

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE  
PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Percy Andre Flores Talaverano

**ASESOR:**

Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Octubre, 2024

### Informe de Similitud

Yo, Daniel Roberto QUIUN WONG, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado


DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

Del autor Percy Andre Flores Talaverano,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 6%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/10/2024.
- 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, 17 de octubre de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Quiun Wong, Daniel Roberto</u>	
DNI: 07800490	 Firma
ORCID: 0000-0001-8906-6783	

## RESUMEN

En el presente trabajo de tesis, se realiza el predimensionamiento, análisis por gravedad, análisis sísmico y el diseño de los elementos estructurales de un edificio de concreto armado de 7 pisos destinado a uso de vivienda multifamiliar ubicado en el distrito de Lince en la provincia de Lima.

El edificio no consta de sótanos, contiene 16 estacionamientos en el primer piso y 5 viviendas por piso en el resto de niveles. El sistema estructural está conformado por placas en ambas direcciones, algunas columnas como elementos de soporte vertical y vigas peraltadas como elementos horizontales que forman pórticos, dichos elementos, debido a la altura de la edificación, serán de concreto con resistencia de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ . La losa del edificio se mantiene en un espesor de 0.20m conformada por losas macizas en dos direcciones y losas aligeradas convencionales.

La capacidad del suelo es de  $4.50\text{ kg/cm}^2$  que pertenece a la categoría de suelo S1 según la normativa peruana. La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, cimientos corridos y, de ser necesario, el uso de falsas zapatas.

Para el análisis y diseño del edificio, se contemplan los metrados de cada tipo de carga presente y se usó un modelo computacional en 3D en el software ETABS, el análisis sísmico considera desplazamientos inelásticos, condiciones y límites de factores de regularidad según lo establece la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030.

Para el diseño de los elementos estructurales se trabajó con verificación mediante hojas de cálculo y se tomaron las consideraciones dadas en la Norma de Cargas E.020, la Norma Peruana de Diseño en Concreto Armado E.060 y, de ser necesario, se complementarán con las normativas internacionales como lo establecido en el ACI 318-19 Building Requirements for Structural Concrete.

## Dedicatoria

Dedico este trabajo a mis padres, por todo su apoyo incondicional durante este tiempo, por su comprensión y paciencia y por ser la principal fuente de motivación. Agradezco a mis abuelos, que me dejaron una enseñanza que me ha servido para convertirme en un buen profesional.



## ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Objetivos .....	1
1.2. Metodología de diseño .....	1
1.3. Descripción del proyecto.....	4
1.4. Descripción de la arquitectura del edificio.....	5
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	6
2.1. Estructuración.....	6
2.2. Predimensionamiento .....	8
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS .....	15
3.1. Definición de cargas.....	15
3.2. Metrado de losa aligerada .....	16
3.3. Metrado de losa maciza.....	17
3.4. Metrado de vigas .....	18
3.5. Metrado de columnas .....	20
3.6. Metrado de placas.....	22
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO .....	24
4.1. Generalidades.....	24
4.2. Parámetros sísmicos .....	24
4.3. Modelo pseudotridimensional .....	27
4.4. Peso sísmico .....	28
4.5. Irregularidad en la estructura.....	28
4.6. Análisis dinámico modal espectral.....	32
4.7. Verificación de irregularidades .....	39
4.8. Fuerza cortante basal.....	41
4.9. Junta sísmica .....	43
CAPÍTULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO .....	45
5.1. Diseño por flexión.....	45
5.2. Diseño por cortante .....	48
5.3. Diseño por flexo compresión .....	49
5.4. Verificación en el estado de servicio.....	51
5.5. Longitudes de anclaje y de desarrollo .....	54
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....	56
6.1. Diseño por flexión de losa aligerada .....	56
6.2. Diseño por cortante de losa aligerada .....	61
6.3. Verificación por deflexión de vigueta.....	62
6.4. Análisis por fisuración de vigueta.....	64

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS .....	65
7.1. Diseño por flexión de losa maciza .....	65
7.2. Diseño por cortante de losa maciza .....	69
7.3. Análisis por fisuración de losa maciza .....	70
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS .....	71
8.1. Diseño de vigas por gravedad .....	71
8.2. Diseño de vigas sísmicas .....	77
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS .....	88
9.1. Análisis de pórticos .....	88
9.2. Análisis de esbeltez .....	88
9.3. Comprobación de arriostamiento y esbeltez .....	94
9.4. Diseño por flexocompresión .....	96
9.5. Diseño por cortante .....	99
9.6. Distribución de acero en columna .....	103
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS .....	104
10.1. Consideraciones generales para muros de corte o placas .....	104
10.2. Diseño por flexocompresión .....	106
10.3. Diseño por cortante .....	112
10.4. Confinamiento en elementos de borde .....	116
10.5. Distribución de acero en placa .....	121
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES .....	122
11.1. Definición .....	122
11.2. Distribución de presiones .....	123
11.3. Tipos de cimentación .....	125
11.4. Diseño de zapatas aisladas .....	129
11.5. Diseño de zapatas conectadas .....	132
11.6. Diseño de viga de cimentación .....	140
CAPÍTULO 12: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	143
12.1. Diseño de cisterna .....	143
12.2. Diseño de escaleras .....	146
12.3. Diseño de cerco perimétrico .....	148
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES .....	156
REFERENCIAS .....	158

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Probabilidad de falla de un elemento estructural .....	2
Figura 2. Diagrama de flujo para el proceso de diseño estructural de la edificación .....	4
Figura 3. Planta de arquitectura del primer piso .....	5
Figura 4. Planta de arquitectura del piso típico (segundo al séptimo) .....	5
Figura 5. Estructuración de piso típico .....	7
Figura 6. Paños aligerados analizados .....	9
Figura 7. Paños de losa maciza analizado .....	10
Figura 8. Tramos de vigas con mayores luces en la dirección longitudinal .....	11
Figura 9. Viga simplemente apoyada de mayor luz .....	11
Figura 10. Tramos de vigas con mayores luces en la dirección transversal .....	11
Figura 11. Esquema de alturas de tabiques .....	15
Figura 12. Sección de vigueta de la losa aligerada .....	16
Figura 13. Vigueta seleccionada para el metrado de losa aligerada .....	17
Figura 14. Esquema del metrado de cargas distribuidas y puntuales últimas sobre la vigueta de losa aligerada .....	17
Figura 15. Paño seleccionado para el metrado de losa maciza .....	18
Figura 16. Viga VT-06 seleccionada para el metrado .....	18
Figura 17. Esquema del metrado de cargas para la viga seleccionada .....	19
Figura 18. Columna seleccionada para el metrado .....	20
Figura 19. Placa seleccionada para el metrado PL-04 .....	22
Figura 20. Zonificación sísmica en el Perú .....	25
Figura 21. Modelo para edificios con diafragmas rígidos .....	27
Figura 22. Dimensiones de esquina entrante del edificio en estudio .....	29
Figura 23. Dimensiones para la sección transversal con menor área de diafragma .....	30
Figura 24. Modelo 3D en el software Etabs del edificio en estudio .....	33
Figura 25. Espectro de pseudo aceleraciones según la Norma E.030 .....	33
Figura 26. Ubicación del centro de masa y el centro de rigidez en una planta típica .....	35
Figura 27. Ubicación de las excentricidades en una planta típica .....	36
Figura 28. Gráfico de derivas en la dirección X .....	39
Figura 29. Gráfico de derivas en la dirección Y .....	39
Figura 30. Flexión en un segmento de viga .....	45
Figura 31. Modelo de bloque de compresiones o rectángulo de Whitney .....	45
Figura 32. Variación del parámetro $\beta_1$ .....	46
Figura 33. Diagramas de interacción nominal y de diseño .....	49
Figura 34. Valor del parámetro $\xi$ en función de la duración de la carga .....	52
Figura 35. Área efectiva del concreto en tracción .....	54
Figura 36. Fuerzas últimas aplicadas en la vigueta analizada .....	56
Figura 37. Diagrama de momentos flectores para la vigueta analizada .....	56
Figura 38. Caso de bloque de compresiones en el espesor del ala .....	56
Figura 39. Etiquetas para las dimensiones de la sección de la vigueta .....	57

Figura 40. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo .....	59
Figura 41. Longitudes prácticas de bastones para el refuerzo .....	59
Figura 42. Diseño de la losa aligerada analizada .....	60
Figura 43. Diagrama de fuerzas cortantes últimas para la vigueta analizada .....	61
Figura 44. Ensanche por cortante en viguetas .....	61
Figura 45. Diagrama de momentos en servicio .....	63
Figura 46. Paños de losa analizadas.....	66
Figura 47. Modelo de losa maciza en el programa SAP 2000.....	67
Figura 48. Diagrama de momentos flectores M11 para las losas analizadas.....	67
Figura 49. Diagrama de momentos flectores M22 para las losas analizadas.....	68
Figura 50. Diseño final de los paños de losa maciza analizados .....	69
Figura 51. Diagrama de fuerzas cortantes V13 en los paños analizados .....	69
Figura 52. Diagrama de fuerzas cortantes V23 en los paños analizados .....	70
Figura 53. Diagrama de momento flector de la viga VPT-06.....	71
Figura 54. Diagrama de fuerza cortante de la viga VT-06 .....	72
Figura 55. Deflexión inmediata por carga muerta de la viga VT-07.....	74
Figura 56. Deflexión inmediata por carga viva de la viga VT-07 .....	74
Figura 57. Vista en elevación del diseño de la Viga VPT-07.....	77
Figura 58. Corte de viga VPT-07.....	77
Figura 59. Diagramas de momentos flectores en el primer tramo de la viga VPT-01 .....	78
Figura 60. Diagramas de momentos flectores en el segundo tramo de la viga VPT-01 .....	78
Figura 61. Diagramas de momentos flectores en el tercer tramo de la viga VPT-01 .....	78
Figura 62. Diagramas de momentos flectores en el cuarto tramo de la viga VPT-01 .....	79
Figura 63. Esquema de requisitos de refuerzo por flexión para vigas sísmicas .....	80
Figura 64. Diagrama de fuerza cortante en el primer tramo de la viga VPT-01.....	81
Figura 65. Diagrama de fuerza cortante en el segundo tramo de la viga VPT-01 .....	82
Figura 66. Diagrama de fuerza cortante en el tercer tramo de la viga VPT-01 .....	82
Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en el cuarto tramo de la viga VPT-01 .....	82
Figura 68. Cálculo de la fuerza cortante mediante la formación de rótulas plásticas en sus extremos.....	83
Figura 69. Espaciamiento de estribos para vigas sísmicas .....	84
Figura 70. Cortante por capacidad en el tramo 1 .....	85
Figura 71. Cortante por capacidad en el tramo 2 .....	85
Figura 72. Cortante por capacidad en el tramo 3 .....	85
Figura 73. Cortante por capacidad en el tramo 4 .....	86
Figura 74. Vista en elevación del diseño de la Viga VPT-01 .....	87
Figura 75. Corte de viga VPT-01.....	87
Figura 76. Momentos de segundo orden en columna sometida a compresión .....	89
Figura 77. Gráfico esfuerzo vs esbeltez.....	90
Figura 78. Columna sometida a carga excéntrica donde se muestra la deformada de 1er y 2do orden .....	90
Figura 79. Diagrama de interacción en columnas cortas y esbeltez .....	91
Figura 80. Variación del factor de reducción según la deformación unitaria del acero .....	97



Figura 81. Armadura propuesta de la columna C-01 .....	98
Figura 82. Diagrama de interacción para el momento M33 de la columna C-01 .....	98
Figura 83. Diagrama de interacción para el momento M22 de la columna C-01 .....	99
Figura 84. Cálculo de la fuerza cortante en columnas mediante formación de rótulas .....	100
Figura 85. Espaciamiento de estribos en columnas con solicitaciones sísmicas .....	101
Figura 86. Diseño de columna C-01 .....	103
Figura 87. Ubicación de la placa PL-02 en planta .....	106
Figura 88. Localización de la longitud de refuerzo longitudinal concentrado en diversas placas .....	108
Figura 89. Longitud inicial de núcleos en la placa .....	109
Figura 90. Armado inicial de la placa PL-02 para el análisis a flexocompresión .....	110
Figura 91. Armado de placa que cumple por análisis a flexocompresión. ....	110
Figura 92. Diagrama de interacción para el momento M33 de la placa PL-02 .....	111
Figura 93. Placa con ancho efectivo de las alas para obtener el diagrama de interacción M22 .....	112
Figura 94. Diagrama de interacción para el momento M22 de la placa PL-02 .....	112
Figura 95. Diagrama de interacción nominal M33 para la placa PL-02.....	113
Figura 96. Diagrama de interacción nominal M22 para la placa PL-02.....	115
Figura 97. Disposiciones para confinamiento en elementos de borde en muros .....	117
Figura 98. Gráfico momento curvatura para M33 con sismo en dirección X+ .....	118
Figura 99. Gráfico momento curvatura para M33 con sismo en dirección X- .....	119
Figura 100. Gráfico momento curvatura para M22 con sismo en dirección Y+ .....	120
Figura 101. Gráfico momento curvatura para M22 con sismo en dirección Y- .....	120
Figura 102. Diseño de placa PL-02.....	121
Figura 103. Distribución de presiones para suelos granulares y cohesivos .....	122
Figura 104. Distribución de presiones en zapatas con carga excéntricas .....	123
Figura 105. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con excentricidad menor a $L/6$ .....	124
Figura 106. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con excentricidad mayor a $L/6$ .....	124
Figura 107. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con el método de Meyerhof .....	125
Figura 108. Peralte en zapatas aisladas.....	126
Figura 109. Secciones críticas para el diseño de corte por flexión .....	126
Figura 110. Esquema de la sección crítica en una columna en forma de L .....	127
Figura 111. Traslado de fuerzas de las columnas al centro de la zapata combinada .....	128
Figura 112. Reducción de la sección crítica en columnas de zapatas combinada por limitaciones de tamaño .....	128
Figura 113. Esquema de zapatas conectadas .....	129
Figura 114. Diseño de la zapata de la columna C-07 .....	132
Figura 115. Zapata conectada analizada correspondiente a la PL-06 y PL-07 .....	133
Figura 116. Mecanismo de zapata conectada y valores necesarios .....	133
Figura 117. Momentos M22 alrededor del eje Y de la zapata de PL-07 .....	137
Figura 118. Momentos M11 alrededor del eje X de la zapata de PL-07 .....	137

Figura 119. Diagrama de fuerza cortante V23 de la zapata de PL-07 .....	139
Figura 120. Diagrama de fuerza cortante V13 de la zapata de PL-07 .....	139
Figura 121. Diseño final de la zapata de PL-06.....	140
Figura 122. Diseño final de la zapata de PL-07.....	140
Figura 123. Diagrama de momentos flectores para la viga de cimentación VC-08 .....	140
Figura 124. Diagrama de fuerzas cortantes para a viga de cimentación VC-08.....	141
Figura 125. Diseño final de la viga de cimentación VC-08.....	142
Figura 126. Muros de la cisterna sometidos a presiones de agua y suelo.....	143
Figura 127. Momentos flectores M11 para el muro A de la cisterna .....	144
Figura 128. Momentos flectores M22 para el muro A de la cisterna .....	144
Figura 129. Fuerza cortante V13 en el muro A de la cisterna .....	145
Figura 130. Fuerza cortante V23 en el muro A de la cisterna .....	145
Figura 131. Diseño final de cisterna .....	146
Figura 132. Esquema del tramo de escalera analizado .....	146
Figura 133. Diagrama de momento flector para el tramo de escalera analizada .....	147
Figura 134. Diagrama de fuerza cortante para el tramo de escalera analizada.....	148
Figura 135. Diseño final del tramo de escalera analizado .....	148
Figura 136. Esquema del cerco perimétrico .....	149
Figura 137. Distribución por regla del sobre para los elementos del cerco.....	153
Figura 138. Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga solera.....	153
Figura 139. Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la columneta.....	153

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de reducción según solicitud Norma E.060 .....	3
Tabla 2. Tabla de peraltes de losa aligerada recomendados según la luz libre.....	8
Tabla 3. Tabla de peraltes de losa aligerada recomendados según el tipo de apoyo .....	8
Tabla 4. Tabla de predimensionamiento de losas aligeradas.....	9
Tabla 5. Tabla de peraltes de losa maciza recomendados según la luz libre .....	9
Tabla 6. Tabla de peraltes recomendados de losa maciza según el tipo de apoyo .....	10
Tabla 7. Tabla de predimensionamiento de losas macizas .....	10
Tabla 8. Tabla de peraltes de viga recomendados según el tipo de apoyo .....	11
Tabla 9. Tabla de predimensionamiento de vigas peraltadas .....	12
Tabla 10. Predimensionamiento de columnas .....	13
Tabla 11. Valores de carga muerta según la Norma E.020.....	15
Tabla 12. Valores de carga viva según la Norma E.020.....	16
Tabla 13. Carga viva nominal y carga viva reducida para la columna en todos sus niveles ...	21
Tabla 14. Carga muerta y carga viva para la columna seleccionada .....	22
Tabla 15. Carga viva nominal y carga viva reducida para la placa en todos sus niveles .....	23
Tabla 16. Carga muerta y carga viva para la placa seleccionada.....	23
Tabla 17. Factor de suelo .....	25
Tabla 18. Períodos $T_P$ y $T_L$ .....	26
Tabla 19. Factor de uso según categoría de edificaciones .....	26
Tabla 20. Coeficiente básico de reducción según sistema estructural .....	27
Tabla 21. Factores de irregularidad en planta .....	28
Tabla 22. Factores de irregularidad en altura.....	28
Tabla 23. Centro de masa y centro de rigidez respecto al eje de coordenadas del modelo .....	34
Tabla 24. Modos de vibración y periodos de la estructura .....	35
Tabla 25. Porcentaje de fuerza cortante para columnas y placas.....	36
Tabla 26. Desplazamientos inelásticos en la dirección “X” .....	37
Tabla 27. Desplazamientos inelásticos en la dirección “Y” .....	37
Tabla 28. Límites para la distorsión de entrepiso .....	38
Tabla 29. Derivas de entrepiso en la dirección “X” .....	38
Tabla 30. Derivas de entrepiso en la dirección “Y” .....	38
Tabla 31. Rigidez lateral y verificación de irregularidad de rigidez en la dirección “X” .....	40
Tabla 32. Rigidez lateral en la dirección “Y” .....	40
Tabla 33. Ratios de deriva máxima y deriva promedio en la dirección X.....	41
Tabla 34. Ratios de deriva máxima y deriva promedio en la dirección Y.....	41
Tabla 35. Peso sísmico total del edificio .....	42
Tabla 36. Fuerzas de entrepiso en la dirección X .....	43
Tabla 37. Fuerzas de entrepiso en la dirección Y .....	43
Tabla 38. Fuerza cortante basal mínima y factores de escala .....	43
Tabla 39. Límites de deflexiones admisibles (según tabla 9.2 de la Norma E.060 2020).....	51
Tabla 40. Factor de modificación de las longitudes de desarrollo.....	55
Tabla 41. Longitudes de desarrollo de barras a tracción .....	55
Tabla 42. Longitudes de gancho estándar.....	55

Tabla 43. Acero calculado e instalado para cada tramo.....	59
Tabla 44. Longitudes de refuerzos negativos para la vigueta analizada.....	60
Tabla 45. Longitudes de refuerzos positivos para la vigueta analizada.....	60
Tabla 46. Fuerzas últimas en cada tramo y longitud de ensanche.....	62
Tabla 47. Acero calculado e instalado para cada zona de refuerzo en las losas.....	68
Tabla 48. Acero calculado para los momentos últimos.....	79
Tabla 49. Acero instalado para cada tramo.....	80
Tabla 50. Corroboración de requisitos de armado por flexión en vigas sísmicas.....	81
Tabla 51. Cortante por capacidad para la viga analizada.....	84
Tabla 52. Espaciamiento de estribos en la viga VPT-01.....	86
Tabla 53. Valores de Q para desplazamiento lateral en X.....	95
Tabla 54. Valores de Q para desplazamiento lateral en Y.....	95
Tabla 55. Momentos M1 y M2 para combinaciones de carga de la columna C-01.....	96
Tabla 56. Valor de la expresión 9.5 para analizar la esbeltez de la columna.....	96
Tabla 57. Combinaciones de carga para la columna C-01 del primer piso.....	98
Tabla 58. Momentos nominales según la carga Pu asociada según las combinaciones de cargas.....	101
Tabla 59. Fuerzas cortantes con la carga sísmica amplificada de 2.5 en las combinaciones de carga.....	102
Tabla 60. Clasificación de muros y consideraciones de diseño según ACI 318-19.....	106
Tabla 61. Combinaciones de carga para la placa PL-02 en el primer piso.....	110
Tabla 62. Resumen de condiciones del suelo.....	122
Tabla 63. Cargas a partir del análisis estructural de la columna C-07.....	129
Tabla 64. Fuerzas y momentos para cada combo de servicio en el fondo de la zapata 07....	130
Tabla 65. Verificación de presiones para las combinaciones de servicio para la zapata 07..	130
Tabla 66. Fuerzas y momentos para combinaciones de carga última en la zapata Z-07.....	130
Tabla 67. Presiones últimas en los suelos por las combinaciones de diseño en la zapata Z-07.....	131
Tabla 68. Cargas para el análisis de la viga conectada.....	134
Tabla 69. Cargas del mecanismo para las combinaciones de comprobación de presiones...	134
Tabla 70. Reacciones R1 y R2 para las combinaciones de presiones entre zapatas de PL-07 y PL-06.....	135
Tabla 71. Presiones máximas en el suelo para la zapata de la placa PL-06.....	135
Tabla 72. Fuerzas axiales y momentos transversales recibidas para la zapata de PL-07.....	136
Tabla 73. Presiones en el suelo incluyendo momentos transversales para la zapata de PL-07.....	136
Tabla 74. Acero calculado e instalado para la zapata de la PL-07.....	138
Tabla 75. Acero calculado para momentos últimos de la viga VC-08.....	141
Tabla 76. Pesos de los elementos del cerco perimétrico.....	150
Tabla 77. Fuerzas y momentos resistentes y actuantes por elementos del cerco.....	151
Tabla 78. Momentos flector y cortante en la sección crítica del sobrecimiento.....	154
Tabla 79. Acero requerido para la viga solera y columneta.....	154
Tabla 80. Estribo instalado para cada elemento del cerco.....	154

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1. Objetivos

#### 1.1.1. Generales

- Plantear la estructuración de la edificación en compatibilidad con la arquitectura y demás requerimientos de otras especialidades.
- Aplicar los criterios de estructuración sismorresistente que aseguran un adecuado desempeño bajo cargas de servicio y condiciones últimas
- Diseñar la edificación de concreto armado teniendo en cuenta la normativa peruana vigente y detallar en planos considerando las buenas prácticas constructivas.

#### 1.1.2. Específicos

- Dimensionar los elementos que componen la estructura: Columnas, placas, vigas, losas aligeradas, losas macizas y cimentaciones.
- Realizar el análisis por cargas de gravedad en la edificación, que abarcan las cargas vivas y muertas planteadas según la Norma E.020.
- Plantear el modelo computacional en el software ETABS teniendo en cuenta las idealizaciones que representen el comportamiento sísmico del edificio.
- Realizar el análisis sísmico bajo la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente N.030.
- Plasmar en planos de detalle de estructuras el diseño obtenido de los elementos.

### 1.2. Metodología de diseño

La metodología está basada en el diseño por resistencia, para el cual se sigue una serie de pasos sujeto a condiciones limitantes presentes en la norma para obtener el diseño final.

#### 1.2.1. Normativa

Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

- Norma E.020 Cargas (2020)
- Norma E.030 Diseño Sismo Resistente (2020)
- Norma E.050 Suelo y Cimentaciones (2020)
- Norma E.060 Concreto Armado (2020)
- Norma E.070 Albañilería (2020)

American Concrete Institute

- Reglamento para concreto estructural ACI 318-19

### 1.2.2. Diseño por resistencia

Se empleó el diseño por resistencia, el cual se centra en los estados límites últimos. Los factores de reducción de resistencia afectan a las resistencias nominales de las secciones y toman en cuenta incertidumbres como: La variabilidad de la resistencia, las consecuencias de la falla del elemento y el tipo de falla del elemento. Por otro lado, los factores de amplificación de carga representan el valor de carga de poca probabilidad de ser excedida durante la vida útil de la estructura, toman en cuanto aspectos como: La variabilidad de las cargas y el grado de precisión de los métodos de análisis usados.

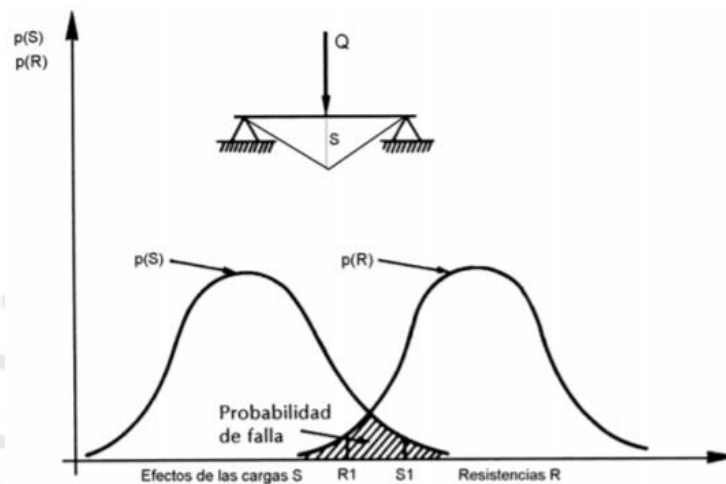


Figura 1. Probabilidad de falla de un elemento estructural

Fuente: Concreto Armado 1 (Ottazzi 2018)

Se aplica el término resistencia a cualquier sollicitación del elemento como flexión, cortante, torsión, axial, etc. La ecuación general es:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

$R_u$  = Sollicitación última

$R_n$  = Resistencia Nominal

$\Phi$  = Factor de reducción de Resistencia

Para el diseño de los elementos estructurales se siguieron los lineamientos indicados en la Norma E.060, así como los requerimientos sísmicos detallados en su capítulo 21. A continuación, se muestra en la tabla 1 los valores de los factores de reducción para las resistencias según distintas sollicitaciones como lo establece la Norma E.060.

Tabla 1. Factores de reducción según solicitación Norma E.060

Tipo de solicitación	Factor de reducción $\phi$
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión con estribos	0.70
Compresión y flexocompresión con espirales	0.75

Fuente: Norma E.060 de diseño en concreto armado (2020)

Se plantean las combinaciones de carga para hallar la solicitación última según el artículo 9.2.

- $U1 = 1.4CM + 1.7CV$
- $U2 = 1.25(CM + CV) \pm CS$
- $U3 = 0.9CM \pm CS$

Donde:

CM = Carga muerta, CV = Carga viva, CS = Carga de sismo

### 1.2.3. Propiedades de los materiales

#### a) Concreto armado para placas, columnas, vigas, losas y cimentación

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson:  $\mu = 0.15$
- Peso Específico:  $\gamma = 2.40 \text{ ton/m}^3$
- Módulo de elasticidad:  $E = 15000\sqrt{f'c} = 2170000 \text{ ton/m}^2$

#### b) Acero de refuerzo

El acero de refuerzo deberá cumplir las siguientes normas ASTM A615 Grado 60, Norma Técnica Peruana 341.031 Grado 60 y tendrá las siguientes características mecánicas.

- Límite de fluencia :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E = 21000000 \text{ ton/m}^2$
- Coeficiente de Poisson:  $\mu = 0.30$

#### c) Tabiquería

- Módulo de elasticidad:  $E = 325000 \text{ ton/m}^2$
- Peso Específico:  $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

### 1.2.4. Esquema del proceso de diseño

A continuación, en la figura 2 se muestra el proceso de diseño estructural general para una edificación ordinaria, que se seguirá en el presente documento.

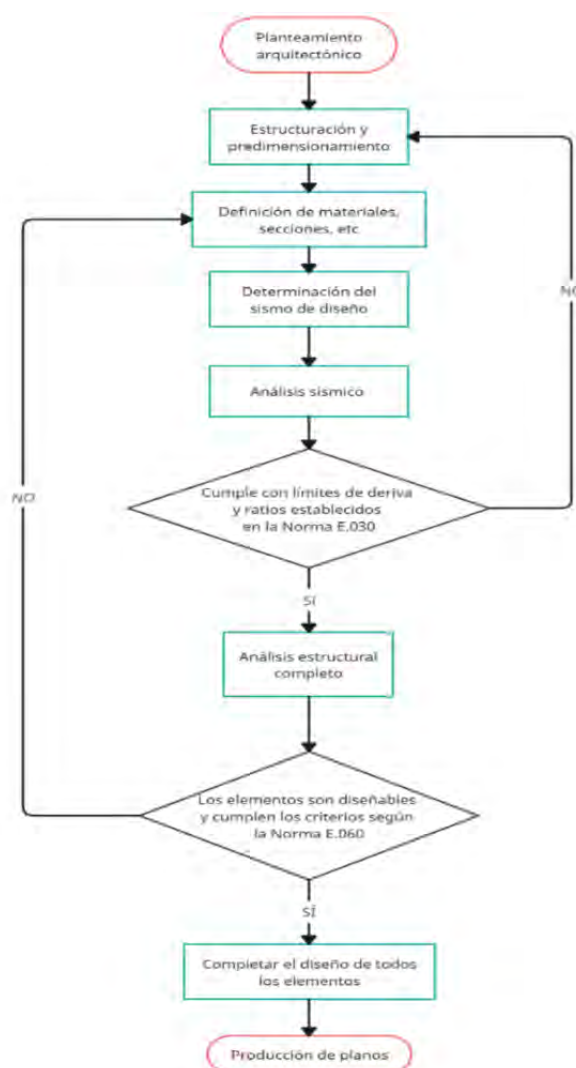


Figura 2. Diagrama de flujo para el proceso de diseño estructural de la edificación

Fuente: Propia

### 1.3. Descripción del proyecto

El proyecto está ubicado en el distrito de Lince, en la ciudad de Lima, es una edificación multifamiliar que no presenta sótanos y consta de 7 pisos. El edificio está ubicado sobre un terreno rectangular de 675.9 m<sup>2</sup> con longitud de 33.8 m y ancho de 20 m aproximadamente, el lado derecho está expuesto a una avenida y el área construida es de 375.9 m<sup>2</sup>. El terreno sobre el que sitúa el proyecto tiene una capacidad portante de 4.5 kg/cm<sup>2</sup> compuesto de grava mal graduada (GP).



#### 1.4. Descripción de la arquitectura del edificio

Es un edificio de vivienda multifamiliar, el primer piso está destinado a estacionamiento de autos y bicicletas, mientras que el resto de pisos está destinado a departamentos. Consta de 16 estacionamientos y en cada piso consta de 5 departamentos hasta el nivel 7, cada nivel tiene una altura de 2.80 m. El planteamiento arquitectónico del primer piso se encuentra en la figura 3. En la figura 4 se muestra la planta típica de arquitectura, la planta tiene forma de L donde se muestra la distribución de los 5 departamentos. Cada departamento cuenta con 2 dormitorios, sala-comedor, 1 cocina, 2 baños, un cuarto de lavandería y balcones.

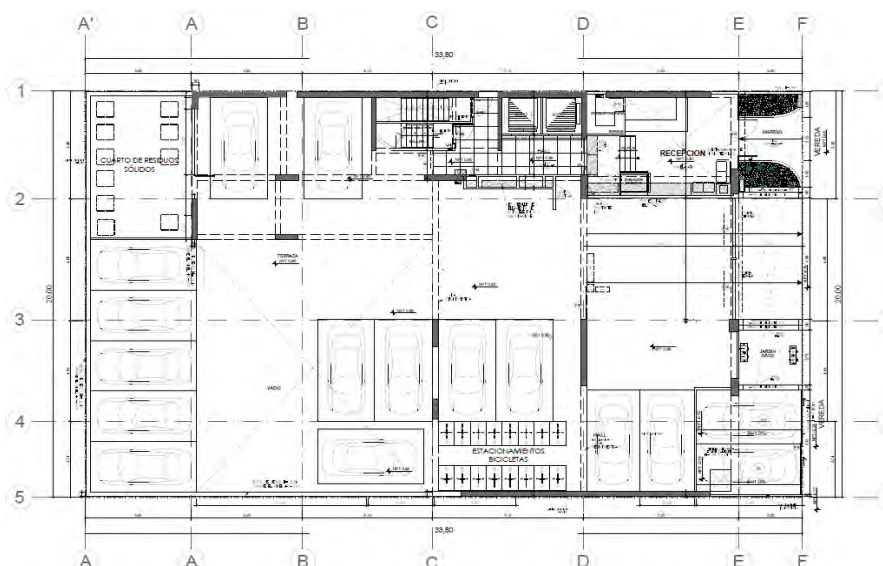


Figura 3. Planta de arquitectura del primer piso

Fuente: Propia

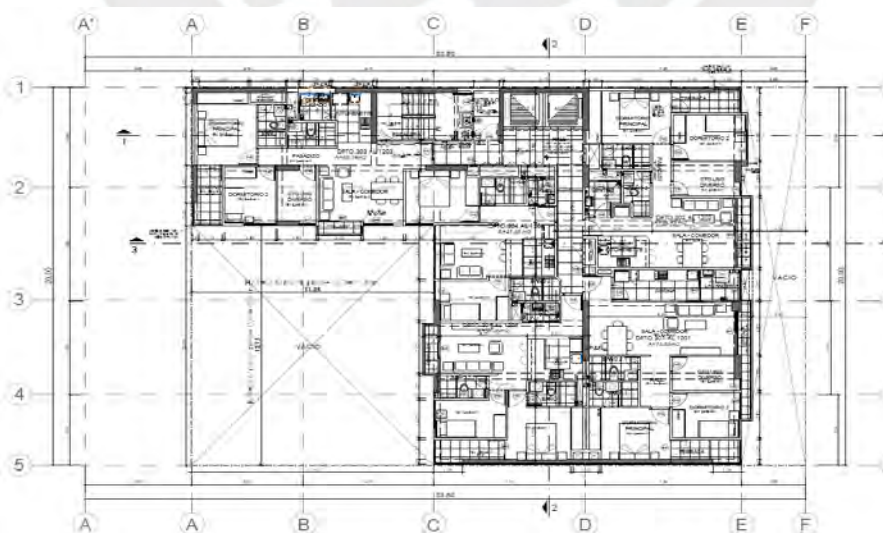


Figura 4. Planta de arquitectura del piso típico (segundo al séptimo)

Fuente: Propia

## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1. Estructuración

La estructuración es la etapa donde se definen de manera preliminar la ubicación y distribución de los elementos estructurales horizontales y verticales tal que proporcionen la suficiente resistencia, rigidez y comportamiento del edificio durante cargas de servicio y eventos sísmicos.

Los criterios se tomaron según lo establece el libro del ingeniero Antonio Blanco (1994) titulado: “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”.

#### 2.1.1. Criterios de estructuración

##### a) Simplicidad y simetría

Una estructura simple y simétrica presenta un mejor desempeño durante eventos sísmicos, tanto por la capacidad de predicción del comportamiento de una estructura como la facilidad para idealizar los elementos que la componen. Es importante minimizar el uso de mecanismos complejos o variación de secciones, ya que puede haber riesgo de ocasionar esfuerzos no previstos.

##### b) Resistencia y ductilidad

La estructura tendrá un buen desempeño si cuenta con una adecuada resistencia y ductilidad. El edificio tiene elementos resistentes a fuerzas laterales como placas, la ductilidad se traduce en elementos que sean capaces de disipar la energía sísmica incurriendo en el rango inelástico como las rótulas plásticas formadas en pórticos. No se desea que elementos fallen intempestivamente (falla frágil).

##### c) Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad que se traduce en la formación de mecanismos plásticos, en donde se asegura que la falla de un elemento no se traduzca en directo colapso, sino en una redistribución de esfuerzos dentro del mecanismo, y el monolitismo es el medio por el cual se forma el mecanismo mediante la conexión uniforme entre elementos.

##### d) Uniformidad y continuidad de la estructura

Es prudente que la estructura no reciba cambios bruscos en planta y en altura, de requerirse, se deben hacer progresivamente para evitar concentración de esfuerzos.

e) Rigidez lateral

Es necesario controlar los desplazamientos laterales del edificio, desplazamientos importantes pueden perjudicar los elementos no estructurales y las condiciones en servicio. El edificio consta de elementos lo suficientemente rígidos que controlan estos desplazamientos como las placas (altamente usados en la zona costera del Perú).

f) Diafragma rígido

En el análisis de edificios, se asume que la losa se comporta como un diafragma rígido, es decir, una losa rígida indeformable que transmite proporcionalmente las fuerzas en su plano hacia los elementos verticales según sea su rigidez. El edificio no cuenta con aberturas o discontinuidades que no haga posible una idealización como diafragma.

### 2.1.2. Planteamiento de la estructuración

En la figura 5 se observa la estructuración del piso típico, las placas planteadas por arquitectura se han mantenido, las placas mayormente están ubicadas en la dirección X en los extremos norte y sur. Las columnas robustas forman pórticos con las vigas peraltadas para poder controlar los desplazamientos en la dirección Y. La losa está compuesta de aligerado convencional para todas las zonas incluyendo los baños, menos en la presencia de ductos, en los cuales se opta por el uso de losas macizas (si estos ductos son menores a 40 cm de ancho, se puede usar el techo aligerado propuesto).

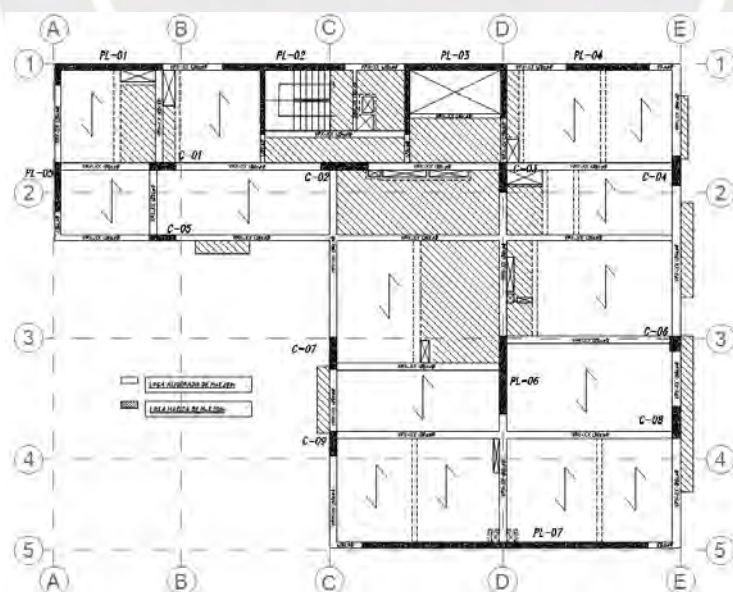


Figura 5. Estructuración de piso típico

Fuente: Propia

## 2.2. Predimensionamiento

Para realizar el predimensionamiento, se toma como referencia lo establecido en el libro del ingeniero Blanco titulado “Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado” (1994). Adicionalmente, se toman los criterios de las buenas prácticas y experiencia en diseño, así como lo establecido en la Norma Peruana de Diseño en Concreto E.060 (2020).

### 2.2.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Son dispuestas en la dirección más corta del paño, en la tabla 2 se muestra la tabla de peraltes recomendados según la luz del paño para condiciones de sobrecarga normales.

Tabla 2. Tabla de peraltes de losa aligerada recomendados según la luz libre

Luz libre	Peralte recomendado
$L \leq 4 \text{ m}$	17 cm
$4 \text{ m} \leq L \leq 5.5 \text{ m}$	20 cm
$5 \text{ m} \leq L \leq 6.5 \text{ m}$	25 cm
$6 \text{ m} \leq L \leq 7.5 \text{ m}$	30 cm

Fuente: Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado (Blanco 1994)

En la tabla 3 se muestran los peraltes recomendados teniendo en cuenta los tipos de apoyos.

Tabla 3. Tabla de peraltes de losa aligerada recomendados según el tipo de apoyo

Tipo de apoyo	Peralte recomendado
Simplemente apoyado	Luz/22
Con un extremo continuo	Luz/23.5
Continuo	Luz/26
Volado	Luz/4

Fuente: Propia

En la figura 6 se muestran los paños analizados, que son los de mayor dimensión (cuadro rojo), y en la tabla 4 se muestra su predimensionamiento.

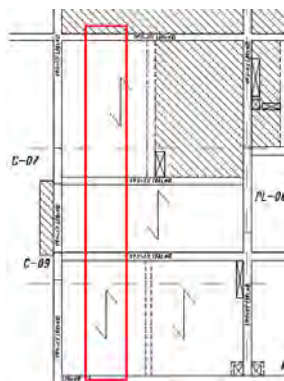


Figura 6. Paños aligerados analizados

Fuente: Propia

Tabla 4. Tabla de predimensionamiento de losas aligeradas

Luz de paños (m)	Peralte h tabla 2 (cm)	Peralte h Tabla 3 (cm)	
5.05	20	Luz/26	19.4
2.50	17	Luz/26	9.6
4.25	20	Luz/23.5	18.1

Fuente: Propia

Para uniformizar las dimensiones, se decide trabajar con un peralte de losa para todo el proyecto de  $h = 20\text{cm}$ .

### 2.2.2. Predimensionamiento de losa maciza

Las losas macizas son usadas para paños donde existen congestión de tuberías o de ductos, donde los paños sean de geometría inusual o se requiera lograr la unidad de diafragma rígido. En la tabla 5 se sugieren los peraltes de losa según la luz libre y en la tabla 6 se muestran los peraltes recomendados teniendo en cuenta los tipos de apoyo.

Tabla 5. Tabla de peraltes de losa maciza recomendados según la luz libre

Luz libre	Peralte recomendado
$L \leq 4\text{ m}$	13cm
$4\text{ m} \leq L \leq 5.5\text{ m}$	15 cm
$5\text{ m} \leq L \leq 6.5\text{ m}$	20 cm
$6\text{ m} \leq L \leq 7.5\text{ m}$	25cm

Fuente: Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado (Blanco 1994)

Tabla 6. Tabla de peraltes recomendados de losa maciza según el tipo de apoyo

Tipo de apoyo	Peralte recomendado
Apoyado en 4 lados	Perímetro/180
Apoyado en 3 lados	Perímetro/140

Fuente: Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado (Blanco 1994)

En la figura 7 se muestra el paño de losa maciza de mayor dimensión analizado.

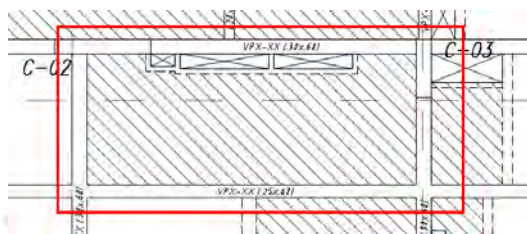


Figura 7. Paños de losa maciza analizado

Fuente: Propia

En el cuadro rojo se observa que la losa maciza está apoyada en sus lados a excepción del lado superior, puesto que los ductos abarcan un mayor porcentaje de lo que se apoya en la viga, de manera conservadora se asume que en ese lado no existe contacto.

Tabla 7. Tabla de predimensionamiento de losas macizas

Luz de paños (m)	Peralte h Criterio Tabla 5 (cm)	Peralte h Criterio Tabla 6 (cm)	
2.65	15	Perímetro/140	13.4
6.70	25	$(2.65+6.70+2.65+6.70)$ /140	

Fuente: Propia

Para la luz de 6.70m el criterio arroja un valor de 25cm, pero debido a la longitud la losa, esta no trabajará en esa dirección, por tanto, se predimensionan las losas macizas con un peralte de  $h = 20\text{cm}$ .

### 2.2.3. Predimensionamiento de vigas

Vigas como responsabilidad sísmica:

Conectan pórticos y placas, el comportamiento de estas está pensando para que ante un sismo severo se formen rótulas plásticas en sus extremos para la disipación de energía.

Vigas sin responsabilidad sísmica:

Son aquellas vigas que no están conectadas a pórticos o placas o están ubicadas en sótanos, las cargas de gravedad resultan en la condición más desfavorable.

Tabla 8. Tabla de peraltes de viga recomendados según el tipo de apoyo

Tipo de apoyo	Peralte recomendado
Simplemente apoyado	Luz/12 a Luz/10
Con un extremo continuo	Luz/13 a Luz/11
Continuo	Luz/13
Volado	Luz/4

Fuente: Propia

En las figuras 8, 9 y 10 se muestran los tramos de viga analizados:

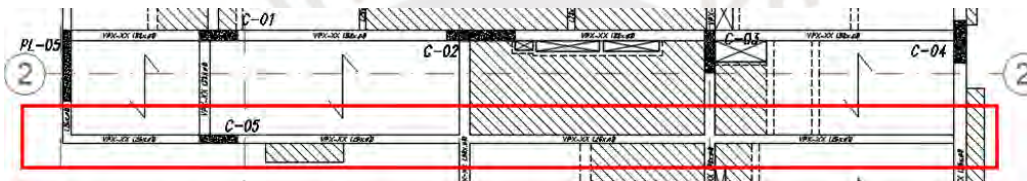


Figura 8. Tramos de vigas con mayores luces en la dirección longitudinal

Fuente: Propia

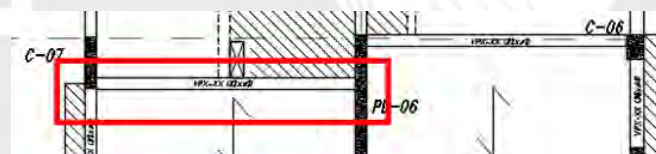


Figura 9. Viga simplemente apoyada de mayor luz

Fuente: Propia

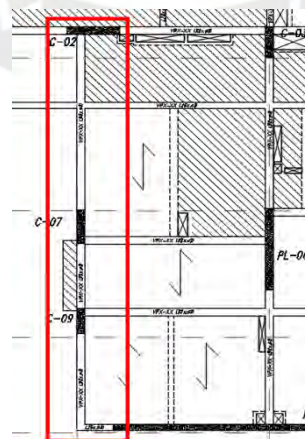


Figura 10. Tramos de vigas con mayores luces en la dirección transversal

Fuente: Propia

Se tiene en cuenta que, para las vigas peraltadas, el ancho oscila entre 0.25 y 0.50 del peralte total incluyendo la losa. Entonces en la tabla 9 se muestra:

Tabla 9. Tabla de predimensionamiento de vigas peraltadas

Figura	Tramo	Luz de la viga (m)	Peralte recomendado(m)	Peralte elegido (m)	Ancho (m)
8	2	6.30	0.48	0.60	0.25
8	3	6.70	0.52	0.60	0.25
8	4	6.80	0.52 a 0.62	0.60	0.25
9	5	6.70	0.56 a 0.67	0.60	0.30
10	6	6.90	0.53 a 0.63	0.60	0.30

Fuente: Propia

Por fines constructivos, todas las vigas serán de peralte de 0.60m.

#### 2.2.4. Predimensionamiento de columnas

Las columnas son los elementos verticales que soportan las cargas axiales y momentos que son transmitidos a través de las vigas. Para el predimensionamiento de cada columna, se asume que recibe una carga vertical proporcional al área tributaria de la misma. El área tributaria se define como aquella región considerada para el metrado de cargas del elemento analizado, se asume que las vigas están simplemente apoyadas.

Para columnas centrales: Área de columna =  $\frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'_c}$  (Blanco, 1994)

Para columnas laterales o esquineras: Área de columna =  $\frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'_c}$  (Blanco, 1994)

$$P_{servicio} = A_{tributaria} * CargaDistServ * N_{pisos}$$

En la tabla 10 se muestra el predimensionamiento de columnas.



Tabla 10. Predimensionamiento de columnas

Columna	Área tributaria (m <sup>2</sup> )	N pisos	Carga servicio (ton/m <sup>2</sup> )	f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	Largo columna (cm)	Ancho columna (cm)	Área elegida (cm <sup>2</sup> )
C-01	18.8	7	1.1	210	0.45	1532	110	30	3300
C-02	28.4	7	1.1	210	0.45	2314	195	30	5850
C-03	35.9	7	1.1	210	0.45	2925	120	35	4200
C-04	25.1	7	1.1	210	0.35	2630	120	35	4200
C-05	10.4	7	1.1	210	0.35	1090	110	25	2750
C-06	19.3	7	1.1	210	0.35	2022	60	45	2700
C-07	22.6	7	1.1	210	0.35	2368	130	30	3900
C-08	19.4	7	1.1	210	0.35	2032	85	35	2975
C-09	14.2	7	1.1	210	0.35	1488	100	30	3000

Fuente: Propia

En algunas columnas se optaron por mayores dimensiones para obtener pórticos más rígidos.

#### 2.2.5. Predimensionamiento de muros de corte o placas

Las placas proporcionan la suficiente rigidez para controlar las deformaciones durante un evento sísmico. Su longitud se puede aproximar a lo necesario para resistir la fuerza sísmica con una cuantía del 2.5%. Por otro lado, en el artículo 21.9.3.2 de la Norma E.060 se manifiesta que los muros de corte no deberán ser menores a 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor a 15cm. Entonces:

$$e \text{ placa} = \text{Entrepiso} / 25 = 280\text{cm} / 25 = 11.2\text{cm}$$

Al tener vigas conectadas a placas y columnas, que son de ancho mínimo de 25cm, se opta por plantear placas de 25cm de espesor, las que no están conectadas, serán de 20cm.

Se halla la sollicitación sísmica para saber la longitud mínima de las placas asumiendo un espesor de 20cm (de manera conservadora).

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * \text{Pasumido}$$

$$V = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * (bw * 0.8 * lm) + 0.85 * 0.25\% * bw * lm * fy$$

Z = 0.45 (factor de zona); U = 1 (factor de uso); C = 2.5 (factor de amplificación sísmica)

S = 1 (factor de suelo); R = 5.4 (coeficiente de reducción Ia = 1, Ip = 0.90)

Pasumido = Ap \* Wasumido \* Niveles; Ap = 375 m<sup>2</sup> (Área de la planta)

Wasumido = 1 ton/m<sup>2</sup> (Carga distribuida para asumida para peso sísmico)

$$V = 0.45 * 1 * 2.5 * 1/5.4 * 375m^2 * 1ton/m^2 * 7 = 546 \text{ ton}$$

$$V = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210kg/cm^2} * (25cm * 0.8 * lm) + 223kg/cm * lm$$

$$V = 546ton = 354kg/cm * lm, \text{ por tanto, } lm = 15.4m$$

Lm representa la longitud que deberían tener las placas como mínimo para cada dirección de análisis, en el proyecto se tienen las siguientes longitudes de placas:

Longitud en dirección X= 33.85m, Longitud en dirección Y= 14.05m

Se observa que se cumple para la dirección X, pero no para la dirección Y, por ahora no se alargarán las placas en esa dirección hasta que con los resultados finales del análisis sísmico sea necesario, ya que solo excede el predimensionamiento a lo planteado en un 9.6%.

#### 2.2.6. Predimensionamiento de escalera

El proyecto consta de una escalera conformado por dos tramos dentro de la placa PL-02. Se asume que los tramos están simplemente apoyados en la viga y en la placa en sus extremos. El comportamiento de la escalera se idealiza como una losa maciza en una sola dirección.

$$\text{Garganta} = \text{Luz libre}/20 = 2.50m/20 = 0.125m$$

Por tanto, se elige un espesor de garganta de 0.15m para todo el proyecto, este espesor será verificado posteriormente considerando el peso de la escalera (pasos y carga viva).

## CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS

### 3.1. Definición de cargas

El metrado de cargas consiste en cuantificar las cargas muertas y vivas que soporta cada elemento estructural mediante las idealizaciones convencionales. Las cargas asumidas siguen los lineamientos, establecidos en la Norma de cargas E.020.

#### 3.1.1. Carga muerta

Comprende el peso propio de las estructuras, así como todas las cargas permanentes adicionales que actuarán durante la vida útil de la edificación como tabiques. En la tabla 11 se muestran algunos valores para el metrado de carga muerta extraídos de la Norma E.020.

Tabla 11. Valores de carga muerta según la Norma E.020

Carga muerta (CM)	Valor según Norma E.020	Unidad
Concreto armado	2.40	ton/m <sup>3</sup>
Tabiquería e=0.15m	1.80	ton/m <sup>3</sup>
Peso propio de losa maciza	0.48	ton/m <sup>2</sup>
Peso propio de losa aligerada	0.30	ton/m <sup>2</sup>
Peso piso terminado e=0.05m	0.10	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Para el peso de los tabiques, se toma como referencia la figura 11, donde se muestra la altura de los tabiques de e=0.15m de espesor para las ubicaciones como debajo del techo y debajo de vigas. Entonces, la carga lineal para la tabiquería es:

$$W_{\text{tab15}}(h=2.20\text{m}) = 1.8\text{ton/m}^3 * 2.20\text{m} * 0.15\text{m} = 0.594 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{tab15}}(h=2.60\text{m}) = 1.8\text{ton/m}^3 * 2.60\text{m} * 0.15\text{m} = 0.702 \text{ ton/m}$$

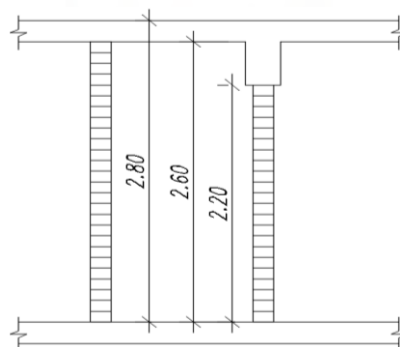


Figura 11. Esquema de alturas de tabiques

Fuente: Propia

### 3.1.2. Carga viva

Las cargas vivas son las cargas variables, incluyen cargas de tránsito peatonal, ocupantes, tabiquería móvil, mueblería y demás ítems similares.

Tabla 12. Valores de carga viva según la Norma E.020

Carga viva (CV)	Valor según Norma E.020	Unidad
Piso típico	0.20	ton/m <sup>2</sup>
Azotea	0.10	ton/m <sup>2</sup>
Corredores	0.20	ton/m <sup>2</sup>
Escaleras	0.20	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

### 3.2. Metrado de losa aligerada

Las losas aligeradas son elementos unidireccionales, estos elementos son cada una de las viguetas de la losa, en la figura 12 se muestra la sección de la vigueta típica para el proyecto.

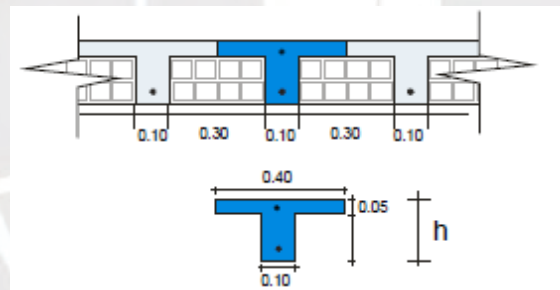


Figura 12. Sección de vigueta de la losa aligerada

Fuente: Propia

Se escoge la vigueta con la mayor cantidad de tabiques para ejemplificar el metrado como se muestra en la figura 13.

Carga muerta:

$$W_{\text{PESOPROPIO}} = 0.30 \text{ ton/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.12 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{PISOTERMINADO}} = 0.10 \text{ ton/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.04\text{ton/m}$$

$$W_{\text{CM}} = W_{\text{PESOPROPIO}} + W_{\text{PISOTERMINADO}} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{TABIQUE}} = W_{\text{TAB15}} * (\text{anchovigueta}) = 0.702\text{ton/m} * 0.40\text{m} = 0.281\text{ton}$$

$$\text{Carga viva: } W_{\text{CV}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * 0.40\text{m} = 0.08 \text{ ton/m}$$

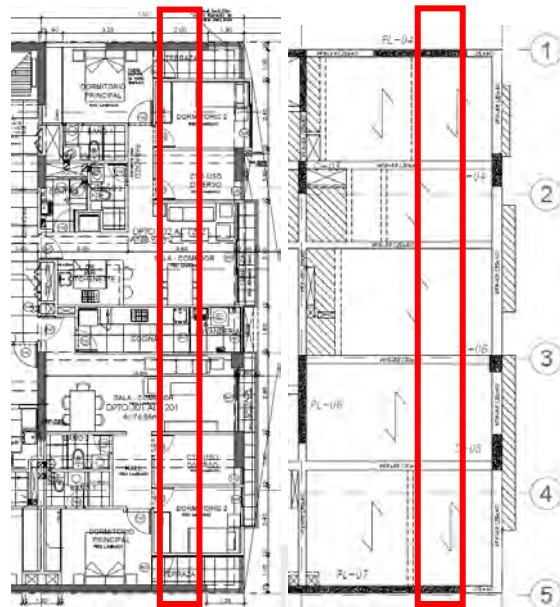


Figura 13. Vigüeta seleccionada para el metrado de losa aligerada

Fuente: Propia

En la figura 14 se esquematiza a la vigüeta analizada con las cargas halladas anteriormente.

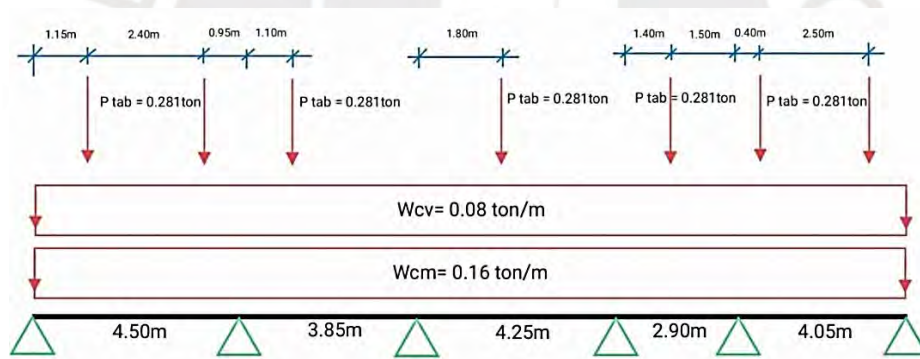


Figura 14. Esquema del metrado de cargas distribuidas y puntuales últimas sobre la vigüeta de losa aligerada

Fuente: Propia

### 3.3. Metrado de losa maciza

Las losas macizas son elementos que se comportan como elementos área que transmiten fuerzas en las dos direcciones, las cargas sobre las losas macizas son distribuidas en área y lineales, en caso se tengan tabiques. En la figura 15 se muestra el paño seleccionado para el metrado.

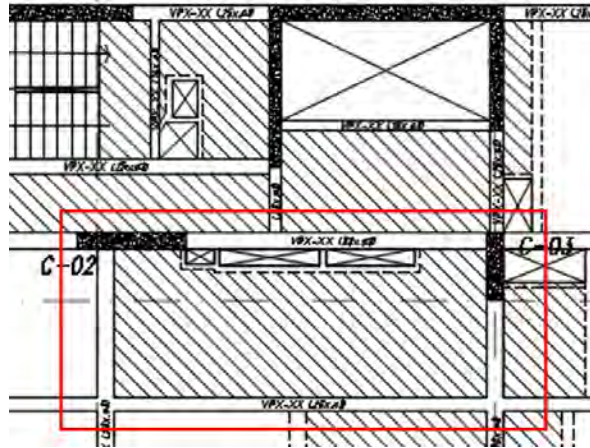


Figura 15. Paño seleccionado para el metrado de losa maciza

Fuente: Propia

Carga muerta:

$$W_{PP+PT} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.20\text{m} + 0.10 \text{ ton/m}^2 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{CM} = W_{PESOPROPIO} + W_{PISOTERMINADO} = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{TABIQUE} = 0.702 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga viva: } W_{CV} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

### 3.4. Metrado de vigas

La viga seleccionada para el metrado es la viga V-06 debido a la congestión de tabiques. En la figura 16 se observa la viga seleccionada de sección 0.30mx0.60m, los tabiques dispuestos de color celeste, el área de influencia de color amarillo y el área tributaria de naranja.

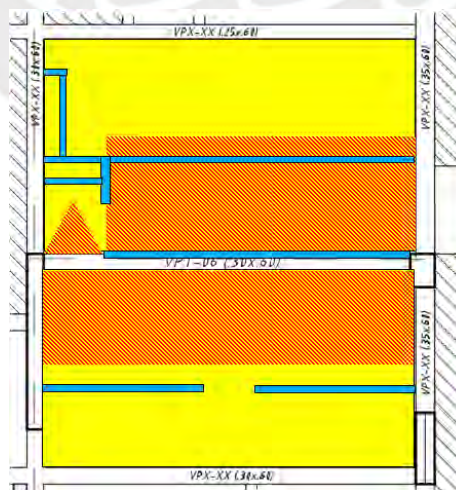


Figura 16. Viga VT-06 seleccionada para el metrado

Fuente: Propia

Carga muerta:

$$W_{PP+PT} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} + 0.10 \text{ ton/m}^2 * 0.30\text{m} = 0.462 \text{ ton/m}$$

$$W_{ALIG+PT1} = 0.40 \text{ ton/m}^2 * (1.96\text{m}) = 0.784 \text{ ton/m}$$

$$W_{ALIG+PT2} = 0.40 \text{ ton/m}^2 * (1.8\text{m}) = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$W_{MAC+PT1} = 0.58 \text{ ton/m}^2 * 0.53\text{m} = 0.307 \text{ ton/m}$$

De manera simplificada, se asume que la viga chata de 0.30x0.20 cargará la mitad de los tabiques totales de la pequeña losa maciza de la izquierda.

$$\begin{aligned} P_{CMvch} &= 0.702\text{ton/m} * (1.05 + 1.05 + 1.67 + 0.4 + 0.9)\text{m}/2 \\ &\quad + 0.58 \text{ ton/m}^2 * (3.93\text{m} + 2.88\text{m})/2 * 0.53\text{m}/2 \\ &\quad + 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.06\text{m}^2 * 3.93\text{m}/2 + 0.10 \text{ ton/m}^2 * 3.93\text{m}/2 = 2.78\text{ton} \end{aligned}$$

Para los tabiques, CG es la distancia del centro de gravedad del tabique respectivo a la viga.

$$CG_{TAB1} = 0\text{m}; CG_{TAB2} = 1.65\text{m}; CG_{TAB3} = 2.65\text{m}$$

$$W_{TAB1} = 0.594 \text{ ton/m} * (3.93\text{m} - 0\text{m})/3.93\text{m} = 0.594\text{ton/m}$$

$$W_{TAB2} = 0.702 \text{ ton/m} * (3.93\text{m} - 1.65\text{m})/3.93\text{m} = 0.407 \text{ ton/m}$$

$$W_{TAB3} = 0.702 \text{ ton/m} * (3.60\text{m} - 2.65\text{m})/3.60\text{m} = 0.186 \text{ ton/m}$$

Carga viva:

$$W_{CV1} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * (1.96\text{m}) = 0.392 \text{ ton/m}$$

$$W_{CV2} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * (1.8\text{m} + 0.30\text{m}) = 0.42 \text{ ton/m}$$

$$W_{CV3} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * (0.53\text{m}) = 0.106 \text{ ton/m}$$

$$P_{CVvch} = 0.2 \text{ ton/m}^2 * (3.93\text{m} + 2.88\text{m})/2 * 0.53\text{m}/2 = 0.18\text{ton}$$

En la figura 17 se observa el esquema del metrado de cargas anteriormente halladas.

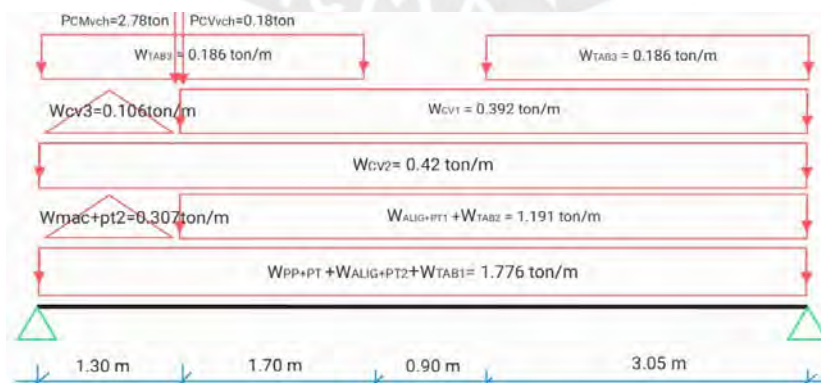


Figura 17. Esquema del metrado de cargas para la viga seleccionada

Fuente: Propia

### 3.5. Metrado de columnas

Se asumen que todas las vigas que transmiten las cargas hacia estas están simplemente apoyadas en sus extremos, los paños aligerados reparten la carga según el área tributaria y los paños macizos siguiendo la regla del sobre. Se muestra el metrado para la columna C-09 (figura 18) que se encuentra entre el eje C y 4.

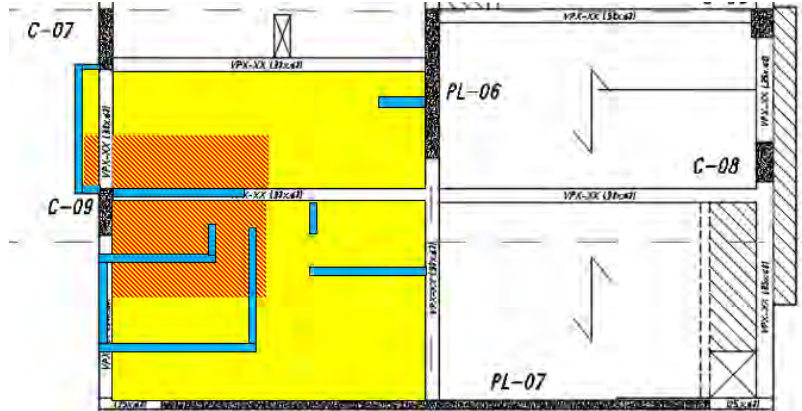


Figura 18. Columna seleccionada para el metrado

Fuente: Propia

Para el metrado en columnas, la norma considera que se puede hacer una reducción de la carga viva debido a que mientras mayor es el área de influencia, menor es la probabilidad de que se encuentre totalmente ocupada la sobrecarga nominal. Para la normativa peruana se asume un valor de 2.

$$L_r = L_0 * (0.25 + 4.6/\sqrt{A_i}), A_i = k * A_t; L_r/L_0 \geq 0.50$$

$L_0$  = Sobrecarga nominal

$L_r$  = Sobrecarga reducida

$A_i$  = Área de influencia (como mínimo  $40\text{m}^2$ )

$A_t$  = Área tributaria

Carga muerta:

$$A_t = 14.09\text{m}^2 - 0.30\text{m} * 1.00\text{m} = 13.79\text{m}^2$$

$$P_{\text{PESOPROPIO}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 1.00\text{m} * 2.80\text{m} = 2.02 \text{ ton}$$

Se tiene para el piso típico:

$$P_{\text{PISOTERMINADO}} = 0.10 \text{ ton/m}^2 * (A_t) = 0.10 \text{ ton/m}^2 * 13.79\text{m}^2 = 1.38\text{ton}$$

$$P_{\text{PESOALIGERADO}} = 0.30 \text{ ton/m}^2 * (1.25\text{m}^2 + 2.10\text{m}^2) = 1.00\text{ton}$$



$$P_{\text{PESOMACIZA}} = 0.48 \text{ ton/m}^2 * (1.05\text{m}^2 + 0.50\text{m}^2) = 0.74\text{ton}$$

$$P_{\text{PESOVIGAS}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.60\text{m} * (1.25\text{m} + 3.35\text{m} + 1.43\text{m}) = 2.60\text{ton}$$

$$P_{\text{PESPOCH}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.20\text{m} * 0.20\text{m} * 4.20\text{m} * (6.70\text{m} - 1.15\text{m})/6.70\text{m} = 0.33\text{ton}$$

A continuación, se metran los tabiques que se encuentran dentro del área de influencia

$$P_{\text{TAB1}} = 0.702 \text{ ton/m} * (0.30\text{m}/2.80\text{m}) * 2.75\text{m} * (1.27\text{m}/2.55\text{m}) = 0.103\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB2}} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.65\text{m} * (0.60\text{m} * 0.65\text{m})/(6.70\text{m} * 2.50\text{m}) = 0.011\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB3}} = 0.594 \text{ ton/m} * 2.70\text{m} * (5.45\text{m}/6.70\text{m}) = 1.31\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB4}} = 0.594 \text{ ton/m} * 2.50\text{m} * (2.40\text{m}/3.55\text{m}) = 1.00\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB5}} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.60\text{m} * (4.50\text{m} * 3.45\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 0.23\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB6}} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.65\text{m} * (2.52\text{m} * 3.85\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 0.155\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB7}} = 0.702 \text{ ton/m} * 2.66\text{m} * (2.40\text{m} * 3.55\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 0.559\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB8}} = 0.702 \text{ ton/m} * 2.70\text{m} * (1.26\text{m} * 2.80\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 0.235\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB9}} = 0.702 \text{ ton/m} * 3.40\text{m} * (1.05\text{m} * 5.25\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 0.462\text{ton}$$

$$P_{\text{TAB10}} = 0.702 \text{ ton/m} * 2.60\text{m} * (5.70\text{m} * 3.15\text{m})/(6.70\text{m} * 4.25\text{m}) = 1.15\text{ton}$$

Entonces, se calcula el peso que recibe la columna para el piso típico y para la azotea:

$$P_{\text{TÍPICO}} = (2.02 + 1.38 + 1.0 + 0.74 + 2.60 + 0.33 + \Sigma P_{\text{TAB}})\text{ton} = 13.30\text{ton}$$

$$P_{\text{AZOTEA}} = (2.02 + 1.00 + 0.74 + 2.60 + 0.33)\text{ton} = 6.70\text{ton}$$

Carga viva:

$$P_{\text{S/C TÍPICO}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * A_t = 0.20 \text{ ton/m}^2 * 13.79\text{m}^2 = 2.76 \text{ ton}$$

$$P_{\text{S/C AZOTEA}} = 0.10 \text{ ton/m}^2 * A_t = 0.10 \text{ ton/m}^2 * 14.79\text{m}^2 = 1.48 \text{ ton}$$

En la tabla 13 y 14 se muestra la carga viva reducida y metrado final respectivamente

Tabla 13. Carga viva nominal y carga viva reducida para la columna en todos sus niveles

Nivel	At (m2)	k	Ai (m2)	f red	CV (ton)	CV reducida (ton)
7	14.29	2	28.58	1	1.48	1.48
6	28.08	2	56.16	0.86	4.24	3.65
5	41.87	2	83.74	0.75	7	5.25
4	55.66	2	111.32	0.69	9.76	6.73
3	69.45	2	138.9	0.64	12.52	8.01
2	83.24	2	166.48	0.61	15.28	9.32
1	97.03	2	194.06	0.58	18.04	10.46

Fuente: Propia

Tabla 14. Carga muerta y carga viva para la columna seleccionada

Nivel	CM (ton)	CV (ton)
7	6.7	1.48
6	20	3.65
5	33.3	5.25
4	46.6	6.73
3	59.9	8.01
2	73.2	9.32
1	86.5	10.46

Fuente: Propia

### 3.6. Metrado de placas

Los paños aligerados reparten la carga según el área tributaria y los paños macizos siguiendo la regla del sobre. Se muestra el metrado para la placa PL-04.

