

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO
INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS,
UBICADO EN ATE-LIMA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR

ASESOR:

JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

Lima, marzo, 2023

Declaración jurada de autenticidad


Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado “Análisis y diseño estructural de un edificio de uso industrial textil de concreto armado con cinco pisos, ubicado en Ate-Lima” del autor:

20135348 LOPEZ SALAZAR BRUNO MARIANO

Dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud 25%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 08/03/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 08 de marzo del 2023

Apellidos y nombres del asesor: Acero Martínez José Alberto	
DNI: 29662895	Firma
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consiste en el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio de cinco niveles dedicado al rubro de producción industrial textil, ubicado en Av. Los Virreyes s/n parcela 4-Fundo Zavala del Valle, distrito de Ate, provincia de Lima.

La estructura está desarrollada sobre un área de forma casi rectangular de 329 m², de lados 8.45 m, 35 m, 10.80 m, 33.60 m, siendo los lados de 35m y 8.45 m las fachadas del edificio. La edificación está construida sobre un suelo tipo S1(roca o suelo muy rígido) con capacidad de presión de 4 kg/cm².

La configuración estructural del edificio está constituida por placas en ambas direcciones, pórticos de columnas y vigas peraltadas. Los techos están conformados por losas aligeradas unidireccionales y losas macizas. Asimismo, la resistencia del concreto armado a diseñar es de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ y del acero corrugado es de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

El procedimiento de análisis y diseño estructural siguen los procedimientos y bases especificadas en las normas peruanas: Cargas (NTE E.020, 2006), E.030 Diseño Sismorresistente (2018), E.050 Suelos (2018), E.060 Concreto Armado (2009). Además, se utilizaron los programas computacionales ETABS (Computers and Structures, Inc., Versión 17.0.1), SAP 2000 (Computers and Structures, Inc., Versión 20.2.0) y SAFE (Computers and Structures, Inc., Versión 16.0.2) como herramientas para desarrollar el análisis y diseño estructural de la edificación.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. Introducción	1
1.1. Características principales de la edificación.....	1
1.2. Características arquitectónicas del edificio	1
1.3. Normativa	2
1.4. Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	3
1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	4
1.6. Cargas utilizadas.....	4
1.7. Características de los elementos no estructurales.....	5
CAPÍTULO 2. Estructuración y pre dimensionamiento	6
2.1. Estructuración.....	6
2.2. Pre dimensionamiento	7
2.2.1. Losas aligeradas	7
2.2.2. Losas macizas.....	8
2.2.3. Vigas peraltadas	8
2.2.4. Vigas chatas.....	8
2.2.5. Columnas.....	9
2.2.6. Placas.....	9
CAPÍTULO 3. Diseño de elementos en concreto armado.....	11
3.1. Diseño por flexión	11
3.2. Diseño por cortante.....	14
3.2.1. Vigas peraltadas	14
3.2.2. Losas aligeradas, losas macizas y zapatas.....	16
3.3. Condiciones de servicio.....	17
3.3.1. Control de deflexiones	17
3.3.2. Control de fisuración.....	19
CAPÍTULO 4. Análisis sísmico	21
4.1. Parámetros sísmicos de la edificación de acuerdo a la Norma E.030	22
4.2. Masa sísmica	23
4.3. Centro de masas y rigidez.....	24
4.4. Análisis de las irregularidades en planta y altura	24
4.4.1. Irregularidades estructurales en altura.....	24
4.4.2. Irregularidades estructurales en planta.....	26

4.4.3.	Coeficiente básico final de reducción de las fuerzas sísmicas (R).....	27
4.5.	Modos de vibración de la estructura.....	27
4.6.	Cortante basal dinámico y estático	28
4.7.	Amplificación de las fuerzas sísmicas.....	30
4.8.	Control de derivas de entrepiso	30
4.9.	Desplazamiento máximo y junta sísmica	31
CAPÍTULO 5.	Diseño de losas aligeradas.....	32
5.1.	Metrado de cargas de gravedad	32
5.2.	Análisis estructural para cargas de gravedad.....	33
5.3.	Consideraciones de diseño.....	35
5.4.	Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	36
5.4.1.	Diseño por flexión.....	36
5.4.2.	Diseño por cortante	38
5.4.3.	Control de deflexiones y fisuración	40
5.5.	Acero por temperatura	43
CAPÍTULO 6.	Diseño de losas macizas.....	44
6.1.	Metrado de cargas de gravedad	44
6.2.	Análisis estructural para cargas de gravedad.....	45
6.3.	Consideraciones de diseño.....	46
6.4.	Ejemplo de diseño de losa maciza.....	47
6.4.1.	Diseño por flexión.....	47
6.4.2.	Diseño por cortante	47
6.4.3.	Control de deflexiones	47
CAPÍTULO 7.	Diseño de vigas.....	49
7.1.	Vigas peraltadas.....	49
7.1.1.	Metrado por cargas de gravedad	49
7.1.2.	Análisis estructural.....	50
7.1.3.	Consideraciones de diseño	52
7.1.4.	Ejemplo de diseño de viga peraltada.....	53
7.1.4.1.	Diseño por flexión.....	53
7.1.4.2.	Diseño por cortante	54
7.1.4.3.	Control de fisuración.....	56
7.1.4.4.	Control de deflexiones	57
7.2.	Vigas chatas.....	59

7.2.1.	Metrado por cargas de gravedad	59
7.2.2.	Análisis estructural para cargas de gravedad	59
7.2.3.	Diseño por flexión.....	60
7.2.4.	Diseño por cortante	60
CAPÍTULO 8. Diseño de columnas		61
8.1.	Metrado por cargas de gravedad.....	61
8.2.	Fuerzas para el diseño.....	63
8.3.	Diseño por flexocompresión.....	64
8.4.	Diseño por cortante.....	66
CAPÍTULO 9. Diseño de placas		69
9.1.	Metrado por cargas de gravedad.....	69
9.2.	Fuerzas para el diseño.....	70
9.3.	Diseño por flexocompresión.....	72
9.3.1.	Elementos de borde	72
9.3.2.	Diagrama de interacción.....	74
9.4.	Diseño por cortante.....	75
CAPÍTULO 10. Diseño de cimentación		78
10.1.	Características del suelo de cimentación	78
10.2.	Consideraciones para el diseño	78
10.2.1.	Diseño por punzonamiento	78
10.2.2.	Diseño por cortante.....	79
10.2.3.	Diseño por flexión	79
10.3.	Ejemplo de diseño de zapata conectada.....	80
10.3.1.	Verificación de dimensionamiento y esfuerzos en el suelo.....	81
10.3.2.	Diseño por cortante:.....	82
10.3.3.	Diseño por punzonamiento	83
10.3.4.	Diseño por flexión	83
10.3.5.	Diseño de la viga de cimentación	85
10.4.	Ejemplo de diseño de zapata combinada	88
10.4.1.	Diseño por cortante.....	91
10.4.2.	Diseño por punzonamiento	91
10.4.3.	Diseño por flexión	91
CAPÍTULO 11. Diseño de elementos no estructurales		94
11.1.	Diseño de escaleras	94

11.1.1.	Metrado por cargas de gravedad.....	94
11.1.2.	Diseño por flexión	95
11.1.3.	Diseño por cortante.....	96
11.2.	Diseño de muros no portantes.....	97
11.2.1.	Verificación del esfuerzo normal admisible.....	98
11.2.2.	Análisis y diseño de los elementos de confinamiento	99
CAPÍTULO 12.	Comentarios y conclusiones.....	103
CAPÍTULO 13.	Bibliografía.....	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Planta tercer y cuarto piso.....	2
Figura 2. Esquema de bloque de compresiones (Ottazzi, 2016).....	12
Figura 3. Consideraciones para el corte de acero (Ottazzi, 2016).	14
Figura 4. Esquema resumen para el diseño por cortante (Ottazzi, 2016).	16
Figura 5. Peraltes mínimos para no verificar deflexiones (NTE E.060, 2009).....	17
Figura 6. Inercia efectiva en vigas (Ottazzi, 2016).	18
Figura 7. Carga sostenida en el tiempo vs factor ξ (NTE E.060, 2009).....	19
Figura 8. Límites de deflexiones en vigas (NTE E.060, 2009).....	19
Figura 9. Sección de viga donde se muestra el área efectiva (NTE E.060, 2009).	20
Figura 10. Modelado 3D y planta de la estructura en ETABS.....	21
Figura 11. Esquema de losa aligerada.....	32
Figura 12. Vista en planta de las viguetas analizadas	33
Figura 13. Modelos estructurales: (a) vigueta tipo 1, y (b) vigueta tipo 2.....	34
Figura 14. DMF (a) y DFC (b) para el aligerado tipo 1	34
Figura 15. DMF y DFC para aligerado tipo 2	35
Figura 16. Esquema de ensanches en losas aligeradas (Ottazzi, 2016).	36
Figura 17. Diseño final de las viguetas tipo 1 y tipo 2.....	43
Figura 18. Sección de losa maciza	44
Figura 19. Losas macizas analizadas	45
Figura 20. Modelo de análisis de la losa maciza.....	45
Figura 21. DFC y DMF de la losa maciza analizada	46
Figura 22. Diseño final de la losa maciza	48
Figura 23. Esquematación del área tributaria de V-08.....	49
Figura 24. Carga última (1.4CM+ 1.7CV) sobre V-08	51
Figura 25. DMF y DFC de la viga V-08.	51
Figura 26. Envoltentes de DMF y DFC	52
Figura 27. Diseño final de la Viga VT-08.....	58
Figura 28. Análisis de VCH-01: (a) cargas distribuidas (1.4CM+1.7CV), (b) DMF, (c) DFC	59
Figura 29. Diseño final de la VCH-1	60
Figura 30. Área tributaria de C-01	61
Figura 31. Ejes locales de la C-01	63
Figura 32. Acero longitudinal en la columna C-01.....	65

Figura 33. Diagramas de interacción M33	65
Figura 34. Diagramas de interacción M22	65
Figura 35. Esquema del diagrama de interacción (NTE E.060, 2009)	66
Figura 36. Diagramas de interacción nominal M33 y M22	66
Figura 37. Diseño final de la Columna C-01	68
Figura 38. Área tributaria de placa PL-05.....	69
Figura 39. Ejes locales en la placa PL-05	71
Figura 40. h_m/l_m vs α	74
Figura 41. Distribución de acero longitudinal en la placa PL-05.....	75
Figura 42. Diseño final de la placa PL-05.....	77
Figura 43. Esquema de la sección crítica para diseño por punzonamiento (Higashi, 2018)....	78
Figura 44. Esquemmatización de la sección crítica para diseño por cortante (Higashi, 2018)....	79
Figura 45. Esquemmatización de la sección crítica para diseño por flexión (Higashi, 2018)	80
Figura 46. Zapatas C-04 y C-03	80
Figura 47. Vista en planta de la viga de cimentación	81
Figura 48. Esquema simplificado para la viga de cimentación.....	81
Figura 49. Vista en planta del diseño final de las zapatas conectadas	84
Figura 50. Esquema de DFC y DMF para la viga de cimentación	85
Figura 51. Diseño final de zapata conectada.....	88
Figura 52. Vista en planta de la viga de zapata combinada	89
Figura 53. Esfuerzos máximos en “Y”	90
Figura 54. Momentos entre placas de la zapata combinada.....	92
Figura 55. Vista en planta del diseño final de la zapata combinada	93
Figura 56. Modelamiento estructural de la escalera.....	95
Figura 57. DMF de la escalera	95
Figura 58. Diagrama de fuerzas cortantes de la escalera	96
Figura 59. Distribución de acero en la escalera	96
Figura 60. Esquemmatización del muro no portante.....	98
Figura 61. Modelo del muro no portante con sus elementos de confinamiento	99
Figura 62. Cargas en viga solera.....	100
Figura 63. DMF y DFC en viga solera (kg-m).....	100
Figura 64. Distribución de cargas en columna de confinamiento.....	101
Figura 65. DMF y DFC en columna de confinamiento(kg-m)	101
Figura 66. Elevación de columna de confinamiento.....	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Pre dimensionamiento de columna C-01	9
Tabla 2. Parámetros para hallar la fuerza cortante basal.....	10
Tabla 3. Masas de cada entrepiso.....	23
Tabla 4. Centros de masas y rigidez de la estructura	24
Tabla 5. Rigidez lateral en X.....	24
Tabla 6. Rigidez lateral en Y.....	25
Tabla 7. Irregularidad torsional para cargas en la dirección X	26
Tabla 8. Irregularidad torsional para cargas en la dirección Y	26
Tabla 9. Modos de vibración de la estructura en ambas direcciones	28
Tabla 10. Cortante basal dinámico en ambas direcciones.....	29
Tabla 11. Distribución de fuerzas sísmicas	29
Tabla 12. Ampliación de las fuerzas sísmicas.....	30
Tabla 13. Derivas de los entrepisos.....	30
Tabla 14. Metrado de cargas de gravedad para losas aligeradas típicas	33
Tabla 15. Aceros positivos instalados en el aligerado tipo 1	38
Tabla 16. Aceros negativos instalados en el aligerado tipo 1	38
Tabla 17. Aceros positivos instalados en el aligerado tipo 2	38
Tabla 18. Aceros negativos instalados en el aligerado tipo 2	38
Tabla 19. Fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 1.....	39
Tabla 20. Fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 2.....	39
Tabla 21. Datos para el análisis de fisuración.....	42
Tabla 22. Metrado típico para losas macizas	44
Tabla 23. Acero instalado en losas macizas	47
Tabla 24. Metrado de cargas de gravedad del primer y segundo tramo de la viga V-08.....	50
Tabla 25. Propiedades de la viga V-08.....	53
Tabla 26. Resultados para el Tramo 1	54
Tabla 27. Resultados para el Tramo 2.....	54
Tabla 28. Cortante de diseño.....	55
Tabla 29. Cuadro resumen para verificar fisuración	57
Tabla 30. Metrado de cargas de gravedad de la viga chata VCH-01	59
Tabla 31. Acero positivo instalado en la viga chata VCH-01	60
Tabla 32. Dimensiones para el metrado de carga muerta de C-01	62

Tabla 33. Metrado de carga muerta de la columna C-01	62
Tabla 34. Metrado de carga viva de C-01	63
Tabla 35. Cargas actuantes en la Columna C-01	63
Tabla 36. Cargas actuantes en la base de la Columna C-01	64
Tabla 37. Combinaciones de las fuerzas en la base de la columna con sismo amplificado.....	67
Tabla 38. Dimensiones para el metrado de carga muerta de la placa PL-05	70
Tabla 39. Metrado de carga muerta de la placa PL-05.....	70
Tabla 40. Metrado de carga viva de la PL-05	70
Tabla 41. Cargas actuantes en la placa.....	71
Tabla 42. Cargas actuantes en la base de la placa PL-05	72
Tabla 43. Combinaciones de carga para la base de la placa PL-05.....	72
Tabla 44. Cargas en servicio de las bases de las columnas C-04 y C-03.....	81
Tabla 45. Esfuerzos en las bases de las zapatas Z-4 y Z-3.....	82
Tabla 46. Combinaciones de carga para el diseño de las zapatas Z-4 y Z-3.....	83
Tabla 47. Valores para el DFC y DMF de la viga de cimentación	85
Tabla 48. Cargas actuantes y excentricidades de las placas de la zapata combinada	89
Tabla 49. Casos de cargas para la zapata combinada.....	90
Tabla 50. Cargas actuantes en la escalera	94
Tabla 51. Aceros instalados en la escalera	95

CAPÍTULO 1. Introducción

1.1. Características principales de la edificación

La presente tesis realiza el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio de uso industrial textil de cinco pisos ubicado en Av. Los Virreyes s/n parcela 4-Fundo Zavala del Valle, distrito de Ate, provincia de Lima. La edificación está concebida sobre un área de 329 m², de forma casi rectangular, con frontera hacia la avenida Los Virreyes de 8.45 m y de 34 m de profundidad en promedio. El terreno está conformado por un suelo de tipo S1 con capacidad de carga admisible de 4 kg/cm². El edificio, estructuralmente, está conformado por muros de corte en ambas direcciones, por pórticos de columnas y vigas peraltadas con responsabilidad sísmica, por losas macizas y aligeradas en una dirección.

1.2. Características arquitectónicas del edificio

Se plantea una edificación destinada al rubro industrial textil, por lo cual se distribuyen los ambientes conectándolos a una circulación adecuada acorde a la funcionalidad y uso del edificio.

El primer piso del edificio cuenta con una entrada principal para ingreso y salida de vehículos de carga, zona de duchas y vestíbulos, y zona de producción con máquinas de alturas importantes de 2 a 2.20 m. Debido a estas actividades, este primer nivel tiene una altura de 4.80 m de piso a fondo de techo.

Asimismo, el primer nivel cuenta con dos mezanines de concreto armado a una altura de 2.30 del piso terminado. Las plantas superiores tienen una altura de 2.55 m de piso a techo. Del segundo al cuarto piso se tienen distribuciones típicas, con áreas de producción donde existen máquinas de coser. El último piso está destinado a ser un comedor para los trabajadores y áreas de esparcimiento.

La conexión vertical del edificio se logra a través de una escalera en la parte central de la estructura y un montacarga amplio que satisfaga las necesidades de transportar mercadería y materiales con comodidad. La siguiente figura muestra la planta arquitectónica típica del tercer y cuarto piso.

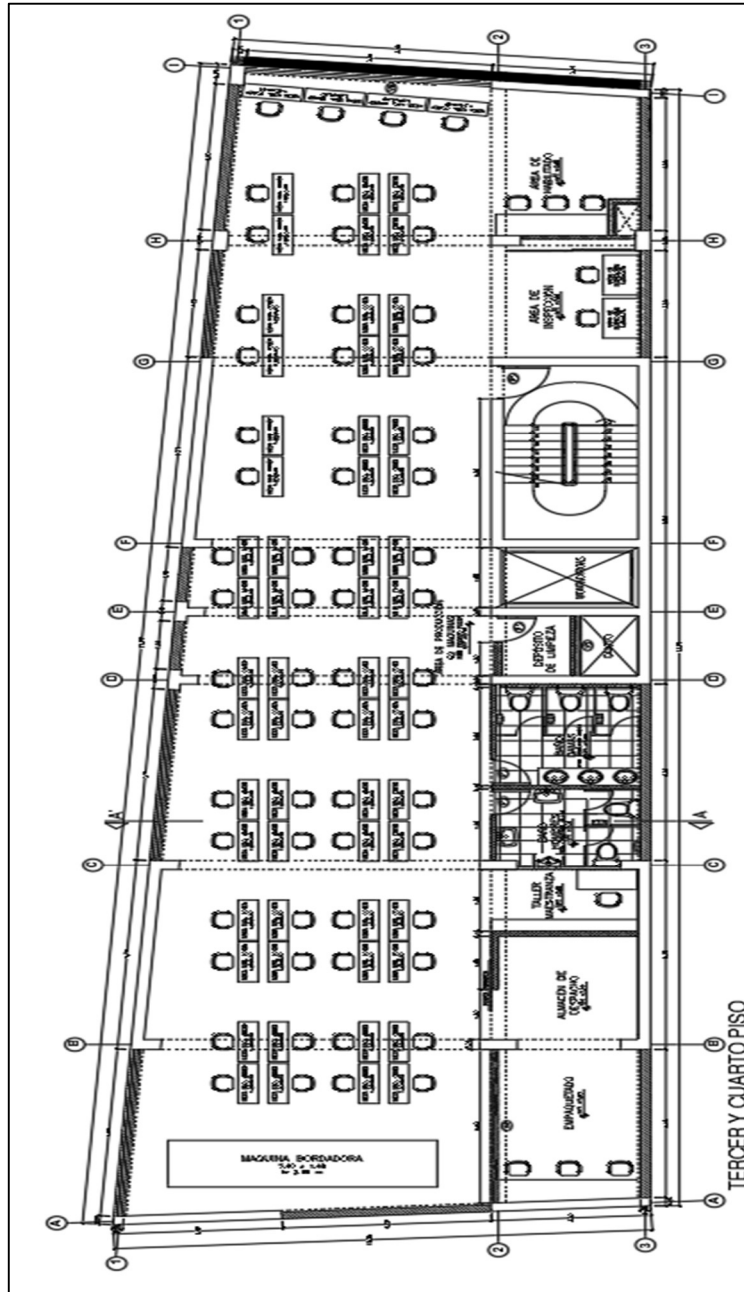


Figura 1. Planta tercer y cuarto piso

1.3. Normativa

El desarrollo del presente estudio seguirá los lineamientos de las siguientes normas del capítulo estructural del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- RNE E.020 – Norma de Cargas
- RNE E.030 – Norma de Diseño Sismo resistente
- RNE E.050 – Norma de Suelos y Cimentaciones
- RNE E.060 – Norma de Diseño de Concreto Armado
- RNE E.070 – Norma de Albañilería

1.4. Aspectos generales del diseño de concreto armado

El método de Diseño por Resistencia descrito en el Capítulo 9 de la Norma E.060 es el que se utiliza para el diseño de estructuras de hormigón armado.

Este método indica que se deberán proporcionar resistencias de diseño adecuadas a los distintos elementos estructurales (ΦR_n), tal que se obtenga, por lo menos, resistencias iguales a las requeridas (R_u) amplificadas por combinaciones de carga. Este método se usa para los diversos tipos de diseño (flexión, cortante, carga axial, torsión, etc. o a combinaciones de estas).

$$\Phi R_n \geq R_u$$

- Resistencia de diseño

Para obtener este parámetro, primero se debe calcular la resistencia nominal de la sección del elemento (R_n) y, además, multiplicarlo por un factor de reducción (Φ). Siendo este factor un coeficiente que dependerá del tipo de sollicitación que se le aplique al elemento.

- Flexión sin carga axial..... $\Phi=0.90$
- Flexocompresión de elementos con estribos..... $\Phi=0.70$
- Cortante..... $\Phi=0.85$
- Fuerza axial en tracción con y sin flexión..... $\Phi=0.90$
- Torsión..... $\Phi=0.85$

Los factores de reducción mostrados anteriormente tratan de considerar las incertidumbres de variabilidad en la resistencia de los materiales, variación de dimensiones entre planos y realidad, tipos de fallas de los elementos, etc. (Ottazzi, 2016).

- Resistencia requerida

Para obtener la resistencia requerida, se tienen que llevar las cargas de servicio hasta su condición extrema, ya que se busca que el nivel de carga sobre la estructura tenga mínima probabilidad de excedencia durante su tiempo de uso. Para conseguir este resultado, se emplean factores de amplificación de carga (Ottazzi, 2016).

Para este tipo de proyecto ubicado en Lima-Perú, las cargas actuantes durante el tiempo de vida de la estructura son de carga muerta, carga viva y carga de sismo; por lo cual se utilizarán los siguientes factores de carga para obtener la resistencia requerida o última:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Cabe indicar que los distintos elementos estructurales que tienen responsabilidad sísmica se diseñarán con la envolvente de todas las combinaciones de carga antes mencionadas. En cambio, para elementos que no tienen responsabilidad sísmica como vigas chatas, aligerados y losas macizas, el diseño se realizará con la combinación 1.4CM+1.7CV.

1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Para el diseño estructural de los elementos se han considerado dos materiales: concreto y acero de refuerzo. Por un lado, el concreto cuenta con una resistencia a la compresión de $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, peso unitario de $W_c=2400 \text{ kg/m}^3$, módulo de Poisson de $\nu=0.15$ y un módulo de elasticidad $E_c=217000 \text{ kg/cm}^2$. Por otro lado, el acero de refuerzo cuenta con una resistencia a la fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad de $E_s=2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

1.6. Cargas utilizadas

Según la Norma E.060, la estructura deberá soportar todas las cargas que actúen sobre ella durante su vida útil. Una estructura de similares características a este proyecto y ubicada en Perú, durante la mayoría de su vida útil, resisten cargas vivas (CV), cargas permanentes o muertas (CM), y cargas de sismo (CS).

- Cargas Permanentes o Muertas

La Norma E.020 indica que las cargas permanentes son solicitaciones estáticas fijas durante el tiempo de vida útil de la estructura, estas cargas pueden ser: el peso propio de la estructura, equipos fijos, cargas del piso terminado, muros no portantes, etc. Las cargas muertas usadas en este estudio son las siguientes:

- Losa aligerada de altura $h=25 \text{ cm}$350 kg/m^2
- Concreto Armado.....2400 kg/m^3
- Piso terminado de espesor $e=5 \text{ cm}$100 kg/ m^2
- Peso muro no portante.....1400 kg/ m^3

- Cargas Vivas

Son fuerzas estáticas pero que no son fijas durante el tiempo de vida de la estructura, estas cargas pueden ser: peso de los ocupantes, muebles, equipos móviles, tabiquería móvil, etc.

Este proyecto en particular tiene sobrecargas medianamente altas debido a que se tienen máquinas de industria liviana sobre los aligerados. La norma peruana no indica expresamente una sobrecarga para este tipo de uso de la edificación (industria liviana), por lo cual, se tomó como referencia la Norma Chilena de Sobrecargas (NCh1537).

Las cargas vivas usadas en este estudio son las siguientes:

- Sobrecarga.....400 kg/m² (NCh1537)
- Sobrecarga en azotea.....100 kg/m² (Norma E.020)

1.7. Características de los elementos no estructurales

Muro no portante

El muro no portante es un elemento no estructural de espesor delgado que se utiliza para la división de ambientes interiores y cierre perimetral de una edificación.

La estructura desarrollada en esta tesis considera que los tabiques aportan cargas distribuidas a los elementos que los soportan tales como: losas aligeradas, losas macizas y vigas; posteriormente, estas cargas servirán para el diseño de los elementos mencionados.

Se utilizarán ladrillos huecos de arcilla de aproximadamente 1400 kg/m³ para el armado de los muros no portantes. Cabe añadir que será necesario considerar las cargas que aportan a la estructura.

CAPÍTULO 2. Estructuración y pre dimensionamiento

2.1. Estructuración

La estructuración consiste en posicionar y dimensionar los distintos elementos que aportan al sistema resistente de la edificación. Esta etapa es de suma importancia, ya que influirá de manera significativa en las decisiones futuras de las distintas áreas del proyecto (arquitectura, instalaciones, costos, etc.).

Este proyecto estará constituido por elementos verticales como columnas y placas dispuestas en las direcciones principales de análisis (X y Y); y por elementos horizontales como vigas, losas aligeradas y losas macizas de tal forma que cada entrepiso funciones como una sola unidad (diafragma rígido). El objetivo de estructuración será que el edificio tenga rigidez suficiente en todas las direcciones.

La disposición y dimensiones iniciales de los elementos estructurales, estarán basados en los requisitos de: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad de la estructura, rigidez lateral y además que el diafragma rígido sea continuo (Blanco, 1997).

- **Simplicidad y simetría:** La experiencia ha demostrado que las estructuras simples y simétricas tienen mejor comportamiento sísmico, ya que es más fácil y preciso estudiar a estructuras simples y poder predecir su comportamiento, que para una estructura compleja. Además, tener estructuras simétricas permite que el centro de rigidez y el centro de masas coincidan evitándose así posibles problemas de giro en planta (torsión).
- **Resistencia y ductilidad:** Las estructuras deben ser capaces de soportar las solicitaciones sísmicas en todas sus direcciones. Por lo cual, es necesario que todos los elementos estructurales tengan suficiente resistencia y rigidez para establecer la estabilidad del todo. Debido a la eventualidad de los sismos, es más viable otorgarle una adecuada ductilidad a la estructura para que la estructura ingrese a la etapa elástica sin llegar a la falla.
- **Monolitismo e Hiperestaticidad:** Una estructura monolítica permite la transmisión de esfuerzos entre los elementos resistentes. Por otro lado, la disposición hiperestática de la estructura posibilita el desarrollo de rótulas plásticas que disipan efectivamente la energía sísmica.
- **Uniformidad y continuidad de la estructura:** Las estructuras deben ser continuas y uniformes tanto en planta como en elevación para evitar la concentración de esfuerzos.

Se puede realizar una reducción paulatina de secciones de los elementos estructurales en niveles superiores con fines arquitectónicos u otros, pero siempre evitando los cambios bruscos.

- Rigidez lateral: Con fin de evitar deflexiones importantes ante cargas horizontales (por ejemplo, sismo), es necesario dotar a las estructuras de una rigidez lateral adecuada en sus direcciones principales.
- Continuidad del diafragma rígido: Esta hipótesis permite considerar a la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas se distribuyen en sus columnas y placas. Además, se tienen las mismas deformaciones laterales para todos los elementos de un mismo entrepiso.

Cabe mencionar que todos los requisitos antes mencionados se cumplen en este estudio.

2.2. Pre dimensionamiento

El pre dimensionamiento es un proceso basado en la experiencia ingenieril de procesos predecesores, donde se busca realizar un dimensionamiento previo de los elementos estructurales de acuerdo a la estructuración detallada en el inciso anterior. Estas dimensiones pueden sufrir cambios si es que el análisis sísmico o de gravedad así lo requiera.

Este proceso estará basado en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del ingeniero Antonio Blanco Blasco (1995) y en las recomendaciones de la Norma E.060.

2.2.1. Losas aligeradas

Las losas aligeradas se dimensionarán siguiendo las recomendaciones del Ing. Antonio Blanco Blasco (1995) y de la NTE.060. El peralte de la losa aligerada se podrá considerar:

- $h = 17$ cm para luces libres menores de 4 m
- $h = 20$ cm para luces libres entre 4 y 5.5 m
- $h = 25$ cm para luces libres entre 5 y 6.5m
- $h = 30$ cm para luces libres entre 6 y 7.5 m

Este criterio se cumple para solicitaciones de 300 a 350 kg/cm², pero este proyecto tiene una sobrecarga de 400 kg/cm², por lo cual el ingeniero Blanco (1997) recomienda que se deben considerar espesores mayores para los rangos señalados anteriormente.

En este estudio, la mayoría de luces libres van desde los 4 a 5.5 metros por lo que se opta por utilizar espesores de 25 cm en todas las losas para uniformizar los diafragmas de todos los pisos. Para las zonas de mezanines se tienen luces menores de aproximadamente 3 metros por lo que se emplearán losas aligeradas de espesor 20 cm y se considerará una carga de 250 kg/cm².

2.2.2. Losas macizas

Para pre dimensionar las losas macizas se recurrió al libro del ingeniero Blanco (1997) y las recomendaciones de la NTE.060. El espesor de la losa maciza se podrá considerar:

- $h = 12$ o 13 cm para menores o iguales a 4 m
- $h = 15$ cm para luces menores o iguales a 4.5 m
- $h = 20$ cm para luces menores o iguales a 6.5 m
- $h = 25$ cm para luces menores o iguales a 7.5 m

Como todas las luces son menores a 6.5 metros se podrá considerar una medida inicial de 20 cm de peralte de losa maciza, pero se ha decidido poner una losa maciza de $h = 0.25$ m debido a que se busca uniformizar el espesor del diafragma rígido.

2.2.3. Vigas peraltadas

Una forma práctica de dimensionar estos elementos es considerando que el peralte de la viga sea del orden de $L/10$ a $L/12$, donde L es la luz libre de la viga. Además, los elementos con responsabilidad sísmica sean de 25 cm de ancho como mínimo.

Todas las luces son menores de 7 metros por lo que, de acuerdo a estas recomendaciones, se utilizan vigas con peraltes de 50 y 60 cm. Finalmente, las secciones de vigas a utilizar son de 25x50, 30x50, 25x60 y 30x60.

2.2.4. Vigas chatas

Estos elementos cumplen con resistir las cargas provenientes de los tabiques colocados paralelos al sentido de las losas aligeradas. Son denominadas chatas debido a que tienen el mismo peralte que las losas donde se encuentran. Considerando que este proyecto se utilizarán tabiques de 15 cm de espesor se elegirá trabajar con vigas chatas de 25x25cm.

Adicionalmente, se optará por utilizar vigas chatas en las zonas donde llegan las cargas puntuales importantes de las máquinas bordadoras ubicadas en el segundo y tercer piso. Las medidas de estas vigas chatas serán de 25x25 cm.

2.2.5. Columnas

En los edificios que tienen muros de corte en ambas direcciones, la rigidez lateral y resistencia estarán controladas por los muros, es por este motivo que las columnas no soportan cargas de momentos importantes y es posible el pre dimensionamiento considerando únicamente las cargas axiales (Blanco,1997).

Las columnas centrales se pueden dimensionar con la siguiente fórmula:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

Para edificios de las mismas características, las columnas exteriores, las cuales resisten cargas longitudinales menores se pueden pre dimensionar de acuerdo a lo siguiente:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

- Área de columna: Área transversal mínima (cm²)
- P(servicio): Solicitación axial en servicio sobre la columna (ton)
- f'c: Resistencia nominal del concreto (kg/cm²)

Además, se sabe por experiencia que la carga en servicio por nivel es de alrededor de 1 ton/m² en edificio comunes, pero en este proyecto en particular se considerará una carga en servicio de 1.2 ton/m². Como ejemplo se pre dimensionará la columna “C-01” localizada entre los ejes 2 y B:

Tabla 1. Pre dimensionamiento de columna C-01

Elemento	Área trib. (m ²)	#niveles	Peso por nivel (kg/m ²)	Peso total (kg)	Área col. central (cm ²)	Medidas elegidas (cm)
C-01 EJES 2-B	25	5	1200	150000	1587	30x75=2250

2.2.6. Placas

Se pretende que estos componentes realicen las mayores contribuciones a la rigidez lateral del edificio. Además, las placas concentran casi todas las cargas laterales de sismo X y Y.

La Norma E.060 establece un espesor mínimo de 15 cm para las placas, además, no deben ser menores a 1/25 la altura de entre pisos o elementos que den soporte lateral al elemento. Esta estructura se consideran placas de 25 que es una medida común y con fin de controlar las deformaciones laterales.

Un método aproximado de corroborar las medidas de las placas tomadas inicialmente es verificar que la fuerza cortante tomada solo por el concreto de las placas sea mayor a la fuerza cortante basal actuante obtenida por el método estático de la Norma E.030.

A continuación, la siguiente tabla muestra los parámetros usados para hallar la fuerza cortante basal en las direcciones X y Y:

Tabla 2. Parámetros para hallar la fuerza cortante basal.

Parámetros	Descripción	X	Y
Z	Zona 4	0.45	0.45
U	Tipo C	1	1
C	2.5(TP/T)	2.5	2.5
S	S1	1	1
R	Regular (muros)	6	6
P (ton)	1.5xAtx#pisos	2468	2468
VBasal (ton)	ZUCSP/R	463	463
Área Placas (cm ²)	-	85360	61230
VAdm (ton)	$\phi \times 0.53 \times (f_c)^{0.5} \times \text{Área placas}$	557	400

Se observa que la cortante admisible (Vadm) en el sentido “X” es mayor a la cortante basal (Vbasal), por lo que en esta dirección no habría problemas con las dimensiones asumidas. Por otro lado, para el sentido “Y” la cortante admisible es menor a la cortante basal.

Cabe añadir que este método no considera la contribución del refuerzo en las placas, por lo que lo más probable es que la capacidad admisible de las placas aumente y se satisfaga con los requerimientos de diseño. De todas maneras, las medidas asumidas se verificarán de manera más precisa luego de realizar el análisis sísmico de la estructura.

CAPÍTULO 3. Diseño de elementos en concreto armado

Como ya se había indicado en el acápite 1.4 de este estudio, el diseño de los distintos elementos estructurales debe cumplir con el Diseño por Resistencia detallado en el Capítulo 8 de la Norma E.060.

$$\Phi R_n \geq R_u$$

3.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizará en elementos que tengan cargas importantes perpendiculares a su plano longitudinal, estas cargas generan flexiones y poca carga en tracción. Se deberá cumplir el diseño por resistencia.

