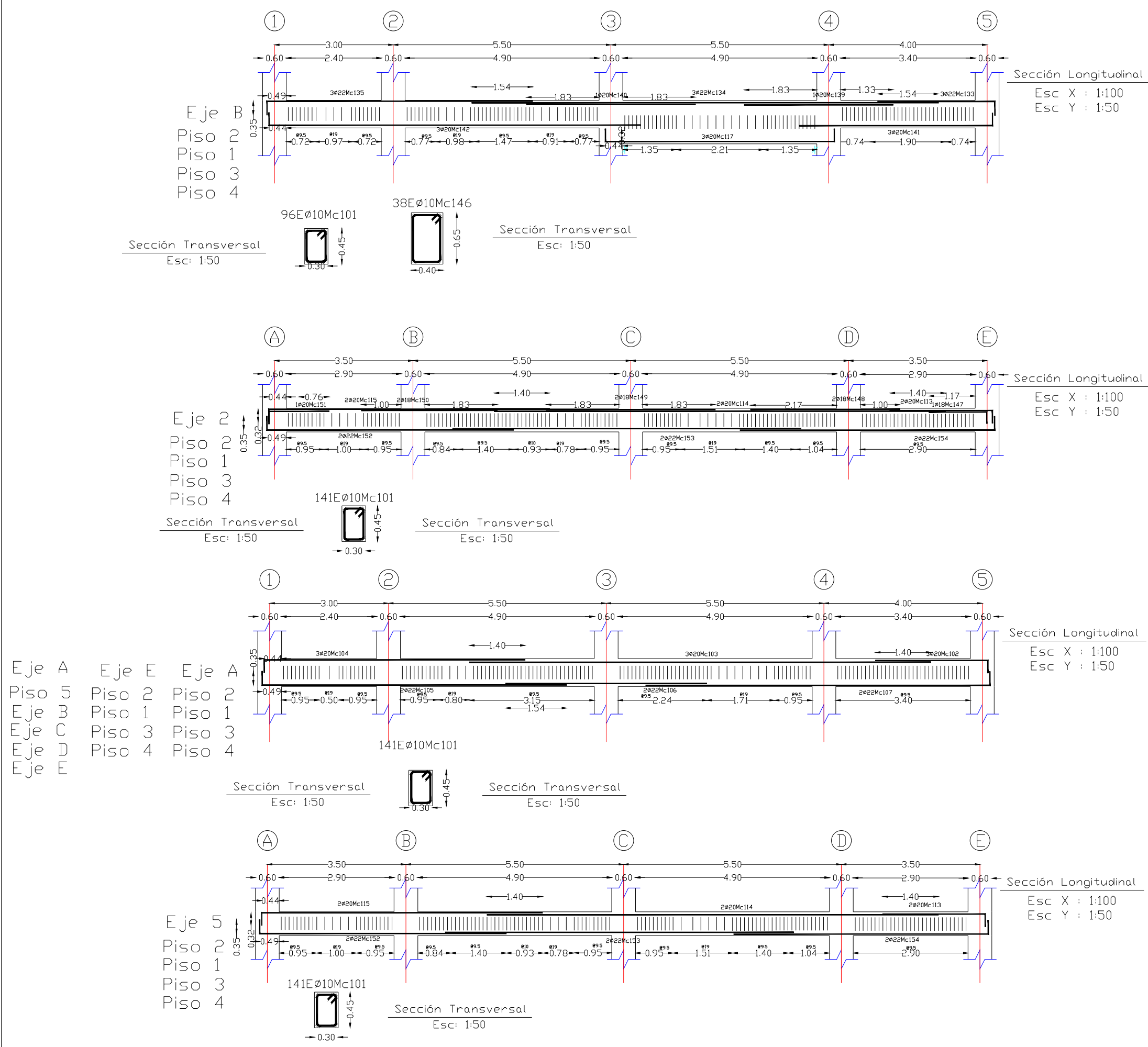
CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA







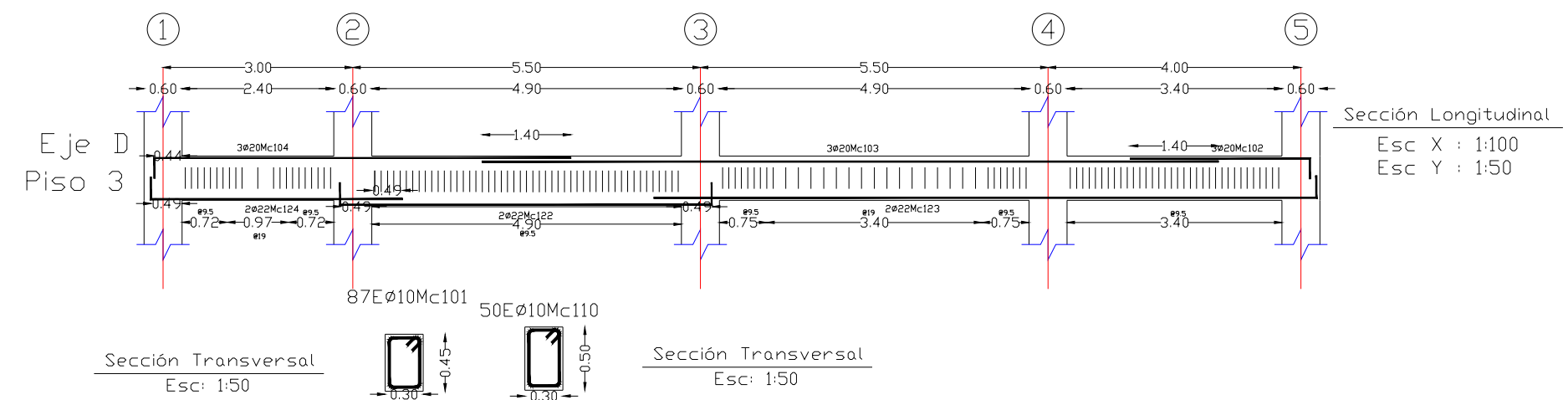
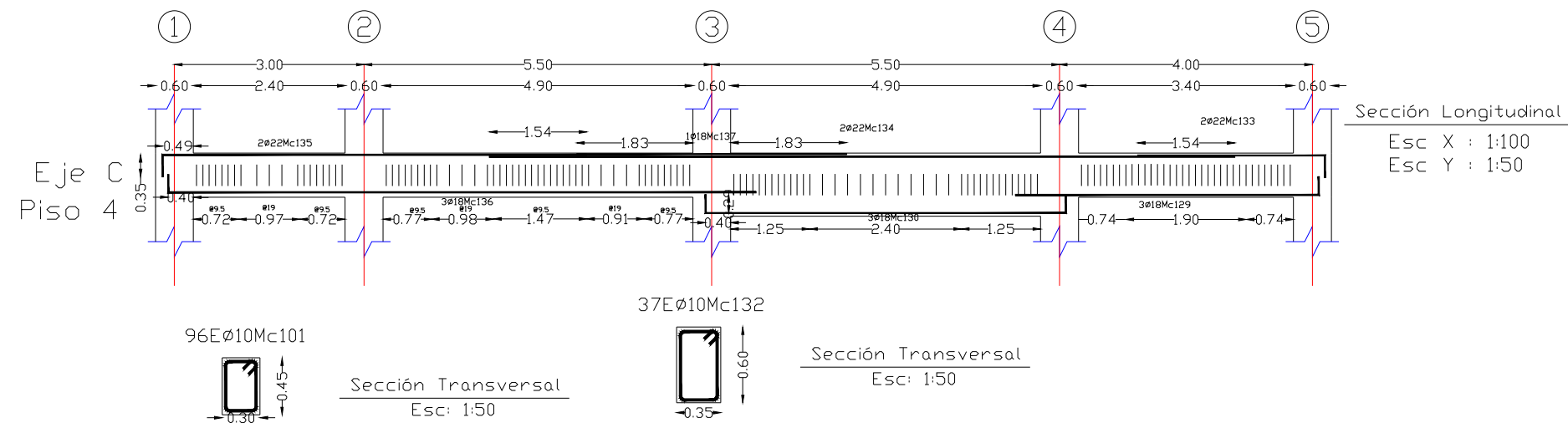
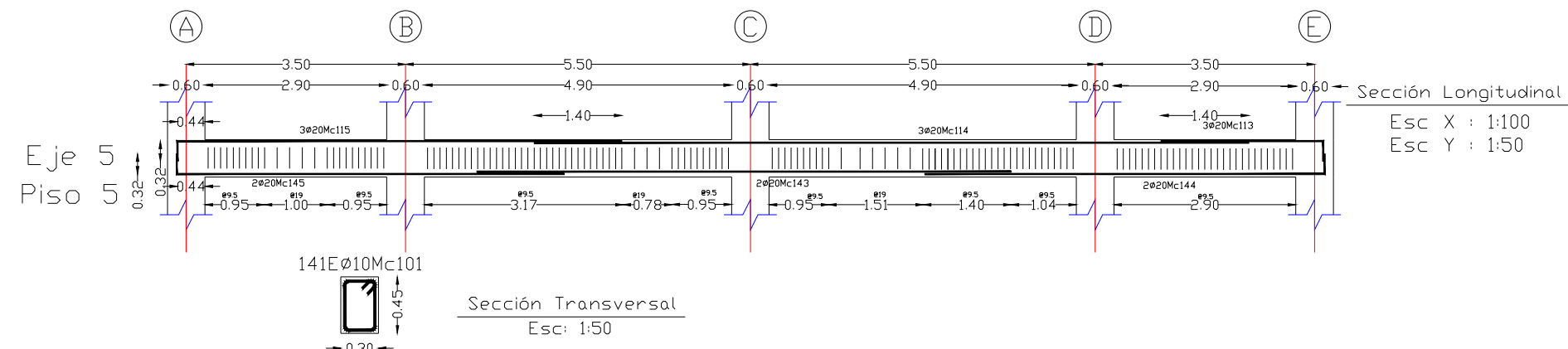
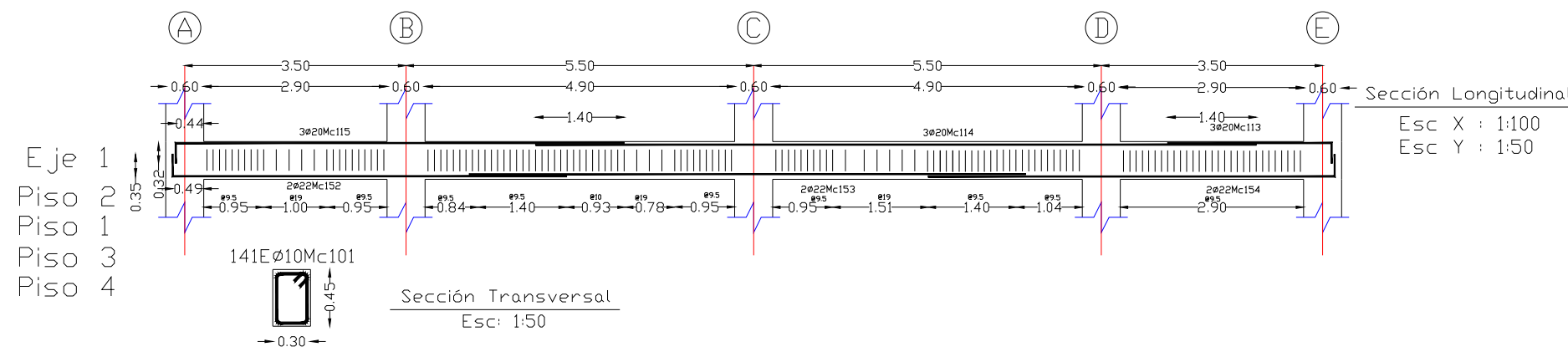