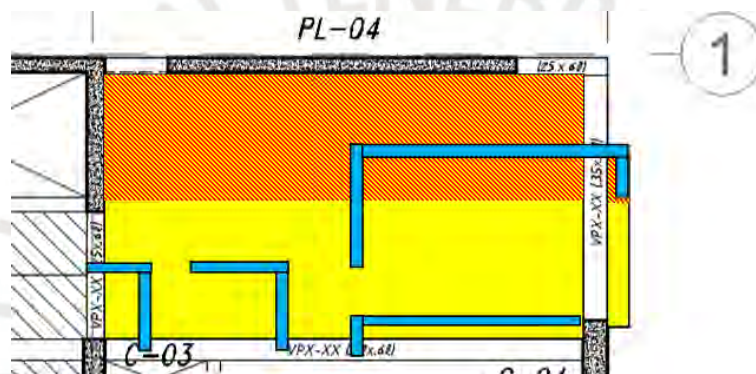


Figura 19. Placa seleccionada para el metrado PL-04

Fuente: Propia

Carga muerta:

$$A_t = 14.38\text{m}^2 - 0.25\text{m} * 4.95\text{m} = 13.14\text{m}^2$$

$$P_{\text{PESOPROPIO}} = 2.40 \text{ ton/m}^3 * 0.25\text{m} * 4.95\text{m} * 2.80\text{m} = 8.32 \text{ ton}$$

Se tiene para el piso típico:

$$P_{\text{PISOTERMINADO}} = 0.10 \text{ ton/m}^2 * (A_t) = 0.10 \text{ ton/m}^2 * 13.14\text{m}^2 = 1.31\text{ton}$$

$$P_{\text{PESOALIGERADO}} = 0.30 \text{ ton/m}^2 * (18.76\text{m}^2) = 5.63\text{ton}$$

$$P_{\text{PESOMACIZA}} = 0.48 \text{ ton/m}^2 * (0.49\text{m}^2 + 0.95\text{m}^2 + 0.30\text{m}^2) = 0.84\text{ton}$$

$$P_{\text{PPVIGAS}} = 2.4 \text{ ton/m}^3 * (0.25\text{m} * 0.60\text{m} * 1.30\text{m} + 0.35\text{m} * 0.60\text{m} * 1.86\text{m}) = 1.41\text{ton}$$

$$P_{\text{PPCH}} = 2.4 \text{ ton/m}^3 * 0.5 * 0.20\text{m}(0.20\text{m} * 3.82\text{m} + 0.25\text{m} * 3.82\text{m}) = 0.41\text{ton}$$

A continuación, se metran los tabiques que se encuentran dentro del área de influencia

$$P_{\text{TAB1}} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.80\text{m} * 1.12\text{m}/3.92\text{m} = 0.160\text{ton}$$

$$P_{TAB2} = 0.702 \text{ ton/m} * 1.37\text{m} * 0.55\text{m}/3.92\text{m} = 0.135\text{ton}$$

$$P_{TAB3} = 0.702 \text{ ton/m} * 1.65\text{m} * 1.12\text{m}/3.92\text{m} = 0.33\text{ton}$$

$$P_{TAB4} = 0.702 \text{ ton/m} * 1.27\text{m} * 0.63\text{m}/3.92\text{m} = 0.14\text{ton}$$

$$P_{TAB5} = 0.702 \text{ ton/m} * 1.70\text{m} * 2.02\text{m}/3.92\text{m} = 0.615\text{ton}$$

$$P_{TAB6} = 0.702 \text{ ton/m} * 3.60\text{m} * 2.82\text{m}/3.92\text{m} = 1.82\text{ton}$$

$$P_{TAB7} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.90\text{m} * 2.42\text{m}/3.92\text{m} = 0.39\text{ton}$$

$$P_{TAB8} = 0.702 \text{ ton/m} * 2.95\text{m} * 0.37\text{m}/3.92\text{m} = 0.20\text{ton}$$

$$P_{TAB9} = 0.702 \text{ ton/m} * 0.60\text{m} * 0.30\text{m}/3.92\text{m} = 0.032\text{ton}$$

$$P_{CM \text{ TÍPICO}} = (8.32 + 1.31 + 5.63 + 0.84 + 1.41 + 0.41 + \Sigma P_{TAB})\text{ton} = 21.74\text{ton}$$

$$P_{CM \text{ AZOTEA}} = (8.32 + 5.63 + 0.84 + 1.41 + 0.41)\text{ton} = 16.61 \text{ ton}$$

Carga viva:

$$P_{S/C \text{ TÍPICO}} = 0.20 \text{ ton/m}^2 * A_t = 0.20 \text{ ton/m}^2 * 13.14\text{m}^2 = 2.63 \text{ ton}$$

$$P_{S/C \text{ AZOTEA}} = 0.10 \text{ ton/m}^2 * A_t = 0.10 \text{ ton/m}^2 * 14.38\text{m}^2 = 1.44 \text{ ton}$$

A continuación, se muestra en la tabla 15 el cálculo de la carga viva reducida.

Tabla 15. Carga viva nominal y carga viva reducida para la placa en todos sus niveles

Nivel	At (m2)	k	Ai (m2)	f red	CV (ton)	CV reducida (ton)
7	14.38	2	28.76	1	1.44	1.44
6	27.52	2	55.04	0.87	4.07	3.54
5	40.66	2	81.32	0.76	6.7	5.09
4	53.8	2	107.6	0.69	9.33	6.44
3	66.94	2	133.88	0.65	11.96	7.77
2	80.08	2	160.16	0.61	14.59	8.9
1	93.22	2	186.44	0.59	17.22	10.16

Fuente: Propia

A continuación, se muestra en la tabla 16 la carga muerta y la carga viva para la columna.

Tabla 16. Carga muerta y carga viva para la placa seleccionada

Nivel	CM (ton)	CV (ton)
7	16.61	1.44
6	38.35	3.54
5	60.09	5.09
4	81.83	6.44
3	103.57	7.77
2	125.31	8.9
1	147.05	10.16

Fuente: Propia

## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

### 4.1. Generalidades

Nuestro país pertenece a una zona altamente sísmica, esta zona se denomina El cinturón de fuego del Pacífico que, según el IGP, concentra alrededor del 90% de la actividad sísmica en el mundo. Los sismos producidos en el Perú generalmente son sismos de subducción superficiales, que se caracterizan principalmente por ser de alta frecuencia.

Debido a este contexto, fue necesario establecer normativas locales para que las edificaciones puedan desempeñarse de manera adecuada durante un evento sísmico. Según la Norma E.030, la filosofía de diseño sismorresistente se basa en:

- Evitar la pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Por motivos económicos y técnicos no es posible asegurar el cero impacto en las estructuras frente a sismos severos, la ingeniería sismorresistente ahora enfoca sus objetivos a partir de cuantificaciones probabilísticas, por ende, los principios del diseño sismorresistente son:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños que puedan ser reparados.
- Para edificaciones esenciales, se deben tener consideraciones especiales orientadas a que permanezcan en operatividad durante un sismo severo.

### 4.2. Parámetros sísmicos

Los parámetros sísmicos indicados en la Norma E.030 son usados para construir el espectro de pseudoaceleraciones.

#### 4.2.1. Zonificación sísmica

En el artículo 10 de la norma E.030 (2020) divide en 4 zonas el mapa peruano según el peligro sísmico como se muestra en la figura 20. El valor de  $Z$  es una fracción de la aceleración de la gravedad que representa la máxima aceleración horizontal en un suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.



Figura 20. Zonificación sísmica en el Perú

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

La norma E.030 (2020) basa esta zonificación en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y su atenuación con la distancia epicentral. El edificio se encuentra en el distrito de Lince perteneciente a Lima.

$$Z = 0.45$$

#### 4.2.2. Condiciones geotécnicas

El perfil de suelo está conformado por una capa de relleno superficial entre 0.90m y 1.50m de profundidad. Por debajo de esta capa se encontró grava mal graduada (GP). La capacidad del suelo es de 4.50 kg/cm<sup>2</sup> y de suelo tipo S1 según el artículo 12 de la Norma E.030.

#### 4.2.3. Parámetros de sitio

En la tabla 17 se muestran los factores de suelo “S” según el tipo de suelo y la zona sísmica.

Tabla 17. Factor de suelo

Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

Debido a que el proyecto se encuentra en la zona 4 dentro de un suelo rígido tipo S1.

$$S = 1.00$$

Por otro lado, en la tabla 18 se muestra el período de plataforma ( $T_p$ ) y el período largo ( $T_L$ ) según el tipo de suelo.

Tabla 18. Períodos  $T_p$  y  $T_L$

Período	S0	S1	S2	S3
$T_p$ (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L$ (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

Debido a que el proyecto se encuentra en un suelo clasificado como tipo S1, entonces:

$$T_p = 0.40 \quad \text{y} \quad T_L = 2.50$$

#### 4.2.4. Factor de amplificación sísmica

Acorde con el artículo 14 de la Norma E.030 (2020) es el factor que representa el coeficiente de la aceleración estructural respecto de la aceleración máxima del suelo. Siendo “T” el período fundamental calculado a partir del análisis modal.

$$T < T_p$$

$$C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

#### 4.2.5. Categoría de la edificación y factor de uso

En el artículo 15 de la Norma E.030 se dividen a las edificaciones en 4 categorías como se muestra en la tabla 19 según el uso, este factor otorga un valor extra de seguridad mediante la amplificación de la aceleración estructural.

Tabla 19. Factor de uso según categoría de edificaciones

Categoría de las edificaciones	Factor U
A Edificaciones esenciales	1.5
B Edificaciones importante	1.3
C Edificaciones comunes	1.0
D Edificaciones temporales	Criterio diseñador

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

La edificación estudiada está destinada a viviendas multifamiliares, por tanto, cae dentro de la categoría de “C Edificaciones comunes” que comprende, a edificaciones como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos, etc. Por tanto:

$$U = 1.0$$

#### 4.2.6. Coeficiente básico de reducción sísmica

En el artículo 18 de la Norma E.030 (2020) se clasifican a las edificaciones y su sistema estructural según los materiales usados y el sistema sismorresistente para cada dirección de análisis. En la tabla 20 se muestran los valores de los coeficientes según cada sistema.

Tabla 20. Coeficiente básico de reducción según sistema estructural

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción $R_0$
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

Se asumirá que:  $R_0 = 6$  (posterior comprobación)

#### 4.3. Modelo pseudotridimensional

Se realiza un modelo pseudo tridimensional que represente al edificio, este modelo tiene las siguientes hipótesis (Piqué del Pozo & Scaletti Farina, 1991):

- Las losas de piso son consideradas como diafragmas rígidos considerando 3 grados de libertad, dos traslacionales para cada dirección de eje y uno rotacional.
- El modelo se comporta en el rango elástico lineal.
- El modelo supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos conectados por el diafragma que aporten rigidez a la estructura total únicamente en su propio plano.

En la figura 21 se ilustran esas hipótesis donde se observa el modelo asumido para edificios con diafragmas rígidos extraído de Muñoz (2020).



Figura 21. Modelo para edificios con diafragmas rígidos

Fuente: Comentarios a la Norma Peruana E.30 Diseño Sismorresistente (Muñoz)

#### 4.4. Peso sísmico

En el artículo 26 de la Norma E.030 (2020) se muestra la estimación de los pesos sísmicos según la categoría de la edificación usado para calcular las fuerzas sísmicas y hace referencia al peso probable que tendría la edificación durante un sismo. Entonces, para la categoría “C”, que pertenece a edificaciones comunes, el peso se calcula como:

$$\text{Peso sísmico} = CM + 0.25 CV$$

#### 4.5. Irregularidad en la estructura

Los edificios irregulares se rigen bajo ciertas exigencias adicionales que afectan al coeficiente básico de reducción sísmica  $R_0$  como lo establece el artículo 20 de la Norma E.030. Se clasifican en irregularidades en planta y en altura. En las tablas 21 y 22 se muestran los valores de factores de irregularidad según cada caso según la Norma E.030 (2020).

*Tabla 21. Factores de irregularidad en planta*

Irregularidad en planta	Factor de irregularidad $I_p$
Torsional	0.75
Torsional extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad del diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

*Tabla 22. Factores de irregularidad en altura*

Irregularidad en altura	Factor de irregularidad $I_a$
Rigidez-piso blando	0.75
Resistencia-piso débil	0.75
Extrema de rigidez-piso blando	0.50
Extrema de resistencia-piso débil	0.50
De masa o peso	0.90
Geométrica vertical	0.90
Discontinuidad en sistemas resistentes	0.80
Discontinuidad extrema	0.60

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

##### 4.5.1. Irregularidad en planta ( $I_p$ )

###### a) Irregularidad torsional

La torsión es una de las principales formas de falla. La Norma E.030 señala que existe irregularidad torsional cuando el desplazamiento relativo máximo de entrepiso  $\Delta_{max}$  en determinada dirección, excede en 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de entrepiso



$\Delta$ prom (1.5 para irregularidad extrema). Solo aplica si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es mayor que el 50% del permisible según lo establecido en el artículo 32.

$$I_p = 1$$

Por ahora se asumirá que el edificio en estudio no presenta irregularidad torsional.

b) Esquinas entrantes

Se refiere al edificio que presenta en ambas direcciones esquinas entrantes de dimensiones mayores al 20% (a la vez) de la dimensión total en planta. A continuación, se analiza si el edificio tiene esquinas entrantes, en la figura 22 se muestran sus dimensiones.

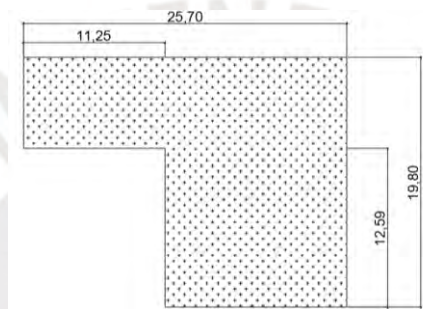


Figura 22. Dimensiones de esquina entrante del edificio en estudio

Fuente: Propia

En dirección X:  $11.25/25.70 * 100\% = 43.7\%$  (Mayor a 25%)

En dirección Y:  $12.59/19.80 * 100\% = 63.5\%$  ( Mayor a 25%)

Por tanto:  $I_p = 0.90$

c) Discontinuidad del diafragma

Referido a la edificación que aberturas en el diafragma mayores al 50% del área total del piso o cuando en cualquiera de los pisos existe una sección transversal en el diafragma de área neta menor al 25% del área total de la sección transversal. En la figura 23 se muestra la sección transversal analizada para saber si aplica la discontinuidad de diafragma.

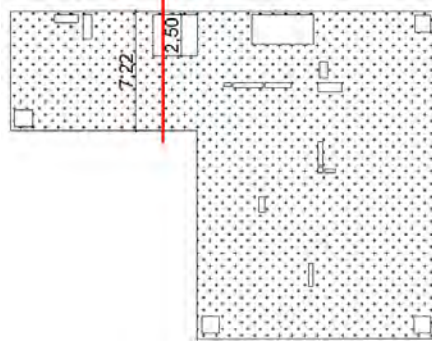


Figura 23. Dimensiones para la sección transversal con menor área de diafragma

Fuente: Propia

La sección transversal por donde pasa la línea roja representa la menor área de diafragma, como las losas son del mismo espesor, se comparan las dimensiones.

$$((7.22 - 2.50\text{m}))/7.22\text{m} * 100\% = 65\%$$

Como es mayor al 25%, se concluye que el edificio no presenta discontinuidad de diafragma.

$$I_p = 1$$

#### d) Sistemas no paralelos

Aplica a edificaciones cuyos elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos o los ejes de pórticos y muros forman ángulos mayores a 30°. No aplica para elementos paralelos que presenten una sollicitación menor al 10% de la cortante total. En el edificio no se cuenta con este tipo de irregularidad puesto que todos los ejes y pórticos son paralelos entre ellos.

$$I_p = 1$$

### 4.5.2. Irregularidad en altura (Ia)

#### a) Irregularidad de rigidez-piso blando

La Norma E.030 (2020) establece que existe irregularidad de rigidez cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% del correspondiente al entrepiso inmediato superior (60% para irregularidad extrema de rigidez) o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes (70% para irregularidad extrema de rigidez). Se asumirá que no se presenta esta irregularidad, pero se comprobará más adelante luego del análisis modal. Por tanto:

$$I_a = 1$$

b) Irregularidad de resistencia-piso débil

Para evitar cambios bruscos en la resistencia de entrepiso, la Norma E.030 (2020) establece que existe irregularidad cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un entrepiso es inferior al 80% de la resistencia del nivel superior adyacente (65% para irregularidad extrema de resistencia). Debido a que los elementos resistentes presentan el mismo  $f'c$ , misma altura de entrepiso y son continuos en altura, se descarta esta irregularidad. Por tanto:

$$I_a = 1$$

c) Irregularidad de masa o peso

Se presenta cuando el peso de un piso, calculado como peso sísmico, es mayor a 1.5 el peso de un piso adyacente exceptuando a las azoteas y sótanos. Debido a que se trata de un edificio con pisos típicos y destinados al mismo uso, se descarta esta irregularidad. Por tanto:

$$I_a = 1$$

d) Irregularidad geométrica vertical

Referido cuando una edificación se presenta una dimensión en planta (resistente a cargas laterales) mayor a 1.3 veces la dimensión de una planta adyacente, no es aplicable a azoteas ni sótanos. Debido a que el edificio estudiado conserva sus elementos vertical y dimensiones en planta en toda su altura, se descarta esta irregularidad. Por tanto:

$$I_a = 1$$

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se presenta cuando un elemento que resiste fuerzas laterales y presenta más del 10% de la fuerza cortante total (25% para discontinuidad extrema), tiene un desalineamiento vertical por algún cambio en su geometría y su eje tenga un desplazamiento mayor al 25% de su respectiva dimensión. Como todos los elementos verticales del edificio en estudio conservan su geometría constante hasta el último piso, se descarta esta irregularidad. Por tanto:

$$I_p = 1$$

#### 4.5.3. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Este coeficiente es la resultante de multiplicar los factores de irregularidad en altura y en planta con el coeficiente básico de reducción sísmica.

$$R = R_o * I_a * I_p = 6 * 1 * 0.90 = 5.4$$

#### 4.6. Análisis dinámico modal espectral

##### 4.6.1. Modelo del edificio en Etabs

Se realiza el modelado pseudotridimensional en el software de análisis estructural Etabs. A continuación, se describen las consideraciones o idealizaciones que se usaron en el software.

- Las columnas y vigas son modeladas como elementos “frame”, las placas como elementos “wall”, elementos bidimensionales que representan el impacto significativo de su rigidez.
- Las losas son modeladas como elementos membrana, es decir, no toman fuerzas a flexión en su plano y solo distribuyen cargas en sus elementos adyacentes.
- En cada piso se asignó un diafragma rígido que amarra a los puntos conectados indeformables entre ellos y transfiriendo la carga a los elementos verticales como se mencionó en la hipótesis del modelo pseudotridimensional.
- Entre vigas y columnas se asignaron nudos rígidos simulando el nudo real formado en la intersección del peralte de la viga y la respectiva dimensión de la columna.
- Se considero empotramiento en la base del edificio asumiendo que la columna se comportará de esa manera a partir del nivel superior de la zapata.
- En el artículo 12.2 y 12.5 la Norma E.060 (2020) establece las mínimas longitudes para la longitud de desarrollo rectas y con gancho estándar respectivamente. Se asume que las vigas anclan en un ancho de 60cm (asumiendo un diámetro de 1”), por tanto, si la columna o placa tiene una dimensión menor a 60cm, la viga estará modelada con rótula.

En la figura 24 se muestra el modelo 3D de la edificación en el software Etabs.

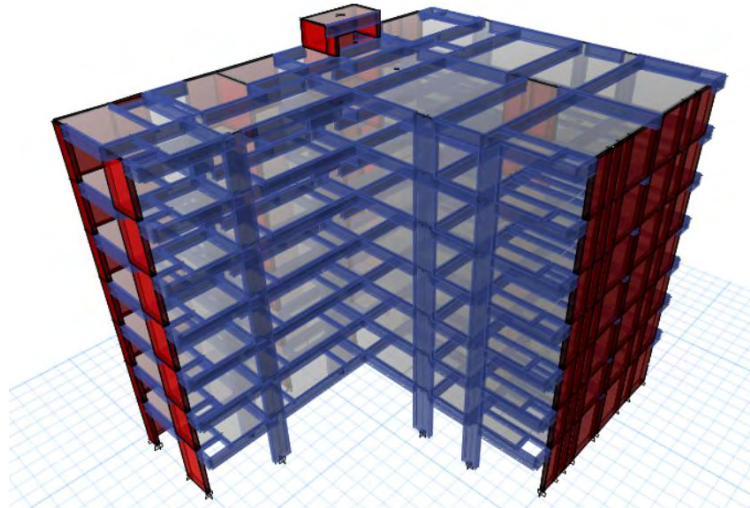


Figura 24. Modelo 3D en el software Etabs del edificio en estudio

Fuente: Propia

#### 4.6.2. Espectro de pseudo aceleraciones

En la Norma E.030 (2020) se define al espectro de pseudo aceleraciones con la expresión:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g, \quad R = R_o * I_a * I_p$$

Siendo:

$Z = 0.45$ ,  $U = 1$ ,  $S = 1.00$ ;  $R = 6 * 1 * 0.90 = 5.4$ ,  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  entonces en la figura 25 se muestra el espectro formado para ambas direcciones de análisis.

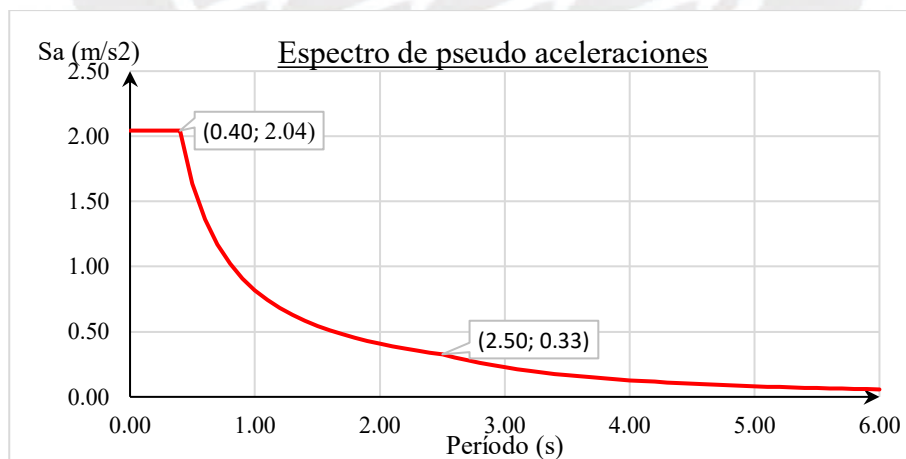


Figura 25. Espectro de pseudo aceleraciones según la Norma E.030

Fuente: Propia

Se observa que en los periodos  $T_p$  la aceleración es de  $2.04 \text{ m/s}^2$  y para  $T_L$  la aceleración es  $0.33 \text{ m/s}^2$ .

#### 4.6.3. Centro de rigidez y centro de masa

##### A) Centro de rigidez

El centro de rigidez está definido por los elementos estructurales que resisten las fuerzas laterales como las columnas y placas, es el punto de máxima resistencia lateral, es independiente de la masa y solo involucra las rigideces de cada elemento de tal manera que, si existe una fuerza aplicada en una dirección en ese punto, no se presenten giros en el sistema.

##### B) Centro de masa

Es el punto se concentra toda la masa de cada nivel, depende de los pesos en las losas, tabiques y los elementos estructurales, usualmente es tomada como el centroide del área en planta debido a que toda la masa es definida, mayormente, por las losas. La masa de cada nivel de la edificación se puntualiza en el centro de masa donde se le atribuyen tres grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional.

En la Norma E.030 (2020) se define incluso la excentricidad accidental que mueve el centro de masa en 5% respecto de la dimensión perpendicular al análisis para cada dirección para hallar la peor condición, estos cálculos son justificados más adelante.

En la tabla 23 se muestra la ubicación de los centros de masa y los centros de rigidez.

*Tabla 23. Centro de masa y centro de rigidez respecto al eje de coordenadas del modelo*

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Techo 7	15.05	11.90	14.23	11.06
Techo 6	15.31	11.40	14.12	10.78
Techo 5	15.31	11.40	13.94	10.41
Techo 4	15.31	11.40	13.75	10.05
Techo 3	15.31	11.40	13.59	9.84
Techo 2	15.31	11.40	13.56	10.01
Techo 1	15.29	11.41	13.46	10.85

Fuente: Propia

A partir de la tabla 23 se muestra que existe una cercanía entre los centros de masa y rigidez, lo cual significa que la torsión no generaría fuertes efectos en la estructura. En la figura 26 se muestra el centro de masa y el centro de rigidez ubicadas en una planta típica.

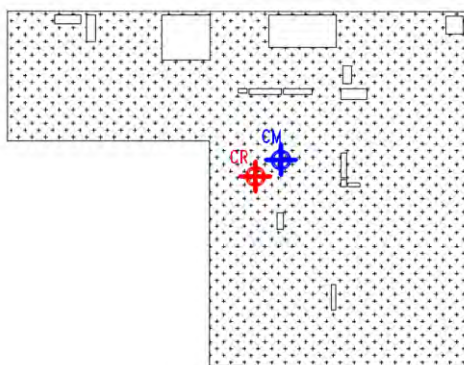


Figura 26. Ubicación del centro de masa y el centro de rigidez en una planta típica

Fuente: Propia

#### 4.6.4. Modos de vibración y períodos

Como se explicó anteriormente, cada nivel (diafragma rígido) consta de 3 grados de libertad, dos traslacionales y uno rotacional, al contar con 7 niveles se traduce en 21 grados de libertad y 21 modos de vibración.

A continuación, se muestra en la tabla 24 los periodos para cada modo de vibración, se debe tener en cuenta que según el artículo 29.1 de la Norma E.030(2020), para el análisis dinámico modal espectral se consideran los modos que sumen al menos el 90% de la masa efectiva total para cada dirección de análisis.

Tabla 24. Modos de vibración y periodos de la estructura

Modo	Periodo (s)	UX	SumUX	UY	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.56	0.0%	0.0%	74.4%	74.4%	0.1%	0.1%
2	0.28	67.7%	67.7%	0.1%	74.5%	7.5%	7.5%
3	0.24	6.9%	74.6%	0.0%	74.5%	67.2%	74.7%
4	0.15	0.0%	74.6%	16.1%	90.6%	0.0%	74.7%
5	0.08	13.8%	88.4%	0.0%	90.6%	2.6%	77.3%
6	0.07	0.0%	88.4%	5.3%	96.0%	0.2%	77.5%
7	0.06	4.3%	92.7%	0.1%	96.1%	15.3%	92.8%
8	0.04	0.0%	92.7%	2.4%	98.4%	0.0%	92.8%
9	0.04	3.9%	96.6%	0.0%	98.4%	1.1%	93.9%

Fuente: Propia

El primer modo de la estructura es el desplazamiento en la dirección “Y”, comprende un porcentaje de masa efectiva de 74.4% siendo su periodo fundamental 0.56s, mientras que el modo 2 que es el desplazamiento en la dirección “X” comprende un porcentaje de masa efectiva de 67.7% con un periodo fundamental de 0.28s. Se tiene una estructura más rígida en la dirección “X” debido a la cantidad de placas resultando en un menor periodo.

#### 4.6.5. Verificación del sistema estructural

Se había asumido para las dos direcciones el sistema estructural era de muros, en la tabla 25, se muestran las fuerzas de las columnas y placas para sismo sin considerar la excentricidad.

Tabla 25. Porcentaje de fuerza cortante para columnas y placas

Elementos	Fuerzas en Dirección (ton)			
	X		Y	
Columna	15	3%	53	15%
Placas	446	97%	308	85%
Total	461	100%	361	100%

Fuente: Propia

Se observa en la tabla 25 que el porcentaje de la fuerza tomado por las placas asciende a 97% para la dirección “X” y para la dirección “Y”, un 85%. Por tanto, se confirma el sistema estructural de muros según la Norma E.030 (2020).

#### 4.6.6. Excentricidad accidental

El artículo 29.5 de la Norma E.030 plantea que, debido a la incertidumbre en la realidad de la ubicación de los centros de masa, se consideran 4 casos para la ubicación de la misma donde se le adicione una excentricidad de un 5% de la longitud perpendicular a la dirección de análisis del sismo. Estas excentricidades serán en la dirección positiva y negativa para ambos ejes, las cuales serán usadas para el cálculo de la peor condición de los desplazamientos relativos y fuerzas sísmicas. La figura 27 muestra su ubicación en una planta típica.

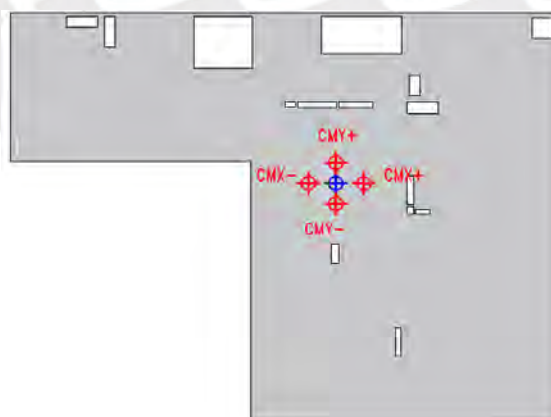


Figura 27. Ubicación de las excentricidades en una planta típica

Fuente: Propia

Las excentricidades que se mostraron en la figura 27 son:

$$\text{Excentricidad } X-, X+ = 5\%(\text{Ancho perpendicular}) = 5\%(19.8\text{m}) = 1.00\text{m}$$



$$\text{Excentricidad } Y-, Y+ = 5\%(\text{Ancho perpendicular}) = 5\%(25.7\text{m}) = 1.29\text{m}$$

#### 4.6.7. Desplazamientos inelásticos laterales

Se calculan los desplazamientos inelásticos según el artículo 31 de la Norma E.030 (2020) para las 4 excentricidades, como se describió anteriormente. En la Norma se plantea que para las estructuras regulares se multiplican por  $0.75R$  a los desplazamientos elásticos calculados, mientras que para las estructuras irregulares por  $0.85R$ . Al ser el edificio analizado una estructura irregular, entonces:

$$\delta_{\text{inelásticos}} = 0.85 * R * \delta_{\text{elásticos}} = 0.85 * (5.4) * \delta_{\text{elásticos}}$$

$$\delta_{\text{inelásticos}} = 4.59 * \delta_{\text{elásticos}}$$

En las tablas 26 y 27 se presentan los desplazamientos inelásticos en X y Y respectivamente.

*Tabla 26. Desplazamientos inelásticos en la dirección "X"*

Nivel	Excentricidad	Desplazamiento máximo (cm)
Techo 7	DX	3.1
Techo 6	DX	2.7
Techo 5	DX	2.3
Techo 4	DX	1.8
Techo 3	DX	1.2
Techo 2	DX	0.7
Techo 1	DX	0.3

Fuente: Propia

*Tabla 27. Desplazamientos inelásticos en la dirección "Y"*

Nivel	Excentricidad	Desplazamiento máximo (cm)
Techo 7	DY	8.3
Techo 6	DY	7.1
Techo 5	DY	5.9
Techo 4	DY	4.6
Techo 3	DY	3.2
Techo 2	DY	1.8
Techo 1	DY	0.7

Fuente: Propia

El desplazamiento máximo que se tiene en la dirección "X" es de 3.1cm, mientras que para la dirección "Y" es de 8.2cm en el techo del nivel siete.

#### 4.6.8. Distorsión de entrepiso

En el artículo 32 de la Norma E.030 (2020) se establecen límites de distorsión de entrepiso o deriva que se muestran en la tabla 28 según el material predominante en la edificación.

$$\text{Deriva} = \frac{\Delta i}{h_{ei}} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{2.80m}$$

Tabla 28. Límites para la distorsión de entrepiso

Material predominante	Deriva ( $\Delta i/h_{ei}$ )
Concreto armado	0.70%
Acero	1.00%
Albañilería	0.50%
Madera	1.00%
Muros de ductilidad limitada	0.50%

Fuente: Norma de Diseño Sismorresistente E.030

A continuación, se presentan en la tabla 29 las derivas de entrepiso en la dirección X.

Tabla 29. Derivas de entrepiso en la dirección "X"

Nivel	Excentricidad	Deriva máxima (%)
Techo 7	DX	0.144%
Techo 6	DX	0.163%
Techo 5	DX	0.180%
Techo 4	DX	0.189%
Techo 3	DX	0.182%
Techo 2	DX	0.156%
Techo 1	DX	0.085%

Fuente: Propia

A continuación, se presentan en la tabla 30 las derivas de entrepiso en la dirección Y.

Tabla 30. Derivas de entrepiso en la dirección "Y"

Nivel	Excentricidad	Deriva máxima (%)
Techo 7	DY	0.393%
Techo 6	DY	0.442%
Techo 5	DY	0.484%
Techo 4	DY	0.502%
Techo 3	DY	0.482%
Techo 2	DY	0.404%
Techo 1	DY	0.203%

Fuente: Propia

A continuación, se muestran en las figuras 28 y 29 las derivas para cada par de excentricidades en las direcciones "X" y "Y" respectivamente para cada nivel de piso.

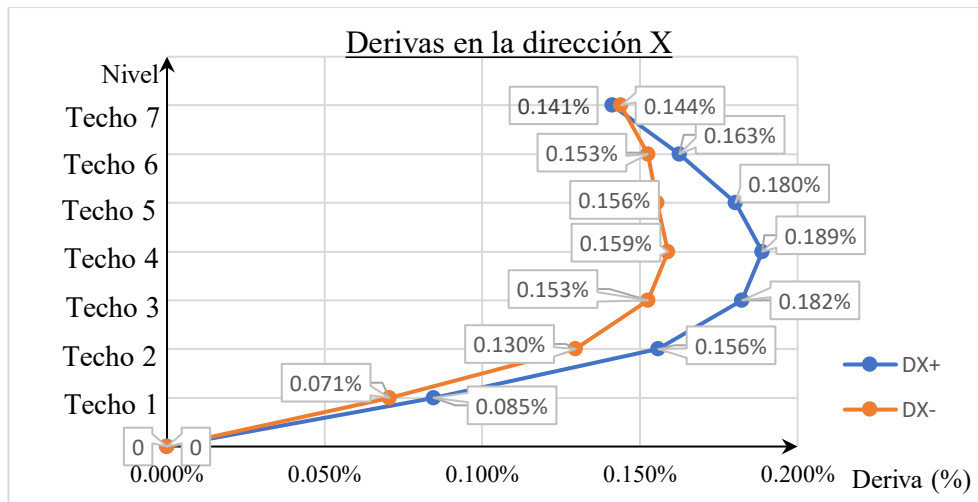


Figura 28. Gráfico de derivas en la dirección X

Fuente: Propia

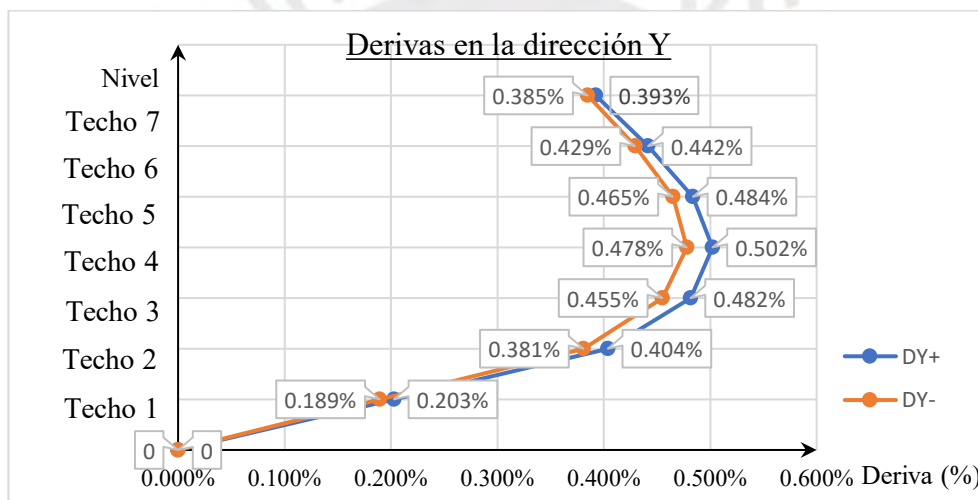


Figura 29. Gráfico de derivas en la dirección Y

Fuente: Propia

En la dirección “X” la mayor deriva es de 0.189% para la excentricidad “DX+” mientras que para la dirección “Y” la mayor deriva es de 0.502% para la excentricidad “DY+”. Ambos valores son inferiores al límite de deriva 0.7% para edificios de concreto armado.

#### 4.7. Verificación de irregularidades

Anteriormente, la única irregularidad verificada fue la correspondiente a esquina entrante, la irregularidad en altura de rigidez y la irregularidad en planta torsional quedaron pendientes de comprobación para su descarte.

#### 4.7.1. Análisis de irregularidad de rigidez

En las tablas 31 y 32 se muestran las rigideces laterales de entrepiso y verificación de irregularidad para las direcciones “X” y “Y” respectivamente.

*Tabla 31. Rigidez lateral y verificación de irregularidad de rigidez en la dirección “X”*

Nivel	Dirección	Rigidez lateral (tonf/m)	0.7*Klateral (i+1) (tonf/m)	0.8*PromKlateral (i+1, i+2, i+3) (tonf/m)	Irregularidad de rigidez Sí o No
Techo 7	X	113420			No
Techo 6	X	240188	79394		No
Techo 5	X	325533	168132		No
Techo 4	X	398391	227873	226381	No
Techo 3	X	484493	278874	321371	No
Techo 2	X	626312	339145	402806	No
Techo 1	X	932424	438418	503065	No

Fuente: Propia

*Tabla 32. Rigidez lateral en la dirección “Y”*

Nivel	Dirección	Rigidez lateral tonf/m	0.7*Klateral (i+1) (tonf/m)	0.8*PromKlateral (i+1,i+2,i+3) (tonf/m)	Irregularidad de rigidez Sí o No
Techo 7	Y	31751			No
Techo 6	Y	62434	22226		No
Techo 5	Y	80489	43704		No
Techo 4	Y	95362	56342	58225	No
Techo 3	Y	114432	66753	79428	No
Techo 2	Y	149548	80102	96761	No
Techo 1	Y	254169	104684	119781	No

Fuente: Propia

Se halla el 70% del valor de la rigidez lateral de entrepiso superior y el 80% del promedio de rigidez lateral de los tres entrepisos superiores. Se concluye que no existe irregularidad.

#### 4.7.2. Irregularidad torsional

Si existe una relación mayor a 1.3 entre la deriva máxima y la deriva promedio, hay irregularidad por torsión, cabe resaltar que solo aplica para valores de deriva máxima mayores al 50% de la deriva permisible según el artículo 32. En las tablas 33 y 34 se filtra si la deriva es mayor a 0.0035 (el 50% de 0.007) y se tiene un ratio mayor a 1.3.

Tabla 33. Ratios de deriva máxima y deriva promedio en la dirección X

Nivel	Dirección	Deriva máx	Deriva prom	Ratio	¿Mayor a 0.0035?	¿Ratio mayor a 1.3?	¿Hay irregularidad?
Techo 7	DX	0.00141	0.00117	1.207	No	No	No
Techo 6	DX	0.00163	0.00130	1.247	No	No	No
Techo 5	DX	0.00180	0.00140	1.286	No	No	No
Techo 4	DX	0.00189	0.00143	1.323	No	Sí	No
Techo 3	DX	0.00182	0.00135	1.353	No	Sí	No
Techo 3	DX	0.00156	0.00113	1.373	No	Sí	No
Techo 1	DX	0.00085	0.00063	1.348	No	Sí	No

Fuente: Propia

Tabla 34. Ratios de deriva máxima y deriva promedio en la dirección Y

Nivel	Dirección	Deriva máx	Deriva prom	Ratio	¿Mayor a 0.0035?	¿Ratio mayor a 1.3?	¿Hay irregularidad?
Techo 7	DY	0.00393	0.00369	1.064	Sí	No	No
Techo 6	DY	0.00442	0.00414	1.067	Sí	No	No
Techo 5	DY	0.00484	0.00452	1.072	Sí	No	No
Techo 4	DY	0.00502	0.00467	1.075	Sí	No	No
Techo 3	DY	0.00482	0.00446	1.079	Sí	No	No
Techo 3	DY	0.00404	0.00374	1.081	Sí	No	No
Techo 1	DY	0.00203	0.00184	1.102	No	No	No

Fuente: Propia

Se comprueba con las tablas anteriores que no existe irregularidad torsional, por tanto,  $I_a=1$ .

#### 4.8. Fuerza cortante basal

##### 4.8.1. Cálculo de la fuerza cortante basal con el método estático

En el artículo 28.2 de Norma E.030 (2020), se plantea que la fuerza cortante en la base mediante el análisis estático se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Siendo P el peso sísmico del edificio, según la norma, para hallar la fuerza cortante basal estática, se puede hallar a partir del periodo obtenido del modelo bajo un análisis traslacional,

$$T_x = 0.26s; T_y = 0.54s$$

Se halla el peso sísmico del edificio como se muestra en la tabla 35.

Tabla 35. Peso sísmico total del edificio

Nivel	Masa (tonf.s <sup>2</sup> /m)	Peso sísmico (tonf)
Techo 7	26.1	256.3
Techo 6	47.7	468.2
Techo 5	47.7	468.2
Techo 4	47.7	468.2
Techo 3	47.7	468.2
Techo 2	47.7	468.2
Techo 1	48.9	480.1
Total	314.8	3088.2

Fuente: Propia

Se calcula el factor de amplificación sísmica y cortante estática para cada dirección.

Para la dirección X:

Como el periodo es menor a  $T_p = 0.4s$ , entonces  $C_x = 2.50$

$$V_x = \frac{0.45 * 1 * 2.50 * 1}{5.4} * (3088.2 \text{ ton}) = 643.4 \text{ ton}$$

Para la dirección Y:

$$C_y = \frac{2.5 * T_p}{T} = \frac{2.5 * 0.4}{0.54} = 1.85$$

$$V_y = \frac{0.45 * 1 * 1.85 * 1}{5.4} * (3088.2 \text{ ton}) = 476.1 \text{ ton}$$

Se comprueba, como lo establece el artículo 28.2, que la relación C/R sea no menor a 0.11:

$$C_x/R = 2.5/5.4 = 0.463; C_y/R = 1.85/5.4 = 0.343 \quad \text{son mayores a } 0.11$$

#### 4.8.2. Fuerza cortante basal mínima y escalado

El artículo 29.4 de la Norma E.030 (2020) establece que, para cada dirección de análisis, la fuerza cortante basal dinámica no debe ser menor que el 80% de la cortante basal estática para estructuras regulares o menor al 90% para estructuras irregulares. El edificio en estudio es una estructura irregular, por tanto, se escalarán las fuerzas dinámicas al 90%.

En las tablas 36 y 37 se muestran las fuerzas de entrepiso para ambas direcciones, el valor de la fuerza de entrepiso para el techo 1 es el valor de la cortante basal dinámica para cada caso.

Tabla 36. Fuerzas de entrepiso en la dirección X

Nivel	Dirección de fuerza	Fuerza (ton)
Techo 7	Sismo X	91.0
Techo 6	Sismo X	183.7
Techo 5	Sismo X	309.0
Techo 4	Sismo X	382.2
Techo 3	Sismo X	436.5
Techo 2	Sismo X	473.1
Techo 1	Sismo X-	485.4

Fuente: Propia

Tabla 37. Fuerzas de entrepiso en la dirección Y

Nivel	Dirección de fuerza	Fuerza (ton)
Techo 7	Sismo Y-	72.8
Techo 6	Sismo Y-	160.2
Techo 5	Sismo Y-	225.2
Techo 4	Sismo Y-	275.9
Techo 3	Sismo Y-	316.0
Techo 2	Sismo Y-	345.3
Techo 1	Sismo Y-	362.4

Fuente: Propia

Los valores de la fuerza cortante basal dinámica y estática y han sido hallados, en la tabla 38 se muestran los factores de escala según la fuerza cortante basal mínima (90% de la cortante estática). Si la cortante dinámica excede a la cortante mínima, el valor del factor de escala sería 1, de lo contrario sería la razón entre la cortante mínima y la cortante dinámica.

Tabla 38. Fuerza cortante basal mínima y factores de escala

Dirección	V estática (ton)	V mínima 90% (ton)	V dinámica (ton)	Factor de escala
X	643.4	579.1	485.4	1.176
Y	476.1	428.5	362.4	1.186

Fuente: Propia

Estos factores de escala son insertados en el Etabs para obtener el análisis final escalado.

#### 4.9. Junta sísmica

Para el presente estudio del edificio, se asume que los edificios adyacentes (de similar altura) tendrán el mismo desplazamiento total que el presente analizado. La Norma E.030 (2020) plantea en su artículo 33 que la separación entre edificios debe ser menor a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de estos ni menor a la expresión:

$$S = 0.006 * h = 0.006 * 19.6\text{m} = 0.12\text{m} \geq 0.03\text{m}$$

Se calcula la otra separación como los 2/3 de la suma de desplazamientos máximos:

$$S_x = 2/3 * (\text{DespMáxX} + \text{DespMáxX}) = 2/3 * (3.1\text{cm} + 3.1\text{cm}) = 4.1\text{cm}$$

$$S_y = 2/3 * (\text{DespMáxy} + \text{DespMáxy}) = 2/3 * (8.2\text{cm} + 8.2\text{cm}) = 10.9\text{cm}$$

Se toma el mayor valor  $S=12\text{cm}$ , se asume que los edificios adyacentes sí han tomado la separación normativa, entonces se tendrá una junta sísmica de 6cm final.





## CAPÍTULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

### 5.1. Diseño por flexión

#### 5.1.1. Flexión simple

Para el diseño por flexión se debe tener en cuenta que se deben cumplir tres principios: Equilibrio en los elementos, compatibilidad y relaciones constitutivas. Además, se siguen 3 hipótesis básicas del análisis estructural para el comportamiento a flexión, estas son:

- La hipótesis de Navier, que establece que las secciones planas permanecen planas. Para  $l/h$  menor a 4, deja de cumplirse la hipótesis de Navier (Ottazzi Pasino, 2018).
- Existe una perfecta adherencia entre el acero y el concreto que lo rodea.
- Se desprecia la resistencia del concreto en los cálculos de resistencia.
- Los esfuerzos en el concreto y el acero se calculan a partir de relaciones constitutivas.

La figura 30 ilustra la flexión en un segmento de viga con las hipótesis dadas.

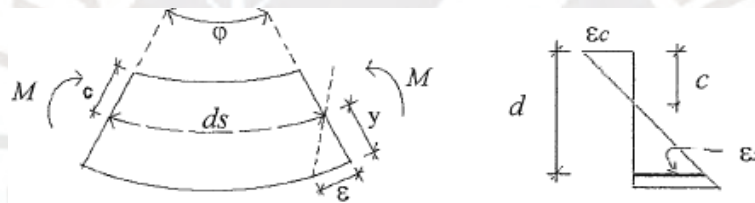


Figura 30. Flexión en un segmento de viga

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

$$\text{Curvatura} = \varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} \quad (\text{Exp. 5.1.})$$

Para el diseño se asume el modelo del bloque de compresiones o rectángulo de Whitney que se acepta como modelo simplificado según el artículo 10.2.7 de la Norma E.060 (2020). En la figura 31 se observa el modelo de bloque de compresiones asumido.

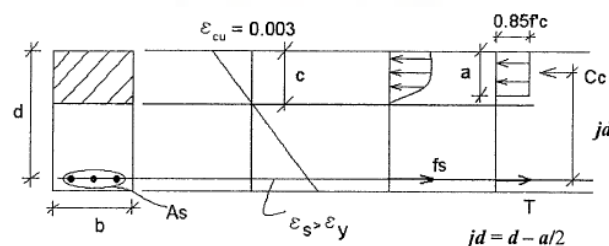


Figura 31. Modelo de bloque de compresiones o rectángulo de Whitney

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

Según el artículo 10.2.3 de la Norma E.060 (2020) la máxima deformación unitaria utilizable del concreto  $\epsilon_{cu}$  que es la deformación de la fibra más esforzada a compresión se asume igual a 0.003. En la figura 32 se observa la variación del parámetro experimental.

$$a = \beta_1 * c \quad (\text{Exp. 5.2.})$$

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b \quad (\text{Exp. 5.3.})$$

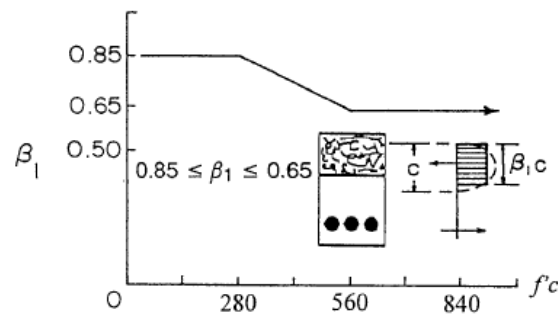


Figura 32. Variación del parámetro  $\beta_1$

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

Donde:

$C_c$ : Fuerza resultante de la parte comprimida

$T$ : Fuerza resultante a tensión

$c$ : Distancia del eje neutro a la fibra más esforzada a compresión

$\epsilon_{cu}$ : Máxima deformación unitaria de concreto

$\epsilon_s$ : Deformación unitaria del acero

$d$ : Peralte efectivo

$b$ : Ancho de la sección

$A_s$ : Área de acero requerido a flexión

$a$ : Profundidad del bloque de compresiones

$\beta_1$ : Parámetro experimental

Para calcular la capacidad resistente a flexión se utilizaron las siguientes expresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{\phi * 0.85 * f'_c * b}} \quad (\text{Exp. 5.4.})$$

$$A_s = \frac{|Mu|}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad (\text{Exp. 5.5.})$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (\text{Exp. 5.6.})$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (\text{Exp. 5.7.})$$

### 5.1.2. Acero mínimo

Si se tiene un caso donde el área de acero instalado que tiene un momento de diseño ( $\phi M_n$ ) es menor al momento flector que causa el agrietamiento ( $M_{cr}$ ) puede incurrir en una falla súbita cuando el momento externo supere el momento de agrietamiento ya que su resistencia agrietada es menor a su resistencia justo antes del agrietamiento. El artículo 10.5.2 de la Norma E.060 (2020) plantea que el área mínima de acero por tracción para secciones rectangulares y secciones T con el ala en compresión se calcule con la siguiente expresión:

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \cdot d \quad (\text{Exp. 5.8.})$$

En el artículo de 10.5.1 de la Norma E.060 (2020) se establece que para cualquier sección de un elemento en general, deberá cumplirse lo siguiente:

$$\phi M_n \geq 1.2 \cdot M_{cr} \quad (\text{Exp. 5.9.})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \quad (\text{Exp. 5.10.})$$

Donde:

$f_r$ : Esfuerzo por tracción del concreto dada como  $2 \cdot \sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$

$I_g$ : Inercia bruta de la sección

$y_t$ : Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más expuesta a tracción

### 5.1.3. Acero máximo

Para lograr una falla dúctil en la sección es necesario que el acero por tracción entre en fluencia antes de que el concreto alcance su deformación unitaria máxima. La Norma E.060 establece en su artículo 10.3.4 que el acero máximo una sección es igual a  $0.75 A_{sb}$  (acero balanceado). Ottazzi (2018) muestra la siguiente expresión para la cuantía balanceada:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y}$$

$$\rho_{b\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \cdot \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot 0.588 \quad (\text{Exp. 5.11.})$$

Se asume que  $\epsilon_y = 0.0021$  (deformación unitaria del acero cuando alcanza el límite de fluencia).

## 5.2. Diseño por cortante

La falla por cortante que, en realidad es una falla por tracción diagonal ya que la resistencia al corte del concreto es mayor, es calculada en base al artículo 11.1.1 de la Norma:

$$\phi V_n \geq V_u, \phi = 0.85 \quad (\text{Exp. 5.12.})$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (\text{Exp. 5.13.})$$

Donde:

$V_n$ : Resistencia Nominal a Corte

$V_c$ : Resistencia por aporte de Concreto

$V_s$ : Resistencia por aporte de Acero

Para evaluar la contribución del concreto, en el artículo 11.3.1 de la Norma E.060 (2020) se manejan las siguientes expresiones:

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Exp. 5.14.})$$

Para elementos sometidos a compresión axial  $N_u$  (para tracción se considera aporte cero):

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b * d \quad (\text{Exp. 5.15.})$$

Donde:

$N_u$ : Carga axial amplificada que ocurre simultáneamente con  $T_u$  o  $V_u$

El artículo 11.5.7 de la Norma plantea que para el uso de estribos perpendiculares al eje del elemento se tiene:

$$\phi V_s = \phi \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (\text{Exp. 5.16.})$$

Donde:

$s$ : Espaciamiento de estribos

$A_v$ : Área de Estribos al hacer un corte en el eje horizontal

La fuerza última ( $V_u$ ) se calcula en una sección que dista “ $d$ ” desde la cara del apoyo.

La resistencia cortante  $\phi V_n$  no se debe considerar mayor que:

$$\phi V_n \text{ máx} = \phi (2.6 \sqrt{f'_c} * b * d) \quad (\text{Exp. 5.17.})$$

### 5.3. Diseño por flexo compresión

#### 5.3.1. Flexocompresión uniaxial

Elementos como columnas y placas están sometidos a momentos flectores y a fuerzas axiales, para esfuerzos combinados de este tipo, se requiere construir un diagrama de interacción, si la carga axial es menor a la expresión 18, el comportamiento del elemento será como una viga.

$$\phi P_n = P_u < 0.1 * f'c * A_g \quad (\text{Exp. 5.18.})$$

Según Ottazzi (2018) la resistencia axial es afectada por los efectos del sangrado del concreto, colocación, excentricidad de cargas y esbeltez real, el tamaño del elemento y el efecto de las cargas sostenidas. Por tanto, su resistencia axial es reducida como se muestra:

$$\phi P_{nmax} = 0.85\phi * P_{on} = 0.85\phi * (A_{st} * f_y + 0.85 * f'c * (A_g - A_{st})) \quad (\text{Exp. 5.19.})$$

La expresión anterior es para elementos con refuerzo con estribos donde:

$A_{st}$ : Acero de refuerzo presente en el elemento

$A_g$ : Área bruta de la sección

De igual manera, para calcular la resistencia a tracción pura, se tiene:

$$\phi T_o = 0.9 * A_{st} * f_y \quad (\text{Exp. 5.20.})$$

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones de la fuerza axial  $P_n$  y momentos  $M_n$  que llevan a la falla a la sección. Estos diagramas se construyen analizando sucesivamente la ubicación del eje neutro "c". En la figura 33 se muestra el diagrama típico con puntos notables.

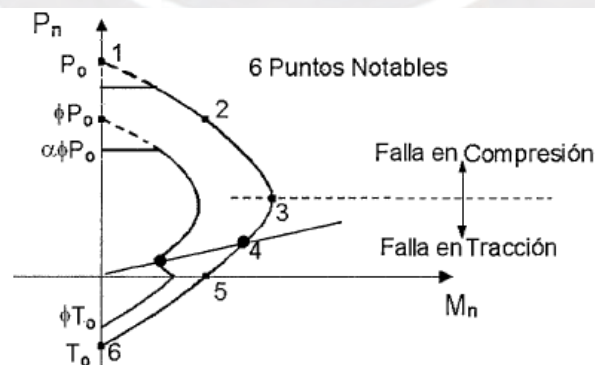


Figura 33. Diagramas de interacción nominal y de diseño

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

A continuación, se señalan algunos puntos notables del diagrama de interacción:

- Punto 1: Compresión axial pura  $P_o$  con  $\Phi=0.7$  con la expresión 5.19
- Punto 2: Fisuración incipiente con el esfuerzo nulo en el acero más alejado al borde comprimido  $\Phi=0.7$
- Punto 3: Falla balanceada donde las barras más alejadas inician su fluencia en tracción  $\Phi=0.7$
- Punto 4: Inicio del cambio de valor del coeficiente de reducción desde  $\Phi=0.7$  donde varía linealmente hasta  $\Phi=0.9$ , el valor de la carga axial del inicio de la transición se calcula según la expresión 5.18.
- Punto 5: Punto de nula carga axial, es decir, flexión pura  $\Phi=0.9$
- Punto 6: Tracción pura  $T_o$   $\Phi=0.9$  con la expresión 5.20

Para la variación de los coeficientes de reducción, Ottazzi (2018) deduce la siguiente expresión:

$$\phi = 0.9 - 0.2 \left( \frac{P_n}{P_{tran}} \right), \text{ donde: } P_{tran} = \left( \frac{0.1}{0.7} \right) * f'c * A_g \quad (\text{Exp. 5.21.})$$

### 5.3.2. Flexocompresión biaxial

Existe la posibilidad que elementos presenten momentos en ambos ejes, esto debido a momentos grandes de gravedad, momentos de sismo combinados con momentos de gravedad o momentos de sismo que, debido a la torsión, generan esfuerzos en el otro eje igualmente. Para estos casos la Norma E.060 (2020) plantea en el artículo 10.18 la siguiente expresión dada por Bresler:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{on}} \quad (\text{Exp. 5.22.})$$

Donde:

$P_n$ : Resistencia nominal a carga axial por flexión biaxial

$P_{nx}$ : Resistencia nominal para momentos solo en X con excentricidad en Y igual a 0

$P_{ny}$ : Resistencia nominal para momentos solo en Y con excentricidad en X igual a 0

$P_{on}$ : Resistencia nominal a compresión pura con la expresión 5.19

Para valores de  $P_u$  menores a  $0.1 * \Phi * P_{on}$  se usa la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0 \quad (\text{Exp. 5.23.})$$

## 5.4. Verificación en el estado de servicio

### 5.4.1. Verificación de deflexiones

El cálculo de las deflexiones de un elemento que afectan a la integridad de elementos no estructurales según MacGregor (2012) se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta = \lambda_{t_0, \infty} * \Delta iD + \Delta iL + \lambda_{\infty} * \Delta iLs \quad (\text{Exp. 5.24.})$$

Donde:

$\Delta iD$ : Deflexión instantánea debido a la carga muerta

$\Delta iL$ : Deflexión diferida debido a la carga viva

$\Delta iLs$ : Deflexión instantánea de la parte sostenida de la carga viva

$\lambda_{t_0, \infty}$ : Es el valor del parámetro “ $\lambda$ ” evaluado para un tiempo de 5 años menos el tiempo desde que se construye el tabique, para fines prácticos se considera un tiempo de 5 años.

$\lambda_{\infty}$ : Es el valor del parámetro “ $\lambda$ ” evaluado para un tiempo de 5 años

Para el porcentaje de la carga viva sostenida Ottazzi (2018) sugiere emplear un valor típico del 30% de la carga viva. En la tabla 39 se muestran los valores de límite de deflexiones según la Norma E.060 (2020).

Tabla 39. Límites de deflexiones admisibles (según tabla 9.2 de la Norma E.060 2020)

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales que puedan sufrir daños debido a deflexiones considerables.	Deflexión inmediata debida a la carga viva ( $\Delta iL$ ).	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales que puedan sufrir daños debido a deflexiones considerables.	Deflexión inmediata debida a la carga viva ( $\Delta iL$ ).	L/360
Pisos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales que puedan sufrir daños debido a deflexiones considerables.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de elementos no estructurales, es decir, la suma de la deflexión inmediata por carga viva y deflexión diferida de carga muerta y viva sostenida ( $\lambda_{t_0, \infty} * \Delta iD + \Delta iL + \lambda_{\infty} * \Delta iLs$ ).	L/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales que no puedan sufrir daños debido a deflexiones considerables.		L/240

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

Para hallar las deflexiones diferidas, se define al parámetro “ $\lambda$ ” con la expresión 5.25 y en la figura 34 se muestra su variación dependiente del tiempo:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'} \quad (\text{Exp. 5.25.})$$

Donde:

$\rho'$ : Cuantía de refuerzo en compresión

$\xi$ : Parámetro dependiente del tiempo (2 para cargas diferidas por un periodo mínimo de 5 años)

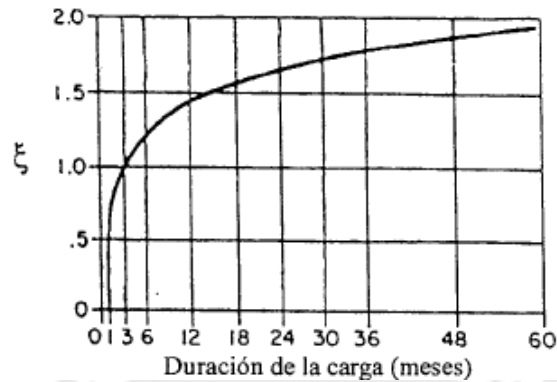


Figura 34. Valor del parámetro  $\xi$  en función de la duración de la carga

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

De acuerdo al artículo 29.2.3.9 del ACI 318-19, la inercia efectiva de una sección se calcula en función de la inercia bruta y la inercia de la sección transformada agrietada.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g \quad (\text{Exp. 5.26.})$$

Hassoun y Al-Manaseer (2015) muestran unas expresiones para el cálculo de las inercias brutas y agrietadas para secciones rectangulares y secciones T.

a) Momento de inercia bruta  $I_g$  (se desprecia el aporte del acero)

- Para una sección rectangular de ancho “b” y peralte “h”:

$$I_g = b * h^3 / 12 \quad (\text{Exp. 5.27.})$$

- Para una sección T, ancho de ala “b”, ancho de alma “ $b_w$ ”, espesor de ala “t”, distancia desde el borde superior del ala a eje centroidal:

$$y = \frac{(b * t^2 / 2) + b_w * (h - t) * [(h + t) / 2]}{b * t + b_w * (h - t)} \quad (\text{Exp. 5.28.})$$

$$I_g = \left[ \frac{b * t^3}{12} + b * t * \left(y - \frac{t}{2}\right)^2 \right] + \left[ b_w * \frac{(y - t)^3}{3} \right] + \left[ b_w * \frac{(h - y)^3}{3} \right] \quad (\text{Exp. 5.29.})$$



b) Momento de inercia agrietado  $I_{cr}$ , siendo “x” la distancia desde el eje neutro hasta la fibra externa a compresión, donde primero se resuelven ecuaciones para hallar “x” y luego emplear ese valor para hallar la inercia agrietada:

- Sección rectangular con acero en tensión  $A_s$ :

$$b * x^2 / 2 - n * A_s * (d - x) = 0 \quad (\text{Exp. 5.30.})$$

$$I_{cr} = b * x^3 / 3 + n * A_s (d - x)^2 \quad (\text{Exp. 5.31.})$$

- Sección rectangular con acero en tensión  $A_s$  y acero en compresión  $A_s'$ :

$$b * x^2 / 2 + (n - 1) * A_s' * (x - d') - n * A_s * (d - x) = 0 \quad (\text{Exp. 5.32.})$$

$$I_{cr} = b * x^3 / 3 + (n - 1) * A_s' * (x - d')^2 + n * A_s (d - x)^2 \quad (\text{Exp. 5.33.})$$

- Sección T con acero en tensión  $A_s$ :

$$b * t * \left(x - \frac{t}{2}\right) + b_w * \frac{(x - t)^2}{2} - n * A_s * (d - x) = 0 \quad (\text{Exp. 5.34.})$$

$$I_{cr} = \left[ \frac{b * t^3}{12} + b * t * \left(x - \frac{t}{2}\right)^2 \right] + \left[ b_w * \frac{(x - t)^3}{3} \right] + n * A_s * (d - x)^2 \quad (\text{Exp. 5.35.})$$

Según el artículo 9.6.2 de la Norma E.060 (2020), para el cálculo de las deflexiones se supone que la rigidez en la flexión del elemento es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia será un promedio ponderado según:

Elementos continuos en ambos extremos, siendo  $I_{e1}$  y  $I_{e2}$  las inercias en los extremos del tramo y  $I_{e3}$  en la sección central:

$$I_{eprom} = (I_{e1} + I_{e2} + 2 * I_{e3}) / 4 \quad (\text{Exp. 5.36.})$$

Elementos continuos en solo un extremo y apoyados en el otro, siendo  $I_{e2}$  la inercia en el extremo continuo y  $I_{e3}$  la inercia en la sección central:

$$I_{eprom} = (I_{e2} + 2 * I_{e3}) / 3 \quad (\text{Exp. 5.37.})$$

Para elementos simplemente apoyados, la inercia usada es la sección central y para elementos en volado se usa la inercia en la sección del apoyo del empotramiento.

#### 5.4.2. Análisis por fisuración

Se debe controlar el ancho de fisura de las grietas de un elemento sometido a momentos flectores, por tanto, la Norma E.060 (2020) en el artículo 9.9.3 establece que el parámetro  $Z$  no debe ser mayor a 26000 kg/cm para momentos de servicio, siendo este igual a:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} \quad (\text{Exp. 5.38.})$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} \quad (\text{Exp. 5.39.})$$

Donde:

$f_s$ : Esfuerzo en el acero

$d_c$ : Espesor del recubrimiento (mm) desde la fibra externa en tracción del elemento hasta el centro del refuerzo longitudinal más cercano a la fibra.

$A_{ct}$ : Área efectiva del concreto en tracción (mm<sup>2</sup>) que tiene el mismo centroide del acero de refuerzo total como se muestra en la figura 33.

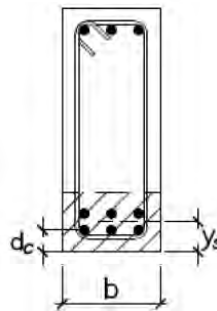


Figura 35. Área efectiva del concreto en tracción

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

El área efectiva se calcula como el ancho por el doble de “ $y_s$ ” que es la distancia de la fibra externa a tracción al centroide del refuerzo entre el número total de barras.

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N_{barras}} \quad (\text{Exp. 5.40.})$$

## 5.5. Longitudes de anclaje y de desarrollo

Es longitud mínima necesaria que el refuerzo longitudinal debe estar inmerso en el concreto para que desarrolle el esfuerzo de fluencia.

### 5.5.1. Longitud de desarrollo de barras a tracción

En el artículo 12.2 se dice que la longitud de desarrollo “ $l_d$ ” debe ajustarse según la tabla 40 y en ningún caso debe ser menor a 30cm.

$$\text{Para barras menor o igual a } 3/4 \text{ " : } l_d = \left( \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \lambda}{8.2 * \sqrt{f'_c}} \right) * d_b \quad (\text{Exp. 5.41.})$$

$$\text{Para barras de } 7/8 \text{ " y mayores: } l_d = \left( \frac{f_y * \psi_t * \psi_e * \lambda}{6.6 * \sqrt{f'_c}} \right) * d_b \quad (\text{Exp. 5.42.})$$

Tabla 40. Factor de modificación de las longitudes de desarrollo

Factor	Condiciones	Valor
$\psi_t$	Barras superiores	1.3
	Otras barras	1
$\psi_e$	Barras con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db	1.5
	Otras barras con tratamiento epóxico	1.2
	Barras sin tratamiento superficial	1
$\psi_s$	Barras de $\frac{3}{4}$ " y menores	0.8
	Barras mayores de $\frac{3}{4}$ "	1
$\lambda$	Concreto liviano	1.3
	Concreto de peso normal	1

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

Se construye la tabla 41 para las barras de refuerzo según su diámetro y su posición.

Tabla 41. Longitudes de desarrollo de barras a tracción

Diámetro db(pulgadas)	Barra inferior		Barra superior	
	Ld calc (cm)	Ld (cm)	Ld calc (cm)	Ld (cm)
8mm	28.28	30	36.76	40
3/8	33.67	35	43.77	45
1/2	44.89	45	58.35	60
5/8	56.11	60	72.94	75
3/4	67.33	70	87.53	90
1	111.54	115	145	145

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

Para los ganchos estándar, la norma establece la siguiente expresión para su longitud:

$$l_{dg} = \left( \frac{0.075 * f_y * \psi_e * \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) * db \quad (\text{Exp. 5.44.})$$

En ningún caso la longitud de gancho estándar será menor a 15cm y a 8db, por tanto, se tiene en la tabla 42 las longitudes de gancho estándar.

Tabla 42. Longitudes de gancho estándar

db(pulgadas)	Ldg calc (cm)	Ldg (cm)
8mm	17.39	20
3/8	20.7	25
1/2	27.61	30
5/8	34.51	35
3/4	41.41	45
1	55.21	55

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

## CAPÍTULO 6: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

### 6.1. Diseño por flexión de losa aligerada

A modo de ejemplo se mostrará el diseño de la vigueta de la sección 3.2. En la figura 36, se observan las cargas últimas halladas, se modela dicha vigueta como un elemento lineal y asumiendo apoyos fijos en cada viga peraltada en el software SAP 2000.

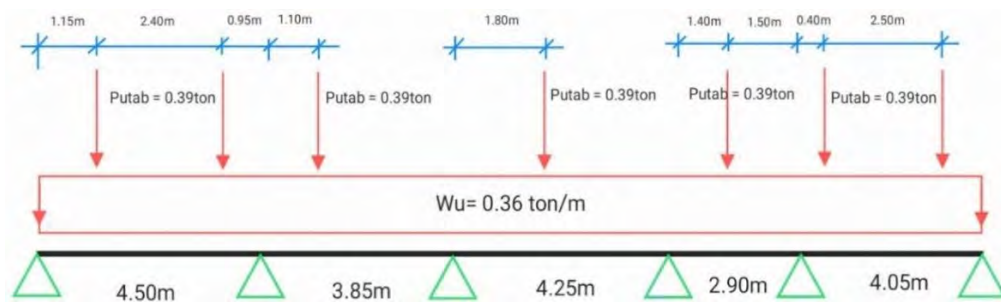


Figura 36. Fuerzas últimas aplicadas en la vigueta analizada

Fuente: Propia

En la figura 37 se muestra el diagrama de momentos flectores obtenido para la vigueta.

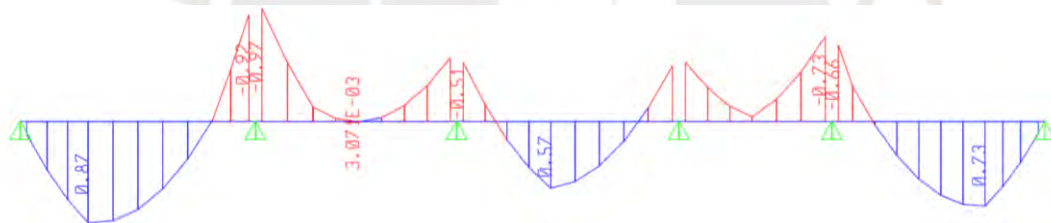


Figura 37. Diagrama de momentos flectores para la vigueta analizada

Fuente: Software SAP 2000

Según Ottazzi (2018) las viguetas aligeradas convencionales casi siempre trabajan para momentos positivos como secciones rectangulares, puesto que el bloque de compresión cae dentro del espesor del ala (figura 38). Para momentos negativos también se trabaja con secciones rectangulares tomando como ancho, el ancho del alma.

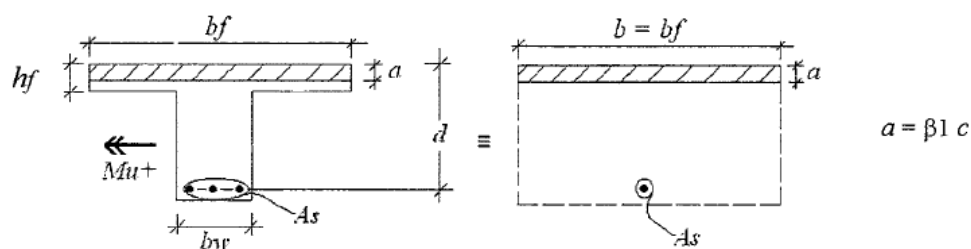


Figura 38. Caso de bloque de compresiones en el espesor del ala

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

## 6.1.1. Acero mínimo en viguetas

Como “y” de la expresión 5.28 es la distancia desde el eje neutro hasta el borde en compresión, “yt” es “20cm – y”, en la figura 39 se muestra el esquema de la vigueta.