Los elementos estructurales que están expuestos principalmente a solicitaciones de flexión son: losas aligeradas, losas macizas, vigas principales, vigas chatas, vigas de cimentación y zapatas. El diseño por flexión se realizará en base a los siguientes lineamientos:

- El acero no trabaja en compresión.
- No se asume aporte del concreto en tracción.
- La deformación unitaria de falla del concreto será de $\epsilon_0=0.003$.
- El módulo de elasticidad del acero será de $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.
- El módulo de elasticidad del concreto será de $2.17 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$.
- El factor de reducción será: $\Phi=0.9$
- Las cargas últimas (M_u) se obtendrán de la envolvente de las combinaciones de carga.
- Se tiene que cumplir la expresión del diseño por resistencia:

$$0.9M_n \geq M_u$$

- Los elementos sometidos a flexión deberán tener una falla del tipo subreforzada o falla en tracción lo cual significa que el acero debe entrar en fluencia antes que el concreto alcance su deformación máxima, de esta forma se evita la falla frágil (Ottazzi, 2016).
- La Norma E.060 permite caracterizar el diagrama de esfuerzos real de una sección de concreto como un bloque equivalente de compresiones (Ottazzi, 2016). Con este modelo idealizado es sencillo encontrar la compresión en el concreto ya que se tiene un esfuerzo constante de $0.85f'_c$.
- El valor de compresión en el concreto será el siguiente:

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c b$$

Donde:

- $\beta_1 = 0.85$ para resistencia del concreto de 210 kg/cm^2
- c = Distancia de la fibra más esforzada en compresión al eje neutro
- b = ancho de la sección

Se muestra bloque equivalente de compresiones:

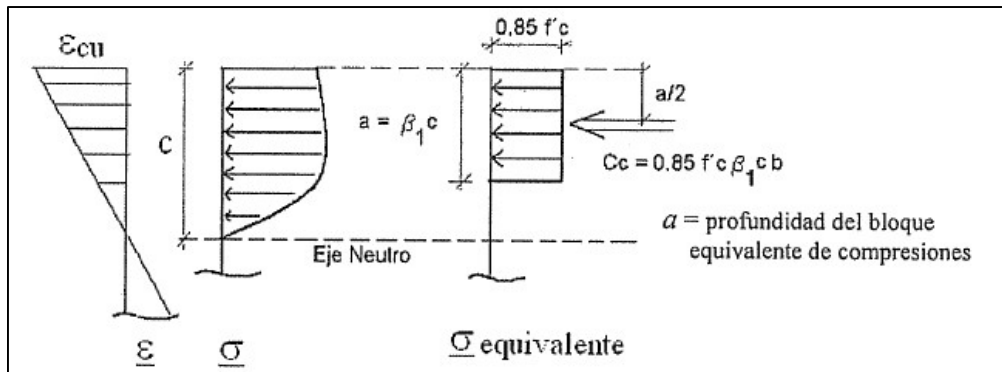


Figura 2. Esquema de bloque de compresiones (Ottazzi, 2016).

- Acero mínimo: El acero mínimo colocado en cualquier tipo de sección debe ser tal que su resistencia de diseño cumpla lo siguiente:

$$\phi Mn \geq 1.2Mcr$$

El momento de agrietamiento (Mcr) se hallará con la siguiente fórmula:

$$fr = 2\sqrt{f'c} = \frac{Mcr \bar{Y}}{Ibruta}$$

- f_r = esfuerzo de agrietamiento del concreto
- Y = distancia de la fibra más esforzada en tracción al eje neutro
- I_{bruta} = Inercia bruta de la sección

En caso se tengan elementos de sección rectangular, el acero mínimo será:

$$A_{smin} = \frac{0.7 b_w d \sqrt{f'c}}{f'y}$$

- b_w = ancho del alma
- d = distancia desde el extremo en compresión hasta el centroide de las barras de acero
- Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el acero mínimo en la dirección de la luz debe ser igual a $0.0018bh$. Cuando se coloque acero mínimo

en ambas caras de las losas se debe cumplir que la cuantía de acero en la cara de tracción debido a flexión sea mayor a $0.0012bh$.

- Acero máximo: La Norma E.060 indica que el acero máximo para que ocurra la falla en tracción será 0.75 del acero balanceado.

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.75 A_{sb}$$

Donde:

$$A_{sb} = 0.85 C_b \beta f'_c \frac{bw}{f_y}$$

- C_b = Distancia de la fibra más esforzada en compresión al eje neutro balanceado, se resuelve de la siguiente fórmula: $\frac{\epsilon_{cu}}{C_b} = \frac{f_y}{E_s(d-C_b)}$

- La cantidad de acero requerido se hallará de la siguiente manera:

$$A_{srequerido} = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde:

- M_u = Momento último obtenido de la envolvente
- a = Distancia requerida de la fibra extrema en compresión al eje neutro
- $a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot b \cdot f'_c}}$

- La cantidad de acero colocada debe superar al acero máximo ni ser menor al acero mínimo.
- Debe encontrarse la resistencia nominal correspondiente al acero instalado. Para obtener la resistencia nominal, se realiza la siguiente ecuación:

$$\phi M_{ninst} = \phi \left(d - \frac{A_{sinstalado} f_y}{2 \cdot 0.85 f'_c b} \right) A_{sinstalado} f_y$$

Para vigas peraltadas, el corte de acero se realiza considerando que por el punto de inflexión debe colocarse por lo menos la tercera parte del acero requerido y extenderse más allá de este punto una distancia no menor que d , $12d$ ni $l_n/16$ (NTE E.060, 2009).

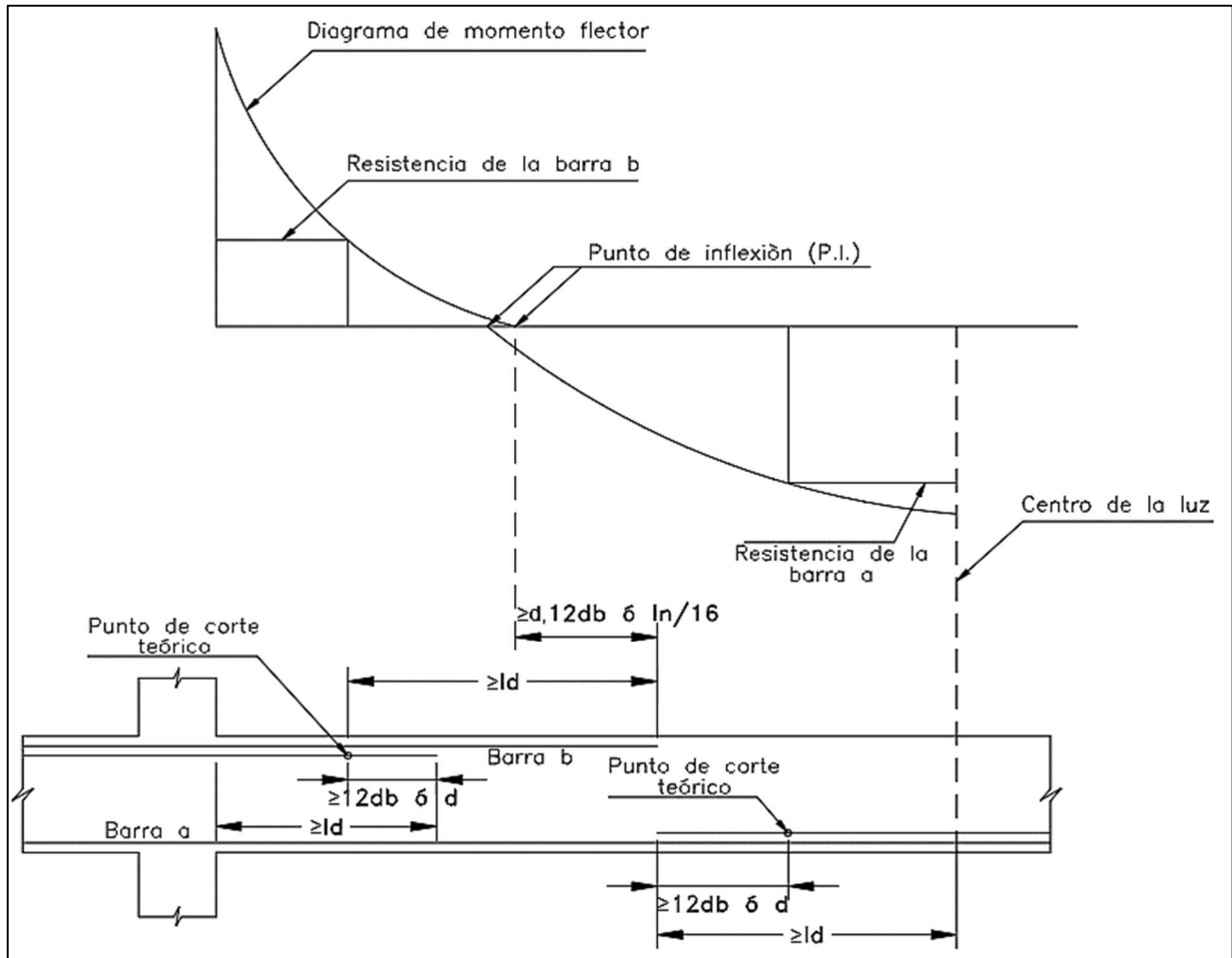


Figura 3. Consideraciones para el corte de acero (Ottazzi, 2016).

3.2. Diseño por cortante

Se desarrollará en todas las unidades estructurales del sistema. Además, se considerarán los siguientes parámetros:

3.2.1. Vigas peraltadas

- Se debe cumplir el diseño por resistencia, donde la resistencia por cortante debe ser menor que la suma de la resistencia al corte del concreto y del refuerzo transversal:

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u.$$

- La falla por cortante es una falla frágil, es debido a esto que se utiliza un menor valor de factor de reducción ($\phi=0.85$) (Ottazzi, 2016).
- En el caso de agrietamiento por Flexión-Cortante: Se buscará que la falla de los elementos sometidos a grandes cortantes, fallen primero a flexión, asociada a la falla dúctil.

- Los elementos sometidos a flexión también deben ser diseñados por corte. La siguiente expresión muestra la resistencia conservadora al corte de una sección de concreto:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} bwd$$

- Las cargas últimas (V_u) se obtendrán a “d” de la cara de la envolvente de las combinaciones de carga.
- Verificar que $\phi V_c \geq V_u$.
- En caso se cumpla la asunción anterior que el concreto asuma toda la fuerza cortante, es posible utilizar estribos mínimos donde la separación no debe ser superior a cualquiera de los dos siguientes valores:

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'c} bw} \quad \text{ó} \quad S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 bw}$$

- Estos estribos solo se colocarán donde se cumpla que $V_u \geq 0.5 \phi V_c$. En donde exista $V_u \leq 0.5 \phi V_c$, se dispondrán estribos de montaje.
- Si se tiene que $V_u > \phi V_c$, entonces se tiene que considerar la resistencia al corte del refuerzo el cual se calcula con la siguiente expresión:

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

- Se verificará que $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'c} bw d$ y en caso no se cumpla esta afirmación, se tendrá que aumentar las dimensiones de la sección transversal o aumentar la resistencia del concreto.
- Se calculará el espaciamiento del refuerzo de acuerdo a la siguiente expresión:

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

Si $V_s < V_{slim}$ entonces $S_{max} = \frac{d}{2}$ ó $0.60 m$

Si $V_s > V_{slim}$ entonces $S_{max} = \frac{d}{4}$ ó $0.30 m$

- El siguiente gráfico resume el proceso para la realización del diseño por cortante.

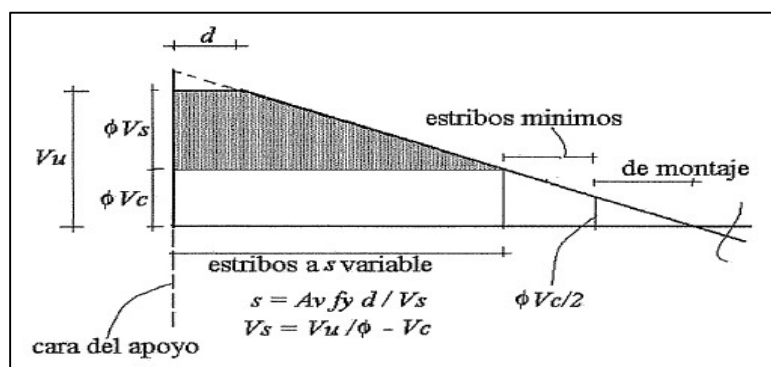


Figura 4. Esquema resumen para el diseño por cortante (Ottazzi, 2016).

- Además, cuando se tengan solicitaciones de sismo y un edificio de muros estructurales, el artículo 21.4.3 de la Norma E.060 Concreto Armado indica que la fuerza cortante de diseño “ V_u ” no debe ser menor que el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- a. La suma de la cortante isostática para las cargas muertas y vivas multiplicadas por 1.25, y la cortante resultante de los momentos nominales (M_n) en cada extremo restringido.

-Para M_n horarios: $V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$

-Para M_n antihorarios: $V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}$

Se toma el mayor V_u obtenido de las dos expresiones anteriores.

- b. El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga mencionadas en el inciso 1.4, pero con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas.

3.2.2. Losas aligeradas, losas macizas y zapatas

- Para estos elementos no se utilizan estribos por lo que netamente el concreto se encarga de soportar las fuerzas cortantes (Ottazzi, 2016), por lo que se tiene que cumplir la siguiente expresión:

$$\phi V_c \geq V_u.$$

- La Norma E.060 permite que para losas aligeradas se multiplique por un factor de amplificación de 1.1 a la resistencia del concreto. En caso no se cumpliera el diseño por resistencia, es necesario dotar a las secciones de concreto con ensanches que le permitan cumplir con dicho requerimiento.

3.3. Condiciones de servicio

3.3.1. Control de deflexiones

La deflexión de una viga consiste en el desplazamiento de un punto en la viga por acciones de cargas verticales, momentos flectores, etc. Para el diseño estructural de este estudio, las unidades sometidas principalmente a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada y para que tengan un buen comportamiento bajo cargas de servicio (NTE E.060, 2009).

Se deben controlar las deflexiones para que los elementos estructurales tengan una buena apariencia, no dañen a los elementos no estructurales y para que no generen un mal funcionamiento de la estructura.

Los elementos reforzados en una dirección como viguetas, vigas, losas macizas en una dirección, que no soporten elementos no estructurales susceptibles a deformaciones, deben cumplir con peraltes mínimos para que no se verifiquen deflexiones. Los peraltes mínimos se muestran en la siguiente figura:

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 5. Peraltes mínimos para no verificar deflexiones (NTE E.060, 2009).

- Deflexiones inmediatas: Las deflexiones inmediatas son las que aparecen inmediatamente después que se aplican cargas a los elementos. Estas deflexiones son calculadas mediante fórmulas elásticas clásicas de resistencia de materiales en función de las condiciones de apoyo.

La Norma E.060 indica que es necesario conocer si el momento flector en servicio en cualquier sección (M_s) es mayor o menor que el momento de agrietamiento (M_{cr}), para poder calcular la inercia efectiva (I_e) del elemento.

En caso el momento en servicio sea menor que el momento de agrietamiento, podrá usarse como inercia efectiva, la inercia no agrietada de la sección (I_g); caso contrario se

usará la inercia transformada agrietada (I_{cr}). La inercia efectiva en vigas continuas o vigas con pórticos será un promedio ponderado de acuerdo a la siguiente figura:

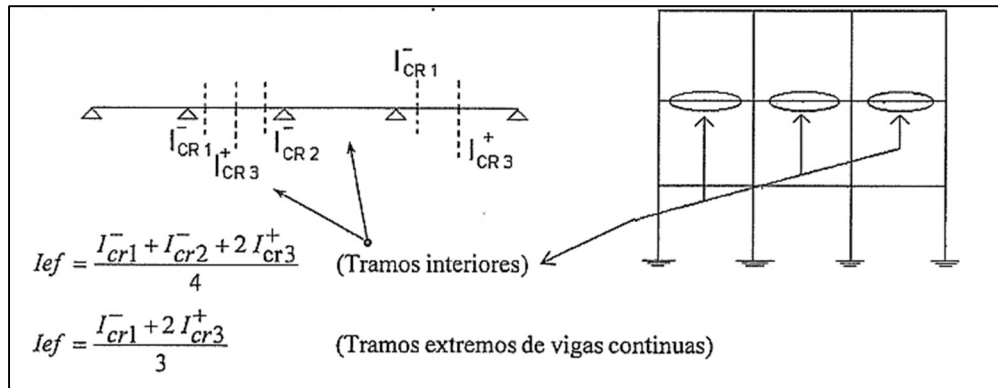


Figura 6. Inercia efectiva en vigas (Ottazzi, 2016).

El momento de agrietamiento se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y}$$

Donde el módulo de rotura (f_r) puede calcularse como:

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

La deflexión inmediata debido a carga muerta se resuelve con la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5}{48} \frac{ln^2}{E * I_{ef}} (M^+ - 0.1(M_1^- + M_2^-))$$

- Deflexiones diferidas: Las deflexiones diferidas son las que aparecen por acción de cargas sostenidas durante un periodo prolongado de tiempo (Ottazzi, 2016).

Las deflexiones diferidas se calculan mediante la multiplicación de la deflexión inmediata causada por las cargas sostenidas por el siguiente factor:

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

- ρ' es la cantidad de acero en compresión obtenida en la mitad de tramo
- ξ es un componente dependiente de la fuerza sostenida en el tiempo, cuyo valor se obtiene de la figura mostrada a continuación.

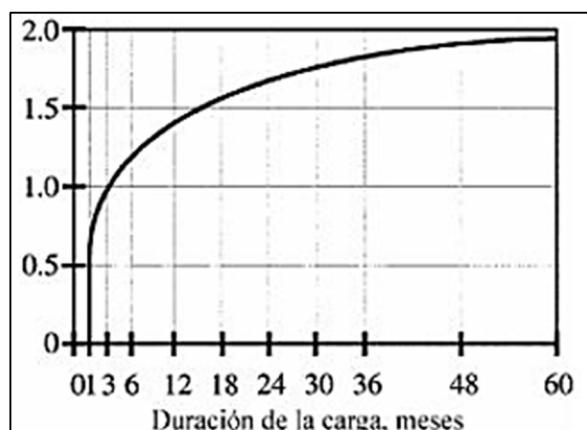


Figura 7. Carga sostenida en el tiempo vs factor ξ (NTE E.060, 2009).

Las deflexiones antes mencionadas no deberán sobrepasar los límites mencionados en la siguiente figura:

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480 \ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/240 \S$

Figura 8. Límites de deflexiones en vigas (NTE E.060, 2009).

3.3.2. Control de fisuración

La fisuración del concreto por lo general se genera por esfuerzos de tracción producidos por solicitaciones externas y debido a cambios volumétricos como retracción, cambios de temperatura, etc. (Ottazzi, 2016). El control de fisuración, principalmente, se realiza para elementos sometidos a flexión como viguetas, vigas y losas macizas en una dirección.

El control de la fisuración del concreto armado es necesario para que tenga una buena apariencia y no genere preocupación en los usuarios, se evite la corrosión de las armaduras por anchos

excesivos de grietas y, en caso la estructura sea destinada a retener o almacenar líquidos, sea impermeable (Ottazzi, 2016).

La Norma E.060 hace un control indirecto del ancho de grietas mediante el control de la distribución del refuerzo en tracción y los esfuerzos ahí generados por condiciones de servicio. Cuando exista exposición a condiciones severas, el control se realiza mediante un factor Z que deberá ser menor que 26512 kg/cm.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc * Act} \leq 26512 \frac{kg}{cm}$$

- $fs = \text{esfuerzo en el acero} = \frac{Ms}{(0.9 * d * As)}$
- $Act = \text{Área efectiva del concreto que rodea al acero en tracción y tiene su mismo centroide} = \frac{2 * ys * b}{\#barras}$
- $ys = \text{centroide del acero de tracción}$

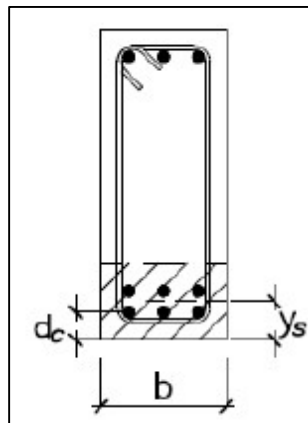


Figura 9. Sección de viga donde se muestra el área efectiva (NTE E.060, 2009).

CAPÍTULO 4. Análisis sísmico

Este análisis implica una distribución de masas y rigideces que sean adecuadas para representar los aspectos dinámicos más importantes de la estructura. Este análisis busca que la estructura tenga un buen comportamiento y desempeño frente a cualquier tipo de sismo. Además, se busca obtener las fuerzas y momentos de los elementos sismorresistentes para luego llevar a cabo el diseño en concreto armado.

Se supondrán sistemas de pisos que ejercen similarmente a diafragmas rígidos por lo que se considera un sistema de masas concentradas. Además, se realizará un análisis estático de traslación pura en ambas direcciones principales y dos análisis dinámicos, uno en traslación pura en ambas direcciones y otro con tres grados de libertad por diafragma. Las rigideces de las partes sismorresistentes determinarán cómo se distribuyen las fuerzas horizontales por toda la estructura.

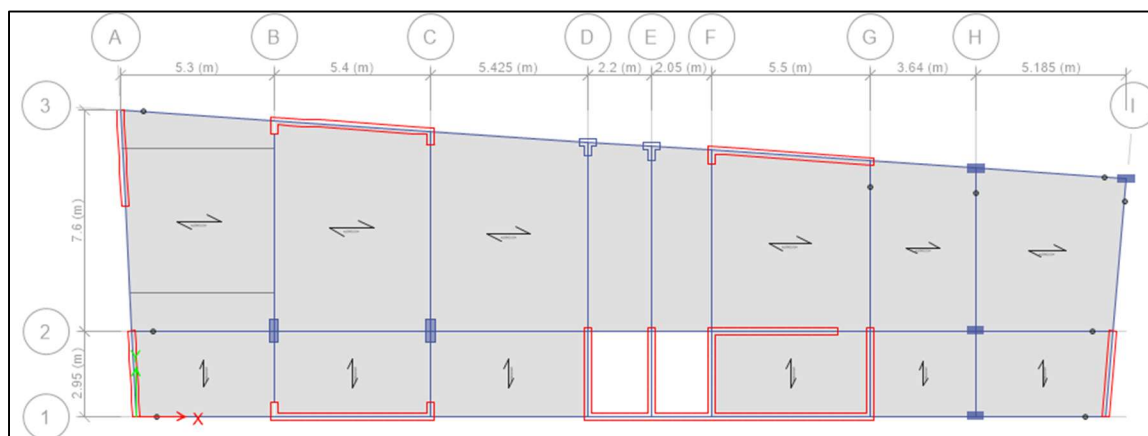
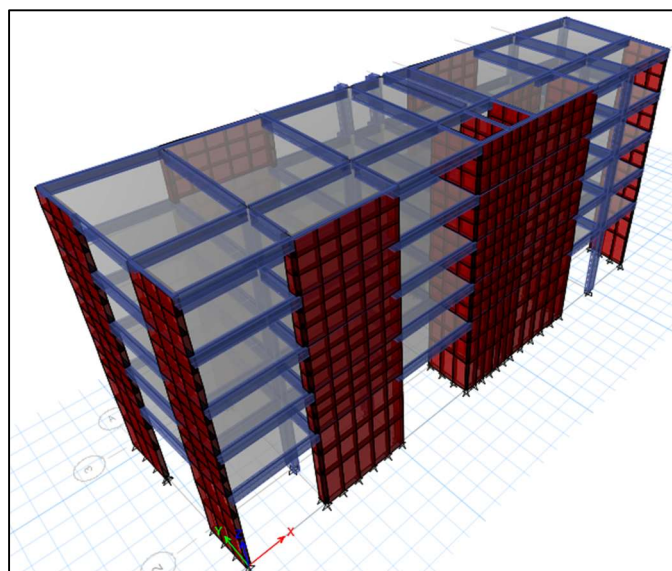


Figura 10. Modelado 3D y planta de la estructura en ETABS

4.1. Parámetros sísmicos de la edificación de acuerdo a la Norma E.030

- Factor de zona (Z)

Debido a que el proyecto se encuentra en Ate, departamento de Lima, Costa del Perú, se considera $Z=0.45$.

- Factor de uso (U)

Este proyecto está dirigido a ser un edificio industrial textil cuya falla no conlleva riesgos de incendios. Debido a esto, se le cataloga como un edificio común (categoría C), se considera un valor de $U=1$.

- Factor de amplificación de suelo (S)

El edificio se encuentra en una zona de Ate donde se tiene formación rocosa, por lo que se considera un perfil de suelo tipo S_1 (Roca o suelos muy rígidos). Además, de acuerdo a la zona sísmica 4, el factor de amplificación de suelo(S) es 1.

- Factores TP y TL

Los factores $TP = 0.4$ y $TL = 2.5$ para un factor de amplificación de suelo igual a S_1 .

- Factor de amplificación sísmica (C)

Este factor está supeditado a las características del lugar y además de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$T < TP \quad C = 2,5$$

$$TP < T < TL \quad C = 2,5 \cdot (TP/T)$$

$$T > TL \quad C = 2,5 \cdot (TP \cdot TL/(T^2))$$

- Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

En primer lugar, se asumirá que la estructura está conformada principalmente por muros estructurales en ambas direcciones, X y Y. Por lo cual, se asignará $R_0=6$ para ambos ejes, los valores de irregularidad en planta (I_p) y altura (I_a) serán detallados más adelante, luego del análisis sísmico inicial. Finalmente, se multiplican los valores de R_0 , I_a y I_p para obtener el

coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas. Para un análisis inicial se considerará que el edificio es regular en ambas direcciones, por lo que los valores de $R_x=R_y=6$.

$$R = R_0 I_p I_a$$

4.2. Masa sísmica

Obtener la masa sísmica de un edificio es muy importante debido a que, durante el movimiento dinámico de la estructura generado por fuerzas laterales (sismo), influirá en la magnitud de las fuerzas de inercia generadas.

La masa sísmica obtenida estará directamente relacionada con la fuerza cortante basal de la estructura, es por esto que se busca que este valor sea lo suficientemente lógico para hallar valores cercanos a la realidad de las fuerzas generadas por solicitaciones sísmicas.

La Norma E.020 señala que el peso sísmico de la estructura se calcula considerando el total de la carga permanente y un porcentaje de la carga viva. Para el caso de edificaciones de la categoría C se toma el 25% de la carga viva, y para azoteas y techos en general también se toma el 25%. Se utiliza el programa ETABS para la obtención de las masas de cada entrepiso.

Tabla 3. Masas de cada entrepiso.

Piso	Masa (ton- $\frac{s^2}{m}$)	Peso (ton)	Área (m ²)	Peso/Área ($\frac{ton}{m^2}$)	Metrado convencional
1	40.29	395	329	1.20	1.07
2	35.06	344	329	1.05	1.01
3	35.06	344	329	1.05	1.01
4	35.06	344	329	1.05	1.01
5	25.71	252	329	0.77	0.76
PESO TOTAL		1679			

De la tabla anterior se logra diferenciar que los resultados de peso entre área son cercanos y menores a los valores asumidos de carga por servicio de 1.20 ton/m² utilizada para el pre dimensionamiento de columnas y placas, por lo que se verifica las dimensiones asumidas para estos elementos. Por otro lado, se observa que la carga por metro cuadrado en la azotea es mucho menor a los valores de los pisos inferiores, esto es debido a que en la azotea solo se considera una sobrecarga de 0.10 ton/m².

4.3. Centro de masas y rigidez

Se muestran los centros de masas y rigidez de la estructura.

Tabla 4. Centros de masas y rigidez de la estructura

Diafragma	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
5	16.2	4.6	16.1	2.0	0.1	2.6
4	16.1	4.6	16.3	2.1	0.2	2.5
3	16.1	4.6	16.5	2.2	0.5	2.4
2	16.1	4.6	16.7	2.4	0.6	2.2
1	16.1	4.5	16.7	2.7	0.6	1.8

4.4. Análisis de las irregularidades en planta y altura

4.4.1. Irregularidades estructurales en altura

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez, en ambas direcciones de análisis X y Y, cuando en un entrepiso la rigidez lateral no excede al 70% de la rigidez del piso inmediato superior, o no excede al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. (NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

Dirección X:

Tabla 5. Rigidez lateral en X

Piso	Fuerza cortante de entrepiso X (ton)	Desplazamiento relativo X (m)	Rigidez lateral X (ton/m)	70% de la rigidez	Existe irregularidad si la rigidez de un entrepiso es menor al 70% del inmediato superior
5	63	0.000351	180283	126198	No hay piso blando
4	129	0.000375	344942	241460	No hay piso blando
3	178	0.000375	47515	332622	No hay piso blando
2	213	0.000358	596849	417794	No hay piso blando
1	241	0.000472	509119		No hay piso blando

Como se observa en la tabla anterior, las rigideces de entrepiso cumplen con la condición establecida por lo que la estructura no presenta irregularidad de rigidez en la dirección X.

Dirección Y:

Tabla 6. Rigidez lateral en Y

Piso	Fuerza cortante de entrepiso Y (ton)	Desplazamiento relativo Y (m)	Rigidez lateral Y (ton/m)	70% de la rigidez	Existe irregularidad si la rigidez de un entrepiso es menor al 70% del inmediato superior
5	73	0.001585	46242.36	32370	No hay piso blando
4	147	0.001616	90774.75	63542	No hay piso blando
3	200	0.001552	128792.40	90155	No hay piso blando
2	237	0.001455	163044.45	114131	No hay piso blando
1	265	0.001711	154639.51		No hay piso blando

Como se observa en la tabla anterior, las rigideces de entrepiso cumplen con la condición establecida por lo que la estructura no presenta irregularidad de rigidez en la dirección Y.

- Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. (NTE E.030 Diseño Sismorresistente 2018). En toda la estructura se tienen elementos estructurales continuos en forma vertical, por lo tanto, no existe irregularidad de piso débil.

- Irregularidad de Masa o Peso

Esto se cumple cuando el peso de un piso excede a 1.5 veces el peso de un piso adyacente. El criterio no aplica en azoteas. (NTE E.030 Diseño Sismorresistente, 2018).

Ya que son pisos típicos, la masa de cada piso es la misma a excepción de la del último piso, pero, como dice la norma, el criterio no aplica para azoteas, por lo que no se tiene irregularidad de masa.

- Irregularidad Geométrica Vertical

No existe irregularidad geométrica vertical ya que los entrepisos son iguales en dimensión en toda la estructura.

4.4.2. Irregularidades estructurales en planta

- Irregularidad Torsional

Se tiene irregularidad torsional, cuando la máxima deriva de entrepiso en un extremo del edificio, tomando en cuenta la excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces la deriva promedio de los extremos del mismo entrepiso. Esta irregularidad aplica cuando se tienen diafragmas rígidos y solo si la deriva de entrepiso es mayor al 50% de la deriva máxima admisible ($0.007 \times 0.5 = 0.0035$).

Dirección X:

Tabla 7. Irregularidad torsional para cargas en la dirección X

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica	0.5* Deriva Admisible	Condición de Irregularidad Torsional
5	0.00014	0.00062	0.0035	No aplica
4	0.00015	0.00067	0.0035	No aplica
3	0.00015	0.00068	0.0035	No aplica
2	0.00014	0.00064	0.0035	No aplica
1	0.00009	0.00041	0.0035	No aplica

Como se observa en la tabla anterior, las derivas inelásticas de entrepiso son menores al 50% de la deriva máxima admisible por lo que no se toma en cuenta la irregularidad torsional en X.

Dirección Y:

Tabla 8. Irregularidad torsional para cargas en la dirección Y

Piso	Deriva elástica	Deriva inelástica	0.5* Deriva Admisible	Condición de Irregularidad Torsional
5	0.00055	0.00248	0.0035	No aplica
4	0.00059	0.00264	0.0035	No aplica
3	0.00060	0.00268	0.0035	No aplica
2	0.00055	0.00249	0.0035	No aplica
1	0.00033	0.00150	0.0035	No aplica

Como se observa en la tabla anterior, las derivas inelásticas de entrepiso son menores al 50% de la deriva máxima admisible por lo que no se toma en cuenta la irregularidad torsional en Y.

- Esquinas Entrantes

Como se observa en la Figura 10 las plantas no presentan esquinas entrantes por lo que no existe este tipo de irregularidad.

- Discontinuidad del Diafragma

Los diafragmas son iguales en todos los entrepisos y no presentan aberturas mayores al 50% del área total del diafragma por lo que no se presenta este tipo de irregularidad.

- Sistemas no Paralelos

En ambas direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos por lo que no se tiene este tipo de irregularidad.

4.4.3. Coeficiente básico final de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

Como no se tienen irregularidades en planta y en altura la estructura es regular en ambas direcciones de análisis. Por lo tanto, los valores de I_p y I_a son iguales a 1 y en consecuencia el valor de coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas en ambas direcciones es $R_{xy} = R_0 \times I_p \times I_a = 6 \times 1 \times 1 = 6$.

4.5. Modos de vibración de la estructura

Una estructura conformada por masas puntuales, como es este caso, puede estar en vibración manteniendo distintas formas de movimiento. A cada forma de movimiento le corresponde un periodo de vibración. Una forma en conjunto con un periodo corresponde a un modo de vibración de la estructura (Muñoz, 2019).

Por un lado, se realizará un análisis para traslación pura en ambos sentidos principales TPX y TPY. Por otro lado, para cada diafragma se tomará 3 grados de libertad para las direcciones X, Y y Z, por lo que la estructura de 5 pisos cuenta con 15 modos de vibración.

La siguiente tabla muestra la comparación entre los periodos y masas participantes para traslación pura en ambas direcciones y para tres grados de libertad.

Tabla 9. Modos de vibración de la estructura en ambas direcciones

Modo	X				Y			
	3GDL		Traslación pura (TP)		3GDL		Traslación pura (TP)	
	Periodo (seg)	% Masa participante en X 3GDL	Periodo (seg)	% Masa participante en TPX	Periodo (seg)	% Masa participante en Y 3GDL	Periodo (seg)	% Masa participante en TPX
1	0.35	0%	0.17	84%	0.35	81%	0.34	79%
2	0.29	11%	0.05	14%	0.29	0%	0.08	18%
3	0.17	73%	0.02	1%	0.17	0%	0.04	2%
4	0.08	0%	0.02	0%	0.08	16%	0.02	0%
5	0.07	2%	0.01	0%	0.07	1%	0.02	0%
6	0.05	13%	0.00	0%	0.05	0%	0.00	0%
7	0.04	0%	0.00	0%	0.04	2%	0.00	0%
8	0.03	0%	0.00	0%	0.03	0%	0.00	0%
9	0.02	1%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
10	0.02	0%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
11	0.02	0%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
12	0.02	0%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
13	0.02	0%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
14	0.02	0%	0.00	0%	0.02	0%	0.00	0%
15	0.01	0%	0.00	0%	0.01	0%	0.00	0%

Se logra diferenciar que, para los dos sentidos, los porcentajes y periodos de masas participantes en traslación pura son similares a cuando se analiza con 3 grados de libertad. Esta similitud se debe a que predomina un periodo natural para cada dirección, es decir, cuando la estructura tiene movimientos mayoritariamente en X, tiene un periodo natural en particular que no depende de elementos extrínsecos como las restricciones, sino de parámetros intrínsecos como la masa.

4.6. Cortante basal dinámico y estático

- Cortante basal dinámico

A continuación, se muestran las cortantes de entrepiso y la cortante basal de la estructura generado por el análisis dinámico para cada dirección de análisis, X y Y.

Tabla 10. Cortante basal dinámico en ambas direcciones

#Piso	Dirección X		Dirección Y	
	Fuerza cortante de entrepiso (ton)	Fuerza cortante acumulado (ton)	Fuerza cortante de entrepiso (ton)	Fuerza cortante acumulado (ton)
5	63.3	63.3	73.3	73.3
4	66.1	129.4	73.4	146.7
3	48.8	178.2	53.1	199.8
2	35.2	213.4	37.5	237.3
1	27.2	240.6	27.3	264.6

Se logra observar que la cortante basal dinámico es 240.60 toneladas para sismo en X y 264.60 toneladas para sismo en Y.

