

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO
SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN
SÓTANO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Ana Victoria Mamani Andía

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Raul Andrey Silva Villegas

ASESOR:

José Martín Velásquez Vargas, Mag.

Lima, Julio, 2024

Informe de Similitud

Yo, Jose Martin Velasquez Vargas, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulado "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO", de los(as) autores(as):

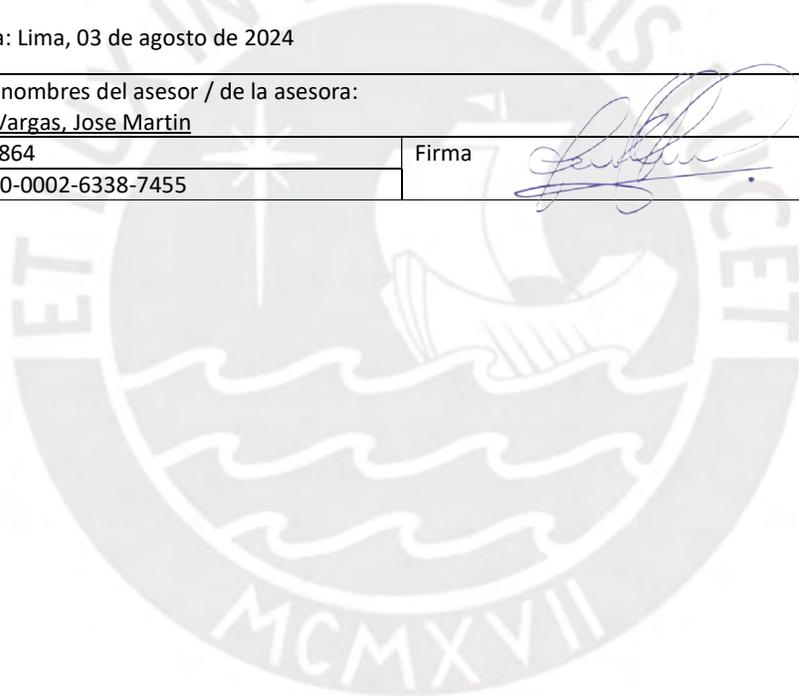
- Ana Victoria Mamani Andia
- Raul Andrey Silva Villegas

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 29/07/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 03 de agosto de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Velasquez Vargas, Jose Martin</u>	
DNI: 18196864	Firma 
ORCID: 0000-0002-6338-7455	



RESUMEN

Nuestro país está ubicado en una zona con alta actividad sísmica; por ello, la investigación, diseño y uso de tecnologías de aislamiento es de carácter primordial para disminuir el riesgo en la edificación, proteger vidas y mejorar la legislación existente. El sistema de aislamiento protege a la estructura y reduce los daños, debido a la disminución de las aceleraciones y derivas. La presente tesis comprende el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado con una interfaz de aislamiento sísmico, ubicada en la ciudad de Lima. El diseño de la estructura se realizará bajo los lineamientos de las normas peruanas: E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado y E.031 Aislamiento Sísmico.

El proyecto corresponde a un edificio de 7 pisos, un sótano y una azotea. La planta típica posee un área de 662.32 m² donde se encuentran 5 departamentos en cada piso típico. El acceso a los departamentos se realiza mediante el pasadizo que incluye dos ascensores y una escalera de evacuación. El acceso al sótano se realiza por una rampa vehicular y dos escaleras de evacuación. El sistema estructural de la edificación es de pórticos de concreto armado. Los sistema de piso están conformados por losas macizas y aligeradas unidireccionales con peralte de 0.20 m. Para la configuración del sistema de aislamiento, se empleó una combinación de aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento con distintas rigideces y deslizadores.

A partir de la evaluación, se concluye que el uso del sistema de aislamiento permitió reducir las demandas sísmicas y el daño en la superestructura. Esto se evidencia en las derivas obtenidas en el análisis tiempo historia y en el análisis dinámico espectral definitivo. Las aceleraciones registradas en el análisis tiempo historia en la azotea indican que existirá un daño leve en los elementos no estructurales luego de un sismo extremo de 2500 años de periodo de retorno; sin embargo, la norma E.031 no indica un límite recomendado.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, Liliana y Jaime, por el apoyo y comprensión durante mi época universitaria, son y serán mi guía en mi vida en los mejores y más difíciles momentos. Agradezco a mi familia, en especial a mi hermana, Andrea, y abuela, Magna, que siempre han sido una parte importante en mi vida y han influido en quien soy como persona y profesional. Agradezco a mi enamorada, Marely, por ser un soporte en mi vida y brindarme felicidad. Agradezco a mi amiga y compañera de tesis, Ana, por apoyarme e incentivar me durante la realización de esta tesis. Un agradecimiento especial a mi asesor Mag. José Velásquez Vargas por su dirección durante la elaboración de esta tesis.

Muchas gracias, Raul Silva Villegas.

Quiero expresar mi agradecimiento a mis padres, Ana María y Albino, por su amor incondicional y apoyo constante. Ustedes son mi fortaleza y principal motivación día a día. A mi hermana, Rafaela, por ser la fuente de risas y mantenernos siempre unidos como familia. Igualmente, deseo expresar mi gratitud a mi amigo y compañero de tesis, Raul, por su paciencia, perseverancia, dedicación y motivación durante la realización de este trabajo. Asimismo, agradezco a nuestro asesor Mag. José Velásquez Vargas por su mentoría y apoyo a lo largo de este proceso. Por último, un agradecimiento especial a la Mag. Patricia Santillán Ramírez y al Mag. Dennis Santos Cavalho, por su paciencia y generosidad al compartir sus conocimientos conmigo, los cuales han sido valiosos para el desarrollo de esta tesis.

Ana Mamani Andía

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE GENERAL	iii
ÍNDICE DE TABLAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xiii
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Alcance	3
1.4. Metodología.....	3
1.5. Antecedentes.....	3
1.5.1. Reseña histórica del aislamiento sísmico	3
1.5.2. Realidad Peruana del aislamiento sísmico	12
1.5.3. Normativas para el diseño de estructuras aisladas	13
CAPITULO 2: BASE TEÓRICA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	16
2.1. Principios fundamentales del aislamiento sísmico	16
2.2. Balance de Energía	18
2.3. Modelo teórico de un edificio aislado	19
2.3.1. Modelo elástico de 1 grado de libertad	19
2.3.2. Modelo elástico de 2 grados de libertad.....	20
2.4. Principales tipos de dispositivos de aislamiento sísmico	24
2.4.1. Aisladores elastoméricos.....	24
2.4.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento-LDRB	25
2.4.1.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento-HDRB.....	25
2.4.1.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo-LRB.....	27
2.4.2. Aisladores deslizantes	28
2.4.2.1. Aisladores deslizantes planos	29
2.4.2.2. Aisladores deslizantes con superficie cóncava	29
2.5. Comportamiento mecánico de los dispositivos de aislamiento sísmico.....	32
2.5.1. Modelo bilineal de aisladores elastoméricos.....	33

2.5.2.	Modelo bilineal de aisladores deslizantes con superficie cóncava	35
2.5.3.	Modelo bilineal de aisladores deslizantes planos.....	37
2.6.	Factores de la variabilidad de las propiedades de los dispositivos.....	38
2.6.1.	Efecto Scragging	38
2.6.2.	Condiciones de temperatura y de velocidad de carga	39
2.6.3.	Envejecimiento y condiciones ambientales.....	40
2.6.4.	Experiencia del fabricante.....	40
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADO.....		41
3.1.	Análisis estático o de fuerzas equivalentes.....	41
3.1.1.	Desplazamiento Traslacional	41
3.1.2.	Periodo efectivo relacionado al desplazamiento traslacional.....	41
3.1.3.	Desplazamiento total (<i>DTM</i>).....	41
3.1.4.	Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño	42
3.2.	Análisis dinámico modal espectral	45
3.3.	Análisis tiempo historia	46
3.3.1.	Tratamiento de registros sísmicos	48
3.3.2.	Consideraciones para el modelo tridimensional:	49
CAPÍTULO 4: DISEÑO DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO		51
4.1.	Descripción Arquitectónica de la edificación.....	51
4.2.	Estructuración y Predimensionamiento del sistema estructural	54
4.2.1.	Materiales	54
4.2.2.	Cargas de gravedad	55
4.2.3.	Parámetros Sísmicos	55
4.2.4.	Sistema Estructural.....	56
4.2.5.	Predimensionamiento de elementos estructurales.....	59
4.2.5.1.	Predimensionamiento de losas.....	59
4.2.5.2.	Predimensionamiento de vigas	59
4.2.5.3.	Predimensionamiento de columnas	60
4.2.5.4.	Predimensionamiento de dados y pedestales de concreto	61
4.3.	Predimensionamiento del sistema de aislamiento	61
4.3.1.	Análisis dinámico modal de la estructura con base fija	61
4.3.2.	Análisis Estático Preliminar	62
4.3.3.	Análisis Modal Espectral Preliminar.....	65

4.3.3.1.	Prediseño de los dispositivos.....	66
4.3.3.2.	Configuración del modelo computacional de base aislada.....	69
4.3.3.3.	Criterios de Verificación	71
4.3.4.	Análisis Tiempo Historia	77
4.3.4.1.	Registros Sísmicos.....	77
4.3.4.2.	Modelos no lineales	80
4.3.4.3.	Resultados límite nominal	83
4.3.4.4.	Resultados límite inferior y superior	91
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES		106
5.1.	Análisis estático definitivo con el límite inferior y superior	106
5.2.	Análisis espectral definitivo con el límite superior	108
5.2.1.	Derivas en el análisis espectral definitivo con el límite superior.....	109
5.3.	Verificación de Volteo.....	111
5.4.	Momentos P-Delta.....	111
5.5.	Diseño de los elementos estructurales	113
5.5.1.	Losas.....	114
5.5.2.	Vigas.....	123
5.5.3.	Pedestales	129
5.5.4.	Columnas.....	132
5.5.5.	Cimentación	145
5.5.6.	Muro de Contención.....	151
5.5.7.	Muro de Sótano	160
5.5.8.	Escalera	163
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		167
BIBLIOGRAFÍA		176
ANEXOS.....		180

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cargas de gravedad.....	55
Tabla 2. Parámetros Sísmicos.....	55
Tabla 3. Criterios propuestos para el pre-dimensionamiento de losas aligeradas en una dirección.....	59
Tabla 4. Criterios propuestos para el predimensionamiento de Vigas peraltadas de concreto armado.....	59
Tabla 5. Modos fundamentales y masas participativas del edificio de base fija.....	62
Tabla 6. Peso sísmico de la edificación.....	62
Tabla 7. Factor de amortiguamiento efectivo.....	63
Tabla 8. Parámetros nominales obtenidos del análisis estático.....	64
Tabla 9. Propiedades nominales de los deslizadores planos.....	67
Tabla 10. Propiedades nominales del aislador elastomérico.....	67
Tabla 11. Parámetros lineales elásticas de los dispositivos.....	68
Tabla 12. Resultados del análisis modal sin considerar excentricidad accidental.....	71
Tabla 13. Resultados del centro de rigidez y del centro de masas.....	71
Tabla 14. Incidencia torsional en el primer modo fundamental.....	72
Tabla 15. Resultados del análisis modal con la excentricidad en Y (+).....	73
Tabla 16. Derivas de Entrepiso del análisis espectral.....	73
Tabla 17. Restricciones a Irregularidades.....	74
Tabla 18. Verificación de irregularidades de rigidez y resistencia en la dirección XX.....	75
Tabla 19. Verificación de irregularidades de rigidez y resistencia en la dirección YY.....	75
Tabla 20. Control de irregularidad torsional en la dirección XX.....	76
Tabla 21. Control de irregularidad torsional en la dirección YY.....	76
Tabla 22. Resumen del tratamiento de señales sísmicas para el análisis tiempo-historia.....	78
Tabla 23. <i>Resumen de la aplicación de registros para el análisis tiempo-historia.....</i>	79
Tabla 24. <i>Propiedades de los dispositivos-Límite nominal.....</i>	80
Tabla 25. Propiedades inelásticas nominales de los dispositivos-Límite nominal.....	80
Tabla 26. <i>Factores de modificación para los dispositivos.....</i>	80
Tabla 27. Propiedades inelásticas de los dispositivos-Límite inferior.....	81
Tabla 28. Propiedades inelásticas de los dispositivos-Límite superior.....	81
Tabla 29. Derivas promedio en X-X(Izquierda) y Y-Y(Derecha) por respuesta mínima.....	83
Tabla 30. <i>Aceleraciones promedio en X-X(Izquierda) y Y-Y(Derecha) por respuesta mínima.....</i>	85
Tabla 31. Cargas máximas y mínimas con el sismo en X-X y Y-Y.....	87
Tabla 32. Modelos equivalentes para el límite nominal con sismos con dirección principal en XX.....	90
Tabla 33. Resumen de parámetros obtenidos para el límite nominal con sismos con dirección principal en XX.....	90
Tabla 34. Modelos equivalentes para el límite nominal con sismos con dirección principal en YY.....	90
Tabla 35. Resumen de parámetros obtenidos para el límite nominal con sismos con dirección principal en YY.....	90

Tabla 36. Resumen de resultados del sistema de aislamiento del análisis tiempo historia límite nominal.	91
Tabla 37. Desplazamiento en X-X con límite inferior y respuesta mínima.	91
Tabla 38. <i>Desplazamiento en Y-Y con límite inferior y respuesta máxima</i>	92
Tabla 39. Derivas máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.	93
Tabla 40. Derivas máximas en Y-Y con límite superior respuesta máxima.	93
Tabla 41. Aceleraciones máximas en X-X (Izquierda) y Y-Y (Derecha) con límite superior respuesta mínima.	95
Tabla 42. Derivas X-X con los casos de A. Tiempo-Historia en las cuatro columnas de la zona del ascensor.	96
Tabla 43. Derivas Y-Y con los casos de A. Tiempo-Historia en las cuatro columnas de la zona del ascensor.	96
Tabla 44. Cargas máximas y mínimas en X-X y en Y-Y con límite superior.	97
Tabla 45. Modelos equivalentes de límite inferior con sismos con dirección principal en X-X.	100
Tabla 46. Resumen de resultados del límite inferior con sismos con dirección principal en X-X.	100
Tabla 47. Modelos equivalentes de límite inferior con sismos con dirección principal en Y-Y.	100
Tabla 48. Resumen de resultados del límite inferior con sismos con dirección principal en Y-Y.	101
Tabla 49. Modelos equivalentes de límite superior con sismos con dirección principal en X-X.	104
Tabla 50. Resumen de resultados del límite superior con sismos con dirección principal en X-X.	104
Tabla 51. Modelos equivalentes de límite superior con sismos con dirección principal en Y-Y.	104
Tabla 52. Resumen de resultados del límite superior con sismos con dirección principal en Y-Y.	105
Tabla 53. Resumen de los resultados del límite inferior y superior para ambas direcciones.	105
Tabla 54. Resumen de los resultados de análisis estático.	106
Tabla 55. Fuerzas laterales de superestructura.	107
Tabla 56. Comparación de resultados del límite superior de los análisis tiempo-historia y dinámico espectral definitivo en la dirección X-X.	109
Tabla 57. Comparación de resultados del límite superior de los análisis tiempo-historia y dinámico espectral definitivo en la dirección Y-Y.	109
Tabla 58. Derivas de Límite Superior en el análisis dinámico espectral definitivo	109
Tabla 59. Derivas X-X y Derivas Y-Y en la zona del ascensor del análisis dinámico espectral definitivo.	111
Tabla 60. Obtención del factor de seguridad contra el volteo.	111
Tabla 61. Momentos P-delta de los dispositivos.	112
Tabla 62. Factores de reducción de carga (ϕ).	113
Tabla 63. Cargas gravitacionales en losas estructurales.	114
Tabla 64. Diseño por flexión de la losa maciza.	117

Tabla 65. Datos para diseño por flexión y cortante de las viguetas del aligerado.....	121
Tabla 66. Diseño por flexión (acero positivo) para la vigueta en estudio.	122
Tabla 67. Diseño por flexión (acero negativo) para la vigueta en estudio.	122
Tabla 68. Diseño por cortante para la vigueta en estudio.....	122
Tabla 69. Diseño por flexión del pedestal inferior.	131
Tabla 70. Diseño por corte del pedestal inferior.....	131
Tabla 71. Combinaciones de cargas con sismo X-X de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.	134
Tabla 72. Combinaciones de cargas con sismo Y-Y de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.	134
Tabla 73. Obtención de índice de estabilidad de entrepiso “Q” para combinación de carga: $1.25(CM+CV) +CSX+PDY$	138
Tabla 74. Análisis de esbeltez de la columna C-4 en dirección X-X.	139
Tabla 75. Análisis de esbeltez de la columna C-4 en dirección Y-Y.	139
Tabla 76. Verificación de límite establecido en el artículo 10.12.2 para un análisis en X-X e Y-Y.	139
Tabla 77. Verificación de diseño por cortante con combinaciones de cargas con sismo X-X de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.....	140
Tabla 78. Verificación de diseño por cortante con combinaciones de cargas con sismo Y-Y de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.....	140
Tabla 79. Cálculo del espaciamiento para ambas direcciones.....	142
Tabla 80. Cálculo de resistencia mínima a flexión en el nudo - Análisis en X-X (V102 y C-4) y Y-Y (V110 y C-4).....	143
Tabla 81. Verificación al cortante en el nudo. Combinación de carga: $1.25(CM+CV) -SX +PDY$	144
Tabla 82. Verificación al cortante en el nudo. Combinación de carga: $1.25(CM+CV) -SY +PDX$	144
Tabla 83. Cargas de gravedad, sismos y cargas del efecto P-D.....	147
Tabla 84. Datos de la zapata Z-04, dimensionamiento y verificación de presiones con cargas de gravedad.	147
Tabla 85. Verificaciones de presiones con cargas de gravedad, sismo y cargas del efecto P-D. Cálculo de esfuerzo último.	148
Tabla 86. Verificación por punzonamiento en el ejemplo de diseño.....	149
Tabla 87. Verificación por cortante en el ejemplo de diseño.	150
Tabla 88. Diseño por flexión en el ejemplo de diseño.....	150
Tabla 89. Cálculo de las cargas aplicadas al muro de sótano.	160
Tabla 90. Diseño por flexión y cortante del muro de sótano.....	162
Tabla 91. Cargas gravitacionales para la escalera	163
Tabla 92. Diseño por flexión de la escalera.....	165
Tabla 93. Diseño por corte de la escalera	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sistema creado por Jules Touaillon en 1870.	4
Figura 2. Escuela Pestalozzi en 1969 (Izquierda) y Aisladores de caucho natural usados en ella (Derecha).	6
Figura 3. Modelo del puente ferroviario Southrangitikei y el dispositivo "Torsionally Yielding Steel-Beam Dampers"	8
Figura 4. Corte del edificio Foothill Communities Law and Justice Center (Izquierda) y Especificaciones del aislador empleado en el proyecto (Derecha).	10
Figura 5. Fotografía del edificio Foothill Communities Law and Justice Center.	10
Figura 6. Número de edificaciones aisladas en Japón.	11
Figura 7. Porcentajes de edificios aislados construidos por tipo de uso.	13
Figura 8. Zonas de la edificación aislada.	16
Figura 9. Espectro elástico de pseudo aceleración y de desplazamiento espectral.	17
Figura 10. Comparación de fuerzas y desplazamientos inducidos por el sismo en edificación con base fija y base aislada.	17
Figura 11. Modelo de 1 GDL.	19
Figura 12. Modelo de 2 GDL.	21
Figura 13. Modos de Modelo de 2 GDL.	23
Figura 14. Aislador de bajo amortiguamiento.	25
Figura 15. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador de bajo amortiguamiento.	25
Figura 16. Aislador de alto amortiguamiento.	26
Figura 17. Diagrama de módulo de corte – deformación por corte.	26
Figura 18. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador de alto amortiguamiento.	27
Figura 19. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.	28
Figura 20. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador con núcleo de plomo.	28
Figura 21. Aislador deslizante con superficies planas.	29
Figura 22. Aislador de péndulo friccional simple.	30
Figura 23. Estados de movimiento del aislador de doble péndulo friccional simple.	31
Figura 24. Aislador de triple péndulo friccional.	31
Figura 25. Modelo lineal viscoelástico, representado por la rigidez efectiva en (a), y por la energía disipada por amortiguamiento viscoso en un ciclo de oscilación en (b).	32
Figura 26. Modelo bilineal de aisladores elastoméricos.	34
Figura 27. Modelo bilineal de un aislador de péndulo friccional.	35
Figura 28. Fuerzas sobre el cojinete en un dispositivo de péndulo friccional.	35
Figura 29. Modelo de un aislador deslizante plano.	37
Figura 30. Efecto Scragging en aislador elastomérico.	38
Figura 31. Efecto de la temperatura en deslizadores.	39
Figura 32. Efecto de la velocidad de carga en deslizadores.	40
Figura 33. Resumen de las distintas fuerzas sísmicas de diseño en la edificación.	44
Figura 34. Distribución vertical de la fuerza sísmica.	44
Figura 35. Ecuaciones para el cálculo del coeficiente C.	45

Figura 36. Aplicación del sismo para los casos tiempo historia.	47
Figura 37. Definición de la función Rampa.	50
Figura 38. Definición del caso de carga FNA Gravedad.	50
Figura 39. Planta arquitectónica del sótano.	52
Figura 40. Planta arquitectónica del piso típico.	53
Figura 41. Elevación transversal (Corte A-A).	53
Figura 42. A la izquierda, planta del nivel inferior del nivel de aislamiento. A la derecha, planta del techo típico.	56
Figura 43. Nivel inferior de aislamiento- Parrilla de vigas.	57
Figura 44. Vista en 3D-Zona de Ascensores.	58
Figura 45. Modelo Computacional de la edificación de base fija en ETABS	61
Figura 46. Representación del modelo de 1 GDL para el edificio aislado.	63
Figura 47. Esquema de los porcentajes de la aplicación del espectro de pseudo-aceleraciones.	65
Figura 48. Distribución de los dispositivos en la edificación.	68
Figura 49. Modelamiento de los elementos <i>link</i>	69
Figura 50. Configuración del amortiguamiento en el modelo del edificio de base aislada.	70
Figura 51. Tercer método para introducir el amortiguamiento efectivo en la edificación de base aislada.	70
Figura 52. Registro de Aceleraciones de Moquegua 2001 NS con correcciones y configuración.	77
Figura 53. Registro de Aceleraciones de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro obtenido de la norma E.031.	77
Figura 54. Espectro de pseudo-aceleraciones de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro de la norma E.031.	78
Figura 55. Espectro de desplazamiento de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro de la norma E.031.	78
Figura 56. Espectro de pseudo-aceleraciones de los registros EW.	79
Figura 57. Espectro de pseudo-aceleraciones de los registros NS.	79
Figura 58. Denominación de las columnas en la zona del ascensor.	96
Figura 59. Denominación de las columnas en la zona del ascensor.	110
Figura 60. Momentos debido al efecto P-delta en aisladores elastoméricos y deslizadores de fricción.	112
Figura 61. Modelo de elementos finitos realizado en SAP2000 para el nivel superior de aislamiento (a la derecha) y para el piso típico (a la izquierda).	115
Figura 62. Diagrama de momentos flectores en la dirección XX.	116
Figura 63. Diagrama de momentos flectores en la dirección YY.	116
Figura 64. Diagrama de fuerzas cortantes últimos V23 para la losa maciza.	117
Figura 65. Diagrama de fuerzas cortantes últimos V13 para la losa maciza.	118
Figura 66. Refuerzos colocados para el paño de losa maciza del nivel típico.	118
Figura 67. Dimensiones de la vigueta típica.	119
Figura 68. Ubicación de Vigueta en estudio.	121
Figura 69. Diagrama de momento flector último para la vigueta en estudio.	122
Figura 70. Diagrama de fuerza cortante última para la vigueta en estudio.	122

Figura 71. Refuerzo colocado en la vigueta en estudio entre los ejes 7 a 5.....	123
Figura 72. Refuerzo colocado en la vigueta en estudio entre los ejes 5 a 3.....	123
Figura 73. Viga por analizar.	123
Figura 74. Envoltente de resistencia de viga V-001.	124
Figura 75. Diseño por flexión de la viga V-001.	124
Figura 76. Envoltente de fuerza cortante de viga V-001.	126
Figura 77. Fuerza cortante a “d” de la cara.....	126
Figura 78. Diseño por corte de la viga V-001.....	126
Figura 79. Elevación del primer tramo de la viga V-001.	128
Figura 80. Elevación del segundo tramo de la viga V-001.....	129
Figura 81. Elevación típica de la interfaz de aislamiento.	129
Figura 82. Planta del nivel inferior de aislamiento, pedestal PD-1 a diseñar.	130
Figura 83. Cargas última axial máxima en el pedestal inferior.	130
Figura 84. Esquema de acero requerido para cada dirección (Asxx, Asyy) por flexión.	131
Figura 85. Diseño final del pedestal inferior.	132
Figura 86. Ubicación de columna C-4.....	133
Figura 87. Diagrama de interacción de columna.	133
Figura 88. Diagrama de Interacción M3-3 con combinaciones de carga de sismo X-X y Y-Y	134
Figura 89. Diagrama de Interacción M2-2 con combinaciones de carga de sismo X-X y Y-Y	135
Figura 90. Superficie de interacción de columna C-4.....	136
Figura 91. Diagrama M22 VS M33 – Combinación: 1.25(CM+CV) + SISMO XX - PDY	136
Figura 92. Fuerza cortante de diseño en columnas.....	141
Figura 93. Diagrama de Interacción Mn Vs Pn - M3-3 con combinaciones de carga. (Izquierda Z=0.00 y Derecha Z=2.30).....	141
Figura 94. Diagrama de Interacción Mn Vs Pn – M2- con combinaciones de carga. (Izquierda Z=0.00 y Derecha Z=2.30).....	141
Figura 95. Sección de columna C-4.....	143
Figura 96. Fórmulas de obtención del Vn según su confinamiento.....	144
Figura 97. Fórmulas para el dimensionamiento de una zapata aislada.....	146
Figura 98. Fórmulas para redistribución de presiones con teoría de Meyerhof.....	147
Figura 99. Sección Crítica en zapata aislada y fórmulas empleadas para determinar el ϕV_c	148
Figura 100. Sección Crítica en zapata aislada y fórmulas empleadas para el diseño por cortante.....	149
Figura 101. Sección de diseño para flexión en zapata aislada y fórmulas para el diseño por flexión.....	150
Figura 102. Refuerzo final y altura de la zapata Z-04.	151
Figura 103. Puntos de aplicación de fuerzas involucradas en el diseño de un muro de contención.....	154
Figura 104. Refuerzo final de muro de contención Corte D-D.....	159
Figura 105. Cargas aplicadas al muro de sótano.....	161
Figura 106. Diagrama de momento flector de muro de sótano (Envoltente).....	162

Figura 107. Diagrama de fuerza cortante de muro de sótano (Envolvente).	162
Figura 108. Detalle estructural del muro del sótano	163
Figura 109. Carga muerta distribuida (ton/m) en la escalera.....	164
Figura 110. Carga viva distribuida (ton/m) en la escalera.	164
Figura 111. Diagrama de momento flector (ton.m).	165
Figura 112. Diagrama de fuerza cortante (ton).....	165
Figura 113. Detalle estructural del primer tramo de la escalera.	166



ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Posiciones de CM con Excentricidades accidental.....	72
Gráfico 2. Derivas obtenidas para el caso espectral.	74
Gráfico 3. Modelos inelásticos de los dispositivos-Aislador AS-1.	82
Gráfico 4. Modelos inelásticos de los dispositivos-Aislador AS-2.	82
Gráfico 5. Modelos inelásticos de los dispositivos-Deslizador SL.....	82
Gráfico 6. Modelo Bilineal del sistema de aislamiento.	83
Gráfico 7. Derivas máximas en XX-Respuesta Mínima-Límite Nominal.....	84
Gráfico 8. Derivas máximas en YY-Respuesta Mínima-Límite Nominal.....	84
Gráfico 9. Aceleraciones promedio en XX-Respuesta Mínima-Límite Nominal.....	85
Gráfico 10. Aceleraciones promedio en YY-Respuesta Mínima-Límite Nominal.....	86
Gráfico 11. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.	88
Gráfico 12. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos	88
Gráfico 13. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.	89
Gráfico 14. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.	89
Gráfico 15. Desplazamiento máximas en X-X – propiedades límite inferior – Respuesta Mínima.....	92
Gráfico 16. Desplazamientos Máximos en Y-Y - Propiedades Límite Inferior - Respuesta Máxima	92
Gráfico 17. Derivas máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.	94
Gráfico 18. Derivas máximas en Y-Y con límite superior respuesta máxima.....	94
Gráfico 19. Aceleraciones máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.	95
Gráfico 20. Aceleraciones máximas en Y-Y con límite superior respuesta mínima.	95
Gráfico 21. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.	98
Gráfico 22. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos	98
Gráfico 23. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.	99
Gráfico 24. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.	99
Gráfico 25. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.	102
Gráfico 26. Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos	102
Gráfico 27. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.	103
Gráfico 28. Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.	103

Gráfico 29. Espectros de diseño para la subestructura y la superestructura. 108
Gráfico 30. Derivas de Limite Superior en el análisis dinámico espectral definitivo 110



CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Uno de los sistemas modernos de protección sísmica de edificaciones es el aislamiento sísmico. Este sistema brinda a la estructura flexibilidad lateral, un incremento del amortiguamiento y, además, absorbe la energía que se produce durante un sismo, de esta forma, se obtienen reducciones importantes en las aceleraciones y deformaciones de entrepiso (Villagómez, 2015). Asimismo, el sistema de aislamiento modifica la respuesta dinámica de la estructura, ya que aumenta el periodo fundamental de vibración; por ello, para el caso de espectros de sismos peruanos, traslada a la estructura a una zona de menor demanda sísmica. Por todas estas razones, se garantiza la continuidad operacional de la edificación después del evento y se aminoran los daños estructurales y no estructurales.

El aislamiento sísmico ganó presencia a nivel mundial en la protección sísmica de estructuras civiles después de los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 (Makris, 2018). Posterior a este último evento sísmico, la mitad de los edificios con base aislada que se construyeron en Japón fueron destinados a vivienda (T Fujita, 1998). Esta tendencia también se presentó en Chile, luego del devastador terremoto de Maule en 2010. A partir del sismo en el país vecino, la comunidad ingenieril peruana empezó a estudiar el uso de aisladores sísmicos y posteriormente a incorporarlo en los proyectos de ingeniería (Villagómez, 2015). Tal es el caso de las primeras edificaciones con base aislada, destinadas a centros de salud e instituciones educativas. Sin embargo, el uso de esta tecnología es reducida en las edificaciones destinadas a vivienda, pese al peligro sísmico del país y al incremento de edificios de mayor altura. Es necesario resaltar que en ese momento no existía una norma peruana sobre los lineamientos de diseño de estos edificios y se utilizaban códigos internacionales como ASCE, FEMA 356 y NCh2745.

En el año 2016, la norma E0.30 dispone el uso obligatorio de aislamiento sísmico en la base para edificaciones de la categoría A1 (establecimientos del sector salud) que se encuentren en las zonas sísmicas 3 y 4. Sin embargo, recién en el año 2019 se decreta la norma E0.31 Aislamiento Sísmico en la cual se plantean los lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones aisladas.

El presente proyecto comprende el análisis y diseño de una estructura de concreto armado de 7 pisos y un sótano, con una interfaz de aislamiento sísmico, ubicada en la ciudad de Lima y destinada a viviendas. El diseño se realizará bajo los lineamientos de las normas peruanas: E.020-Cargas, E.030-Diseño Sismorresistente, E.050-Suelos y Cimentaciones, E.060-Concreto Armado y E.031-Aislamiento Sísmico.

1.2.Objetivos

El objetivo general es realizar el análisis y diseño de una estructura destinada a viviendas de siete pisos con un sistema mixto de aislamiento en su base, para mejorar su comportamiento ante eventos sísmicos.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Estructurar la edificación con el fin de soportar cargas de gravedad y sísmicas.
- Predimensionar las propiedades de los dispositivos del sistema de aislamiento con un análisis lineal espectral.
- Realizar el diseño definitivo de los dispositivos con un análisis dinámico no lineal Tiempo Historia en el cual se evaluaron las respuestas máximas en función de fuerzas, derivas y aceleraciones.
- Realizar el diseño de los elementos estructurales (losas, vigas, columnas, zapatas, pedestales de concreto, entre otros).
- Obtener los planos estructurales del edificio.

1.3. Alcance

El proyecto incluye el análisis y diseño íntegro del sistema de aislamiento y de los elementos estructurales de concreto armado de la superestructura y de la subestructura. Se presentarán los planos de las plantas, elevaciones y cortes de arquitectura, plano del sistema de aislamiento, encofrados, cimentación y detalles de los demás elementos estructurales.

1.4. Metodología

En primer lugar, se realizó una revisión de la base teórica del sistema de aislamiento sísmico donde se estudió los principios fundamentales, los principales tipos de dispositivos de aislamiento sísmico y su comportamiento mecánico. Después, se revisó los lineamientos de diseño según la norma E0.31, la representación de la fuerza sísmica, los modelos de un edificio aislado y los distintos tipos de análisis elástico e inelásticos.

Posteriormente, se realizó la modificación de la arquitectura del proyecto y se inició con la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales. Luego, se llevó a cabo un diseño preliminar de las propiedades de los dispositivos del sistema de aislamiento con un análisis lineal espectral. Después, se realizó el diseño definitivo de las propiedades de los dispositivos con el análisis dinámico no lineal tiempo historia donde se evaluaron las respuestas de la edificación en función de derivas, aceleraciones y fuerzas. Por último, el diseño en concreto armado de los elementos estructurales se efectuó con la norma E0.60 y se desarrollaron los correspondientes planos estructurales.

1.5. Antecedentes

1.5.1. Reseña histórica del aislamiento sísmico

Según Constantino (2007), los principios básicos del sistema de aislamiento datan de 1870 en la ciudad de San Francisco, cuando Jules Touaillon patentó un nuevo y mejorado método de construcción de edificios resistentes a sismos. El sistema de aislamiento propuesto por Touaillon consistía en dos plataformas separadas por esferas; las superficies

opuestas de las plataformas estaban conformadas por un arreglo de depresiones cóncavas de mayor radio que las esferas, de esta forma, al producirse el desplazamiento de la estructura en un sismo, las superficies y las esferas permitían que la edificación regrese a su posición original (Makris, 2018).

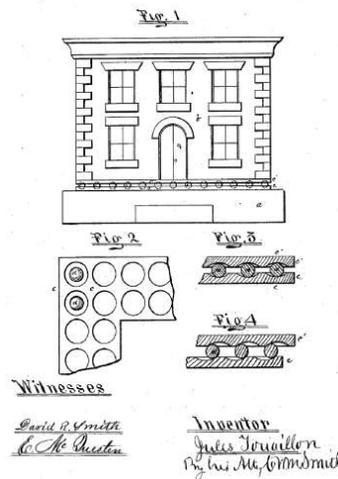


Figura 1. Sistema creado por Jules Touaillon en 1870.

Tomado de Constantino 2007.

Años después, John Milne, profesor de la Universidad Imperial de Tokio de Minería y Geología entre 1876 y 1895, empezó a estudiar el fenómeno de los terremotos, lo cual produjo el desarrollo y mejora de varios sismógrafos (Naeim & Kelly, 1999). Aparte de estudiar el fenómeno, Milne, pionero en sismología, se dedicó a investigar sobre el diseño de edificios en zonas de alta sismicidad y, asimismo, publicó un conjunto de reglas para diseñar estructuras que puedan resistir sismos (Naeim & Kelly, 1999). Uno de sus experimentos fue la construcción de una edificación sobre pilotes, los cuales tenían esferas de hierro fundido de diez pulgadas de diámetro sobre la cabeza de estos. El edificio se acondicionó con distintos instrumentos para poder estudiar el comportamiento ante sismos (Makris, 2018). No obstante, Milne no estaba satisfecho con el comportamiento del edificio ante cargas de viento, por esta razón, modificó el diámetro de las esferas hasta un cuarto de

pulgada. En consecuencia, la estructura presentó un buen comportamiento no solo ante cargas de viento sino también ante cargas de sismo (Naeim & Kelly, 1999).

Alrededor de 40 años después, distintas ideas para la creación de sistemas de aislamiento empezaron a aparecer; por ejemplo, J.Bechtold, un hombre proveniente de Alemania, patentó en Estados Unidos un sistema de protección sísmica para edificios que consistía en el uso de placas rígidas apoyadas sobre gravilla y pedazos de algún material duro para así obtener el desplazamiento libre de la plataforma (Makris, 2018). Otra de las ideas precursoras del aislamiento sísmico se desarrolló en Italia después del terremoto de Mesina de 1908 por una comisión integrada por ingenieros y profesores de universidades; estos propusieron dos ideas para mejorar el comportamiento de las edificaciones ante un sismo: la primera, separar la estructura de su cimentación con arena y rodillos, y otra, construir cimentaciones que fijaran a la estructura (Makris, 2018). Aunque la comisión optó por la segunda opción, esta idea introdujo el concepto de aislamiento en Europa (Makris, 2018).

Asimismo, J.A. Calantarients, un doctor británico, patentó en 1909 un nuevo método de construcción en el que explicaba que un edificio no se afectaba ante un sismo si se implementaba una capa de arena fina, mica o talco que permita el deslizamiento de la estructura; en consecuencia, las fuerzas transmitidas a la estructura se reducían (Naeim & Kelly, 1999). No obstante, Calantarients anticipó que los desplazamientos relativos de la estructura y su cimentación serían grandes y, además, mencionó que se tendrían que realizar conexiones especiales para el agua, gas y aguas residuales (Makris, 2018).

Los sistemas de aislamiento sísmico modernos nacieron a partir del desarrollo y establecimiento de la teoría del aislamiento de vibraciones, la cual se desarrolló en plena Segunda Guerra Mundial y se estableció a finales de los años de 1950s (Makris, 2018). Alrededor del año 1954, Eugene Fraysinet patentó en Francia un dispositivo de aislamiento

conformado por láminas de caucho y placas de acero, los cuales se mantenían unidos por fricción; esto permitía que el dispositivo presentara mayor rigidez en una dirección y flexibilidad en el eje ortogonal al anterior (Kelly & Konstantinidis, 2011). No obstante, esta tecnología no se desarrolló hasta años después de los primeros proyectos de aislamiento sísmico.

Los primeros proyectos que utilizaron aisladores de caucho natural, sin láminas de acero, para aislamiento de vibraciones se realizaron en los años de 1960s; por ejemplo, se construyeron diversos puentes, residencias, hospitales y hoteles en Reino Unido por Malaysian Rubber Producers Research Association, MRPRA. El primer uso del caucho para un sistema de aislamiento sísmico recién se dio en 1969 en la escuela de Pestalozzi, ubicada en la República de Macedonia del Norte. La estructura de concreto de tres pisos fue construida sobre bloques de caucho natural, pero la falta de refuerzo horizontal proporcionaba flexibilidad a la estructura en la dirección vertical (Wamanrao & Narayan, 2015).



Figura 2. Escuela Pestalozzi en 1969 (Izquierda) y Aisladores de caucho natural usados en ella (Derecha). Tomado de Naeim & Kelly, 1999.

Al finalizar los años 1960s, el concepto de aislamiento sísmico para estructuras civiles se empezó a desarrollar sistemáticamente en Nueva Zelanda con una serie de experimentos y estudios dirigidos por R.Ivan Skinner, quien era el jefe principal de la sección de ingeniería sísmica en el laboratorio de física e ingeniería del departamento de ciencias e investigación industrial, DSIR. Uno de los desarrollos pioneros de esta

tecnología fue motivada por el diseño del puente ferroviario South Rangitikei en el año de 1971 (Makris, 2018). Los ingenieros involucrados en el diseño de este sistema fueron J.M. Kelly, procedente de la Universidad de California en Berkeley, R.I. Skinner y Arnold Heine, integrantes del grupo de ingeniería sísmica del DSIR de Nueva Zelanda.

La estructura del puente ferroviario posee un tablero de 6 tramos, vigas cajón de concreto pretensado, de extensión de 315 metros y, además, alrededor de la mitad de los tramos se encuentra a 70 metros encima del cauce del río (R.I. Skinner et al, 1980). Cada pilar del puente posee dos columnas esbeltas de concreto reforzado separadas por 10.7 metros y unidas en tres partes diferentes por vigas que aportan rigidez lateral. Entre cada base de columna y el cabezal de los pilotes, se encuentra instalado un sistema conformado por unos amortiguadores denominados en inglés como “*Torsionally Yielding Steel-Beam Dampers*” y en español “*aisladores elastoméricos laminados*” (R.I. Skinner et al, 1980).

El sistema estructural implementado funciona de manera que permite que las cargas sean transmitidas desde el tablero a los pilares, los cuales oscilan lateralmente y presentan un levantamiento en su base, el cual se alterna en sus dos columnas que posee (R.I. Skinner et al, 1991). La extensión del movimiento lateral y levantamiento vertical del tablero se encuentra limitado por la disipación de energía que sucede por el trabajo histórico de los amortiguadores “*Torsionally Yielding Steel-Beam Dampers*” (Figura 3). La acción que se produce al alternar entre las dos columnas del pilar se denomina en inglés “*Stepping*”, lo cual permitió que las tensiones en los pilares más altos se redujeran alrededor de una cuarta parte del caso donde los pilares son fijos a la base. El empleo de los aisladores elastoméricos garantiza la rotación del pilar que no se ha levantado y la distribución de las cargas en la interfaz pilar-cabezal de pilote (R.I. Skinner et al, 1991).

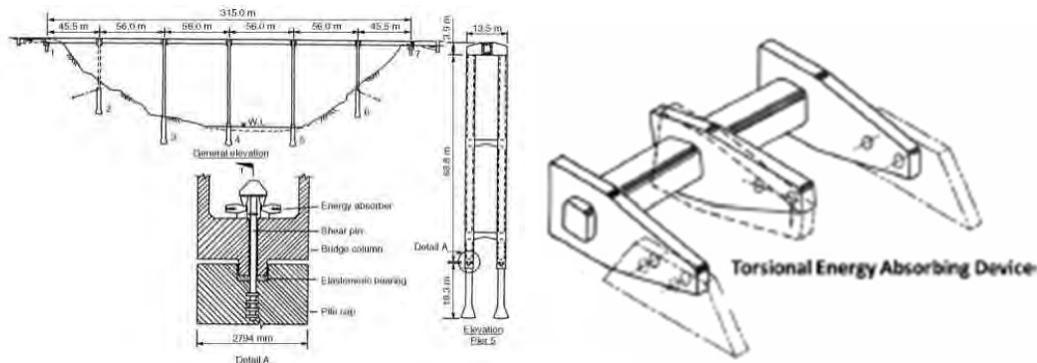


Figura 3. Modelo del puente ferroviario Southrangitikei y el dispositivo "Torsionally Yielding Steel-Beam Dampers".

Tomado de R.I. Skinner, 1980.

A comienzo de los años 1970s, una interacción entre la sección de materiales y de ingeniería sísmica del laboratorio de física e ingeniería del DSIR produjo el desarrollo e implementación de aisladores y disipadores basados en la deformación del plomo, los cuales fueron usados por primera vez en los pasos a desnivel sísmicamente aislados de Aurora Terrace y Bolton en Wellington, Nueva Zelanda. La experiencia obtenida sirvió para la creación de los aisladores elastoméricos de núcleo de plomo, los cuales son la combinación del concepto de aislamiento con la deformación plástica del núcleo de plomo lo cual permite la disipación de energía (Makris, 2018).

Después de la experiencia en Nueva Zelanda, J.M. Kelly reconoció que los dispositivos para disipación serían más eficientes si operaran para desplazamientos más grandes que generaría loops históricos más considerables; por tanto, su interés por el desarrollo de tecnologías de aislamiento y disipación sísmica aumentó, lo cual conllevó a que realice investigaciones, junto a MRPRA, sobre el desarrollo de aisladores sísmicos de caucho natural para su uso en edificaciones y puentes desde el año 1976 (Makris, 2018).

En el periodo de los siguientes cinco años, la colaboración realizó una serie de experimentos en componentes y estructuras aisladas complementas en la mesa vibratoria del Centro de investigación de ingeniería sísmica de la Universidad de California, Berkeley. Los resultados obtenidos sirvieron para el diseño de la primera construcción aislada en los

Estados Unidos, Foothill Communities Law and Justice Center (FCLJC) ubicada en Rancho Cucamonga, California. Asimismo, este centro de servicios legales, ubicado a 20 km de la falla de San Andreas, fue la primera edificación en el mundo en utilizar aisladores de caucho de alto amortiguamiento. Asimismo, 98 de estos se encuentran distribuidos en la base para así obtener un amortiguamiento entre 10-20% y un periodo fundamental de vibración de 2 segundos (Tarics et al, 1984).

Por otro lado, los sistemas deslizantes se desarrollaron en estos años por diferentes avances; por ejemplo, Mostaguel y Tanbakuchi investigaron la respuesta de estructuras con deslizadores sujetos a movimientos sísmicos. No obstante, se había realizado muy poco trabajo experimental en estructuras con sistemas deslizantes a escala (Makris, 2018). Esto cambió con la invención de los aisladores de péndulo friccional simple cóncavos (FP), los cuales fueron creados por Víctor Zayas a principios de los años 1980. Este dispositivo representó el primer deslizador con aplicación práctica debido a su habilidad de realizar desplazamientos largos y capacidad para fuerzas verticales y cortantes. El primer experimento en la mesa vibratoria de un modelo de dos pisos con los aisladores de péndulo friccional simple cóncavo fue realizado en 1987 en la Universidad de California; se estudiaron distintos temas: flexibilidad de la superestructura, distribución de masa, asimetría y efectos del movimiento vertical del suelo (Makris, 2018). Un tiempo después realizaron diferentes estudios, los cuales fueron conducidos por la Universidad de New York y la Universidad de California. Los resultados obtenidos sirvieron para el desarrollo de los modelos computacionales de estos aisladores en el programa comercial SAP2000, el cual es usado hasta estos días (Makris, 2018).

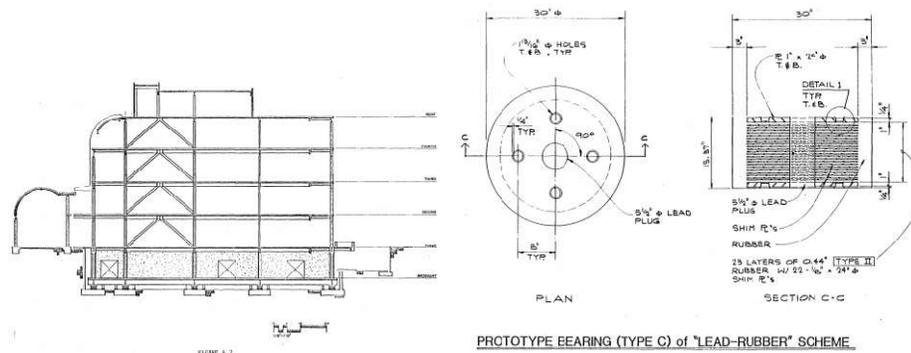


Figura 4. Corte del edificio Foothill Communities Law and Justice Center (Izquierda) y Especificaciones del aislador empleado en el proyecto (Derecha).

Tomado de Tarics et al, 1984



Figura 5. Fotografía del edificio Foothill Communities Law ans Justice Center.

Tomado de Angeles Contractor, INC., 2019.

En Latinoamérica, el primer país en utilizar las distintas tecnologías del aislamiento sísmico fue Chile a principios de los años 1990s. Algunos académicos de la Universidad de Chile decidieron comenzar el estudio teórico y experimental de los aisladores sísmicos. Esto condujo a diferentes ensayos de aisladores sísmicos, desarrollados en la misma casa de estudios, en el IDIEM, Centro de Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales, y a la construcción del conjunto habitacional de la Comunidad Andalucía en 1992 en convenio con el Ministerio de Vivienda chileno y CONICYT. Este conjunto habitacional consta de dos edificios gemelos, uno de ellos con una cimentación tradicional y otro instalado sobre 8 aisladores de caucho de alto amortiguamiento. Este tipo de experimento fue único en su clase en esa época, ya que nunca se había realizado la comparación entre el comportamiento sísmico de una estructura con base fija y una idéntica, pero con base aislada. Después de este exitoso experimento, la investigación en

Chile creció debido a la llegada de un número significativo de nuevos ingenieros con doctorados en la materia obtenidos en EE. UU.

No obstante, el aislamiento sísmico recién ganó presencia a nivel mundial en la protección sísmica de estructuras civiles después de los terremotos de Northridge, EE. UU., en 1994 y Kobe, Japón, en 1995 (Makris, 2018). Desde el año 1986 en Japón, varias constructoras empezaron a emplear este sistema de protección sísmica para investigación y propósitos comerciales. Por estos motivos, existían alrededor de 80 edificaciones aisladas construidas ubicadas mayormente en Tokio para 1995 (T Fujita, 1998). Además, existían dos construcciones aisladas cercanas al epicentro del sismo de Kobe y su desempeño fue más que satisfactorio, en consecuencia, ingenieros estructurales y arquitectos se convencieron de la eficacia de esta tecnología y, en los años posteriores, se observó una tendencia al emplear sistemas de aislamiento sísmico (Figura 6). Es importante resaltar que, en los siguientes dos años, la mitad de los edificios con base aislada que se construyeron en Japón fueron destinados a vivienda (T Fujita, 1998). Según la sociedad japonesa de aislamiento sísmico, existían más de 3900 edificaciones aisladas para el año 2014. Asimismo, esta tendencia se presentó en Chile, luego del devastador terremoto de Maule en 2010. En nuestro país, recién a partir de este evento sísmico, la comunidad ingenieril peruana empezó a estudiar el uso de aisladores sísmicos y posteriormente a incorporarlo en los proyectos de ingeniería (Villagómez, 2015).

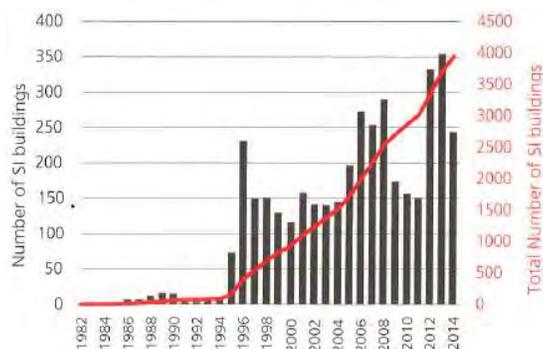


Figura 6. Número de edificaciones aisladas en Japón.

Tomado de The Japan Society of Seismic Isolation, 2016

1.5.2. Realidad Peruana del aislamiento sísmico

Perú es uno de los países de mayor potencial sísmico debido al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, el cual ha dado origen a diferentes sucesos; por ejemplo, la formación de la Cordillera de los Andes, la ocurrencia de actividad volcánica y la aparición de un gran número de fallas geológicas. Por esta razón, la investigación, diseño y uso de tecnologías de aislamiento y disipación sísmica es de carácter primordial para disminuir el riesgo en la edificación, proteger vidas humanas y mejorar la legislación referente a ello.

La aplicación del aislamiento sísmico en edificaciones peruanas es reciente; los primeros proyectos se realizaron después del terremoto de Maule, Chile, en el año 2010. Dentro de las primeras edificaciones aisladas, se encuentran la Biblioteca Campus Villa de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas y el campus de la Universidad de Ingeniería y Tecnología. Estas construcciones fueron diseñadas en base de códigos internacionales; por ejemplo, ASCE 7-10, FEMA 356 y la Norma Técnica Chilena 2745. Con el paso de los años, se empezaron a construir edificaciones aisladas para diferentes usos; por ejemplo, el Aulario y Biblioteca del Complejo de Innovación Académica de la Pontificia Universidad Católica del Perú, los edificios multifamiliares Atlantik Ocean Tower y Madre, la sede corporativa de Graña y Montero, el hospital regional Daniel Alcides Carrión y el hospital Santa Gema de Yurimaguas.

En el año 2016, la Norma Técnica Peruana E.030 dispone que los establecimientos de sector salud, públicos y privados, del segundo y tercer nivel ubicados en las zonas sísmicas 4 y 3 deben poseer aislamiento sísmico. Sin embargo, es hasta el año 2019 que el Gobierno Peruano decreta la Norma Técnica Peruana E.031 “Aislamiento Sísmico”, la cual establece los lineamientos para el diseño de estructuras sísmicamente aisladas en el país. Esta normativa se encuentra influenciada por las distintas normas internacionales

mencionadas antes y fue realizada con la intervención de distintas entidades: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Ministerio de Salud, el Colegio de Ingenieros del Perú, CAPECO y representantes de universidades, centros de investigación, empresas de diseño y proveedores. Hasta mediados del año 2020, existían 38 edificios aislados construidos, 42 en proyecto y 18 en construcción en el Perú. En Figura 7, se observa que existen pocas edificaciones destinadas al uso de viviendas y oficinas; en caso contrario, se observa que la mayoría son edificaciones de universidades y centros de salud.

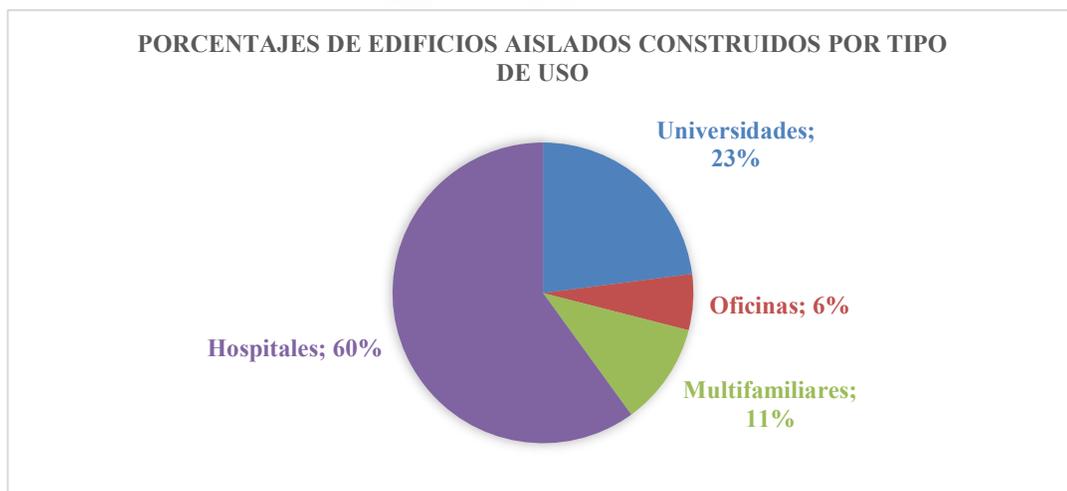


Figura 7. Porcentajes de edificios aislados construidos por tipo de uso.

Adaptado del seminario web aislamiento “Aislamiento sísmico de edificaciones en Latinoamérica”, Muñoz, A., 2020.

1.5.3. Normativas para el diseño de estructuras aisladas

En el año 1986, se publica el primer documento denominado “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” por un subcomité del “Structural Engineers Association of Northern California”, SEAOC, el cual establece lineamientos para el uso de aisladores sísmicos en Estados Unidos. Este documento hacía énfasis en el análisis de fuerzas laterales equivalentes y niveles de demanda sísmica. Después de cuatro años, la SEAOC publicó “General requirements for the design and construction of seismic-isolated structures”, el cual es el apéndice 1L del SEAOC Blue Book-1990. No obstante, estos criterios no eran

obligatorios y fueron mejorándose conforme se publicaban nuevas versiones del Libro Azul del SEAOC entre las cuales destaca la versión de 1996.

En el año 1995, la “American Association of State Highways and Transportation Officials”, AASHTO, estableció un grupo de recomendaciones innovadoras y primordiales para el diseño de puentes aislados sísmicamente, ya que consideró diversos efectos ambientales y propiedades de los materiales que influyen en el desempeño de los aisladores; por ejemplo, los efectos de temperatura, contaminación, envejecimiento, desgaste, velocidad de cargas, frecuencia de carga y variaciones de la rigidez en función de los distintos ciclos de carga y descarga (Genatios C. & Lafuente M., 2016).

Dos años después, el “International Conference of Building Officials” publicó el documento denominado “Uniform Building Code-1997” o UBC-97, el cual establece distintos métodos, por ejemplo, fuerzas equivalentes, análisis modal espectral y análisis dinámico tiempo-historia. A partir de este documento, la publicación del UBC es sustituida por el “International Building Code” o IBC. La primera publicación de este código es en el año 2000 y posee un ciclo de actualización cada tres años.

Por otro lado, la “Federal Emergency Management Agency”, FEMA, publicó dos documentos para la rehabilitación sísmica de edificios en el año 1997: FEMA-273 NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings y FEMA-274 NEHRP: Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. En estos documentos, se expone al uso de aisladores sísmicos como una de las opciones para la rehabilitación de edificios existentes. Asimismo, los lineamientos establecidos por la FEMA incluyen una perspectiva de definición de objetivos de desempeño en la rehabilitación de la estructura: ocupación inmediata, preservación de vidas, prevención de colapso (Genatios C. & Lafuente M., 2016). En el año 2000, FEMA publicó el documento: FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

Asimismo, la “American Society of Civil Engineers”, ASCE, constituyó un comité encargado de producir una guía para establecer los procedimientos de ensayo de los sistemas de aislamiento sísmico en el año 1996. La guía desarrolló distintos puntos; por ejemplo, ensayos de propiedades básicas, ensayos de prototipos y control de calidad, mediante ensayos, de elastómeros y de sistemas de aislamiento por deslizamiento (Genatios C. & Lafuente M., 2016). En los últimos años, ASCE ha publicado distintas normativas, las cuales establecen criterios para el diseño de estructuras de base aislada como ASCE 7-05, ASCE 7-10, ASCE 7-16 y, la última versión de esta normativa, ASCE7-22. Estos criterios son usados mundialmente e influyen en la creación de distintas normas; por ejemplo, la norma técnica peruana E.031 y norma técnica Chile 2745.

En Latinoamérica, existen países que no poseen una normativa propia para el análisis y diseño de las estructuras de base aislada; por ejemplo, Argentina, Colombia, Ecuador y Venezuela. La mayoría de estos países en sus normativas de diseño de edificaciones sismorresistentes introducen artículos donde referencian a otras normativas internacionales como FEMA 450 y ASCE7-16 u otras versiones de ella. Dentro de los países latinoamericanos, sobresale la normativa chilena “NCh2745 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica”, la cual fue publicada en el año 2003 en base al “Uniform Building Code-1997” adaptada a realidad sísmica chilena y compatibilizada con la normativa “NCh 433 Diseño sísmico de edificios”. Para el desarrollo de esta norma, participaron distintos profesionales de la Pontificia Universidad Católica de Chile, la Universidad de Chile, Universidad Tecnológica Federico Santa María y diferentes empresas enfocadas a la ingeniería estructural.

CAPITULO 2: BASE TEÓRICA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

2.1. Principios fundamentales del aislamiento sísmico

Una edificación sísmicamente aislada está conformada por tres zonas: superestructura, sistema de aislamiento y subestructura.

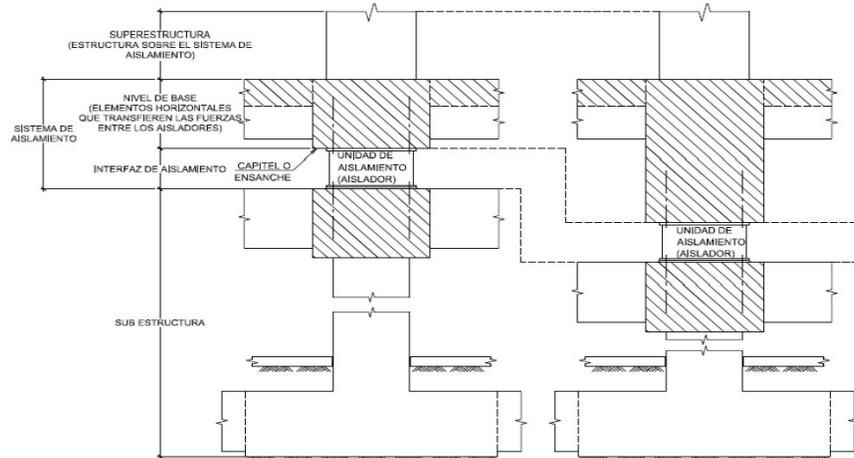


Figura 8. Zonas de la edificación aislada.

Tomado de Norma E.031, 2019.

Tal como se observa en la Figura 8, los elementos estructurales de los niveles superiores (columnas, vigas y losas) conforman la superestructura. Por otro lado, en el caso de existir sótanos, la subestructura no solo está constituida por la cimentación y los pedestales que soportan los aisladores; además, se incluyen las columnas, vigas, losas y muros de sótano ubicados en el perímetro.

El sistema de aislamiento está conformado por los aisladores (interfaz de aislamiento) y, encima de estos, se ubica un diafragma muy rígido. Este último, también denominado nivel base por la Norma E0.31, está constituido por vigas de gran peralte, losas y pedestales de concreto (capitel o ensanche).

El implemento de esta tecnología permite reducir la energía que ingresa a la estructura por los sismos, debido a las propiedades y al comportamiento mecánico de los aisladores. Estos dispositivos disipan energía por amortiguamiento y por la capacidad de deformación que presentan debido a su gran flexibilidad lateral. Por esta última característica, se

incrementa considerablemente el periodo natural de la estructura de base fija; en consecuencia, resulta beneficioso porque al ingresar al espectro elástico con este periodo (Figura 9) la pseudo aceleración se reduce, y por ello, también las fuerzas sísmicas.

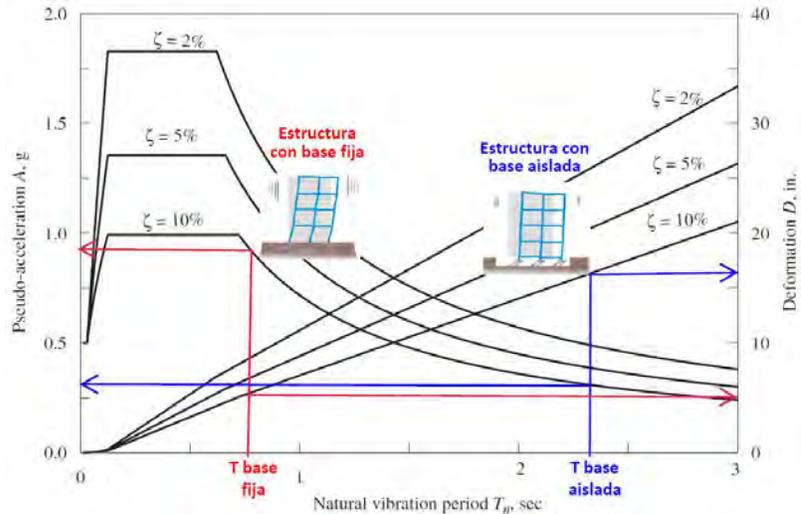


Figura 9. Espectro elástico de pseudo aceleración y de desplazamiento espectral.

Adaptado de “*Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*”. Chopra, A., p. 810, 2011. Copyright 2012 por Prentice Hall.

Si bien, se aprecia que la estructura con base aislada presenta mayores desplazamientos espectrales en comparación a la estructura fija; estas deformaciones se concentran solo en la interfaz de aislamiento. Por ello, el movimiento de la edificación aislada es similar a la de un sólido rígido, con bajos desplazamientos relativos de entrepiso.



Figura 10. Comparación de fuerzas y desplazamientos inducidos por el sismo en edificación con base fija y base aislada.

Adaptado de “*Seismic Isolation Systems in Structures- the State of Art Review*”. Tafheem, Z., Arafat, A., Chowdhury, A. y Iqbal, A., p. 3, 2015.

De esta forma, al reducirse la aceleración de piso y los desplazamientos relativos de entrepiso por la incorporación de los aisladores en la base; se logra controlar el daño en componentes estructurales y no estructurales (tabiques, mobiliario y equipos, conexiones e instalaciones, entre otros), y la edificación permanece operativa después de las sollicitaciones sísmicas.

2.2. Balance de Energía

Se puede realizar un balance de energía que representa de manera simbólica una síntesis del movimiento de una edificación cuando es sometida a un sismo de principio a fin. Primero, se plantea la siguiente ecuación de balance para un intervalo “t” genérico:

$$E_K(t) + E_D(t) + (E_S(t) + E_H(t)) = E_I(t) \quad (2.1)$$

Donde $E_K(t)$ es la energía cinética de la estructura desde el inicio hasta un tiempo “t”, $E_D(t)$ es la energía disipada por amortiguamiento por la estructura desde el inicio hasta un tiempo “t” y $(E_S(t) + E_H(t))$ es el trabajo realizado por la fuerza restitutiva entre el periodo de inicio del movimiento hasta un tiempo “t” que consiste en la suma de $E_S(t)$, energía de deformación elástica, y $E_H(t)$, energía histerética causante del daño. Finalmente, el termino $E_I(t)$ representa la energía de entrada a la estructura en el periodo de tiempo ya especificado.

Al finalizar el movimiento, la estructura regresa al reposo; por tanto, la energía cinética desarrollada en todo el evento será igual a cero. Asimismo, no habrá energía de deformación elástica que permita una recuperación posterior al movimiento. Por tanto, se plantea la siguiente ecuación del balance de energía para todo el evento:

$$E_D + E_H = E_I \quad (2.2)$$

Para el caso de una edificación de base aislada, se controla el ingreso de la energía de entrada a la superestructura al implementar el sistema de aislamiento y, además, se introduce una disipación de energía que se realizara por el amortiguamiento de los

aisladores; por tanto, se reduce la energía histerético que daña a la superestructura. En el caso de una edificación de base fija, se suele reducir el daño mediante el incremento de la resistencia lateral de la estructura para ampliar el rango de comportamiento elástico y disminuir las incursiones inelásticas (Muñoz A., 2009).

2.3. Modelo teórico de un edificio aislado

2.3.1. Modelo elástico de 1 grado de libertad

Una de las maneras más simples de representar un edificio aislado es mediante un modelo de un grado de libertad o SDOF, “Single Degree of freedom”, donde se asume que la superestructura posee una rigidez infinitamente mayor, K_s , que la rigidez del sistema de aislamiento, K_b . Por tanto, el conjunto superestructura y sistema de aislamiento trabajaran como si fueran un solo bloque rígido; es decir, no habrá desplazamientos relativos en el edificio y los desplazamientos se concentrarán en el sistema de aislamiento. Se presenta las siguientes figuras para representar el modelo del edificio aislado donde M_s y M_b son las masas de la superestructura y del sistema de aislamiento respectivamente, C_b es el amortiguamiento del sistema de aislamiento, u_g es el movimiento del suelo y x_m es el desplazamiento relativo de la masa del edificio respecto al suelo.

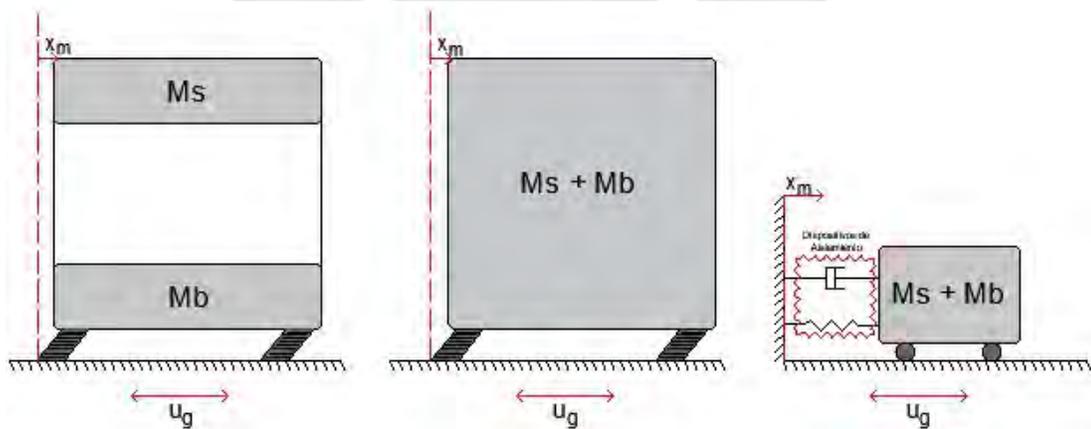


Figura 11. Modelo de 1 GDL.

Elaboración Propia

El periodo fundamental de la estructura aislada se puede representar con la siguiente ecuación:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M_s + M_b}{K_b}} \quad (2.3)$$

Asimismo, se puede obtener el coeficiente de amortiguamiento C_b que depende de los valores del amortiguamiento crítico, C_{cr} , y el porcentaje de amortiguamiento del sistema, ξ .

$$C_{cr} = 2\sqrt{(M_s + M_b) \cdot K_b} \quad (2.4)$$

$$\xi = \frac{C_b}{C_{cr}} \quad (2.5)$$

$$C_b = 2\xi\sqrt{(M_s + M_b) \cdot K_b} \quad (2.6)$$

2.3.2. Modelo elástico de 2 grados de libertad

Otra forma más compleja de representar el comportamiento de un edificio de base aislada es el modelo de dos grados de libertad donde un grado simboliza al sistema de aislamiento y otro, a la azotea de la superestructura. Se presentan las siguientes figuras para representar el modelo de dos grados de libertad donde M_s y M_b son las masas de la superestructura y del sistema de aislamiento respectivamente, K_s y K_b son las rigideces de la superestructura y sistema de aislamiento, C_s y C_b son los amortiguamientos de la superestructura y del sistema de aislamiento, V_s es el desplazamiento relativo de la azotea del edificio respecto al sistema de aislamiento, V_b es el desplazamiento relativo del sistema de aislamiento respecto el suelo, u_s es el desplazamiento absoluto de la azotea del edificio, u_b es el desplazamiento absoluto del sistema de aislamiento y ,finalmente, u_g es el movimiento del suelo.

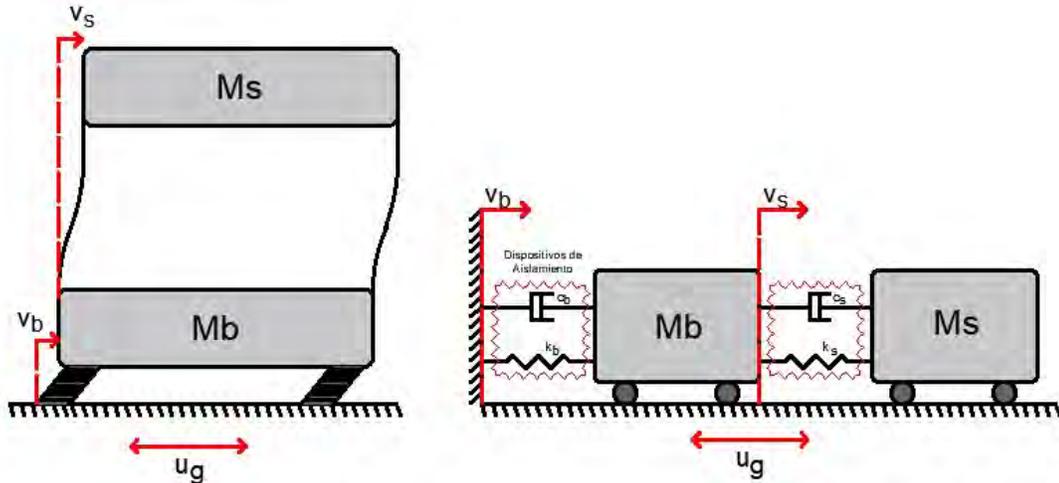


Figura 12. Modelo de 2 GDL.

Elaboración Propia

Se plantean las siguientes ecuaciones de movimiento cuando se somete a la estructura a una aceleración en su base \ddot{u}_g :

$$\hat{M} \ddot{\underline{V}} + \hat{C} \dot{\underline{V}} + \hat{K} \underline{V} = \hat{M} \hat{r} \ddot{u}_g \quad (2.7)$$

$$\underline{V} = \begin{Bmatrix} V_b \\ V_s \end{Bmatrix}, \underline{r} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}, \hat{M} = \begin{bmatrix} ms + mb & ms \\ ms & ms \end{bmatrix}, \hat{C} = \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_s \end{bmatrix} \text{ y } \hat{k} = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}$$

Donde \hat{M} es la matriz de masas, \hat{C} es la matriz de amortiguamiento, \hat{K} es la matriz de rigidez lateral y \hat{r} es el vector de dirección del movimiento del suelo. En caso de vibración libre, la ecuación de equilibrio dinámicos se reduce en la siguiente forma:

$$\hat{M} \ddot{\underline{V}} + \hat{K} \underline{V} = 0 \quad (2.8)$$

Asimismo, una posible solución armónica posee la siguiente forma:

$$\underline{V} = A \sin(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.9)$$

$$\ddot{\underline{V}} = -\omega^2 A \sin(\omega t) \underline{\phi} \quad (2.10)$$

Al momento de reemplazar, la ecuación (2.9) y (2.10) en la ecuación (2.8), se obtiene la siguiente expresión. Es importante mencionar que ω es la frecuencia asociada a la forma de vibración y A es una constante.

$$(\hat{K} - \omega^2 \hat{M}) \underline{\phi} = 0 \quad (2.11)$$

Esta ecuación solo posee solución si el determinante de la matriz de coeficiente es nulo. Esto se puede apreciar en las siguientes expresiones:

$$\|\underline{\hat{K}} - \omega^2 \underline{\hat{M}}\| = 0 \quad (2.12)$$

$$\begin{vmatrix} kb - \omega^2(ms + mb) & -\omega^2 ms \\ -\omega^2 ms & ks - \omega^2 ms \end{vmatrix} = 0 \quad (2.13)$$

Se pueden crear los factores λ, γ y ϵ en la ecuación (2.13).

$$\lambda = \omega^2 \quad (2.14)$$

$$\gamma = \frac{ms}{ms + mb} \quad (2.15)$$

$$\epsilon = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \quad (2.16)$$

Con estos factores, se obtiene la siguiente ecuación cuadrática al desarrollar el determinante. Asimismo, se presenta las dos posibles soluciones de la ecuación.

$$\frac{1-\gamma}{\omega_s^2} \lambda^2 - (1+\epsilon)\lambda + \omega_b^2 = 0 \quad (2.17)$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{(1+\epsilon) \pm \sqrt{(1+\epsilon)^2 - 4(1-\gamma)\epsilon}}{2(1-\gamma)} \omega_s^2 \quad (2.18)$$

Para valores de ϵ pequeños, se obtiene:

$$\lambda_1 = \omega_1^2 = (1 - \epsilon\gamma)\omega_b^2 \quad (2.19)$$

$$\lambda_2 = \omega_2^2 = \frac{1 + \epsilon\gamma}{1 - \gamma} \omega_s^2 \quad (2.20)$$

La primera y segunda solución corresponden al primer y segundo modo de vibración respectivamente. Es importante mencionar que el primer modo es gobernado por la frecuencia natural de vibración del edificio aislado, ω_b , y el segundo modo por la frecuencia natural de vibración del edificio de base fija, ω_s .

Para el primer modo, se obtienen las siguientes expresiones aproximadas para periodos, formas y factor de participación.

$$\underline{\Phi}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \epsilon \end{Bmatrix} \quad (2.21)$$

$$T_1 = T_b \frac{1}{\sqrt{1 - \epsilon\gamma}} \quad (2.22)$$

$$\frac{L_1^*}{M_1^*} = 1 - \epsilon\gamma \quad (2.23)$$

Para el segundo modo, se obtienen las siguientes expresiones aproximadas para periodos, formas y factor de participación.

$$\underline{\Phi}_2 = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}[1 - (1 - \gamma)\epsilon] \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ -\frac{1}{\gamma} \end{array} \right\} \quad (2.24)$$

$$T_2 = T_s \sqrt{\frac{1 - \gamma}{1 + \epsilon\gamma}} \quad (2.25)$$

$$\frac{L_2^*}{M_2^*} = \epsilon\gamma \quad (2.26)$$

La siguiente figura muestra los dos modos de vibración correspondiente al modelo de dos grados de libertad. Se desea que el valor de ϵ sea muy pequeño para que la superestructura presente menores desplazamientos relativos respecto a la plataforma.

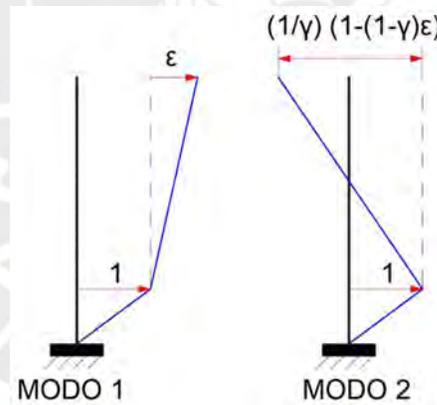


Figura 13. Modos de Modelo de 2 GDL.

Elaboración Propia

Asimismo, se puede obtener el factor de amortiguamiento modal mediante las siguientes ecuaciones al reemplazar los factores λ , γ y ϵ . Se menciona que el factor de amortiguamiento del primer modo será representado por el siguiente símbolo, ξ_1 , y para el segundo modo, ξ_2 .

$$\xi_i = \frac{C_i^*}{2\omega_i M_i^*} \quad (2.27)$$

$$\xi_1 = \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \epsilon\right) \quad (2.28)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}} \left(\xi_s + \gamma \epsilon^{\frac{1}{2}} \xi_b \right) \left(1 - \frac{\gamma \epsilon}{2}\right) \quad (2.29)$$

2.4. Principales tipos de dispositivos de aislamiento sísmico

Los aisladores son sistemas de disipación de energía pasivos que no requieren de una fuente adicional de energía para operar y son activados solamente a través del movimiento sísmico (Jünemann, 2019). En esta sección, se realizará una breve descripción de las propiedades y características más importantes de los dispositivos más usados en la actualidad.

2.4.1. Aisladores elastoméricos

Este tipo de aisladores están compuestos por un conjunto de capas de goma (elastómero), intercaladas con láminas de acero. Además, pueden suministrarse placas de anclaje adicionales en sus extremos que permiten su instalación a la subestructura y superestructura, y también brindan mayor facilidad de reemplazo en operaciones de mantenimiento (Mageba, 2020).

Estos dispositivos poseen una gran resistencia a las cargas verticales que se generan en la estructura, puesto que la presencia de capas de acero restringe las excesivas deformaciones producidas por el abultamiento lateral de las capas de goma; sin embargo, estas capas no afectan los desplazamientos horizontales del aislador (Genatios & Lafuente, 2016). De esta forma, el aislador resulta en un dispositivo que posee una elevada rigidez vertical y gran flexibilidad lateral.

A continuación, se describirán las principales características y propiedades de tres tipos de aisladores elastoméricos.

2.4.1.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento-LDRB

Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (*Low Damping Rubber Bearing-LDRB*) son los más sencillos de modelar matemáticamente y fabricar. Asimismo, su respuesta mecánica no es afectada por la temperatura, ciclos de carga o envejecimiento (Naeim y Kelly, 1999). Sin embargo, su principal desventaja es su baja capacidad de disipación de energía por el amortiguamiento de 2% a 5% que presentan; por esta razón, necesitan ser combinados con otros dispositivos.

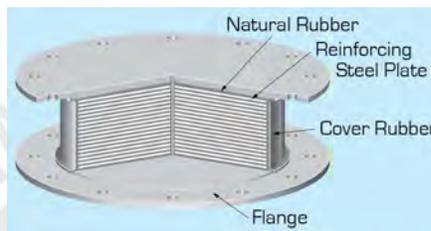


Figura 14. Aislador de bajo amortiguamiento.

Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

En la Figura 15, se observa que la energía disipada, representada por el área encerrada por las curvas, es relativamente baja. Además, se aprecia un comportamiento prácticamente lineal-elástico.

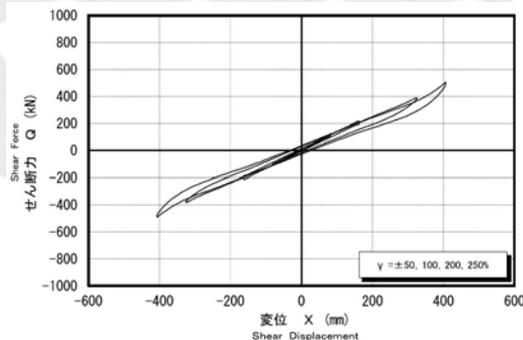


Figura 15. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador de bajo amortiguamiento.

Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

2.4.1.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento-HDRB

Se denominan *High Damping Rubber Bearing* por sus siglas en inglés HDRB. Este tipo de dispositivos presentan un amortiguamiento entre 10% a 20% para deformaciones

por corte de 100%, debido a la adición de carbón, aceite u otras resinas a las capas de caucho (Naeim y Kelly,1999).

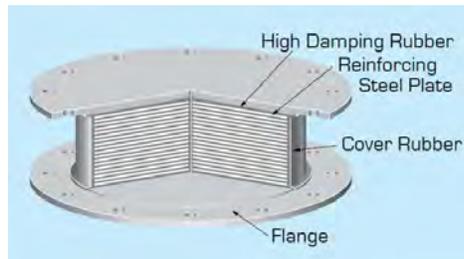


Figura 16. Aislador de alto amortiguamiento.

Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

En este tipo de aisladores, el módulo de corte presenta valores constantes para deformaciones por corte superiores a 150%. Sin embargo, para deformaciones menores, se presenta un incremento de este parámetro, el cual, en consecuencia, produce un aumento en la rigidez. Estas variaciones se producen por la cristalización del caucho (Naeim y Kelly,1999). Lo descrito anteriormente, se puede apreciar en la Figura 17.

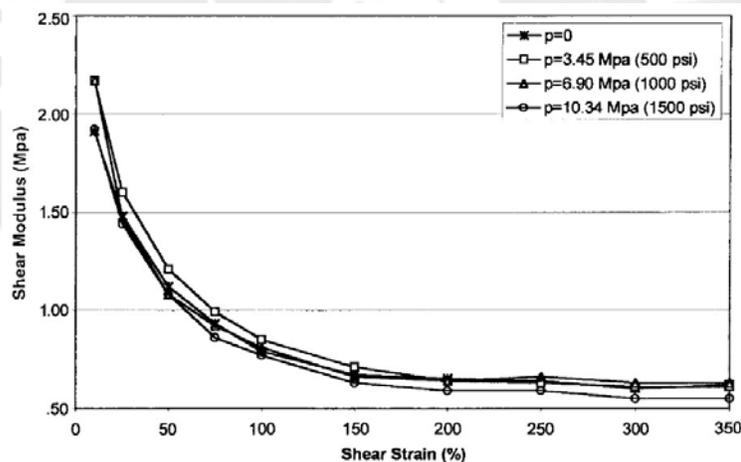


Figura 17. Diagrama de módulo de corte – deformación por corte.

Tomado de Naeim y Kelly, 1999.

Cabe añadir que estos aisladores presentan mayor sensibilidad a los cambios de temperatura y frecuencia (Villagómez, 2015). Además, debido a la modificación mediante aditivos que se le realiza al caucho en su manufactura, el comportamiento de este aislador es el más afectado por el efecto scragging en comparación a otro tipo de dispositivos.

En la Figura 18, se observa una mayor disipación de energía (área encerrada) respecto a los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento.

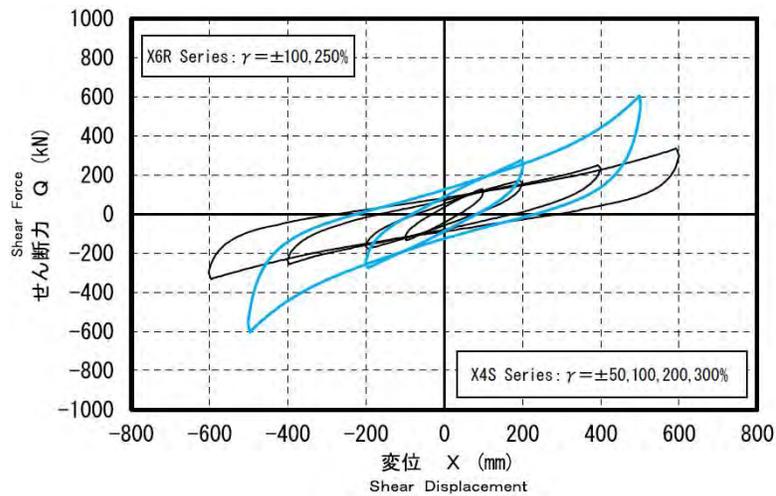


Figura 18. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador de alto amortiguamiento. Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

2.4.1.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo-LRB

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, o también conocidos por sus siglas en inglés LRB (*Lead Rubber Bearing*), además de las láminas de acero y goma, poseen un núcleo central de forma cilíndrica de plomo. Según Constantino, el diámetro de este cilindro oscila entre 15% y 33% del diámetro del aislador (2007). Este núcleo permite alcanzar valores de amortiguamiento del 25% al 30% y disipa energía en forma de calor al llegar al límite de fluencia e incursionar en el rango inelástico por las deformaciones laterales del aislador. Es importante resaltar, que el plomo (de pureza 99,9%) es capaz de soportar varios ciclos de fluencia sin presentarse una falla por fatiga, después de estos ciclos se cristaliza y permanece listo para ser sometido a más ciclos de fuerza-desplazamiento (Hirun). Asimismo, la máxima deformación por corte puede variar según fabricantes; sin embargo, esta generalmente oscila entre 125% a 200% (Constantino, 2007).

En la Figura 20, se observa al aislador con núcleo de plomo y el diagrama fuerza-deformación, respectivamente. En esta última, el área encerrada por las curvas (energía

disipada) es considerablemente mayor respecto a los otros tipos de aisladores elastoméricos.

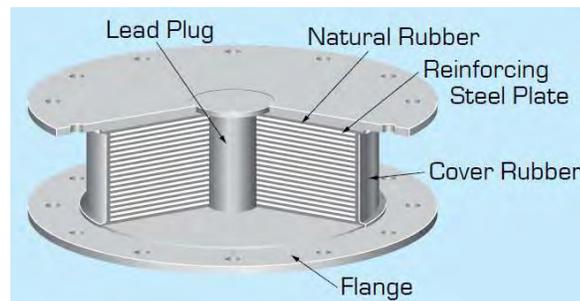


Figura 19. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.

Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

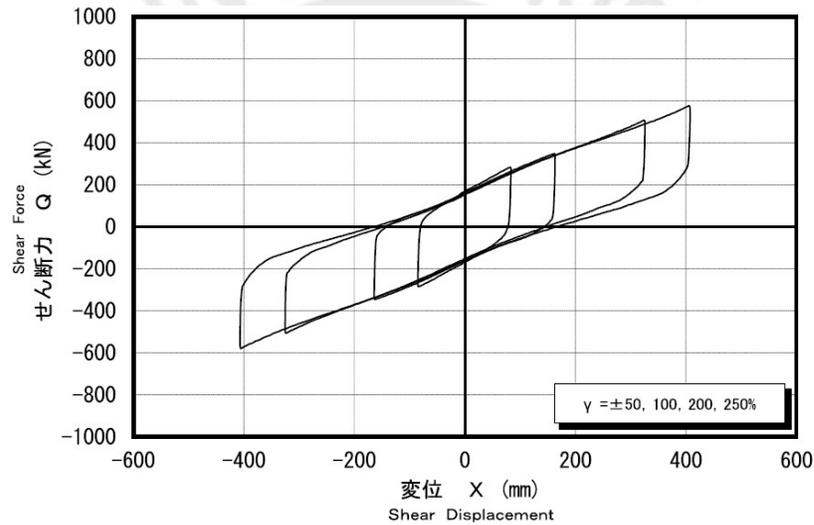


Figura 20. Diagrama fuerza de corte-desplazamiento de un aislador con núcleo de plomo.

Tomado de BRIDGESTONE, 2017.

2.4.2. Aisladores deslizantes

Este tipo de dispositivos emplean una superficie de deslizamiento de acero inoxidable pulida a nivel de espejo sobre la que desliza una plancha de acero cubierta, generalmente, por politetrafluoroetileno (PTFE). El coeficiente de fricción de este material, conocido también como teflón, varía generalmente entre 0.05 y 0.12, dependiendo de la velocidad de deformación y la presión de contacto (NCh2745, 2003).

El deslizamiento entre superficies se produce al aplicarse una carga lateral que supera la fuerza de fricción estática. Además, la energía se disipa por las fuerzas de fricción que se generan (Villagómez, 2015).

Es importante mencionar que estos dispositivos requieren mantenimiento con el fin de evitar un mal funcionamiento, debido a que son susceptibles al polvo y a la humedad (NCh2745, 2003).