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA



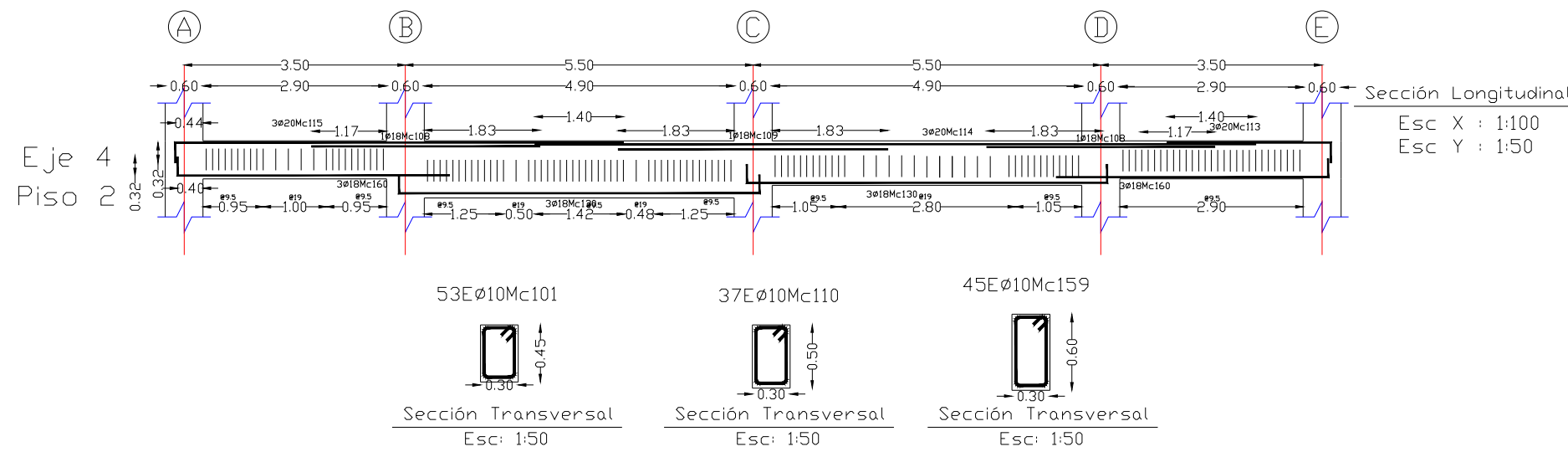
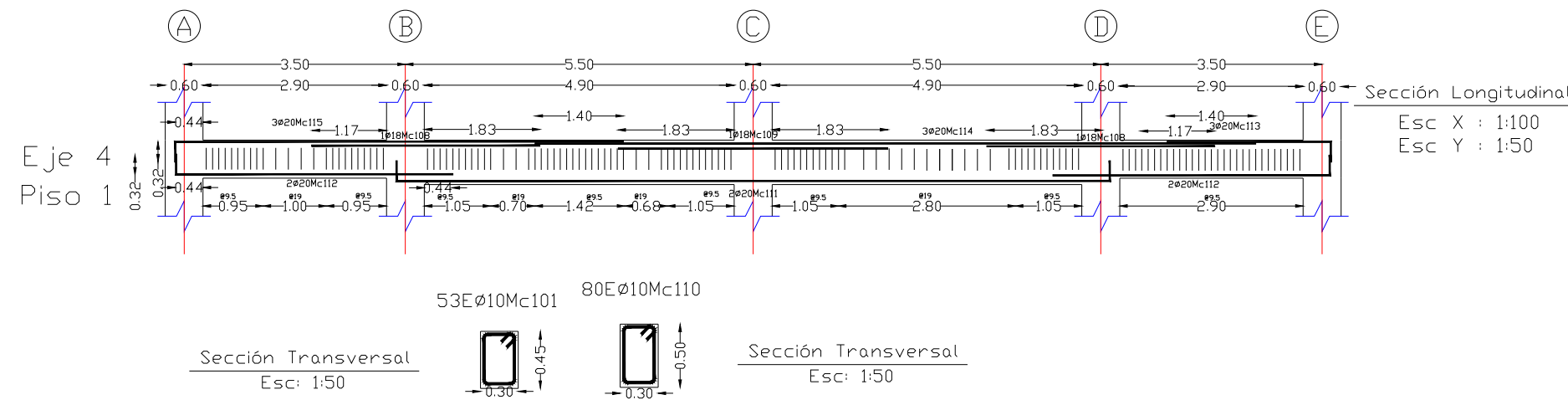
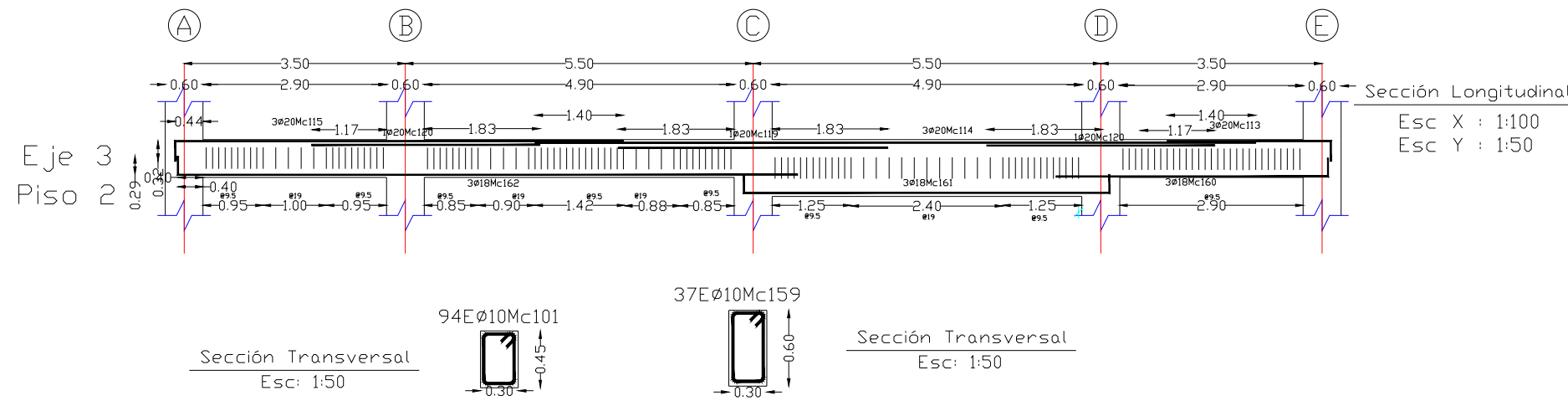