- Cortante basal estático

Se realizará el análisis estático de acuerdo al Artículo 28 de la Norma E.030. Las solicitaciones sísmicas ejercen en el centro de masas de cada diafragma y se generan las solicitaciones sísmicas.

Las masas sísmicas se obtienen de la Tabla 3 y los periodos fundamentales para los sentidos de análisis se aprecian de la Tabla 9.

Los parámetros sísmicos de la edificación son los siguientes:

$$Z = 0.45 \quad U = 1 \quad S1 = 1 \quad R_x, R_y = 6 \quad \text{Peso sísmico } (P) = 1679.39$$

$$T_x = 0.17 \text{ seg} < T_p = 0.4 \text{ entonces } C_x = 2.5 \text{ seg} \quad \frac{C_x}{R_x} = \frac{2.5}{6} = 0.417 \geq 0.11$$

$$T_y = 0.35 \text{ seg} < T_p = 0.4 \text{ entonces } C_y = 2.5 \text{ seg} \quad \frac{C_y}{R_y} = \frac{2.5}{6} = 0.417 \geq 0.11$$

$$\text{Por lo tanto, } V_{basalx,y} = \frac{ZUCS}{R} P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{6} \times 1679.39 = 314.89 \text{ ton}$$

Como T_x y T_y son menores a 0.5 seg, $K = 1.0$

Tabla 11. Distribución de fuerzas sísmicas

Distribución de las fuerzas sísmicas X y Y					
Nivel	Pi	hi	pixhi	Alfa i	Fi (ton)
1	395	5.6	2213.4	0.4	120.0
2	344	2.8	963.1	0.2	52.2
3	344	2.8	963.1	0.2	52.2
4	344	2.8	963.1	0.2	52.2
5	252	2.8	706.3	0.1	38.3
Total	1679		5809.0	1.0	315

4.7. Amplificación de las fuerzas sísmicas

Según lo estipulado en el Artículo 29.4 de la Norma E.030, la fuerza cortante basal dinámica debe ser mayor al 80% de la fuerza cortante basal estático para estructuras regulares o mayor al 90% para estructuras irregulares. Si esta presunción es incorrecta, las fuerzas sísmicas deben incrementarse en cierta medida para garantizar que se alcanza el mínimo. Debido a la regularidad de la estructura, se utiliza al menos el 80% del esfuerzo cortante basal estático.

Tabla 12. Ampliación de las fuerzas sísmicas

	Vbasal dinámico	Vbasal estático	80%Est	Factor de amplificación
X	240.6	314.9	251.9	1.05
Y	264.6	314.9	251.9	1.00

Para la dirección de sismo X, la cortante basal dinámico es menor al 80% de la cortante basal estático por lo que se tiene que utilizar un factor de amplificación de 1.05 para alcanzar el mínimo. Este factor afectará a las fuerzas sísmicas utilizadas para el diseño estructural.

4.8. Control de derivas de entrepiso

Las derivas de entrepiso obtenidas del análisis dinámico (derivadas elásticas) se determinan multiplicándolos por 0.75R si es una estructura regular para poder obtener las derivadas inelásticas. En cambio, si se cuenta con una estructura irregular, se multiplica por 0.85R. Los valores de derivadas inelásticas no deben exceder que 0.007 tal como establece la norma. La estructura analizada es regular por lo que las derivadas elásticas se multiplican por 0.75R=0.75x6=4.5.

Tabla 13. Derivas de los entrepisos

Story	Deriva elástica X	Deriva inelástica X	$\delta < 0.007?$	¿Cumple?
5	0.00014	0.00062	Sí	Sí cumple
4	0.00015	0.00067	Sí	Sí cumple
3	0.00015	0.00068	Sí	Sí cumple
2	0.00014	0.00064	Sí	Sí cumple
1	0.00009	0.00041	Sí	Sí cumple
Story	Deriva elástica Y	Deriva inelástica Y	$\delta < 0.007?$	¿Cumple?
5	0.00055	0.00248	Sí	Sí cumple
4	0.00059	0.00264	Sí	Sí cumple
3	0.00060	0.00268	Sí	Sí cumple
2	0.00055	0.00249	Sí	Sí cumple
1	0.00033	0.00150	Sí	Sí cumple

Se observa que las derivas de entrepiso generadas por los sismos en X y Y son menores a 0.007 por lo que la estructura cumple con el requisito de rigidez establecido por la Norma E.030.

4.9. Desplazamiento máximo y junta sísmica

Las estructuras deben estar separadas de estructuras vecinas desde el nivel del suelo una distancia mínima S para evitar el contacto durante un sismo. En este estudio, el edificio limita con propiedades vecinas en la dirección Y por lo que se analizará en este sentido.

La norma E.030 indica que la separación S debe cumplir con ciertos criterios tales como:

- La separación “S” tiene que ser mayor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Este criterio no se tomará en cuenta ya que no se conoce los desplazamientos de los edificios adyacentes.
- La separación S no debe ser menor que $S = 0.006h \geq 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$, donde h es la altura del edificio medido desde el nivel de terreno natural.

$$S = 0.006 \times 16.25 \times 100 = 9.75 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm} \quad OK$$

- Además, la separación no debe ser menor que 2/3 del desplazamiento máximo inelástico ni menores que S/2 si la estructura vecina cuenta con una junta sísmica.

$$\text{Desplazamiento inelástico} = 0.0075 \times 100 \times 0.75 \times 6 = 3.4 \text{ cm}$$

$$\text{Entonces, Separación} > \frac{2 \times 3.4}{3} = 2.27 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} > \frac{s}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, para cumplir con lo mínimo, se toma una separación sísmica de 6 cm.

CAPÍTULO 5. Diseño de losas aligeradas

En este proyecto, las losas aligeradas son unidireccionales de 25 cm de altura y que están compuestas por viguetas en forma de T con las siguientes características:

- Espaciamiento entre viguetas de 0.40 m.
- Ancho del alma de 0.10 m.
- Espaciamiento libre entre viguetas (lugar donde se coloca el ladrillo o bloque) de 30 cm.
- Espesor de ala de 5 cm.

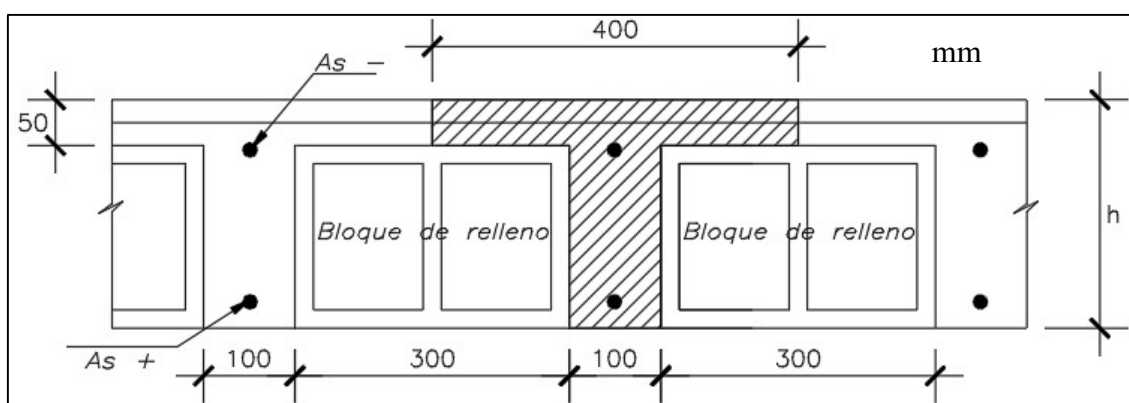


Figura 11. Esquema de losa aligerada

5.1. Metrado de cargas de gravedad

El metrado de cargas por gravedad consiste en asignar las cargas verticales actuantes, ya sean muertas o vivas, a los ejes de las viguetas. Además, se considera lo siguiente:

- Ancho tributario de 40 cm
- Peso propio y peso del piso terminado como cargas muertas
- Sobrecargas de industria liviana (NCh1537,1986) de 400 kg/m^2

A continuación, muestra el metrado típico para losas aligeradas ubicadas del primer a cuarto piso, para azoteas, solo cambia el valor de sobrecarga de 0.4 ton/m^2 a 0.1 ton/m^2 tal como indica la Norma E.020.

Tabla 14. Metrado de cargas de gravedad para losas aligeradas típicas

ALIGERADO h=25 cm				
		ton/m ²	Ancho trib.(m)	ton/ml
Carga muerta	Peso propio	0.35	0.4	0.14
	Piso terminado	0.1	0.4	0.04
Carga viva	Sobrecarga	0.4	0.4	0.16
Carga servicio=CM+CV			Carga servicio	0.34
Carga última=1.4CM+1.7CV			Carga última	0.52

Para cargas puntuales de tabiques perpendiculares a las direcciones de las losas aligerados se tiene lo siguiente:

- Peso unitario=1.4 ton/m³
- Espesor= 0.15 m
- Altura= 2.55 m
- Ancho tributario de losa aligerada= 0.4 m

Entonces:

- Carga puntual en servicio= $1.4 \times 0.15 \times 2.55 \times 0.4 = 0.21$ ton
- Carga puntual última= $1.4 \times 0.21 = 0.30$ ton

5.2. Análisis estructural para cargas de gravedad

Se tomarán como ejemplo las viguetas asociadas a los aligerados tipo 1 y tipo 2 ubicados entre los ejes 1-2 y A-D, tal como muestra la siguiente figura.

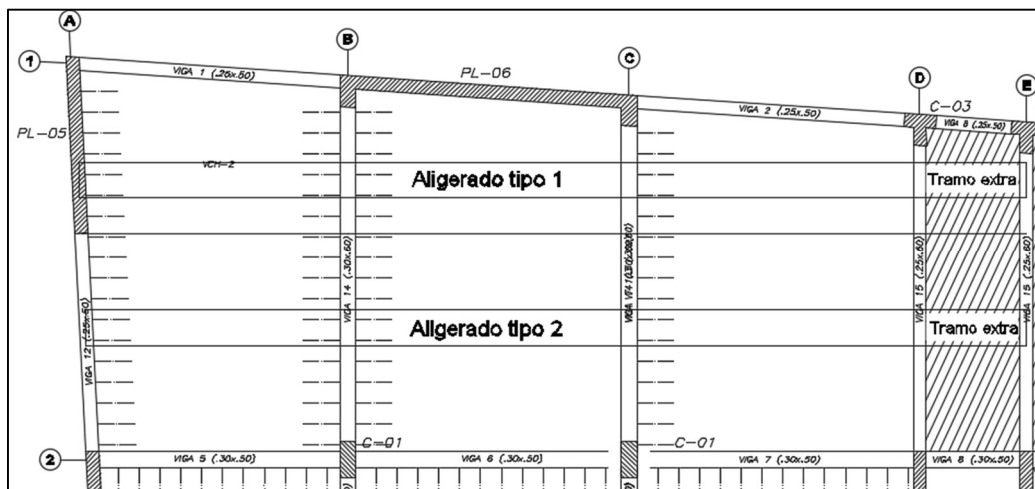


Figura 12. Vista en planta de las viguetas analizadas

Los apoyos de las viguetas dependerán de las condiciones de borde, en caso los bordes sean placas, se colocarán apoyos empotrados, y en caso los bordes sean vigas, se colocarán apoyos simples. Además, cuando el borde sea losa maciza, se considerará su influencia en las viguetas, agregándolas un tramo de losa maciza.

La siguiente figura muestra los modelos de ambos tipos de las viguetas con su respectiva carga última(1.4CM+1.7CV).

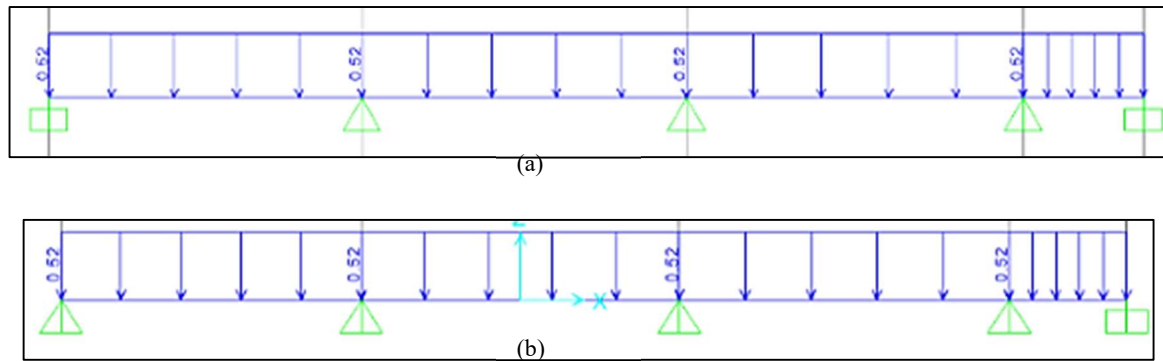


Figura 13. Modelos estructurales: (a) vigueta tipo 1, y (b) vigueta tipo 2

Como son viguetas de varios tramos, es preciso analizarlas por alternancia de cargas vivas con la finalidad de encontrar las situaciones más desfavorables de momentos y cortantes, positivos y negativos.

Las siguientes figuras muestran las envolventes de diagrama de momentos flectores últimos y el diagrama de fuerzas cortantes últimas para el aligerado tipo 1 y tipo 2.

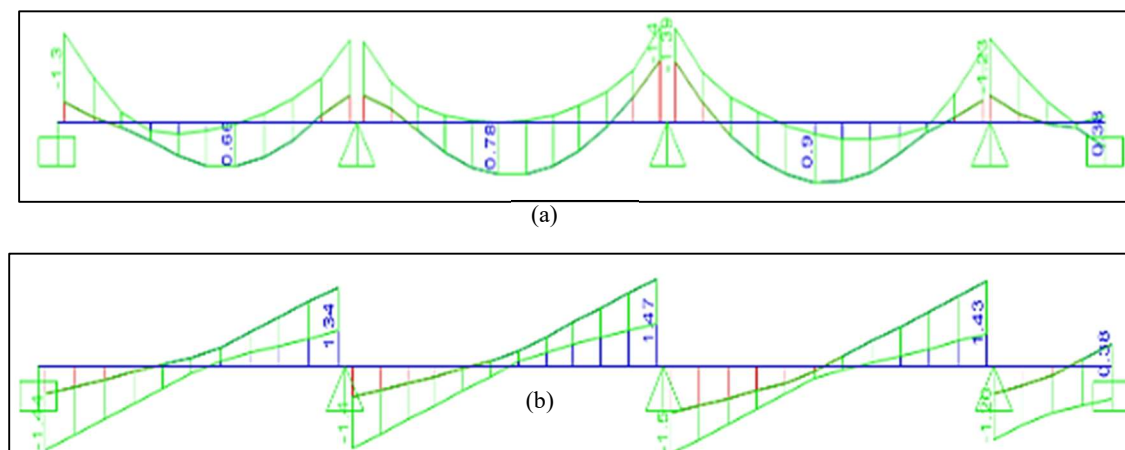


Figura 14. DMF (a) y DFC (b) para el aligerado tipo 1

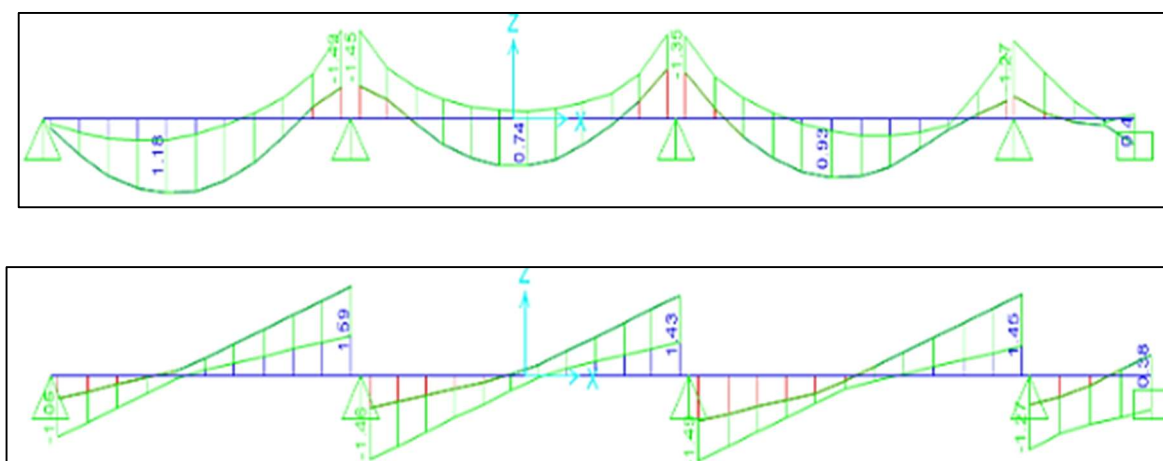


Figura 15. DMF y DFC para aligerado tipo 2

5.3. Consideraciones de diseño

Para realizar el diseño se seguirán las siguientes recomendaciones:

- Los aligerados no llevan refuerzo corrido en la parte superior, excepto en aligerados con inversión de momentos (Otazzi, 2018).
- Se dispondrán bastones donde el diagrama de momentos lo requiera.
- En la losa superior debe colocarse como mínimo la armadura de retracción y temperatura: $A_s = 0.0018 \times b \times h$ (NTE E.060, 2009).
- El recubrimiento considerado para viguetas es de 3 cm.
- Los aligerados se arman con barras de diámetro pequeño de 8 mm, 3/8", 1/2" y hasta 5/8" (NTE E.060, 2009).
- Se permite un incremento de 10% en la resistencia por cortante (V_c) (NTE E.060, 2009).
- La deformación máxima de la fibra más alejada del eje neutro es de $\epsilon_0 = 0.003$.
- Cuando la resistencia requerida (V_u) supere a la resistencia nominal de la sección (ϕV_c) es necesario utilizar ensanches alternados o corridos (Otazzi, 2016). Los ensanches corridos cubren la totalidad del ancho tributario de la sección ($b = 0.40\text{m}$) y los ensanches alternados cubren parcialmente el ancho tributario de la sección ($b = 0.25\text{ m}$).

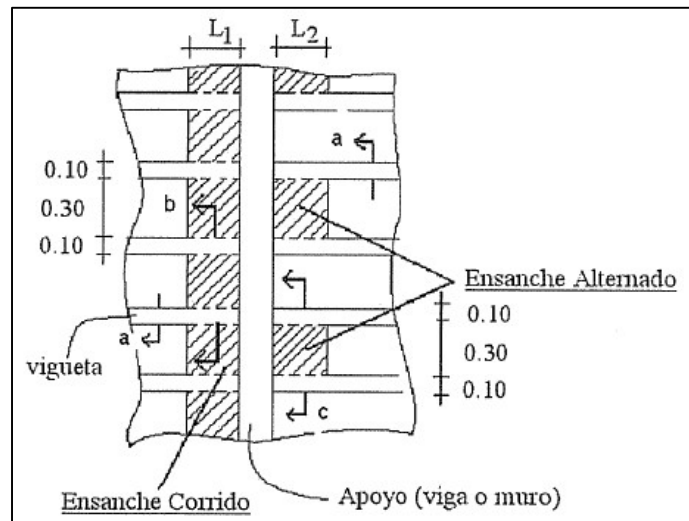


Figura 16. Esquema de ensanches en losas aligeradas (Ottazzi, 2016).

- Las longitudes de los ensanches (L_1 o L_2) son los puntos del DFC donde la resistencia al corte del concreto (ϕV_c) sea igual a la fuerza cortante última aplicada (V_u).

5.4. Ejemplo de diseño de losa aligerada

Se diseñarán las viguetas de los aligerados tipo 1 y tipo 2. La siguiente tabla muestra las propiedades típicas de las diferentes losas aligeradas a utilizar en este proyecto.

Características de la sección					
b	cm	40	f_y	kg/cm ²	4200
h del ala	cm	5	f_r	kg/cm ²	29
b_w	cm	10	E_c	kg/cm ²	217000
h-hf	cm	20	ϵ_{cu}		0.003
f_c	kg/cm ²	210	Recubrimiento (cm)		3
Φ		0.9	β		0.85

5.4.1. Diseño por flexión

Este diseño se realizará siguiendo los lineamientos del acápite 3.1 de este estudio. Además, se realizarán los diseños de los aligerados tipo 1 y tipo 2 detallados en el acápite 5.2.

Aligerado tipo 1

- Momentos positivos

Se muestra el procedimiento para hallar la cantidad de acero necesaria para el momento último positivo 0.66 ton-m.

En primer lugar, hallo el acero mínimo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 b_w d \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \times 10 \times 22 \times \sqrt{210}}{4200} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Luego, es necesario hallar el eje neutro balanceado para poder hallar el acero balanceado y finalmente el acero máximo:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{Cb} = \frac{f_y}{E_s(d - Cb)} = \frac{0.003}{Cb} = \frac{4200}{2 \times 10^6 \times (22 - Cb)} \text{ Entonces, } Cb = 12.94 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{sb} &= \frac{0.85 f'c}{f_y} [(bf - bw) hf + Cb \beta_1 b_w] \\ &= \frac{0.85 \times 210}{4200} [(40 - 10) 5 + 12.94 \times 0.85 \times 10] = 11.05 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Entonces, $A_{s\acute{m}ax} = 0.75 A_{sb} = 0.75 \times 11.05 = 8.29 \text{ cm}^2$

Para hallar el acero requerido, es necesario obtener la profundidad del bloque de compresiones:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{\phi 0.85 b e f'c}} = 22 - \sqrt{22^2 - \frac{2 \times 0.66 \times 100000}{0.9 \times 0.85 \times 40 \times 210}} = 0.47 \text{ cm}$$

Entonces,

$$A_{srequerido} = \frac{Mu}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{0.66 \times 100000}{0.9 \times 4200 \times (22 - \frac{0.47}{2})} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero instalado será 1ø1/2" = 1.29 cm², que es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo y se ajusta al acero requerido.

Finalmente, el momento nominal instalado de acuerdo al acero instalado es el siguiente:

$$\begin{aligned} \phi M_{ninst} &= \phi \left(d - \frac{A_{sinstalado} f_y}{2 \cdot 0.85 f b e} \right) A_{sinstalado} f_y \\ &= 0.9 \left(22 - \frac{1.29 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 40} \right) \frac{1.29 \times 4200}{100000} = 1.05 \text{ ton} - m \end{aligned}$$

Tabla 15. Aceros positivos instalados en el aligerado tipo 1

Mu+ (ton-m)	d estimado (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
0.66	22	0.53	8.29	0.47	0.8	1Ø1/2	1.29	1.05
0.78	22	0.53	8.29	0.56	0.95	1Ø1/2	1.29	1.05
0.90	22	0.53	8.29	0.65	1.1	1Ø1/2	1.29	1.05

Tabla 16. Aceros negativos instalados en el aligerado tipo 1

Mu- (ton-m)	d estimado (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
1.15	22	1.15	3.51	4.05	1.72	2Ø3/8	1.42	1.10
1.20	22	1.15	3.51	3.71	1.58	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49
1.40	22	1.15	3.51	4.4	1.87	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49
1.23	22	1.15	3.51	3.81	1.62	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49

Aligerado tipo 2

Tabla 17. Aceros positivos instalados en el aligerado tipo 2

Mu+ (ton-m)	d estimado (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
1.18	22	0.53	8.29	0.85	1.45	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.62
0.74	22	0.53	8.29	0.53	0.9	1Ø1/2	1.29	1.05
0.93	22	0.53	8.29	0.67	1.14	1Ø1/2	1.29	1.05

Tabla 18. Aceros negativos instalados en el aligerado tipo 2

Mu- (ton-m)	d estimado (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
1.43	22	1.15	3.51	4.51	1.92	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49
1.45	22	1.15	3.51	4.58	1.95	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49
1.35	22	1.15	3.51	4.23	1.8	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49
1.27	22	1.15	3.51	3.95	1.68	1Ø3/8+1Ø1/2	2	1.49

5.4.2. Diseño por cortante

Como ya se explicó en el acápite 3.2, para aligerados, se debe comprobar que la resistencia del concreto sea suficiente tal que soporte las cargas últimas aplicadas a las viguetas.

$$\phi V_c \geq V_u$$

Aligerado tipo 1

Se muestran los resultados de las fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 1.

Tabla 19. Fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 1

Vult 1 (ton)	1.44
Vult 2 (ton)	1.34
Vult 3 (ton)	1.40
Vult 4 (ton)	1.47
Vult 5 (ton)	1.50
Vult 6 (ton)	1.43

Para poder comprobar $\emptyset Vc \geq Vu$ se halla la resistencia al corte del concreto:

$$\emptyset Vc = 1.1 \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} bw d = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times \frac{22}{1000} = 1.58 \text{ ton}$$

Como se observa, la resistencia del concreto al corte ($\emptyset Vc$) es mayor a los valores de cortantes últimas (Vult), por ende, se satisface el diseño por resistencia y la losa no necesita ensanches.

Aligerado tipo 2

Se muestran los resultados de las fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 1.

Tabla 20. Fuerzas cortantes últimas de la vigueta tipo 2

Vult 1 (ton)	1.05
Vult 2 (ton)	1.59
Vult 3 (ton)	1.46
Vult 4 (ton)	1.43
Vult 5 (ton)	1.49
Vult 6 (ton)	1.45

$$\emptyset Vc = 1.1 \emptyset 0.53 \sqrt{f'c} bw d = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times \frac{22}{1000} = 1.58 \text{ ton}$$

Como se observa, la resistencia del concreto al corte ($\emptyset Vc$) es mayor a los valores de cortantes últimas (Vult 1,3,4,5 y 6), por ende, se cumple el diseño por resistencia y la losa no necesita ensanches. Sin embargo, en esta vigueta en particular, se observa que $\emptyset Vc=1.58$ ton es muy cercano al valor de Vult=1.59 ton por lo que se considera, que al ser valores muy cercanos, no sería necesario colocar ensanches; ya que las cargas utilizadas son casos extremos de sollicitación.

5.4.3. Control de deflexiones y fisuración

Tomamos como ejemplo el tercer tramo de la vigueta tipo 1 ya que es el tramo más largo.

Control de deflexiones

Para controlar las deflexiones del tercer tramo de la vigueta tipo 1, se sigue el procedimiento detallado en el acápite 3.3.1 de este estudio.

En primer lugar, se verifica que el tramo, con ambos extremos continuos, cumpla con los peraltes mínimos mostrados en la tabla. La vigueta tiene una luz libre de 5.30 m por lo que dividido entre 21 se obtiene 25.24 cm > 25 cm. Entonces, se comprueba que se requiere verificar deflexiones.

Se deben obtener las deflexiones inmediatas por lo cual es necesario conocer los momentos en servicio de las secciones con máximas cargas por flexión. Se obtienen que los momentos en servicio de estas secciones son mayores a los momentos de agrietamiento por lo que se usarán las inercias de las secciones agrietadas.

M- Izquierda		M+ Central		M- Derecha	
As (cm ²)	2	As (cm ²)	1.29	As (cm ²)	2
As' (cm ²)	1.29	As' (cm ²)	0	As' (cm ²)	1.29
Mm (kg-cm)	45000	Mm (kg-cm)	26000	Mm (kg-cm)	37000
Mv (kg-cm)	40000	Mv (kg-cm)	23000	Mv (kg-cm)	33000
Ms (kg-cm)	85000	Ms (kg-cm)	49000	Ms (kg-cm)	70000
Mcr (kg-cm)	75200	Mcr (kg-cm)	40500	Mcr (kg-cm)	75200
Icr (cm ⁴)	5500	Icr (cm ⁴)	4600	Icr (cm ⁴)	5500

Como ejemplo, se muestra el proceso para hallar el momento de fisuración y la inercia agrietada para el momento positivo central.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{\bar{Y}} = \frac{2\sqrt{210} \times 22700}{16.25} = 40500 \text{ kg} - \text{cm}$$

Para hallar la inercia agrietada de la sección es necesario conocer primero la relación modular “n” y la distancia al eje neutro “n”.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000000}{15000\sqrt{210}} = 9.20$$

Resolviendo,

$$\frac{bf c^2}{2} = n As (d - c)$$

Se obtiene que $c = 3.33$ cm, por lo tanto:

$$I_{cr} = \frac{bf c^3}{3} + n As(d - c)^2 + (n - 1)As'(c - d')^2 = \frac{40 \times 3.33^3}{3} + 9.2 \times 1.29(22 - 3.33)^2 = 4600 \text{ cm}^4$$

Con las inercias de agrietamiento de cada sección, se obtiene la inercia efectiva:

$$I_{ef} = \frac{5500 + 2 \times 4600 + 5500}{4} = 5050 \text{ cm}^2$$

La deflexión inmediata debido a carga muerta se obtendrá con la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5}{48} \frac{ln^2}{E * I_{ef}} (M^+ - 0.1(M_1^- + M_2^-)) = \frac{5}{48} \times \frac{530^2}{220000 \times 5050} [26000 - 0.1(45000 + 37000)] = 0.51 \text{ cm}$$

- Deflexiones inmediatas causadas por carga muerta = 0.47 cm.
- Deflexiones inmediatas ocasionadas por el 100% de la carga viva = $0.47 \times \frac{0.16}{0.18} = 0.42 \text{ cm}$
- Deflexiones inmediatas debidas al 50% de la carga viva (se toma un porcentaje alto de carga viva actuante permanentemente, por motivo que es una fábrica y las cargas vivas estarán interactuando permanentemente) = $0.5 \times 0.42 = 0.21 \text{ cm}$.

Esta vigueta no está conectado a ningún elemento no estructural sensible a deflexiones, por lo que la deflexión máxima permitida debido al 100% de la carga viva es de $L/360 = 530/360 = 1.47$ cm. Entonces, se comprueba que 0.42 cm es menor que 1.47 cm y que no existen deflexiones excesivas para este caso.

Suponiendo que existan tabiques sobre el aligerado, se tienen que hallar las deflexiones diferidas. Se considera un caso de 5 años o más ($\xi = 2$) y se tiene en cuenta que la cuantía en compresión en la parte central del tramo es cero, por lo que el factor λ es igual a 2.

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

- Deflexiones diferidas debidas a la carga muerta = $2 \times 0.47 = 0.94 \text{ cm}$.
- Deflexiones diferidas ocasionadas por el 50% de la carga viva = $2 \times 0.21 = 0.42 \text{ cm}$
- La deflexión máxima con el 50% de la carga viva será = $0.47 + 0.21 + 0.94 + 0.42 = 2.03 \text{ cm}$

- La deflexión máxima en el instante que actúe en 100% de la carga viva será=
0.47+0.42+0.94+0.42=2.24 cm

Entonces, la deflexión límite determinada por la Norma E.060 es $L/480=530/480= 1.10$ cm. Entonces, se observa que las deflexiones máximas son mayores al límite, por lo que se pueden aplicar algunas soluciones para evitar esta situación (Ottazzi, 2016):

- Aumentar el peralte de la vigueta
- Aumentar el acero en compresión
- Aumentar el acero en tracción

Control de fisuración

A fin de controlar la fisuración por flexión del tercer tramo de la vigueta tipo 1, se sigue el procedimiento detallado en el acápite 3.3.23.3.2 de este estudio de acuerdo a los siguientes datos:

Tabla 21. Datos para el análisis de fisuración

M- Izquierda		M+ Central		M- Derecha	
dc (cm)	3	dc (cm)	3	dc (cm)	3
bw (cm)	40	bw (cm)	10	bw (cm)	40
#Barras	2	#Barras	1	#Barras	2
Ms (kg-cm)	85000	Ms (kg-cm)	49000	Ms (kg-cm)	70000
As (cm ²)	2	As (cm ²)	1.29	As (cm ²)	2

En este proyecto, las viguetas no están expuestas a condiciones severas por lo que se obtienen los siguientes resultados:

- Momento negativo izquierdo

$$Act = \frac{2 \times 3 \times 40}{2} = 120cm^2 \quad fs = \frac{85000}{2 \times 0.9 \times 22} = 2146 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Z = 2146 \times \sqrt[3]{3 \times 120} = 15269 \frac{kg}{cm}$$

- Momento positivo

$$Act = 60cm^2 \quad fs = 1918 \frac{kg}{cm^2} \quad Z = 10832 \frac{kg}{cm}$$

- Momento negativo derecho

$$Act = 120cm^2 \quad fs = 1768 \frac{kg}{cm^2} \quad Z = 12575 \frac{kg}{cm}$$

Como se observa, las tres secciones analizadas cumplen que sus parámetros Z sean menores a 26000 kg/cm tal como indica la Norma E.060. De acuerdo a esto, se comprueba que la distribución de cuantía es adecuada y controla la fisuración.

5.5. Acero por temperatura

En la losa superior se deberá colocar acero perpendicular a la orientación de las viguetas de los aligerados para resistir los esfuerzos ocasionados por cambio de temperatura y retracción del concreto. (NTE E.060, 2009).

Para una sección de $b=100$ cm y $h= 5$ cm se tiene:

$$As_{mín} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.90 \text{ cm}^2$$

Considerando que se usará acero de 8 mm, el espaciamiento del acero de temperatura se obtiene mediante:

$$S = \frac{As \text{ usado}}{As_{mín}} \cdot 100 = \frac{0.50}{0.90} \times 100 = 55.6 \text{ cm}$$

Sin embargo, la separación del refuerzo deberá ser como máximo cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm (NTE E.060,2009).

$$S_{max} = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará acero por temperatura cada 25 cm ($\text{Ø}8\text{mm}@0.25\text{m}$).

En la siguiente figura se muestra los diseños finales:

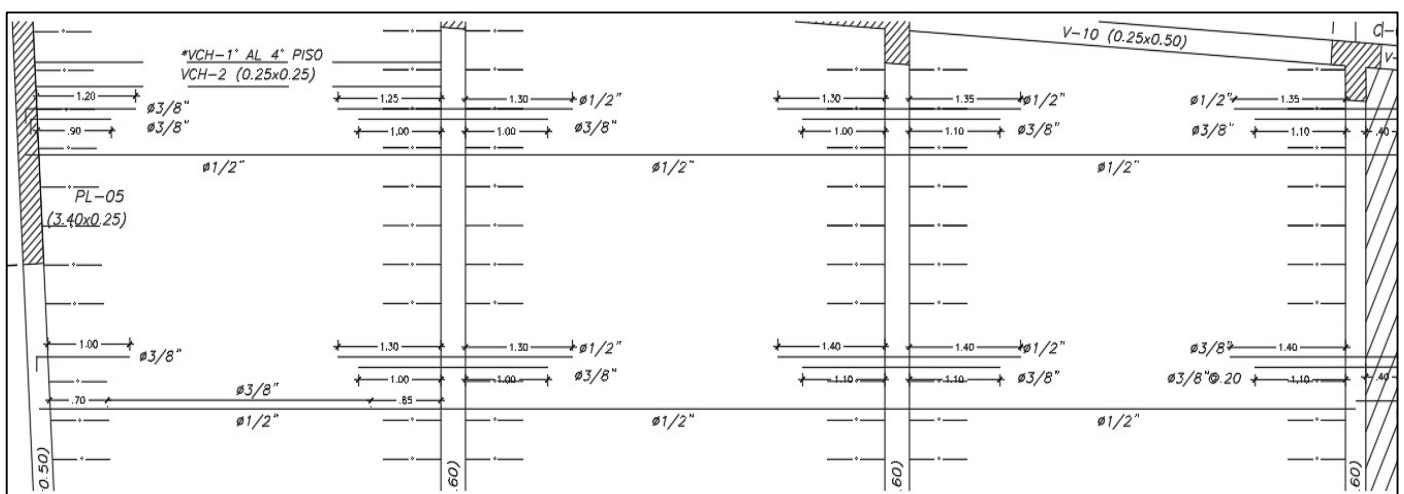


Figura 17. Diseño final de las viguetas tipo 1 y tipo 2

CAPÍTULO 6. Diseño de losas macizas

En este proyecto se cumple que estos tipos de losas son unidireccionales, debido a que la relación de lados es mayor a 2 ($6.20/1.8=3.44$), por ende, el trabajo de la losa será en la dirección corta (Ottazzi,2016). Además, se consideró una sección de 25 cm de altura, ancho tributario de 100 cm y con recubrimiento superior e inferior de 3 cm, por lo que el peralte efectivo de la sección es de 22 cm para acero positivo y negativo. La siguiente figura muestra el esquema de una sección de losa maciza con acero positivo.