2.4.2.1. Aisladores deslizantes planos

Este tipo de aislador está conformado por dos planchas planas de acero inoxidable, con un material intermedio de baja fricción; dado que, al ocurrir un movimiento horizontal en la estructura, existe un desplazamiento relativo entre las planchas y se libera energía por las fuerzas de rozamiento generadas (Genatios & Lafuente, 2016).

Si bien, los aisladores deslizantes son más económicos que los aisladores elastoméricos; su principal desventaja es que carecen de capacidad autocentrante. Por ello, deben ser utilizados en combinación con aisladores HDR o LRB, con el fin de retomar su posición inicial.



Figura 21. Aislador deslizante con superficies planas.

Tomado de FIP INDUSTRIALE.

2.4.2.2. Aisladores deslizantes con superficie cóncava

También denominados aisladores de péndulo de fricción (Friction pendulum bearing -FP), pueden ser simples, dobles o triples. Estos dispositivos están conformados una o más superficies cóncavas de deslizamiento en sus extremos y un elemento lenticular (deslizador

o cojinete) revestido de teflón. Estos sistemas combinan la acción del deslizamiento y la fuerza restauradora producida por su geometría (Naeim y Kelly, 1999).

La respuesta mecánica en estos sistemas está influenciada por la superficie de deslizamiento. Asimismo, la resistencia a la fricción de esta superficie depende de su radio de curvatura, de la presión de contacto, de la velocidad durante el movimiento y de la temperatura (Constantinuo, 2007).

En la Figura 22, se aprecian los elementos del aislador de péndulo friccional simple (*Frictional Pendulum System-FPS*). A medida que el cojinete se desliza sobre la superficie esférica, la masa soportada se eleva y se desplaza horizontalmente, lo cual genera una fuerza restauradora que permite auto centrar este sistema. Esta fuerza restitutiva depende del peso de la masa soportada y de las fuerzas de rozamiento que se desarrollan en la superficie de deslizamiento. Cabe añadir que la rigidez efectiva está determinada por el radio de curvatura (R) de la superficie esférica (Naeim y Kelly, 1999).

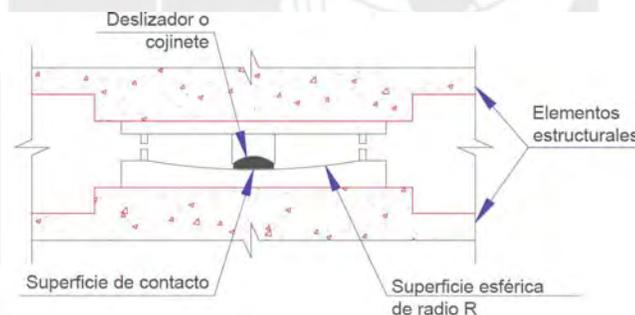


Figura 22. Aislador de péndulo friccional simple.

Tomado de Muñoz, 2016.

Por otro lado, los aisladores de doble péndulo friccional (*Double Friction Pendulum-DFP*), presentan dos superficies esféricas en cada extremo y dos deslizadores articulados. De esta forma, su comportamiento depende de los radios de curvatura (R_1 , R_2) de las superficies de contacto y de los coeficientes de fricción (μ_1 , μ_2). En Figura 23(a), se aprecia al aislador en reposo y, en Figura 23 (b), se observa el deslizamiento sobre la superficie cóncava inferior, dado que, el coeficiente de fricción μ_2 es menor que μ_1 (de la superficie

deslizante superior). Además, la importancia de los deslizadores articulados radica en que siempre exista una rotación, debido a que la fricción no puede ser exactamente igual en las superficies deslizantes. Cabe añadir, que el máximo desplazamiento alcanzado es $2d$, esto se aprecia en la Figura 23(b) (Constantinuo, 2007).

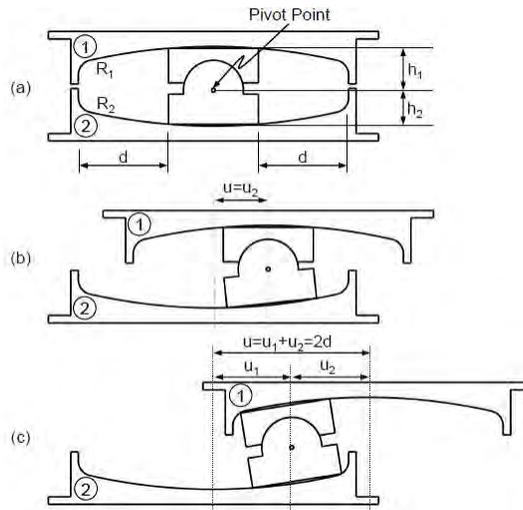


Figura 23. Estados de movimiento del aislador de doble péndulo friccional simple.

Tomado de Constantinuo, 2007.

Por último, los aisladores de triple péndulo friccional realmente poseen cuatro radios de curvatura (R_i) y cuatro coeficientes de fricción (μ_i). Sin embargo, se denominan así porque las superficies de contacto interiores (con parámetros R_2, u_2, R_3, u_3 en la Figura 24) son iguales. Cabe añadir, que las distancia d_i , no sólo limitan el desplazamiento lateral; también, encapsulan al dispositivo garantizando que su interior esté protegido del medio ambiente (Villagómez, 2015).

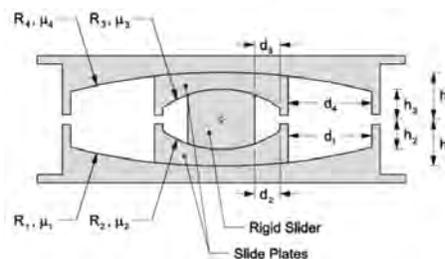


Figura 24. Aislador de triple péndulo friccional.

Tomado de Constantinuo, 2007.

2.5. Comportamiento mecánico de los dispositivos de aislamiento sísmico

El comportamiento histérico y viscoelástico de los aisladores y deslizadores es representado matemáticamente por el modelo bilineal. Para la construcción de este modelo, primero se debe realizar un análisis elástico lineal con efectos de predimensionamiento, en el cual, se considera una rigidez y un amortiguamiento efectivo, K_{eff} y ξ_{eff} respectivamente. A partir de este análisis, se determina el desplazamiento máximo del nivel base ($D_{m\acute{a}x}$). Con estos tres parámetros, se puede determinar la energía disipada por amortiguamiento viscoso (E_D).

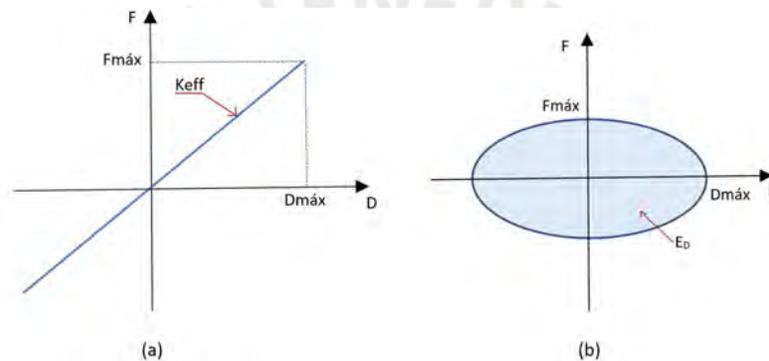


Figura 25. Modelo lineal viscoelástico, representado por la rigidez efectiva en (a), y por la energía disipada por amortiguamiento viscoso en un ciclo de oscilación en (b).

Elaboración propia.

De la Figura 25(a), la fuerza máxima puede ser descrita por la siguiente ecuación:

$$F_{M\acute{A}X} = K_{eff} * D_{M\acute{A}X} \quad (2.30)$$

De la Figura 25(b), la energía disipada por amortiguamiento viscoso está representada por el área que encierra la elipse y se obtiene de la siguiente forma:

$$E_D = \pi * F_{M\acute{A}X} * D_{M\acute{A}X} \quad (2.31)$$

Sin embargo, es necesario representar E_D en función a los parámetros K_{eff} , ξ_{eff} , y $D_{m\acute{a}x}$; por esta razón, se emplearán relaciones conocidas.

La fuerza máxima se puede representar en función a la velocidad máxima ($\dot{X}_{m\acute{a}x}$) y al amortiguamiento (C):

$$F_{M\acute{A}X} = C * \dot{X}_{M\acute{A}X} \quad (2.32)$$

Y la velocidad máxima se puede obtener:

$$\dot{X}_{M\acute{A}X} = w * D_{M\acute{A}X} \quad (2.33)$$

Donde, “w” es la frecuencia circular, determinada a partir de la masa (M) y de la rigidez efectiva:

$$w = \sqrt{\frac{K_{eff}}{M}} \quad (2.34)$$

Asimismo, se conoce que:

$$\xi_{eff} = \frac{C}{C_R} \quad (2.35)$$

Donde, “C_R” es el amortiguamiento crítico, calculado de la siguiente forma:

$$C_R = 2 * \sqrt{K_{eff} * M} \quad (2.36)$$

Reemplazando estas relaciones en la ecuación (2.31), se obtiene:

$$E_D = 2\pi * K_{eff} * \xi_{eff} * D_{M\acute{A}X}^2 \quad (2.37)$$

Esta energía disipada en el modelo elástico (E_D), debe ser igual a la energía disipada en el modelo bilineal; también, se deben alcanzar valores de fuerza y desplazamiento máximo, F_{máx} y D_{máx} respectivamente, iguales a los del modelo elástico. Bajo estas consideraciones, se describe la construcción del modelo bilineal de los dispositivos.

Cabe añadir, que también es posible realizar un proceso inverso; es decir, obtener el modelo elástico a partir del modelo bilineal.

2.5.1. Modelo bilineal de aisladores elastoméricos

El modelo bilineal de los aisladores elastoméricos se representa a través de los siguientes parámetros:

- ❖ K₁: Rigidez elástica o inicial
- ❖ K₂: Rigidez post fluencia
- ❖ F_y, D_y: Fuerza y desplazamiento de fluencia
- ❖ Q: Resistencia característica (Fuerza para desplazamiento cero)

❖ $F_{m\acute{a}x}$, $D_{m\acute{a}x}$: Fuerza y desplazamiento máximo, del modelo elástico.

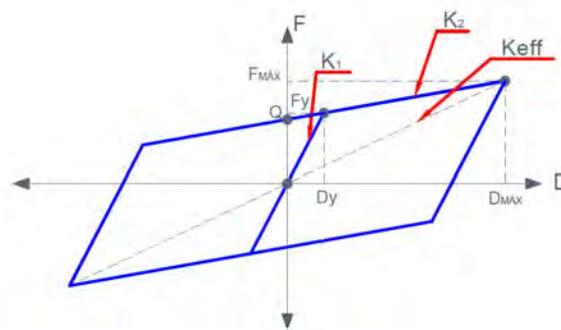


Figura 26. Modelo bilineal de aisladores elastoméricos.

Tomado de Munoz, 2019.

A partir de la Figura 26, se pueden plantear las siguientes ecuaciones:

$$F_y = D_y * K_1 \quad (2.38)$$

$$F_y = Q + D_y * K_2 \quad (2.39)$$

$$F_{M\acute{A}X} = F_y + K_2 * (D_{M\acute{A}X} - D_y) \quad (2.40)$$

Y el área encerrada por el paralelogramo representa la energía disipada en un ciclo histerico (E_H):

$$E_H = 4 * Q * (D_{M\acute{A}X} - D_y) \quad (2.41)$$

Igualando la fuerza máxima y la energía disipada del modelo elástico con el modelo bilineal, se obtienen las siguientes expresiones:

$$F_{M\acute{A}X} = D_y * K_1 + K_2 * (D_{M\acute{A}X} - D_y) \quad (2.42)$$

$$2\pi * K_{eff} * \xi_{eff} * D_{M\acute{A}X}^2 = 4 * Q * (D_{M\acute{A}X} - D_y) \quad (2.43)$$

De este sistema de ecuaciones, son cinco las variables a determinar (K_1 , K_2 , F_y , D_y , Q); sin embargo, tres son parámetros independientes y solo se tienen dos ecuaciones, lo cual, permite obtener infinitas soluciones matemáticas. Pero, solo un rango de soluciones son prácticas y corresponden a los dispositivos disponibles en el mercado (Munoz, 2019). Esto último, se puede representar por una relación entre las rigideces K_1 y K_2 :

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (2.44)$$

Donde, α es puede ser un valor definido por el fabricante y oscila entre 7 a 15 (Muñoz, 2019).

Reemplazando la ecuación (2. 44) en (2. 42) y (2. 43), se obtiene:

$$2\pi * \xi_{eff} * D_{M\acute{A}X} - \frac{4 * D_y * (\alpha - 1) * (D_{M\acute{A}X} - D_y)}{D_{M\acute{A}X} + (\alpha - 1) * D_y} = 0 \quad (2. 45)$$

Y a partir de esta última ecuación, con los parámetros conocidos se puede determinar D_y . Posteriormente, se halla K_2 :

$$K_2 = \frac{K_{eff} * D_{M\acute{A}X}}{D_{M\acute{A}X} + (\alpha - 1) * D_y} \quad (2. 46)$$

2.5.2. Modelo bilineal de aisladores deslizantes con superficie cóncava

El comportamiento de un aislador de péndulo de fricción se puede idealizar, de forma similar, con un modelo bilineal, a excepción de la ausencia de la rigidez K_1 . Por esta razón, no se incluyen los parámetros D_y, F_y .

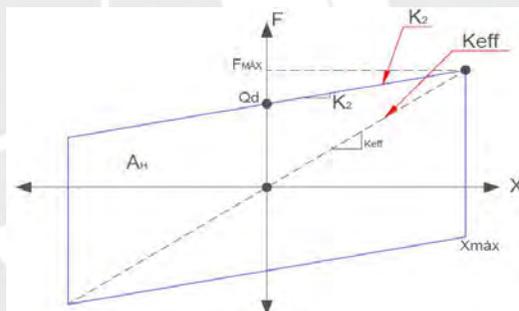


Figura 27. Modelo bilineal de un aislador de péndulo friccional.

Tomado de Muñoz, 2019.

En este tipo de aisladores, al desplazarse una distancia “x”, las fuerzas actuantes en el cojinete son:

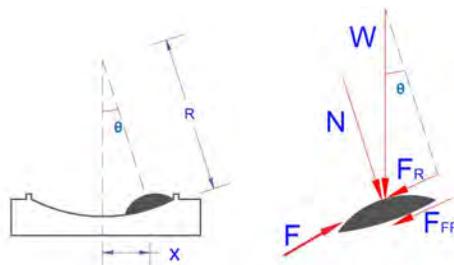


Figura 28. Fuerzas sobre el cojinete en un dispositivo de péndulo friccional.

Tomado de Muñoz, 2019.

Se observa, que al inclinarse el cojinete un ángulo θ , y aparece la fuerza restaurada F_R , que se determina:

$$F_R = W * \text{sen } \theta \quad (2.47)$$

Además, en la superficie de contacto existe una fuerza normal N , y una fuerza de fricción F_{FR} . Estas fuerzas se calculan a partir de las siguientes expresiones:

$$N = W * \text{cos } \theta \quad (2.48)$$

$$F_{FR} = \mu * N = \mu * W * \text{cos } \theta \quad (2.49)$$

Donde μ es el coeficiente de fricción dinámico.

Y de la Figura 28, se puede plantear que:

$$F_{M\acute{A}X} = F_{FR} \text{cos } \theta + N \text{sen } \theta \quad (2.50)$$

Asimismo, al considerar las siguientes relaciones geométricas:

$$\text{sen } \theta = \frac{x}{R} \quad (2.51)$$

$$\text{cos } \theta = \sqrt{R^2 - x^2} \quad (2.52)$$

Donde R es el radio de curvatura.

Y debido a que, $R \gg x$, se puede aproximar que:

$$\sqrt{R^2 - x^2} \approx R \quad (2.53)$$

Reemplazando (2.53) en (2.50) se obtiene:

$$F_{M\acute{A}X} = \frac{W}{R} * x \pm \mu * W \quad (2.54)$$

Donde el signo positivo o negativo indica el sentido de la fuerza de fricción, que es opuesto a la velocidad del cojinete.

Por último, al considerar estas relaciones reemplazándolas en las ecuaciones del modelo bilineal equivalente, se determina la rigidez y amortiguamiento efectivos K_{eff} y ξ_{eff} a través de la siguiente expresión:

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D_{M\acute{A}X}} + \frac{W}{R} \quad (2.55)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D_{M\acute{A}X}}{R}} \right) \quad (2.56)$$

2.5.3. Modelo bilineal de aisladores deslizantes planos

Dado que los aisladores deslizantes planos no poseen capacidad autocentrante, al producirse el desplazamiento no existe una fuerza restauradora. Asimismo, al presentar superficie de deslizamiento plana no existe un ángulo de inclinación. Por estas razones, la fuerza máxima se obtiene:

$$F_{M\acute{A}X} = F_{FR} = \mu * W \quad (2.57)$$

Reemplazando (2.57) en las ecuaciones del modelo bilineal equivalente, se determina la rigidez y amortiguamiento efectivos K_{eff} y ξ_{eff} :

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D_{M\acute{A}X}} \quad (2.58)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \quad (2.59)$$

Cabe añadir, que estas expresiones también se pueden obtener a partir de las ecuaciones (2.55) y (2.56), considerando al radio de curvatura infinito.

A continuación, se presentan el modelo matemático de los aisladores deslizantes con superficie plana.

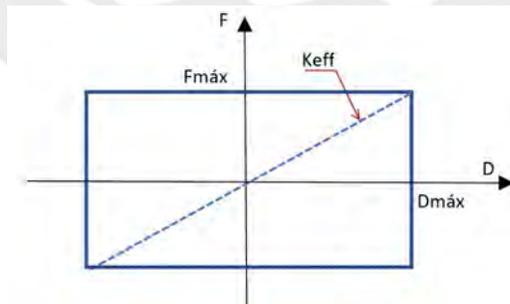


Figura 29. Modelo de un aislador deslizante plano.

Elaboración Propia.

2.6. Factores de la variabilidad de las propiedades de los dispositivos

A partir de los estudios experimentales realizados a los dispositivos, diversos autores afirman que las propiedades mecánicas de los aisladores sufren variaciones no solo por los materiales y características propias que poseen, sino también por las condiciones de exposición y por el tiempo de vida útil. Cabe añadir que, la variabilidad de los dispositivos es considerada en el diseño a través de los factores lambda, esto desarrollará en un acápite posterior. A continuación, se describen los principales factores de su variabilidad:

2.6.1. Efecto Scragging

En la curva fuerza-desplazamiento del aislador elastomérico (Figura 30) se observa valores de mayores de rigidez y resistencia en el primer ciclo de deformación comparado con ciclos posteriores, este efecto se denomina scragging.

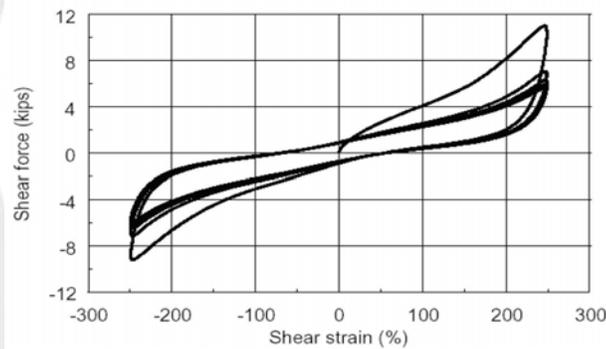


Figura 30. Efecto Scragging en aislador elastomérico.

Tomado de Thompson et al., 2000.

La mayor parte de la reducción en las propiedades ocurre luego del primer ciclo de deformación; posteriormente, se produce una estabilización.

Mullins observó que al modificar químicamente el caucho natural mediante aditivos el porcentaje de scragging aumentaba, por esta razón, el tipo de aislador elastomérico más afectado es el de alto amortiguamiento (1969). Cabe añadir, que este efecto también depende del proceso de vulcanización empleado en la fabricación del aislador y del historial de deformación.

2.6.2. Condiciones de temperatura y de velocidad de carga

En general, los efectos de la temperatura ambiental pueden ser ignorados en la mayoría de los sistemas de aislamiento, si oscila entre -1°C y 38°C (ASCE 7-16).

Sin embargo, en Estados Unidos, Canadá u otras zonas en las que se alcanzan muy bajas temperaturas, las propiedades mecánicas de los aisladores pueden ser afectadas, produciéndose un aumento en la rigidez y la resistencia (Constantinous, 2007).

Por otro lado, en los deslizadores, el coeficiente de fricción aumenta en temperaturas bajas, esto puede observarse en la Figura 31 (Constantinous, 2007). Esta variación podría afectar el desempeño de la estructura ante un sismo moderado, en el cual, las fuerzas necesarias para activar el desplazamiento en los deslizadores son de menor magnitud en comparación a un sismo severo; y por esta razón, no se concentrarían las deformaciones en el sistema de aislamiento, sino en la superestructura, provocando daños.

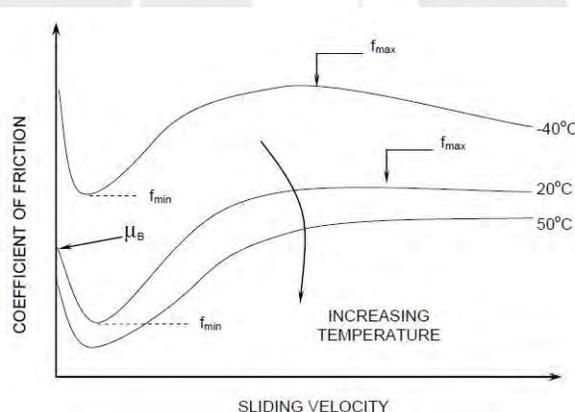


Figura 31. Efecto de la temperatura en deslizadores.

Tomado de Constantinous, 2007.

Cabe añadir que los aisladores son ensayados a una velocidad de carga muy diferente a la que se aplicaría en un evento sísmico real, esta condición puede afectar especialmente a los deslizadores, ya que el coeficiente de fricción también depende de la velocidad de carga y de la carga normal aplicada.

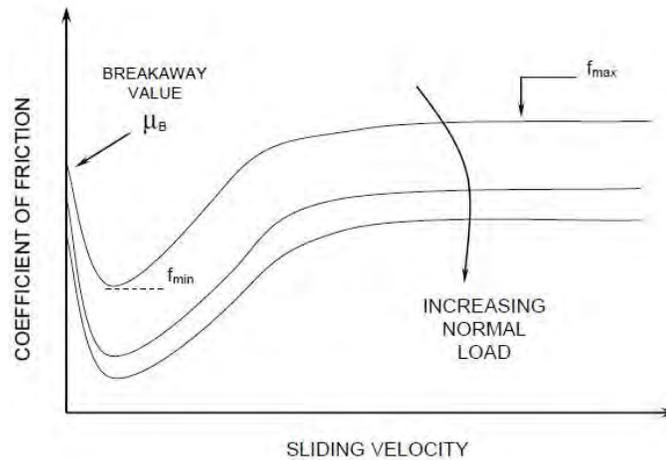


Figura 32. Efecto de la velocidad de carga en deslizadores.

Tomado de Constantinou, 2007.

2.6.3. Envejecimiento y condiciones ambientales

Los cambios a largo plazo en las propiedades mecánicas del elastómero pueden resultar en un aumento de rigidez (endurecimiento) debido a la vulcanización continua (ASCE 7-16). Además, el elastómero es sensible a la radiación ultravioleta, oxígeno y al ozono, por ello, deben ser protegidos con una lámina de sacrificio que retarde el proceso de envejecimiento (NCh245-2003).

El envejecimiento en los deslizadores depende de la composición química de la superficie deslizante (ASCE 7-16). En los deslizadores se debe tener precaución con el polvo y la humedad, con el fin de evitar un mal funcionamiento debido a la oxidación o precisiones excesivas (NCh245-2003).

2.6.4. Experiencia del fabricante

Según el ASCE, la inexperiencia del fabricante puede producir variaciones en las propiedades de los dispositivos. Por ejemplo, pueden presentarse un bajo módulo de corte por la incompleta vulcanización que resulta en un significativo envejecimiento. Fabricantes con baja calidad pueden usar materiales, vulcanización y procesos de manufactura que resultan en variaciones altas de las propiedades.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADO

3.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

3.1.1. Desplazamiento Traslacional

El sistema de aislamiento sísmico debe ser diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento traslacional máximo, D_M , determinado mediante los límites superiores e inferiores de las propiedades de los dispositivos de aislamiento con la dirección más crítica para la respuesta horizontal. Esto se obtiene con la siguiente fórmula:

$$D_M = \frac{S_{aM} \cdot T_M^2}{4\pi^2 \cdot B_M} \quad (3.1)$$

Donde S_{aM} es la ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado, en mm/s², determinada como se indica en la ecuación 5 de la norma E.031. Asimismo, T_M es el período de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional D_M en la dirección de análisis; y B_M es el factor de amortiguamiento que se indica en la Tabla N° 5 de la norma E.031.

3.1.2. Periodo efectivo relacionado al desplazamiento traslacional

Este periodo se obtiene mediante la siguiente fórmula y se determina con los límites inferior y superior de las características del sistema de aislamiento.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_M \cdot g}} \quad (3.2)$$

Donde P representa el peso sísmico establecido en la NTE E.030 y K_M es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

3.1.3. Desplazamiento total (D_{TM})

Es el desplazamiento total del sistema de aislamiento sísmico considerando el adicional causado por la torsión real y la accidental. Esto se calcula con la distribución

espacial de la rigidez lateral del sistema de aislamiento y la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica.

$$D_{TM} = D_M \cdot \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (3.3)$$

Donde “y” es la distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, se mide de manera perpendicular a la dirección de la sollicitación sísmica y se expresa en mm. Asimismo, “e” es la excentricidad natural más la excentricidad accidental, obtenida con un 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la fuerza sísmica considerada y se expresa en mm; “b” es la menor dimensión de la planta de la estructura y “d” es la dimensión mayor de la planta de la estructura, ambas expresadas en mm. Finalmente, “ P_T ” es la relación obtenida entre el periodo traslacional efectivo y el periodo rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y se obtiene de la siguiente ecuación:

$$P_T = \frac{1}{r_a \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}}} \quad (3.4)$$

Donde “ r_a ” es el radio de giro del sistema de aislamiento en mm, el cual se obtiene de $\frac{1}{12} \cdot (b^2 + d^2)^{\frac{1}{2}}$ para plantas rectangulares. Además, “N” es el número de aisladores en la edificación y “ X_i , Y_i ” son distancias horizontales entre el centro de masas del sistema de aislamiento sísmico y el aislador i-ésimo, medidas en las direcciones de los ejes del sistema de aislamiento sísmico expresadas en mm.

3.1.4. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño

Para el sistema de aislamiento sísmico y elementos estructurales bajo el nivel de base, deben ser diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima, V_b , usando todos los requisitos de las estructuras no aisladas y considerando los límites superior

e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico. La fuerza sísmica lateral mínima, V_b , se obtiene de la siguiente ecuación:

$$V_b = k_m \cdot D_M \quad (3.5)$$

Donde " k_m " es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento sísmico en la dirección horizontal de análisis expresada en kN/mm y " D_M " es el desplazamiento traslacional en mm.

Esta fuerza no puede ser menor que la máxima fuerza que puede suceder en el sistema de aislamiento sísmico en cualquier desplazamiento.

Para los elementos sobre el nivel de base, se debe emplear para el diseño una fuerza de corte mínima V_s , la cual debe considerar los límites inferior y superior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico. Esta fuerza se calcula de la siguiente forma:

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (3.6)$$

Donde " R_a " es el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas para la estructura sobre el sistema de aislamiento sísmico, obtenido de $\frac{3}{8} \cdot R_0$, el cual no puede ser menor que 1 ni mayor que 2. " R_0 " es el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas establecido en la norma E.030. Además, " V_{st} " es la fuerza cortante no reducida que actúa sobre los elementos por encima del nivel de la base de aislamiento, este se obtiene empleando los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico y se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{st} = V_b \cdot \left(\frac{P_s}{P}\right)^{(1-2.5 \cdot \beta_M)} \quad (3.7)$$

Donde " P " es el peso sísmico obtenido según la norma E.030 expresado en kN y " P_s " es el peso efectivo de la estructura sin la interfaz de aislamiento en kN. Asimismo, β_M es el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico para el desplazamiento traslacional D_M .

La obtención de la distribución vertical de la fuerza sísmica se hace de la siguiente manera con estas fórmulas:

$$F_1 = (V_b - V_{st})/R_a \quad (3.8)$$

$$F_i = \frac{p_i \cdot h_i^k}{\sum_{j=2}^n p_j \cdot h_j^k} \cdot V_s \quad (i > 1) \quad (3.9)$$

$$k = 14 \beta_M \cdot T_f \quad (3.10)$$

Donde “ F_1 ” es la fuerza sísmica lateral en el nivel de base en kN, “ F_i ” es la fuerza sísmica lateral en un nivel i en kN, “ h_i ” es la altura del nivel i respecto al nivel la base de aislamiento en mm, “ n ” es el número de pisos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, “ P_i ” es parte del peso sísmico “ P ” que se ubica en el nivel i . Asimismo, “ T_f ” es el periodo fundamental de la estructura considerada con base fija en la dirección de análisis según los procedimientos establecidos por la norma E.030.

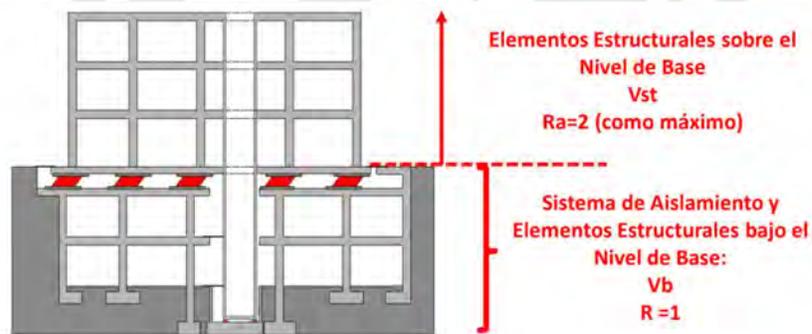


Figura 33. Resumen de las distintas fuerzas sísmicas de diseño en la edificación.

Tomado de “La norma peruana de aislamiento E.031 y la seguridad de edificios peruanos” de Muñoz A. (2020).

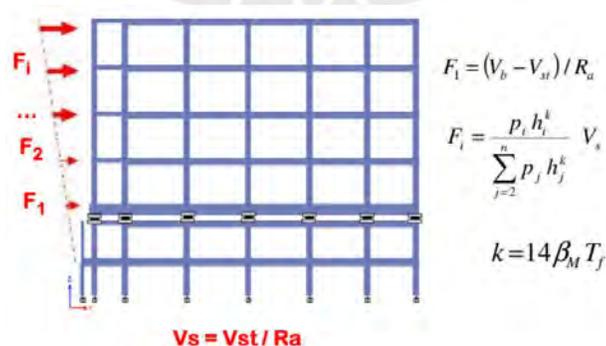


Figura 34. Distribución vertical de la fuerza sísmica.

Tomado de “La norma peruana de aislamiento E.031 y la seguridad de edificios peruanos” de Muñoz A. (2020).

3.2. Análisis dinámico modal espectral

El análisis dinámico modal espectral consiste en el uso de un espectro de pseudo-aceleración como sollicitación sísmica, definido en la norma 0.31 como el “Sismo Máximo considerado” (SMC) y se determina de la siguiente forma:

$$Sa = 1.5 ZUCS \quad (3.11)$$

Donde:

- Z: Factor de Zona
- U: Factor de Uso
- S: Factor de Suelo
- C: Factor de Amplificación sísmica, que se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ll} T < 0,2 T_P & \rightarrow C = 1 + 7,5 \cdot \left(\frac{T}{T_P}\right) \\ 0,2 T_P < T < T_P & \rightarrow C = 2,5 \\ T_P < T < T_L & \rightarrow C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \\ T > T_L & \rightarrow C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \end{array}$$

Figura 35. Ecuaciones para el cálculo del coeficiente C.

Tomado de NTE 0.31.

Cabe añadir, que el factor de uso “U” para estructuras aisladas es igual a 1 en todos los casos.

Asimismo, la norma E 0.31 en su artículo 25.2 establece el procedimiento para este análisis, en el cual se emplea el menor valor entre el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el 30% del amortiguamiento crítico. Además, el análisis modal espectral de cada dirección debe efectuarse con el 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular, y para cada dirección a analizar, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sísmico debe computarse como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

Cabe mencionar, que se debe considerar la excentricidad accidental de la masa como 5% de la dimensión perpendicular en análisis. Para este tipo de análisis, la norma establece el límite de la deriva de entrepiso en 0.0035.

3.3. Análisis tiempo historia

Este tipo de análisis está contemplado en el artículo 25.3 de la norma E0.31, a partir de este se puede obtener la respuesta de la estructura para cualquier instante de tiempo a partir de un registro de aceleraciones corregido y espectro compatible, con el fin de obtener la respuesta máxima y mínima de edificio.

Para realizar este análisis, según la E0.31 se deben emplear como mínimo siete registros, que definen el movimiento del terreno a través de dos componentes horizontales de aceleración. Para cada par de componentes se debe construir un espectro de pseudo aceleraciones considerando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales calculados separadamente para cada componente escalada con 5% del amortiguamiento.

Existen tres tipos de registros sísmicos:

- Señales naturales: obtenidas directamente de los eventos sísmicos
- Señales sintéticas o también denominadas artificiales: se pueden construir en base a las características del sitio y del SMC.
- Señales espectro-compatibles, que están ajustados al espectro de diseño según la ubicación geográfica y características del suelo.

De esta forma, la norma E0.31 detalla en su artículo 15.6 que, para cada componente horizontal de las señales naturales, se deben escalar de modo que en el rango de periodos entre $0,75 T_M$, calculado con el límite superior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico, y $1.25 T_M$, calculado con el límite inferior, el promedio de los valores espectrales

SRSS obtenido para los distintos pares de registros no sea menor que la ordenada definida para el sismo máximo considerado (SMC).

Por otra parte, la norma indica que los registros espectro compatibles se deben escalar de modo que, en el rango de periodos entre $0,2 T_M$, calculado con el límite superior de las propiedades del sistema de aislamiento sísmico, y $1.25 T_M$, calculado con el límite inferior, genere un espectro de respuesta en la dirección de análisis que no sea menor al 90% de la ordenada definida para el sismo máximo considerado (SMC). De esta forma, si se considera que la raíz de la suma de cuadrados de debe ser igual al espectro de la norma 0.31, y un 90% como mínimo en la dirección de análisis, en la dirección perpendicular deberá aplicarse un 44%.

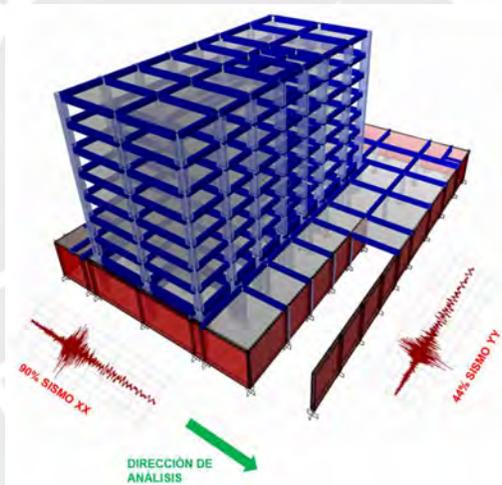


Figura 36. Aplicación del sismo para los casos tiempo historia.

Elaboración Propia

Adicionalmente, en el artículo 25.3 la NTE 0.31 menciona que para cada par de componentes del movimiento del terreno debe ser aplicado simultáneamente al modelo considerando la orientación y la ubicación de la masa más desfavorable. Asimismo, el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento sísmico debe ser calculado mediante la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo.

Finalmente, los parámetros de interés (derivadas, aceleraciones de piso, entre otros.), deben ser calculados para cada movimiento del terreno y el valor promedio es el

considerado para el diseño según el artículo 25.3 de la norma E.031. Cabe mencionar que la distorsión máxima de entrepiso en este tipo de análisis no debe exceder de 0.005 según el artículo 26.4 de la norma E.031.

A continuación, se presentarán algunas consideraciones adicionales para realizar este tipo de análisis dinámico.

3.3.1. Tratamiento de registros sísmicos

Los registros obtenidos poseen dos componentes horizontales perpendiculares entre sí y un componente vertical. Cada acelerograma requiere un tratamiento de datos cuidadoso para poder ser empleado; por estas razones, se deben realizar las siguientes correcciones:

- ❖ Corrección instrumental: Consiste en la convolución del registro con la función de transferencia del instrumento. Debemos conocer para ello las constantes de calibración de este, como la sensibilidad del acelerómetro, la frecuencia natural y el amortiguamiento (E. Carreño et al, 1999). Generalmente, esta corrección es realizada por la entidad que controla las redes de acelerógrafos del país o distintos entes.
- ❖ Corrección de la línea base o corrección de ceros: sucede cuando los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Esto puede deberse a que el acelerógrafo no esté perfectamente nivelado en su ubicación o porque el sistema de registro provoque una deriva de los datos respecto a la línea de base. Este error puede ser notable en la velocidad y desplazamientos si son hallados por integración (E. Carreño et al, 1999).
- ❖ Filtrado de ruido: consiste en eliminar el ruido, generado por fenómenos naturales o por el tratamiento de datos, mediante diversos filtros que afecten a las frecuencias altas, las cuales influyen a los picos de aceleraciones fundamentales, y a las frecuencias bajas, que interfieren y provocan errores en la integración de

la velocidad y desplazamiento. Los filtros usados para eliminar frecuencias altas se denominan paso-bajo y, para frecuencias bajas, paso-alta. Asimismo, existe otro tipo de filtro denominado paso-banda que eliminan las frecuencias altas y bajas simultáneamente (E. Carreño et al, 1999).

3.3.2. Consideraciones para el modelo tridimensional:

El análisis tiempo historia, implica la respuesta elástica de la superestructura y una respuesta inelástica no lineal del sistema de aislamiento sísmico, esta última depende solo de los aisladores.

Para realizar este análisis, el procedimiento más eficiente es el Fast Nonlinear Analysis (FNA), ya que permite resolver estructuras con modelos analíticos con un número limitado de miembros no lineales (Computer & Structures, 2016), en este caso estos elementos son los aisladores y deslizadores.

Además, como el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento está determinado a través de las propiedades del modelo bilineal de los dispositivos, es necesario definir el amortiguamiento modal de los tres primeros modos como nulo y para resto de modos, que están asociados a la deformación de la superestructura se mantiene el amortiguamiento inherente del concreto de 5%. Esto debe realizarse para cada caso de análisis FNA.

Por otro lado, si se emplean dispositivos friccionantes, cuyos parámetros, como la rigidez, dependen de la aplicación de cargas axiales, será necesario definir primero una función que considere la aplicación de las cargas axiales debidas a las cargas gravitacionales estáticas del edificio antes de aplicar la carga sísmica. De esta forma, se define una función del tipo rampa normalizada en 1 como se muestra en la siguiente imagen:

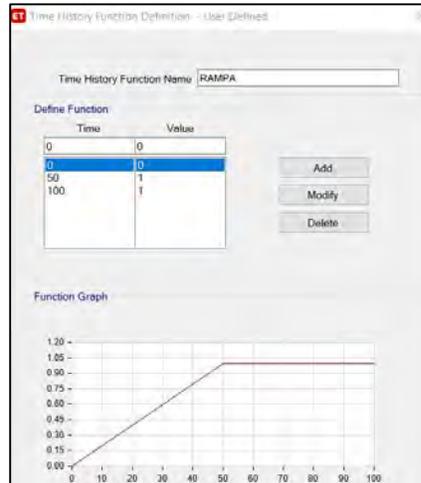


Figura 37. Definición de la función Rampa.

Elaboración Propia.

Luego, se debe definir un caso de carga adicional, también del tipo FNA, en el cual se utilizará la masa sísmica ya definida del edificio y se escalará a la aceleración de la gravedad y se considerará un amortiguamiento modal mayor al 95% en todos los modos para evitar la vibración vertical.

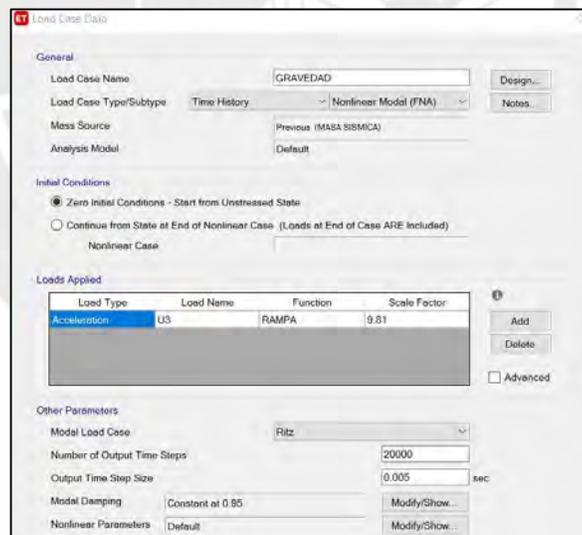


Figura 38. Definición del caso de carga FNA Gravedad.

Elaboración Propia.

Además, como la carga axial debe aplicarse antes que las cargas de sismo, al definir los casos de FNA de los espectros compatibles, se debe configurar como una condición inicial que el análisis sísmico continúe desde el estado final del caso FNA Gravedad.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DEL EDIFICIO CON AISLAMIENTO SÍSMICO

4.1. Descripción Arquitectónica de la edificación

El proyecto corresponde a un edificio multifamiliar de 7 pisos, un sótano y una azotea que se encuentra ubicado dentro de un condominio en la ciudad de Lima. La edificación no posee estructuras vecinas cercanas y está situado en una esquina. La planta típica del edificio posee un área de 662.32 m² donde se encuentran 5 departamentos y una sala de usos múltiples en cada piso típico. Asimismo, el primer piso dispone de una zona de servicios, un depósito, cuarto de vigilancia y un vestíbulo de ingreso con un módulo de recepción aparte de los 5 departamentos. La azotea posee un techo de madera ligero, asimismo, existen ambientes destinados a servicios higiénicos y un depósito. El acceso a los distintos ambientes se realiza mediante el pasadizo como área común que incluye dos ascensores y una escalera para circulación vertical. Esta escalera solo está presente desde el piso 1 hasta la azotea; debido a que, se ha cortado la circulación vertical para obtener una evacuación adecuada de las personas en caso de un evento sísmico.

El sótano dispone de 35 estacionamientos vehiculares, zonas destinadas a estacionamientos de bicicletas y varios depósitos para los estacionamientos del edificio. El acceso al sótano se realiza por una rampa vehicular apoyada sobre terreno desde la calle principal. Existen dos escaleras para la circulación vertical y la evacuación de las personas en caso de un evento sísmico. Estas conectan el sótano con el área común del condominio que se encuentra al N.P.T. +0.00.

Dado el número de habitantes de la edificación, esta presenta tres cisternas, 02 del tipo doméstico y 01 cisterna de agua contra incendios, además, del cuarto de bombas. El acceso a estos ambientes se realiza mediante una escalera desde el nivel del sótano.

A continuación, se presentan algunas plantas arquitectónicas del edificio:

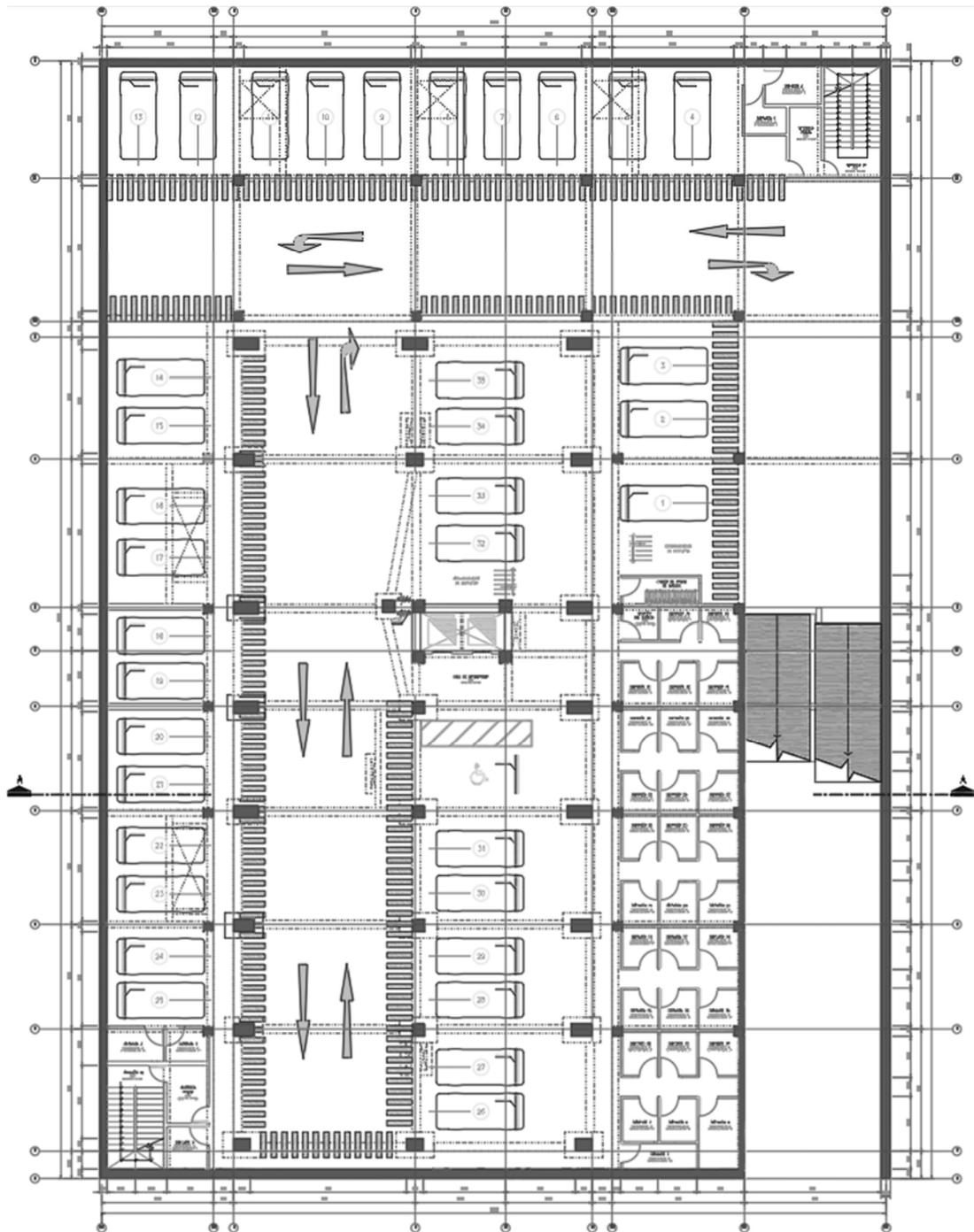


Figura 39. Planta arquitectónica del sótano.

Elaboración Propia.

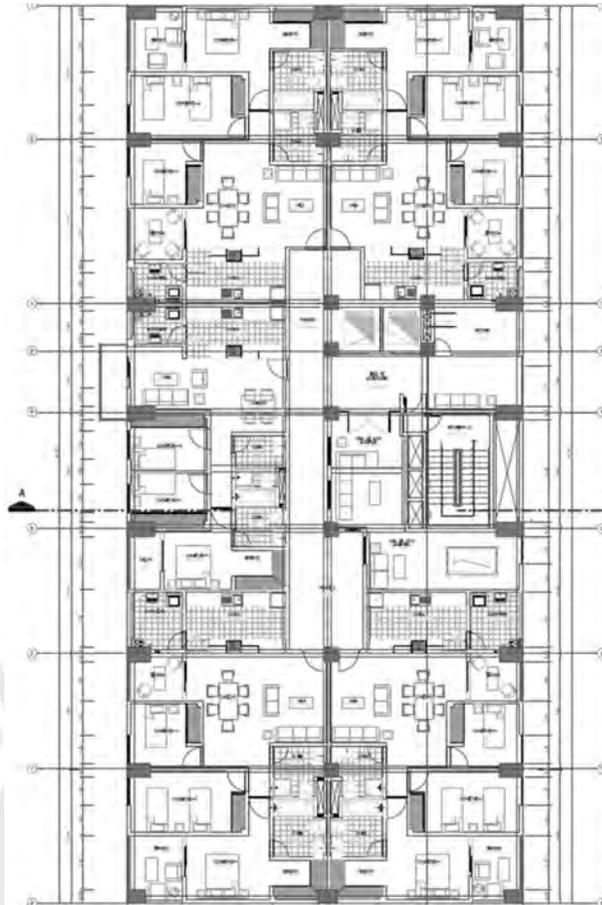


Figura 40. Planta arquitectónica del piso típico.

Elaboración Propia.



Figura 41. Elevación transversal (Corte A-A).

Elaboración Propia.

4.2. Estructuración y Predimensionamiento del sistema estructural

4.2.1. Materiales

Concreto armado

Dados los esfuerzos y solicitaciones en los elementos se consideró principalmente dos calidades de concreto:

a) Para las zapatas, vigas de cimentación, columnas del 1er. al 7mo. piso, vigas y losas del 1er. al 7mo. piso, cisterna:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 250,998 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

b) Para los pedestales, columnas de sótano, vigas y losas del nivel de aislamiento superior e inferior:

- Resistencia nominal a la compresión: $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 280,624 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Concreto simple

Es un concreto que se caracteriza por su baja resistencia a la compresión y con un 30% de piedra de tamaño no mayor a 15". Este concreto puede ser empleado en los cimientos corridos, falsa zapatas y calzaduras.

Acero de refuerzo

Para la estructura del edificio se empleará varillas corrugadas ASTM A706 Grado 60, en base al artículo 21.3.3 de la Norma E.060. Las propiedades mecánicas de este material se presentarán a continuación:

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

Se permitirá el uso de varillas corrugadas ASTM A615 Grado 60, siempre y cuando se realicen los ensayos de fluencia y resistencia de tracción según el inciso (a) y (b) del artículo 21.3.3 de la Norma E.060. Caso contrario, solo se permite el uso de acero ASTM A615 Grado 60 en elementos sin responsabilidad sísmica.

Ladrillos

Los tabiques del proyecto son en su mayoría de 15 cm de espesor, con ladrillos King Kong convencionales de 13 cm de ancho acomodados en soga. Sin embargo, existe algunos tabiques de 25 cm, los cuales se construirían con ladrillos King Kong de 24 cm de largo acomodados en cabeza.

4.2.2. Cargas de gravedad

Se emplearon las siguientes cargas de gravedad establecidas en la norma E.020:

Tabla 1.
Cargas de gravedad.

Carga Muerta		
Concreto Armado	2.4	ton/m ³
Tabiquería de unidades de arcilla huecas	1.35	ton/m ³
Losa maciza h= 20cm	0.48	ton/m ²
Losa aligerada h= 20cm	0.3	ton/m ²
Piso terminado h=5cm	0.1	ton/m ²
Carga Viva		
Viviendas	0.2	ton/m ²
Azotea	0.1	ton/m ²

Nota: Elaboración Propia.

4.2.3. Parámetros Sísmicos

Se tuvieron las siguientes consideraciones para definir los parámetros sísmicos:

Tabla 2.
Parámetros Sísmicos.

Parámetro	Valor	Descripción
Factor de zona, Z	0.45	Ubicación: Lima
Factor de suelo, S	1	Suelo ripo S1, Grava con $q_{adm} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$
Periodo T_P (s)	0.4	Correspondiente a S1
Periodo T_L (s)	2.5	Correspondiente a S1
Factor de uso, U	1	Edificación Aislada
Factor de reducción, R	2	Diseño de la Superestructura
	1	Diseño del Sistema de Aislamiento y Subestructura
Peso Sísmico, P	D+ 0.25L	En edificación común (Categoría C, Vivienda), se considera la carga permanente y 25% de la carga viva.

Nota: Elaboración Propia.

4.2.4. Sistema Estructural

Para este proyecto, el sistema estructural es de pórticos de concreto armado en ambas direcciones XX e YY. El sistema resistente de la superestructura consiste en columnas, con secciones de 0.60x0.60, 1.20x0.60 y 0.80x0.60 en su mayoría, y vigas peraltadas con secciones de 0.30x0.75, 0.30x0.65, 0.30x0.60. Los sistemas de piso están conformados por losas macizas y losas aligeradas unidireccionales con peralte de 0.20 m.

Es importante resaltar que el nivel superior de la interfaz de aislamiento considera el uso de vigas de 0.40x1.20 m, losa maciza en todos los paños, y pedestales de 1.80x1.20 m. De estos últimos elementos, nacen las columnas de la superestructura, y se ubican sobre los dispositivos de aislamiento sísmico.

En las siguientes figuras, se muestra el encofrado del nivel superior de aislamiento y del techo típico del edificio.

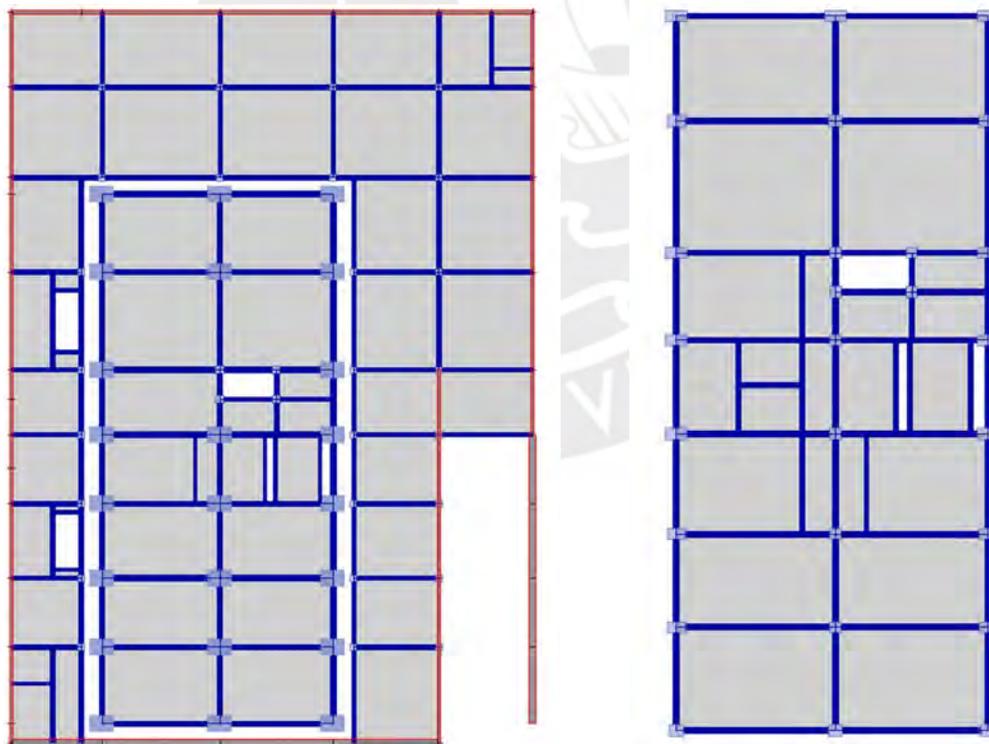


Figura 42. A la izquierda, planta del nivel inferior del nivel de aislamiento. A la derecha, planta del techo típico.

Fuente: Elaboración propia.

De la figura anterior, se observa una junta, alrededor de todo el perímetro, entre el edificio aislado y la estructura del sótano. Cabe resaltar que, el encofrado del sótano está conformado por vigas de 0.30x0.60 y columnas de 0.50x0.50 m. Además, se necesitó utilizar un muro perimetral para contener el terreno, el cual tiene un espesor de 0.35 m cuando está arriostrado por las losas de techo, y un espesor de 0.45 m cuando está en voladizo. Por otra parte, dada la presencia del sótano, es requerido el uso de una parrilla de vigas de 0.40x1.00 m y pedestales de 1.80x1.20 m, la cual se ubica por debajo de la interfaz de aislamiento.

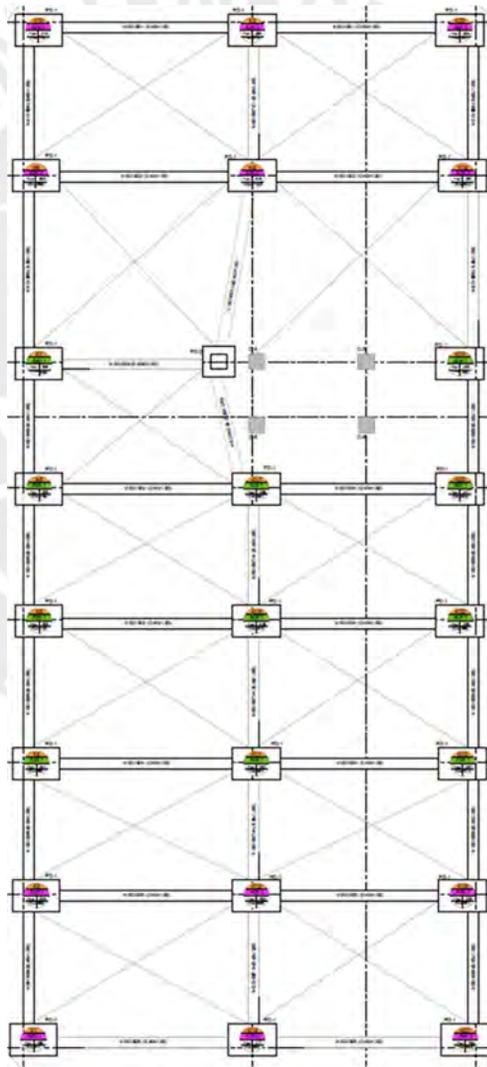


Figura 43. Nivel inferior de aislamiento- Parrilla de vigas.

Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, la edificación presenta una zona destinada a ascensores, cuyo recorrido no solo incluye los pisos superiores; sino que también permite el acceso al sótano. En edificios convencionales es usual considerar muros de concretos en estas zonas; sin embargo, en edificios aislados esta práctica no resulta factible debido a las altas compresiones y tracciones que se presentan en los extremos de estos elementos. Estas fuerzas de tracción pueden producir daños en los aisladores. Por esta razón, se consideró 4 columnas conectadas mediante vigas peraltadas en cada nivel. Estas columnas nacen de una losa con peralte de 0.60 m que se apoya sobre deslizadores, los cuales, se ubican sobre una platea de cimentación. Asimismo, por el espacio requerido para el pit, se incluyó un muro de contención de concreto armado con el fin de brindar protección a los deslizadores ubicados en esa zona. Además, se conservó la junta sísmica entre este muro y las columnas del ascensor.

Cabe resaltar que, se consideró a los deslizadores debajo de la zona del ascensor porque presentan menor rigidez respecto a los aisladores, esto con el fin de poder acompañar el movimiento de la superestructura.

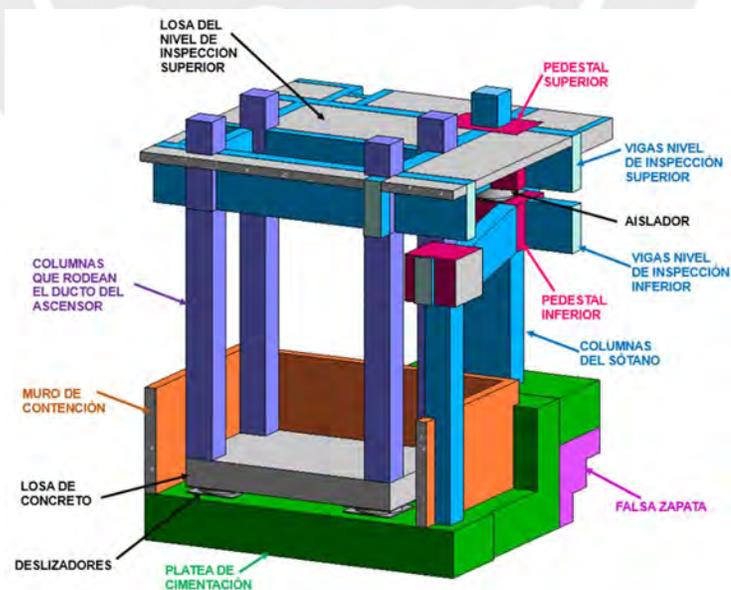


Figura 44. Vista en 3D-Zona de Ascensores.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.5. Predimensionamiento de elementos estructurales

4.2.5.1. Predimensionamiento de losas

Predimensionamiento de losas aligeradas

Se utilizarán losas aligeradas de concreto en una sola dirección con espesor de 20 cm, el peralte fue considerado a partir del siguiente criterio:

Tabla 3.

Criterios propuestos para el pre-dimensionamiento de losas aligeradas en una dirección.

Peralte de la losa h (m)	Luz de la losa L (m)
0,17	$L \leq 4$
0,20	$4 < L \leq 5,5$
0,25	$5,5 < L \leq 6,5$
0,30	$6,5 < L \leq 7,5$

Nota: "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado" Capítulo. 3, por A. Blanco (1994).

Predimensionamiento de losas maciza

Según Blanco, para el predimensionamiento de la losa maciza se puede considerar un peralte:

$$h = \frac{Ln}{40} \text{ a } \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (4.1)$$

Para los paños más grandes se aplicó:

$$h = \frac{8.20}{40} \text{ a } \frac{30}{180}$$

$$h = 0.20 \text{ m a } 0.16 \text{ m}$$

De esta forma, el peralte consignado para las losas macizas será de 20 cm.

4.2.5.2. Predimensionamiento de vigas

Para el predimensionamiento de las vigas se aplicó los siguientes criterios:

Tabla 4.

Criterios propuestos para el predimensionamiento de Vigas peraltadas de concreto armado

Viga	Peralte	Ancho
	h (m)	B (m)
	$h = Ln/12$	$B = 0.3 H \text{ ó } 0.5H$
	$h = Ln/14$	$B \geq 0.5 H$

Nota: Tomado de "Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado" cap. 3, por A. Blanco (1994).

De esta forma, para las vigas en la dirección X-X, se tiene:

$$h = \frac{7.90}{12} = 0.65 \text{ m}$$

Para las vigas en la dirección Y-Y, se tiene:

$$h = \frac{6.45}{12} = 0.53 \text{ m}$$

Entonces, para las plantas típicas se usarán secciones de V30x75 y de V30x65.

Por otro lado, para las vigas del nivel base en base a la experiencia de algunos diseñadores puede emplearse (Muñoz, 2020):

$$h = \frac{Ln}{7} \tag{4.2}$$

Entonces, para las vigas del nivel superior de aislamiento se tiene:

$$h = \frac{7.30}{7} = 1.04 \text{ m}$$

Se asignará inicialmente una sección de 0.40x1.00.

4.2.5.3. Predimensionamiento de columnas

Blanco (1994) recomienda que la carga axial en servicio no supere el 35% al 45% de la resistencia a la compresión característica del concreto para columnas, de esta forma, el área de la sección transversal obtiene de la siguiente forma:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P_{servicio}}{(0.35 \text{ a } 0.45)f'c} \tag{4.3}$$

Se asumió 1 ton/m², para una columna central se tiene que:

$$\text{Área de la columna} = \frac{53.43 * 1 * 8}{0.45 * 280} = 3455 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lado de la columna} = 60 \text{ cm}$$

Las secciones iniciales por considerar serán columnas de 0.60x0.60.

4.2.5.4. Predimensionamiento de dados y pedestales de concreto

El dimensionamiento de los pedestales de concreto dependerá de las dimensiones de los dispositivos, de las columnas del primer nivel y del sótano. Inicialmente, se asignará una sección 1.20x1.20 m con una altura de 1.20m.

4.3. Predimensionamiento del sistema de aislamiento

4.3.1. Análisis dinámico modal de la estructura con base fija

El edificio se representará mediante un modelo tridimensional donde las columnas y vigas se modelaron como elementos unidimensionales tipo frame; las losas como elementos tipo membrana para que no otorguen rigidez a la edificación y solo puedan transmitir las cargas asignadas a los distintos paños. Asimismo, las cargas de tabiquería se aplicaron en las losas por unidad de área y sobre las vigas por unidad de longitud.

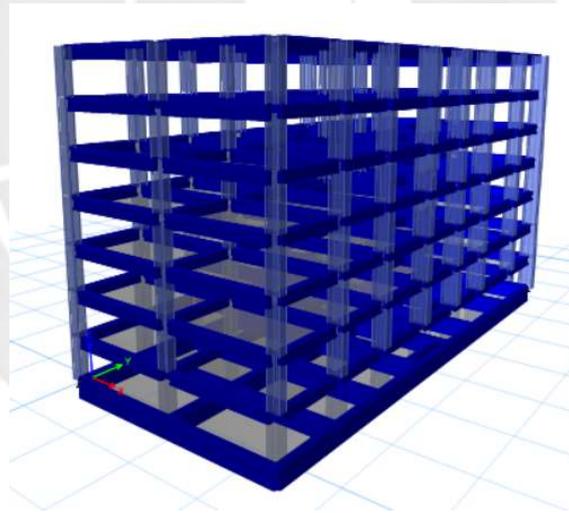


Figura 45. Modelo Computacional de la edificación de base fija en ETABS

Elaboración propia.

Se definieron 8 diafragmas, uno para cada piso y para el nivel de aislamiento. Por tanto, se utilizaron 24 modos de vibración y se apoyaron los elementos verticales con las restricciones de U_x , U_y y U_z en la base. Se buscó obtener masas participativas concentradas en los primeros tres modos; sin embargo, no se obtuvieron masas

participativas mayores a 80% y el segundo modo de vibración pertenece a un modo de rotación. Esto se debe a que el largo de la planta del edificio es mucho mayor al ancho. Este problema se buscará solucionar con una adecuada distribución de los distintos tipos de aisladores.

Tabla 5.

Modos fundamentales y masas participativas del edificio de base fija.

MODO	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)
1	0.788	71.18	0	2.85
2	0.771	0	73.35	1.3
3	0.729	2.75	1.28	70.25
$\Sigma=$		73.93	74.63	73.4

Nota: Elaboración Propia.

4.3.2. Análisis Estático Preliminar

Se realizará este análisis estático preliminar para la obtención de las propiedades nominales del sistema de aislamiento como la rigidez efectiva (K_B), desplazamiento traslacional (D_M) y amortiguamiento (C_B).

En primer lugar, se determinará el periodo objetivo del edificio de base aislada, por ello, se aplicará la siguiente consigna:

$$T_{objetivo} = 3 * T_{fijo} = 3 * 0.79 = 2.36 \text{ s}$$

Además, se estimará el peso sísmico a través del modelo computacional:

Tabla 6.

Peso sísmico de la edificación.

Nivel	Masa Sísmica	Peso Sísmico	Ratio (ton/m ²)
	tonf-s ² /m	(ton)	
Techo 7	66.43	651.68	0.98
Techo 6	81.94	803.83	1.21
Techo 5	81.94	803.83	1.21
Techo 4	81.94	803.83	1.21
Techo 3	81.94	803.83	1.21
Techo 2	81.94	803.83	1.21
Techo 1	81.94	803.83	1.21
Nivel de Aislamiento	98.03	961.67	1.45

Nota: Elaboración Propia.

Asimismo, se asumió un amortiguamiento efectivo de 15% y se determinó su factor de amortiguamiento B_M , por medio de interpolación lineal de la siguiente tabla:

Tabla 7.

Factor de amortiguamiento efectivo

Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Nota. Tomado de la Tabla N°5 de la "Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico", 2009.

Con estos datos, se representará al edificio aislado mediante un modelo de un grado de libertad, donde se asume que la superestructura posee una rigidez infinitamente mayor, K_s , que la rigidez del sistema de aislamiento, K_b . Por tanto, el conjunto superestructura y sistema de aislamiento trabajarán como si fueran un solo bloque rígido; es decir, no habrá desplazamientos relativos en el edificio y los desplazamientos se concentrarán en el sistema de aislamiento.

Se presenta las siguientes figuras para representar el modelo del edificio aislado donde M_s y M_b son las masas de la superestructura y del sistema de aislamiento respectivamente, C_b es el amortiguamiento del sistema de aislamiento, u_g es el movimiento del suelo y x_m es el desplazamiento relativo de la masa del edificio respecto al suelo.

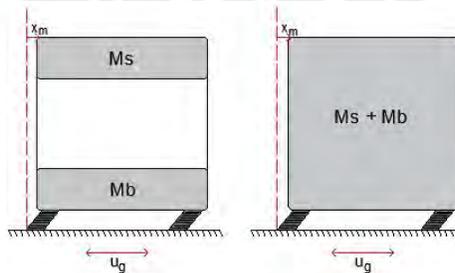


Figura 46. Representación del modelo de 1 GDL para el edificio aislado.

Elaboración propia.

Establecido el periodo objetivo de la estructura aislada (T_b), se puede obtener la rigidez del sistema de aislamiento con la ecuación (2.3). Es importante mencionar que se

puede obtener el coeficiente de amortiguamiento C_b que depende de los valores del amortiguamiento crítico, C_{cr} , y el porcentaje de amortiguamiento del sistema (ξ), con las ecuaciones (2.4), (2.5) y (2.6)

Además, para estimar el desplazamiento traslacional máximo (D_M) se aplicará la ecuación del artículo 20.1 de norma E0.31:

$$D_M = \frac{Sa_M * T_b^2}{4\pi^2 * B_M} \quad (4.4)$$

Donde Sa_M , es la ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondientes al sismo máximo considerado (SMC), definido de la siguiente forma:

$$Sa_M = 1.5 ZUCSg \quad (4.5)$$

El parámetro C, se computa a partir de las siguientes ecuaciones:

$$T < 0.2T_P : \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_P} \right) \quad (4.6)$$

$$0.2T_P < T < T_P : \quad C = 2.5 \quad (4.7)$$

$$T_P < T < T_L : \quad C = 2.5 \left(\frac{T}{T_P} \right) \quad (4.8)$$

$$T > T_L : \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right) \quad (4.9)$$

A continuación, se presentan los valores nominales obtenidos de rigidez efectiva K_B , y el desplazamiento traslacional (D_M).

Tabla 8.

Parámetros nominales obtenidos del análisis estático.

Parámetro	Unidad	Valor
Periodo de base fija, T_s (s)	s	0.79
Periodo objetivo de base aislada, T_b (s)	s	2.36
Amortiguamiento efectivo asumido, ζ_b (%)	-	15
Masa sísmica de la superestructura, m_s	tonf-s ² /m	558.1
Masa sísmica de la plataforma de aislamiento, m_b	tonf-s ² /m	98.0
Rigidez del sistema de aislamiento, K_b	tonf/m	4634.9
Amortiguamiento del sistema de aislamiento, C_b	tonf.s/m	523.1
Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones, S_{aM}	m/s ²	2.962
Factor de amortiguamiento, B_M	-	1.35
Desplazamiento traslacional, D_M	m	0.311

Nota: Elaboración Propia.

4.3.3. Análisis Modal Espectral Preliminar

El análisis dinámico modal espectral consiste en el uso de un espectro de pseudo-aceleración como sollicitación sísmica. Para este fin, se utiliza algún método de combinación modal por superposición de respuestas; debido a que, las respuestas máximas ocurren diferentes instantes de tiempo. Para este análisis, se utilizó el método de combinación de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Asimismo, el análisis modal espectral debe aplicarse el 100% del espectro en la dirección de análisis y el 30% en la dirección perpendicular; puesto a que, en cada dirección de análisis el desplazamiento del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales. Para obtener los modos de vibración, se utilizó un análisis con vectores tipo Eigen, ya que estos son los más adecuados para determinar la respuesta de la aceleración horizontal del terreno. Sin embargo, los vectores Ritz son más adecuados para análisis que involucran la aceleración vertical del terreno y el método de análisis rápido no lineal (FNA no lineal), los cuales serán utilizados en el análisis tiempo-historia (Computers and Structures, 2014).

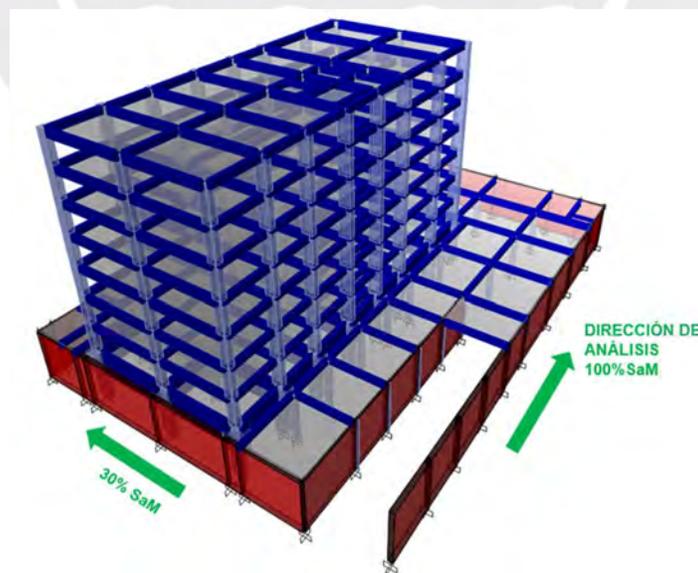


Figura 47. Esquema de los porcentajes de la aplicación del espectro de pseudo-aceleraciones.

Elaboración propia.

4.3.3.1. Prediseño de los dispositivos

El número de aisladores se determina a partir de la cantidad de columnas principalmente, además, estos dispositivos también se ubicarán debajo de las placas del ascensor. De esta forma, el número total de dispositivos es de 27. Inicialmente, se planteará el uso de 4 deslizadores y 23 aisladores elastoméricos.

Para un deslizador, su rigidez efectiva (K_d) se determina a partir de la fricción (μ), el peso sísmico (W) que recibe, y el desplazamiento máximo que alcanza.

$$K_d = \frac{\mu W}{D_{m\acute{a}x}} \quad (4.10)$$

Además, la razón de amortiguamiento (ξ_d) para un deslizador calculada de la siguiente forma:

$$\xi_d = \frac{2}{\pi} \quad (4.11)$$

Y el amortiguamiento para cada deslizador (c_d) se obtiene con:

$$c_d = 2 \xi_d \sqrt{\frac{W}{g}} K_d \quad (4.12)$$

Asimismo, el amortiguamiento total de los deslizadores (C_d) es computado con la siguiente expresión:

$$C_d = c_d \cdot N_d \quad (4.13)$$

Donde N_d es el número total de deslizadores. Por otra parte, el coeficiente de fricción fue asumido con base a los valores comerciales que oscilan entre 6 y 8%. Los pesos sísmicos que recibirá cada dispositivo pueden ser obtenidos del modelo computacional, y el desplazamiento máximo fue asumido como el desplazamiento D_M .

A continuación, se presentan los datos de entrada considerados y los resultados del prediseño de las propiedades lineales de los deslizadores planos.

Tabla 9.

Propiedades nominales de los deslizadores planos.

Parámetro	Unidad	Valor
Coefficiente de fricción, μ	-	0.08
Peso en el deslizador, W	tonf	130
Desplazamiento máximo, Xmax	m	0.311
Rigidez lateral efectiva de cada deslizador, kd	tonf/m	33.5
Número de deslizadores, Nd	-	4
Rigidez lateral total de los deslizadores, Kd	tonf/m	133.93
Razon de Amortiguamiento efectivo, ζ_d	-	0.637
Amotiguamiento efectivo de cada deslizador , cd	tonf.s/m	26.82
Amortiguamiento total efectivo de deslizadores, Cd	tonf.s/m	107.28

Nota: Elaboración Propia.

Posteriormente, las propiedades de los aisladores elastoméricos se determinaron como la diferencia de rigidez y amortiguamiento entre el sistema de aislamiento y de los deslizadores:

$$K_a = K_b - K_d \quad (4.14)$$

$$C_a = C_b - C_d \quad (4.15)$$

Después, se dividió ese remanente de rigidez (K_a) y amortiguamiento (C_a) entre el número de aisladores (N_a), con el fin de determinar la rigidez efectiva (k_a) y amortiguamiento (c_a) de cada aislador elastomérico:

$$k_a = \frac{K_a}{N_a} \quad (4.16)$$

$$c_a = \frac{C_a}{N_a} \quad (4.17)$$

Tabla 10.

Propiedades nominales del aislador elastomérico.

Parámetro	Unidad	Valor
Númeto total de dispositivos, N_T	-	27
Número de aisladores, N_a	-	23
Rigidez lateral total de los aisladores, K_a	-	4500.9
Rigidez lateral efectiva de cada aislador, k_a	tonf.s/m	195.69
Amortiguamiento total efectivo de aisladores, C_a	tonf.s/m	415.87
Amortiguamiento efectivo de cada aislador , c_a	tonf.s/m	18.08

Nota: Elaboración Propia.

Se inició las iteraciones con un solo tipo de aislador elastomérico, sin embargo, para satisfacer los criterios de verificación y mejorar el comportamiento de la estructura, se

determinó el uso de dos tipos de aisladores elastoméricos. A continuación, se presentan las propiedades lineales resultantes de los dispositivos:

Tabla 11.

Parámetros lineales elásticos de los dispositivos.

Tipo	Cantidad	Keff (ton/m)	Deriva máxima elástica
Aislador tipo 1, AIS-1	11	120	2.795
Aislador tipo 2, AIS-2	12	250	
Deslizador, DES	4	30	
$\Sigma=$	27	4440	

Nota: Elaboración Propia.

Cabe añadir que los aisladores elastoméricos empleados son alto amortiguamiento ya que estos presentan el mayor factor de modificación máximo respecto a los demás tipos de dispositivos, lo que amplía más el rango de propiedades, y por ello, la cantidad de posibles proveedores es mayor.

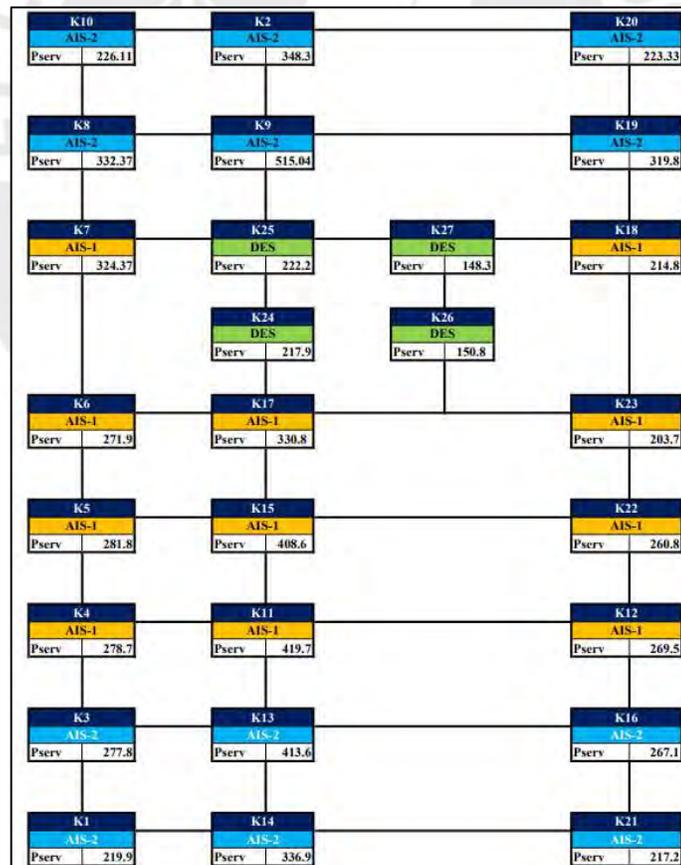


Figura 48. Distribución de los dispositivos en la edificación.

Nota: Elaboración Propia.

Como la planta del edificio es alargada en el sentido Y-Y, la edificación presentará una mayor excentricidad accidental en este sentido; en consecuencia, se presentará una mayor torsión que la obtenida por la excentricidad natural en el edificio de base fija. Para controlar este efecto, se debe incrementar la rigidez torsional del sistema de aislamiento con dispositivos más rígidos en los extremos del edificio y dispositivos más flexibles en la parte central.

4.3.3.2. Configuración del modelo computacional de base aislada

Para la configuración del sistema de aislamiento, se utilizaron los elementos tipo “*link*” para representar a los aisladores elastoméricos y los deslizadores de fricción planos. Para el aislador, se definió el tipo “*Rubber isolator*” y, para el deslizador plano, se utilizó el tipo “*Friction Isolator*”. Para el modelamiento de los dispositivos, se utilizaron planos de referencia para obtener una altura de dispositivo de 30 cm. Estos se realizaron debajo de las columnas y de las placas del ascensor.

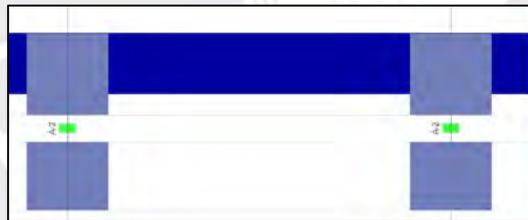


Figura 49. Modelamiento de los elementos *link*.

Elaboración propia.

Para la realización de este análisis espectral, es necesario definir las propiedades lineales de los distintos tipos; por ejemplo, las rigideces efectivas de los aisladores y el deslizador. Para la inclusión de la razón de amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}), se puede emplear tres distintos métodos. El primero es mediante la inclusión del coeficiente de amortiguamiento C_{bi} en cada dispositivo, obtenido a partir del factor de amortiguamiento ξ_{bi} . Asimismo, se debe asignar a los primeros tres modos del modelo un amortiguamiento de 0%; debido a que, estos modos están gobernados por el comportamiento de los

aisladores. Sin embargo, los siguientes modos deben poseer un amortiguamiento de 5%, el cual es inherente a la superestructura (Muñoz, 2019).

El segundo método consiste en la inclusión del factor de amortiguamiento efectivo del sistema (ξ_{eff}) en los primeros tres modos asignados al comportamiento de los aisladores mientras que el resto posee el 5% ya expuesto en el anterior método. Asimismo, si se utiliza este método no se debe asignar el coeficiente de amortiguamiento a los distintos dispositivos. Este procedimiento fue el que se utilizó para el modelamiento del edificio de base aislada.

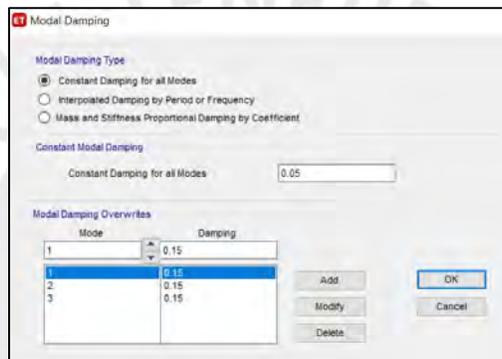


Figura 50. Configuración del amortiguamiento en el modelo del edificio de base aislada.

Elaboración propia.

El último método consiste en realizarle una modificación al espectro de pseudo-aceleraciones mediante una reducción con el factor B_M en el menor periodo de los tres periodos fundamentales del edificio aislado: dirección X-X, dirección Y-Y y rotacional. Se debe mencionar que solo es aplicables para los análisis espectrales (Muñoz, 2019)

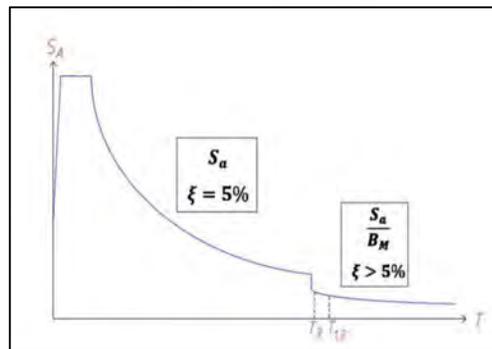


Figura 51. Tercer método para introducir el amortiguamiento efectivo en la edificación de base aislada.

Tomado de la Diseño de Edificios Aislados de acuerdo con la NTE.031 por Muñoz, 2020.

4.3.3.3. Criterios de Verificación

Resultados del análisis modal

A continuación, se presentan los resultados del análisis modal sin excentricidad accidental:

Tabla 12.

Resultados del análisis modal sin considerar excentricidad accidental.

MODO	T	UX	UY	RZ
1	2.55	89.7%	0.5%	0.3%
2	2.55	0.5%	90.5%	0.1%
3	2.17	0.6%	0.0%	87.1%
$\Sigma=$		90.8%	91.0%	87.5%

Nota: Elaboración Propia.

De la tabla anterior se observa que los periodos fundamentales para cada dirección de análisis son ligeramente mayores al periodo objetivo ($T_b = 2.36$ s). Esta diferencia se debe a que el predimensionamiento se realizó considerando al modelo de 1 GDL, en el cual la superestructura es idealizada como un bloque rígido; sin embargo, la estructura real en los niveles superiores presenta cierta flexibilidad.

Además, la masa participante obtenida para cada dirección es mayor al 85% y se concentra en los tres primeros modos, los cuales representan el sistema de aislamiento.

Asimismo, se presentan la excentricidad natural obtenida por cada nivel:

Tabla 13.

Resultados del centro de rigidez y del centro de masas.

Techo	X CM (m)	Y CM (m)	X CR (m)	Y CR (m)	e-xx natural (m)	e-yy natural (m)
7mo. Techo	8.00	18.81	8.10	18.76	0.10	0.05
6to. Techo	7.96	18.84	8.10	18.70	0.14	0.14
5to. Techo	7.96	18.84	8.11	18.63	0.15	0.21
4to. Techo	7.96	18.84	8.11	18.55	0.15	0.29
3er. Techo	7.96	18.84	8.10	18.47	0.14	0.37
2do. Techo	7.96	18.84	8.10	18.38	0.14	0.46
1er. Techo	7.96	18.84	8.10	18.29	0.14	0.55
Nivel Aislamiento	7.98	18.39	8.10	18.26	0.12	0.13

Nota: Elaboración Propia.

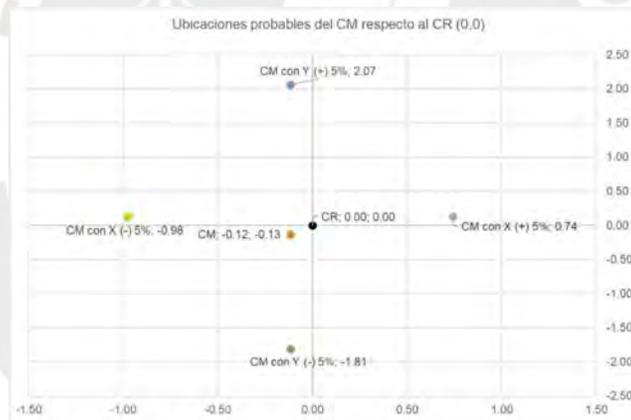
Con una disposición simétrica de aisladores y considerando dispositivos más rígidos en los extremos, se logró que el centro de masas (CM) y el centro de rigidez (CR) se encuentran cercanos, para que posteriormente, al considerar la excentricidad accidental, se presente el menor impacto posible en el incremento de las respuestas (desplazamientos relativos, aceleraciones, etc.).

Se determinará la ubicación más desfavorable del centro de masa (CM) respecto del centro de rigidez (CR) considerando la excentricidad accidental. Sin embargo, se infiere que dirección crítica de análisis será en X-X porque la mayor excentricidad se obtendrá en la dirección Y-Y, ya que la planta es alargada en esta dirección.

A continuación, se presentan las posibles ubicaciones del centro de masa (CM):

Gráfico 1.

Posiciones de CM con Excentricidades accidental



Nota: Elaboración Propia.

Adicionalmente, se realizaron los análisis modales considerando esta variación de la posición del centro de masa, y se evaluó la incidencia torsional en el modo fundamental:

Tabla 14.

Incidencia torsional en el primer modo fundamental.

Excentricidad	RZ (%)
X (+) 5%	3.01
X (-) 5%	2.28
Y (+) 5%	10.65
Y (-) 5%	7.97

Nota: Elaboración Propia.

De la tabla anterior, se concluye que la excentricidad accidental más desfavorable se da en el sentido positivo del eje Y. A continuación, se presentan los periodos y masas participantes con esta excentricidad:

Tabla 15.

Resultados del análisis modal con la excentricidad en Y (+).

MODO	T	UX	UY	RZ
1	2.633	0.797	0.001	0.1065
2	2.547	0.0012	0.9086	0.0008
3	2.099	0.1102	0.0002	0.7677
	$\Sigma=$	0.9084	0.9098	0.8750

Nota: Elaboración Propia.

Esta excentricidad crítica será la considerada en los análisis posteriores.

Control de Derivas

En la siguiente

Tabla 16, se presentan las derivas registradas para cada nivel en las direcciones de análisis, esto se realizó considerando el caso crítico de excentricidad. Si bien la norma E0.31 Aislamiento Sísmico, limita para el análisis espectral el control de derivas a 3.5 ‰, se priorizó mantener una deriva aproximadamente del 70% del valor límite permisible, con el fin de poseer un margen de holgura al momento de realizar el análisis tiempo historia con propiedades del límite superior.

Tabla 16.