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS NEC15      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA





PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA

PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca	100										
101	□	10	5856	0.24	0.39	0.00	0.10	1.46	8549.76	5275.20	Observacion
102	□	18	15	3.61	0.00	0.00	0.10	3.81	57.15	114.30	Observacion
103	□	18	11	4.26	0.00	0.00	0.10	4.46	49.06	98.12	Observacion
104	□	20	14	11.45	0.00	0.00	0.00	11.45	160.30	395.30	Observacion
105	L	20	14	2.59	0.32	0.00	0.00	2.91	40.74	100.46	Observacion
106	L	20	14	7.09	0.32	0.00	0.00	7.41	103.74	255.82	Observacion
107	L	20	14	6.43	0.32	0.00	0.00	6.75	94.50	233.04	Observacion
108	□	20	14	8.52	0.00	0.00	0.00	8.52	119.28	294.14	Observacion
109	L	20	14	6.18	0.32	0.00	0.00	6.50	91.00	224.41	Observacion
110	L	18	39	2.77	0.29	0.00	0.10	3.16	123.24	246.48	Observacion
111	□	18	39	11.51	0.00	0.00	0.10	11.71	456.69	913.38	Observacion
112	L	18	39	4.80	0.29	0.00	0.00	5.09	198.51	397.02	Observacion
113	C	18	48	5.75	0.29	0.00	0.00	6.33	303.84	607.68	Observacion
114	L	18	39	9.30	0.28	0.00	0.00	9.58	373.62	747.24	Observacion
115	L	18	39	6.48	0.28	0.00	0.00	6.76	263.64	527.28	Observacion
116	□	10	259	0.34	0.54	0.00	0.10	1.96	507.64	313.21	Observacion
117	□	10	391	0.29	0.54	0.00	0.10	1.86	727.26	448.72	Observacion
118	□	10	377	0.29	0.44	0.00	0.10	1.66	625.82	386.13	Observacion
119	C	18	9	5.73	0.29	0.00	0.00	6.31	56.79	113.58	Observacion
120	L	18	12	4.37	0.29	0.00	0.00	4.66	55.92	111.84	Observacion
121	L	18	24	2.58	0.32	0.00	0.00	2.90	69.60	139.20	Observacion
122	L	18	24	4.30	0.29	0.00	0.00	4.59	110.16	220.32	Observacion
123	□	18	24	11.26	0.00	0.00	0.00	11.26	270.24	540.48	Observacion
124	L	18	24	6.98	0.29	0.00	0.00	7.27	174.48	348.96	Observacion
125	L	18	12	9.90	0.29	0.00	0.00	10.19	122.28	244.56	Observacion
126	C	18	12	5.81	0.29	0.00	0.00	6.39	76.68	153.36	Observacion
127	□	18	2	3.71	0.00	0.00	0.10	3.91	7.82	15.64	Observacion
128	□	18	7	4.21	0.00	0.00	0.10	4.41	30.87	61.74	Observacion
129	□	18	2	3.55	0.00	0.00	0.10	3.75	7.50	15.00	Observacion
130	□	20	13	3.71	0.00	0.00	0.10	3.91	50.83	125.35	Observacion
131	□	20	17	4.21	0.00	0.00	0.10	4.41	74.97	184.88	Observacion
132	L	20	4	4.88	0.29	0.00	0.00	5.17	20.68	51.00	Observacion
133	C	20	4	5.78	0.32	0.00	0.00	6.42	25.68	63.33	Observacion
134	L	20	4	9.38	0.32	0.00	0.00	9.70	38.80	95.68	Observacion
135	L	20	6	2.89	0.35	0.00	0.00	3.24	19.44	47.94	Observacion
136	□	20	16	11.65	0.00	0.00	0.00	11.65	186.40	459.66	Observacion
137	L	20	21	6.59	0.32	0.00	0.00	6.91	145.11	357.84	Observacion
138	□	20	10	3.55	0.00	0.00	0.10	3.75	37.50	92.48	Observacion
139	L	20	10	8.39	0.32	0.00	0.00	8.71	87.10	214.79	Observacion
140	L	20	40	8.04	0.35	0.00	0.00	8.39	335.60	827.59	Observacion
141	L	20	10	2.74	0.32	0.00	0.00	3.06	30.60	75.46	Observacion
142	L	20	20	3.59	0.32	0.00	0.00	3.91	78.20	192.84	Observacion
143	L	20	10	6.28	0.32	0.00	0.00	6.60	66.00	162.76	Observacion
144	L	20	10	2.54	0.32	0.00	0.00	2.86	28.60	70.53	Observacion
145	□	20	10	11.35	0.00	0.00	0.00	11.35	113.50	279.89	Observacion
146	L	20	10	9.90	0.32	0.00	0.00	10.22	102.20	252.03	Observacion