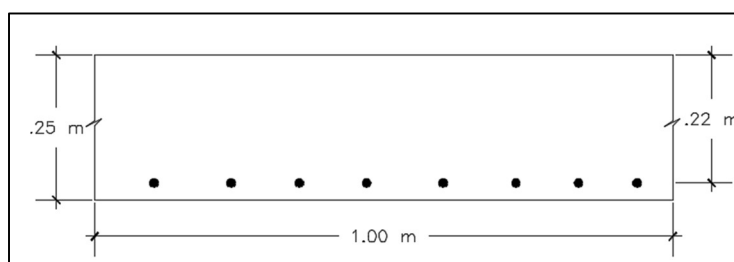


Figura 18. Sección de losa maciza

6.1. Metrado de cargas de gravedad

Para este metrado se considera lo siguiente:

- Ancho tributario de 100 cm
- Peso propio y peso del piso terminado como cargas muertas
- Sobrecargas de industria liviana (NCh1537,1986) de 400 kg/m^2

La siguiente tabla presenta el metrado típico para losas macizas ubicadas del primer a cuarto piso, para azoteas, se considera una sobrecarga de 0.1 ton/m^2 tal como indica la Norma E.020.

Tabla 22. Metrado típico para losas macizas

		Losa Maciza h=25 cm		
		ton/m ²	Ancho trib. (m)	ton/ml
Carga muerta	Peso propio	0.60	1.00	0.60
	Piso terminado	0.10	1.00	0.10
Carga viva	Sobrecarga	0.40	1.00	0.40
		Carga servicio=CM+CV		Carga serv. 1.10
		Carga última=1.4CM+1.7CV		Carga últ. 1.66

6.2. Análisis estructural para cargas de gravedad

Solo existen losas macizas entre los ejes D y F, frente a la caja del montacarga; es por eso que se tomarán como ejemplo para este análisis.

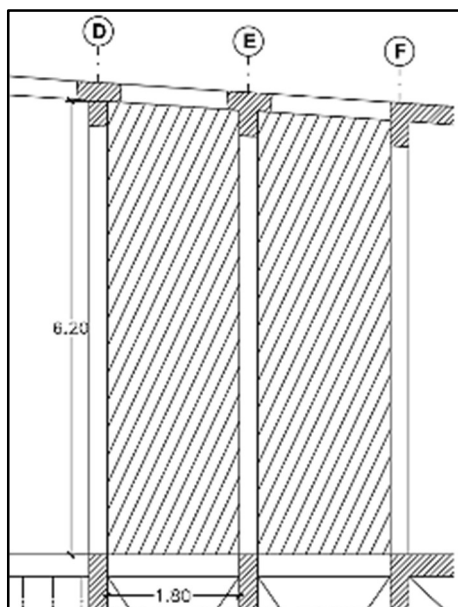


Figura 19. Losas macizas analizadas

- El análisis y posterior diseño, se realizarán para la combinación $1.4CM+1.7CV$.
- Todas las losas son de dimensiones similares por lo que se obtendrán los mismos resultados para el análisis. Cabe añadir que las losas tienen las mismas cargas por gravedad.
- Ya que la losa trabaja en la dirección corta, es posible prescindir del análisis estructural de la dirección larga.
- El modelamiento de las losas macizas se realizó considerándolas simplemente apoyados sobre las vigas que colindantes D, E y F. Además, se considera la influencia de las viguetas por la continuidad que existe en este sistema.

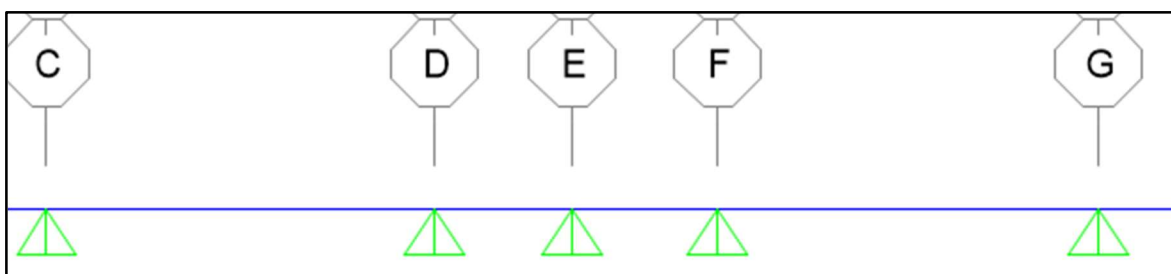


Figura 20. Modelo de análisis de la losa maciza

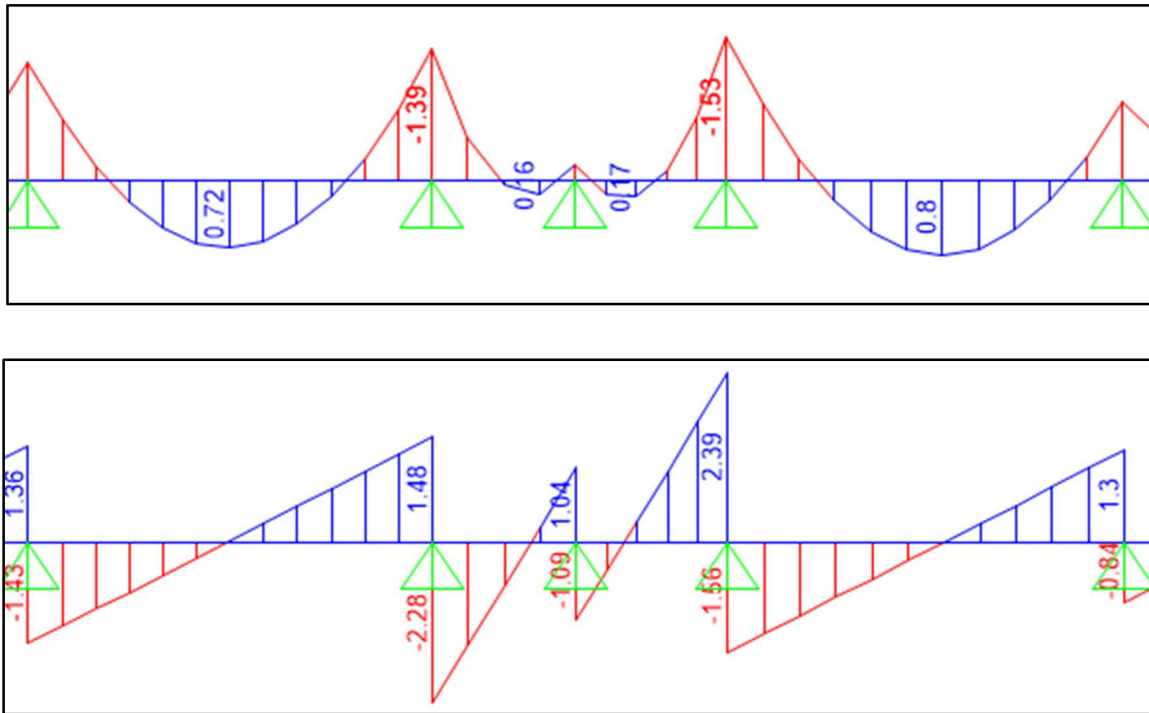


Figura 21. DFC y DMF de la losa maciza analizada

6.3. Consideraciones de diseño

- Como se tendrá acero repartido en ambas caras de las losas, el acero corrido en tracción por flexión debe ser mayor que $0.0012 b h$ (NTE E.060, 2009).
- Recubrimiento de 3 cm.
- Perpendicularmente se debe colocar como mínimo $As_{mín}=0.0012bh$ (Ottazzi,2016).
- El diseño será el mismo para todas las losas ya que tienen similares dimensiones.
- El espaciamiento del acero corrido positivo no debe ser mayor a tres veces el espesor de la losa ni 40 cm (NTE E.060, 2009).
- En losas gruesas puede colocarse el acero por temperatura y retracción en la caras inferior y superior, ya que, de esta forma, se controlará el agrietamiento en la cara superior (Ottazzi,2016).
- Las losas macizas se arman con aceros de diámetro pequeño: 8mm, 3/8", 1/2" y hasta 5/8" (NTE E.060, 2009).
- Por el punto de inflexión debe pasar por lo menos la tercera parte del acero requerido y extenderse más allá del punto una distancia no menor que d , $12db$ ni $ln/16$ (NTE E.060, 2009).
- No se coloca refuerzo por cortante, la sección de concreto deberá soportar íntegramente las fuerzas cortantes.

6.4. Ejemplo de diseño de losa maciza

6.4.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión se hará siguiendo los lineamientos del acápite 3.1 de este estudio.

$$A_{s\text{mín tracción}} = 0.0012 \times 100 \times 25 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tabla 23. Acero instalado en losas macizas

Mu (ton-m)	d (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)	
Mu+	0.20	22	3.00	35.06	0.12	0.49	5Ø3/8	3.55	3.22
Mu-	1.53	22	3.00	35.06	0.17	0.72	5Ø3/8	3.55	3.22

Para la dirección corta de la losa se tiene Ø3/8@20 en la cara superior e inferior, para que cumplir que el acero instalado (As inst.) se encuentre entre los valores de acero mínimo (As mín.) y acero máximo (As máx.). La misma distribución se aplicará para la dirección larga para cumplir con el parámetro de acero mínimo requerido.

6.4.2. Diseño por cortante

Como ya se explicó en el acápite 3.2, las losas macizas deben tener una dimensión suficiente de tal forma que la resistencia del concreto soporte las cargas últimas aplicadas sobre estas.

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 22 = 14362 \text{ kg/m} = 14.40 \text{ ton/m}$$

En la dirección corta, la fuerza cortante última máxima mostrada en DFC es: $V_u = 2.39 \text{ ton/m} \leq \phi V_c$

De acuerdo a los resultados conseguidos, las losas macizas tienen un peralte suficiente para resistir las fuerzas cortantes.

6.4.3. Control de deflexiones

Para controlar las deflexiones en la losa maciza unidireccional se sigue el procedimiento detallado en el acápite 3.3.1 Control de deflexiones de este estudio.

En primer lugar, se verifica que el tramo en la dirección corta, con ambos extremos continuos, cumpla con los peraltes mínimos mostrados en la **Figura 5**.

La losa maciza tiene una luz libre de 1.80 m por lo que dividido entre 28 da como resultado 6.43 cm < 25 cm. Entonces, se comprueba que no se requiere verificar deflexiones.

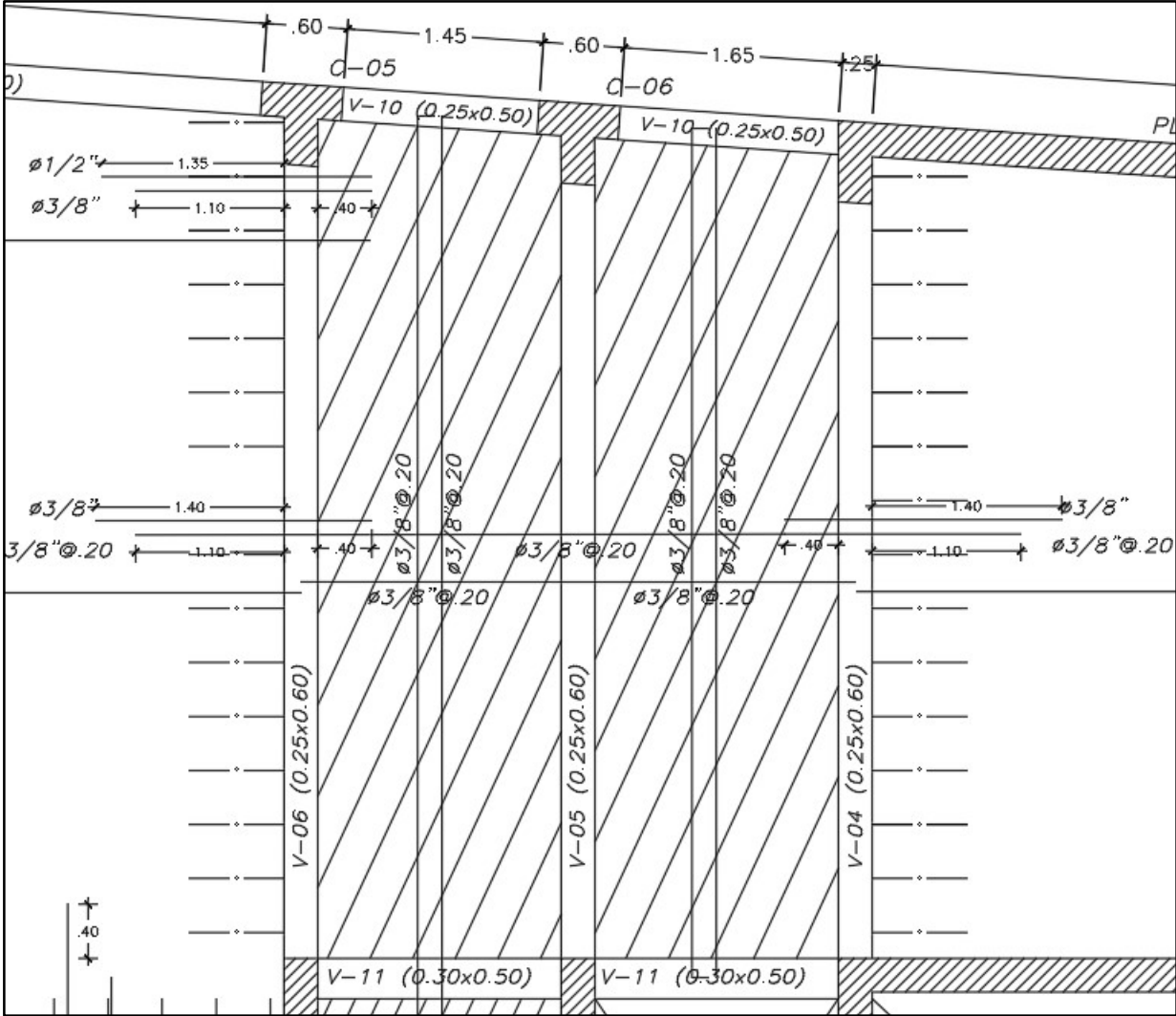


Figura 22. Diseño final de la losa maciza

CAPÍTULO 7. Diseño de vigas

7.1. Vigas peraltadas

7.1.1. Metrado por cargas de gravedad

Este metrado se ejecuta considerando su área tributaria y su peso propio. El área tributaria es la zona donde existen cargas que serán transmitidas directamente a la viga. A diferencia de las losas unidireccionales macizas, que transmiten las cargas en el sentido del análisis considerado, los aligerados transmiten las cargas directamente a la viga en el sentido de las viguetas. Además, para ambos casos, el área tributaria es la mitad de la distancia entre la viga analizada y la viga paralela adyacente. Cuando se tienen losas contiguas con distribución de cargas paralelas a las vigas, no se considera su área tributaria y solo se considera el peso propio de la viga y las cargas que actúan directamente sobre ella (cargas de tabiques, piso terminado, sobrecarga, etc.).

La siguiente figura muestra la esquematización de la viga V-08 30x60 localizada en el eje B.

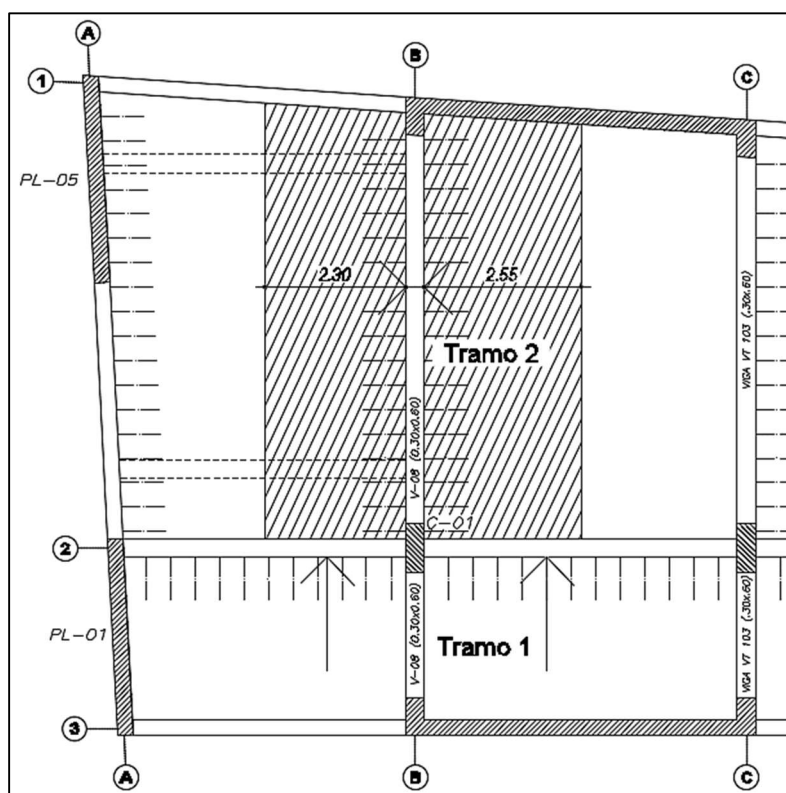


Figura 23. Esquematización del área tributaria de V-08

De acuerdo a lo explicado anteriormente, se desarrolla el metrado de cargas por gravedad que actúan sobre los diferentes tramos de la viga V-08, tal como muestran las siguientes tablas:

Tabla 24. Metrado de cargas de gravedad del primer y segundo tramo de la viga V-08

Primer tramo viga V-08 30x60				
		ton/m ²	Ancho trib.(m)	ton/ml
Carga muerta	Piso terminado	0.10	0.30	0.03
	Peso propio viga	1.44	0.30	0.43
Carga viva	Sobrecarga	0.40	0.30	0.12
	Carga servicio=CM+CV		Carga serv.	0.58
	Carga última=1.4CM+1.7CV		Carga últ.	0.85

Segundo tramo viga V-08 30x60				
		ton/m ²	Ancho trib.(m)	ton/ml
Carga muerta	Peso prop. losa alig. derecha	0.35	2.35	0.82
	Peso prop. losa alig. Izquierda	0.35	2.55	0.89
	Piso terminado	0.10	5.20	0.52
	Peso propio viga	1.44	0.30	0.43
Carga viva	Sobrecarga	0.40	5.20	2.08
	Carga servicio=CM+CV		Carga serv.	4.75
	Carga última=1.4CM+1.7CV		Carga últ.	7.27

7.1.2. Análisis estructural

Para poder realizar el modelamiento y análisis de la viga es necesario considerar sus condiciones de borde. En caso se tengan columnas como contorno, se considerará a las columnas como empotradas en sus extremos de los pisos adyacentes. Por otro lado, cuando se tengan vigas conectadas a placas, se considerará a la viga empotrada.

La siguiente imagen presenta el modelamiento estructural de la viga antes mencionada con su respectiva carga distribuida (1.4CM+1.7CV).

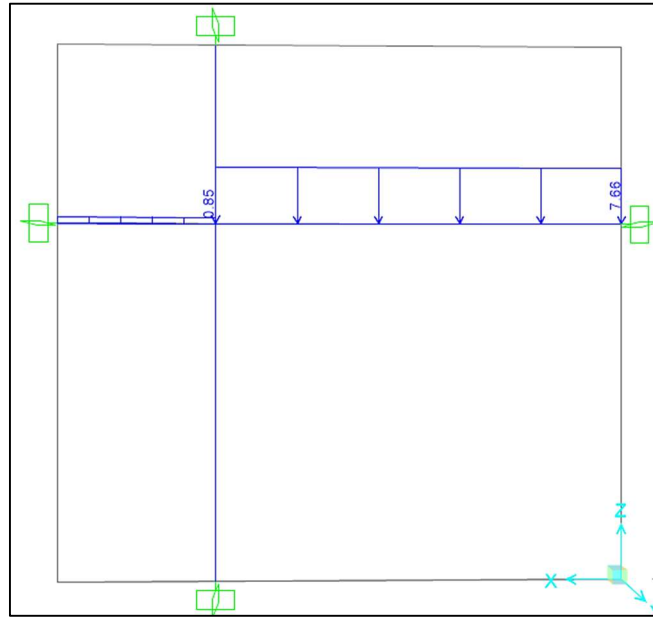


Figura 24. Carga última (1.4CM+ 1.7CV) sobre V-08

Entonces, se obtienen el diagrama de momento flector y diagrama de fuerza cortante de la viga V-08 para la combinación 1.4CM+1.7CV.

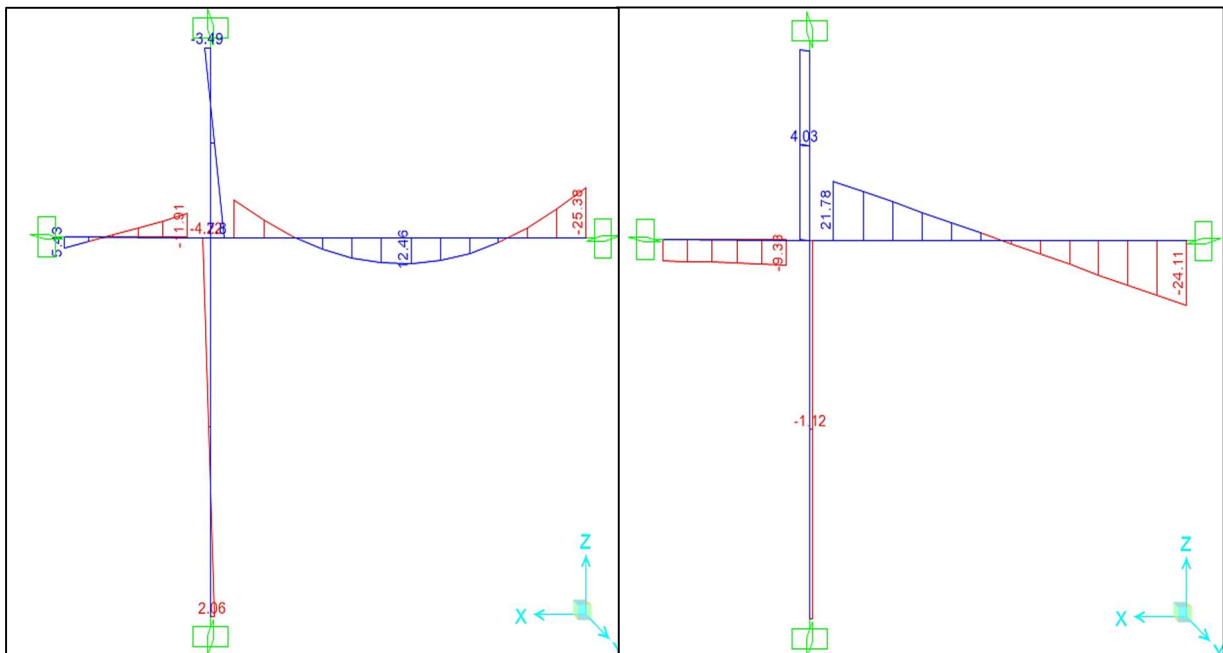


Figura 25. DMF y DFC de la viga V-08.

Para obtener un análisis estructural completo de la viga antes mencionada, se toma en cuenta el análisis sísmico. Además, se obtienen las envolventes de momentos y de cortantes a partir de las combinaciones de cargas mostradas a continuación.

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Los diagramas de momentos flectores y de cortantes se obtienen a la cara de las columnas y de las placas. Las siguientes figuras muestran las envolventes de diagramas de momentos flectores y de cortantes de la viga V-08 30x60 en el eje B.

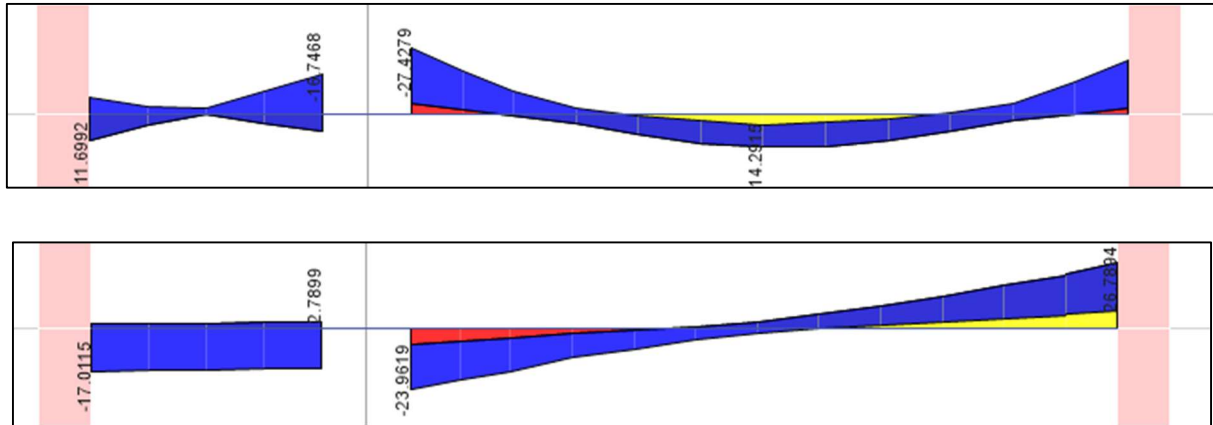


Figura 26. Envolventes de DMF y DFC

7.1.3. Consideraciones de diseño

Se muestran las siguientes recomendaciones para el diseño de vigas de acuerdo a la Norma E.060.

- Se deberá cumplir el diseño por resistencia.
- Se debe considerar un número razonable de varillas acorde al ancho de las vigas, por ejemplo, en vigas con anchos de 30 cm o menores, se debe considerar por lo menos 2 varillas (Blanco,1997). Este caso corresponde al actual proyecto.
- Se proporcionaron recubrimientos mínimos de 4cm, para este proyecto se considerarán recubrimientos de 6cm.
- Por el punto de inflexión debe pasar por lo menos la tercera parte del acero requerido y extenderse más allá del punto una distancia no menor que d , $12db$ ni $ln/16$.
- Cuando se tenga implicancia sísmica, los estribos serán por lo menos de 8 mm de diámetro.
- Los estribos utilizados serán de 3/8" de diámetro, por lo que $A_v = 1.425 \text{ cm}^2$ y serán estribos cerrados.

7.1.4. Ejemplo de diseño de viga peraltada

Para el ejemplo, se tomará la viga 30x60 que se encuentra en el eje B que fue analizada previamente. La siguiente tabla muestra las propiedades típicas de las diferentes losas aligeradas a utilizar en este proyecto.

Tabla 25. Propiedades de la viga V-08

Características de la sección			
b (cm)	30	fy (kg/cm ²)	4200
h (cm)	60	f'c (kg/cm ²)	210
εcu	0.003	fr (kg/cm ²)	29
β	0.85	Ec (kg/cm ²)	217000
Φ	0.9	Recubrimiento (cm)	6

7.1.4.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión permitirá conocer el refuerzo longitudinal positivo y negativo, y se hará siguiendo los lineamientos del acápite 3.1 de este estudio. Para este diseño se toman los mayores momentos obtenidos de las envolventes de carga mostradas en la **Figura 26**.

Para este ejemplo se toma el momento negativo -28.67 ton-m del tramo 2.

$$A_{smin} = \frac{0.70 \times 30 \times 54 \times \sqrt{210}}{4200} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Luego, es necesario hallar el eje neutro balanceado para poder hallar el acero balanceado y finalmente el acero máximo:

$$\frac{0.003}{Cb} = \frac{4200}{2 \times 10^6 (54 - Cb)} \text{ Resolviendo, } Cb = 31.76 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 \times 210 \times 0.85 \times 31.76 \times 30}{4200} = 34.42 \text{ cm}^2$$

Entonces, $A_{smax} = 0.75 A_{sb} = 0.75 \times 34.42 = 25.82 \text{ cm}^2$

Se halla la profundidad del eje neutro:

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 \times 28.67 \times 100000}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 210}} = 12.45 \text{ cm}$$

Entonces,

$$As_{requerido} = \frac{28.67 \times 100000}{0.9 \times 4200 \times \left(54 - \frac{12.45}{2}\right)} = 15.87 \text{ cm}^2$$

Entonces el acero instalado será $2 \text{ } \varnothing 3/4'' + 2 \text{ } \varnothing 1'' = 15.88 \text{ cm}^2$, que es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo y se ajusta al acero requerido.

Finalmente, el momento nominal instalado de acuerdo al acero instalado es el siguiente:

$$\varnothing M_{ninst} = 0.9 \left(54 - \frac{15.88 \times 4200}{2 \times 0.85 \times 210 \times 30} \right) \frac{15.88 \times 4200}{100000} = 28.68 \text{ ton} - m$$

Tramo 1

Tabla 26. Resultados para el Tramo 1

Mu (ton-m)	d (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
-16.00	54	3.90	25.82	6.54	8.34	2Ø3/4"+2Ø1"	15.88	28.68
2.00	54	3.90	25.82	0.77	0.99	2Ø3/4"	5.68	11.12
-24.00	54	3.90	25.82	7.52	9.58	2Ø3/4"+2Ø1"	15.88	28.68

Tramo 2

Tabla 27. Resultados para el Tramo 2

Mu (ton-m)	d (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
-28.67	54	3.90	25.82	12.45	15.88	2Ø3/4"+2Ø1"	15.88	28.68
14.90	54	3.90	25.82	6.07	7.73	2Ø3/4"	8.52	16.31
-22.80	54	3.90	25.82	9.62	12.26	2Ø3/4"+2Ø1"	15.88	28.68

7.1.4.2. Diseño por cortante

Como ya se explicó en el acápite 3.2, para el diseño por cortante se debe comprobar que la resistencia del concreto más la del refuerzo transversal sea suficiente tal que soporte las cargas últimas aplicadas a las vigas.

$$\varnothing(V_c + V_s) \geq V_u$$

Además, cuando se tengan solicitaciones de sismo y cuando se tenga un edificio de muros estructurales, el artículo 21.4.3 de la Norma E.060 Concreto Armado indica que la fuerza cortante de diseño “V_u” no debe ser menor que el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- La suma total del cortante isostático para cargas muertas y vivas amplificado por 1,25, y el cortante vinculado a los momentos nominales (Mn) en cada extremo constreñido de la viga.

$$\text{-Para Mn horarios: } V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}, \text{ donde } W_u = 1.25(W_m + W_v)$$

$$\text{-Para Mn antihorarios: } V_{ui} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2}, \text{ donde } W_u = 1.25(W_m + W_v)$$

Se toma el mayor Vu obtenido de las dos expresiones anteriores.

- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga mencionadas en el inciso 1.4, pero con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas.

La siguiente tabla muestra las fuerzas cortantes de diseño “Vu” para la V-08 del cuarto piso del eje B.

Tabla 28. Cortante de diseño

Ln (m)	Tramo 1		Tramo 2	
	2.10		6.40	
As negativo (cm ²)	11.36	11.36	15.88	15.88
As positivo (cm ²)	5.68	11.36	5.68	5.68
(a) Mn negativo (ton-m)	23.64	23.64	28.68	28.68
(a) Mn positivo (ton-m)	12.36	23.64	12.36	12.36
(a) Wu (ton/m)	0.73	0.73	5.93	5.93
(a) Visostático (ton)	0.76	0.76	18.99	18.99
(a) V _{ui} , V _{ud} (ton)	17.91	23.28	25.40	25.40
(a) Vu (ton)	23.28		25.40	
(b) 2.5V _{sismo} (ton)	28.84	18.20	24.64	26.30
(b) Vu (ton)	28.84		26.30	
V _{udiseño} Menor de a y b(ton)	23.28		25.40	

Se toma el menor valor de los resultados del caso a y b, en este caso corresponde a un cortante de diseño de Vu= 23.28 ton para el primer tramo y Vu= 25.40 ton para el segundo tramo.

En primer lugar, se comprueba si $\emptyset V_c \geq V_u$:

$$\emptyset V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times \frac{54}{1000} = 10.58 \text{ ton}$$

Como $\emptyset V_c \leq V_u$, entonces es necesario colocar estribos donde la resistencia que deberán tener los refuerzos por corte será:

$$V_{s_{tramo1}} = \frac{23.28}{0.85} - 10.58 = 16.81 \text{ ton} \quad V_{s_{tramo2}} = \frac{25.40}{0.85} - 10.58 = 19.30 \text{ ton}$$

Se verifica que $V_s \leq 2.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times 54/1000 = 49.30 \text{ ton}$, como cumple, se debe encontrar la separación entre estribos.

$$s_{tramo1} = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{16.81 \times 1000} = 19.16 \text{ cm} \quad s_{tramo2} = \frac{1.42 \times 4200 \times 54}{19.30 \times 1000} = 16.69 \text{ cm}$$

Se determina $V_{slim} = 1.1 \times \sqrt{210} \times 30 \times \frac{54}{10} = 25.82 \text{ ton}$

Como $V_{stramo1 \text{ y } tramo2} < V_{slim}$ entonces, $S_{m\acute{a}x} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$ ó 60 cm

Si se tuvieran estribos mínimos, el menor de los siguientes casos:

$$S_{max} = \frac{1.42 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 30} = 68.59 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = \frac{1.42 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.8 \text{ cm}$$

Además de lo explicado anteriormente, se toma en cuenta los capítulos 21.4.4.4 y 21.4.4.5 de la Norma E.060 Concreto Armado cuando se tienen vigas con sollicitaciones sísmicas.

- Para la zona de confinamiento ($2 \times h_{peralte} = 1.20 \text{ m}$), el espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:
 - $s < \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5 \text{ cm}$ pero no menor que 15 cm .
 - $10 \times \text{menordb} = 10 \times 1.91 = 19.1 \text{ cm}$
 - $24 \times d_{bestribo} = 24 \times 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
 - 30 cm
- Para la zona central, el espaciamiento no debe ser mayor a $0.5 \times d = 0.5 \times 54 = 27 \text{ cm}$

Por lo tanto, para el tramo 1 se tiene la siguiente disposición de estribos: $\Phi 3/8''$ 1@5 resto @15 y para el tramo 2 se tiene $\Phi 3/8''$ 1@5, 7@15 resto @25.

7.1.4.3. Control de fisuración

Para controlar la fisuración por flexión del primer tramo de la viga V-08, se toman en cuenta las zonas donde se tienen los mayores momentos positivos y negativos. Además, se sigue el procedimiento detallado en el acápite 3.3.2 de este estudio de acuerdo a los siguientes datos:

Tabla 29. Cuadro resumen para verificar fisuración

	Tramo 1			Tramo 2		
	M- Izquierda	M+ Central	M- Derecha	M- Izquierda	M+ Central	M- Derecha
dc (cm)	6	6	6	6	6	6
bw (cm)	30	30	30	30	30	30
d (cm)	54	54	54	54	54	54
As inst (cm ²)	11.36	11.36	11.36	15.88	8.52	15.88
#barras	4	4	4	4	3	4
Act (cm ²)	90	90	90	90	120	90
Ms (kg-cm)	750000	0	810000	1330000	980000	1822000
fs (kg/cm ²)	1358	0	1467	1723	2367	2361
Z (kg/cm)	11062	0	11947	14033	21213	19225
Z<26000	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí

Como se observa, los dos tramos analizados cumplen que sus parámetros Z sean menores a 26000 kg/cm tal como indica la Norma E.060. De acuerdo a esto, se comprueba que la distribución de cuantía en las zonas de tracción es adecuada y controla la fisuración.