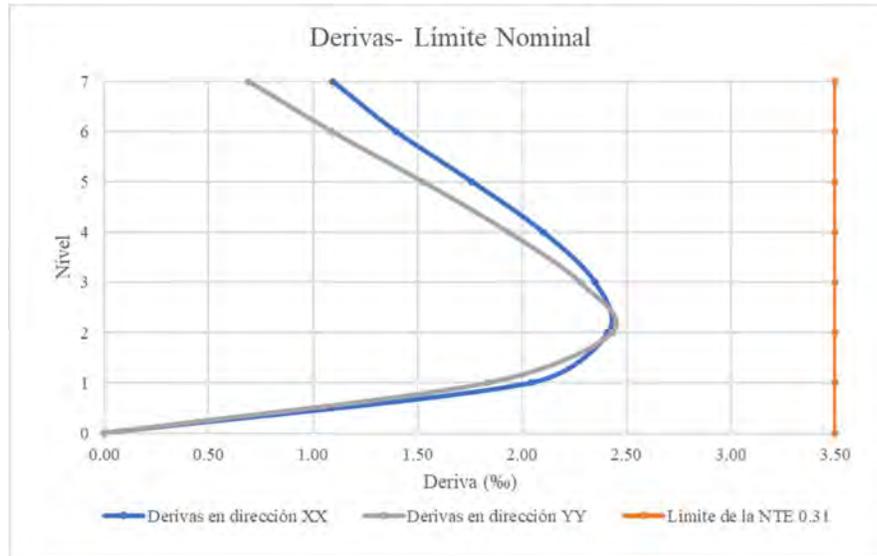
Derivas de Entrepiso del análisis espectral.

Techo	Derivas XX (‰)	Derivas YY (‰)
7mo. Techo	1.09	0.69
6to. Techo	1.40	1.09
5to. Techo	1.76	1.53
4to. Techo	2.10	1.94
3er. Techo	2.35	2.28
2do. Techo	2.41	2.43
1er. Techo	2.04	1.84
Base	0.00	0.00

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 2.

Derivas obtenidas para el caso espectral.



Nota: Elaboración Propia.

Control de Irregularidades

La edificación se clasifica como categoría C de uso común (Vivienda Multifamiliar), y se ubica en la Zona 4. Por esta razón, según la Tabla N°1 de la norma 0.31 no se permiten irregularidades extremas.

Tabla 17.

Restricciones a Irregularidades.

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A y B	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2 y 1	Sin restricciones
C	4	No se permiten irregularidades extremas
	3, 2 y 1	Sin restricciones

Nota. Tomado de la Tabla N°1 de la “Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico”, 2009.

Además, para edificios aislados las irregularidades a verificar son las siguientes:

Irregularidades en altura:

- ❖ Irregularidad de Rigidez (Piso Blando): Se presenta esta irregularidad si en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% del entrepiso inmediato

superior, o es menor que el 80% la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores. Esto puede ser expresado en las siguientes relaciones:

$$\text{Ratio 1} = \frac{K_i}{K_{i+1}} \quad (4.18)$$

$$\text{Ratio 2} = \frac{K_i}{\text{Promedio}(K_{i+1}; K_{i+2}; K_{i+3})} \quad (4.19)$$

$$\text{Ratio 1} < 0.7 \quad \text{y} \quad \text{Ratio 2} < 0.8$$

❖ Irregularidad de Resistencia (Piso Débil): Existe esta irregularidad si la resistencia en un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

$$\text{Ratio 3} = \frac{V_i}{V_{i+1}} \quad (4.20)$$

$$\text{Ratio 3} < 0.8$$

A continuación, se presenta la verificación de estas irregularidades:

Tabla 18.

Verificación de irregularidades de rigidez y resistencia en la dirección XX.

Análisis en X-X						
Techo	Caso	Cortante en X(tn)	Rigidez lateral en X(tn/m)	Relación en Rigideces Piso Inmediato $\zeta K_i/K_{i+1} < 0.7?$	Relación en Rigideces Promedio $\zeta K_i/\text{Prom}(K_{i+1}, K_{i+2}, K_{i+3}) < 0.8?$	Relación entre Resistencia Piso Inmediato $\zeta V_i/V_{i+1} < 0.8?$
7mo. Techo	ESPECTRAL X	131	41359	-	-	-
6to. Techo	ESPECTRAL X	281	67795	1.64	-	2.14
5to. Techo	ESPECTRAL X	418	79106	1.17	-	1.49
4to. Techo	ESPECTRAL X	543	85664	1.08	1.37	1.30
3er. Techo	ESPECTRAL X	659	92708	1.08	1.20	1.21
2do. Techo	ESPECTRAL X	770	105959	1.14	1.23	1.17
1er. Techo	ESPECTRAL X	881	143545	1.35	1.51	1.14

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 19.

Verificación de irregularidades de rigidez y resistencia en la dirección YY.

Análisis en Y-Y						
Techo	Caso	Cortante en Y(tn)	Rigidez lateral en Y(tn/m)	Relación en Rigideces Piso Inmediato $\zeta K_i/K_{i+1} < 0.7?$	Relación en Rigideces Promedio $\zeta K_i/\text{Prom}(K_{i+1}, K_{i+2}, K_{i+3}) < 0.8?$	Relación entre Resistencia Piso Inmediato $\zeta V_i/V_{i+1} < 0.8?$
7mo. Techo	ESPECTRAL Y	136	63410	-	-	-
6to. Techo	ESPECTRAL Y	293	87111	1.37	-	2.16
5to. Techo	ESPECTRAL Y	440	93563	1.07	-	1.50
4to. Techo	ESPECTRAL Y	576	96672	1.03	1.19	1.31
3er. Techo	ESPECTRAL Y	704	100221	1.04	1.08	1.22
2do. Techo	ESPECTRAL Y	826	110156	1.10	1.14	1.17
1er. Techo	ESPECTRAL Y	947	166887	1.52	1.63	1.15

Nota: Elaboración Propia.

De las tablas anteriores, se concluye que no existe irregularidad de rigidez ni de resistencia, ya que los ratios obtenidos no alcanzan el valor establecido por la norma.

- ❖ Irregularidad de por discontinuidad extrema de los sistemas resistentes: No aplica esta irregularidad ya que la configuración estructural es la misma en cada nivel.

Irregularidades en planta:

- ❖ Irregularidad torsional: Se presenta si en cualquier dirección de análisis, el máximo desplazamiento relativo de un entrepiso en el extremo del edificio en la dirección de estudio es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

$$\frac{D_{m\acute{a}x}}{D_{prom}} > 1.3 \quad (4. 21)$$

Tabla 20.
Control de irregularidad torsional en la dirección XX.

Techo	Caso	Dm ^á _x m	Dprom m	Dm ^á _x /Dprom
Story7	ESPECTRAL X	0.32	0.28	1.14
Story6	ESPECTRAL X	0.32	0.28	1.14
Story5	ESPECTRAL X	0.31	0.28	1.14
Story4	ESPECTRAL X	0.31	0.27	1.14
Story3	ESPECTRAL X	0.30	0.26	1.14
Story2	ESPECTRAL X	0.30	0.26	1.15
Story1	ESPECTRAL X	0.29	0.25	1.15
Nivel superior de Aislamiento	ESPECTRAL X	0.28	0.24	1.16

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 21.
Control de irregularidad torsional en la dirección YY.

Techo	Caso	Dm ^á _x m	Dprom m	Dm ^á _x /Dprom
7mo. Techo	ESPECTRAL Y	0.29	0.29	1.00
6to. Techo	ESPECTRAL Y	0.29	0.29	1.00
5to. Techo	ESPECTRAL Y	0.29	0.29	1.00
4to. Techo	ESPECTRAL Y	0.28	0.28	1.00
3er. Techo	ESPECTRAL Y	0.28	0.28	1.00
2do. Techo	ESPECTRAL Y	0.27	0.27	1.00
1er. Techo	ESPECTRAL Y	0.26	0.26	1.00
Nivel Aislamiento Superior	ESPECTRAL Y	0.26	0.26	1.00

Nota: Elaboración Propia.

De las tablas anteriores, se observa que el ratio de torsión obtenido es menor al establecido por la norma, por esta razón, no existe esta irregularidad.

4.3.4. Análisis Tiempo Historia

4.3.4.1.Registros Sísmicos

Se emplearon 7 pares de registros sísmicos, los cuales pertenecen a los terremotos más importante de la región; por ejemplo, se utilizaron señales de terremotos de Chile ocurrido en Maule en el año 2010 y sismos peruanos ocurridos en los años 1974, 2001 y 2007.

Para cada par de registros, se realizaron las correcciones de línea base y se compatibilizó con el espectro de diseño de la norma E.031 para las condiciones del emplazamiento. Asimismo, se utilizó registros que fueron filtrados por la misma entidad que entrega los acelerogramas. Todas las modificaciones se realizaron a partir de sus dos componentes reales horizontales, Este-Oeste(E-W) y Norte-Sur(N-S).

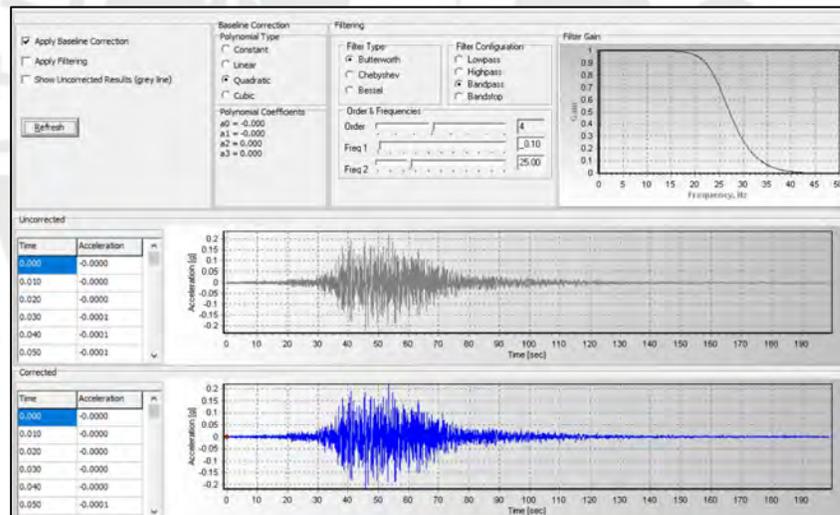


Figura 52. Registro de Aceleraciones de Moquegua 2001 NS con correcciones y configuración.

Elaboración Propia.

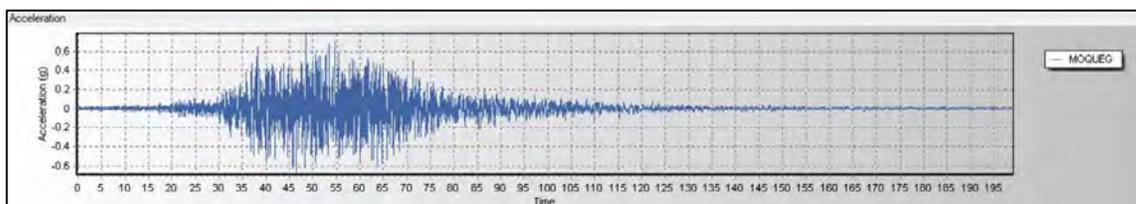


Figura 53. Registro de Aceleraciones de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro obtenido de la norma E.031.

Elaboración Propia.

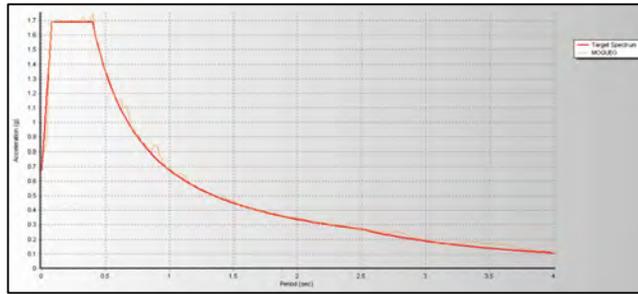


Figura 54. Espectro de pseudo-aceleraciones de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro de la norma E.031.

Elaboración Propia.

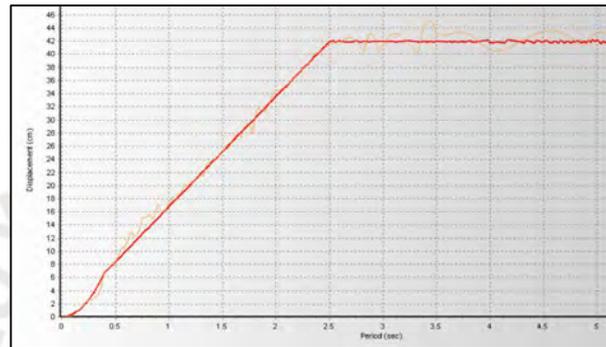


Figura 55. Espectro de desplazamiento de Moquegua 2001 NS compatibilizado con el espectro de la norma E.031.

Elaboración Propia.

Asimismo, se buscó el PGA en cada señal compatibilizada y corregida con el fin de determinar la señal, la cual se aplicaría al 90% en la dirección principal y los periodos en los que se compatibilizaron los registros, los cuales son rangos de periodos más amplios que el obtenido por el $0.2T_M$, 0.43 s, y $1.25T_M$, 3.90 s, establecido en la norma E.031. Esto se realizó con el fin de garantizar que las señales se encuentren compatibilizadas con la plataforma del espectro de la norma.

Tabla 22.

Resumen del tratamiento de señales sísmicas para el análisis tiempo-historia.

Registro	tfinal(s)	dt(s)	NS			EW		
			Min Period(s)	Max Period(s)	PGA(g)	Min Period(s)	Max Period(s)	PGA(g)
1.AREQUIPA 2001	198.89	0.01	0.05	4	0.73	0.05	4	0.58
2.RESERVA 1974	97.94	0.02	0.05	4	0.77	0.05	4	0.67
3.PISCO 2007	218.05	0.01	0.05	4	0.59	0.05	4	0.6
4.MAIPU 2010	166.95	0.01	0.05	4	0.750	0.05	4	0.96
5.CURICO 2010	179.99	0.01	0.05	4	0.690	0.05	4	0.91
6.VIÑA DEL MAR 2010	124.95	0.01	0.05	4	0.900	0.05	4	0.64
7. MOQUEGUA 2001	198.9	0.01	0.05	4	0.780	0.05	4	0.68

Nota: Elaboración Propia.

A continuación, se presenta todos los espectros compatibilizados con el espectro obtenido de la norma NTE E.031:

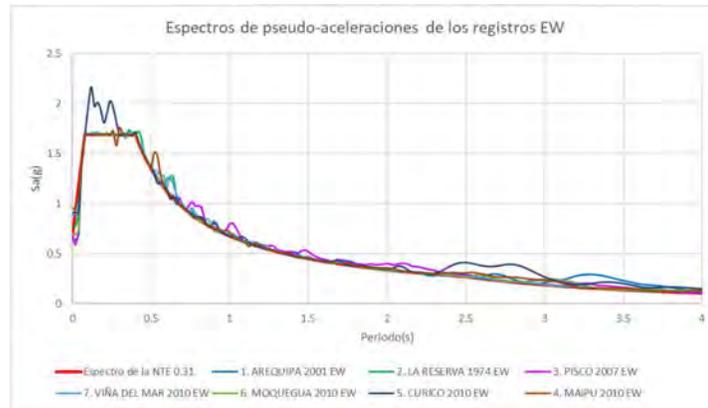


Figura 56. Espectro de pseudo-aceleraciones de los registros EW.

Elaboración Propia

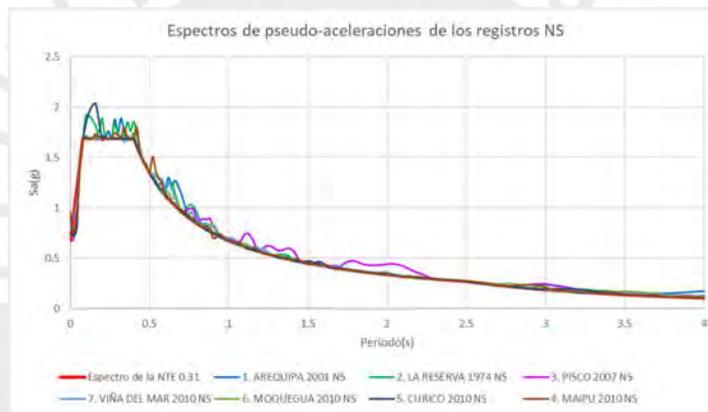


Figura 57. Espectro de pseudo-aceleraciones de los registros NS.

Elaboración Propia

Con los datos presentados en la tabla 22, se puede determinar que señal se aplica en cada dirección. En la siguiente tabla, se presenta los resultados.

Tabla 23.

Resumen de la aplicación de registros para el análisis tiempo-historia.

Factor	8.829	4.3164	Factor	8.829	4.3164
SISMO XX	U1	U2	SISMO YY	U2	U1
SX ANCASH 1970	90% NS	44%EW	SY ANCASH 1970	90% NS	44%EW
SX AREQUIPA 2001	90% NS	44%EW	SY AREQUIPA 2001	90% NS	44%EW
SX RESERVA 1966	90% EW	44% NS	SY RESERVA 1966	90% EW	44% NS
SX RESERVA 1974	90% NS	44%EW	SY RESERVA 1974	90% NS	44%EW
SX PISCO 2007	90% EW	44% NS	SY PISCO 2007	90% EW	44% NS
SX MAIPU 2010	90% EW	44% NS	SY MAIPU 2010	90% EW	44% NS
SX CURICO 2010	90% EW	44% NS	SY CURICO 2010	90% EW	44% NS
SX VIÑA DEL MAR 2010	90% NS	44%EW	SY VIÑA DEL MAR 2010	90% NS	44%EW
SX MOQUEGUA 2001	90% NS	44%EW	SY MOQUEGUA 2001	90% NS	44%EW

Nota: Elaboración Propia.

4.3.4.2. Modelos no lineales

Se realizaron diversas iteraciones en los dispositivos para poder cumplir con los requerimientos de la norma E.031. Los parámetros inelásticos de cada dispositivo finales se determinarán a partir de las siguientes propiedades:

Tabla 24.

Propiedades de los dispositivos-Límite nominal

Parámetros elásticos nominales	AIS-1	AIS-2	SL
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	110	190	30
Amortiguamiento efectivo ξ_{eff} (%)	15%	15%	-
Desplazamiento traslacional, D_m (cm)	22.5	22.5	22.5
Relacion de rigideces K_2/K_1	0.1	0.1	-
Coefficiente de fricción, μ	-	-	0.08

Nota: Elaboración Propia.

Al aplicar la formulación teórica, se determinó los modelos no lineales para cada aislador:

Tabla 25.

Propiedades inelásticas nominales de los dispositivos-Límite nominal.

Parámetros Inelásticos nominales	AS-1	AS-2	SL
Cantidad	11	12	4
Rigidez inicial, K_1 (ton/m)	831.180	1435.631	4500
Rigidez post fluencia K_2 (ton/m)	83.118	143.563	-
Relacion de rigideces K_2/K_1	0.1	0.1	-
Fuerza de Fluencia, F_y (ton)	6.72	11.61	6.75
Desplazamiento de fluencia, D_y (mm)	8.09	8.09	1.5
Resistencia característica, Q_d (ton)	6.05	10.45	6.75
Fuerza máxima, F_u (ton)	24.75	42.75	6.75

Nota: Elaboración Propia.

Construidos los modelos bilineales, se aplicarán los factores de modificación para obtener las propiedades de los dispositivos para el límite superior e inferior.

Tabla 26.

Factores de modificación para los dispositivos.

Factores de modificación	Deslizadores sin lubricación	Aisladores de alto amortiguamiento	
	u o Q_d	K_2	Q
Límite superior, $\lambda_{máximo}$	1.6	2	1.7
Límite inferior, $\lambda_{mínimo}$	0.8	0.8	0.8

(*)Valores obtenidos de la NTE 0.31 del Anexo 1 considerando fabricantes calificados

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 27.

Propiedades inelásticas de los dispositivos-Límite inferior.

Parámetros Inelásticos Límite Inferior	AS-1	AS-2	SL
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	84.22	145.47	24
Desplazamiento traslacional, D_m (cm)	27.3	27.3	27.3
Coefficiente de fricción, μ	-	-	0.06
Cantidad	11	12	4
Rigidez inicial, K_1 (ton/m)	831.18	1435.63	3600
Rigidez post fluencia K_2 (ton/m)	66.49	114.85	-
Relacion de rigideces K_2/K_1	0.08	0.08	-
Fuerza de Fluencia, F_y (ton)	5.26	9.09	5.4
Desplazamiento de fluencia, D_y (mm)	6.33	6.33	1.5
Resistencia característica, Q_d (ton)	4.84	8.36	5.4
Fuerza máxima, F_u (ton)	22.99	39.71	5.4

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 28.

Propiedades inelásticas de los dispositivos-Límite superior.

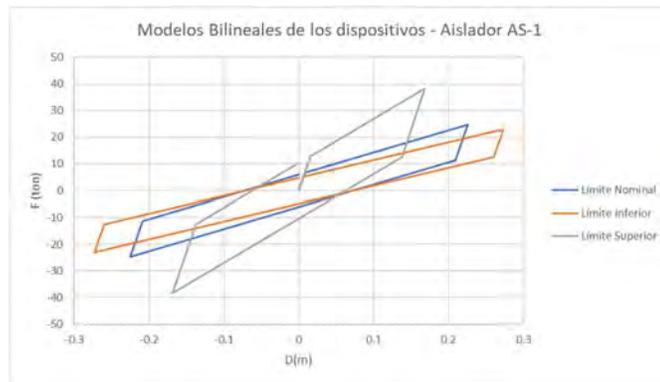
Parámetros Inelásticos Límite Superior	AS-1	AS-2	SL
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	227.30	392.60	48
Desplazamiento traslacional, D_m (cm)	16.84	16.84	16.84
Coefficiente de fricción, μ	-	-	0.13
Cantidad	11	12	4
Rigidez inicial, K_1 (ton/m)	831.18	1435.63	7200
Rigidez post fluencia K_2 (ton/m)	166.24	287.13	-
Relacion de rigideces K_2/K_1	0.2	0.2	-
Fuerza de Fluencia, F_y (ton)	12.85	22.20	10.8
Desplazamiento de fluencia, D_y (mm)	15.46	15.47	1.5
Resistencia característica, Q_d (ton)	10.28	17.76	10.8
Fuerza máxima, F_u (ton)	38.28	66.11	10.8

Nota: Elaboración Propia.

Finalmente, con estos valores se puede calcular la constitutiva global del sistema de aislamiento, se decidió mantener la rigidez inicial K_1 constante para los límites superior, nominal e inferior. Se presentan los gráficos de las propiedades no lineales de los distintos dispositivos con los respectivos límites.

Gráfico 3.

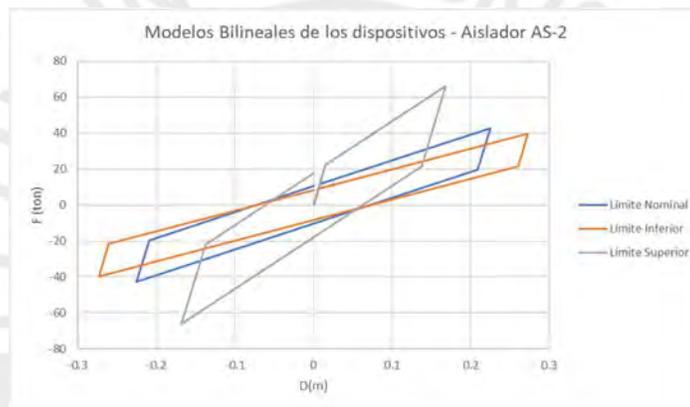
Modelos inelásticos de los dispositivos-Aislador AS-1.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 4.

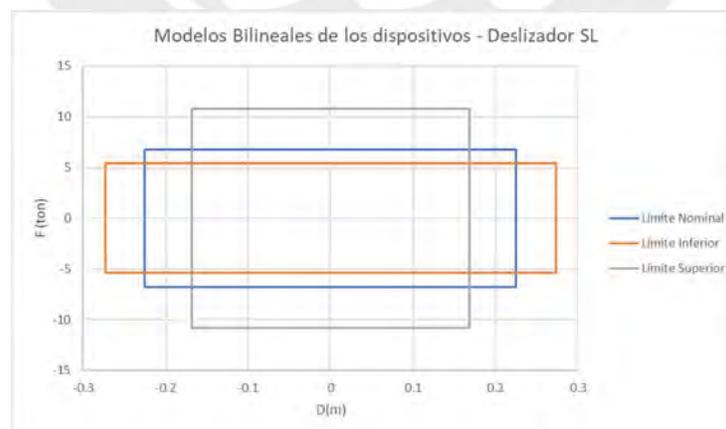
Modelos inelásticos de los dispositivos-Aislador AS-2.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 5.

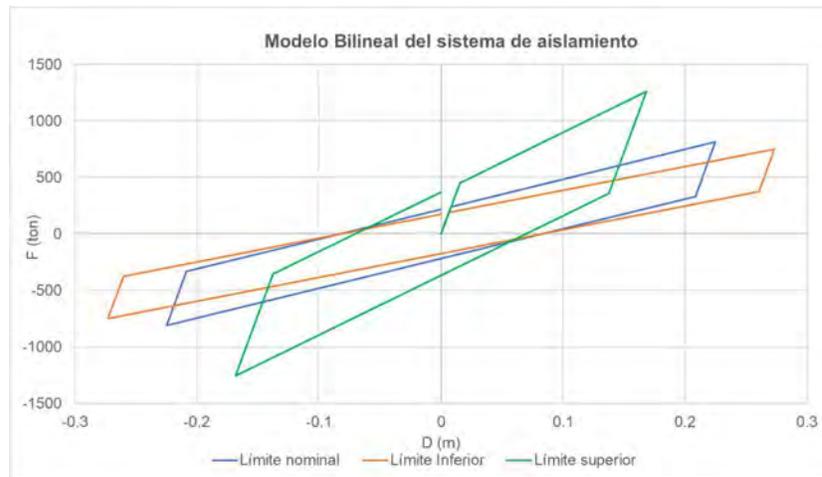
Modelos inelásticos de los dispositivos-Deslizador SL.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 6.

Modelo Bilineal del sistema de aislamiento.



Nota: Elaboración Propia.

4.3.4.3. Resultados límite nominal

Derivas y aceleraciones

El resultado máximo de derivas es de 2.21‰, el cual es menor al límite de 5.00‰ establecido por la norma E.031 para los análisis tiempo-historia. Este valor se obtuvo en las derivas promedio en los análisis tiempo-historia en la dirección X-X.

Tabla 29.

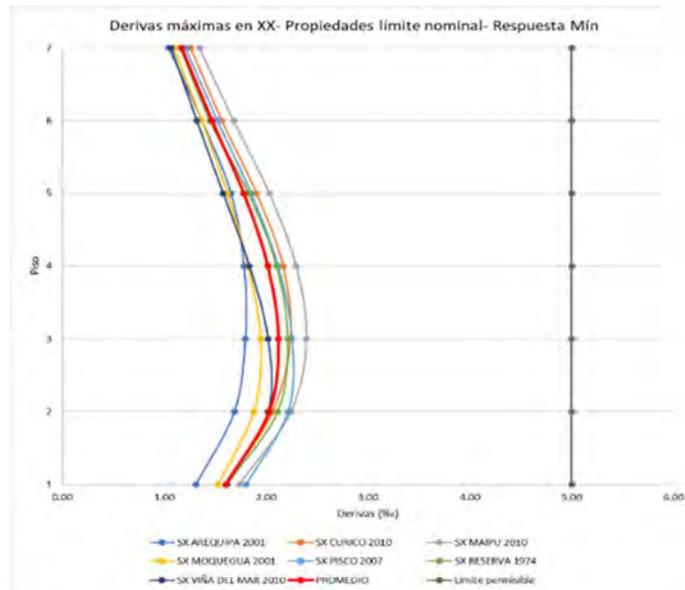
Derivas promedio en X-X (Izquierda) y Y-Y (Derecha) por respuesta mínima

Derivas promedio en XX			
Nivel	Respuesta	Dirección	Derivas ‰
Story7	Min	X	1.17
Story6	Min	X	1.47
Story5	Min	X	1.78
Story4	Min	X	2.02
Story3	Min	X	2.12
Story2	Min	X	2.03
Story1	Min	X	1.61
Derivas promedio en YY			
Nivel	Respuesta	Dirección	Derivas ‰
Story7	Min	Y	0.70
Story6	Min	Y	1.09
Story5	Min	Y	1.43
Story4	Min	Y	1.73
Story3	Min	Y	1.90
Story2	Min	Y	1.86
Story1	Min	Y	1.33

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 7.

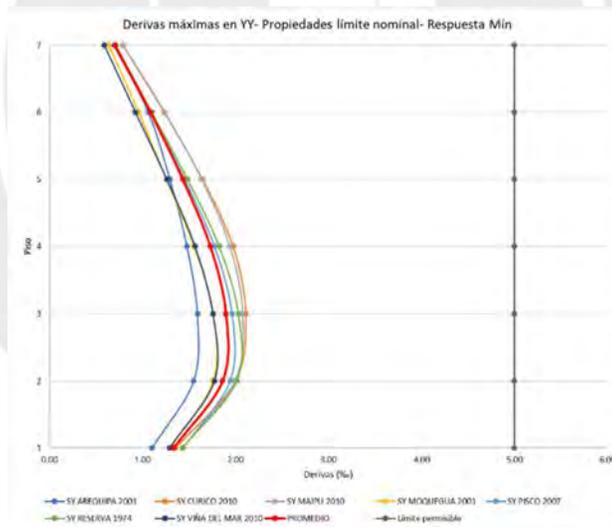
Derivas máximas en XX-Respuesta Mínima-Limite Nominal.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 8.

Derivas máximas en YY-Respuesta Mínima-Limite Nominal.



Nota: Elaboración Propia.

Es importante controlar las aceleraciones de los entrepisos; debido a que, valores elevados pueden causar un daño no estructural. La normativa peruana existente no proporciona un control sobre las aceleraciones de entrepisos. No obstante, existen recomendaciones que proporciona el manual técnico Hazus MR4, donde se menciona que existirá un daño leve a los elementos no estructurales si las aceleraciones del entropiso

superan el valor de 0.30g y, existirá un daño moderado, si estas son mayores a 0.60 g (HAZUS MR4., 2003).

Se presenta el resultado máximo de aceleraciones obtenidas en cada dirección con el límite nominal. Se aprecia que, en la azotea, la aceleración es mayor al límite recomendado a 0.30 g; sin embargo, en este nivel no existirán elementos no estructurales importantes.

Tabla 30.

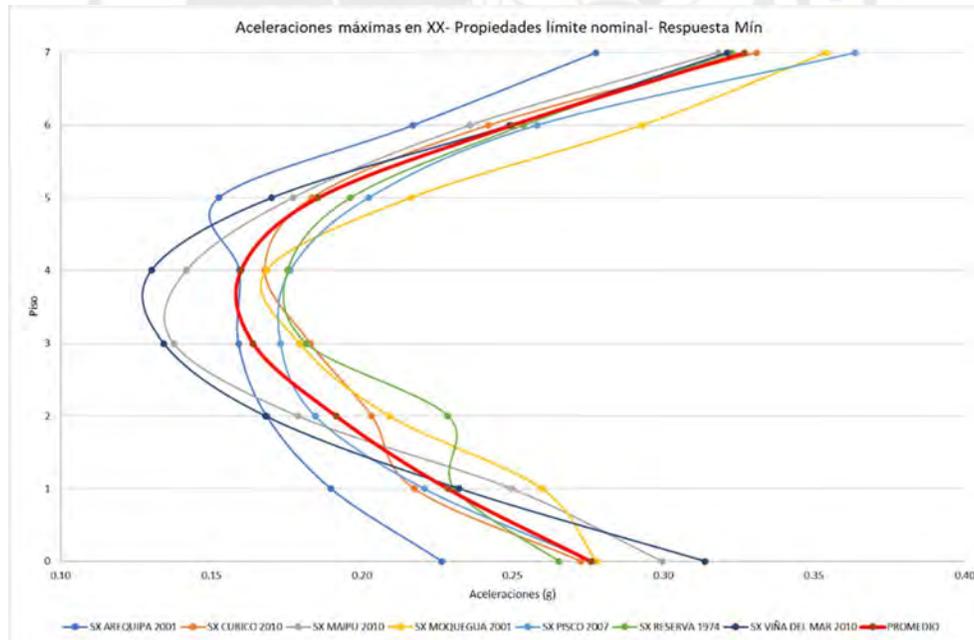
Aceleraciones promedio en X-X(Izquierda) y Y-Y(Derecha) por respuesta mínima

Aceleraciones Máximas en XX				Aceleraciones en YY			
Nivel	Respuesta	Dirección	a (g)	Nivel	Respuesta	Dirección	a (g)
Story7	Min	X	0.33	Story7	Min	Y	0.20
Story6	Min	X	0.25	Story6	Min	Y	0.14
Story5	Min	X	0.19	Story5	Min	Y	0.11
Story4	Min	X	0.16	Story4	Min	Y	0.10
Story3	Min	X	0.16	Story3	Min	Y	0.10
Story2	Min	X	0.19	Story2	Min	Y	0.11
Story1	Min	X	0.23	Story1	Min	Y	0.12
Nivel superior de Aislamiento	Min	X	0.28	Nivel superior de Aislamiento	Min	Y	0.15

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 9.

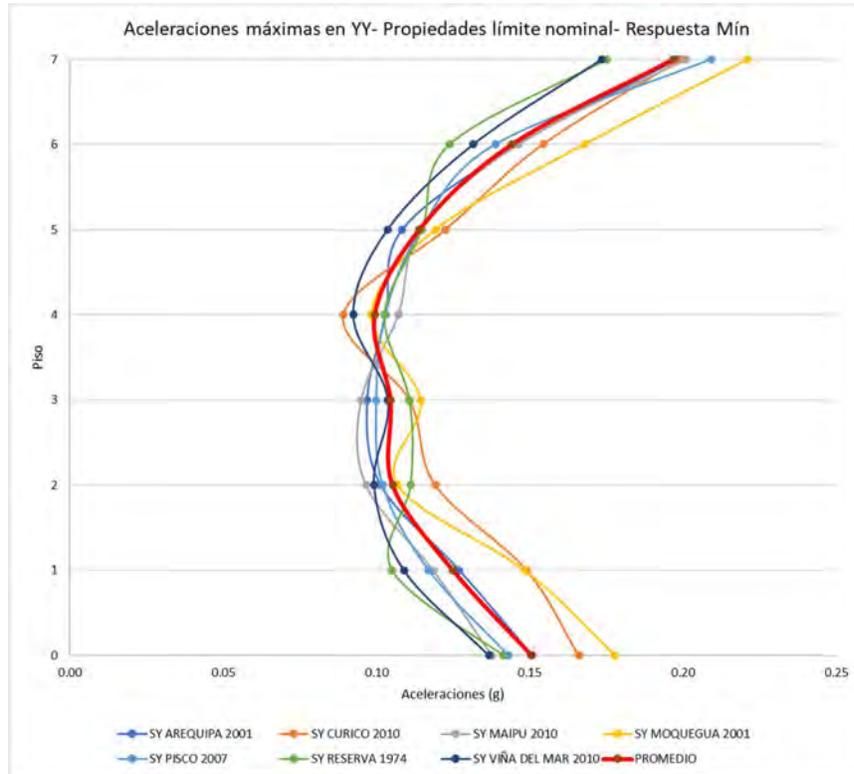
Aceleraciones promedio en XX-Respuesta Mínima-Límite Nominal



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 10.

Aceleraciones promedio en YY-Respuesta Mínima-Límite Nominal



Nota: Elaboración Propia.

Revisión de cargas máximas y mínimas

Se verificó que en los aisladores que no se excedan las tracciones permitidas (del 10% del orden de la carga axial en estado de servicio $CM+0.25 CV$) y también se determinó la carga vertical máxima.

Carga vertical mínima: $0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV)$

Carga vertical máxima: $1.25 (CM+CV) + 1.0 (CSH + CSV)$

Donde:

CSH: Carga sísmica horizontal

CSV: Carga sísmica vertical = $0.5 (1.5 ZS) CM$

Tabla 31.

Cargas máximas y mínimas con el sismo en X-X y Y-Y.

SISMO XX					SISMO YY				
Aislador	P _{min} =0.56D- CS (ton)	P _{serv} =CM +0.25 CV (ton)	Traccion máxima permitida	P _{máx} =1.59CM+ 1.25CV+CS (ton)	Aislador	P _{min} =0.56D- CS (ton)	P _{serv} =CM +0.25 CV (ton)	Traccion máxima permitida	P _{máx} =1.59CM+ 1.25CV+CS (ton)
K1	-189	-188	19	-601	K1	-174	-188	19	-611
K2	-402	-293	29	-844	K2	-367	-293	29	-879
K3	-296	-236	24	-702	K3	-315	-236	24	-680
K4	-293	-241	24	-723	K4	-328	-241	24	-697
K5	-312	-253	25	-754	K5	-335	-253	25	-725
K6	-306	-253	25	-759	K6	-337	-253	25	-727
K7	-330	-283	28	-849	K7	-354	-283	28	-834
K8	-336	-283	28	-858	K8	-372	-283	28	-815
K9	-617	-416	42	-1143	K9	-618	-416	42	-1144
K10	-197	-214	21	-700	K10	-210	-214	21	-703
K11	-512	-337	34	-929	K11	-512	-337	34	-931
K12	-280	-231	23	-702	K12	-307	-231	23	-673
K13	-486	-332	33	-902	K13	-482	-332	33	-906
K14	-370	-277	28	-794	K14	-338	-277	28	-832
K15	-491	-328	33	-908	K15	-483	-328	33	-916
K16	-269	-225	22	-687	K16	-296	-225	22	-651
K17	-394	-289	29	-833	K17	-384	-289	29	-841
K18	-176	-220	22	-763	K18	-238	-220	22	-716
K19	-300	-267	27	-820	K19	-342	-267	27	-777
K20	-186	-204	20	-693	K20	-207	-204	20	-669
K21	-177	-184	18	-609	K21	-161	-184	18	-608
K22	-279	-236	24	-722	K22	-307	-236	24	-684
K23	-225	-217	22	-697	K23	-263	-217	22	-649
K24	-174	-138	14	-411	K24	-189	-138	14	-400
K25	-206	-170	17	-508	K25	-204	-170	17	-514
K26	-160	-115	11	-316	K26	-158	-115	11	-319
K27	-150	-124	12	-358	K27	-137	-124	12	-375

Nota: Elaboración Propia.

De las tablas anteriores, se afirma que no existen tracciones en los dispositivos.

Modelos equivalentes para el límite nominal

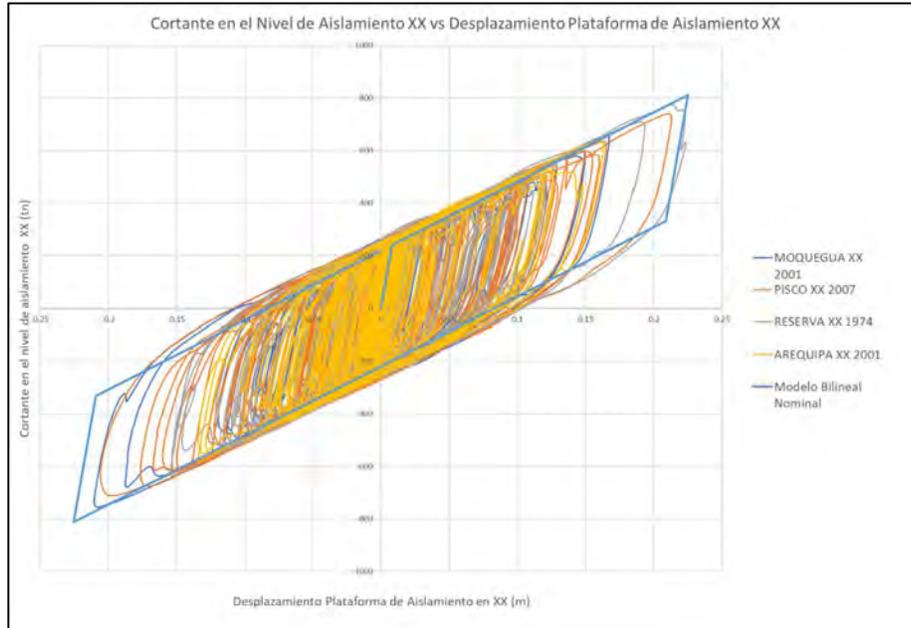
Para cada componente de cada registro sísmico, se obtuvo la curva de histéresis Fuerza-desplazamiento, a partir de esta, se pueden construir los osciladores equivalentes con las fórmulas descritas en el capítulo 2.4. con el fin de obtener la rigidez efectiva (K_{eff}), el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y la energía disipada (E_d). Asimismo, se determinó la fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento, cuyo mínimo valor debe ser 2.5% del peso del edificio correspondiente al 50% del desplazamiento máximo según el artículo 9.4 de la norma E.031.

Finalmente, se determina la rigidez global y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, computados como el promedio de los valores obtenidos en cada registro sísmico.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis para el límite nominal:

Gráfico 11.

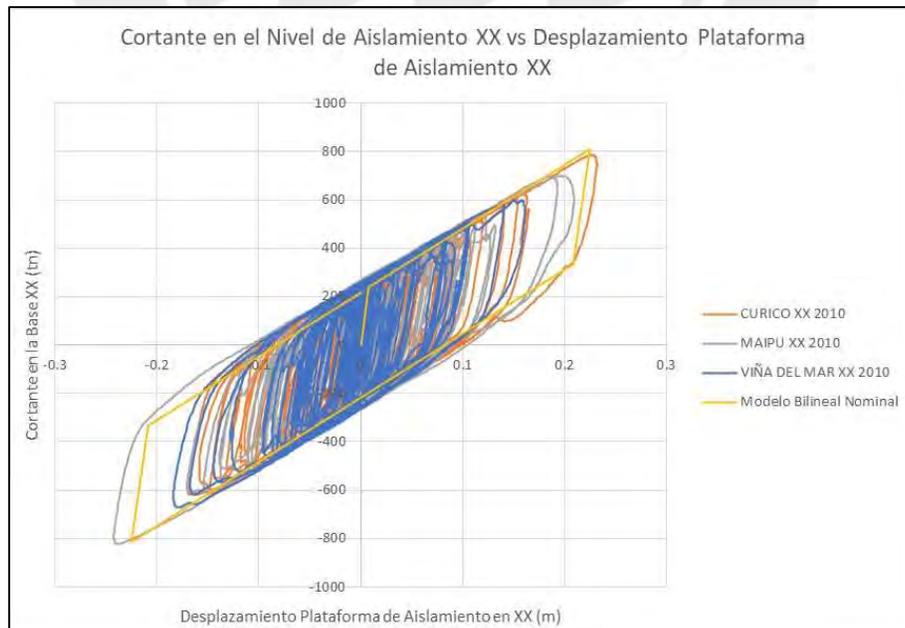
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 12.

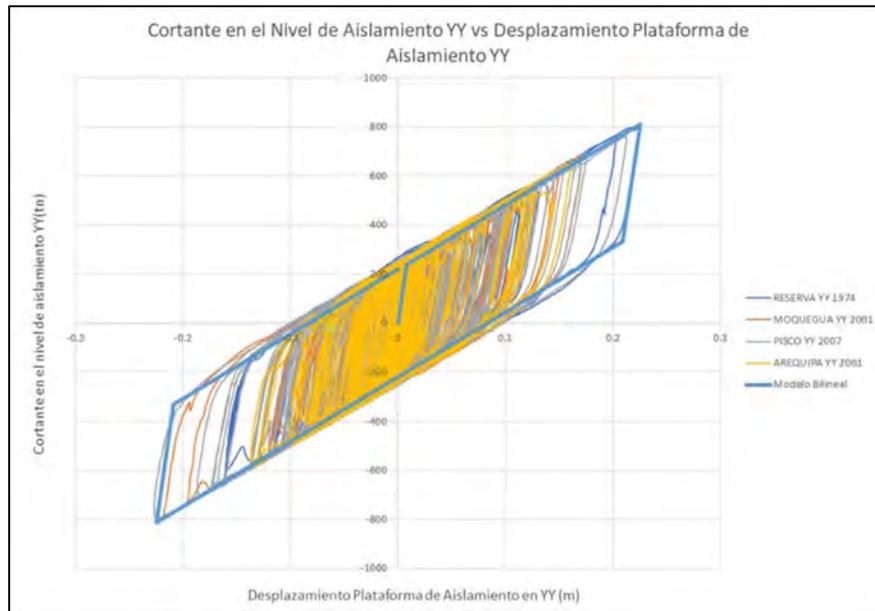
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos



Nota: Elaboración Propia

Gráfico 13.

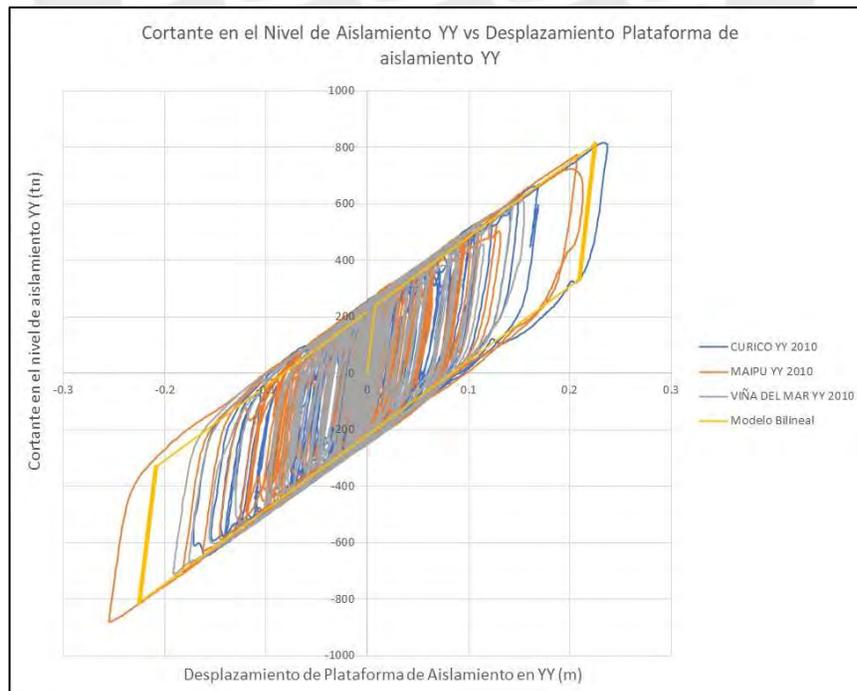
Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 14.

Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.



Nota: Elaboración Propia.

A continuación, se presentan los valores utilizados para construir los osciladores equivalentes y los valores obtenidos (rigidez efectiva “Keff”, amortiguamiento efectivo “ β_{eff} ”, energía disipada “Ed” y fuerza restitutiva lateral) en la siguiente tabla para el límite nominal:

Tabla 32.

Modelos equivalentes para el límite nominal con sismos con dirección principal en XX.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite nominal en XX							
Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X
Dmax+	13.31	21.32	21.09	17.88	16.49	16.55	19.65
Dmax-	16.07	15.37	19.62	15.12	22.69	20.77	23.88
Dprom (cm)	14.69	18.35	20.36	16.50	19.59	18.66	21.77
Fmax+ (ton)	583.93	637.54	712.58	672.92	620.68	660.84	823.75
Fmax- (ton)	635.35	773.96	740.64	600.21	783.83	755.69	698.68
Fprom (ton)	609.64	705.75	726.61	636.57	702.26	708.27	761.22
Q (ton)	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24
Keff (ton/m)	4150.03	3847.10	3569.69	3857.97	3584.76	3795.63	3497.43
Dy (cm)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ed (ton.m)	134.19	169.75	189.31	151.80	181.86	172.81	203.02
Amortiguamiento	23.85%	20.87%	20.37%	23.00%	21.04%	20.81%	19.50%
T (s)	2.50	2.59	2.69	2.59	2.69	2.61	2.72

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 33.

Resumen de parámetros obtenidos para el límite nominal con sismos con dirección principal en XX.

Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	18.46	23.95	22.61	20.42	24.30	21.65	25.99	22.48
Desp. CR azotea (cm)	20.92	26.86	25.73	23.04	26.60	24.65	28.95	25.25
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	20.27	27.23	28.07	23.73	28.20	25.58	21.85	24.99
Keff (ton/m)	4150.03	3847.10	3569.69	3857.97	3584.76	3795.63	3497.43	3757.52
Amortiguamiento %	23.85%	20.87%	20.37%	23.00%	21.04%	20.81%	19.50%	21%
T (s)	2.50	2.59	2.69	2.59	2.69	2.61	2.72	2.63
Fuerza Restauradora (ton)	161.25	177.56	202.75	161.31	169.44	210.52	237.18	188.57
Fuerza Restauradora (%Peso)	2.51%	2.76%	3.15%	2.51%	2.63%	3.27%	3.69%	2.93%

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 34.

Modelos equivalentes para el límite nominal con sismos con dirección principal en YY.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite nominal en YY							
Parámetro	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y-Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y
Dmax+	13.29	16.11	22.23	19.10	15.95	21.71	25.43
Dmax-	15.75	22.40	21.25	14.95	23.33	16.99	20.71
Dprom (cm)	14.52	19.26	21.74	17.03	19.64	19.35	23.07
Fmax+ (ton)	581.19	652.46	792.50	711.52	647.43	787.44	880.56
Fmax- (ton)	646.26	800.75	760.67	616.37	815.33	682.49	772.79
Fprom (ton)	613.73	726.61	776.59	663.95	731.38	734.97	826.68
Q (ton)	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24	243.24
Keff (ton/m)	4226.76	3773.59	3572.15	3899.82	3723.93	3798.27	3583.33
Dy (cm)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ed (ton.m)	132.53	178.60	202.78	156.91	182.35	179.53	215.72
Amortiguamiento	23.67%	20.32%	19.12%	22.09%	20.20%	20.09%	18.00%
T (s)	2.48	2.62	2.69	2.58	2.64	2.61	2.69

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 35.

Resumen de parámetros obtenidos para el límite nominal con sismos con dirección principal en YY.

	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y. Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	18.12	24.09	23.50	20.92	24.77	22.40	27.13	22.99
Desp. CR azotea (cm)	20.24	26.68	26.66	23.28	27.05	25.10	29.65	25.52
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	19.29	24.99	23.95	21.73	26.14	22.69	28.02	23.83
Keff (ton/m)	4226.76	3773.59	3572.15	3899.82	3723.93	3798.27	3583.33	3796.84
Amortiguamiento %	23.67%	20.32%	19.12%	22.09%	20.20%	20.09%	18.00%	20.50%
T (s)	2.48	2.62	2.69	2.58	2.64	2.61	2.69	2.61
Fuerza Restauradora (ton)	161.09	196.01	235.49	174.40	212.38	216.22	252.92	206.93
Fuerza Restauradora (%Peso)	2.50%	3.05%	3.66%	2.71%	3.30%	3.36%	3.93%	3.22%

Nota: Elaboración Propia.

Finalmente, del análisis tiempo historia para el límite nominal, se presentan los siguientes resultados:

Tabla 36.

Resumen de resultados del sistema de aislamiento del análisis tiempo historia límite nominal.

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
Kefectiva global (ton/m)	3758	3797
Amortiguamiento %	21.35%	20.50%
DTM (cm)	24.99	23.83
Fuerza Restauradora (%Peso)	2.93%	3.22%

Nota: Elaboración Propia.

4.3.4.4. Resultados límite inferior y superior

Desplazamientos

Los desplazamientos máximos se obtendrán a partir del límite inferior, dado que al considerar los factores de modificación λ_{min} , la rigidez de los dispositivos se reduce al 80%, y en consecuencia el sistema de aislamiento se flexibiliza.

Tabla 37.

Desplazamiento en X-X con límite inferior y respuesta mínima.

Nivel	Desplazamiento		
	Respuesta	Dirección	Desplazamiento(cm)
Story7	Min	X	26.57
Story6	Min	X	28.35
Story5	Min	X	28.09
Story4	Min	X	27.77
Story3	Min	X	27.38
Story2	Min	X	26.94
Story1	Min	X	26.49
Nivel superior de Aislamiento	Min	X	26.12

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 38.

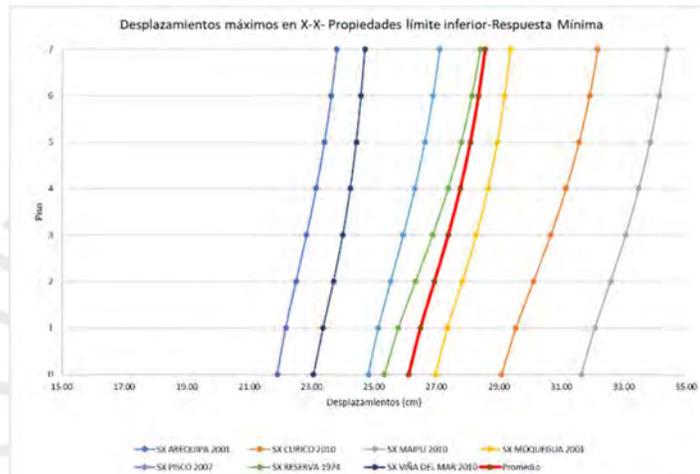
Desplazamiento en Y-Y con límite inferior y respuesta máxima

Desplazamiento			
Nivel	Respuesta	Dirección	Desplazamiento(cm)
Story7	Max	Y	24.70
Story6	Max	Y	24.57
Story5	Max	Y	24.38
Story4	Max	Y	24.10
Story3	Max	Y	23.76
Story2	Max	Y	23.35
Story1	Max	Y	22.91
Nivel superior de Aislamiento	Max	Y	22.59

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 15.

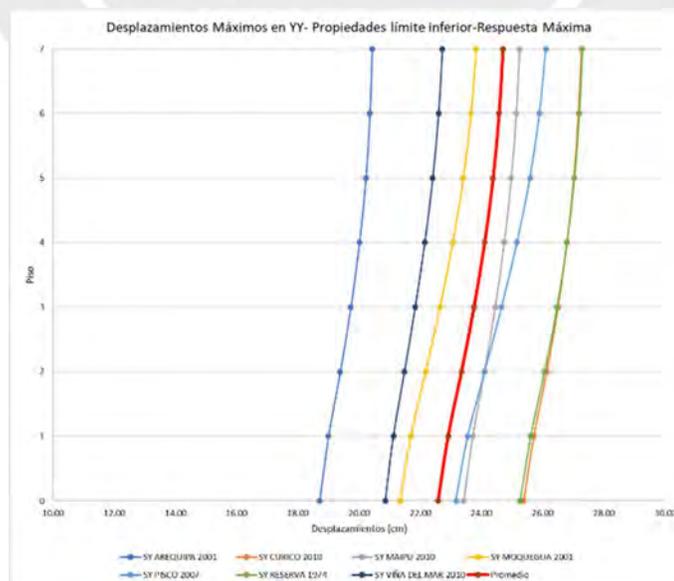
Desplazamiento máximas en X-X – propiedades límite inferior – Respuesta Mínima



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 16.

Desplazamientos Máximos en Y-Y - Propiedades Límite Inferior - Respuesta Máxima



Nota: Elaboración Propia.

Derivas y aceleraciones:

Las derivas máximas se obtendrán de los resultados del límite superior, dado que al considerar los factores de modificación λ max, la rigidez del sistema de aislamiento se incrementa, y en consecuencia el periodo fundamental se reduce. Este cambio aplicado en el modelo de 2 grados de libertad (acápite 2.3.2 del presente documento), indica que el valor de ϵ aumenta, lo cual produce un incremento en la deriva.

Debido a que el periodo fundamental del edificio se reduce para el límite superior, se obtiene una mayor ordenada en el espectro de pseudo aceleraciones, esto indica una mayor fuerza de diseño y, en consecuencia, mayores aceleraciones de entrepiso.

Tabla 39.

Derivas máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.

Derivas promedio en XX			
Nivel	Respuesta	Dirección	Derivas ‰
Story7	Min	X	1.83
Story6	Min	X	2.29
Story5	Min	X	2.75
Story4	Min	X	3.11
Story3	Min	X	3.30
Story2	Min	X	3.18
Story1	Min	X	2.53

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 40.

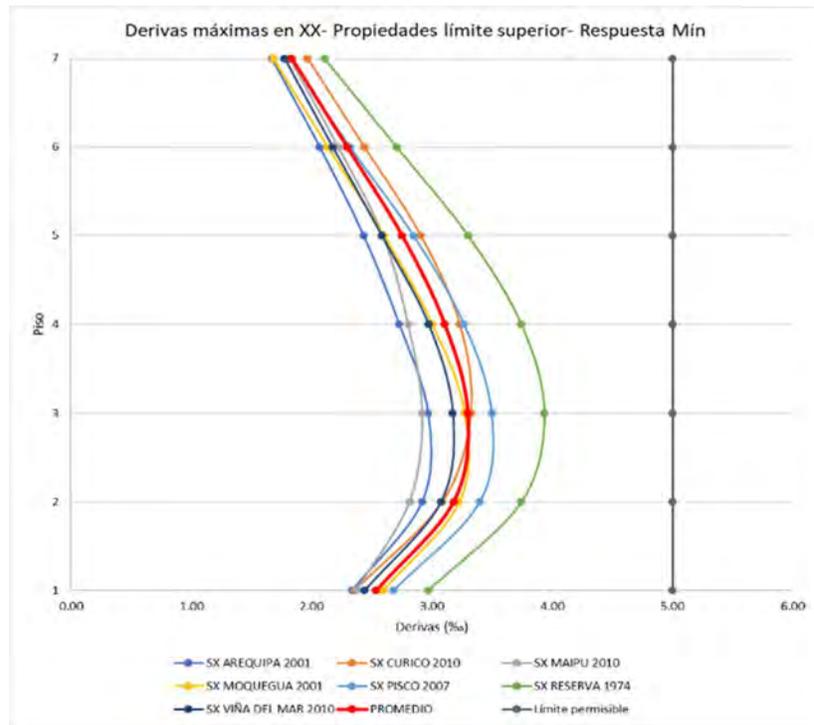
Derivas máximas en Y-Y con límite superior respuesta máxima.

Derivas promedio en YY			
Nivel	Respuesta	Dirección	Derivas ‰
Story7	Max	Y	1.10
Story6	Max	Y	1.67
Story5	Max	Y	2.24
Story4	Max	Y	2.61
Story3	Max	Y	2.85
Story2	Max	Y	2.89
Story1	Max	Y	2.09

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 17.

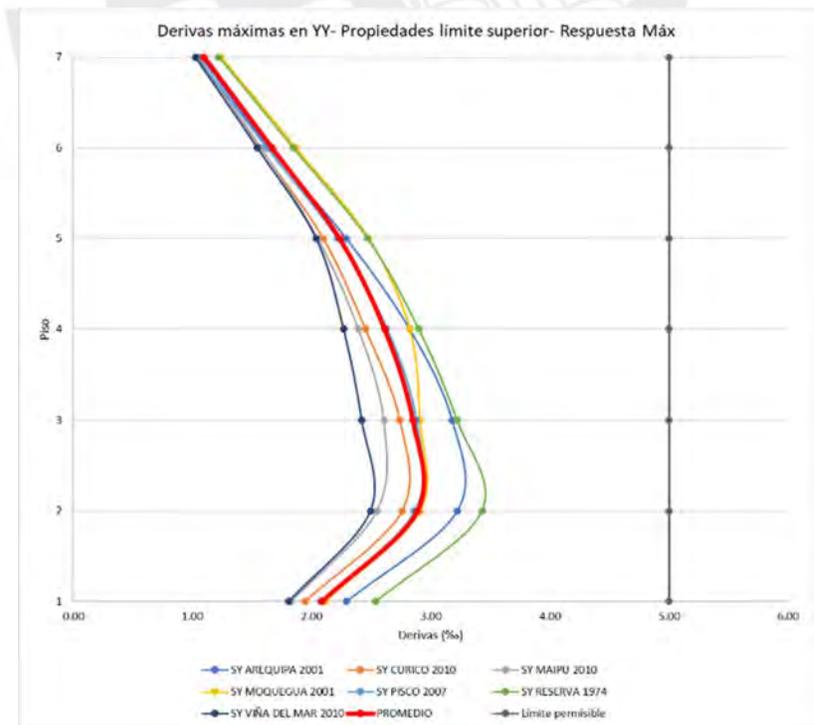
Derivas máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 18.

Derivas máximas en Y-Y con límite superior respuesta máxima.



Nota: Elaboración Propia.

Tabla 41.

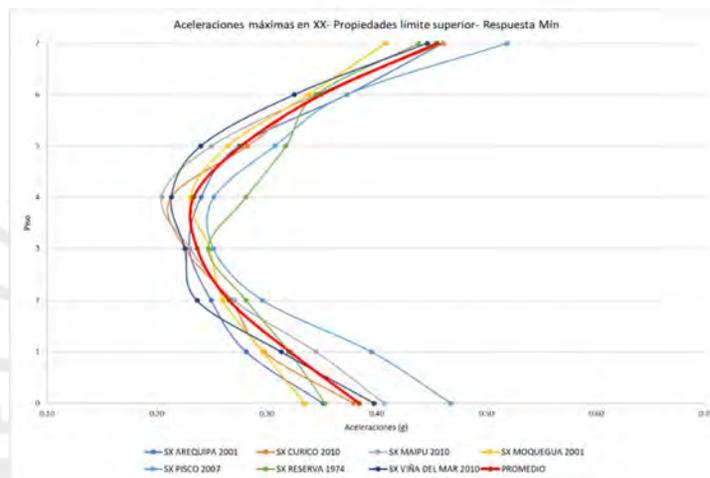
Aceleraciones máximas en X-X (Izquierda) y Y-Y (Derecha) con límite superior respuesta mínima.

Aceleraciones Máximas en XX				Aceleraciones en YY			
Nivel	Respuesta	Dirección	a (g)	Nivel	Respuesta	Dirección	a (g)
Story7	Min	X	0.46	Story7	Min	Y	0.27
Story6	Min	X	0.35	Story6	Min	Y	0.21
Story5	Min	X	0.28	Story5	Min	Y	0.17
Story4	Min	X	0.23	Story4	Min	Y	0.14
Story3	Min	X	0.24	Story3	Min	Y	0.14
Story2	Min	X	0.27	Story2	Min	Y	0.16
Story1	Min	X	0.32	Story1	Min	Y	0.19
Nivel superior de Aislamiento	Min	X	0.38	Nivel superior de Aislamiento	Min	Y	0.22

Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 19.

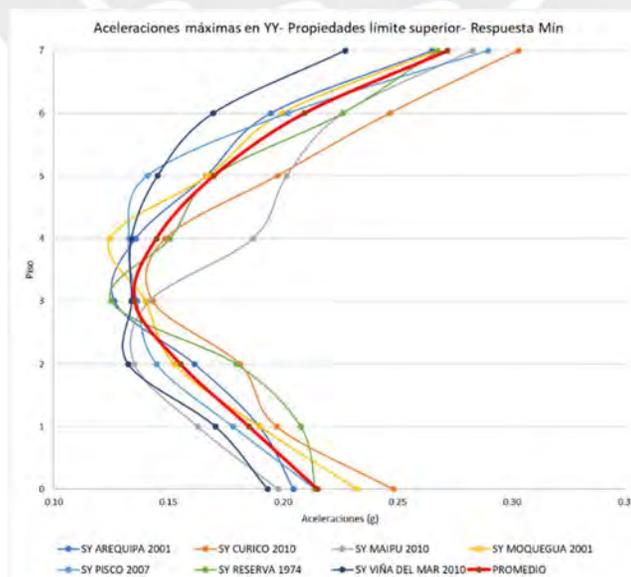
Aceleraciones máximas en X-X con límite superior respuesta mínima.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 20.

Aceleraciones máximas en Y-Y con límite superior respuesta mínima.



Nota: Elaboración Propia.

Asimismo, se verificó que las derivas en las columnas de la zona del ascensor no excedan el límite permitido por la norma E.031 de 5.00‰ para el análisis tiempo historia. Cabe resaltar que, dada la configuración estructural estas columnas presentan una altura de 6.90 m.

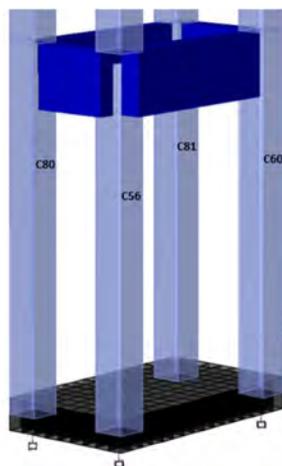


Figura 58. Denominación de las columnas en la zona del ascensor.

Elaboración Propia.

Tabla 42.

Derivas X-X con los casos de A. Tiempo-Historia en las cuatro columnas de la zona del ascensor.

Caso de Análisis Tiempo-Historia	DERIVAS X-X (‰)			
	C56	C60	C81	C80
AREQUIPA 2001 X-X	0.87	0.87	0.58	0.58
LA RESERVA 1974 X-X	0.87	0.87	0.29	0.29
PISCO 2007 X-X	1.01	1.01	0.72	0.72
VIÑA DEL MAR 2010 X-X	0.72	0.72	0.43	0.43
CURICO 2010 X-X	0.87	0.87	0.58	0.58
MOQUEGUA 2001 X-X	1.01	1.01	0.58	0.58
MAIPU 2010 X-X	0.87	0.87	0.43	0.43
PROMEDIO	0.89	0.89	0.52	0.52

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 43.

Derivas Y-Y con los casos de A. Tiempo-Historia en las cuatro columnas de la zona del ascensor.

Caso de Análisis Tiempo-Historia	DERIVAS Y-Y (‰)			
	C56	C60	C81	C80
AREQUIPA 2001 Y-Y	1.74	1.74	1.74	1.74
LA RESERVA 1974 Y-Y	2.61	2.32	2.32	2.61
PISCO 2007 Y-Y	2.17	1.88	1.88	2.17
VIÑA DEL MAR 2010 Y-Y	1.45	1.30	1.30	1.45
CURICO 2010 Y-Y	1.30	1.30	1.30	1.30
MOQUEGUA 2001 Y-Y	2.03	1.88	1.88	2.03
MAIPU 2010 Y-Y	1.45	1.30	1.30	1.45
PROMEDIO	1.82	1.68	1.68	1.82

Nota: Elaboración Propia.

De las tablas anteriores, se observa que no se excede el límite permitido por la norma para ambas direcciones.

Revisión de cargas máximas y mínimas

Es importante destacar que las compresiones y tracciones máximas se obtienen en el límite superior. Esto se debe a la influencia de los factores de modificación λ max, que aumentan la rigidez del sistema de aislamiento, resultando en mayores fuerzas cortantes y, como consecuencia, se incrementan las fuerzas axiales por sismo.

Tabla 44.

Cargas máximas y mínimas en X-X y en Y-Y con límite superior.

SISMO XX					SISMO YY				
Aislador	Pmin=0.56D-CS (ton)	Pserv=CM+0.25 CV (ton)	Traccion máxima permitida	Pmáx=1.59CM+1.25CV+CS (ton)	Aislador	Pmin=0.56D-CS (ton)	Pserv=CM+0.25 CV (ton)	Traccion máxima permitida	Pmáx=1.59CM+1.25CV+CS (ton)
K1	-121	-188	19	-638	K1	-102	-188	19	-667
K2	-378	-293	29	-870	K2	-325	-293	29	-927
K3	-255	-236	24	-729	K3	-294	-236	24	-703
K4	-266	-241	24	-747	K4	-302	-241	24	-717
K5	-262	-253	25	-785	K5	-307	-253	25	-747
K6	-261	-253	25	-789	K6	-310	-253	25	-746
K7	-306	-283	28	-886	K7	-323	-283	28	-872
K8	-277	-283	28	-909	K8	-325	-283	28	-850
K9	-608	-416	42	-1148	K9	-611	-416	42	-1148
K10	-136	-214	21	-765	K10	-163	-214	21	-759
K11	-507	-337	34	-930	K11	-506	-337	34	-933
K12	-253	-231	23	-736	K12	-288	-231	23	-696
K13	-482	-332	33	-909	K13	-476	-332	33	-915
K14	-332	-277	28	-813	K14	-290	-277	28	-868
K15	-477	-328	33	-913	K15	-468	-328	33	-925
K16	-249	-225	22	-708	K16	-273	-225	22	-674
K17	-360	-289	29	-850	K17	-342	-289	29	-867
K18	-104	-220	22	-886	K18	-162	-220	22	-801
K19	-236	-267	27	-884	K19	-317	-267	27	-810
K20	-113	-204	20	-789	K20	-130	-204	20	-760
K21	-128	-184	18	-640	K21	-90	-184	18	-656
K22	-253	-236	24	-749	K22	-287	-236	24	-711
K23	-184	-217	22	-745	K23	-238	-217	22	-687
K24	-160	-138	14	-427	K24	-175	-138	14	-409
K25	-185	-170	17	-538	K25	-187	-170	17	-541
K26	-154	-115	11	-321	K26	-149	-115	11	-323
K27	-134	-124	12	-371	K27	-121	-124	12	-399

Nota: Elaboración Propia.

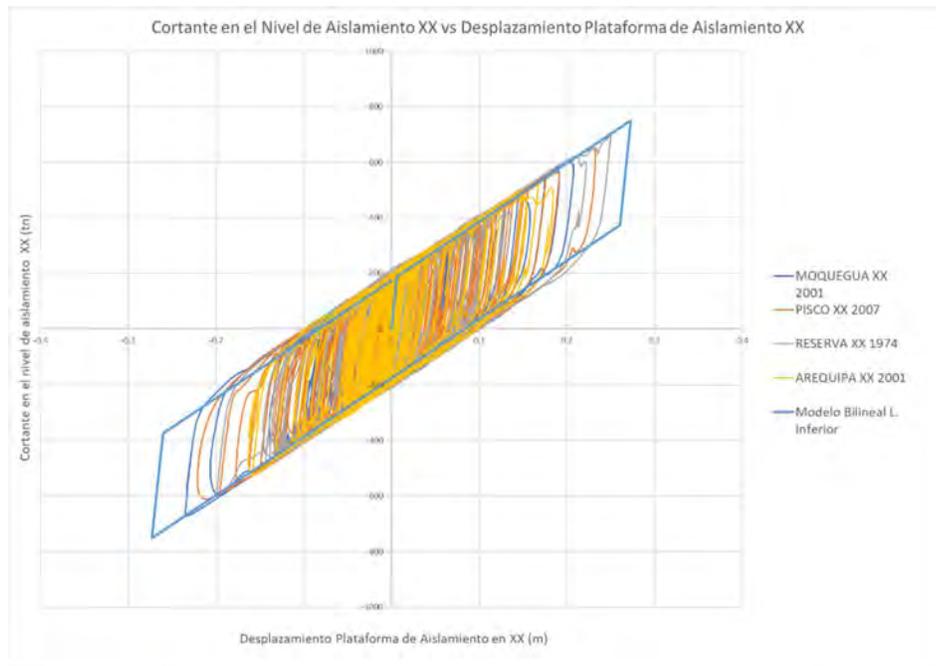
Modelos equivalentes para el límite inferior

Para cada componente de cada registro sísmico, se obtuvo la curva de histéresis Fuerza-desplazamiento, a partir de esta, se pueden construir los osciladores equivalentes con las fórmulas descritas en el capítulo 2.4. con el fin de obtener la rigidez efectiva (K_{eff}), el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y la energía disipada (E_d). Asimismo, se determinó la fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento.

Finalmente, se determina la rigidez global y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, computados como el promedio de los valores obtenidos en cada registro sísmico. A continuación, se presentan las curvas de histéresis para el límite inferior:

Gráfico 21.

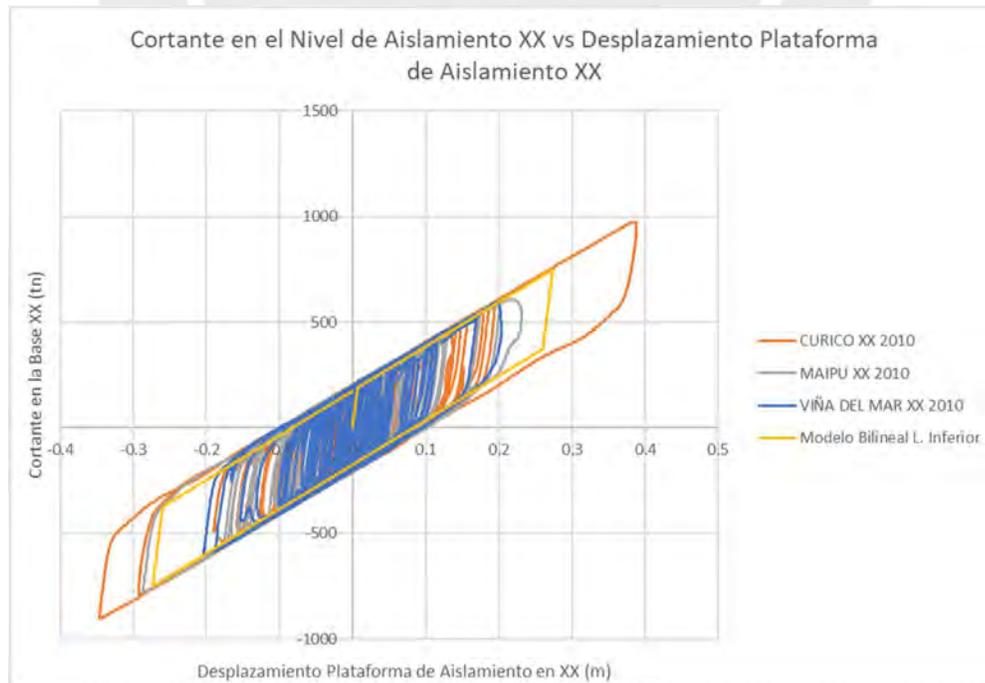
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 22.

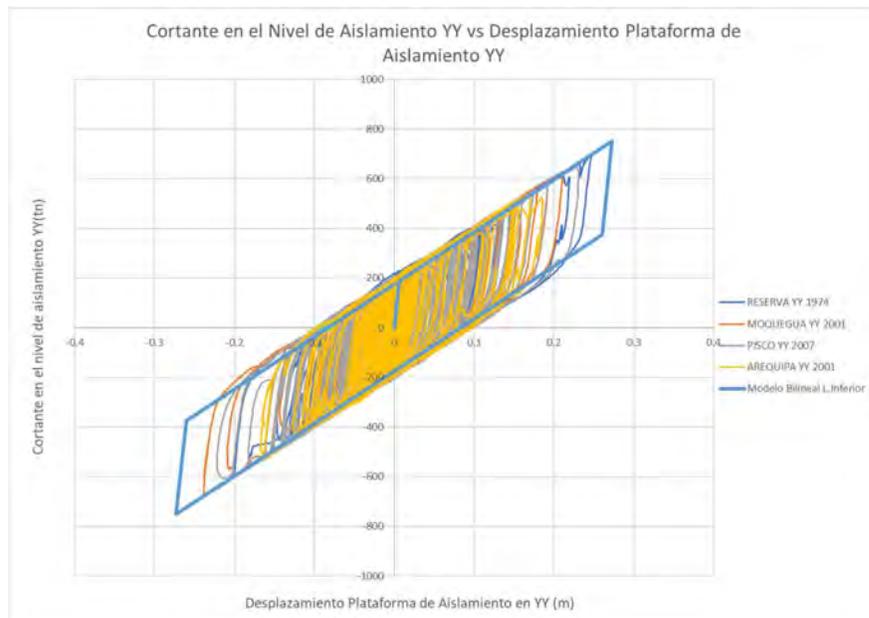
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos



Nota: Elaboración Propia

Gráfico 23.

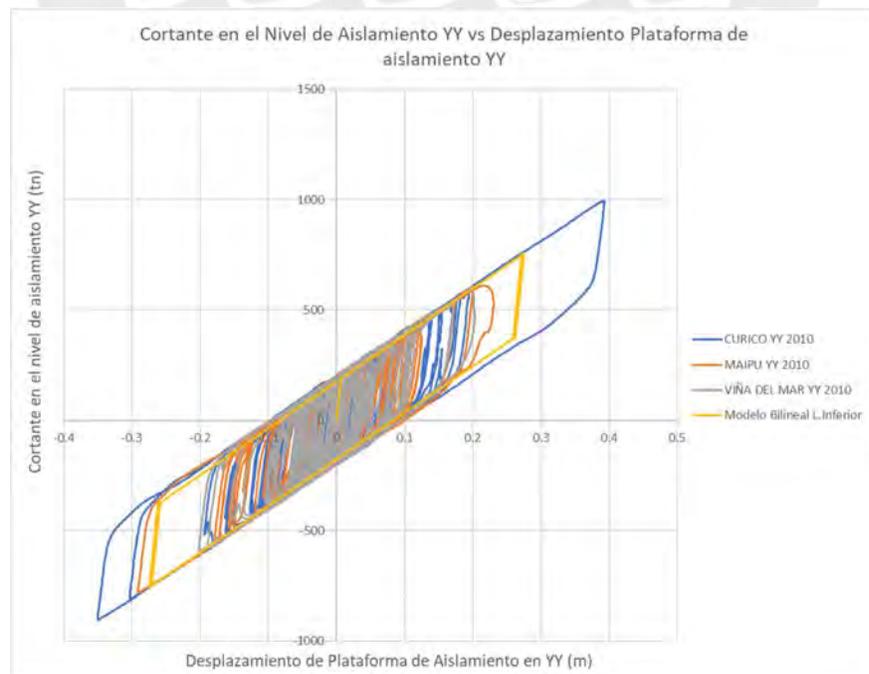
Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 24.

Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.



Nota: Elaboración Propia.

A continuación, se presentan los valores utilizados para construir los osciladores equivalentes y los valores obtenidos (rigidez efectiva “Keff”, amortiguamiento efectivo “βeff”, energía disipada “Ed” y fuerza restitutiva lateral) en la siguiente tabla para el límite inferior:

Tabla 45.

Modelos equivalentes de límite inferior con sismos con dirección principal en X-X.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite inferior en XX							
Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X
Dmax+	15.89	24.99	22.98	19.69	38.56	20.41	21.86
Dmax-	16.74	19.49	21.16	20.16	34.17	23.33	28.62
Dprom (cm)	16.32	22.24	22.07	19.93	36.37	21.87	25.24
Fmax+ (ton)	526.08	587.78	611.27	599.22	901.47	672.14	779.15
Fmax- (ton)	524.55	696.74	648.16	593.69	973.04	598.51	606.96
Fprom (ton)	525.32	642.26	629.72	596.46	937.26	635.33	693.06
Q (ton)	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47
Keff (ton/m)	3219.83	2887.86	2853.26	2993.50	2577.35	2905.01	2745.86
Dy (cm)	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Ed (ton.m)	123.32	170.12	168.78	151.83	281.69	167.20	193.82
Amortiguamiento	22.90%	18.96%	19.33%	20.33%	13.15%	19.15%	17.63%
T (s)	2.84	2.99	3.01	2.94	3.17	2.99	3.07

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 46.

Resumen de resultados del límite inferior con sismos con dirección principal en X-X.

Límite inferior- DIRECCION XX								
Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	21.20	27.19	25.02	21.50	40.59	25.15	30.80	27.35
Desp. CR azotea (cm)	22.65	28.79	27.43	23.24	43.66	27.55	33.08	29.49
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	21.64	27.35	25.09	22.39	41.68	25.51	30.66	27.76
Desp. Extremo Azotea (cm)	23.09	29.46	27.47	24.45	44.91	27.92	33.38	30.10
Keff (ton/m)	3219.83	2887.86	2853.26	2993.50	2577.35	2905.01	2745.86	2883.24
Amortiguamiento %	22.90%	18.96%	19.33%	20.33%	13.15%	19.15%	17.63%	18.78%
T (s)	2.84	2.99	3.01	2.94	3.17	2.99	3.07	3.00
Fuerza Restauradora (ton)	162.81	186.68	195.17	192.24	341.42	191.27	193.11	208.96
Fuerza Restauradora (%Peso)	2.53%	2.90%	3.03%	2.99%	5.31%	2.97%	3.00%	3.25%

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 47.

Modelos equivalentes de límite inferior con sismos con dirección principal en Y-Y.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite inferior en YY							
Parámetro	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y-Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y
Dmax+	17.09	19.79	22.75	19.71	39.17	20.60	21.61
Dmax-	16.39	24.68	20.31	19.91	34.96	23.71	28.90
Dprom (cm)	16.74	22.24	21.53	19.81	37.07	22.16	25.26
Fmax+ (ton)	531.13	586.86	606.29	587.58	903.84	672.50	775.07
Fmax- (ton)	536.10	691.10	644.54	595.66	993.97	611.78	608.31
Fprom (ton)	533.62	638.98	625.42	591.62	948.91	642.14	691.69
Q (ton)	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47	197.47
Keff (ton/m)	3187.66	2873.76	2904.85	2986.47	2560.11	2898.40	2738.82
Dy (cm)	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
Ed (ton.m)	126.67	170.08	164.51	150.92	287.22	169.45	193.93
Amortiguamiento	22.57%	19.05%	19.44%	20.50%	13.00%	18.96%	17.67%
T (s)	2.85	3.00	2.99	2.95	3.18	2.99	3.08

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 48.

Resumen de resultados del límite inferior con sismos con dirección principal en Y-Y.

Límite inferior- DIRECCION YY								
Parámetro	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y-Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	21.10	26.52	24.47	22.23	40.48	25.01	30.73	27.22
Desp. CR azotea (cm)	22.82	28.63	27.65	24.13	44.17	27.68	33.18	29.75
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	21.17	26.55	24.55	22.32	40.50	24.98	30.66	27.25
Desp. Extremo Azotea (cm)	22.80	28.71	27.60	24.13	44.18	27.60	33.13	29.74
Keff (ton/m)	3187.66	2873.76	2904.85	2986.47	2560.11	2898.40	2738.82	2878.58
Amortiguamiento %	22.57%	19.05%	19.44%	20.50%	13.00%	18.96%	17.67%	18.74%
T (s)	2.85	3.00	2.99	2.95	3.18	2.99	3.08	3.00
Fuerza Restauradora (ton)	169.91	212.06	209.07	184.29	344.04	199.00	193.51	215.98
Fuerza Restauradora (%Peso)	2.64%	3.30%	3.25%	2.86%	5.35%	3.09%	3.01%	3.36%

Nota: Elaboración Propia.

Cabe resaltar que, la obtención de la fuerza restitutiva lateral es crítica en el límite inferior. Esto se debe a que los factores de modificación λ min reducen la rigidez post fluencia, y por esta razón, se obtienen menores valores de fuerza restitutiva lateral.

Modelos equivalentes para el límite superior

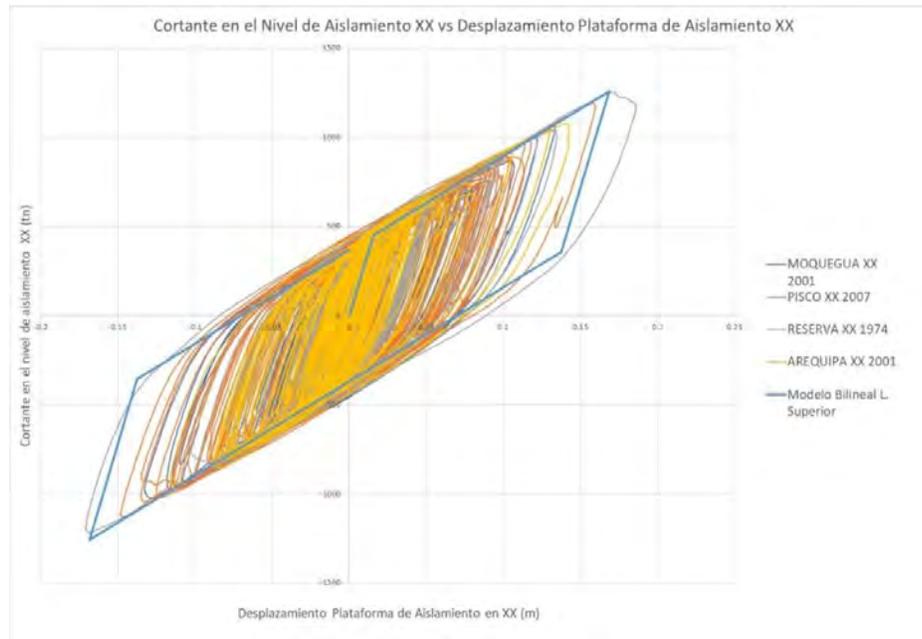
Para cada componente de cada registro sísmico, se obtuvo la curva de histéresis Fuerza-desplazamiento, a partir de esta, se pueden construir los osciladores equivalentes con las fórmulas descritas en el capítulo 2.4. con el fin de obtener la rigidez efectiva (Keff), el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) y la energía disipada (Ed). Asimismo, se determinó la fuerza de restitución lateral del sistema de aislamiento.

Finalmente, se determina la rigidez global y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento, computados como el promedio de los valores obtenidos en cada registro sísmico.

A continuación, se presentan las curvas de histéresis para el límite superior:

Gráfico 25.

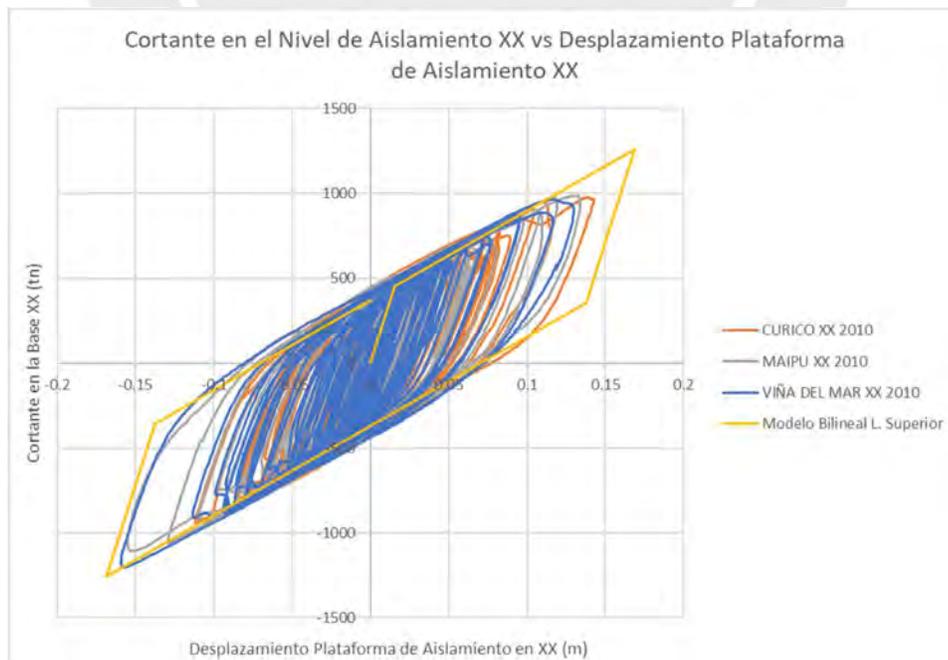
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 26.

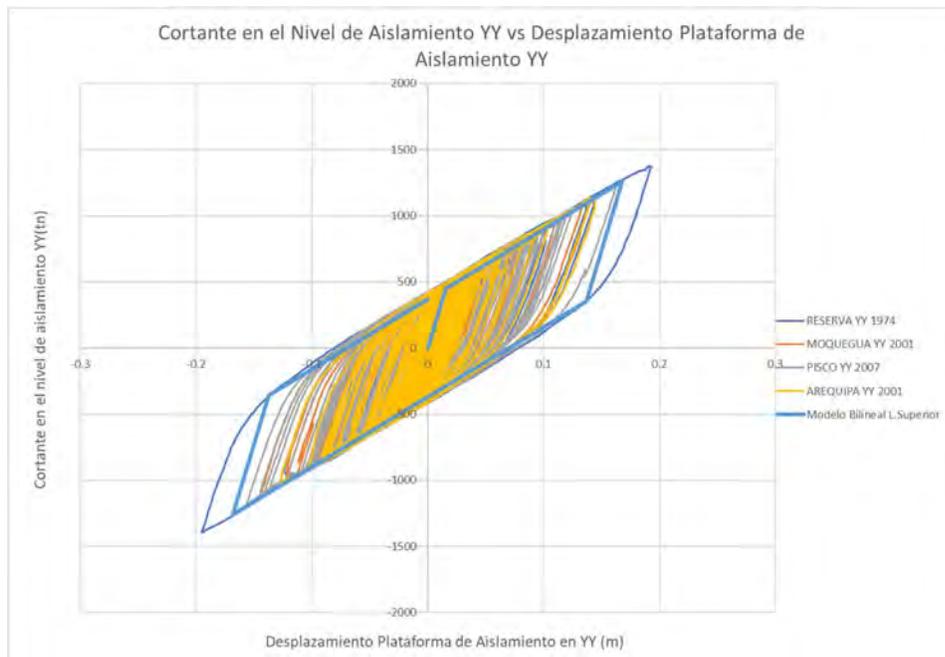
Cortante en el Nivel de Aislamiento XX vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento XX – Sismos Chilenos



Nota: Elaboración Propia

Gráfico 27.