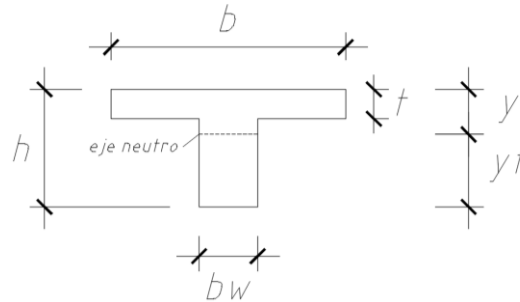


Figura 39. Etiquetas para las dimensiones de la sección de la vigueta

Fuente: Propia

$$b = 40\text{cm}, t = 5\text{cm}, h = 20\text{cm} \text{ y } bw = 10\text{cm}$$

Se calcula para el acero mínimo positivo (compresión en el ala):

$$y = \frac{(40 * 5^2/2) + 10 * (20 - 5) * [(20 + 5)/2]}{40 * 5 + 10 * (20 - 5)} = 6.79\text{cm}$$

$$I_g = \left[ \frac{40 * 5^3}{12} + 40 * 5 * (6.79 - 5/2)^2 \right] + \left[ 10 * \frac{(6.79 - 5)^3}{3} \right] + \left[ 10 * \frac{(20 - 6.79)^3}{3} \right]$$

$$I_g = 11800\text{cm}^4$$

Se calcula el momento de agrietamiento  $M_{cr+}$  con la expresión 5.10:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 11800\text{cm}^4}{20\text{cm} - 6.79\text{cm}} = 25882 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\phi M_n \geq 1.2 * 25882\text{kg} * \text{cm} = 31058\text{kg} * \text{cm}$$

Este momento debe ser alcanzado por el acero mínimo, se reemplaza como “Mu” para hallar el acero, se asume un “d” igual a 17cm y se emplean las expresiones 5.4 y 5.5:

$$a = 17\text{cm} - \sqrt{(17\text{cm})^2 - \frac{2 * |31058\text{kg} * \text{cm}|}{\phi * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 40\text{cm}}} = 0.29\text{cm}$$

$$A_s = \frac{|31058\text{kg} * \text{cm}|}{\phi * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (17\text{cm} - 0.29\text{cm}/2)} = 0.48\text{cm}^2$$

$$As^+ \text{mín} = 0.48 \text{cm}^2$$

Para el acero mínimo negativo “y” hallado anteriormente sería el nuevo “yt” debido a cómo se presentan los momentos, por tanto, análogamente a lo anterior:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 11800 \text{cm}^4}{6.79 \text{cm}} = 50398 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\phi M_n \geq 1.2 * 50398 \text{kg} * \text{cm} = 60477 \text{kg} * \text{cm}$$

$$a = 2.38 \text{cm}; As^- \text{mín} = 1.01 \text{cm}^2$$

A diferencia del acero mínimo positivo, el acero mínimo negativo puede ser elevado algunas veces según Ottazzi (2018) y se ha demostrado que el acero instalado por debajo del mínimo ha obtenido un buen comportamiento.

#### 6.1.2. Acero máximo en viguetas

Se usa la expresión 5.11 de secciones rectangulares, entonces:

Para el acero negativo:

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 * \frac{0.85 * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 0.588 = 1.59\%$$

$$As^- \text{max} = 1.59\% * 10 \text{cm} * 17 \text{cm} = 2.71 \text{cm}^2$$

Para el acero positivo:

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 0.588d = 0.85 * 0.588 * 17 \text{cm} = 8.5 \text{cm}$$

$$C_c = 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 (40 \text{cm} * 5 \text{cm} + 10 \text{cm} * 3.5 \text{cm}) = 41950 \text{kg}$$

$$\frac{C_c}{(f_y)} = As_b = \frac{41950 \text{kg}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 10.0 \text{cm}^2$$

$$As^+ \text{max} = 0.75 * As_b = 7.5 \text{cm}^2$$

#### 6.1.3. Cálculo de acero

Se construye la tabla 44 con las expresiones 5.4 y 5.5 para hallar el acero requerido.

Tabla 43. Acero calculado e instalado para cada tramo

Tramo/apoyo	Mu (ton*m)	Asmín (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As calc (cm <sup>2</sup> )	As colocado	As instalado (cm <sup>2</sup> )
Momento positivo							
1	0.87	0.48	7.5	0.82	1.39	3/8"+3/8"	1.42
2	0	0.48	7.5	0.00	0.00	3/8"	0.71
3	0.58	0.48	7.5	0.54	0.92	3/8"+3/8"	1.42
4	0	0.48	7.5	0.00	0.00	3/8"	0.71
5	0.73	0.48	7.5	0.68	1.16	3/8"+3/8"	1.42
Momento negativo							
Apoyo 1	-0.97	1.01	2.71	4.03	1.71	1/2"+3/8"	2.00
Apoyo 2	-0.55	1.01	2.71	2.00	0.89	1/2"	1.29
Apoyo 3	-0.51	1.01	2.71	1.98	0.84	1/2"	1.29
Apoyo 4	-0.73	1.01	2.71	2.92	1.24	1/2"	1.29

Fuente: Propia

Para el corte de acero, Ottazzi (2018) resume en un gráfico mostrado en la figura 40.

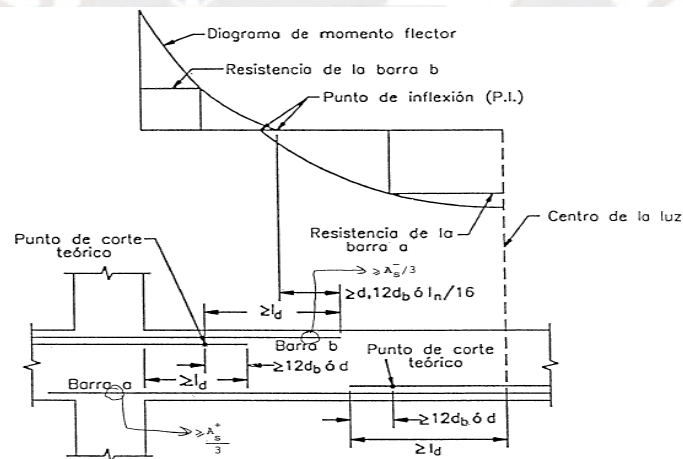


Figura 40. Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

Además, se muestra en la figura 41 el armado de fierros con longitudes prácticas.

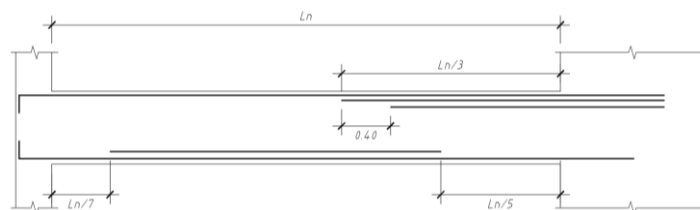


Figura 41. Longitudes prácticas de bastones para el refuerzo

Fuente: Propia

Estas longitudes teóricas son comparadas con estas longitudes prácticas en las tablas 45 y 46.

Tabla 44. Longitudes de refuerzos negativos para la vigueta analizada

Tramo	Posición desde extremo	Refuerzo (")	Tipo de Bastón	Distancia al punto de corte (m)	Ln (m)	Ld (m)	d, 12db o Ln/16 (m)	Long calculada (m)	Ln/3.5 o Ln/3.5-0.40 (m)	Longitud final (m)
1	Derecha	1/2	Mayor	0.73	4.25	0.6	0.27	1.00	1.21	1.25
1	Derecha	3/8	Menor	0.121	4.25	0.45	0.27	0.45	0.81	0.85
2	Izquierda	3/8	Mayor	0.235	3.6	0.45	0.23	0.46	0.63	0.65
3	Izquierda	1/2	Mayor	0.625	3.93	0.6	0.25	0.87	1.12	1.15
3	Derecha	1/2	Mayor	0.655	3.93	0.6	0.25	0.90	1.12	1.15
5	Izquierda	1/2	Mayor	0.645	3.82	0.6	0.24	0.88	1.09	1.10

Fuente: Propia

Tabla 45. Longitudes de refuerzos positivos para la vigueta analizada

Tramo	Posición	Refuerzo (")	Distancia al punto de corte (m)	Ln (m)	Ld (m)	d, 12db (m)	Long calculada (m)	Ln/5 o Ln/7 (m)	Longitud final (m)	¿Mayor a 2Ld?
1	Izquierda	3/8	0.445	4.25	0.3	0.17	0.28	0.61	0.65	Sí
1	Derecha	3/8	1.425	4.25	0.3	0.17	1.60	0.85	0.85	Sí
3	Izquierda	3/8	1.385	3.93	0.3	0.17	1.56	0.79	0.80	Sí
3	Derecha	3/8	1.645	3.93	0.3	0.17	1.82	0.79	0.80	Sí
5	Izquierda	3/8	1.455	3.82	0.3	0.17	1.63	0.76	0.80	Sí
5	Derecha	3/8	0.51	3.82	0.3	0.17	0.68	0.55	0.55	Sí

Fuente: Propia

Además, se consideraron bastones de 3/8" con una longitud de Ln/7 en los extremos con el objetivo de prevenir fisuras. Se muestra en la figura 42 el diseño final de la losa aligerada.

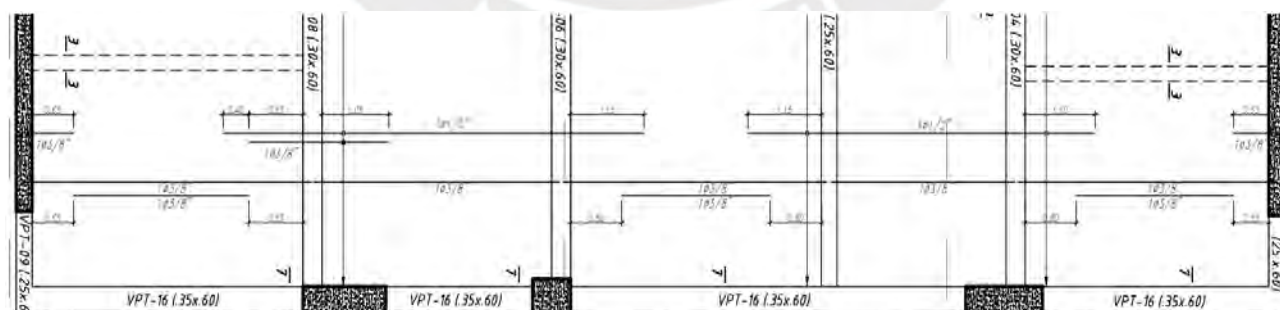


Figura 42. Diseño de la losa aligerada analizada

Fuente: Propia



## 6.2. Diseño por cortante de losa aligerada

Las losas aligeradas no cuentan con refuerzo por estribos, por tanto, el corte es resistido solo por el concreto. Para la vigueta, el aporte del concreto está dado solo por el ancho de su alma tanto para cortantes positivas y negativas, en la figura 43 se muestran las cortante últimas.

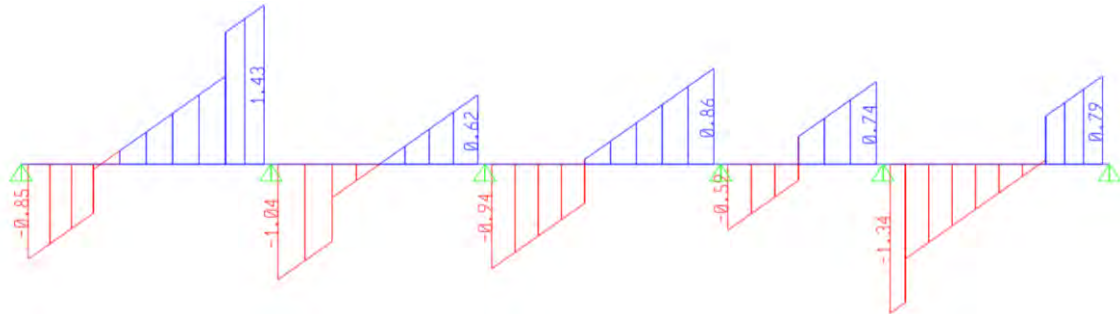


Figura 43. Diagrama de fuerzas cortantes últimas para la vigueta analizada

Fuente: Software SAP 2000

Se halla la resistencia a cortante de la vigueta, según lo establece el artículo 8.11.8, la expresión para calcular el cortante por solo el aporte del concreto puede ser incrementado en 10%, entonces:

$$\phi V_c \text{ vigueta} = 1.1 * \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 10 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 1.22 \text{ ton}$$

La norma también sugiere que, de necesitar mayor resistencia cortante, se pueden realizar ensanches alternados para incrementarla, Ottazzi (2018) muestra la figura 44 para ilustrar estos ensanches.

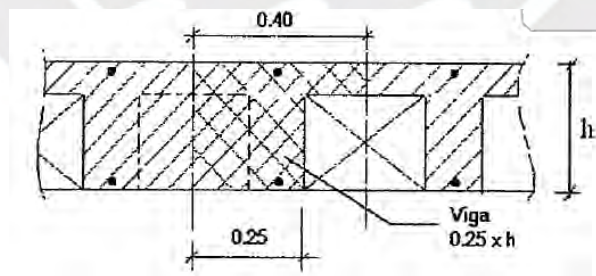


Figura 44. Ensanche por cortante en viguetas

Fuente: Apuntes de curso Concreto Armado I (2018)

Para los ensanches alternados, el ancho del alma ahora es de 25cm, entonces:

$$\phi V_c \text{ ensanche alternado} = 1.1 * \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 25 \text{ cm} * 17 \text{ cm} = 3.05 \text{ ton}$$

La tabla 47 muestra las cortantes últimas a 'd' de la cara y si es que requieren ensanches.

Tabla 46. Fuerzas últimas en cada tramo y longitud de ensanche

Tramo	Posición	Vu (ton)	$\phi Vc$ vig (ton)	¿Ensanche? (¿Vu> $\phi Vc$ vig?)	Ensanche (m)	Ensanche final (m)
1	Izquierda	0.80	1.22	No	0.00	0.00
1	Derecha	1.37	1.22	Sí	0.58	0.60
2	Izquierda	0.98	1.22	No	0.00	0.00
2	Derecha	0.56	1.22	No	0.00	0.00
3	Izquierda	0.88	1.22	No	0.00	0.00
3	Derecha	0.80	1.22	No	0.00	0.00
4	Izquierda	0.55	1.22	No	0.00	0.00
4	Derecha	0.68	1.22	No	0.00	0.00
5	Izquierda	1.28	1.22	Sí	0.10	0.30
5	Derecha	0.73	1.22	No	0.00	0.00

Fuente: Propia

Se concluye que los paños analizados necesitarán ensanches alternados en el tramo 1 y 5.

### 6.3. Verificación por deflexión de vigueta

El primer tramo de la vigueta es el que presenta mayor deflexión, este será el tramo analizado. Este tramo consta de un extremo libre y un continuo, por tanto, se hace uso de la expresión 5.37 para hallar la inercia efectiva.

$$I_g = 11800\text{cm}^4$$

Para la inercia 2 se hace uso de las expresiones 5.32 y 5.33 que se refieren a secciones rectangulares con acero en tensión  $A_s$  y acero en compresión  $A_s'$ :

$$A_s = 2\text{cm}^2, A_s' = 0.71\text{cm}^2$$

$$\frac{10 * x^2}{2} + (9.2 - 1) * 0.71\text{cm}^2 * (x - 3\text{cm}) - 9.2 * 2\text{cm}^2 * (17\text{cm} - x) = 0 \rightarrow x = 6.1\text{cm}$$

$$I_{cr2} = \frac{10\text{cm} * (6.1\text{cm})^3}{3} + (9.2 - 1) * 0.71\text{cm}^2 * (6.06\text{cm} - 3\text{cm})^2 +$$

$$9.2 * 2\text{cm}^2 * (17\text{cm} - 6.1\text{cm})^2 = 2999\text{cm}^4$$

Para la inercia 3 se hace uso de las expresiones 5.34 y 5.35 que se refieren a secciones Tee con acero en tensión  $A_s$ :

$$40\text{cm} * 5\text{cm} * \left(x - \frac{5\text{cm}}{2}\right) + 10\text{cm} * \frac{(x - 5\text{cm})^2}{2} - 9.2 * 1.42\text{cm}^2 * (17\text{cm} - x) = 0$$

$$x = 4.52\text{ cm}$$

$$I_{cr3} = \left[ \frac{40\text{cm} * (5\text{cm})^3}{12} + 40\text{cm} * 5\text{cm} * \left( 4.52\text{cm} - \frac{5\text{cm}}{2} \right)^2 \right] \\ + \left[ 10\text{cm} * \frac{(4.52\text{cm} - 5\text{cm})^3}{3} \right] + 9.2 * 1.42\text{cm}^2 * (12.48\text{cm})^2 = 3269\text{cm}^4$$

Para hallar las inercias efectivas, en la figura 45 se muestra el diagrama de momentos en servicio para la vigueta analizada.

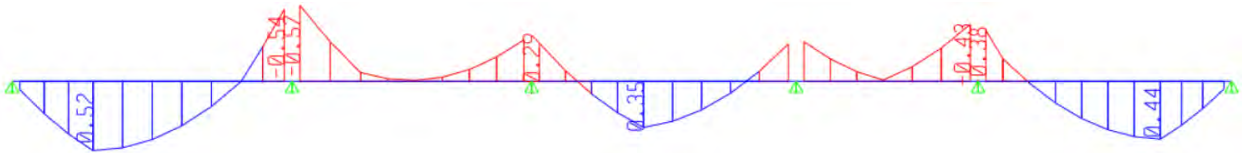


Figura 45. Diagrama de momentos en servicio

Fuente: Software SAP 2000

Entonces se obtienen los momentos actuantes (en valor absoluto) para cada posición correspondiente:

$$M_{a2} = 0.54\text{ton} * \text{m}; M_{a3} = 0.52\text{ton} * \text{m}$$

Se hace uso de la expresión 5.26 para calcular la inercia efectiva y de los momentos de agrietamiento calculados en la sección:

$$M_{cr2} = 50398 \text{ kg} * \text{cm}; M_{cr3} = 25882 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$I_{ef2} = \left( \frac{50398 \text{ kg} * \text{cm}}{54000 \text{ kg} * \text{cm}} \right)^3 * 11800\text{cm}^4 + \left[ 1 - \left( \frac{50398 \text{ kg} * \text{cm}}{54000 \text{ kg} * \text{cm}} \right)^3 \right] * 2999\text{cm}^4$$

$$I_{ef2} = 10154\text{cm}^4, \text{análogamente } I_{ef3} = 4320\text{cm}^4$$

Con estas inercias efectivas se halla la inercia efectiva promedio según la expresión 5.37:

$$I_{eprom} = \frac{(10154\text{cm}^4 + 2 * 4320\text{cm}^4)}{3} = 6264\text{cm}^4$$

Las deflexiones halladas por el programa SAP2000 son correspondientes a las secciones brutas, por tanto, se debe multiplicar estas deflexiones por la razón de la inercia bruta y la inercia efectiva.

$$\Delta i_D = 0.3\text{cm} * \frac{11800}{6264} = 0.56\text{cm}; \Delta i_L = 0.08\text{cm} * \frac{11800}{6264} = 0.15\text{cm}$$

Se halla el factor para deflexiones diferidas con la expresión 5.25 donde  $\xi$  se reemplaza por el valor de 2 que corresponde a cargas aplicadas por más de 5 años.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0} = 2$$

Entonces, para hallar la deflexión total se usa la expresión 5.24

$$\Delta = \lambda t_{0, \infty} * \Delta iD + \Delta iL + \lambda \infty * \Delta iLs$$

$$\Delta = 2 * 0.56\text{cm} + 0.15\text{cm} + 0.30 * 2 * 0.15\text{cm} = 1.37\text{cm}$$

Debido a que este paño soporta elementos no estructurales susceptibles de daño, según la tabla 39 del presente documento, la deflexión máxima es  $L_n/480$ , por tanto:

$$L_n/480 = 425\text{cm}/480 = 0.9\text{cm} < 1.37\text{cm}$$

Como la deflexión máxima permitida es menor a la calculada, se optará por aplicar una contraflecha, esta contraflecha es como máximo la deflexión inmediata por carga muerta antes de colocar la tabiquería.

$$M_{muerta} = 0.4\text{ton} * m; I_{efmuerta} = 5580\text{cm}^4; \Delta iD = 0.26\text{cm}$$

$$\text{Contraflecha máxima} = 0.26\text{cm} * 11800\text{cm}^4 / 5580\text{cm}^4 = 0.55\text{cm}$$

Si se asigna una contraflecha de 0.5cm, entonces:

$$\Delta - 0.5\text{cm} = 1.37\text{cm} - 0.5\text{cm} = 0.87\text{cm} < 0.9\text{cm}$$

Con esta contraflecha asignada, cumple con las deflexiones máximas en la Norma E.060.

#### 6.4. Análisis por fisuración de vigueta

$$A_s = 1.42\text{cm}^2, M_s = 0.60\text{ton} * m, d = 17\text{cm}; d_c = d' = 3\text{cm}; y_s = 3\text{cm}$$

Haciendo uso de la expresión 5.40:

$$A_{ct} = \frac{2 * 3\text{cm} * 10\text{cm}}{2} = 30\text{cm}^2; f_s = \frac{0.60\text{ton} * m}{0.9 * 17\text{cm} * 1.42\text{cm}^2} = 2762 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con la expresión 5.38, se calcula el parámetro Z:

$$Z = 2762 \text{ kg/cm}^2 * \sqrt[3]{3\text{cm} * 30\text{cm}^2} = 12378\text{kg/cm}$$

Como el valor de Z calculado es menor al límite (26000kg/cm), se concluye que cumple los requerimientos normativos para controlar el ancho de fisura.

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

### 7.1. Diseño por flexión de losa maciza

#### 7.1.1. Acero mínimo en losas macizas

El acero mínimo para losas macizas obedece de manera general al refuerzo mínimo por cambios volumétricos establecidos en el artículo 9.7 de la Norma E.060 (2020), donde se establece que, para losas que tengan barras corrugadas con un  $f_y$  como mínimo de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , la cuantía mínima es de 0.0018.

Adicionalmente, según el artículo 10.5.4 de la Norma E.060 (2020), el acero mínimo para losas de espesor uniforme con malla en las dos caras de la losa debe cumplir una cuantía mínima de 0.0012 en la cara que se encuentra en tracción por flexión. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder de tres veces el espesor de la losa ni de 40cm.

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018, A_{\text{smín}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{\text{smín}} = 0.0018 * 100\text{cm} * 20\text{cm} = 3.6\text{cm}^2/\text{m}$$

Como la losa maciza se arma con doble malla, la cara inferior tendrá una cuantía mínima de 0.0012 al ser la cara con más área traccionada, para la cara superior se completa con una cuantía mínima de 0.006 que cuando se encuentra en tracción bajo momentos negativos, se adicionarán bastones para llegar como mínimo a la cuantía de 0.0012 o lo que requiera.

$$A_{\text{cara inf}} = 0.0012 * 100\text{cm} * 20\text{cm} = 2.4\text{cm}^2$$

Entonces para la malla:

$$\text{As inferior instalado: } \phi 3 / 8 @ 0.25 \rightarrow 0.71\text{cm}^2 / 0.25\text{m} = 2.84\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{\text{inferior}} = \frac{2.84\text{cm}^2}{100\text{cm} * 20\text{cm}} = 0.00142$$

$$\text{As superior instalado: } \phi 3 / 8 @ 0.40 \rightarrow 0.71\text{cm}^2 / 0.40\text{m} = 1.78\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{\text{superior}} = \frac{1.78 \text{ cm}^2}{100\text{cm} * 20\text{cm}} = 0.0089$$

Con el acero mínimo instalado se calcula el momento que resiste según su área con las expresiones 5.6 y 5.7.

Para el momento positivo:

$$a = \frac{2.84\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2}{0.85 * 210\text{kg/cm}^2 * 100\text{cm}} = 0.66\text{cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 2.84\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2 * (17\text{cm} - 0.66\text{cm}/2) = 1.79\text{ton. m}$$

Para el momento negativo:

$$a = \frac{1.78\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2}{0.85 * 210\text{kg/cm}^2 * 100\text{cm}} = 0.42\text{cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 1.78\text{cm}^2 * 4200\text{kg/cm}^2 * (17\text{cm} - 0.42\text{cm}/2) = 1.13\text{ton. m}$$

Con estos momentos calculados, se filtran los valores en el programa SAP 2000 para hallar las regiones que necesiten bastones de refuerzo adicionales.

### 7.1.2. Acero máximo en losas macizas

Para momentos negativos y positivos el acero máximo se calcula de igual manera con la sección rectangular de ancho de 100cm según la expresión 5.11.

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 * \frac{0.85 * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} * 0.588 = 1.59\%$$

$$A_s \text{ max} = 1.59\% * 100\text{cm} * 17\text{cm} = 27\text{cm}^2$$

### 7.1.3. Cálculo de acero en losas macizas

Los paños de losa maciza analizada se muestran en la figura 46.

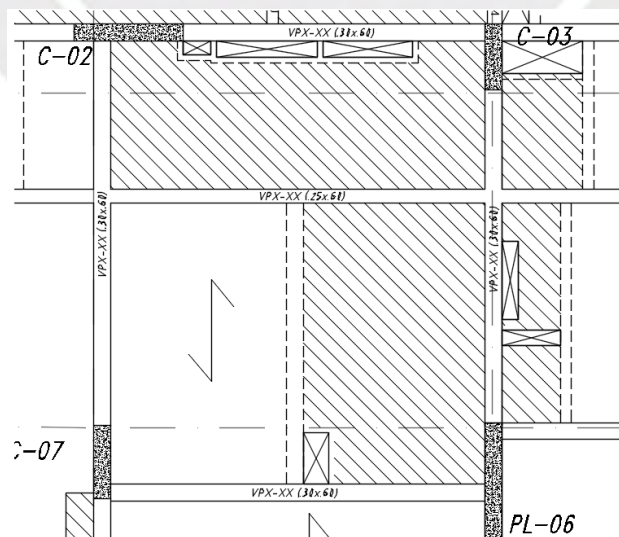


Figura 46. Paños de losa analizadas

Fuente: Propia

En la figura 47 se muestra el modelado de las losas macizas y la asignación de las cargas de tabiquería en el programa SAP2000.

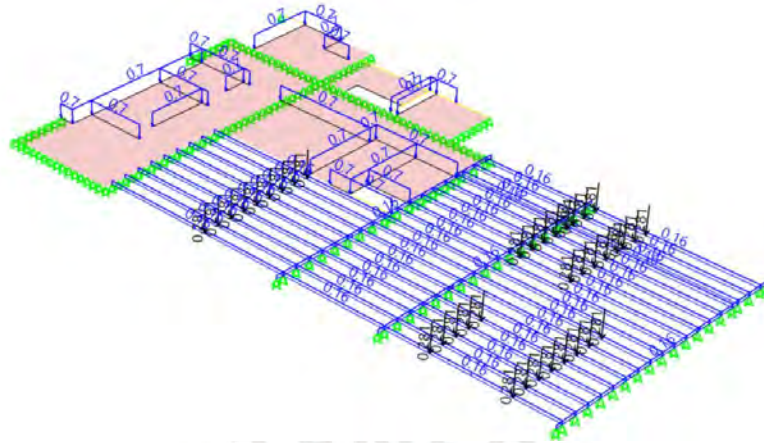


Figura 47. Modelo de losa maciza en el programa SAP 2000

Fuente: Software SAP 2000

Se observa que existe una continuidad entre la losa maciza y losa aligerada, por tanto, el refuerzo negativo para asegurar la continuidad serán referentes a las viguetas de la losa aligerada debido a que demanda mayor cantidad de acero.

El diagrama de momentos flectores en la dirección M11 se muestra en la figura 48 y el diagrama de momentos flectores en la dirección M22 en la figura 49.

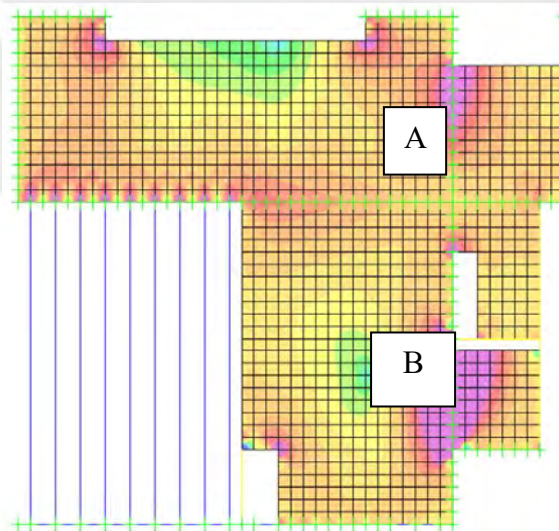


Figura 48. Diagrama de momentos flectores M11 para las losas analizadas

Fuente: Software SAP 2000

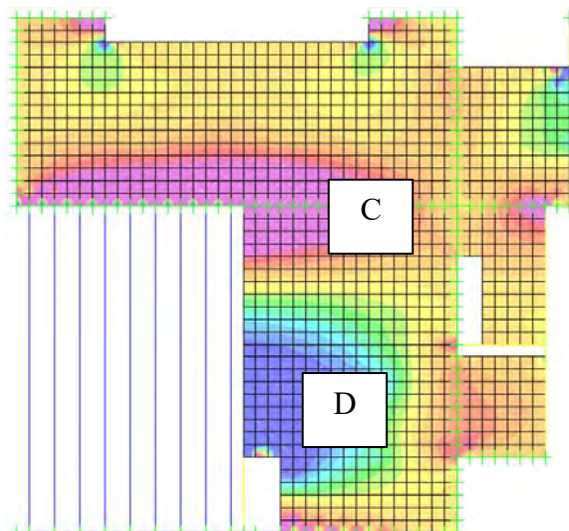


Figura 49. Diagrama de momentos flectores M22 para las losas analizadas

Fuente: Software SAP 2000

En las figuras anteriores, se etiquetan algunas zonas con letras que son las que deben tener bastones adicionales puesto que no es suficiente la malla instalada (igualmente se ponen bastones en zona de momentos negativos para llegar a la cuantía de 0.0012), el color morado excede los momentos negativos de la malla mínima y el color azul los momentos negativos.

Se construye la tabla 48 donde se muestra el acero requerido para cada zona de la losa.

Tabla 47. Acero calculado e instalado para cada zona de refuerzo en las losas

Zona	Mu (ton*m)	Acero de malla (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As calc (cm <sup>2</sup> )	Bastones adicionales(") y separación(cm)	As instalado adicional (cm <sup>2</sup> )	As instalado total (cm <sup>2</sup> )
Momento M11								
A	-1.54	1.78	27	0.57	2.44	3/8 40	1.78	3.56
B	-2.54	1.78	27	0.96	4.07	3/8 40	1.78	3.56
Momento M22								
C	-3.1	1.78	27	1.18	5.00	3/8 20	3.56	5.34
D	2.65	2.84	27	1.00	4.25	3/8 40	1.78	4.62

Fuente: Propia

Se concluye que el diseño de la losa maciza analizada cumple con todos los requerimientos normativos. Los bastones adicionales para aquellas zonas que no los requieran por análisis pero sí para llegar a la cuantía mínima para tracciones en momentos negativos serán de 3/8" @ 0.40. En la figura 50 se muestra el diseño final de la losa.



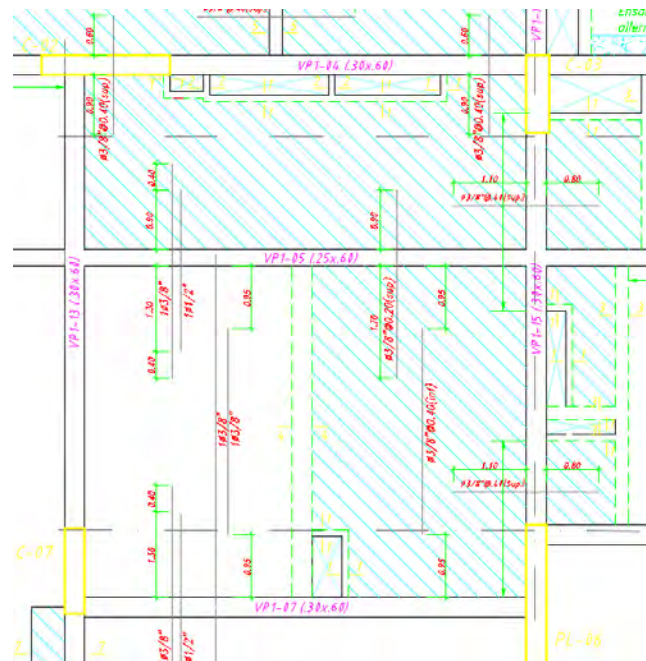


Figura 50. Diseño final de los paños de losa maciza analizados

Fuente: Propia

## 7.2. Diseño por cortante de losa maciza

Se toma las solicitaciones últimas a “d” de la cara, con la expresión 5.14 se halla la resistencia a corte, entonces:

$$\phi V_c \text{ losa} = \phi * 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 17\text{cm} = 11.1 \text{ ton}$$

En la figura 51 se muestran las cortantes V13 y en la figura 52 se muestran las cortantes V23.

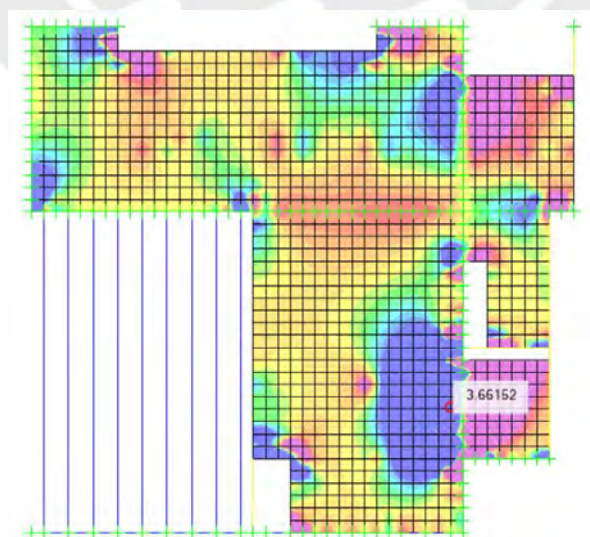


Figura 51. Diagrama de fuerzas cortantes V13 en los paños analizados

Fuente: Software SAP 2000

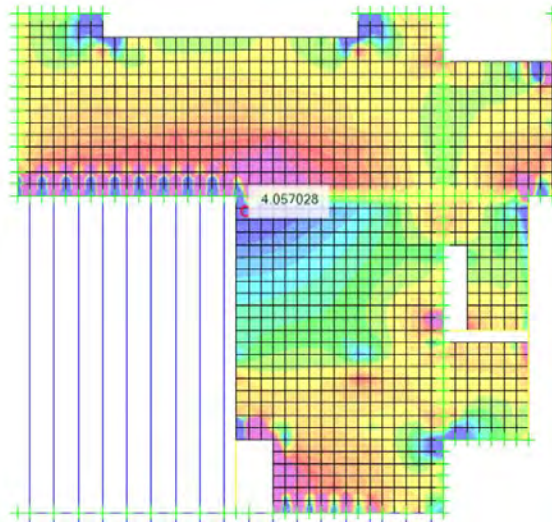


Figura 52. Diagrama de fuerzas cortantes V23 en los paños analizados

Fuente: Software SAP 2000

La resistencia al corte es mayor que las dos fuerzas máximas solicitadas.

$$\phi V_c = 11.1 \text{ ton} > V_{u13} = 3.66 \text{ ton}, V_{u23} = 4.06 \text{ ton}$$

Por tanto, se concluye que las losas analizadas cumplen por diseño cortante.

### 7.3. Análisis por fisuración de losa maciza

El momento de servicio máximo se encuentra en el centro del paño con un  $M_s = 1.92 \text{ ton} \cdot \text{m}$ . El refuerzo en esa zona analizada consta de una malla de  $3/8'' @ 0.25$  más bastones de  $3/8'' @ 0.40$  dispuestas en una fila con un  $d' = 17 \text{ cm}$ , por tanto, para un metro de losa se tiene:

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2, M_s = 1.92 \text{ ton} \cdot \text{m}, d = 17 \text{ cm}; d_c = d' = 3 \text{ cm}; y_s = 3 \text{ cm}$$

Haciendo uso de la expresión 5.40:

$$A_{ct} = \frac{2 * 3 \text{ cm} * 100 \text{ cm}}{8} = 75 \text{ cm}^2; f_s = \frac{1.92 \text{ ton} \cdot \text{m}}{0.9 * 17 \text{ cm} * 4.62 \text{ cm}^2} = 2716 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con la expresión 5.38, se calcula el parámetro Z:

$$Z = 2716 \text{ kg/cm}^2 * \sqrt[3]{3 \text{ cm} * 75 \text{ cm}^2} = 16419 \text{ kg/cm}$$

Como el valor de Z calculado es menor al límite, se concluye que cumple los requerimientos normativos para controlar el ancho de fisura según el análisis por fisuración realizado.

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

### 8.1. Diseño de vigas por gravedad

Se realiza un análisis aparte para la viga de gravedad VPT-06 puesto que tiene ciertas consideraciones distintas a las vigas sísmicas como lo establece la Norma E.060 (2020).

#### 8.1.1. Diseño por flexión de viga de gravedad

En la figura 53 se muestra el momento flector de la viga por gravedad analizada, esta viga VPT-06 del piso típico es simplemente apoyada con una sección de 30cmx60cm.

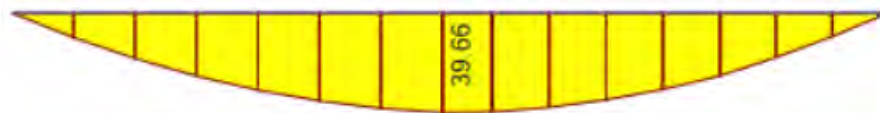


Figura 53. Diagrama de momento flector de la viga VPT-06

Fuente: Software ETABS

Se calcula el acero mínimo para secciones rectangulares con la expresión 5.8, ancho de 30cm y peralte de viga de 60cm, se asume un peralte efectivo “d” de 52cm, puesto que, al ser sometido a grandes momentos, se prevé que tendrá dos filas de refuerzos.

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}}{4200\text{kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 52\text{cm} = 3.77\text{cm}^2$$

Para el acero máximo se usa la expresión 5.11 para secciones rectangulares:

$$A_{s\text{max}} = 0.75 * \frac{0.85 * 0.85 * 210\text{ kg/cm}^2}{4200\text{ kg/cm}^2} * 0.588 * 30\text{cm} * 52\text{cm} = 24.8\text{ cm}^2$$

Según el momento último, se calcula el valor de “a” y el acero que se necesita con las expresiones 5.4 y 5.5.

$$a = 52\text{cm} - \sqrt{(52\text{cm})^2 - \frac{2 * |3966000\text{kg} * \text{cm}|}{\phi * 0.85 * 210\text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm}}} = 19.5\text{cm}$$

Cuando el momento último es:  $M_u = 39.66\text{ton} * \text{m}$

$$A_s = \frac{|3966000\text{kg} * \text{cm}|}{\phi * 4200\text{ kg/cm}^2 * (52\text{cm} - 19.5\text{cm}/2)} = 24.8\text{cm}^2$$

Debido a la luz de la viga  $L = 6.70\text{m}$  y el momento positivo de gran magnitud se diseña por flexión la viga con refuerzos considerables tanto en compresión como en tracción para poder reducir la deflexión cuyo análisis se mostrará más adelante. Por tanto:

$$\text{As inferior: } 6\phi 1" = 30.6\text{cm}^2; \text{ As superior: } 4\phi 1" = 20.4\text{cm}^2$$

### 8.1.2. Diseño por cortante de viga de gravedad

En la figura 54 se muestra el diagrama por fuerza cortante de la viga analizada VT-06 donde se señala el valor de  $V_u = 18.6$  ton como la cortante a "d" de la cara.

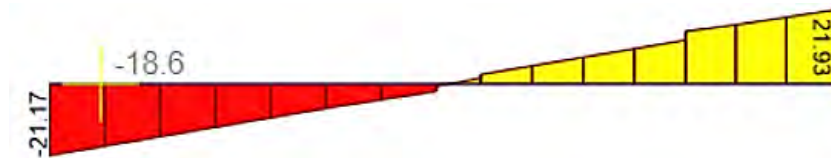


Figura 54. Diagrama de fuerza cortante de la viga VT-06

Fuente: Software ETABS

Se muestra el procedimiento de diseño por cortante:

- Se calcula el cortante máxima de las combinaciones de cargas  $V_u$  a 'd' de la cara.
- Se calcula el valor de  $\phi * V_c$  mediante la expresión 5.14.
- Según el artículo 11.5.6 de la Norma E.060 (2020) debe colocarse refuerzo por cortante mínimo  $A_{v\text{mín}}$  cuando  $V_u$  exceda al valor de  $0.5 * \phi * V_c$ , de lo contrario, solo se necesitan estribos de montaje.

El refuerzo mínimo por cortante  $A_{v\text{mín}}$ , debe colocarse cuando  $V_u$  exceda el  $0.5\phi V_c$ , donde:

$$A_{v\text{mín}} = 0.2 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \text{ no menor que } A_{v\text{mín}} = 3.5 * \frac{b_w * s}{f_{yt}} \quad (\text{Exp. 8.1.})$$

Esta expresión puede traducirse como:

$$S_{\text{max}} = \frac{A_{v\text{mín}} * f_{yt}}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b_w} \text{ no menor que } S_{\text{max}} = \frac{A_{v\text{mín}} * f_{yt}}{3.5 * b_w} \quad (\text{Exp. 8.2.})$$

- Se comprueba que la cortante última no sea mayor que la resistencia cortante máxima dada por la expresión 5.17.
- Se calcula el espaciamiento de los estribos con  $\phi * V_s$  con la expresión 5.16.

- f) En el artículo 11.5.5 de la Norma, se establece que, para estribos perpendiculares, el espaciamiento no debe exceder de  $d/2$  ni de 60cm.

La separación máxima antes mencionada debe reducirse a la mitad, es decir, el espaciamiento no debe exceder de  $d/4$  y 30cm cuando el  $V_s$  exceda de:

$$V_s \geq 1.1 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (\text{Exp. 8.3.})$$

- g) Se definen los espaciamientos finales.

A continuación, se muestran los cálculos hechos según el procedimiento descrito anteriormente:

- a)  $\phi V_u = 18.6 \text{ ton}$   
 b)  $\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm} = 10.2 \text{ ton}$   
 c)

Como  $V_u = 18.6 \text{ ton}$  es mayor a  $0.5 * \phi V_c = 5.1 \text{ ton}$  se halla el  $A_{v\text{mín}}$  que debe instalarse

Se calcula el  $A_{v\text{mín}}$  con estribo con un diámetro de 3/8" con la expresión 5.47:

$$S_{\text{max}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm}} = 68 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{3.5 * 30 \text{ cm}} = 56.8 \text{ cm}$$

Como refuerzo mínimo se tiene a un estribo de 3/8" espaciado a 56cm.

- d)  $V_u = 18.6 \text{ ton}$

$$\phi V_n \text{ máx} = \phi (2.6 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 52 \text{ cm}) = 50 \text{ ton}$$

Como  $V_u$  es menor a  $\phi V_n \text{ máx}$ , el elemento es diseñable

- e)  $V_u = 18.6 \text{ ton} = 10.2 \text{ ton} + \phi V_s$

$$\phi V_s = 8.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 8.4 \text{ ton} = \phi \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 52 \text{ cm}}{s}$$

El valor de la separación de estribos de 3/8" es de  $s = 36 \text{ cm}$

- f)  $\phi V_s = 8.4 \text{ ton}; V_s = 9.9 \text{ ton}$

$$V_s \geq 1.1 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 52\text{cm} = 24.9 \text{ ton}$$

Como  $V_s$  es menor a 24.9 ton, el espaciamento no debe exceder a  $d/2$  ni de 60cm.

$$d/2 = 52\text{cm}/2 = 26\text{cm} \text{ o } 60\text{cm}$$

g) El espaciamento elegido para el estribo de 3/8" según las restricciones y consideraciones normativas es 25cm para toda la longitud de la viga.

Estribos: 1  $\square$   $\phi$ 3/8": 1@0.05, 5@0.125; Rto@0.25 c/ext

### 8.1.3. Verificación por deflexión de viga de gravedad

En las figuras 55 y 56 se muestran las deflexiones inmediatas por carga muerta y viva.

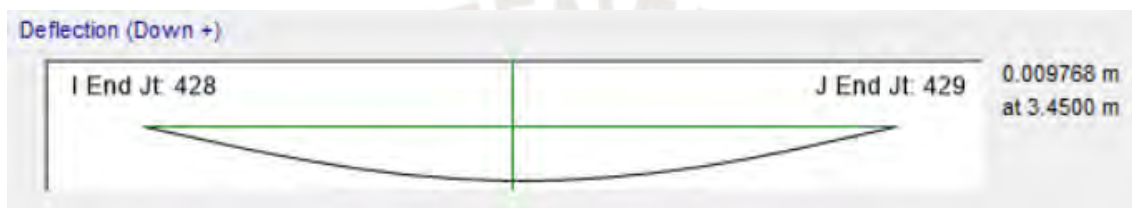


Figura 55. Deflexión inmediata por carga muerta de la viga VT-07

Fuente: Software ETABS



Figura 56. Deflexión inmediata por carga viva de la viga VT-07

Fuente: Software ETABS

Como es una viga simplemente apoyada, la inercia efectiva será directamente la evaluada a la mitad de la viga.

Al ser una sección rectangular, se calcula la inercia bruta con la expresión 5.27:

$$I_g = \frac{30\text{cm} * (60\text{cm})^3}{12} = 540000\text{cm}^4$$

Para hallar la inercia agrietada de la sección rectangular con acero en tracción y compresión, se usan las expresiones 5.32 y 5.33.

$$A_s = 30.6\text{cm}^2, A_s' = 20.4\text{cm}^2$$

$$\frac{30\text{cm} * x^2}{2} + (9.2 - 1) * 20.4\text{cm}^2 * (x - 8\text{cm}) - 9.2 * 30.6\text{cm}^2 * (52\text{cm} - x) = 0$$

$$x = 20.9\text{cm}$$

$$I_{cr} = \frac{30\text{cm} * (20.9\text{cm})^3}{3} + 8.2 * 20.4\text{cm}^2 * (20.9\text{cm} - 8\text{cm})^2 + 9.2 * 30.6\text{cm}^2 * (52\text{cm} - 20.9\text{cm})^2$$

$$I_{cr} = 391446\text{cm}^4$$

Entonces, se obtienen los momentos actuantes (en valor absoluto):

$$M_a = 27.3\text{ton} * \text{m}$$

Para todas las posiciones el momento de agrietamiento es:

$$M_{cr} = \frac{29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 540000\text{cm}^4}{30\text{cm}} = 521690\text{kg} * \text{cm}$$

Se hallan las inercias efectivas:

$$I_{ef} = \left( \frac{521690 \text{ kg} * \text{cm}}{2730000\text{kg} * \text{cm}} \right)^3 * 540000\text{cm}^4 + \left[ 1 - \left( \frac{521690 \text{ kg} * \text{cm}}{2730000\text{kg} * \text{cm}} \right)^3 \right] * 391446\text{cm}^4$$

$$I_{ef} = 392483\text{cm}^4$$

Se hallan las deflexiones instantáneas para el caso de carga muerta y carga viva en el punto central del tramo analizado, las deflexiones halladas por el programa SAP2000 son correspondientes a las secciones brutas, por tanto, se debe multiplicar estas deflexiones por la razón de la inercia bruta y la inercia efectiva.

$$\Delta_{iD} = 0.98\text{cm} * \frac{540000\text{cm}^4}{392483\text{cm}^4} = 1.35\text{cm}; \Delta_{iL} = 0.22\text{cm} * \frac{540000\text{cm}^4}{392483\text{cm}^4} = 0.28\text{cm}$$

Se halla el factor para deflexiones diferidas con la expresión 5.25 donde  $\xi$  se reemplaza por el valor de 2 que corresponde a cargas aplicadas por más de 5 años y no existe acero en compresión en esa zona.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.011} = 1.28$$

Entonces, para hallar la deflexión total se usa la expresión 5.24

$$\Delta = \lambda_{to, \infty} * \Delta iD + \Delta iL + \lambda_{\infty} * \Delta iLs$$

$$\Delta = 1.28 * 1.35\text{cm} + 0.28\text{cm} + 0.30 * 1.28 * 0.28\text{cm} = 2.10\text{cm}$$

Debido a que este paño soporta elementos no estructurales susceptibles de daño, según la tabla 39 del presente documento, la deflexión máxima es  $L_n/480$ , por tanto:

$$\frac{L_n}{480} = \frac{670\text{cm}}{480} = 1.4\text{cm} < 2.11\text{cm}$$

Como la deflexión máxima permitida es menor a la calculada, se optará por aplicar una contraflecha, esta contraflecha es como máximo la deflexión inmediata por carga muerta antes de colocar la tabiquería.

$$M_{muerta} = 12.7\text{ton} * \text{m}; I_{efmuerta} = 403652\text{cm}^4$$

$$\text{Contraflecha máxima} = 0.6\text{cm} * \frac{540000\text{cm}^4}{403652\text{cm}^4} = 0.8\text{cm}$$

Si se asigna una contraflecha de 0.8cm, entonces:

$$\Delta - 0.8\text{cm} = 2.10\text{cm} - 0.8\text{cm} = 1.3\text{cm} < 1.4\text{cm}$$

Con esta contraflecha asignada, cumple con las deflexiones máximas en la Norma E.060 (2020).

#### 8.1.4. Análisis por fisuración de viga de gravedad

El momento de servicio máximo se encuentra en el centro de la viga analizada con un  $M_a=27.3$  ton\*m. El refuerzo en esta zona consta de 6 barras de 1" dispuestas en dos filas con un  $d'=52\text{cm}$ , por tanto, se tiene:

$$A_s = 30.6\text{cm}^2, M_s = 27.3 \text{ ton} * \text{m}, d = 52\text{cm}$$

$$d_c = 6\text{cm}, y_s = 8\text{cm}$$

Haciendo uso de la expresión 5.40:

$$A_{ct} = \frac{2 * 8\text{cm} * 30\text{cm}}{6} = 80\text{cm}^2$$

Con la expresión 5.39, se tiene:

$$f_s = \frac{27.3\text{ton} * \text{m}}{0.9 * 52\text{cm} * 30.6\text{cm}^2} = 1906 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Con la expresión 5.38, se calcula el parámetro Z:

$$Z = 1906 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \sqrt[3]{6\text{cm} * 80\text{cm}^2} = 14923\text{kg/cm}$$

Como el valor de Z calculado es menor al límite, se concluye que cumple los requerimientos normativos para controlar el ancho de fisura según el análisis por fisuración realizado.

#### 8.1.5. Distribución de aceros en la viga de gravedad

En las figuras 57 y 58 se muestra el diseño final de la viga VPT-07.

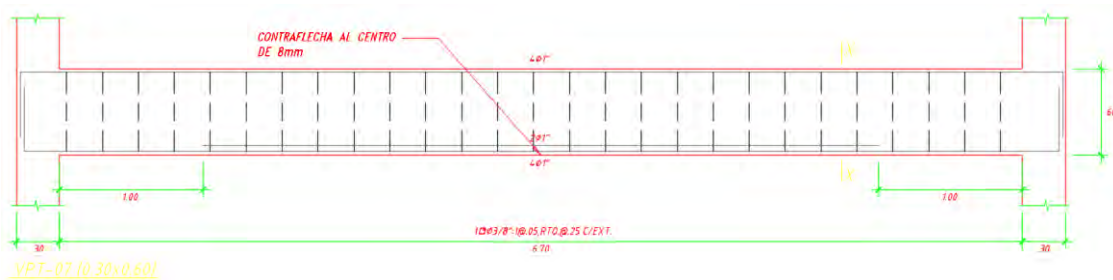


Figura 57. Vista en elevación del diseño de la Viga VPT-07

Fuente: Propia

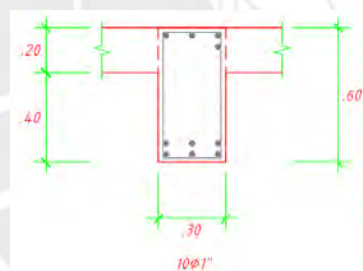


Figura 58. Corte de viga VPT-07

Fuente: Propia

## 8.2. Diseño de vigas sísmicas

Existen disposiciones especiales para elementos que experimenten solicitaciones sísmicas descritas en todo el capítulo 21 de la Norma E.060 (2020), se toman en cuenta las mismas consideraciones que para vigas de gravedad diseñadas en el inciso 8.1. más el diseño por capacidad que se describirá más adelante. Se tomará de ejemplo a la viga VPT-01.

### 8.2.1. Diseño por flexión de vigas sísmicas

En las figuras 59 al 62 se muestran los momentos flectores para cada uno de los 4 tramos de la viga sísmica analizada, esta viga VPT-01 del piso típico es de una sección de 25cmx60cm.

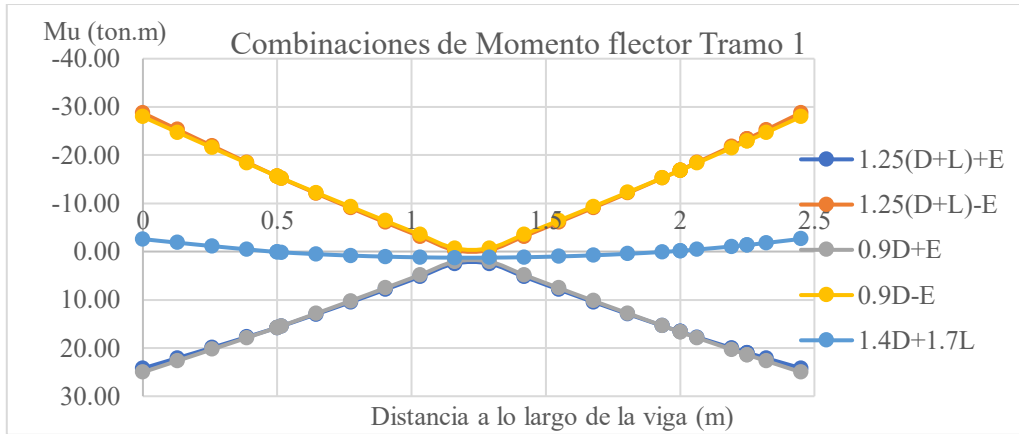


Figura 59. Diagramas de momentos flectores en el primer tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

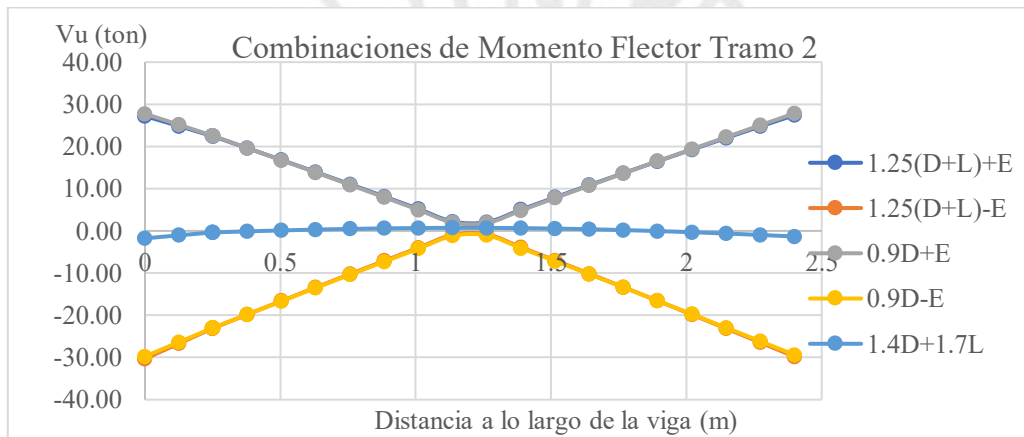


Figura 60. Diagramas de momentos flectores en el segundo tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

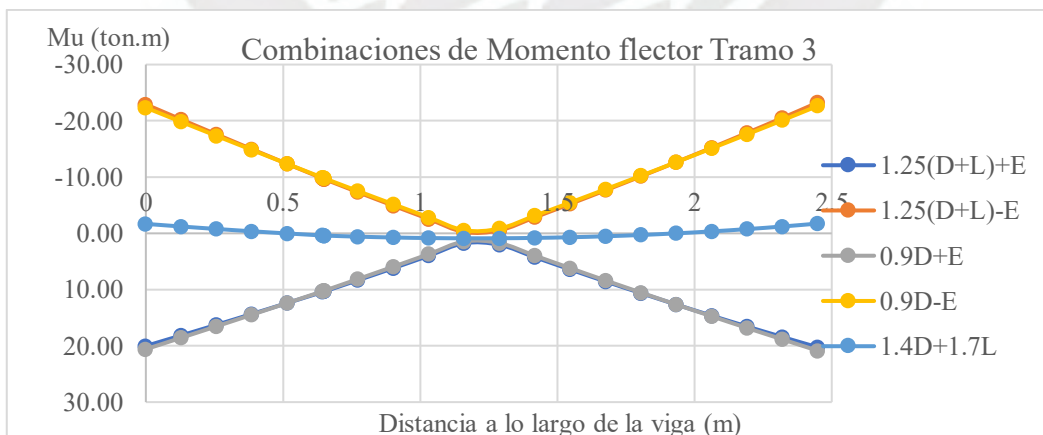


Figura 61. Diagramas de momentos flectores en el tercer tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

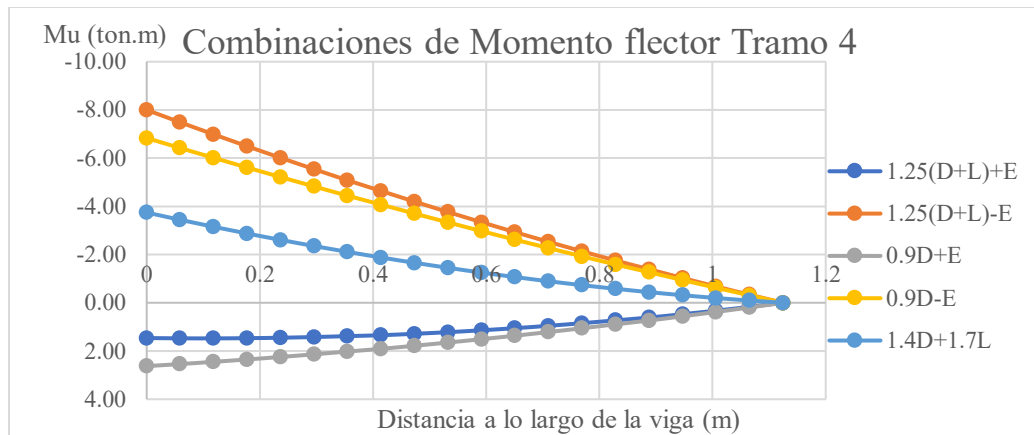


Figura 62. Diagramas de momentos flectores en el cuarto tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

Se calcula el acero mínimo para secciones rectangulares con la expresión 5.8, ancho de 25cm y peralte de viga de 60cm, se asume un peralte efectivo “d” de 52cm.

$$As_{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}}{4200\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 52\text{cm} = 3.14\text{cm}^2$$

Para el acero máximo:

$$As_{max} = 1.59\% * 25\text{cm} * 52\text{cm} = 20.72\text{cm}^2$$

Con las expresiones 5.4 y 5.5 se elabora la tabla 49 donde se muestra el acero calculado para los momentos últimos positivos y negativos para cada tramo de la viga y en la tabla 50 se muestra los fierros corridos, los bastones adicionales y el área de acero instalado total.

Tabla 48. Acero calculado para los momentos últimos

Tramo	Mu(ton*m)	Asmin (cm2)	Asmax (cm2)	a (cm)	As calc (cm2)
Momentos negativos					
1	27.95	3.14	20.72	15.78	16.76
2	27.86	3.14	20.72	15.71	16.70
3	22.67	3.14	20.72	12.31	13.08
4	8.00	3.14	20.72	3.98	4.23
Momentos positivos					
1	25.01	3.14	27	13.81	14.67
2	29.76	3.14	27	17.04	18.11
3	20.87	3.14	27	11.20	11.90
4	2.63	3.14	27	1.27	1.35

Fuente: Propia

Tabla 49. Acero instalado para cada tramo

Tramo	Fierros corridos				Bastones adicionales		As calc (cm <sup>2</sup> )	As instalado total (cm <sup>2</sup> )
	#	(")	#	(")	#	(")		
Fierro superior								
1	2	1 +	1	3/4	2	3/4	16.76	18.68
2	2	1 +	1	3/4	2	3/4	16.70	18.68
3	2	1 +	0		2	3/4	13.08	15.83
4	2	3/4 +	0		0		4.23	5.70
Fierro inferior								
1	2	1 +	0		2	3/4	14.67	15.83
2	2	1 +	1	3/4	2	3/4	18.11	18.68
3	2	1 +	0		1	3/4	11.90	12.98
4	2	3/4 +	0		0		1.35	5.70

Fuente: Propia

El artículo 21.4.4.1 y 21.4.4.3 se plantean requisitos para los momentos positivos y negativos en vigas con solicitaciones sísmicas, son las siguientes:

- Deberá contar con refuerzo continuo mediante 2 barras en la cara inferior y superior.
- La resistencia a momento positivo en cualquier cara del nudo no debe ser menor a un tercio del momento negativo respectivo.
- La resistencia a momento positivo o negativo en cualquier sección a lo largo de la viga debe ser mayor a la cuarta parte de la máxima resistencia en la cara de cualquier nudo.

En la figura 63 se resumen los requisitos de refuerzos por flexión para vigas sísmicas.

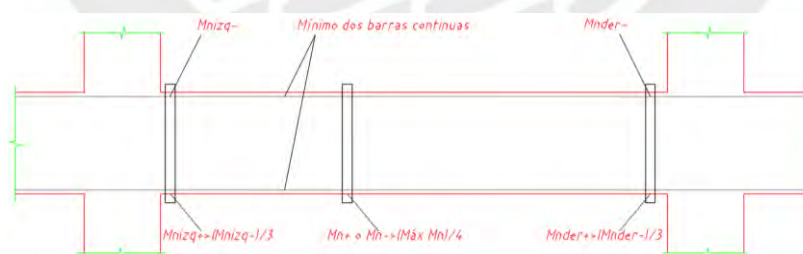


Figura 63. Esquema de requisitos de refuerzo por flexión para vigas sísmicas

Fuente: Propia

Con el acero instalado mostrado en la tabla 51 para cada uno de los tramos, se calculará el momento nominal respectivo con la expresión 5.7 para corroborar los requisitos anteriormente descritos.

Tabla 50. Corroboración de requisitos de armado por flexión en vigas sísmicas

Tramo	As instalado total (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Mn (ton.m)	Mn-/Mn+	Mn corrido (cm <sup>2</sup> )	Mnmax / Mncorrido
1	-18.68	17.6	33.9	1.15	25.03	1.35
	15.83	14.9	29.6		20.11	1.47
2	-18.68	17.6	33.9	1.00	25.03	1.35
	18.68	17.6	33.9		25.03	1.35
3	-15.83	14.9	29.6	1.18	20.11	1.47
	12.98	12.2	25		20.11	1.24
4	-5.70	5.4	11.8	1.00	11.80	1.00
	5.70	5.4	11.8		11.80	1.00

Fuente: Propia

Las razones para momentos negativos y positivos a la cara del nudo son menores a 3 y la razón entre el momento máximo a la cara del nudo y el momento para el fierro corrido es menor a 4, con lo cual se comprueban los requisitos planteados en la Norma.

### 8.2.2. Diseño por cortante de vigas sísmicas

En las figuras del 63 a la 66 se muestran las fuerzas cortantes por las combinaciones de carga establecidas en la Norma para cada tramo.

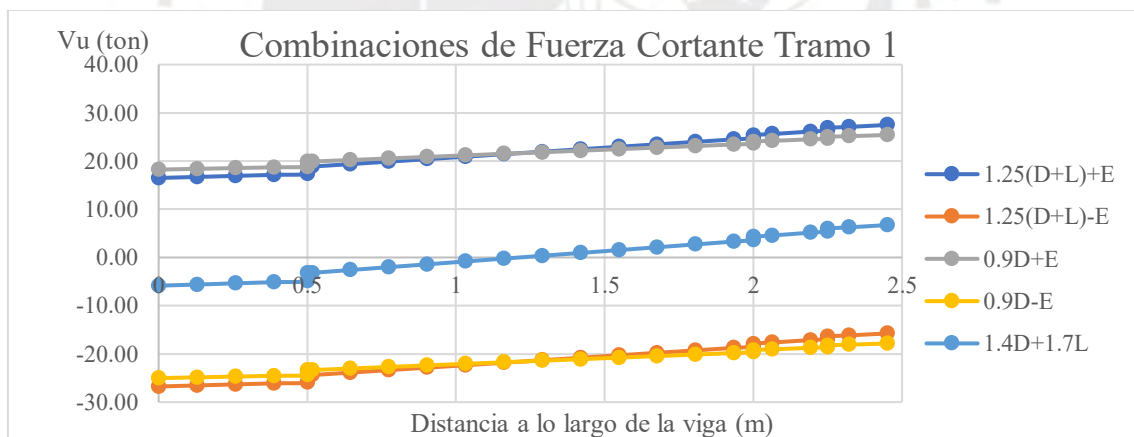


Figura 64. Diagrama de fuerza cortante en el primer tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

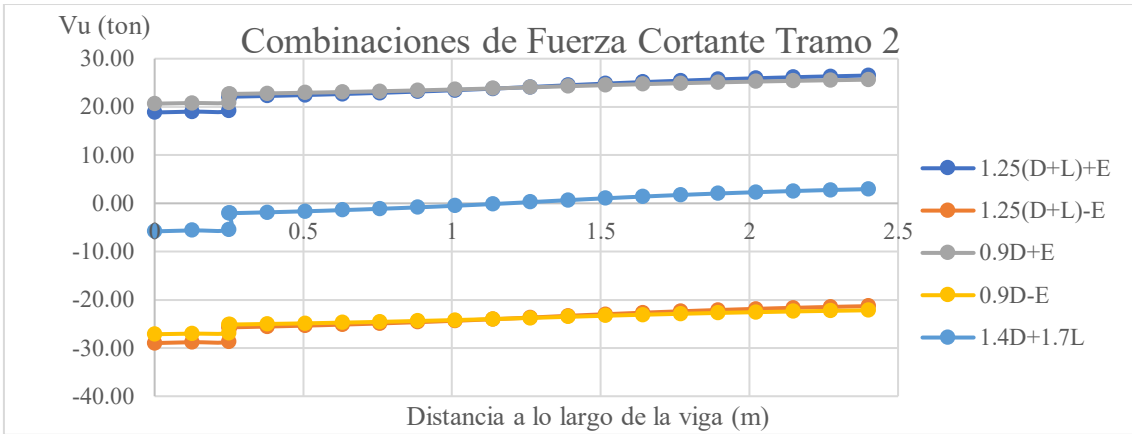


Figura 65. Diagrama de fuerza cortante en el segundo tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

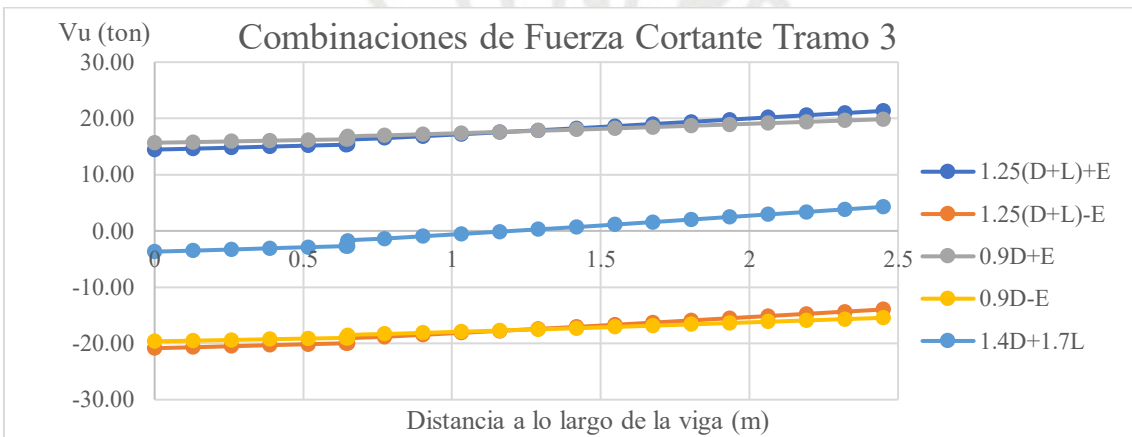


Figura 66. Diagrama de fuerza cortante en el tercer tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

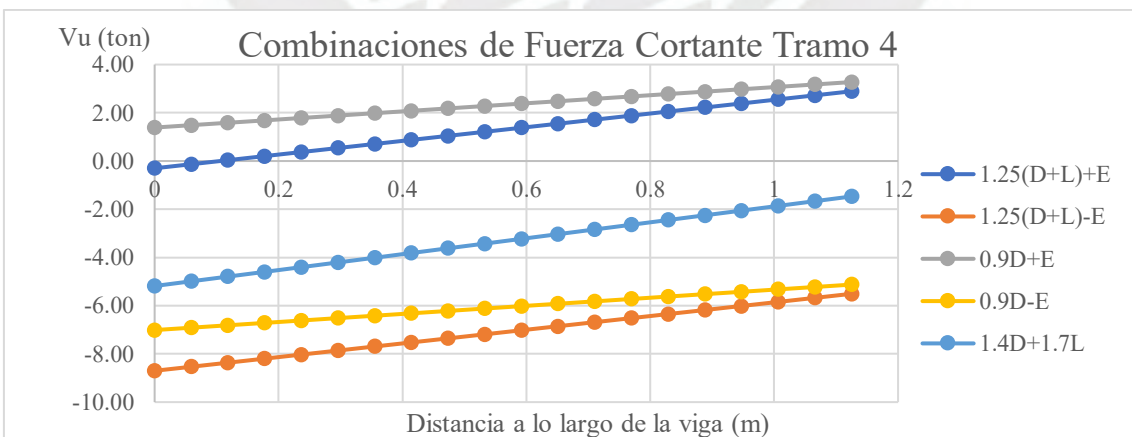


Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en el cuarto tramo de la viga VPT-01

Fuente: Propia

En el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2020) se plantean, además, requisitos para el diseño de vigas para sistemas de muros estructurales, estos requisitos previenen fallas de corte (frágiles) y se prefiere una falla por flexión (dúctiles) en caso las solicitaciones sísmicas llegasen a agotar la capacidad del elemento. Este diseño es conocido como diseño por capacidad.

En el artículo 21.4.3 se plantea que la cortante de diseño  $V_u$  para las vigas con solicitaciones sísmicas no debe ser menor al menor valor obtenido de los siguientes valores:

- A) La suma de la fuerza cortante obtenida luego de desarrollar el momento nominal en los extremos restringidos de la viga y la fuerza cortante asumiendo la viga como apoyada simple (isostática) producida por cargas de gravedad amplificadas de un factor de 1.25.
- B) La fuerza cortante máxima obtenida a partir de las combinaciones de carga dadas en el artículo 9.2.3 donde se amplifica la carga sísmica de un factor de 2.5.