7.1.4.4. Control de deflexiones

En primer lugar, se verifica que los tramos de la viga V-08 cumplan con los peraltes mínimos mostrados en la **Figura 5**.

El primer tramo de la viga V-08, con un extremo continuo, tiene una luz libre de 6.40 m por lo que dividido entre 18.5 resulta $35 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$. Entonces, se comprueba que no se requiere verificar deflexiones.

El segundo tramo de la viga V-08, con un extremo continuo, tiene una luz libre de 2.10 m por lo que dividido entre 18.5 resulta $11.35 \text{ cm} < 60 \text{ cm}$. Entonces, se comprueba que no se requiere verificar deflexiones.

Finalmente, se presenta el diseño de la Viga VT-08.

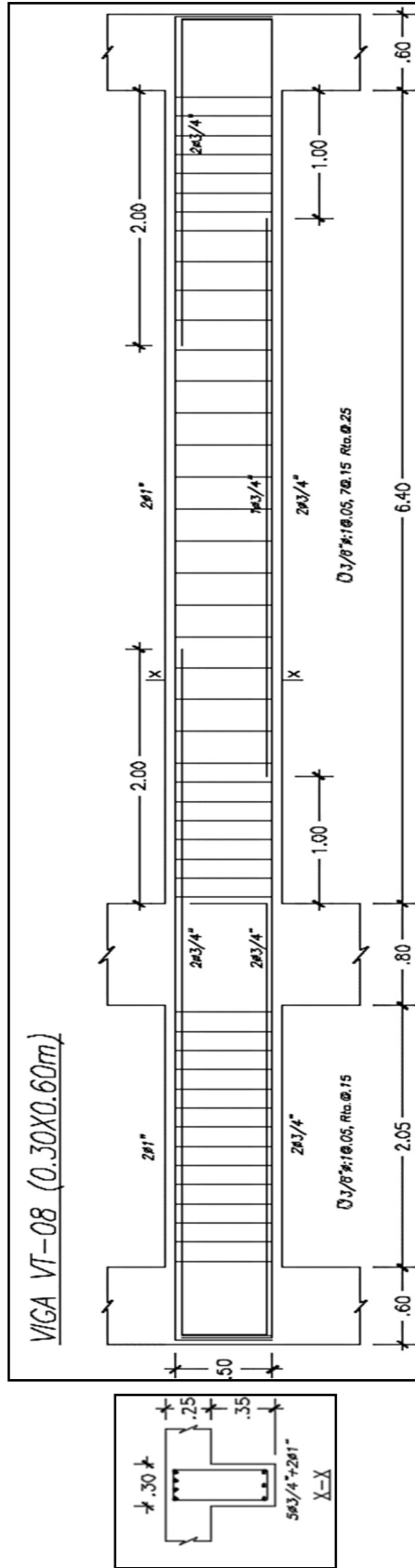


Figura 27. Diseño final de la Viga VT-08

7.2. Vigas chatas

El análisis de vigas chatas solo considera la acción de cargas de gravedad ya que no trabajan sísmicamente por lo que, para este elemento, se considera la combinación de cargas $1.4CM+1.7CV$. Se realizará el diseño de la viga chata VCH-01 ubicada entre los ejes A y B, que tiene como función soportar las cargas puntuales generadas por la máquina bordadora ubicada en este paño. La máquina bordadora tiene un peso importante de 1.5 toneladas distribuidas en sus 4 apoyos, en cada viga chata existen 2 apoyos con 0.375 ton de carga cada uno. Cabe añadir que la viga chata se apoya sobre vigas peraltadas en los extremos por lo que se le considerará como simplemente apoyada.

7.2.1. Metrado por cargas de gravedad

Tabla 30. Metrado de cargas de gravedad de la viga chata VCH-01

VIGA CHATA 30X25				
		ton/m ²	Ancho trib.(m)	ton/ml
Carga muerta	Peso propio	0.60	0.30	0.18
	Piso terminado	0.10	0.30	0.03
Carga viva	Sobrecarga	0.40	0.30	0.12
	Carga servicio=CM+CV		Carga serv.	0.33
	Carga última=1.4CM+1.7CV		Carga últ.	0.50
	Carga puntual última=1.4CM		P últ.	0.53

7.2.2. Análisis estructural para cargas de gravedad

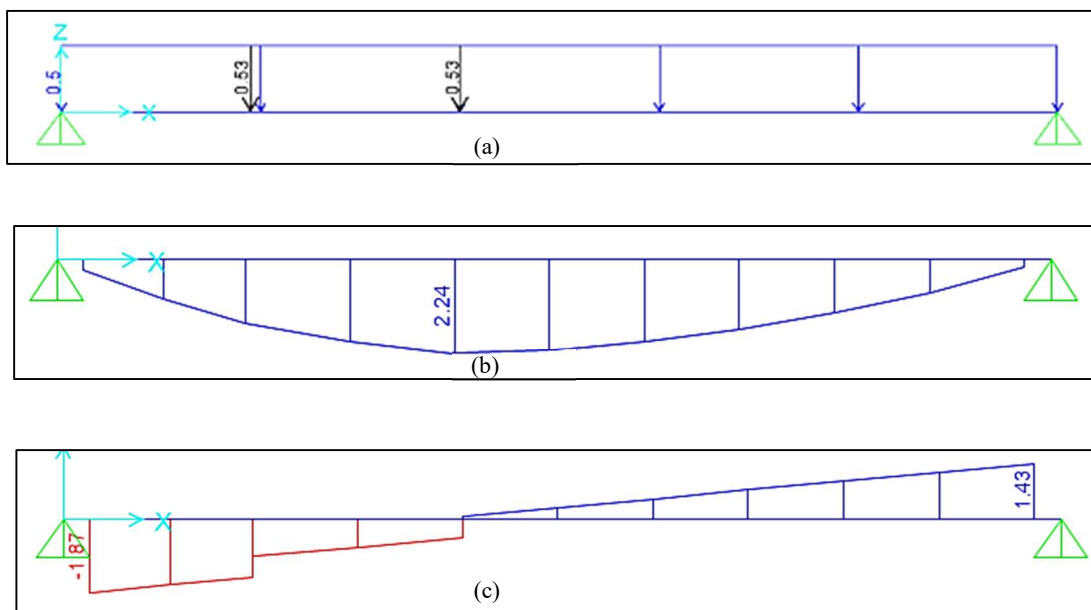


Figura 28. Análisis de VCH-01: (a) cargas distribuidas ($1.4CM+1.7CV$), (b) DMF, (c) DFC

7.2.3. Diseño por flexión

Para este tipo de diseño se seguirán los procedimientos detallados en el acápite 3.1 de este estudio.

Tabla 31. Acero positivo instalado en la viga chata VCH-01

Mu (ton-m)	d (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)
2.24	22	1.32	8.77	2.7	2.87	2 Ø1/2 "+1 Ø3/8	3.29	2.54

El acero corrido positivo será de 2 Ø1/2" con un bastón de 3/8" en la parte central. El acero negativo será por lo menos el acero mínimo por lo que se colocará 2Ø1/2".

7.2.4. Diseño por cortante

Para el diseño por cortante de este elemento se seguirá el procedimiento detallado en el acápite 3.2 de este estudio.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 22 = 3.59 \text{ ton}$$

Se obtiene la fuerza cortante última máxima a una distancia "d" de la cara del apoyo:

$$V_{um\acute{a}x} = 1.87 - 0.5 \times 0.22 = 1.76 \text{ ton}$$

Como la resistencia al concreto (ϕV_c) es mayor a la fuerza cortante última ($V_{um\acute{a}x}$), se requiere utilizar estribos mínimos con espaciamientos que no sobrepasen los siguientes valores:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{0.2 \sqrt{210} \times 25} = 82.31 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 68.16 \text{ cm}$$

Entonces, se dispondrán estribos mínimos de Ø3/8" @0.05 resto @0.30m.

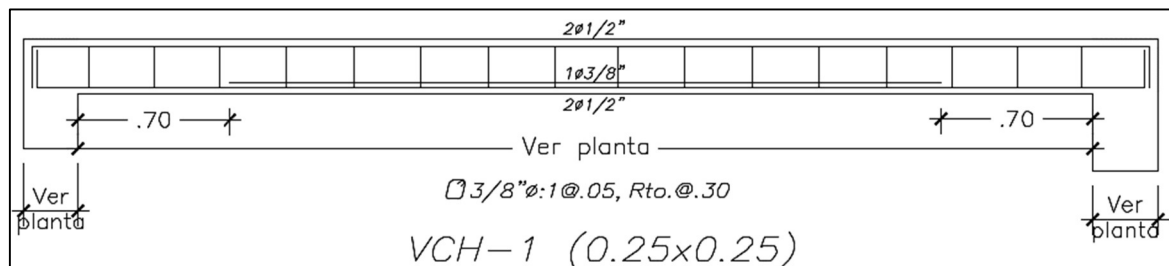


Figura 29. Diseño final de la VCH-1

CAPÍTULO 8. Diseño de columnas

Estos elementos, verticales, experimentan fuerzas de compresión axial “P”, fuerzas en flexión “M” y fuerzas laterales (cortantes). Estas fuerzas son generadas por sollicitaciones sísmicas y por cargas de gravedad. Ya que estos elementos reciben cargas axiales y de momentos al mismo tiempo, se debe considerar el diseño por flexocompresión y adicionalmente se debe realizar el diseño por cortante.

La Norma E.060 recomienda que la cantidad de acero tiene que estar entre los valores de 1% y 6% para evitar la fluencia del acero y el congestionamiento del refuerzo. Además, recomienda el límite práctico de 4% para limitar la cuantía.

8.1. Metrado por cargas de gravedad

Para el metrado de columnas, es necesario considerar el área tributaria de la columna. El área tributaria, como se explicó anteriormente en el acápite 7.1, es la zona donde existen cargas que se transmitirán directamente a las columnas; cabe indicar que la transmisión de cargas se realiza como cargas puntuales sobre estas. Los elementos que caen dentro del área tributaria pueden ser losas aligeradas, losas macizas, vigas, viguetas, tabiques (excepto azotea). Se presenta el área tributaria de la C-01 localizada entre los ejes 2 y B.

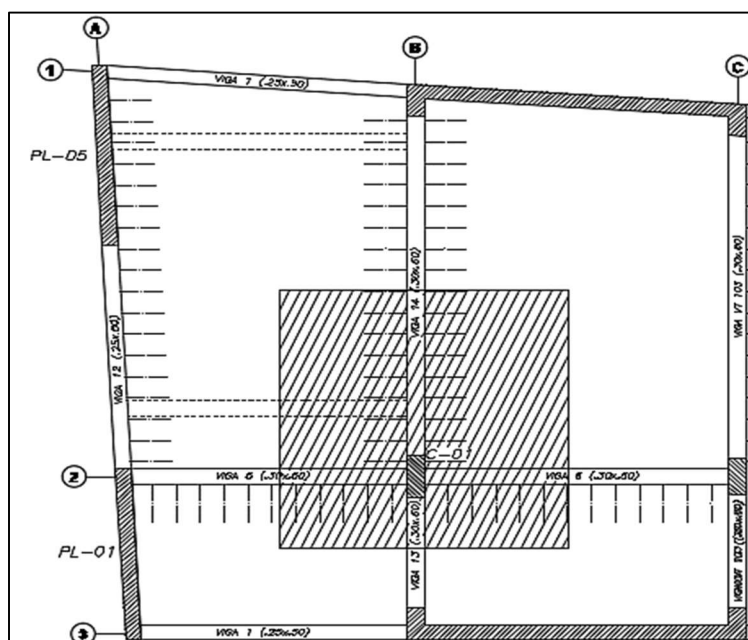


Figura 30. Área tributaria de C-01

A continuación, se muestran los metrados de cargas de gravedad de la columna antes mencionada.

Carga muerta

Tabla 32. Dimensiones para el metrado de carga muerta de C-01

Dimensiones para el metrado de carga muerta C-01						
#Piso	Área trib. (m ²)	Área alig. (m ²)	Área vigas 30x60 (m ²)	Área vigas 30x50 (m ²)	Área viga chata (m ²)	h columna (m)
5	24.73	22.06	1.26	1.41	0.00	2.80
4	24.73	22.06	1.26	1.41	0.65	2.80
3	24.73	22.06	1.26	1.41	0.65	2.80
2	24.73	22.06	1.26	1.41	0.65	2.80
1	24.73	22.06	1.26	1.41	0.65	5.60

Tabla 33. Metrado de carga muerta de la columna C-01

Metrado carga muerta columna C-01								
#Piso	Piso term. (ton)	Peso alig. (ton)	Vigas 30x60 (ton)	Vigas 30x50 (ton)	Viga chata (ton)	Columna (ton)	peso x piso (ton)	Peso acum. (ton)
5	2.47	7.72	1.81	1.69	0.00	1.68	15.39	15.39
4	2.47	7.72	1.81	1.69	0.39	1.68	15.78	31.16
3	2.47	7.72	1.81	1.69	0.39	1.68	15.78	46.94
2	2.47	7.72	1.81	1.69	0.39	1.68	15.78	62.71
1	2.47	7.72	1.81	1.69	0.39	4.30	18.30	81.01

Carga viva

El metrado de carga viva se realizó considerando el Artículo 10 de la Norma E.020 que menciona que estas cargas repartidas podrán reducirse siempre y cuando se cumplan con las siguientes expresiones (NTE E.020, 2009):

- El área de influencia deberá ser mayor de 40 m², en caso contrario no se aplicará la reducción.
- El valor de la carga viva reducida no deberá ser menor que la mitad de la carga viva sin reducir.
- Para columnas o muros que soporten más de un piso deben de sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

Se obtienen las cargas vivas reducidas multiplicando la carga viva sin reducir por el siguiente factor de reducción:

$$fr = \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

- A_i = Área de influencia: $A_i = k \cdot \text{ÁreaTributaria}$
- $k = 2$ para columnas

Tabla 34. Metrado de carga viva de C-01

Metrado carga viva columna c-01						
#Piso	Área trib. (m ²)	Área inf. (m ²)	fr	Carga viva (ton)	Carga viva acum. (ton)	Carga viva red. (ton)
5	24.73	49.46	0.90	2.47	2.47	2.24
4	49.46	98.92	0.71	9.89	12.37	8.81
3	74.19	148.38	0.63	9.89	22.26	13.97
2	98.92	197.84	0.58	9.89	32.15	18.55
1	123.65	247.30	0.54	9.89	42.04	22.81

8.2. Fuerzas para el diseño

Las fuerzas para el diseño se obtendrán del programa ETABS (Computers and Structures, Inc., Versión 17.0.1). Además, la siguiente figura muestra las direcciones para momentos que se tienen de forma local y global con respecto a la columna C-01.

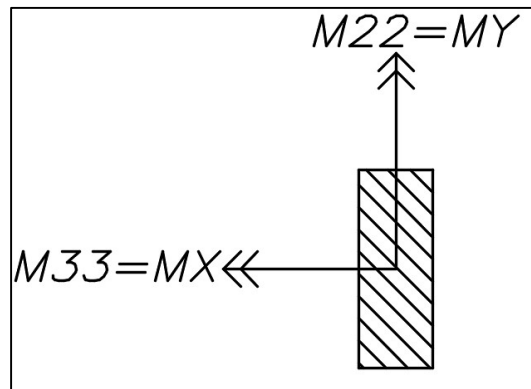


Figura 31. Ejes locales de la C-01

A continuación, se muestran las fuerzas actuantes obtenidas en todos los niveles para las fuerzas de carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y.

Tabla 35. Cargas actuantes en la Columna C-01

#Piso	Caso de carga	P (ton)	V33 Vx (ton)	V22 Vy (ton)	M33 Mx (ton-m)	M22 My (ton-m)
Piso 5	CM	14.74	0.03	-8.34	-8.11	0.00
	CV	0.55	0.09	-2.93	-3.84	0.07
	SDx	1.16	0.34	1.84	1.75	0.35
	SDy	2.63	0.06	6.78	6.63	0.06
Piso 4	CM	30.51	-0.10	-5.72	-6.31	-0.10
	CV	9.51	-0.02	-4.62	-4.89	-0.02
	SDx	3.15	0.34	1.88	1.97	0.37
	SDy	7.82	0.06	6.66	7.26	0.07
Piso 3	CM	47.28	-0.09	-5.81	-5.75	-0.10
	CV	18.63	-0.01	-3.96	-4.05	-0.01
	SDx	5.56	0.36	2.20	2.30	0.40
	SDy	13.80	0.08	7.20	8.06	0.09

Piso 2	CM	64.74	-0.18	-6.77	-7.94	-0.23
	CV	28.04	-0.04	-4.90	-5.86	-0.06
	SDx	8.40	0.40	2.79	3.52	0.49
	SDy	20.53	0.13	8.31	11.01	0.16
Piso 1	CM	85.86	-0.04	-1.35	-1.83	-0.06
	CV	38.76	-0.01	-0.97	-1.42	-0.02
	SDx	11.06	0.11	0.79	2.28	0.31
	SDy	26.06	0.02	2.32	7.52	0.04

8.3. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión se toman en cuenta las cargas del primer piso que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 36. Cargas actuantes en la base de la Columna C-01

#Piso	Caso de carga	P (ton)	V33 Vx (ton)	V22 Vy (ton)	M33 Mx (ton-m)	M22 My (ton-m)
Piso 1	CM	85.86	-0.04	-1.35	-1.83	-0.06
	CV	38.76	-0.01	-0.97	-1.42	-0.02
	SDx	11.06	0.11	0.79	2.28	0.31
	SDy	26.06	0.02	2.32	7.52	0.04

Las combinaciones se realizan de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 9.2 de la Norma E.060 Concreto Armado.

	Combinación	P(ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	M33 Mx (ton-m)	M22 My (ton-m)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	186.09	-0.07	-3.54	-4.97	-0.11
SISMO X	1.25(CM+CV)+SDx	166.84	0.05	-2.11	-1.78	0.22
	1.25(CM+CV)-SDx	144.71	-0.16	-3.69	-6.33	-0.40
	0.9CM+SDx	88.34	0.07	-0.43	0.63	0.26
	0.9CM-SDx	66.21	-0.14	-2.00	-3.92	-0.36
SISMO Y	1.25(CM+CV)+SDy	181.83	-0.04	-0.58	3.46	-0.06
	1.25(CM+CV)-SDy	129.72	-0.08	-5.22	-11.58	-0.14
	0.9CM+SDy	103.33	-0.02	1.11	5.87	-0.01
	0.9CM-SDy	51.22	-0.06	-3.54	-9.17	-0.09

En primer lugar, se busca colocar una cuantía de acero longitudinal tal que se encuentre entre el 1% y el 6% del área neta de la sección de la columna tal como estipula la norma.

$$p_{min} = 0.01 \times 30 \times 75 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$p_{max} = 0.06 \times 30 \times 75 = 135 \text{ cm}^2$$

Entonces, respetando los límites establecidos, se consideran 10Ø3/4" tal como muestra la figura mostrada a continuación:

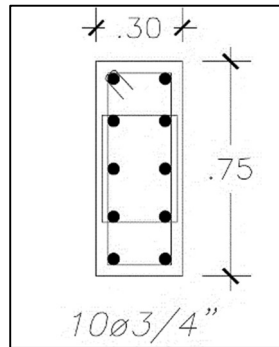


Figura 32. Acero longitudinal en la columna C-01

Entonces se tiene una cuantía de acero de $\rho = \frac{10 \times 2.84}{22.5} = 1.17\%$.

Diagrama de interacción

Con la cuantía instalada se realiza el diagrama de interacción de diseño donde se grafica “ ΦM_n vs ΦP_n ” para las direcciones 22 (YY) y 33 (XX). Además, se tomarán en cuenta los momentos generados por el sismo en Y, ya que es el caso más desfavorable, y se verifica que las combinaciones de cargas se encuentren dentro de los límites del diagrama de interacción.

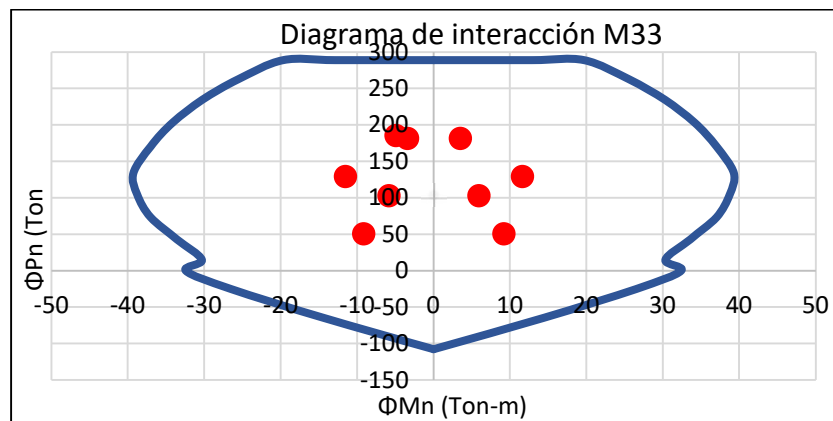


Figura 33. Diagramas de interacción M33

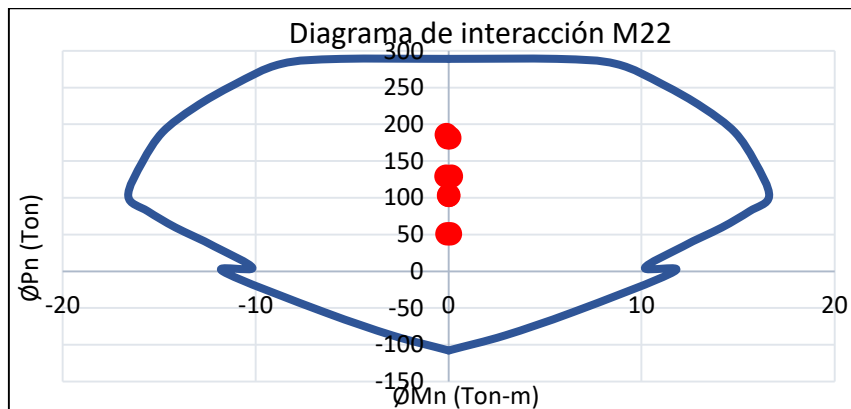


Figura 34. Diagramas de interacción M22

De las figuras anteriores se observa que los valores de P_u y M_u generadas por el sismo en Y se encuentran dentro del diagrama de interacción. Por lo tanto, se comprueba que la cuantía longitudinal asumida inicialmente cumple con lo estipulado.

8.4. Diseño por cortante

Cuando las columnas tengan solicitaciones de sismo, el artículo 21.4.3 de la Norma E.060 Concreto Armado indica que la fuerza cortante de diseño “ V_u ” no debe ser menor que el menor valor obtenido de los siguientes criterios:

a- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) en cada extremo restringido de la columna, superior e inferior, dividido entre su altura libre. Estos momentos se obtienen al prolongar el punto M_u vs P_u más desfavorable hasta el diagrama de interacción nominal.

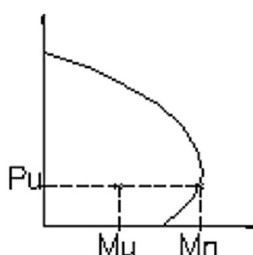


Figura 35. Esquema del diagrama de interacción (NTE E.060, 2009)

Las siguientes figuras desarrollan los diagramas de interacción nominal para los casos de M33 y M22.

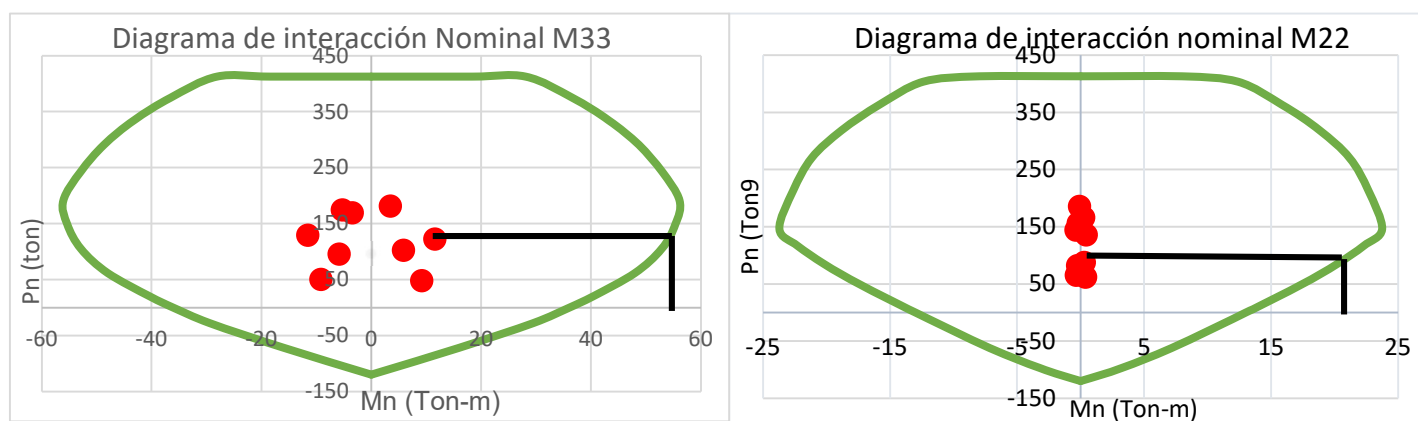


Figura 36. Diagramas de interacción nominal M33 y M22

Entonces se obtiene que los momentos nominales para el caso M33 es 55 ton-m y para el caso M22 es de 20 ton-m, entonces:

$$Vu_{33} = \frac{55 + 55}{4.6} = 23.91 \text{ ton}$$

$$Vu_{22} = \frac{20 + 20}{4.6} = 8.71 \text{ ton}$$

b- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga mencionadas en el inciso 3.1, pero con un factor de amplificación de 2.5 para las cargas sísmicas.

Tabla 37. Combinaciones de las fuerzas en la base de la columna con sismo amplificado

	Combinación	P(ton)	Vx(ton)	Vy(ton)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	186.09	-0.01	-3.54
Sismo X	1.25(CM+CV)+2.5SDx	183.43	-0.42	-0.93
	1.25(CM+CV)-2.5SDx	128.11	0.38	-4.87
	0.9CM+2.5SDx	104.93	-0.46	0.75
	0.9CM-2.5SDx	49.61	0.35	-3.18
Sismo Y	1.25(CM+CV)+2.5SDy	220.92	0.17	2.91
	1.25(CM+CV)-2.5SDy	90.63	-0.20	-8.71
	0.9CM+2.5SDy	142.42	0.13	4.60
	0.9CM-2.5SDy	12.13	-0.24	-7.03

Entonces, se obtienen que los menores cortantes son los obtenidos de acuerdo al criterio b y en específico, se considerara la cortante de diseño Vu en el sentido Y asociada a la combinación $1.25(CM+CV)-2.5SDy = 8.71 \text{ ton}$.

Entonces se obtiene la capacidad al corte de la sección:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{Pu}{140Ag} \right) \\ &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 69 \left(1 + \frac{186090}{140 \times 30 \times 75} \right) = 22.50 \text{ ton} \end{aligned}$$

Por lo tanto, se obtiene que la cortante de diseño es inferior a la capacidad al corte de la columna ($Vu < \phi V_c$) por lo que se requieren estribos mínimos. Además, la Norma E.060 Concreto Armado en el artículo 21 establece que los estribos para acero longitudinal de hasta 1" debe ser 3/8".

Por otro lado, el espaciamiento "So" en la zona de confinamiento "Lo" no debe exceder el menor valor de los siguientes casos:

$$- 10 \times \frac{3}{4} = 10 \times 2.85 = 28.5 \text{ cm}$$

- Mínimo $(30, 75)/2=15$ cm
- 10 cm

Además, la longitud de confinamiento no debe ser menor que el mayor de los siguientes casos:

- $L_n/6=460/6= 77$ cm
- Máximo $(30, 75) = 75$ cm
- 50 cm

Y fuera del espacio de confinamiento no se debe exceder de los siguientes casos:

- $s \leq d/2 = 69/2 = 34.5$ cm
- $s \leq 30$ cm

Entonces, la distribución de estribos elegida será la siguiente: estribos $\emptyset 3/4''$: $1@0.05$, $8@0.10$, resto $@0.25$.

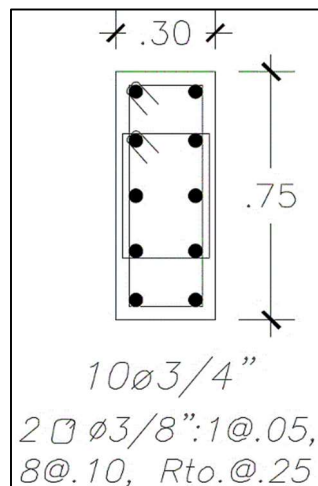


Figura 37. Diseño final de la Columna C-01

CAPÍTULO 9. Diseño de placas

Las placas son elementos verticales que aportan gran rigidez lateral a una estructura y que tienen como finalidad principal resistir fuerzas cortantes y momentos significativos generados por sismo, además, soportan cargas de gravedad en menor medida.

El diseño de placas se realiza de forma análoga al de columnas, por flexocompresión y por fuerza cortante. Además, se realiza el diseño por capacidad detallado en el capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto Armado.

9.1. Metrado por cargas de gravedad

El metrado de placas se realiza de manera análoga al metrado de columnas, por lo que también es necesario considerar el área tributaria de la placa. Se presenta el área tributaria de la placa PL-05 ubicada en el eje A.

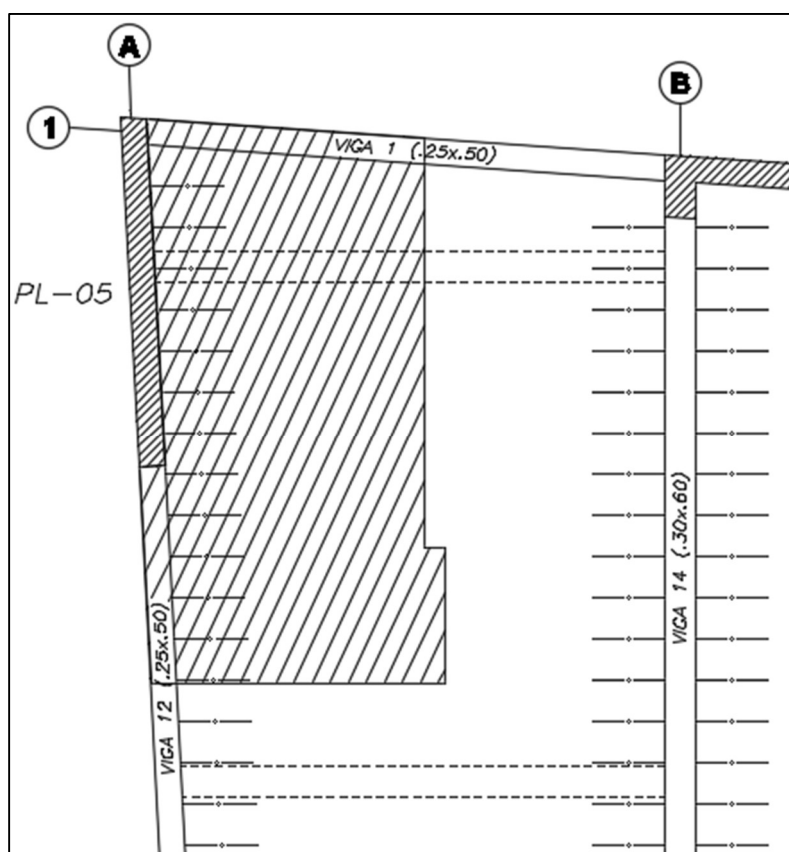


Figura 38. Área tributaria de placa PL-05

A continuación, se muestra el metrado de cargas de gravedad de la placa antes mencionada.

Carga muerta

Tabla 38. Dimensiones para el metrado de carga muerta de la placa PL-05

Dimensiones para el metrado de carga muerta							
#piso	Área trib. (m ²)	Área alig. (m ²)	Área vigas 25x50 (m ²)	Área viga chata (m ²)	Área tabique (m ²)	h tabique (m)	h placa (m)
5	14.00	13.22	1.22	0.00	0.66	1.00	2.80
4	14.00	13.22	1.22	0.78	0.66	2.30	2.80
3	14.00	13.22	1.22	0.78	0.66	2.30	2.80
2	14.00	13.22	1.22	0.78	0.66	2.30	2.80
1	14.00	13.22	1.22	0.78	0.00	0.00	5.60

Tabla 39. Metrado de carga muerta de la placa PL-05

metrado carga muerta placa pl-05								
#piso	Peso piso term. (ton)	Peso alig. (ton)	Peso vigas 25x50 (ton)	Peso viga chata (ton)	Peso tabique (ton)	Peso placa (ton)	peso/piso (ton)	Peso acum. (ton)
5	1.40	4.63	1.46	0.00	1.20	6.25	14.94	14.94
4	1.40	4.63	1.46	0.47	2.75	6.25	16.96	31.90
3	1.40	4.63	1.46	0.47	2.75	6.25	16.96	48.86
2	1.40	4.63	1.46	0.47	2.75	6.25	16.96	65.82
1	1.40	4.63	1.46	0.47	0.00	12.50	20.46	86.28

Carga viva

El metrado de carga viva se realizó considerando la reducción de carga viva, tal como se efectuó para el metrado de columnas.

Tabla 40. Metrado de carga viva de la PL-05

Metrado carga viva placa pl-05						
#piso	Área trib. (m ²)	Área inf. (m ²)	fr	Carga viva (ton)	Carga viva acum. (ton)	Carga viva reduc. (ton)
5	14.00	28.00	1.12	1.40	1.40	1.57
4	28.00	56.00	0.86	5.60	7.00	6.05
3	42.00	84.00	0.75	5.60	12.60	9.47
2	56.00	112.00	0.68	5.60	18.20	12.46
1	70.00	140.00	0.64	5.60	23.80	15.20

9.2. Fuerzas para el diseño

Las fuerzas para el diseño se obtendrán del programa ETABS (Computers and Structures, Inc., Versión 17.0.1). Además, la siguiente figura muestra las direcciones para momentos que se tienen de forma local con respecto a la placa PL-05.

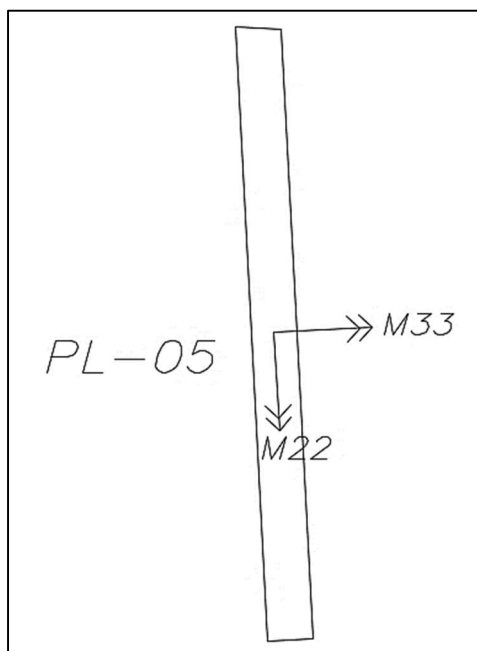


Figura 39. Ejes locales en la placa PL-05

La siguiente tabla muestra las fuerzas actuantes resultantes en todos los niveles para las fuerzas carga muerta, carga viva, sismo en X y sismo en Y.