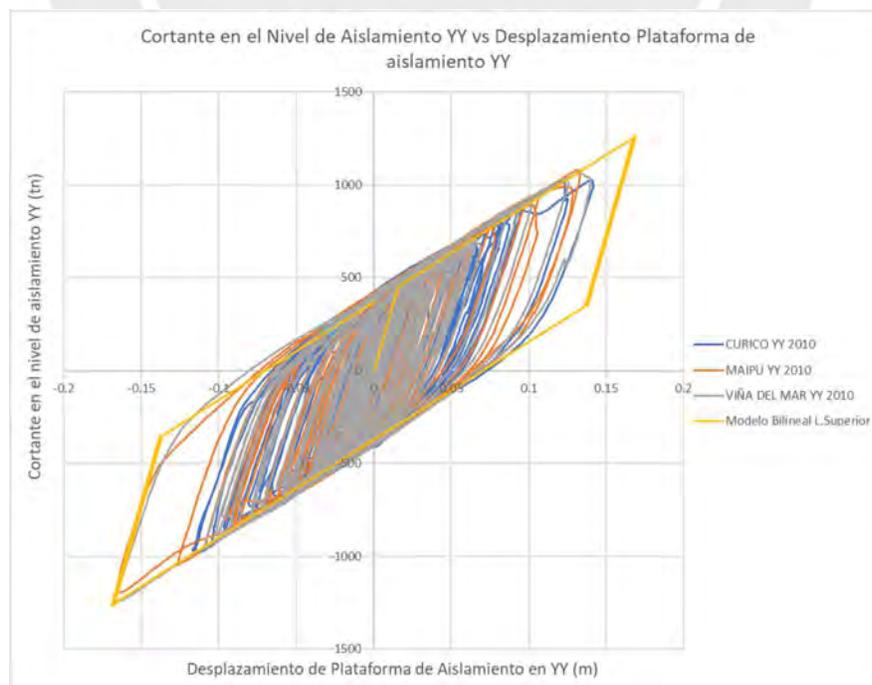
Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Peruanos.



Nota: Elaboración Propia.

Gráfico 28.

Cortante en el Nivel de Aislamiento YY vs Desplazamiento Plataforma de aislamiento YY – Sismos Chilenos.



Nota: Elaboración Propia.

A continuación, se presentan los valores utilizados para construir los osciladores equivalentes y los valores obtenidos (rigidez efectiva “Keff”, amortiguamiento efectivo “ β_{eff} ”, energía disipada “Ed” y fuerza restitutiva lateral) en la siguiente tabla para el límite superior:

Tabla 49.

Modelos equivalentes de límite superior con sismos con dirección principal en X-X.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite superior en XX							
Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X
Dmax+	11.39	16.91	14.69	11.69	11.13	12.87	13.09
Dmax-	14.02	17.07	15.82	15.67	13.87	13.28	15.18
Dprom (cm)	12.71	16.99	15.26	13.68	12.50	13.08	14.14
Fmax+ (ton)	948.39	1214.99	1129.84	1202.38	940.20	1022.81	1107.57
Fmax- (ton)	1075.76	1253.12	1188.37	962.34	975.77	1060.71	985.28
Fprom (ton)	1012.08	1234.06	1159.11	1082.36	957.99	1041.76	1046.43
Q (ton)	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51
Keff (ton/m)	7965.96	7263.42	7598.20	7911.99	7663.88	7967.57	7403.08
Dy (cm)	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72
Ed (ton.m)	180.41	250.77	222.28	196.42	177.04	186.48	203.89
Amortiguamiento	22.33%	19.04%	20.01%	21.11%	23.53%	21.79%	21.94%
T (s)	1.80	1.89	1.85	1.81	1.84	1.80	1.87

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 50.

Resumen de resultados del límite superior con sismos con dirección principal en X-X.

Parámetro	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	15.59	19.47	16.78	16.90	16.20	14.73	16.42	16.58
Desp. CR azotea (cm)	20.37	24.61	21.25	21.00	20.66	18.90	20.86	21.09
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	18.06	25.06	19.73	20.36	19.33	19.39	21.03	20.42
Keff (ton/m)	7965.96	7263.42	7598.20	7911.99	7663.88	7967.57	7403.08	7682.01
Amortiguamiento %	22.33%	19.04%	20.01%	21.11%	23.53%	21.79%	21.94%	21%
T (s)	1.80	1.89	1.85	1.81	1.84	1.80	1.87	1.84
Fuerza Restauradora (ton)	220.67	348.29	307.32	284.54	238.37	271.97	237.93	272.73
Fuerza Restauradora (%Peso)	3.43%	5.41%	4.77%	4.42%	3.70%	4.23%	3.70%	4.24%

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 51.

Modelos equivalentes de límite superior con sismos con dirección principal en Y-Y.

Nuevos modelos equivalentes empleando las propiedades del límite superior en YY							
Parámetro	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y
Dmax+	12.66	19.51	15.59	16.72	11.62	14.12	13.22
Dmax-	14.05	19.10	16.13	13.35	14.01	14.15	16.34
Dprom (cm)	13.36	19.31	15.86	15.04	12.82	14.14	14.78
Fmax+ (ton)	1021.32	1395.71	1179.36	1250.55	992.99	1096.95	1193.86
Fmax- (ton)	1137.34	1379.51	1213.58	1064.20	1023.72	1136.32	1078.35
Fprom (ton)	1079.33	1387.61	1196.47	1157.38	1008.36	1116.64	1136.11
Q (ton)	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51	410.51
Keff (ton/m)	8081.84	7187.83	7543.95	7697.87	7868.55	7899.79	7686.77
Dy (cm)	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72	1.72
Ed (ton.m)	191.08	288.78	232.21	218.67	182.21	203.89	214.48
Amortiguamiento	21.10%	17.16%	19.48%	20.00%	22.44%	20.56%	20.33%
T (s)	1.79	1.90	1.85	1.83	1.81	1.81	1.84

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 52.

Resumen de resultados del límite superior con sismos con dirección principal en Y-Y.

Límite superior- DIRECCION YY								
Parámetro	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña 2010 Y-Y	Curico 2010 Y Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y	Promedio
Desp. CR losa de aislación (cm)	15.76	20.48	17.08	17.66	15.93	15.59	17.21	17.10
Desp. CR azotea (cm)	20.51	25.41	21.69	21.31	20.04	19.76	21.18	21.41
Desp. Extremo losa de aislación (cm)	16.68	21.40	17.95	17.83	17.04	16.64	18.41	17.99
Keff (ton/m)	8081.84	7187.83	7543.95	7697.87	7868.55	7899.79	7686.77	7709.51
Amortiguamiento %	21.10%	17.16%	19.48%	20.00%	22.44%	20.56%	20.33%	20.15%
T (s)	1.79	1.90	1.85	1.83	1.81	1.81	1.84	1.83
Fuerza Restauradora (ton)	297.88	459.97	379.71	310.83	284.66	325.40	312.94	338.77
Fuerza Restauradora (%Peso)	4.63%	7.15%	5.90%	4.83%	4.42%	5.06%	4.86%	5.26%

Nota: Elaboración Propia.

Cabe añadir que los resultados presentados para los límites superior e inferior se obtuvieron luego de realizar varias iteraciones en las propiedades de los dispositivos. A continuación, se presentan las tablas con el resumen de resultados obtenidos:

Tabla 53.

Resumen de los resultados del límite inferior y superior para ambas direcciones.

	Límite inferior			Límite superior	
	Dirección X-X	Dirección Y-Y		Dirección X-X	Dirección Y-Y
Kefectiva global (ton/m)	2883.24	2878.58	Kefectiva global (ton/m)	7682	7710
Amortiguamiento %	18.78%	18.74%	Amortiguamiento %	21.39%	20.15%
DTM (cm)	27.76	27.25	DTM (cm)	20.42	17.99
Fuerza Restauradora(% Peso)	3.25%	3.36%	Fuerza Restauradora (%Peso)	4.24%	5.26%

Nota: Elaboración Propia.

Finalmente, se obtuvo como deriva máxima promedio 3.30%. Asimismo, la máxima aceleración promedio en la azotea es de 0.46g, valor superior a 0.30 g, límite para que no se presente daño leve en los elementos no estructurales. Se revisaron las combinaciones de fuerza axial máxima y mínima, y se afirma que no existen tracciones en los dispositivos.

La edificación posee un desplazamiento en el nivel de aislamiento de 27.76 cm en la dirección X-X y de 27.25 cm en Y-Y con las propiedades de límite inferior. Asimismo, la edificación posee un porcentaje de amortiguamiento en promedio de 21.39% en la dirección X-X y de 20.15% en Y-Y en el límite superior. Por otro lado, se afirma que se cumple con el artículo 9.4 de la norma E0.31, ya que la menor fuerza restitutiva en promedio para el límite inferior es de 3.25% del Peso de la estructura, mayor al mínimo requerido de 2.5 % del peso correspondiente para el 50% del desplazamiento máximo.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.1. Análisis estático definitivo con el límite inferior y superior

Determinada la rigidez y el amortiguamiento efectivos del límite inferior con el análisis tiempo historia, se aplicaron las fórmulas de la norma 0.31 con el fin de establecer el desplazamiento máximo de diseño y determinar el valor de la junta sísmica de la edificación. Estas fórmulas se encuentran explicadas en el capítulo 3 de este documento. A continuación, se presentan los valores calculados:

Tabla 54.

Resumen de los resultados de análisis estático.

Análisis estático definitivo con el límite inferior			
Parámetros límite inferior	Unidad	X-X	Y-Y
Rigidez efectiva, K_{eff}	ton/m	2883.24	2878.58
Amortiguamiento efectivo β_{eff}	(%)	18.78%	18.74%
Periodo efectivo, T_M	s	3.01	3.01
Periodo rotacional, T_θ	s	2.70	2.70
Factor de amortiguamiento efectivo, B_M	-	1.49	1.49
Ordenada de espectro elástico, S_{am}	cm/s ²	182.89	182.59
Desplazamiento traslacional, D_M	cm	28.18	28.20
Distancia al aislador mas alejado, y	m	20.04	8.27
Dimensión menor de la proyección en planta, b	m	17.07	38.8
Dimensión mayor de la proyección en planta, d	m	38.8	17.07
Excentricidad e (*)	m	2.10	0.98
Razón entre T_M/T_θ , P_T	-	1.11	1.12
Desplazamiento total calculado, D_{TM} con D_M	cm	34.54	29.43
D'_M , Artículo 26 E0.31	cm	27.23	27.25
Desplazamiento total calculado, D_{TM} con D'_M	cm	33.38	28.44
Requerimiento mínimo, $D_{TM} \geq 1.15 D_M$	cm	32.40	32.43
Desplazamiento total, D_{TM}	cm	34.54	32.43

(*) Esta Excentricidad es la suma de la excentricidad accidental y la natural

Desplazamiento máximo de diseño con el límite inferior			
Parámetros límite inferior	Unidad	X-X	Y-Y
Desplazamiento total mínimo, 80% D_{TM}	cm	27.63	25.94
Desplazamiento dinámico, D_{TM-T-H}	cm	25.27	25.34
Desplazamiento máximo de diseño, D_{MAX}	cm	27.63	25.94

Nota: Elaboración Propia.

Para esta edificación, se considerará una junta sísmica mínima de 40 cm para ambas direcciones.

Determinada la rigidez y el amortiguamiento efectivos del límite superior con el análisis tiempo historia, se aplicaron las fórmulas de la NTE 0.31 con el fin de calcular las fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño.

Tabla 55.

Fuerzas laterales de superestructura.

Fuerza lateral de superestructura		
Parámetros límite superior	Unidad	Valor
Rigidez efectiva, K_{eff}	ton/m	7682
Amortiguamiento efectivo β_{eff}	(%)	21.39%
Periodo efectivo, T_M	s	1.84
Factor de amortiguamiento efectivo, B_M	-	1.57
Ordenada de espectro elástico, S_a	cm/s ²	360.54
Desplazamiento traslacional, D_M	cm	19.70
Fuerza lateral subestructura y sistema de aislamiento, V_b	ton	1513
Peso Sísmico, P	ton	6436
Peso sísmico efectivo, P_s	ton	5475
Fuerza cortante no reducida de superestructura, V_{st}	ton	1404
Coefficiente de reducción sísmica, R_o	-	8
Coefficiente de reducción sísmica, R_a	-	2
Fuerza lateral de superestructura, V_s	ton	702
Fuerza lateral como porcentaje de peso %P	(%)	10.90%

Límites de la fuerza lateral de la superestructura		
Parámetros	Unidad	Valor
Peso sísmico efectivo, P_s	ton/m	5474.69
Periodo efectivo, T_M	s	1.84
Coefficiente de amplificación sísmica, C	-	0.54
Relación C/R_o	-	0.07
Relación mínima C/R_o	-	0.11
Fuerza lateral límite de base fija E0.30, $V_s \text{ lim1}$ - Art 26.2.a)	ton	670.70
Fuerza lateral límite, $V_s \text{ lim2}$ - Art 26.2.b)	ton	625.77

Fuerzas de diseño y factor de escalamiento para la subestructura y sistema de aislamiento ($R=1$)		
Parámetros	X	Y
Fuerza lateral mínima, 90% V_b (ton)-Art. 26.1.b)	1362.1	1362.1
Fuerza lateral dinámica, V_b (ton)	1283.9	1349.4
Factor de escalamiento	1.06	1.01

Fuerzas de diseño y factor de escalamiento para la superestructura ($R=2$)		
Parámetros	X	Y
Fuerza lateral mínima, V_s (ton)	670.70	670.7
Fuerza lateral dinámica, V_s (ton)	554.7	582.1
Factor de escalamiento	1.21	1.15

Nota: Elaboración Propia.

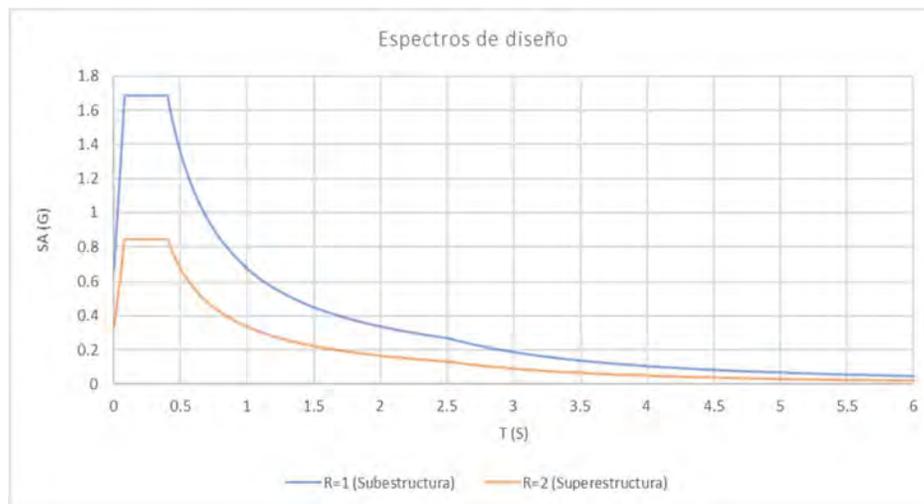
De las tablas anteriores se observa que la fuerza sísmica para la subestructura y sistema de aislamiento (V_b) en dirección X-X se amplificará en un orden del 6% y un 1% en la dirección Y-Y para el diseño. Para la superestructura (V_s), se amplificará en un orden de 21% en la dirección X-X y un 15% en la dirección Y-Y para el diseño.

5.2. Análisis espectral definitivo con el límite superior

En el siguiente gráfico, se presenta el espectro de diseño para superestructura (R=2) y para la subestructura (R=1). Cabe añadir, que el amortiguamiento considerado es el obtenido en el límite superior del análisis tiempo historia (21.39%) y se ingresará al software ETABS en los tres primeros modos de cada caso de carga.

Gráfico 29.

Espectros de diseño para la subestructura y la superestructura.



Nota: Elaboración Propia.

Para realizar el diseño de los elementos de la superestructura y subestructura, se emplearán los resultados obtenidos del análisis espectral definitivo con el límite superior y los factores de escalamiento calculados en la sección anterior. Esto se debe a que los resultados del análisis tiempo-historia son menores a los obtenidos del espectral. Según el artículo 18.2 de la norma E.031, se establece que, en todos los casos, los resultados empleados para el diseño de los elementos de la edificación no serán menores a los obtenidos por el análisis dinámico espectral definitivo.

A continuación, en las siguientes tablas se puede apreciar una comparación de la fuerza cortante en la base de la estructura sobre el sistema de aislamiento “Vs” y fuerza cortante en el sistema de aislamiento “Vb” para cada análisis realizado.

Tabla 56.

Comparación de resultados del límite superior de los análisis tiempo-historia y dinámico espectral definitivo en la dirección X-X.

Parametro	Análisis Tiempo-Historia(Límite Superior)								Análisis Dinámico Espectral Definitivo (Límite Superior) - Sin Factores de amplificación	Análisis Dinámico Espectral Definitivo (Límite Superior) - Con Factores de amplificación
	Arequipa 2001 X-X	La Reserva 1974 X-X	Pisco 2007 X-X	Viña del Mar 2010 X-X	Curico 2010 X-X	Moquegua 2001 X-X	Maipu 2010 X-X	Promedio		
Vs(tn)	485.8	613.16	534.05	564.64	504.61	459	517.77	525.58	554.70	670.70
Vb(tn)	1168.47	1330.1	1068.09	1129.28	1028.68	971.23	1035.54	1104.48	1283.90	1362.10

Nota: Elaboración Propia.

Tabla 57.

Comparación de resultados del límite superior de los análisis tiempo-historia y dinámico espectral definitivo en la dirección Y-Y.

Parametro	Análisis Tiempo-Historia(Límite Superior)								Análisis Dinámico Espectral Definitivo (Límite Superior) - Sin Factores de amplificación	Análisis Dinámico Espectral Definitivo (Límite Superior) - Con Factores de amplificación
	Arequipa 2001 Y-Y	La Reserva 1974 Y-Y	Pisco 2007 Y-Y	Viña del Mar 2010 Y-Y	Curico 2010 Y-Y	Moquegua 2001 Y-Y	Maipu 2010 Y-Y	Promedio		
Vs(tn)	499.4	665.56	563.68	590.14	503.72	505.52	568.59	556.66	582.10	670.70
Vb(tn)	1196.08	1464.34	1127.35	1180.27	1137.77	1139.25	1137.17	1349.40	1283.90	1362.10

Nota: Elaboración Propia.

5.2.1. Derivas en el análisis espectral definitivo con el límite superior

Es importante verificar que las derivas de entrepiso se encuentren por debajo del límite de 3.5 %. Se presentan los resultados obtenidos en la siguiente tabla:

Tabla 58.

Derivas de Límite Superior en el análisis dinámico espectral definitivo

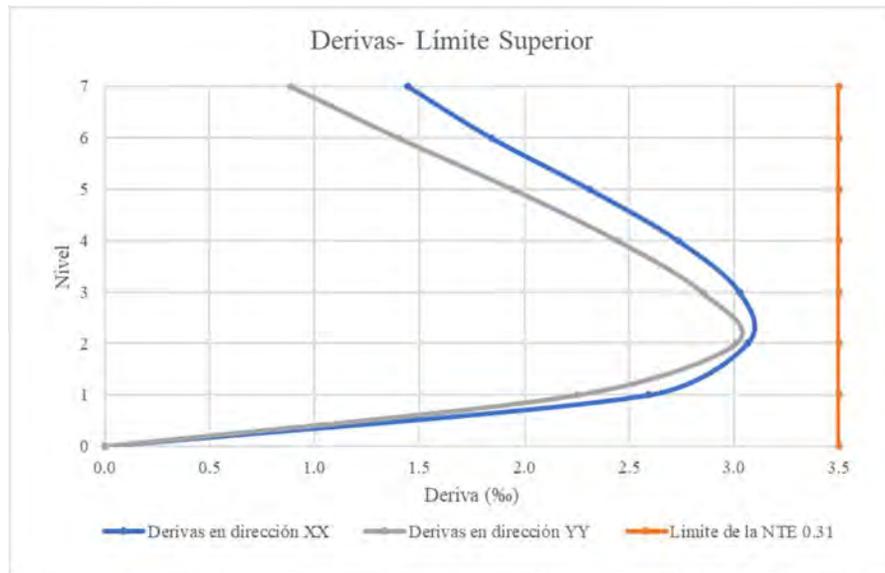
Techo	Derivas XX (%)	Derivas YY (%)
7mo. Techo	1.4	0.9
6to.. Techo	1.8	1.4
5to. Techo	2.3	1.9
4to. Techo	2.7	2.4
3er. Techo	3.0	2.8
2do. Techo	3.1	3.0
1er. Techo	2.6	2.3
Base	0.0	0.0

Nota: Elaboración Propia.

Se puede apreciar que la máxima deriva obtenida en la dirección X-X es 3.1% y, para la dirección Y-Y, es 3.0%. Por tanto, no se excede el límite permitido por la norma E.031.

Gráfico 30.

Derivas de Limite Superior en el análisis dinámico espectral definitivo



Nota: Elaboración Propia.

Asimismo, se verificó que las derivas en las columnas de la zona del ascensor no excedan el límite permitido por la norma E.031 de 3.5% para el análisis espectral definitivo. En siguiente tabla, se aprecia que el valor máximo obtenido es de 1.59% en la dirección X-X y de 1.88% en la dirección Y-Y.

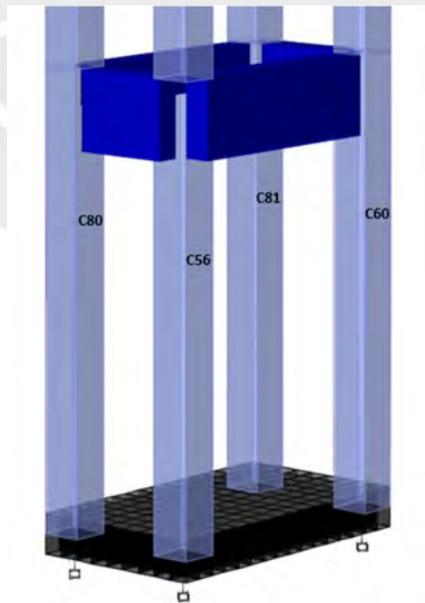


Figura 59. Denominación de las columnas en la zona del ascensor.

Elaboración Propia.

Tabla 59.

Derivas X-X y Derivas Y-Y en la zona del ascensor del análisis dinámico espectral definitivo.

Columna	ESPECTRO XX		ESPECTRO YY		hi(m)	Deriva X-X (%)	Deriva Y-Y (%)
	Desplazamiento en nivel superior de aislamiento (m)	Desplazamiento en la base de los deslizadores (m)	Desplazamiento en nivel superior de aislamiento (m)	Desplazamiento en la base de los deslizadores (m)			
C56	0.201	0.190	0.203	0.192	6.90	1.59	1.59
C60	0.201	0.190	0.203	0.190	6.90	1.59	1.88
C81	0.203	0.197	0.203	0.192	6.90	0.87	1.59
C80	0.203	0.197	0.203	0.190	6.90	0.87	1.88

Nota: Elaboración Propia.

5.3.Verificación de Volteo

El factor de seguridad contra el volteo de la estructura en la interfaz de aislamiento debe ser mayor de 1.00 según el artículo 9.7 de la norma E.031. Las fuerzas laterales para el cálculo del factor se obtuvieron del análisis de fuerzas equivalentes y el peso “W” se calculó según la norma E.030. En la siguiente tabla, se puede apreciar que el factor de seguridad contra el volteo en la edificación es de 3.80.

Tabla 60.

Obtención del factor de seguridad contra el volteo.

	hi(m)	hi ^k	pi(tn)	pi.hi ^k	Fi(tn)	Mi(tn.m)
Piso 7	21.70	1451.14	651.68	945676.56	235.30	5105.98
Piso 6	18.60	1007.70	803.83	810017.02	201.54	3748.72
Piso 5	15.50	654.65	803.83	526226.09	130.93	2029.46
Piso 4	12.40	386.14	803.83	310390.96	77.23	957.65
Piso 3	9.30	195.51	803.83	157158.27	39.10	363.66
Piso 2	6.20	74.92	803.83	60221.58	14.98	92.90
Piso 1	3.10	14.54	803.83	11684.10	2.91	9.01
		Total	5474.66	2821374.60	702.00	12307.38

Vs(tn)	702.00
Vst(tn)	1404.00
Vb(tn)	1513.00
Tf(s)	0.790
k	2.37

W(tn)	5474.66
B(m)	17.07
W.B/2 (tn.m)	46726.22
Factor de seguridad	3.80

Nota: Elaboración Propia.

5.4.Momentos P-Delta

Para hallar los momentos de segundo grado, es necesario saber el tipo de dispositivo y su ubicación. En la siguiente figura, se muestran las formas de obtener para el caso de un dispositivo elastomérico y un deslizador friccional.

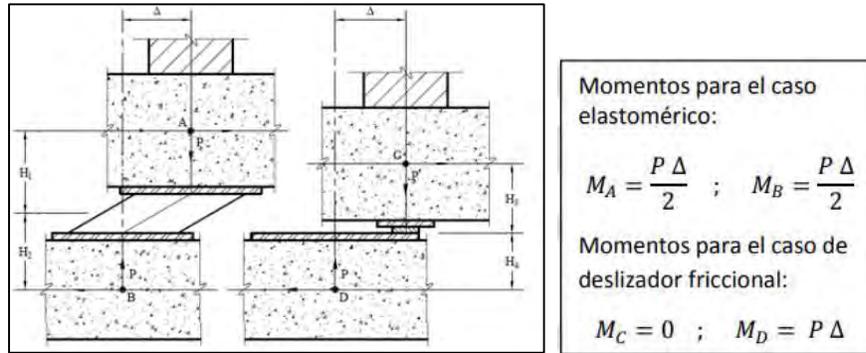


Figura 60. Momentos debido al efecto P-delta en aisladores elastoméricos y deslizadores de fricción.

Nota: Tomada de Muñoz, 2020.

Se presentan los momentos P-Delta obtenidos con la carga máxima en cada caso de sismo para los 27 dispositivos donde los dispositivos K1 al K23 son aisladores elastoméricos y del K24 al K27 son deslizadores fricciones planos.

Tabla 61.

Momentos P-delta de los dispositivos.

Aislador	SISMO XX		SISMO YY	
	Pmáx=1.59 CM+1.25C V+CS (ton)	MP-D- YY(ton.m)	Pmáx=1.59 CM+1.25C V+CS (ton)	MP-D- XX(ton.m)
K1	637.91	112.59	667.23	117.77
K2	870.47	153.64	927.49	163.70
K3	729.13	128.69	702.82	124.05
K4	747.06	131.86	716.94	126.54
K5	785.04	138.56	746.77	131.81
K6	789.36	139.32	746.13	131.69
K7	885.56	156.30	871.53	153.82
K8	908.77	160.40	850.38	150.09
K9	1148.25	202.67	1147.98	202.62
K10	764.86	135.00	759.09	133.98
K11	929.53	164.06	933.20	164.71
K12	735.66	129.84	695.86	122.82
K13	908.70	160.39	914.83	161.47
K14	813.02	143.50	867.55	153.12
K15	912.58	161.07	924.91	163.25
K16	707.97	124.96	674.19	119.00
K17	849.59	149.95	866.74	152.98
K18	885.76	156.34	800.68	141.32
K19	883.81	155.99	809.82	142.93
K20	789.24	139.30	759.55	134.06
K21	639.73	112.91	655.95	115.78
K22	749.13	132.22	710.71	125.44
K23	744.52	131.41	686.96	121.25
K24	426.68	150.62	408.65	144.25
K25	538.03	189.93	540.95	190.96
K26	321.00	113.31	322.70	113.91
K27	370.71	130.86	399.18	140.91

Nota: Elaboración Propia

5.5. Diseño de los elementos estructurales

Se aplicará el diseño por resistencia. Este método LRFD (Load and Resistance Factor Design) considera la reducción de la resistencia nominal (R_n) y la amplificación de las cargas actuantes, de esta forma, la resistencia suministrada (ϕR_n) debe ser mayor o igual que la resistencia requerida (R_u).

Se considerarán los factores de reducción de resistencia del artículo 9.3 de la Norma Técnica 0.60, se presentan los valores a emplear en la Tabla 62.

Tabla 62.

Factores de reducción de carga (ϕ).

Solicitud	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.9
Tracción y Flexión	0.9
Cortante	0.85
Compresión y Flexocompresión	
-Elementos con espirales	0.75
-Elementos con estribos	0.7

Nota: Elaboración Propia

Además, las resistencias requeridas (R_u) se considerará como mínimo al mayor valor obtenido de las siguientes combinaciones:

- ❖ $C1 = 1.4 CM + 1.7 CV$
- ❖ $C2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS \pm PD$
- ❖ $C3 = 0.9 CM \pm CS \pm PD$
- ❖ $C4 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$
- ❖ $C5 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL$

Donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva
- CS: Carga de Sismo
- CE: Empuje lateral del suelo
- CL: Carga debida a la presión de los líquidos
- PD: Momento P-Delta

5.5.1. Losas

Los techos de los entresijos solo reciben solicitaciones por cargas de gravedad, por esta razón, aplicando el método de diseño por resistencia considerado en la norma técnica E0.60, la combinación más crítica para el diseño de las losas será “1.4 CM +1.7 CV”, la cual producirá las solicitaciones de fuerzas cortantes y momentos flectores máximos. A continuación, se presentan las cargas consideradas para el análisis:

Tabla 63.

Cargas gravitacionales en losas estructurales.

Carga Muerta		
Losa maciza h= 20cm (*)	0.48	ton/m ²
Losa aligerada h= 20cm	0.3	ton/m ²
Piso terminado h=5cm	0.1	ton/m ²
(*) Considerando como peso específico del concreto 2.4 ton/m ³		
Carga Viva		
Viviendas	0.2	ton/m ²
Corredores y escaleras	0.2	ton/m ²
Azotea	0.1	ton/m ²

Nota: Elaboración Propia

Diseño de losas macizas y aligeradas

El nivel superior de aislamiento está conformado por paños de losa maciza de 0.20 m, y en los techos restantes, existen zonas con losas aligerada del mismo espesor. Para el diseño por flexión y cortante, se elaboró un modelo de elementos finitos en el software SAP2000. La losa maciza se modeló como un elemento tipo “*shell thin*” y las viguetas del aligerado como elementos tipo “*frames*”, esto se realizó con el fin de estudiar la interacción entre estas losas dada la continuidad en la dirección YY, para el caso del techo típico. Asimismo, se aplicó un mesh de 0.20 m en la losa. Por otro lado, es necesario mencionar que se consideró la carga de los tabiques en la losa maciza a través de un elemento frame sin masa, con el fin de que sólo transmita las cargas; la tabiquería aplicada fue de 15 cm de ladrillos King Kong convencionales, con la altura de piso a fondo de viga o a fondo de losa.

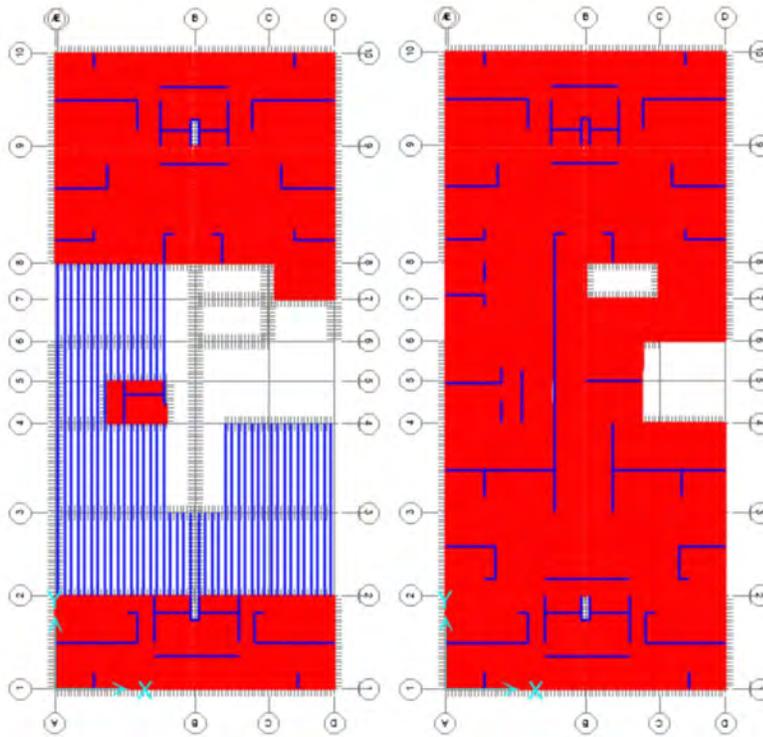


Figura 61. Modelo de elementos finitos realizado en SAP2000 para el nivel superior de aislamiento (a la derecha) y para el piso típico (a la izquierda).

Elaboración propia.

Diseño por flexión de losas macizas

Para el diseño de flexión de losas macizas, se considera una sección rectangular con un ancho de 1.00 m y un espesor constante. El refuerzo requerido por el momento flector se determina con las siguientes tres ecuaciones donde “Mu” es el momento último, “Mn” es el momento nominal, “As” es el refuerzo requerido, “fy” es el esfuerzo de fluencia del refuerzo, “f’c” es la resistencia a la compresión del concreto, “d” es el peralte de la sección rectangular, “b” es el ancho de la sección y “a” es el alto del bloque de compresiones.

$$\Phi Mn \geq Mu \quad (5.1)$$

$$\Phi Mn = \Phi As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (5.2)$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'_c \times b} \quad (5.3)$$

A modo de ejemplificación, se presentará el diseño de la losa maciza del piso típico, ubicado en la intersección de los ejes 2, 3, A y B. A continuación, se presentan las sollicitaciones de momento flector:

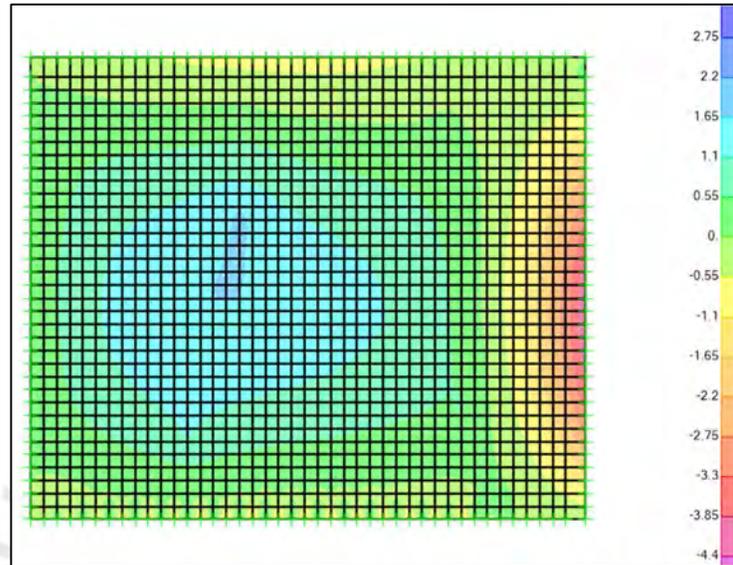


Figura 62. Diagrama de momentos flectores en la dirección XX.

Elaboración propia.

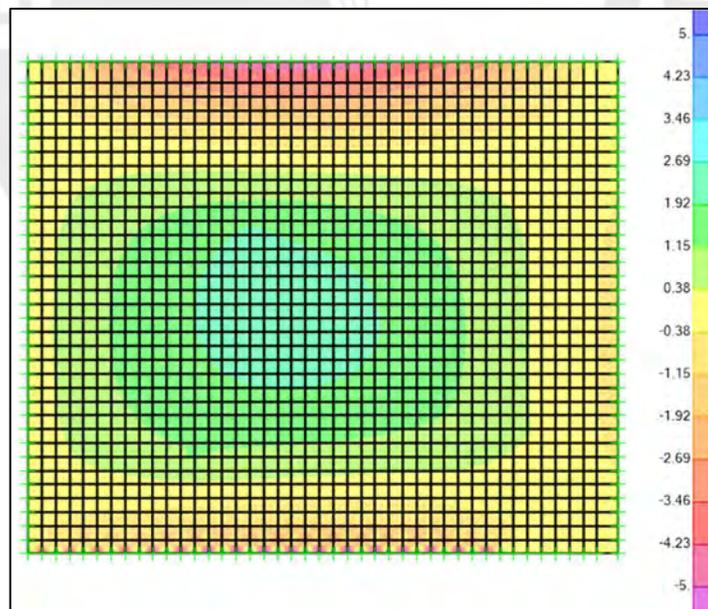


Figura 63. Diagrama de momentos flectores en la dirección YY.

Elaboración propia.

Conocidas las sollicitaciones últimas se calculará la armadura necesaria:

Tabla 64.

Diseño por flexión de la losa maciza.

ELEMENTO	f'c (kg/cm2)	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Mu (ton.m)	As req (cm2)	As coloc (cm2)	Refuerzo	ΦMn(tn.m)	ΦMn/Mu
M11+, A-B Y 2-3	280	100	20	3	17	1.66	2.62	4.275	8mm@0.20+3/8"@0.40	2.69	1.62
M11-, A-B Y 2-3	280	100	20	3	17	3.65	5.86	7.85	6mm@0.20+1/2"@0.20	4.84	1.33
M22+, A-B Y 2-3	280	100	20	3	17	2.22	3.52	4.275	8mm@0.20+3/8"@0.40	2.69	1.21
M22-, A-B Y 2-3	280	100	20	3	17	4.35	7.03	7.85	6mm@0.20+1/2"@0.20	4.84	1.11

Nota: Elaboración Propia

Cabe añadir, que la cuantía mínima estipulada en la norma E0.60, equivale a 3.60 cm2 en todo su espesor. Dado que la malla inferior considerada es de 8mm @0.20 y la malla superior 6mm @0.20, se tiene 3.90 cm2, por lo tanto, se cumple con el requerimiento de la norma. Asimismo, se ha añadido bastones de refuerzo en los momentos negativos.

Diseño por cortante de losas macizas

Es necesario verificar que el concreto puede soportar toda la fuerza cortante, la cual, se computa a partir de la siguiente fórmula:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (5.4)$$

$$\Phi V_c = 12.82 \text{ ton}$$

A continuación, se presentan las solicitaciones últimas en el paño de losa macizas:

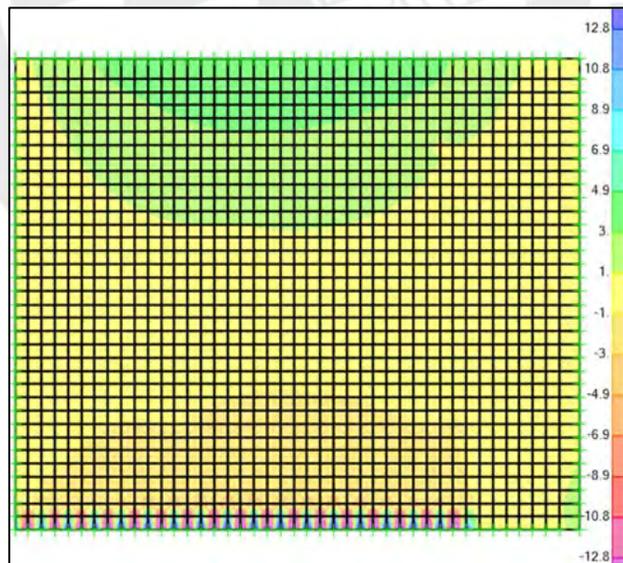


Figura 64. Diagrama de fuerzas cortantes últimos V23 para la losa maciza.

Elaboración propia

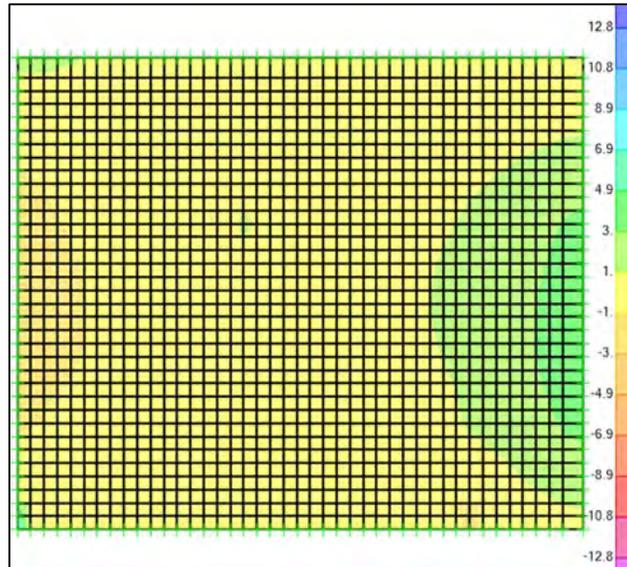


Figura 65. Diagrama de fuerzas cortantes últimos V13 para la losa maciza.

Elaboración propia.

Dado que, se tiene como máximo 3.70 ton y 4.40 ton como cortantes de diseño, se afirma que el concreto puede soportar esta sollicitación, por lo cual, el peralte considerado es el adecuado.

Finalmente, se presenta el refuerzo adicional colocado:

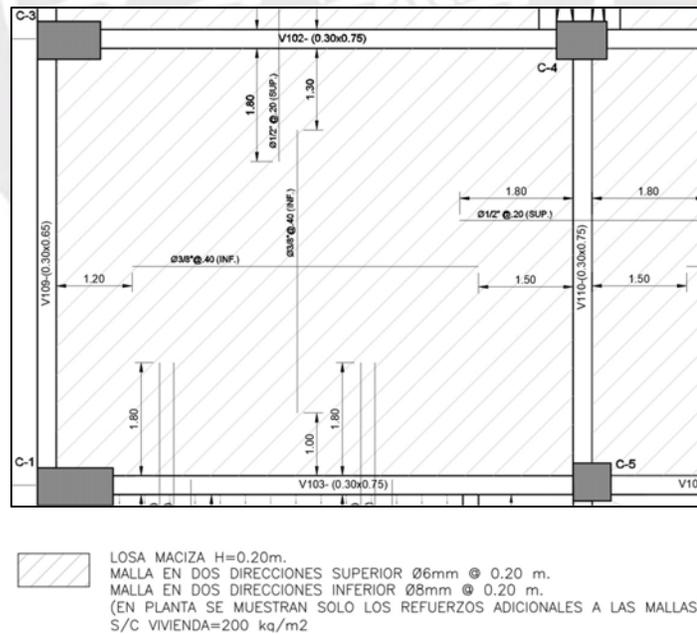


Figura 66. Refuerzos colocados para el paño de losa maciza del nivel típico.

Elaboración propia.

Diseño de la losa aligerada

En el presente proyecto, se utilizará un aligerado unidireccional, por lo cual, el análisis y diseño considerará una sola vigueta por cada franja típica (con ancho tributario de 0.40 m que presenta las mismas cargas en la dirección de análisis). El modelo asumido para el análisis se considera como simplemente apoyado sobre las vigas, las cuales son idealizadas como apoyos fijos.

A modo de ejemplo, se presentará el diseño de la vigueta ubicada entre los ejes 3 y 7. En primer lugar, se realizó el metrado de cargas de gravedad:

❖ Carga muerta:

$$CM = (0.10 + 0.30) * 0.4 = 0.16 \text{ ton/m}$$

❖ Carga viva:

$$CV = 0.20 * 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$$

En primer lugar, se determinó el acero mínimo y máximo para las sollicitaciones de momento positivo y negativo. Luego, se aplicarán las fórmulas del diseño de resistencia por flexión. A continuación, se presenta las características geométricas de la vigueta y las fórmulas consideradas:

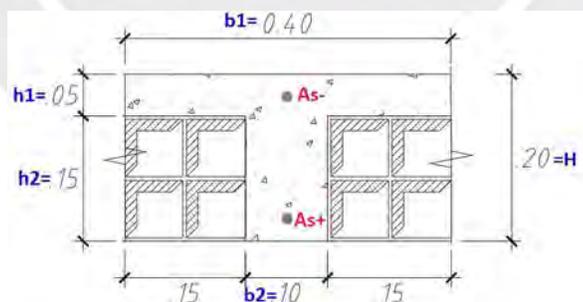


Figura 67. Dimensiones de la vigueta típica.

Elaboración propia.

Acero mínimo:

❖ Acero mínimo positivo ($A_{s \text{ min}+}$)

$$A_{s_{min}+} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad (5.5)$$

❖ Acero mínimo negativo ($A_{s_{min}-}$)

$$A_{s_{min}-} = \frac{1.2 * M_{cr-}}{0.9 * f_y * 0.95 * d} \quad (5.6)$$

Además, $M_{cr-} = \frac{f_r * I_g}{y_t^2}$, donde $f_r = 2 * \sqrt{f'c}$

Donde:

- M_{cr} : Momento de agrietamiento
- I_g : Inercia bruta de la sección en análisis
- f_r : Módulo de rotura en tracción por flexión
- d : distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal
- y_t : Ubicación del centroide medido desde la parte superior

Acero máximo:

❖ Acero máximo positivo ($A_{s_{máx.}}$)

$$A_{s_{máx+}} = 0.75 * A_{sb} = \frac{0.75 * 0.85 * f'c * 0.85c * b}{f_y} \quad (5.7)$$

❖ Acero máximo negativo ($A_{s_{máx.-}}$)

$$A_{s_{máx-}} = 0.75 * A_{sb} = \frac{0.75 * 0.85 * f'c * 0.85c * b}{f_y} \quad (5.8)$$

Diseño de Resistencia por Flexión de la viga:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi_{flexión} * 0.85 * f'c * b}} \quad (5.9)$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad (5.10)$$

Diseño de Resistencia por Cortante:

Asimismo, es necesario verificar que el concreto puede soportar la fuerza cortante última, o en todo caso, evaluar la necesidad de utilizar un ensanche. Por esta razón, la resistencia que aporta el concreto se calcula a partir de la siguiente fórmula:

$$\Phi Vc = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_2 * d \quad (5.11)$$

En las siguientes tablas se presentan los datos y valores obtenidos en función a los cálculos realizados:

Tabla 65.

Datos para diseño por flexión y cortante de las viguetas del aligerado.

Diseño por flexión y cortante de Viguetas					
f'c (kg/cm2)	280	Ec (kg/cm2)	250998.01	β	0.85
b1(cm)	40	ε0	4.50E-04	Φ(Flexión)	0.9
h1 (cm)	5	ecu	0.003	Recubrimiento (cm)	3
b2(cm)	10	fr (kg/cm2)	33.47	fy (kg/cm2)	4200
h2(cm)	15			εy	0.0021
H (cm)	20				
yb(cm)	13.21				
lb(cm4)	11800.6				
d estimado (cm)	17				
Mcr + (ton*m)	0.299	Mcr - (ton*m)	0.5817	ΦVc(tn) - Sin ensanche	1.41
Asmin + (cm2)	0.47	Asmin - (cm2)	1.14	ΦVc(tn) - Con ensanche alt.	3.52
cb + (cm)	10	cb - (cm)	10	ΦVc(tn) - Con ensanche comp.	5.64
ab + (cm)	8.5	ab - (cm)	8.5		
Asb +(cm2)	13.32	Asb -(cm2)	4.82		
As max +(cm2)	9.99	As max -(cm2)	3.62		

Nota: Elaboración Propia

A continuación, se presentará el diseño de la vigueta ubicada entre los ejes 3 y 7.

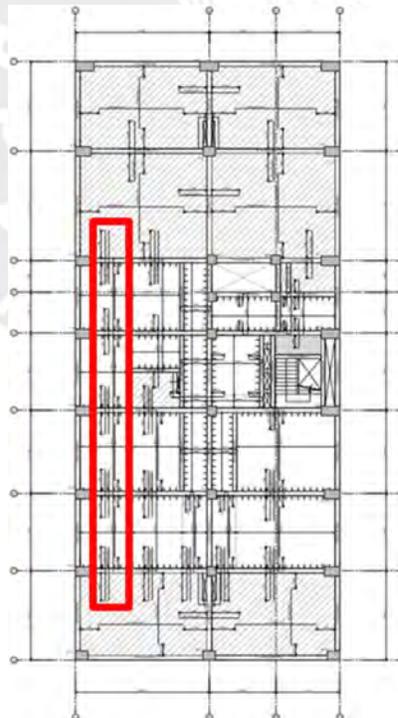


Figura 68. Ubicación de Vigueta en estudio.

Elaboración propia.

Aplicadas las cargas de gravedad, se presentan las solicitaciones consideradas en el diseño:

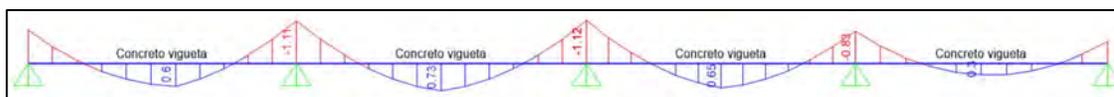


Figura 69. Diagrama de momento flector último para la vigueta en estudio.

Elaboración propia.

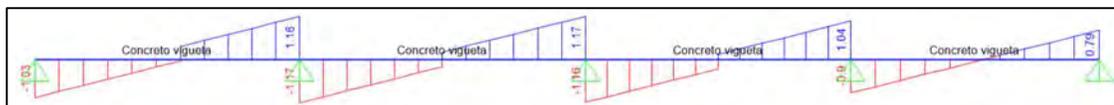


Figura 70. Diagrama de fuerza cortante última para la vigueta en estudio.

Elaboración propia.

Tabla 66.

Diseño por flexión (acero positivo) para la vigueta en estudio.

Piso	Vigueta	Tramo	Mu+ (ton*m)	a (cm)	As (cm ²)	3/8"	1/2"	As instalado (cm ²)
TIPICO	3-7 y A-B	1	0.3	0.207	0.47	2		1.42
TIPICO	3-7 y A-B	2	0.65	0.452	1.03	2		1.42
TIPICO	3-7 y A-B	3	1.24	0.874	1.98	1	1	2
TIPICO	3-7 y A-B	4	0.825	0.576	1.31	2		1.42

Nota: Elaboración Propia

Tabla 67.

Diseño por flexión (acero negativo) para la vigueta en estudio.

Piso	Vigueta	Tramo	Lado	Mu- (ton*m)	a (cm)	1/2"	ϕ^*Mn instalado - (ton*m)
TIPICO	3-7 y A-B	1	IZQUIERDO	0.42	1.195	2	1.44
TIPICO	3-7 y A-B	1	DERECHO	0.69	2.014	1	0.774
TIPICO	3-7 y A-B	2	IZQUIERDO	0.58	1.675	1	0.774
TIPICO	3-7 y A-B	2	DERECHO	0.93	2.782	2	1.44
TIPICO	3-7 y A-B	3	IZQUIERDO	0.855	2.537	2	1.44
TIPICO	3-7 y A-B	3	DERECHO	1.27	3.946	2	1.44
TIPICO	3-7 y A-B	4	IZQUIERDO	0.88	2.618	2	1.44
TIPICO	3-7 y A-B	4	DERECHO	1.42	4.493	2	1.44

Nota: Elaboración Propia

Por otro lado, el cortante máximo a "d" de la cara es de 1.10 ton, de esta forma, se comprueba que $V_u > \phi V_c$ ya que $\phi V_c = 1.41$ ton.

Tabla 68.

Diseño por cortante para la vigueta en estudio.

Piso	Vigueta	Tramo	Lado	Vu(ton)	¿Necesita ensanche?
TIPICO	3-7 y A-B	1	IZQUIERDO	0.714	No
TIPICO	3-7 y A-B	1	DERECHO	0.8415	No
TIPICO	3-7 y A-B	2	IZQUIERDO	0.9569	No
TIPICO	3-7 y A-B	2	DERECHO	1.095	No
TIPICO	3-7 y A-B	3	IZQUIERDO	0.88	No
TIPICO	3-7 y A-B	3	DERECHO	1.1	No
TIPICO	3-7 y A-B	4	IZQUIERDO	1.08	No
TIPICO	3-7 y A-B	4	DERECHO	0.71	No

Nota: Elaboración Propia

Finalmente, el refuerzo colocado en la vigueta es el siguiente:

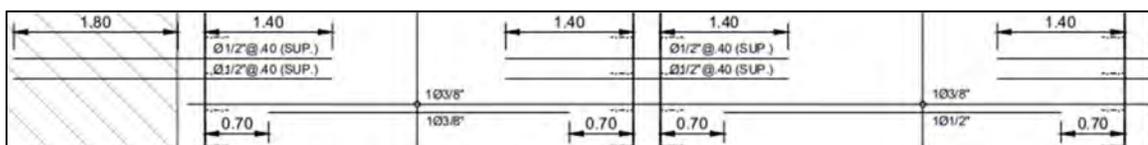


Figura 71. Refuerzo colocado en la vigueta en estudio entre los ejes 7 a 5.

Elaboración propia.

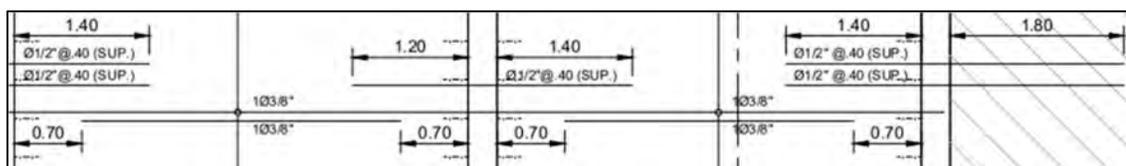


Figura 72. Refuerzo colocado en la vigueta en estudio entre los ejes 5 a 3.

Elaboración propia.

5.5.2. Vigas

Las vigas con solicitaciones más críticas son las del nivel de inspección superior e inferior dado que el diseño se realizó con $R=1$. Por esta razón, se presentará el diseño de la viga V-001 (0.40x1.20):

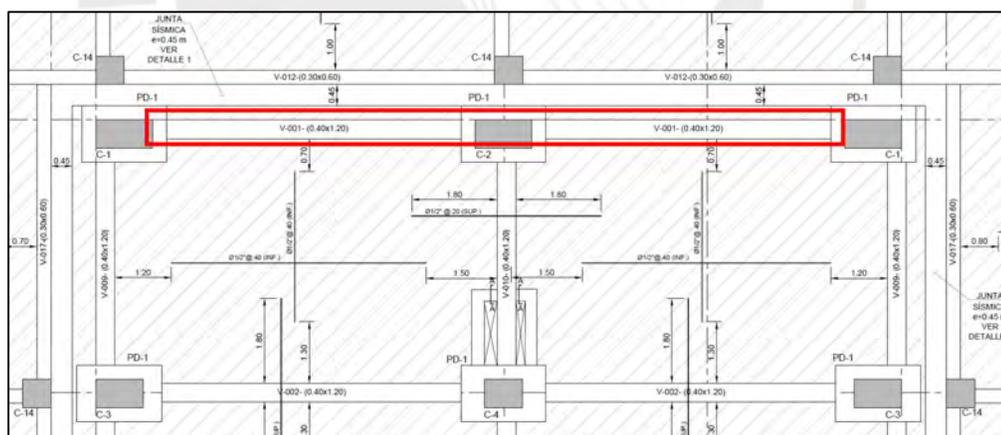


Figura 73. Viga por analizar.

Elaboración propia.

Para el diseño por flexión, se emplearon las ecuaciones (5.1), (5.2), (5.9) y (5.10). Además, se calculó el acero mínimo y máximo con las ecuaciones (5.5) y (5.7) respectivamente.

Adicionalmente, se cumplirán las siguientes disposiciones del artículo 21.5.2 de la NTE 0.60, ya que este indica los siguientes requisitos para el sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos:

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos. Además, se respetarán las longitudes de anclaje con gancho estándar o recta para las barras superiores e inferiores según el diámetro de barra que se utilice.

A continuación, se presentan las solicitaciones últimas de la viga V-001:

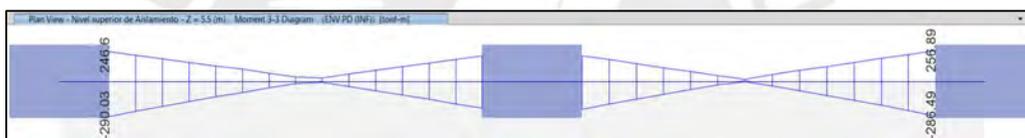


Figura 74. Envolvente de resistencia de viga V-001.

Elaboración propia.

VIGA V-001															
b	40	cm	f'c	350	kg/cm ²										
h	120	cm	Asb	54.00	cm ²										
r	12	cm	Asmax	114.75	cm ²										
d	108	cm	Asmin	13.47	cm ²										
Diseño por flexión															
As-corrído	6	Φ1 3/8	→	60.36	cm ²										
As+corrído	6	Φ1 3/8	→	60.36	cm ²										
TRAMO	Mu (ton.m)	a (cm)	As req (cm ²)	As bastón (cm ²)	Refuerzo					As col (cm ²)	ΦMn (tn.m)	ΦMn/ Mu	¿Mni+ > Mni-/2?	¿Mnd+ > Mnd-/2?	¿Mn-, Mn+ > Mn máx nudos/4?
1-Mizq-Sup.	290.03	28.96	82.04	21.68	2	Φ1 3/8	+	1	Φ1	85.58	300.52	1.04	Si		Si
1-Mder-Sup.	221.20	21.21	60.08	-0.28		Φ1 3/8	+	1	Φ1	65.46	238.65	1.08		Si	Si
1-Mizq-Inf.	246.60	23.98	67.95	7.59	1	Φ1	+	1	Φ1 3/8	75.52	270.26	1.10			Si
1-Mder-Inf.	213.21	20.35	57.66	-2.7		Φ1 3/8	+		Φ1 3/8	60.36	222.11	1.04			Si
2-Mizq-Sup.	228.97	22.05	62.46	2.1		Φ1 3/8	+	1	Φ1	65.46	238.65	1.04	Si		Si
2-Mder-Sup.	286.49	28.54	80.86	20.5	2	Φ1 3/8	+		Φ1	80.48	285.35	1.00		Si	Si
2-Mizq-Inf.	214.34	20.47	58.00	-2.36		Φ1 3/8	+		Φ1 3/8	60.36	222.11	1.04			Si
2-Mder-Inf.	256.89	25.13	71.21	10.85	1	Φ1	+	1	Φ1 3/8	75.52	270.26	1.05			Si

Figura 75. Diseño por flexión de la viga V-001.

Elaboración propia.

Concluido el refuerzo por flexión, se realizará el diseño por corte. Si el concreto no puede soportar la fuerza cortante aplicada es necesario colocar refuerzo en el alma, por lo tanto, se determinará el refuerzo por corte necesario para resistir dicha fuerza.

Si $V_u > \phi V_c$ el refuerzo por corte deberá resistir: $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$

El aporte del concreto está determinado por la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (5.12)$$

Y el aporte del refuerzo perpendicular al eje de la viga se especifica en el artículo 11.5.7.2 de la Norma E.060:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (5.13)$$

Asimismo, la Norma E .060 en el artículo 11.5.7.9. indica que el valor de V_s no debe ser mayor a $2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ en ningún caso.

Por otro lado, el espaciamiento viene dado por la fórmula:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (5.14)$$

- El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado. (NTE E.060 Artículo 11.5.5.1)
- Donde V_s sobrepase $1.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, las separaciones máximas dadas en 11.5.5.1 se deben reducir a la mitad. (NTE E.060 Artículo 11.5.5.3)

$$\text{Si } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} (b_w d), \text{ entonces } S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 0.60m \text{ (11.5.5.1)}$$

$$\text{Si } V_s \geq 1.1 \sqrt{f'_c} (b_w d), \text{ entonces } S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 0.30m \text{ (11.5.5.3)}$$

Para el caso donde las donde $0.5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$, se requerirá un refuerzo mínimo por corte el cual está indicado en el artículo 11.5.6.2. Se toma el menor de los espaciamientos de las siguientes expresiones:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{Av * fy}{0.2 * f'c * bw} \quad (5.15)$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{Av * fy}{3.5 * bw} \quad (5.16)$$

Si $0.5 \phi V_c > V_u$ entonces se requieren estribos mínimos de montaje, los cuales, pueden estar espaciados cada 0.30 m.

Para la viga V-001, se presentan las solicitaciones últimas por corte:

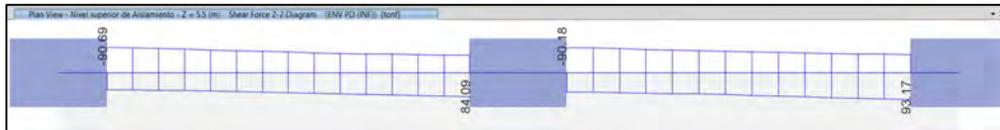


Figura 76. Envolvente de fuerza cortante de viga V-001.

Elaboración propia.

Para la viga V-001, se presentan las solicitaciones por corte para el tramo más crítico a “d” de la cara del dado:

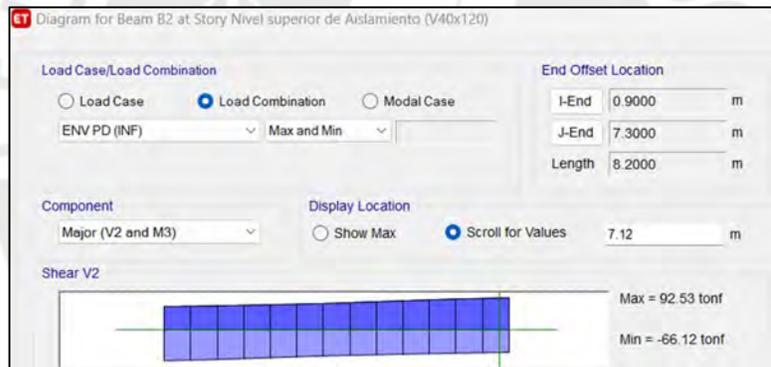


Figura 77. Fuerza cortante a “d” de la cara.

Elaboración propia.

A continuación, se presenta el diseño por corte de los tramos de la viga en análisis:

Diseño por cortante

ΦV_c (ton)	36.41
A_v (cm ²)	2.58
db menor longitudinal(cm)	2.54
de estribo(cm)	1.29

$V_{s_{LIM1}}$ (ton)	169.7
$V_{s_{LIM2}}$ (ton)	88.9

$$V_{s_{LIM1}} = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{s_{LIM2}} = 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\text{Si } V_s < V_{s_{LIM2}} \quad S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_s > V_{s_{LIM2}} \quad S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Tramo	V_u a “d” de la cara (ton)	Requiere Estribos?	S COLOCADO (cm)	V_s COLOCADO (ton)	ΦV_s COL (ton)	ΦV_n (ton)	$\dot{\iota} V_s < V_{s_{LIM1}}?$	$\dot{\iota} V_s < V_{s_{LIM2}}?$	S max (cm)	S montaje (cm)
1	90.69	SI	15	78.02	66.32	102.73	SI	SI	54	40.64
2	92.53	SI	15	78.02	66.32	102.73	SI	SI	54	40.64

Figura 78. Diseño por corte de la viga V-001.

Elaboración propia.

Para la fuerza última con estribos de 1/2" espaciados cada 15 cm, se brindaría la resistencia adecuada. Sin embargo, conocido el refuerzo por flexión colocado se realizará el diseño por capacidad.

Según el artículo 21.5.3 de la NTE 0.60, se indica que la fuerza cortante de diseño "Vu" de las vigas y columnas para el sistema de pórticos que resistan efectos sísmicos, debe determinarse a partir a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión ($M_{pr}=1.25 M_n$) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. Asimismo, se verificó que el espaciamiento de los estribos en ambos extremos del elemento en longitudes iguales a dos veces el peralte de la viga no debe exceder de lo estipulado en el artículo 21.5.3.2. Además, según el artículo 21.5.3.4, a lo largo de la longitud estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. A continuación, se presenta el diseño por capacidad de la viga en estudio:

Diseño por capacidad

Tramo 1

d=	1.08	m
h=	1.20	m
Wm	3.81	ton/m
Wv	0.57	ton/m
Wu	5.48	ton/m
Ln	6.24	m
Vu isostático	17.08	
Mpr izq Sup	417.38	ton.m
Mpr der Inf	308.49	ton.m

Caso 1

Vu izq	133.41	ton
Vu der	99.24	ton
Vu a "d"	127.49	ton

Vu por capacidad a "d" de la cara, considera al menor de los casos:

Vu capacidad	124.44	ton
---------------------	--------	-----

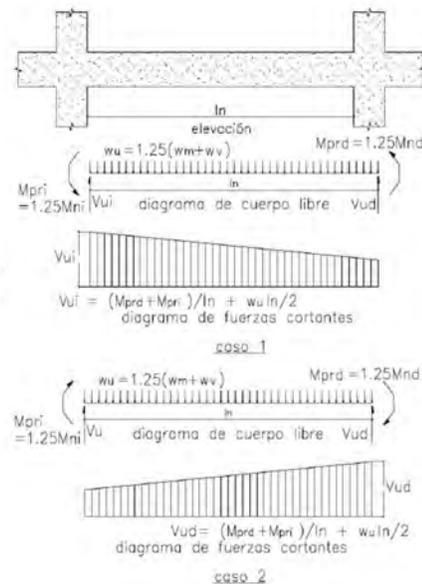
Vu a 2h de la cara

Vu1	120.27	ton	(*Caso 1)
Vu2	117.21	ton	(*Caso 2)
Vu elegido	117.21	ton	

Mpr izq Inf	375.36	ton.m
Mpr der Sup	331.46	ton.m

Caso 2

Vu der	130.35	ton
Vu izq	96.19	ton
Vu a "d"	124.44	ton



Tramo 2

d=	1.08	m
h=	1.20	m
Wm	3.81	ton/m
Wv	0.57	ton/m
Wu	5.48	ton/m
Ln	6.04	m
Vu isostático	16.53	
Mpr izq Sup	331.46	ton.m
Mpr der Inf	375.36	ton.m

Mpr izq Inf	308.49	ton.m
Mpr der Sup	396.31	ton.m

Caso 1

Vu izq	133.56	ton
Vu der	100.49	ton
Vu a "d"	127.64	ton

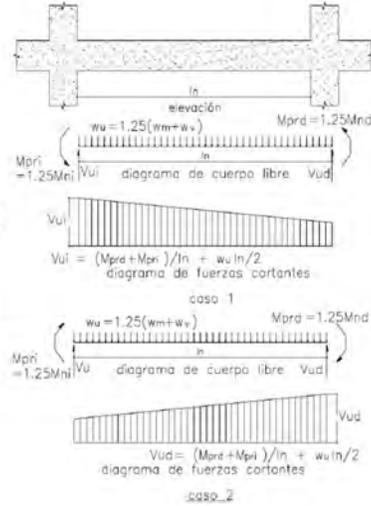
Vu der	133.22	ton
Vu izq	100.15	ton
Vu a "d"	127.31	ton

Vu por capacidad a "d" de la cara, considera al menor de los casos:

Vu capacidad	127.31	ton
--------------	--------	-----

Vu a 2h de la cara

Vu1	120.42	ton	(*Caso 1)
Vu2	120.08	ton	(*Caso 2)
Vu elegido	120.08	ton	



Estribos Mínimos (Art 21.5.3.2 y 21.5.3.4 de la NTE 0.60)

- Estribos de diámetro mínimo 1/2" (según dbi)
- S1: Primer estribo a 50 mm de la cara
- S2: Hasta una longitud 2h: No más de d/4; 8db; 24 db, 300mm.
- S3: En el resto: No más de d/2

Φ_{min}	1/2	
S1(m)	0.05	Primer estribo
S2(m)	0.20	Hasta 2h
S3(m)	0.54	En el resto

Φ_{Vc} (ton)	36.41
A_v (cm ²)	2.58

Resumen de diseño por capacidad

Tramo 1	Vu (ton)	Estribo?	s req (cm)	s col (cm)	Φ_{Vs} (ton)	Φ_{Vn} (ton)	Estribos
A d de la cara	124.44	SI	11.3	10	99.47	136	1 estribo de 1/2": 1@0.05,
A 2h de la cara	117.21	SI	12.3	10	99.47	136	Rto @0.10 c/ext.
Tramo 2	Vu (ton)	Estribo?	s req (cm)	s col (cm)	Φ_{Vs} (ton)	Φ_{Vn} (ton)	Estribos
A d de la cara	127.31	SI	10.9	10	99.47	136	1 estribo de 1/2": 1@0.05,
A 2h de la cara	120.08	SI	11.9	10	99.47	136	Rto @0.10 c/ext.

(*Se consideró el cortante de diseño más desfavorable entre: la envolvente de diseño, Vu amplificado por capacidad o la distribución según Art 21.5.3.2 y 21.5.3.4 de la NTE 0.60

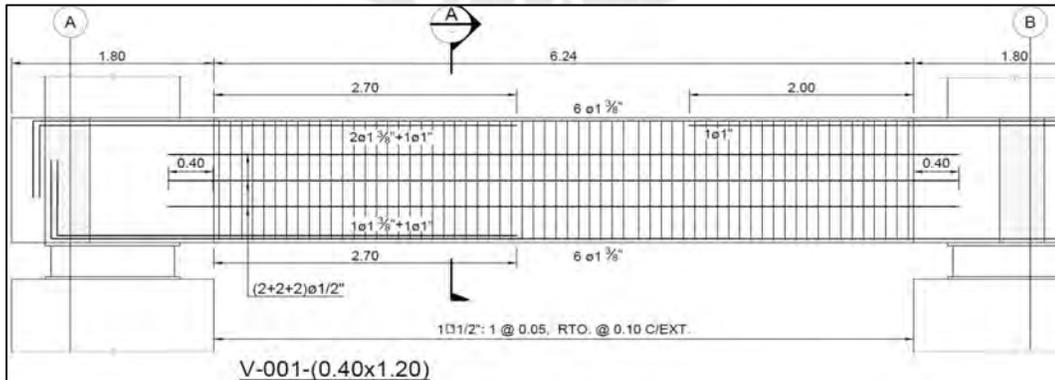


Figura 79. Elevación del primer tramo de la viga V-001.

Elaboración propia.

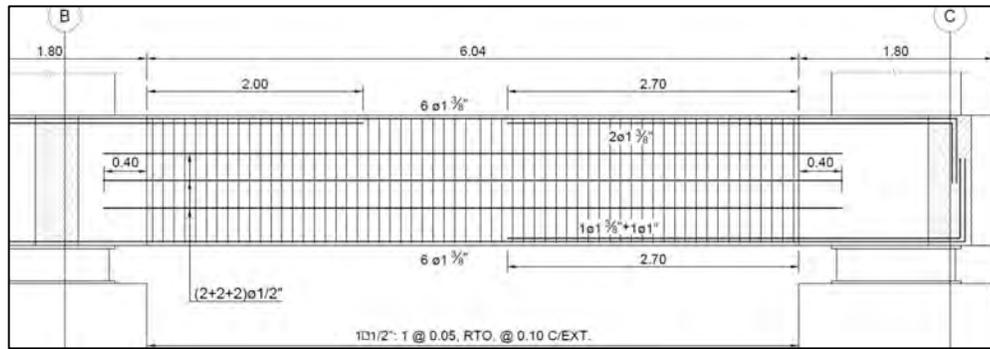


Figura 80. Elevación del segundo tramo de la viga V-001.

Elaboración propia.

5.5.3. Pedestales

En la edificación existe un pedestal inferior y un pedestal superior respecto a la interfaz de aislamiento sísmico. Estos elementos reciben a las columnas; por esta razón, presentan una mayor dimensión a estas con el fin de evitar el congestionamiento en los bordes, asimismo, permiten el acople de los aisladores a la estructura.

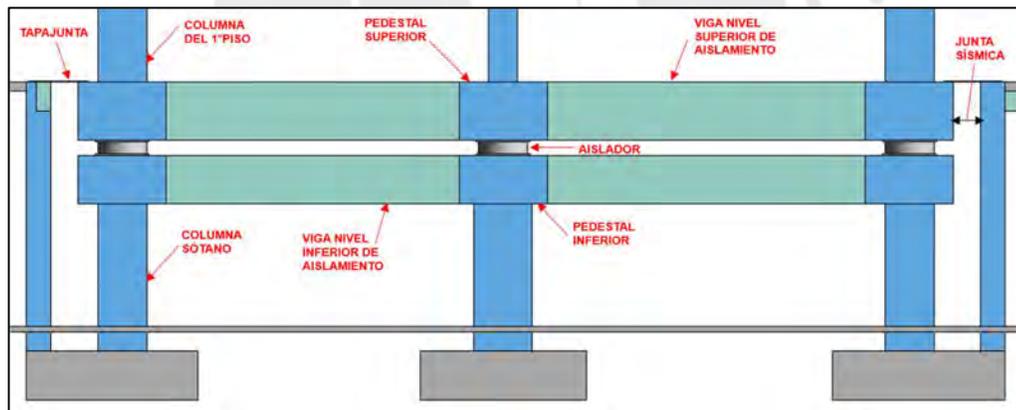


Figura 81. Elevación típica de la interfaz de aislamiento.

Elaboración propia.

Cabe añadir que, en la edificación solo existen dos tipos de pedestales, en esta sección se presentará el diseño del pedestal inferior con sección de 1.80 x 1.20, y con un peralte de 1.00 m. Este elemento presenta solicitaciones de carga axial, momento flector y fuerza cortante, con el fin de determinar las consideraciones para el diseño el artículo 21.5.1.1 de la norma E0.60 indica que la fuerza de compresión axial P_u no debe excede el valor de $0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$, para proceder con el diseño como viga, caso contrario, se debe realizar el

diseño como una columna. Asimismo, es necesario indicar que se consideró las solicitaciones últimas con el sismo con un factor de $R=1$.

A continuación, se presenta el pedestal inferior a diseñar ubicado en la intersección de ejes 2 y B, dado que presenta la mayor carga axial, porque en el nivel superior recibe a la columna con mayor área tributaria.

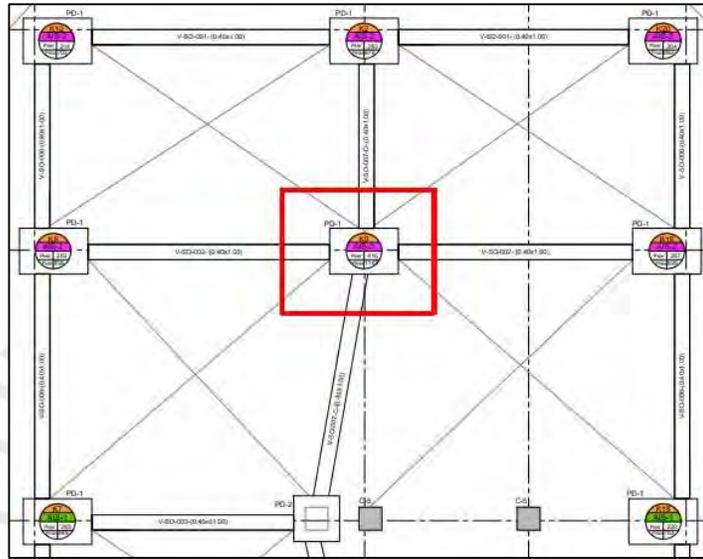


Figura 82. Planta del nivel inferior de aislamiento, pedestal PD-1 a diseñar.

Elaboración propia

A continuación, se presentan la carga axial última y el valor límite para este pedestal:

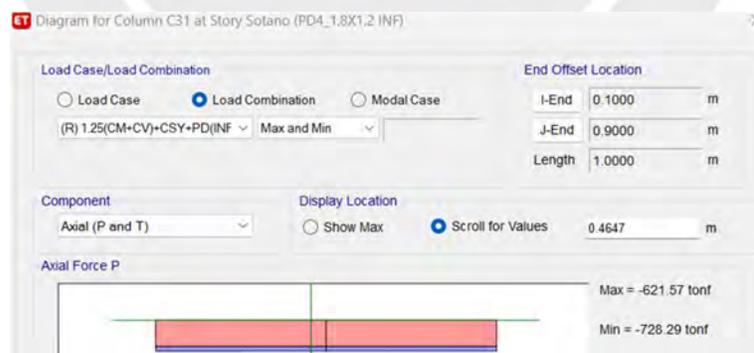


Figura 83. Cargas última axial máxima en el pedestal inferior.

Elaboración propia.

$$Pu \text{ límite} = 0.1 * f'c * Ag = 0.1 * 350 * 180 * 120 = 756 \text{ ton}$$

Dado que la carga axial última presenta un valor de 728.3 ton, el cual es menor al valor límite estipulado por la norma, se realizará el diseño del pedestal como viga. De esta

forma, se calculará el acero requerido por resistencia en cada dirección para las sollicitaciones de momento flector:

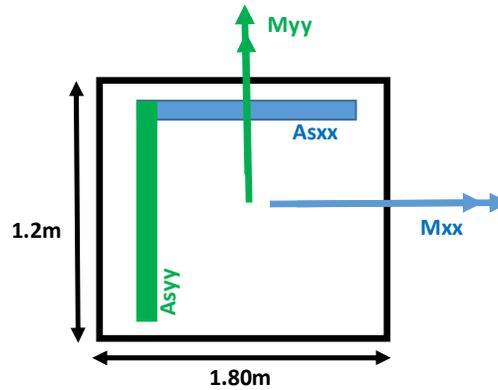


Figura 84. Esquema de acero requerido para cada dirección (Asxx, Asyy) por flexión.

Elaboración propia.

A continuación, se presenta el diseño por resistencia para cada dirección de análisis:

Tabla 69.

Diseño por flexión del pedestal inferior.

Diseño por flexión -Mxx			Diseño por flexión -Myy		
f'c=	350	kg/cm2	f'c=	350	kg/cm2
Mu _{xx} =	123.67	ton.m	Mu _{yy} =	126.6	ton.m
b=	180	cm	b=	120	cm
h=	120	cm	h=	180	cm
d=	114	cm	d=	172	cm
a=	2	cm	a=	2	cm
As _{xx req} =	28.99	cm ²	As _{yy req} =	19.6	cm ²
As colocado=	9 de 1"		As colocado=	6 de 1"	
As colocado=	45.9	cm ²	As colocado=	30.6	cm ²
Espaciados=	21.26	cm	Espaciados=	22.02	cm

Nota: Elaboración propia.

Por otra parte, se calculó el aporte del concreto con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \quad (5.17)$$

Y se verificó la necesidad de suministrar acero por corte:

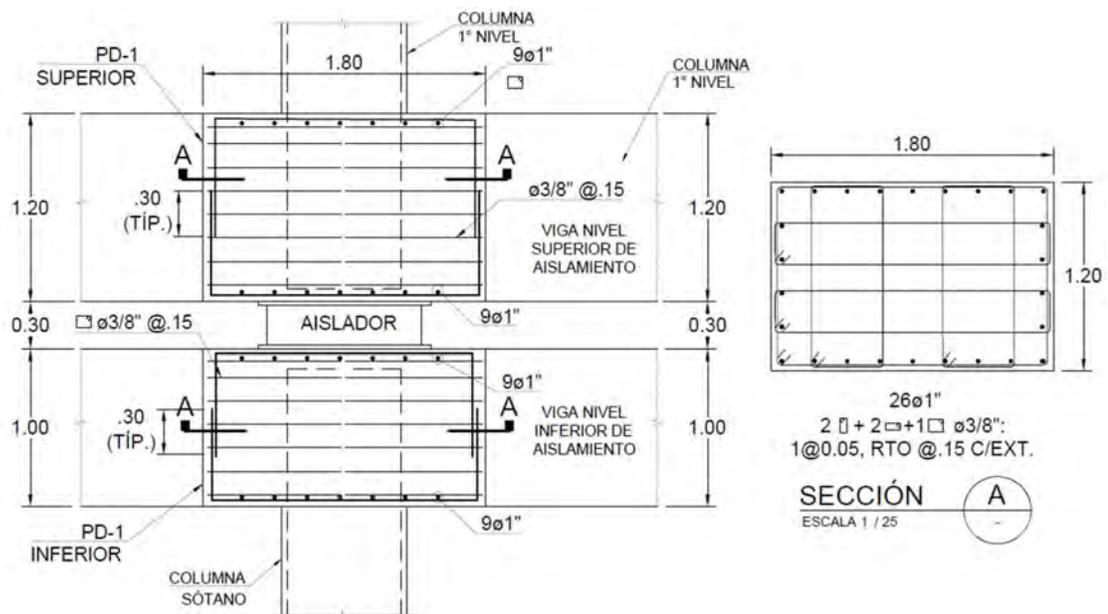
Tabla 70.

Diseño por corte del pedestal inferior.

$\phi V_c x$ =	175.98	ton
Vu ₂₂ =	111.68	ton
$\phi V_c y$ =	172.94	ton
Vu ₃₃ =	83.54	ton

Nota: Elaboración propia.

De la tabla anterior, se observa que el concreto soporta todo el cortante, por esta razón, se suministrará estribos mínimos de confinamiento de 3/8" cada 0.15 m. Asimismo, se consideró más de un estribo con el fin de cumplir con el artículo 21.5.3.3 de la norma E.060 en el cual se indica que, en las zonas de confinamiento, la distancia horizontal entre ramas verticales del refuerzo transversal no debe exceder de 300 mm. A continuación, se presenta el diseño final del pedestal PD-1.



ELEVACIÓN PEDESTAL PD-1

Figura 85. Diseño final del pedestal inferior.

Elaboración propia.

5.5.4. Columnas

Se realizó el diseño por flexo compresión, biaxial, cortante y por capacidad. En el caso de flexocompresión, es necesario resaltar que se analizó en cada nivel las solicitaciones en la parte superior e inferior (resultando dos secciones de análisis por cada entrepiso), tanto las combinaciones resultantes por las solicitaciones por sismo en la dirección en X-X y Y-Y se verificaron en el diagrama de interacción ΦP_n vs ΦM_{n22} como en el diagrama de interacción ΦP_n vs ΦM_{n33} . Se presentará el diseño de la columna C-4, elemento vertical que presenta mayor área tributaria. Su ubicación es la siguiente:

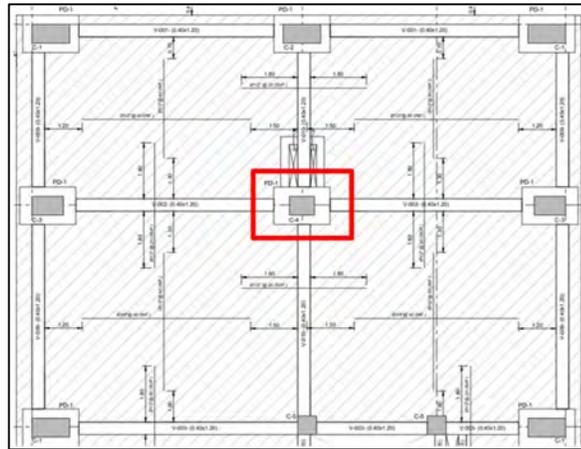


Figura 86. Ubicación de columna C-4

Elaboración propia.

Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, se deberá armar un diagrama de interacción, lugar geométrico de las combinaciones de P y M que agotan la capacidad de la sección, mediante un proceso iterativo donde se varía la ubicación del eje neutro “ c ” (Ottazzi, G., 2004). El objetivo de este diseño es obtener los valores de las combinaciones de carga dentro del diagrama de interacción afectado por ϕ .

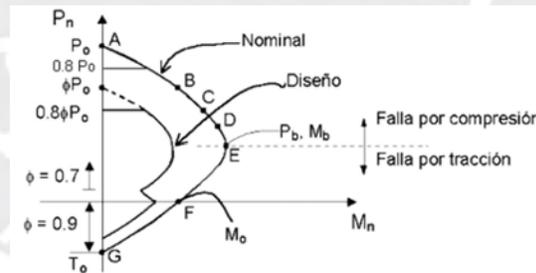


Figura 87. Diagrama de interacción de columna.

Tomado de Ottazzi G., 2004.

Es importante mencionar que la norma E.060, establece una cuantía mínima de 1% y una cuantía máxima de 6% del área bruta de la sección transversal. El diagrama de interacción posee ciertos puntos importantes como el punto A, representa la falla en compresión pura; el punto B, límite a partir el cual la sección se agrieta; el punto C, representa la deformación nula en el refuerzo en tracción más alejado; el punto D,

corresponde a un esfuerzo en el refuerzo en tracción más alejado del borde en compresión equivalente al 50% de la fluencia; el punto E, corresponde a la falla balanceada; el punto F, corresponde a la falla de flexión pura; y el punto G corresponde la falla en tracción pura (Ottazzi, G., 2004). Se presenta la verificación por flexocompresión realizada a la columna C-4 en el primer nivel de la edificación.

Tabla 71.

Combinaciones de cargas con sismo X-X de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.

		Pu (ton)	Mu22 (ton.m)	Mu33 (ton.m)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	-584.67	23.86	-0.14
	1.25(CM+CV)+SX	-499.26	34.72	72.00
	1.25(CM+CV)-SX	-510.34	6.40	-72.28
	0.9CM+ SX	-300.05	26.48	72.00
	0.9CM-SX	-311.13	-1.84	-72.28
	1.25(CM+CV)+SX+PDY	-499.00	34.64	77.49
	1.25(CM+CV)-SX+PDY	-510.08	6.32	-66.79
	1.25(CM+CV)+SX-PDY	-499.52	34.80	66.51
	1.25(CM+CV)-SX-PDY	-510.60	6.48	-77.77
	0.9CM+ SX +PDY	-299.79	26.40	77.49
	0.9CM-SX+PDY	-310.87	-1.92	-66.79
	0.9CM+ SX-PDY	-300.31	26.56	66.51
	0.9CM-SX-PDY	-311.39	-1.76	-77.77

Nota: Elaboración propia.

Tabla 72.

Combinaciones de cargas con sismo Y-Y de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.

		Pu (ton)	Mu22 (ton.m)	Mu33 (ton.m)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	-584.67	23.86	-0.14
	1.25(CM+CV)+SY	-497.88	67.01	22.12
	1.25(CM+CV)-SY	-511.72	-25.89	-22.40
	0.9CM+ SY	-298.67	58.77	22.12
	0.9CM-SY	-312.51	-34.13	-22.40
	1.25(CM+CV)+SY+PDX	-490.78	79.46	22.08
	1.25(CM+CV)-SY+PDX	-504.62	-13.44	-22.44
	1.25(CM+CV)+SY-PDX	-504.98	54.56	22.16
	1.25(CM+CV)-SY-PDX	-518.82	-38.34	-22.36
	0.9CM+SY+PDX	-291.57	71.22	22.08
	0.9CM-SY+PDX	-305.41	-21.68	-22.44
	0.9CM+SY-PDX	-305.77	46.32	22.16
	0.9CM-SY-PDX	-319.61	-46.58	-22.36

Nota: Elaboración propia.

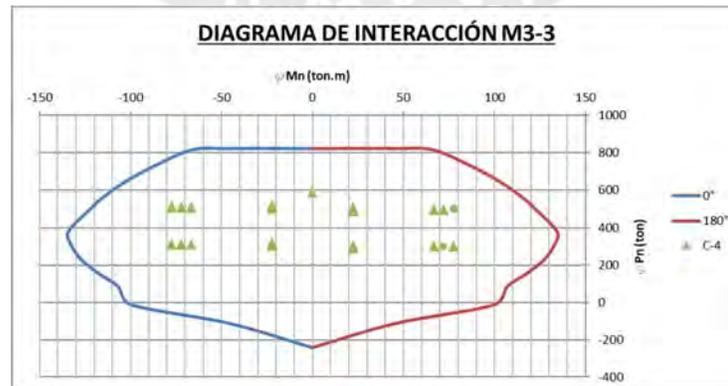


Figura 88. Diagrama de Interacción M3-3 con combinaciones de carga de sismo X-X y Y-Y

Elaboración propia.

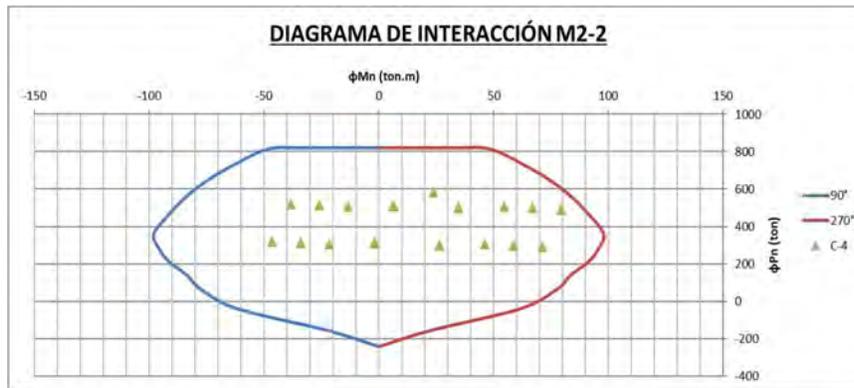


Figura 89. Diagrama de Interacción M2-2 con combinaciones de carga de sismo X-X y Y-Y

Elaboración propia.