En la figura 67 se ilustra el cálculo de la fuerza cortante por momentos nominales.

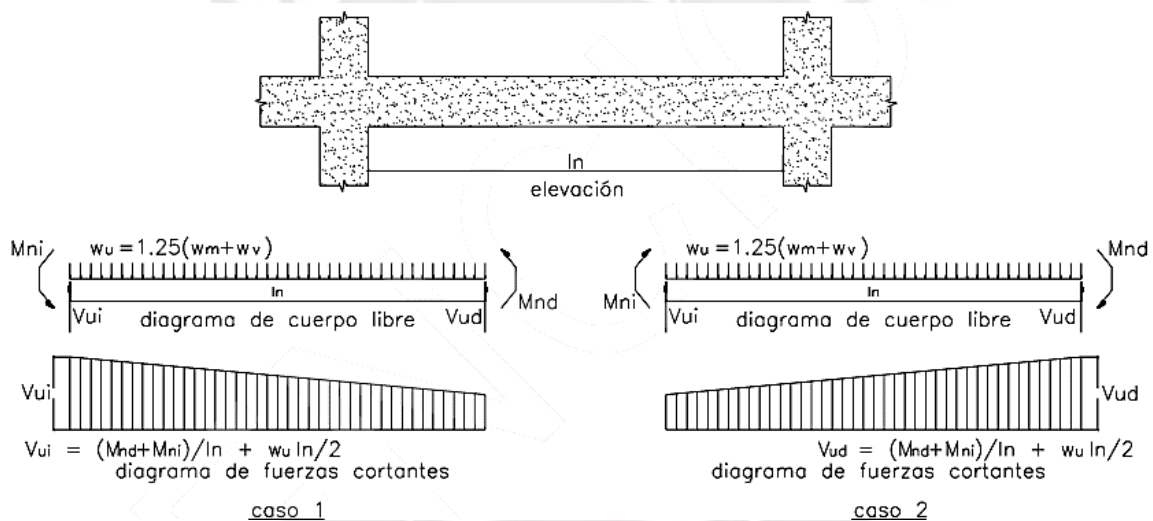


Figura 68. Cálculo de la fuerza cortante mediante la formación de rótulas plásticas en sus extremos

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

En el artículo 21.4.4.4 se plantean que las vigas deben estar confinadas con estribos cerrados en una longitud igual al doble peralte de la viga a cada extremo. El espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores:

- $d/4$  sin necesidad de que sea mayor a 15cm
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30cm

Los estribos que están fuera de la zona de confinamiento deben estar espaciados a no más de 'd/2'. En la figura 68 se muestra al espaciamiento de estribos para vigas sísmicas.

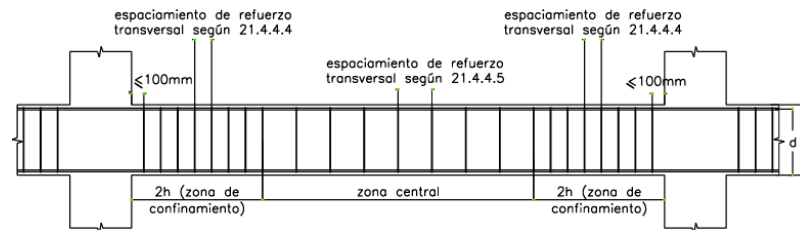


Figura 69. Espaciamiento de estribos para vigas sísmicas

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

A partir de lo mencionado anteriormente, en la tabla 52 se muestran las cortantes por capacidad a partir de los momentos nominales, no fue necesario diferenciar el caso 1 y el caso 2 porque el armado de la viga es simétrico al igual que el diagrama de fuerzas isostático.

Tabla 51. Cortante por capacidad para la viga analizada

Tramo	Mn (ton.m)	Luz (m)	V isostática ton	(Mni+Mnd)/Luz ton	V capacidad ton
1	33.9	2.45	-5.6	25.9	20.30
	29.6		5.6	25.9	31.50
2	33.9	2.45	-4.8	27.7	22.90
	33.9		4.8	27.7	32.50
3	29.6	2.45	-3.13	22.3	19.17
	25		3.13	22.3	25.43
4	11.8	1.3	-4.5	-9.1	-13.60
	0		0	-9.1	-9.10

Fuente: Propia

En las figuras 70,71,72 y 73 se muestra la cortante con el factor de 2.5 en las combinaciones.



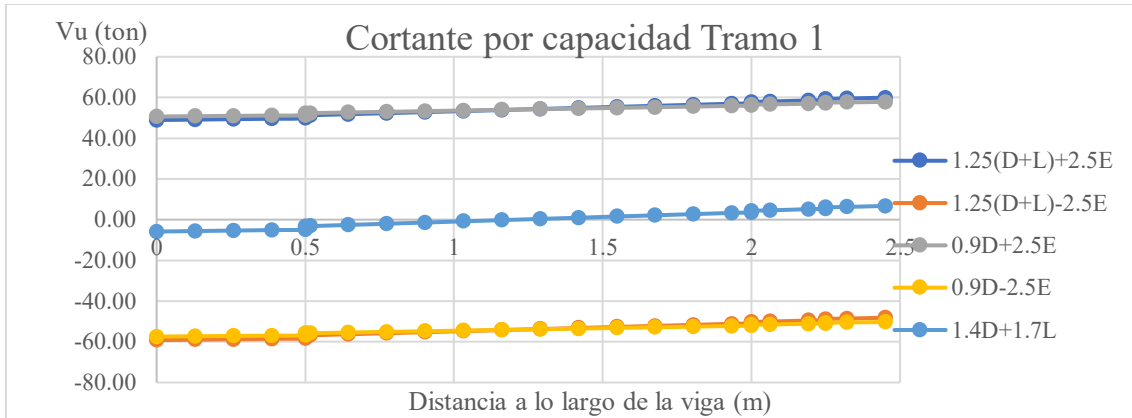


Figura 70. Cortante por capacidad en el tramo 1

Fuente: Propia

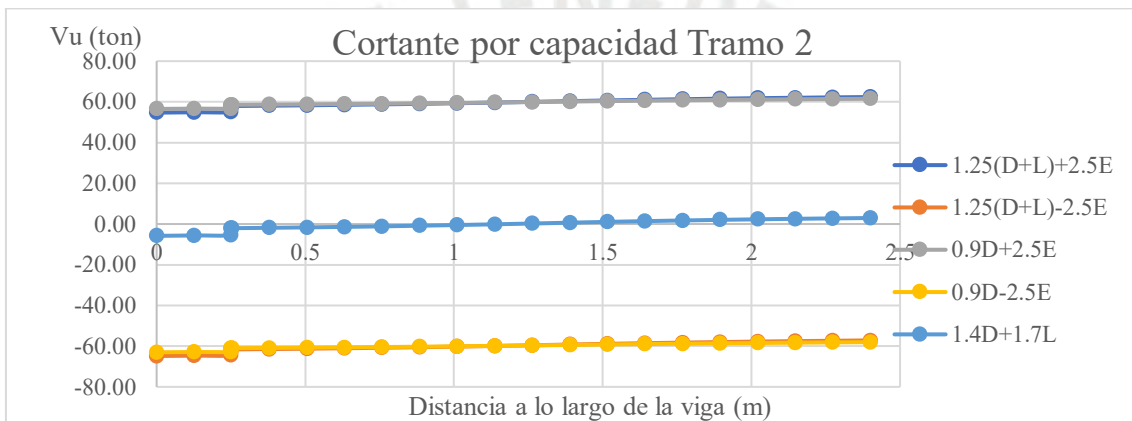


Figura 71. Cortante por capacidad en el tramo 2

Fuente: Propia

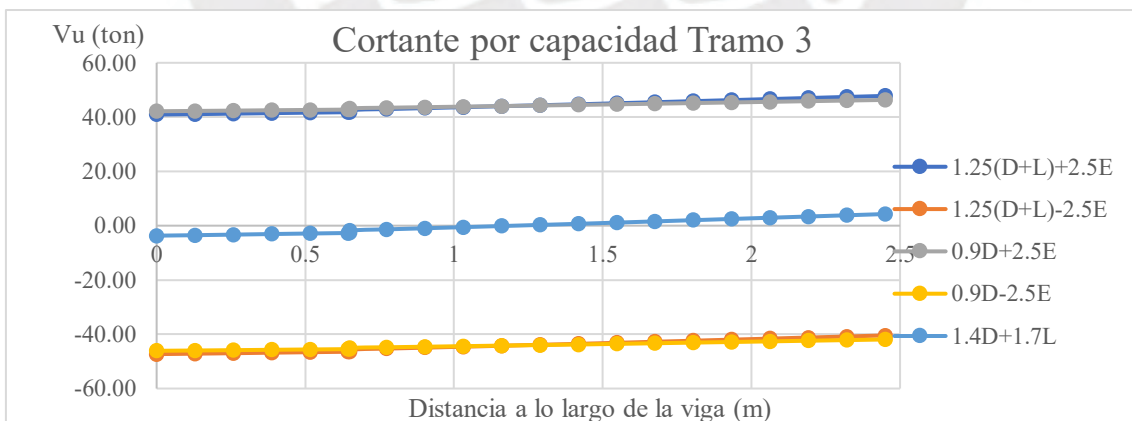


Figura 72. Cortante por capacidad en el tramo 3

Fuente: Propia

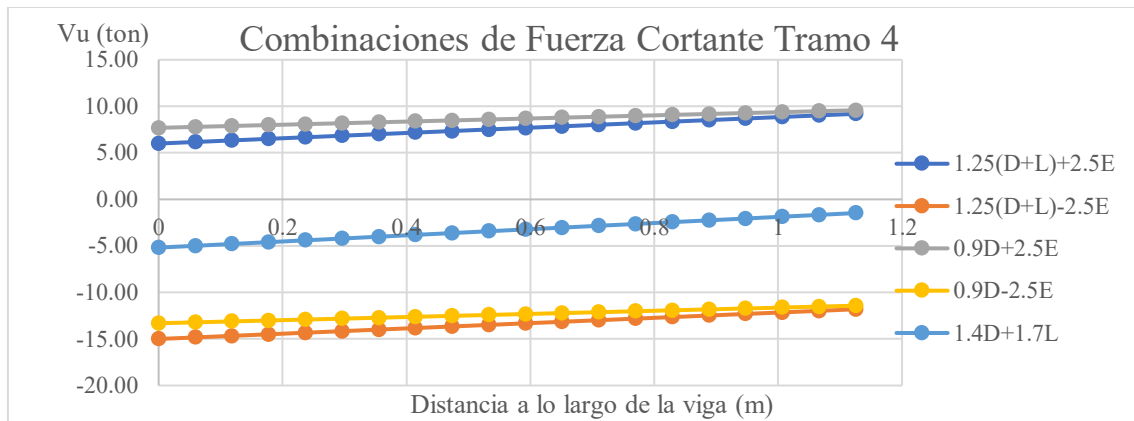


Figura 73. Cortante por capacidad en el tramo 4

Fuente: Propia

Las cortantes por capacidad resultantes de los momentos nominales son menores que las cortantes con el sismo amplificado en 2.5, por tanto, se trabajan con estas cortantes.

Al contar con luces de 2.45m la zona de confinamiento abarcará todo el tramo. Se muestra los requisitos de espaciamiento a cumplir como mínimo:

- $d/4 = 52\text{cm}/4 = 13\text{cm}$
- $10 * db = 10 * 1.91\text{cm} = 19.1\text{cm}$
- $24 * 3/8 * (2.54\text{cm}) = 22.9\text{cm}$
- 30cm

El espaciamiento para la zona de confinamiento será de 12.5cm como longitudes prácticas.

Tabla 52. Espaciamiento de estribos en la viga VPT-01

Tramo	Vu(ton)	$\phi Vc(\text{ton})$	$\phi Vs(\text{ton})$	Sconfín(cm)	S calc(cm)	Sfinal(cm)
1	31.5	8.5	23.0	12.5	11.5	10
2	32.5	8.5	24.0	12.5	11.0	10
3	25.43	8.5	16.9	12.5	15.6	12.5

Fuente: Propia

### 8.2.3. Distribución de aceros en la viga sísmica

En las figuras 57 y 58 se muestra el diseño final de la viga VPT-01.

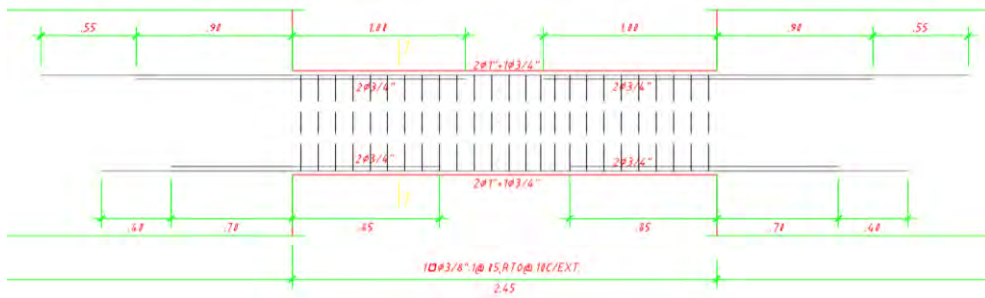


Figura 74. Vista en elevación del diseño de la Viga VPT-01

Fuente: Propia

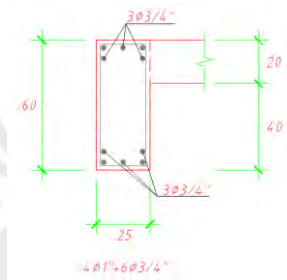


Figura 75. Corte de viga VPT-01

Fuente: Propia

## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

En el acápite 5.3 se mostraban expresiones para el diseño por flexocompresión para columnas; sin embargo, estos iban referidos básicamente a columnas cortas donde el efecto de la esbeltez era despreciable y el elemento no se veía afectado en la reducción de su resistencia. En esta sección se analiza su esbeltez y su arriostramiento para poder hallar si la sección es suficiente para resistir las fuerzas últimas y obtener el diseño correspondiente

### 9.1. Análisis de pórticos

Todos los pórticos presentan un desplazamiento lateral, por tanto, la Norma contempla dos criterios para clasificar considerar a las columnas como elementos arriostrados:

- El incremento de los momentos en los extremos de la columna debido a un análisis de segundo orden no excede el 5% de los momentos obtenidos del primer orden.
- Que el parámetro Q sea igual o menor a 0.06

Para comprobar si las columnas tienen un comportamiento arriostrado a un entrepiso del edificio, se analiza el valor de Q como lo muestra el artículo 10.11.4.2:

$$Q = \frac{(\Sigma P_u) * \Delta_o}{V_{us} * h_e} \leq 0.06 \quad (\text{Exp. 9.1.})$$

Donde:

$\Sigma P_u$ : Suma de cargas amplificadas de gravedad o cargas sísmicas

$\Delta_o$ : Deformación relativa inelástica de entrepiso por fuerzas laterales

$V_{us}$ : Fuerza cortante de entrepiso debido a las fuerzas laterales sísmicas

$h_e$ : Altura de entrepiso analizado

### 9.2. Análisis de esbeltez

Las columnas esbeltas no solo deben resistir las cargas axiales en una estructura, sino deben ser capaces de ser lo suficientemente estables para no experimentar deformaciones grandes frente a variaciones de cargas.

En la figura 76 se muestra la deformación de una columna biarticulada a compresión, si se le da una pequeña deformación al centro de la columna, se produce un momento denominado momentos de 2do orden al centro de la columna como resultado de la excentricidad de la fuerza axial y la deformación lateral inicial. Si P es menor a la carga crítica, la columna llegará a estabilizarse, si es mayor, la columna fallará por pandeo.

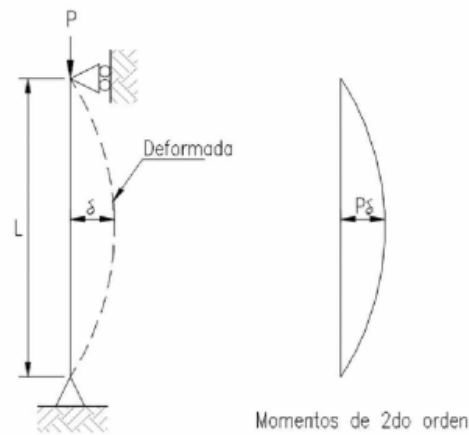


Figura 76. Momentos de segundo orden en columna sometida a compresión

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

La carga crítica de pandeo de Euler es aquel valor que divide al rango de cargas posibles tal que, a partir de esta, se presente fallo por pandeo, y con valores menores a esta, se presente el fallo por resistencia de la columna. Esta carga crítica se define como:

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{l^2} \quad (\text{Exp. 9.2.})$$

Donde:

$l$ : Longitud de la columna

Al dividir la expresión 9.2 entre el área de la columna se obtiene la expresión 9.3.

$$\frac{P_c}{A} = \sigma_c = \frac{\pi^2 * E * I}{l^2 * A^2} = \frac{\pi^2 * E}{(l/r)^2} \quad (\text{Exp. 9.3.})$$

En la figura 77 se muestra el gráfico de esfuerzo frente a valores esbeltez.

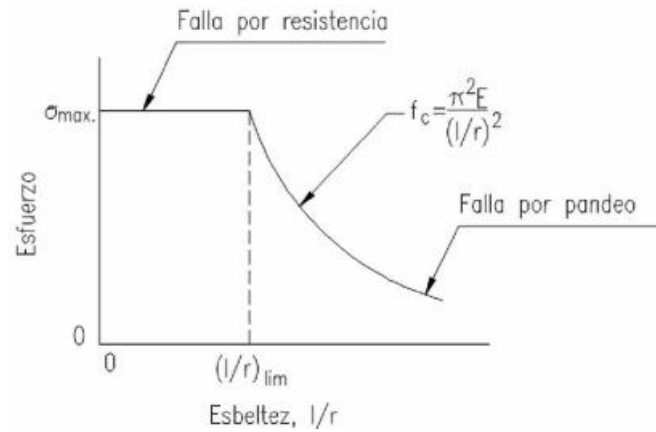


Figura 77. Gráfico esfuerzo vs esbeltez

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

Estas expresiones son para columnas con los extremos simplemente apoyados, se sabe que en estructuras reales las columnas están sometidas a distintas restricciones laterales y restricciones de giro, por ende, se añade el factor de longitud efectiva “k”, se asume que el factor de longitud efectiva k adquiere un valor igual a 1 para las columnas de manera conservadora, de lo contrario, se usan los nomogramas de Jackson y Moreland.

$$P_c = \frac{\pi^2 * E * I}{(kl)^2} \quad (\text{Exp. 9.4.})$$

En la vida real, las columnas siempre están sometidas a cargas axiales y sus excentricidades. En la figura 78 se observa la columna sometida a compresión con excentricidad que produce la deformada de 1er orden y la deformada de 2do orden producto de la excentricidad y la deformación adicional del primer momento.

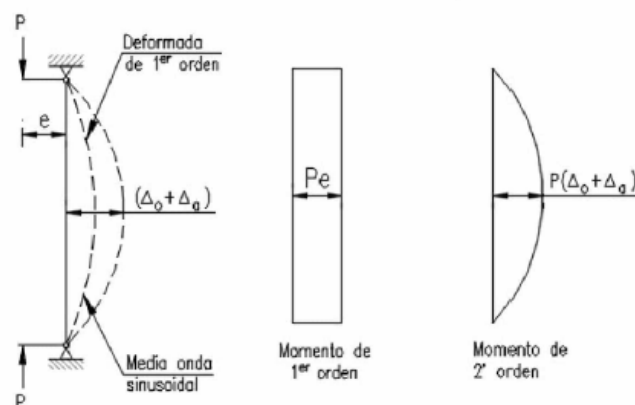


Figura 78. Columna sometida a carga excéntrica donde se muestra la deformada de 1er y 2do orden

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

Anteriormente, se ha mostrado el diagrama de interacción para columnas, este diagrama es independiente de la esbeltez, por tanto, una columna corta presentará una curva de cargas (aumento progresivo de cargas) que se mantendrá dentro de este diagrama para cumplir el diseño por resistencia. En la figura 79, se muestran 3 tipos de curva de cargas en el diagrama de interacción, extraído de “Diseño de estructuras de concreto armado” (Harmsen, 2017)

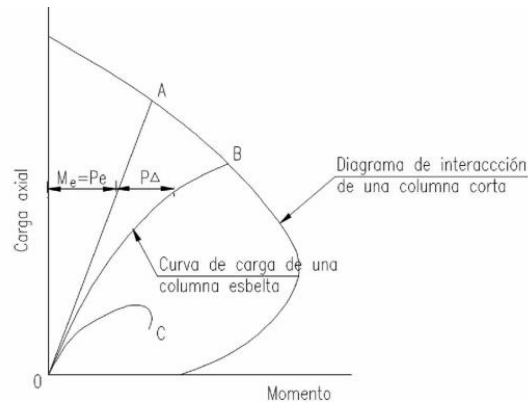


Figura 79. Diagrama de interacción en columnas cortas y esbeltas

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

La curva recta OA representa a una columna corta cuya carga aumenta a excentricidad constante, la curva OB representa a una columna con mayor esbeltez y existe deformación de segundo orden y la curva OC corresponde a una columna con esbeltez considerable que no llega a alcanzar la resistencia del diagrama de interacción porque falla por pandeo.

#### 9.2.1. Estructuras sin desplazamiento lateral

En el artículo 10.12.2 se plantea que para estructuras sin desplazamiento lateral se permite ignorar los efectos de la esbeltez si se cumple con lo establecido en la expresión 9.2, es decir, no será necesario considerar la reducción de la resistencia producida por los momentos de segundo orden.

$$k * l_u / r \leq 34 - 12 * (M_1 / M_2) \leq 40 \quad (\text{Exp. 9.5.})$$

Donde:

lu: Longitud sin soporte lateral

M1: Menor momento amplificado en uno de los extremos de la columna, positivo si la columna presenta una curvatura simple y negativo para curvatura doble

M2: Mayor momento amplificado en uno de los extremos de la columna con signo siempre positivo

r: Radio de giro de la columna (0.3 veces la dimensión donde se analiza la estabilidad)

Para hallar el momento magnificado por efectos de segundo orden  $M_c$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$M_c = \delta_{ns} * M_2 \quad (\text{Exp. 9.6.})$$

Donde:

$M_c$ : Momento amplificado por efectos de curvatura de la columna

$\delta_{ns}$ : Factor de amplificación del momento en pórticos arriostrados

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1 \quad (\text{Exp. 9.7.})$$

Donde:

$C_m$ : Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme

$P_u$ : Fuerza axial amplificada

El valor de  $P_c$  se calcula con la expresión 9.4.

$$EI = \frac{0.2 * E_c * I_g + E_s * I_{se}}{1 + \beta d} \quad (\text{Exp. 9.8.})$$

O alternativamente como:

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + \beta d} \quad (\text{Exp. 9.10.})$$

Donde:

$E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero

$I_{se}$ : Momento de inercia del refuerzo con respecto al eje que pasa por el centroide



$\beta_d$ : Factor usado para hallar los momentos magnificados en columnas producto de las cargas permanentes

Para elementos sin cargas transversales entre sus apoyos, donde  $M1/M2$  es positivo si la columna se flexiona en curvatura simple,  $C_m$  se halla con la expresión 9.11 y toma el valor de 1 cuando existen cargas transversales entre sus apoyos.

$$C_m = 0.6 + 0.4 * (M1/M2) \geq 0.4 \quad (\text{Exp. 9.11.})$$

Para el momento  $M2$  se toma como valor mínimo según la expresión 9.12.

$$M2, \text{mín} = P_u * (15 + 0.03h) \quad (\text{Exp. 9.12.})$$

### 9.2.2. Estructuras con desplazamiento lateral

Para estructuras con desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva se calcula con las expresiones 9.8 y 9.9. Este valor debe ser como mínimo 1.

Las columnas en estructuras con desplazamiento lateral pueden ser analizadas sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez si su esbeltez es menor a 22 como lo menciona el artículo 10.13.2 de la Norma E.060 (2020). Para calcular los momentos  $M1$  y  $M2$  de una columna, se usan las siguientes expresiones:

$$M1 = M1_{ns} + \delta_s * M1_s \quad (\text{Exp. 9.13.})$$

$$M2 = M1_{ns} + \delta_s * M2_s \quad (\text{Exp. 9.14.})$$

Donde:

$M1_s; M2_s$ : Momentos amplificado en el extremo de la columna donde actúa  $M1$  y  $M2$  respectivamente debido a cargas laterales que causan un desplazamiento lateral apreciable a partir de un análisis elástico de primer orden

$M1_{ns}; M2_{ns}$ : Momento amplificado en el extremo de la columna donde actúa  $M1$  y  $M2$  respectivamente y que se debe a cargas laterales que no causan un desplazamiento lateral apreciable a partir de un análisis elástico de primer orden

$\delta_s$ : Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados contra desplazamiento lateral, refleja los efectos de la curvatura entre los extremos de la columna

$$\delta_s * M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 * \sum P_c}} \geq M_s \quad (\text{Exp. 9.15.})$$

o alternativamente:

$$\delta_s * M_s = \frac{1}{1 - Q} * M_s \geq M_s \quad (\text{Exp. 9.16.})$$

Donde:

$M_s$ : Momento amplificado cuando hay un desplazamiento lateral apreciable

Si la esbeltez de la columna analizada es mayor a lo obtenido en la expresión 9.17, esta columna debe ser diseñada con la fuerza  $P_u$  y el momento  $M_c$  calculado en la expresión 9.6 donde  $M_1$  y  $M_2$  son calculadas según las expresiones 9.13 y 9.14.

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c * A_g}}} \quad (\text{Exp. 9.17.})$$

Finalmente, se debe analizar la resistencia y estabilidad de la estructura total frente a cargas gravitacionales amplificadas, se señalan 3 casos en la norma:

- Cuando  $\delta_s * M_s$  se halla a partir de un análisis elástico de segundo orden, la relación entre la deflexión lateral de segundo y primer orden para cargas gravitacionales amplificadas más cargas laterales amplificadas no debe exceder el valor de 2.5.
- Cuando  $\delta_s * M_s$  se calcula a partir de la expresión 9.16, el valor de  $Q$  usando la amplificación de cargas gravitatorias (1.4D+1.7L) no debe exceder de 0.60.
- Cuando  $\delta_s * M_s$  se calcula a partir de la expresión 9.15, no debe exceder el valor de 2.5.

### 9.3. Comprobación de arriostramiento y esbeltez

Para este capítulo se analizará la columna C-01 de sección 1.10mx0.30m situada aproximadamente en la intersección del eje B y el eje 2.

#### 9.3.1. Comprobación de arriostramiento en columnas

En las tablas 54 y 55 se muestran los valores calculados con la expresión 9.1 para definir si el valor de  $Q$  es lo suficientemente alto para poder definir si la estructura se considera como arriestrada lateralmente.

Tabla 53. Valores de  $Q$  para desplazamiento lateral en X

Desplazamiento lateral en X					
Nivel	$\Sigma Pu$ (ton)	$\Delta o$ (cm)	Vus (ton)	he (m)	Q
7	392.04	0.35	106.98	2.8	0.0046
6	972.38	0.35	251.45	2.8	0.0048
5	1552.71	0.38	363.38	2.8	0.0057
4	2133.05	0.39	449.43	2.8	0.0065
3	2713.38	0.37	513.53	2.8	0.0069
2	3293.72	0.31	556.84	2.8	0.0066
1	3903.4	0.21	579.39	3.5	0.0041

Fuente: Propia

Tabla 54. Valores de  $Q$  para desplazamiento lateral en Y

Desplazamiento lateral en Y					
Nivel	$\Sigma Pu$ (ton)	$\Delta o$ (cm)	Vus (ton)	he (m)	Q
7	392.04	1.02	86.32	2.8	0.0166
6	972.38	1.16	190.04	2.8	0.0212
5	1552.71	1.27	267.07	2.8	0.0263
4	2133.05	1.32	327.2	2.8	0.0307
3	2713.38	1.27	374.77	2.8	0.0327
2	3293.72	1.06	409.5	2.8	0.0305
1	3903.4	0.66	428.56	3.5	0.0171

Fuente: Propia

Como  $Q$  es menor a 0.06, se concluye que la estructura está arriostrada lateralmente.

### 9.3.2. Verificación de esbeltez en columna

La columna C-01 presenta una mayor altura en el primer piso, por ende, será la peor condición para el análisis. Es así:

$$\frac{k * lu}{r} = \frac{1 * 2.9m}{0.3 * 0.3m} = 32.2$$

En la tabla 56 se muestran los valores de  $M1$  y  $M2$  a partir de las combinaciones de carga, los momentos para ambas direcciones  $M22$  y  $M33$  y de las definiciones hechas anteriormente. En esta tabla se muestra el valor de los momentos para el extremo inferior y superior.

Tabla 55. Momentos M1 y M2 para combinaciones de carga de la columna C-01

Combinación	M22 (ton.m)		M33 (ton.m)		M22		M33	
	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)
	1.4D+1.7L	-0.17	0.27	-0.23	0.45	-0.17	0.27	-0.17
1.25(D+L)+SX	0.29	-0.02	12.62	-1.53	-0.02	0.29	-0.02	0.29
1.25(D+L)-SX	-0.59	0.46	-13.00	1.97	-0.46	0.59	-0.46	0.59
1.25(D+L)+SY	1.61	-0.89	0.87	-3.32	-0.89	1.61	-0.89	1.61
1.25(D+L)-SY	-1.91	1.37	-1.25	4.06	-1.37	1.91	-1.37	1.91
0.9D+SX	0.35	-0.07	12.73	-1.73	-0.07	0.35	-0.07	0.35
0.9D-SX	-0.53	0.37	-12.89	2.07	-0.37	0.53	-0.37	0.53
0.9D+SY	1.67	-0.98	0.98	-3.52	-0.98	1.67	-0.98	1.67
0.9D-SY	-1.85	1.28	-1.14	3.86	-1.28	1.85	-1.28	1.85

Fuente: Propia

En la tabla 57 se muestran los valores de la expresión 9.5 de sistemas arriostrados lateralmente para analizar si la esbeltez de la columna es lo suficientemente menor para asegurar que sus efectos no afectarán a la resistencia de la columna. Esta tabla muestra el cálculo de esa expresión o, si fuera mayor a 40, se muestra el valor mínimo de 40 que está especificado en la Norma mencionado anteriormente.

Tabla 56. Valor de la expresión 9.5 para analizar la esbeltez de la columna

Combinación	M22	M33
	34-12*(M1/M2)	34-12*(M1/M2)
1.4D+1.7L	40.0	40.0
1.25(D+L)+SX	34.8	34.8
1.25(D+L)-SX	40.0	40.0
1.25(D+L)+SY	40.0	40.0
1.25(D+L)-SY	40.0	40.0
0.9D+SX	36.3	36.3
0.9D-SX	40.0	40.0
0.9D+SY	40.0	40.0
0.9D-SY	40.0	40.0

Fuente: Propia

La esbeltez de la columna es menor a todos los valores hallados en la tabla 57, por tanto, se deduce que la columna puede diseñarse ignorando los efectos de la esbeltez.

#### 9.4. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión de las columnas se ha explicado en el acápite 5.3.1 la variación del coeficiente de reducción  $\phi$  a medida que la carga axial disminuye según la Norma E.060; sin embargo, el ACI 318-19 plantea la variación donde el indicador principal es la

deformación unitaria de las barras más alejadas de la sección traccionada (figura80). Se asume un valor de 0.002 de deformación unitaria cuando el acero alcanza la fluencia ( $\epsilon_{ty}$ ).

Existen 3 zonas diferenciadas según el ACI 318-19:

- Zona de falla controlada por compresión: Cuando la fibra más comprimida llega a una deformación unitaria de 0.003, mientras que el acero más alejado no alcanza la fluencia.
- Zona de falla en transición: La sección falla cuando la fibra más comprimida llega a una deformación unitaria de 0.003 con el acero más alejado ya en el estado de fluencia, pero con deformación unitaria menor a 0.005.
- Zona de falla controlada por tracción: La sección falla cuando la fibra más comprimida llega a una deformación unitaria de 0.003 con el acero más alejado con una deformación unitaria mayor a 0.005.

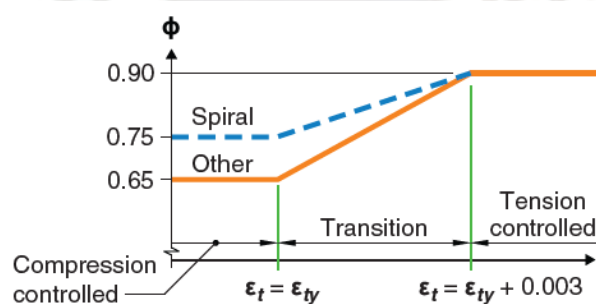


Figura 80. Variación del factor de reducción según la deformación unitaria del acero

Fuente: ACI 318-19

A modo de comprobación, la columna también se revisará con el diagrama de interacción según el ACI 318-19 con la salvedad que los coeficientes de reducción de resistencia axial serán los considerados en la Norma Peruana E.060 ( $\phi=0.75$  para espiral y 0.70 para estribos).

En el artículo 10.9.1 se indica que la cuantía de una columna de estar comprendida entre 1% como mínimo y 6% como máximo del área bruta de la sección, y cuando se exceda una cuantía del 4%, los planos deben incluir detalles constructivos de la armadura en las uniones viga-columna. En la figura 81 se muestra un armado inicial está formado por 12 barras de 3/4" con una cuantía de 1.03%.

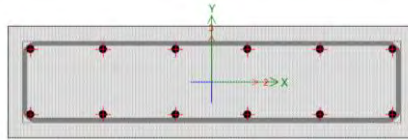


Figura 81. Armadura propuesta de la columna C-01

Fuente: ETabs

En la tabla 58 se muestran las combinaciones de carga para la columna C-01 del primer piso.

Tabla 57. Combinaciones de carga para la columna C-01 del primer piso

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4D+1.7L	245.8	-0.23	-0.16	-0.17	-0.16
1.25(D+L)+SX	207.7	3.06	-0.13	-0.07	11.06
1.25(D+L)-SX	209.1	2.75	-0.15	-0.18	10.12
1.25(D+L)+SY	181.0	1.46	0.08	1.61	1.07
1.25(D+L)-SY	182.4	1.17	0.06	1.50	0.17
0.9D+SX	124.6	3.17	-0.08	-0.02	11.14
0.9D-SX	126.0	2.86	-0.10	-0.13	10.20
0.9D+SY	97.9	1.57	0.13	1.66	1.15
0.9D-SY	99.3	1.28	0.11	1.55	0.25

Fuente: Propia

En la figura 82 y 83 se muestra el diagrama de interacción para el momento M33 y M22.

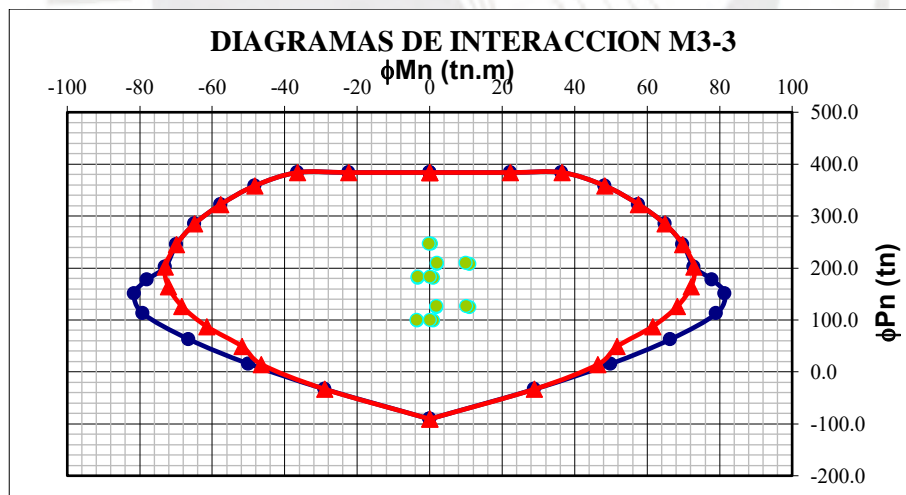


Figura 82. Diagrama de interacción para el momento M33 de la columna C-01

Fuente: Propia

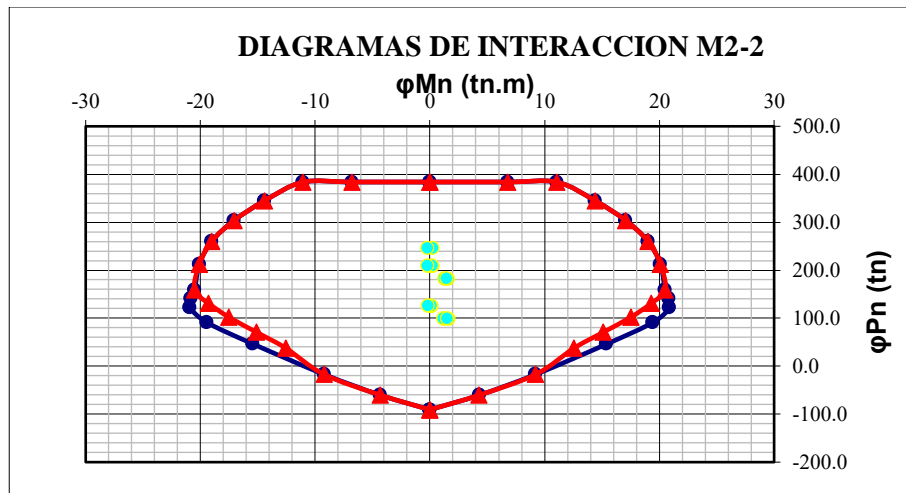


Figura 83. Diagrama de interacción para el momento M22 de la columna C-01

Fuente: Propia

La curva roja es el diagrama de interacción obtenido por la E.060 y el diagrama de interacción según el ACI 318-19 representada mediante la curva azul.

Esta columna no presenta flexión biaxial; sin embargo, se realizará dicho análisis a modo de comprobación como lo plantea el método de Bresler con la expresión 5.22. La peor condición donde los momentos adquieren mayor significancia es bajo la combinación 0.9D-SY.

$$M22 = 1.22\text{ton. m}, \phi P_{nx} = 383.9\text{ton}$$

$$M33 = -3.45\text{ton. m}, \phi P_{ny} = 383.9\text{ton}$$

$$\phi P_{on} = 383.9\text{ton}$$

$$1/\phi P_n = 1/\phi P_{nx} + 1/\phi P_{ny} - 1/\phi P_{on} = 1/383.9\text{ton}$$

Como  $\phi P_n = 383.9$  ton es mayor al correspondiente 99.3ton se comprueba el diseño.

### 9.5. Diseño por cortante

En la tabla 58 se ha mostrado las cortantes de las combinaciones últimas; sin embargo, en el Capítulo 21 se plantean los requisitos adicionales para columnas sísmicas, estos requisitos pertenecen al diseño por capacidad. En el artículo 21.4.3 se plantea que la cortante de diseño  $V_u$  por capacidad son obtenidos de la misma manera que para las vigas sísmicas. En la figura 84 se ilustra el cálculo de la fuerza cortante mediante la formación de rótulas plásticas.





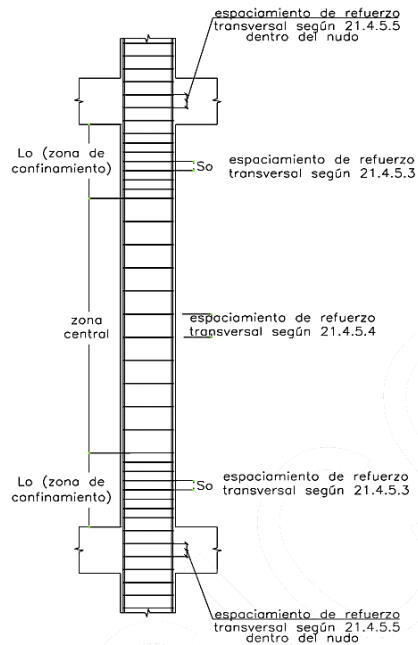


Figura 85. Espaciamiento de estribos en columnas con solicitaciones sísmicas

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

En la tabla 59 se muestran los momentos nominales asociada a cada carga axial última para hallar la cortante sísmica mediante el primer valor planteado en la Norma E.060 (2020).

Tabla 58. Momentos nominales según la carga  $P_u$  asociada según las combinaciones de cargas

Combinación	P (ton)	Mn22  (ton.m)	Mn33  (ton.m)
1.4D+1.7L	245.8	0.17	0.16
1.25(D+L)+SX	207.7	29.10	100.50
1.25(D+L)-SX	209.1	28.50	101.00
1.25(D+L)+SY	181.0	27.20	97.30
1.25(D+L)-SY	182.4	27.30	95.60
0.9D+SX	124.6	23.30	88.70
0.9D-SX	126.0	22.80	87.30
0.9D+SY	97.9	21.61	81.80
0.9D-SY	99.3	21.05	83.10

Fuente: Propia

La luz libre es de 2.9m y los momentos nominales mayores son 29.10 ton.m para Mn22 y 101 ton.m para Mn33.

$$V_{33\text{máx}} = \frac{29.10\text{ton.m} + 29.10\text{ton.m}}{2.90\text{m}} = 20.1\text{ton}$$

$$V_{22\text{máx}} = \frac{101\text{ton.m} + 101\text{ton.m}}{2.90\text{m}} = 69.7\text{ton}$$

En la Norma E.060 no se señala un límite para los momentos nominales, es por esto que estos momentos pueden alcanzar valores tan altos que nunca se van a alcanzar debido a que los momentos últimos son mucho menores (en la práctica el diseñador limita esta amplificación a R/2). Obtener un valor superior a este, sería considerar solicitaciones incluso mayores al del sismo elástico, lo cual carece de sentido lógico.

En la tabla 60 se muestra las fuerzas cortantes con la componente de sismo amplificado en 2.5 en las combinaciones últimas.

Tabla 59. Fuerzas cortantes con la carga sísmica amplificada de 2.5 en las combinaciones de carga

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4D+1.7L	245.8	-0.23	-0.16
1.25(D+L)+2.5SX	200.5	7.94	-0.11
1.25(D+L)-2.5SX	204.1	7.16	-0.16
1.25(D+L)+2.5SY	133.9	3.94	0.41
1.25(D+L)-2.5SY	137.4	3.21	0.36
0.9D+2.5SX	117.4	8.04	-0.07
0.9D-2.5SX	120.9	7.27	-0.12
0.9D+2.5SY	50.8	4.04	0.46
0.9D-2.5SY	54.2	3.32	0.41

Fuente: Propia

La cortante V2 es de 8.04 ton, mientras que para V3 es 0.46ton. Estos valores son menores a los hallados con momentos nominales, por tanto, se diseñará la columna con estos valores.

El aporte de la resistencia a cortante por el concreto está dado por la expresión 5.15.

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * \left( 1 + \frac{117.4 \text{ ton}}{140 * 3300 \text{ cm}^2} \right) * 30 \text{ cm} * (110 - 6) \text{ cm} = 25.5 \text{ ton}$$

Como la cortante V3 y V2 puede ser resistida por el aporte del concreto en corte, se analiza la separación máxima de los estribos.

Se usarán estribos de 3/8", en el sentido X la cantidad de ramas de estribo que pasan por la columna es 2. Debido a que la fuerza cortante última es menor a la mitad de la resistencia a cortante otorgada por el concreto, se halla la separación máxima según la expresión 8.2.

$$S_{\max} = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.2 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm}} \text{ no menor que } S_{\max} = \frac{2 * 0.71 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{3.5 * 30 \text{ cm}}$$

$$S_{\max} = 68 \text{ cm no menor que } S_{\max} = 57 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usarán estribos mínimos por confinamiento: 11 $\phi$ 3/8"@10cm; rto@0.25

### 9.6. Distribución de acero en columna

La columna no es muy exigida en flexocompresión ni en cortante, lo que ha generado que en el diseño se considere cuantía mínima. Por tanto, el armado de la columna C-01, puede ser empleado en toda la altura es así, que en la figura 86 se muestra el diseño final.

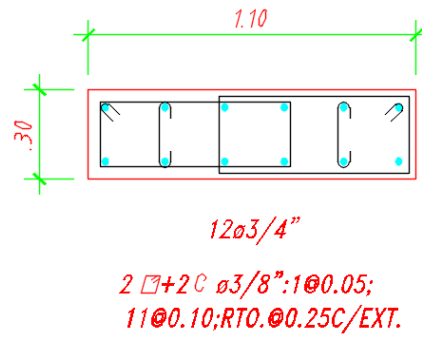


Figura 86. Diseño de columna C-01

Fuente: Propia

## CAPÍTULO 10: DISEÑO DE MUROS DE CORTE O PLACAS

En la Norma E.060 (2020) se clasifica a los muros en 3 tipos: Los muros sometidos a cargas axiales con o sin momentos flectores transversales a su plano, muros con cargas normales a su plano y muros de contención.

### 10.1. Consideraciones generales para muros de corte o placas

Resisten solicitaciones sísmicas y a la vez soportan cargas axiales, por tanto, siguen los requerimientos para muros de carga y las disposiciones sísmicas del capítulo 21.

En el artículo 14.3 de la Norma E.060 (2020) se indican los refuerzos mínimos y espaciamientos máximos para las mallas de refuerzo del muro.

$$\rho_{\text{mín malla horizontal}} = 0.002; \rho_{\text{mín malla vertical}} = 0.0015$$

Las barras de las mallas no deben estar separadas entre ellas más de 3 veces el espesor del muro ni de 40cm. Las mallas para muros con un espesor mayor a 20cm deben ser distribuidas en sus dos caras.

En el artículo 14.5 se indica la expresión empírica 10.1 como una forma de calcular la resistencia axial de la placa (obedece a características de esbeltez).

$$\phi P_n = 0.55 * \phi * f'_c * A_g * \left( 1 - \left( \frac{k * l_c}{32 * h} \right)^2 \right) \quad (\text{Exp. 10.1.})$$

Donde:

l<sub>c</sub>: Longitud del muro en compresión medida de centro a centro de los nudos del pórtico

h: Espesor del muro o placa

Para el valor del factor de longitud efectiva se toman un valor igual a 1 conservadoramente.

En el artículo 14.5.3.1 se indica que los muros de carga deben ser menores que 1/25 de la altura entre arriostres laterales o la longitud del muro.

En el artículo 11.10 de la Norma se limita la resistencia a corte del muro

$$V_n \leq 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw} \quad (\text{Exp. 10.2.})$$

Donde:

A<sub>cw</sub>: Área de corte de la sección transversal del muro

La fuerza cortante última horizontal será resistida por el concreto y el acero con las mismas ecuaciones de corte para vigas como las expresiones 5.12 y 5.13. Para la contribución de la fuerza cortante dada por el concreto, en el artículo 11.10.5 se indica:

$$V_c = A_c w * (\alpha_c * \sqrt{f'_c}) \quad (\text{Exp. 10.3.})$$

Donde:

$\alpha_c$ : 0.78 para  $h_m/l_m \leq 1.5$ , 0.53 para  $h_m/l_m \geq 2$  y varía linealmente entre los intervalos de valores 0.78 a 0.53 cuando la relación  $h_m/l_m$  se sitúe entre 1.5 y 2.

$l_m$ : Longitud total del muro ;  $h_m$ : Altura total del muro

En muros donde se experimente fuerzas de tracción el valor del aporte al cortante  $V_c$  deberá ser afectada del factor  $(1 - (N_u/35 * A_g))$  o, de manera conservadora, se despreciará el aporte a cortante del concreto.

Cuando el  $V_u$  es mayor al 50% de  $V_c$  la cuantía no debe ser inferior al 0.0025 según el artículo 11.10.10.2.

$$\text{Cuando } V_u \geq 0.5 * V_c \text{ entonces } \rho_{mín} = 0.0025$$

Además, cuando la resistencia  $\phi V_c$  sea inferior a la cortante última  $V_u$ , debe calcular la fuerza cortante aportada por el acero como lo indica la expresión 10.4.

$$V_s = A_c w * \rho_h * f_y \quad (\text{Exp. 10.4.})$$

En el artículo 11.10.10.3 se señala que la cuantía de refuerzo vertical por cortante (cuando  $h_m/l_m$  sea menor a 2.5) no debe ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (\text{Exp. 10.5.})$$

No es necesario que la cuantía del refuerzo vertical sea mayor que la cuantía horizontal calculada para resistir las solicitaciones con la expresión 10.3.

Así mismo, en el artículo 11.5.3 se indica que el peralte efectivo es tomado como la distancia desde la fibra externa comprimida hasta el centroide de las barras longitudinales de acero en tracción sin necesidad de que este valor sea inferior a  $0.80h$ . Esto también se corrobora en el capítulo de consideraciones sísmicas en el artículo 21.9.4.5 donde a manera práctica se asume el valor de  $0.8 l_m$ .

## 10.2. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión de las placas se tomarán en cuenta las mismas consideraciones que en las columnas para realizar el diagrama de interacción, es decir, comparar los diagramas obtenidos usando la Norma E.060 y el ACI 318-19.

Para este documento, el diseño a mostrarse corresponderá a la placa PL-02 en forma de T ubicada entre los ejes B y C. Se elige esta placa debido a que presenta mayor complejidad debido al análisis de su longitud confinamiento que requeriría mayores exigencias según la Norma, esta forma T es crítica, este análisis se mostrará más adelante. En la figura 87 se muestra la ubicación de la placa PL-02.

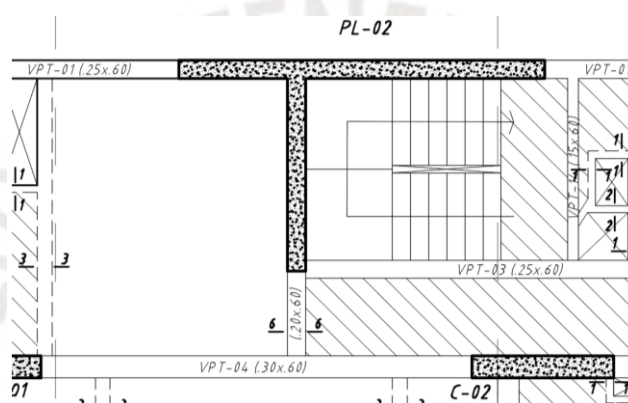


Figura 87. Ubicación de la placa PL-02 en planta

Fuente: Propia

En la Norma Peruana no se establece una clasificación definida para muros, por ello, se considera la sección R18.10.1 del ACI 318-19 que muestra una tabla en la que se clasifica a los muros por sus proporciones entre su largo ( $l_w$ ), ancho ( $b_w$ ) y altura ( $h_w$ ). Esta clasificación corresponde a la tabla R18.10.1 mostrada en la tabla 61 del presente documento.

Tabla 60. Clasificación de muros y consideraciones de diseño según ACI 318-19

Altura libre del muro / longitud del muro ( $h_w/l_w$ )	Longitud del muro / espesor del muro ( $l_w/b_w$ )		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$2.5 \leq l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El muro pared debe cumplir los requisitos de columna, ver 18.10.8.1	El muro pared debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, ver 18.10.8.1	Muro

Fuente: ACI 318-19

Para dirección X:

$$hw/lw = 20.3\text{m}/5.05\text{m} = 4 ; lw/bw = 5.05\text{m}/0.25\text{m} = 20.2$$

Para dirección Y:

$$hw/lw = 20.3\text{m}/2.9\text{m} = 7 ; lw/bw = 2.9\text{m}/0.25\text{m} = 11.6$$

La placa PL-02 se encuentra dentro del rango  $hw/lw \geq 2$  y dentro de  $lw/bw > 6$  para ambas direcciones, por tanto, no se consideran criterios adicionales.

### 10.2.1. Comprobación de la capacidad axial

De manera conservadora, no se considerará que, al ser una placa en forma de Te, tiene cierto arriostramiento para cada dirección dadas por uno de los componentes que forman la placa en su análisis por carga axial dependiente de su esbeltez con la expresión 10.1. Además, se asume un factor de longitud efectiva igual a 1.

$$P_u = 446\text{ton}; A_{gx} = 505\text{cm} * 25\text{cm} = 12625\text{cm}^2; A_{gy} = 290\text{cm} * 25\text{cm} = 7250\text{cm}^2$$

Para dirección X:

$$\phi P_{nx} = 0.55 * \phi * 210\text{kg}/\text{cm}^2 * 12625\text{cm}^2 * \left(1 - \left(\frac{1 * 5.05\text{m}}{32 * 0.25\text{m}}\right)^2\right) = 613\text{ton}$$

$$P_{ux} = \frac{12625}{19250} * 446\text{ton} = 292.5\text{ton}$$

Como  $P_{ux} \leq \phi P_{nx}$  cumple por resistencia axial

Para dirección Y:

$$\phi P_{ny} = 0.55 * \phi * 210\text{kg}/\text{cm}^2 * 7250\text{cm}^2 * \left(1 - \left(\frac{1 * 2.9\text{m}}{32 * 0.25\text{m}}\right)^2\right) = 612\text{ton}$$

$$P_{uy} = 446\text{ton} - 292.5\text{ton} = 153.5\text{ton}$$

Como  $P_{uy} \leq \phi P_{ny}$  cumple por resistencia axial

### 10.2.2. Refuerzo preliminar en núcleos y mallas

Es usual que para iniciar la iteración del armado de las placas para el diseño a flexocompresión se use un porcentaje de la luz en cada dirección para las longitudes de los elementos de borde con acero concentrado, este porcentaje fluctúa entre 10% a 15%; sin embargo, no se cuenta con alguna consideración imperativa en la Norma, por tanto, se recurre al ACI para estandarizar las consideraciones de diseño.

En la sección 18.10.2.4 del ACI 318-19, se indica que los muros con relación de  $h_w/l_w$  mayor igual a 2 que sean continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y que tengan una sola sección crítica, deben tener refuerzo longitudinal en los extremos que cumplan con:

- La cuantía en los extremos en una longitud de  $0.15l_w$  debe ser como mínimo  $0.5 * \sqrt{f'_c}/f_y$  (unidades en MPa, aproximadamente 0.55% de ratio).
- El refuerzo longitudinal debe extenderse por encima y bajo de la sección crítica como mínimo el mayor valor entre  $l_w$  y  $M_u/3V_u$ .
- No más del 50% del refuerzo longitudinal determinado en (a) deberá terminarse en en una sola sección.

A modo de ilustrar estos requerimientos, el ACI 318-19 muestra en la figura 88 la localización de la longitud de refuerzo longitudinal concentrado en diversas placas, esta longitud de refuerzo de borde será usado como iteración inicial, en los pisos superiores se podrá reducir dicha longitud.

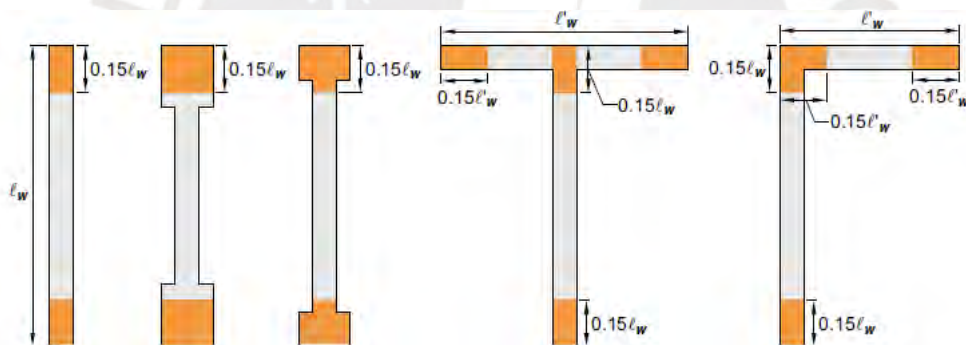


Figura 88. Localización de la longitud de refuerzo longitudinal concentrado en diversas placas

Fuente: ACI 318-19

Para la dirección en X de la placa PL-02 la longitud es 5.05m, por tanto, se probará con núcleos de longitud 0.75m que representan el 15%, análogamente, para la dirección Y la longitud es de 2.90m, la longitud inicial de núcleo es 0.45m. La longitud de este último núcleo en Y probablemente sea insuficiente debido a la forma de la placa ya que necesita más acero para contrarrestar el bloque de compresión generado por el ala de 5.05m. En la figura 89 se muestra la longitud inicial de núcleos para realizar el análisis a flexocompresión.



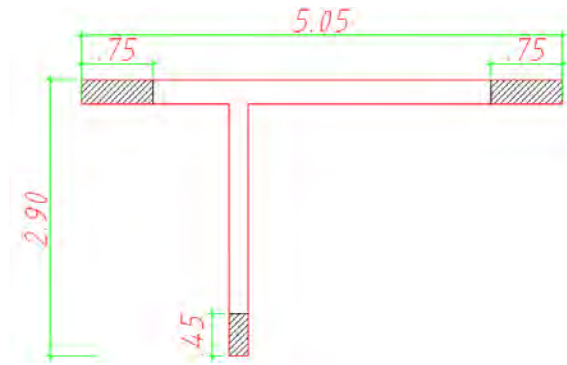


Figura 89. Longitud inicial de núcleos en la placa

Fuente: Propia

En los núcleos preliminares se asignará una cuantía mínima de 1%, según el artículo 21.9.4.4, cuando se asigne un refuerzo vertical distribuido mayor al 1%, necesitará estar confinado.

Para el núcleo en la dirección X:

$$A_{\text{núcleo en X}} = 25\text{cm} * 75\text{cm} = 1875\text{cm}^2$$

El núcleo estará formado por:  $10\phi 5/8 \rightarrow 20\text{cm}^2$

$$\rho_{\text{núcleo X}} = 20\text{cm}^2 / 1875\text{cm}^2 * 100\% = 1.06\%$$

Para el núcleo en la dirección Y:

$$A_{\text{núcleo en Y}} = 25\text{cm} * 45\text{cm} = 1125\text{cm}^2$$

El núcleo estará formado por:  $8\phi 5/8 \rightarrow 16\text{cm}^2$

$$\rho_{\text{núcleo Y}} = 16\text{cm}^2 / 1125\text{cm}^2 * 100\% = 1.4\%$$

Como la relación de  $h_m/l_m$  es mayor a 2.5 en ambas direcciones, se asigna una cuantía de 0.0025 para mallas verticales y horizontales distribuidas en ambas caras para cada dirección como se mencionó anteriormente.

Para la dirección X y Y:

$$A_{\text{malla}} = 100\text{cm} * 25\text{cm} * 0.0025 = 6.25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{malla colocada}}: \phi 3/8" @ 0.225 \rightarrow 6.31\text{cm}^2$$

### 10.2.3. Diagramas de interacción

En la tabla 62 se muestran las combinaciones de carga para la placa PL-02 del primer piso.

Tabla 61. Combinaciones de carga para la placa PL-02 en el primer piso

Combinación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	T (ton.m)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4D+1.7L	399.0	0.0	0.3	-0.2	0.5	-0.1
1.25(D+L)+SX	327.7	141.0	17.0	73.7	165.3	921.2
1.25(D+L)-SX	368.4	-141.1	-16.5	-74.0	-164.5	-921.3
1.25(D+L)+SY	249.2	16.7	90.3	60.3	692.7	181.9
1.25(D+L)-SY	446.9	-16.8	-89.7	-60.6	-691.9	-182.0
0.9D+SX	202.7	141.1	16.9	73.8	165.1	921.2
0.9D-SX	243.4	-141.1	-16.6	-73.9	-164.7	-921.3
0.9D+SY	124.1	16.8	90.2	60.4	692.5	181.9
0.9D-SY	321.9	-16.8	-89.9	-60.5	-692.0	-182.0

Fuente: Propia

Para iniciar las iteraciones para el diseño por flexocompresión, se inició con el refuerzo preliminar propuesto en el acápite anterior, este armado se muestra en la figura 90.

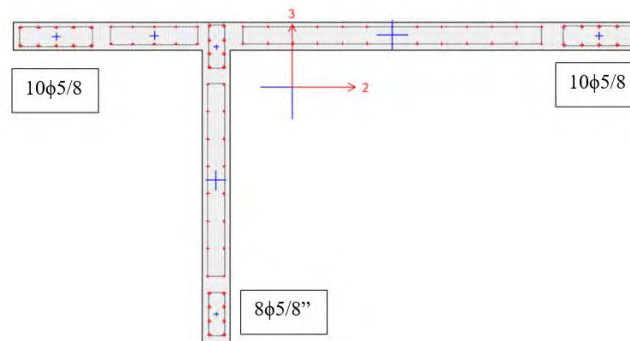


Figura 90. Armado inicial de la placa PL-02 para el análisis a flexocompresión

Fuente: Propia

El refuerzo anterior es insuficiente, en la figura 91 se propone un nuevo refuerzo que logra cumplir las solicitaciones.

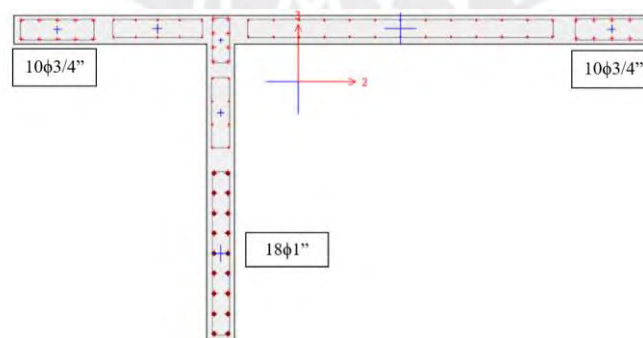


Figura 91. Armado de placa que cumple por análisis a flexocompresión.

Fuente: Propia

En la figura 92 se muestra el diagrama de interacción en M33 para el refuerzo propuesto.

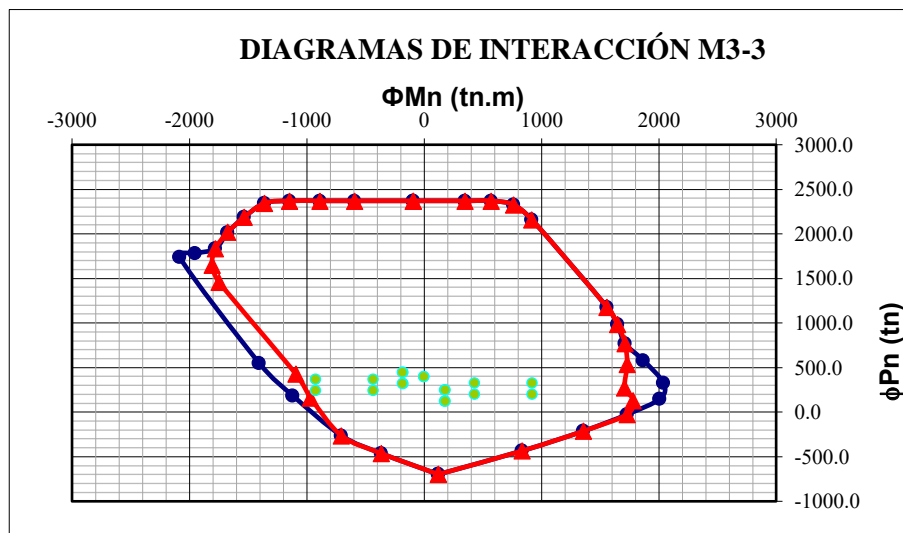


Figura 92. Diagrama de interacción para el momento M33 de la placa PL-02

Fuente: Propia

En la figura 94 se muestra el diagrama de interacción M22 de la placa PL-02; para la construcción de este diagrama se siguió la indicación del artículo 21.9.6.1 de la Norma E.060 que plantea que en el diseño por flexión y carga axial debe considerarse el ancho efectivo de las alas, en el artículo 21.9.6.3 se indica que el ancho efectivo del ala tanto a compresión como tracción debe extenderse desde la cara del alma hasta una longitud equivalente al menor valor entre la mitad de la distancia entre muros adyacentes y el 10% de la altura del muro  $h_m$ .

Por otro lado, en el artículo 18.10.5.2 del ACI-318 se indica la misma consideración con la diferencia que se trabaja con un ancho equivalente al 25% de la altura, esto basado en un estudio hecho por Wallace (1996) que muestra la distribución de esfuerzos en altura y longitud para muros con alas.

Para este documento se usará las consideraciones dadas en la Norma E.060.

$$10\%h_m = 10\%(20.3\text{m}) = 2.03\text{m}$$

Redondeando el ancho efectivo calculado, la longitud que se extiende desde la cara del alma es de 2.05m, la porción del ala izquierda mide 1.55m, por tanto, se tomará esa región completa. En la figura 93 se muestra la sección usada para el diagrama de interacción M22.

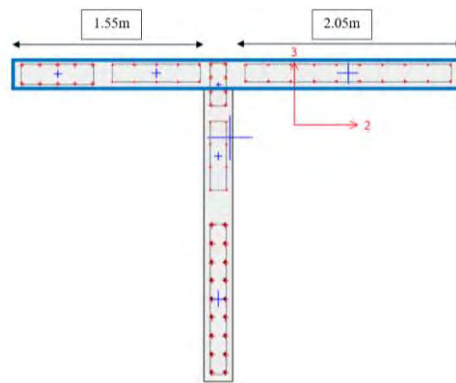


Figura 93. Placa con ancho efectivo de las alas para obtener el diagrama de interacción M22

Fuente: Propia

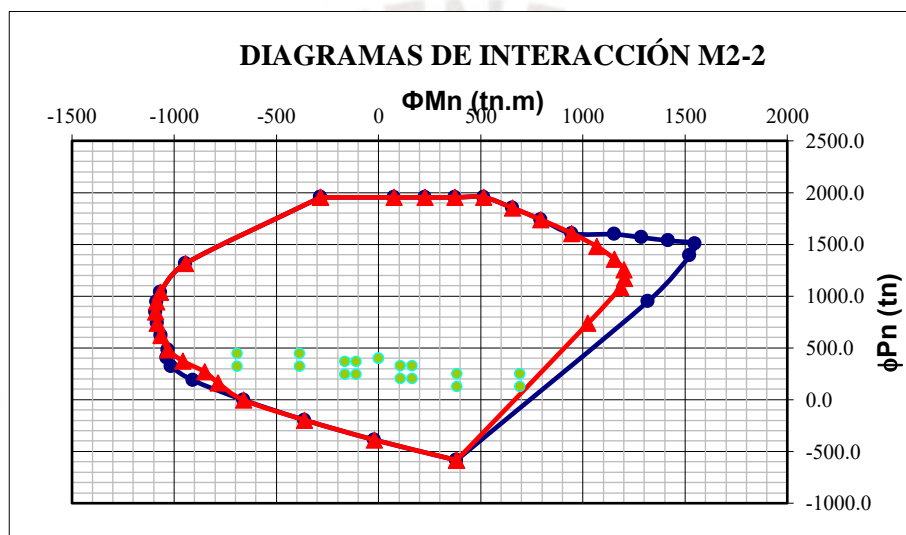


Figura 94. Diagrama de interacción para el momento M22 de la placa PL-02

Fuente: Propia

En las figuras anteriores se muestra la construcción del diagrama de interacción según la Norma E.060 representada mediante la curva roja y el diagrama de interacción según el ACI 318-19 representada mediante la curva azul, en ambos casos, el refuerzo propuesto de la placa PL-02 es suficiente.

### 10.3. Diseño por cortante

En el artículo 21.9.5.3 se establece que en las zonas críticas donde se espera fluencia por flexión de los refuerzos verticales, el cortante de diseño  $V_u$  deberá ser el producto de la cortante amplificada las combinaciones por el factor entre el momento nominal y el momento último. El cociente  $M_n/M_u$  no necesita ser mayor al coeficiente de reducción sísmica  $R$ .

$$V_u \geq V_{ua} * (M_n/M_{ua}) \quad (\text{Exp. 10.6.})$$

Donde:

Vua: Fuerza cortante última producto de las combinaciones de carga

Mua: Momento flector último producto de las combinaciones de carga

El diseño por capacidad puede limitarse a una altura medida desde la base equivalente a la longitud de la placa  $l_m$ ,  $M_u/4V_u$  o la altura de los dos primeros pisos, la mayor de estas.

Por otro lado, en el artículo 34 de la Norma E.030 se indica que a cualquier elemento individual donde actúa el 30% como mínimo de la fuerza cortante total de entrepiso analizado, debe diseñarse con un 125% de la fuerza cortante en la dirección de análisis (no será el caso para esta placa).

Para la dirección X:

La combinación de carga con mayores solicitaciones es 0.9D-SX.

$$P_u = 243.4\text{ton} ; |M_{33}| = 921.3\text{ton.m} ; |V_{ua}| = 141.1\text{ton}$$

En la figura 95 se muestra el diagrama de interacción nominal para M33.

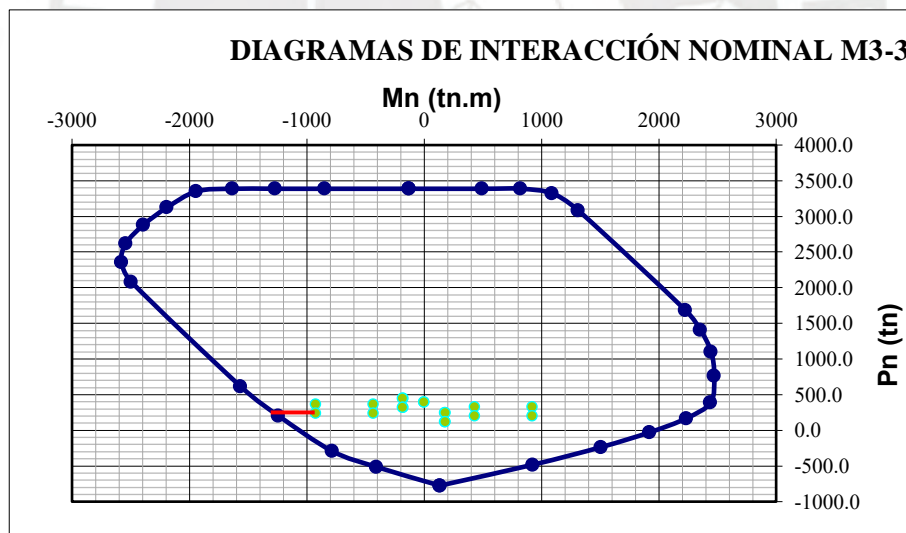


Figura 95. Diagrama de interacción nominal M33 para la placa PL-02

Fuente: Propia

A partir de la figura anterior, se halla el momento nominal correspondiente como lo muestra la línea roja, este momento es de  $M_{33}=1290\text{ton.m}$ . Entonces:

$$M_n/M_{ua} = (1290\text{ton.m}/921.3\text{ton}) = 1.4, \text{ cumple con ser menor a } R$$

Haciendo uso de la expresión 10.6:

$$V_u \geq 141.1\text{ton} * (1.4) = 197.5\text{ton}$$

Se procede a hallar la resistencia a corte aportada por el concreto con la expresión 10.3 donde  $\alpha_c$  toma un valor de 0.53 debido a que la relación de altura y largo del muro de la placa analizada es mayor a 2.

$$V_c = 0.8 * 505\text{cm} * 25\text{cm} * (0.53 * \sqrt{210}) = 77.6\text{ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$197.5\text{ton} = 0.85 * 77.6\text{ton} + 0.85 * V_s$$

$$V_s = 154.8\text{ton}$$

Para saber la cuantía horizontal necesaria para refuerzo por cortante, se usa la expresión 10.4.

$$V_s = 154.8\text{ton} = (505\text{cm} * 0.8) * 25\text{cm} * \rho_h * 4200\text{kg/cm}^2$$

$$\rho_h = 0.0036 \rightarrow A_s = 0.0036 * 25\text{cm} * 100\text{cm} = 9\text{cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * 100\text{cm}}{A_s} = \frac{2 * 0.71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{9\text{cm}^2} = 15.8\text{cm}$$

Por tanto, la malla horizontal es: Doble malla de  $\phi 3/8'' @ 0.15\text{m}$

Como la relación de altura y largo del muro de la placa analizada es mayor a 2, la cuantía vertical no necesita ser mayor a la cuantía horizontal. A continuación, se comprueba que  $V_u$  no exceda de la resistencia a cortante máxima dada por la expresión 5.17.

$$\phi V_n \text{ máx} = \phi (2.6 \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 0.8 * 505\text{cm}) = 323.5\text{ton}$$

Como  $V_u \leq \phi V_n \text{ máx}$ , es adecuado el diseño

Para la dirección Y:

La combinación de carga con mayores solicitaciones según la tabla 62 es 0.9D+SY.

$$P_u = 124.1\text{ton} ; |M_{22}| = 692.5\text{ton. m} ; |V_{ua}| = 90.2\text{ton}$$

En la figura 96 se muestra el diagrama de interacción nominal para M22.