Tabla 41. Cargas actuantes en la placa

#Piso	Caso de carga	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton-m)	M33 (ton-m)
Piso 5	CM	14.59	-6.71	0.00	0.00	-9.14
	CV	1.68	-2.73	0.00	0.00	-5.18
	SDx	0.80	2.17	0.02	0.05	9.02
	SDy	2.99	2.41	0.01	0.03	14.14
Piso 4	CM	31.66	-5.74	0.00	-0.01	-14.63
	CV	7.84	-3.10	0.00	0.00	-7.28
	SDx	1.68	2.72	0.02	0.02	7.97
	SDy	6.13	10.48	0.01	0.02	14.77
Piso 3	CM	48.67	-5.29	0.00	-0.01	-19.12
	CV	13.97	-3.15	0.00	0.00	-9.64
	SDx	2.64	5.00	0.01	0.03	8.05
	SDy	9.41	15.13	0.00	0.03	36.20
Piso 2	CM	65.55	-4.63	-0.01	-0.02	-22.21
	CV	20.05	-2.74	0.00	-0.01	-11.04
	SDx	3.66	6.66	0.06	0.17	19.11
	SDy	12.60	17.07	0.02	0.04	67.42
Piso 1	CM	87.82	-1.51	0.00	0.00	-21.33
	CV	26.07	-0.92	0.00	0.00	-10.15
	SDx	4.61	13.42	0.03	0.00	87.89
	SDy	15.41	32.26	0.01	0.00	232.38

9.3. Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión se toman en cuenta las cargas del primer piso que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 42. Cargas actuantes en la base de la placa PL-05

#Piso	Caso de carga	P (ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton-m)	M33 (ton-m)
Piso 1	CM	87.82	-1.51	0.00	0.00	-21.33
	CV	26.07	-0.92	0.00	0.00	-10.15
	SDx	4.61	13.42	0.03	0.00	87.89
	SDy	15.41	32.26	0.01	0.00	232.38

Las combinaciones se realizan de acuerdo a lo estipulado en el capítulo 9.2 de la Norma E.060 Concreto Armado.

Tabla 43. Combinaciones de carga para la base de la placa PL-05

	Combinación	P(ton)	V22 (ton)	V33 (ton)	M22 (ton-m)	M33 (ton-m)
Gravedad	1.4CM+1.7CV	167.27	-3.68	0.01	0.00	-47.11
Sismo X	1.25(CM+CV)+SDx	146.97	10.38	0.04	0.00	48.54
	1.25(CM+CV)-SDx	137.75	-16.46	-0.02	0.00	-127.23
	0.9CM+SDx	83.65	12.06	0.03	0.00	68.69
	0.9CM-SDx	74.43	-14.78	-0.03	0.00	-107.08
Sismo Y	1.25(CM+CV)+SDy	157.78	29.22	0.02	0.00	193.03
	1.25(CM+CV)-SDy	126.95	-35.30	0.00	0.00	-271.72
	0.9CM+SDy	94.45	30.90	0.01	0.00	213.18
	0.9CM-SDy	63.63	-33.62	0.00	0.00	-251.57

9.3.1. Elementos de borde

La norma indica en el acápite 21.9.7.5 que los elementos de borde deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro calculado para la fuerza axial amplificada P_u y el momento nominal consistente con el desplazamiento de diseño δ_u sea mayor que:

$$\text{Profundidad del eje neutro, } c \geq \frac{lm}{600 (\delta_u/hm)}$$

La carga amplificada P_u y el desplazamiento de diseño δ_u para el cálculo de la profundidad del eje neutro son los siguientes:

$$P_u = 127 \text{ ton}$$

$$\delta_u = 1.24 \times 0.75 \times 6 = 5.6 \text{ cm}$$

Entonces, $c = 63.9 \text{ cm}$.

El cociente $\delta u/hm$ no debe tomarse menor 0.005.

$$\frac{\delta u}{hm} = \frac{5.6}{1670} = 0.0034 < 0.005 \text{ entonces } \frac{\delta u}{hm} = 0.005$$

$$\text{Finalmente, } 63.9 \geq \frac{340}{600 (0.005)} = 113 \text{ cm}$$

Entonces, se comprueba que no se necesitan confinamientos, pero, por otro lado, la norma también indica que los muros estructurales deben tener elementos confinados en los bordes cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las cargas amplificadas sea mayor a $0.2f'c$.

Entonces el esfuerzo de compresión máximo se halla con la siguiente expresión:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{Pu}{Ag} + \frac{M33 \cdot Y}{Ix} = \frac{127}{0.25 \times 3.4} + \frac{271.72 \times 0.5 \times 3.4}{\frac{0.25 \times 3.4^3}{12}} = 71.35 \frac{kg}{cm^2}$$

Se comprueba que el $\sigma_{\text{máx}} > 0.2f'c = 0.2 \times 210 = 42 \text{ kg/cm}^2$ por lo que se obtiene que se necesitan elementos confinados.

Además, el elemento de borde debe extenderse horizontalmente una distancia no menor que el mayor de los siguientes:

$$c - 0.1 \text{ lm} = 63.9 - 0.1 \times 340 = 30 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad \frac{c}{2} = \frac{63.9}{2} = 32 \text{ cm}$$

Entonces conservadoramente los elementos de borde se extienden 60 cm desde los extremos del muro.

Para los elementos de borde, al igual que en columnas, se puede considerar una cuantía mínima de 1% del área del núcleo $A_s = 60 \times 25 \times 0.01 = 15 \text{ cm}^2$, por lo que se escoge 8Ø5/8" para estas zonas. Además, el acápite 21.9.7.6 de la Norma indica que para Ø5/8" se puede optar por estribos de 3/8" y que el espaciamiento no debe exceder de las siguientes expresiones:

$$\left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ db menor} = 10 \times 1.59 = 15.9 \text{ cm} \\ \text{Menor lado del núcleo} = 25 \text{ cm} \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Por lo tanto, se colocará estribos de confinamiento Ø3/8" @.15 y se tendrá que distribuir los estribos de tal forma que la distancia entre ramas sea menor que 35 cm.

9.3.2. Diagrama de interacción

Para poder realizar el diagrama de interacción del muro, en primer lugar, es necesario conocer la distribución del acero repartido verticalmente en el alma.

La cuantía de acero longitudinal se debe distribuir en 2 capas ya que se tiene un espesor mayor a 20 cm. Además, la norma define la cuantía mínima vertical de acuerdo a lo siguiente:

$$\rho_{v \text{ min}} = \begin{cases} 0.0025 & \text{si } Vu \text{ análisis} > \phi Vc \\ 0.0020 & \text{si } \frac{\phi Vc}{2} \leq Vu \text{ análisis} \leq \phi Vc \\ 0.0015 & \text{si } Vu \text{ análisis} < \frac{\phi Vc}{2} \end{cases}$$

La capacidad al corte del concreto se obtiene de acuerdo a lo siguiente:

$$\phi Vc = 0.85 \alpha \sqrt{f'c} t d$$

- t = es el espesor de la placa
- $d = 0.8$ (longitud de la placa)
- α se encuentra de la siguiente relación:

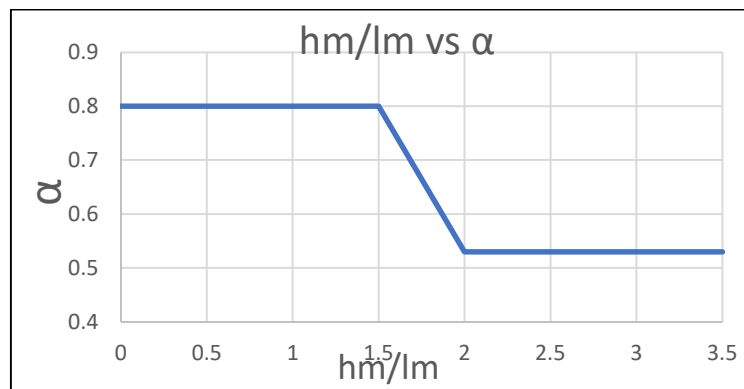


Figura 40. hm/lm vs α

Como $\frac{hm}{lm} = \frac{16.7}{3.4} = 4.92$, entonces α es 0.53.

$$\text{Entonces, } \phi Vc = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 25 \times 0.8 \times \frac{340}{1000} = 44.4 \text{ ton}$$

La cortante última de análisis es $Vu \text{ análisis} = 35.30$ por lo que la cuantía mínima vertical es $\rho_{v \text{ min}} = 0.0020$, entonces se escoge una disposición de doble malla vertical de $\text{Ø}3/8@.20$.

Finalmente, de acuerdo a lo expuesto, se tiene la siguiente distribución de acero longitudinal en la placa:

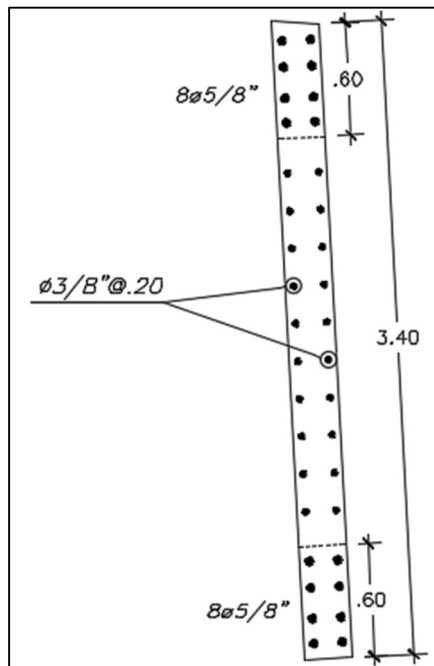
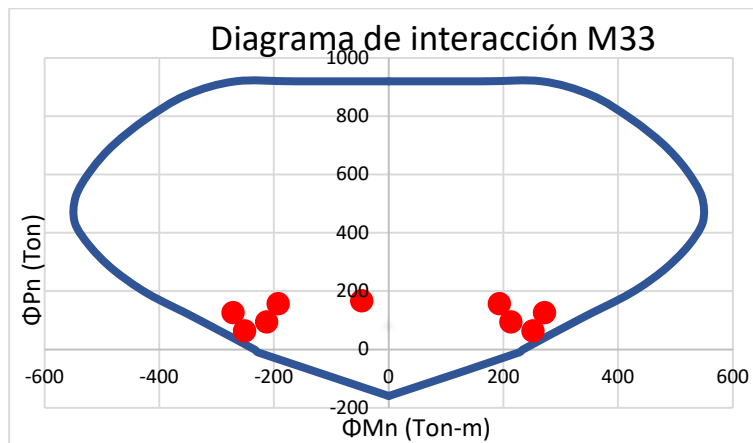


Figura 41. Distribución de acero longitudinal en la placa PI-05

De acuerdo a la **Tabla 42**, los momentos importantes a considerar son los de la dirección 3-3 por lo que se analiza el diagrama de interacción en esa dirección.



Se observa en la figura anterior que los puntos correspondientes a cada combinación de carga se encuentran dentro del diagrama ΦM_n vs ΦP_n , por lo que se puede decir que las distribuciones de acero vertical en los núcleos confinados y en el alma están bien asumidas.

9.4. Diseño por cortante

Similarmente a las disposiciones para acero mínimo vertical, se tienen las siguientes asunciones para obtener el acero mínimo horizontal en la placa.

$$\rho_{h \min} = \begin{cases} 0.0025 & \text{si } Vu \text{ análisis} > \phi V_c \\ 0.0025 & \text{si } \frac{\phi V_c}{2} \leq Vu \text{ análisis} \leq \phi V_c \\ 0.0020 & \text{si } Vu \text{ análisis} < \frac{\phi V_c}{2} \end{cases}$$

La cortante última de análisis $Vu \text{ análisis} = 35.30 \text{ ton}$ es inferior a la resistencia al corte del muro $\phi V_c = 44.4 \text{ ton}$ y mayor que $\frac{\phi V_c}{2}$, por lo que la cuantía mínima horizontal es $\rho_{v \min} = 0.0025$.

Además, la norma indica que se tiene que realizar el diseño por capacidad, donde la cortante de diseño a utilizar resulta de la siguiente expresión:

$$Vu \geq Vu_{\text{análisis}} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Los valores de $Vu_{\text{análisis}}$ y M_{ua} son los cortantes y momentos amplificados provenientes del análisis. Además, la relación $\frac{M_n}{M_{ua}}$ no debe ser mayor al factor de amplificación R.

$$Vu = 35.30 \left(\frac{350}{271.72} \right) = 45.47 \text{ ton}$$

La Norma E.060 señala que la cortante de capacidad se puede limitar hasta una altura no menor de las siguientes expresiones:

$$\begin{cases} lm = 3.40 \text{ m} \\ \frac{Mu}{4Vu} = \frac{271.72}{4 \times 35.30} = 1.92 \text{ m} \\ \text{Altura de los 2 primeros pisos} = 7.60 \text{ m} \end{cases}$$

Entonces, de acuerdo a este cortante de capacidad, la resistencia al corte del acero debe ser:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{45.47}{0.85} - \frac{44.39}{0.85} = 1.27 \text{ ton}$$

Si se usa 2 mallas de acero horizontal de $\phi 3/8$ se tiene que el área de acero horizontal corresponde a $A_{sh} = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$, por lo que el espaciamiento se puede obtener de acuerdo a lo siguiente:

$$s = \frac{A_{sh} f_y d}{V_s} = \frac{1.42 \times 4200 \times 0.8(340)}{1.27 \times 1000} = 1277 \text{ cm}$$

Como se observa, se obtienen separaciones muy altas por lo que se colocan la cuantía mínima horizontal que cumpla con la siguiente expresión $\rho_v \min = 0.0025$. Entonces se dispone a utilizar doble malla horizontal de $\emptyset 3/8 @ .20$.

Finalmente se tiene la distribución final de acero en el alma y en los núcleos confinados de la placa.

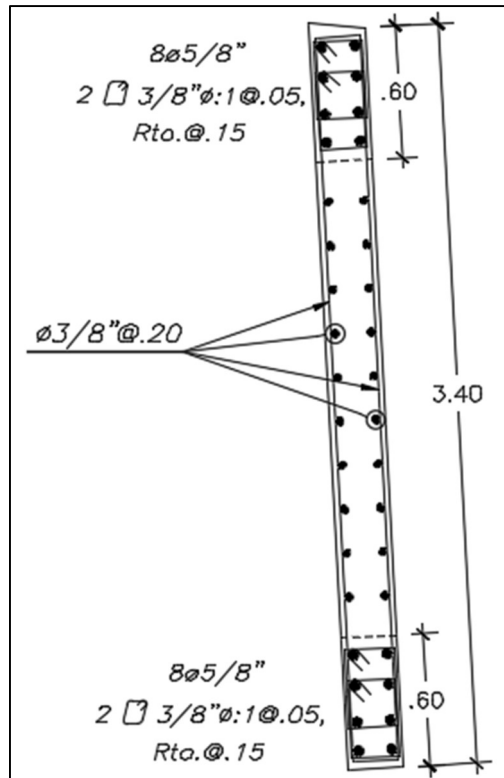


Figura 42. Diseño final de la placa PL-05

CAPÍTULO 10. Diseño de cimentación

La cimentación de una estructura se encarga de transmitir las cargas provenientes de elementos estructurales verticales como columnas y placas, hacia el suelo. Esta configuración se de presentar de tal forma que las presiones generadas sean menores a la presión admisible del suelo.

10.1. Características del suelo de cimentación

La edificación está construida sobre un suelo tipo S1 (roca o suelo muy rígido) con capacidad portante de $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$. Para este proyecto se tendrá una profundidad de cimentación de $D_f = 1.50 \text{ m}$ con un peso específico estimado de $\delta = 1.8 \text{ ton/m}^3$.

10.2. Consideraciones para el diseño

En primer lugar, se debe obtener el área estimada de la zapata a partir de la resistencia del suelo. Los esfuerzos obtenidos en la base de la zapata deberán ser menores al esfuerzo admisible del suelo ($\sigma_c \leq \sigma_{adm}$). Por otro lado, la Norma E060 indica que las acciones sísmicas pueden reducirse al 80% y se puede incrementar la resistencia del suelo en un 30%.

Además, el dimensionamiento deberá ser realizado con las combinaciones de carga para el diseño por esfuerzos admisibles mostradas en la Norma E020. Los esfuerzos generados en la base de la cimentación se hallan con la siguiente ecuación:

$$\sigma_{adm} \text{ gravedad}; 1.3\sigma_{adm} \text{ sismo} > \sigma_s = \frac{P}{BL} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{BL^2}$$

10.2.1. Diseño por punzonamiento

En el diseño por punzonamiento, la resistencia al corte del concreto se obtiene en la sección crítica a $d/2$ de la cara de la columna.

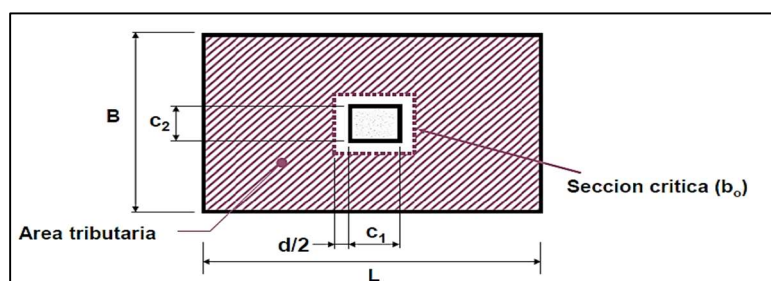


Figura 43. Esquema de la sección crítica para diseño por punzonamiento (Higashi, 2018)

$$V_u \leq \phi V_c = 0.85 (1.06\sqrt{f_c} b_o d)$$

- Donde b_o es el perímetro de la sección crítica.

Además,

$$Vu = \sigma u (A_{total} - A_o)$$

- Donde A_o es el área de la sección crítica.

10.2.2. Diseño por cortante

Para este diseño se debe verificar la resistencia al corte a una distancia “d” de la cara de la columna y se deben evaluar los dos sentidos de análisis. La capacidad cortante se halla con la siguiente expresión:

$$Vu \leq \phi Vc = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} b d)$$

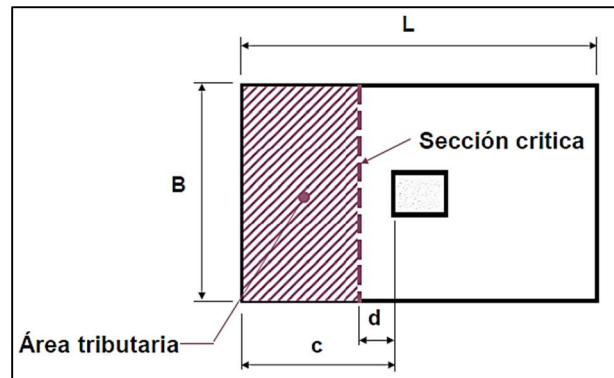


Figura 44. Esquematización de la sección crítica para diseño por cortante (Higashi, 2018)

Además,

$$Vu = \sigma u B (c - d)$$

10.2.3. Diseño por flexión

Cuando se verifica la altura de la zapata, se prosigue a realizar el diseño por flexión para obtener la cuantía de acero con finalidad de soportar los momentos flectores. El máximo momento flector se obtiene en la cara de la columna y se debe analizar en ambos sentidos.

$$Mu = \frac{\sigma u c^2}{2}$$

Además, el acero mínimo se obtiene con la siguiente ecuación:

$$A_{smín} = 0.0018 b h$$

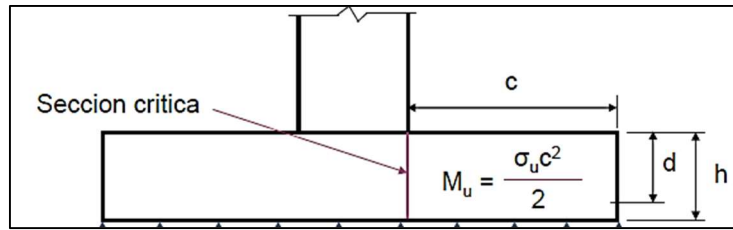


Figura 45. Esquematación de la sección crítica para diseño por flexión (Higashi, 2018)

10.3. Ejemplo de diseño de zapata conectada

Este tipo de zapatas se utilizan en el perímetro del edificio cuando se tienen límites de propiedad. Además, las columnas son excéntricas por lo que se generan esfuerzos muy altos y las bases de las zapatas. Para evitar la falla de este tipo de cimentación, se utilizan vigas de cimentación que unen las zapatas excéntricas a zapatas interiores. Estas vigas de cimentación contrarrestan los efectos de los esfuerzos transmitiendo los momentos generados en la zapata exterior a la zapata interior.

Para este caso, se presenta el diseño de la zapata conectada para las columnas C-04 (0.30x0.60) y C-03 (0.30x0.60) que están ubicadas en el eje H-H.

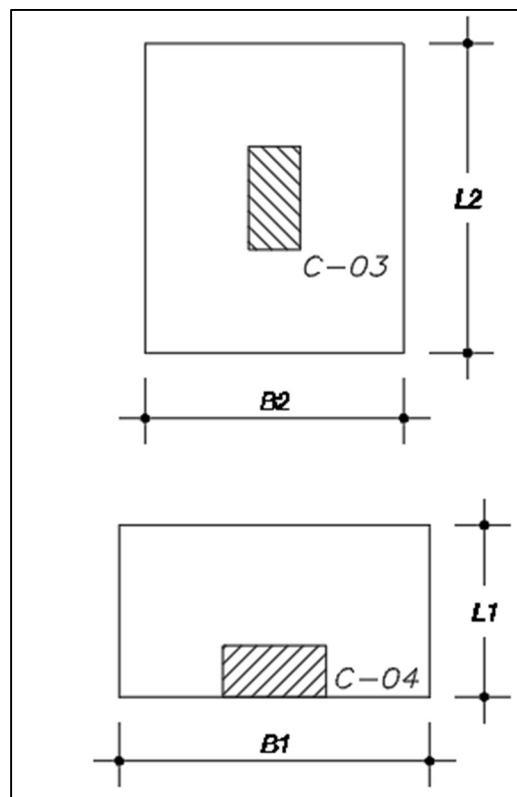


Figura 46. Zapatas C-04 y C-03

Las cargas en servicio de las columnas C-04 y C-03 se muestran a continuación:

Tabla 44. Cargas en servicio de las bases de las columnas C-04 y C-03

Cargas en servicio	C-04			C-03		
	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	37.17	0.05	-0.37	68.59	-0.63	0.21
CV	10.29	0.04	-0.13	32.67	-0.64	0.11
0.80SDx	3.65	0.12	0.70	4.23	0.70	0.23
0.80SDy	8.78	0.34	0.10	8.01	1.95	0.07

10.3.1. Verificación de dimensionamiento y esfuerzos en el suelo

En primer lugar, se verifica para la viga de cimentación para las zapatas Z-3 y Z-4.

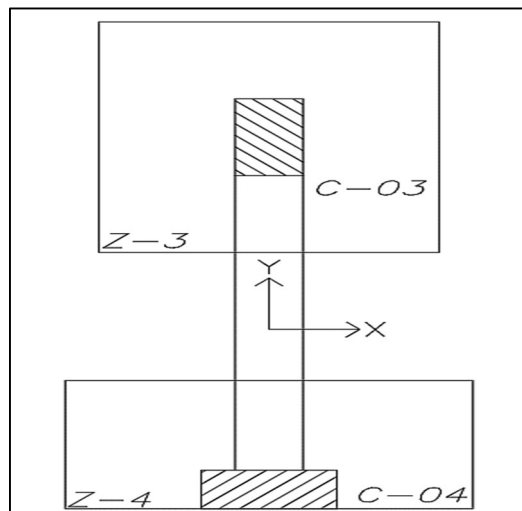


Figura 47. Vista en planta de la viga de cimentación

Se utilizará el esquema simplificado para la verificación de dimensiones cuando se aplican solo cargas de gravedad.

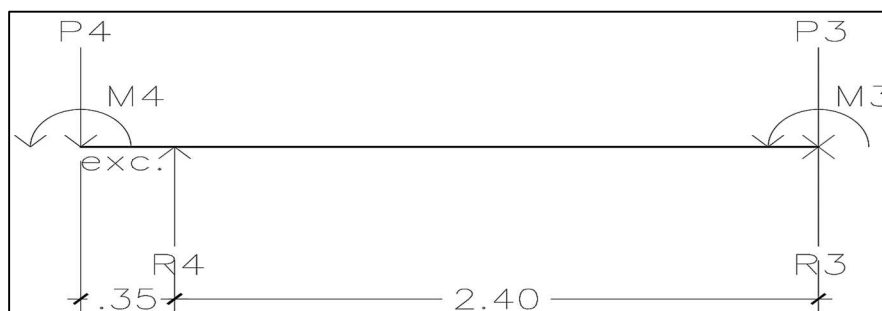


Figura 48. Esquema simplificado para la viga de cimentación

$$P4 = 37.17 + 10.29 = 47.46 \text{ ton}$$

$$P3 = 68.59 + 32.67 = 101.26 \text{ ton}$$

$$M4 = 0.05 + 0.04 = 0.1 \text{ ton} - m$$

$$M3 = 0.63 + 0.64 = 1.27 \text{ ton} - m$$

Resolviendo se obtienen que las reacciones R4 y R3 son 54.95 ton y 94.31 ton respectivamente. Por lo tanto, considerando un aumento del 5% debido al peso del suelo y de la zapata, el área requerida estimada se puede obtener de la siguiente manera:

$$A_{req} = \frac{1.05 P}{40} \text{ Entonces } A4 = \frac{1.05(47.46)}{40} = 1.24 \text{ m}^2 \text{ y } A3 = \frac{1.05(101.26)}{40} = 2.66 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se considerarán las siguientes dimensiones: Z - 04 (1.00 × 1.80) y Z - 03 (1.80 × 1.50).

Con las reacciones obtenidas R4 y R3 es posible conocer los esfuerzos generados en las bases de las zapatas. Además, se debe cumplir que los esfuerzos obtenidos sean menores que la capacidad portante del suelo ($\sigma = 40 \text{ ton/m}^2$).

Tabla 45. Esfuerzos en las bases de las zapatas Z-4 y Z-3

Cargas en servicio	Zapata exterior		Zapata interior		R4 (ton)	R3 (ton)	σ^4 (ton/m ²)	σ^3 (ton/m ²)
	P4 (ton)	M4 (ton-m)	P3 (ton)	M3 (ton-m)				
CM+CV	47.46	0.10	101.26	1.27	54.95	93.77	30.85	30.25
CM+CV+0.8 SD _x	43.81	0.22	97.03	0.57	50.53	90.31	28.81	28.46
CM+CV-0.8 SD _x	51.11	-0.03	105.49	1.97	59.38	97.22	32.90	32.03
CM+CV+0.8 SD _y	38.68	0.44	109.27	-0.68	44.22	103.73	26.04	31.31
CM+CV-0.8 SD _y	56.24	-0.25	93.24	3.22	65.68	83.80	35.66	29.18

Entonces se demuestra que los esfuerzos obtenidos en las zapatas son menores que la resistencia del suelo ($< \sigma = 40 \text{ ton/m}^2$).

10.3.2. Diseño por cortante:

Se obtiene la cortante última aplicada a la zapata.

$$Vu = \sigma u B (c - d) = 45.25 \times 1.80 (0.70 - 0.50) = 16.29 \text{ ton}$$

Luego, se obtiene la resistencia al corte de la zapata.

$$\phi Vc = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 50) = 32.64 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que la resistencia al corte del concreto es mayor a la cortante última aplicada.

10.3.3. Diseño por punzonamiento

La zapata exterior tiene un peralte igual a 0.60 m por lo que se asume un peralte efectivo “do” de 0.50 m.

$$A_o = (0.60 + 0.50) (0.30 + 0.25) = 0.605 \text{ m}^2$$

Entonces se puede obtener el cortante último aplicado a la zapata.

$$Vu = \sigma u (A_{total} - A_o) = 45.25 (1.8 \times 1.00 - 0.605) = 54.07 \text{ ton}$$

Luego, se obtiene la resistencia al corte de la zapata.

$$b_o = 2 (0.60 + 0.50) + 2 (0.30 + 0.25) = 3.30 \text{ m}$$

$$\phi Vc = 0.85 (1.06 \sqrt{210} \times 330 \times 50) = 215.44 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que la resistencia al corte del concreto es mayor a la cortante última aplicada.

10.3.4. Diseño por flexión

Para el diseño de la zapata excéntrica es necesario conocer el mayor esfuerzo aplicado en la base, el cual se consigue de las combinaciones de carga mostradas en la Norma E.060.

Tabla 46. Combinaciones de carga para el diseño de las zapatas Z-4 y Z-3

	Combinación	Zapata exterior		Zapata interior		R4 (ton)	R3 (ton)	σ_4 (ton/m ²)	σ_3 (ton/m ²)
		P4 (ton)	M4 (ton-m)	P3 (ton)	M3 (ton-m)				
Gravedad	1.4CM+1.7CV	69.53	0.15	151.56	1.97	80.55	140.54	45.25	41.35
Sismo X	1.25(CM+CV)+SDx	54.76	0.28	121.29	0.71	63.16	112.89	36.01	34.11
	1.25(CM+CV)-SDx	63.89	-0.03	131.86	2.46	74.22	121.53	41.12	34.97
	0.9CM+SDx	28.89	0.20	56.45	-0.31	33.06	52.28	19.04	16.45
	0.9CM-SDx	38.01	-0.11	67.02	1.45	44.12	60.92	24.15	17.31
Sismo Y	1.25(CM+CV)+SDy	48.35	0.55	116.55	-0.85	55.28	109.63	32.55	34.71
	1.25(CM+CV)-SDy	70.30	-0.31	136.59	4.03	82.10	124.79	44.58	34.37
	0.9CM+SDy	22.48	0.48	51.71	-1.87	25.18	49.02	15.58	17.05
	0.9CM-SDy	44.42	-0.38	71.75	3.01	51.99	64.18	27.61	16.71

De acuerdo a los esfuerzos máximos mostrados anteriormente se obtienen los momentos de diseño:

$$\text{Zapata exterior: } Mu = \frac{\sigma_u c^2}{2} = \frac{45.25 \times 0.70^2}{2} = 11.09 \text{ ton} - m$$

$$\text{Zapata interior: } Mu = \frac{\sigma_u c^2}{2} = \frac{41.35 \times 0.60^2}{2} = 7.44 \text{ ton} - m$$

Además, el $A_{s\text{mín}}$ se obtiene con la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 60 \times 100 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Zapata exterior: $Mu = 11.09 \text{ ton} - m$, $A_{s\text{mín}} = 10.80 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se escoge una distribución de $\emptyset 3/4 @ .20$ en ambas direcciones.

Zapata interior: $Mu = 7.44 \text{ ton} - m$, $A_{s\text{mín}} = 10.80 \text{ cm}^2$. Por lo tanto, se escoge una distribución de $\emptyset 3/4 @ .20$ en las direcciones "X" y "Y".

Se muestra el diseño final de las zapatas conectadas:

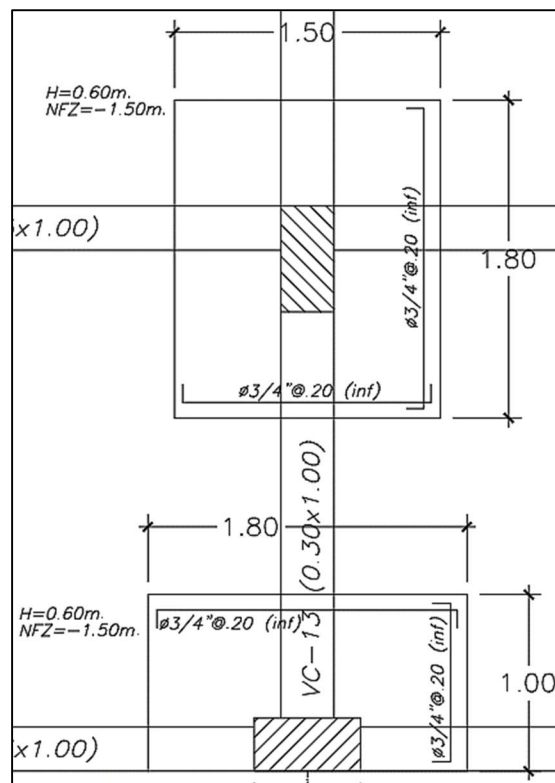


Figura 49. Vista en planta del diseño final de las zapatas conectadas

10.3.5. Diseño de la viga de cimentación

Para el diseño de este elemento es necesario conocer las cargas actuantes en la viga acorde a las combinaciones de carga especificadas en la Norma E.060. Para esto, se muestra el esquema del diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores en la viga.

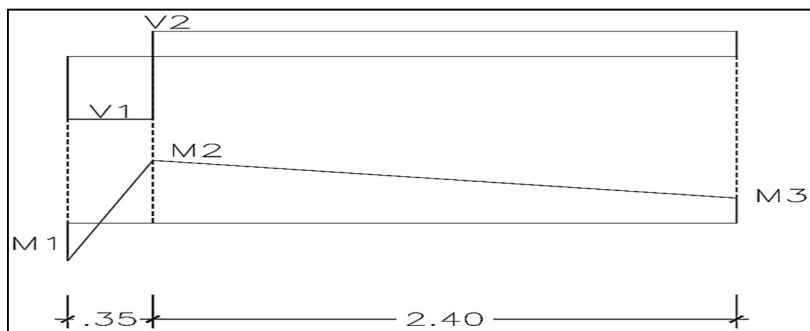


Figura 50. Esquema de DFC y DMF para la viga de cimentación

Además, se muestran las cargas obtenidas para los DFC y DMF:

Tabla 47. Valores para el DFC y DMF de la viga de cimentación

Combinación	Zapata exterior		Zapata interior		V1 (ton)	V2 (ton)	M1 (ton-m)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
	P4 (ton)	M4 (ton-m)	P3 (ton)	M3 (ton-m)					
1.4CM+1.7CV	69.53	0.15	151.56	1.97	-69.53	11.02	0.15	-24.19	1.97
1.25(CM+CV)+SDx	54.76	0.28	121.29	0.71	-54.76	8.40	0.28	-18.89	0.71
1.25(CM+CV)-SDx	63.89	-0.03	131.86	2.46	-63.89	10.33	-0.03	-22.40	2.46
0.9CM+SDx	28.89	0.20	56.45	-0.31	-28.89	4.17	0.20	-9.91	-0.31
0.9CM-SDx	38.01	-0.11	67.02	1.45	-38.01	6.10	-0.11	-13.41	1.45
1.25(CM+CV)+SDy	48.35	0.55	116.55	-0.85	-48.35	6.93	0.55	-16.37	-0.85
1.25(CM+CV)-SDy	70.30	-0.31	136.59	4.03	-70.30	11.80	-0.31	-24.91	4.03
0.9CM+SDy	22.48	0.48	51.71	-1.87	-22.48	2.70	0.48	-7.39	-1.87
0.9CM-SDy	44.42	-0.38	71.75	3.01	-44.42	7.57	-0.38	-15.93	3.01

Antes de comenzar con el diseño de la viga, se verificará si la viga es de gran peralte de acuerdo al acápite 11.8 de la Norma E.060. En primera instancia se asumirá una viga de 0.30 m de ancho con 1.00 m de peralte.

Si $ln = 2.30 < 4h = 4 \times 1.00$ entonces se cumple que la viga es de gran peralte.

Para el diseño, el peralte efectivo será considerado en 0.90m.

Diseño por fuerza cortante

Se debe cumplir con el diseño por resistencia y la fuerza cortante de diseño será de $V_u = 11.80$ ton. Por otro lado, para este tipo de vigas es necesario colocar refuerzos transversales y longitudinales a lo largo de la viga.