Diseño por flexión biaxial

Para el diseño de flexión biaxial, se requiere haber realizado el diseño por flexocompresión; es decir se necesita poseer el arreglo y área de las armaduras de la columna. Una vez esto realizado, se puede formar la superficie de interacción, la cual representa el lugar geométrico de todas las combinaciones de carga axial (P_n) y momentos flectores (M_{nx} , M_{ny}) que juntos agotan la capacidad de la sección (Ottazzi, G., 2004). Es importante resaltar que los planos P_n - M_{nx} y P_n - M_{ny} corresponden a la flexión uniaxial (Ottazzi, G., 2004). Asimismo, se debe desarrollar el concepto de contorno de carga constante, denominación empleada para el lugar geométrico de todas las posibles combinaciones de M_{nx} y M_{ny} que simultáneamente a una carga axial constante agotan la capacidad de la sección (Ottazzi, G., 2004).

Con la ayuda de un programa de cómputo, es posible obtener la superficie de interacción de las secciones. En esta tesis, se ha optado por la opción de obtener la superficie de interacción de las secciones mediante el empleo del programa ETABS y obtener el contorno de carga constante con una hoja de cálculo desarrollada por los autores de esta tesis.

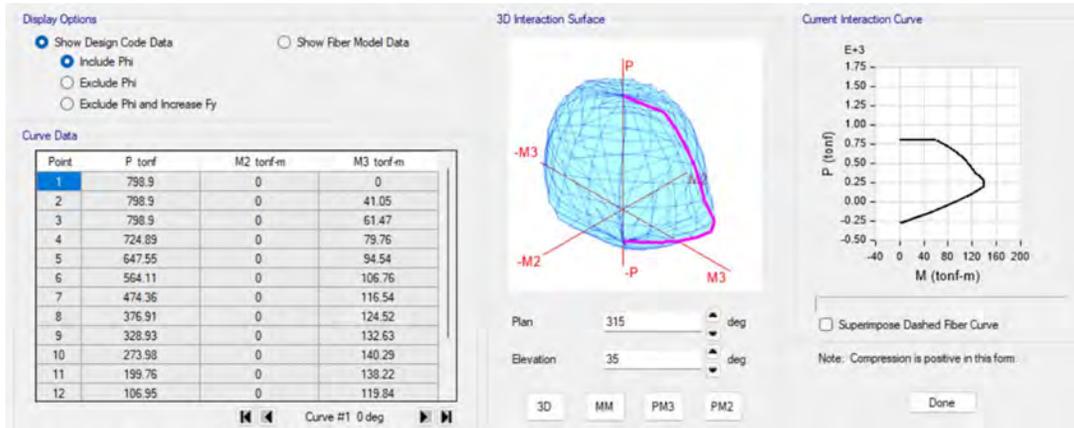


Figura 90. Superficie de interacción de columna C-4

Elaboración propia.

Por otro lado, la norma E.060 en el artículo 10.18 establece que se puede emplear el método de Bresler para verificar la resistencia en flexión biaxial en secciones rectangulares o cuadradas mediante las siguientes fórmulas:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad (5.18)$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.00 \quad (5.19)$$

Se presenta el contorno de carga constante más crítico, este se obtiene con la combinación 1.25(CM+CV) + SISMO XX – PDY. Se puede observar que la carga se encuentra dentro del lugar geométrico; por tanto, es un diseño adecuado.

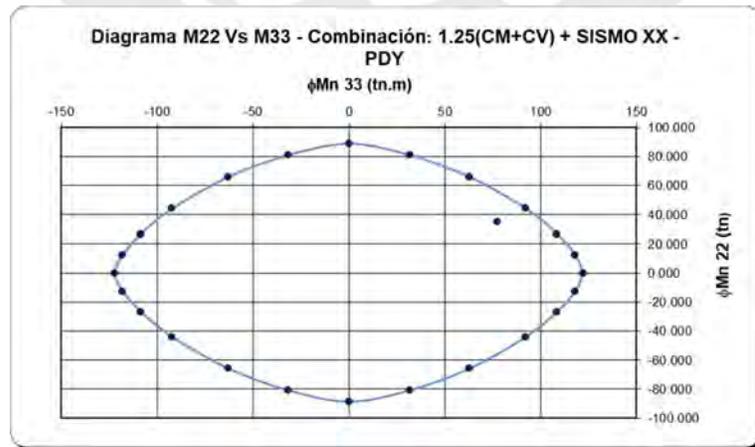


Figura 91. Diagrama M22 VS M33 – Combinación: 1.25(CM+CV) + SISMO XX - PDY

Elaboración propia.

Efectos de esbeltez

Es importante mencionar que las fuerzas axiales generan deformaciones transversales en la sección; por tanto, se debe evaluar si se generan momentos por estas deformaciones, efectos de segundo orden. La norma E.060 establece que los efectos de esbeltez en columnas dependen del desplazamiento de entrepiso; es decir, si las columnas presentan desplazamiento lateral (no arriostradas) o sin desplazamiento lateral (arriostradas). Se establece el índice de estabilidad de entrepiso “Q” en el artículo 10.11.4.2. Si este índice es menor o igual a 0.06, se puede suponer que se posee una columna arriostrada (sin desplazamiento lateral).

$$Q = \frac{(\sum Pu) \Delta_o}{V_{us} h_e} \quad (5. 20)$$

Donde “ $\sum Pu$ ” es la suma de las cargas amplificadas, muertas y vivas, y acumuladas desde el extremo superior del piso hasta el entrepiso considerado, “ Δ_o ” es la deformación relativa de entrepiso, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculadas de acuerdo con un análisis de primer orden, “ V_{us} ” es la fuerza cortante amplificada de entrepiso, debido a cargas laterales y “ h_e ” es la altura del entrepiso medida de piso a piso.

Momentos magnificados en estructuras sin desplazamiento lateral:

Según el artículo 10.12.2 de la norma E.060, se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se satisface la siguiente ecuación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (5. 21)$$

Donde “ k ” es el factor de longitud efectiva, “ l_u ” es la longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión, “ r ” es el radio de giro de la sección transversal, “ M_1 ” es el momento flector menor de diseño en el extremo de la columna y “ M_2 ” es el momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna. La ecuación presentada no debe ser mayor que 40. Asimismo, el término “ M_1/M_2 ” es positivo si el elemento se flexiona en

curvatura simple y negativo si el elemento se flexiona en curvatura doble. Según el artículo 10.12.1, el factor de longitud efectiva “*k*” debe tomarse igual a 1.00 a menos que se demuestre por análisis que se justifica utilizar un valor más bajo.

Momentos magnificados en estructuras con desplazamiento lateral:

Según el artículo 10.13.2 de la norma E.060, se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión si se satisface la siguiente ecuación:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \tag{5. 22}$$

Según el artículo 10.13.1, el factor de longitud efectiva “*k*” debe determinarse usando los valores de “*E_c*” e “*I*” dados en los artículos 10.11.1 y no debe ser menor que 1.00.

Ejemplo de diseño:

Se ha determinado que el índice de estabilidad de entrepiso “*Q*” es menor a 0.06 en todas las combinaciones de carga; por tanto, se puede suponer que se posee una columna arriostrada (sin desplazamiento lateral). Asimismo, se ha determinado que no es necesaria la magnificación de momentos. Se presentan las combinaciones que producen factores más críticos.

Tabla 73.

Obtención de índice de estabilidad de entrepiso “Q” para combinación de carga: 1.25(CM+CV) +CSX+PDY.

Combinación N°10		(R) 1.25(CM+CV)+CSX+PD(SUP)						
NIVEL	P	he	X-X	V _x (tonf)	Q	Y-Y	V _y (tonf)	Q
	tonf	m	ΔX-X			ΔY-Y		
Nivel 7	770.96	3.1	0.0026	77.89	0.008	0.0007	23.93	0.007
Nivel 6	1908.98	3.1	0.0035	178.34	0.012	0.0011	55.2	0.012
Nivel 5	3047	3.1	0.0046	268.28	0.017	0.0015	83.27	0.017
Nivel 4	4185	3.1	0.0057	348.21	0.022	0.0019	108.07	0.023
Nivel 3	5318.89	3.1	0.0067	420.36	0.027	0.0022	130.25	0.028
Nivel 2	6453.16	3.1	0.0071	488.24	0.030	0.0023	151.02	0.031
Nivel 1	7587.33	3.1	0.0066	556.01	0.029	0.0017	171.76	0.024

Nota: Elaboración propia.

Tabla 74.

Análisis de esbeltez de la columna C-4 en dirección X-X.

Parámetro	Und	X-X
Ag	m2	0.48
0.7Ig	m4	0.01792
r	m	0.19
lu	m	2.35
k	-	1
klu/r	-	12.16

Nota: Elaboración propia.

Tabla 75.

Análisis de esbeltez de la columna C-4 en dirección Y-Y.

Parámetro	Und	Y-Y
Ag	m2	0.48
0.7Ig	m4	0.01008
r	m	0.14
lu	m	2.35
k	-	1
klu/r	-	16.22

Nota: Elaboración propia.

Tabla 76.

Verificación de límite establecido en el artículo 10.12.2 para un análisis en X-X e Y-Y.

Nivel	Columna	Caso	Tipo	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X
				M1/M2(M2) tonf-m	M1/M2(M3) tonf-m	LIMITE	LIMITE	klu/r ≤ Límite	klu/r ≤ Límite
Nivel 1	C-4	(R)1.25(CM+CV) +CSX+PD(SUP)	Max	0.19	0.01	36.32	33.91	SI	SI
Nivel 1	C-4	(R)1.25(CM+CV) +CSX+PD(SUP)	Min	0.54	0.35	40.00	29.75	SI	SI

Nota: Elaboración propia.

Diseño por cortante

Para realizar el diseño por cortante en elementos sometidos a fuerzas de compresión axial (Nu), la norma E.060 establece que se debe estimar la resistencia a cortante del concreto mediante el uso de la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f'c} x \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) x bw x d \quad (5.23)$$

Según Ottazzi G. (2004), el ACI propone la siguiente ecuación para estimar el aporte del concreto a la resistencia a cortante de la sección cuando el elemento se encuentra sometido a tracción axial.

$$V_c = 0.53 x \sqrt{f'c} x \left(1 - \frac{Nu}{35 Ag} \right) x bw x d \quad (5.24)$$

Asimismo, la norma E.060 especifica que, si la tracción axial es significativa, se puede considerar el aporte del concreto a la resistencia a cortante como nulo y la fuerza cortante deberá ser resistida por el refuerzo transversal de acero (Ottazzi, G., 2004). Se presenta la comprobación por cortante con todas las combinaciones de carga. Es importante mencionar que se ha obtenido que solo se necesita la resistencia al cortante del concreto para que este elemento soporte los requerimientos por corte.

Tabla 77.

Verificación de diseño por cortante con combinaciones de cargas con sismo X-X de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.

	Piso 1	Pu(tn)	Vu2(tn)	Vu3(tn)	ϕVc 2(ton)	Vs 2(ton)	ϕVc 3(ton)	Vs 3(ton)
Sismo XX	1.4CM+1.7CV	-584.67	0.71	14.74	62.59	No requiere estribos por diseño	60.90	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SX	-499.26	36.13	19.78	58.34	No requiere estribos por diseño	56.76	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SX	-510.34	34.93	5.62	58.89	No requiere estribos por diseño	57.30	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+ SX	-300.05	35.85	14.67	48.41	No requiere estribos por diseño	47.11	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SX	-311.13	35.21	0.51	48.97	No requiere estribos por diseño	47.64	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SX+PDY	-499.00	42.96	19.72	58.32	No requiere estribos por diseño	56.75	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SX+PDY	-510.08	28.10	5.56	58.88	No requiere estribos por diseño	57.28	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SX-PDY	-499.52	29.30	19.84	58.35	No requiere estribos por diseño	56.77	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SX-PDY	-510.60	41.76	5.68	58.90	No requiere estribos por diseño	57.31	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+ SX +PDY	-299.79	42.68	14.61	48.40	No requiere estribos por diseño	47.09	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SX+PDY	-310.87	28.38	0.45	48.95	No requiere estribos por diseño	47.63	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+ SX-PDY	-300.31	29.02	14.73	48.43	No requiere estribos por diseño	47.12	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SX-PDY	-311.39	42.04	0.57	48.98	No requiere estribos por diseño	47.66	No requiere estribos por diseño

Nota: Elaboración propia.

Tabla 78.

Verificación de diseño por cortante con combinaciones de cargas con sismo Y-Y de columna C-4 en nivel +0.00 del primer piso.

	Piso 1	Pu(tn)	Vu2(tn)	Vu3(tn)	ϕVc 2(ton)	Vs 2(ton)	ϕVc 3(ton)	Vs 3(ton)
Sismo YY	1.4CM+1.7CV	-584.67	0.71	14.74	62.59	No requiere estribos por diseño	60.90	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SY	-497.88	11.56	35.83	58.27	No requiere estribos por diseño	56.69	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SY	-511.72	10.36	10.43	58.96	No requiere estribos por diseño	57.36	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+ SY	-298.67	11.28	30.72	48.35	No requiere estribos por diseño	47.04	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SY	-312.51	10.64	15.54	49.03	No requiere estribos por diseño	47.71	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SY+PDX	-490.78	11.52	40.31	57.91	No requiere estribos por diseño	56.35	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SY+PDX	-504.62	10.40	5.95	58.60	No requiere estribos por diseño	57.02	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)+SY-PDX	-504.98	11.60	31.35	58.62	No requiere estribos por diseño	57.04	No requiere estribos por diseño
	1.25(CM+CV)-SY-PDX	-518.82	10.32	14.91	59.31	No requiere estribos por diseño	57.71	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+SY+PDX	-291.57	11.24	35.20	47.99	No requiere estribos por diseño	46.69	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SY+PDX	-305.41	10.68	11.06	48.68	No requiere estribos por diseño	47.37	No requiere estribos por diseño
	0.9CM+SY-PDX	-305.77	11.32	26.24	48.70	No requiere estribos por diseño	47.38	No requiere estribos por diseño
	0.9CM-SY-PDX	-319.61	10.60	20.02	49.39	No requiere estribos por diseño	48.05	No requiere estribos por diseño

Nota: Elaboración propia.

Diseño por capacidad

El diseño por capacidad se debe realizar para evitar fallas por cortante, falla frágil, antes de que el elemento presente una falla por flexión, falla dúctil. Como la estructura del edificio es una estructura de pórticos de concreto armado, se deberá seguir los requisitos establecidos en el artículo 21.6.5 de la Norma E.060. Esta establece que la fuerza cortante

de diseño, V_u , se debe obtener al considerar las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Las fuerzas cortantes, V_u , se determinan al usar las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr}=1.25M_n$) en cada extremo de la columna con el respectivo rango de cargas axiales amplificadas, P_u .

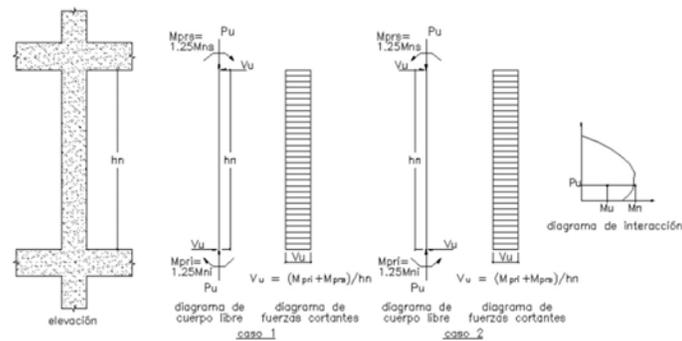


Figura 92. Fuerza cortante de diseño en columnas

Tomado de Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2009)

Se presenta el diseño por capacidad de la columna C-4 del primer nivel:

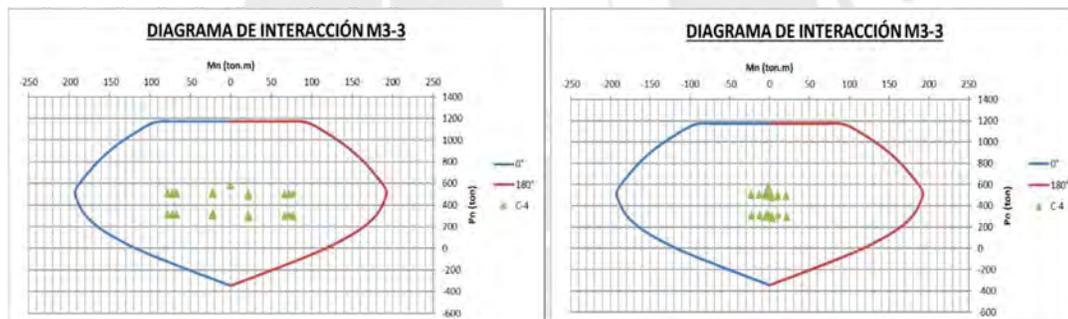


Figura 93. Diagrama de Interacción M_n Vs P_n - M3-3 con combinaciones de carga. (Izquierda $Z=0.00$ y Derecha $Z=2.30$)

Elaboración propia.

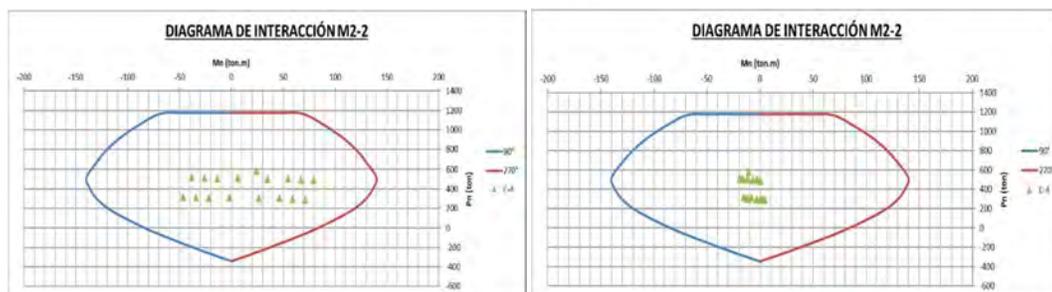


Figura 94. Diagrama de Interacción M_n Vs P_n - M2-2 con combinaciones de carga. (Izquierda $Z=0.00$ y Derecha $Z=2.30$)

Elaboración propia.

De la Figura 93, se puede ver que el máximo momento en la dirección Y-Y y carga axial en $z=0$ m, son $Mn = 167.7 \text{ ton. m}$ y $Pn = 299.78 \text{ ton}$ y en $z=2.30$ m son $Mn = 167.7 \text{ ton. m}$ y $Pn = 220.75 \text{ ton}$.

De la Figura 94, se puede ver que el máximo momento en la dirección X-X y carga axial en $z=0$ m, son $Mn = 119.24 \text{ ton. m}$ y $Pn = 200.07 \text{ ton}$ y en $z=2.30$ m son $Mn = 119.24 \text{ ton. m}$ y $Pn = 200.07 \text{ ton}$.

$$Vu_{X-X} = \frac{1.25(167.7 + 167.7)}{2.3} = 182.28 \text{ tn}$$

$$Vu_{Y-Y} = \frac{1.25(119.24 + 119.24)}{2.3} = 129.61 \text{ tn}$$

Se presenta el cálculo del espaciamiento para ambas direcciones en la columna:

Tabla 79.

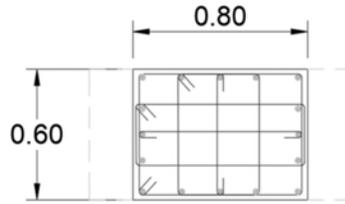
Cálculo del espaciamiento para ambas direcciones.

	Área de Estribos(cm ²)
s3(cm)	5.87
s2(cm)	5.87

Pu(tn)	Vu2(tn)	Vu3(tn)	Vc 2 (ton)	φVc 2(ton)	Vs 2(ton)	s 2(cm)	Vc 3 (ton)	φVc 3(ton)	Vs 3(ton)	s 3(cm)	S(cm)
-291.57		129.61					54.94	46.70	97.547	13.65	11.58
-299.78	182.28		56.94	48.40	157.505	11.58					

Nota: Elaboración propia.

El espaciamiento calculado es de 11.6 cm; sin embargo, se definió un espaciamiento de 10 cm. La zona de confinamiento se calcula con la mayor dimensión entre los valores de 0.50 m, la mayor dimensión (0.80 m.) y $L_n/6$ (0.392 m). Por ende, se escogió 0.80 m. El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no será mayor que la tercera parte de la dimensión menor del elemento (0.20 m), 6 db (0.152 m) y 0.10 m. Por lo que se escogió 10 cm. Asimismo, se establece que el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá ser mayor que 10 db (0.25 m) o 0.25 m. Por lo tanto, se escogió 0.25 m. La distribución final de los estribos de $1\phi 1/2''+1\phi 1/2''+1\phi 1/2''+1[\phi 3/8''+1[\phi 3/8''$: $1@0.05, 8@0.10, rto@0.25$ C/Extremo. Se presenta la sección de la columna C-4:



16ø1"

1 □ ø1/2" + 1 □ ø1/2" + 1 □ ø1/2" + 1 □ ø3/8" + 1 □ ø3/8":
1@0.05, 8@0.10, RTO @.25 C/EXT.

Figura 95. Sección de columna C-4

Elaboración propia.

Diseño de nudos

Las resistencias a flexión de las columnas en las caras de los nudos deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv} \quad (5.25)$$

$\sum M_{nc}$ es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas en la cara del nudo, la resistencia a la flexión de la columna debe calcular con la fuerza axial amplificada. $\sum M_{nv}$ es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo. Se presenta la verificación de las sumas de momentos nominales, es importante mencionar que se empleó el M_n de la columna cuando se presenta en flexión pura para obtener resultados más conservadores.

Tabla 80.

Cálculo de resistencia mínima a flexión en el nudo - Análisis en X-X (V102 y C-4) y Y-Y (V110 y C-4)

En X-X	Vigas (tn.m)	Columnas (tn.m)	En Y-Y	Vigas (tn.m)	Columnas (tn.m)
Mn Izq (+)	40.8	102.5	Mn Izq (+)	40.8	120
Mn Der (-)	71.02	102.5	Mn Der (-)	31.17	120
Suma	111.82	205.00	Suma	71.97	240.00
Suma Mn Columnas/ Mn Vigas		1.83	Suma Mn Columnas/ Mn Vigas		3.33

Nota: Elaboración propia. En la verificación de resistencia de flexión en nudos, se puede observar que cumple en las dos direcciones (X-X y Y-Y)

Asimismo, se verificará la resistencia al cortante de los nudos V_n . Para realizar esto, se procederá a utilizar las fórmulas propuestas en el artículo 21.7.4.1 de la E.060. Es importante mencionar que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara lateral del nudo está cubierta por el elemento que llega al nudo.

Para nudos confinados en las cuatro caras:	$5,3\sqrt{f'_c A_j}$
Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas :	$4,0\sqrt{f'_c A_j}$
Para otros casos:	$3,2\sqrt{f'_c A_j}$

Figura 96. Fórmulas de obtención del V_n según su confinamiento

Tomado de Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2009)

Se presentan las verificaciones de la resistencia al cortante en el nudo. En ambas direcciones, se puede observar que la resistencia ϕV_n es mayor que las solicitaciones. Se debe mencionar que se empleó la combinación de carga que generen un menor V_{col} .

Tabla 81.

Verificación al cortante en el nudo. Combinación de carga: $1.25(CM+CV) -SX +PDY$.

En X-X	
As (cm2)	15.3
A's (cm2)	28.34
Vcol(tn)	28.1
Vu(tn)	201.01
Aj(cm2)	4400
ΦV_n(tn)	235.6

Nota: Elaboración propia. Se observa que el ΦV_n es mayor al V_u de la combinación: $1.25(CM+CV) -SX+PDY$.

Tabla 82.

Verificación al cortante en el nudo. Combinación de carga: $1.25(CM+CV) -SY +PDX$

En Y-Y	
As (cm2)	15.3
A's (cm2)	26.08
Vcol(tn)	5.95
Vu(tn)	211.30
Aj(cm2)	4800
ΦV_n(tn)	257.0

Nota: Elaboración propia. Se observa que el ΦV_n es mayor al V_u de la combinación: $1.25(CM+CV) -SY+PDX$.

5.5.5. Cimentación

Es el conjunto de elementos estructurales que transmiten las cargas de la edificación al terreno (Zanelli C. et al, 2019). La cimentación de la edificación está compuesta por zapatas aisladas, zapatas corridas para los muros de contención y sótano, zapatas combinadas y una platea de cimentación para la zona del ascensor. Asimismo, se han empleado vigas de cimentación en las zapatas que colindan con la cisterna. En esta tesis, se diseñará un ejemplo de una zapata aislada. Es importante mencionar que para el diseño de la zapata aislada se realizó mediante una hoja de cálculo. Para los otros elementos, se realizó un modelo computacional en el software SAFE al cual se le asignaron todas las solicitaciones debido a carga muerta, carga viva y sismo en X e Y.

Para la revisión de los esfuerzos actuantes en la cimentación, se crearon estados de carga no lineales. Estos estados de carga intentan reflejar el estado correcto de aplicación de cargas, es decir, primero se construye el edificio y por tanto se generan asentamientos por carga estática, posteriormente se aplica las cargas pseudo estática que representan al sismo. En estos casos de carga se asigna Nonlinear (Allow Uplift) para revisar si existen levantamientos de la cimentación. De forma similar, se configuró el resto de los casos para la verificación del cumplimiento de la presión admisible.

Cabe añadir que, se consideró una capacidad admisible de 4 kg/cm^2 , el cual es un valor típico para el estrato de apoyo, según clasificación SUCS, Grava bien gradada (GW). Se consideró un coeficiente de Balasto de 8 kg/cm^3 (Villagómez D., 2023)

Zapata aislada

Dimensionamiento:

Consiste en definir las dimensiones en planta para que las presiones que se transmitan al suelo sean menores a la capacidad admisible del terreno. Para realizar este procedimiento, se emplean las cargas de servicio que incluyen la carga muerta, la carga

viva y los efectos del sismo. Es importante mencionar que los momentos generados por el efecto P-D, se han tenido en consideración como carga de sismo. Se debe verificar que, por cargas de gravedad, las presiones actuantes sean menores a la capacidad admisible y, para cargas de sismo en servicio, se considere presiones menores a la capacidad admisible del suelo multiplicada por un factor de 1.30. En las zapatas aisladas, se recomienda hacer coincidir el centroide del elemento vertical con el centroide de la zapata. Para el predimensionamiento, se emplearon las siguientes fórmulas:

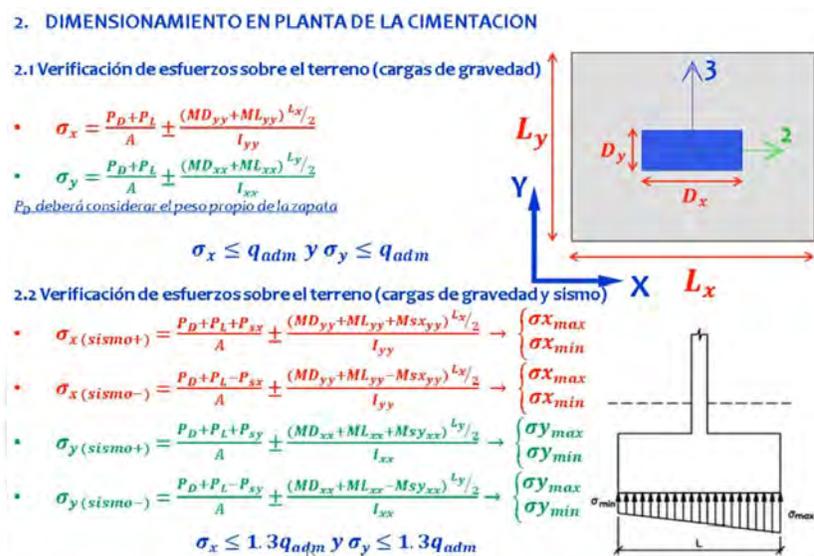


Figura 97. Fórmulas para el dimensionamiento de una zapata aislada.

Tomado de Villagómez D. (2020)

En caso de que se presenten supuestas tracciones en las presiones, se empleará la teoría de Meyerhof que explica que el comportamiento real de las zapatas y la distribución de presiones es distinto. Esta teoría sostiene que se produce una plastificación del suelo en la zona de aplicación de la carga; por tanto, sucede una redistribución de las presiones hacia las zonas en que uno consideraría tracciones (Higashi J., 2019). Para este análisis, se considerará que actuará una presión uniforme en un área efectiva de la zapata. Se presentan las fórmulas empleadas para realizar esto:

$$\begin{aligned}
 ex(sismo+) &= \frac{(MDyy + MLyy + MSXyy)}{P_D + P_L + Psx} \Rightarrow \sigma_x(sismo+) = \frac{P_D + P_L + Psx}{2\left(\frac{Lx}{2} - e_{x+}\right)} Ly \\
 ex(sismo-) &= \frac{(MDyy + MLyy - MSXyy)}{P_D + P_L - Psx} \Rightarrow \sigma_x(sismo-) = \frac{P_D + P_L - Psx}{2\left(\frac{Lx}{2} - e_{x-}\right)} Ly \\
 ey(sismo+) &= \frac{(MDxx + MLxx + MSYxx)}{P_D + P_L + Psy} \Rightarrow \sigma_y(sismo+) = \frac{P_D + P_L + Psy}{2\left(\frac{Ly}{2} - e_{y+}\right)} Lx \\
 ey(sismo-) &= \frac{(MDxx + MLxx - MSYxx)}{P_D + P_L - Psy} \Rightarrow \sigma_y(sismo-) = \frac{P_D + P_L - Psy}{2\left(\frac{Ly}{2} - e_{y-}\right)} Lx
 \end{aligned}$$

Figura 98. Fórmulas para redistribución de presiones con teoría de Meyerhof

Tomado de Higashi J. (2019)

Se presentan las cargas del ejemplo de diseño, el dimensionamiento de la zapata Z-04 que posee a la columna C-04, las presiones obtenidas para los casos de gravedad y sismo y el cálculo de la presión última para la obtención de cortantes y momentos para el diseño de la zapata.

Tabla 83.

Cargas de gravedad, sismos y cargas del efecto P-D.

Cargas de Gravedad				Cargas de SISMO SIN PD			
PD (ton)	428.06	PL (ton)	72.88	PSx (ton)	20.14	PSy (ton)	42.93
MDyy (ton.m)	-0.03	MDxx (ton.m)	-2.00	MSXyy (ton.m)	-176.02	MSYxx (ton.m)	-109.88
MLyy (ton.m)	-0.09	MLxx (ton.m)	-0.43	PD			
(+)-Cargas de compresión				PD Y (ton)	1.72	PD X (ton)	-47.816
(-)-Cargas de tracción				MPD Yxx (ton.m)	56.55	MPD Xyy (ton.m)	-10.74
Cargas de SISMO CON PD +							
PSx (ton)				21.86	PSy (ton)		
MSXyy (ton.m)				-119.46	MSYxx (ton.m)		
Cargas de SISMO CON PD -							
PSx (ton)				18.42	PSy (ton)		
MSXyy (ton.m)				-232.57	MSYxx (ton.m)		

Nota: Elaboración propia.

Tabla 84.

Datos de la zapata Z-04, dimensionamiento y verificación de presiones con cargas de gravedad.

Datos		Dimensiones de columna	
σadm(tn/m2)	40	Dx (m)	1.2
γ suelo (tn/m3)	2	Dy (m)	0.75
Hsuelo sobre zapata(m)	0.5		
f'c(kg/cm2)	280		
fy(kg/cm2)	4200		
σadm sismo (tn/m2)	52		
Dimensionamiento por carga axial		Verificación por Gravedad	
A tentativa(m2)	18.79	σx(tn/m2)	31.75
Lx zapata(m)	4.3	σx(tn/m2)	31.77
Ly zapata(m)	4.1	σy(tn/m2)	31.56
Area planteada(m2)	17.63	σy(tn/m2)	31.96
Peralte de zapata(m)	1		
P Axial Utilizar(tn)	559.98		
Iyy(m4)	27.2		
Ixx(m4)	24.7		

Nota: Elaboración propia. En la verificación por gravedad, se puede observar que las presiones obtenidas de gravedad son menores al admisible

Tabla 85.

Verificaciones de presiones con cargas de gravedad, sismo y cargas del efecto P-D. Cálculo de esfuerzo último.

Verificación por sismo - PD +		Verificación por sismo - PD -	
σ_x sismo+ (tn/m ²)	23.54	σ_x sismo+ (tn/m ²)	14.39
σ_x sismo+ (tn/m ²)	42.47	σ_x sismo+ (tn/m ²)	51.22
σ_x sismo- (tn/m ²)	39.97	σ_x sismo- (tn/m ²)	49.12
σ_x sismo- (tn/m ²)	21.08	σ_x sismo- (tn/m ²)	12.32
σ_y sismo+ (tn/m ²)	21.27	σ_y sismo+ (tn/m ²)	28.48
σ_y sismo+ (tn/m ²)	41.70	σ_y sismo+ (tn/m ²)	45.34
σ_y sismo- (tn/m ²)	41.85	σ_y sismo- (tn/m ²)	34.64
σ_y sismo- (tn/m ²)	22.23	σ_y sismo- (tn/m ²)	18.59

Cálculo del esfuerzo último			
Gravedad	σ_{ux}	47.95	Considerado como: 1.5 máx(σ_x, σ_y)
	σ_{uy}		
Gravedad+ Sismo	σ_{ux}	64.03	Considerado como: 1.25 máx(σ_x, σ_y)
	σ_{uy}	56.68	
Reacción última	σ_{ux}	64.03	ton/m ²
	σ_{uy}	56.68	ton/m ²

Nota: Elaboración propia. En la verificación por sismo, se obtuvieron presiones menores a 1.30 veces la presión admisible del suelo.

Diseño por punzonamiento:

El punzonamiento que se produce en una zapata se parece al comportamiento que se produce por las columnas en una losa en dos direcciones sin vigas. Se deberá verificar si el peralte “d” de la zapata es suficiente para que no se produzca una falla en la sección crítica, definida a d/2 de las caras de la columna en la zapata. Se busca que la resistencia a fuerza cortante en dos direcciones del concreto ϕV_c sea menor que la fuerza cortante última V_u . En la Norma E.060, se proporcionan fórmulas para realizar este diseño en el artículo 11.12.2.1. Se presenta la verificación por punzonamiento en el ejemplo de diseño.

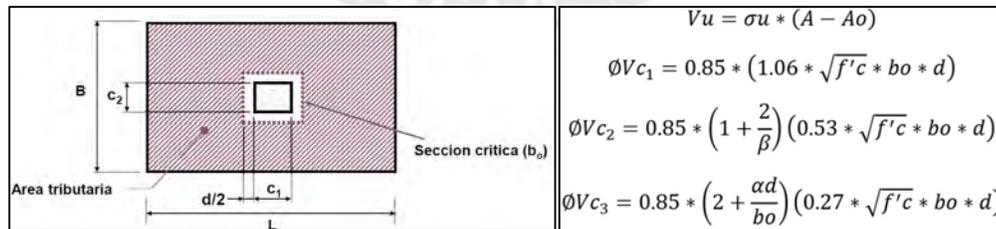


Figura 99. Sección Crítica en zapata aislada y fórmulas empleadas para determinar el ϕV_c .

Tomado de Higashi J. (2019)

Tabla 86.

Verificación por punzonamiento en el ejemplo de diseño.

Verificación por punzonamiento		
Columna	RECTANGULAR	
Ubicación	CENTRADA	
α	40	
a (m)	1.2	
b (m)	0.75	
β	1.60	
d (m)	0.9	
Tipo Columna	bo (m)	Ao(m2)
Rectangular	7.5	3.465
Tipo L	-	-
Tipo T	-	-
A utilizar:	7.5	3.465
Vu (ton)	907	
$\phi Vc1$ (ton)	1018	
$\phi Vc2$ (ton)	1145	
$\phi Vc3$ (ton)	1763	
ϕVc (ton)	1018	
Cumple, $\phi Vc > Vu$		

Nota: Elaboración propia. En la verificación por punzonamiento, se puede observar que el ϕVc es mayor al Vu .

Diseño por cortante:

Este diseño se encuentra relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación como viga (Zanelli C. et all, 2019). El objetivo de este diseño es que la resistencia a fuerza cortante del concreto ϕVc sea menor que la fuerza cortante última Vu . La sección crítica de la zapata se encuentra ubicada a una distancia “d” a la cara de la columna. Se muestran las fórmulas empleadas para el diseño:

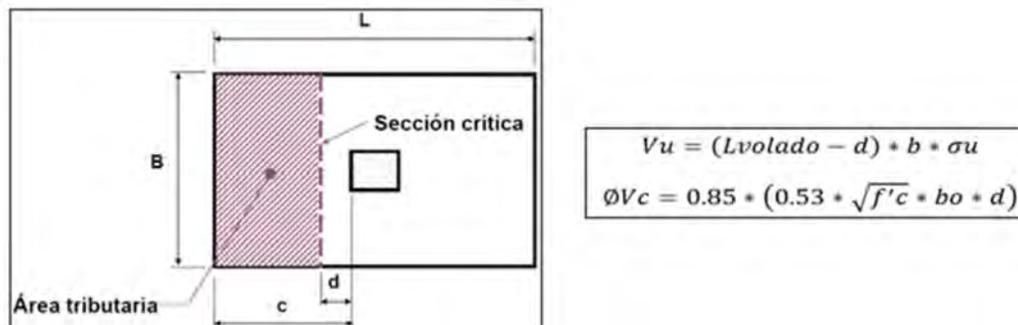


Figura 100. Sección Crítica en zapata aislada y fórmulas empleadas para el diseño por cortante.

Tomado de Higashi J. (2019)

Tabla 87.

Verificación por cortante en el ejemplo de diseño.

Verificación por cortante	
Volado X(m)	1.55
B(m)	4.1
Vu x(ton)	170.6
ϕVc (ton)	278.2
Cumple, $\phi Vc > Vu x$	
Volado Y(m)	1.675
B(m)	4.3
Vu y(ton)	189
ϕVc (ton)	291.7
Cumple, $\phi Vc > Vu y$	

Nota: Elaboración propia. En la verificación por cortante, se puede observar que el ϕVc es mayor al Vu en ambas direcciones.

Diseño por flexión:

El diseño por flexión se realizará con los momentos flectores máximos en las caras de la columna. Es importante mencionar que se debe evaluar en cada dirección en forma independiente. El área mínima de refuerzo para las zapatas se realiza según el artículo 9.7.2 de la Norma E.060. Se presenta el diseño por flexión de la zapata Z-04:

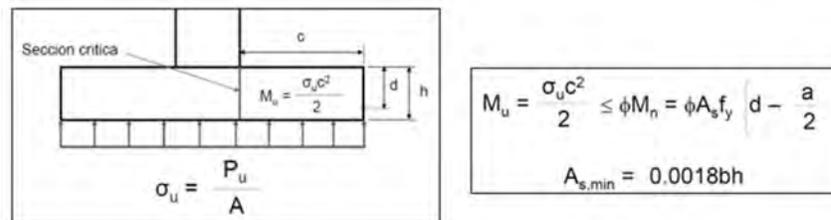


Figura 101. Sección de diseño para flexión en zapata aislada y fórmulas para el diseño por flexión

Tomado de Higashi J. (2019)

Tabla 88.

Diseño por flexión en el ejemplo de diseño.

Diseño por flexión	
b (m)	1
h (m)	1
d (m)	0.9
As min(cm2)	18
Mu xx (ton.m)	76.92
a (cm)	4.08
As (cm2)	23.13
Mu yy(ton.m)	79.51
a (cm)	4.22
As (cm2)	23.93

1" @ 0.20
1" @ 0.20

Nota: Elaboración propia. En el ejemplo de diseño, se ha obtenido que se empleara una doble malla inferior de 1" @ 0.20 m.

Se presenta el refuerzo final de la zapata Z-04 en la siguiente imagen:

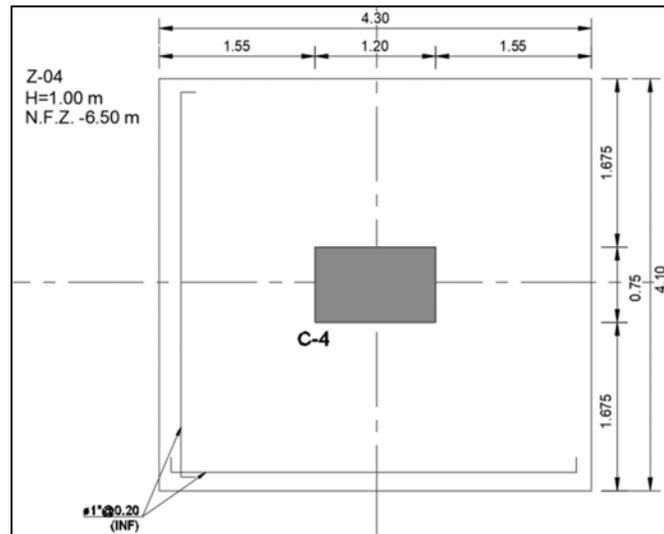


Figura 102. Refuerzo final y altura de la zapata Z-04.

Elaboración Propia

5.5.6. Muro de Contención

Este elemento, ubicado en la rampa de ingreso al sótano, contiene al terreno que pertenece al desnivel entre el primer piso (NPT +0.00) y el sótano (NPT -5.00). El primer paso para el diseño de un muro de contención es la verificación de su estabilidad al deslizamiento, volteo y presiones en el suelo. Se emplearán los factores de seguridad al volteo y deslizamiento de 1.25 y 1.50 respectivamente.

Las cargas de gravedad que se consideran en el diseño son el peso propio del muro, el peso propio de la zapata y el peso de los rellenos. En cuestión de los empujes en condiciones estáticas, se considerará el empuje activo, el empuje de la sobrecarga (s/c) y el empuje pasivo. Se presentan las fórmulas empleadas para las condiciones estáticas.

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (5.26)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.27)$$

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (5.28)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot \gamma \cdot h^2 \quad (5.29)$$

$$Es/c = s/c \cdot K_A \cdot H \quad (5.30)$$

Donde:

- ❖ K_A es el coeficiente de empuje activo.
- ❖ K_P es el coeficiente de empuje pasivo.
- ❖ E_A es el empuje activo.
- ❖ E_P es el empuje pasivo.
- ❖ γ es el peso específico del relleno.
- ❖ ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Para considerar la acción del sismo en el diseño del muro de contención, se utilizará el método desarrollado por Mononobe y Okabe; debido a que, el relleno que se empleará es granular y no se encuentra saturado. En este método, se emplean los coeficientes de aceleración horizontal (k_h) y un coeficiente de aceleración vertical (k_v). Para el diseño del elemento, se utilizará un sismo severo con un periodo de retorno de 2500 años; por tanto, se tendrá que multiplicar por un factor de 1.50 al valor del factor de zona sísmica obtenido de la Norma E.030, Z.

$$K_h = \frac{Z}{2} \quad (5.31)$$

$$K_v = \frac{2}{3} \cdot K_h \quad (5.32)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right) \quad (5.33)$$

Con estos valores definidos, se procede a obtener los coeficientes de empuje sísmicos. Es importante mencionar que se debe dividir el empuje activo sísmico en dos partes: el empuje activo estático, E_A , y el incremento ocasionado por la condición sísmica, ΔE_{AE} . Se presentan las fórmulas empleadas para la condición sísmica.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (5.34)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (5.35)$$

Donde:

- ❖ K_{AE} es el coeficiente de empuje sísmico activo.
- ❖ K_{PE} es el coeficiente de empuje sísmico pasivo.
- ❖ θ es el ángulo en función de los coeficientes de aceleraciones.
- ❖ β es la pendiente de la pantalla con la vertical.
- ❖ δ es el ángulo de fricción entre el terreno y el muro.
- ❖ i es la pendiente del terreno.

El método de Mononobe-Okabe considera que la aceleración vertical actúa en contra de la gravedad; por tanto, la estabilidad ante volteo y deslizamiento proporcionada por el peso del elemento y el relleno disminuye. Aparte de las empujes sísmicos, se debe considerar las fuerzas de inercia que se presentan en el muro cuando sucede el evento sísmico. Se presentan las fórmulas para la obtención de los empujes sísmicos y la fricción:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \quad (5.36)$$

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \cdot K_{PE} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - K_v) \quad (5.37)$$

$$\Delta E_{AE} = \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) - \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (5.38)$$

$$fr = \mu \cdot P \cdot (1 - k_v) \quad (5.39)$$

El punto de aplicación del empuje activo y pasivo estáticos se pueden considerar a un 1/3 de la altura de sus rellenos “H” y “h” respectivamente. Para el empuje de sobrecarga, el punto de aplicación se encuentra a la mitad de la altura del relleno, “H”. El incremento

del empuje activo por condición sísmica presenta un punto de aplicación a $0.6H$. El empuje sísmico pasivo posee un punto de aplicación a un $1/3$ de la altura de relleno, h .

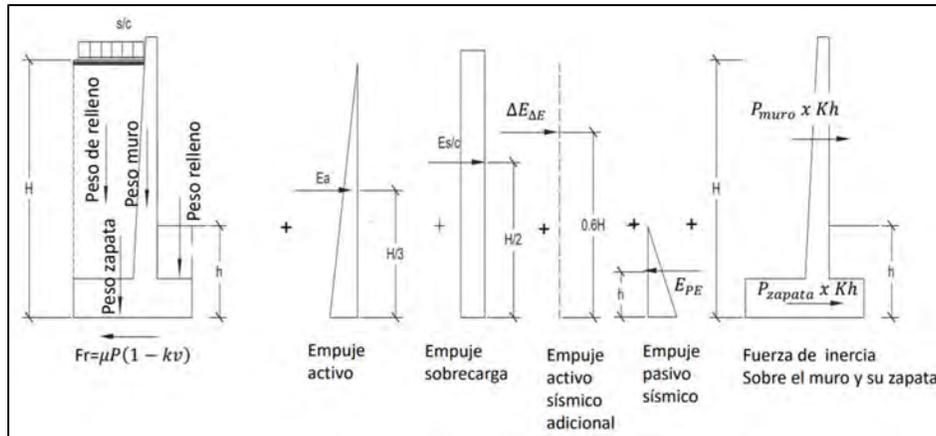


Figura 103. Puntos de aplicación de fuerzas involucradas en el diseño de un muro de contención.

Tomado de Villagómez D. (2019)

A continuación, se presenta el diseño del muro de contención.

MURO DE CONTENCIÓN

1.0 DATOS

1.1 DATOS GEOMÉTRICOS

t1=	0.45 m
ta=	0.00 m
tb=	0.00 m
t2=	0.45 m
hr1=	1.50 m
hr2=	6.50 m
h1=	1.00 m
h2=	5.50 m
h3=	1.00 m
b1=	2.50 m
b2=	1.55 m
B=	4.50 m
H=	6.50 m
L=	1.00 m

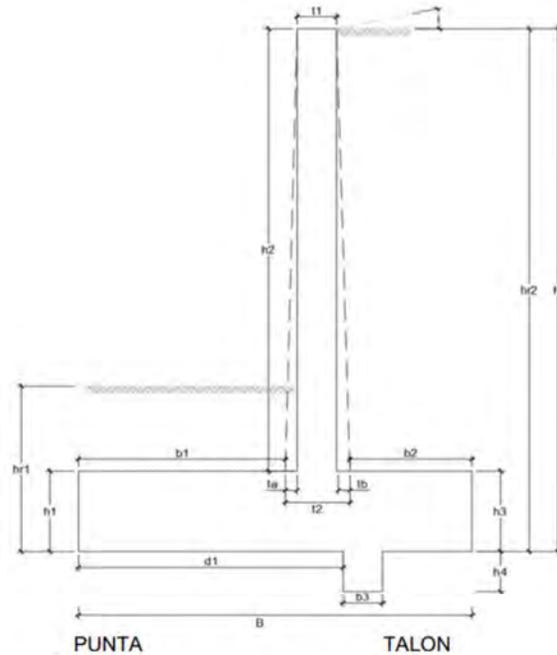
(Por metro de profundidad)

DIENTE

h4=	0.50 m
b3=	0.45 m
d1=	3.25 m

1.2 DATOS DE CONCRETO

gconcreto=	2.4 ton/m3
f _c zapata=	280 kg/cm ²
f _c muro=	280 kg/cm ²
f _y =	4200 kg/cm ²
Recubrimientos	
Muro	0.08 m
Punta	0.12 m
Talón	0.10 m
Diente	0.06 m



Z= Factor de zona sísmica

1.3 DATOS DE SUELO DE CIMENTACIÓN	Z	0.675
σ _{adm} =	40 ton/m ²	g
(Acel Hor) kh=	0.3375	
(Acel Vert) kv=	0.225	
θ=	23.53 °	
Fricción (u)=	0.6	

1.4 DATOS DE SUELO PASIVO

gsuelo= 2 ton/m³
 inclinación (i)= 0 °
 Angulo de Fricción Interna, (Φ)= 40 °
 Angulo de Fricción muro-suelo (δ)= 0 °
 Angulo de inclinación del muro respecto vertical, (β)= 0 °

Ka= 0.217
 Kp= 4.599
 Kae= 0.523
 Kpe= 3.562

1.5 DATOS DE SUELO ACTIVO

gsuelo= 2 ton/m³
 inclinación (i)= 0 °
 Angulo de Fricción Interna, (Φ)= 35 °
 Angulo de Fricción muro-suelo (δ)= 0 °
 Angulo de inclinación del muro respecto vertical, (β)= 0 °

Ka= 0.271
 Kp= 3.690
 Kae= 0.624
 Kpe= 2.727

1.6 CARGAS ACTUANTES EN EL MURO

S/C= 0.40 ton/m²

	x	z	
Fuerza P1=	0	0	ton
Ubicación P1=	0	0	m

1.7 FACTORES DE SEGURIDAD

Requerimiento	Condiciones estáticas	Condiciones dinámicas
Volteo	1.50	1.25
Deslizamiento	1.50	1.25

2.0 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

	Fx	Fz	rx	rz	My
D (CARGA MUERTA)					
Peso muro	0.00	-5.94	2.73	0.00	16.19
Peso zapata	0.00	-10.80	2.25	0.00	24.30
Peso diente	0.00	-0.54	3.25	0.00	1.76
Peso suelo pasivo	0.00	-2.50	1.25	0.00	3.13
Peso suelo activo	0.00	-17.05	3.73	0.00	63.51
L (CARGA VIVA)					
Sobrecarga	0.00	-0.62	3.73	3.25	2.31
Fuerza	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
H (EMPUJE DE SUELOS)					
Empuje activo - Condición Estática	-11.45	0.00	0.00	2.15	-24.56
Empuje debido a sobrecarga	-0.70	0.00	0.00	3.25	-2.29
Empuje pasivo - Condición Estática	18.40	0.00	0.00	0.50	9.11
E (SISMO)					
Inercia debido a Peso muro	-2.00	0.00	0.00	3.75	-7.52
Inercia debido a Peso zapata	-3.65	0.00	0.00	0.50	-1.82
Inercia debido a Diente	-0.18	0.00	0.00	0.25	-0.05
Incremento de empuje activo	-9.00	0.00	0.00	4.36	-39.19
Incremento de empuje por sobrecarga	-0.55	0.00	0.00	3.25	-1.80
H (EMPUJE DE SUELOS)					
Empuje pasivo - Condición Dinámica	11.04	0.00	0.00	0.50	5.47

- Fx:** Fuerzas que actúan en el eje x
Fz: Fuerzas que actúan en el eje z
rx Distancia horizontal entre el punto de aplicación de Fz y el punto "o", donde se evaluará el volteo
rz Distancia vertical entre el punto de aplicación de Fz y el punto "o", donde se evaluará el volteo
My Momentos en el punto "o". $F_x \cdot r_z + F_z \cdot r_x$.

2.1 RESUMEN DE FUERZAS

CONDICIÓN ESTÁTICA

	D	L	H	E
Fx	0.00	0.00	6.24	0.00
Fz	-36.83	-0.62	0.00	0.00
My	108.88	2.31	-17.74	0.00

CONDICIÓN DINÁMICA

	D	L	H	E
Fx	0.00	0.00	-1.11	-15.38
Fz	-36.83	-0.62	0.00	0.00
My	108.88	2.31	-21.38	-50.37

3.0 COMBINACIONES DE CARGA

3.1 DISEÑO EN SERVICIO Y VERIFICACIÓN DE PRESIONES DE CONTACTO EN CIMENTACIONES

- S01 D
 S02 D + L + H
 S03 D + 0.7E
 S04 0.75(D + L + H + 0.7E)
 S05 0.75(D + L + H)

3.2 DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

- U01 1.4 D + 1.7 L + 1.7 H
 U02 1.25 D + 1.25 L + 1.25 H + E
 U03 0.9 D + E
 U04 0.9 D + 1.7 H

3.3 VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO

Nota: Combinaciones de servicio empleadas son las que establece el artículo 19 de la E.020

Combinación	D	L	H	E	Fx	Fz	My	
S01	1.00	0.00	0.00	0.00	0.0	-36.8	108.9	Condiciones estáticas
S02	1.00	1.00	1.00	0.00	6.2	-37.5	93.4	Condiciones estáticas
S03	1.00	0.00	0.00	0.70	-10.8	-36.8	73.6	Condiciones dinámicas
S04	0.75	0.75	0.75	0.53	-8.9	-28.1	40.9	Condiciones dinámicas
S05	0.75	0.75	0.75	0.00	4.7	-28.1	70.1	Condiciones estáticas

Comb.	ex	emax	qmax	qmin	qredistribucion triangular	FS_q	fricc.	F act	F res	FS_d	M act	M res	FS_v
S01	0.71	0.75	15.9	0.5	--	2.52	22.1	0.0	22.1	--	0.0	108.9	--
S02	0.25	0.75	11.0	5.6	--	3.62	22.5	-12.2	40.9	3.37	-26.8	120.3	4.48
S03	0.25	1.50	10.9	5.4	--	4.76	17.1	-10.8	17.1	1.60	-35.3	108.9	3.09
S04	0.79	1.50	12.8	-0.4	12.86	4.04	13.1	-17.2	21.3	1.25	-46.6	87.5	1.88
S05	0.25	1.50	8.3	4.2	--	4.83	16.9	-9.1	30.6	3.37	-20.1	90.2	4.48

4.0 DISEÑO ESTRUCTURAL

4.1 DISEÑO DE PANTALLA

4.1.1 CARGAS

	Fx	rz	My
H (EMPUJE DE SUELOS)			
Empuje activo	-8.20	1.815	-14.878
Empuje debido a sobrecarga	-0.60	2.75	-1.639
E (SISMO)			
Inercia debido a Peso muro	-2.00	2.75	-5.513
Incremento de empuje activo	-6.44	3.63	-23.387
Incremento de empuje por sobrecarga	-0.47	2.75	-1.289

4.1.2 RESUMEN DE FUERZAS

	D	L	H	E
Fx	0.00	0.00	-8.79	-8.92
My	0.00	0.00	-16.52	-30.19

4.1.3 COMBINACIONES DE CARGAS

Combinación	D	L	H	E	Vu	Mu
U01	1.40	1.70	1.70	0.00	14.9	28.08
U02	1.25	1.25	1.25	1.00	19.9	50.84
U03	0.90	0.00	0.00	1.00	8.9	30.19
U04	0.90	0.00	1.70	0.00	14.9	28.08

4.1.4 REFUERZO VERTICAL

FLEXIÓN

Mu= 50.84 tonxm
d= 36 cm
b= 100 cm
β= 0.85
pmin= 0.0020

Se empleara:

1"@0.20 + Baston de 3/4"@0.15

As= 41.60 cm² 1" @ 100 mm

4.1.5 REFUERZO HORIZONTAL

TEMPERATURA

t= 45 cm
b= 100 cm
pmin= 0.0020

Se empleara:

1/2" @ 250 mm en ambas caras

As= 4.50 cm²

4.1.6 CORTE

Vu= 19908.0 kg
Vc= 31926.9 kg
φVc= 27137.9 kg

Cumple

4.2 DISEÑO DE PUNTA

4.2.1 CARGAS

Combinación	D	L	H	E	Fx	Fz	My
U01	1.40	1.70	1.70	0.00	10.61	-52.62	126.19
U02	1.25	1.25	1.25	1.00	-16.773	-46.81	61.88
U03	0.90	0.00	0.00	1.00	-15.384	-33.15	47.62

Combinación	ex	ex max	M_act	M_res	qu max	qu min	q red triangular	b'	Mu (tonxm)	Vu (ton)
U01	0.15	1.50	-26.24	152.43	14.01	9.38	--	--	34.92	23.40
U02	0.93	1.50	-74.21	136.10	23.28	-2.47	23.61	3.97	49.05	32.92
U03	0.81	1.50	-50.37	97.99	15.36	-0.62	15.38	4.31	32.12	21.90

4.2.2 REFUERZO HORIZONTAL

FLEXIÓN

Mu= 49.05 tonxm
d= 90 cm
b= 100 cm
β= 0.85
pmin= 0.0018

Se empleara:

3/4"@0.15

As= 16.20 cm² 3/4" @ 175 mm

4.2.3 REFUERZO TRANSVERSAL

TEMPERATURA
 d= 90 cm
 b= 100 cm
 p_{mín}= 0.0018
 A_s= 8.10 cm²

Se empleara:

5/8" @ 200 mm en ambas caras

4.2.4 CORTE

V_u= 32917.59 kg
 V_c= 79817.4 kg
 ΦV_c= 67844.8 kg

Cumple

4.3 DISEÑO DE TALÓN

4.3.1 CARGAS

Combinación	ex	ex max	M _{act}	M _{res}	q _u max	q _u min	q red triangular	b'	Mu (tonxm)	Vu (ton)
U01	0.15	1.50	-26.24	152.43	14.01	9.38	—	—	10.64	13.30
U02	0.93	1.50	-74.21	136.10	23.28	-2.47	23.61	3.97	20.12	25.96
U03	0.81	1.50	-50.37	97.99	15.36	-0.62	15.38	4.31	14.49	18.69

4.3.2 REFUERZO HORIZONTAL

FLEXIÓN
 Mu= 20.12 tonxm
 d= 90 cm
 b= 100 cm
 β= 0.85
 p_{mín}= 0.0018

Se empleara:

A_s= 16.20 cm² 3/4" @ 150 mm

4.3.3 REFUERZO TRANSVERSAL

TEMPERATURA
 d= 90 cm
 b= 100 cm
 p_{mín}= 0.0018
 A_s= 8.10 cm²

Se empleara:

5/8" @ 200 mm

4.3.4 CORTE

V_u= 25962.5 kg
 V_c= 79817.4 kg
 ΦV_c= 67844.8 kg

Cumple

4.4 DISEÑO DE DIENTE

4.4.1 CARGAS

COMBINACION

U01 1.4 D + 1.7 L + 1.7 H
 U02 1.25 D + 1.25 L + 1.25 H + E

H (EMPUJE DE SUELOS)

	F _x	F _z	r _x	r _z	M _y		
Empuje pasivo - Condición Estática						U01	
Triangular	1.1497	0	0	0.33	0.383	Vu(tn)	13.68
Rectangular	6.90	0	0	0.25	1.725	Mu(tn.m)	3.583
Empuje pasivo - Condición Dinámica						U02	
Triangular	0.8905	0	0	0.33	0.297	Vu(tn)	7.792
Rectangular	5.34	0	0	0.25	1.336	Mu(tn.m)	2.041

4.3.2 REFUERZO HORIZONTAL
FLEXIÓN

Mu= 3.58 tonxm
d= 39 cm
b= 100 cm
 β = 0.85
pmín= 0.0018

As= 7.02 cm² Se empleara: 5/8" @ 250 mm

4.3.3 REFUERZO TRANSVERSAL
TEMPERATURA

d= 45.00 cm
b= 100 cm
pmín= 0.0018

As= 4.05 cm² Se empleara: 1/2" @ 250 mm

4.3.4 CORTE

Vu= 13681.8 kg
Vc= 34587.5 kg
 ϕ Vc= 29399.4 kg

Cumple

Se presenta el detalle del muro de contención:

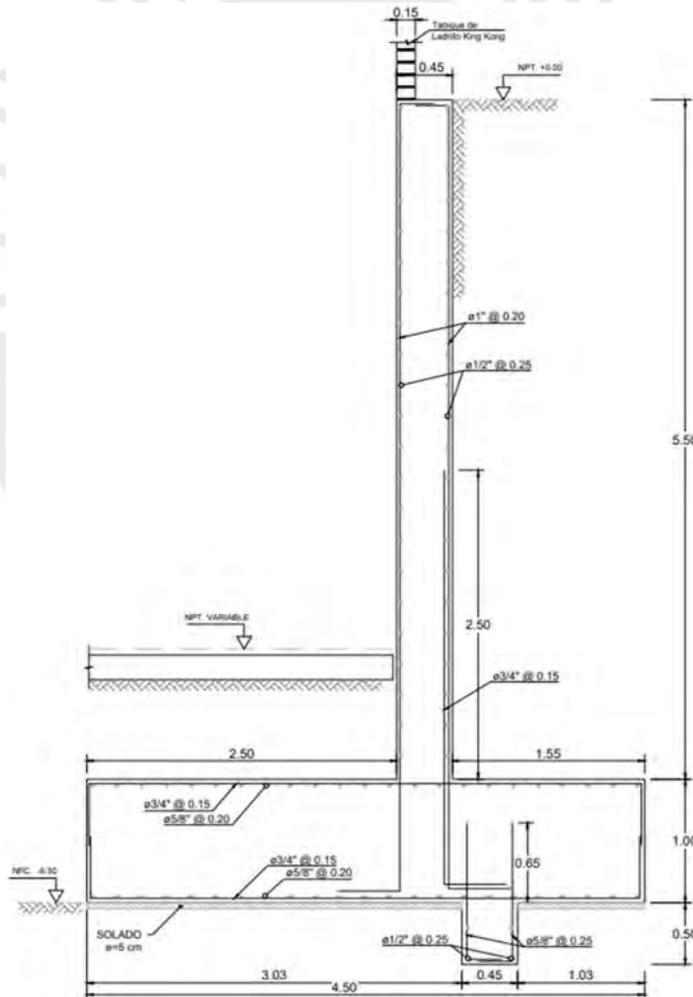


Figura 104. Refuerzo final de muro de contención Corte D-D.

Elaboración Propia

5.5.7. Muro de Sótano

Los muros de sótanos se modelaron con un elemento tipo “frame” por 1 ml de ancho arriostrados en la zona superior por la losa de techo, en el cual se aplicaron las cargas de empuje activo, incremento de empuje activo, empuje de sobrecarga e incremento por empuje sobrecarga para un sismo severo con un periodo de retorno de 2500 años. Es importante mencionar que la aplicación y fórmulas a emplear de estas cargas se encuentran descritas en la sección anterior.

Asimismo, se aplicó un caso estático mediante el empuje en reposo y empuje de sobrecarga. Se empleará para el cálculo de coeficiente de empuje en reposo la siguiente ecuación recomendada por el código practico de cimentaciones danés (Jalla R., 1999).

$$K_o = (1 - \sin \phi) \quad (5.40)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo. Es crucial destacar que esta ecuación posee esta forma; debido a que, el ángulo i , la pendiente del terreno es cero. Se presenta el cálculo de las cargas aplicadas al muro en la siguiente tabla.

Tabla 89.

Cálculo de las cargas aplicadas al muro de sótano.

Datos del muro	
H(m)	5.7
e(m)	0.35
B(m)	1
Peso específico del concreto(tn/m3)	2.4
Peso del muro(tn)	4.788
F. Inercia(tn)	1.616
Caso Estático	
Ko	0.426
gsuelo(ton/m3)	2
Sobrecarga(ton/m2)	0.4
Empuje de sobrecarga - ko.s/c (tn/m)	0.171
Empuje en Reposo (tn/m)	4.861
Fuerza por empuje reposo (tn)	13.855
Caso dinámico	
Ka	0.271
Kh	0.338
Kv	0.225
Kae	0.624
ΔKae	0.213
Empuje activo (tn/m)	3.089
Fuerza por empuje activo (tn)	8.804
Empuje por sobrecarga (tn/m)	0.108
Fuerza por sobrecarga (tn)	0.618
Incremento de empuje activo (tn/m)	2.428
Fuerza por incremento de empuje activo (tn)	6.920
Incremento de sobrecarga(tn/m)	0.085
Fuerza por incremento de sobrecarga (tn)	0.486

Nota: Elaboración propia.

Se presenta la aplicación de las distintas cargas explicadas anteriormente.

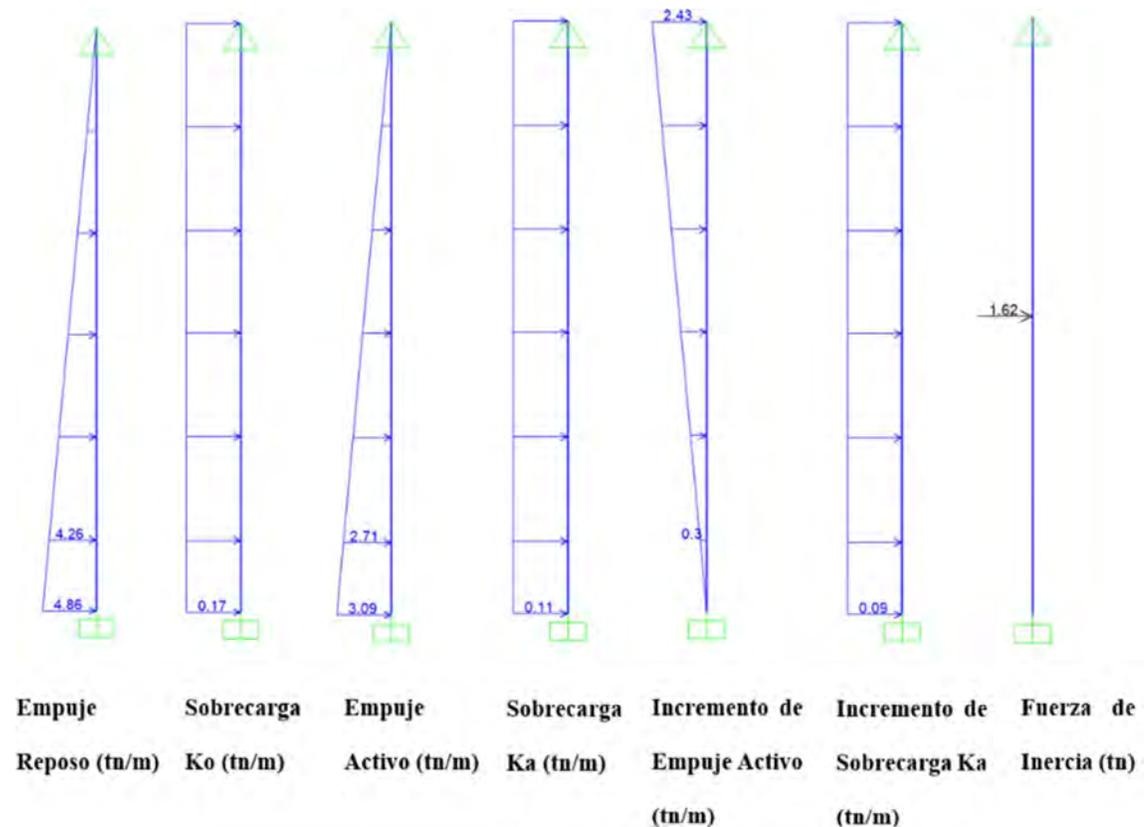


Figura 105. Cargas aplicadas al muro de sótano.

Elaboración Propia

Además, las combinaciones aplicadas para el diseño son las siguientes:

- ❖ $C1 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7CE_{(Empuje\ en\ Reposo)}$
- ❖ $C2 = 0.9 CM + 1.7CE_{(Empuje\ en\ Reposo)}$
- ❖ $C3 = 1.25 (CM + CV + CE_{(Empuje\ Activo)}) \pm CS$
- ❖ $C4 = 0.9 CM \pm CS$

Donde:

- CM: Carga muerta
- CV: Carga viva
- CS: Carga de Sismo
- CE: Empuje lateral del suelo

Se presenta los diagramas de momento flector y de fuerza cortante de la envolvente de las combinaciones.

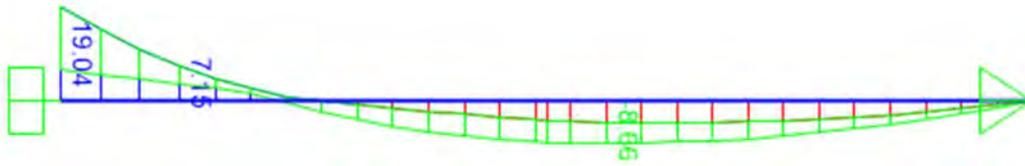


Figura 106. Diagrama de momento flector de muro de sótano (Envolvente).

Elaboración Propia

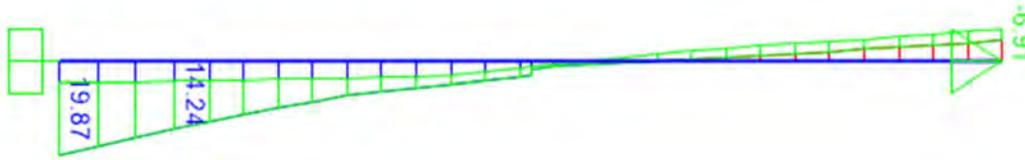


Figura 107. Diagrama de fuerza cortante de muro de sótano (Envolvente).

Elaboración Propia

El refuerzo mínimo vertical y horizontal en un muro de sótano se calcula con las cuantías especificadas en el artículo 14.3.1 de la norma E.060. La cuantía mínima de refuerzo horizontal es 0.0020 y la cuantía mínima de refuerzo vertical, 0.0015. Para un muro de 35 cm de espesor, el refuerzo mínimo horizontal es de 3/8"@0.20 y el refuerzo mínimo vertical, 3/8"@0.25. Sin embargo, el refuerzo requerido para las solicitaciones es mayor. Se procede a mostrar el diseño por flexión y cortante del muro de sótano:

Tabla 90.

Diseño por flexión y cortante del muro de sótano

Elemento	TRAMO	f'c (kg/cm ²)	h (cm)	r(cm)	d (cm)	Mu (ton.m)	As req (cm ²)	5/8"	As coloc (cm ²)	Refuerzo	ΦMn/(tn.m)	ΦMn/Mu
M+	1	280	35	8	27	19.04	19.96	10	20	5/8"@0.20 + BASTON DE 5/8"@0.20	19.08	1.00
M-	1	280	35	6	29	8.66	8.1	5	10	5/8"@0.20	10.63	1.23

f'c (kg/cm ²)	h (cm)	r(cm)	d (cm)	Vu (ton)	ΦVc (ton)
280	35	8	27	19.87	20.35
280	35	6	29	19.87	21.86

Nota: Elaboración propia.

A continuación, se presenta el refuerzo colocado en el muro del sótano:

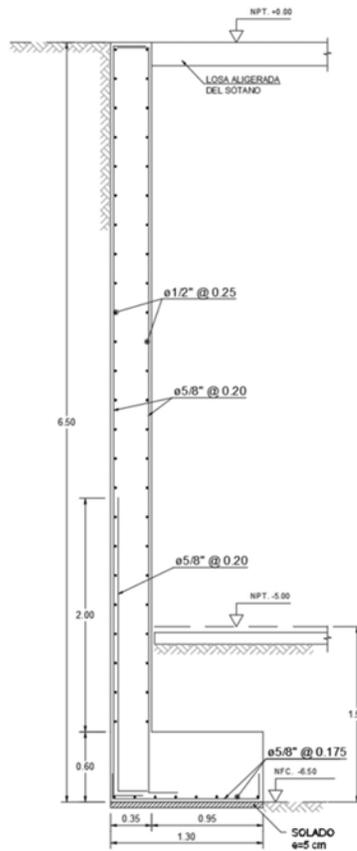


Figura 108. Detalle estructural del muro del sótano

Elaboración Propia

5.5.8. Escalera

La escalera por diseñar presenta una garganta de 0.15 m, contrapaso de 0.25 m y paso de 0.18 m. Se idealizará como un elemento “*frame*” de 1m de ancho, con apoyos fijos en la losa maciza de techo y en la losa maciza de los descansos, la cual se apoya sobre una viga peraltada. Cabe añadir, que en el diseño de este elemento solo se aplican las siguientes cargas gravitacionales:

Tabla 91.

Cargas gravitacionales para la escalera

Elemento		CM (ton/m)	CV (ton/m)	CU (ton/m)
Descanso	Peso propio	0.36	0.2	0.984
	Piso Terminado	0.1		
Tramo de la escalera	Peso propio	0.66	0.2	1.404
	Piso Terminado	0.1		

Fuente: Elaboración propia.

Cabe añadir que, el peso propio de la escalera (w_{pp}) se calculó con la siguiente expresión:

$$w_{pp} = \gamma * \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] \quad (5.41)$$

$$w_{pp} = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

Donde:

- γ : Peso específico del concreto, $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$
- t : Espesor de la garganta, $t = 0.15 \text{ m}$
- cp : Dimensión del contrapaso, $cp = 0.173 \text{ m}$
- p : Dimensión del paso, $p = 0.25 \text{ m}$

Posteriormente, en el modelo tipo *frame* se aplicaron las cargas:

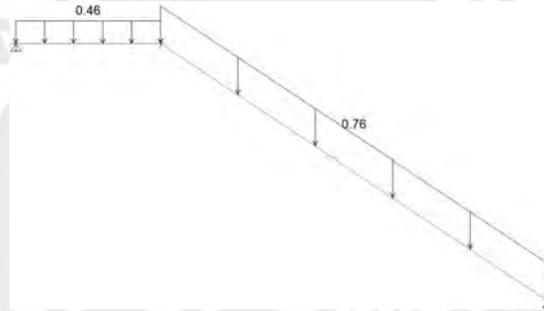


Figura 109. Carga muerta distribuida (ton/m) en la escalera.

Elaboración Propia

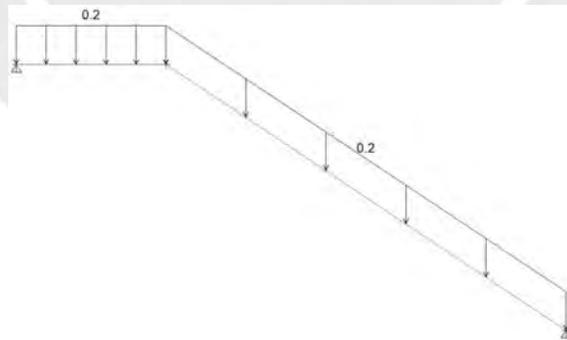


Figura 110. Carga viva distribuida (ton/m) en la escalera.

Elaboración Propia

Posteriormente, en el modelo tipo *frame* se aplicaron las cargas:

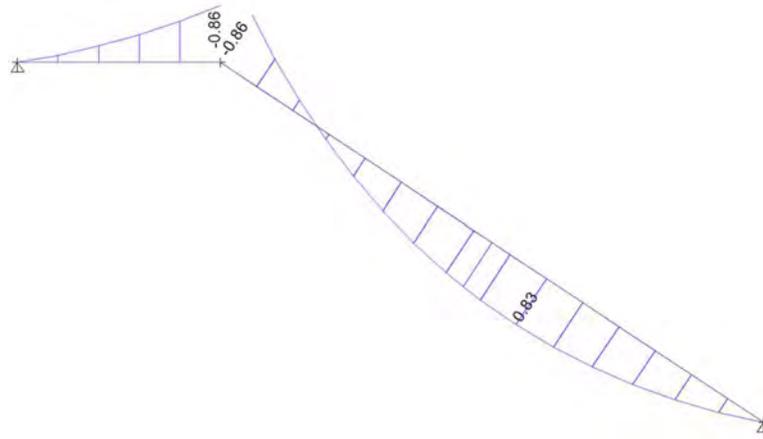


Figura 111. Diagrama de momento flector (ton.m).

Elaboración Propia

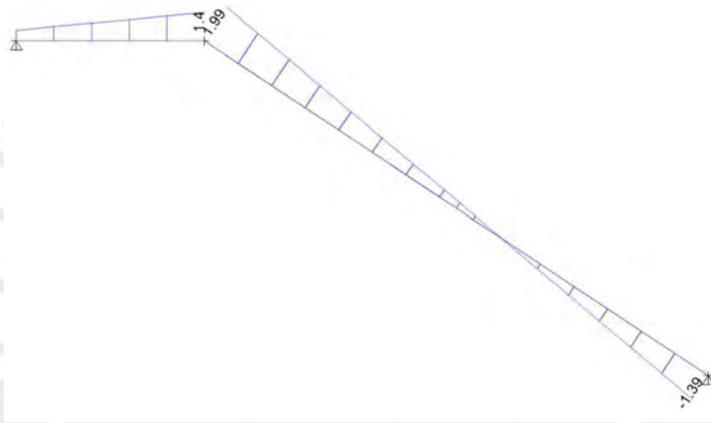


Figura 112. Diagrama de fuerza cortante (ton).

Elaboración Propia

Diseño por flexión

La escalera trabaja como una losa armada en una dirección, por ello, se consideró como cuantía mínima al valor obtenido de la siguiente expresión: $As_{\min} = 0.0018 bh$

De esta forma, el refuerzo colocado ante las solicitaciones:

Tabla 92.

Diseño por flexión de la escalera

Momento	f'c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Mu (ton.m)	a (cm)	As min (cm ²)	As req (cm ²)	As coloc (cm ²)	ΦMn (tn.m)
M+	280	100	15	3	12	0.83	0.33	2.70	1.86	3.55	1.57
M-	280	100	15	3	12	0.86	0.34	2.70	1.92	3.55	1.57

Nota: Elaboración propia.

Diseño por cortante

Se debe verificar que el concreto soporte las solicitaciones por cortante.

Tabla 93.

Diseño por corte de la escalera

f'c (kg/cm ²)	b (cm)	h (cm)	r (cm)	d (cm)	Vu (ton)	ΦVc (ton)	Vu < ΦVc ?
280	100	15	3	12	1.40	9.05	SI
280	100	15	3	12	1.99	9.05	SI

Nota: Elaboración propia.

A continuación, se presenta el refuerzo colocado en el primer tramo:

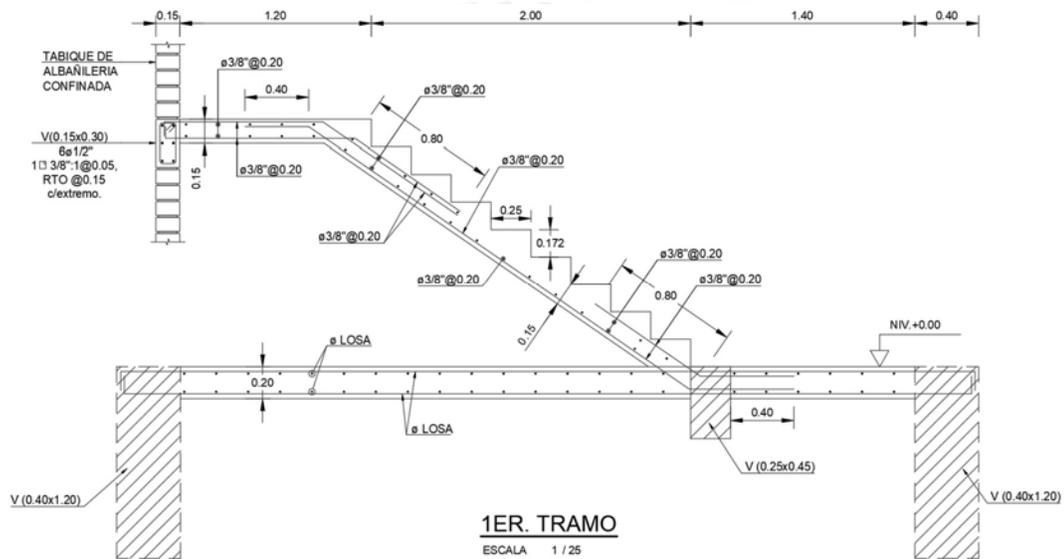


Figura 113. Detalle estructural del primer tramo de la escalera.

Elaboración Propia

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

El uso del sistema de aislamiento permitió reducir las demandas sísmicas y el daño en la superestructura. Esto se evidencia en las derivas obtenidas en el análisis tiempo historia y en el análisis dinámico espectral definitivo. Las aceleraciones registradas en el análisis tiempo historia para el nivel de la azotea indican que existirá un daño leve en los elementos no estructurales luego de un sismo extremo de 2500 años de periodo de retorno.

Estos resultados se obtuvieron debido a una configuración adecuada del sistema de aislamiento, en donde se empleó una combinación de aisladores elastoméricos y deslizadores con distintas rigideces. Con el fin de controlar los efectos de torsión, se ubicaron los dispositivos más rígidos en los extremos.

En edificios convencionales es usual considerar muros de concreto en la caja de ascensores; sin embargo, en edificios aislados esta práctica no resulta factible debido a las altas compresiones y tracciones que se presentan en los extremos de estos elementos. Estas fuerzas de tracción pueden producir daños en los dispositivos. Por esta razón, en la zona destinada a ascensores se emplearon 04 columnas, las cuales nacen de una losa de concreto de 0.60 m de peralte, la cual se apoya sobre 04 deslizadores. Cabe resaltar que, se consideró deslizadores porque presentan menor rigidez respecto a los aisladores, esto con el fin de poder acompañar el movimiento de la superestructura.

El predimensionamiento del sistema aislamiento se realizó a partir del edificio de base fija con un periodo de 0.79 s, con un peso sísmico de 6430 ton. Se asumió que el periodo objetivo del edificio con interfaz de aislamiento, 2.36 s, se obtendría al triplicar el valor del periodo de base fija. Se planteó una configuración inicial con 23 aisladores y 4 deslizadores, con una razón de amortiguamiento efectivo del 15%. En el análisis dinámico espectral preliminar, se determinó que la excentricidad accidental de masa para la

edificación se encuentra en el sentido positivo para la dirección YY, ya que incrementa la masa participativa torsional del primer modo fundamental de 0.30 % hasta 10.65%. Asimismo, se realizó el control de irregularidades en planta y en altura, donde se verificó que la estructura califica como regular.

La configuración definitiva del sistema de aislamiento se obtuvo a partir del análisis tiempo-historia. Esta consiste en 11 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) con rigidez efectiva de 110 ton/m, 12 HDBR con 190 ton/m, y 4 deslizadores con 8% de coeficiente de fricción y rigidez efectiva 30 ton/m. El periodo del edificio con la interfaz de aislamiento en el límite nominal es 2.63s en la dirección XX y 2.61 s en la dirección YY. Estos valores son mayores al periodo objetivo (2.36 s) obtenido al utilizar el modelo de un grado de libertad, puesto que se decidió disminuir las rigideces de los aisladores por los valores altos en derivas y aceleraciones. Por consecuencia, la estructura se flexibilizó y su periodo se incrementó. No obstante, se requiere que el sistema de aislamiento posea la rigidez suficiente para cumplir con la fuerza de restitución lateral. Para el límite nominal se obtuvo una razón de amortiguamiento de 21.35% en la dirección XX y 20.5% en la dirección YY, asimismo, la rigidez efectiva del sistema es de 3758 ton/m en la dirección XX y 3797 en la dirección YY.

Se emplearon los factores de modificación mínimos (λ_{min}) y máximos (λ_{max}) para fabricantes calificados, los cuales generan que la rigidez nominal del sistema varíe entre 2878.58 ton/m y 7709.51 ton/m. Asimismo, el amortiguamiento nominal varió entre 18.74% y 21.39%.

Del análisis tiempo-historia, con propiedades del límite superior, se obtuvo una deriva máxima promedio de 3.30‰ menor a la deriva permisible de 5.00‰ de la norma E.031. Además, se registró una aceleración máxima promedio de 0.46g, en la dirección XX. Este valor se obtiene en el nivel de la azotea y excede el límite sugerido de 0.30 g en

el manual técnico HAZUS. De esta forma, es probable que se presente daño leve en los elementos no estructurales en este último nivel. Cabe añadir que, la norma E0.31 no indica un límite recomendado para las aceleraciones. Asimismo, se obtuvieron las cargas axiales máximas y mínimas en los dispositivos de aislamiento con propiedades del límite superior en cada dirección y no se presentan tracciones en los dispositivos. El dispositivo más cargado soporta 1148.3 ton, mientras que el menos cargado 90.08 ton en compresión. Para el límite inferior, se registraron valores de desplazamiento promedio en el nivel superior de aislamiento (DTM) de 27.76 cm y 27.25 cm en la dirección XX e YY, respectivamente. Sin embargo, se planteó una junta mínima de 40cm; debido a que, se calculó un desplazamiento DTM de 35.32 cm según el artículo 20.3 de la norma E.031. Es importante mencionar que el menor porcentaje de fuerza de restitución lateral en promedio es de 3.25% del peso sísmico de la estructura, la cual es mayor al mínimo requerido por la norma E.031 de 2.5%.

Del análisis dinámico espectral definitivo, se registró la deriva máxima 3.1% y 3.0% para la dirección XX e YY respectivamente, ambos valores menores a la deriva permisible de 3.5% de la norma E.031. Asimismo, la razón de amortiguamiento considerada fue de 21.39%, la cual se aplicó en los tres primeros modos fundamentales para los casos de carga espectrales. Es relevante señalar que el factor de seguridad contra el volteo de la estructura en la interfaz de aislamiento es de 3.80, el cual es mayor a 1.00, factor de seguridad mínimo según el artículo 9.7 de la norma E.031.

Para realizar el diseño de los elementos en concreto armado de la subestructura ($R=1$), las fuerzas laterales sísmicas dinámicas (V_b) en la dirección XX e YY se escalaron en un orden de 6% y 1% respecto a las fuerzas estáticas equivalentes.

En el caso del diseño de la superestructura ($R=2$), las fuerzas laterales sísmicas dinámicas (V_s) se amplificaron en un orden de 21% en la dirección XX y un 15% en la dirección YY. Esta fuerza representa el 12.3% del peso de la superestructura.

Es importante resaltar que se utilizaron los resultados obtenidos del análisis espectral definitivo del límite superior con los factores de escalamiento respecto al análisis de fuerzas equivalentes. No se consideró para el diseño de elementos el análisis tiempo-historia, ya que el artículo 18.2 de la norma E.031 establece que, en todos los casos, los resultados empleados para el diseño no serán menores a los obtenidos por el análisis dinámico espectral o fuerzas equivalentes.

En el diseño en concreto armado, se emplearon las consideraciones de edificaciones de pórticos de concreto armado que establece la Norma E.060. En el diseño de las columnas, se realizó el diseño por flexocompresión, efectos de esbeltez, cortante, capacidad y verificaciones del nudo. Las columnas de la subestructura poseen secciones de 0.75x1.20, 0.60x1.20, 0.60x0.60 y 0.50x0.50. Las columnas de la superestructura poseen las siguientes secciones: 0.60x1.20, 0.60x1.00, 0.60x0.80 y 0.60x0.60. Las columnas de la subestructura poseen cuantías de acero entre los valores de 1.93% hasta 2.08% con excepción de las columnas que se encuentran en la zona del ascensor que estas poseen una cuantía de 3.92%. Las cuantías de acero de las columnas de la superestructura se encuentran entre los valores de 1.00% hasta 2.27%. El mayor requerimiento de las columnas en la edificación fue la flexocompresión; por tanto, se necesitó emplear el refuerzo de 1-3/8" y paquetes de barras de 1" en los extremos de algunas columnas.

Para el diseño de las vigas del sistema de aislamiento, se realizó un diseño por flexión, cortante y capacidad. Las vigas del nivel superior de aislamiento poseen una sección de 0.40x1.20 y las vigas del nivel inferior de aislamiento poseen una sección de 0.40x1.00. En estas vigas, se ha proporcionado los refuerzos corridos de barras de 1-3/8" y bastones de 1-

3/8" y de 1". El mayor requerimiento de estas vigas fue el diseño por capacidad; debido a que, se proporcionó momentos nominales elevados por el diseño por flexión. En consecuencia, los cortantes probables obtenidos son de magnitud considerable. De esta forma, fue necesario emplear distribuciones de estribos de 1/2" cada 0.15 o 0.10 m. Es importante resaltar que se decidió emplear un concreto con una resistencia a la compresión f_c de 350 kg/cm² para obtener cuantías menores y evitar aumentar el peralte de las vigas.