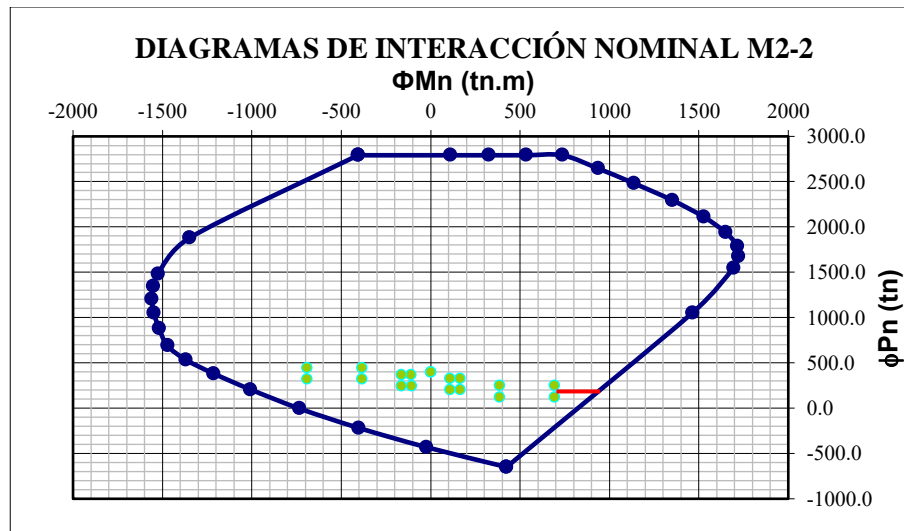


Figura 96. Diagrama de interacción nominal M22 para la placa PL-02

Fuente: Propia

A partir de la figura anterior, se halla el momento nominal correspondiente como lo muestra la línea roja, este momento es de  $M_{22}=907.2\text{ton.m}$ . Entonces:

$$\frac{M_n}{M_{ua}} = \left( \frac{907.2\text{ton.m}}{692.5\text{ton}} \right) = 1.31, \text{ cumple con ser menor a } R$$

Haciendo uso de la expresión 10.7:

$$V_u \geq 90.2\text{ton} * (1.31) = 118.2\text{ton}$$

Se procede a hallar la resistencia a corte aportada por el concreto con la expresión 10.3 donde  $\alpha_c$  toma un valor de 0.53 debido a que la relación de altura y largo del muro de la placa analizada es mayor a 2.

$$V_c = 0.8 * 290\text{cm} * 25\text{cm} * (0.53 * \sqrt{210}) = 44.5\text{ton}$$

Para diseñar el refuerzo por corte, se usa la expresión general para resistencia a corte establecida en la expresión 5.13.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$118.2\text{ton} = 0.85 * 44.5\text{ton} + 0.85 * V_s$$

$$V_s = 94.6\text{ton}$$

Para saber la cuantía horizontal necesaria para refuerzo por cortante, se usa la expresión 10.4.

$$V_s = 94.6\text{ton} = (290\text{cm} * 0.8) * 25\text{cm} * \rho_h * 4200\text{kg/cm}^2$$

$$\rho_h = 0.0039 \rightarrow A_s = 0.0039 * 25\text{cm} * 100\text{cm} = 9.75\text{cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * 100\text{cm}}{A_s} = \frac{2 * 0.71\text{cm}^2 * 100\text{cm}}{9.75\text{cm}^2} = 14.5\text{cm}$$

Por tanto, la malla horizontal es: Doble malla de  $\phi 3/8'' @ 0.125\text{m}$

Debido a que la relación de altura y largo del muro de la placa analizada es mayor a 2, la cuantía vertical no necesita ser mayor a la cuantía horizontal. A continuación, se comprueba que  $V_u$  no exceda de la resistencia a cortante máxima dada por la expresión 5.17.

$$\phi V_n \text{ máx} = \phi \left( 2.6 \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 25\text{cm} * 0.8 * 290\text{cm} \right) = 185.7\text{ton}$$

Como  $V_u \leq \phi V_n \text{ máx}$ , es adecuado el diseño

#### 10.4. Confinamiento en elementos de borde

Los núcleos dispuestos en la placa tienen una cuantía superior a 1%, por tanto, se encuentran confinados como lo establece la Norma; sin embargo, se debe revisar si necesita confinamiento en un mayor largo que los núcleos propuestos por flexocompresión.

En el artículo 21.9.7.4 se indica que los muros que sean continuos desde su base hasta su parte superior y son diseñados para tener solo una sección crítica por flexión y carga axial, deben cumplir los siguientes dos puntos:

- a) Los elementos de borde de la zona de compresión deben estar confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * (\delta u / h_m)} \quad (\text{Exp. 10.7.})$$

Donde:

El cociente entre  $\delta u$  y  $h_m$  no debe tomarse menor que 0.005 y el valor de  $c$  corresponde a la mayor profundidad del eje neutro según las combinaciones; además, para cada dirección se debe tener en cuenta el ancho de ala efectivo si es que existen.

$\delta u$ : Desplazamiento lateral inelástico en la dirección de análisis en el punto más alto.

- b) De requerirse elementos confinados de borde, el refuerzo debe extenderse en altura una distancia no menor a  $l_m$  y  $M_u/4v_u$  desde la base.

En el artículo 21.9.7.6 se establecen las siguientes condiciones para los elementos de borde:



- Los elementos de borde se deben extender horizontalmente como mínimo una longitud igual al mayor valor entre  $(c - 0.1 * l_m)$  y  $c/2$ .
- En muros con alas, los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y deben extenderse los refuerzos como mínimo 30cm dentro del alma.
- El espaciamiento no debe exceder del menor valor de 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión del elemento de borde y 25cm.
- El refuerzo transversal de los elementos de borde debe extenderse dentro de la base por lo menos  $l_d$  en tracción de la barra de mayor diámetro, si se tiene que el muro se encuentra imbuido en una zapata o losa de cimentación, el refuerzo transversal debe extenderse como mínimo unos 30cm.

En la figura 97 se resume los requerimientos anteriormente mencionados.

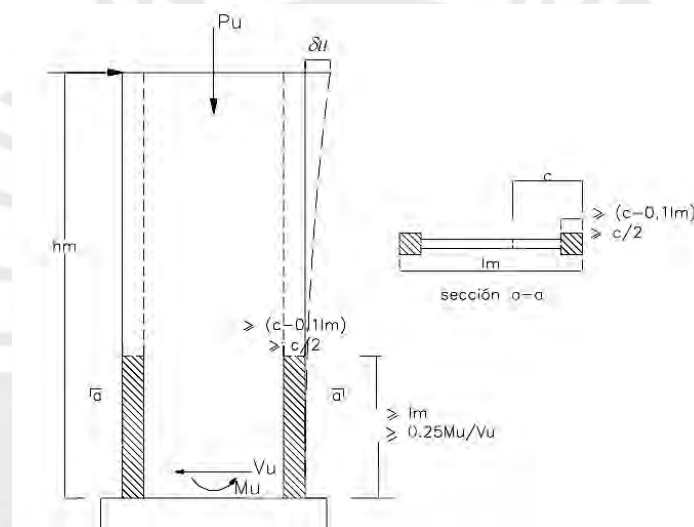


Figura 97. Disposiciones para confinamiento en elementos de borde en muros

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

Para esta placa asimétrica, se analizarán 4 ejes neutros producto de la dirección del sismo en X y Y positivo y negativo. Se usa el programa SAP 2000 para hallar la curvatura de la sección mediante el uso de la herramienta 'Section Designer'.

Ottazzi (2018) define a la curvatura de una sección ( $\varphi$ ) como el cambio de ángulo por unidad de longitud en una sección a lo largo del eje. Se muestra la relación entre la curvatura ( $\varphi$ ), la deformación unitaria máxima del concreto ( $\varepsilon_c$ ) y la profundidad del eje neutro ( $c$ ):

$$\varphi = \varepsilon_c / c \quad (\text{Exp. 10.8.})$$

Para la dirección X+:

En la figura 98 se muestra el gráfico momento curvatura respectivo.

$$P_u = 327.7 \text{ ton}, \delta u = 3.1 \text{ cm} (1.25D + 1.25L + EX)$$

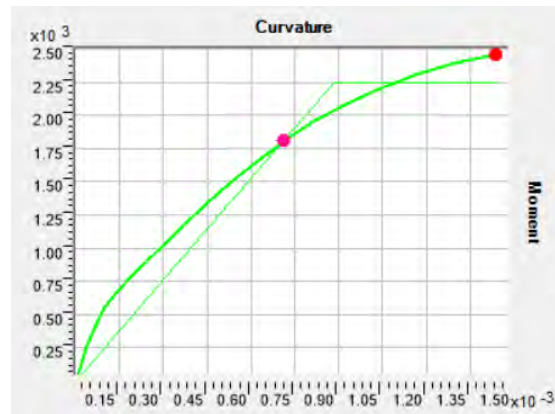


Figura 98. Gráfico momento curvatura para M33 con sismo en dirección X+

Fuente: SAP 2000

$$\varphi = 1.44 * 10^{-3} * 1/\text{m}$$

Usando la expresión 10.8 se halla la profundidad del eje neutro:

$$\varphi = \varepsilon c / c = 0.003 / c = 1.44 * 10^{-3} * 1/\text{m} \rightarrow c = 208 \text{ cm}$$

Con la expresión 10.7 se halla la profundidad del eje neutro límite:

$$\delta u / h_m = 3.1 \text{ cm} / 2030 \text{ cm} = 0.00153 \rightarrow \delta u / h_m = 0.005$$

$$c_{\text{lím}} = \frac{l_m}{600 * (\delta u / h_m)} = \frac{505 \text{ cm}}{600 * (0.005)} = 168.3 \text{ cm}$$

Como  $c \geq c_{\text{lím}}$  es necesario confinar el elemento de borde.

$$c - 0.1 * l_m = 208 \text{ cm} - 0.1 * 505 \text{ cm} = 157.5 \text{ cm}$$

$$c/2 = 208 \text{ cm} / 2 = 104 \text{ cm}$$

La longitud confinada será de 160cm en el borde correspondiente. Se procede a hallar la altura del refuerzo transversal necesario para el confinamiento.

$$V_u = 141 \text{ ton}, M_u = 921.2 \text{ ton. m}$$

$$l_m = 5.05 \text{ m}; 0.25 * \frac{M_u}{V_u} = 0.25 * \frac{921.2 \text{ ton. m}}{141 \text{ ton}} = 1.63 \text{ m}$$

Por tanto, se confina una altura de 5.05m; sin embargo, por fines prácticos se realizará para los 2 primeros pisos que tienen una altura superior.

Para la dirección X-:

En la figura 99 se muestra el gráfico momento curvatura respectivo.

$$P_u = 368.4 \text{ ton}, \delta u = 2.9 \text{ cm } (1.25D + 1.25L - E_x)$$

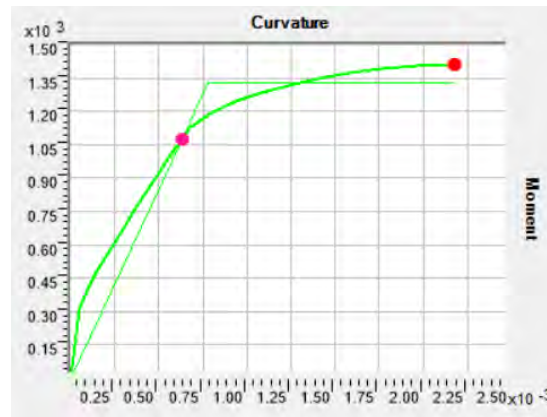


Figura 99. Gráfico momento curvatura para M33 con sismo en dirección X-

Fuente: SAP 2000

$$\varphi = 2.18 * 10^{-3} * 1/\text{m}$$

$$\varphi = \varepsilon c / c = 0.003 / c = 2.18 * 10^{-3} * 1/\text{m} \rightarrow c = 137.6 \text{ cm}$$

$$\delta u / h_m = 2.9 \text{ cm} / 2030 \text{ cm} = 0.00143 \rightarrow \delta u / h_m = 0.005$$

$$c_{lím} = \frac{l_m}{600 * (\delta u / h_m)} = \frac{505 \text{ cm}}{600 * (0.005)} = 168.3 \text{ cm}$$

Como  $c \leq c_{lím}$  no es necesario confinar el elemento de borde.

Para la dirección Y+:

En la figura 100 se muestra el gráfico momento curvatura respectivo.

$$P_u = 249.2 \text{ ton}, \delta u = 7.6 \text{ cm}$$

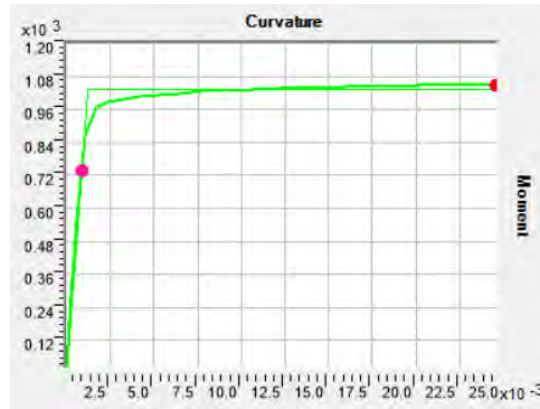


Figura 100. Gráfico momento curvatura para M22 con sismo en dirección Y+

Fuente: SAP 2000

$$\varphi = 2.46 * 10^{-2} * 1/m$$

$$\varphi = \varepsilon c / c = 0.003 / c = 2.46 * 10^{-2} * 1/m \rightarrow c = 12.2 \text{ cm}$$

$$\delta u / h m = 7.6 \text{ cm} / 2030 \text{ cm} = 0.0037 \rightarrow \delta u / h m = 0.005$$

$$c_{lím} = \frac{l_m}{600 * (\delta u / h m)} = \frac{290 \text{ cm}}{600 * (0.005)} = 96.7 \text{ cm}$$

Como  $c \leq c_{lím}$  no es necesario confinar el elemento de borde.

Para la dirección Y-:

En la figura 101 se muestra el gráfico momento curvatura respectivo.

$$P_u = 446.9 \text{ ton}, \delta u = 7.8 \text{ cm} (1.25D + 1.25L - EY)$$

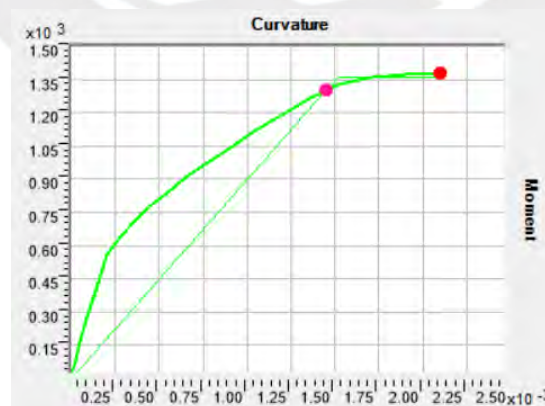


Figura 101. Gráfico momento curvatura para M22 con sismo en dirección Y-

Fuente: SAP 2000

$$\varphi = 2.1 * 10^{-3} * 1/m$$

$$\varphi = \varepsilon c / c = 0.003 / c = 2.1 * 10^{-3} * 1 / \text{m} \rightarrow c = 143 \text{cm}$$

$$\delta u / \text{hm} = 7.8 \text{cm} / 2030 \text{cm} = 0.00384 \rightarrow \delta u / \text{hm} = 0.005$$

$$\text{clím} = \text{lm} / (600 * (\delta u / \text{hm})) = 290 \text{cm} / (600 * (0.005)) = 96.7 \text{cm}$$

Como  $c \geq \text{clím}$  es necesario confinar el elemento de borde.

$$c - 0.1 * \text{lm} = 143 \text{cm} - 0.1 * 290 \text{cm} = 114 \text{cm}$$

$$c / 2 = 143 \text{cm} / 2 = 104 \text{cm}$$

Por tanto, la longitud que será confinada es 115cm en el borde correspondiente. Se procede a hallar la altura del refuerzo transversal necesario para el confinamiento.

$$V_u = 89.7 \text{ ton}, M_u = 691.9 \text{ ton. m}$$

$$\text{lm} = 2.90 \text{m}; 0.25 * M_u / V_u = 0.25 * \frac{621.9 \text{ ton. m}}{89.7 \text{ ton}} = 1.73 \text{m}$$

Por tanto, se confina hasta una altura de 2.90m; sin embargo, la longitud horizontal de confinamiento requerida calculada es menor a la longitud del núcleo requerido por flexocompresión: por tanto, el confinamiento requerido ya es cumplido.

### 10.5. Distribución de acero en placa

Los requerimientos del diseño por capacidad se extienden en los 2 primeros pisos debido a que es el mayor entre los valores de altura dados en 21.9.5.3. Por tanto, el diseño mostrado en la figura 102 abarca desde la base de la zapata hasta los dos primeros pisos.

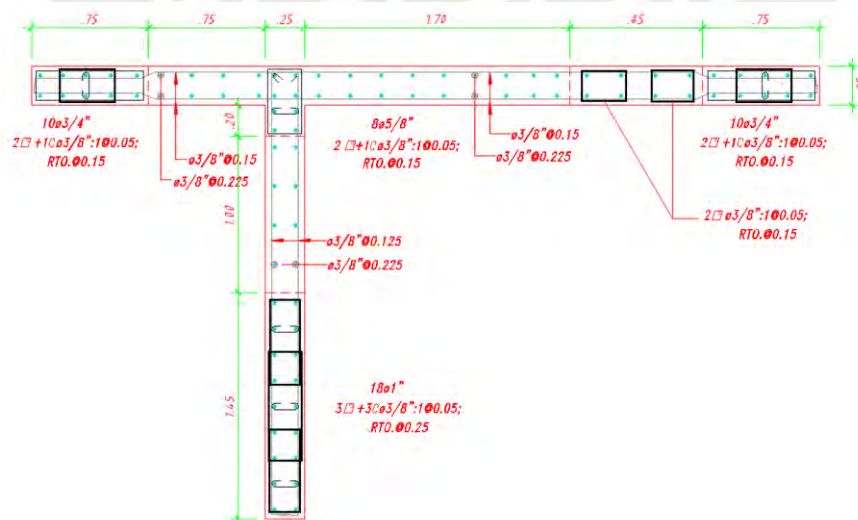


Figura 102. Diseño de placa PL-02

Fuente: Propia

## CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES

### 11.1. Definición

Las cimentaciones son aquellos elementos estructurales que reciben las cargas de los elementos verticales y distribuyen los esfuerzos hacia el terreno con el fin de no exceder la capacidad admisible del suelo ya sea por su resistencia o por límites de asentamiento. La norma E.050 establece que es requisito indispensable para un proyecto realizar el estudio de mecánica de suelos (EMS). Las características del suelo se muestran en la tabla 63.

Tabla 62. Resumen de condiciones del suelo

Estrato de apoyo de la cimentación	Grava mal graduada (GP)
Profundidad de la cimentación	1.70m
Presión admisible	4.50 kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento diferencial máximo aceptable	2.5cm
Tipo de perfil de suelo	S1
Factor de suelo	1.00
Agresividad de la cimentación	No presenta

Fuente: Propia

El EMS sugiere que las cimentaciones sean de zapatas aisladas, combinadas y conectadas.

De acuerdo a Harmsen (2017), algunos factores que influyen la distribución son: la flexibilidad del cimiento respecto al suelo, el nivel de la cimentación y tipo de terreno. En la figura 103 se muestra la presión en los suelos para suelos granulares y suelos cohesivos.

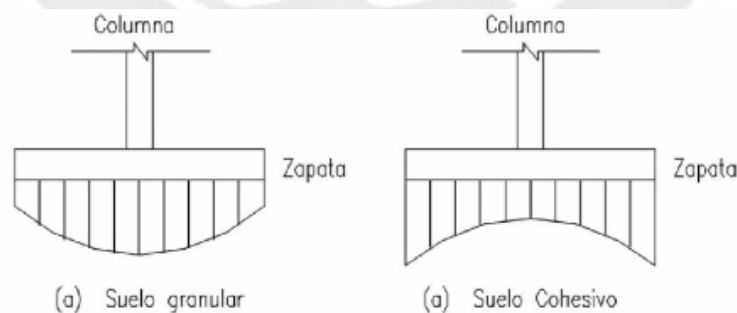


Figura 103. Distribución de presiones para suelos granulares y cohesivos

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

Para el diseño de cimentaciones no es práctico considerar la distribución real de las presiones bajo el área, por tanto, como indica Harmsen (2017), se asumen dos hipótesis básicas:

- La cimentación es rígida
- El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante

## 11.2. Distribución de presiones

Cuando se tienen zapatas donde solo llegan fuerzas axiales, la distribución de presiones es constante en el área de la zapata y se calcula según la expresión 11.1.

$$\sigma = P/A_{zap} \quad (\text{Exp. 11.1})$$

Cuando hay momentos, se transforman a una fuerza axial con una excentricidad formando una distribución trapezoidal o triangular (cuando la excentricidad sea mayor a la sexta parte del lado). En el suelo solo se generan esfuerzos de compresión, por tanto, aumentan las presiones triangulares para cumplir el equilibrio en la zapata. Esto se resume en la figura 104.

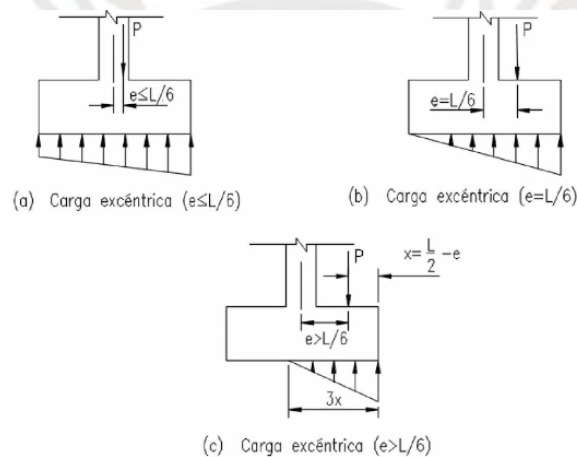


Figura 104. Distribución de presiones en zapatas con carga excéntricas

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

La excentricidad se define como:  $e = M/P$  (Exp. 11.2)

En la figura 105 se observa el esquema de una zapata sometida a fuerza axial y momento para la dirección de análisis a lo largo de L cuando la excentricidad es menor a L/6.

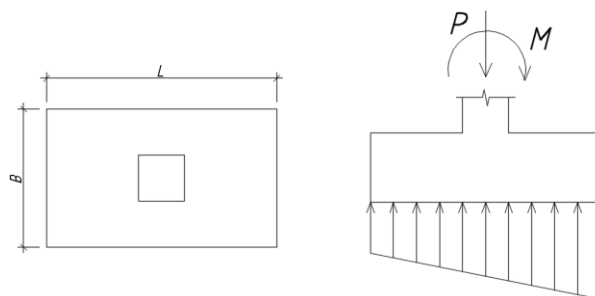


Figura 105. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con excentricidad menor a  $L/6$

Fuente: Propia

Y la presión en el suelo cuando existen momentos y axiales para zapatas rectangulares se determina como:

$$\text{Cuando } e \leq \frac{L}{6} \text{ entonces } \sigma = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6M}{B * L^2} \quad (\text{Exp. 11.3.})$$

En la figura 106 se muestra el esquema de distribución triangular de presiones para una zapata que alcanza una excentricidad superior a  $L/6$ , pero menor a  $L/2$ .

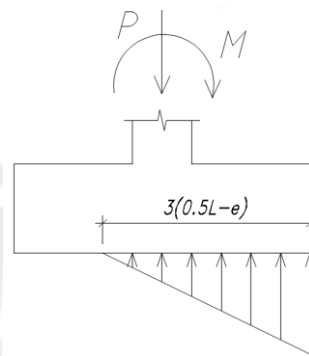


Figura 106. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con excentricidad mayor a  $L/6$

Fuente: Propia

Entonces, para casos mostrados en la figura anterior, se calcula el esfuerzo como:

$$\text{Cuando } \frac{L}{6} < e \leq \frac{L}{2} \text{ entonces } \sigma_{\text{máx}} = \frac{2P}{3 * (0.5L - e)B} \quad (\text{Exp. 11.4.})$$

La expresión anterior se obtiene a partir del equilibrio cuando se hace coincidir la carga axial aplicada y el centroide de la distribución triangular de presiones.

Para casos donde se presenten momentos flectores en las dos direcciones, el esfuerzo en la zapata se podría calcular para cada punto siempre y cuando no se obtenga un valor negativo:

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6M_{xx}}{L * B^2} \pm \frac{6M_{yy}}{B * L^2} \quad (\text{Exp. 11.5.})$$

Es importante indicar que para el diseño de las cimentaciones se asume como una distribución constante en toda el área de la zapata el mayor valor de esfuerzo obtenido a partir de las expresiones 11.3 y 11.4 según se dé el caso.

A pesar de lo mencionado anteriormente, se ha observado que el suelo tiene un comportamiento distinto cuando la excentricidad sale del núcleo central (zona de aplicación de carga axial tal



que no se generen tensiones teóricas) produciéndose una redistribución de presiones. Bowles (1997) menciona que esta redistribución, con fines prácticos, se toma como una presión actuante uniforme en la zapata, a esto se le conoce como método de Meyerhof, se reemplaza la distribución trapezoidal o triangular por una distribución constante rectangular en un área efectiva. La figura 107 resume esta consideración.

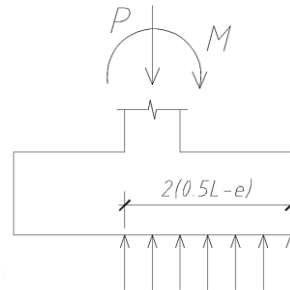


Figura 107. Esquema de zapata sometida a fuerza axial y momento con el método de Meyerhof

Fuente: Propia

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{P}{2 * (0.5L - e)B} \quad (\text{Exp. 11.6.})$$

Para la capacidad admisible el artículo 15.2.4 de la Norma E.060 establece que se puede considerar un incremento del 30% del valor de la capacidad admisible del suelo para solicitaciones sísmicas y se toma el 80% del valor de la sollicitación para la combinación de cargas para la comprobación de las presiones en el suelo acorde al artículo 15.2.5.

Las combinaciones de cargas de servicio para comprobar la capacidad máxima del suelo son:

- S1 = CM+CV
- S2 = (CM+CV) + 0.8\*CSX
- S3 = (CM+CV) - 0.8\*CSX
- S4 = (CM+CV) + 0.8\*CSY
- S5 = (CM+CV) - 0.8\*CSY

### 11.3. Tipos de cimentación

#### 11.3.1. Zapatas aisladas

Son aquellas zapatas que solo tienen contacto con un elemento estructural vertical, mayormente columnas. En la figura 108 se ve distintos tipos de peralte en la zapata.

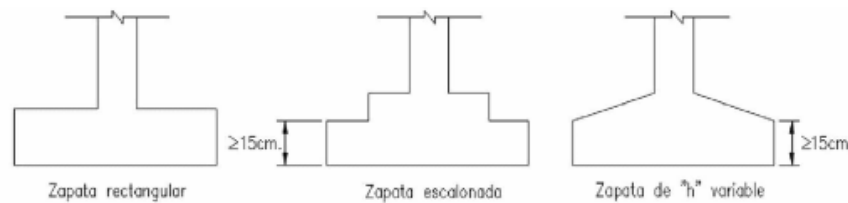


Figura 108. Peralte en zapatas aisladas

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

Harmsen(2017) contempla un espesor mínimo de zapata de 15cm, en el artículo 15.7 de la Norma E.060 el peralte mínimo debe ser mayor a 30cm para zapatas apoyadas sobre el suelo, además lo necesario para poder anclar el fierro longitudinal de los elementos verticales.

Para el diseño por flexión se siguen los mismos lineamientos para las vigas, el momento último debe ser leído a la cara de la columna mediante un plano vertical a través de la zapata como se indica en el artículo 15.4.1 de la Norma.

La cuantía mínima para zapatas está dada por el artículo 9.7.2 como ya se ha visto para losas, esta cuantía es de 0.0018. En el artículo 10.5.4 se indica que cuando el refuerzo se distribuya en dos caras, en la zona de tracción debe tener una cuantía mínima de 0.0012.

Para el diseño por corte se tienen que hacer dos verificaciones, la primera es análogo al diseño por corte de losas y con la misma expresión 5.1. En la figura 109 se muestran las secciones críticas para el diseño del denominado corte por flexión.

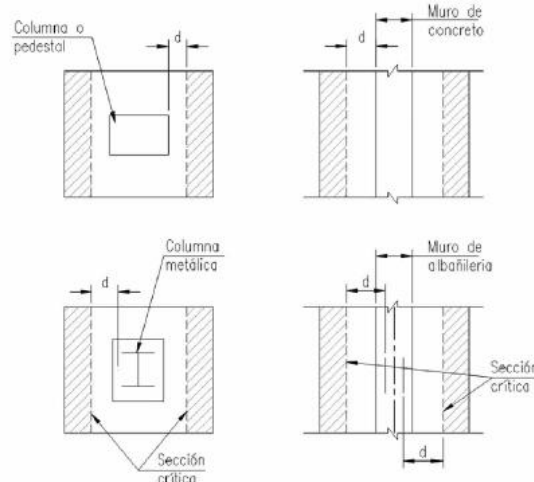


Figura 109. Secciones críticas para el diseño de corte por flexión

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

En el artículo 11.12.1.2 se indica que el segundo caso es el comportamiento en dos direcciones del corte, donde el agrietamiento se presenta como una superficie de cono o pirámide truncados alrededor de la carga puntual. La sección crítica a analizar está ubicada a una distancia de “d/2” del área efectiva de carga como se muestra en la figura 110.

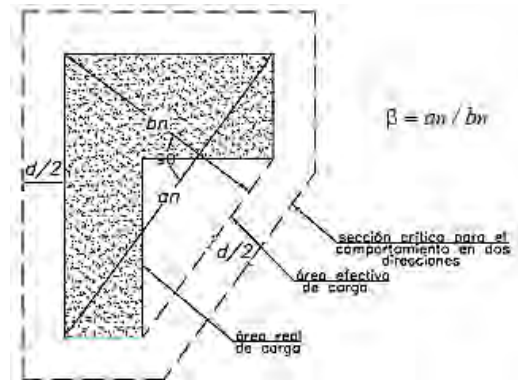


Figura 110. Esquema de la sección crítica en una columna en forma de L

Fuente: Norma E.060 de diseño en Concreto Armado (2020)

A este cortante en dos direcciones se le conoce como punzonamiento, según el artículo 11.12.2.1 la resistencia al corte por punzonamiento debe ser el menor:

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06\sqrt{f'_c} * b_o * d \quad (\text{Exp. 11.7.})$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * (2 + \alpha_s d/b_o) * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad (\text{Exp. 11.8.})$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 * (1 + 2/\beta_c)\sqrt{f'_c} * b_o * d \quad (\text{Exp. 11.9.})$$

Donde:

$b_o$ : Perímetro de la sección crítica

$\beta_c$ : Relación entre el lado largo y lado corto de la columna

$\alpha_s$ : Constante de punzonamiento que toma el valor de 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina

### 11.3.2. Zapatas combinadas

Son aquellas zapatas que contienen 2 o más elementos verticales alineados, es usada cuando la distancia entre estos elementos no es la suficiente para poder emplear zapatas aisladas o cuando los esfuerzos en el suelo resultan muy elevados y se requiere ampliar la zapata abarcando otros elementos.

El predimensionamiento se hace con la finalidad de que la resultante de las fuerzas axiales y momentos coincidan con el centro de gravedad de la zapata para obtener las presiones en el suelo como si se tratara de una zapata aislada. Esto se representa en la figura 111.

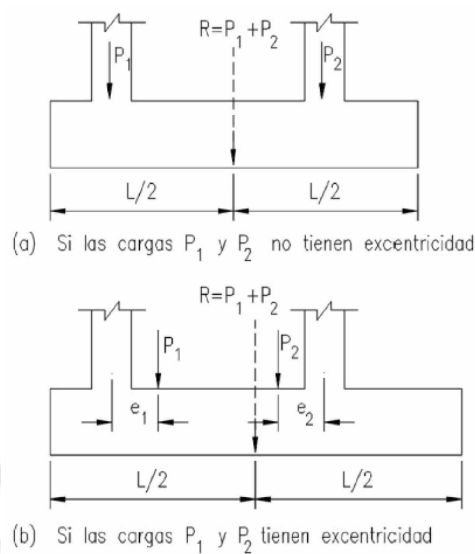


Figura 111. Traslado de fuerzas de las columnas al centro de la zapata combinada

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

En caso de exceder la capacidad admisible del suelo, se incrementa el ancho de la zapata combinada. Las zapatas combinadas pasan las mismas comprobaciones y análisis que se vio anteriormente para las zapatas aisladas. En la figura 112 se muestra el esquema de la sección crítica para cada columna de una zapata combinada con limitaciones de tamaño.

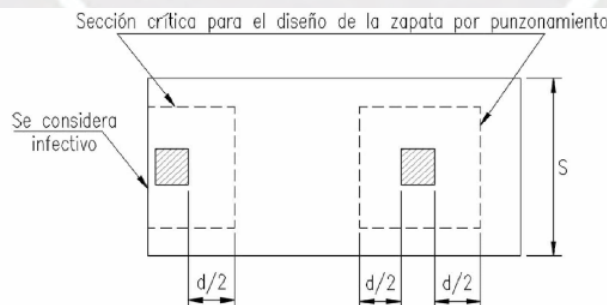


Figura 112. Reducción de la sección crítica en columnas de zapatas combinada por limitaciones de tamaño

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

### 11.3.3. Zapatas conectadas

Usadas cuando se presentan momentos de gran magnitud debido a la excentricidad. Esto puede darse para elementos que reciben grandes sollicitaciones sísmicas o elementos excéntricos con su zapata respectiva como puede darse el caso para columnas laterales.

Estas zapatas se conectan mediante una viga de cimentación que es la encargada de transmitir el momento de una zapata con excentricidad a la otra en el interior. La viga de cimentación debe ser suficientemente rígida para garantizar la transmisión de momentos.

En la figura 113 se muestra un esquema general de las zapatas conectadas. Para su análisis a la viga se idealiza con apoyos en el centro de la zapata y con momentos aplicados en estas.

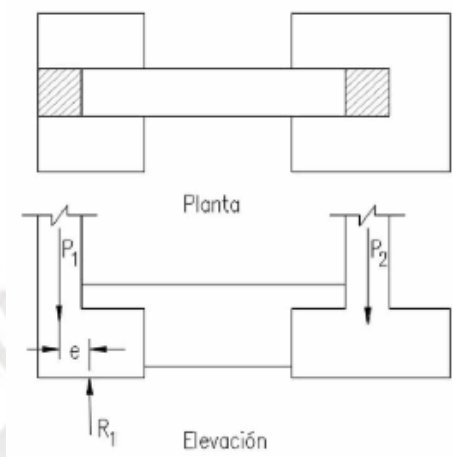


Figura 113. Esquema de zapatas conectadas

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (2017)

#### 11.4. Diseño de zapatas aisladas

##### 11.4.1. Predimensionamiento

Se analizará a la zapata de la columna C-07 con nombre Z-07, en la tabla 64 se muestran las cargas sobre la zapata obtenidas del análisis estructural.

Tabla 63. Cargas a partir del análisis estructural de la columna C-07

Caso de carga	FX (ton)	FY (ton)	FZ (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
Muerta	-1.38	0	88.63	0	-1.32
Viva	-0.32	0	14.61	0	-0.3
Sismo X	0.17	-0.12	-0.43	0.27	0.8
Sismo Y	0.01	10.28	82.96	-43.29	-0.02

Fuente: Propia

Como esta columna presenta momentos y axiales grandes de sismo, no se predimensiona bajo carlas de gravedad solamente, por ende, se muestran los resultados (luego de iteraciones) para un volado de 0.75m que es el que cumple los requisitos.

$$L_{zap} = 2.80\text{m}; B_{zap} = 1.80\text{m}; H_{zap} = 0.60\text{m}$$

$$P_{cim} = L_{zap} * B_{zap} * H_{zap} * 2.4 \text{ton/m}^3 = 7.26 \text{ton}; P_{suelorelleno} = 10.74 \text{ton}$$

En la tabla 65 se muestran las fuerzas y momentos para cada combinación servicio con el que se comprobarán las presiones en el terreno.

Tabla 64. Fuerzas y momentos para cada combo de servicio en el fondo de la zapata 07

Cargas	S1	S2	S3	S4	S5
P(ton)	121.2	120.9	121.6	187.6	54.9
Vx(ton)	1.7	1.6	1.8	1.7	1.7
Vy(ton)	0.0	0.1	-0.1	-8.2	8.2
Mx(ton.m)	0.0	0.2	-0.2	-34.6	34.6
My(ton.m)	-1.6	-1.0	-2.3	-1.6	-1.6

Fuente: Propia

En la tabla 66 se usan las expresiones 11.5 y 11.6 para hallar las 4 presiones en la zapata y la presión máxima según Meyerhoff (solo aplicada cuando hay presión negativa teórica).

Tabla 65. Verificación de presiones para las combinaciones de servicio para la zapata 07

Presión	S1	S2	S3	S4	S5	S6
$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	22.0	25.1	24.7	25.7	53.0	26.7
$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	22.0	25.1	24.5	25.5	23.6	-2.8
$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> )	20.3	23.0	23.4	22.7	50.9	24.6
$\sigma_4$ (ton/m <sup>2</sup> )	20.3	23.0	23.2	22.5	21.4	-4.9
$\sigma_{mey}$ (ton/m <sup>2</sup> )	21.5	24.4	24.2	24.7	43.3	20.5
$\sigma_{max}$ (ton/m <sup>2</sup> )	22.0	25.1	24.7	25.7	53.0	20.5
$\sigma_{adm}$ (ton/m <sup>2</sup> )	45.0	45.0	58.5	58.5	58.5	58.5
Verif. Presión	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

Fuente: Propia

Luego de comprobar que ninguna combinación de servicio exceda lo permisible, se halla la presión última como se muestra en la tabla 68 con las cargas mostradas en la tabla 67.

Tabla 66. Fuerzas y momentos para combinaciones de carga última en la zapata Z-07

Cargas	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
P(ton)	174.1	151.1	152.0	234.5	68.6	95.5	96.4	178.9	13.0
Mx(ton.m)	0.0	0.3	-0.3	-43.3	43.3	0.3	-0.3	-43.3	43.3
My(ton.m)	-2.4	-1.2	-2.8	-2.0	-2.0	-0.4	-2.0	-1.2	-1.2

Fuente: Propia

Tabla 67. Presiones últimas en los suelos por las combinaciones de diseño en la zapata Z-07

Presión	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
$\sigma_{u1}$ (ton/m <sup>2</sup> )	36.1	30.9	32.1	66.3	33.3	19.3	20.6	54.7	21.8
$\sigma_{u2}$ (ton/m <sup>2</sup> )	36.1	30.7	31.9	29.5	-3.5	19.1	20.3	17.9	-15.1
$\sigma_{u3}$ (ton/m <sup>2</sup> )	33.0	29.3	28.4	63.6	30.7	18.8	17.9	53.1	20.2
$\sigma_{u4}$ (ton/m <sup>2</sup> )	33.0	29.1	28.2	26.8	-6.1	18.6	17.7	16.3	-16.6
$\sigma_{umey}$ (ton/m <sup>2</sup> )	35.1	30.3	30.8	54.1	25.6	19.1	19.6	43.2	-2.1
$\sigma_{max}$ (ton/m <sup>2</sup> )	36.1	30.9	32.1	66.3	33.3	19.3	20.6	54.7	21.8

Fuente: Propia

La presión de diseño en la zapata es de 66.3ton/m<sup>2</sup> según la cuarta combinación última.

#### 11.4.2. Diseño por flexión

El momento flector se analiza por metro de ancho, por tanto:

$$M_u = (66.3\text{ton/m} (0.75\text{m})^2) / 2 = 18.6\text{ton} \cdot \text{m}$$

$$a = 50\text{cm} - \sqrt{(50\text{cm})^2 - \frac{2 * |1860000\text{kg} \cdot \text{cm}|}{\phi * 0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100\text{cm}}} = 2.4\text{cm}$$

$$A_s = \frac{|1860000\text{kg} \cdot \text{cm}|}{\phi * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (50\text{cm} - 2.4\text{cm}/2)} = 10.1\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * 100\text{cm} * (60\text{cm} - 10\text{cm}) = 9\text{cm}^2$$

Se usa solo una malla inferior con diámetro de 5/8" cuya área sea superior a 10.1cm<sup>2</sup>

$$\text{Entonces, Malla inferior: } \phi 5/8" @ 0.175 \rightarrow 11.4\text{cm}^2$$

#### 11.4.3. Diseño por cortante unidireccional

Se halla la fuerza cortante a una distancia 'd' desde la cara de la columna.

$$V_u = \frac{66.3\text{ton}}{\text{m}} * (0.75\text{m} - 0.50\text{m}) = 16.7\text{ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 100\text{cm} * 50\text{cm} = 32.6\text{ton}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , se comprueba el diseño por cortante.

#### 11.4.4. Diseño por punzonamiento o cortante en dos direcciones

Se halla el corte por punzonamiento con la carga última sobre el área de la zapata menos el área de la zona crítica.

$$\text{Acrítica} = (0.30\text{m} + 0.50\text{m}) * (1.30\text{m} + 0.50\text{m}) = 1.44\text{m}^2$$

$$V_u = 66.3\text{ton/m}^2 * (2.80\text{m} * 1.80\text{m} - 1.44\text{m}^2) = 238.6\text{ton}$$

Se hallan las resistencias al punzonamiento con las expresiones 11.8, 11.9 y 11.10.

$$b_o = 2 * (0.30\text{m} + 0.50\text{m}) + 2 * (1.30\text{m} + 0.50\text{m}) = 5.20\text{m}$$

$$\beta_c = 1.30\text{m}/0.30\text{m} = 4.33; \alpha_s = 30$$

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 520\text{cm} * 50\text{cm} = 339.5\text{ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(2 + \frac{30 * 50\text{cm}}{520\text{cm}}\right) * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 520\text{cm} * 50\text{cm} = 422.4\text{ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 * (1 + 2/4.33) * \sqrt{210\text{kg/cm}^2} * 520\text{cm} * 50\text{cm} = 248.1\text{ton}$$

$\phi V_c = 248.1\text{ton} > V_u$ ; por tanto, cumple con el diseño por punzonamiento.

#### 11.4.5. Distribución de acero en zapatas

A continuación, en la figura 114 se muestra el diseño final de la zapata en estudio.

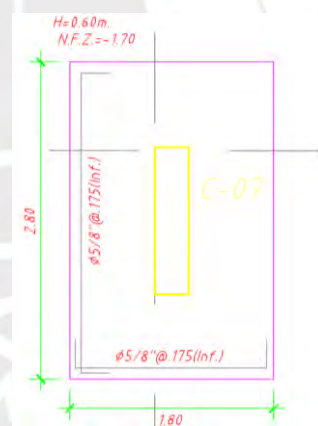


Figura 114. Diseño de la zapata de la columna C-07

Fuente: Propia

## 11.5. Diseño de zapatas conectadas

### 11.5.1. Predimensionamiento

La comprobación manual de las zapatas conectadas pertenecientes a los elementos C-09, C-08, PL-06 y PL-07 como se muestra en la figura 115, se realizará mediante un primer análisis para las fuerzas y momentos que componen el mecanismo que se muestra en la figura 116 asumiendo que la viga conectada a PL-06 tomará el momento por la zapata excéntrica en



proporción a su área tributaria, con esta reacción se comprobará las dimensiones elegidas para no exceder las presiones máximas con los momentos transversales en la zapata total de la PL-07. La segunda parte consistirá en el modelado en Safe.

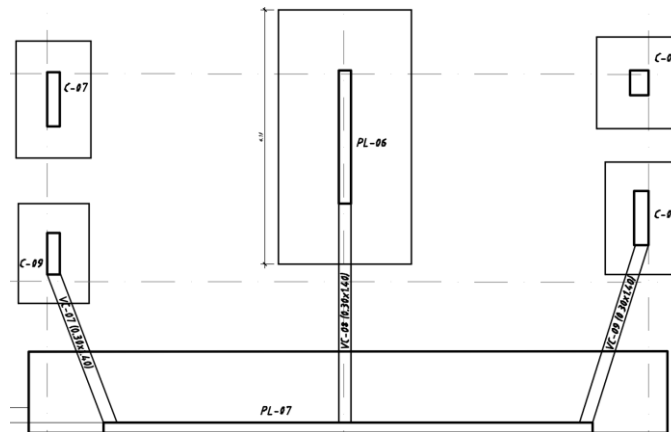


Figura 115. Zapata conectada analizada correspondiente a la PL-06 y PL-07

Fuente: Propia

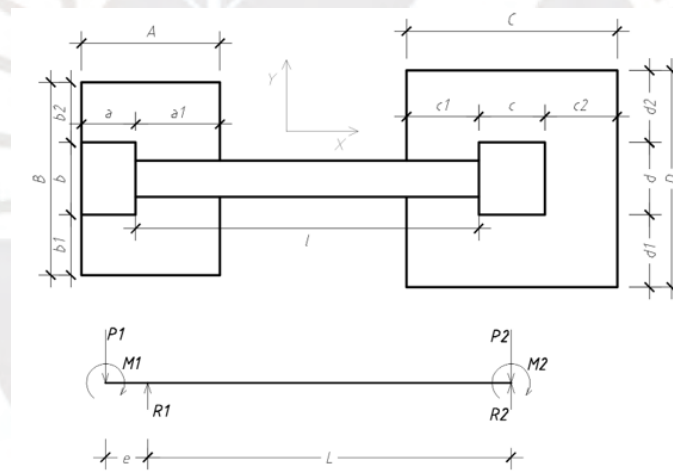


Figura 116. Mecanismo de zapata conectada y valores necesarios

Fuente: Propia

Nombre: PL-07

a =	0.25	m	
b =	5.70	m	
a1 =	1.70	m	
b1 =	0.00	m	
b2 =	0.00	m	
A =	2.05	m	
B =	5.70	m	
h1 =	0.70	m	Altura de suelo
hz1 =	1.00	m	Peralte de Zapata

Nombre: PL-06

c =	3.20	m	
d =	0.30	m	
c1 =	1.10	m	
c2 =	1.10	m	
d1 =	1.10	m	
d2 =	1.10	m	
C =	5.40	m	
D =	2.50	m	
h2 =	0.80	m	Altura de suelo
hz2 =	0.90	m	Peralte de Zapata

$$\begin{array}{llll}
 \text{Azap} = 11.69 \text{ m}^2 & \text{Área de la Zapata} & \text{Azap} = 13.50 \text{ m}^2 & \text{Área de la Zapata} \\
 \text{Ixx} = 31.64 \text{ m}^4 & & \text{Ixx} = 7.03 \text{ m}^4 & \\
 \text{Iyy} = 4.09 \text{ m}^4 & & \text{Iyy} = 32.81 \text{ m}^4 & \\
 l = 5.25 \text{ m} & & & 
 \end{array}$$

Se halla la longitud 'L' y la excentricidad 'e' para el análisis del mecanismo:

$$L = l + a + c + c^2 - A/2 - C/2 = 6.08\text{m}$$

$$e = A/2 - a/2 = 0.90\text{m}$$

En la tabla 69 se muestran las cargas útiles para hallar las reacciones en el mecanismo y en la tabla 70 se muestran las cargas del mecanismo en sí para cada combinación para comprobación de presiones.

Tabla 68. Cargas para el análisis de la viga conectada

Carga	PL-07	PL-06
Pm (ton)	148.4	470.8
Mmyy (ton.m)	0.1	-2.8
Pv (ton.m)	20.9	90.0
Mvyy (ton.m)	-0.1	-0.7
Psx (ton.m)	1.9	1.6
MSXyy (ton.m)	0.7	-27.5
Psy (ton.m)	-25.2	-24.5
MSYyy (ton.m)	-6.1	519.5

Fuente: Propia

Tabla 69. Cargas del mecanismo para las combinaciones de comprobación de presiones

Combinación	P1 (ton)	P2 (ton)	M1 (ton.m)	M2 (ton.m)
S1	169.3	560.8	0.0	-3.5
S2	170.8	562.1	0.5	-25.5
S3	167.7	559.5	-0.5	18.4
S4	149.1	541.2	-4.8	412.1
S5	189.4	580.4	4.9	-419.1

Fuente: Propia

Con las expresiones 11.11 y 11.12 se hallan las reacciones se muestra en la tabla 71.

$$R1 = P1 + \frac{P1 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} \quad (\text{Exp. 11.11.})$$

$$R2 = P2 - \frac{P1 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L} \quad (\text{Exp. 11.12.})$$

Tabla 70. Reacciones R1 y R2 para las combinaciones de presiones entre zapatas de PL-07 y PL-06

Combinación	R1 (ton)	R2 (ton)
S1	194.9	535.2
S2	200.2	532.8
S3	189.6	537.7
S4	104.2	586.2
S5	285.7	484.3

Fuente: Propia

a) Presiones en zapata de PL-06

A continuación, se muestran los momentos transversales para hallar la presión máxima para la zapata de PL-06.

$$M_{mxx} = 0 \text{ ton. m}; M_{vxx} = 0 \text{ ton. m}; M_{SXxx} = -27.5 \text{ ton. m}; M_{SYxx} = 0.1 \text{ ton. m}$$

Se calculan los pesos de la zapata y el peso de la tierra.

$$P_{zap} = 29.2 \text{ ton} \text{ y } P_{tierra} = 20.1 \text{ ton}$$

La presión en el suelo se calcula de la siguiente forma con la expresión 11.13.

$$\sigma = \frac{R + P_{zap} + P_{tierra}}{A_{zap}} \pm \frac{6 * M_{tr}}{LongZap * AnchoZap^2} \quad (\text{Exp. 11.13.})$$

Se muestra las presiones obtenidas en la tabla 72.

Tabla 71. Presiones máximas en el suelo para la zapata de la placa PL-06

Combinación	PL-06	
	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )
S1	43.3	43.3
S2	43.4	42.8
S3	43.2	43.8
S4	47.1	47.1
S5	39.5	39.5
Máximo	47.1	

Fuente: Propia

La presión en el suelo es menor a la capacidad admisible, las dimensiones son adecuadas.

b) Presiones en zapata de PL-07

Se analizó 5.70m de la placa PL-07 de una longitud total de 11.75m, por tanto, la carga máxima de la reacción 1 será amplificada para obtener la reacción en la totalidad de la placa luego de obtener la presión por esta reacción, se aplican los momentos transversales.

$$\text{Factor} = 11.75\text{m}/5.70\text{m} = 2.06$$

$$M_{mxx} = 0\text{ton. m}; M_{vxx} = 0\text{ton. m}; M_{SXxx} = -27.5\text{ton. m}; M_{SYxx} = 0.1\text{ton. m}$$

$$\text{AnchoZap} = 15.55\text{m} \text{ y } \text{LargoZap} = 2.05\text{m}$$

$$P_{zap} = 76.5\text{ton} \text{ y } P_{tierra} = 44.6\text{ton}$$

Teniendo en cuenta el factor de amplificación y la expresión 11.13, se dan las tablas 73 y 74.

Tabla 72. Fuerzas axiales y momentos transversales recibidas para la zapata de PL-07

Combinación	R1 (ton)	R+Pzap+Ptierra (ton)	Mtr (ton.m)
S1	401.5	522.6	-3.5
S2	412.4	533.5	2831.1
S3	390.6	511.8	-2838.1
S4	214.5	335.7	366.6
S5	588.5	709.6	-373.6

Fuente: Propia

Tabla 73. Presiones en el suelo incluyendo momentos transversales para la zapata de PL-07

Combinación	(R+Pzap+Ptierra)/ Azap (ton/m <sup>2</sup> )	6Mtr/(L*A <sup>2</sup> ) (ton/m <sup>2</sup> )	σ1 (ton/m <sup>2</sup> )	σ2 (ton/m <sup>2</sup> )	σMeyerhoff (ton/m <sup>2</sup> )
S1	16.4	0	16.4	16.4	No
S2	16.7	34.3	51	-17.6	52.8
S3	16.1	-34.4	-18.3	50.5	56.1
S4	10.5	4.4	14.9	6.1	No
S5	22.3	-4.5	17.8	26.8	No

Fuente: Propia

La presión en el suelo es menor a la capacidad admisible, las dimensiones son adecuadas.

### 11.5.2. Diseño por flexión

#### a) Flexión para la zapata de PL-06

La presión para esta zapata está gobernada por cargas de gravedad, para obtener la presión última de diseño se amplifica por 1.6 como un valor conservador.

$$q_u = 43.3\text{ton/m}^2 * 1.6 = 69.3\text{ton/m}^2; w_u = 69.3\text{ton/m}; L_{uz} = 1.10\text{m}; d = 0.80\text{m}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 * 100\text{cm} * 90\text{cm} = 16.2\text{cm}^2$$

$$M_u = w_u * L_{uz}^2/2 = 69.3\text{ton/m} * (1.10\text{m})^2/2 = 41.9\text{ton. m} \rightarrow A_s = 14.2\text{cm}^2$$

El acero necesario para cumplir  $M_u$  es menor al acero mínimo, entonces:

Bastará con la Malla inferior:  $\phi 3/4"@0.15 \rightarrow 18.9\text{cm}^2$

a) Flexión para la zapata de PL-07

Se realizó un modelo en SAFE con las dimensiones calculadas anteriormente para conocer sus momentos flectores y fuerzas cortantes críticos. En la figura 117 y la figura 118 se muestran los momentos flectores en dirección M11 y M22 respectivamente.

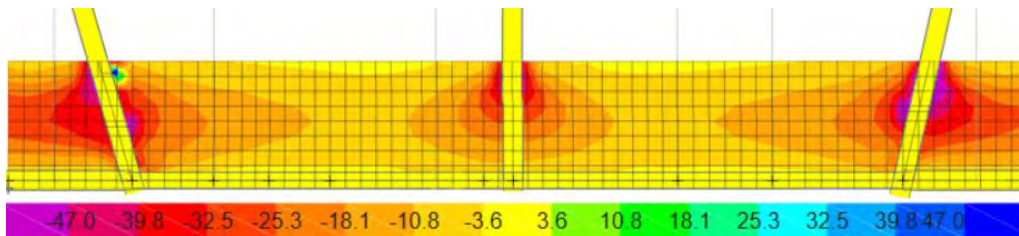


Figura 117. Momentos M22 alrededor del eje Y de la zapata de PL-07

Fuente: Safe

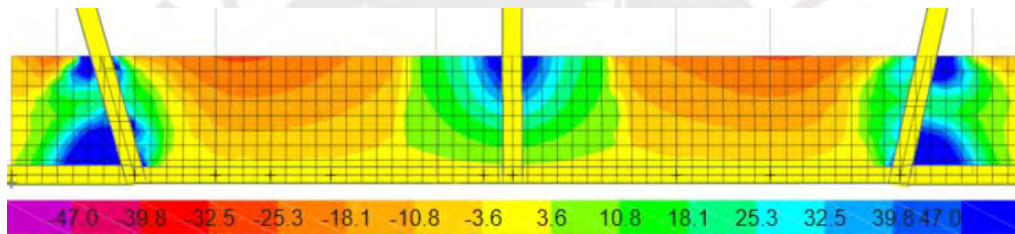


Figura 118. Momentos M11 alrededor del eje X de la zapata de PL-07

Fuente: Safe

Debido a que la zapata presenta presiones positivas como negativas, se instala una doble malla con cuantía de 0.0012 para cada cara como se indica la cuantía mínima para zonas de tracción según el artículo 10.5.4 de la Norma.

$$d' = 0.10\text{m}; d = 0.80\text{m}; \text{Asmín} = 0.0012 * 100\text{cm} * 100\text{cm} = 12\text{cm}^2$$

$$\text{Entonces, Malla inferior y superior mínima: } \phi 3/4"@0.20 \rightarrow 14.2\text{cm}^2$$

En la tabla 75 se muestra el cálculo del acero adicional para las zonas de mayor sollicitación de momentos.

Tabla 74. Acero calculado e instalado para la zapata de la PL-07

Mu (ton*m)	Acero de malla por metro (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As calc (cm <sup>2</sup> )	Bastones adicionales(") y separación(cm)		As instalado adicional (cm <sup>2</sup> )	As instalado total (cm <sup>2</sup> )
Momento M22 (fierro superior)							
-29.6	14.2	2.1	8.8	-	-	0.0	14.2
Momento M11 (fierro inferior)							
125.6	14.2	9.2	38.9	1	20	25.3	39.5
-16.5	14.2	1.1	4.9	-	-	0.0	14.2
82.4	14.2	5.9	25.0	3/4	20	14.3	28.5
-16.3	14.2	1.1	4.8	-	-	0.0	14.2
103.2	14.2	7.4	31.6	1	20	25.3	39.5

Fuente: Propia

## 11.5.3. Diseño por cortante

## a) Corte para la zapata de PL-06

El corte se calcula para un metro de ancho a una distancia 'd' de la cara del elemento vertical.

$$w_u = 69.3 \text{ ton/m}; \text{ Luz} - d = 1.10 \text{ m} - 0.80 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

$$V_u = w_u * (\text{Luz} - d) = 69.3 \text{ ton/m} * 0.30 \text{ m} = 20.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 80 \text{ cm} = 52.2 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c > V_u$ , se comprueba el diseño por cortante.

## b) Punzonamiento para la zapata de PL-06

$$\text{Acrítica} = (0.30 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) * (3.20 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) = 4.4 \text{ m}^2$$

$$V_u = 69.3 \text{ ton/m}^2 * (5.40 \text{ m} * 2.50 \text{ m} - 4.4 \text{ m}^2) = 630.3 \text{ ton}$$

Se hallan las resistencias al punzonamiento con las expresiones 11.8, 11.9 y 11.10.

$$b_o = 2 * (0.30 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) + 2 * (3.20 \text{ m} + 0.80 \text{ m}) = 10.2 \text{ m}$$

$$\beta_c = 3.20 \text{ m} / 0.30 \text{ m} = 10.2; \alpha_s = 40$$

$$\phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 10200 \text{ cm} * 80 \text{ cm} = 1065.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left( 2 + \frac{40 * 80 \text{ cm}}{10200 \text{ cm}} \right) * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 10200 \text{ cm} * 80 \text{ cm} = 1394 \text{ ton}$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{10.2}\right) \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 10200 \text{cm} * 80 \text{cm} = 632.6 \text{ton}$$

$\phi V_c = 632.6 \text{ton} > V_u$ ; por tanto, cumple con el diseño por punzonamiento.

c) Corte para la zapata PL-07

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 100 \text{cm} * 90 \text{cm} = 58.8 \text{ton}$$

En la figura 119 y figura 120 se muestran las fuerzas cortantes lineales mediante el elemento strip del Safe para saber las cortantes máximas a la distancia 'd' de la cara.

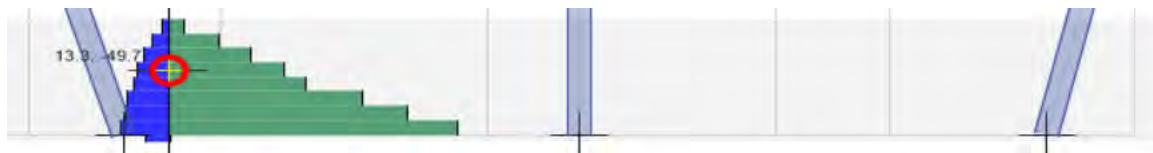


Figura 119. Diagrama de fuerza cortante V23 de la zapata de PL-07

Fuente: Safe

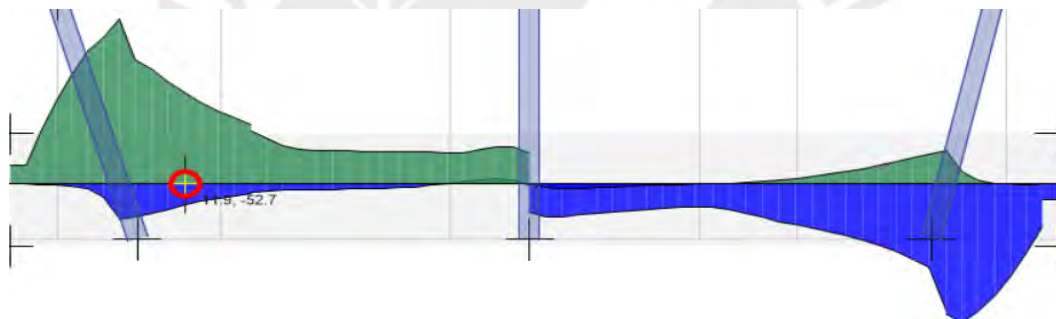


Figura 120. Diagrama de fuerza cortante V13 de la zapata de PL-07

Fuente: Safe

Se observa que  $V_{13\text{max}} = -52.7 \text{ton}$  y  $V_{23\text{max}} = -49.7 \text{ton}$  son menores a la resistencia cortante  $\phi V_c = 58.8 \text{ton}$ , por tanto, se comprueba la resistencia a corte de la zapata analizada.

#### 11.5.4. Distribución de acero en zapatas conectadas

En las figuras 121 y 122 se muestran los diseños finales para las zapatas de PL-06 y PL-07.



Figura 121. Diseño final de la zapata de PL-06

Fuente: Propia

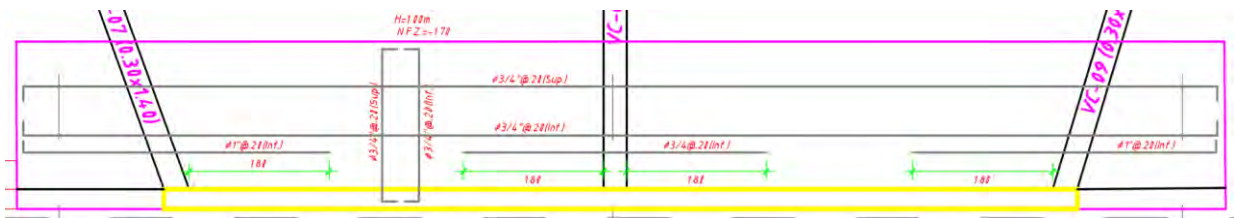


Figura 122. Diseño final de la zapata de PL-07

Fuente: Propia

## 11.6. Diseño de viga de cimentación

Se mostrará el ejemplo del diseño de la viga VC-08 que conecta a las placas PL-06 y PL-07.

### 11.6.1. Diseño por flexión

Como la viga de cimentación es vaciada sobre el terreno, el recubrimiento es de 7cm, el peralte de la viga es de 1.40m y ancho de 0.30m.

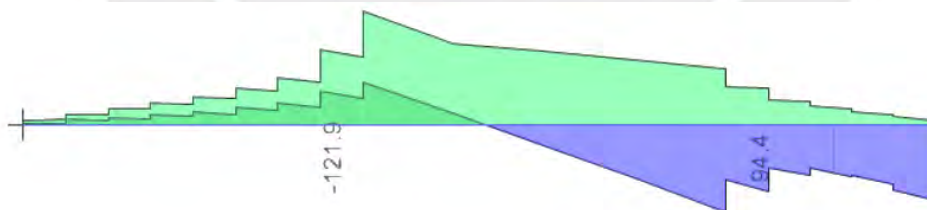


Figura 123. Diagrama de momentos flectores para la viga de cimentación VC-08

Fuente: Safe

En la tabla 76 se muestra el acero calculado para la viga con la envolvente de momentos.

$$b = 0.30\text{m}; d' = 0.10\text{m}; d = 1.30\text{m}$$



Tabla 75. Acero calculado para momentos últimos de la viga VC-08

Mu (ton*m)	Asmin (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As calc (cm <sup>2</sup> )	Fierros corridos #	(")	Bastones adicionales #	(")	As calc (cm <sup>2</sup> )	As inst total (cm <sup>2</sup> )
-121.9	9.42	64.1	21.2	27.01	4	1	2	1	27.0	30.6
94.4	9.42	64.1	16.1	20.48	3	1	2	3/4	20.5	20.9

Fuente: Propia

### 11.6.2. Diseño por cortante

Para el diseño por corte se tomarán los requisitos mínimos de confinamiento y espaciamiento de estribos del artículo 21.4.4. En la figura 124 se muestra el diagrama de fuerzas cortantes.



Figura 124. Diagrama de fuerzas cortantes para a viga de cimentación VC-08

Fuente: Safe

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 30 \text{ cm} * 130 \text{ cm} = 25.5 \text{ ton}$$

$$V_u = 73.7 \text{ ton} = 25.5 \text{ ton} + \phi V_s \rightarrow \phi V_s = 48.2 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 48.2 \text{ ton} = \phi \frac{2 * 1.29 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 130 \text{ cm}}{s}$$

El valor de la separación de estribos de 1/2" es de  $s = 24.8 \text{ cm}$

La longitud de confinamiento es  $2h = 2.80 \text{ m}$  desde cada extremo, es decir, toda la longitud deberá estar a un mismo mínimo espaciamiento dado por el menor de:

- $d/4 = 140 \text{ cm}/4 = 35 \text{ cm}$
- $10 * d_b = 10 * 2.54 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$
- $24 * 1/2" * (2.54 \text{ cm}) = 30.5 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

Por tanto, Estribos: 1  $\square$   $\phi 1/2"$ : 1@0.05, Rto@0.20 c/ext

### 11.6.3. Distribución de acero en vigas de cimentación

En la figura 125 se muestra el diseño final de la viga VC-08.

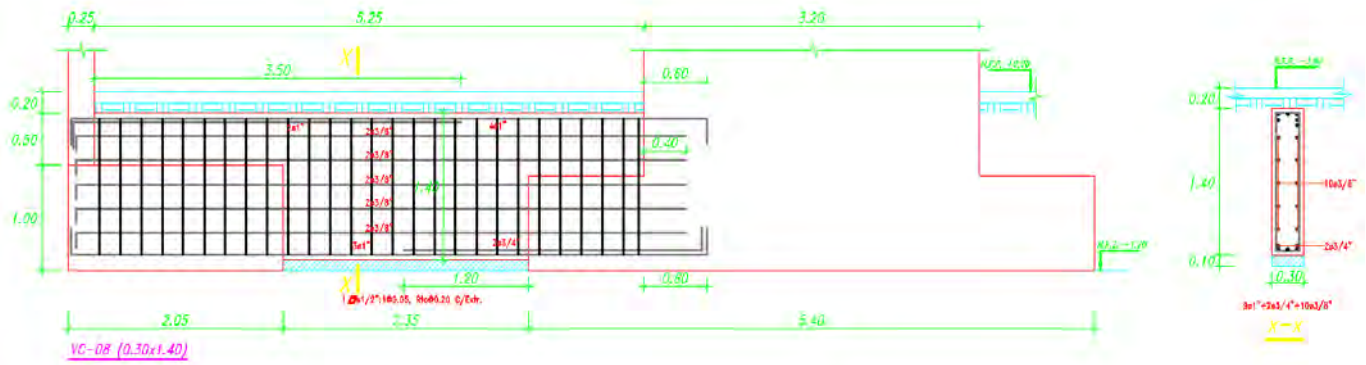


Figura 125. Diseño final de la viga de cimentación VC-08

Fuente: Propia



## CAPÍTULO 12: DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 12.1. Diseño de cisterna

El volumen estimado de cisterna estimado es de  $45\text{m}^3$ , este se dispondrá en la zona de los estacionamientos cerca a la placa PL-05 y se dispondrá de un cuarto de bombas al que se accederá mediante una escalera de gato. Las dimensiones internas del cuarto de bombas y de la cisterna son de  $3.50 \times 2.00 \times 3.00\text{m}$  y  $3.50 \times 5.20 \times 3\text{m}$  respectivamente.

La norma E.060 establece dos combinaciones de diseño adicionales donde se involucra el empuje lateral del suelo (CE) y la presión de líquidos (CL).

$$U1 = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

$$U2 = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

Sin embargo, no necesariamente representa la peor demanda, se analizarán dos casos, el primero será para cargas temporales cuyo factor de amplificación es de 1.25 con el extremo superior libre (losa aún no colocada) y el segundo caso es con la carga permanente con la losa colocada. En la figura 126 se muestra la denominación de cada muro.

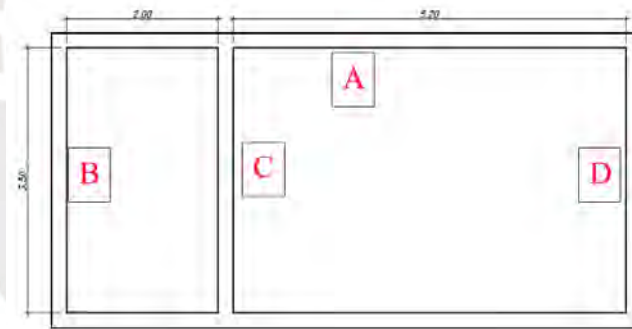


Figura 126. Muros de la cisterna sometidos a presiones de agua y suelo

Fuente: Propia

La presión del agua es una presión triangular extendida en una altura de 2.5m, se calcula la máxima presión en el fondo.

$$Ph = \rho_{\text{agua}} * h = 1\text{ton}/\text{m}^3 * 2.5\text{m} = 2.5\text{ton}/\text{m}^2$$

Para la presión en el suelo se considera el valor del coeficiente de empuje lateral activo del suelo  $K_a=0.33$  y una altura de 3m.

$$Psuelo = \rho_{\text{suelo}} * h * K_a = 2.0\text{ton}/\text{m}^3 * 3\text{m} * 0.33 = 2\text{ton}/\text{m}^2$$

### 12.1.1. Diseño por flexión

Para muros en contacto con agua la cuantía mínima es 0.003 según la tabla 7.12.2.1 del ACI 350.

Muros en contacto con agua: Doble malla  $\phi 3/8'' @ 0.225 \rightarrow \rho = 0.0032$ ;  $A_s = 3.15 \text{ cm}^2$

En las figuras 127 y 128 se muestran los momentos últimos mayores obtenidos que se da para el caso de cargas temporales del suelo.