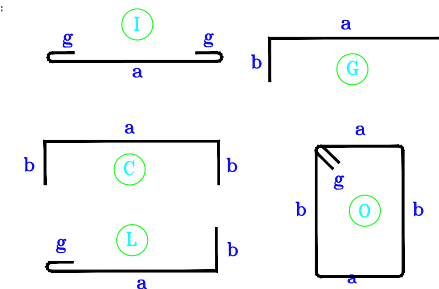
147	L	20	10	6.99	0.32	0.00	0.00	7.31	73.10	180.26	Observacion
148	L	18	5	2.23	0.29	0.00	0.00	2.52	12.60	25.20	Observacion
149	L	20	10	9.09	0.32	0.00	0.00	9.41	94.10	232.05	Observacion
150	L	20	10	7.94	0.32	0.00	0.00	8.26	82.60	203.69	Observacion
151	L	20	10	8.97	0.32	0.00	0.00	9.29	92.90	229.09	Observacion
152	C	18	28	5.79	0.29	0.00	0.00	6.37	178.36	356.72	Observacion
153	C	18	16	5.74	0.29	0.00	0.00	6.32	101.12	202.24	Observacion
154	C	18	16	3.23	0.29	0.00	0.00	3.81	60.96	121.92	Observacion
155	C	18	4	5.82	0.29	0.00	0.00	6.40	25.60	51.20	Observacion
156	C	18	3	11.25	0.29	0.00	0.00	11.83	35.49	70.98	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	10410.48	0	0	0	3222.22	2393.47	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	6423.27	0.00	0.00	0.00	6444.44	5902.30	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 18770.01  
HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2  
VIGAS (m3) = 112.04

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f'c = 210 Kg/cm2  
HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA  
TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

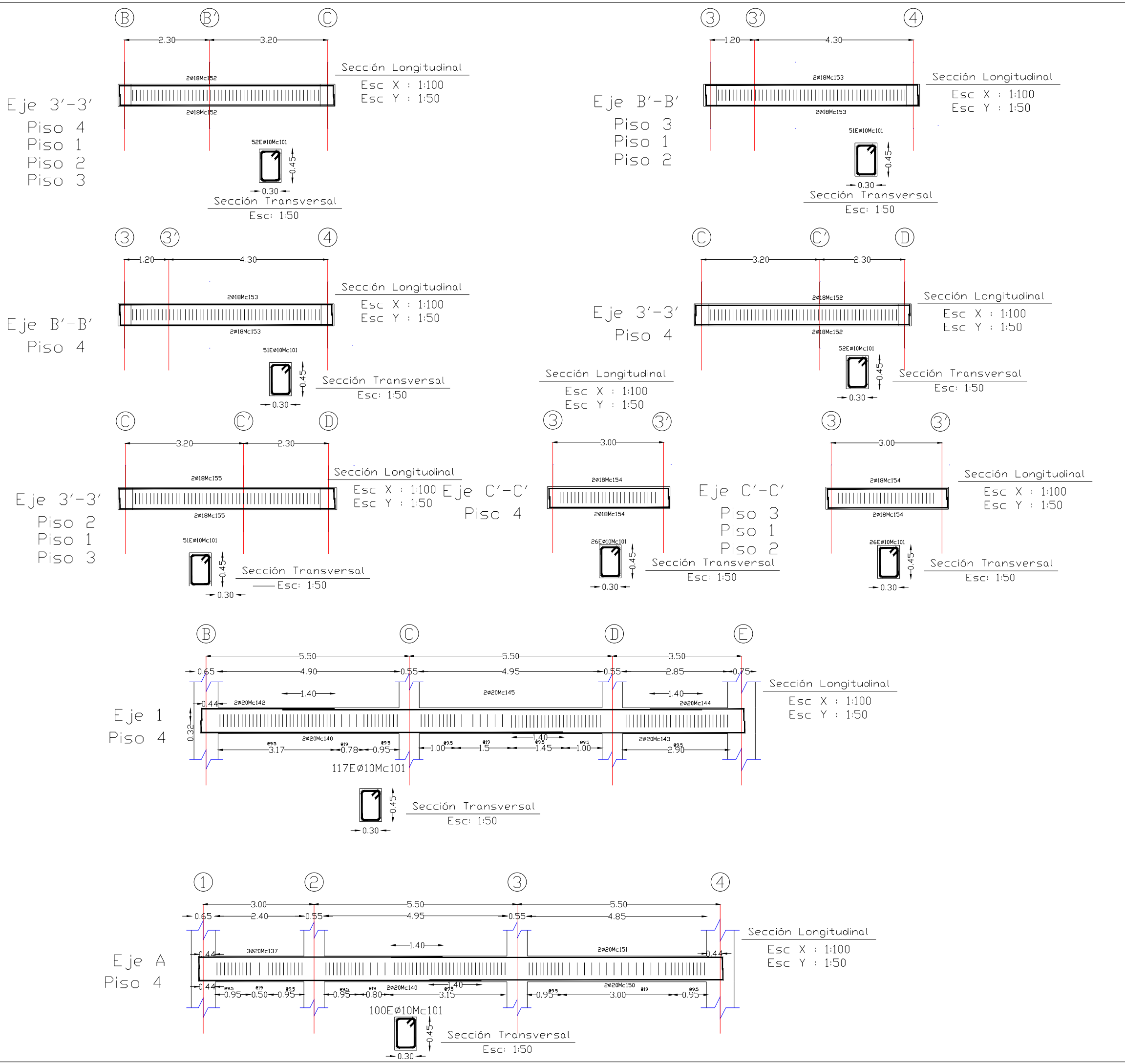


PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE                      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA





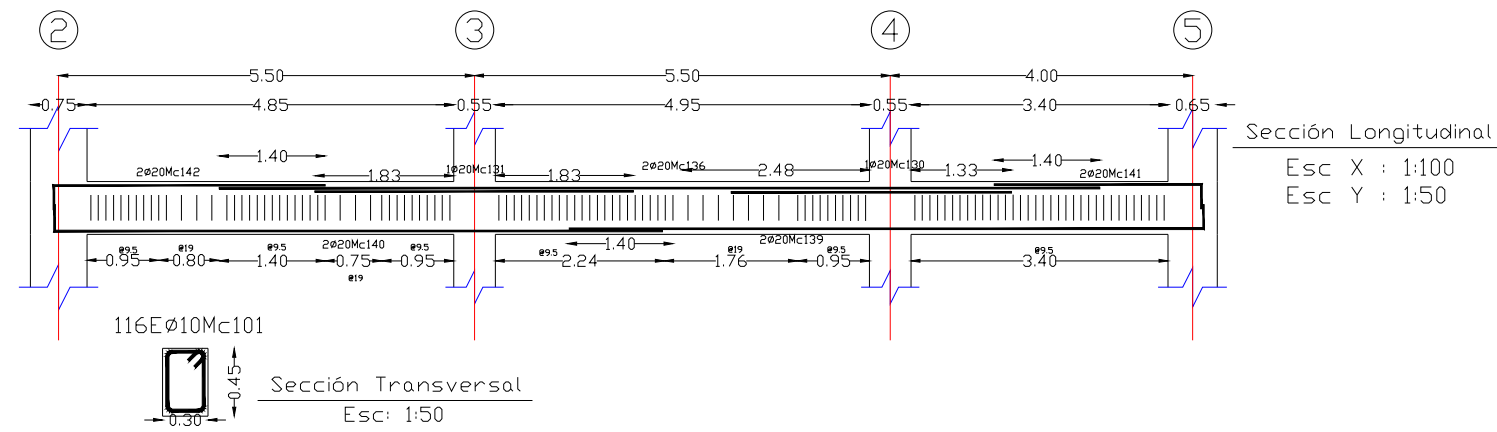
PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE                      ESCALA C/U