En las vigas de la superestructura, se emplearon secciones de 0.30x0.80, 0.30x0.75, 0.30x0.70, 0.30x0.65 y 0.30x0.60. Los refuerzos corridos de las vigas poseen diámetros de 1" en los primeros pisos y, en los últimos pisos, diámetros de 1", 3/4" y 5/8". Asimismo, se utilizó bastones de 1" y 3/4" en los primeros pisos. Mientras que, en los últimos niveles, se emplearon bastones de 3/4" y 5/8". Es importante mencionar que en estas vigas el estribo está conformado por una barra de 3/8" y un concreto con una resistencia a la compresión f_c de 280 kg/cm².

La cimentación se encuentra compuesta por zapatas aisladas, zapatas combinadas, plateas de cimentación y una zapata corrida que corresponde al muro del sótano. Es importante mencionar que se utilizaron vigas de cimentación de secciones de 0.45x1.20 y 0.40x1.20. La cimentación se dimensionó con cargas de servicio y se diseñó por flexión, cortante y punzonamiento por combinaciones últimas. El mayor requerimiento de las cimentaciones fue el punzonamiento y cortante debido a la gran carga axial proveniente de las columnas. Por esta razón, la cimentación presenta una altura de 1.00 m en su mayoría. Por otro lado, el refuerzo de acero por flexión para la malla inferior es de 1" cada 0.20 m o cada 0.125 m en las zapatas con mayores solicitaciones. Asimismo, se proporcionó una malla superior en las zapatas combinadas y plateas de cimentación de 1/2", 5/8" o 3/4" cada 0.20 m según las solicitaciones presentadas.

Para el diseño de los pedestales las fuerzas de compresión axial últimas no superaron el valor de $0.1 \cdot f_c \cdot A_g$ indicado en el artículo 21.5.1.1 de la norma E0.60. Por esta razón, se realizó el diseño como una viga, principalmente bajo requerimientos de flexión y corte. La sección utilizada del pedestal es de 1.80 x 1.20 m, el peralte del pedestal inferior es de 1.00 m y de 1.20 m para el pedestal superior. La armadura del pedestal consta de 26 barras de 1" y estribos de 3/8" cada 0.15 m. Cabe resaltar que el centroide del pedestal coincide con el centroide de las columnas, con el fin de evitar excentricidades que generen momentos adicionales.

El diseño del muro de contención se realizó a partir de cargas de servicio y de un sismo severo con un periodo de retorno de 2500 años. Para obtener esto, se multiplicó por un factor de 1.50 al valor del factor de zona sísmica obtenido de la Norma E.030, Z. Se empleó el método desarrollado por Mononobe y Okabe; debido a que, se puede emplear si el relleno es granular y no se encuentra saturado. Se obtuvieron los factores de seguridad al volteo y deslizamiento de 1.88 y 1.25 respectivamente. Estos son mayores o iguales a los valores mínimos de 1.50 y 1.25 que se obtienen de la normativa NTE E.020. Para evitar la falla de deslizamiento, se debió aumentar un diente en la base del muro de contención. El refuerzo longitudinal de la pantalla del muro es de 1" @0.20 m con bastones de 3/4" @0.15 m en la zona donde existe un mayor momento flector. Asimismo, el refuerzo transversal de la pantalla es de 1/2" @0.25 m. Para la punta y el talón, posee un refuerzo longitudinal de 3/4" @0.15 m y un refuerzo transversal de 5/8" @0.20 m.

RECOMENDACIONES

Se recomienda evaluar la esbeltez de la edificación (Relación entre la altura “H” y el lado menor de la planta del edificio “B_{mín}”), ya que un valor $H/B_{mín} > 1.5$ puede producir problemas en las derivas, aceleraciones y desplazamiento de la edificación (Korswagen et al, 2012).

Inicialmente, se consideró implementar en la estructuración, un muro de concreto armado tipo C en la zona del ascensor. No obstante, luego de las iteraciones realizadas, este elemento generaba torsión en el edificio y complicaciones en la zona de la base. Por esta razón, se recomienda el uso de columnas. Para la instalación del ascensor, se requerirá el uso de una estructura metálica en cada entepiso, ya que las guías de este equipo no solo se sujetan a nivel de entepiso, sino también en zonas intermedias.

Las columnas ubicadas en el perímetro del ascensor nacen de una losa de concreto armado de $h=0.60$ m, la cual se encuentra apoyada sobre deslizadores. Estos dispositivos se apoyan sobre la cara superior de una platea de cimentación que presenta un nivel de desplante más profundo que el resto de los elementos de la cimentación. Esto se realizó para considerar la altura del pit del ascensor y se incluyó un muro de contención de concreto armado con el fin de brindar protección a los deslizadores ubicados en esa zona. Asimismo, existe una junta sísmica de 45 cm entre este muro de contención y las columnas del ascensor. Se recomienda proporcionar falsas zapatas escalonadas a las cimentaciones que se encuentren en un nivel superior a la platea de cimentación que recibe las cargas de las columnas y a la losa del ascensor. Esto con el fin de transmitir los esfuerzos al estrato de suelo y no generar fuerzas adicionales a las zapatas adyacentes. Como otra alternativa, se puede usar una zona de transición de concreto armado entre las zapatas.

Otro punto importante para resaltar es el tramo de la escalera que parte del primer piso al sótano. Según artículo 26 de la norma A.010, es necesario equipar a la escalera de

evacuación con una barrera de contención y direccionamiento en el primer piso para impedir que las personas que evacuen accedan al sótano. En el edificio, existe solo una escalera para el acceso de todos los pisos; por tanto, esta será la escalera de evacuación y se necesitará interrumpir el tránsito de las personas con una barrera. Debido al espacio limitado y a la altura del sótano, no se logró obtener un trazo adecuado que cumpliera con esta normativa de arquitectura. Se recomienda emplear escaleras de evacuación independientes para los sótanos. Con esto, las personas que evacuan del sótano se dirigirán solo hacia el piso 1 y las personas que evacuan de los distintos pisos solo tendrán acceso al primero. En caso de que exista el espacio necesario para realizar un trazo adecuado de la escalera, la junta sísmica entre el tramo de escalera que se desliza y el tramo fijo debe encontrarse en un descanso con las dimensiones suficientes para que una persona pueda permanecer en cualquiera de los tramos durante el evento sísmico sin comprometer su integridad. Se recomienda que estas escaleras se encuentren alejadas una distancia mínima igual a la junta del edificio de las vigas del nivel inferior y superior de aislamiento.

Por otro lado, se recomienda realizar el diseño de las vigas del nivel de inspección ($R=1$) considerando que el centroide de dos capas de refuerzo se ubica a 12 cm desde el borde superior de la viga; debido a que, estas vigas presentan acero de refuerzo de 1" y 1-3/8" y estribos de 1/2" cuyo doblado del gancho a 135° genera que la segunda capa se encuentre distanciada alrededor de 9 cm de la primera capa, lo cual genera un menor peralte efectivo y, en consecuencia, el requerimiento por flexión se incrementa.

Las dimensiones de los pedestales deberán ajustarse según las medidas de los planos de fabricación que otorgue el proveedor de los dispositivos de aislamiento. Asimismo, puede presentarse congestión al colocar la armadura del pedestal; puesto que, a partir de este nacen las columnas del piso superior. Por esta razón, se recomienda el uso de conectores mecánicos; con el propósito de prescindir del anclaje con gancho estándar. De

forma similar, es posible ejecutar los traslapes con estos dispositivos en las columnas y vigas con elevada demanda de refuerzo.

Se recomienda que, si se supera el límite de la aceleración especificado en el manual HAZUS para daño leve en elementos no estructurales, será necesario realizar la sujeción de los equipos de las instalaciones en el nivel de la azotea. Esto se diseñará con el valor de la aceleración obtenido del análisis tiempo-historia. Asimismo, se sugiere que se implemente un control de aceleraciones en la norma existente E.031 para evitar problemas con el funcionamiento de la edificación que se busca proteger del evento sísmico.

Es necesario resaltar que las especialidades de instalaciones eléctricas, sanitarias, mecánicas (HVAC), telecomunicaciones y agua contra incendio, deben contemplar el uso de tuberías flexibles que puedan absorber un desplazamiento máximo de 45 cm en la interfaz de aislamiento. Asimismo, en caso de requerirse la fijación de otros equipos debe realizarse sólo en el edificio aislado o sólo en la estructura fija (sótano).

Se recomienda evaluar el material usado y la configuración de la tapajunta con las especialidades de arquitectura, señalización y seguridad, con el fin de obtener la mejor solución técnica y económica. En este caso, la especialidad de estructuras consideró el uso de una plancha ASTM A36 de 1/4" con anclajes tipo de 1/2" cada 1.00 m que se encuentran en el volado de la losa o en los pedestales superiores de la estructura aislada.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Angeles Contractor, INC (2019). *Foothill Law and Justice Center*. Southern California, USA.
<http://angelescontractor.com/portfolio-item/foothill-law-justice-center/>
- [2] Bridgestone (2017). Seismic Isolation Product Line-up. Cataloge for High Damping Rubber Bearing, Lead Rubber Bearing, Natural Rubber Bearing and Elastic Sliding Bearing. Vol. 1. Tokyo, Japón.
https://www.bridgestone.com/products/diversified/antiseismic_rubber/index.html
- [3] Constantinou, M., Whittaker, A.S., Kalpakidis, Y., Fenz, D.M. & Warn, G.P. (2007). Performance of Seismic Isolation Hardware under Service and Seismic Loading. Technical Report MCEER-07-0012. University at Buffalo. The State University of New York, USA.
- [4] Chopra, A (2012). Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey, USA: Prentice Hall.
- [5] Fujita T. (1998). Seismic isolation of civil buildings in japan. Structural Engineering and Materials 1998 Vol I (3): 295-300. University of Tokyo, Japan.
- [6] Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). Introducción al Uso de Aisladores y Disipadores en Estructuras. Serie Geópolis;, Caracas: CAF.
<http://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>
- [7] HAZUS MR4. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Washington DC, USA.
- [8] Jünemann, R (2019). Introducción. Apuntes del curso Sistemas Innovativos de diseño sismorresistente. Chile: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- [9] Jalla R. (1999). Basement Wall Design: Geotechnical Aspects. Journal of Architectural Engineering, 5, 89-91.

- [10] Kelly, James M & Konstantinidis, Dimitrios A. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation*. United Kingdom: John Wiley.
- [11] Korswagen, P., Arias, J., & Huaranga, P. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*.
- [12] Makris, N. (2018). *Seismic isolation: Early history*. Dallas, USA: John Wiley.
- [13] Mageba (2020). *Protección antisísmica mageba -preservación fiable de estructuras. Aislador de alto amortiguamiento LASTO HDRB*. New York, USA.
<https://www.mageba-group.com/data/docs/es/2573/PROSPECT-LASTO-HDRB-int-es.pdf?v=1.1>
- [14] Muñoz, A. (2016). *Aislador de péndulo friccional*. Apuntes del curso sistemas modernos de protección sísmica de edificios. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [15] Muñoz, A. (2019). *Modelo inelástico para el sistema de aislamiento*. Apuntes del curso sistemas modernos de protección sísmica de edificios. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [16] Muñoz, A. (2020). *Aislamiento sísmico en el Perú. Generalidades, estado actual y perspectivas del aislamiento de base empleado para la mitigación del riesgo sísmico en la infraestructura Latinoamericana. Experiencias de Perú, Ecuador, México y Colombia*. Universidad de la Salle, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Pontificia Universidad Católica del Perú. Colombia Earthquake Engineering Reserch Network (CEER).
<https://www.youtube.com/watch?v=3opq5axKEMM>
- [17] Naeim, Farzad, & Kelly, James M. (1999). *Design of seismic isolated structures: From theory to practice*. New York, USA: John Wiley.

- [18] R.I. Skinner, R.G. Tyler, A.J. Heine and W.H. Robinson (1980). Hysteretic Dampers for the Protection of Structures from Earthquakes, Bull. New Zealand Nat. Soc. Earthquake.
- [19] R.I. Skinner, W.H. Robinson and G.H. McVerry (1991). Seismic isolation in New Zealand. Physics and Engineering Laboratory Department of Scientific and Industrial Research, Lower Hutt, New Zealand. Nuclear Engineering and Design 127 (1991) pp 281-289.
- [20] Tafheem, Z., Arafat, A., Chowdhury, A. y Iqbal, A., (2015). Seismic Isolation Systems in Structures- the State of Art Review. Daka, Bangladesh.
- [21] Tarics A.G., Way D. & Kelly, James M. (1984). The implementation of base isolation for the foothill communities law and justice center. County of San Bernardino, California.
- [22] The Japan Society of Seismic Isolation (2016). Brochure of seismic isolation systems in Japan.
- [23] Thompson, A., Whittaker, A.S., Fenves, G. & Mahin, S. (2000). Property Modification Factors For Elastomeric Seismic Isolation Bearings. 12WCEE 2000, Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, USA.
- [24] Villagómez, D. (2015). Lineamientos para el análisis y diseño de edificaciones sísmicamente aisladas en el Perú, Lima: Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- [25] Wamanrao & Narayan (2015). Sustainability of Structure Using Base Isolation Techniques for Seismic Protection. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. Vol. 4, Issue 3. Pune, India.
- [26] Villagómez, D. (2023). Diseño de Sistemas de Concreto para Contención de Tierra. Diapositivas del Curso Diseño de Sistema de Concreto Para Contención de Tierra y

Líquidos de la Diplomatura de estudio en Diseño Estructural, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú.

- [27] Higashi, J. (2019). Capítulo 5: Diseño de Cimentaciones superficiales. Diapositivas del Curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú.
- [28] Zanelli, C. & Paredes, P. (2019). Diseño Estructural de un pabellón de hospital con aisladores sísmicos. Lima, Perú.
- [29] Ottazzi, G. (2004). Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado. Lima, Perú.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO
SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN
SÓTANO**

ANEXOS

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Ana Victoria Mamani Andía

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Raul Andrey Silva Villegas

ASESOR:

José Martín Velásquez Vargas, Mag.

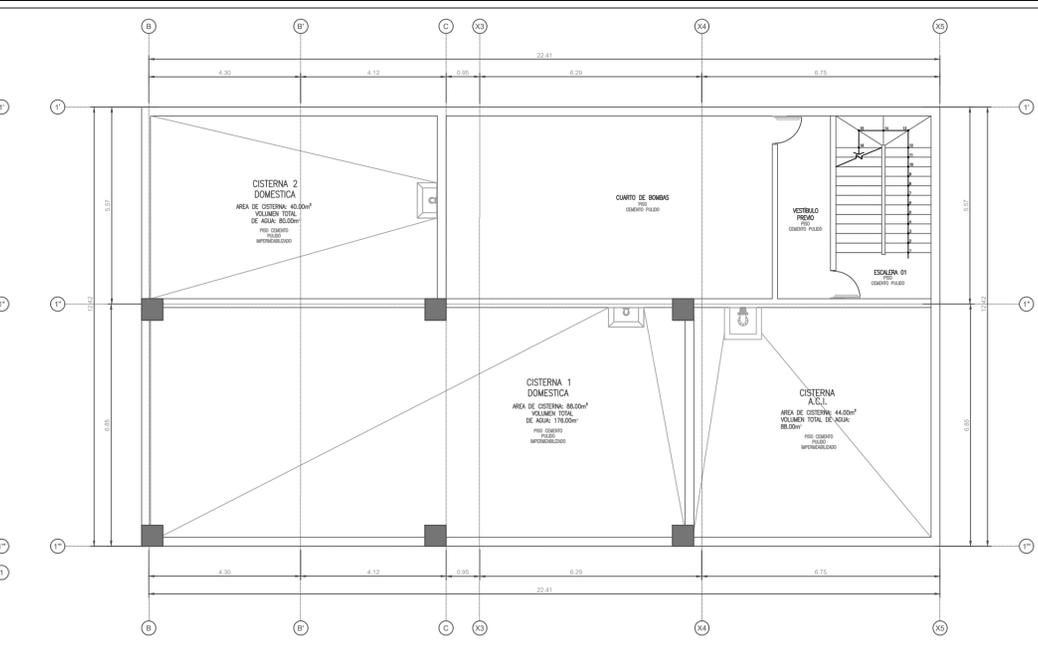
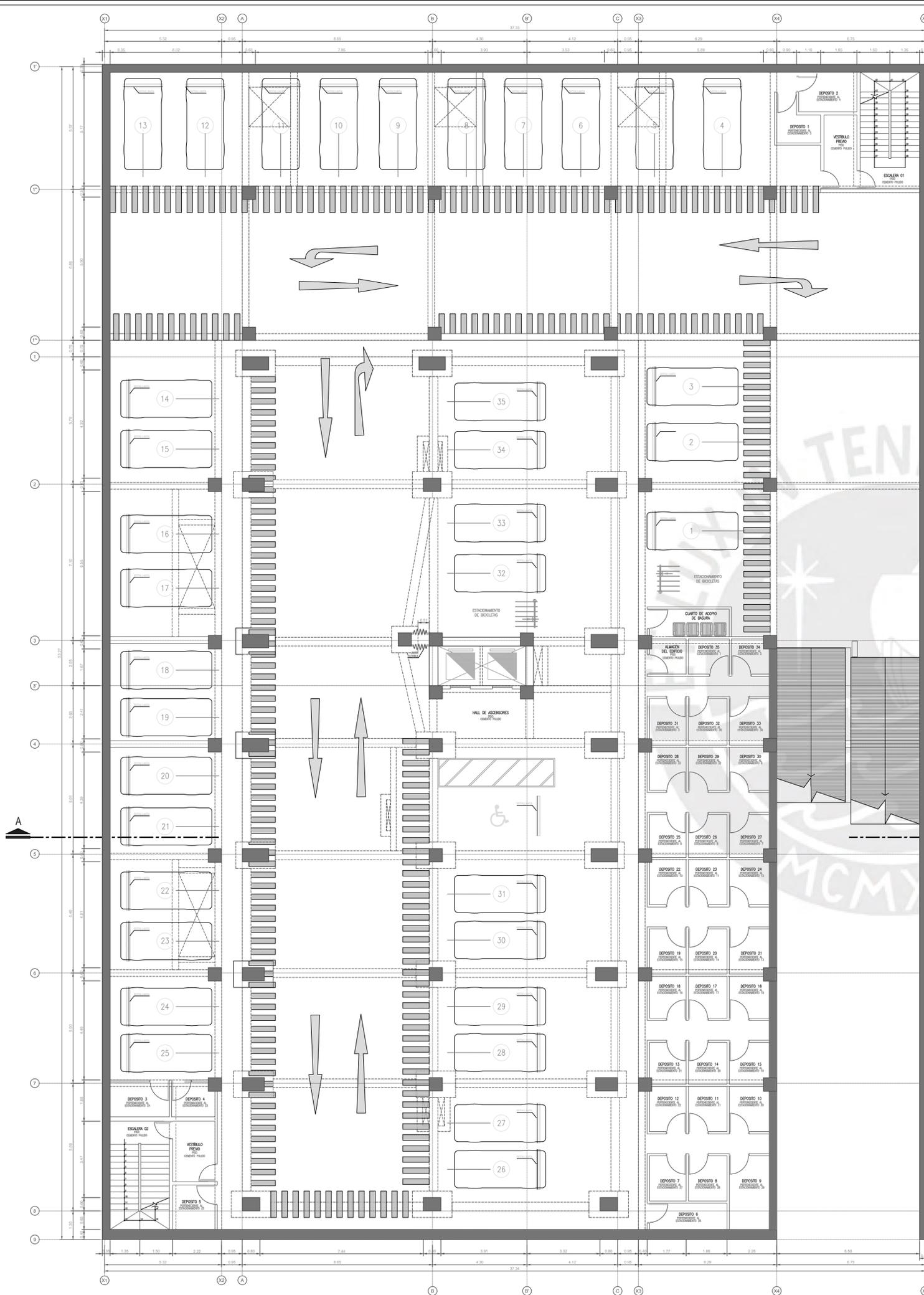
Lima, Julio, 2024

PLANOS DE LA ESPECIALIDAD DE ARQUITECTURA

- A-01 PLANTA DE SÓTANO 1 Y SÓTANO 2
- A-02 PLANTA DEL PRIMER NIVEL
- A-03 PLANTA DE PISO TÍPICO Y PLANTA DE AZOTEA
- A-04 CORTE TRANSVERSAL A-A
- A-05 ELEVACIÓN INGRESO

PLANOS DE LA ESPECIALIDAD DE ESTRUCTURAS

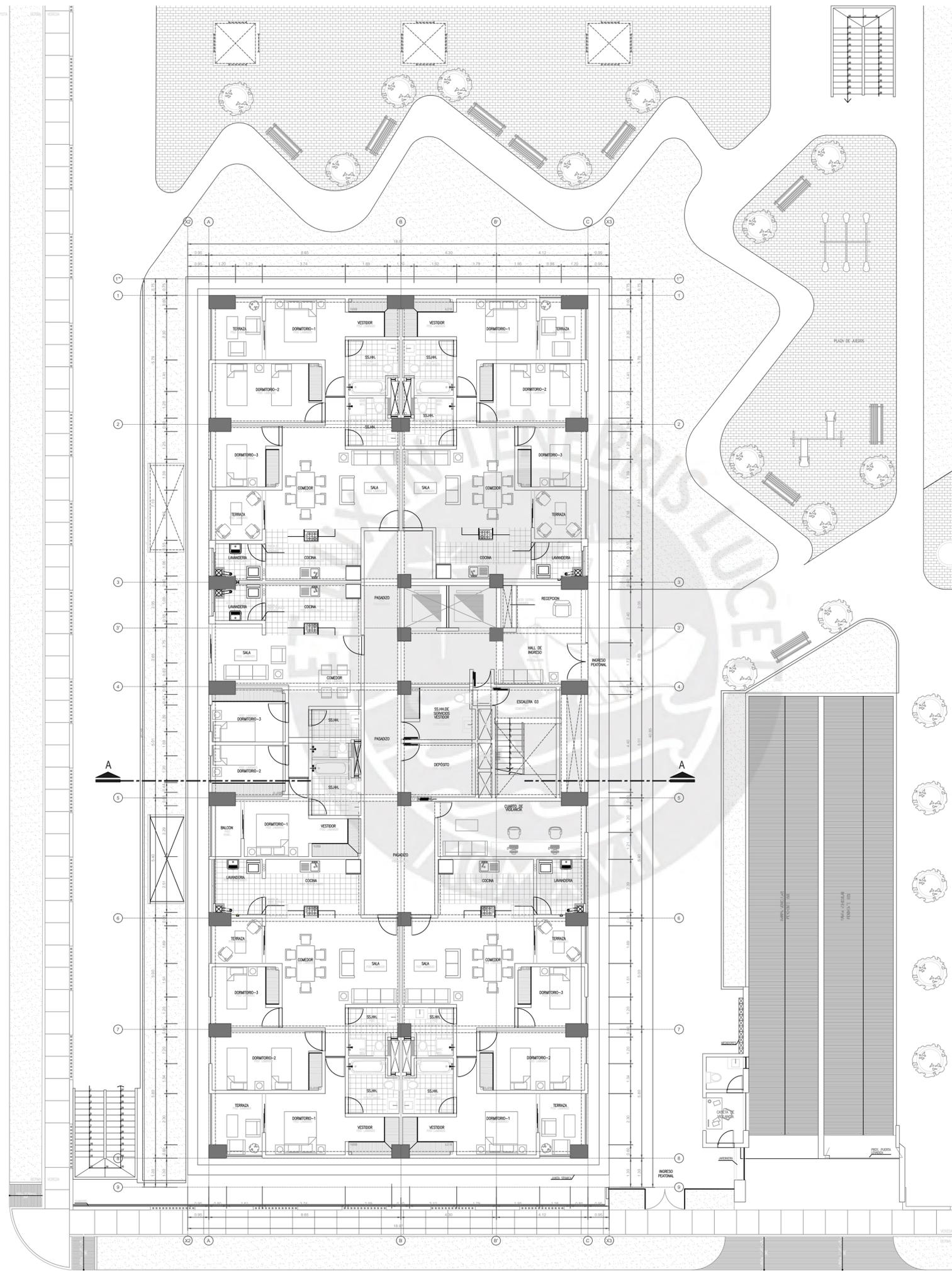
- E-00 ESPECIFICACIONES GENERALES
- E-01 PLANTA DE CIMENTACIÓN 01 DE 02
- E-02 PLANTA DE CIMENTACIÓN 02 DE 02
- E-03 SECCIONES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN
- E-04 PLANTA DE CIMENTACIÓN Y SECCIONES DE CISTERNA
- E-05 CUADRO DE COLUMNAS
- E-06 NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
- E-07 NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
- E-08 ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
- E-09 ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
- E-10 ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1° AL 6° PISO
- E-11 ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7° PISO
- E-12 ENCOFRADO DE TECHO PARA LA AZOTEA
- E-13 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
- E-14 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
- E-15 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 04
- E-16 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 04
- E-17 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 03 DE 04
- E-18 ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 04 DE 04
- E-19 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 1°, 2° Y 3° TECHO - 01 DE 02
- E-20 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 1°, 2° Y 3° TECHO - 02 DE 02
- E-21 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 4° Y 5° TECHO - 01 DE 02
- E-22 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 4° Y 5° TECHO - 02 DE 02
- E-23 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO - 01 DE 02
- E-24 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO - 02 DE 02
- E-25 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO - 01 DE 02
- E-26 ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO - 02 DE 02
- E-27 DETALLES DE ESCALERAS
- E-28 DETALLES GENERALES



PLANTA SÓTANO 2
NPT -7.30m
ESC 1/100

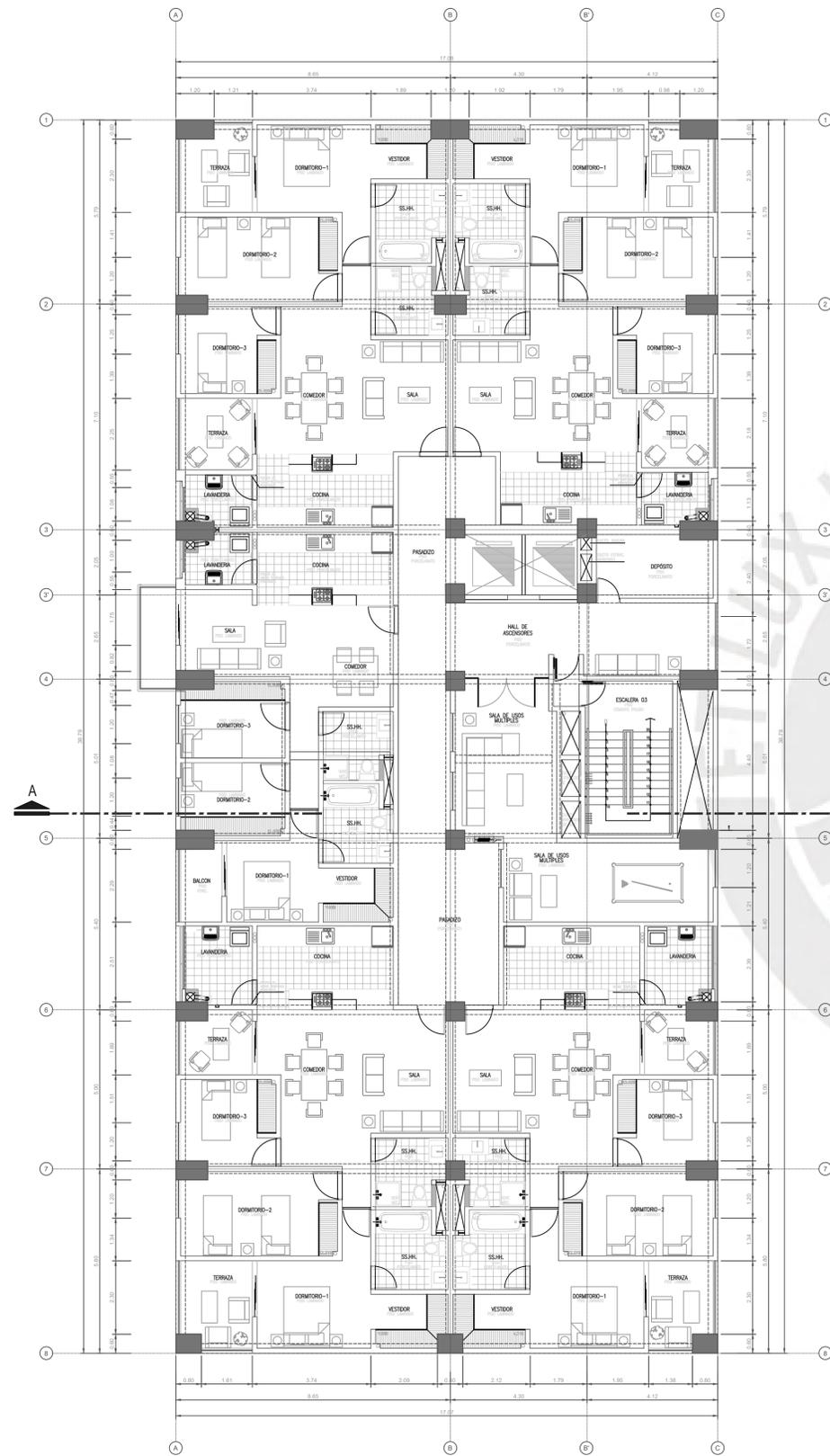
PLANTA SÓTANO 1
NPT -5.00m
ESC 1/100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CÁTOLICA DEL PERÚ PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"	ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	LÁMINA: A-01	
	PLANO: PLANTA DE SÓTANO 1 Y SÓTANO 2		
	ASESOR DE TESIS: ING. JOSE MARTÍN VELASQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA: OCTUBRE 2023	ESCALA: 1/100
	AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS		20152976 20151739

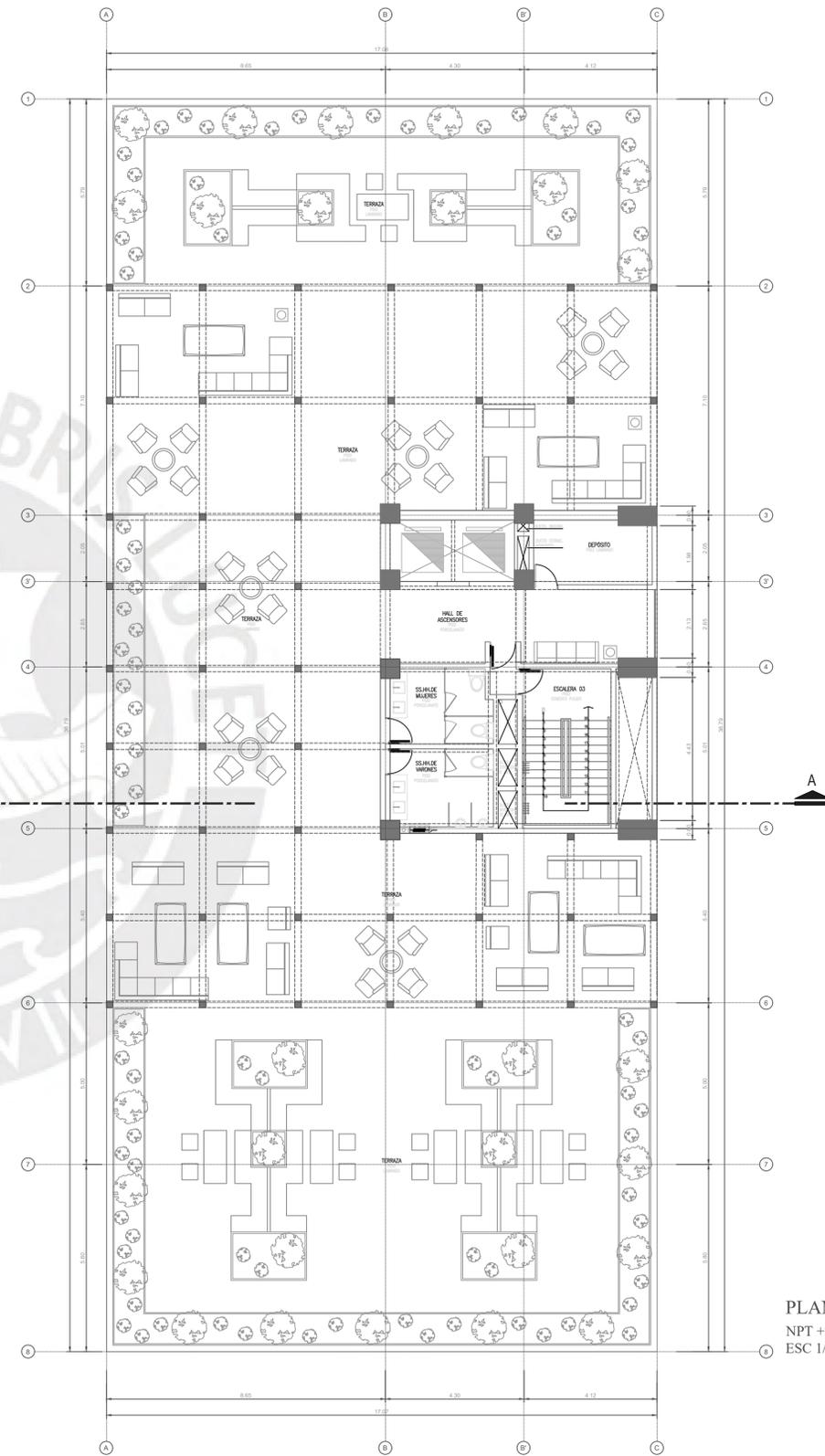


PLANTA PRIMER NIVEL
 NPT 0.00m
 ESC 1/100

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA	LÁMINA:	A-02	
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"			
ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	OCTUBRE 2023	ESCALA:	1/100
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976	20151739		

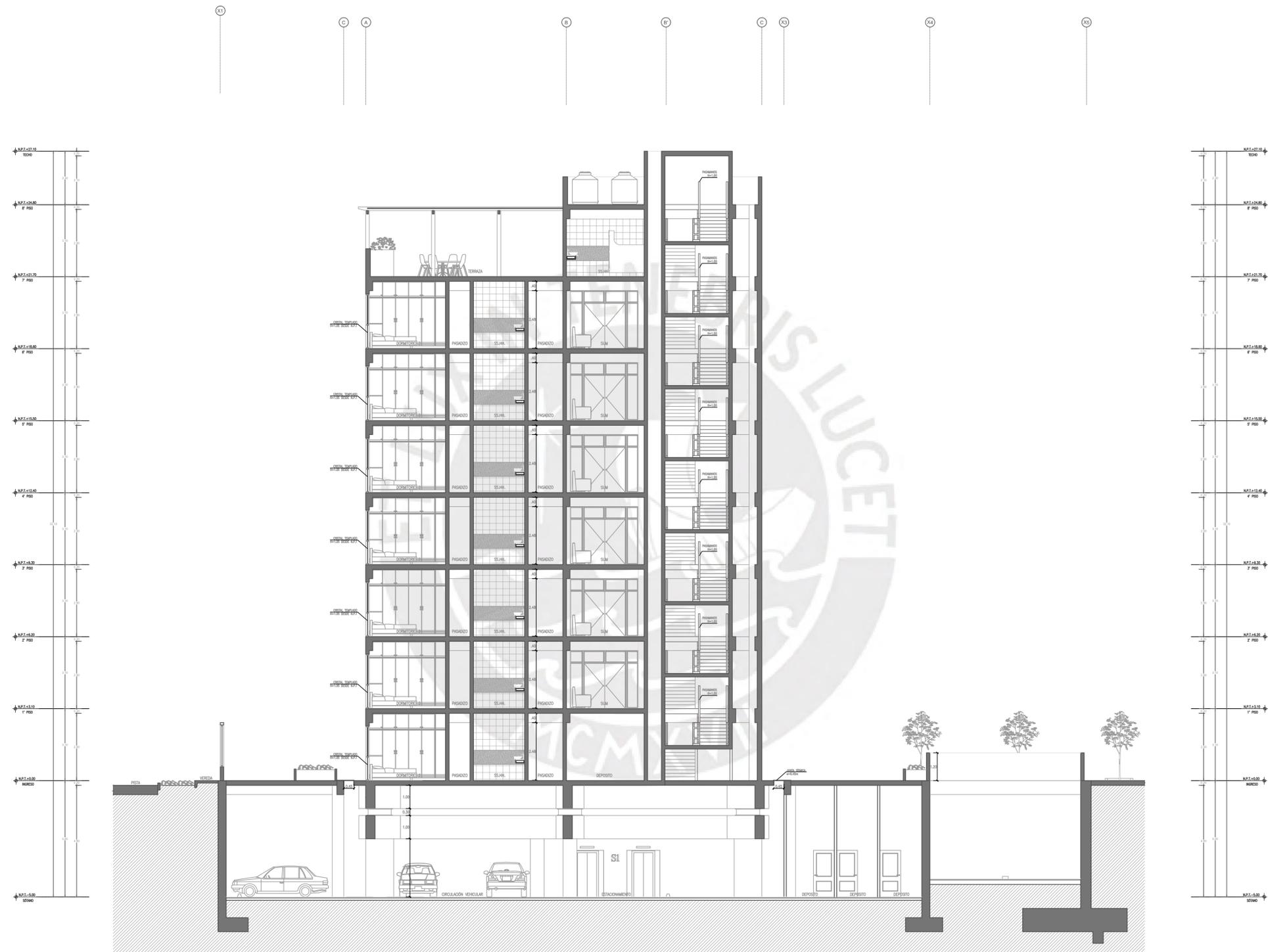


PLANTA DE PISO TÍPICO
ESC 1/100



PLANTA AZOTEA
NPT +21.70m
ESC 1/100

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA	LÁMINA:	A-03
	PROYECTO DE TESIS:	PLANTA DE PISO TÍPICO Y PLANTA DE AZOTEA		
<p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	OCTUBRE 2023
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	1/100
			20152976	20151739



CORTE A-A
ESC 1/100

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA	LÁMINA:	A-04
	PROYECTO DE TESIS:	CORTE TRANSVERSAL A-A		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	OCTUBRE 2023
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739	ESCALA:



ELEVACIÓN INGRESO
ESC 1/100

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	LÁMINA:	
	ARQUITECTURA	A-05	
<p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	PLANO:	ELEVACIÓN INGRESO	
	ASESOR DE TESIS:	FECHA:	ESCALA:
	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	OCTUBRE 2023	1/100
	AUTORES:	20152976	
	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA	20151739	
	RAÚL SILVA VILLEGAS		

EDIFICIO MULTIFAMILIAR

INDICE DE NOMENCLATURAS

N.	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T.	NIVEL DE JARDIN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C.	NIVEL DE FONDO DE CIMENTO CORRIDO
N.T.T.	NIVEL DE TECHO TERMINADO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
Ø	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR.	EXTREMO

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADEMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.

NORMATIVA

- NORMA E.020 CARGAS (2006)
- NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE (2018)
- NORMA E.031 AISLAMIENTO SÍSMICO (2019)
- NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES (2018)
- NORMA E.060 CONCRETO ARMADO (2009)

CARGAS

CARGAS VIVAS:-	
REGLAMENTO:	E-0.20
ESTACIONAMIENTO	250 kg/m ²
VIVIENDA	200 kg/m ²
AZOTEA	100 kg/m ²

COMPORTAMIENTO SÍSMICO

CARGAS SÍSMICAS	
REGLAMENTO:	E0.30; E.031
FACTOR DE ZONA. (ZONA 4)	Z=0.45
FACTOR DE USO. (CATEGORIA C)	U=1.00 (ESTRUCTURA AISLADA)
FACTOR DE SUELO. (TIPO S1, ZONA 4)	S=1.00 Tp=0.40s. Tl=2.50s.
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DEL SISMO DE DISEÑO AL MÁXIMO	1.50
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA	Iax=1.00, Iay=1.00
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	Ipx=1.00, Ipy=1.00
COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS. (R=Ro.Ia.Ip)	Rx-y=2.00 (SUPERESTRUCTURA: DEL 1° NIVEL A LA AZOTEA) Rx-y=1.00 (SUBESTRUCTURA: CIMENTACIÓN, SÓTANO, NIVEL SUPERIOR E INFERIOR DE AISLAMIENTO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEFINITIVO

DE LÍMITE INFERIOR

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T):	
-Txx = 3.02 seg. -Tyy = 3.00 seg.	
SUBESTRUCTURA:	
SISMO XX:	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO=	35.32 cm
SISMO YY:	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO=	31.97 cm

EN EL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR SE DEBERÁ RESPETAR UNA JUNTA SÍSMICA DE 40 CM COMO MÍNIMO CON CUALQUIER ESTRUCTURA O ELEMENTO.

DE LÍMITE SUPERIOR

FUERZA CORTANTE EN EL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO (Vs):

-Vxx = 702 ton.
-Vyy = 702 ton.

FUERZA CORTANTE EN EL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO (Vb):

-Vxx = 1513 ton.
-Vyy = 1513 ton.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO TIEMPO- HISTORIA (PROMEDIO)

DE LÍMITE INFERIOR

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T):	
-Txx = 3.00 seg. -Tyy = 3.00 seg.	
SUPERESTRUCTURA:	
SISMOS XX:	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA =	30.10 cm.
SISMOS YY:	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA =	29.75 cm.

EN EL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR SE DEBERÁ RESPETAR UNA JUNTA SÍSMICA DE 40 CM COMO MÍNIMO CON CUALQUIER ESTRUCTURA O ELEMENTO.

FUERZA RESTAURADORA:

-FUERZA RESTAURADORA EN X-X (%PESO) =	3.25%
-FUERZA RESTAURADORA EN Y-Y (%PESO) =	3.36%

DE LÍMITE SUPERIOR

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T):	
-Txx = 1.84 seg. -Tyy = 1.83 seg.	
DERIVAS:	
-MÁXIMA DERIVA X-X DE ENTREPISO =	0.0033
-MÁXIMA DERIVA Y-Y DE ENTREPISO =	0.0029
ACELERACIÓN:	
-MÁXIMA ACELERACIÓN X-X DE ENTREPISO =	0.46 g
-MÁXIMA ACELERACIÓN Y-Y DE ENTREPISO =	0.27 g

FUERZA RESTAURADORA:

-FUERZA RESTAURADORA EN X-X (%PESO) =	4.24%
-FUERZA RESTAURADORA EN Y-Y (%PESO) =	5.26%

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ESPECTRAL DEFINITIVO

DE LÍMITE SUPERIOR

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T):	
-Txx = 2.17 seg. -Tyy = 2.10 seg.	
DERIVAS:	
-MÁXIMA DERIVA X-X DE ENTREPISO =	0.0031
-MÁXIMA DERIVA Y-Y DE ENTREPISO =	0.0030

FUERZA CORTANTE EN EL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO EMPLEADA PARA EL DISEÑO (Vs):

-Vxx = 670.7 ton.
-Vyy = 670.71 ton.

FUERZA CORTANTE EN EL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO (Vb):

-Vxx = 1362.1 ton.
-Vyy = 1362.1 ton.

CIMENTACIONES

- RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACIÓN:

TIPO DE CIMENTACIÓN	-ZAPATAS AISLADAS, -ZAPATAS COMBINADAS -PLATEAS Y LOSAS DE CIMENTACIÓN -VIGAS DE CIMENTACIÓN
ESTRATO DE APOYO	-ROCA O SUELO MUY RÍGIDO
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA	NO SE REGISTRA
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN	-1.50 m (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO ADYACENTE A LA CIMENTACIÓN) -4.00 kg/cm ²
PRESIÓN ADMISIBLE	
AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACIÓN	
EXPOSICIÓN A SULFATOS, CLORUROS Y SALES SOLUBLES:	NO PRESENTA
TIPO DE CEMENTO PORTLAND:	TIPO I
f _c mínimo:	210 kg/cm ²
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN	
LICUACIÓN:	NO PRESENTA
COLAPSO:	NO PRESENTA
EXPANSIÓN:	NO PRESENTA

- LOS SUELOS ADYACENTES A LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBE LLENARSE LA SOBRE EXCAVACIÓN BAJO LOS CIMIENTOS CON FALSAS ZAPATAS DE CONCRETO CICLÓPEO.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UN LENTE O BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLO EN POR LO MENOS 0.30m, Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMIENTO DE CONCRETO CICLÓPEO. TODA LA CIMENTACIÓN SE DISEÑO CONSIDERANDO QUE SE APOYARÁ SOBRE LA ARENA LIMOSA.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS APOYO DE LA CIMENTACIÓN YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS SOBRE SUELO, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARSE POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MÁS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO, DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS.
- REVISAR LAS CONSIDERACIONES DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA LOS PAVIMENTOS QUE SE APOYARÁN SOBRE EL SUELO.
- LAS EXCAVACIONES REQUERIDAS PARA LA CIMENTACIÓN DEBERÁN EFECTUARSE TRATANDO DE NO ALTERAR MUCHO EL MATERIAL EN LA COTA FINAL DE CORTE.

CONCRETO

- COLOCACIÓN:-

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR SU SEGREGACIÓN DEBIDO A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
- LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.

- NO DEBE COLARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE HAYA ADICIONADO AGUA, NI AQUEL QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.

- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O DE LA SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O LAS JUNTAS ESPECIFICADAS.

- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.

- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE SU COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE LOS 10° C Y EN CONDICIONES ADECUADAS DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEEN CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).

- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE LOS 10° C Y EN CONDICIONES ADECUADAS DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS 3 PRIMEROS DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.

- ENCOFRADO:-
- LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.

- CALIDAD DEL CONCRETO:-

- SE RECOMIENDA EL USO DE CEMENTO PORTLAND.

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LOS CILINDROS A LOS 28 DÍAS, (f _c)	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP (MIN-MAX)
FALSA ZAPATA (CONCRETO CICLÓPEO 1:10 +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm ²	6"-10"	4"-6"
SOBRECIMENTOS	210 kg/cm ²	1"	4"-6"
ZAPATAS CORRIDAS Y COMBINADAS	280 kg/cm ²	1"	4"-6"
ZAPATAS DE COLUMNAS	280 kg/cm ²	1"	4"-6"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	280 kg/cm ²	1"	4"-6"
PEDESTALES	350 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
COLUMNAS DEL SÓTANO	350 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
COLUMNAS DEL 1° AL 7° PISO	280 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
VIGAS Y LOSAS DEL NIVEL DE AISLAMIENTO SUPERIOR E INFERIOR	350 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
VIGAS Y LOSAS DEL 1° AL 7° TECHO	280 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
CISTERNA (CIMENTACIÓN, MUROS Y LOSAS)	280 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
COLUMNETAS DE LA TABIQUERÍA	175 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
LOSA DE PISO EN EL PRIMER NIVEL (PAVIMENTO APOYADO SOBRE EL SUELO)	175 kg/cm ²	3/4"	4"-6"
LOSA DE ESTACIONAMIENTOS (PAVIMENTO APOYADO SOBRE EL SUELO)	210 kg/cm ²	3/4"	4"-6"

- ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A706-GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A706-GRADO 60	4200 kg/cm ²

NOTA:
SE PERMITIRÁ EL USO DE VARILLAS CORRUGADAS ASTM A615 GRADO 60, SIEMPRE Y CUANDO SE REALICEN LOS ENSAYOS DE FLUENCIA Y RESISTENCIA DE TRACCIÓN SEGÚN EL INCISO (A) Y (B) DEL ARTÍCULO 21.3.3 DE LA NORMA E.060. CASO CONTRARIO, SOLO SE PERMITE EL USO DE ACERO ASTM A615 GRADO 60 EN ELEMENTOS SIN RESPONSABILIDAD SÍSMICA.

- RECUBRIMIENTOS

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES. A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN LOS PLANOS DE DETALLES O EN LAS NOTAS DE LOS SIGUIENTES PLANOS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS Y CIMIENTOS VACIADOS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS Y CIMIENTOS VACIADOS SOBRE SOLADOS	5.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO TERRENO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO AGUA	5.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTARÁN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
MUROS, PLACAS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
VIGAS	4.0 cm
COLUMNETAS EN LA TABIQUERÍA	2.0 cm

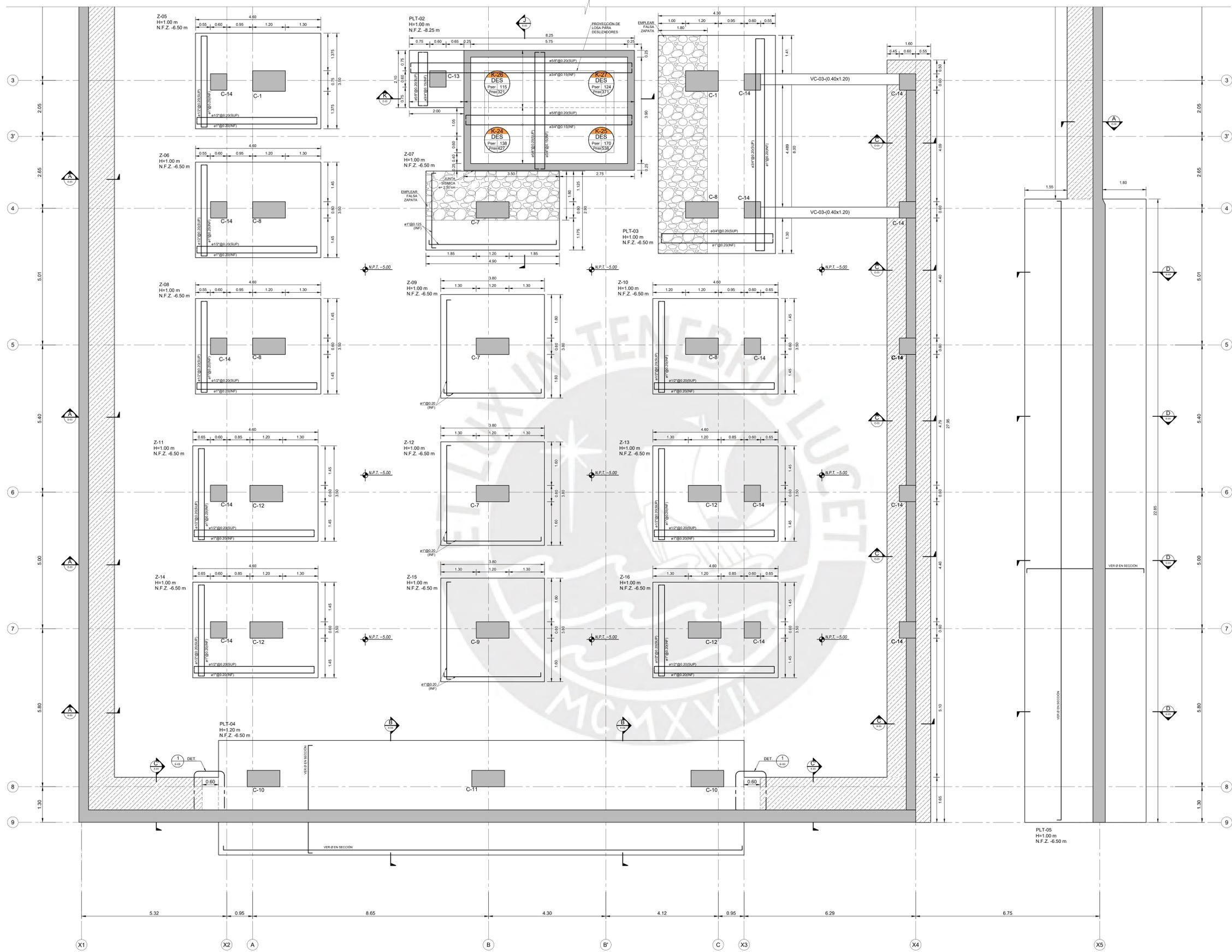
NOTA: REVISAR LAS INDICACIONES QUE ALCANZA EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON RESPECTO A LOS RECUBRIMIENTOS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y AL TARRAJEO A CONSIDERAR SOBRE ESTOS.

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA LOS VACIADOS ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE DEBE CONSIDERAR EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN ESTOS PLANOS. SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE. ASÍ, NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADOS CON SUS DIMENSIONES REALES LAS CUALES SI SE ACOTAN.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES DE ESTOS PLANOS. CUANDO SE EMPLEEN EMPALMES QUE NOSE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, DEBERÁN ESTOS PODER DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA EN EL ELEMENTO ESTRUCTURAL.

RELACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES

E-00	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN 01 DE 02
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN 02 DE 02
E-03	SECCIONES DE CIMENTACIÓN
E-04	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y SECCIONES DE CISTERNA
E-05	CUADRO DE COLUMNAS
E-06	NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
E-07	NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
E-08	ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
E-09	ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
E-10	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1° AL 6° PISO
E-11	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7° PISO
E-12	ENCOFRADO DE TECHO PARA LA AZOTEA
E-13	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02
E-14	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02
E-15	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 04
E-16	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 04
E-17	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 03 DE 04
E-18	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 04 DE 04
E-19	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 1°, 2° Y 3° TECHO - 01 DE 02
E-20	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 1°, 2° Y 3° TECHO - 02 DE 02
E-21	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 4° Y 5° TECHO - 01 DE 02
E-22	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 4° Y 5° TECHO - 02 DE 02
E-23	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO - 01 DE 02
E-24	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO - 02 DE 02
E-25	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO - 01 DE 02
E-26	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO - 02 DE 02
E-27	DETALLES DE ESCALERAS
E-28	DETALLES GENERALES

	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-00	
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"			
ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024	ESCALA:	INDICADA
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976	20151739		



PLANTA DE CIMENTACIÓN

ESCALA 1/150

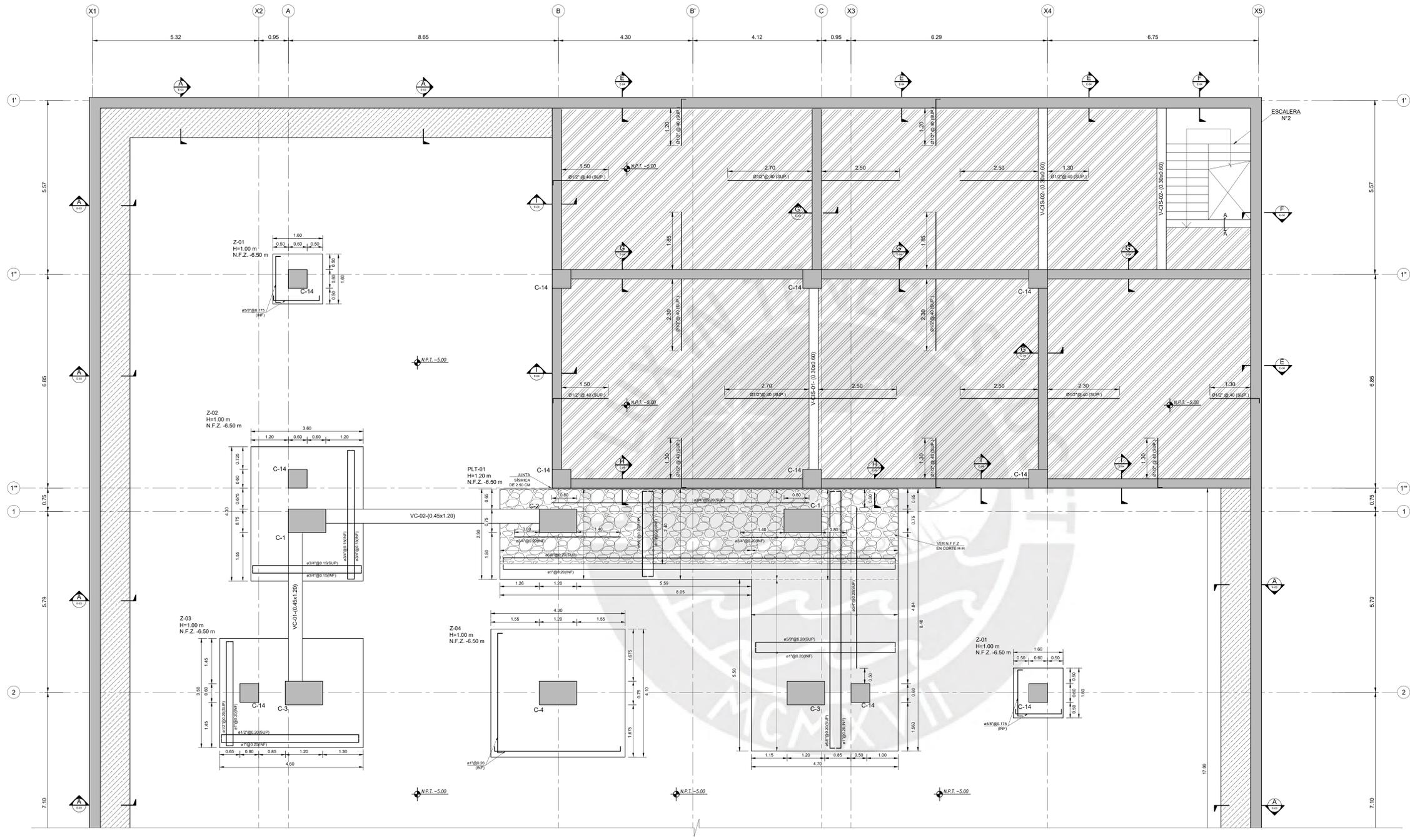
- ZAPATAS AISLADAS Y CONTINUAS DE MUROS (VER REFUERZO DE CONTENCIÓN)
- ZAPATA CORRIDA ARMADA DE MURO DE SÓTANO (H=0.60m) (VER CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN)

- MURO DE CONCRETO ARMADO (VER REFUERZO EN CORTES)
- LOSA MACIZA H=0.25m.

- FALSA ZAPATA (VER CORTES)

MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø8mm @ 0.20 m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-01
	PROYECTO DE TESIS:	<p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>		
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN 01 DE 02			
ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS	FECHA:	MAYO 2024	ESCALA:
C.I.P.:	69484			INDICADA
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA	20152976		
	RAÚL SILVA VILLEGAS	20151739		

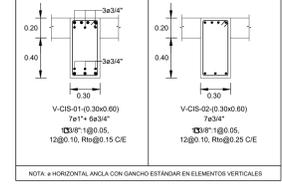


PLANTA DE CIMENTACIÓN

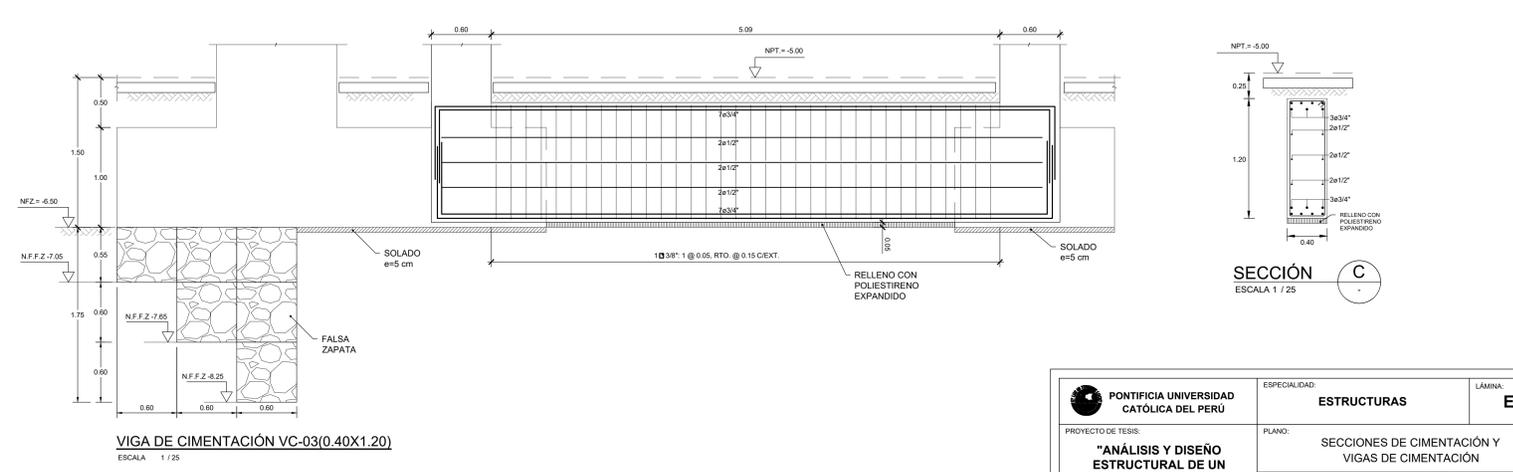
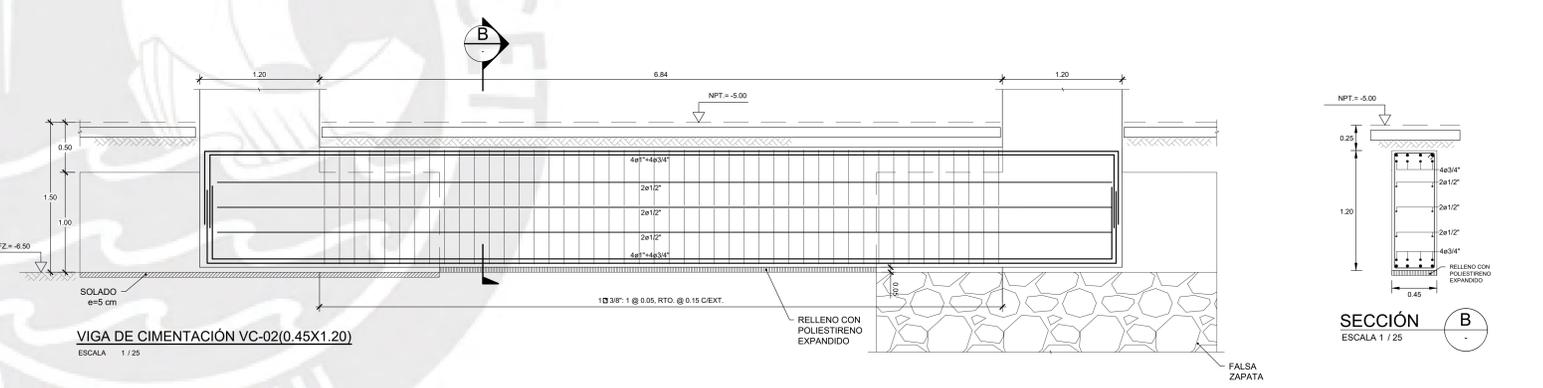
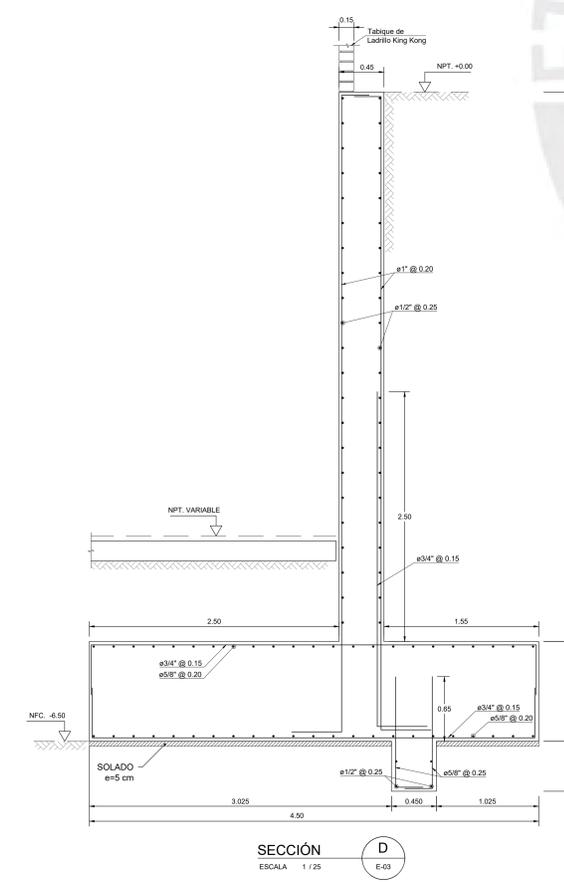
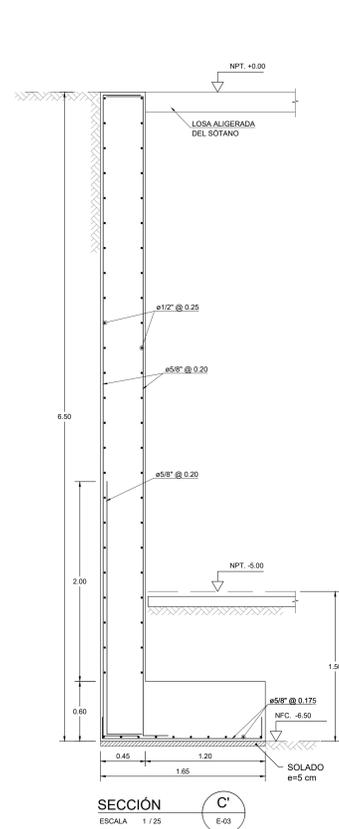
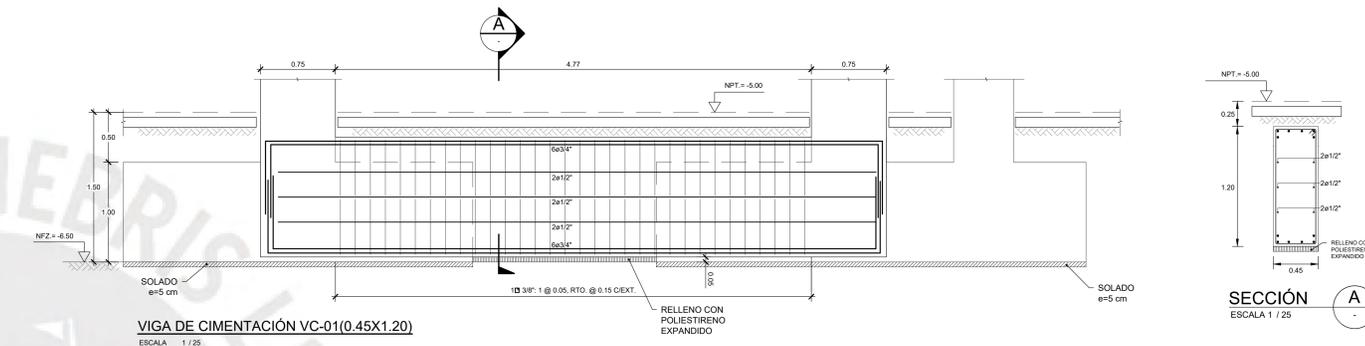
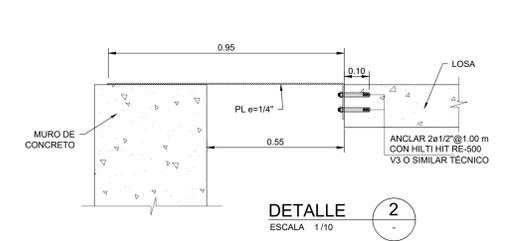
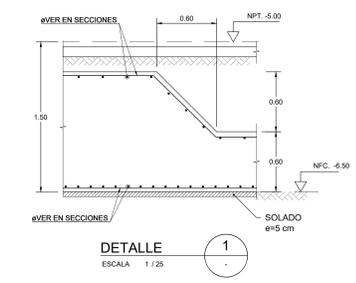
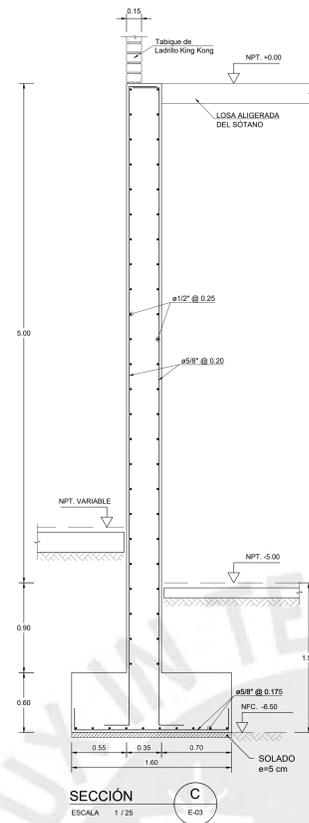
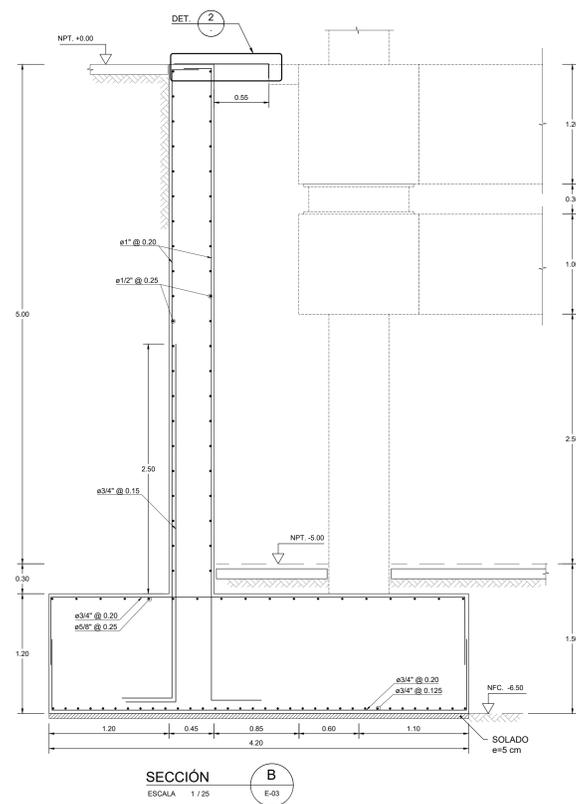
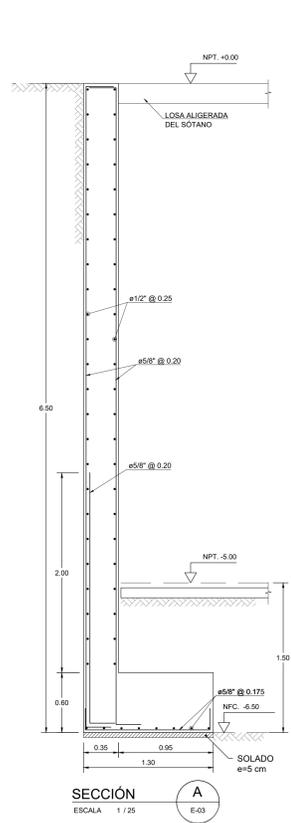
ESCALA 1/50

- ZAPATAS AISLADAS Y CONTINUAS DE MUROS DE CONTENCIÓN
- MURO DE CONCRETO ARMADO (VER REFUERZO EN CORTES)
- ZAPATA CORRIDA ARMADA DE MURO DE SÓTANO (H=0.60m) VER CORTES Y DETALLES DE CIMENTACIÓN
- LOSA MACIZA H=0.25m. MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø8mm @ 0.20 m. MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 0.20 m. (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
- FALSA ZAPATA (VER CORTES)

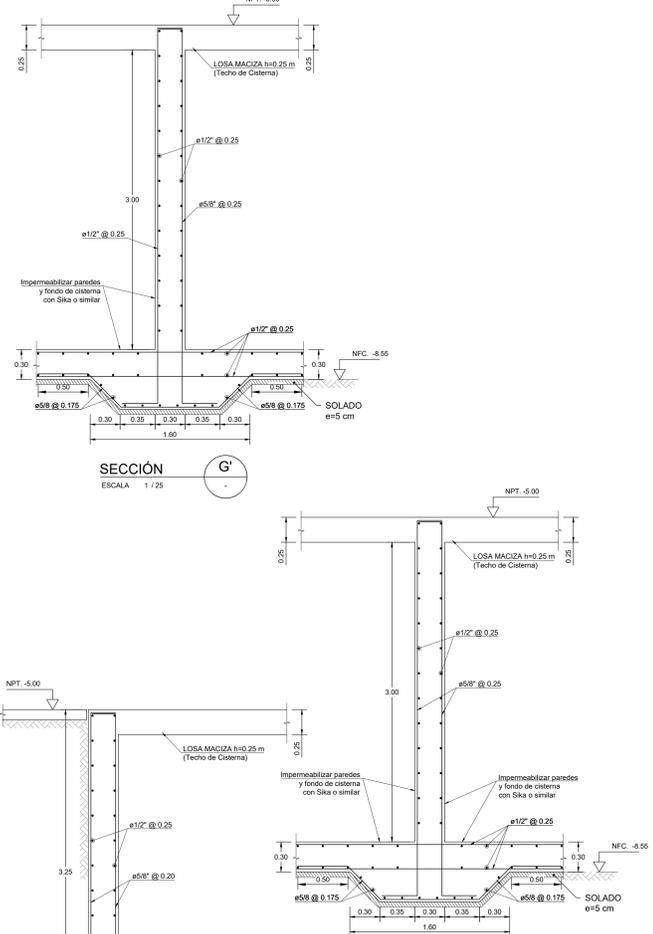
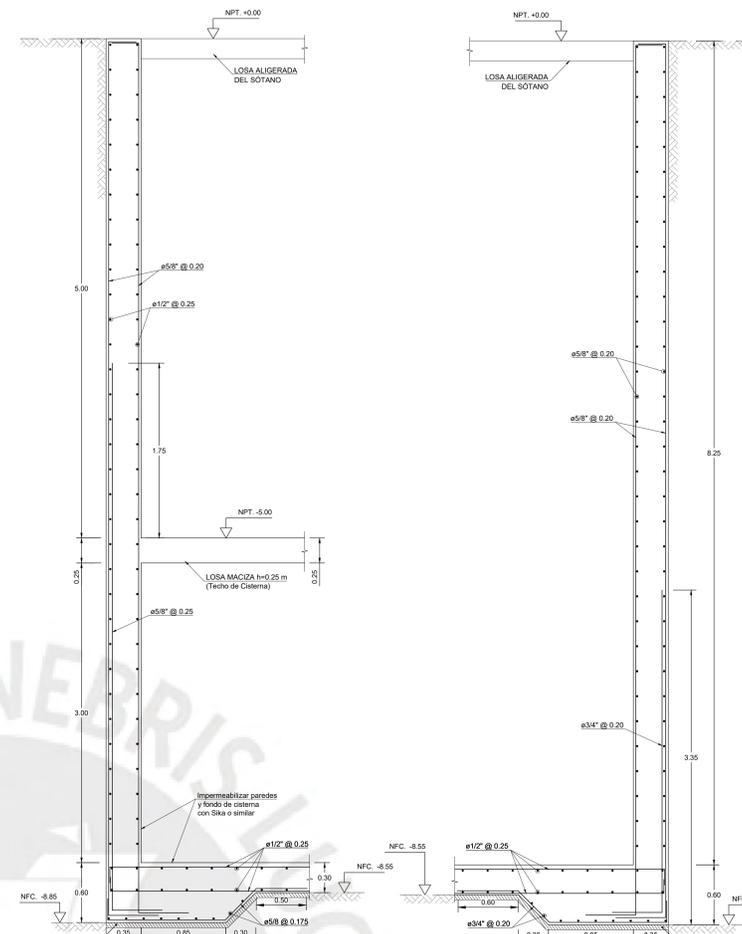
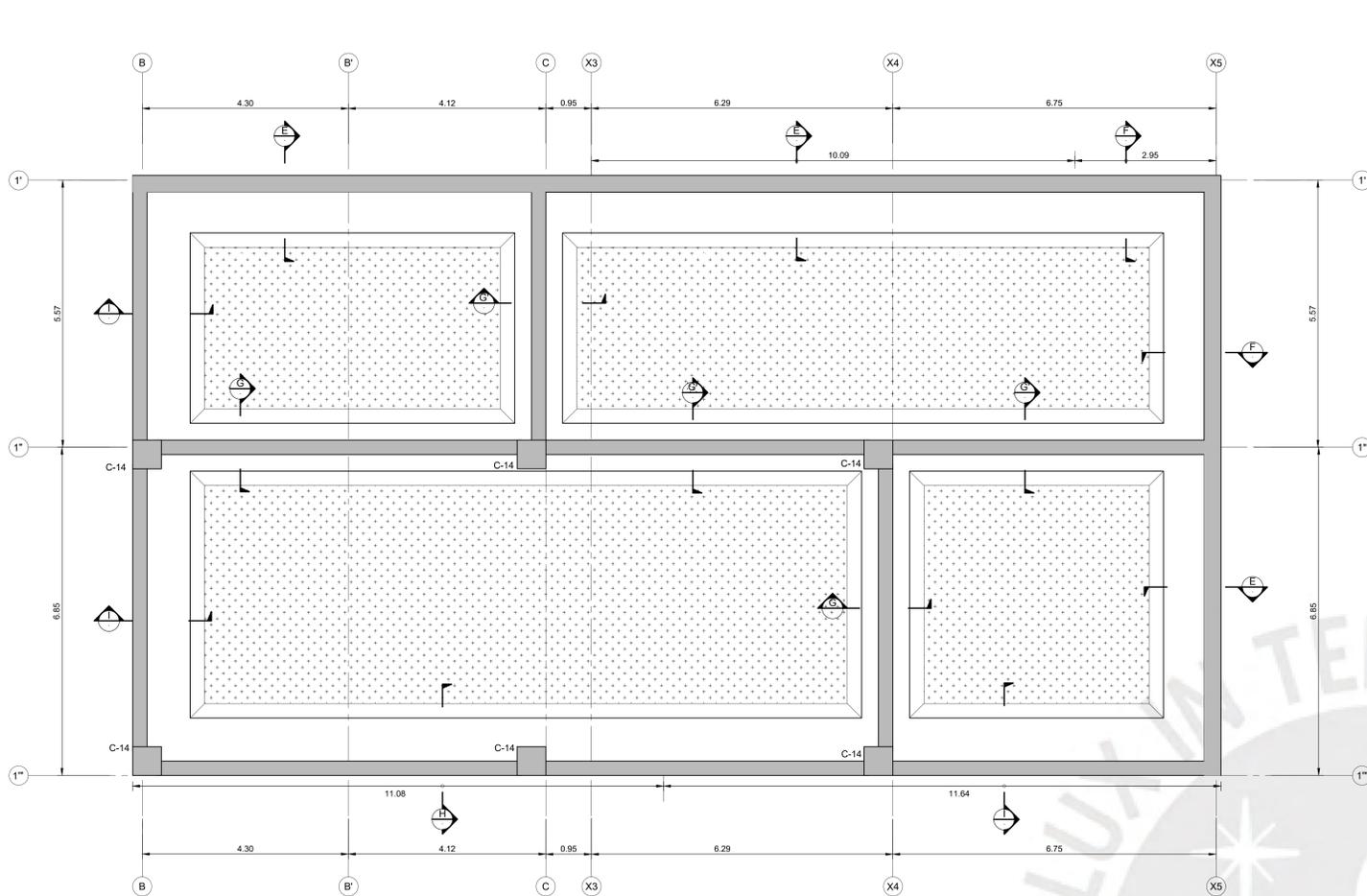
CORTES DE VIGAS DE CISTERNA



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-02	
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"			
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN 02 DE 02				
ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS	FECHA:	MAYO 2024	ESCALA:	INDICADA
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA	20152976	RAÚL SILVA VILLEGAS	20151739	

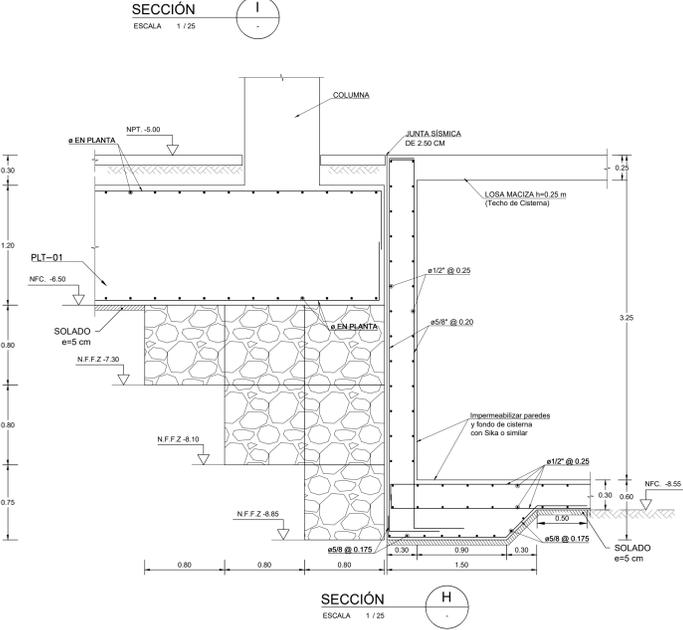
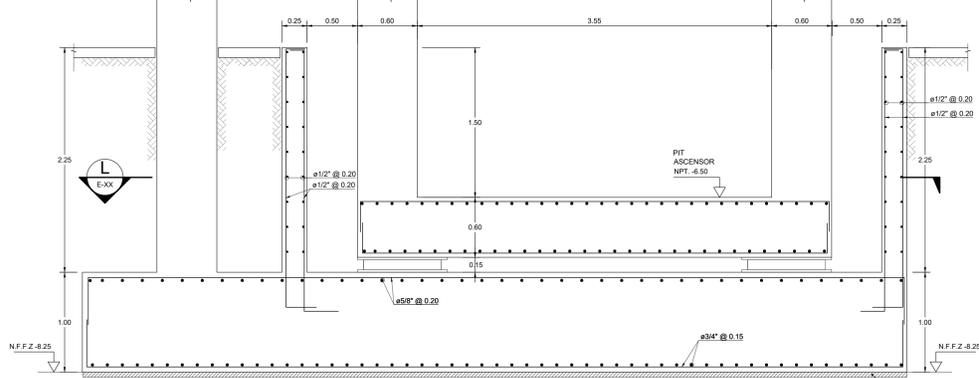
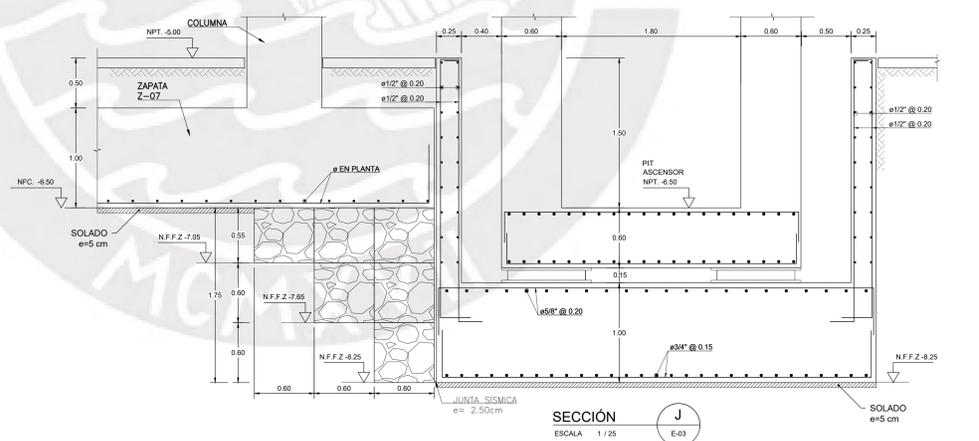
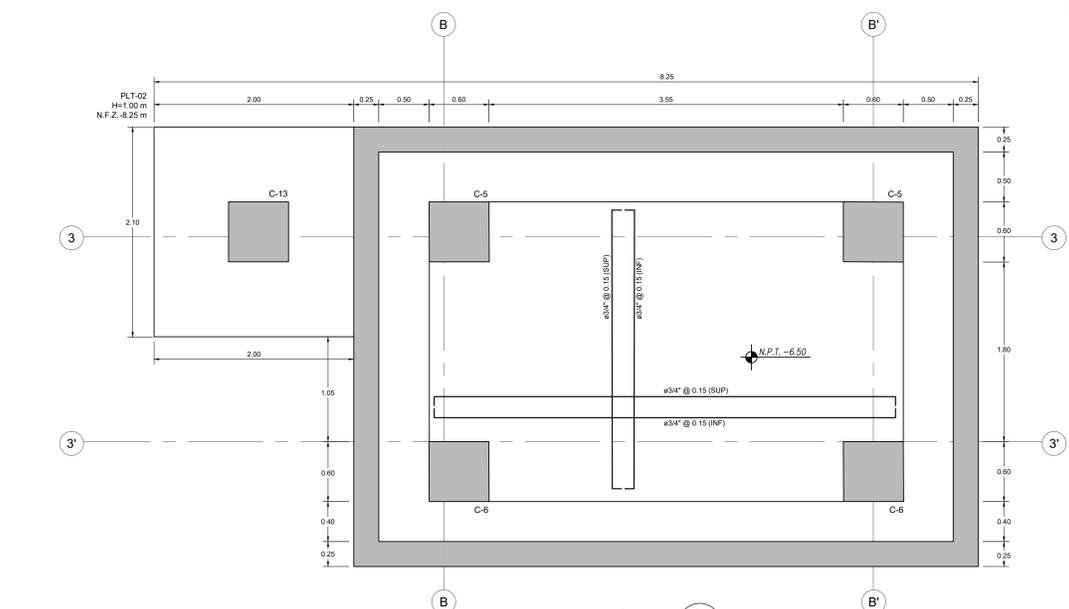


<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-03
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	PLANO:	SECCIONES DE CIMENTACIÓN Y VIGAS DE CIMENTACIÓN		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739		



PLANTA DE CIMENTACIÓN DE CISTERNA
 ESCALA 1/150

MURO DE CONCRETO ARMADO (VER REFUERZO EN SECCIONES)
 LOSA MACIZA H=0.30m
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #1/2" @ 0.25 m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #1/2" @ 0.25 m.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)



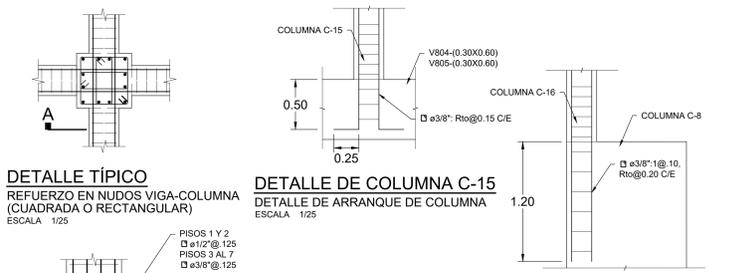
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LÁMINA: E-04
	PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN Y SECCIONES DE CISTERNA/SECCIONES DE CIMENTACIÓN	ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484
AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739	

CUADRO DE COLUMNAS

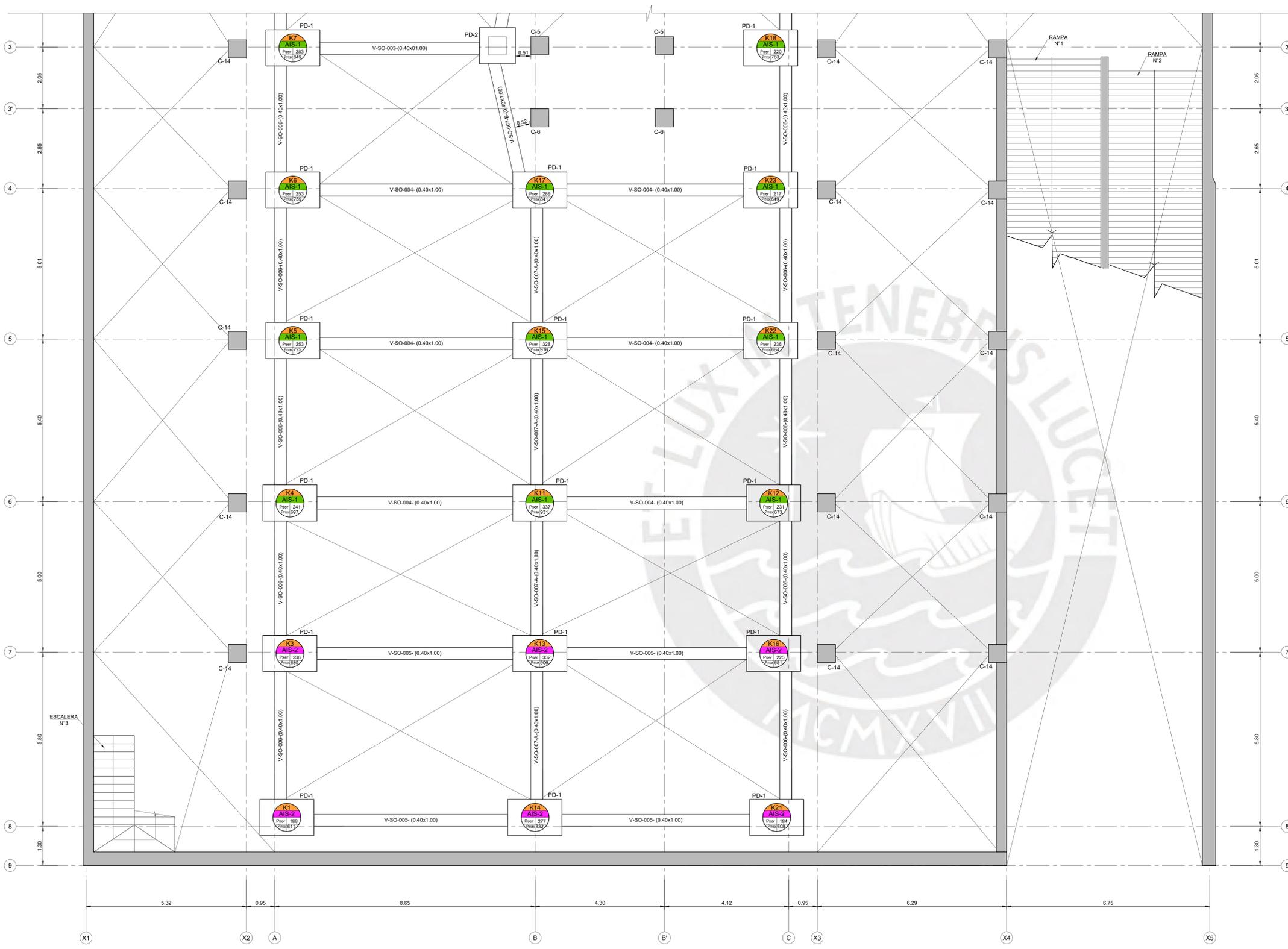
COLUMNA PISO	F _c (kg/cm ²)	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8
SÓTANO	f _c =350 kg/cm ²								
1° Y 2° PISO	f _c =280 kg/cm ²								
3° Y 4° PISO	f _c =280 kg/cm ²								
5° Y 7° PISO	f _c =280 kg/cm ²								
AZOTEA	f _c =280 kg/cm ²								