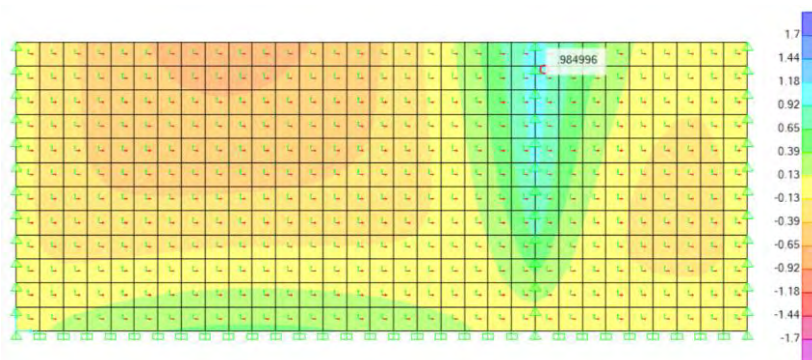


Figura 127. Momentos flectores  $M11$  para el muro A de la cisterna

Fuente: Propia

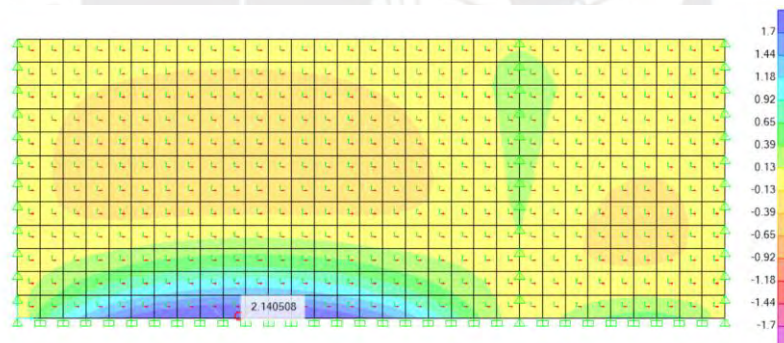


Figura 128. Momentos flectores  $M22$  para el muro A de la cisterna

Fuente: Propia

Los momentos de la malla mínima son superiores a la demanda exceptuando a la parte inferior del muro, entonces:

$$M_u = 2.14 \text{ ton} \cdot \text{m}; a = 15 \text{ cm} - \sqrt{(15 \text{ cm})^2 - \frac{2 * |214000 \text{ kg} \cdot \text{cm}|}{\phi * 0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100 \text{ cm}}} = 0.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{|214000 \text{ kg} \cdot \text{cm}|}{\phi * 4200 \text{ kg/cm}^2 * (15 \text{ cm} - 0.92 \text{ cm}/2)} = 3.9 \text{ cm}^2$$

Se adicionarán bastones para llegar al acero solicitado.

$$\text{Entonces: } \phi 3/8" @ 0.225 + \phi 3/8" @ 0.45 \rightarrow 4.7 \text{ cm}^2$$

### 12.1.2. Diseño por cortante

En las figuras 129 y 130 se muestran las fuerzas cortantes del muro A.

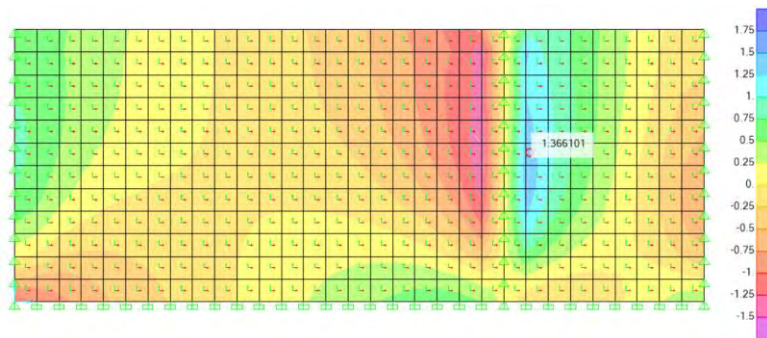


Figura 129. Fuerza cortante V13 en el muro A de la cisterna

Fuente: Propia

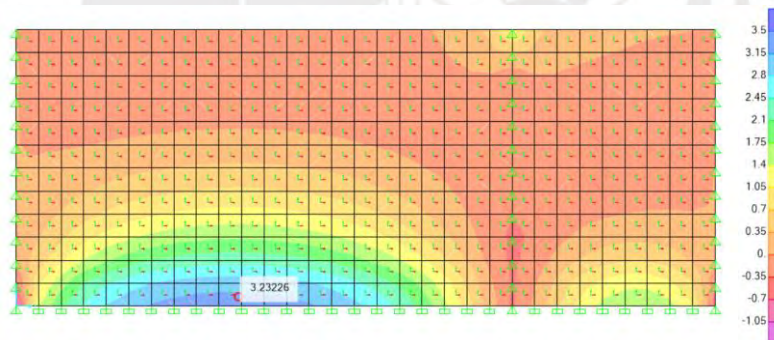


Figura 130. Fuerza cortante V23 en el muro A de la cisterna

Fuente: Propia

El mayor valor de la fuerza cortante es  $V_u = 3.2$  ton, entonces

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2} * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 9.8 \text{ ton}$$

Como  $\phi V_c \geq V_u = 3.2 \text{ ton}$  se comprueba la resistencia por corte del muro de cisterna.

### 12.1.3. Distribución de acero en muros de cisterna

En la figura 131 se muestra el diseño final de la cisterna.

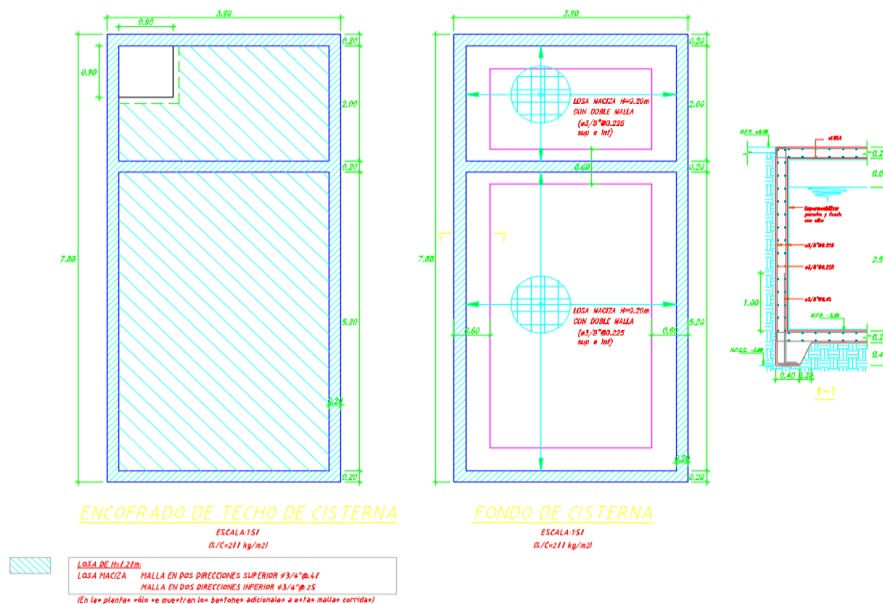


Figura 131. Diseño final de cisterna

Fuente: Propia

## 12.2. Diseño de escaleras

Se diseñarán las escaleras principales asumiendo un comportamiento unidireccional mediante el modelado en el software Sap2000 como elementos lineales y con apoyos fijos en los muros y en las vigas, el esquema del tramo analizado se muestra en la figura 132.

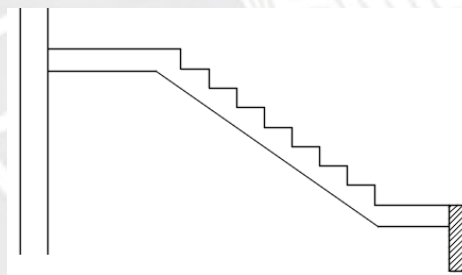


Figura 132. Esquema del tramo de escalera analizado

Fuente: Propia

Para las cargas muertas se cuenta con dos tramos, el tramo de espesor de 20cm y la escalera con garganta de 15cm, entonces se tiene para 1 metro de ancho:

$$WCM_{\text{tramo}20} = (0.48 + 0.10)\text{ton/m}$$

Se usa la expresión propuesta por el ingeniero San Bartolomé para peso propio de escaleras.

$$W_{\text{ppescalera}} = \gamma * \left( \frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left( \frac{cp}{p} \right)^2} \right) = 2.4 * \left( \frac{0.18\text{m}}{2} + 0.15\text{m} * \sqrt{1 + \left( \frac{0.18\text{m}}{0.25\text{m}} \right)^2} \right)$$

$$W_{ppescalera} = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{CMtramo15} = W_{ppescalera} + W_{pterminado} = 0.76 \text{ ton/m}$$

La sobrecarga es igual para ambos espesores, por tanto, para la carga última se tiene:

$$W_{Utramo20} = 1.4 * 0.58 \text{ ton/m} + 1.7 * 0.2 \text{ ton/m} = 1.15 \text{ ton/m}$$

$$W_{Utramo20} = 1.4 * 0.76 \text{ ton/m} + 1.7 * 0.2 \text{ ton/m} = 1.4 \text{ ton/m}$$

### 12.2.1. Diseño por flexión

En la figura 133 se muestra el diagrama de momentos obtenido, se toma en cuenta

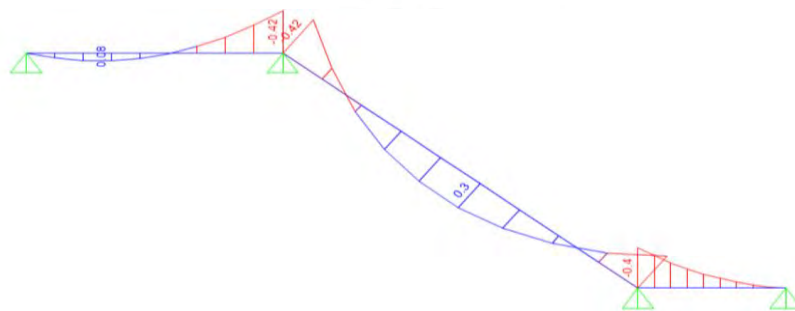


Figura 133. Diagrama de momento flector para el tramo de escalera analizada

Fuente: Propia

El momento máximo se encuentra en el tramo de espesor de garganta de 15cm, entonces:

$$d' = 0.03 \text{ m}, d = 0.12 \text{ m}; A_{s\text{mín}} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Entonces para la malla (se distribuirá para la malla inferior solamente):

$$A_{s\text{ inferior mín}}: \phi 3 / 8 @ 0.25 \rightarrow 0.71 \text{ cm}^2 / 0.25 \text{ m} = 2.84 \text{ cm}^2 / \text{ m}$$

$$a = \frac{2.84 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} = 0.67 \text{ cm}$$

$$2.84 \text{ cm}^2 = \frac{|M_n|}{\phi * 4200 * (12 \text{ cm} - 0.67 \text{ cm}/2)} \rightarrow \phi M_n = 1.25 \text{ ton. m}$$

Como  $\phi M_n = 1.25 \text{ ton. m}$  es mayor a  $M_u = -0.42 \text{ ton. m}$ , se comprueba el diseño.

### 12.2.2. Diseño por cortante

En la figura 134 se muestra el diagrama de fuerza cortante de la escalera.

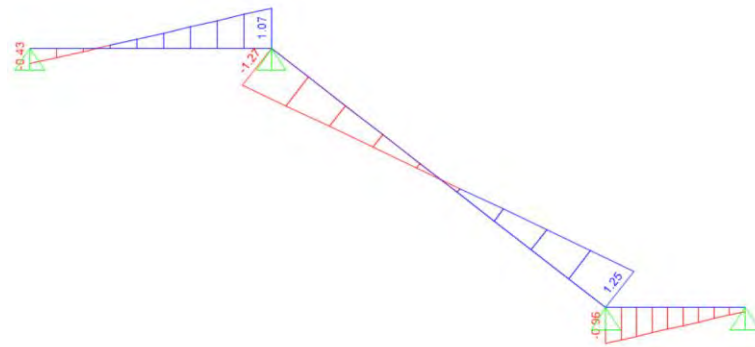


Figura 134. Diagrama de fuerza cortante para el tramo de escalera analizada

Fuente: Propia

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 100 \text{cm} * 12 \text{cm} = 7.8 \text{ton}$$

Como  $V_u=1.27 \text{ton}$  es menor a  $\phi V_c = 7.8 \text{ton}$ , se comprueba el diseño.

### 12.2.3. Distribución de acero en escaleras

En la figura 135 se muestra el diseño final del tramo de la escalera analizada.



Figura 135. Diseño final del tramo de escalera analizado

Fuente: Propia

## 12.3. Diseño de cerco perimétrico

El análisis del cerco perimétrico fue realizado para condiciones sísmicas, considerando cargas perpendiculares a su plano de acción, según lo establecido en la norma E.070. Se incluyó la evaluación de los esfuerzos en la albañilería, y una revisión tanto a nivel global y local.

### 12.3.1. Verificación de esfuerzos en el muro

Según la norma E.030, los elementos no estructurales (cercos) se diseñan considerando una fuerza horizontal aplicada en la dirección horizontal:



$$F = 0.5 * Z * U * S * Pe = 0.225 * \gamma_{\text{material}} * b * t * h$$

Para el diseño por el método de esfuerzos admisibles, la norma E.030 en el acápite 43 menciona que la fuerza horizontal se reduce por un factor de 0.80, además, se transforma la ecuación para obtener una fuerza por unidad de área.

$$F = 0.18 * \gamma_{\text{material}} * t$$

Se consideró el peso propio de albañilería de  $1800 \text{ kg/m}^3$  y el espesor del ladrillo KK de 13cm, con lo que se obtuvo una carga  $w = 42.1 \text{ kg/m}^2$ . Asimismo, se consideró la carga sísmica del tarrajeo ( $2000 \text{ kg/m}^3$ ) con un espesor de 2cm ( $w = 7.2 \text{ kg/m}^2$ ); por ello, se obtuvo un valor de total de  $w = 49.3 \text{ kg/m}^2$ . En la figura 136 se muestra el esquema del cerco.

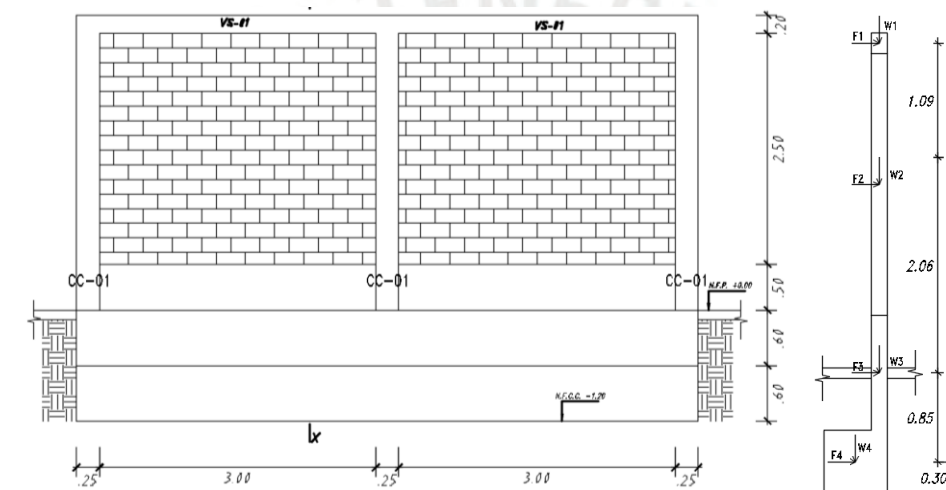


Figura 136. Esquema del cerco perimétrico

Fuente: Propia

Se consideró un muro arriostrado por 4 lados: por las vigas soleras, columnetas y sobrecimiento. Por lo tanto, pertenece al caso 1 de la tabla 12 de la norma E.070.

Se estableció la menor dimensión de la albañilería ( $a=2.5\text{m}$ ) y la mayor como ( $b=3.0\text{m}$ ), por lo que la relación  $b/a$  es igual a 1.2 y con esto se determinó un valor de  $m$  igual a 0.0627.

En el artículo 9.1.7 de la E.070 se muestra la expresión para calcular el momento flector máximo por metro de ancho dependiente del factor ' $m$ ' y del valor de ' $a$ '.

$$M_s = m * a^2 * w = 0.0627 * 2.5^2 * 49.3 = 19.3 \text{ kg. m}$$

$$\text{Entonces, el esfuerzo es: } f_m = \frac{6 * M_s}{b * t^2} = \frac{6 * 19.3 \text{ kg. m}}{100 \text{ cm} * (13 \text{ cm})^2} = 0.69 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que el esfuerzo sobre la albañilería resultó ser menor al máximo estipulado en la norma E.070 en 9.1.8 (1.5kg/cm<sup>2</sup> para albañilería simple), por tanto, las dimensiones son adecuadas.

### 12.3.2. Análisis de la estabilidad global

Este análisis consistió en la revisión a volteo y deslizamiento del muro para condiciones sísmicas mediante los factores de seguridad establecidos en la norma E.050, en el caso de la revisión por volteo se estableció la esquina inferior derecha como el centro de reducción, en la tabla 77 se muestran los pesos de sus elementos y su fuerza sísmica.

Tabla 76. Pesos de los elementos del cerco perimétrico

Descripción	Peso kg	C.S kg/m
Viga solera	72	16
Albañilería	585	132
Sobrecimiento	396	89
Cimiento	864	194
Peso de tierra	540	122

Fuente: Propia

Seguidamente, se calculó el empuje activo en condiciones sísmicas (Ead) mediante el método de Seed y Whitman. Este consiste en la separación del empuje activo dinámico en dos componentes: en la resultante de activo estático (Ea) y el incremento del empuje activo en condiciones sísmicas ( $\Delta Eas$ ),

El empuje activo estático (Ea) se calculó mediante la ecuación de Rankine y la altura de aplicación de dicha fuerza fue a H/3 (40cm) de la base de la cimentación.

$$Ea = \frac{1}{2} * \gamma * Ka * H^2 = \frac{1}{2} * \frac{2000\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.33 * (1.2\text{m})^2 = 475\text{kg}$$

Se tiene para el incremento del empuje activo en condiciones sísmicas ( $\Delta Eas$ ) aplicada a una altura 2H/3 (80cm) del fondo del cimiento.

$$kh = 0.5 * Z * U * S = 0.5 * 0.45 = 0.225$$

$$\Delta Kas = \frac{3}{4} * kh = \frac{3}{4} * 0.225 = 0.169$$

$$\Delta Eas = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \Delta Kas = \frac{1}{2} * \frac{2000\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.169 = 243\text{kg}$$

Donde kh es la aceleración horizontal del suelo en función de  $g=9.8\text{m/s}^2$ ;  $\Delta Kas$  es la variación del coeficiente de empuje activo en condiciones sísmicas. Por otro lado, el empuje pasivo es la

suma de las fuerzas sísmicas del empuje activo y las cargas sísmicas de la tabla 77 (multiplicadas por 0.8 para convertirlas a condiciones de servicio) con el empuje activo activo estático.

$$E_p = 0.8(C.S) + 0.8(\Delta E_{as}) + E_a = 0.8(16 + 132 + 89 + 194) + 0.8(243) + 475 \\ = 1014\text{kg}$$

Asimismo, se comprobó que este valor sea menor que el máximo propuesto por Prakash y Basanava donde 'kps' es el coeficiente de empuje pasivo en condiciones sísmicas y  $k_p = 3.3$  es el coeficiente de empuje pasivo en condiciones estáticas.

$$K_{ps} = 0.85 * k_p = 0.85 * 3.3 = 2.805$$

$$E_{p\text{max}} = 1/2 * \gamma * k_{ps} * H^2 = 1/2 * 2000\text{kg/m}^3 * 2.805 * (1.2\text{m})^2 = 4039\text{kg}$$

El valor del empuje pasivo es menor al valor máximo y esta se aplica a una altura  $H/3$  (40cm) del fondo de cimiento. Para el cálculo de los factores de seguridad se empleará el valor del empuje pasivo máximo ( $E_{p\text{max}} = 4039\text{kg}$ ).

Harmsen (2017) indica un valor usual para la fricción entre el concreto contra suelos arenosos como  $\mu=0.45$ . En la tabla 78 se muestran las fuerzas resistentes y actuantes para el cerco.

Tabla 77. Fuerzas y momentos resistentes y actuantes por elementos del cerco

Descripción	Fuerza (kg)	Brazo (m)	Fuerza resistente (kg)	Momento resistente (kg.m)
Peso de viga solera (W1)	72	0.075	32	5
Peso de la albañilería (W2)	585	0.075	263	44
Peso de sobrecimiento (W3)	396	0.075	178	30
Peso de cimiento (W4)	864	0.300	389	259
Peso de tierra (W5)	540	0.375	243	203
0.8xEmpuje pasivo máximo ( $E_{p\text{max}}$ )	3231	0.400	3231	1292
Total			4337	1833
Descripción	Fuerza (kg)	Brazo (m)	Fuerza actuante (kg)	Momento actuante (kg.m)
0.8xC.S.viga solera (F1)	13	4.300	13	56
0.8xC.S.albañilería (F2)	106	2.950	106	313
0.8xC.S.sobrecimiento(F3)	71	1.150	71	82
0.8xC.S. cimiento (F4)	155	0.300	155	47
Empuje activo estático ( $E_a$ )	475	0.400	475	190
0.8xIncremento de $E_a(\Delta E_{as})$	194	0.800	194	155
Total			1014	842

Fuente: Propia

Se calcularon los factores de seguridad al volteo (FSv) y al deslizamiento (FSd)

$$FSv = \frac{1833\text{kg} \cdot \text{m}}{842\text{kg} \cdot \text{m}} = 2.17; \quad FSd = \frac{4337\text{kg}}{1014\text{kg}} = 4.28$$

Según la Norma E.070, el valor de FSv FSd deben ser mayores a 2 y 1.5 respectivamente. Por lo tanto, las dimensiones del cerco son adecuadas.

Por último, se hallaron las presiones sobre el terreno mediante el método de Meyerhoff. Para este caso se consideró el empuje pasivo actuante (1014kg). Para emplear el método de Meyerhoff, se trasladaron las reacciones al centro de la cimentación

$$M_{\text{resis}} = (5 + 44 + 30 + 259 + 182 + 406)\text{kg} \cdot \text{m} = 926\text{kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{act}} = (56 + 313 + 82 + 47 + 190 + 155)\text{kg} \cdot \text{m} = 843\text{kg} \cdot \text{m}$$

Para la esquina inferior derecha:  $M = M_{\text{resis}} - M_{\text{act}} = 83\text{kg} \cdot \text{m}$ ;  $P = \sum Fv = 2457\text{kg}$

$$M_{\text{cg}} = P \cdot (0.60\text{m}/2) - M = 2457\text{kg} \cdot 0.30\text{m} - 83\text{kg} \cdot \text{m} = 654\text{kg} \cdot \text{m}$$

$M_{\text{cg}}$  es el momento trasladado al centro de la cimentación, con estos valores se procedió a calcular los esfuerzos sobre el terreno para 1m de ancho.

$$\sigma = \left( \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2} \right) = \frac{2457\text{kg}}{0.60\text{m} \cdot 1\text{m}} \pm \frac{6 \cdot 654\text{kg} \cdot \text{m}}{1\text{m} \cdot (0.6\text{m})^2} = 4.1 \pm 11.1 \text{ ton/m}^2$$

Como existen valores negativos de esfuerzos en el terreno, entonces se procedió a calcular el esfuerzo en el terreno mediante la fórmula de Meyerhoff.

$$e = M_{\text{cg}}/P = 654\text{kg} \cdot \text{m}/2457\text{kg} = 0.266\text{m}$$

$$\sigma = \left( \frac{P}{0.60\text{m} - 2 \cdot e} \right) = \frac{2457\text{kg}}{0.60\text{m} - 2 \cdot 0.266\text{m}} = 36.1\text{ton/m}^2$$

Este valor es menor a 58.5ton/m<sup>2</sup> (1.3qadm); por lo tanto, se cumple con lo establecido por la norma E.060 en 15.2.4.

### 12.3.3. Análisis de los elementos del cerco

Para el diseño de los elementos se utilizó la carga horizontal por m<sup>2</sup>  $w = 49.3\text{kg/m}^2$  (obtenida en la revisión de esfuerzos sobre la albañilería) que son distribuidas a los elementos de soporte mediante la regla del sobre como se muestra en la figura 137.

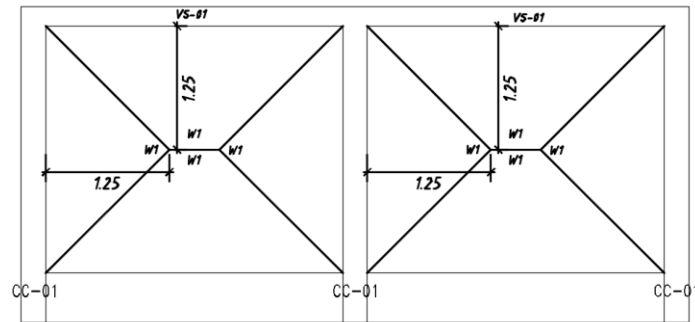


Figura 137. Distribución por regla del sobre para los elementos del cerco

Fuente: Propia

Se determinó las cargas  $w_1$ ,  $w_{col}$  y  $w_{solera}$  siendo la primera la carga sísmica distribuida lineal producida por la tabiquería y las últimas dos la carga sísmica del propio elemento.

$$w_1 = w * 1.25m = 49.3 \text{ kg/m}^2 * 1.25m = 62\text{kg/m}$$

$$w_{col} = 0.225 * \gamma_{material} * b * t = 0.225 * 2.4\text{ton/m}^3 * 0.20m * 0.15m = 16\text{kg/m}$$

$$w_{solera} = 0.225 * \gamma_{material} * b * t = 0.225 * 2.4\text{ton/m}^3 * 0.25m * 0.15m = 20\text{kg/m}$$

Considerando esas cargas, se obtuvo los diagramas de fuerza cortante y momento flector de la viga de solera y la columneta como se muestra en las figuras 138 y 139 respectivamente.

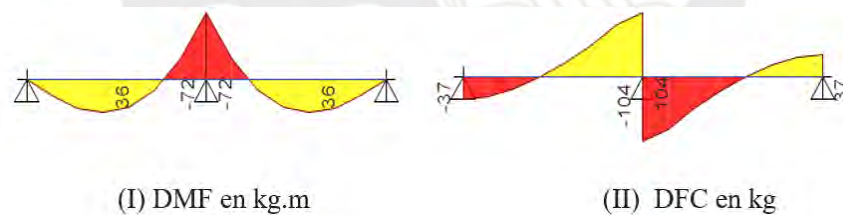


Figura 138. Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la viga solera

Fuente: Propia

Se analizó columneta central, ya que presenta mayor carga de tabiquería ( $2w_1 = 124\text{kg/m}$ ) y con una carga puntual de  $P_1 = 208\text{kg}$  debido a la reacción de la viga solera.

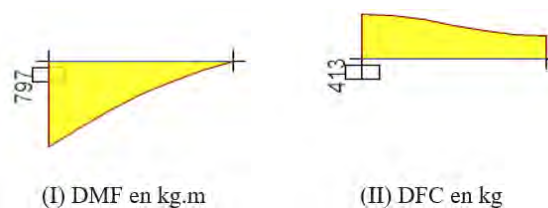


Figura 139. Diagrama de momento flector y fuerza cortante de la columneta

Fuente: Propia

Se calculan las fuerzas y momentos aplicados en el sobrecimiento en la base (nivel 0.00) para un brazo de palanca de 50cm (altura por encima del nivel del terreno). Se analizó para una longitud y espesor de 6.75m y 0.15m respectivamente, se muestra en la tabla 79.

Tabla 78. Momentos flector y cortante en la sección crítica del sobrecimiento

Descripción	Cantidad	Fuerza en la base (kg)	Ftotal kg	M (+0.50m) kg.m	Brazo (m)	M (+0.00m) kg.m	M total kg.m
Columna externa	2	165	330	256	0.5	339	677
Columna central	1	413	413	797	0.5	1004	1004
F.inercial albañilería	2	109	218	0	0.5	55	109
F.inercial sobrecim	1	273	273	0	0.25	68	68
Vtotal			1234	Mtotal			1858

Fuente: Propia

#### 12.3.4. Diseño de los elementos del cerco

##### a) Viga solera y columneta

Para el diseño de la viga solera y la columneta se consideraron un ancho de 20cm y 25cm, respectivamente; mientras que el peralte efectivo 'd' fue de 12cm para ambos casos. En la tabla 80 se muestra el acero requerido para dichos momentos últimos.

Tabla 79. Acero requerido para la viga solera y columneta

Elemento	Mu (kg*m)	Asmín (cm <sup>2</sup> )	Asmax (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	As calc (cm <sup>2</sup> )	Fierro colocado (cm <sup>2</sup> )	As instalado (cm <sup>2</sup> )
Solera	72	0.58	3.83	0.2	0.16	2 de 8mm	1.00
Columneta	797	0.72	4.78	1.8	1.9	2 de 1/2"	2.58

Fuente: Propia

Para el diseño por corte se emplearán estribos de  $\Phi 6\text{mm}$  ( $A_v = 56 \text{ cm}^2$ ) para la solera y columneta, se muestra la distribución de estribos en la tabla 81.

Tabla 80. Estribo instalado para cada elemento del cerco

Elemento	Vu kg	$\Phi V_c$ kg	Estribo instalado
Viga solera	104	1566	1 $\Phi 6\text{mm}$ :1@.05; Rto@.20
Columneta	413	1958	1 $\Phi 8\text{mm}$ : 1@.05, 4@.10, Rto @.25

Fuente: Propia

La fuerza resistente aportada por el concreto es suficiente para las cortantes últimas; sin embargo, se estribarán los elementos con fines constructivos para los fierros verticales y estribado mínimo dado por el capítulo 21.

## b) Sobrecimiento

$$M_u = 1858 \text{kg. m}; V_u = 1234 \text{kg}$$

Se considera un ancho  $b = 675 \text{cm}$  y un peralte efectivo de  $d = 12 \text{cm}$ .

$$A_{s\text{mín}} = 0.0020 * 675 \text{cm} * 15 \text{cm} = 20.2 \text{cm}^2$$

$$\text{As instalado: doble malla } \phi 8 \text{mm} @ 0.20 \rightarrow A_{\text{instalado}} = 33.8 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{16.9 \text{cm}^2 * 4200 \text{kg/cm}^2}{0.85 * 210 \text{kg/cm}^2 * 675 \text{cm}} = 0.59 \text{cm}$$

$$16.9 \text{cm}^2 = \frac{|M_n|}{\phi * 4200 * (12 \text{cm} - 0.59 \text{cm}/2)} \rightarrow \phi M_n = 7.4 \text{ton. m}$$

Como  $\phi M_n = 7.4 \text{ ton. m}$  es mayor a  $M_u = 1.8 \text{ ton. m}$ , se comprueba el diseño.

Para el diseño por corte:

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2} * 675 \text{cm} * 12 \text{cm} = 52.9 \text{ton}$$

Como  $\phi V_c = 52.9 \text{ ton. m}$  es mayor a  $V_u = 1.23 \text{ ton. m}$ , se comprueba el diseño.

## c) Cimiento

En la comprobación de los esfuerzos del suelo se obtuvo un valor de  $36.1 \text{ ton/m}^2$ , para obtener la presión última se multiplica este valor por 1.6 de manera conservadora.

$$W_u = 1.6 * 36.1 \text{ton/m}^2 = 57.7 \text{ton/m}^2$$

Para el análisis se empleó un metro de ancho y el momento se tomó a la cara del sobrecimiento (a una distancia de 45cm del extremo del cimiento).

$$M_u = 57.7 \text{ton/m}^2 * 100 \text{cm} * (60 \text{cm} - 15 \text{cm})^2 / 2 = 5.84 \text{ton. m}$$

Se determinó el momento de agrietamiento de la sección del cimiento, con el valor de resistencia a tracción  $f_r = 29 \text{kg/cm}^2$  hallado anteriormente.

$$\phi M_{cr} = \phi * \frac{29 \text{kg/cm}^2 * b * h^3 / 12}{0.5 * h} = \phi * \frac{29 \text{kg/cm}^2 * 100 * (60)^3 / 12}{0.5 * 60 \text{cm}} = 15.6 \text{ton. m}$$

Como  $\phi M_{cr} = 15.6 \text{ ton. m}$  es mayor a  $M_u = 5.84 \text{ ton. m}$ , no se necesita fierro adicional.

## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

### Comentarios

- Para edificios que tengan un número mayor a 4 pisos es necesario revisar el modelo estructural en el software Etabs, debido a que puede presentarse una alteración en los momentos de las vigas y fuerzas axiales de los elementos verticales debido a que estos últimos aceptan una alta deformación axial que no se presenta en una construcción real, puesto que a medida que se construye cada piso, las deformaciones mínimas que existen son contrarrestadas con el vaciado al mismo nivel para la construcción del siguiente piso. Se puede hacer uso de la herramienta de secuencia de construcción de Etabs o manejar dos modelos, uno para hallar las fuerzas sísmicas y otro con las deformaciones axiales restringidas para fuerzas de gravedad como se hizo en este documento.
- Para la viga de gravedad VPT-07 se contempló una contraflecha debido a la carga elevada de tabiquería en los paños adyacentes y su luz de 6.70m, de manera conservadora no se ha considerado el aporte como ala superior del concreto de las losas adyacentes a la viga.
- Para la cimentación que contiene a las placas PL-01, PL-02, PL-03, PL-04, C-02 y C-03, se usó un modelo en el software Safe donde se exportaron las cargas de Etabs, esto debido a que es una cimentación de forma irregular con muchas cargas en distintas direcciones y conectadas a zapatas para contrarrestar su excentricidad, el modelado agilizó el proceso de diseño para las zapatas y vigas de cimentación haciendo uso del coeficiente de Balasto que alcanza el valor de dos veces la resistencia del suelo.
- La placa PL-03 resiste una fuerza de 144.5ton en la dirección Y (34% de la fuerza cortante total en Y) y la placa PL-07 resiste una fuerza de 257.4ton en la dirección X (44% de la fuerza cortante total en X), por tanto, ambas placas se diseñan con un 125% de la fuerza cortante de análisis como se menciona en el artículo 34 de la Norma E.030.

### Conclusiones

- Los criterios de estructuración, predimensionamiento y procesos de diseño usados en este documento son los correctos al obtener un edificio con desplazamientos, cargas y rigidez dentro de los valores límite de la Norma E.030 con la resistencia y ductilidad en los elementos de concreto requeridos según la Norma E.060.
- Debido a la forma 'L' de la planta y a su distribución poco simétrica de elementos verticales, el uso de placas de gran longitud en el perímetro de la planta fue necesario para contrarrestar los efectos de torsión para ambas direcciones de análisis. Solo se presenta



irregularidad de esquina entrante  $I_p=0.9$ , más no irregularidad torsional debido a que se logró reducir la magnitud de la deriva a un valor menor al 50% con ratios de deriva máxima y deriva promedios mayores a 1.3.

- No fue necesario añadir algún detalle de fierro en intersecciones de viga con columnas debido a que las columnas no necesitaron un ratio mayor al 4% como lo indica la Norma.
- El predimensionamiento mostrado en las tablas 4, 7, 9 y 10 con consideraciones del ingeniero Antonio Blanco y de buena práctica ha sido adecuado para el diseño de los elementos horizontales y verticales teniendo en cuenta cierta holgura debido a la alta concentración de tabiquería en los paños.
- La cimentación de la placa PL-07 fue dimensionada con el estado crítico de los momentos generados por el sismo en la dirección X que son incluso mayores que los efectos de la excentricidad de su cimentación, esto es debido a la longitud de la placa, a su ubicación en el perímetro de la planta y por la poca densidad de muros en esa dirección. Las vigas de cimentación en sus extremos ayudaron a contrarrestar estos momentos elevados.
- Las cargas obtenidas en Safe, por ejemplo, la cimentación de la placa PL-06, cuyo valor de momento último en Safe es de 39.2 ton.m, son significativamente parecidas las obtenidas mediante cálculo manual, cuyo valor es de 41.8ton.m, esto indica que el uso de cálculos manuales y el software es correcto de manera indistinta.
- El diagrama de interacción de resistencia para columnas y placas según la Norma E.060 es más conservadora y, por ende, demanda más acero que lo dispuesto en el ACI 318-19 cuando se presentan bajas cargas axiales, esto no tiene mucho impacto en la cuantía de columnas más sí en algunas placas con alta demanda de sismo como en la placa PL-02.

## REFERENCIAS

- ACI 318-19. (2019). *Building requirements for structural concrete*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- American Structures Institute. (2006). *ACI 350.3-06: Seismic Design of Liquid Containing Concrete Structures*.
- Baglietto, Z. (1990). *Diseño estructural en acero*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Blasco, A. B. (1990). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: Capítulo de ingeniería civil.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill.
- Harmsen, T. (2017). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo editorial.
- Hassoun , M., & Al-Manaseer, A. (2015). *Structural Concrete Theory and Design*. Wiley.
- MacGregor, J., & Wight, J. (2012). *Reinforced concrete Mechanics and design*. Pearson Prentice Hall.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.020 de cargas*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.030 de Diseño Sismorresistente*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.060 de Concreto Armado*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2020). *Norma E.070 de Albañilería*.
- Ottazzi Pasino, G. (2018). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima.
- Peláez, A. M. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: SENCICO.
- Piqué del Pozo, J., & Scaletti Farina, H. (1991). *Análisis sísmico de edificios*. Lima: CIP.

# DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN EL DISTRITO DE LINCE

RELACIÓN DE PLANOS	
NÚMERO	PLANO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-03	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-04	PLACAS I
E-05	PLACAS II
E-06	COLUMNAS
E-07	ENCOFRADO DEL PISO 1
E-08	ENCOFRADO DEL PISO 2 AL 6
E-09	ENCOFRADO DEL PISO 7
E-10	VIGAS DEL PISO 1-I
E-11	VIGAS DEL PISO 1-II
E-12	VIGAS DEL PISO TÍPICO-I
E-13	VIGAS DEL PISO TÍPICO-II
E-14	VIGAS DEL PISO 7-I
E-15	VIGAS DEL PISO 7-II
E-16	ESCALERAS Y CERCO PERIMÉTRICO
E-17	DETALLES TÍPICOS

## CIMENTACIONES

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION:-

REGLAMENTO	Norma E.050
PRESIÓN ADMISIBLE	4.5 kg/cm <sup>2</sup>
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	1.70m
AGRESIVIDAD DEL SUELO	NO PRESENTA
TIPO DE CIMENTACIÓN	ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS Y CONECTADAS

## CARGAS

CARGAS VIVAS:

REGLAMENTO	Norma E.020
VIVIENDAS	200 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m <sup>2</sup>
CUARTOS DE MÁQUINAS	1000 kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA	100 kg/m <sup>2</sup>

CARGAS SÍSMICAS:

REGLAMENTO	NORMA E.030
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOLICITACIONES SISMICAS, R	R <sub>x</sub> = 5.4 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R <sub>y</sub> = 5.4 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

DIRECCION X-Y:  
-T<sub>xx</sub> = 0.28 SEG.  
-V<sub>xx</sub> = 579.1 TON.  
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 3.1 cm.  
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0019

DIRECCION Y-Y:  
-T<sub>yy</sub> = 0.56 SEG.  
-V<sub>yy</sub> = 428.5 TON.  
-MAXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 8.3 cm.  
-MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.005

## CONCRETO ARMADO

CALIDAD DEL CONCRETO:

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f' <sub>c</sub>	TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO+30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	f' <sub>c</sub> = 100 kg/cm <sup>2</sup>	6"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	f' <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS	f' <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	2"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	f' <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS Y LOSAS EN ENCOFRADOS DE TECHO	f' <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	f' <sub>c</sub> = 210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"

ACERO DE REFUERZO:

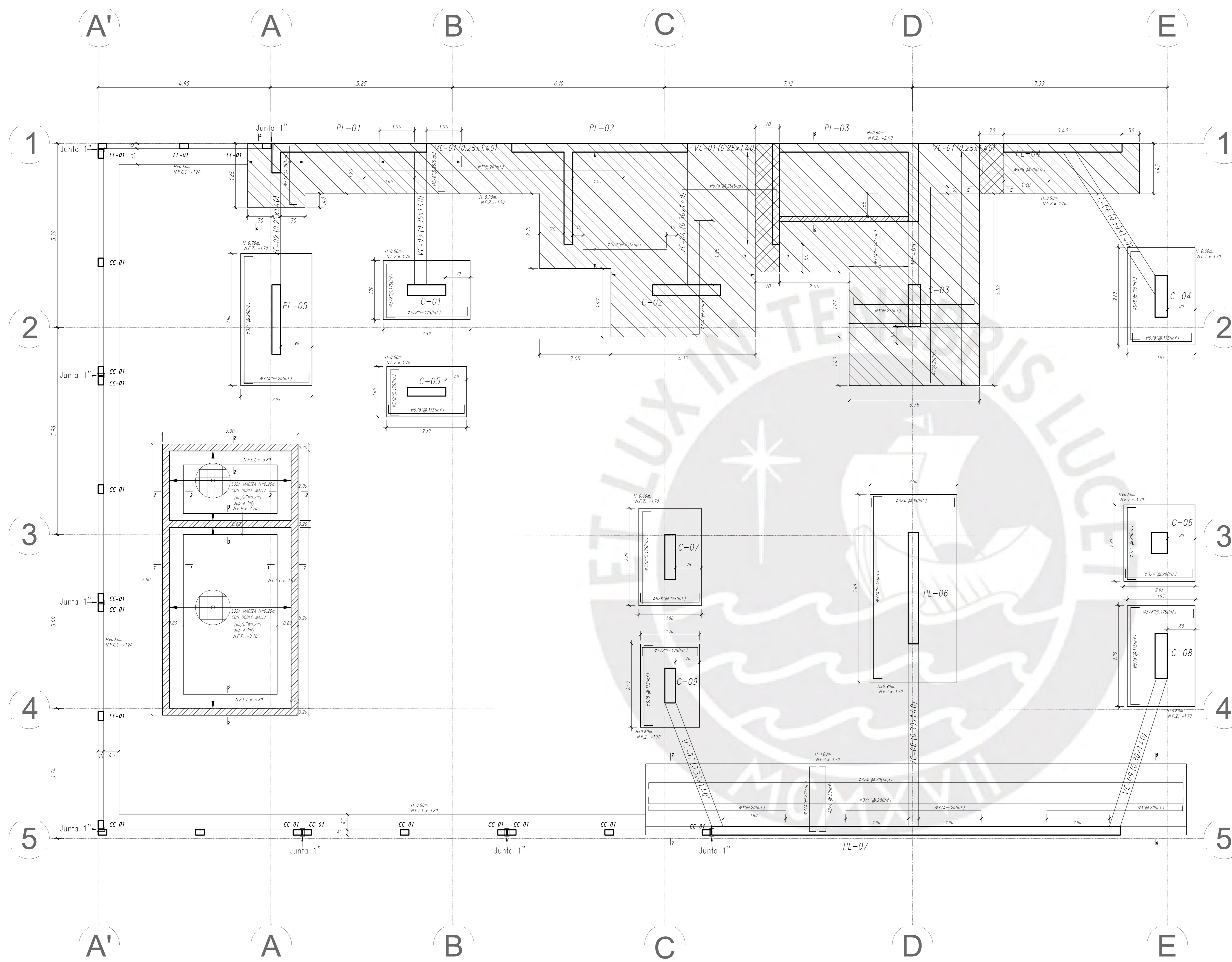
REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f' <sub>y</sub>
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

RECUBRIMIENTOS:

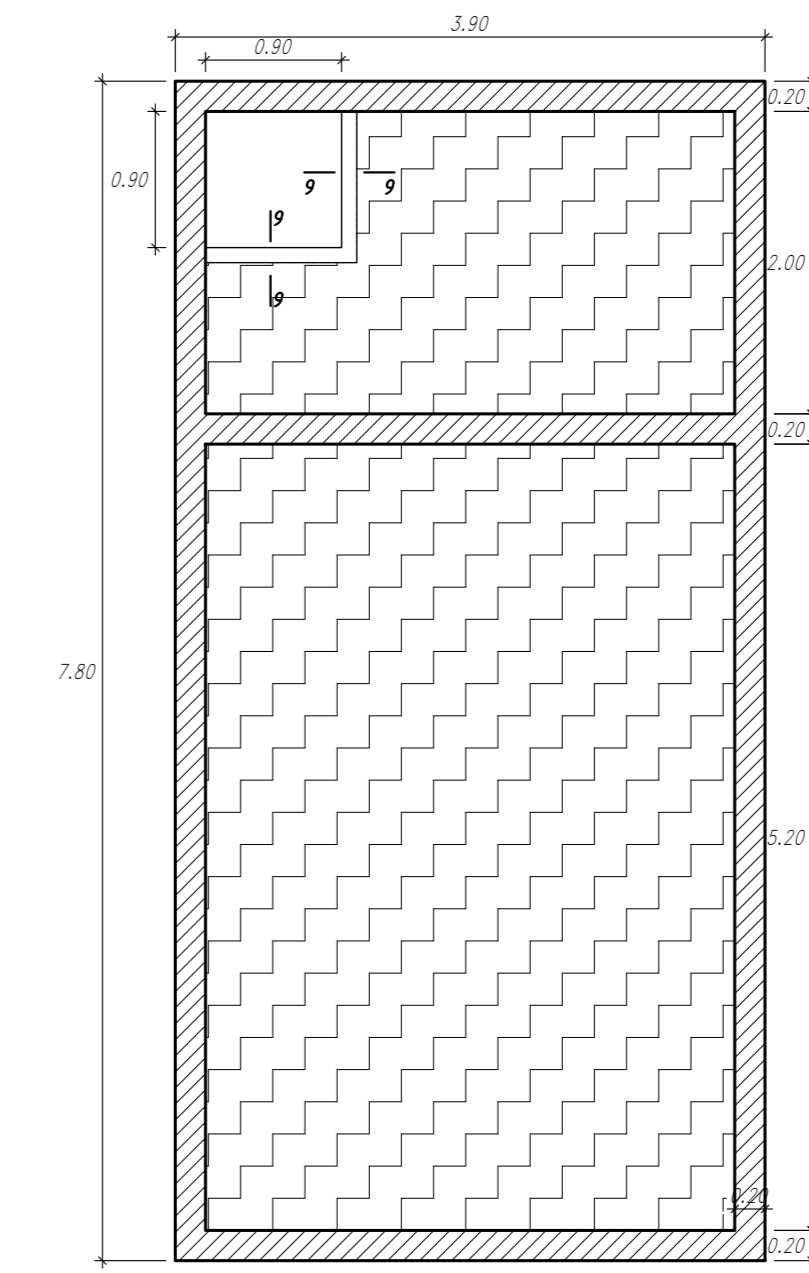
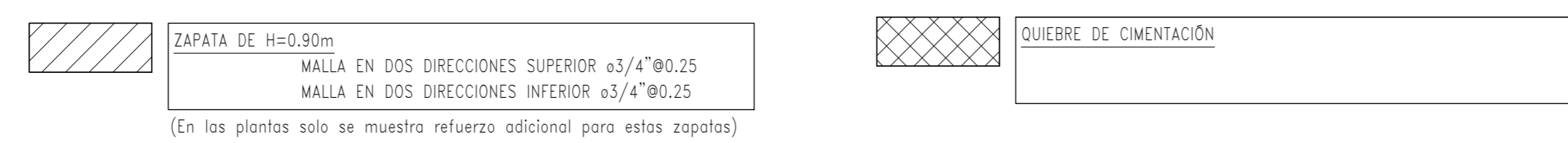
LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS EN EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5.0 cm
VIGAS	4.0 cm
COLUMNETAS EN TABIQUERÍA	2.0 cm

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-01
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: ESPECIFICACIONES GENERALES				



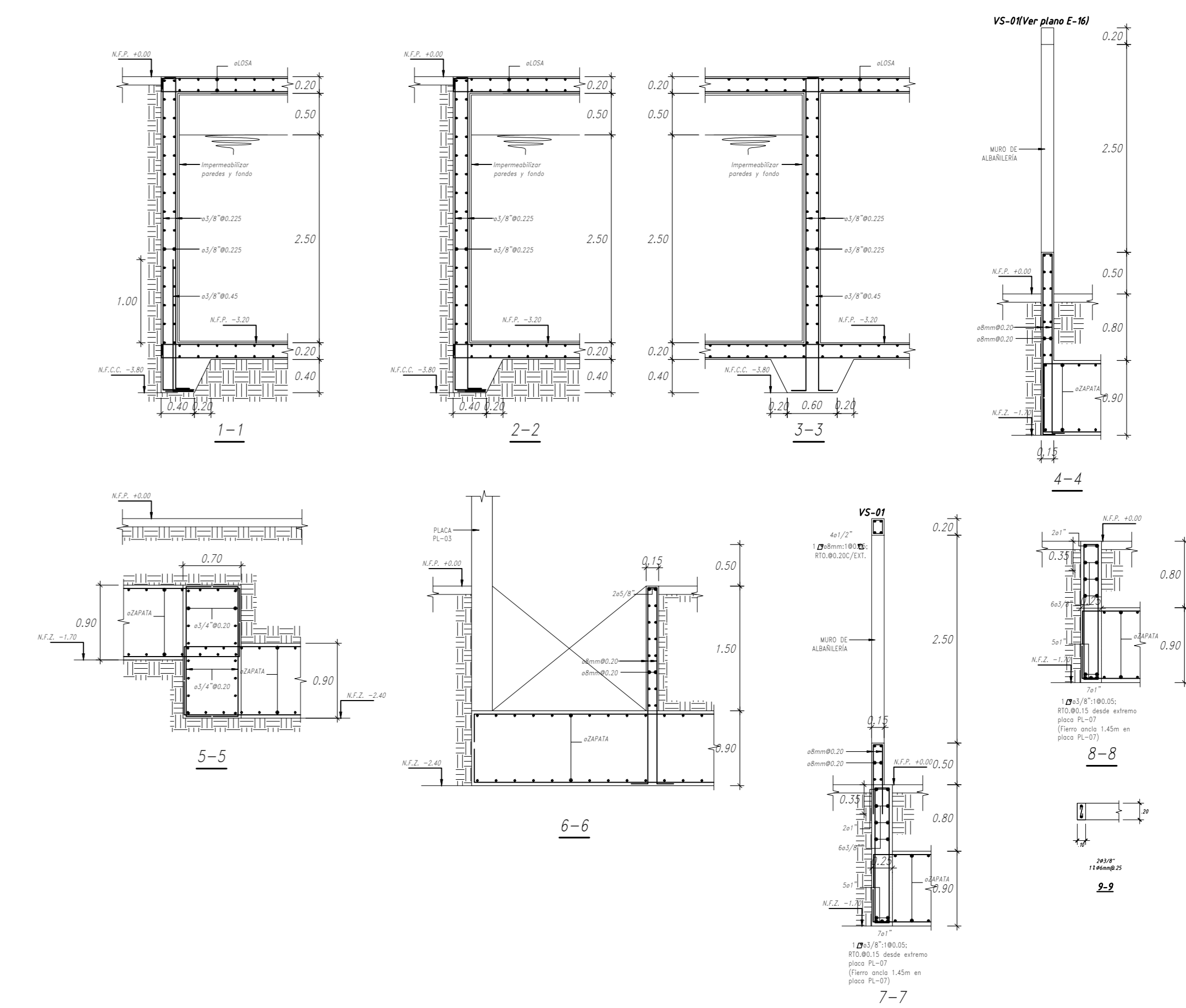
PLANTA DE CIMENTACIÓN  
ESC. 1/50



ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNA

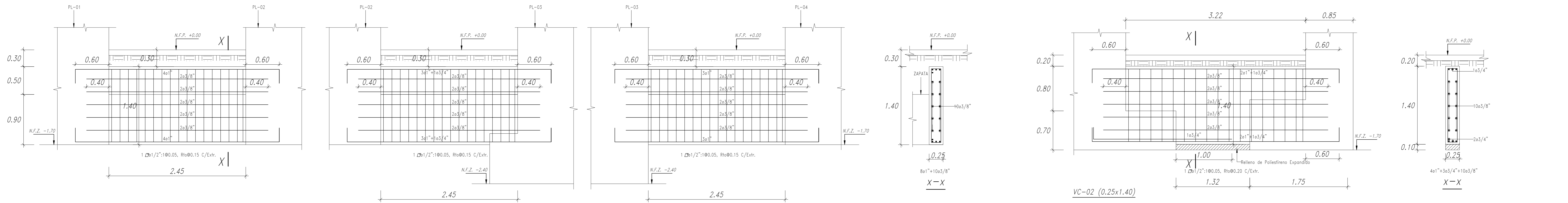
ESCALA: 1/50

LOSA DE H=0.20m  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR  $\phi 3/8''$  @ 0.25  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR  $\phi 3/8''$  @ 0.25  
(En los planos solo se muestra refuerzo adicional para estas losas)



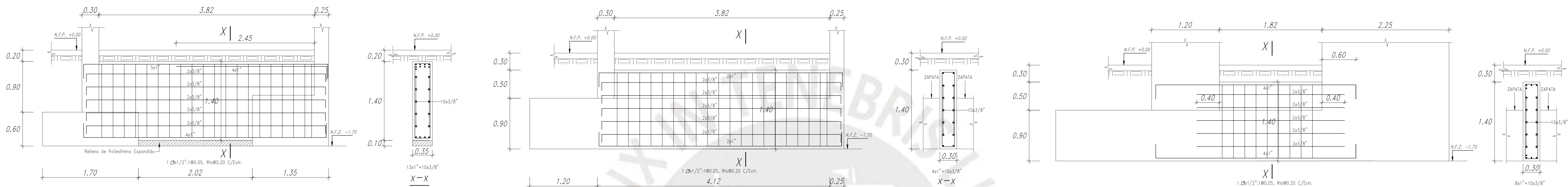
CORTES DE CIMENTACIÓN  
ESC. 1/50

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-02
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: PLANTA DE CIMENTACIÓN				



VC-01 (0.25x1.40)

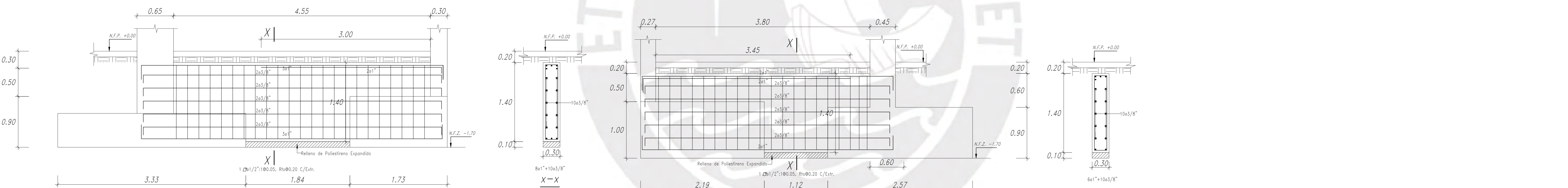
VC-02 (0.25x1.40)



VC-03 (0.30x1.40)

VC-04 (0.30x1.40)

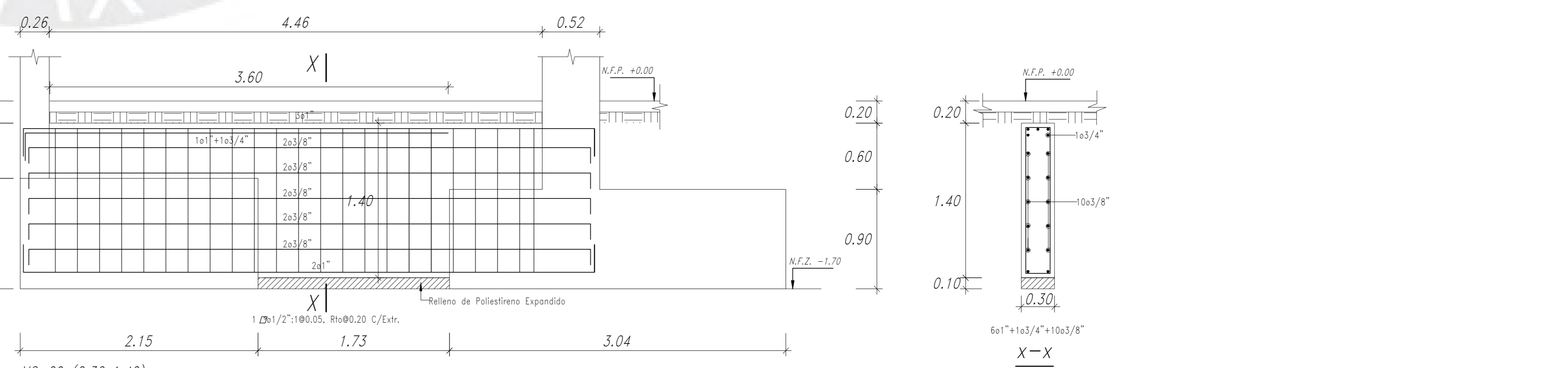
VC-05 (0.30x1.40)



VC-06 (0.30x1.40)

VC-07 (0.30x1.40)

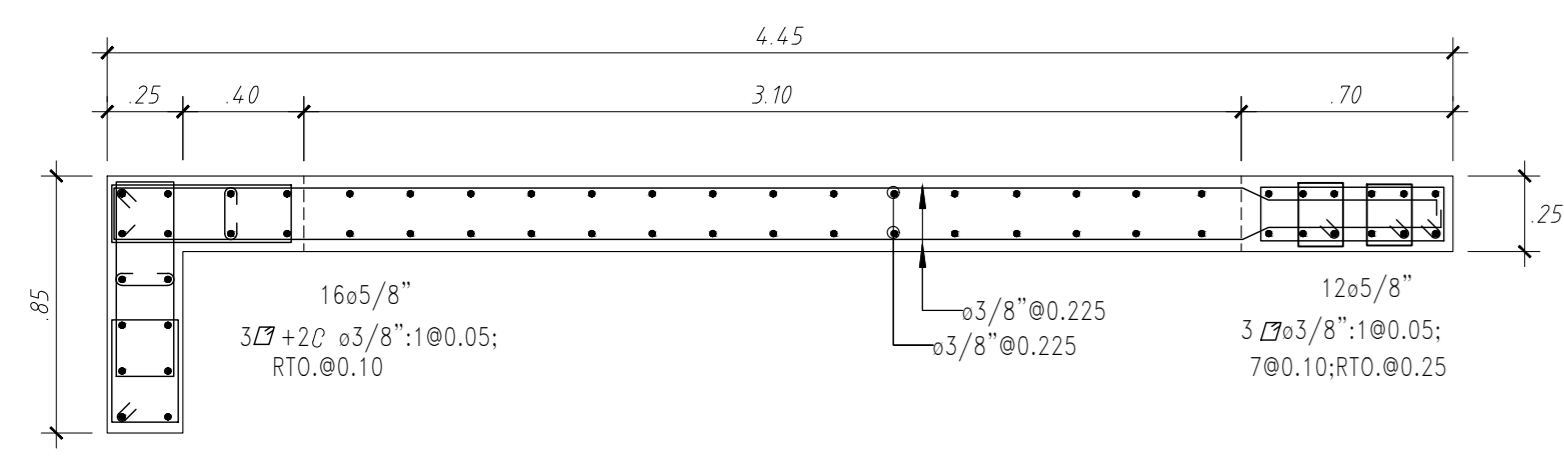
VC-08 (0.30x1.40)



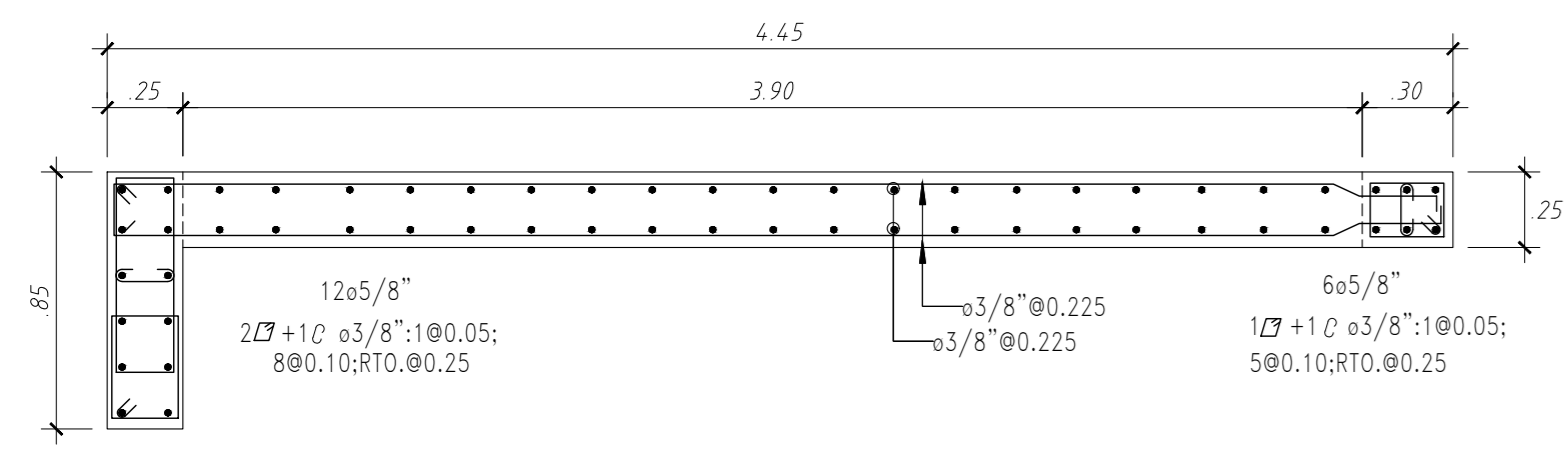
VC-09 (0.30x1.40)

VC-10 (0.30x1.40)

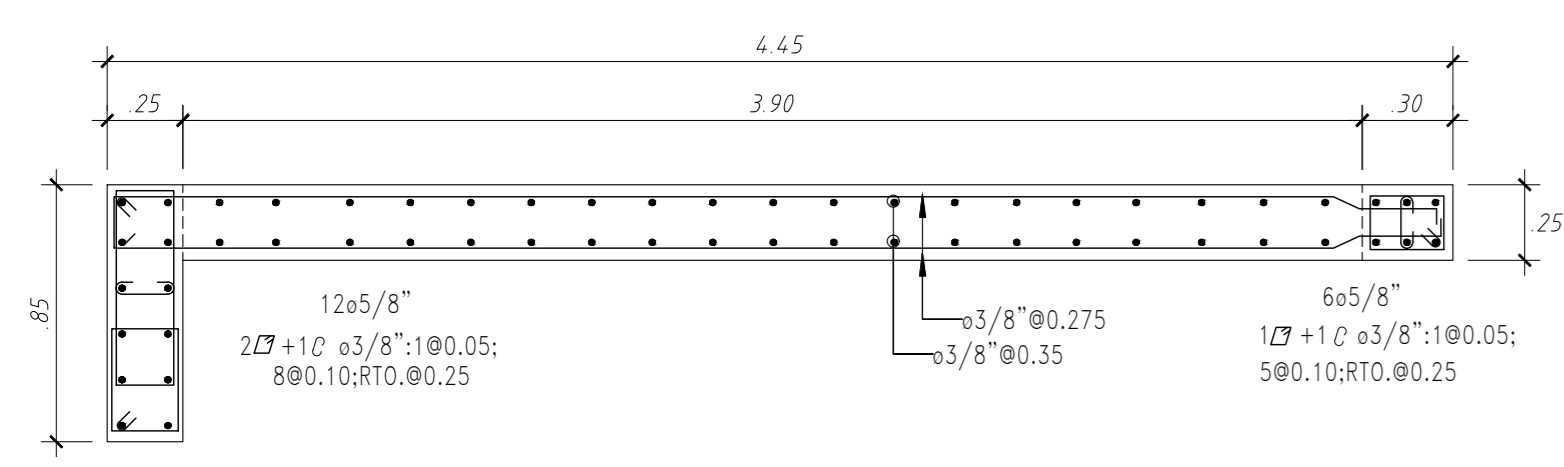
UNIVERSIDAD <b>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</b>				
PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE</b>				
ALUMNO: <b>PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO</b>				
ASESOR: <b>DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG</b>				
ESCALA: <b>1:25</b>	FECHA: <b>OCTUBRE 2024</b>	PROVINCIA: <b>LIMA</b>	DISTRITO: <b>LINCE</b>	LÁMINA: <b>E-03</b>
ESPECIALIDAD: <b>ESTRUCTURAS</b>				
PLANO: <b>VIGAS DE CIMENTACIÓN</b>				



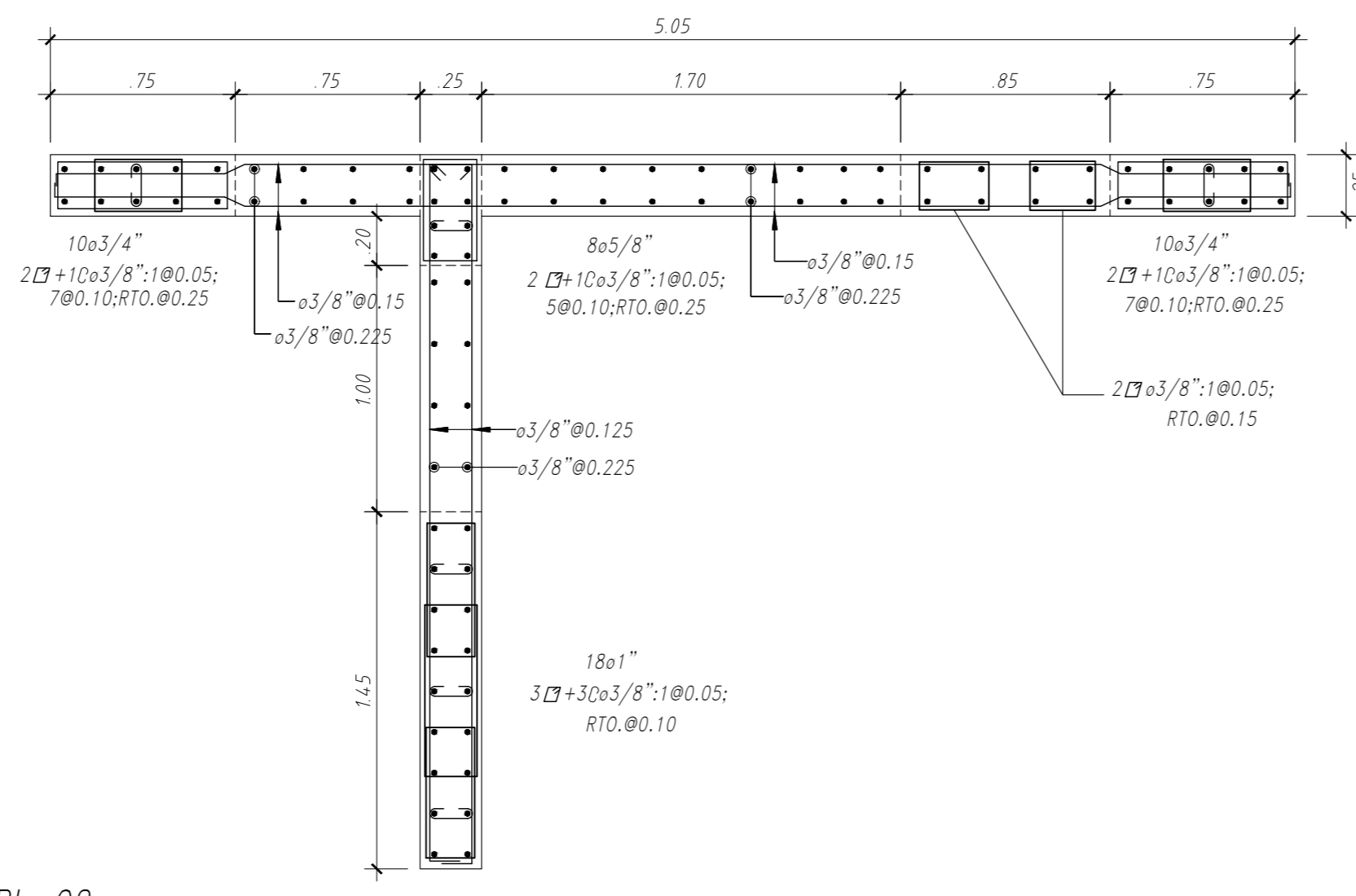
PL-01  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



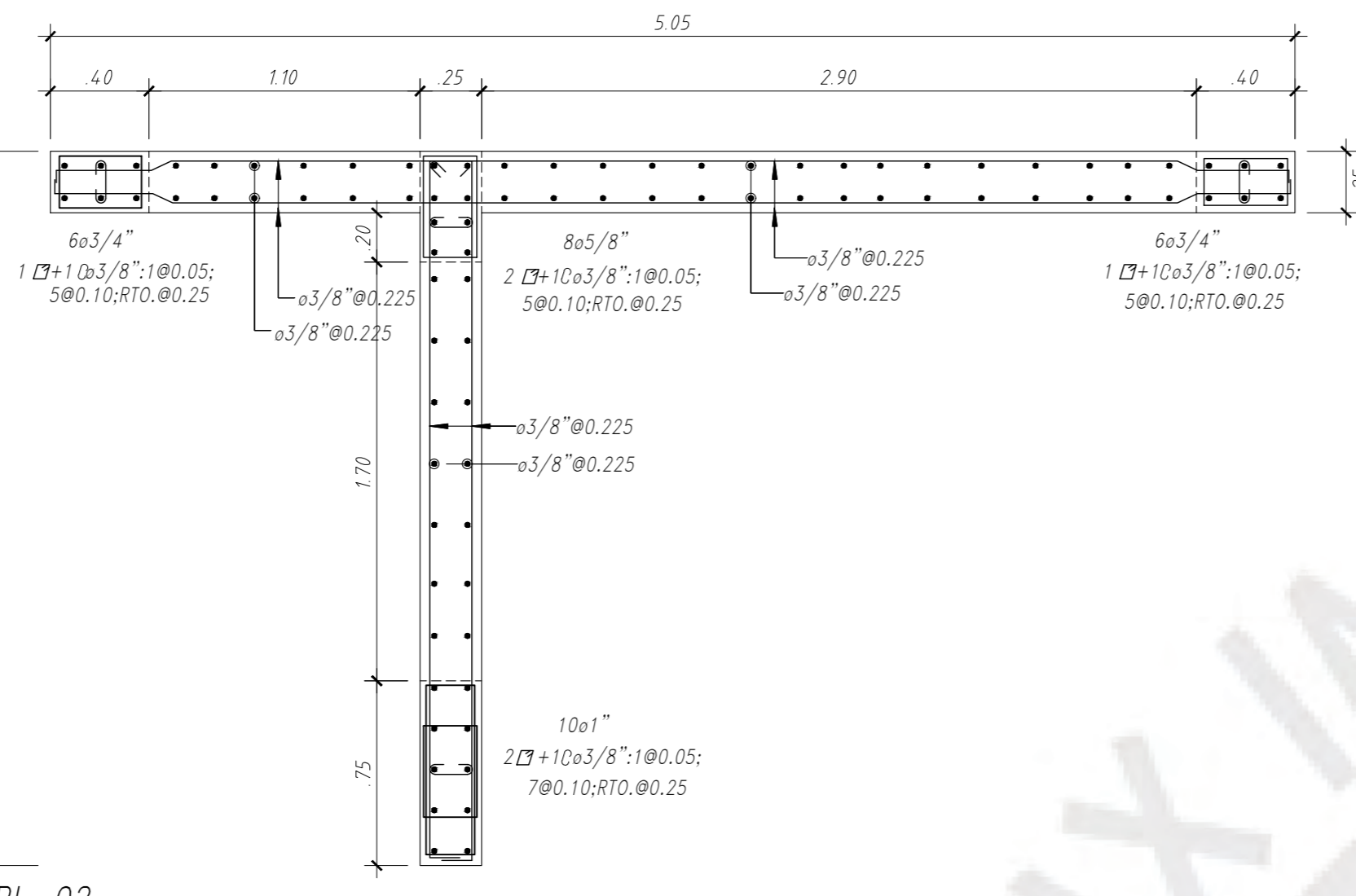
PL-01  
(PISO 3 AL PISO 5)  
(f'c=210 kg/cm2)