- Para el refuerzo transversal se tiene que cumplir lo siguiente:

La separación “S” no debe exceder de las siguientes expresiones $\left\{ \begin{array}{l} d/5 = 90/5 = 18 \text{ cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right.$, por lo que se escoge una separación de 18 cm. Además, el A_s mín. se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_v \text{ mín} = 0.0025 b w s = 0.0025 \times 30 \times 18 = 1.35 \text{ cm}^2$$

El acero elegido es de $3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$, y se elige la siguiente distribución: estribos de $3/8" \text{ 1@.05}$, Resto @. 18

- Para el refuerzo longitudinal se debe cumplir lo siguiente:

La separación “S” no debe exceder de las siguientes expresiones $\left\{ \begin{array}{l} d/5 = 90/5 = 18 \text{ cm} \\ 30\text{cm} \end{array} \right.$, por lo que se escoge una separación de 18 cm. Además, el A_s mín. se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_v h \text{ mín} = 0.0015 b w s = 0.0015 \times 30 \times 18 = 0.81 \text{ cm}^2$$

Entonces se opta por utilizar 2 barras corridas de $3/8" = A_v h = 1.42 \text{ cm}^2$.

La resistencia del concreto se halla con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b w d = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 90 = 20.74 \text{ ton}$$

La resistencia del refuerzo se puede hallar con la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} V_s &= \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{ln}{d}}{12} \right) + \frac{A_v h}{s2} \left(\frac{11 - \frac{ln}{d}}{12} \right) \right] f_y d \\ &= \left[\frac{1.42}{18} \left(\frac{1 + \frac{230}{90}}{12} \right) + \frac{1.42}{18} \left(\frac{11 - \frac{230}{90}}{12} \right) \right] \times 4200 \times 90 = 29.82 \text{ ton} \end{aligned}$$

La resistencia al corte máximo V_n se puede hallar con lo siguiente:

$$\phi V_n \text{ máx} = 0.85 \cdot 2.6 \sqrt{f'c} bw d = 0.85 \times 2.6 \sqrt{210} \times 30 \times 90 = 86.47 \text{ ton}$$

Finalmente:

$$\phi V_n = 0.85 \cdot (20.74 + 29.82) = 42.98 \text{ ton} < \phi V_n \text{ máx} = 86.47 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se comprueba que $\phi V_n = 42.70 \text{ ton} > V_u = 11.80 \text{ ton}$.

Diseño por flexión:

- Acero negativo:

El diseño por flexión se hará de acuerdo a lo especificado en el capítulo 3 de este documento.

Además, el momento de diseño es de $M_u = 24.91 \text{ ton}$.

$$A_{smin} = \frac{0.70 \times 30 \times 90 \times \sqrt{210}}{4200} = 6.48 \text{ cm}^2$$

Luego, es necesario hallar el eje neutro balanceado para poder hallar el acero balanceado y finalmente el acero máximo:

$$\frac{0.003}{Cb} = \frac{4200}{2 \times 10^6 (90 - Cb)} \text{ Resolviendo, } Cb = 52.94 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 \times 210 \times 0.85 \times 52.94 \times 30}{4200} = 57.37 \text{ cm}^2$$

Entonces, $A_{smax} = 0.75 A_{sb} = 0.75 \times 51.00 = 43.03 \text{ cm}^2$

Se halla la profundidad del eje neutro:

$$a = 90 - \sqrt{90^2 - \frac{2 \times 24.91 \times 100000}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 210}} = 5.89 \text{ cm}$$

Entonces,

$$A_{srequerido} = \frac{24.91 \times 100000}{0.9 \times 4200 \times (90 - \frac{5.89}{2})} = 7.51 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el acero negativo instalado será $2\phi 1'' = 10.2 \text{ cm}^2$, que es mayor al acero mínimo y menor al acero máximo, y se ajusta al acero requerido. Esta distribución de acero se dará a lo largo de la viga ya que es una viga de longitud pequeña (2.30 m).

- Acero positivo:

$$Mu = 4.03 \text{ ton}$$

$$As_{requerido} = 1.19 \text{ cm}^2 < As_{mín} = 6.48 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se coloca $2\phi 1''$ corridos.

Finalmente se muestra el diseño final de las zapatas conectadas:

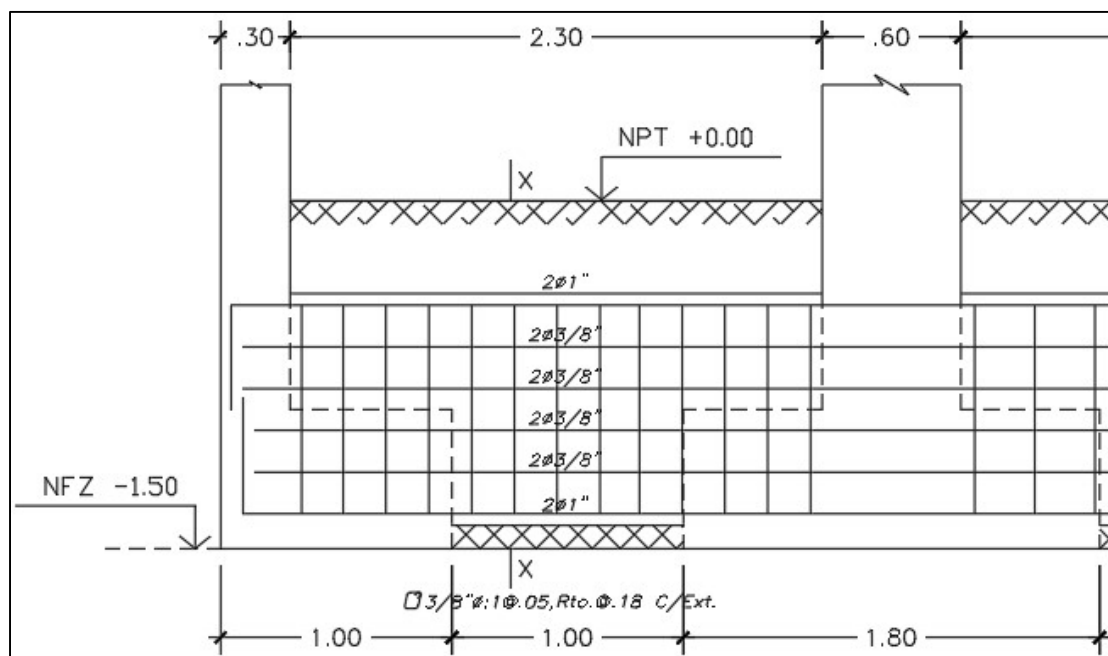


Figura 51. Diseño final de zapata conectada

10.4. Ejemplo de diseño de zapata combinada

Este tipo de zapatas se refieren a elementos de cimentación que contienen desde dos columnas o placas a más y se emplean cuando existe superposición o poca distancia entre zapatas aisladas. Para el caso de este estudio, se analizará la zapata combinada perimetral que contiene a las placas PL- 01 y PL-05. Por lo tanto, debido a que es una zapata perimetral en el eje A y en la dirección Y, el elemento contará con vigas de cimentación en el eje X que permitan soportar las cargas excéntricas en este sentido. Debido a que se tienen vigas de cimentación en el eje X, la zapata se dimensionará y analizará para cargas en el eje Y.

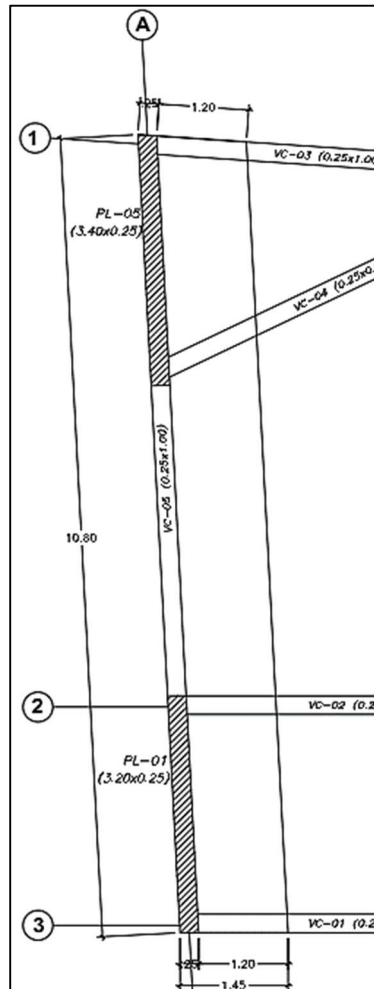


Figura 52. Vista en planta de la viga de zapata combinada

Se asumirán volados de 1.20 m en la dirección X para ambas placas, en el eje Y no se tendrán volados debido a que son los límites de la propiedad, se tendrá peralte de 80 cm y una profundidad de cimentación de 1.50 m. Por otro lado, para que la zapata combinada tenga un solo comportamiento, se unirán las placas con una viga de conexión.

Las cargas actuantes y excentricidades de cada placa se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 48. Cargas actuantes y excentricidades de las placas de la zapata combinada

Cargas en servicio	Placa PL-01			Placa PL-05		
	P (ton)	M22 - My (ton-m)	M33 - Mx (ton-m)	P (ton)	M22 - My (ton-m)	M33 - Mx (ton-m)
CM	87.82	0	-21.33	75.99	0	-12.76
CV	26.07	0	-10.15	18.19	0	-5.80
SDy	15.41	0	232.38	15.56	0	173.62
Excentricidad en la dirección Y	3.75			-3.70		

Se verificarán las presiones admisibles en la dirección “Y” teniendo en cuenta que, para casos de sismo, la norma E.060 permite reducir las cargas al 80% y el esfuerzo admisible (4 kg/cm^2) puede incrementarse en 30%. Los casos a analizar son para cargas de gravedad y cargas de gravedad con sismo en Y.

Tabla 49. Casos de cargas para la zapata combinada

Casos de cargas	$\sigma_{\text{máx}}$ (ton/m ²)	$\sigma_{\text{mín}}$ (ton/m ²)	σ_{adm} (ton/m ²)
CM+CV	21.50	16.07	40.00
CM+CV+0.8SY	37.27	2.15	52.00
CM+CV-0.8SY	33.71	2.38	52.00

Se demuestra que el esfuerzo admisible del suelo es mayor que los esfuerzos generados por los casos de cargas; por lo tanto, se puede afirmar que las dimensiones asumidas son correctas. Para comprobar los esfuerzos admisibles y por la complejidad del cimiento, se complementará el análisis y diseño con el programa SAFE 2016 en donde se ha modelado toda la cimentación de la estructura (vigas de cimentación y zapatas).

Para el modelamiento en el software, se utilizarán los siguientes datos:

- Capacidad admisible del suelo para cargas con sismo: 52 ton/m^2
- Módulo de Balasto: 8 kg/cm^3

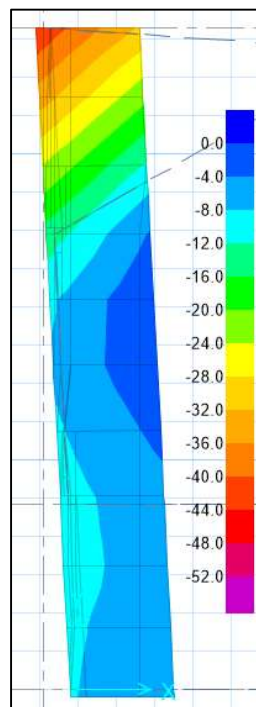


Figura 53. Esfuerzos máximos en “Y”

La figura anterior muestra que el máximo esfuerzo en “Y” es 42 ton/m², y para obtener el esfuerzo último de diseño se puede amplificar este valor por 1.25, entonces:

$$\sigma_u = 1.25 \times 42 = 52.5 \text{ ton/m}^2$$

10.4.1. Diseño por cortante

Teniendo en cuenta que el volado crítico es de 1.20 m y que el peralte efectivo es de 0.70 m, se obtiene la siguiente cortante última por metro aplicada a la zapata.

$$V_u = 52.5 \times 1.00 (1.20 - 0.70) = 26.25 \text{ ton}$$

Luego, se obtiene la resistencia al corte de la zapata.

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 70) = 45.70 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que la resistencia al corte del concreto es mayor a la cortante última aplicada.

10.4.2. Diseño por punzonamiento

La zapata un peralte igual a 0.80 m por lo que se asume un peralte efectivo “do” de 0.70 m.

$$A_o = 10.80 (0.25 + 0.70) = 10.26 \text{ m}^2$$

Entonces se puede obtener el cortante último aplicado a la zapata.

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_o) = 52.50 (10.80 \times 1.45 - 10.26) = 283.50 \text{ ton}$$

Luego, se obtiene la resistencia al corte de la zapata.

$$b_o = 2 (10.80) + 2 (0.25 + 0.70) = 23.50 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 (1.06 \sqrt{210} \times 2350 \times 70) = 2147.83 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se cumple que la resistencia al corte del concreto es mayor a la cortante última aplicada.

10.4.3. Diseño por flexión

$$A_{smín inferior} = 0.0018 \times 100 \times 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{smín superior} = 0.0012 \times 100 \times 80 = 9.60 \text{ cm}^2$$

- Volado transversal (L= 1.20 m)

De acuerdo al esfuerzo último y al volado de 1.20 m se obtiene el momento último de diseño por metro:

$$M_{uy-y} = \frac{\sigma_u c^2}{2} = \frac{52.50 \times 1.20^2}{2} = 37.80 \text{ ton} - \text{m}$$

Por lo tanto, de acuerdo al diseño por flexión, $A_{s \text{ req}} = 14.22 \text{ cm}^2$, y se escoge una distribución de Ø3/4@.15 m en la parte inferior y superior de la zapata.

- Tramo entre placas (L= 4.20 m)

Hasta el momento se ha asumido una presión última constante, pero en realidad existen presiones variables en la zapata por lo que se diseña este tramo tomando en cuenta los momentos obtenidos mediante el programa SAFE 2016.

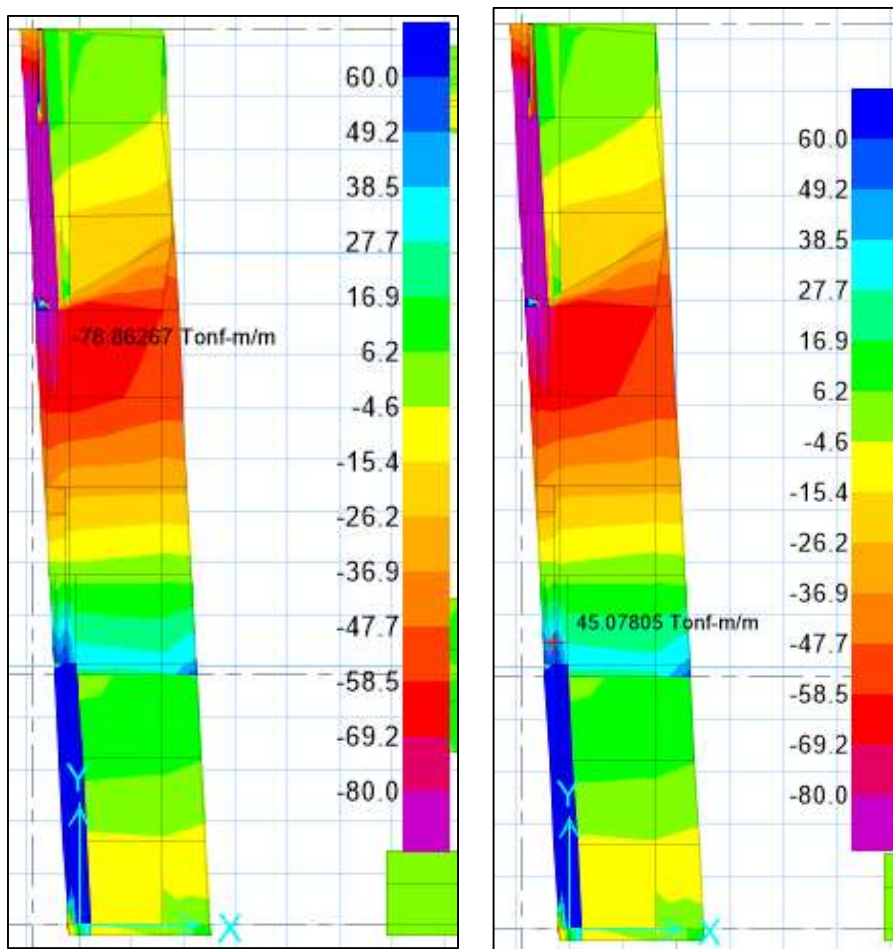


Figura 54. Momentos entre placas de la zapata combinada

$$Mx - x (+) = 45 \text{ ton} - m$$

$$Mx - x (-) = -80 \text{ ton} - m$$

Por lo tanto, de acuerdo al diseño por flexión, $A_{s\ req}(+) = 18.00 \text{ cm}^2$ y $A_{s\ req}(-) = 31 \text{ cm}^2$, y se escoge una distribución de $\text{Ø}3/4@.15 \text{ m}$ en la parte inferior y superior de la zapata, además bastones superiores en la parte central longitudinal de $\text{Ø}3/4@.15$.

Finalmente, la siguiente figura muestra el diseño final de la zapata combinada:

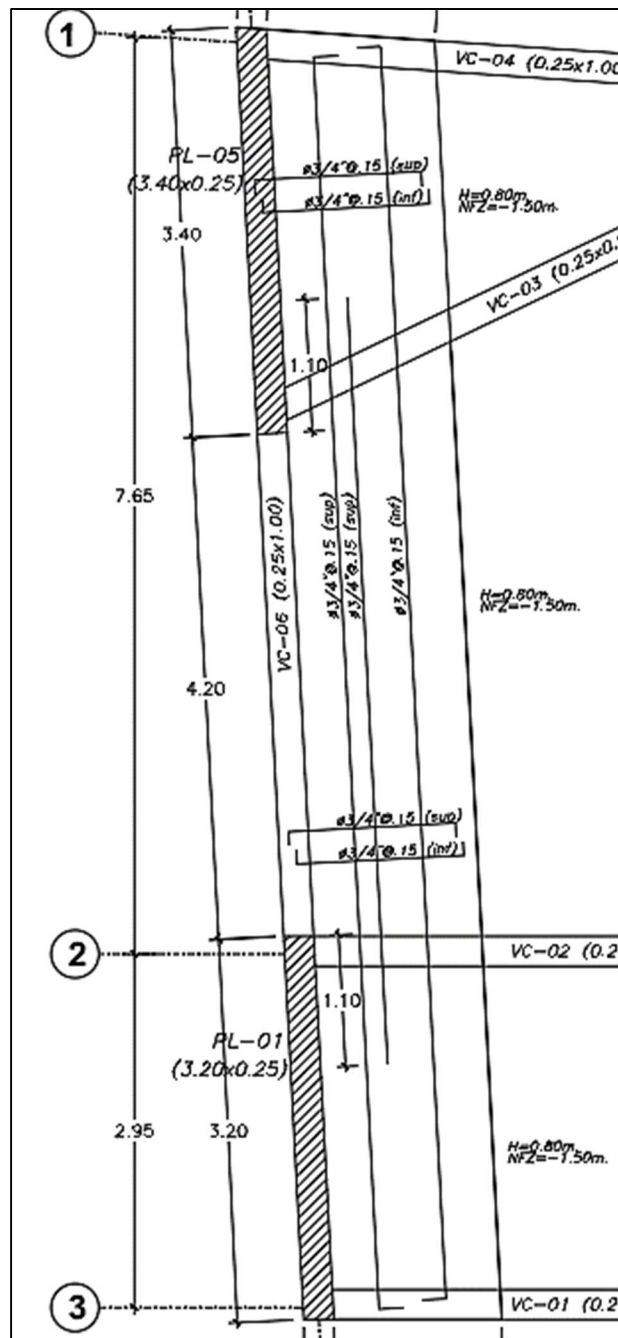


Figura 55. Vista en planta del diseño final de la zapata combinada

CAPÍTULO 11. Diseño de elementos no estructurales

11.1. Diseño de escaleras

Estos elementos son estructuras las cuales tienen como función comunicar los distintos pisos en una edificación. Las escaleras no aportan rigidez lateral a la estructura por lo que para el análisis se consideran las fuerzas de gravedad y para el diseño, fuerzas de flexión y fuerzas de corte (1.4CM+1.7CV). Para el modelamiento de estas estructuras se consideran como losas armadas en una dirección simplemente apoyados sobre vigas, muros o losas. Las escaleras de este estudio se componen de los siguientes partes:

- Paso (p)= 25 cm
- Contrapaso (cp)= 18 cm
- Espesor de garganta (t)= 15 cm
- Ancho de la escalera (b)= 120 cm

11.1.1. Metrado por cargas de gravedad

Para la obtención del metrado del peso propio de los tramos inclinados de la escalera se utilizará la siguiente expresión:

$$w(pp) = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

Reemplazando los valores en la expresión anterior se obtiene lo siguiente:

$$w(pp) = 2400 \left[\frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25}\right)^2} \right] = 659.60 \text{ kg/m}^2$$

En la siguiente tabla se presentan las fuerzas actuantes en el tramo inclinado y en el descanso:

Tabla 50. Cargas actuantes en la escalera

	Tramo Inclinado	Descanso
Peso Propio (kg/m ²)	522	360
Acabados (kg/m ²)	79	100
Carga Muerta (kg/m ²)	601	460
Carga Viva (kg/m ²)	316	400
Carga de diseño (kg/m ²) 1.4CM+1.7CV	1379	1324
Carga de diseño (kg/m)	1654	1589
Carga de diseño (ton/m)	1.65	1.59

Como se mencionó líneas arriba, la escalera se modelará como losas armadas en una dirección simplemente apoyados sobre vigas. De acuerdo a esto, se muestra el modelamiento:

11.1.2. Diseño por flexión

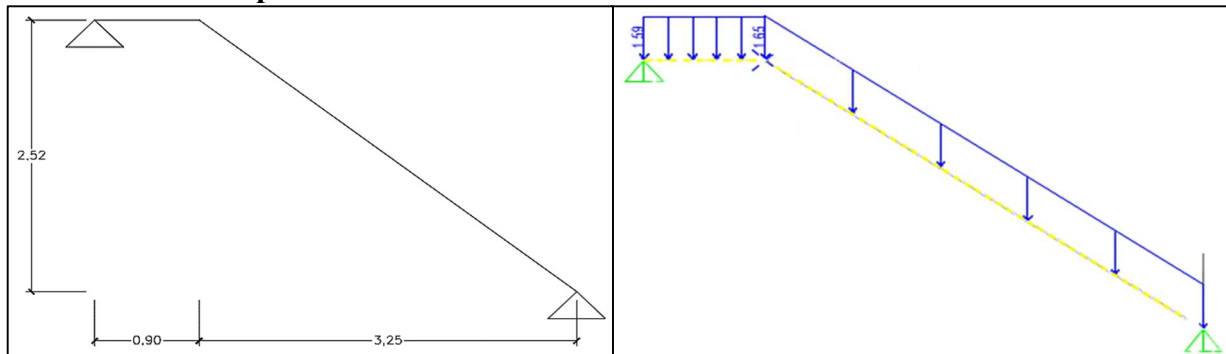


Figura 56. Modelamiento estructural de la escalera

La siguiente figura muestra el DMF de la escalera:

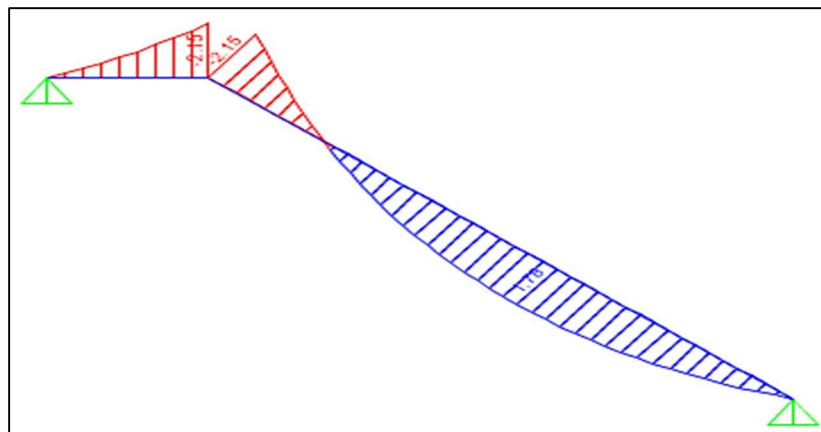


Figura 57. DMF de la escalera

Se muestra que los momentos máximos son 2.15 ton-m y 1.78 ton-m en los tramos del descanso e inclinado respectivamente.

Tabla 51. Aceros instalados en la escalera

Mu (ton-m)	d (cm)	As mín. (cm ²)	As máx. (cm ²)	a (cm)	As req (cm ²)	As inst.	As inst. (cm ²)	φMn inst. (ton-m)	
Mu+	2.15	12	3.46	22.96	0.97	4.94	5Ø1/2	6.45	2.77
Mu-	1.78	12	3.46	22.96	0.75	3.82	5Ø1/2	6.45	2.77

El acero distribuido longitudinalmente en la parte inferior y superior será de Ø1/2" cada 20 cm. Para la cuantía transversal se utilizará el acero mínimo, $As_{mín}=0.0018bh=0.0018 \times 15 \times 120=3.24$ cm², por lo que se colocará Ø3/8" cada 25 cm.

11.1.3. Diseño por cortante

A continuación, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes de la escalera:

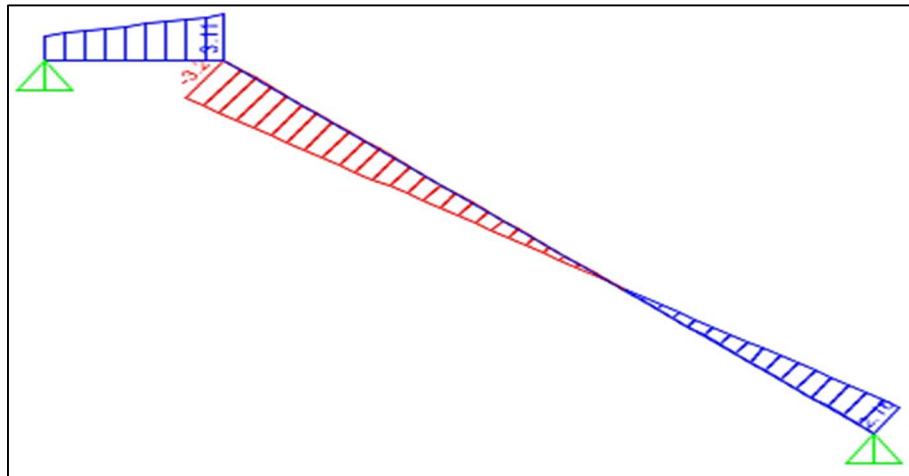


Figura 58. Diagrama de fuerzas cortantes de la escalera

El diagrama de fuerzas cortantes muestra que la cortante última es $V_u=3.2$ ton. Por otro lado, se halla la resistencia al corte de la sección de la losa de la escalera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 12 \times 100 = 7.83 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se demuestra que la resistencia al corte es menor que la cortante última $\phi V_c > V_u$ y que las dimensiones son correctas.

Finalmente, se muestra la distribución de acero en el tramo 1 de la escalera.

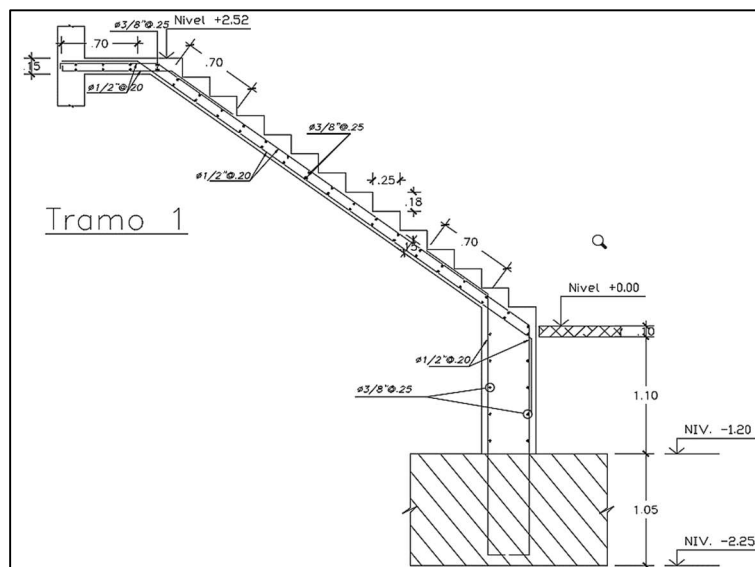


Figura 59. Distribución de acero en la escalera

11.2. Diseño de muros no portantes

Los muros no portantes o tabiques son elementos no estructurales los cuales se encuentran separados de la estructura principal por lo cual no aportan rigidez. Generalmente estos elementos se encuentran confinados por columnas de confinamiento, vigas soleras, vigas peraltadas o losas.

El diseño se realiza de acuerdo a las indicaciones del capítulo 6 de la norma E.030 que menciona que esta clase de elementos se diseñarán para admitir una fuerza sísmica horizontal en cualquier dirección asociada a su peso, esta fuerza aplicada al elemento se obtiene mediante lo siguiente:

$$F = \frac{a_i}{g} C_1 P_e$$

- F: Fuerza sísmica horizontal
- a_i : Aceleración horizontal en el nivel donde se encuentra el elemento
- C_1 : coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente (Tabla 12)
- P_e : Peso del muro no portante

Para el diseño por esfuerzos admisibles, a la expresión anterior se multiplicará por 0.8.

Además, se menciona que se debe cumplir que ninguna fuerza obtenida por la expresión anterior debe ser menor que:

$$0,5 \cdot Z U S P_e$$

Por otro lado, la norma E0.70 menciona que el momento flector distribuido es producido por una carga sísmica w se puede obtener con la siguiente expresión:

$$M_s = mwa^2$$

- m : Coeficiente de momento (adimensional), tabla 12 de la Norma E.070
- w : Carga ortogonal uniformemente distribuida en el muro
- a : Dimensión crítica del paño de albañilería en metro, tabla 12 de la Norma E.070

También se indica que en la albañilería el esfuerzo normal producido por el momento M_s se obtendrá con la siguiente fórmula $f_m = 6M_s/t^2$ y no será mayor que 1.5 kg/cm^2 .

11.2.1. Verificación del esfuerzo normal admisible

Se realizará el diseño del muro no portante ubicado en el quinto piso, paralelo al eje X, en el eje 3 y entre los ejes C y D.

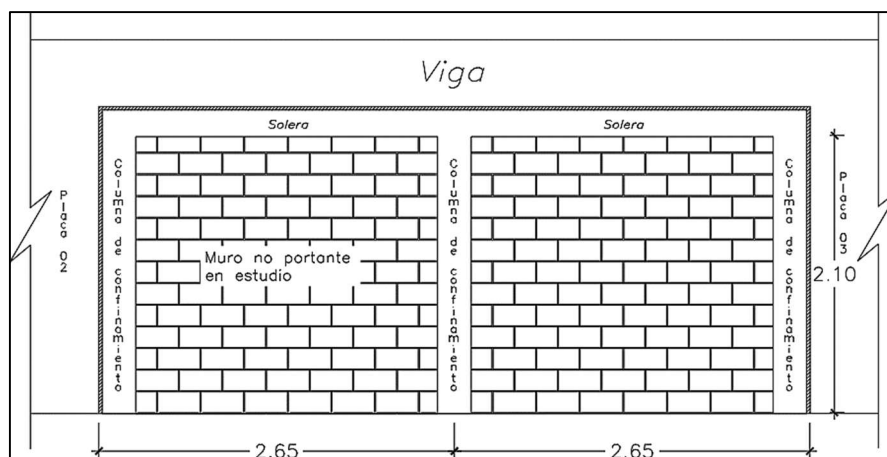


Figura 60. Esquematización del muro no portante

Las características del muro no portante a analizar son las siguientes:

- L_w : Longitud del muro = 2.65 m
- H_w : Altura del muro = 2.10 m
- t_w : Espesor del muro incluyendo tarrajes = 0.15 m
- γ_w : Peso Específico = 1400 kg/m³

En primer lugar, se obtiene el peso del muro no portante:

$$P_e = L_w t_w H_w \gamma_w = 2.65 \times 0.15 \times 2.10 \times 1400 = 1168.65 \text{ kg}$$

De la Tabla 12 de la Norma E.030, $C_1 = 2$ y del análisis sísmico en el quinto piso, $a_y = 3.02 \text{ m/s}^2$.

Con estos valores es posible obtener la fuerza sísmica horizontal ortogonal al muro:

$$F = 0.8 \frac{a_i}{g} C_1 P_e = 0.8 \times \frac{3.02}{9.81} \times 2 \times 1168.65 = 575.92 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza mínima: } 0.5ZUSPe = 0.5 \times 0.45 \times 1 \times 1 \times 1168.65 = 262.95 \text{ kg} < 575.65 \text{ ok}$$

Con la fuerza hallada anteriormente se puede obtener la carga ortogonal uniformemente distribuida en el muro:

$$w = \frac{F}{L_w H_w} = \frac{575.92}{2.65 \times 2.10} = 103.49 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Luego se analiza la Tabla 12 de la Norma E.030, y para el Caso 1: Muros con cuatro bordes arriostrados, “a” corresponde a la menor dimensión a=2.10 m, b= 2.65 m y con interpolación lineal se obtiene que m= 0.0665. Con estos valores es posible obtener momento flector distribuido en el muro:

$$M_s = mwa^2 = 0.0665 \times 103.49 \times 2.10^2 = 30.35 \text{ kg} \cdot \text{m/m}$$

Finalmente, se obtiene el esfuerzo normal a tracción por flexión producido por el momento Ms:

$$f_m = 6M_s/t^2 = 6 \times 30.35/15^2 = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que el esfuerzo normal a tracción por flexión producido por el momento Ms es menor que es que el esfuerzo admisible ($0.81 \text{ kg/cm}^2 < 1.50 \text{ kg/cm}^2$) con lo que se comprueba que el espaciamiento escogido es correcto.

11.2.2. Análisis y diseño de los elementos de confinamiento

El análisis se realiza modelando las columnas de arriostramiento y la viga solera en conjunto con los muros no portantes asumiendo un comportamiento análogo a una losa en dos direcciones. Estos elementos se diseñarán para resistir las cargas transmitidas por los muros no portantes, que, a su vez, soportan cargas ortogonales a sus planos. Las columnas de arriostramiento o columnetas serán de 0.15x0.25 m y las vigas soleras de 0.15x0.20 m.