COLUMNA PISO	F _c (kg/cm ²)	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14
SÓTANO	f _c =350 kg/cm ²						
1° Y 2° PISO	f _c =280 kg/cm ²						
3° Y 4° PISO	f _c =280 kg/cm ²						
5° Y 7° PISO	f _c =280 kg/cm ²						

COLUMNA PISO	F _c (kg/cm ²)	C-15	C-16
TECHO DE ESCALERAS	f _c =280 kg/cm ²		



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LÁMINA: E-05
PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
PLANO: CUADRO DE COLUMNAS	ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA: MAYO 2024 ESCALA: 1/25
AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS		20152976 20151739



NIVEL DE INFERIOR DE AISLAMIENTO (NPT -1.50)

ESCALA 1 / 50

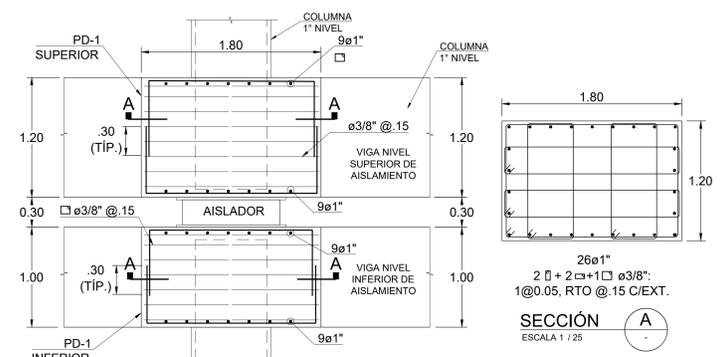
MURO DE CONCRETO ARMADO

AISLADOR TIPO 1	IDENTIFICACIÓN	CANTIDAD
AISLADOR TIPO 2	AIS-1	11
	AIS-2	12
DESPLAZADOR	DES	4
TOTAL		27

KXX	← CÓDIGO
←	TIPO DE DISPOSITIVO
Pserv	← Pser=D+0.5L
Pmax	← Axial Máximo para SMC-TH

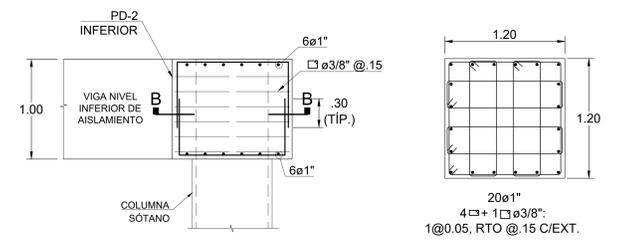
PROPIEDADES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL			
	LIMITE INF	NOMINAL	LIMITE SUP
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL -DM (cm)	27.35	22.99	17.10
DESPLAZAMIENTO TOTAL -DTM (cm)	27.76	23.83	18
RIGIDEZ EFECTIVA (TON/M)	2879	3797	7710
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (%)	18.8	20.5	21.4

PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS SÍSMICOS			
	AIS-1	AIS-2	DES
RIGIDEZ EFECTIVA MÍNIMA (TON/M)	84.22	145.47	24
RIGIDEZ EFECTIVA NOMINAL (TON/M)	110	190	30
RIGIDEZ EFECTIVA MÁXIMA (TON/M)	227.30	392.60	48
FACTORES EXTREMOS MODIFICADOS	0.8 - 2	0.8 - 2	0.8 - 1.6



ELEVACIÓN PEDESTAL PD-1

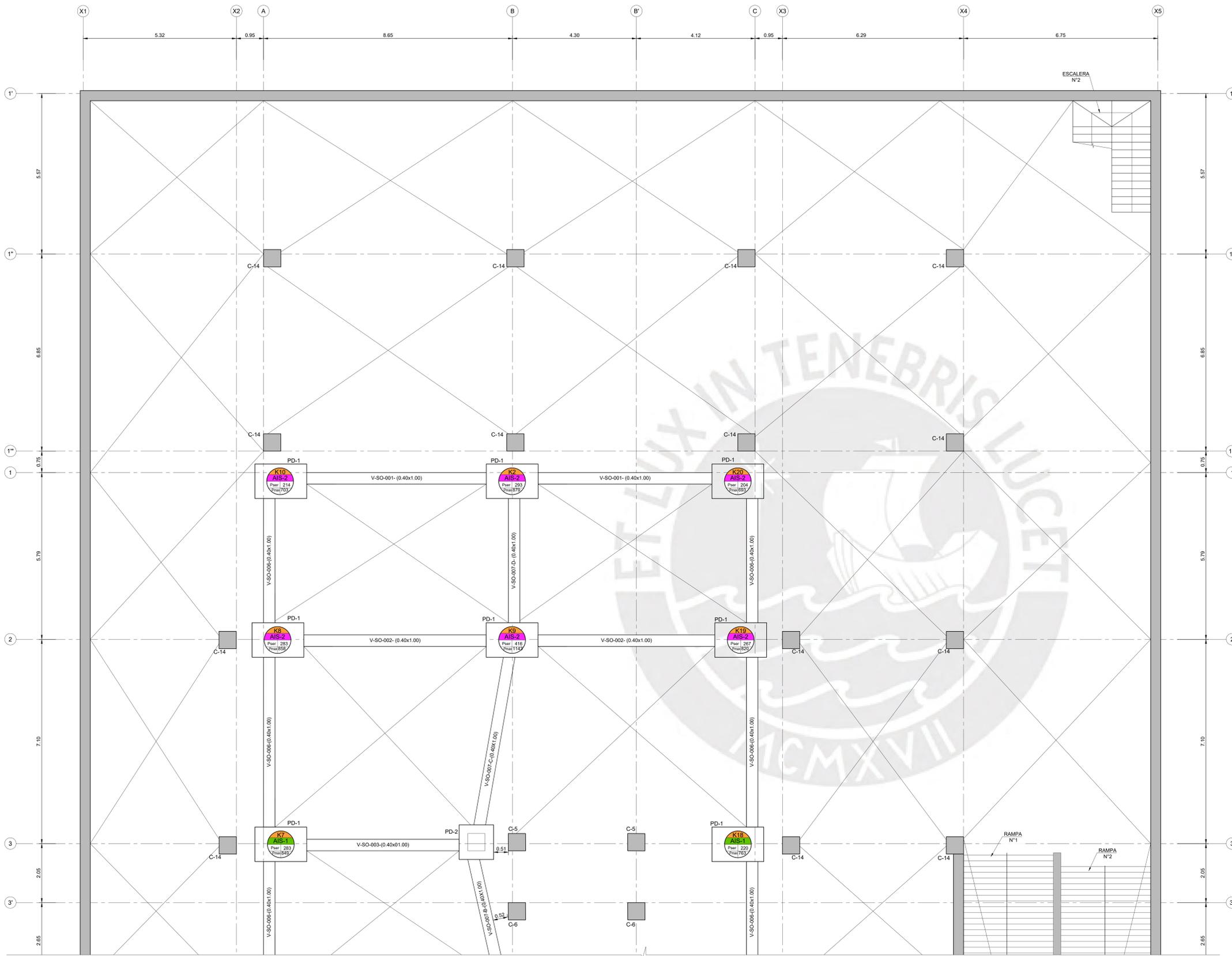
ESCALA 1 / 25



PEDESTAL PD-2

ESCALA 1 / 25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	<p>ESPECIALIDAD:</p> <p>ESTRUCTURAS</p>	<p>LÁMINA:</p> <p>E-06</p>	
	<p>PLANO:</p> <p>NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02</p>	<p>FECHA:</p> <p>MAYO 2024</p>	<p>ESCALA:</p> <p>INDICADA</p>
	<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p>ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484</p>	<p>AUTORES:</p> <p>ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS</p>	<p>20152976</p> <p>20151739</p>
	<p>2024</p>		



NIVEL DE INFERIOR DE AISLAMIENTO (NPT -1.50)

ESCALA 1 / 50

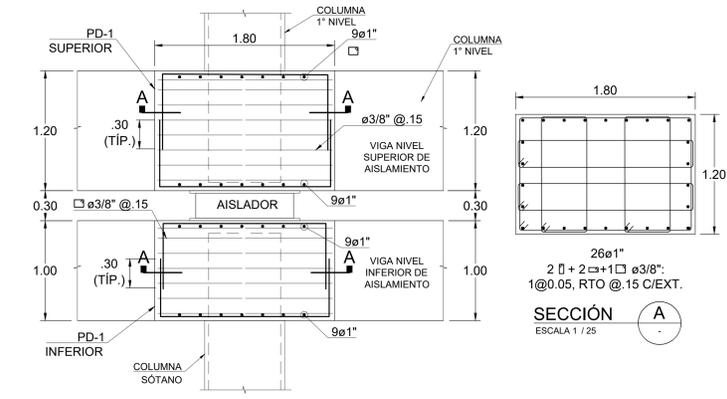
■ MURO DE CONCRETO ARMADO

	IDENTIFICACIÓN	CANTIDAD
AISLADOR TIPO 1	AIS- 1	11
AISLADOR TIPO 2	AIS- 2	12
DESGLIZADOR	DES	4
TOTAL		27

KXX	← CÓDIGO
Pserv	← TIPO DE DISPOSITIVO
Pmax	← Pserv=D+0.5L
	← Axial Máximo para SMC-TH

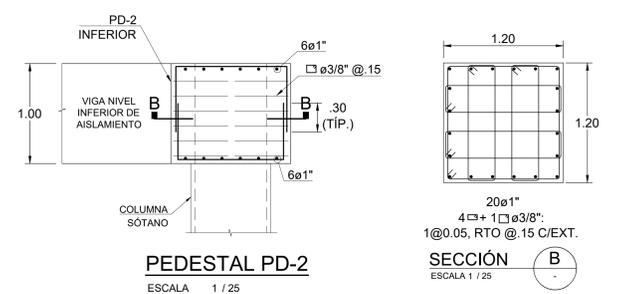
PROPIEDADES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL			
	LIMITE INF	NOMINAL	LIMITE SUP
DESPLAZAMIENTO TRASLACIONAL -DM (cm)	27.35	22.99	17.10
DESPLAZAMIENTO TOTAL -DTM (cm)	27.76	23.83	18
RIGIDEZ EFECTIVA (TON/M)	2879	3797	7710
AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO (%)	18.8	20.5	21.4

PROPIEDADES DE LOS DISPOSITIVOS SÍSMICOS			
	AIS-1	AIS-2	DESGL
RIGIDEZ EFECTIVA MÍNIMA (TON/M)	84.22	145.47	24
RIGIDEZ EFECTIVA NOMINAL (TON/M)	110	190	30
RIGIDEZ EFECTIVA MÁXIMA (TON/M)	227.30	392.60	48
FACTORES EXTREMOS MODIFICADOS	0.8 - 2	0.8 - 2	0.8 - 1.6



ELEVACIÓN PEDESTAL PD-1

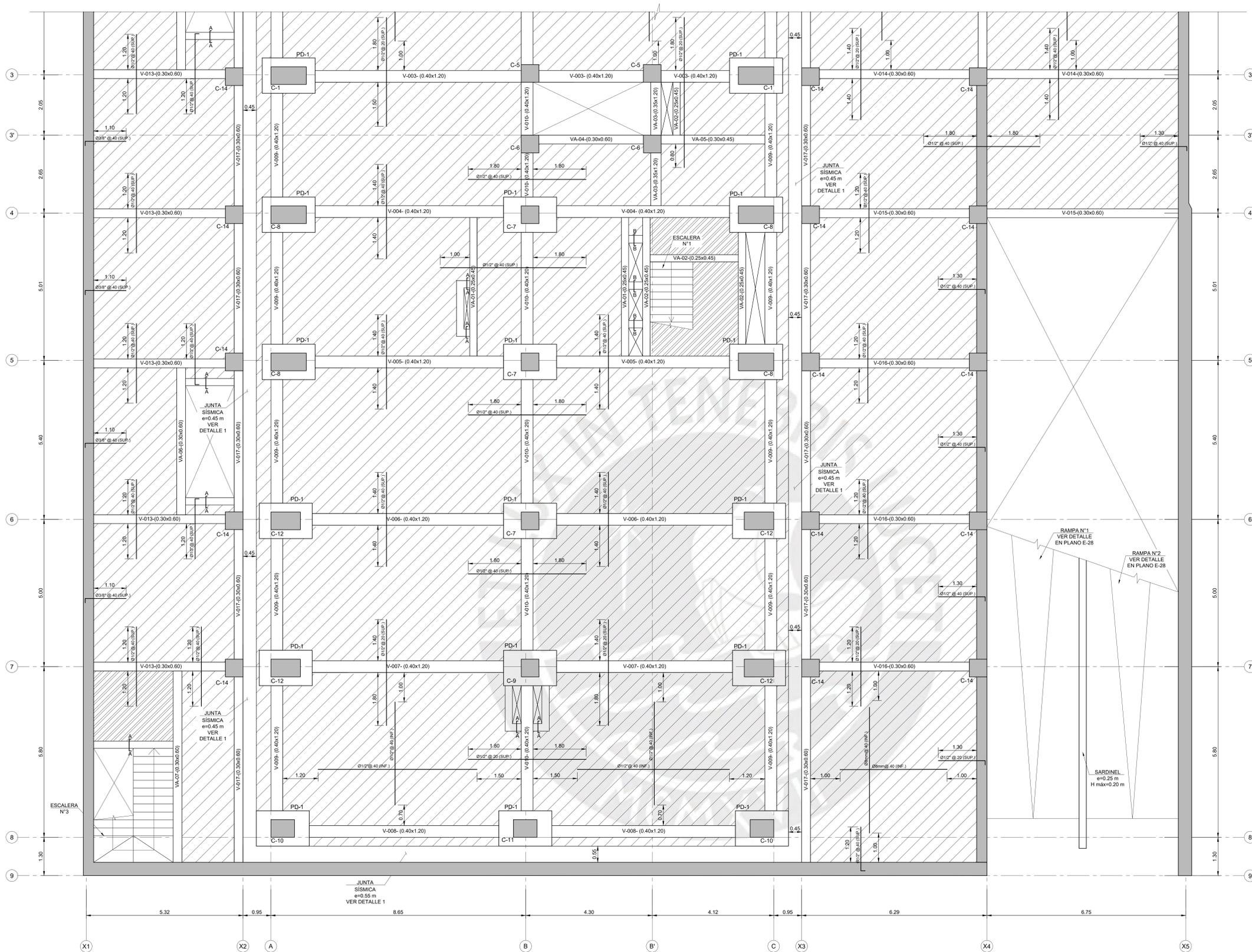
ESCALA 1 / 25



PEDESTAL PD-2

ESCALA 1 / 25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	<p>ESPECIALIDAD:</p> <p>ESTRUCTURAS</p>	<p>LÁMINA:</p> <p>E-07</p>	
	<p>PLANO:</p> <p>NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02</p>		
	<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p>ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484</p>	<p>FECHA:</p> <p>MAYO 2024</p>	<p>ESCALA:</p> <p>INDICADA</p>
	<p>AUTORES:</p> <p>ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS</p>	<p>20152976 20151739</p>	

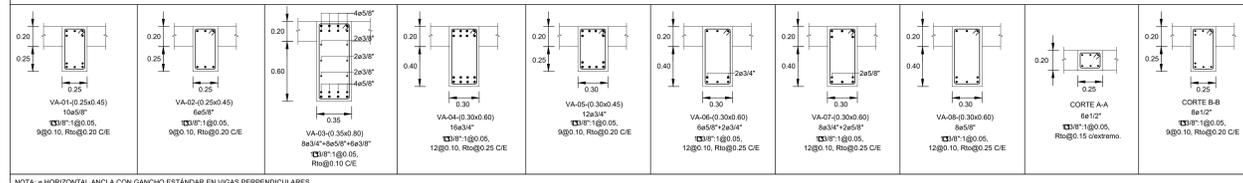


ENCOFRADO DE TECHO NIVEL DE SUPERIOR DE AISLAMIENTO (NPT +0.00)

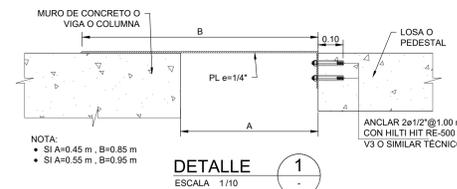
ESCALA 1 / 50

- LOSA MACIZA H=0.20m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 0.20 m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø6mm @ 0.20 m.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
 S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- LOSA MACIZA H=0.20m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
 S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- MURO DE CONCRETO ARMADO
 (VER REFUERZO EN SECCIONES)

CORTES DE VIGAS- ENCOFRADO DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO (CONCRETO f_c=350 kg/cm²)



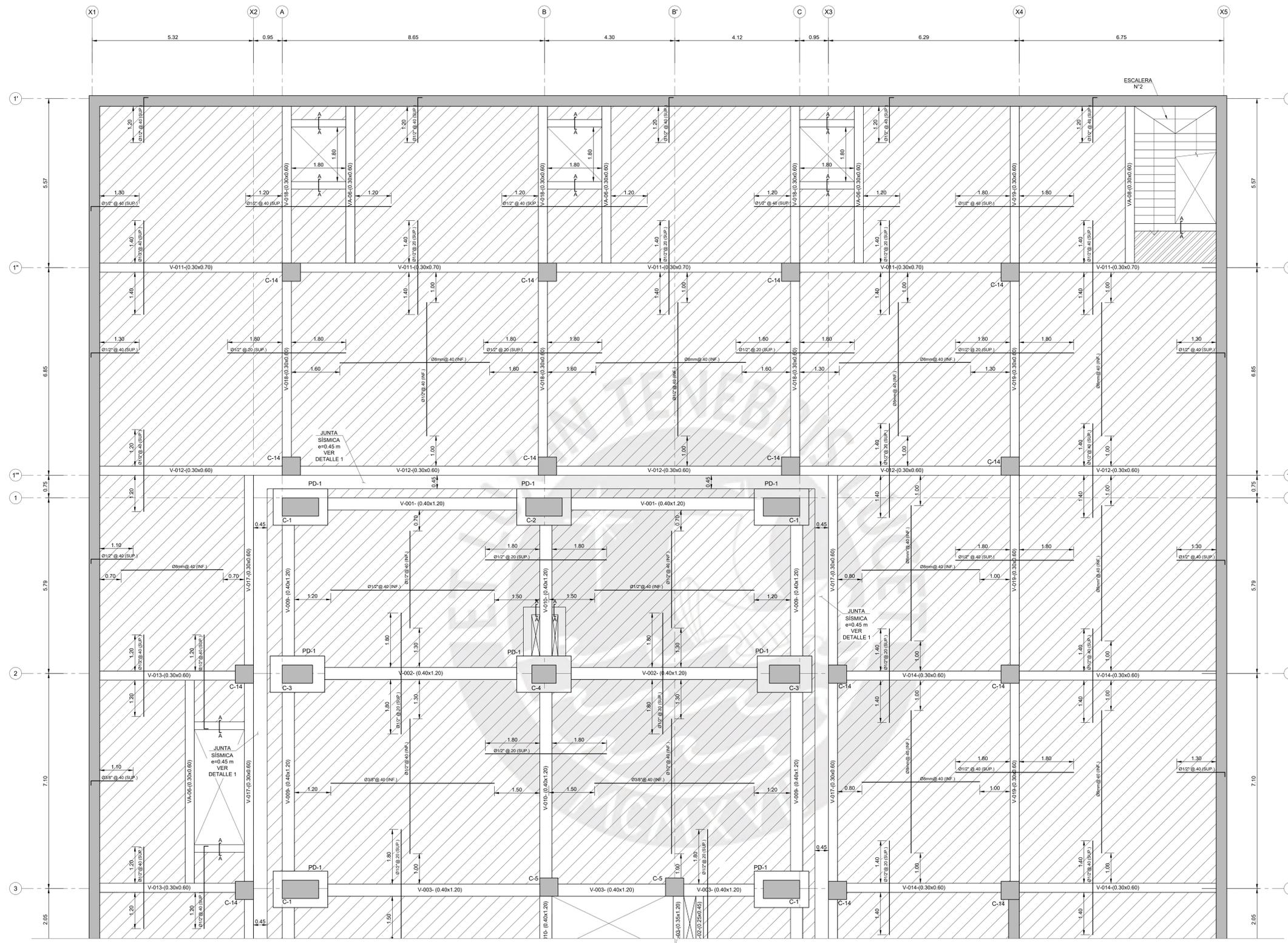
NOTA: e HORIZONTAL ANCLA CON GANCHO ESTÁNDAR EN VIGAS PERPENDICULARES



NOTA:
 • SI A=0.45 m, B=0.85 m
 • SI A=0.55 m, B=0.95 m

DETALLE 1
 ESCALA 1/10

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-08
	PROYECTO DE TESIS:	ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 01 DE 02		
ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024	ESCALA: INDICADA
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976	20151739	

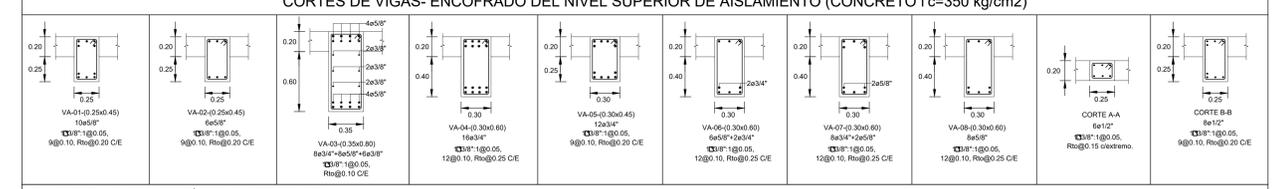


ENCOFRADO DE TECHO NIVEL DE SUPERIOR DE AISLAMIENTO (NPT +0.00)

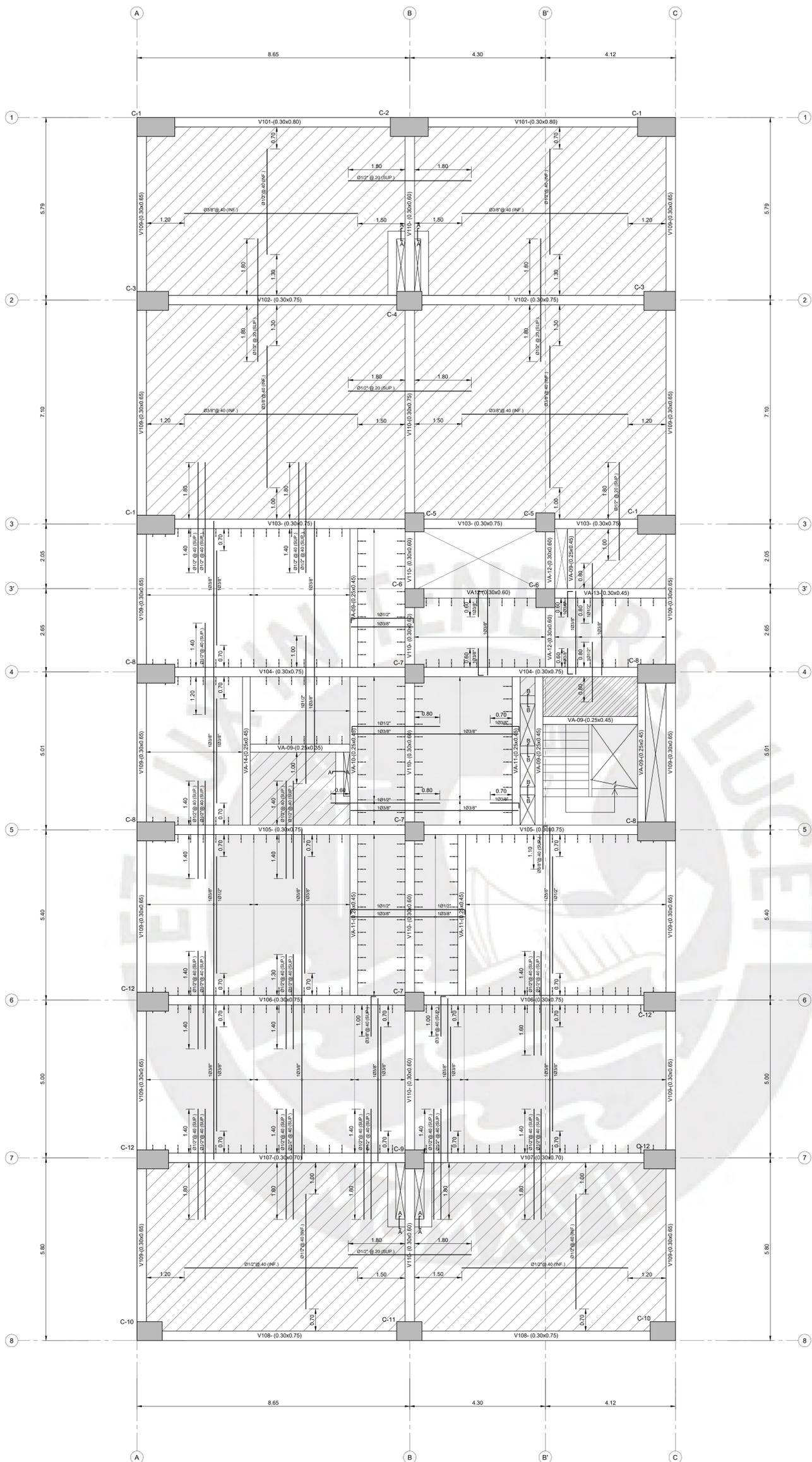
ESCALA 1 / 50

- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 0.20 m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø8mm @ 0.20 m.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=200 kg/m2
- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=200 kg/m2
- MURO DE CONCRETO ARMADO
(VER REFUERZO EN SECCIONES)

CORTES DE VIGAS- ENCOFRADO DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO (CONCRETO f'c=3500 kg/cm2)



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SISMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-09
	PLANO:	ENCOFRADO DE TECHO NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO 02 DE 02		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	ESCALA:	INDICADA	INDICADA	INDICADA
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739	

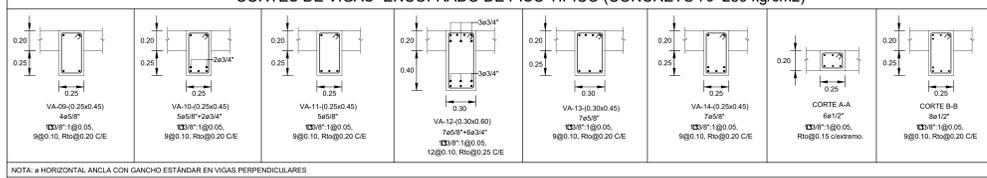


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1° AL 6° PISO (NPT +3.10)

ESCALA 1 / 50

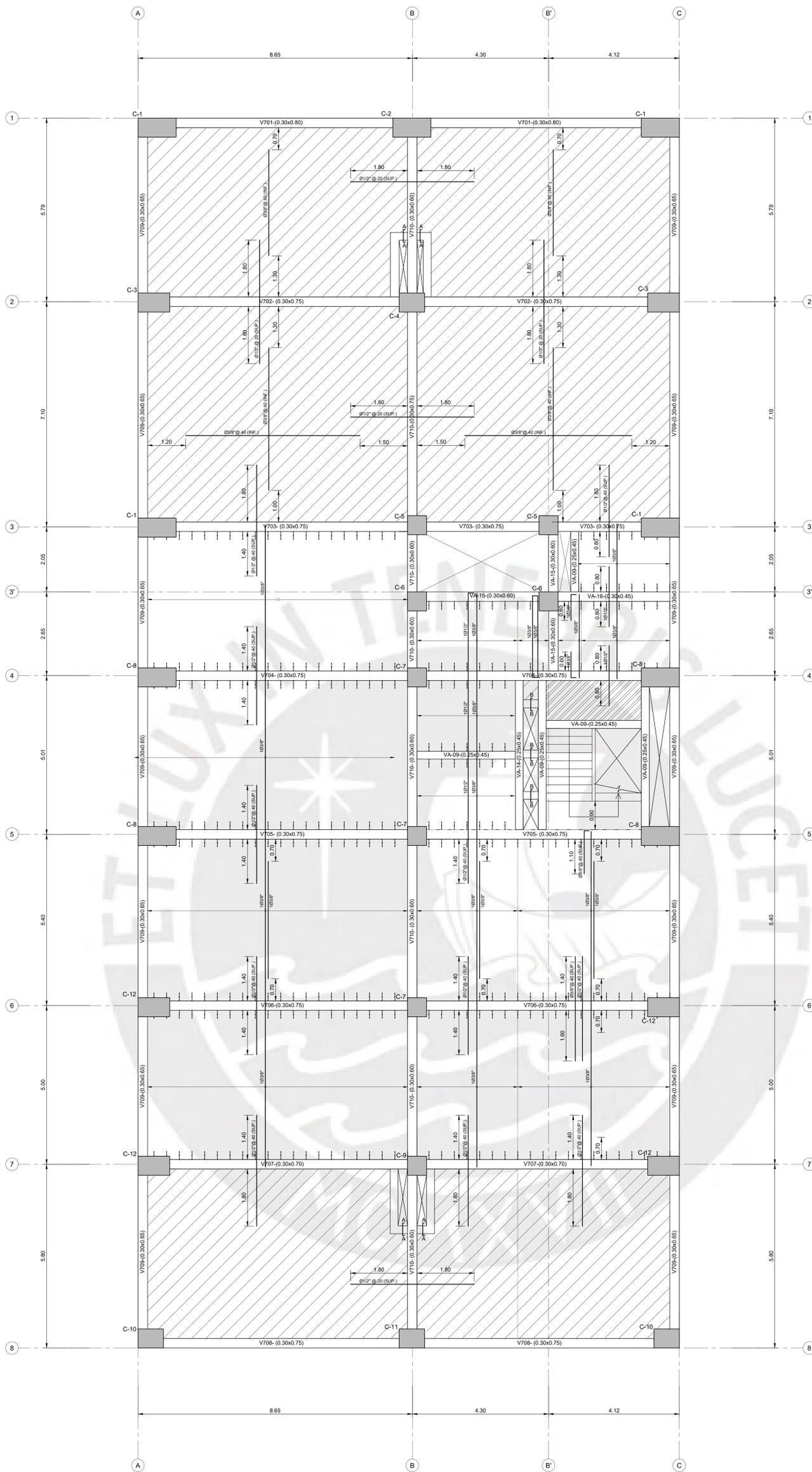
- LOSA MACIZA H=0.20m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 6\text{mm} @ 0.20\text{ m}$.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 8\text{mm} @ 0.20\text{ m}$.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
 S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.
 VIGUETAS ESPACIADAS CADA $\phi 0.40\text{ m}$.
 REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS $\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{ m}$.
 S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- LOSA MACIZA H=0.20m.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8" @ 0.20\text{ m}$.
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8" @ 0.20\text{ m}$.
 (EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
 S/C VIVIENDA=200 kg/m²

CORTES DE VIGAS- ENCOFRADO DE PISO TÍPICO (CONCRETO $f_c=280\text{ kg/cm}^2$)



NOTA: * HORIZONTAL ANCLA CON GANCHO ESTANDAR EN VIGAS PERPENDICULARES

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE"</p>	<p>ESPECIALIDAD:</p> <p>ESTRUCTURAS</p>	<p>LÁMINA</p> <p>E-10</p>	
	<p>PLANO:</p> <p>ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1° AL 6° PISO</p>	<p>FECHA:</p> <p>MAYO 2023</p>	<p>ESCALA:</p> <p>INDICADA</p>
	<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p>ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484</p>	<p>AUTORES:</p> <p>ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS</p>	<p>FECHA:</p> <p>20152976 20151739</p>
	<p>INDICADA</p>		

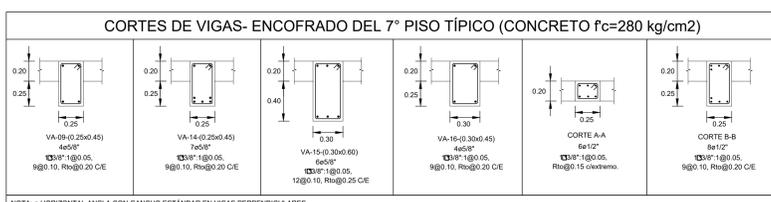


ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7° PISO (NPT +21.70)

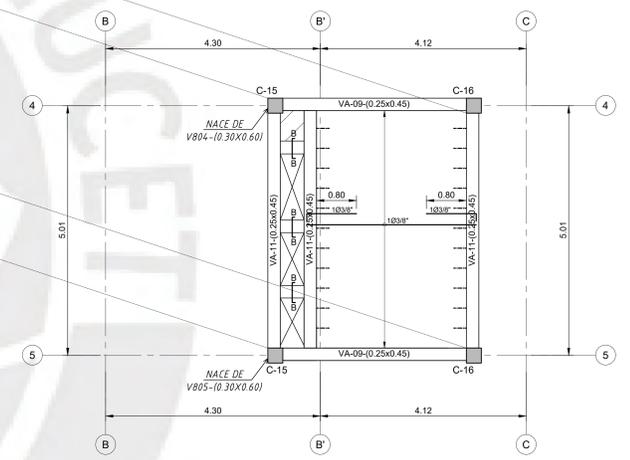
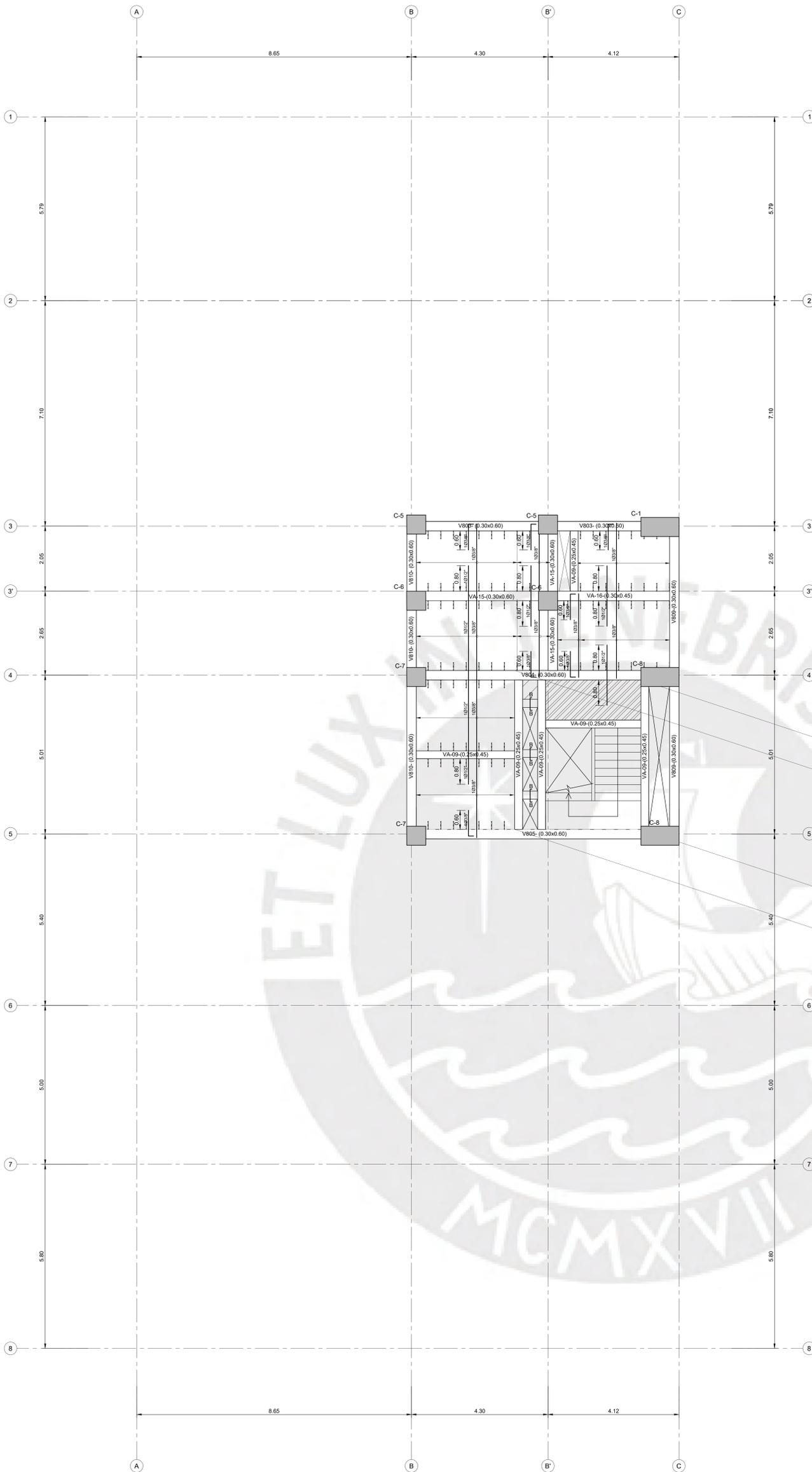
ESCALA 1 / 50

- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 6\text{mm} @ 0.20\text{ m}$.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 6\text{mm} @ 0.20\text{ m}$.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.
VIGUETAS ESPACIADAS CADA $@0.40\text{ m}$
REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS $\phi 6\text{mm} @ 0.25\text{ m}$
S/C VIVIENDA=200 kg/m²

- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8" @ 0.20\text{ m}$.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8" @ 0.20\text{ m}$.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=200 kg/m²



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-11
	PROYECTO DE TESIS:	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7° PISO		
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE"	PLANO:	ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7° PISO		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS	FECHA:	MAYO 2023
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA	20152976	ESCALA:	INDICADA
	RAÚL SILVA VILLEGAS	20151739		



ENCOFRADO DE TECHO DE ESCALERA (NPT +27.1)

ESCALA 1 / 50

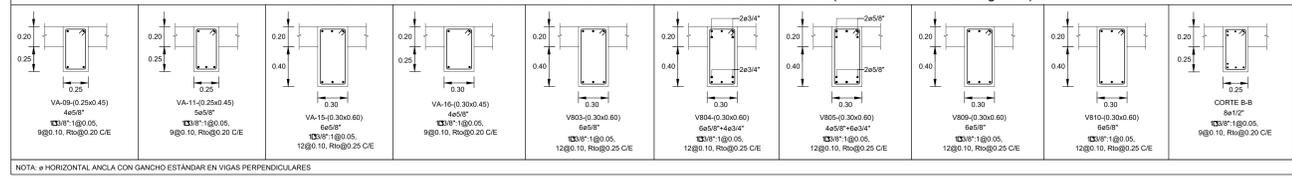
- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø6mm @ 0.20 m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø8mm @ 0.20 m.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=100 kg/m²
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.
VIGUETAS ESPACIADAS CADA @0.40 m
REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS Ø6mm @0.25 m
S/C VIVIENDA=100 kg/m²

ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA (NPT +24.8)

ESCALA 1 / 50

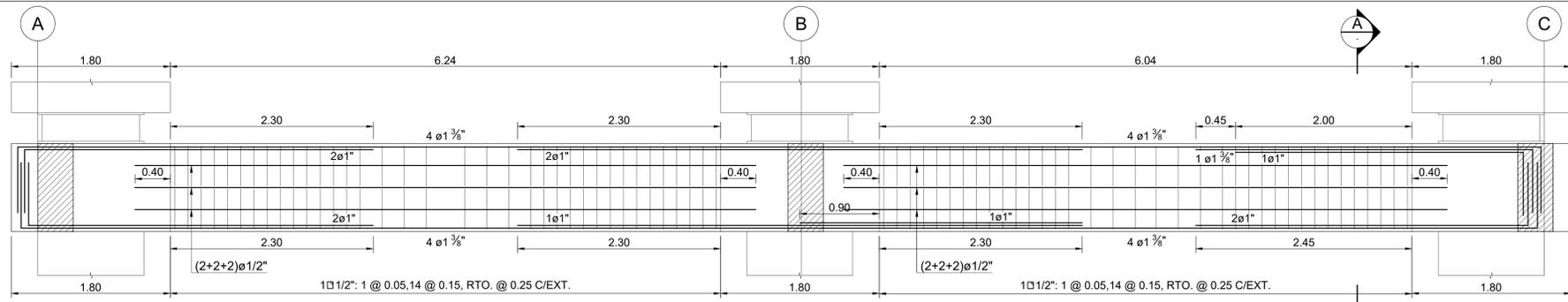
- LOSA MACIZA H=0.20m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 0.20 m.
(EN PLANTA SE MUESTRAN SOLO LOS REFUERZOS ADICIONALES A LAS MALLAS)
S/C VIVIENDA=200 kg/m²
- LOSA ALIGERADA H=0.20m.
VIGUETAS ESPACIADAS CADA @0.40 m
REFUERZO SUPERIOR PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS Ø6mm @0.25 m
S/C VIVIENDA=200 kg/m²

CORTES DE VIGAS- ENCOFRADO DEL TECHO DE AZOTEA Y DE ESCALERAS (CONCRETO f_c=280 kg/cm²)

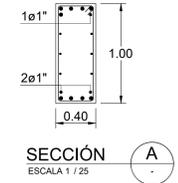


<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA	E-12
	PROYECTO DE TESIS:	ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA		
<p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA BASE"</p>		PLANO:	ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA	
<p>AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS</p>		ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA: MAYO 2023	ESCALA: INDICADA
			20152976	20151739

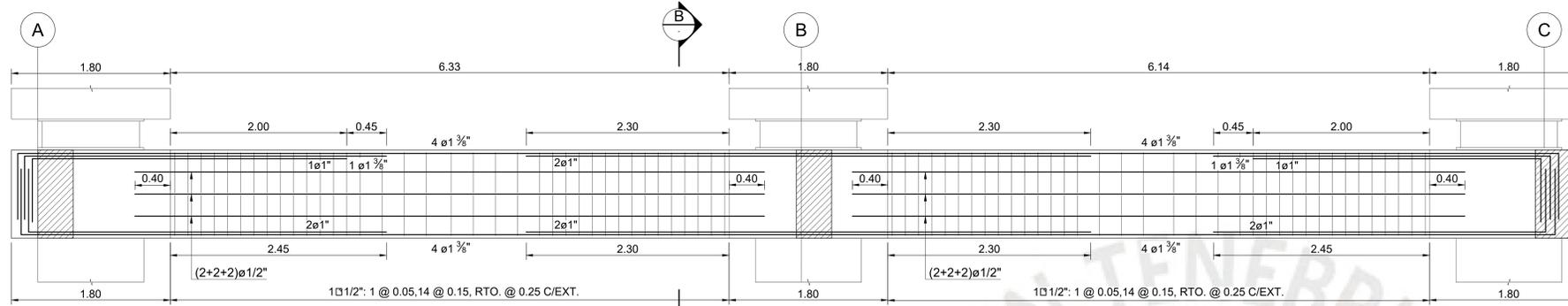
NOTA: HORIZONTAL ANCLA CON GANCHO ESTÁNDAR EN VIGAS PERPENDICULARES



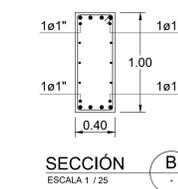
V-S0-001-(0.40x1.00)
ESCALA 1 / 25



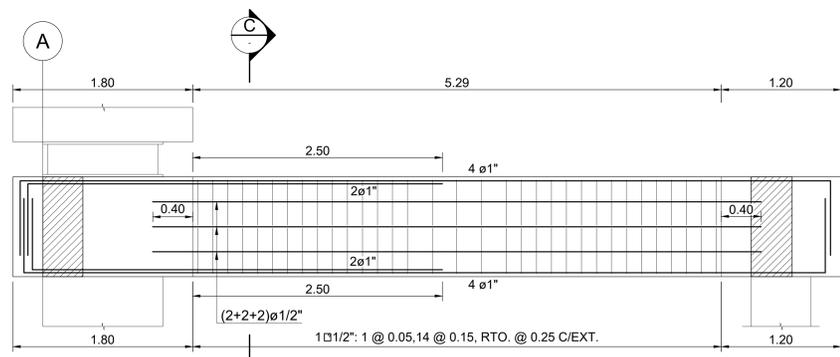
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



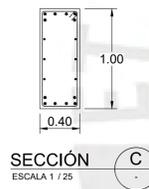
V-S0-002-(0.40x1.00)
ESCALA 1 / 25



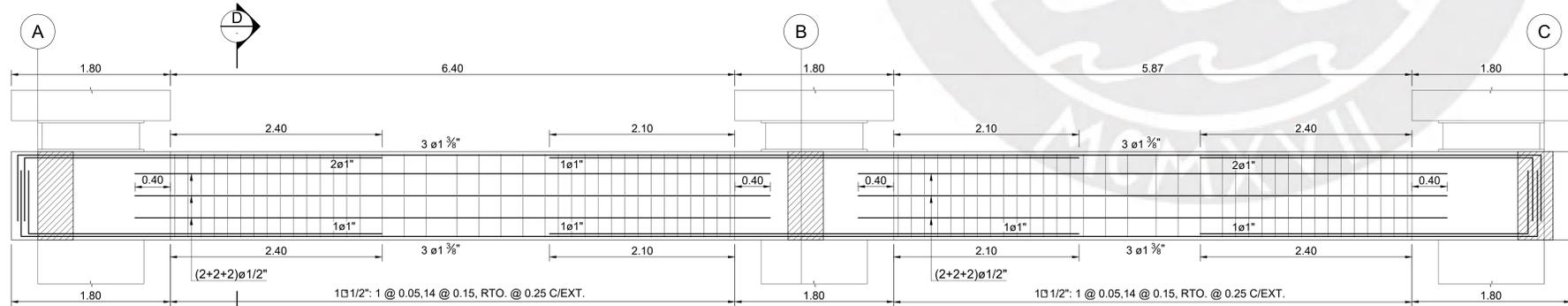
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



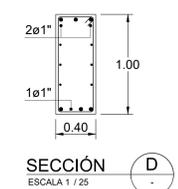
V-S0-003-(0.40x1.00)
ESCALA 1 / 25



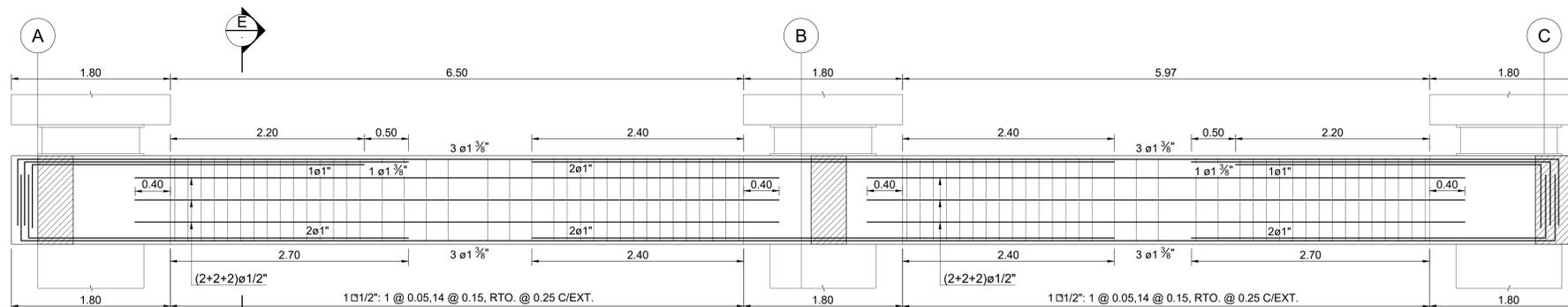
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25



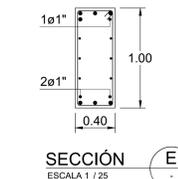
V-S0-004-(0.40x1.00)
ESCALA 1 / 25



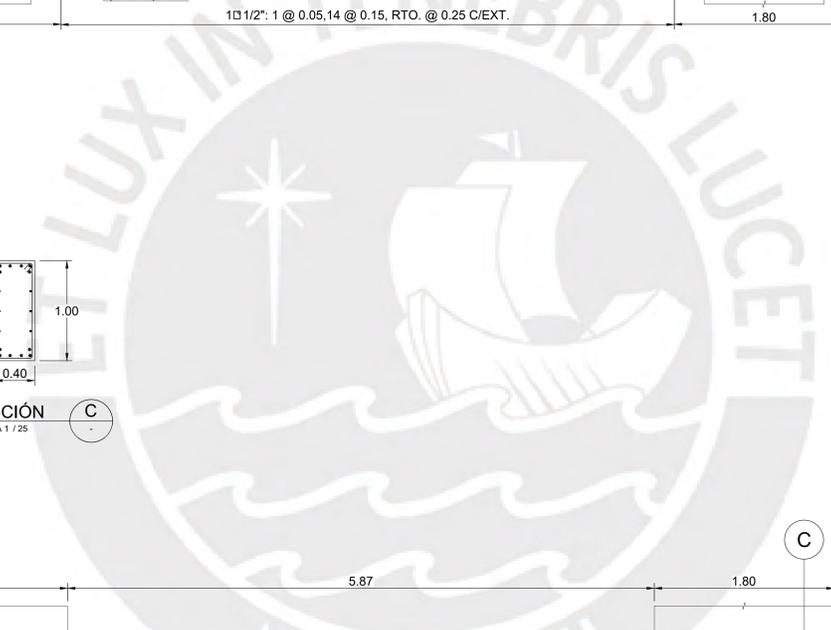
SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25



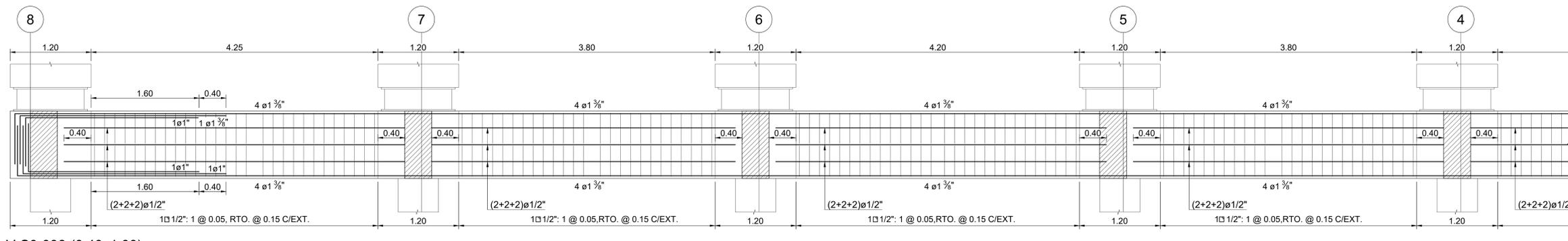
V-S0-005-(0.40x1.00)
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25

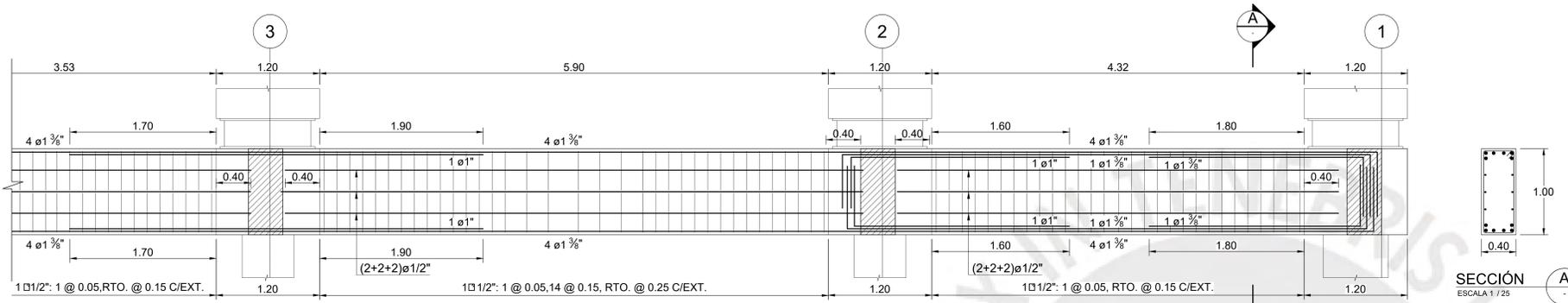


<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-13
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL INFERIOR DE AISLAMIENTO-01 DE 02		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976	20151739
	ESCALA:	INDICADA		

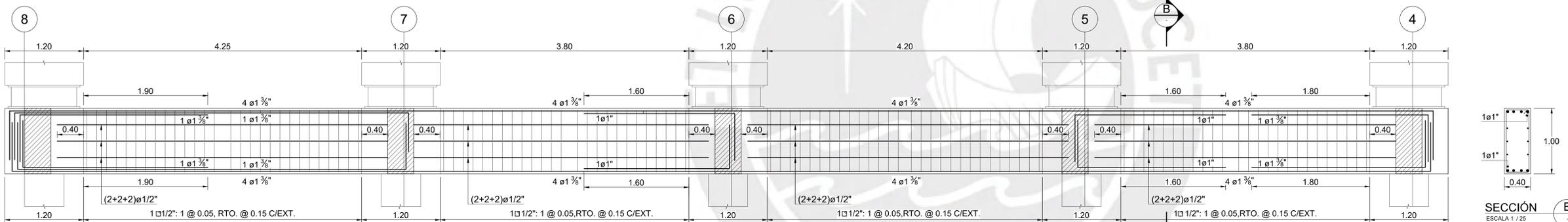


V-S0-006-(0.40x1.00)

ESCALA 1 / 25



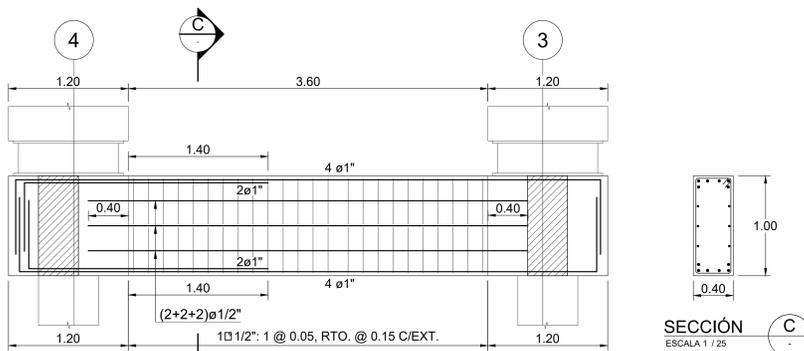
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25

V-S0-007-A-(0.40x1.00)

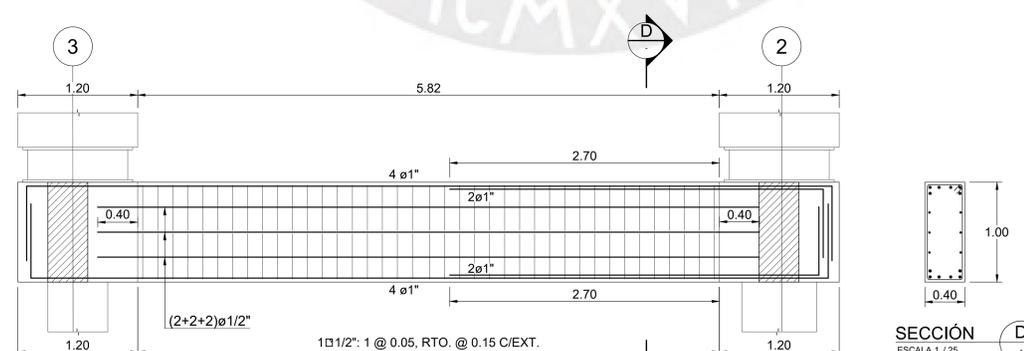
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25

V-S0-007-B-(0.40x1.00)

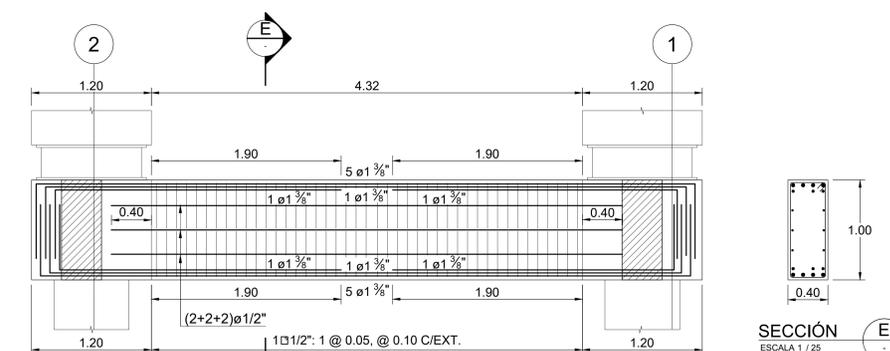
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25

V-S0-007-C-(0.40x1.00)

ESCALA 1 / 25

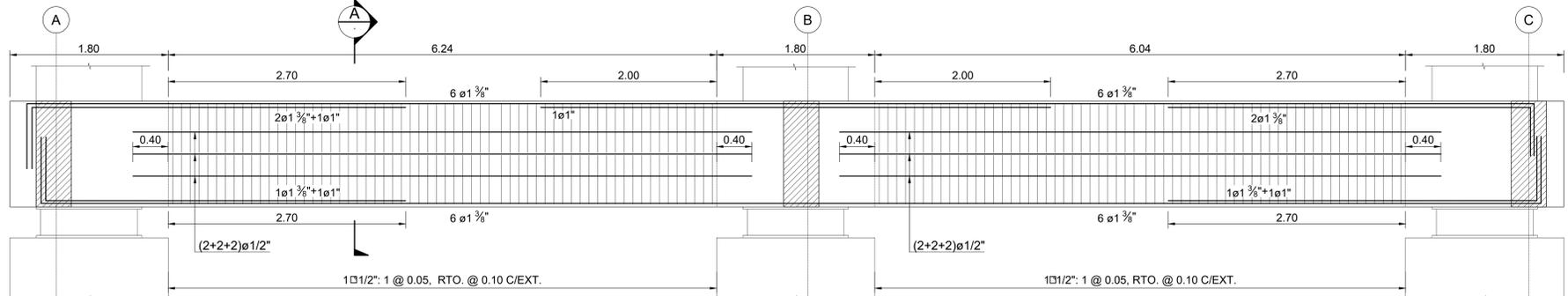


SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25

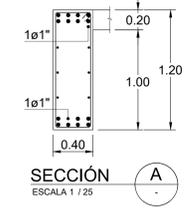
V-S0-007-D-(0.40x1.00)

ESCALA 1 / 25

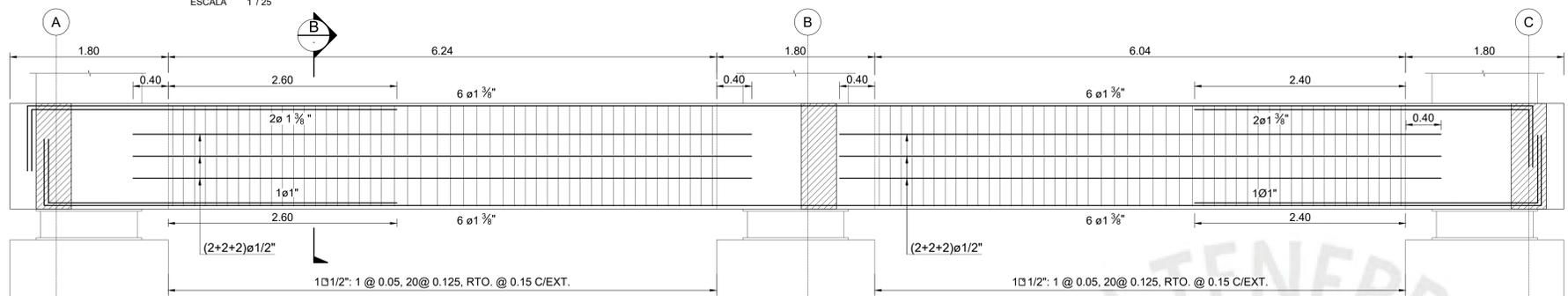
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-14
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



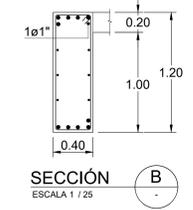
V-001-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



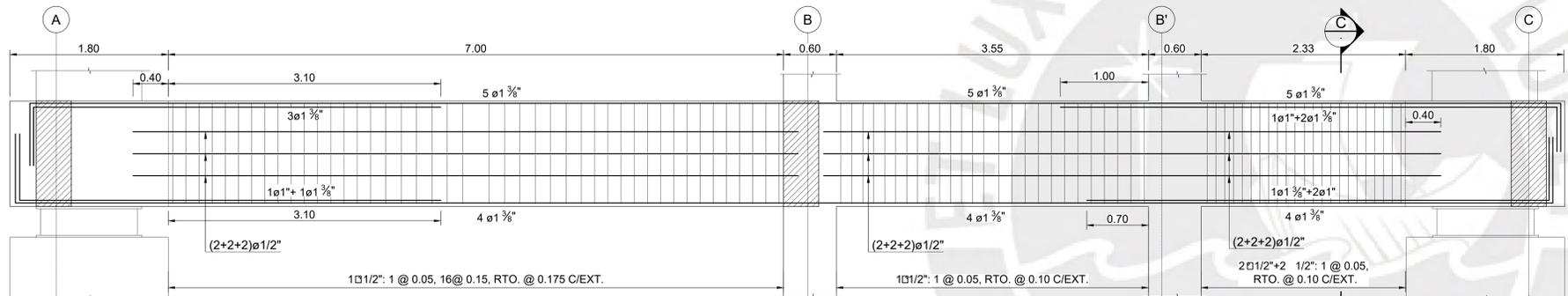
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



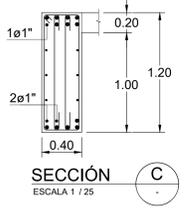
V-002-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



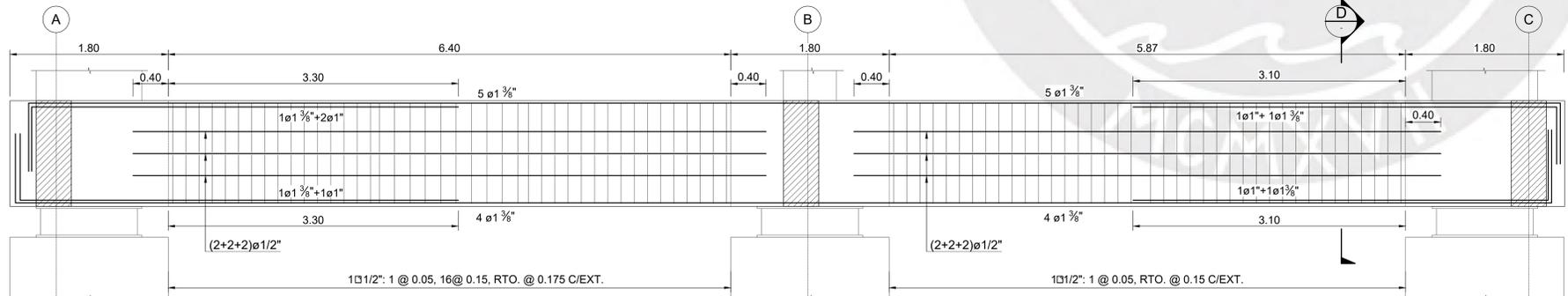
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



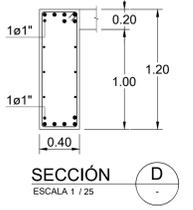
V-003-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



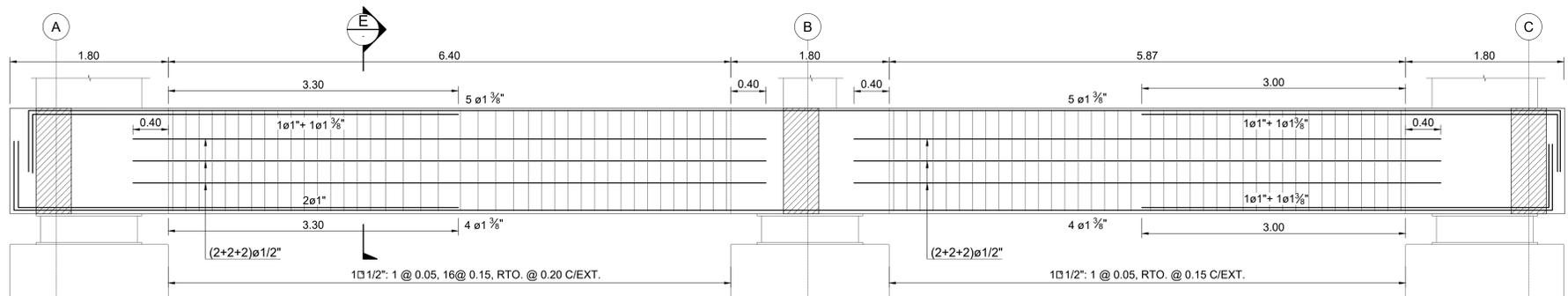
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25



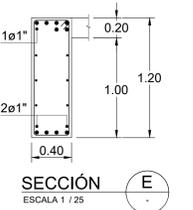
V-004-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25

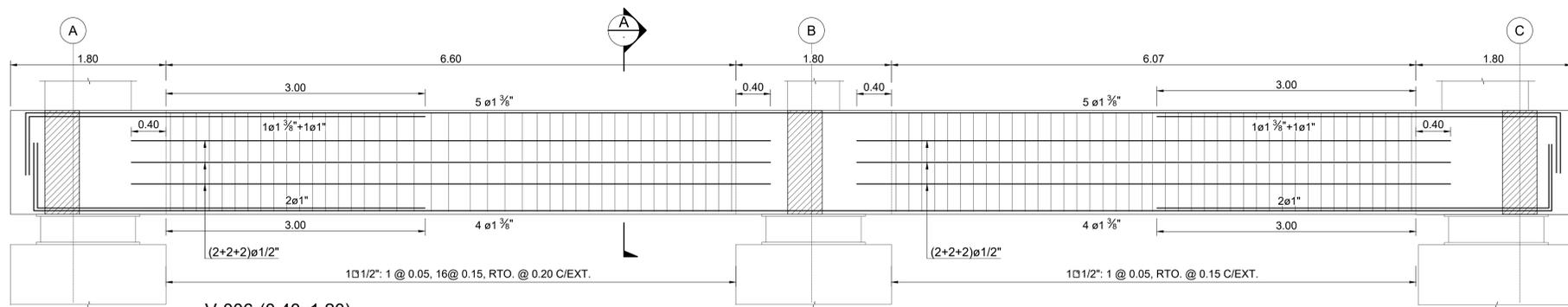


V-005-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25

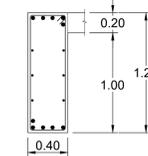


SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25

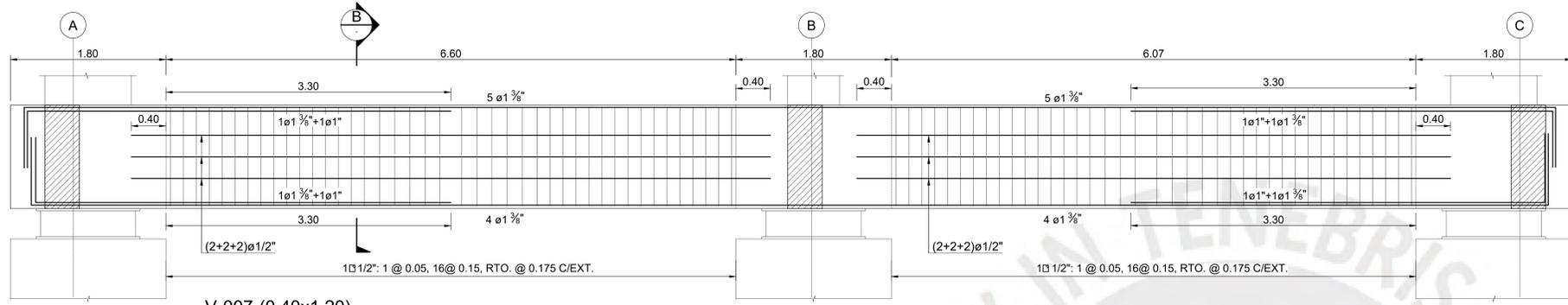
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-15
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO-01 DE 04		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



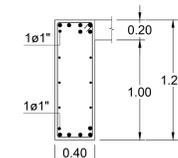
V-006-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



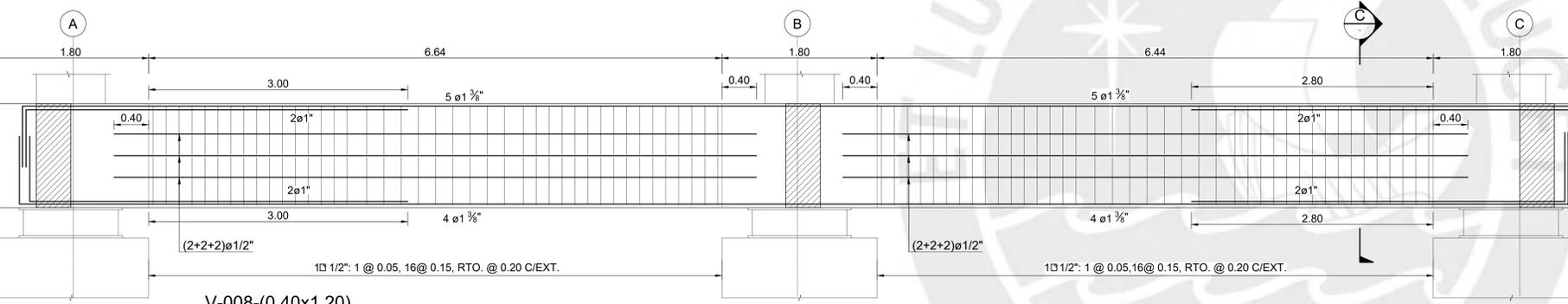
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



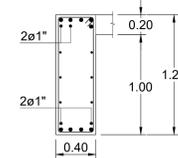
V-007-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25



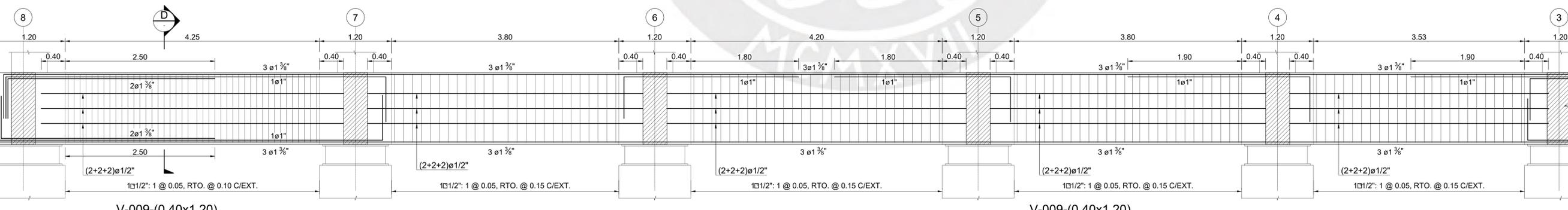
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



V-008-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25

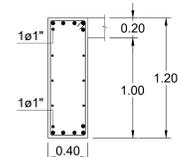
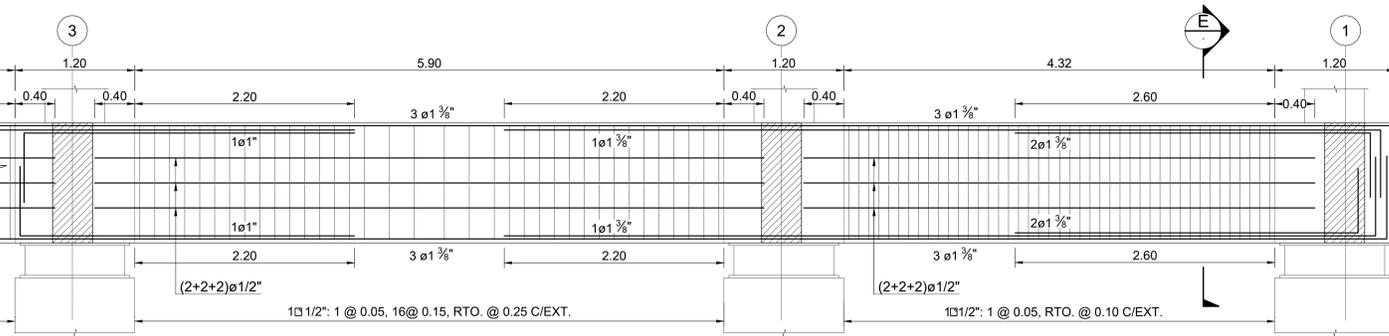


SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25

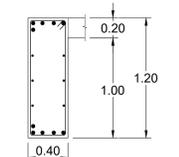


V-009-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25

V-009-(0.40x1.20)
ESCALA 1 / 25

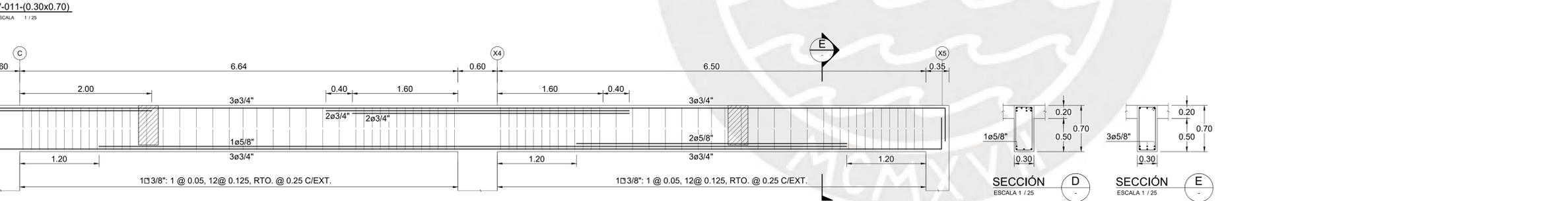
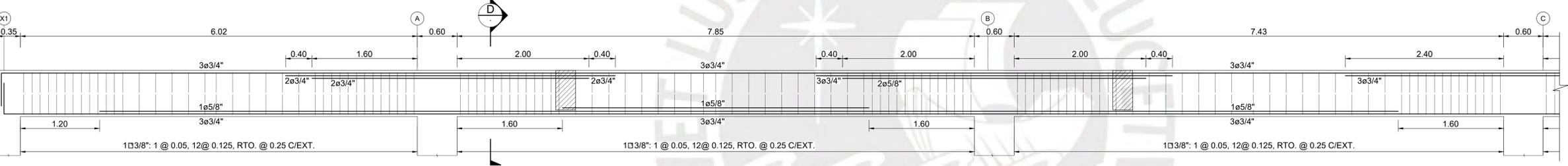
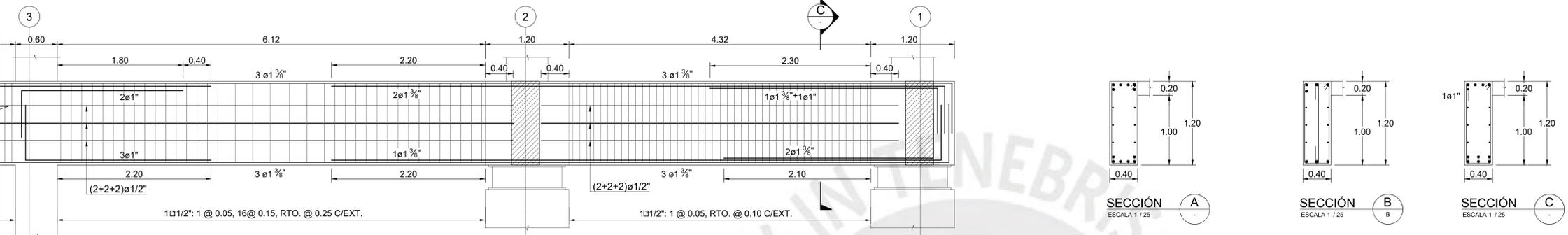
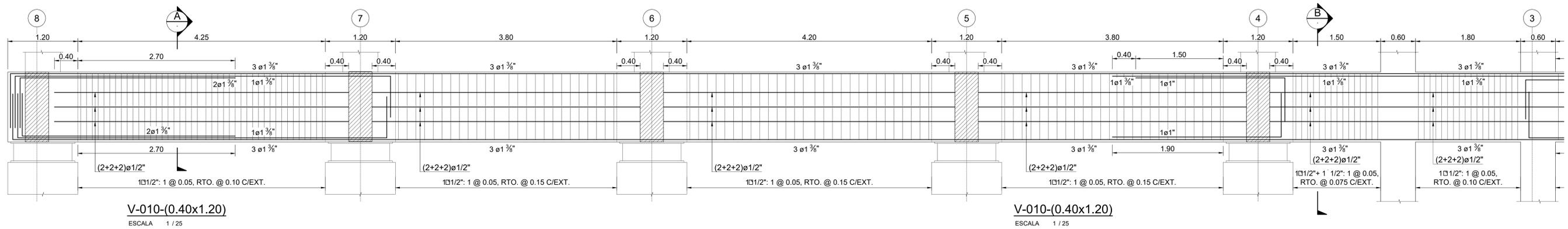


SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25

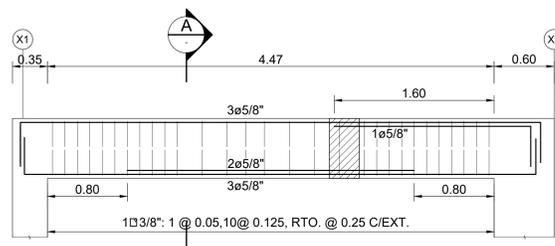


SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-16
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO-02 DE 04		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739

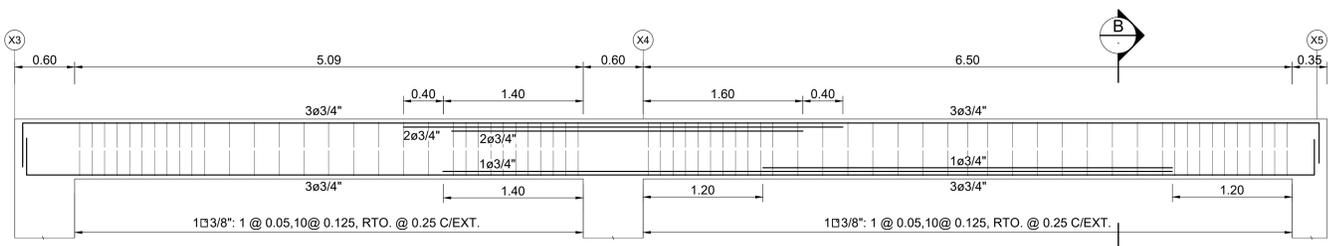


<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-17
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL NIVEL SUPERIOR DE AISLAMIENTO-03 DE 04		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



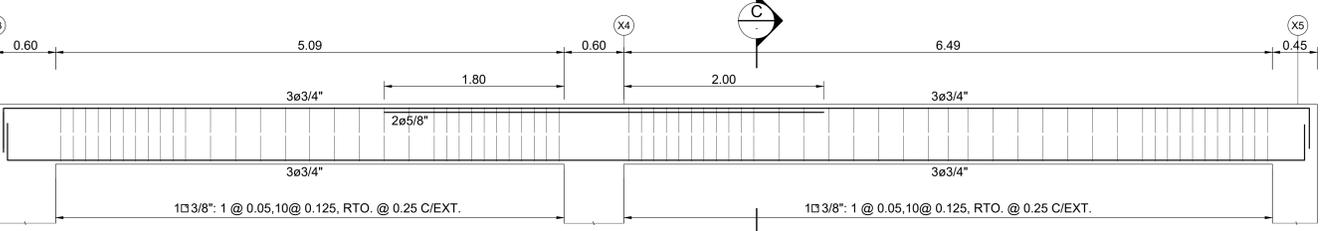
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25

V-013-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25



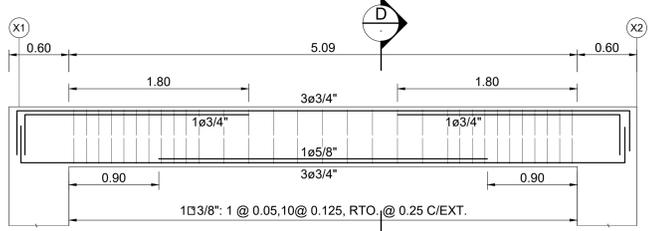
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25

V-014-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25



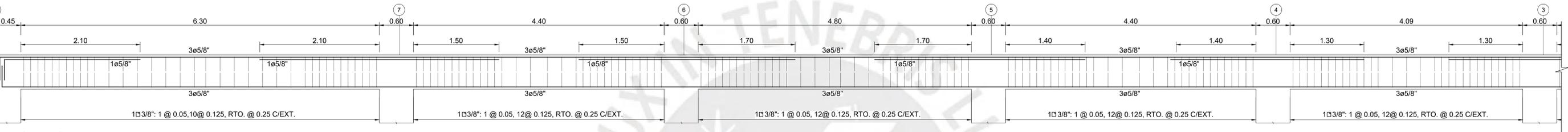
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25

V-015-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25

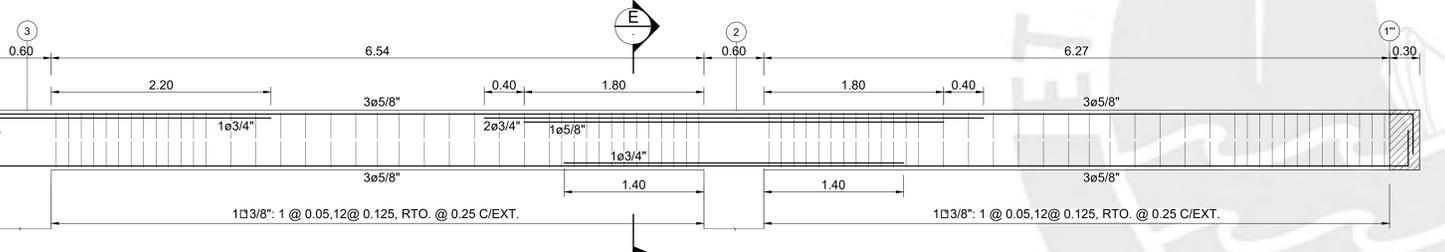


SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25

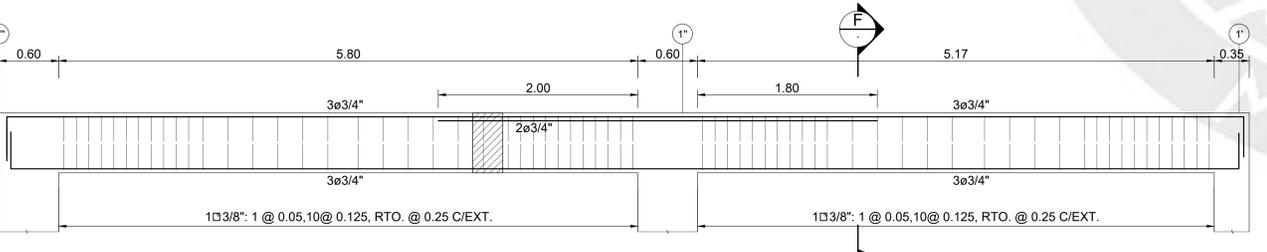
V-016-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25



V-017-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25

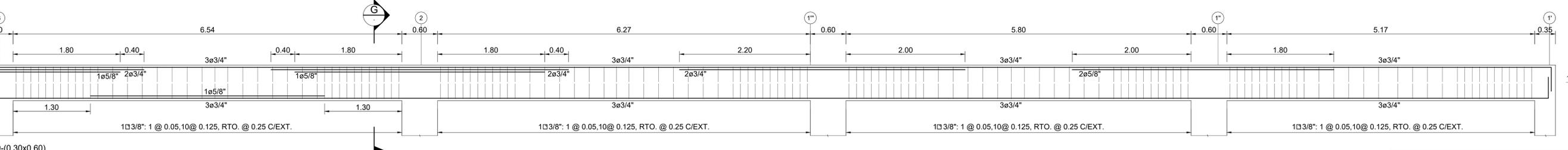


SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN F
ESCALA 1 / 25

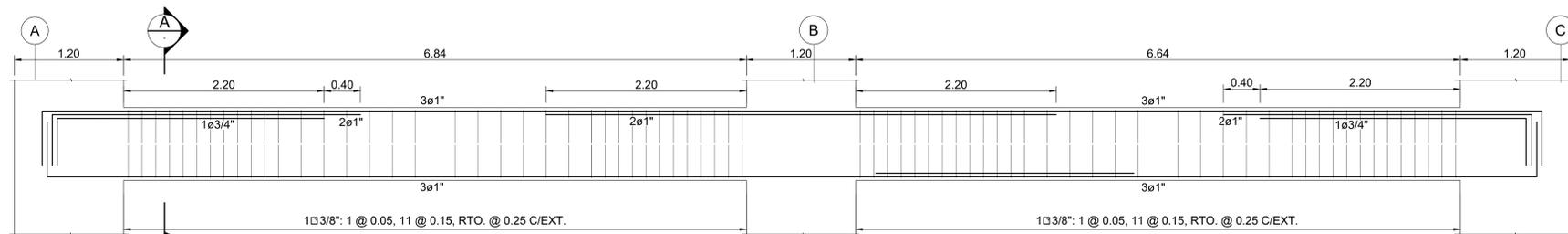
V-018-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25



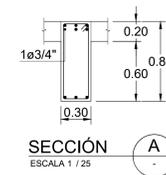
SECCIÓN G
ESCALA 1 / 25

V-019-(0.30x0.60)
ESCALA 1 / 25

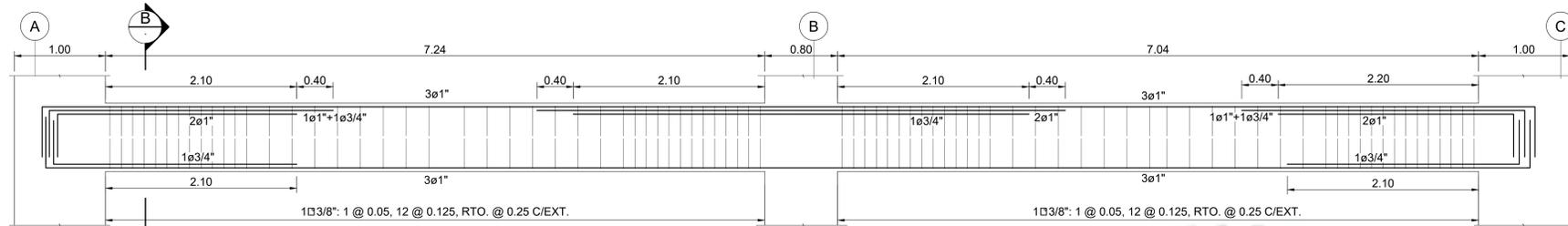
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-18
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



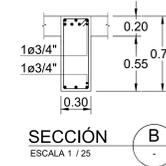
V101 / V201 / 301 (0.30x0.80) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



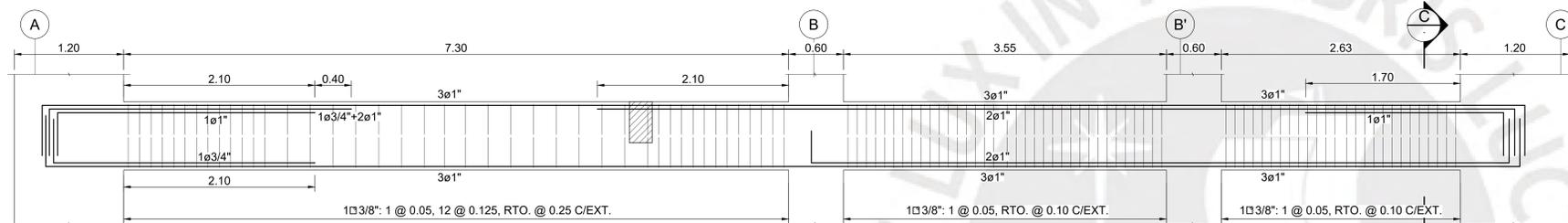
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