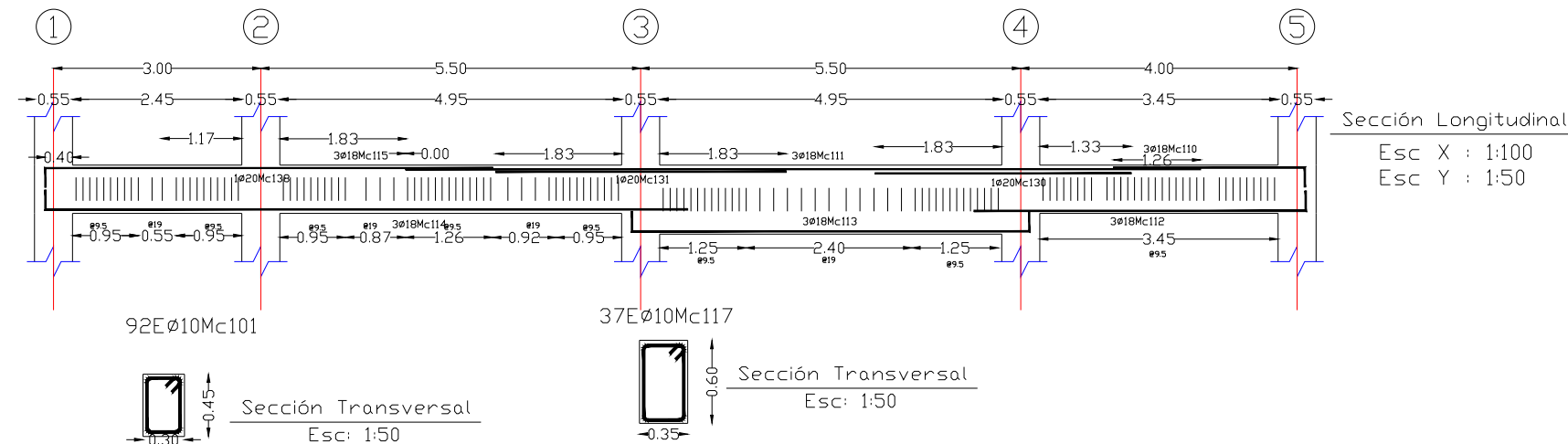
ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA

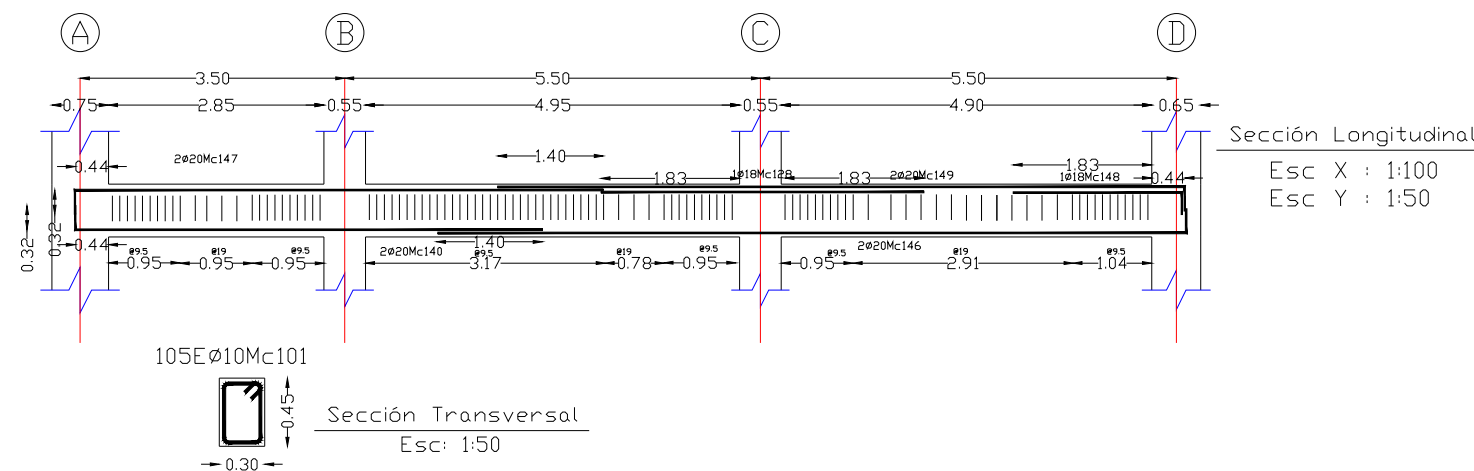
Eje E  
Piso 4



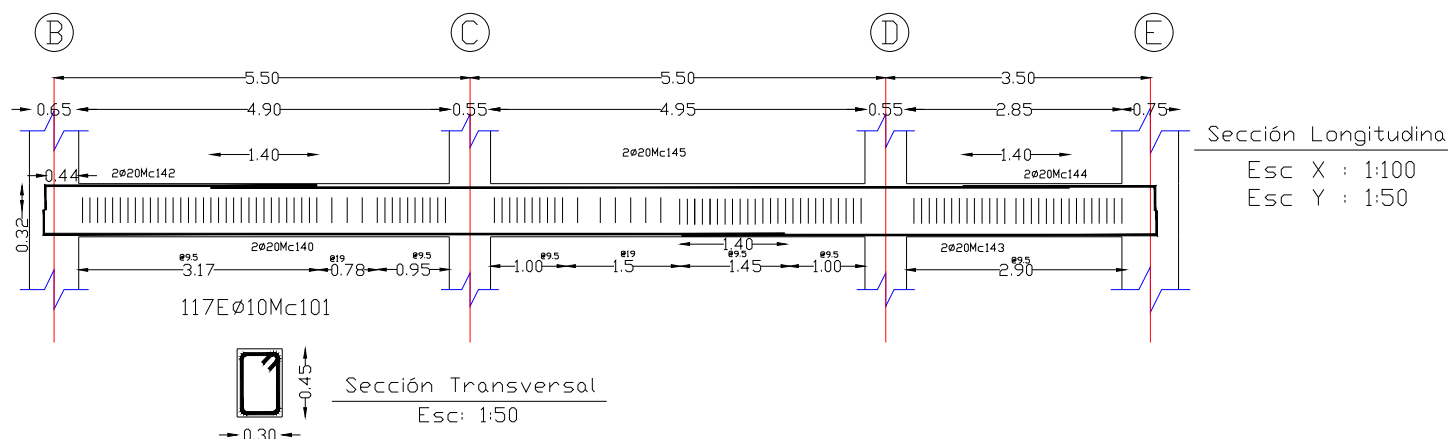
Eje B  
Piso 3



Eje 5  
Piso 4  
Piso 1  
Piso 2  
Piso 3  
Piso 5



Eje 1  
Piso 4  
Piso 1  
Piso 2  
Piso 3  
Piso 5



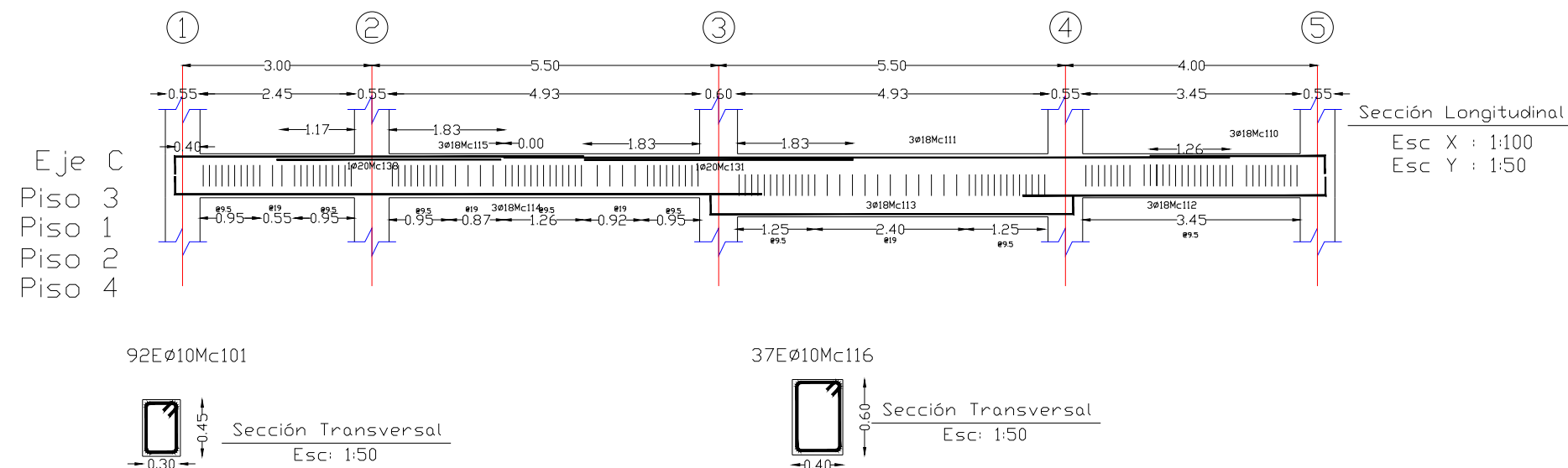
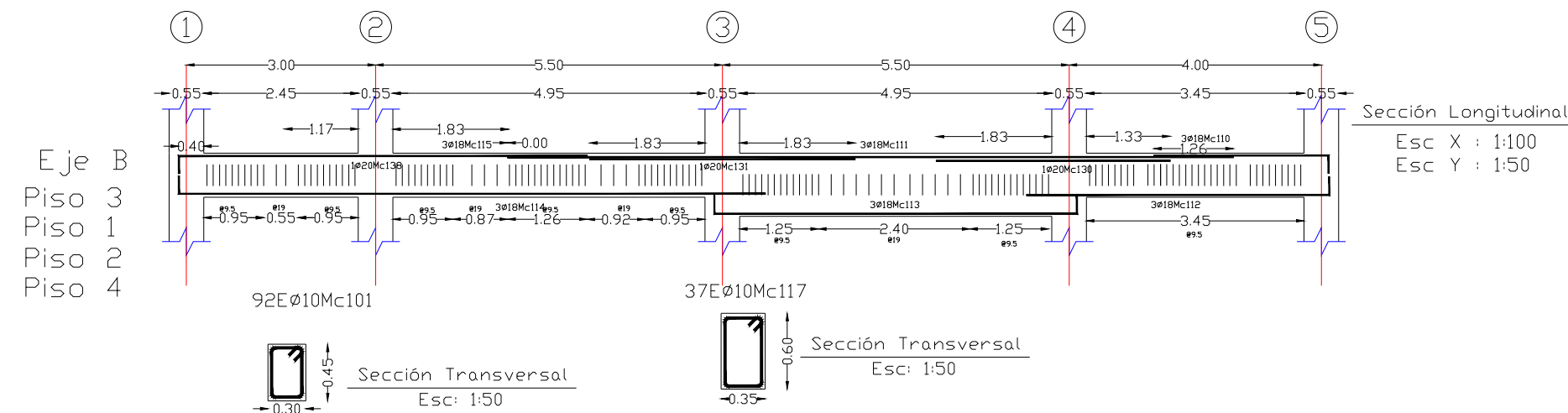
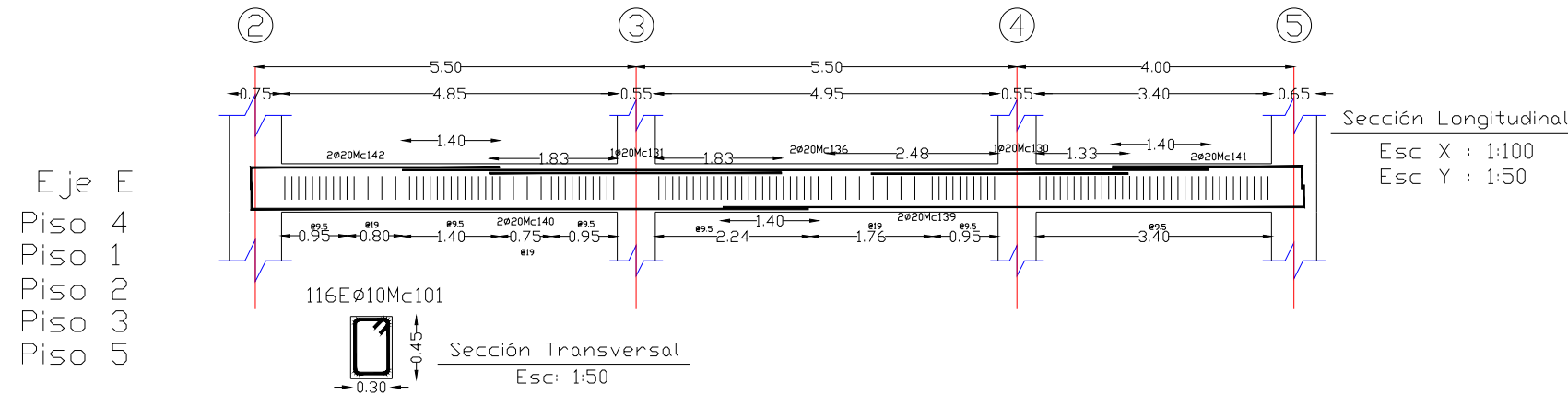
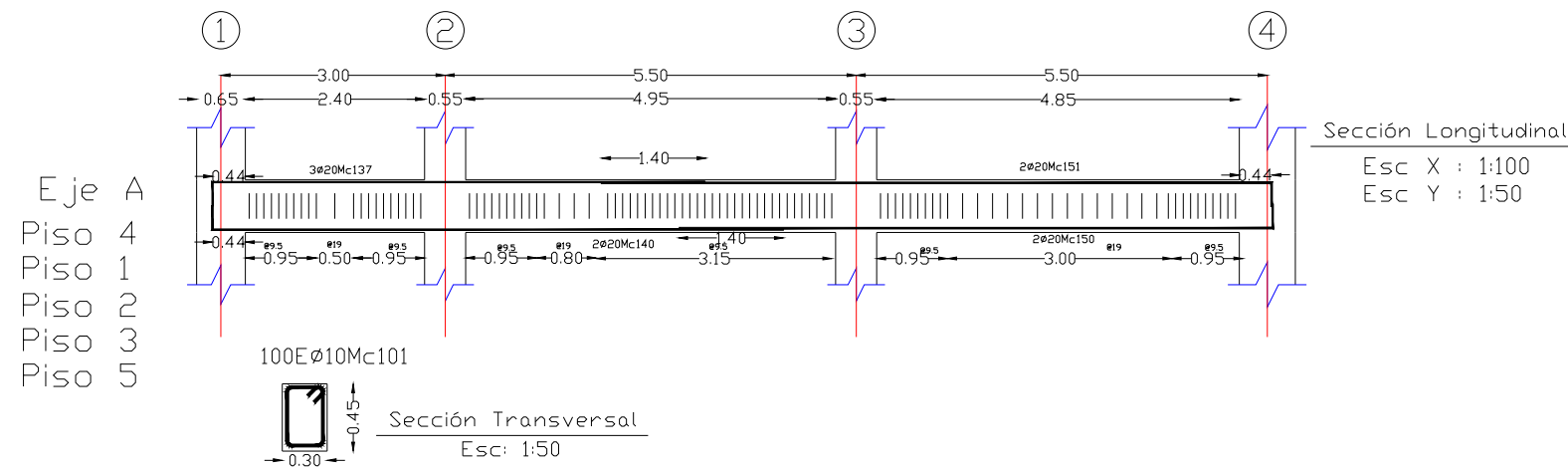