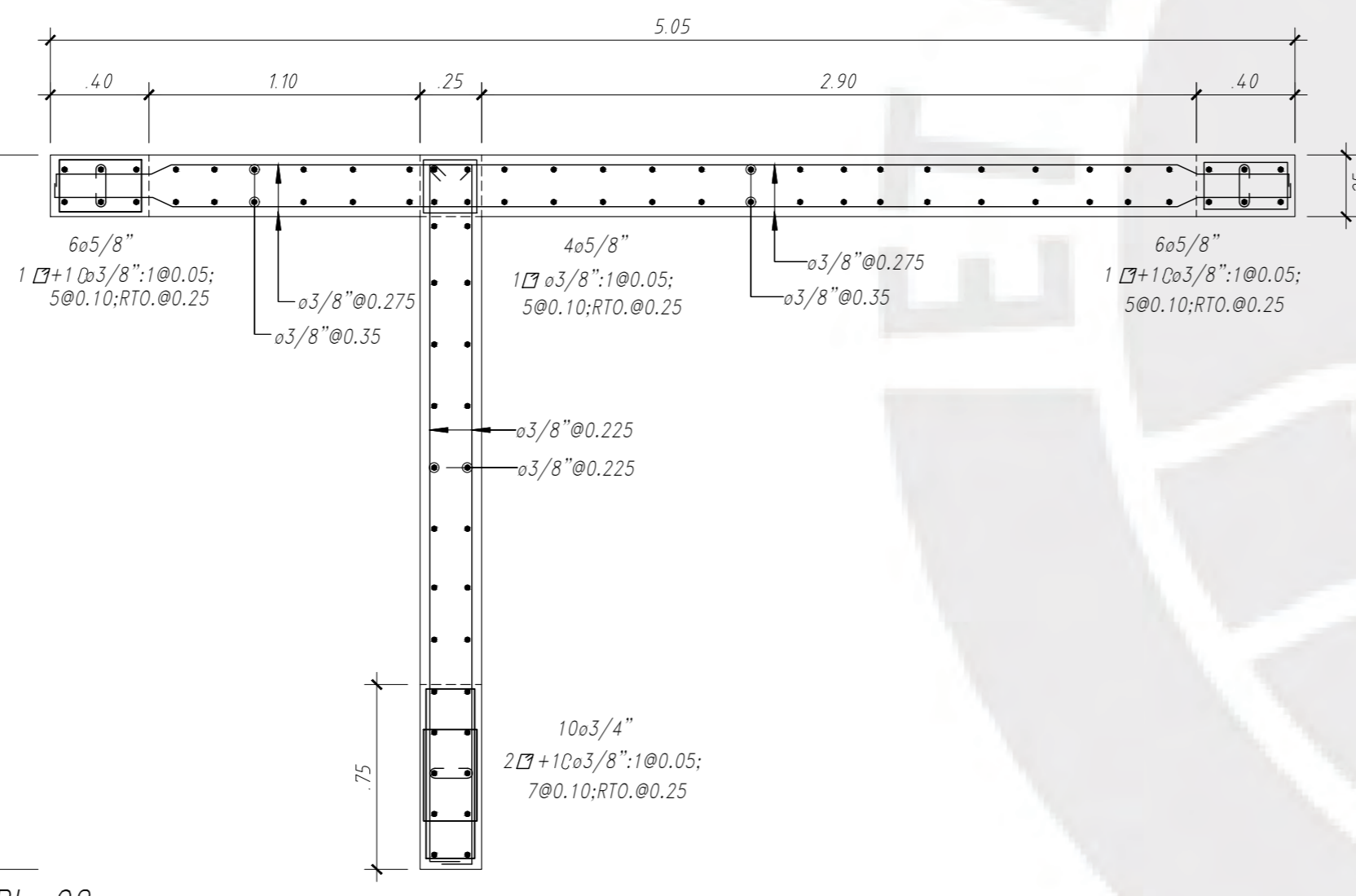
PL-01  
(PISO 6 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)



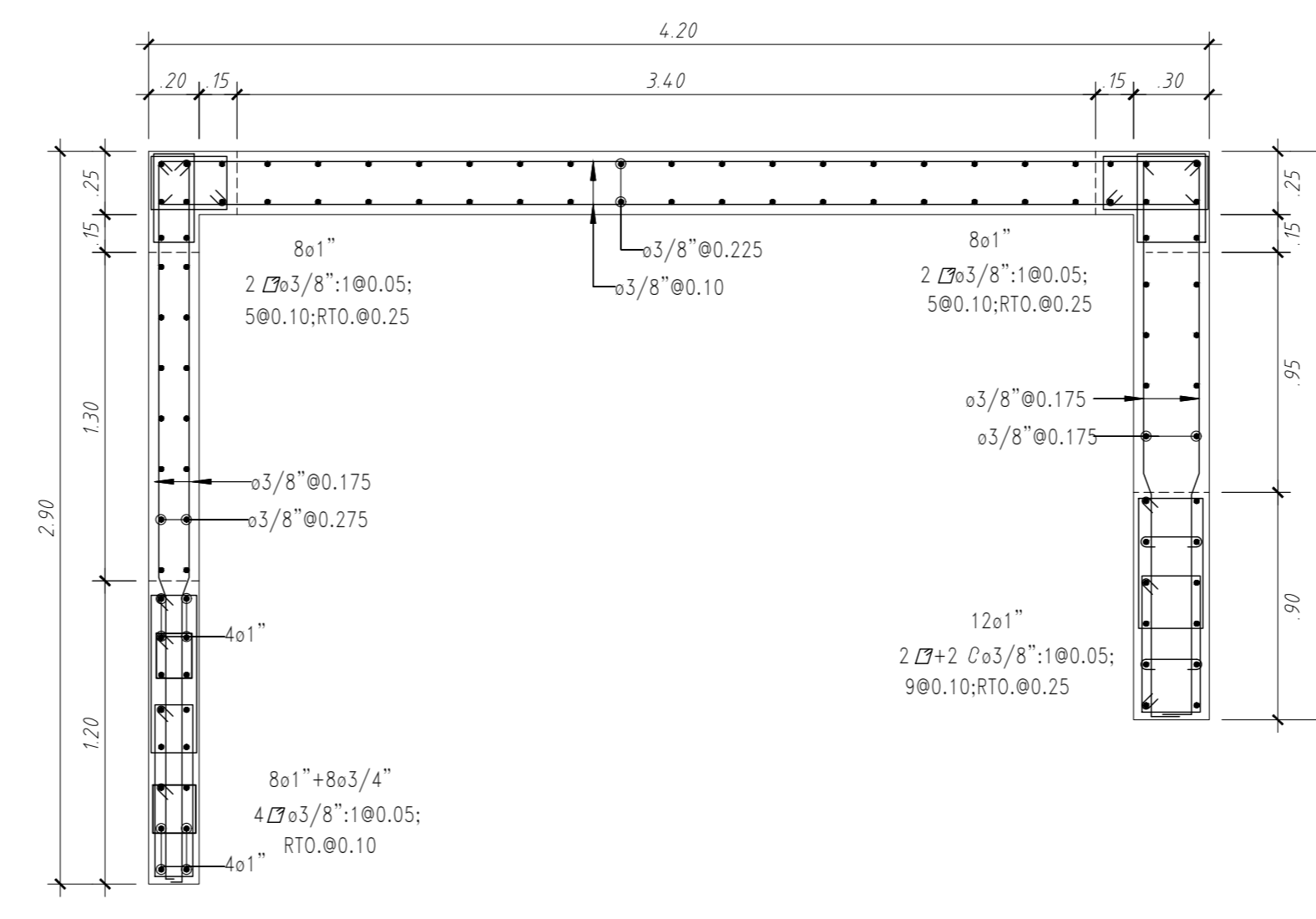
PL-02  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



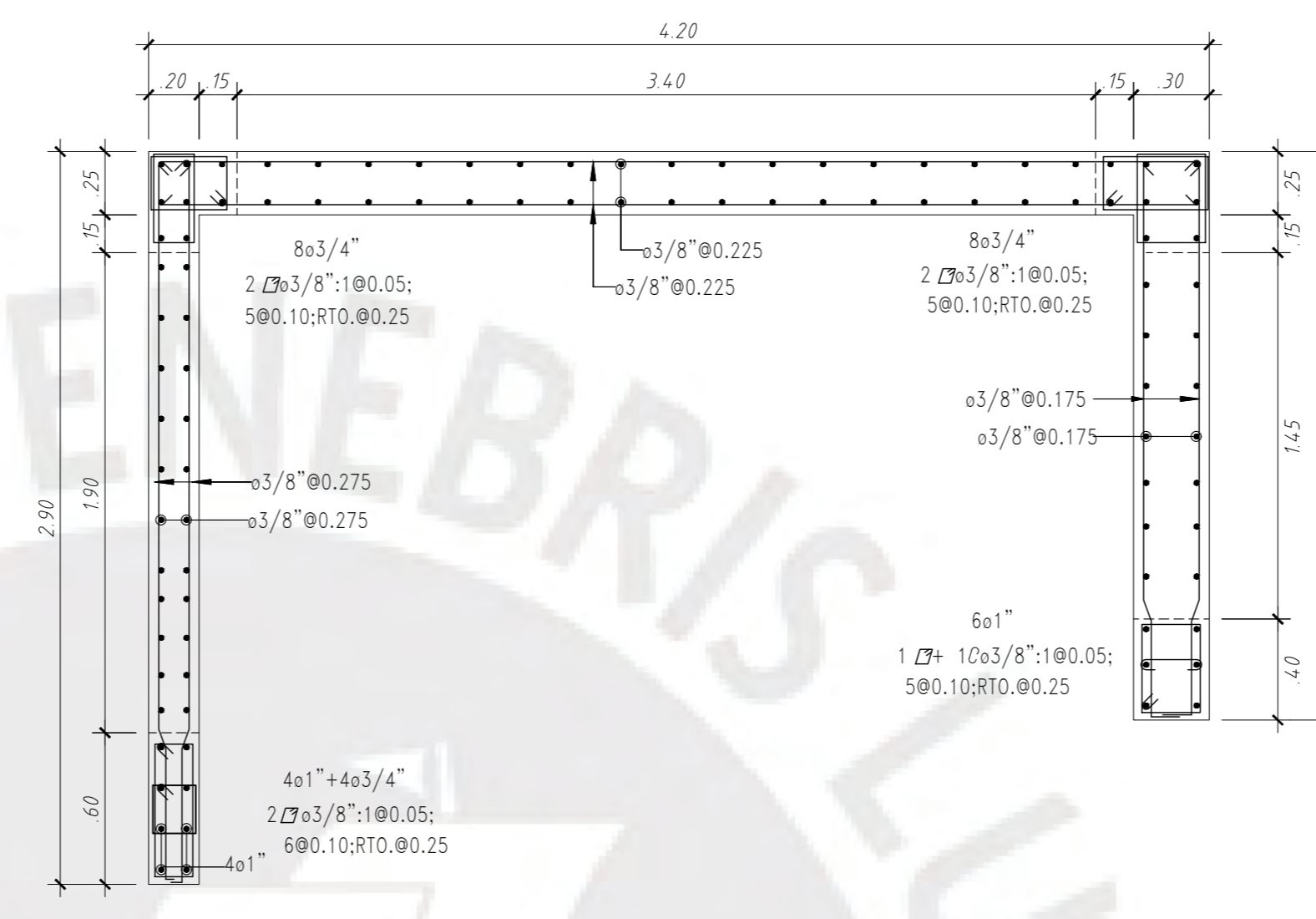
PL-02  
(PISO 3 AL PISO 5)  
(f'c=210 kg/cm2)



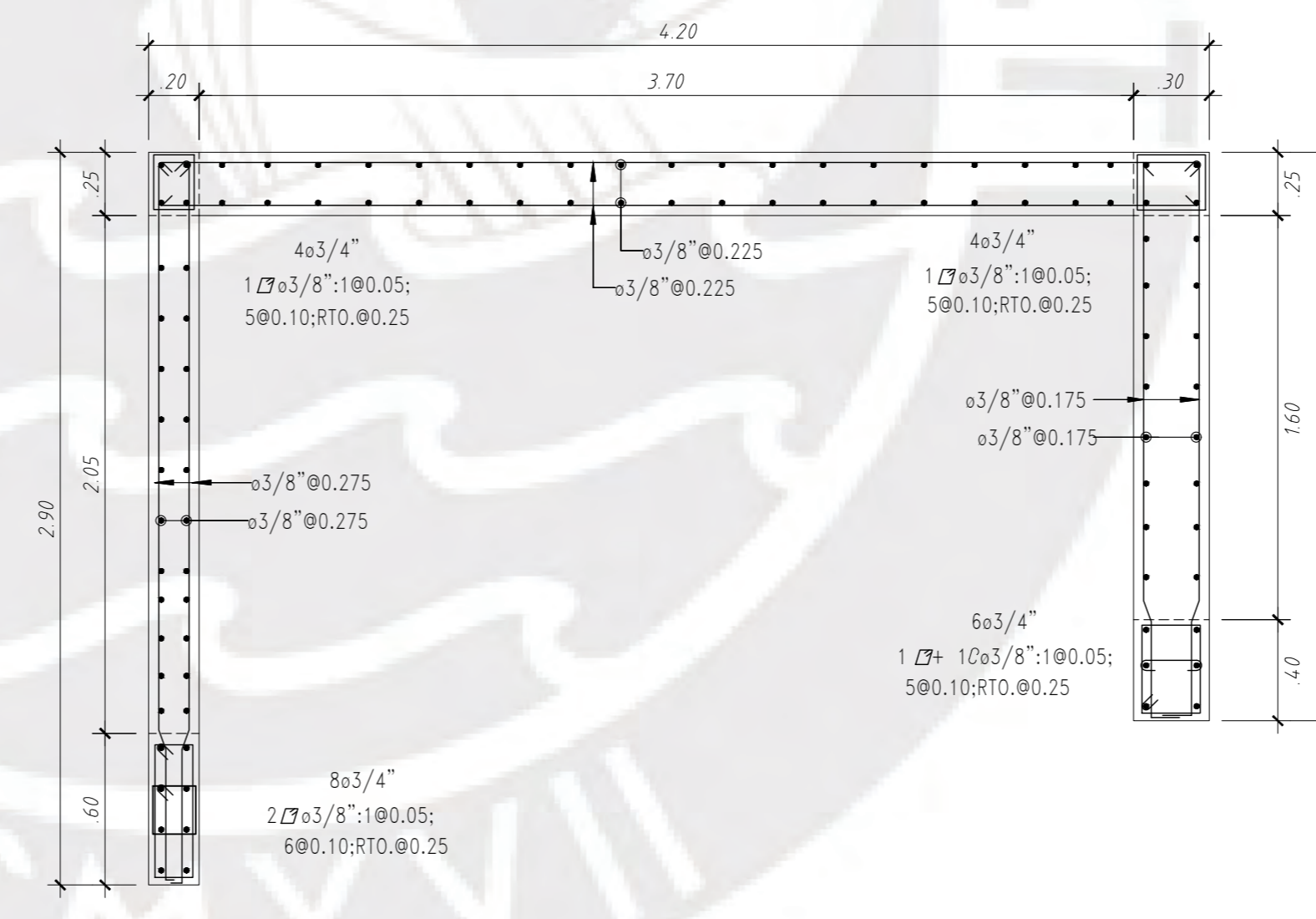
PL-02  
(PISO 6 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)



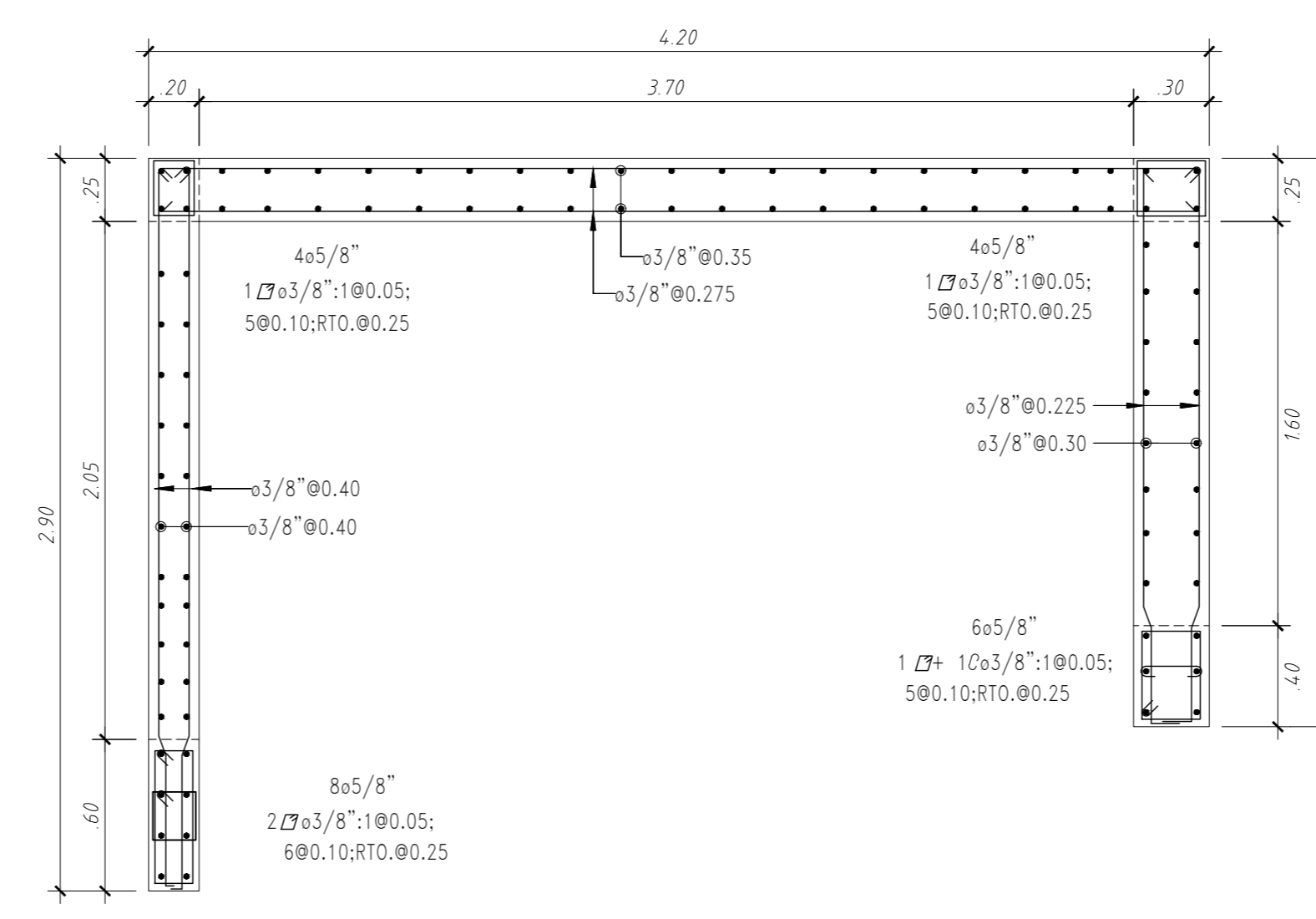
PL-03  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



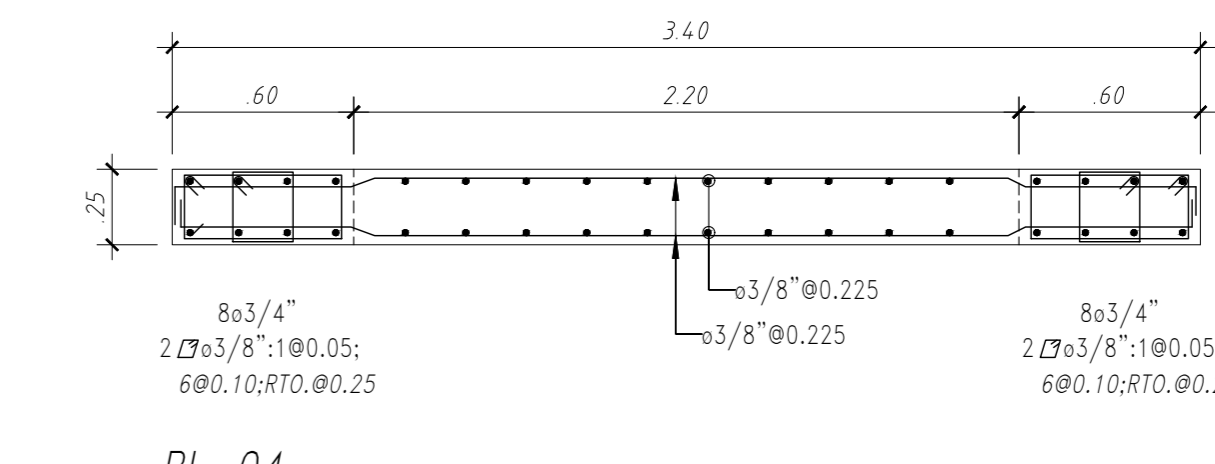
PL-03  
(PISO 3 AL PISO 4)  
(f'c=210 kg/cm2)



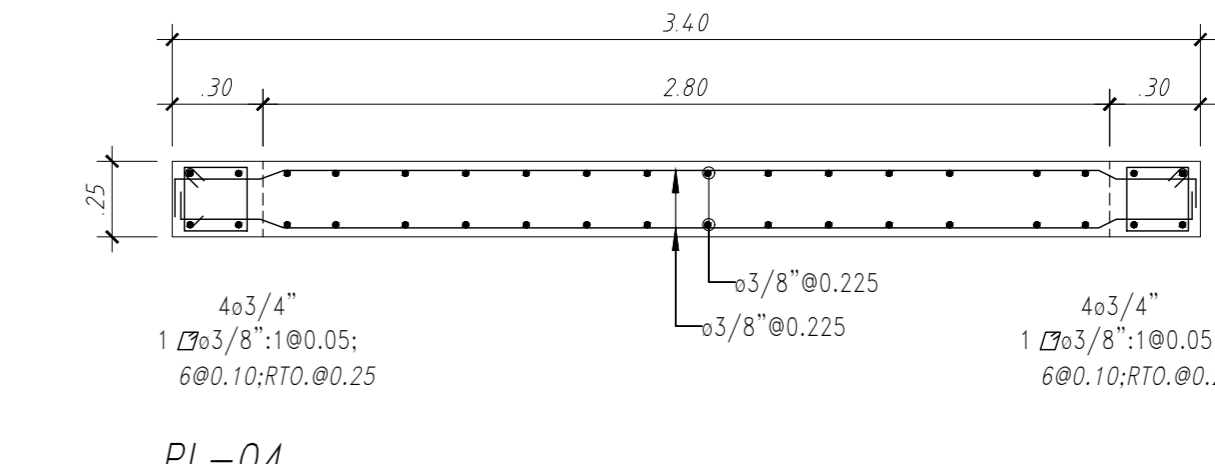
PL-03  
(PISO 5 AL PISO 6)  
(f'c=210 kg/cm2)



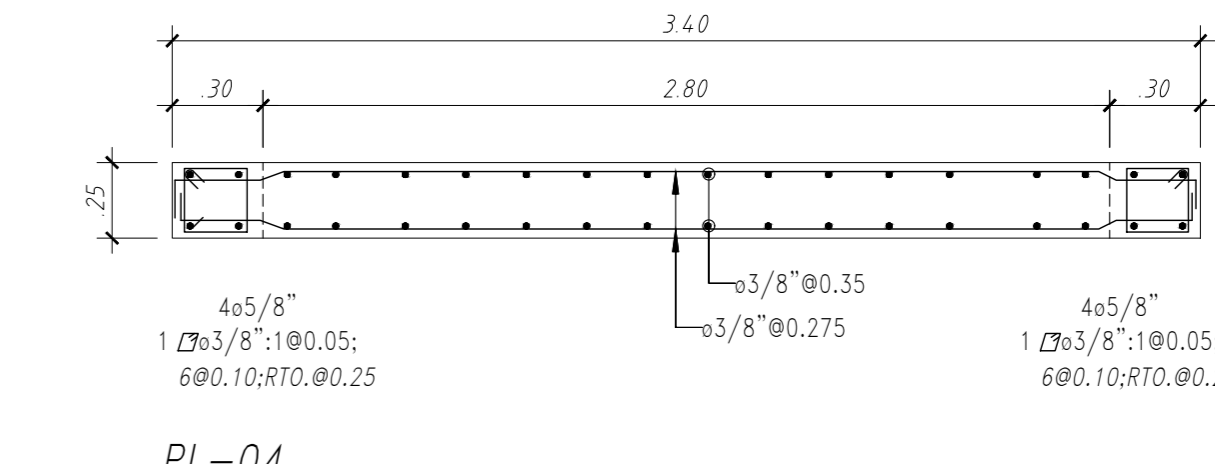
PL-03  
(PISO 7 AL TECHO DE ASCENSOR)  
(f'c=210 kg/cm2)



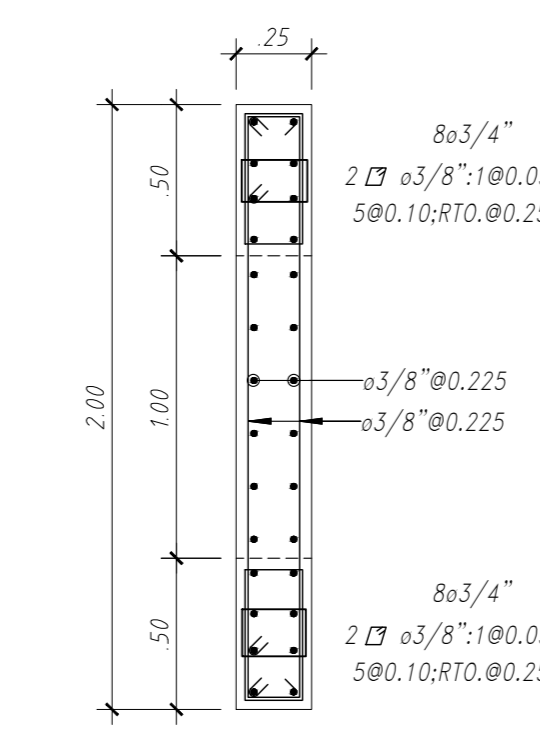
PL-04  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



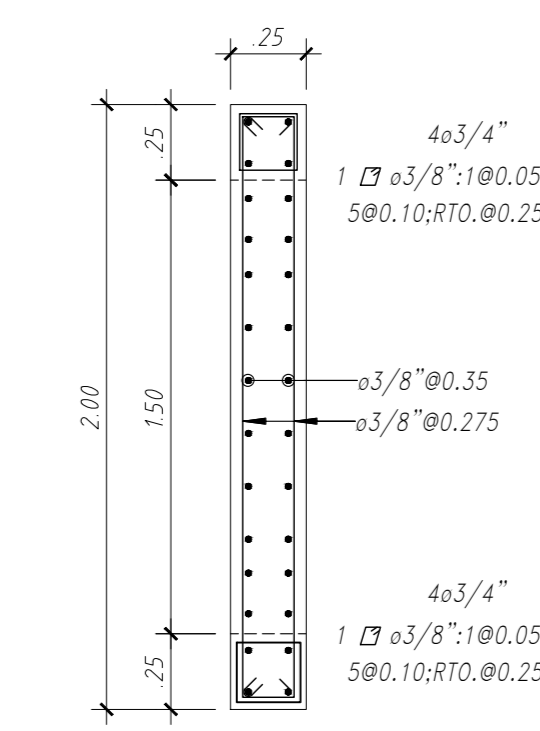
PL-04  
(PISO 3 AL PISO 4)  
(f'c=210 kg/cm2)



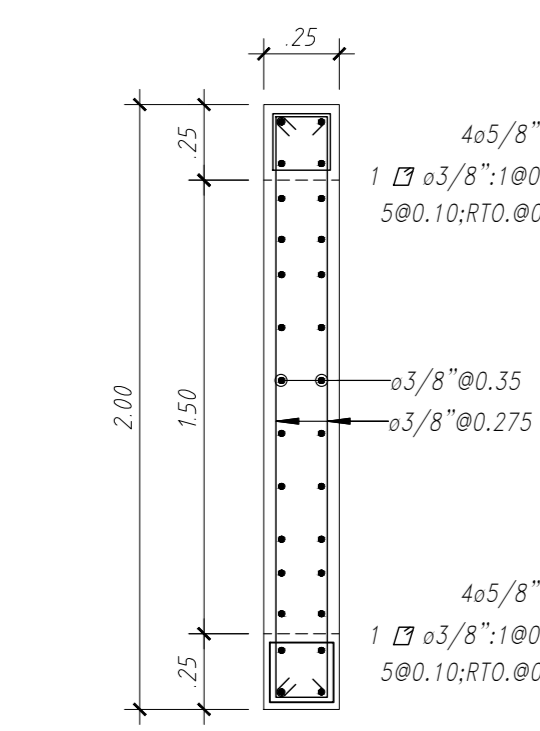
PL-04  
(PISO 5 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-05  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)

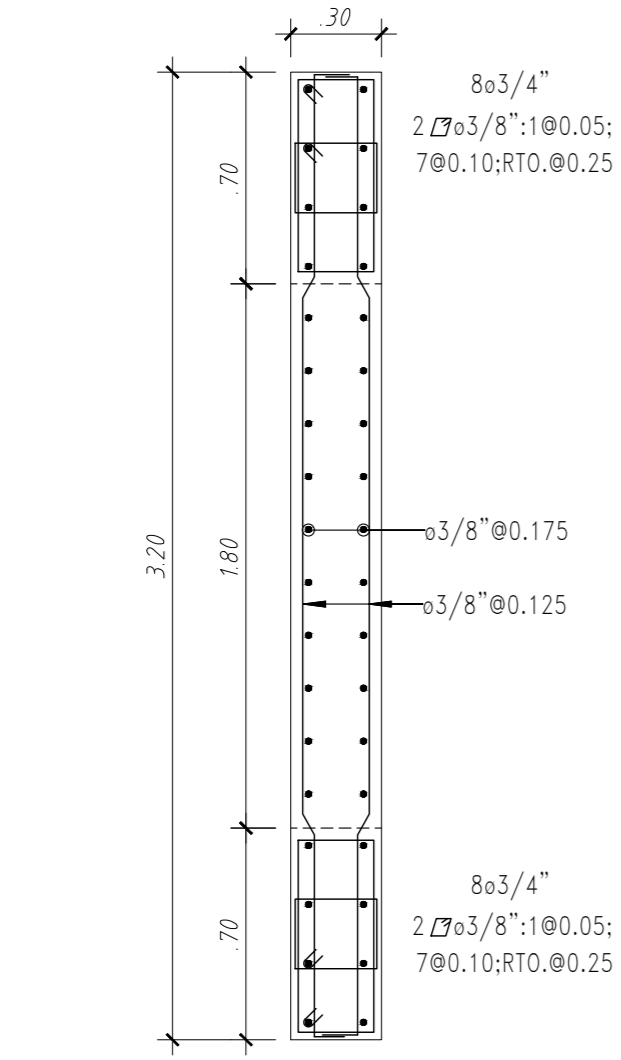


PL-05  
(PISO 3 AL PISO 4)  
(f'c=210 kg/cm2)

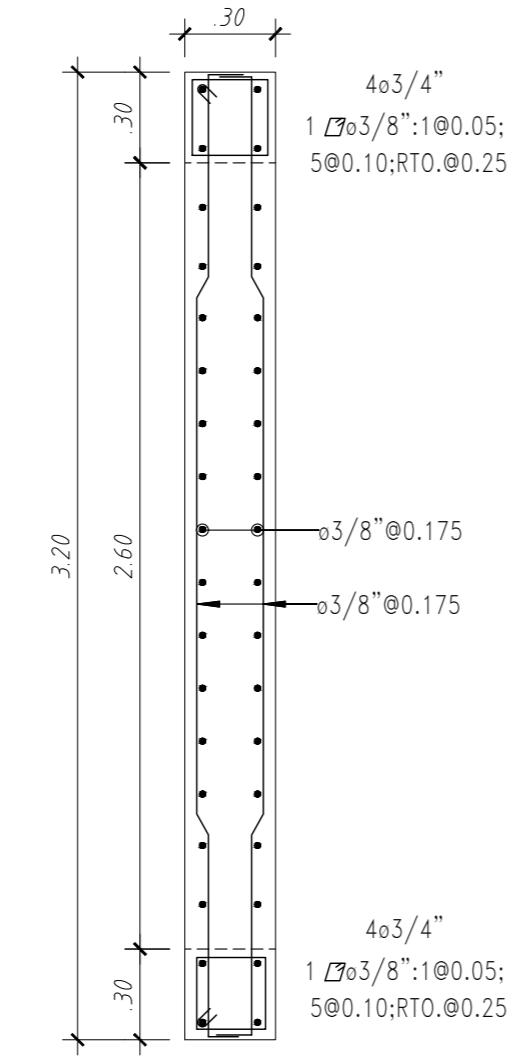


PL-05  
(PISO 5 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)

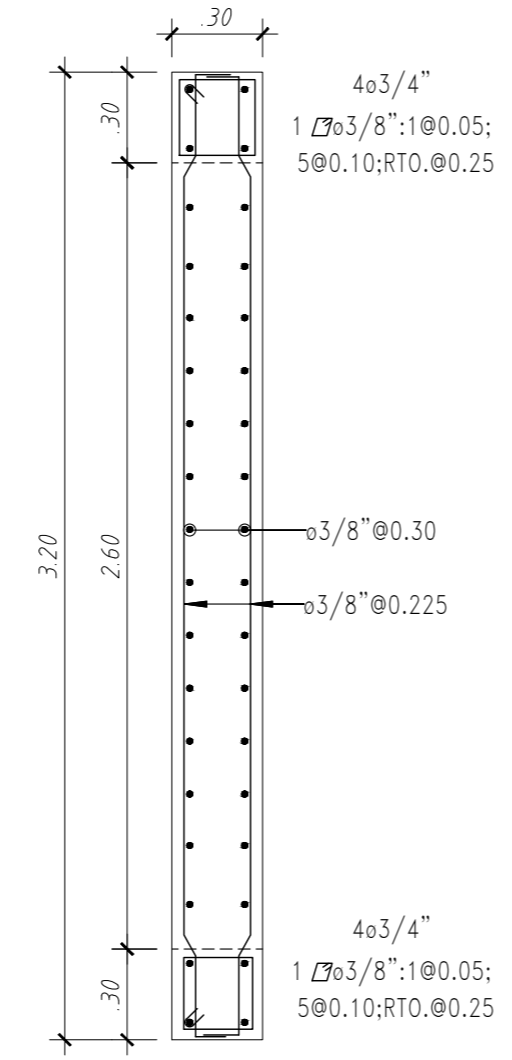
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-04
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: PLACAS I				



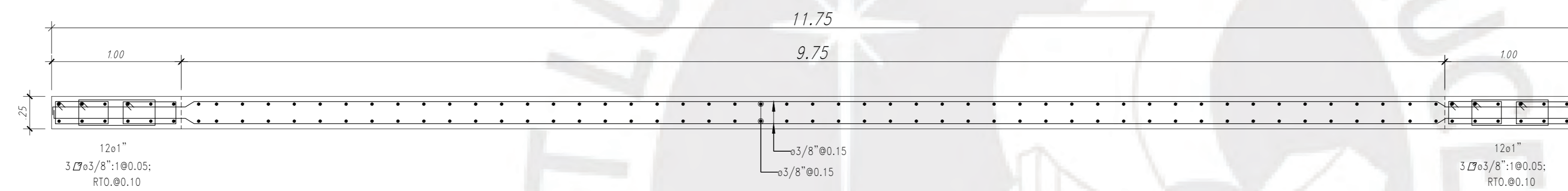
PL-06  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



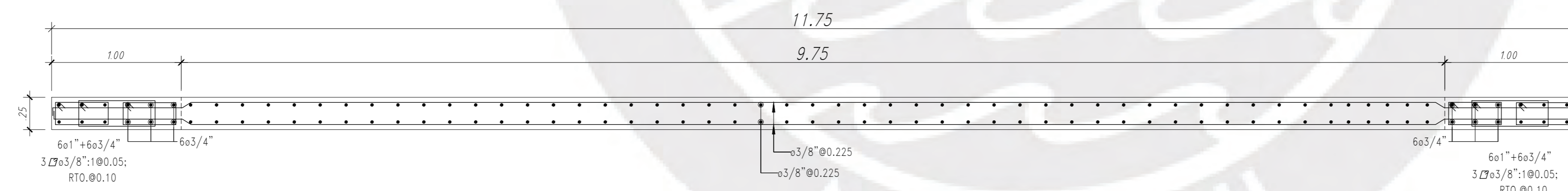
PL-06  
(PISO 3 AL PISO 4)  
(f'c=210 kg/cm2)



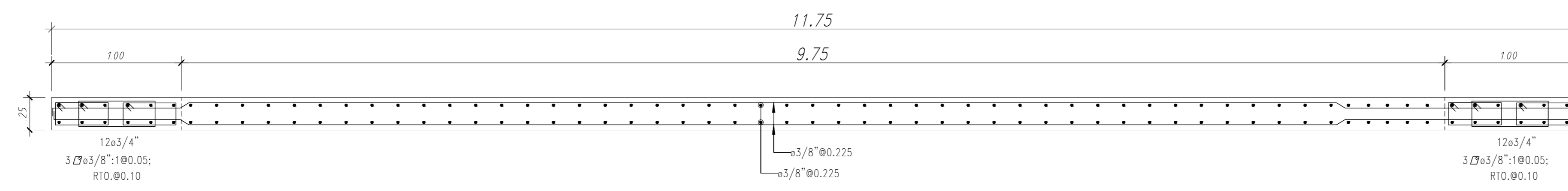
PL-06  
(PISO 5 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)



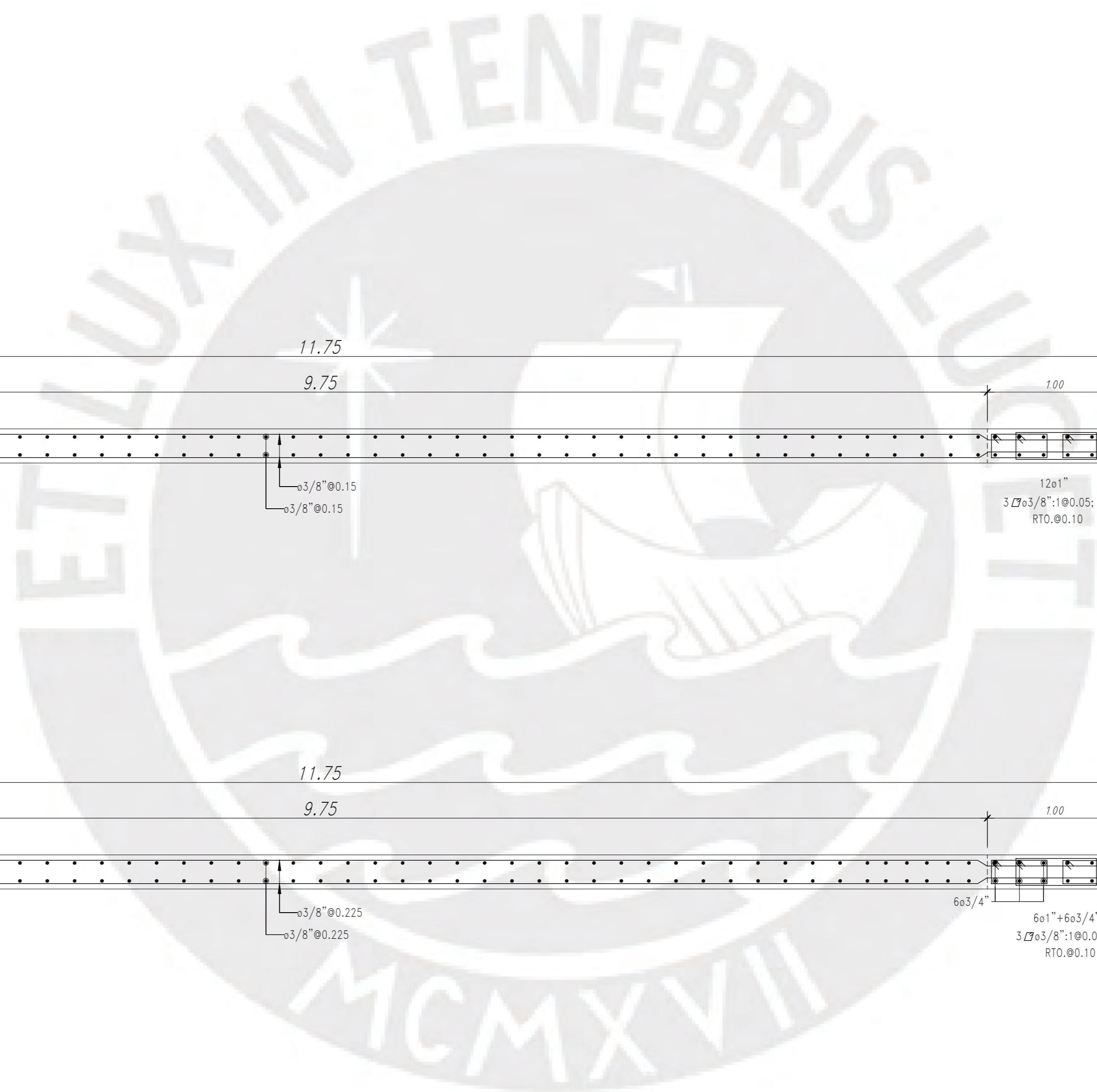
PL-07  
(PISO 1 AL PISO 2)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-07  
(PISO 3 AL PISO 4)  
(f'c=210 kg/cm2)



PL-07  
(PISO 5 AL PISO 7)  
(f'c=210 kg/cm2)

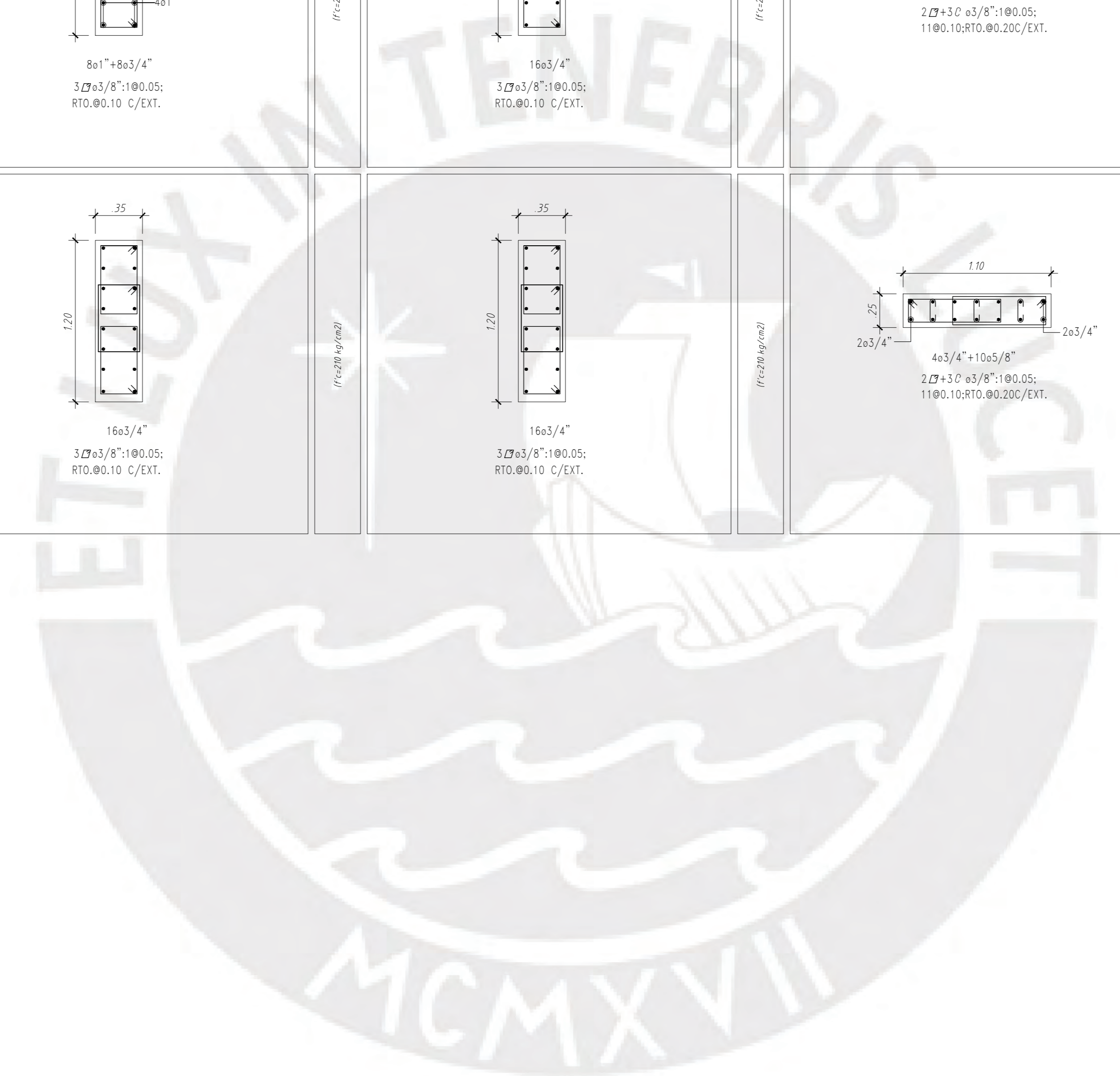


UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-05
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				E-05
PLANO: PLACAS II				

CUADRO DE COLUMNAS

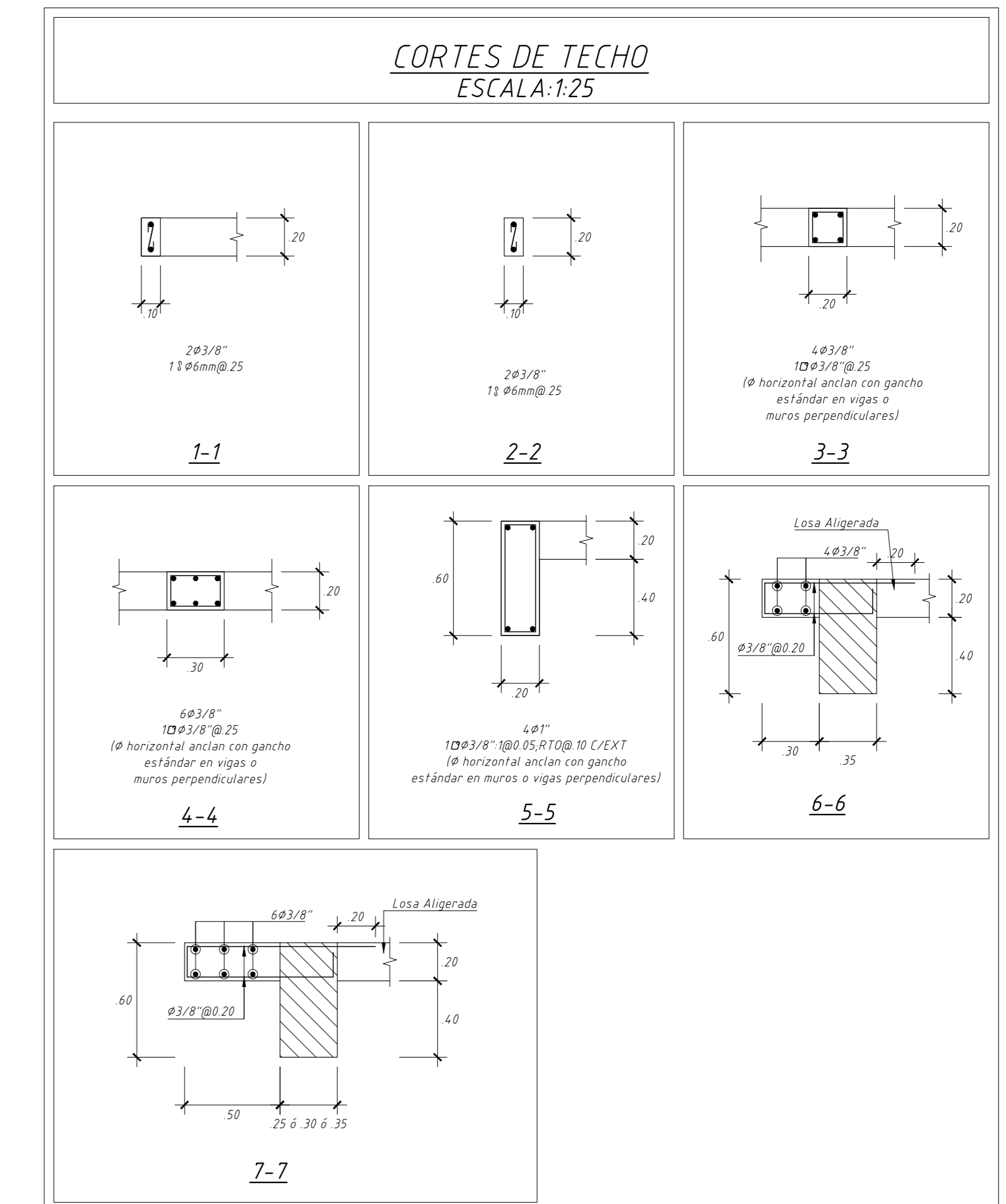
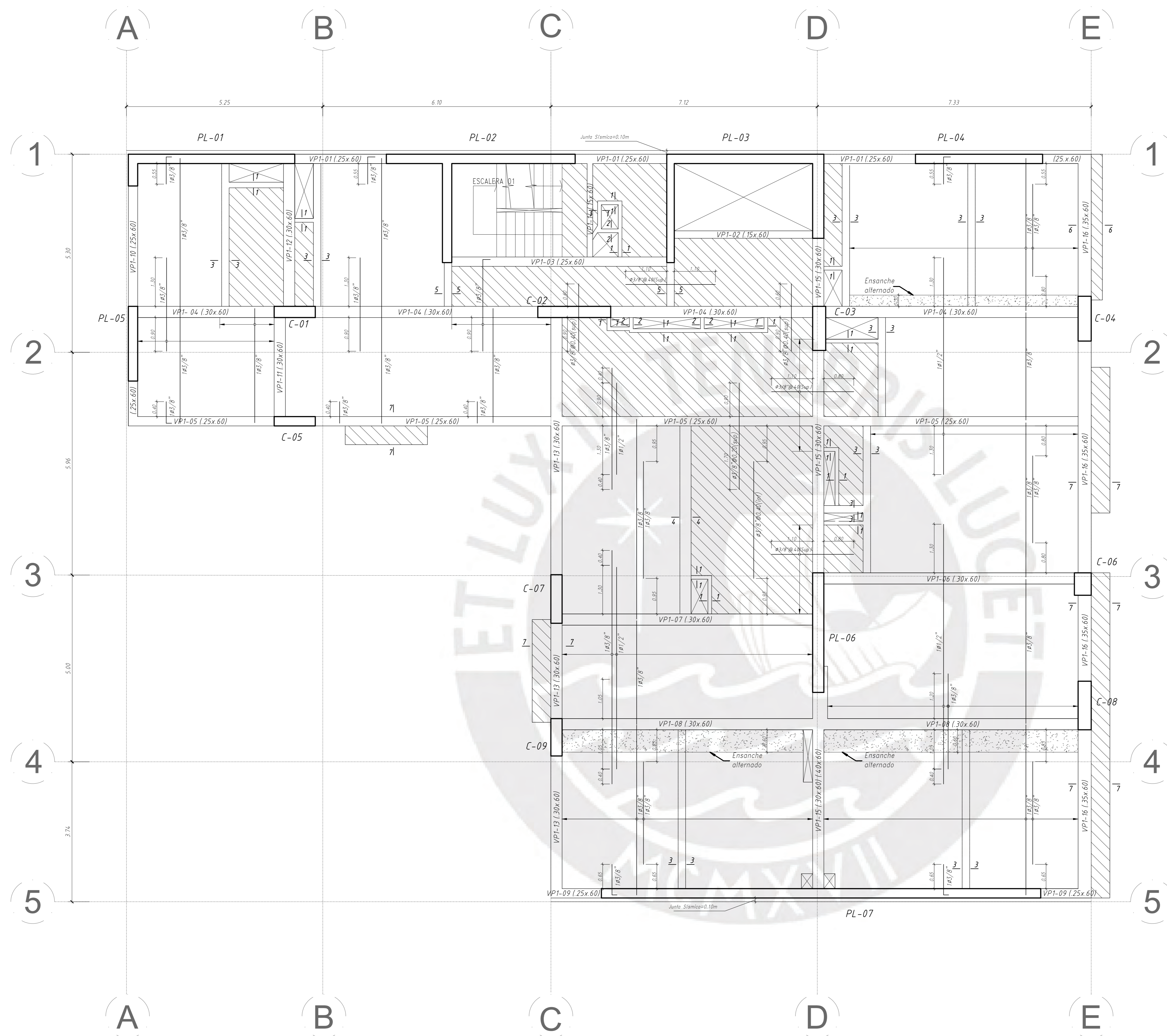
COLUMNA	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06	C-07
1er. Piso al 2do. Piso	<p>12x3/4" 2 Ø 20 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.25C/EXT.</p>	<p>22x3/4" 5 Ø 10 c/3/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.20C/EXT.</p>	<p>10x5/4" 3 Ø 5/8" 100.05; 600.10;RTO.00.25 C/EXT.</p>	<p>8x3/4" + 10x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>
3er. Piso al 4to. Piso	<p>12x3/4" 2 Ø 20 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.25C/EXT.</p>	<p>22x3/4" 5 Ø 10 c/3/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.20C/EXT.</p>	<p>10x5/4" 3 Ø 5/8" 100.05; 600.10;RTO.00.25 C/EXT.</p>	<p>8x3/4" + 10x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>
5to. Piso al 7mo. Piso	<p>12x3/4" 2 Ø 20 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.25C/EXT.</p>	<p>22x3/4" 5 Ø 10 c/3/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>16x3/4" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1100.10;RTO.00.20C/EXT.</p>	<p>10x5/4" 3 Ø 5/8" 100.05; 600.10;RTO.00.25 C/EXT.</p>	<p>8x3/4" + 10x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>

COLUMNA	C-08	C-09
1er. Piso al 2do. Piso	<p>8x3/4" + 12x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>4x3/4" + 10x5/8" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1000.10;RTO.00.25C/EXT.</p>
3er. Piso al 4to. Piso	<p>8x3/4" + 12x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>4x3/4" + 10x5/8" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1000.10;RTO.00.25C/EXT.</p>
5to. Piso al 7mo. Piso	<p>8x3/4" + 12x5/8" 3 Ø 5/8" 100.05; RTO.00.10 C/EXT.</p>	<p>4x3/4" + 10x5/8" 2 Ø 30 c/3/8" 100.05; 1000.10;RTO.00.25C/EXT.</p>



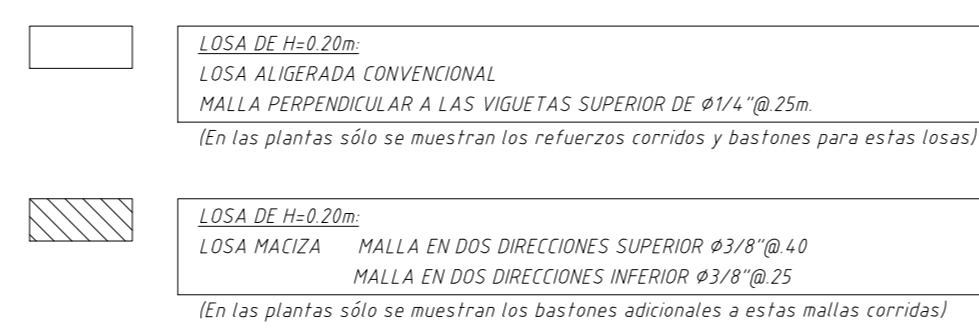
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-06
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: COLUMNAS				



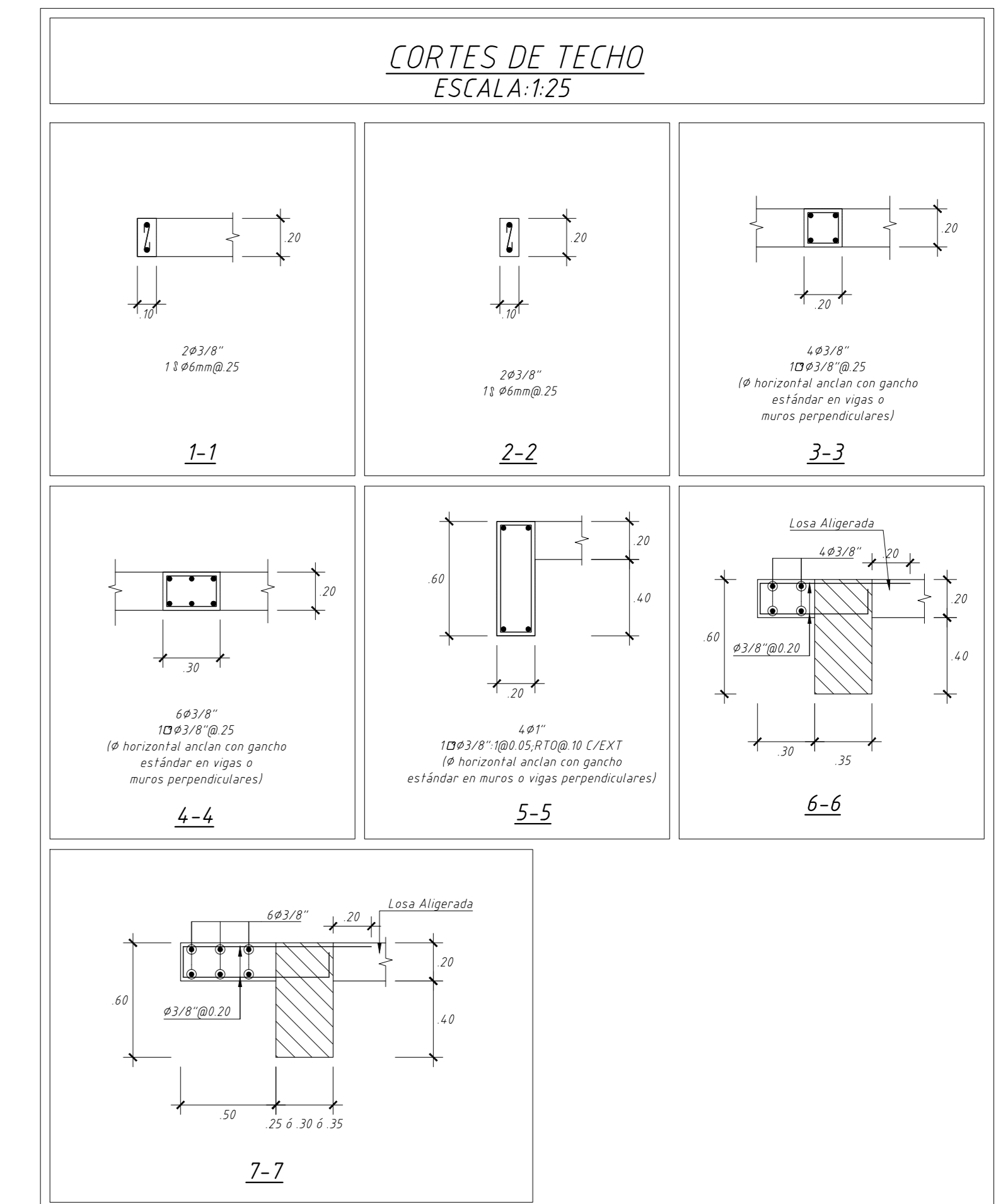
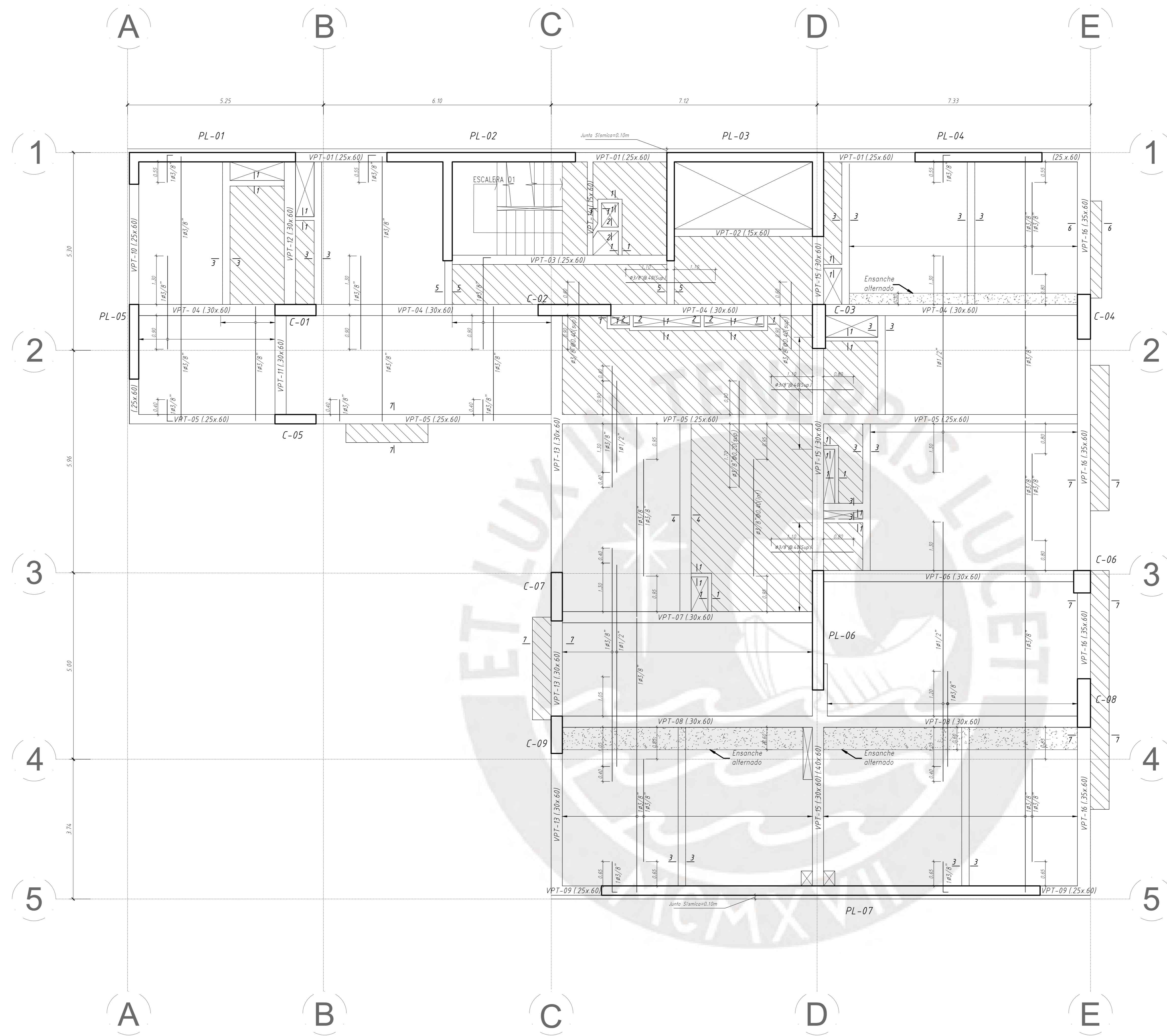


**ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 1ER. PISO**

ESCALA: 1:50  
(5/16" = 1/8' = 100 mm)



UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: <b>E-07</b>
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: ENCOFRADO DEL PISO 1				

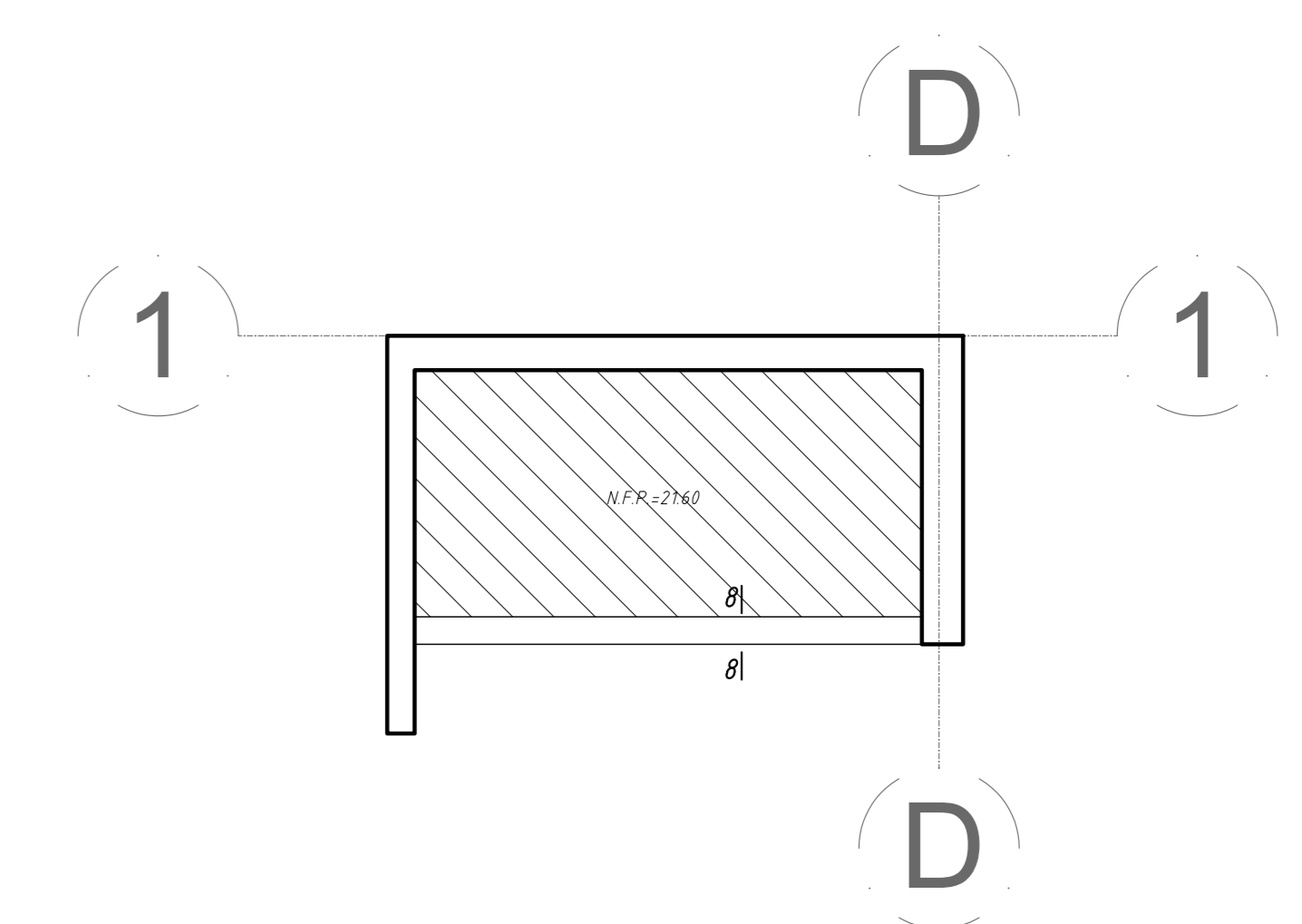
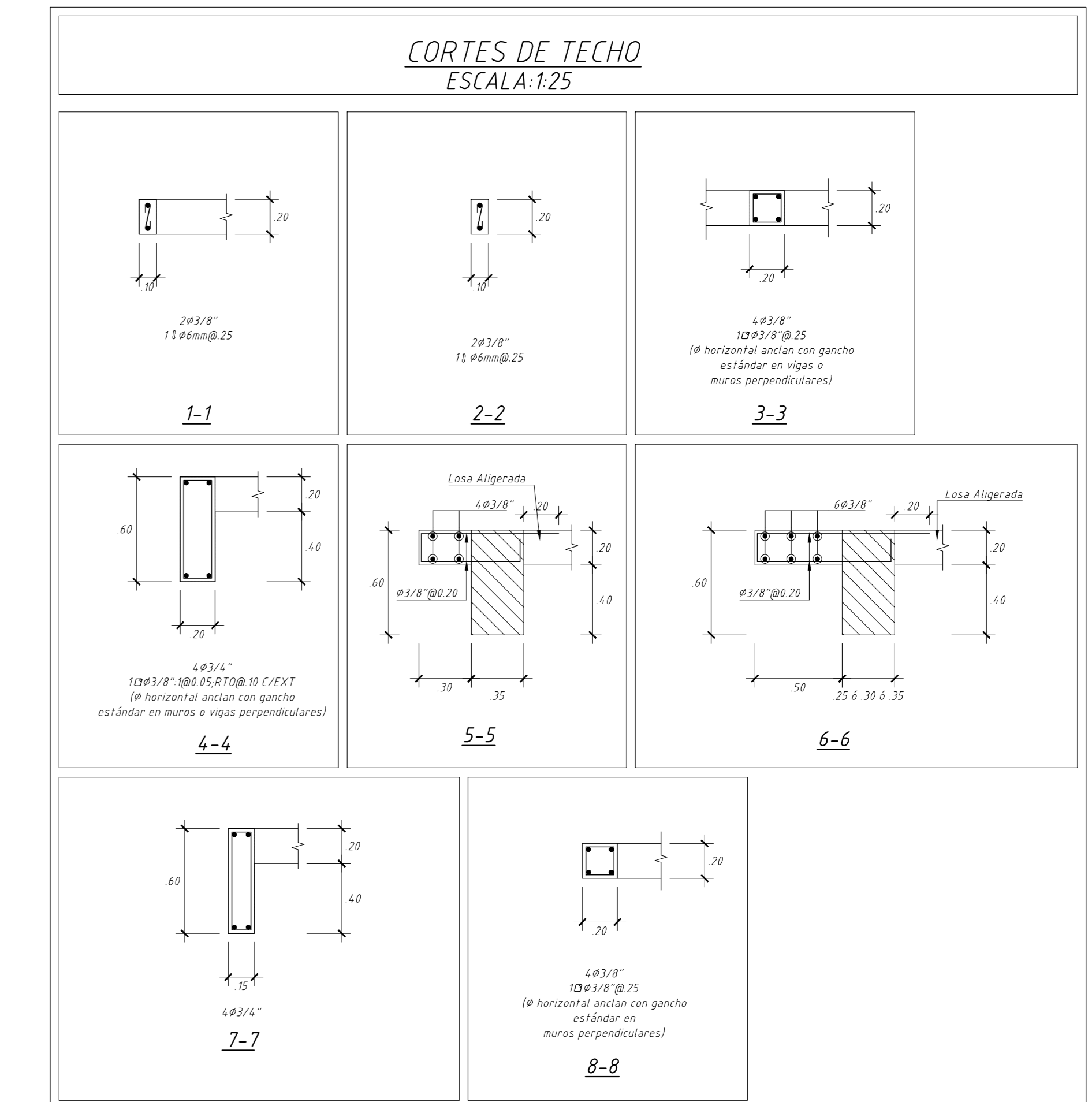
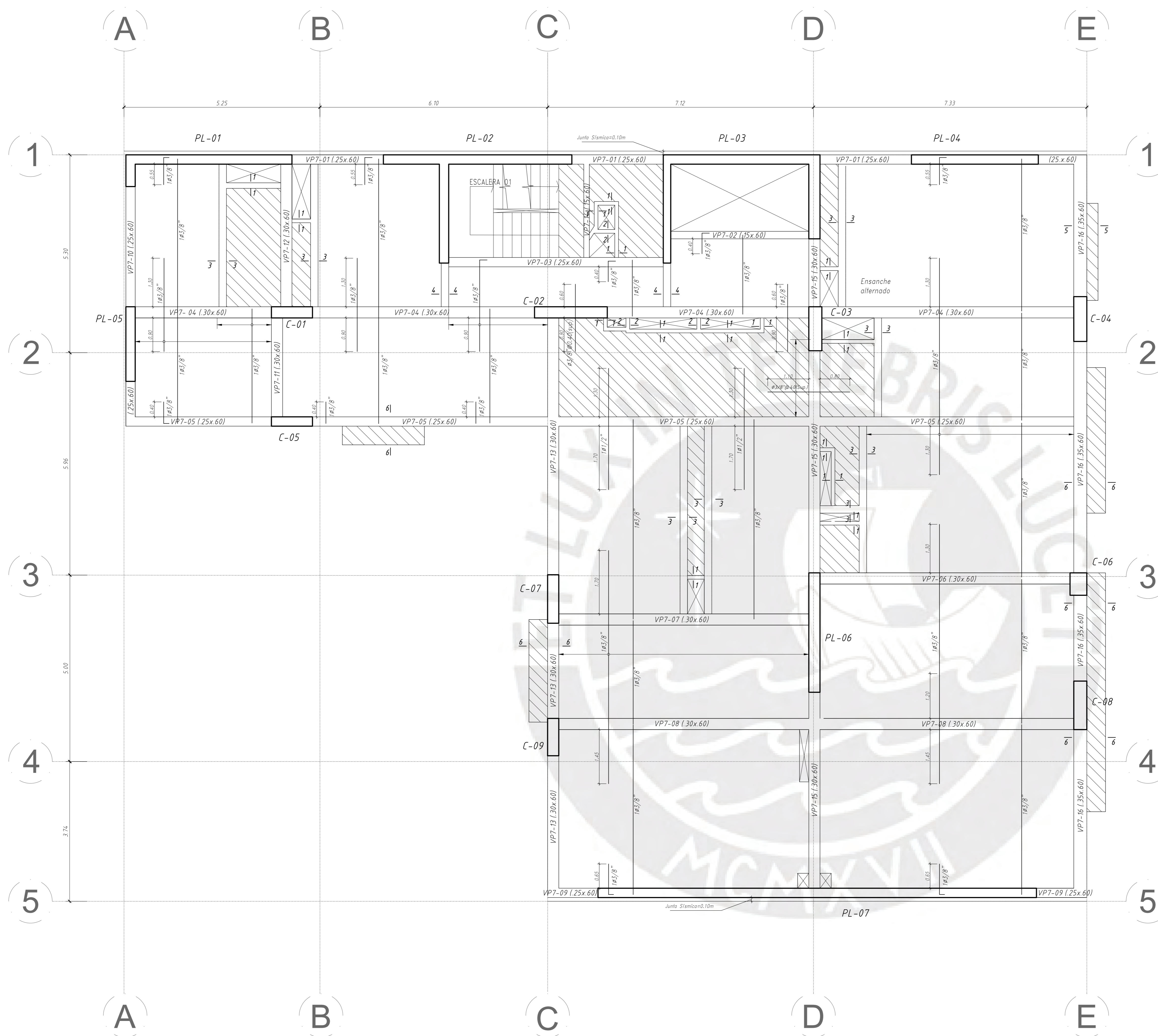


**ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 2DO. A 6TO. PISO**

ESCALA 1:50  
(50x200 kg/m<sup>2</sup>)

- LOSA DE MÓDULO:  
LOSA ALZADA CONVENCIONAL  
MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGILAS SUPERIOR Ø1/4" @ 25cm  
(En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y botones para estas losas)
- LOSA DE MÓDULO:  
LOSA MACIZA  
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 40  
MALLA EN DOS DIRECCIONES INTERIOR Ø3/8" @ 25  
(En las plantas sólo se muestran los botones abocinados a estas mallas corridas)

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: <b>E-08</b>
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: ENCOFRADO DEL PISO 2 AL PISO 6				



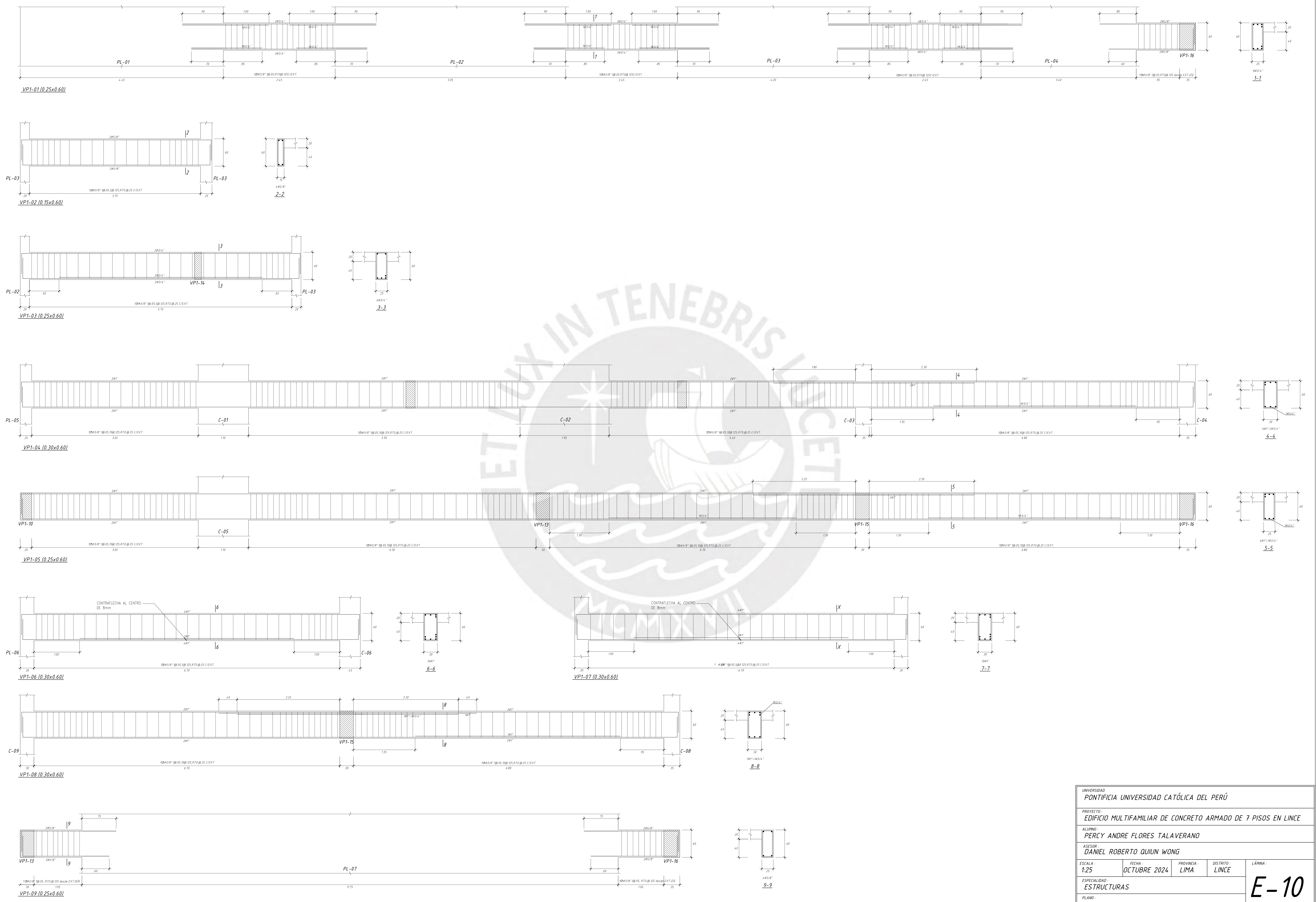
**ENCOFRADO DE TECHO DE CUARTO DE MÁQUINAS**  
ESCALA: 1:50  
(5x4-1000 kg/m<sup>2</sup>)

LOSA DE H=20cm  
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 25cm MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25cm  
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

**ENCOFRADO DE TECHO PARA EL 7MO. PISO**  
ESCALA: 1:50  
(5x4-1000 kg/m<sup>2</sup>)

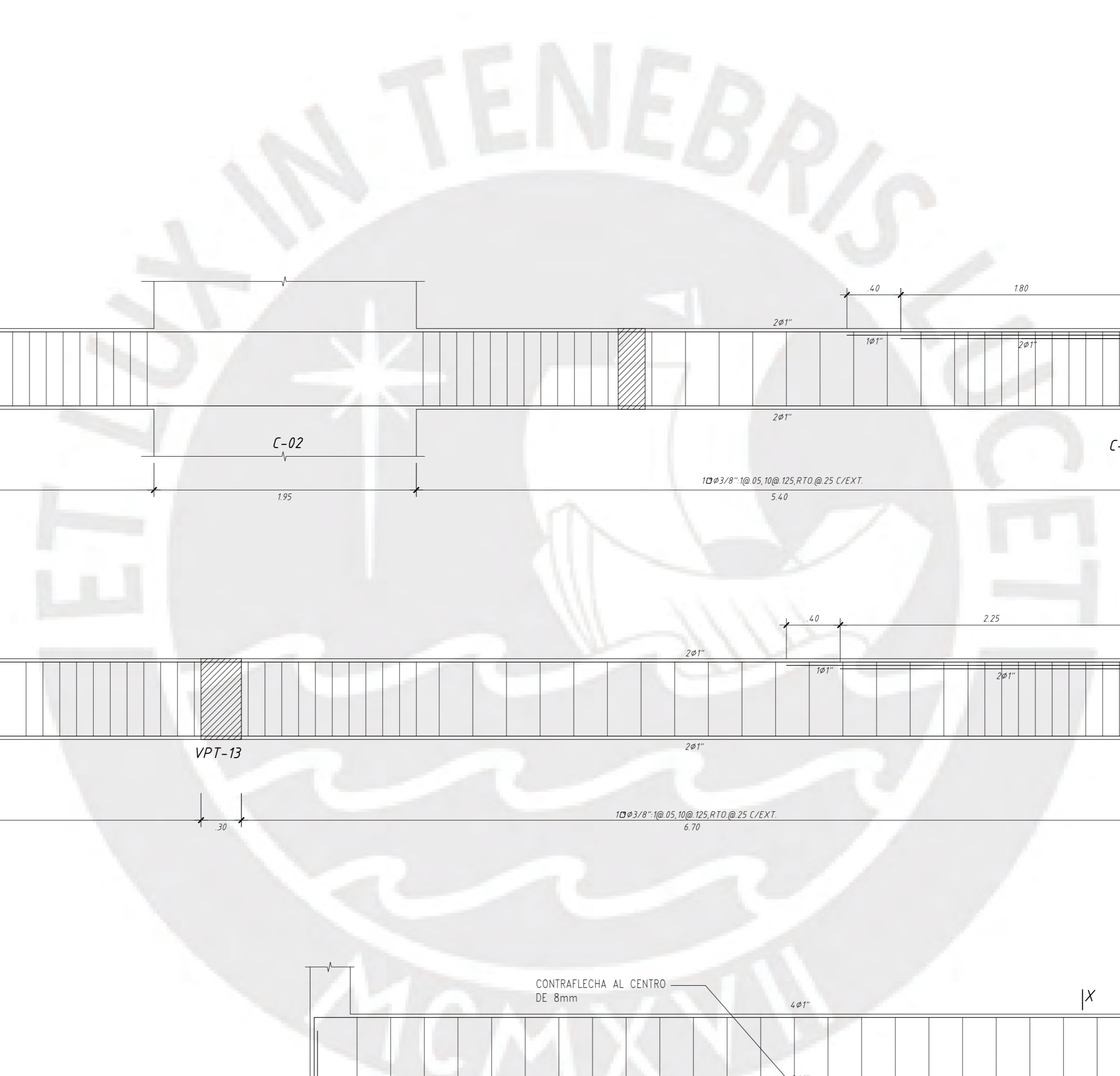
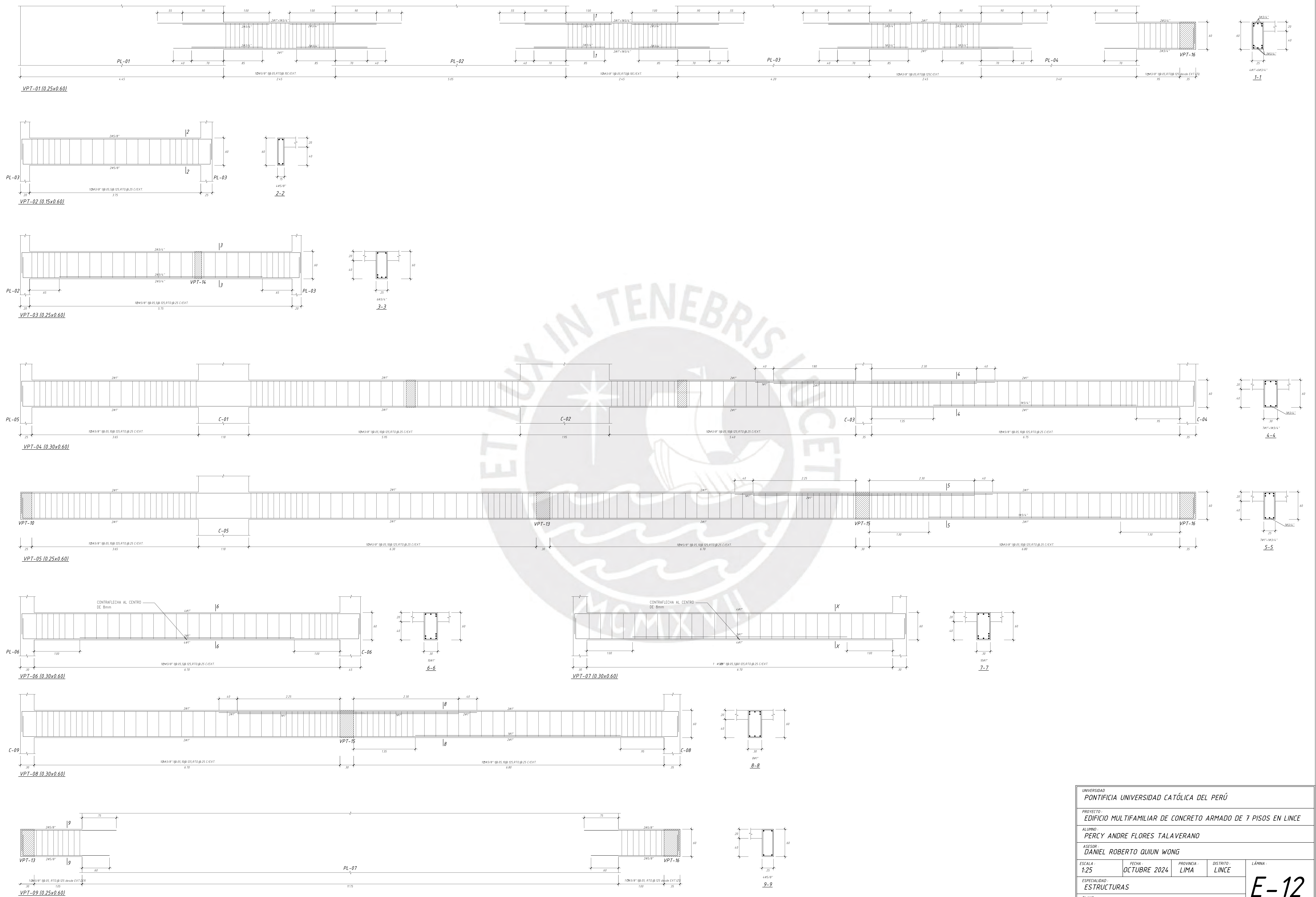
LOSA DE H=20cm  
 LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL MALLA PERPENDICULAR A LAS VIGUETAS SUPERIOR DE #3/8" @ 25cm MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8" @ 40cm MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8" @ 25cm  
(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: <b>E-09</b>
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: ENCOFRADO DEL PISO 7				

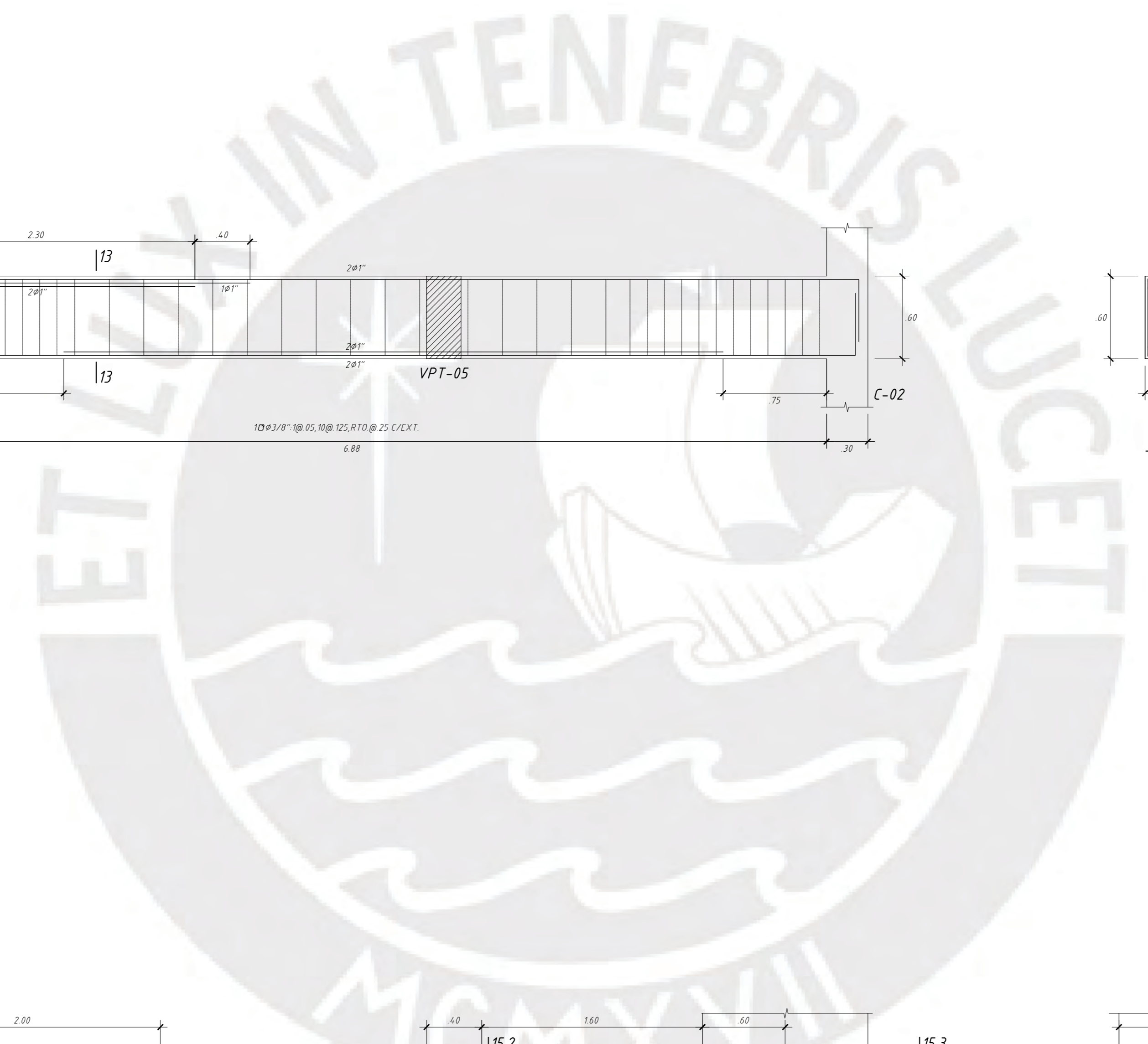
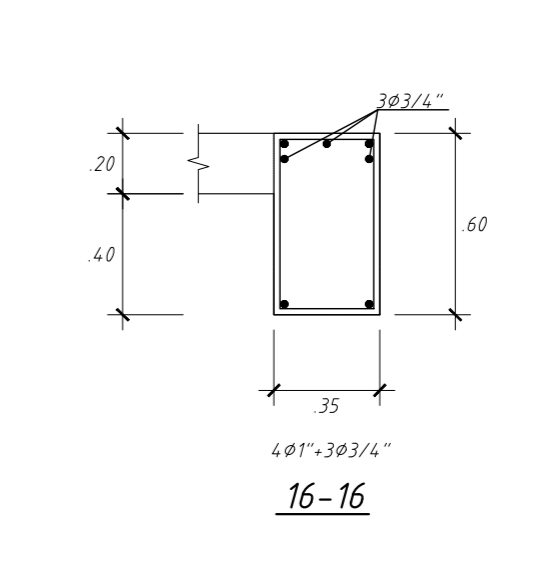
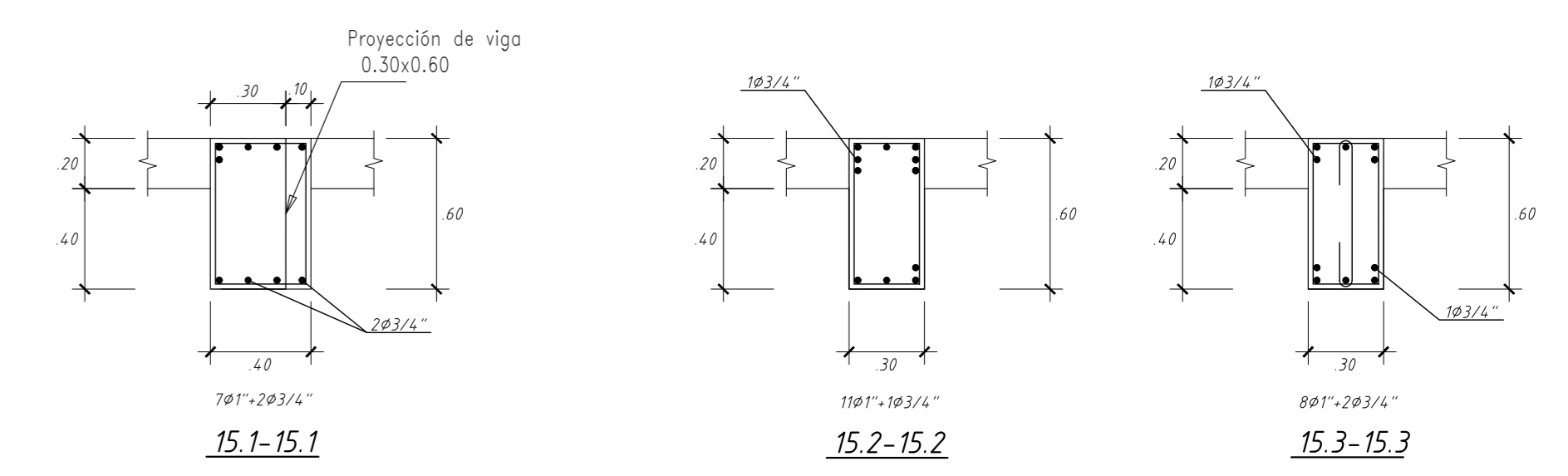
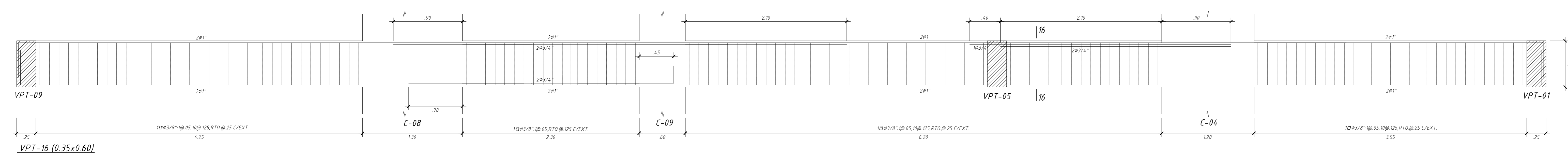
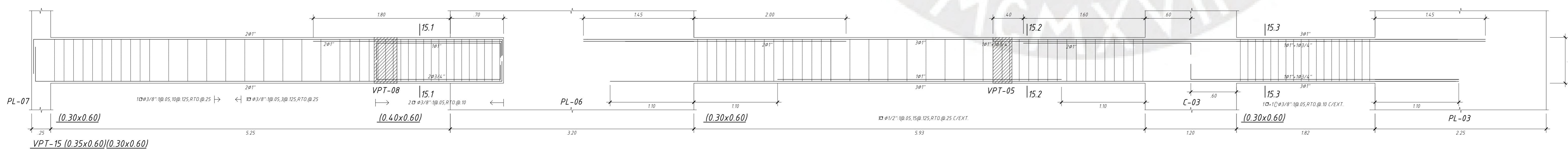
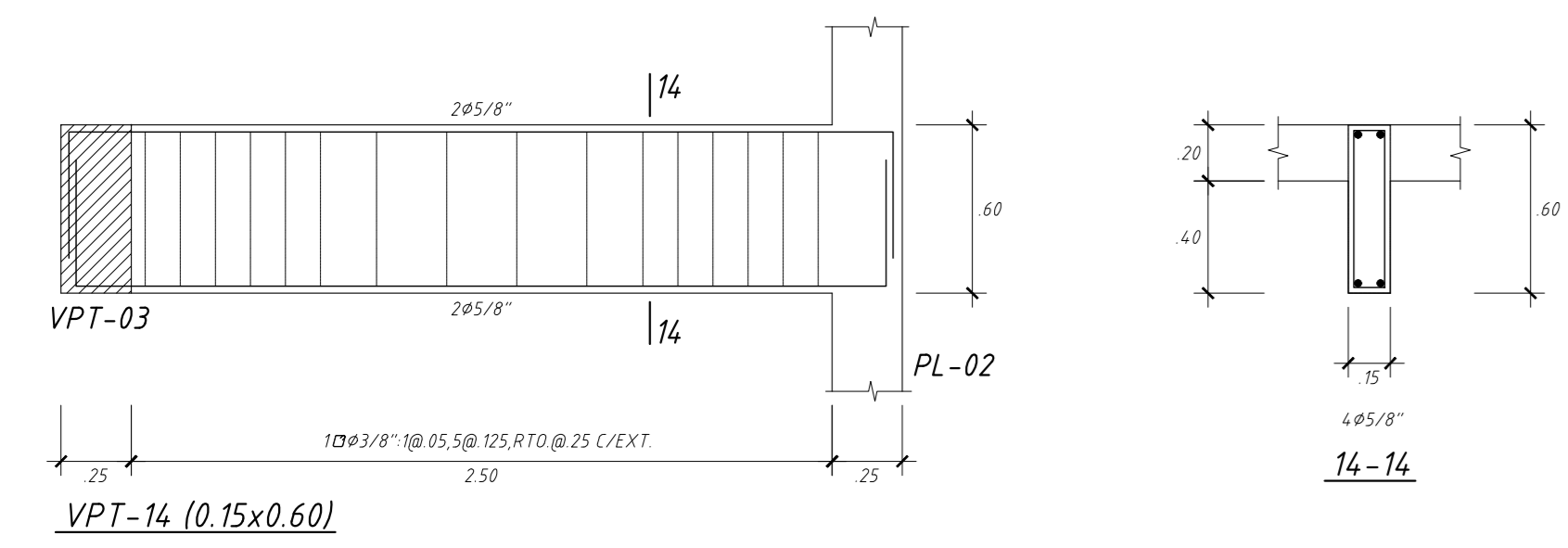
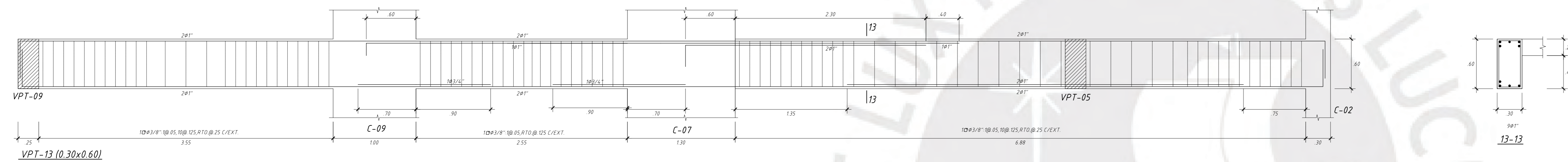
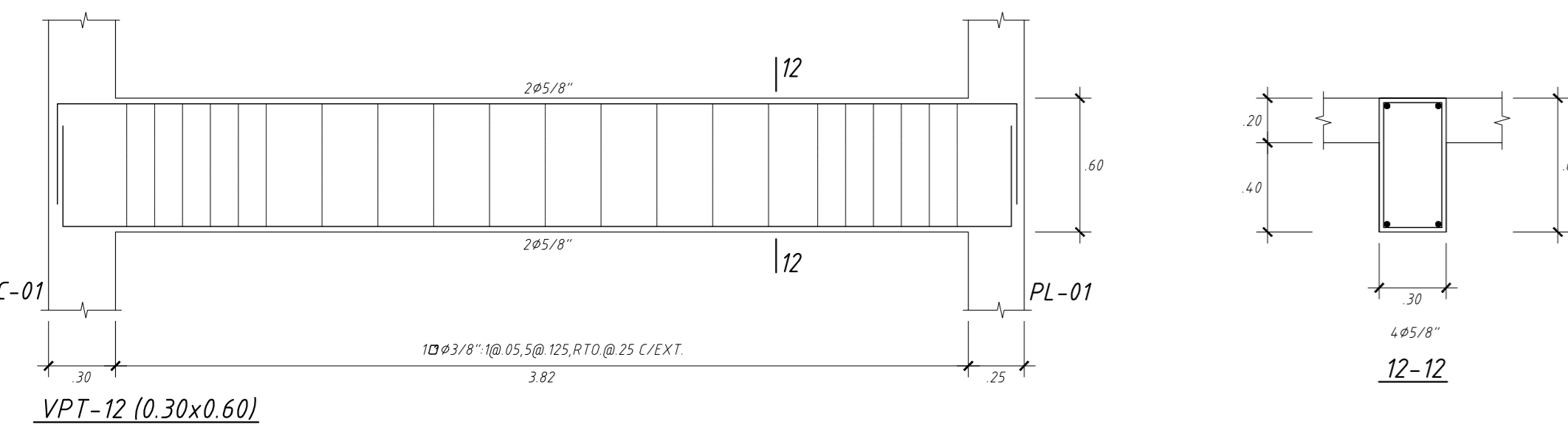
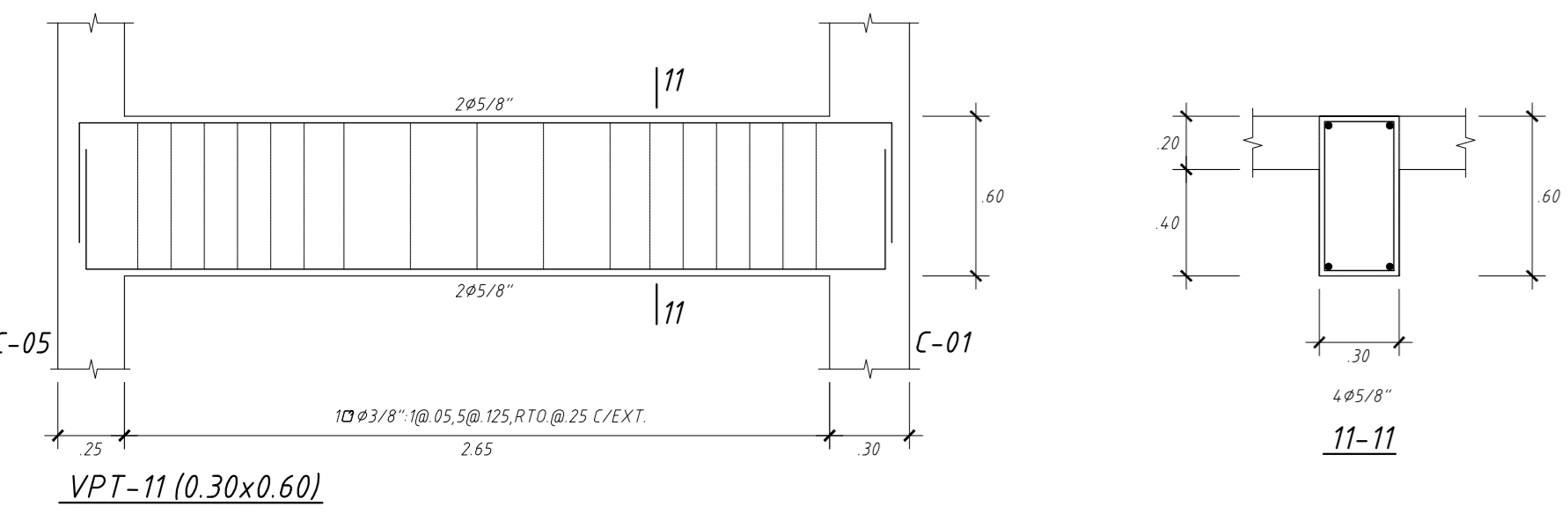
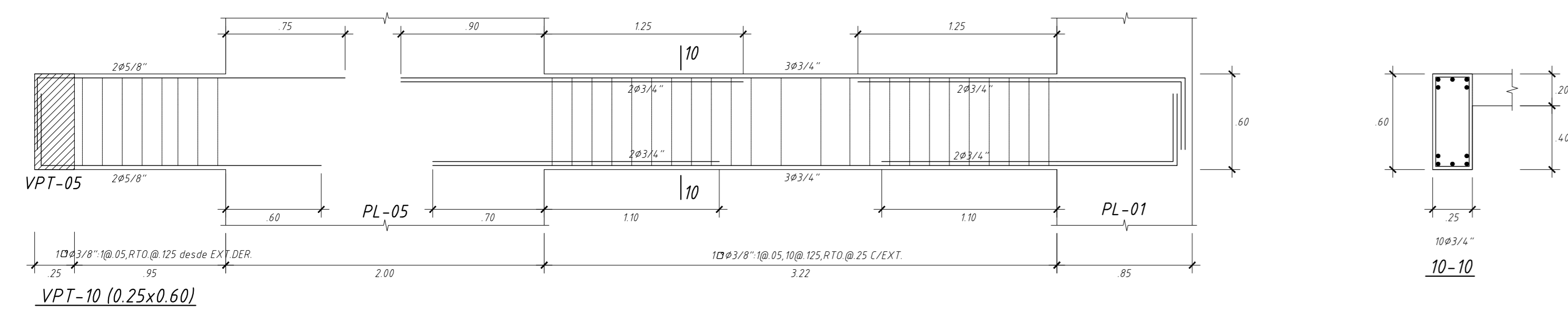


UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-10
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: VIGAS DEL PISO 1 - I				

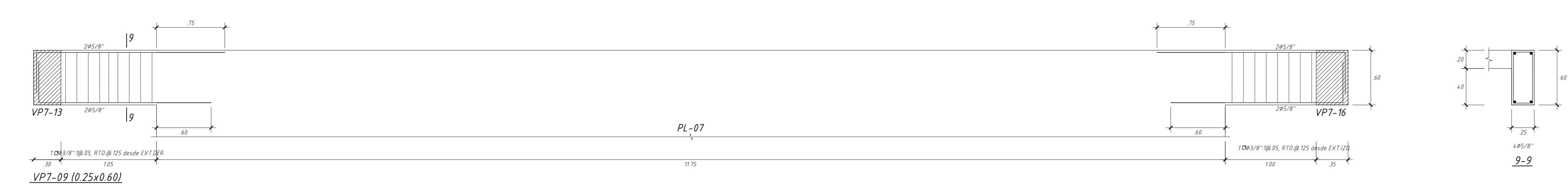
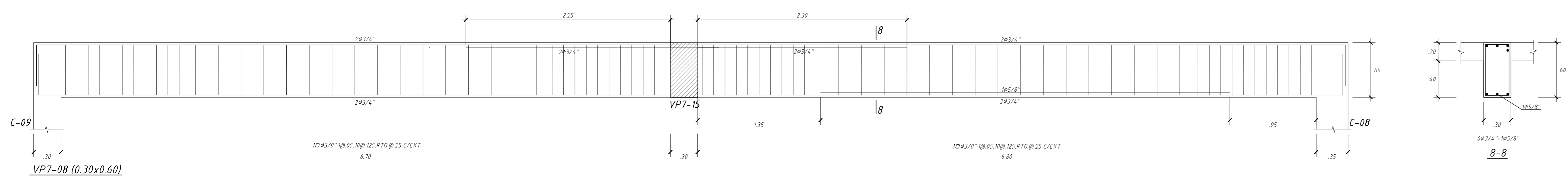
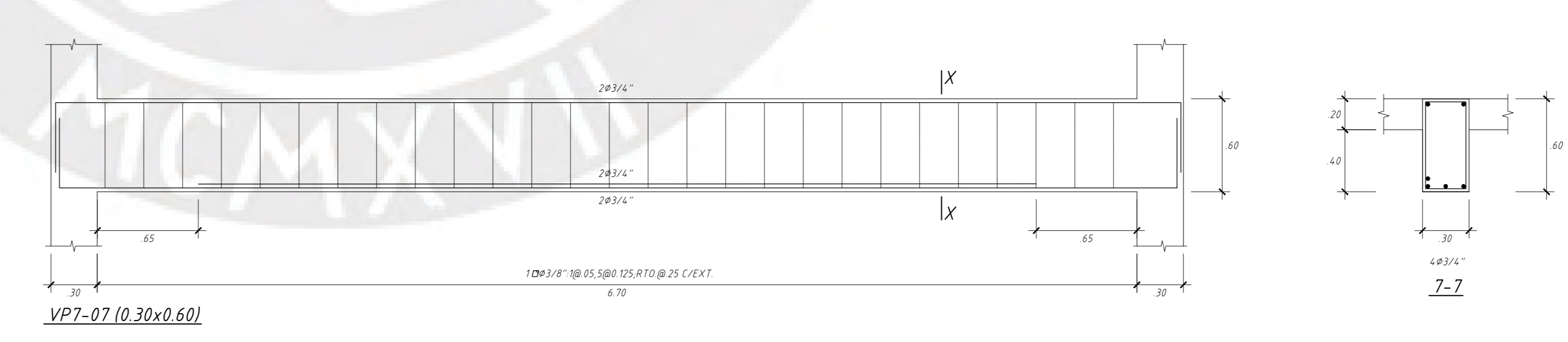
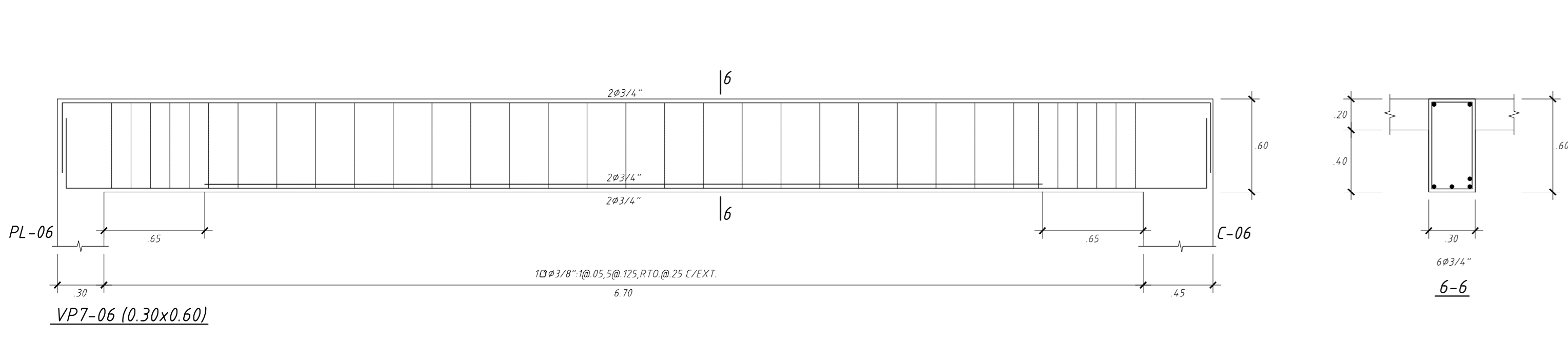
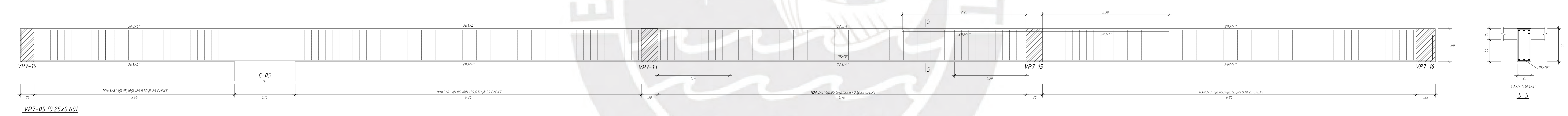
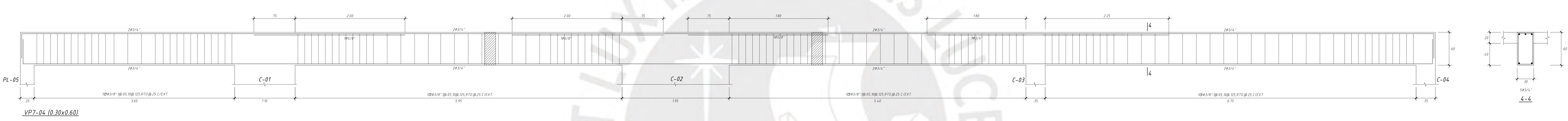
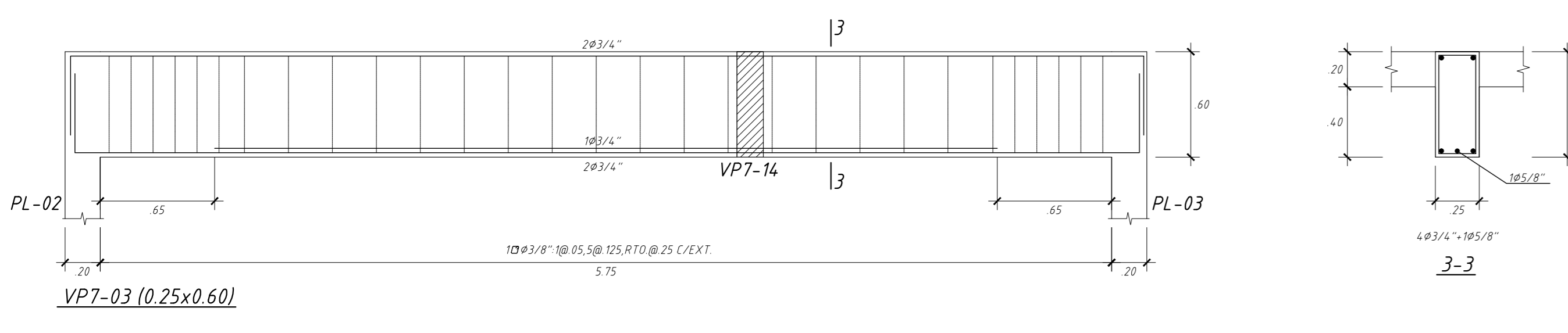
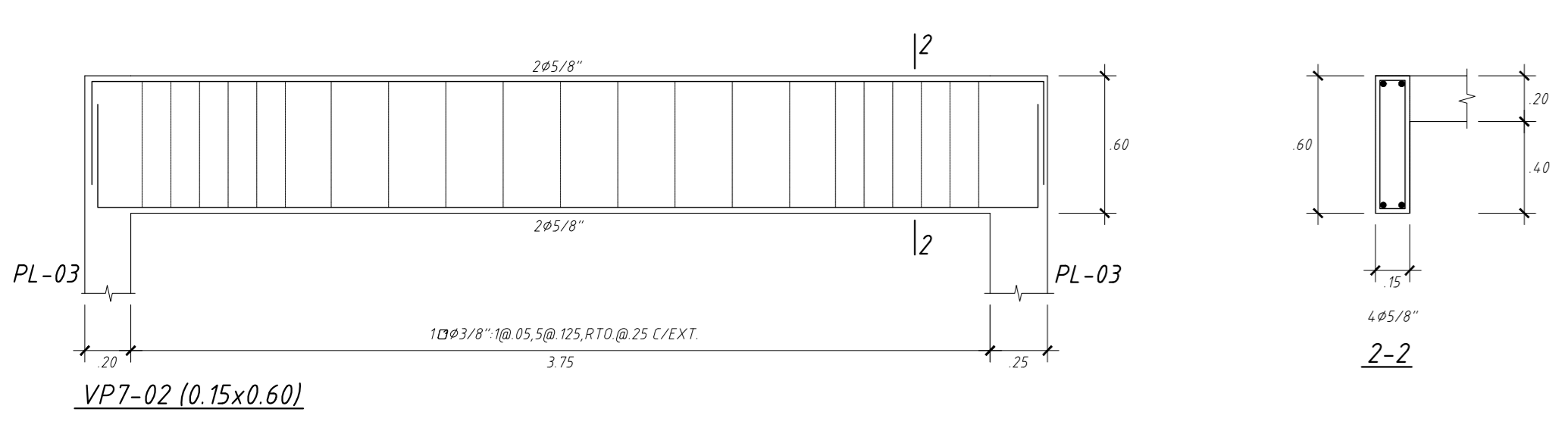
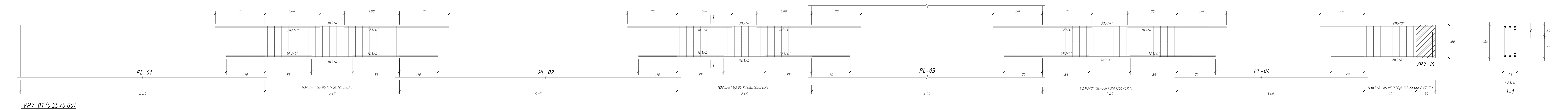




UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-12
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: VIGAS DEL PISO TÍPICO - I				



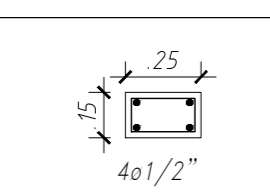
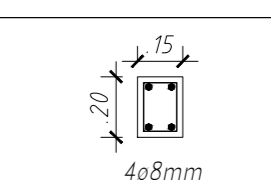
UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-13
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: VIGAS DEL PISO TÍPICO - II				

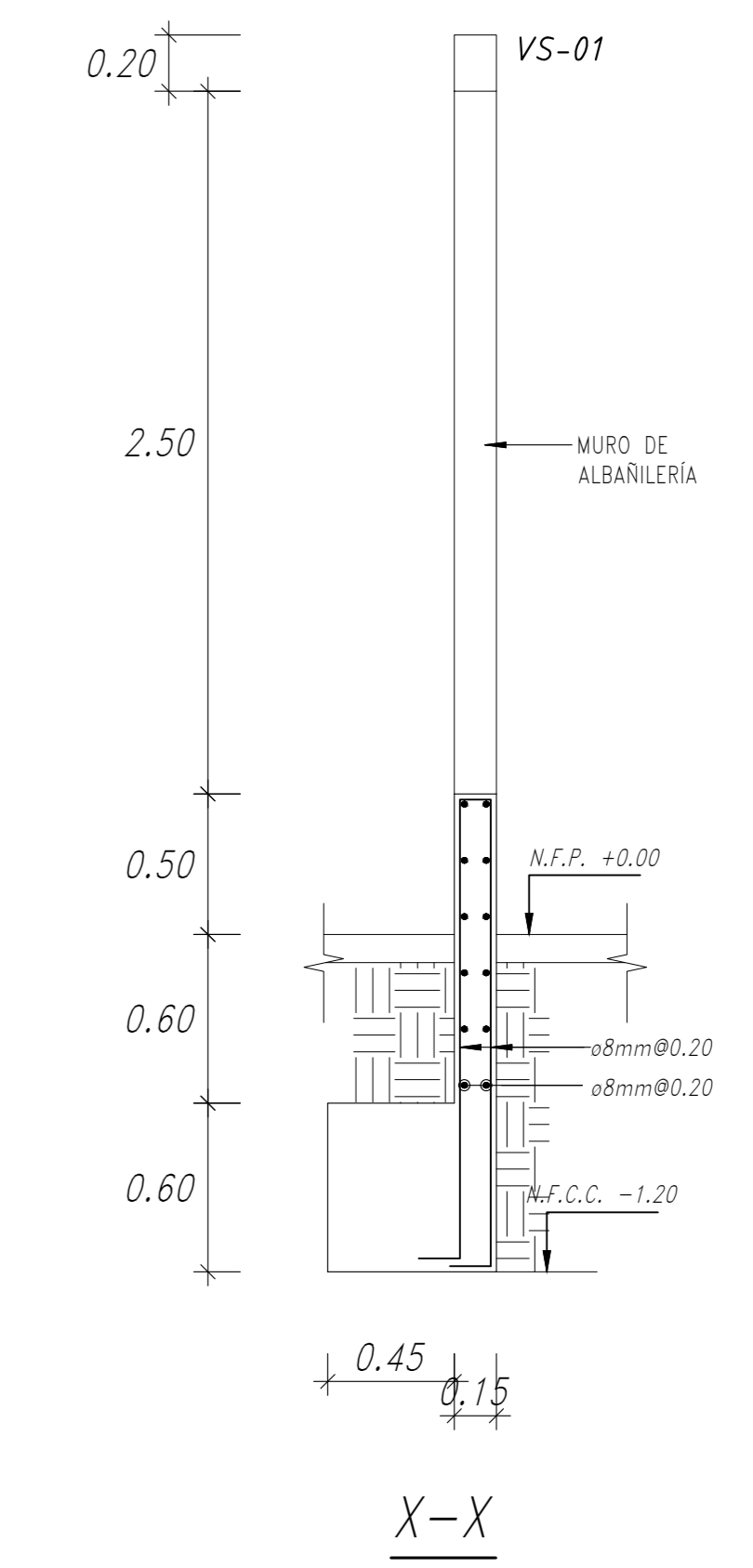
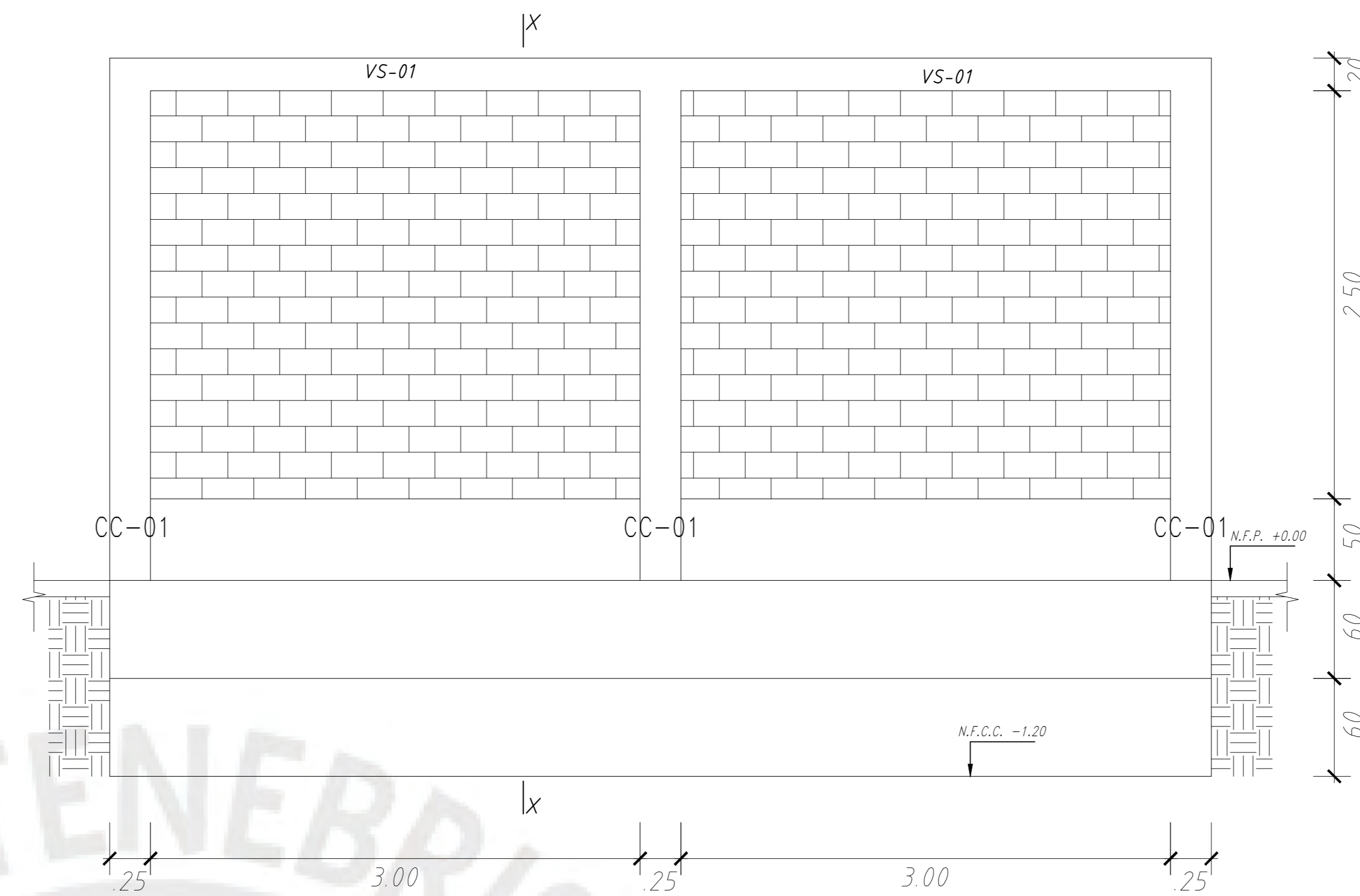
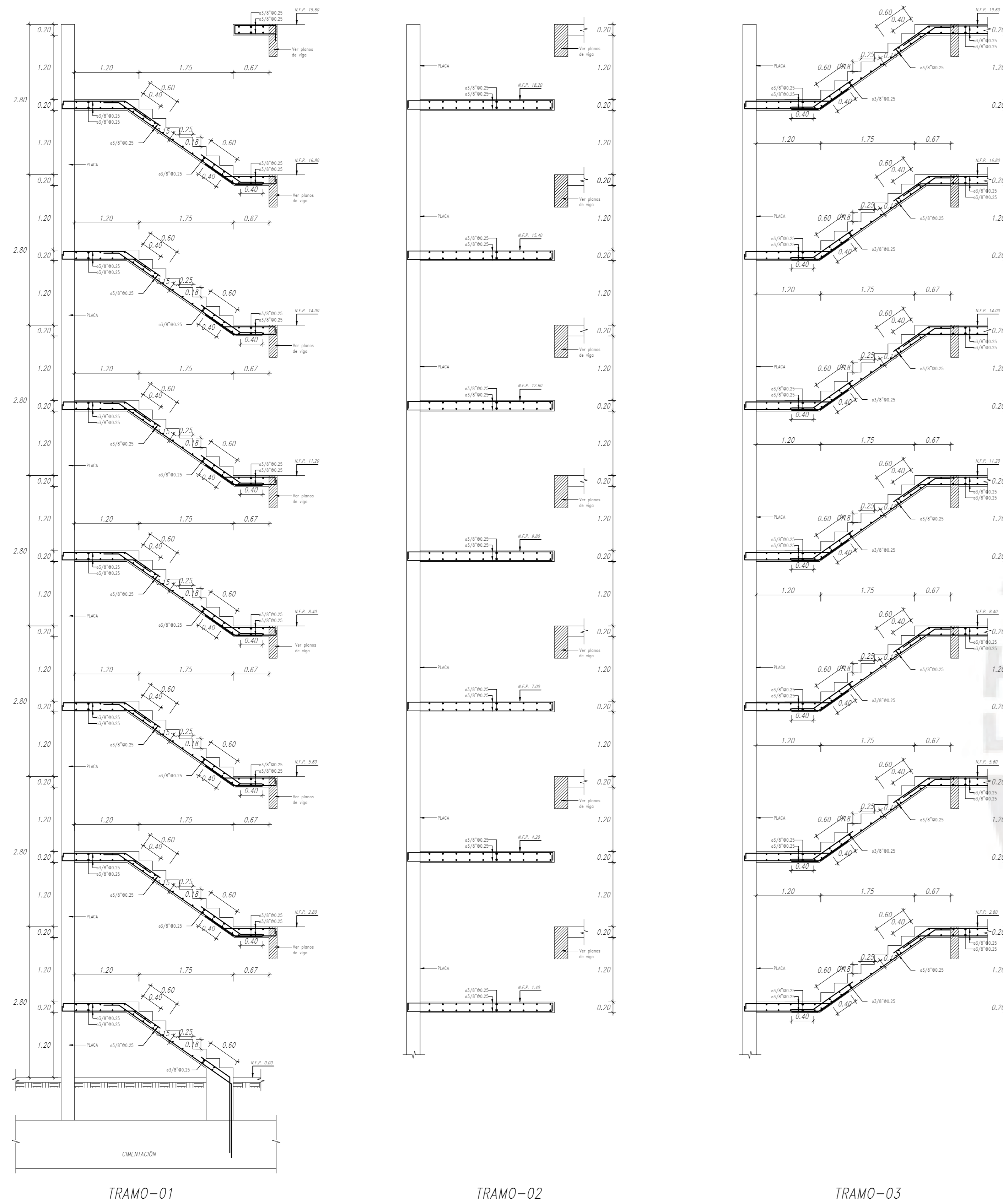


UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: 1:25	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-14
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: VIGAS DEL PISO 7 - I				

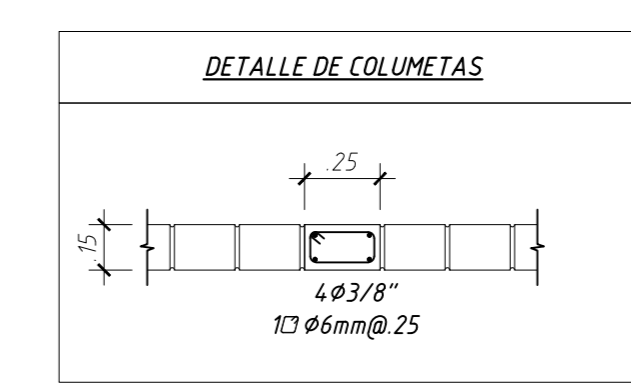
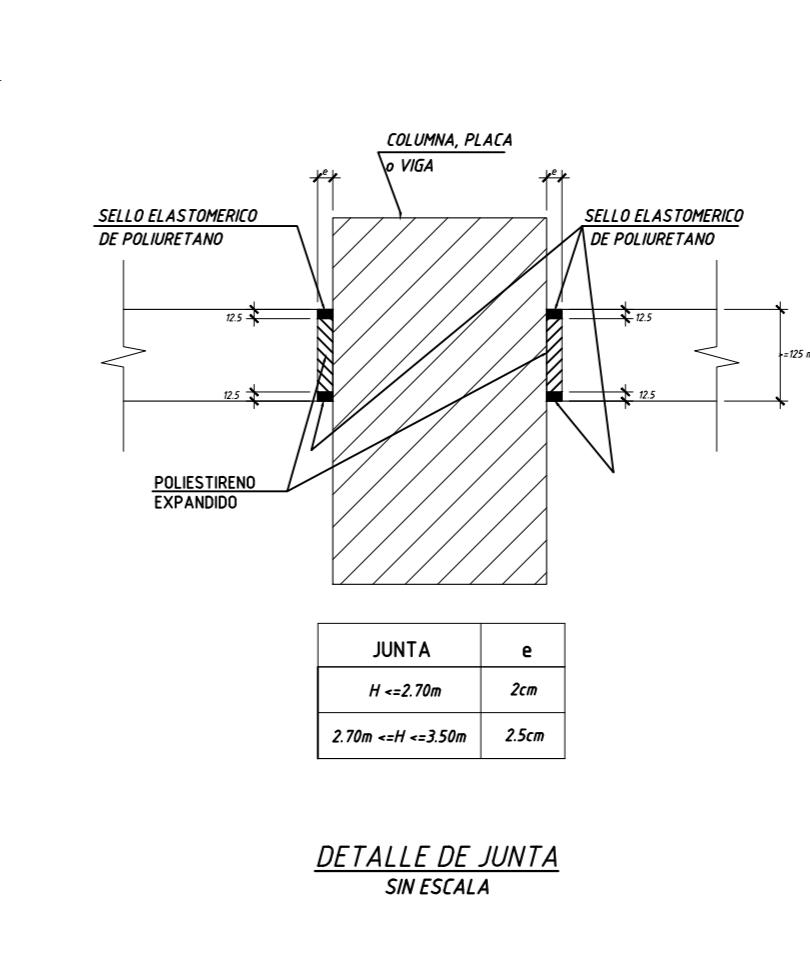
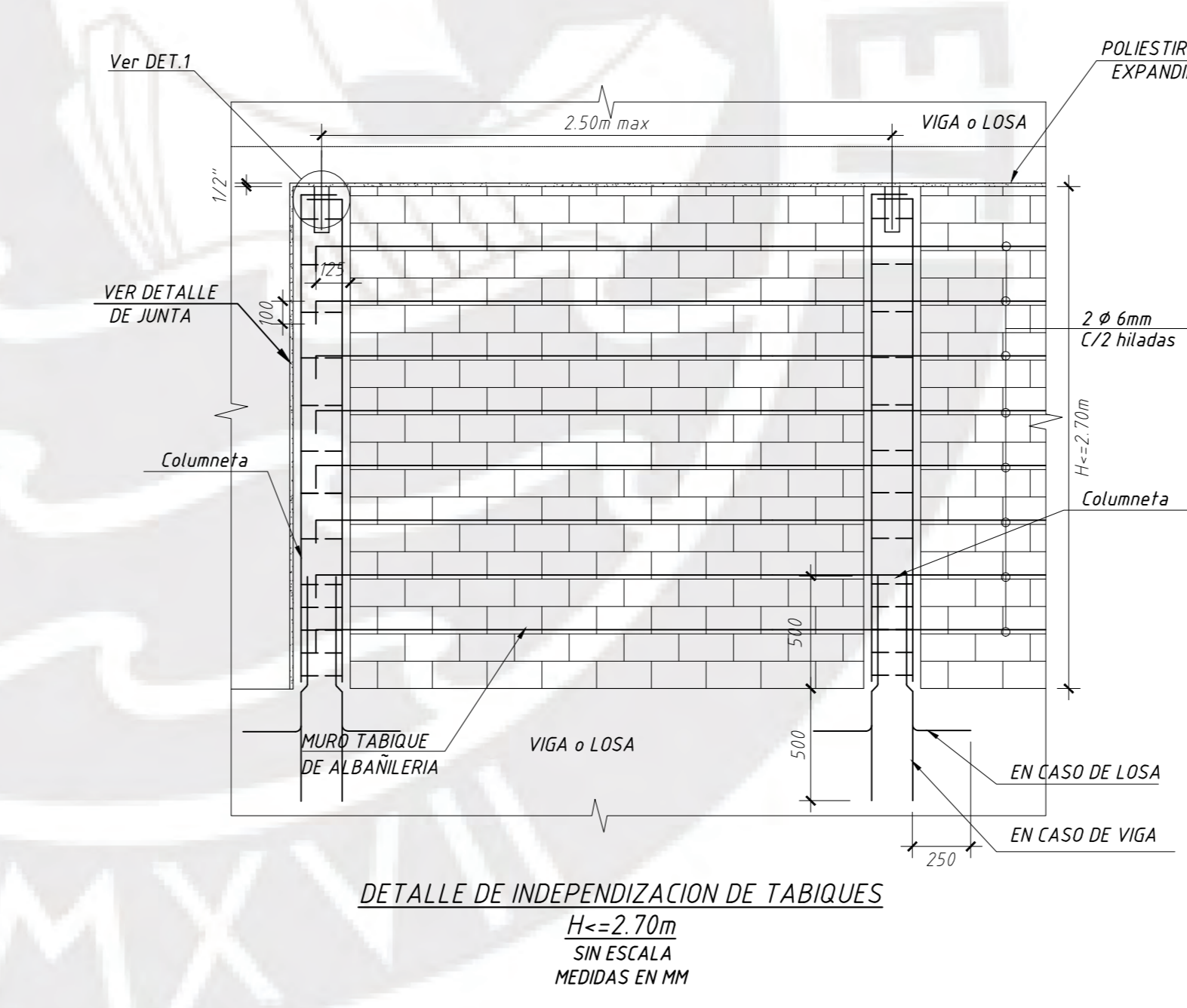




<b>CC-01</b>  1 Ø 8mm @ 100.05; 4 Ø 10.25 @ 250 / EXT.	<b>VS-01</b>  1 Ø 8mm @ 100.05; RTD. Ø 200 / EXT.
---	--



ELEVACIÓN TÍPICA DE CERCO PERIMÉTRICO



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

**TABIQUERÍA**  
 MUROS DE TABIQUERÍA Y PARAPETOS AISLADOS DE LA ESTRUCTURA  
 TABIQUES EN ALBAÑERÍA  
 Resistencia a la compresión:  $f_c = 35 \text{ kg/cm}^2$   
 Módulo de elasticidad:  $E_m = 20000 \text{ kg/cm}^2$

**UNIDAD DE ALBAÑERÍA**  
 Ladrillos de arcilla sin sang o pandero  
 MORTERO  
 Mortero tipo "M"  
 Cemento-Arena gruesa en proporción 1:6  
 Junta de asentado horizontal y vertical de 10-15mm

**VARRILLAS DE REFUERZO**  
 ACERO A-45 grado 60  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 CONCRETO  
 Resistencia a la compresión del concreto:  $f_c = 35 \text{ kg/cm}^2$

ESCALERAS  
 ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ				
PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LINCE				
ALUMNO: PERCY ANDRE FLORES TALAVERANO				
ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG				
ESCALA: VER PLANO	FECHA: OCTUBRE 2024	PROVINCIA: LIMA	DISTRITO: LINCE	LÁMINA: E-16
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS				
PLANO: ESCALERAS, CERCO PERIMÉTRICO Y DETALLE DE TABIQUERÍA AISLADA				

**DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS Y PLACAS**

**REMATE DE COLUMNAS SIN ESCALA**

**REINFORZAMIENTO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA**

**DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA**

**EMPALME DE REINFORZO VERTICAL EN COLUMNAS Y PLACAS SIN ESCALA**

**DETALLES DE CAMBIO DE SECCION EN COLUMNAS Y PLACAS SIN ESCALA**

f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	280	350	420
REFUERZO L (m) <td>L (m)</td> <td>L (m)</td> <td>L (m)</td> <td>L (m)</td>	L (m)	L (m)	L (m)	L (m)
3/8"	0.35	0.30	0.30	0.30
1/2"	0.45	0.40	0.35	0.35
5/8"	0.60	0.50	0.45	0.40
3/4"	0.70	0.60	0.55	0.50
1"	1.00	0.90	0.80	0.80
1-3/8"	1.55	1.35	1.20	1.10

**DETALLES DE LOSAS Y CORTES DE TECHO**

**ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REINFORZO DE LOSAS Y VIGAS CHATAS SIN ESCALA**

**ANCLAJE RECTO DEL REINFORZO DE LOSAS SIN ESCALA**

**ANCLAJE HORIZONTAL DE REINFORZO EN CORTES DE TECHO CON PERALTE MAYOR A 30cm SIN ESCALA**

**DETALLE DE LOSA MACIZA SIN ESCALA**

**EMPALME DEL REINFORZO CORRIDO EN LOSAS SIN ESCALA**

**REFUERZO ADICIONAL EN ABERTURAS EN LOSAS MACIZAS SIN ESCALA**

Ls (m)	Li (m)	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
3/8"	0.45	0.35	0.35
1/2"	0.60	0.45	0.45
5/8"	0.75	0.60	0.60
3/4"	0.90	0.70	0.70
1"	1.25	1.05	1.05

f'c	350	280	210
REFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> ) <td>350</td> <td>280</td> <td>210</td>	350	280	210
3/8"-8mm	0.45	0.40	0.35
1/2"	0.60	0.55	0.45
5/8"	0.75	0.65	0.55
3/4"	0.90	0.80	0.65
1"	1.25	1.10	0.90
1-3/8"	2.00	1.75	1.40

**DETALLE DE REINFORZO DE ESQUINA DE LOSA SIN ESCALA**

**DETALLE DE ANCLAJE DE VIGA EN COLUMNA O PLACA: L-L.dg SIN ESCALA**

φ	L.dg (m)
3/8"	0.25
1/2"	0.30
5/8"	0.35
3/4"	0.45
1"	0.55
1-3/8"	0.80

**DETALLES TÍPICOS DE VIGAS**

**EMPALME CLASE "A" DE ARMADURAS EN VIGAS SIN ESCALA**

**EMPALME CLASE "B" DE ARMADURAS EN VIGAS SIN ESCALA**

**DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS SIN ESCALA**

**DETALLE DE PASE RECTANGULAR EN VIGAS SIN ESCALA**

**DETALLES DE GANCHOS**

f'c	210	280	350
REFUERZO <td>210</td> <td>280</td> <td>350</td>	210	280	350
3/8"	0.45	0.35	0.30
1/2"	0.60	0.45	0.35
5/8"	0.75	0.60	0.45
3/4"	0.90	0.70	0.55
1"	1.25	1.00	0.80
1-3/8"	2.00	1.55	1.20

f'c	210	280	350
REFUERZO <td>210</td> <td>280</td> <td>350</td>	210	280	350
3/8"	0.60	0.45	0.30
1/2"	0.80	0.60	0.45
5/8"	0.95	0.75	0.60
3/4"	1.15	0.90	0.70
1"	1.50	1.20	0.90
1-3/8"	2.40	2.25	1.75

φ	r (cm.)	a (cm.)
1/4"-6mm	1.3	7.5
3/8"-8mm	2.0	10.0
1/2"-12mm	2.5	12.5

φ	Doblez (cm)	12D (cm)
3/8"-8mm	6	11.5
1/2"-12mm	8	15.5
5/8"	10	19
3/4"	11.5	23
1"	15.5	31
1-3/8"	28	42

**DETALLES DE PLACAS Y MUROS DE SÓTANO**

**EMPALME DE REINFORZO HORIZONTAL EN PLACAS SIN ESCALA**

**DETALLE DE ABERTURA EN MURO SIN ESCALA**

**EMPALME DE REINFORZO HORIZONTAL EN MUROS DE SÓTANO SIN ESCALA**

**DETALLE DE ANCLAJE DE REINFORZO HORIZONTAL EN INTERSECCIONES DE PLACAS Y MUROS DE SÓTANO SIN ESCALA**

**EMPALME DE REINFORZO VERTICAL EN MUROS PANTALLA SIN ESCALA**

**ESTRIBO DE ZONA CONFINADA INTERCALADO (INT) CON MALLA HORIZONTAL DE MURO SIN ESCALA**

**ANCLAJE DE REINFORZO HORIZONTAL EN BORDES DE PLACAS Y MUROS DE SÓTANO SIN ESCALA**

φ	Le (m)
3/8"-8mm	0.35
1/2"	0.45
5/8"	0.60
3/4"	0.70

φ	Le (m)
3/8"	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90

f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	210	280	350	420
REFUERZO L (m) <td>L (m)</td> <td>L (m)</td> <td>L (m)</td> <td>L (m)</td>	L (m)	L (m)	L (m)	L (m)
3/8"	0.35	0.30	0.30	0.30
1/2"	0.45	0.40	0.35	0.35
5/8"	0.60	0.50	0.45	0.40
3/4"	0.70	0.60	0.55	0.50
1"	1.00	0.90	0.80	0.80
1-3/8"	1.55	1.35	1.20	1.10