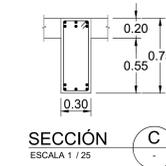
V102 / V202 / 302 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



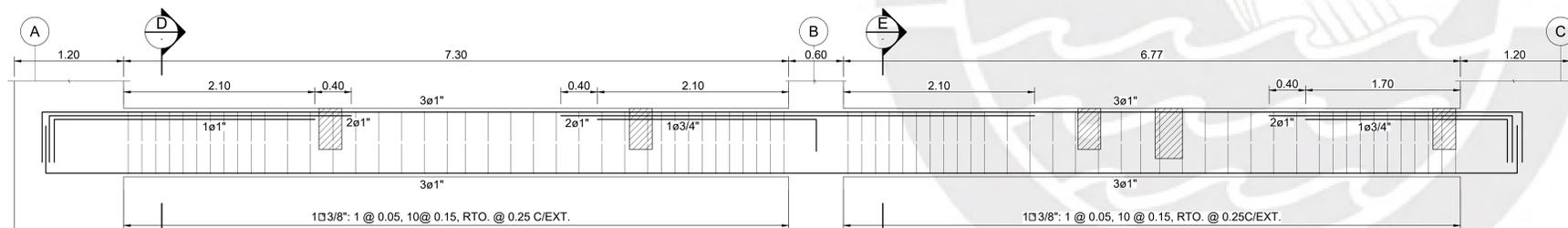
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



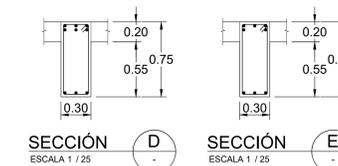
V103 / V203 / 303 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25

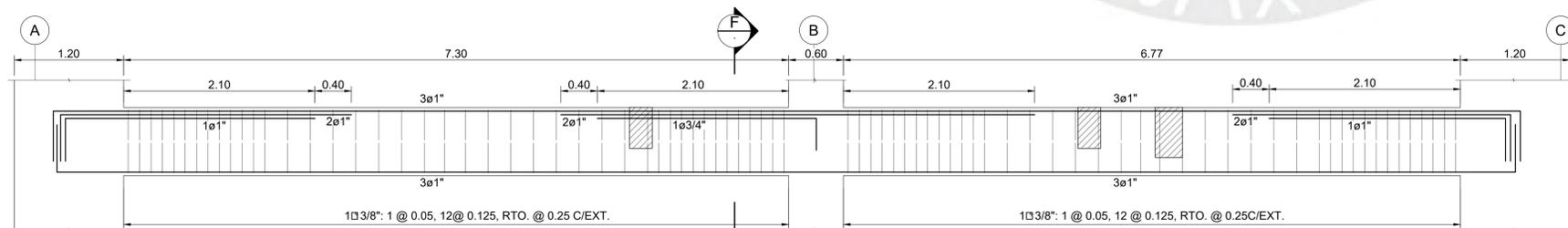


V104 / V204 / 304 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25

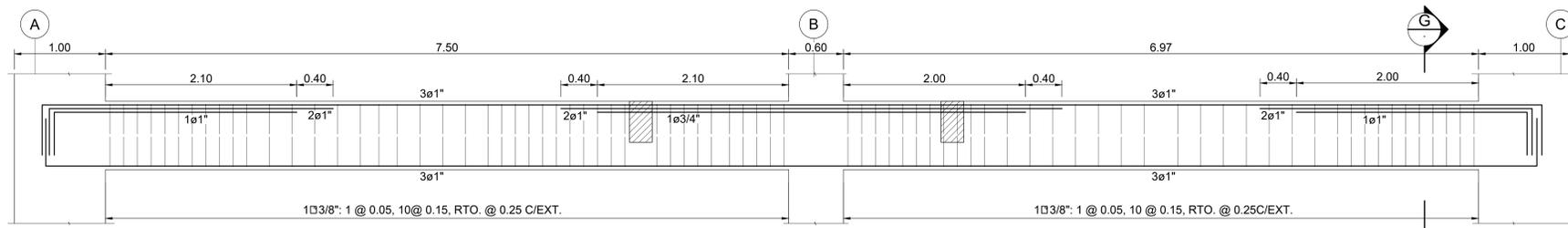
SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25



V105 / V205 / 305 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN F
ESCALA 1 / 25

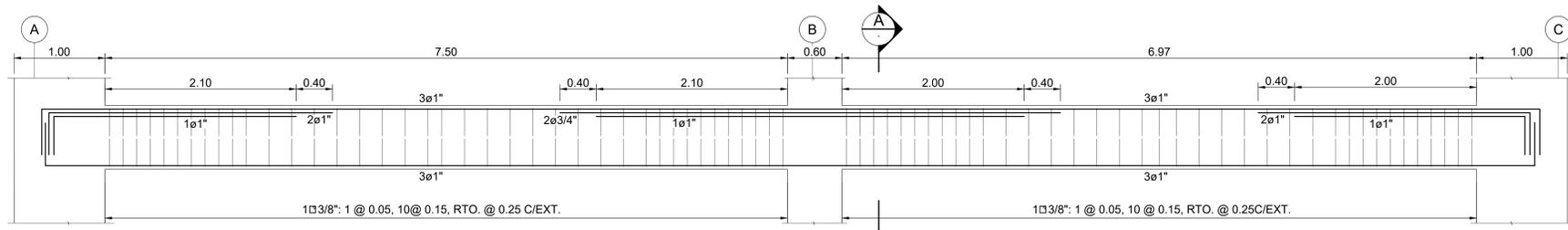


V106 / V206 / 306 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25

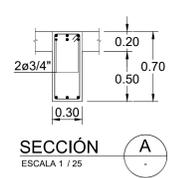


SECCIÓN G
ESCALA 1 / 25

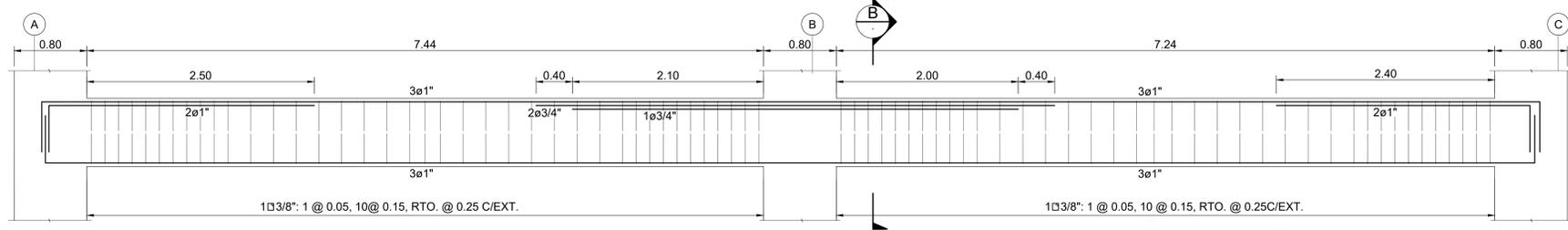
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-19
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P. : 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



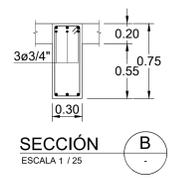
V107 / V207 / 307 (0.30x0.70) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



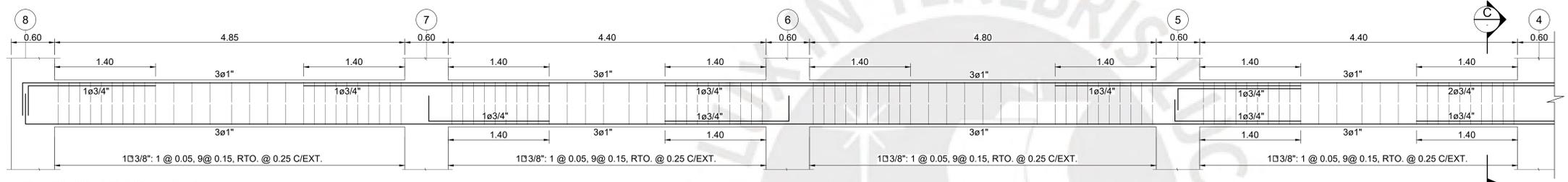
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



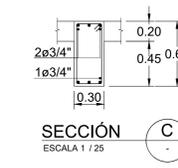
V108 / V208 / 308 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



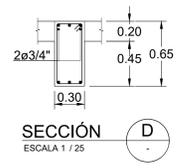
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



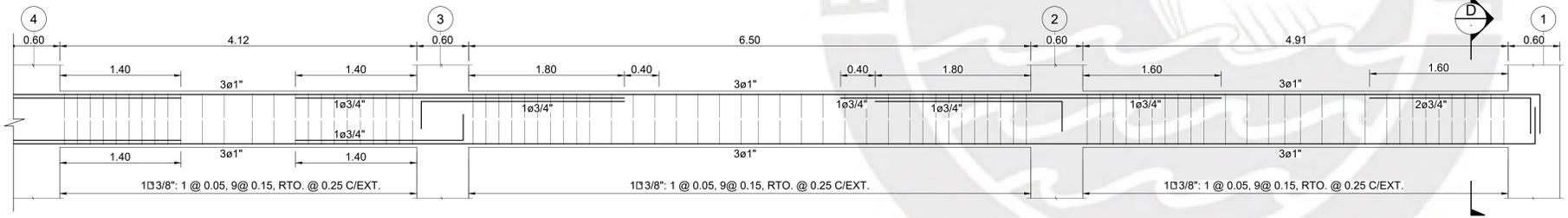
V109 / V209 / 309 (0.30x0.65) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



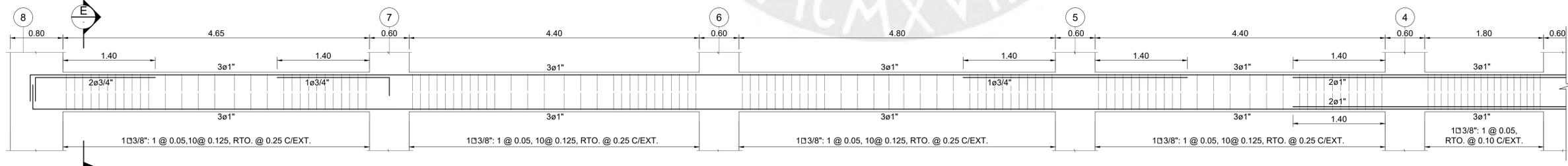
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25



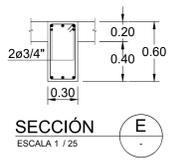
SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25



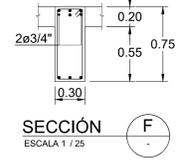
V109 / V209 / 309 (0.30x0.65) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



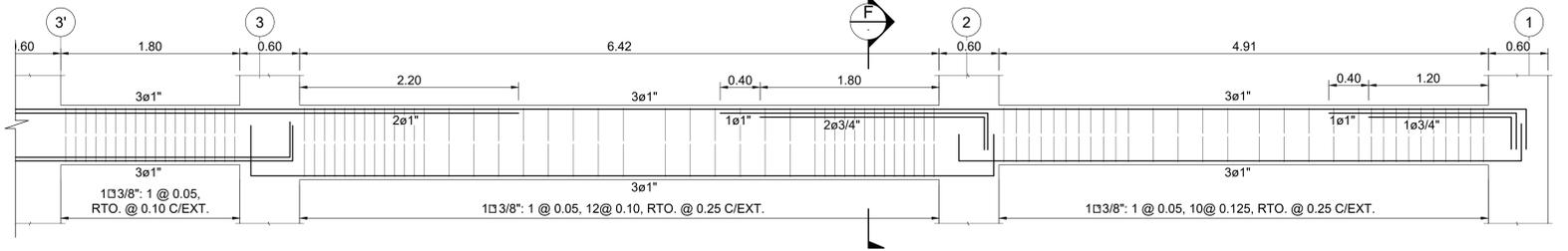
V110 / V210 / 310 (0.30x0.60) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25



SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25



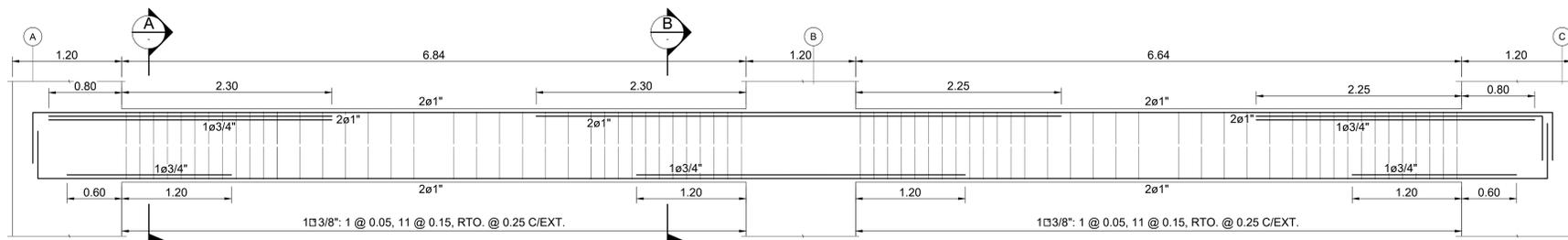
SECCIÓN F
ESCALA 1 / 25



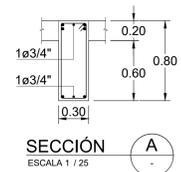
V110 / V210 / 310 (0.30x0.75) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25

V110 / V210 / 310 (0.30x0.60) - 1°, 2° y 3° NIVEL
ESCALA 1 / 25

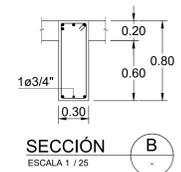
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-20	
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"			
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 1°, 2° Y 3° TECHO 02 DE 02			
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024	ESCALA:
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976	20151739		



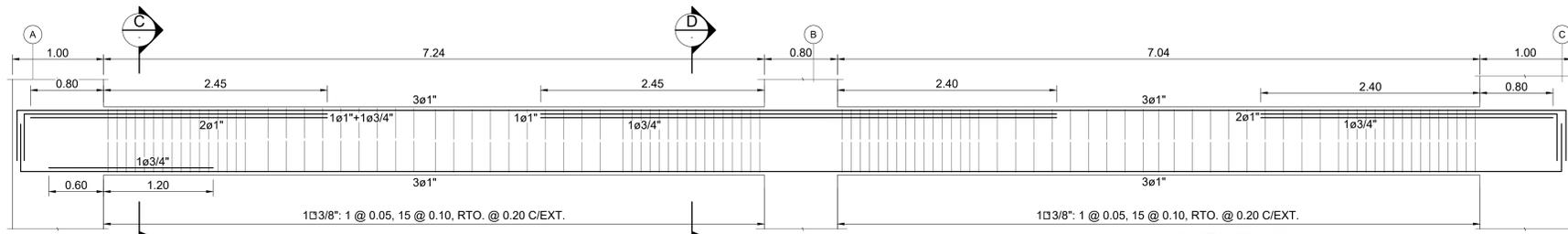
V401 / V502 (0.30x0.80) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25



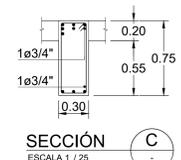
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25



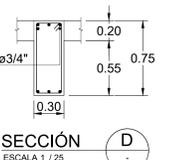
SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



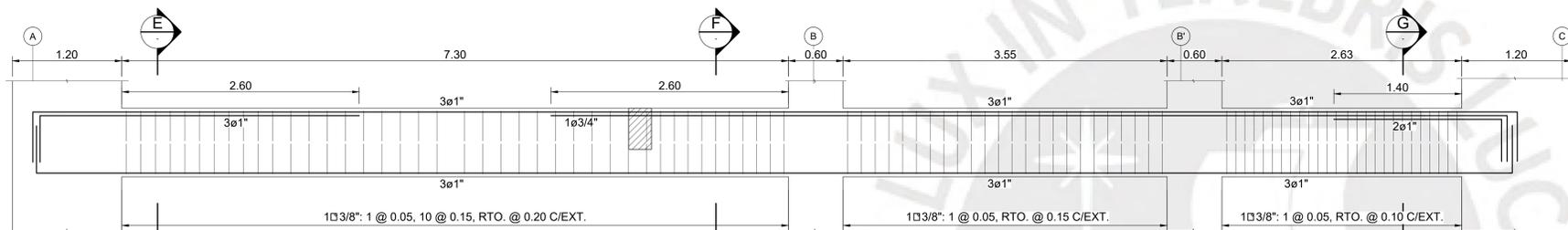
V402 / V502 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25



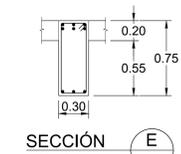
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25



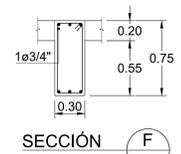
SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25



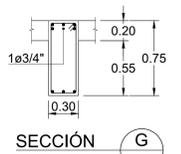
V403 / V503 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25



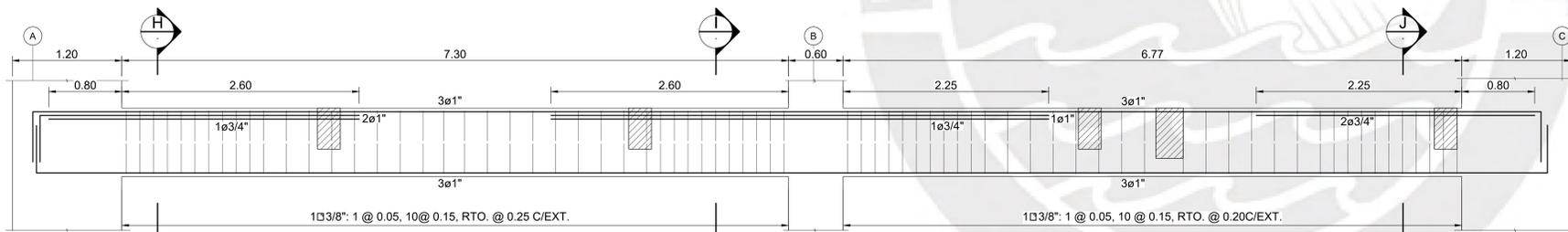
SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25



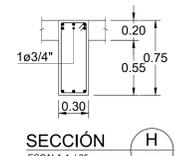
SECCIÓN F
ESCALA 1 / 25



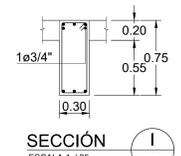
SECCIÓN G
ESCALA 1 / 25



V404 / V504 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25



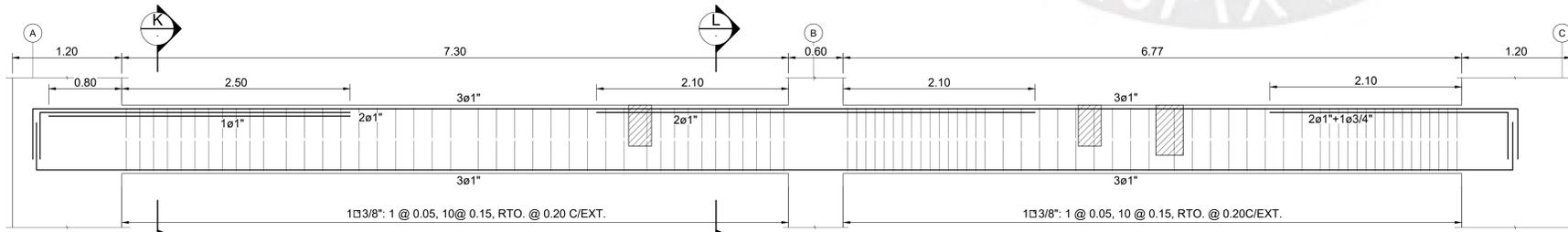
SECCIÓN H
ESCALA 1 / 25



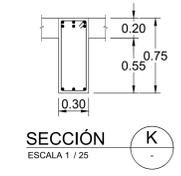
SECCIÓN I
ESCALA 1 / 25



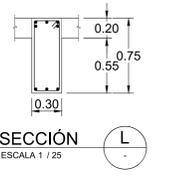
SECCIÓN J
ESCALA 1 / 25



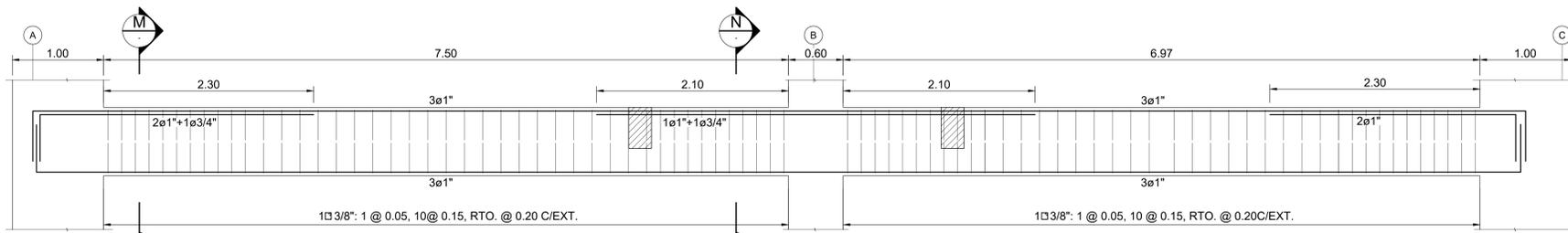
V405 / V505 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25



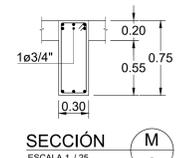
SECCIÓN K
ESCALA 1 / 25



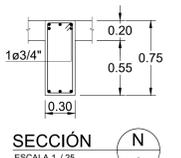
SECCIÓN L
ESCALA 1 / 25



V406 / V506 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL
ESCALA 1 / 25

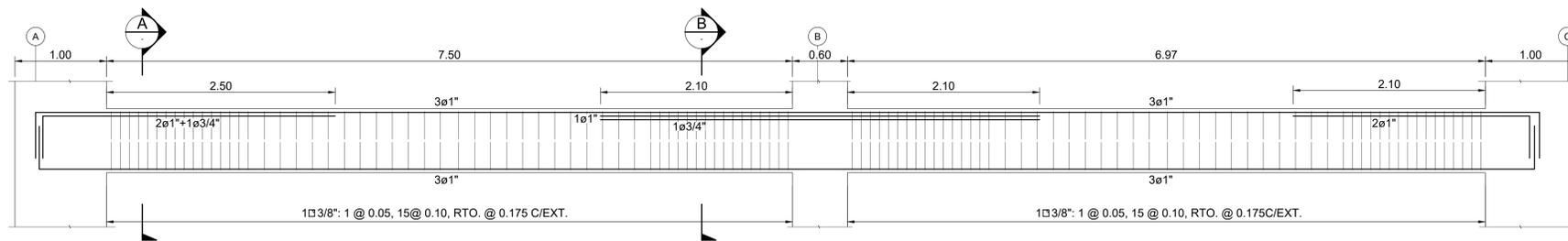


SECCIÓN M
ESCALA 1 / 25



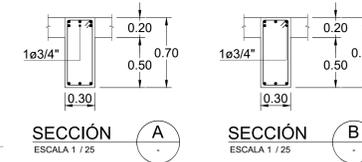
SECCIÓN N
ESCALA 1 / 25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-21
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



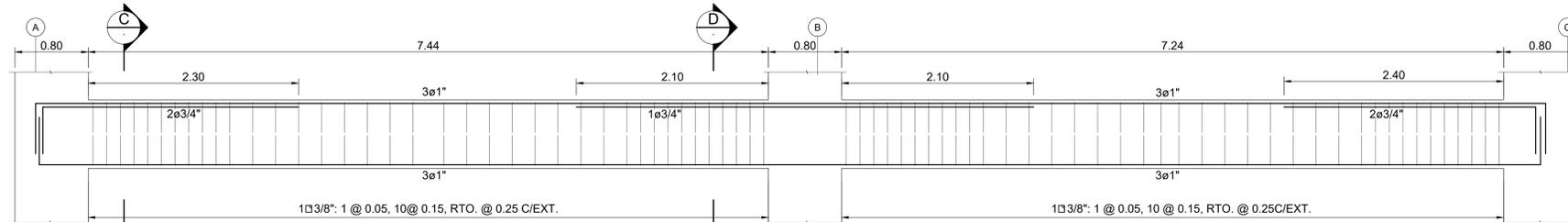
V407 / V507 (0.30x0.70) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25



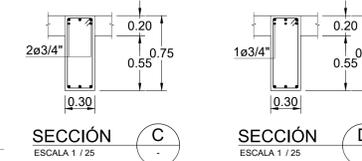
SECCIÓN A
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN B
ESCALA 1 / 25



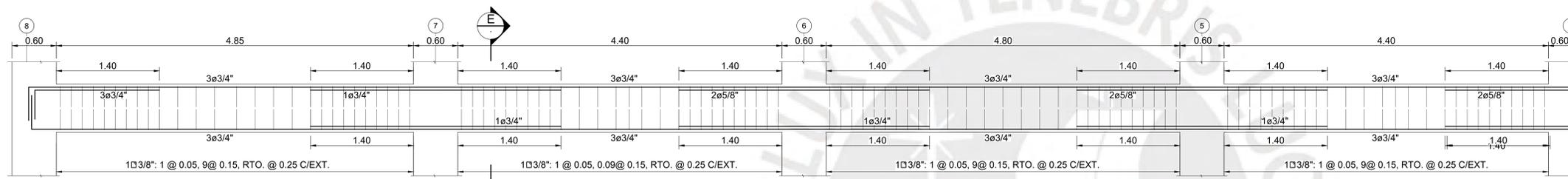
V408 / V508 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25



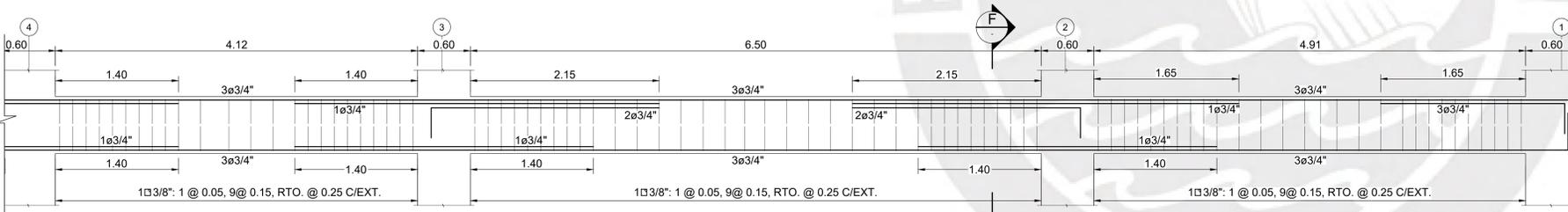
SECCIÓN C
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN D
ESCALA 1 / 25



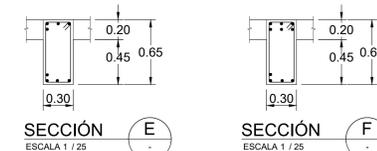
V409 / V509 (0.30x0.65) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25



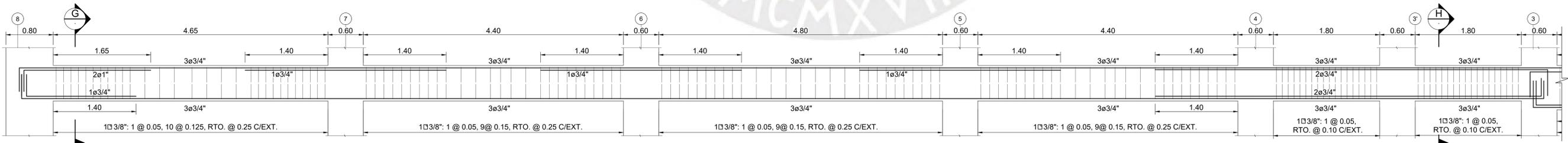
V409 / V509 (0.30x0.65) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25



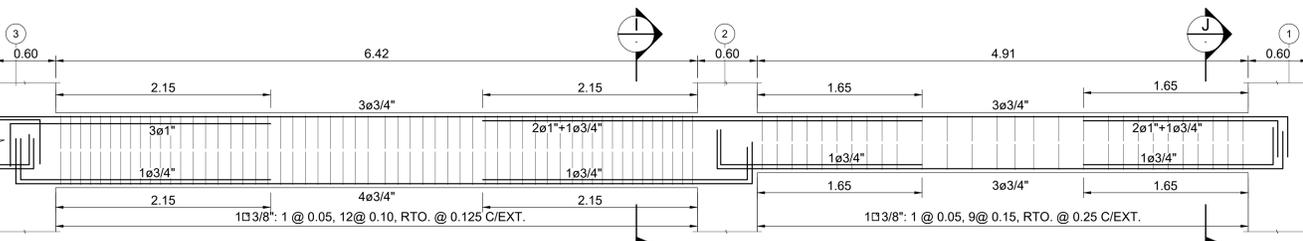
SECCIÓN E
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN F
ESCALA 1 / 25



V410 / V510 (0.30x0.60) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25

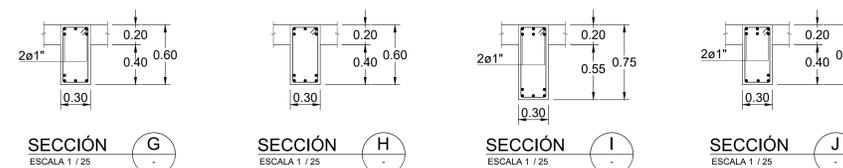


V410 / V510 (0.30x0.75) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25

V410 / V510 (0.30x0.60) - 4° y 5° NIVEL

ESCALA 1 / 25



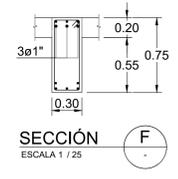
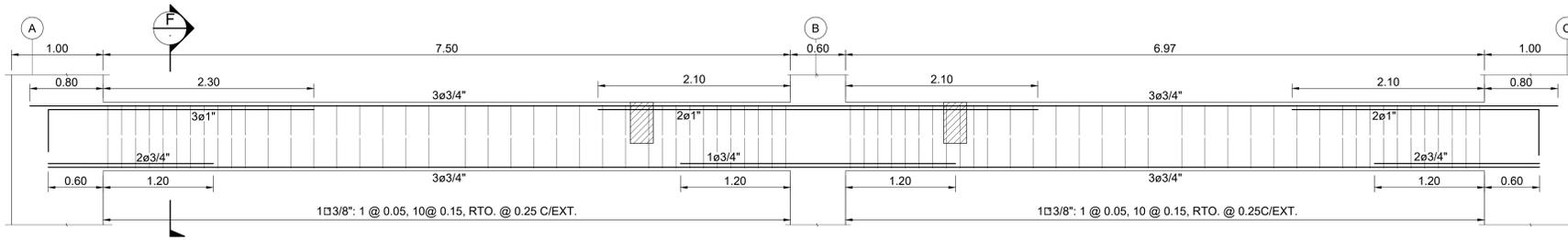
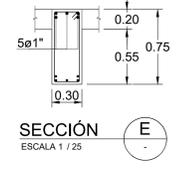
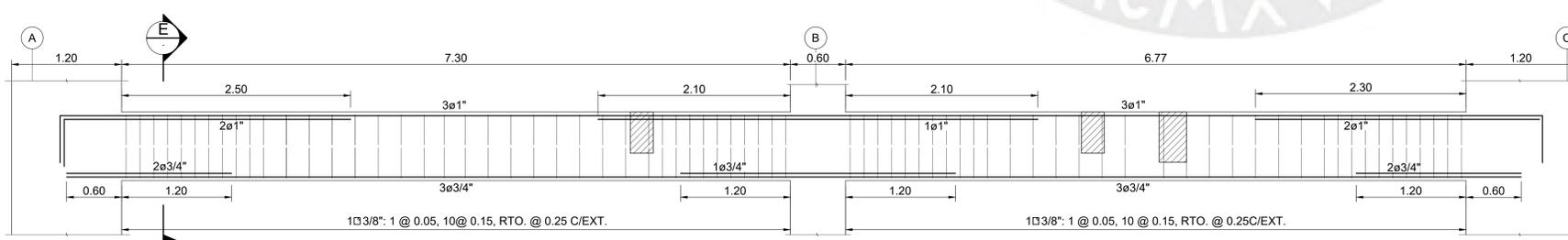
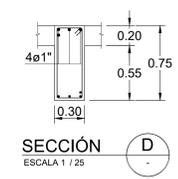
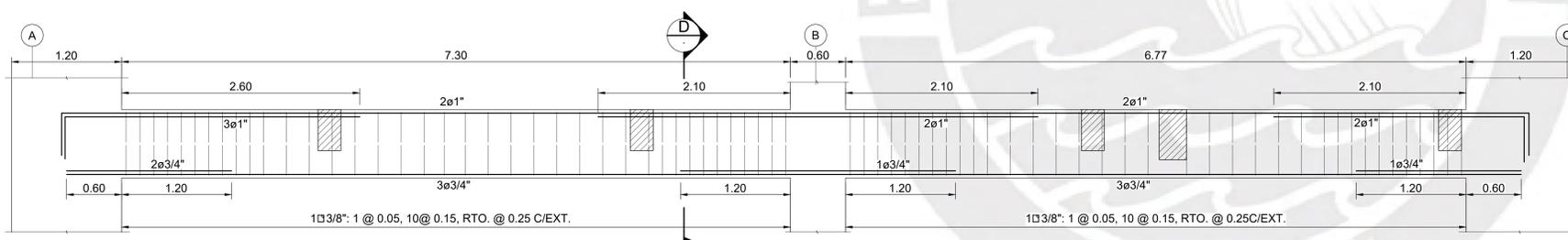
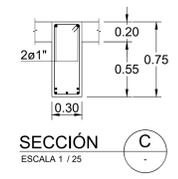
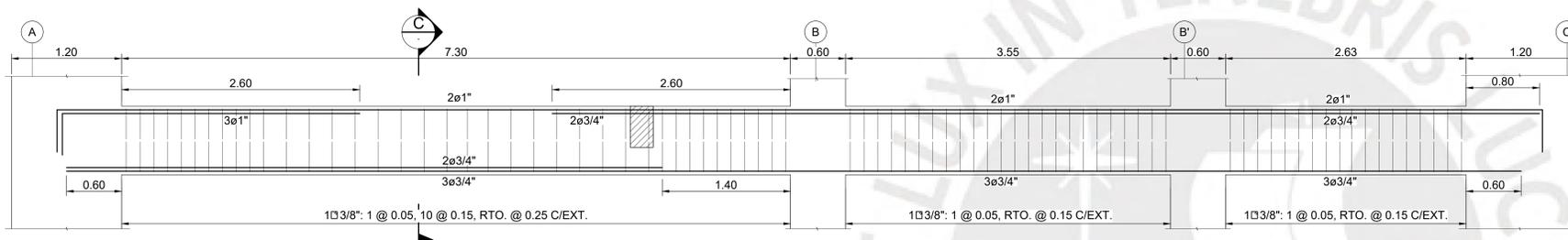
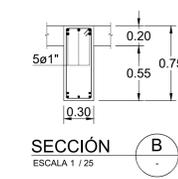
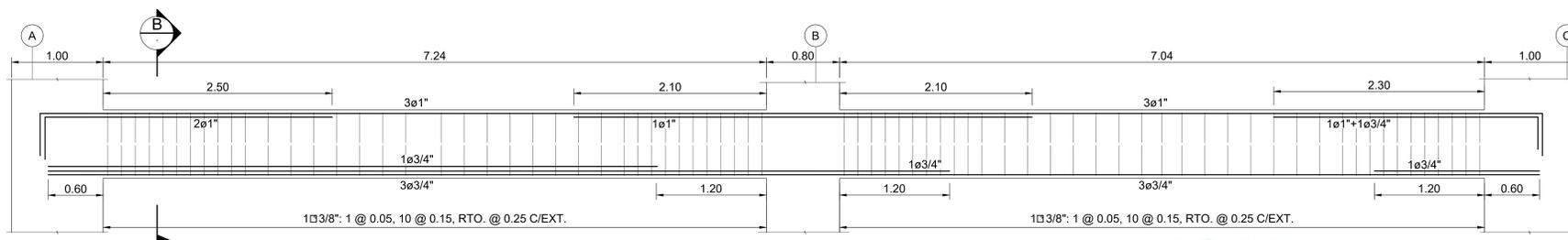
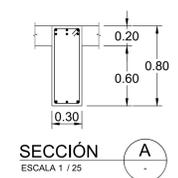
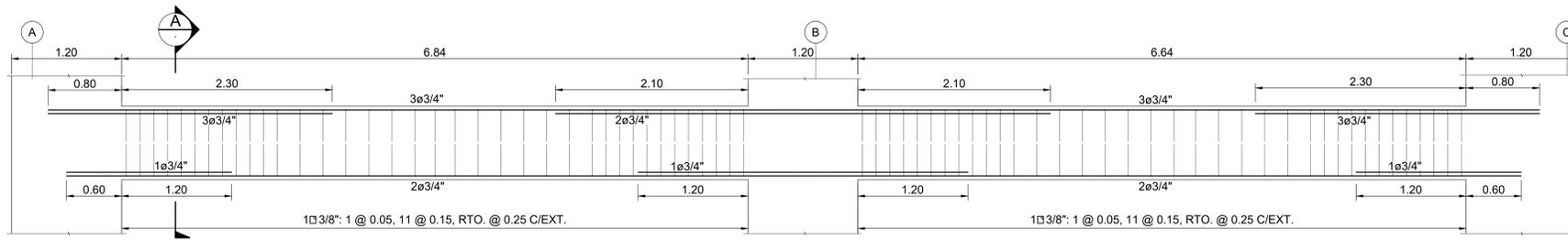
SECCIÓN G
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN H
ESCALA 1 / 25

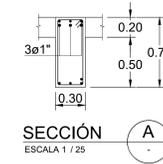
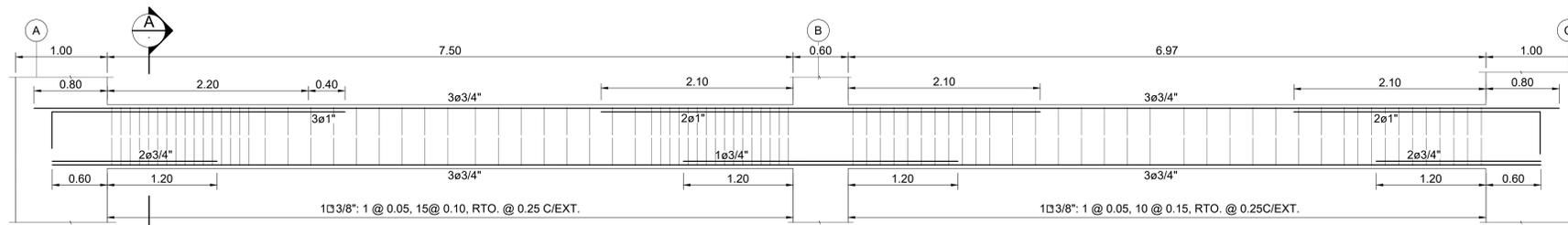
SECCIÓN I
ESCALA 1 / 25

SECCIÓN J
ESCALA 1 / 25

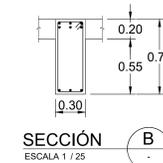
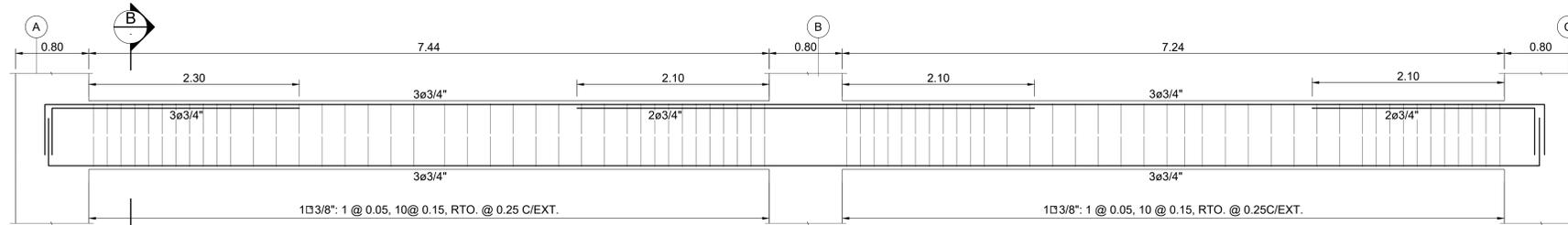
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LÁMINA: E-22
	PLANO: ELEVACIONES DE VIGAS DEL 4° Y 5° TECHO 02 DE 02	FECHA: MAYO 2024
	ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	ESCALA: INDICADA
	AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739



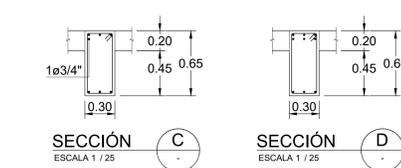
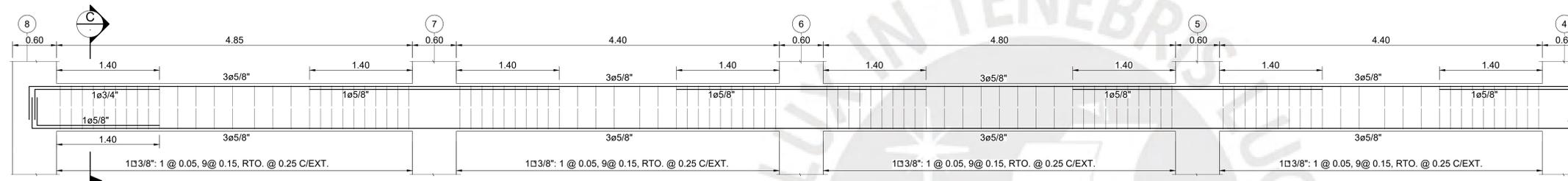
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-23
	PROYECTO DE TESIS:	"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"		
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO 01 DE 02		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739		



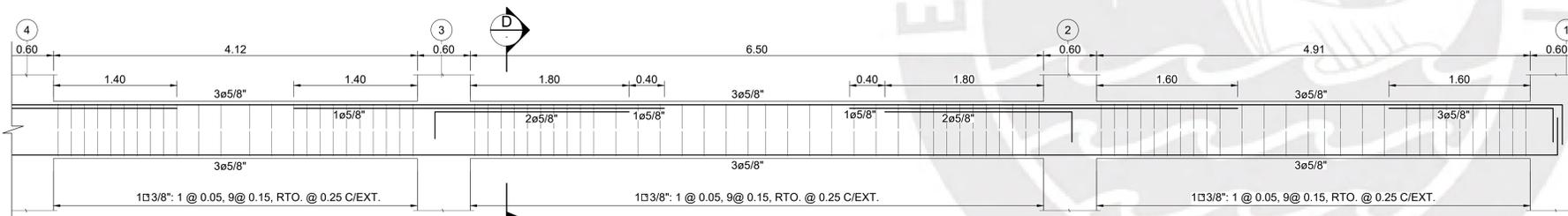
V607 (0.30x0.70) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25



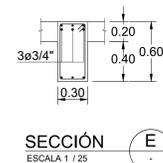
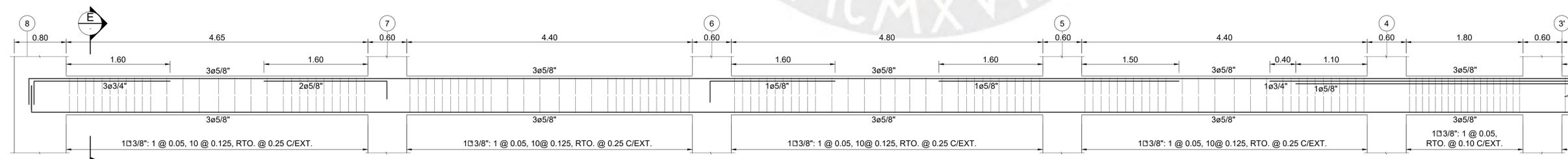
V608 (0.30x0.75) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25



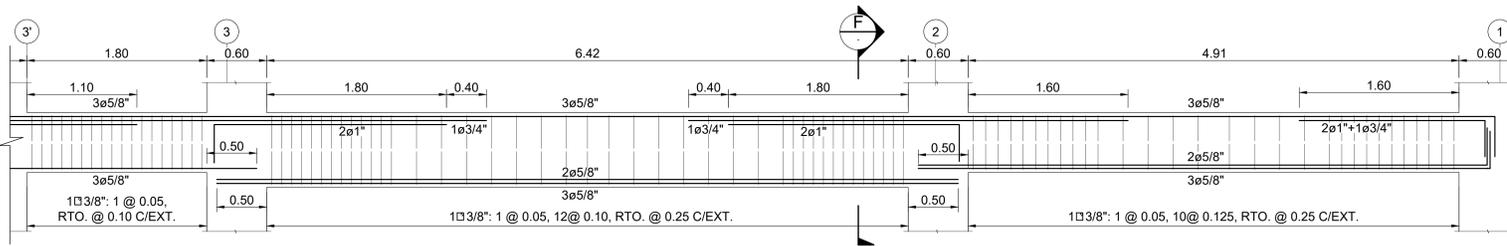
V609 (0.30x0.65) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25



V609 (0.30x0.65) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25



V610 (0.30x0.60) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25

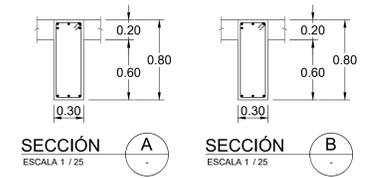
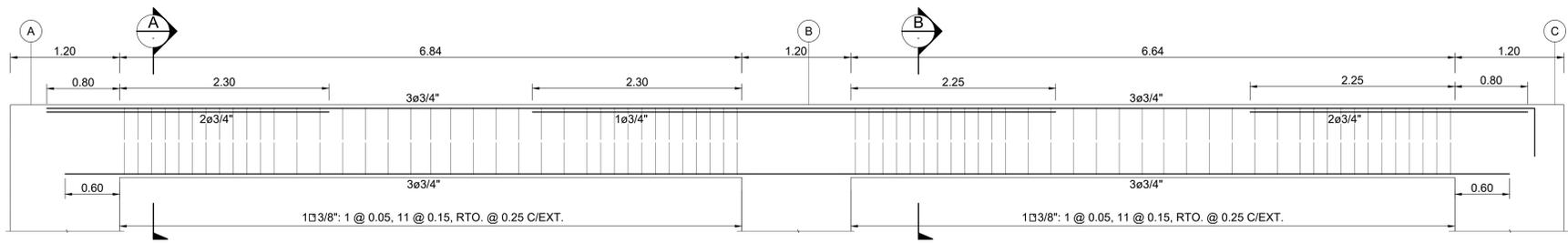


V610 (0.30x0.60) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25

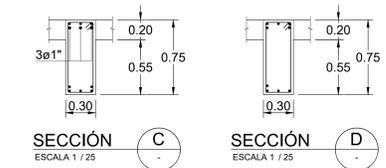
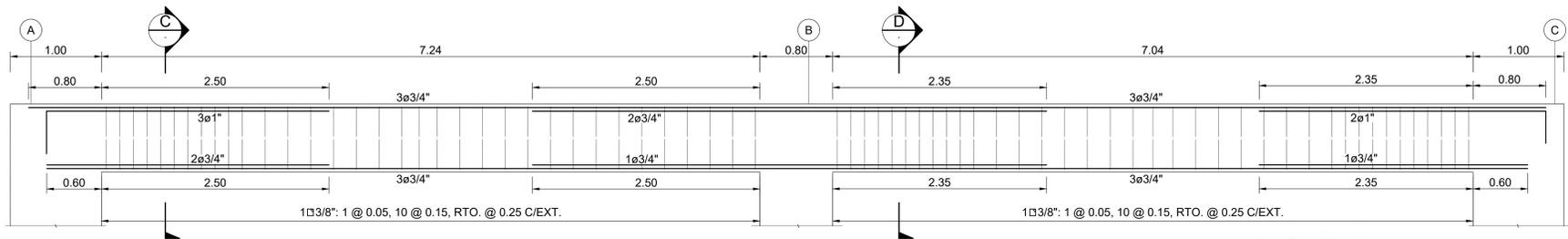
V610 (0.30x0.75) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25

V610 (0.30x0.60) - 6° NIVEL
ESCALA 1/25

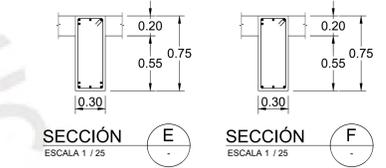
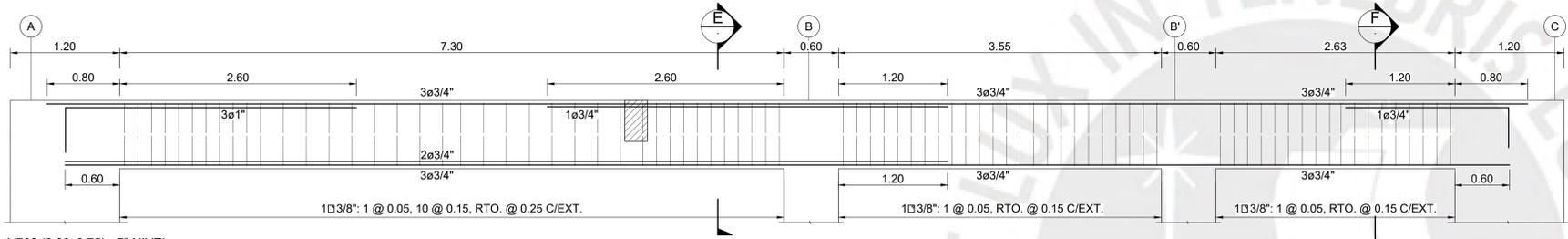
<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-24
	PROYECTO DE TESIS:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 6° TECHO		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484		
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	FECHA:	MAYO 2024
<p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>		ESCALA:	INDICADA	
		20152976	20151739	



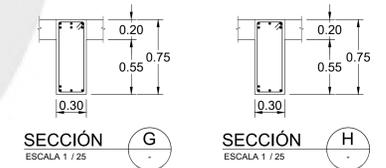
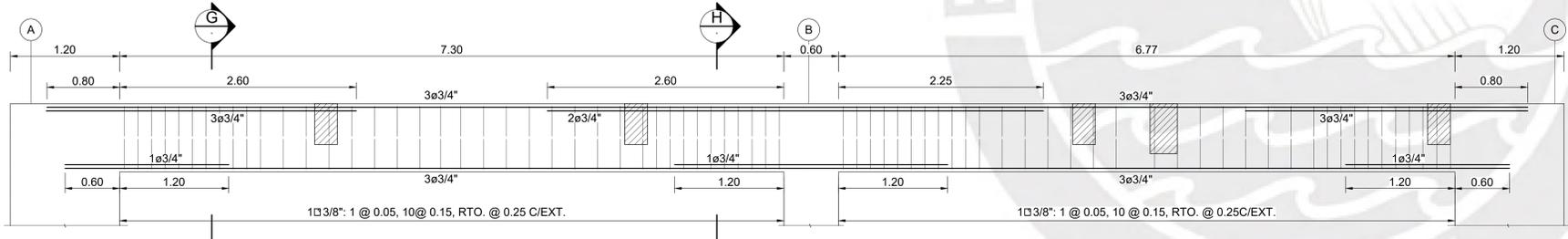
V701 (0.30x0.80) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25



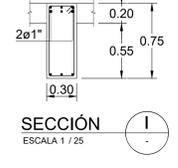
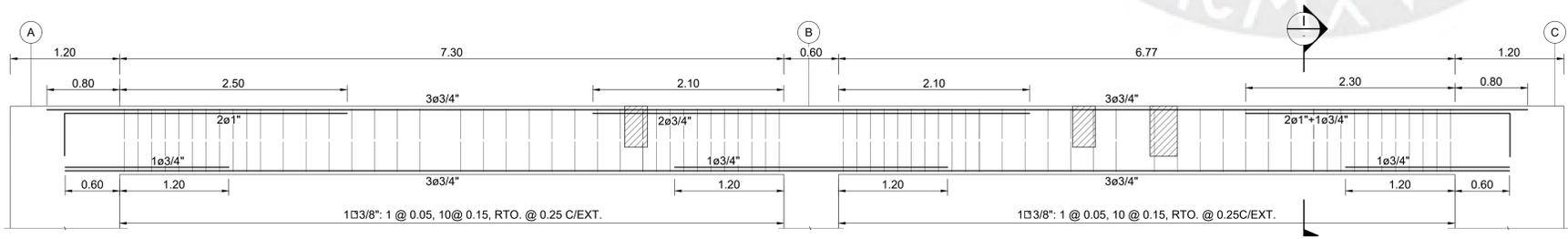
V702 (0.30x0.75) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25



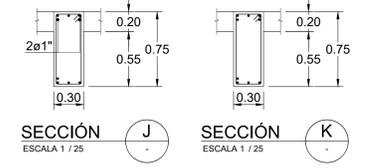
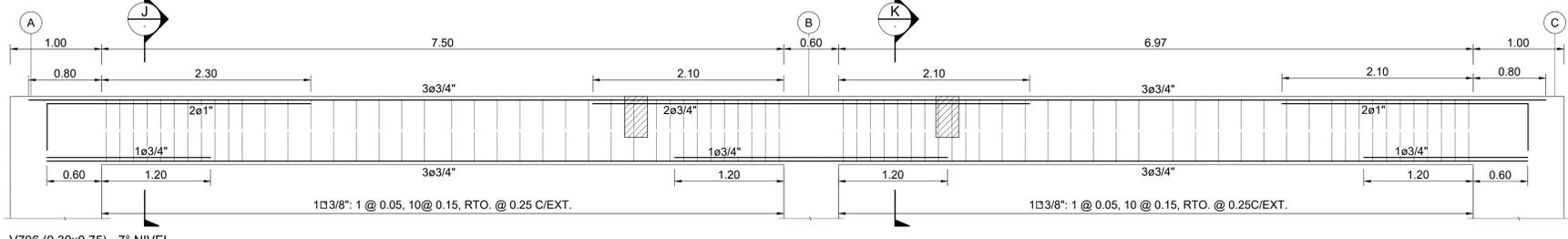
V703 (0.30x0.75) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25



V704 (0.30x0.75) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25

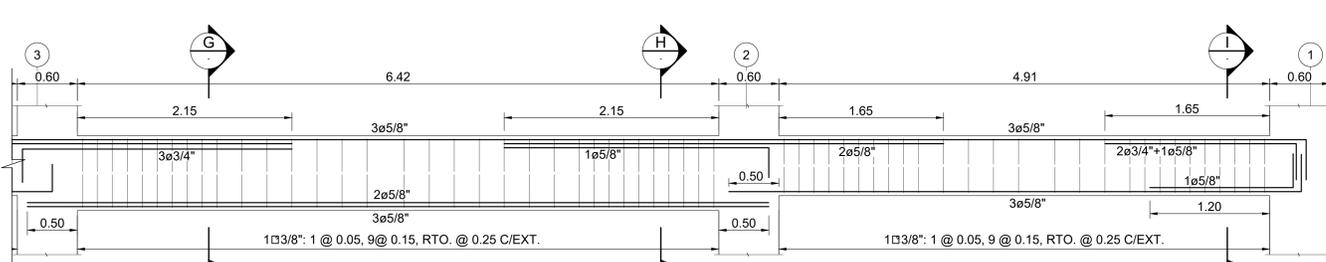
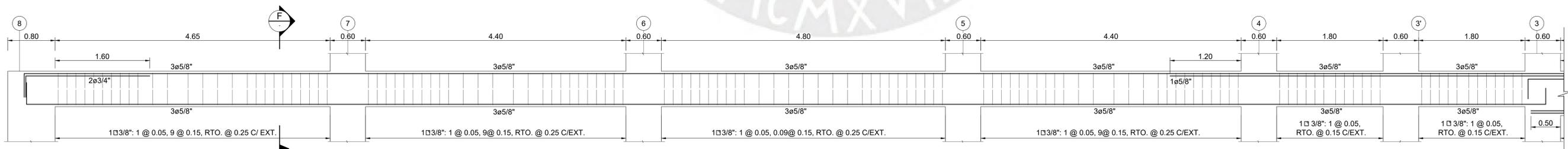
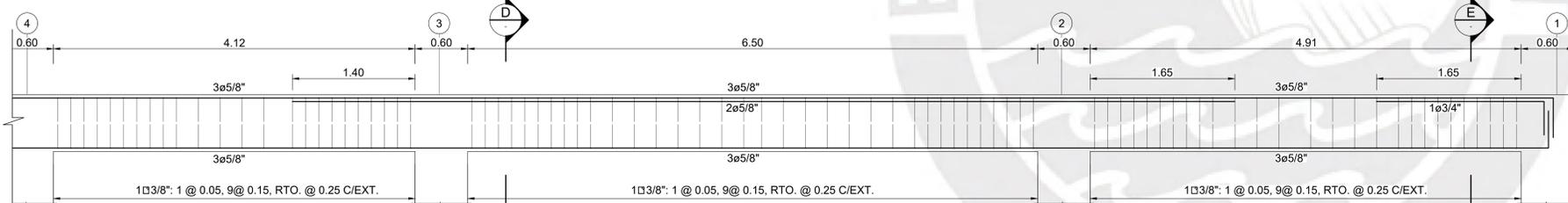
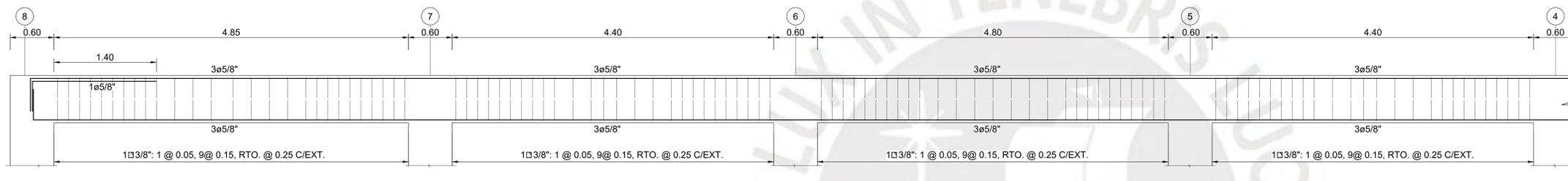
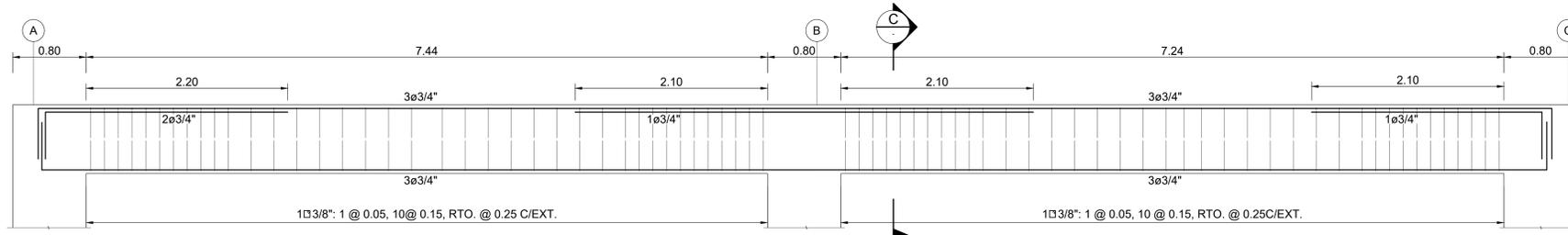
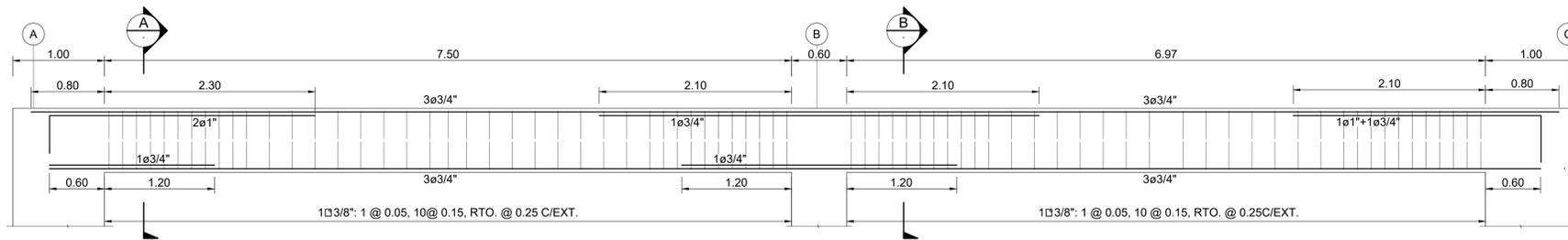


V705 (0.30x0.75) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25

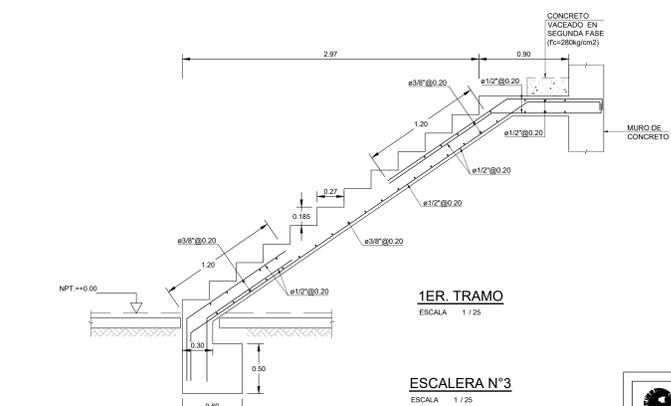
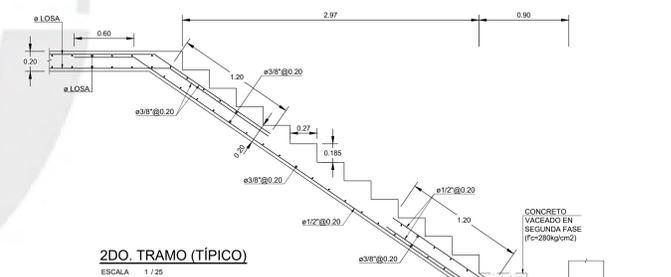
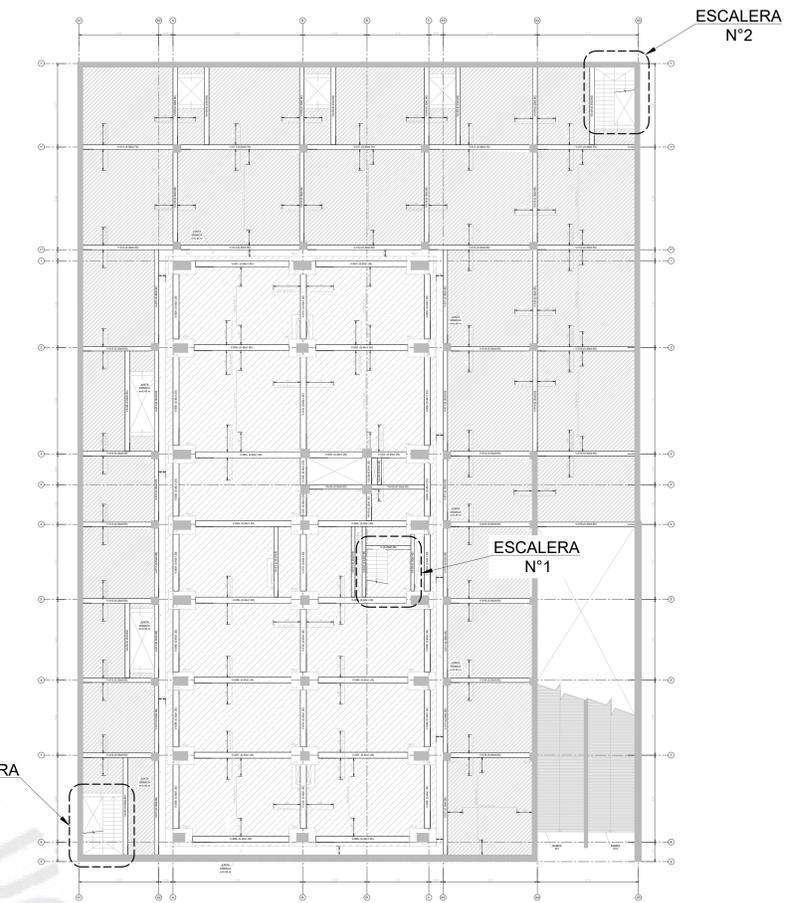
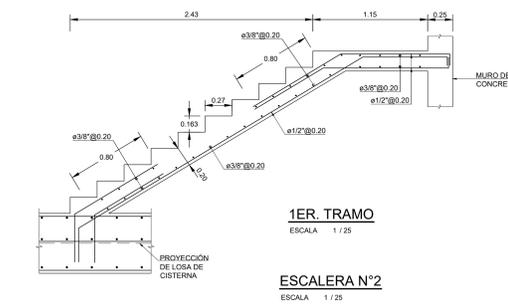
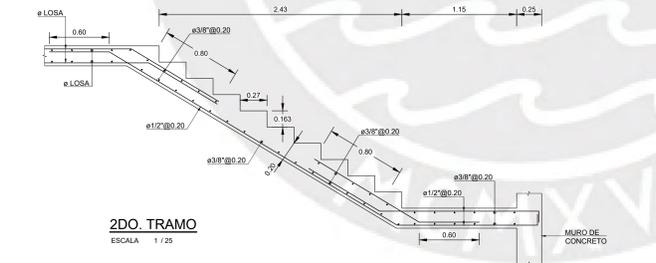
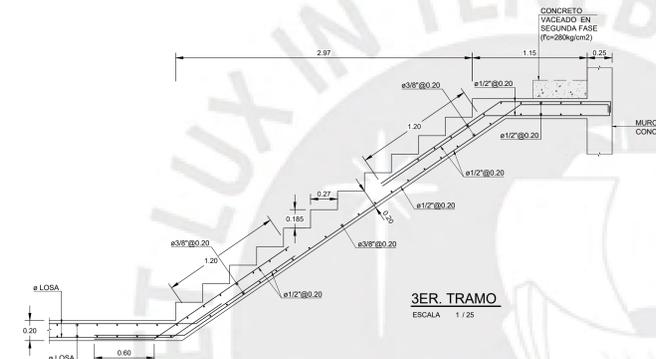
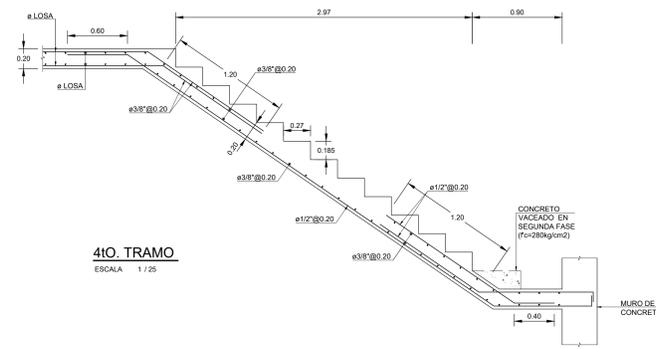
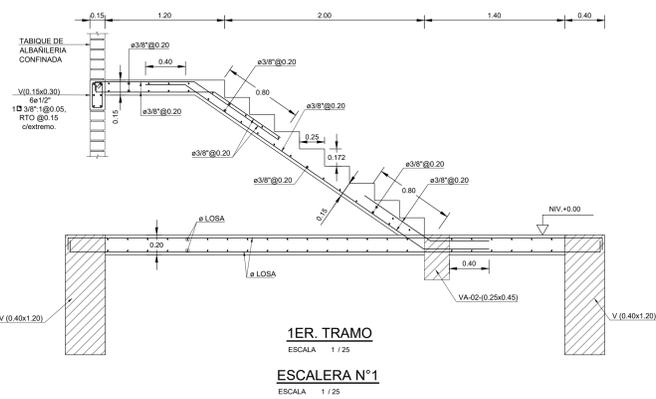
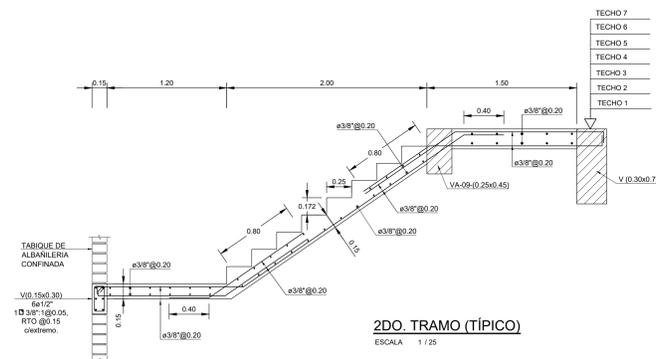
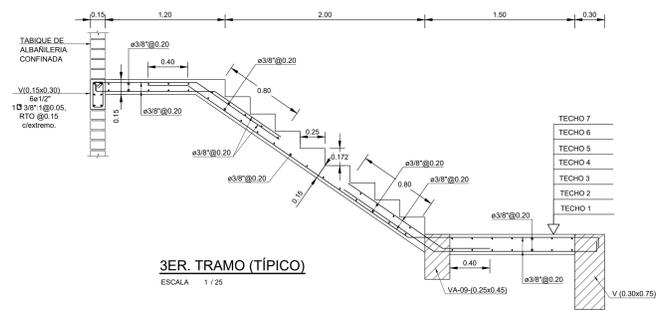


V706 (0.30x0.75) - 7° NIVEL
ESCALA 1/25

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-25
	PROYECTO DE TESIS:	<p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>		
	PLANO:	<p>ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO 01 DE 02</p>		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739		



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS:</p> <p>"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LÁMINA:	E-26
	PLANO:	ELEVACIONES DE VIGAS DEL 7° TECHO 02 DE 02		
	ASESOR DE TESIS:	ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA:	MAYO 2024
	AUTORES:	ANA VICTORIA MAMANI ANDIA RAÚL SILVA VILLEGAS	ESCALA:	INDICADA
			20152976	20151739



<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p> <p>PROYECTO DE TESIS: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON UNA INTERFAZ DE AISLAMIENTO SÍSMICO DESTINADO A VIVIENDAS DE SIETE PISOS Y UN SÓTANO"</p>	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	LÁMINA: E-27	
	PLANO: DETALLES DE ESCALERAS		
	ASESOR DE TESIS: ING. JOSÉ MARTÍN VELÁSQUEZ VARGAS C.I.P.: 69484	FECHA: MAYO 2024	ESCALA: INDICADA
	AUTORES: ANA VICTORIA MAMANI ANDÍA RAÚL SILVA VILLEGAS	20152976 20151739	

DETALLES TÍPICOS PARA LAS LOSAS

DETALLE PARA LA INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS EN LAS LOSAS ALGERADAS

DETALLE PARA LA INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS EN LAS LOSAS MACIZAS

DETALLE PARA LA INSTALACIÓN DE LOS REFUERZOS EN LAS LOSAS MACIZAS

DETALLE PARA EL REFUERZO DE LAS LOSAS EN LOS VOLADOS

DETALLE PARA EL REFUERZO DE LAS LOSAS AL REDEDOR DE LAS ABERTURAS PARA LOS DUCTOS

ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REFUERZO DE LAS LOSAS

Ø	L(m)
3/8"-8mm	40
1/2"-12mm	50
5/8"-70	70
3/4"-80	80

ANCLAJE HORIZONTAL RECTO DEL REFUERZO DE LAS LOSAS

EMPALME POR TRASLAPE DEL REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS

VALORES MÍNIMOS DEL TRASLAPE

Ø=men-14"	Ø=men-3/8"	Ø=12mm-1/2"
30cm	35cm	40cm

EMPALME POR TRASLAPE DEL REFUERZO CORRIDO EN LAS LOSAS

VALORES MÍNIMOS DEL TRASLAPE

Ø=men-14"	Ø=men-3/8"	Ø=12mm-1/2"
30cm	35cm	40cm

DISPOSICIONES DE BARRAS EN SECCIONES DE VIGAS

MÁXIMO 4 BARRAS POR CAPA
MÁXIMO 8 BARRAS EN 2 CAPAS
MÁXIMO 12 BARRAS EN 3 CAPAS

MÁXIMO 3 BARRAS POR CAPA
MÁXIMO 6 BARRAS EN 2 CAPAS
MÁXIMO 9 BARRAS EN 3 CAPAS

DETALLES TÍPICOS PARA LAS VIGAS

EMPALME DEL REFUERZO EN LAS VIGAS

VALORES DE "L" (m)

Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"-8mm	0.40	0.60
1/2"-12mm	0.60	0.80
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

EMPALME DEL REFUERZO EN LAS VIGAS

CONCENTRACIÓN DE ESTRIOS EN EL CRUCE DE VIGAS

DETALLE PARA EL PASE DE TUBERÍAS A TRAVÉS DE LAS VIGAS

NOTA:

- LA TUBERÍA DEBE ESTAR ALEJADA UNA DISTANCIA MINIMA H DE 20cm DESDE LOS EXTREMOS INFERIOR Y SUPERIOR DE LA VIGA.
- LA TUBERÍA PUEDE TENER UN DIÁMETRO MÁXIMO (D) DE 1/4" H².
- SE DEBE DEJAR ESTE PASO A LOS CUARTOS DE LA LUZ LIBRE DE LA VIGA.
- SI ES NECESARIO, DEBE REFORZARSE EL RECORRIDO DE LAS TUBERÍAS A FIN DE RESPECTAR INDICACIÓN DE NOTA 3.

DETALLE PARA EL PASE DE TUBERÍAS A TRAVÉS DE LAS VIGAS

GANCHOS EN ESTRIOS

Ø	L(m)
Ø6mm	83
Ø8"	96
Ø10mm	100
Ø12"	109
Ø13mm	111
Ø12"	115

ALTERNATIVA DE ANCLAJE DE REFUERZO

DETALLE N°1: CONECTOR DE TORNILLO - TIPO 2

Ø Barra	Tamaño Conector (pulg)	L (pulg)
3/8"	3	5"
1/2"	4	7"
5/8"	5	9"
3/4"	6	11"
7/8"	7	13"
1"	8	15 1/2"
1 1/8"	9	16 1/2"
1 1/4"	10	19 1/2"
1 3/8"	11	21 1/2"

DETALLE N°2: CONECTOR DE PRESIÓN TIPO 2

Ø Barra	Tamaño Conector (pulg)	L (pulg)
3/8"	3	3 1/2"
1/2"	4	4"
5/8"	5	4 1/2"
3/4"	6	5 1/2"
7/8"	7	6 1/2"
1"	8	7"
1 1/8"	9	7 1/2"
1 1/4"	10	8 1/2"
1 3/8"	11	9"

DETALLE N°3: CONECTOR DE PRESIÓN CON ROSCA (MACHO Y HEMBRA) TIPO 2 - CONECTOR DE PRESIÓN

DETALLE N°1: CONECTOR DE PRESIÓN TIPO 2 - VER NOTA 2

DETALLE DE EMPALME CON CONECTOR MECÁNICO PARA COLUMNAS

DETALLE DE EMPALME CON CONECTOR MECÁNICO PARA VIGAS, LOSAS Y ALGERADAS

SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PARA DAR CONTINUIDAD A LAS VARILLAS CORRUGADAS

CONECTOR DE PRESIÓN

APLICACIONES:

- CUANDO SE DESEA REEMPLAZAR UN TRASLAPE CONVENCIONAL.
- CUANDO SE REQUIERE DAR CONTINUIDAD A UNA VARILLA LIBRE O EMBEBIDA EN CONCRETO ENDURECIDO.
- PARA EXTENSIONES FUTURAS EN DONDE LA VARILLA EMBEBIDA TENGA POCOA O NINGUNA LONGITUD LIBRE.

RECOMENDACIONES:

- AMBAS VARILLAS DEBERÁN ESTAR LIMPIAS ANTES DE INSTALAR EL CONECTOR.
- LA LONGITUD LIBRE DE LA VARILLA EMBEBIDA DEBERÁ SER COMO MÍNIMO (L/2+2) cm
- SE DEBERÁ COLOCAR CONECTORES MECÁNICOS QUE CORRESPONDAN A LOS DIÁMETROS DE LAS VARILLAS CONECTADAS.
- LOS TRASLAPES SERÁN PARA VARILLAS MAYORES DEL #8 (1") CON DISPOSITIVOS MECÁNICOS QUE SEAN CAPACES DE TRANSFERIR POR LO MENOS 1.25 VECES LA FUERZA DE FLUENCIA DE TENSIÓN DE LAS BARRAS, SIN NECESIDAD DE EXCEDER LA RESISTENCIA MÁXIMA DE ESTAS.
- LA EFICACIA DE LAS UNIONES MECÁNICAS DEBERÁ COMPROBARSE POR MEDIO DE UN LABORATORIO DE CALIDAD DE MATERIALES.

ESPECIFICACIONES

LOS CONECTOR DE PRESIÓN CUMPLEN CON:

- LA NORMA E.060 CON EL ARTÍCULO 21.3.4.1.
- LA NORMA ACI 318 CAP 21.2.6.2: SE PERMITE EL USO DE CONECTORES TIPO 2 EN CUALQUIER LOCALIZACIÓN.
- SE COLOCAN A PRESIÓN Y NO AFECTAN LA SECCIÓN DE LA VARILLA CORRUGADA.
- EN CASO DE UTILIZAR CONECTORES DE PRESIÓN CON ROSCA, LA ROSCA ES INDUSTRIALIZADA Y FORJADA EN FRÍO, POR LO QUE SE ASEGURA TENER UNA CONEXIÓN PERFECTA EN LA UNIÓN CONECTOR- CONECTOR ROSCADO GARANTIZANDO QUE NO FALLE EN LA UNIÓN.

DETALLES TÍPICOS VARIOS

LONGITUD DE ANCLAJE RECTO SUPERIOR PARA VIGA

Ø	F _{yk} =210	F _{yk} =280	F _{yk} =350
3/8"	21	18	16
1/2"	28	24	22
5/8"	35	30	27
3/4"	42	36	32
1"	56	48	43
1 3/8"	79	68	61

LONGITUD DE ANCLAJE RECTO INFERIOR PARA VIGA

Ø	F _{yk} =210	F _{yk} =280	F _{yk} =350
3/8"	35	30	25
1/2"	45	40	35
5/8"	60	50	45
3/4"	75	65	60
1"	90	80	70
1 3/8"	120	105	95

PARAPETO DE ALBAÑERÍA

ESCALERA EN RELLENO

BANCA O LOSA DE ESTACIONAMIENTOS

DETALLES TÍPICOS PARA LA CIMENTACIÓN

DETALLE DE ARRANQUE DE COLUMNAS SOBRE MUROS DE CONCRETO ARMADO

REMATO DE LAS COLUMNAS

REMATO DE LAS COLUMNAS

DETALLE DE ZAPATA PARA PLACAS, COLUMNAS Y COLUMNETAS

NOTA: CONSIDERAR ESTA DISTRIBUCIÓN DE ESTRIOS SALVO SE ESPECIFIQUE AL RESPECTO EN EL CUADRO DE COLUMNAS.

NOTA: POR ENCIMA DEL NIVEL DE FUGO TERMINADO CONSERVAR LOS ESTRIOS DISTRIBUIDO CADA 10cm A LO LARGO CUANDO NO SE INDIQUE AL RESPECTO EN EL CUADRO DE COLUMNAS.

DETALLES TÍPICOS PARA PLACAS Y MUROS

EMPALME DEL REFUERZO VERTICAL EN LAS PLACAS Y MUROS

EMPALME DEL REFUERZO HORIZONTAL EN LAS PLACAS Y MUROS

REMATO PARA LOS REFUERZOS VERTICALES DE LOS MUROS EN LA LOSA

ANCLAJE DEL REFUERZO HORIZONTAL EN LOS ENCUENTROS Y LLEGADAS DE LAS PLACAS Y MUROS

DETALLE PARA EL REFUERZO DE LAS PLACAS Y MUROS CON Ø 15mm, A 0.25L_d DEL ESPESOR AL REDEDOR DE LAS ABERTURAS PARA LAS VENTANAS ALTAS

ARRANQUE PARA LOS REFUERZOS VERTICALES DE LOS MUROS EN LA LOSA

REMATO PARA LOS REFUERZOS VERTICALES DE LOS MUROS EN LA LOSA

DETALLE PARA EL ARRANQUE Y LA LLEGADA DE REFUERZOS VERTICALES

DETALLES DE CONECTOR DE PRESIÓN

PROYECCIÓN DE COLUMNA

CONECTOR DE PRESIÓN CON ROSCA MACHO

CONECTOR DE COLUMNA (VER DETALLE DE CONECTOR)

DETALLE DE UBICACIÓN DE CONECTOR DE COLUMNA EN LUGAR DE BARRAS DOBLADAS AL TERMINO DE UNA COLUMNA

DETALLE DE UBICACIÓN DE CONECTOR DE COLUMNA EN LUGAR DE BARRAS DOBLADAS AL TERMINO DE UNA COLUMNA

DETALLE DE COLUMNA DE ROSCA PARALELA

DETALLE DE UBICACIÓN DE CONECTOR DE COLUMNA EN LUGAR DE BARRAS DOBLADAS AL TERMINO DE UNA COLUMNA

LONGITUD L_{dt} PARA CONECTORES DE COLUMNA (PULG)

Ø Barra	Tamaño Conector	f _{ck} 280 Kg/cm ²	f _{ck} 350 Kg/cm ²
3/8"	3	6"	6"
1/2"	4	8"	8"
5/8"	5	10"	10"
3/4"	6	12"	12"
7/8"	7	14"	14"
1"	8	15"	15"
1 3/8"	11	22"	22"

DETALLES TÍPICOS DE JUNTAS

JUNTA DE CONTRACCIÓN (L.C.)

JUNTA DE CONTRACCIÓN (MUROS)

JUNTA DE AISLAMIENTO (L.A.)

JUNTA DE EXPANSIÓN (MUROS)

NOTAS DE JUNTAS:

- PARA BARRAS DE Ø 10mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 10cm.
- PARA BARRAS DE Ø 12mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 15cm.
- PARA BARRAS DE Ø 16mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 20cm.
- PARA BARRAS DE Ø 20mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 25cm.
- PARA BARRAS DE Ø 25mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 30cm.
- PARA BARRAS DE Ø 32mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 35cm.
- PARA BARRAS DE Ø 40mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 40cm.
- PARA BARRAS DE Ø 50mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 45cm.
- PARA BARRAS DE Ø 60mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 50cm.
- PARA BARRAS DE Ø 75mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 55cm.
- PARA BARRAS DE Ø 90mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 60cm.
- PARA BARRAS DE Ø 110mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 65cm.
- PARA BARRAS DE Ø 140mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 70cm.
- PARA BARRAS DE Ø 180mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 75cm.
- PARA BARRAS DE Ø 220mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 80cm.
- PARA BARRAS DE Ø 280mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 85cm.
- PARA BARRAS DE Ø 360mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 90cm.
- PARA BARRAS DE Ø 450mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 95cm.
- PARA BARRAS DE Ø 560mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 100cm.
- PARA BARRAS DE Ø 700mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 105cm.
- PARA BARRAS DE Ø 880mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 110cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1100mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 115cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1400mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 120cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1800mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 125cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2200mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 130cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2800mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 135cm.
- PARA BARRAS DE Ø 3600mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 140cm.
- PARA BARRAS DE Ø 4500mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 145cm.
- PARA BARRAS DE Ø 5600mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 150cm.
- PARA BARRAS DE Ø 7000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 155cm.
- PARA BARRAS DE Ø 8800mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 160cm.
- PARA BARRAS DE Ø 11000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 165cm.
- PARA BARRAS DE Ø 14000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 170cm.
- PARA BARRAS DE Ø 18000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 175cm.
- PARA BARRAS DE Ø 22000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 180cm.
- PARA BARRAS DE Ø 28000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 185cm.
- PARA BARRAS DE Ø 36000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 190cm.
- PARA BARRAS DE Ø 45000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 195cm.
- PARA BARRAS DE Ø 56000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 200cm.
- PARA BARRAS DE Ø 70000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 205cm.
- PARA BARRAS DE Ø 88000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 210cm.
- PARA BARRAS DE Ø 110000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 215cm.
- PARA BARRAS DE Ø 140000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 220cm.
- PARA BARRAS DE Ø 180000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 225cm.
- PARA BARRAS DE Ø 220000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 230cm.
- PARA BARRAS DE Ø 280000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 235cm.
- PARA BARRAS DE Ø 360000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 240cm.
- PARA BARRAS DE Ø 450000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 245cm.
- PARA BARRAS DE Ø 560000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 250cm.
- PARA BARRAS DE Ø 700000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 255cm.
- PARA BARRAS DE Ø 880000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 260cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1100000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 265cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1400000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 270cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1800000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 275cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2200000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 280cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2800000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 285cm.
- PARA BARRAS DE Ø 3600000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 290cm.
- PARA BARRAS DE Ø 4500000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 295cm.
- PARA BARRAS DE Ø 5600000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 300cm.
- PARA BARRAS DE Ø 7000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 305cm.
- PARA BARRAS DE Ø 8800000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 310cm.
- PARA BARRAS DE Ø 11000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 315cm.
- PARA BARRAS DE Ø 14000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 320cm.
- PARA BARRAS DE Ø 18000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 325cm.
- PARA BARRAS DE Ø 22000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 330cm.
- PARA BARRAS DE Ø 28000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 335cm.
- PARA BARRAS DE Ø 36000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 340cm.
- PARA BARRAS DE Ø 45000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 345cm.
- PARA BARRAS DE Ø 56000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 350cm.
- PARA BARRAS DE Ø 70000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 355cm.
- PARA BARRAS DE Ø 88000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 360cm.
- PARA BARRAS DE Ø 110000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 365cm.
- PARA BARRAS DE Ø 140000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 370cm.
- PARA BARRAS DE Ø 180000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 375cm.
- PARA BARRAS DE Ø 220000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 380cm.
- PARA BARRAS DE Ø 280000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 385cm.
- PARA BARRAS DE Ø 360000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 390cm.
- PARA BARRAS DE Ø 450000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 395cm.
- PARA BARRAS DE Ø 560000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 400cm.
- PARA BARRAS DE Ø 700000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 405cm.
- PARA BARRAS DE Ø 880000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 410cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1100000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 415cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1400000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 420cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1800000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 425cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2200000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 430cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2800000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 435cm.
- PARA BARRAS DE Ø 3600000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 440cm.
- PARA BARRAS DE Ø 4500000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 445cm.
- PARA BARRAS DE Ø 5600000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 450cm.
- PARA BARRAS DE Ø 7000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 455cm.
- PARA BARRAS DE Ø 8800000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 460cm.
- PARA BARRAS DE Ø 11000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 465cm.
- PARA BARRAS DE Ø 14000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 470cm.
- PARA BARRAS DE Ø 18000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 475cm.
- PARA BARRAS DE Ø 22000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 480cm.
- PARA BARRAS DE Ø 28000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 485cm.
- PARA BARRAS DE Ø 36000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 490cm.
- PARA BARRAS DE Ø 45000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 495cm.
- PARA BARRAS DE Ø 56000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 500cm.
- PARA BARRAS DE Ø 70000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 505cm.
- PARA BARRAS DE Ø 88000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 510cm.
- PARA BARRAS DE Ø 110000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 515cm.
- PARA BARRAS DE Ø 140000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 520cm.
- PARA BARRAS DE Ø 180000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 525cm.
- PARA BARRAS DE Ø 220000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 530cm.
- PARA BARRAS DE Ø 280000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 535cm.
- PARA BARRAS DE Ø 360000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 540cm.
- PARA BARRAS DE Ø 450000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 545cm.
- PARA BARRAS DE Ø 560000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 550cm.
- PARA BARRAS DE Ø 700000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 555cm.
- PARA BARRAS DE Ø 880000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 560cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1100000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 565cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1400000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 570cm.
- PARA BARRAS DE Ø 1800000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 575cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2200000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 580cm.
- PARA BARRAS DE Ø 2800000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 585cm.
- PARA BARRAS DE Ø 3600000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 590cm.
- PARA BARRAS DE Ø 4500000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 595cm.
- PARA BARRAS DE Ø 5600000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 600cm.
- PARA BARRAS DE Ø 7000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 605cm.
- PARA BARRAS DE Ø 8800000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 610cm.
- PARA BARRAS DE Ø 11000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 615cm.
- PARA BARRAS DE Ø 14000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 620cm.
- PARA BARRAS DE Ø 18000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 625cm.
- PARA BARRAS DE Ø 22000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 630cm.
- PARA BARRAS DE Ø 28000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 635cm.
- PARA BARRAS DE Ø 36000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 640cm.
- PARA BARRAS DE Ø 45000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 645cm.
- PARA BARRAS DE Ø 56000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS JUNTAS DEBEN SER DE 650cm.
- PARA BARRAS DE Ø 70000000000000mm Y MENOS, EL RECORRIDO DE LAS BARRAS EN LAS