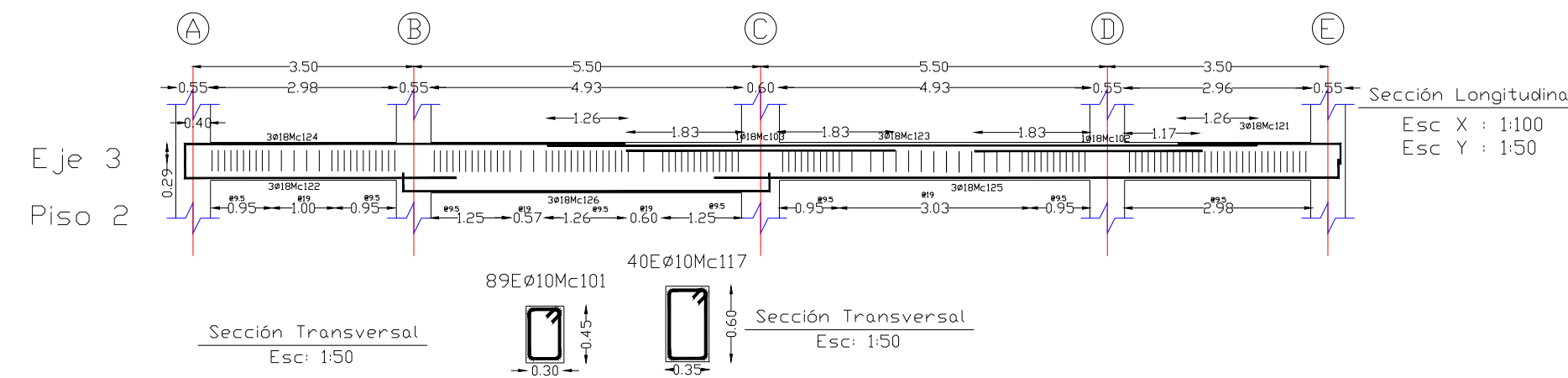
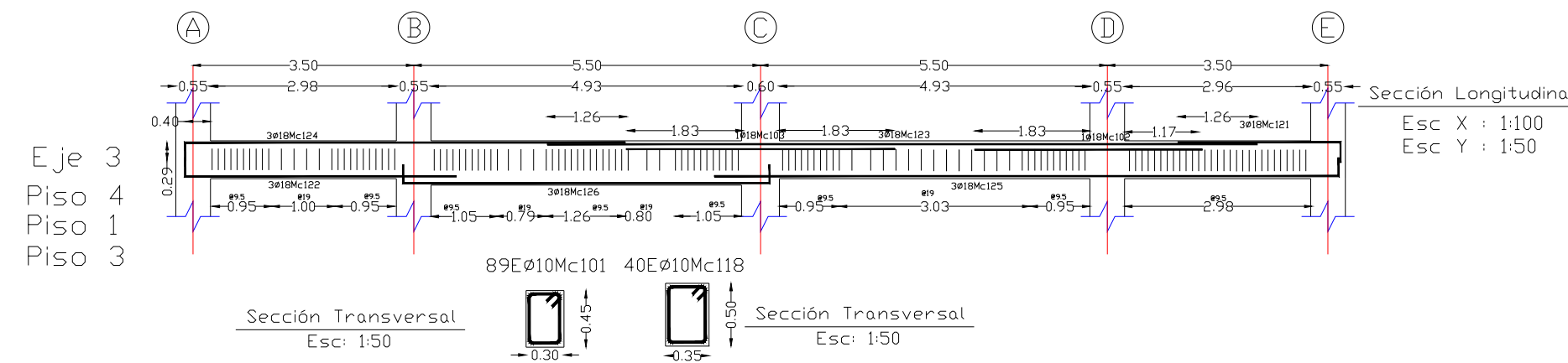
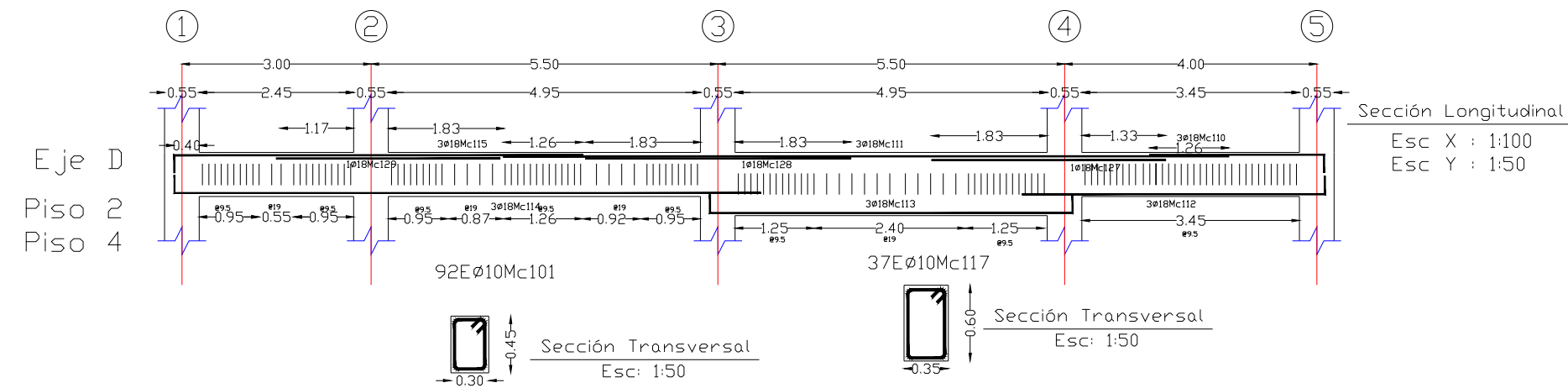
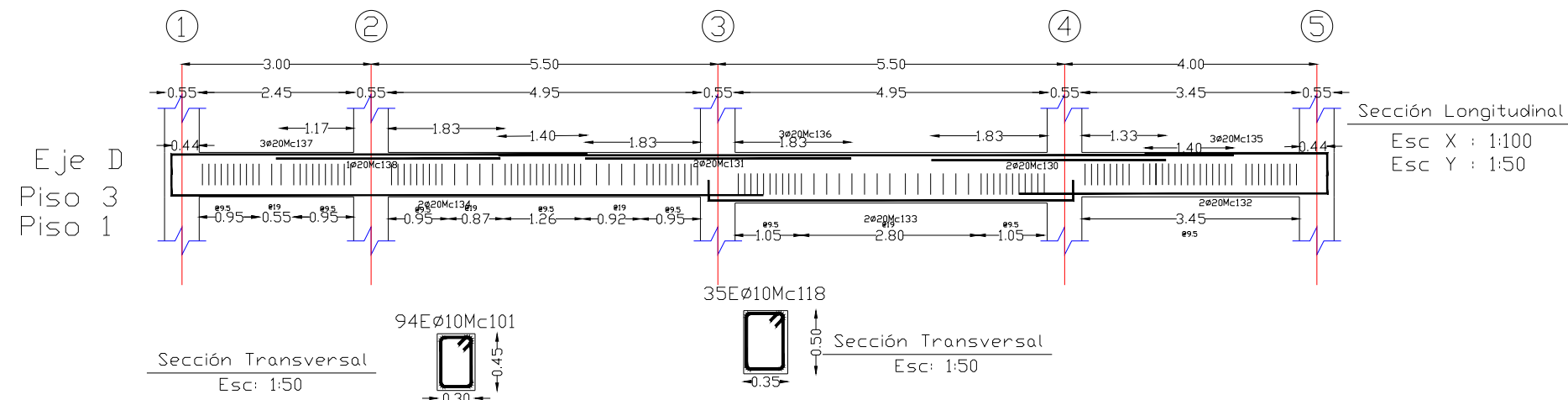
PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE                      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA







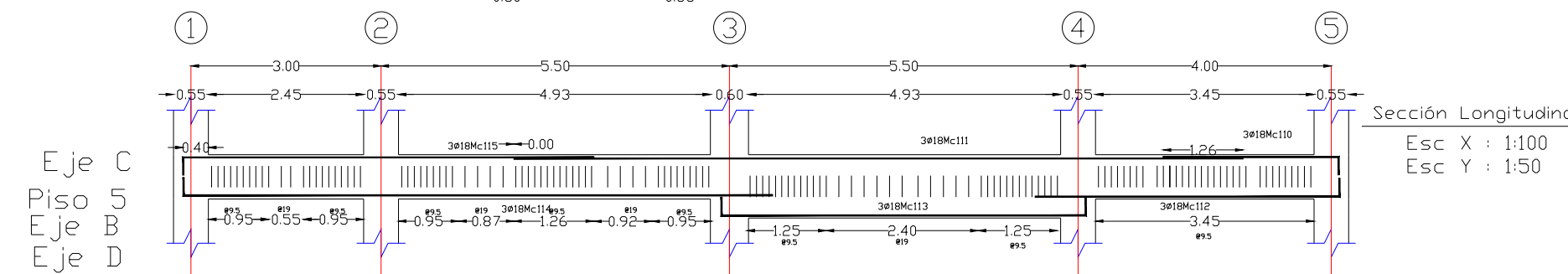
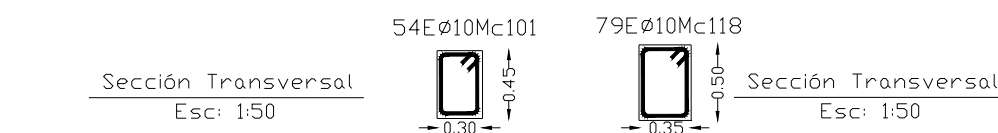
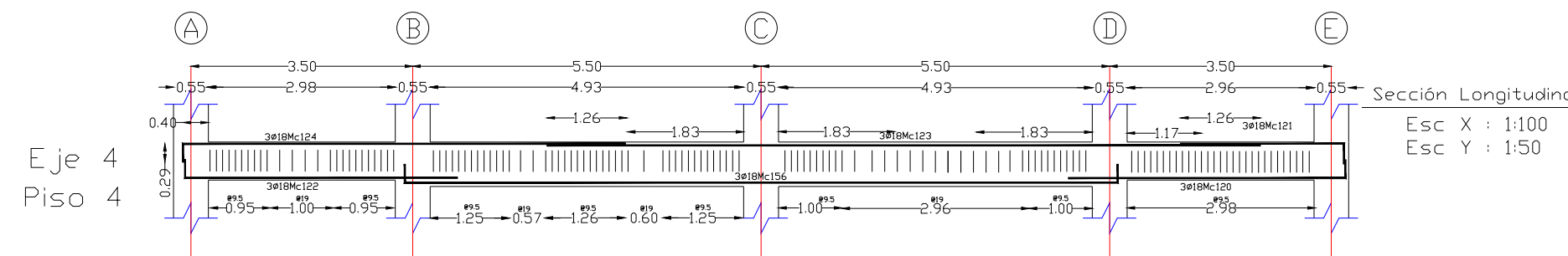
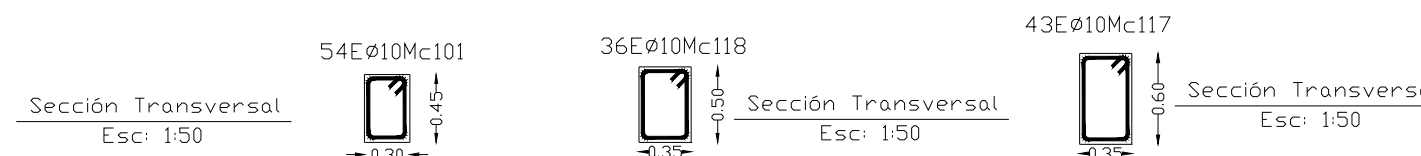
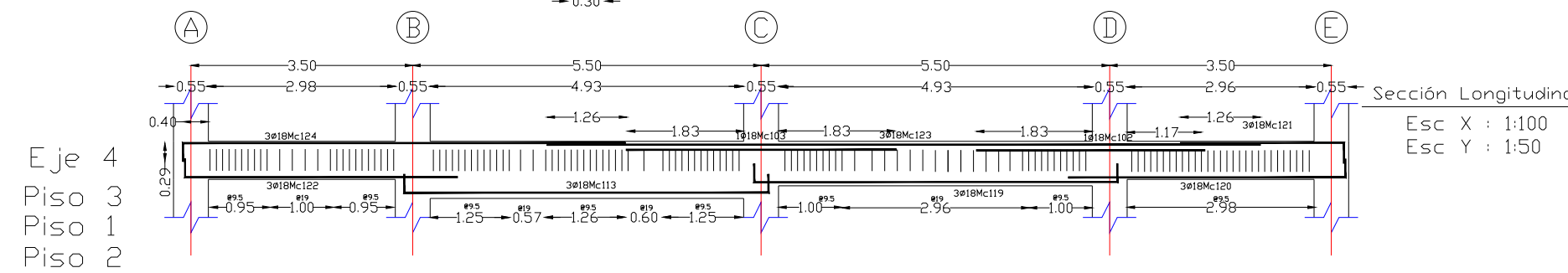
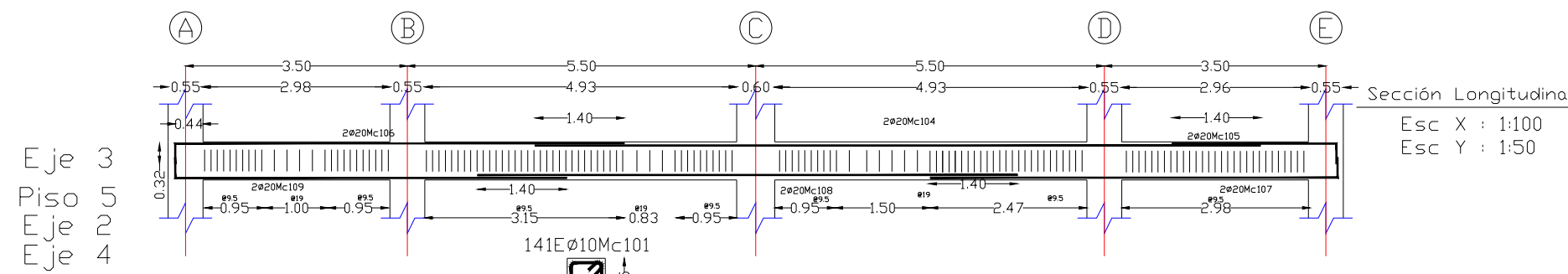


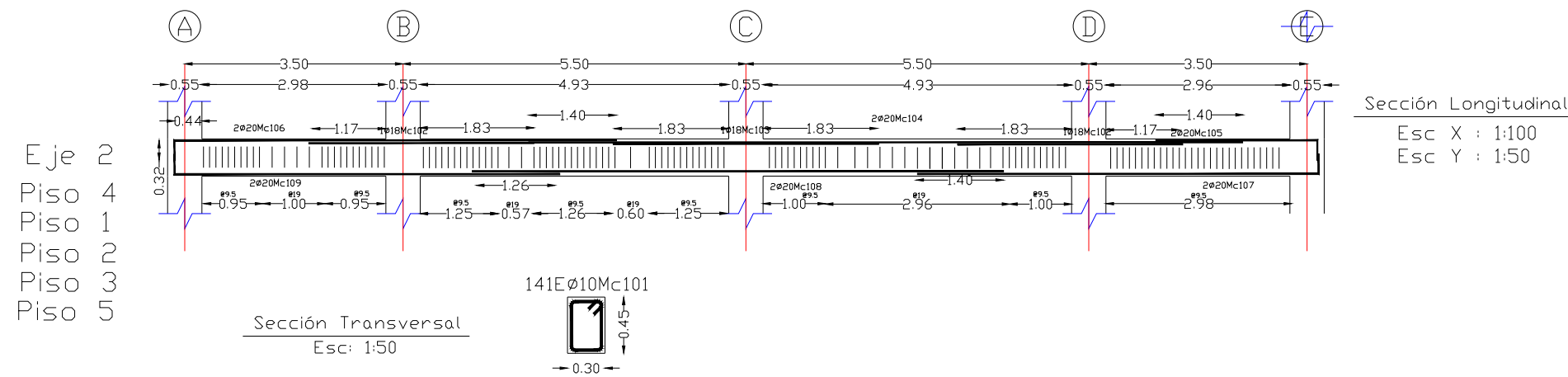
PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE                      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA





TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

PROYECTO DE INTEGRACIÓN:  
ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE LA AMENAZA  
SÍSMICA EN EL TERRITORIO FRONTERIZO DE  
ECUADOR - PERÚ

CONTIENE:  
ARMADO DE VIGAS RNE                      ESCALA C/U

ELABORADO POR:  
SANTIAGO OLEAS

DIRECTORA:  
MSC. MARIA BELEN CORREA