A continuación, se muestran el modelamiento del conjunto elementos de confinamiento y muros:

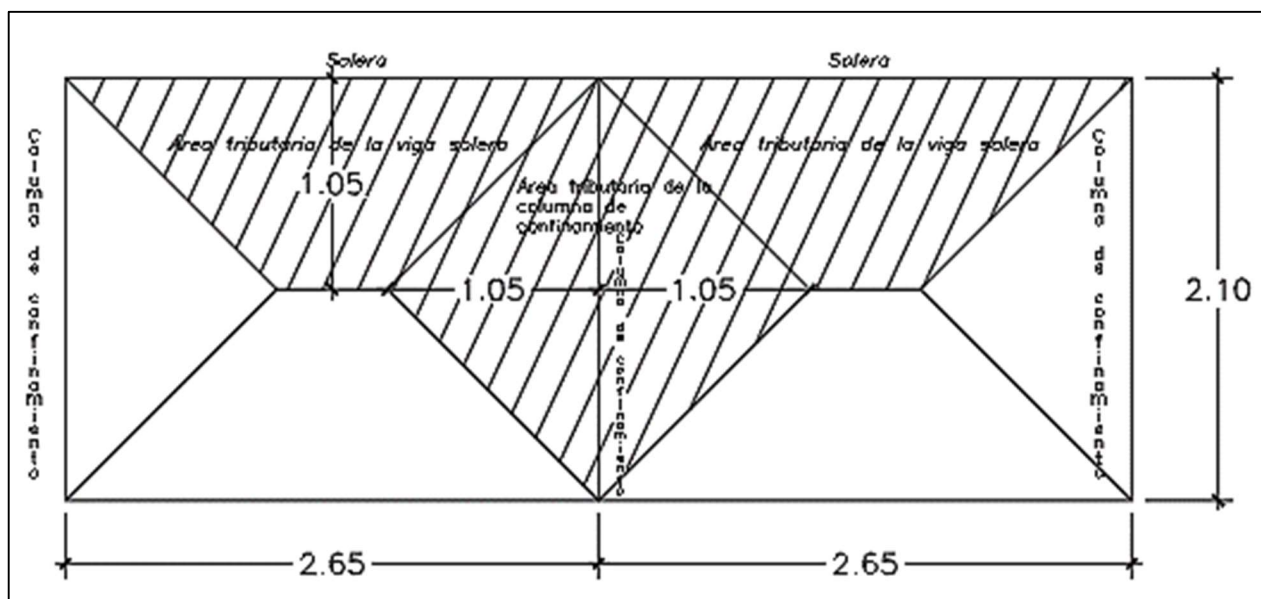


Figura 61. Modelo del muro no portante con sus elementos de confinamiento

- Viga solera (0.15x0.20 m)

Se halla la fuerza distribuida en la viga solera debido a la carga perpendicular al muro:

$$W_{solera} = 1.05 \times 103.49 = 108.66 \text{ kg/m}$$

La carga obtenida anteriormente es en servicio por lo que se obtiene la carga última:

$$W_{s \text{ ult}} = 1.25 \times 108.66 = 135.83 \text{ kg/m}$$

Entonces, se obtiene la siguiente distribución de cargas:

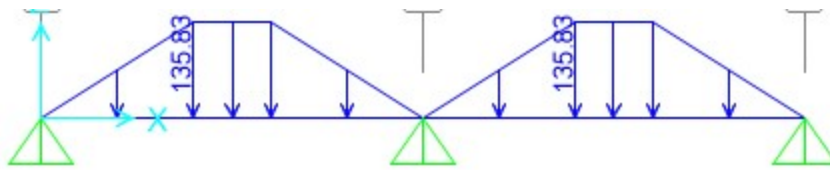


Figura 62. Cargas en viga solera

Con esta distribución se procede a obtener los DMF y DFC:

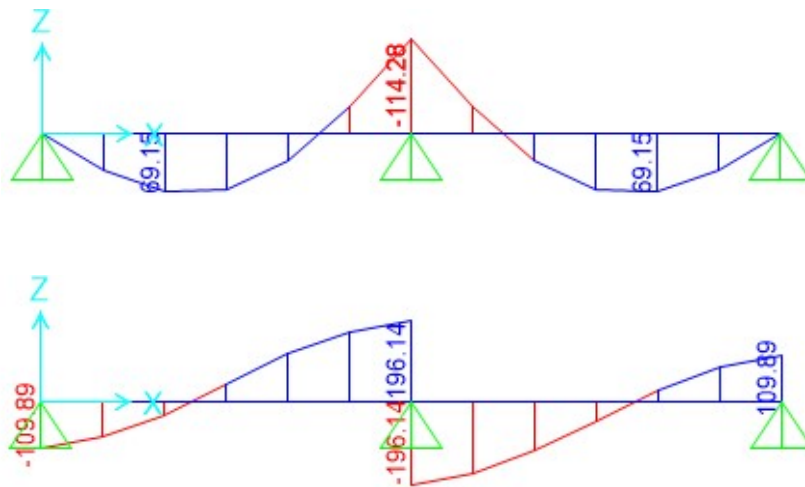


Figura 63. DMF y DFC en viga solera (kg-m)

De acuerdo al análisis se obtiene que el máximo momento último positivo es 69.15 kg-m y el negativo es -114.28 kg-m.

- Para momentos positivos: $A_{s\text{mín}} = 0.58 \text{ cm}^2$ y el A_s requerido = 0.15 cm^2 por lo que se opta por colocar 2Ø3/8" corridos en la parte inferior.
- Para momentos negativos: $A_{s\text{mín}} = 0.58 \text{ cm}^2$ y el A_s requerido = 0.26 cm^2 por lo que se opta por colocar 2Ø3/8" corridos en la parte inferior.

El cortante último obtenido es 196.14 kg y la resistencia al corte de la sección es 1.57 ton, por lo que es mayor al cortante último, $V_c \geq V_u$, entonces se requieren estribos mínimos 1@.05, 4@.10, Rto. @.25.

- Columna de confinamiento (0.15x0.25 m)

Se halla la fuerza distribuida en la columna de confinamiento central debido a la carga perpendicular al muro:

$$W_{columneta} = 2 \times 1.05 \times 103.49 = 217.32 \text{ kg/m}$$

La carga obtenida anteriormente es en servicio por lo que se obtiene la carga última:

$$W_{s \text{ ult}} = 1.25 \times 217.32 = 271.65 \text{ kg/m}$$

Entonces, se obtiene la siguiente distribución de cargas considerando conservadoramente el elemento simplemente apoyado en ambos extremos y la fuerza puntual generada por la viga solera (196.14x2 kg):

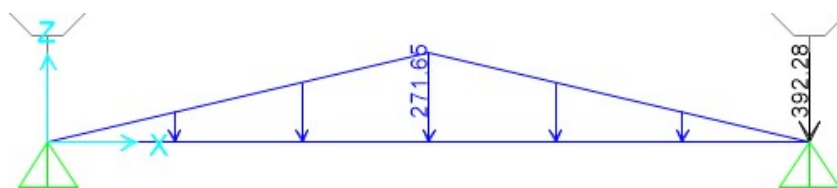


Figura 64. Distribución de cargas en columna de confinamiento

Con esta distribución se procede a obtener los DMF y DFC:

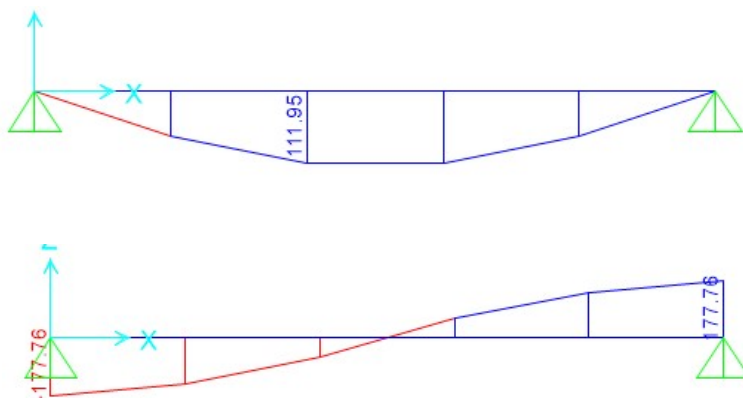


Figura 65. DMF y DFC en columna de confinamiento(kg-m)

De acuerdo al análisis se obtiene que el máximo momento último positivo es 112 kg-m.

- Para momento positivo: $A_{s\text{mín}} = 0.72 \text{ cm}^2$ y el A_s requerido = 0.25 cm^2 por lo que se opta por colocar $2\text{Ø}3/8''$ corridos en la parte inferior y superior.

El cortante último obtenido es 177.76 kg y la resistencia al corte de la sección es 1.96 ton, por lo que es mayor al cortante último, $V_c \geq V_u$, entonces se requieren estribos mínimos $1@.05$, $4@.10$, Rto. $@.25$.

Además, se verifica el esfuerzo al corte del acero de la parte superior de la columneta:

$$\tau_{act} = \frac{392.28}{4 \times 0.71} = 138 \frac{kg}{cm^2} \leq 0.5 \times 4200 \dots ok$$

Finalmente, se muestra elevación de columna de confinamiento:

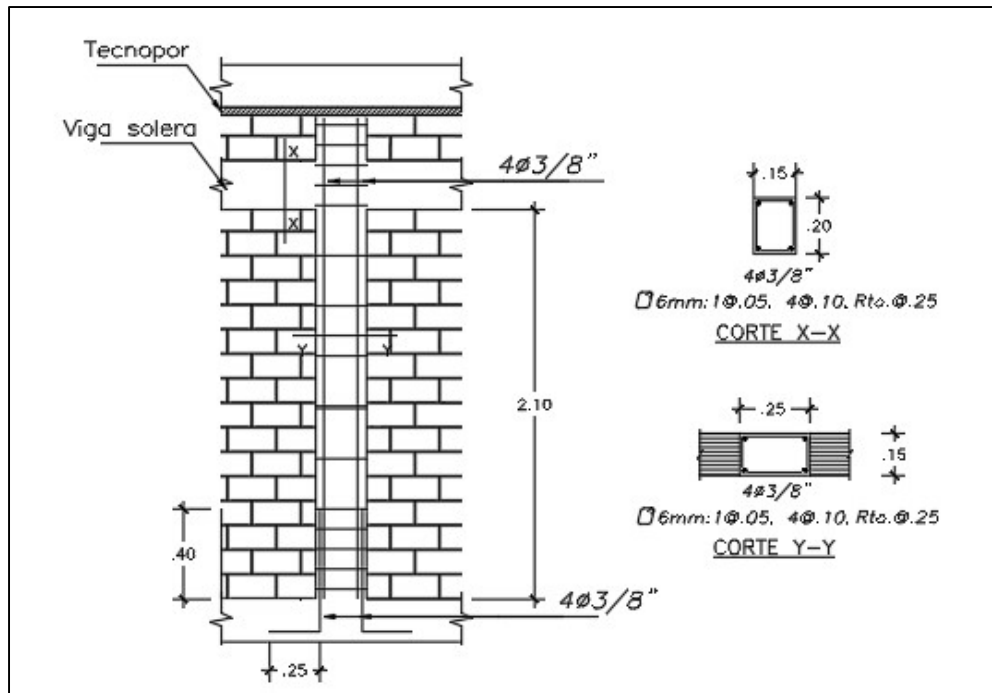


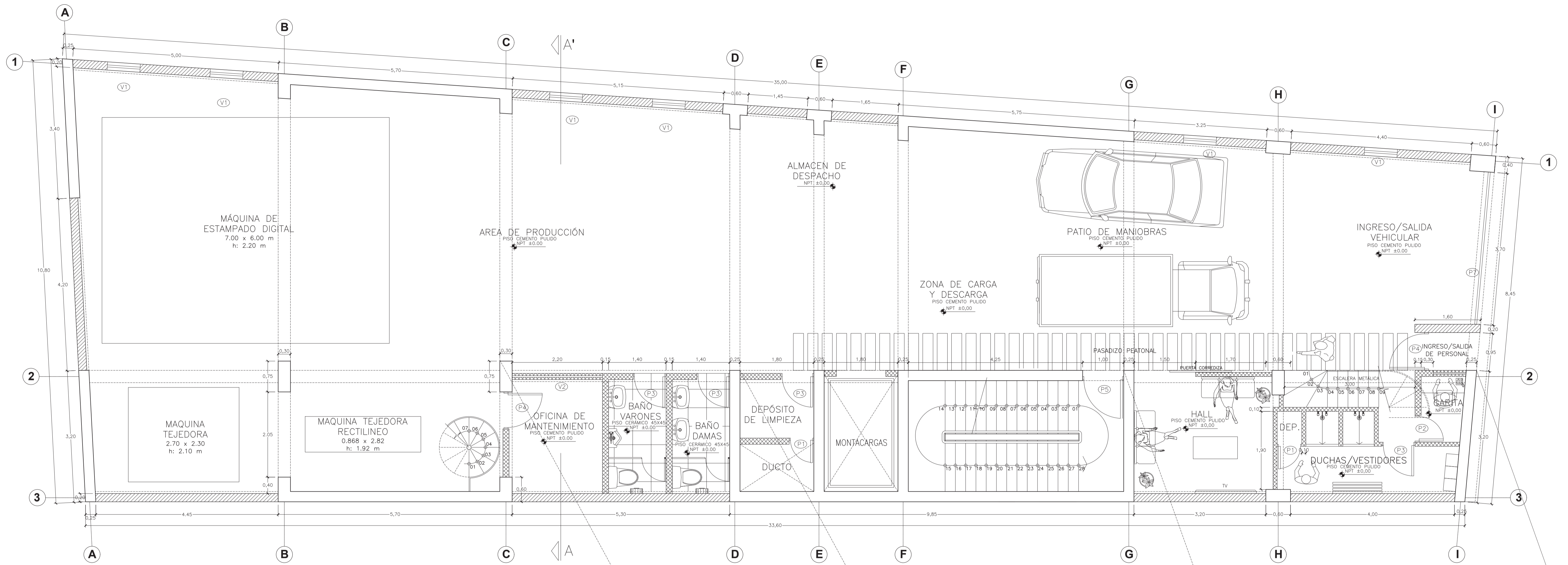
Figura 66. Elevación de columna de confinamiento

CAPÍTULO 12. Comentarios y conclusiones

- Se puede establecer que las dimensiones obtenidas en la etapa de predimensionamiento fueron adecuadas, ya que los diseños finales de todos los elementos cumplieron con los requisitos establecidos en las normas de diseño.
- La dirección más “débil” de la estructura es en el eje Y por lo que se buscó otorgarle rigidez en ese sentido agregando muros de concreto en la caja de ascensores y escaleras. La arquitectura y tamaño de planta no facilitaba la colocación de muros internamente por lo que solo se colocaron en el perímetro.
- Luego del análisis sísmico, se concluyó que la estructura está compuesta principalmente por muros de concreto armado en ambas direcciones y que la edificación era regular tanto en altura como en planta.
- El centro de rigidez está más alejado del centro de masas en el eje Y lo cual se conoce como excentricidad accidental ($e_y=1.8 \text{ m} > e_x=0.6$), y esto tiene sentido ya que la distribución en planta tiene los elementos más rígidos en la parte inferior por la presencia de las placas en el ascensor y escalera.
- Se observa que el periodo para el sentido Y es mayor que el periodo en X ($T_{yy}=0.35 > T_{xx}=0.17$), esto debido a que la estructura tiene menor rigidez en la dirección Y por la menor cantidad de muros de concreto armado.
- Como se esperaba, la rigidez lateral en el sentido X es mucho mayor que la rigidez lateral en el sentido Y. Esto se observa en las derivas, $XX=0.0007$ vs $YY=0.0027$ que son menores a la deriva permisible 0.007 establecida por la Norma E.030.
- La cortante basal dinámico en el sentido X es menor al 80% del cortante estático por lo que se amplificó las cargas de sismo dinámicas en este sentido en 1.05 . Para la otra dirección no fue necesario amplificar las cargas.
- El predimensionamiento de columnas se realizó de manera adecuada debido a que los resultados de cuantía para estos elementos fueron mayores al mínimo establecido por la Norma E.030 (>0.01).
- Las zapatas que contienen a las placas en el sentido Y estaban expuestas a la posibilidad que existan zonas de tracción en sus bases es por ello que, para contrarrestar esta situación, se optó por incrementar el peralte de estas zapatas y aumentar sus volados.
- La distribución de los elementos estructurales y las condiciones arquitectónicas solo permiten la posibilidad de utilizar zapatas conectadas con vigas de cimentación para evitar el volteo de los elementos estructurales perimetrales.

CAPÍTULO 13. Bibliografía

- BLANCO BLASCO, Antonio. (1997). *Estructuración y diseño de estructuras de concreto armado*. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2016). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP
- HARMSSEN GOMEZ, Teodoro. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3ra Edición*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2009). *Norma E.070 Albañilería*. Lima.
- HIGASHI, Julio. *Capítulo 5: Diseño de Cimentaciones Superficiales*, material del curso de Concreto Armado 2. Lima.



1ER PISO

LEYENDA DE MUROS

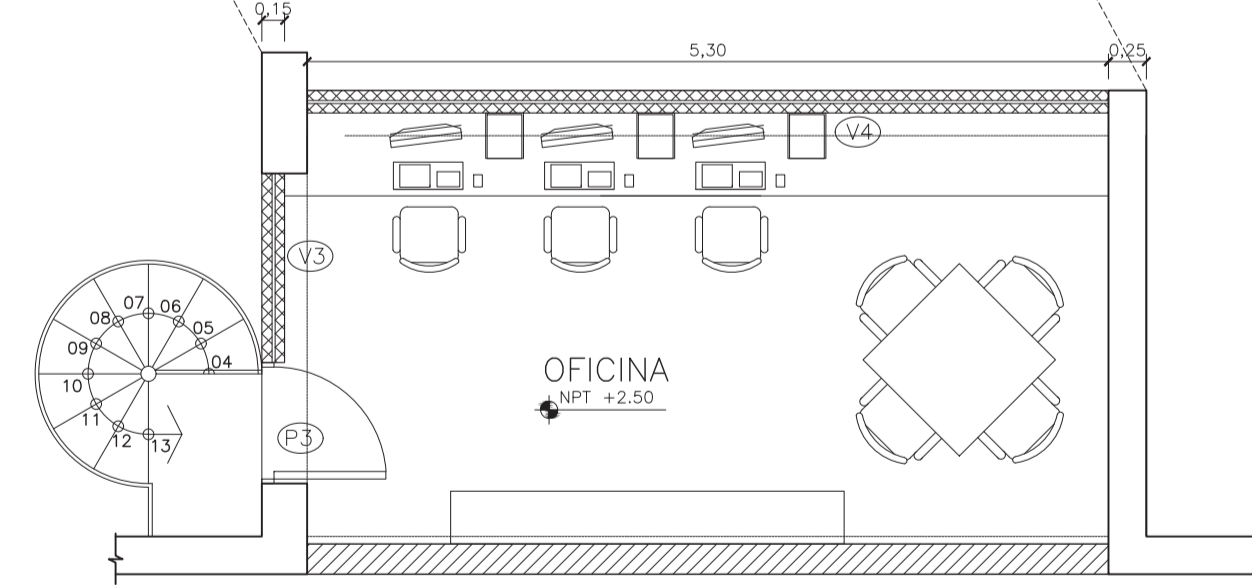
	ALBAÑILERÍA
	DRYWALL RESISTENTE A LA HUMEDAD - SUPERBOARD

CUADRO DE VANOS - PUERTAS

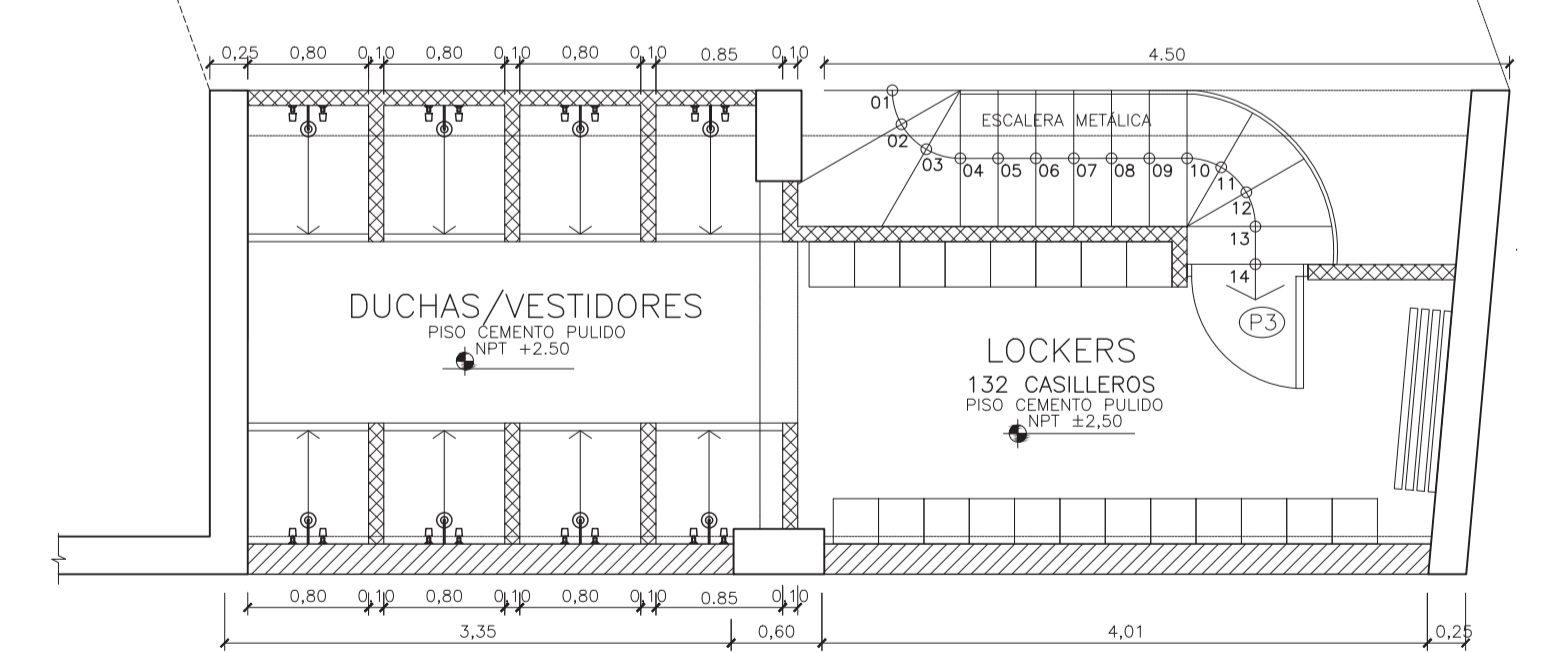
CÓDIGO	ANCHO	ALTO	MATERIAL
P1	0.60	2.10	CONTRAPLACADA
P2	0.65	2.10	CONTRAPLACADA
P3	0.80	2.10	CONTRAPLACADA
P4	0.90	2.20	METÁLICA
P4'	0.90	2.20	VIDRIO TEMPLADO
P5	1.00	2.10	CONTRAPLACADA
P6	2.00	2.10	VIDRIO TEMPLADO
P7	3.70	4.50	METÁLICA
P8	0.90	2.10	CONTRAPLACADA

CUADRO DE VANOS - VENTANAS

CÓDIGO	ANCHO	ALTO	ALF
V1	0.60	0.60	2.15
V2	2.20	1.10	1.00
V3	1.25	1.10	1.00
V4	5.30	1.00	1.10
V5	4.60	1.30	1.00
V6	1.80	1.30	1.00
V7	4.95	1.30	1.10
V8	0.40	0.60	2.15
V9	5.00	1.20	1.10
V10	5.15	1.20	1.10
V11	3.25	1.20	1.10

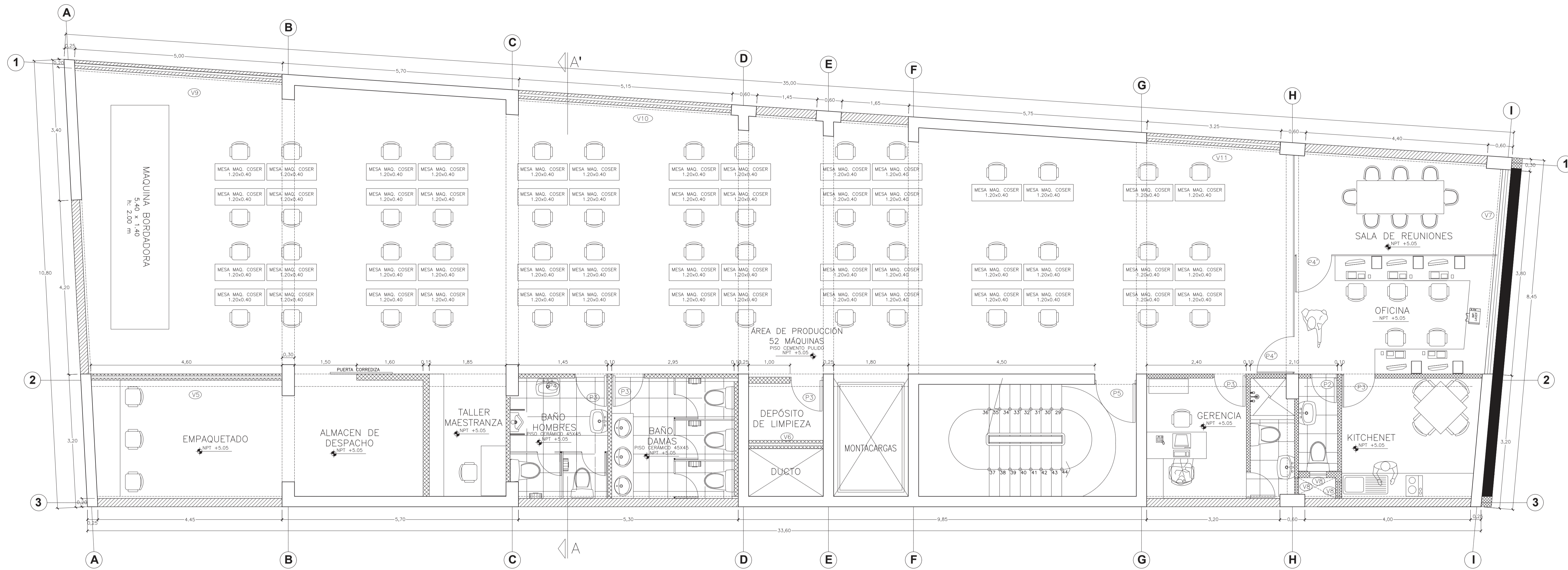


MEZANINE 2



MEZANINE 1

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	LÁMINA N°: A-01	
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR		
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ		
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA DEL PRIMER PISO		
DIBUJO:	BMLS		
FECHA:	LIMA 2022	ESCALA:	1/50

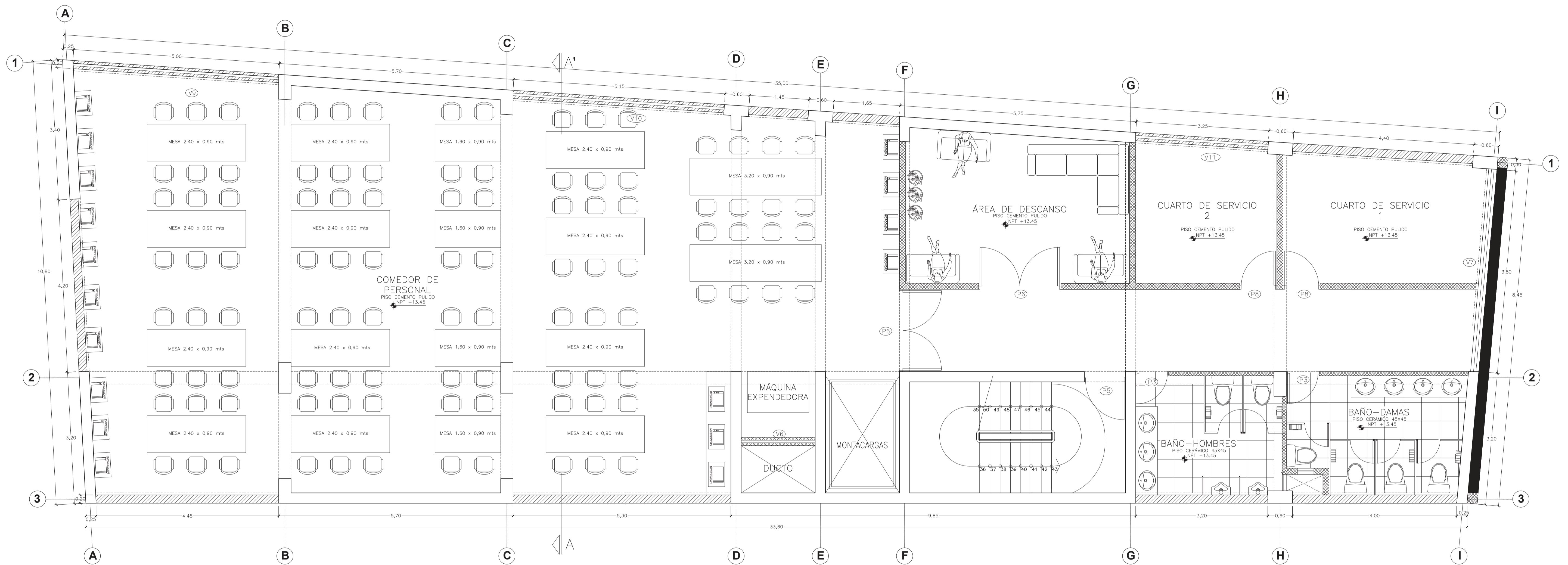


SEGUNDO PISO

LEYENDA DE MUROS

	ALBAÑILERIA
	DRYWALL RESISTENTE A LA HUMEDAD - SUPERBOARD

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	A-02
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA DEL SEGUNDO PISO	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/50

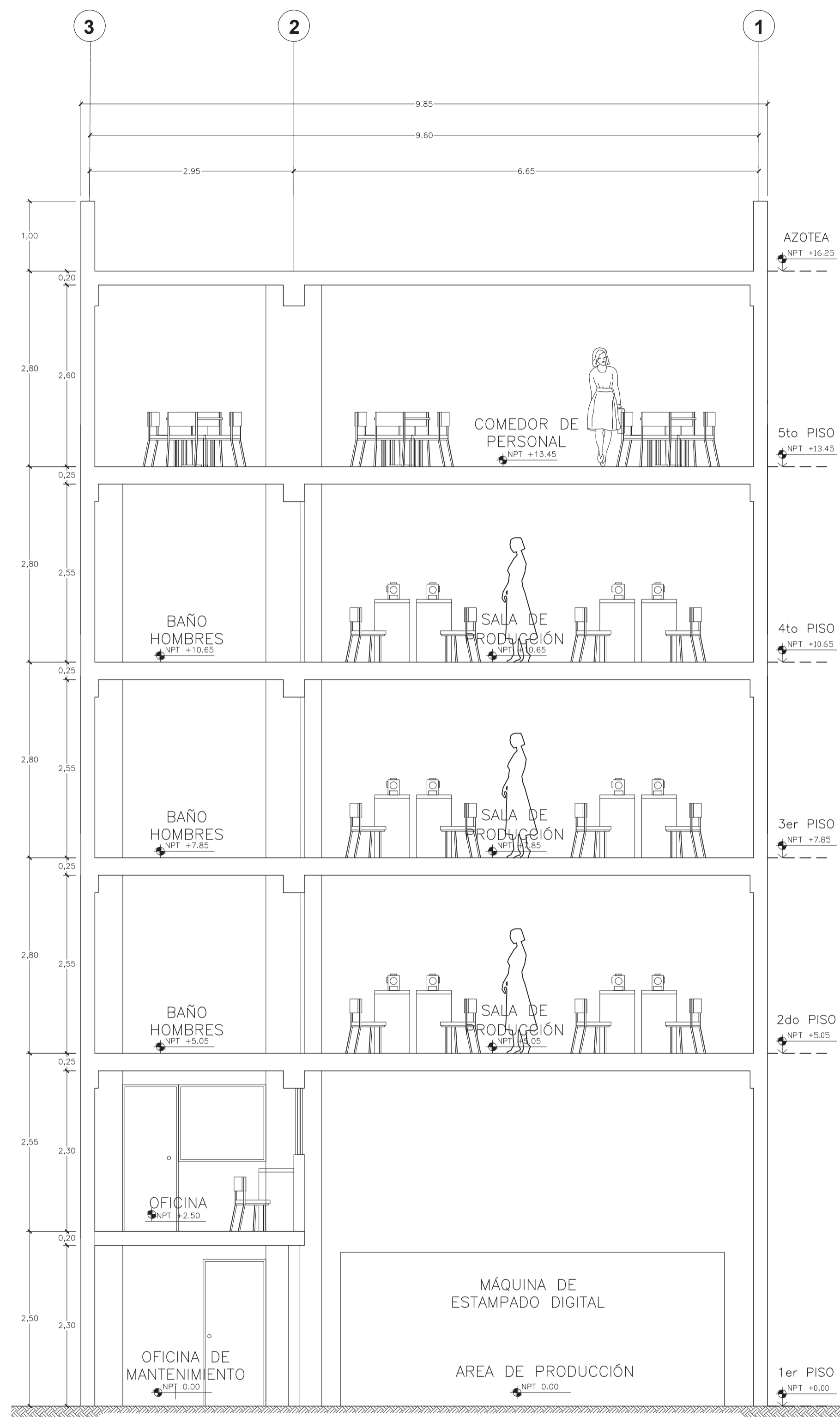


QUINTO PISO

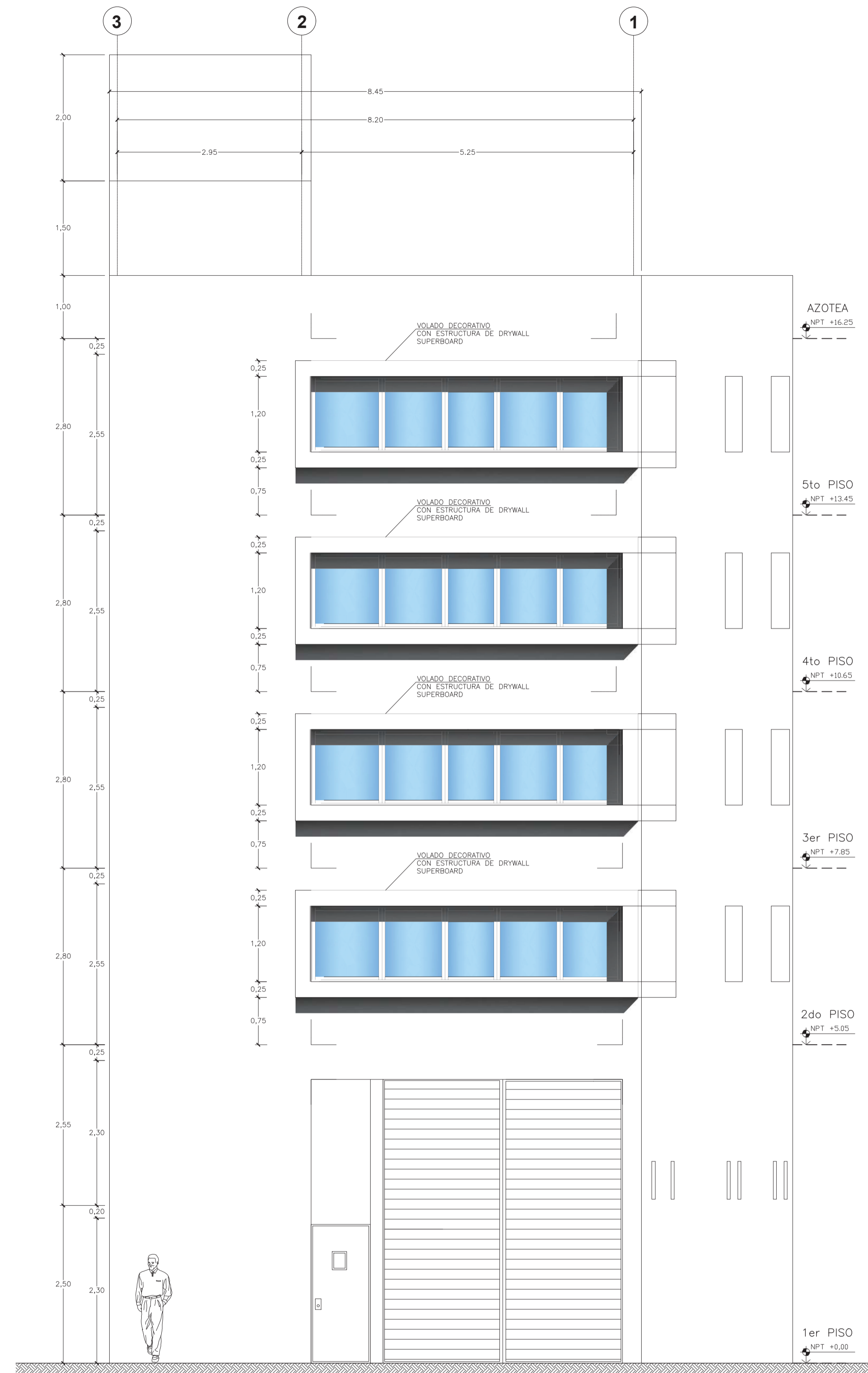
LEYENDA DE MUROS

	ALBAÑILERÍA
	DRYWALL RESISTENTE A LA HUMEDAD - SUPERBOARD

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	ARQUITECTURA: PLANTA DEL QUINTO PISO	
DIBUJO:	BMLS	FECHA: LIMA 2022
		ESCALA: 1/50
		LÁMINA N°: A-04

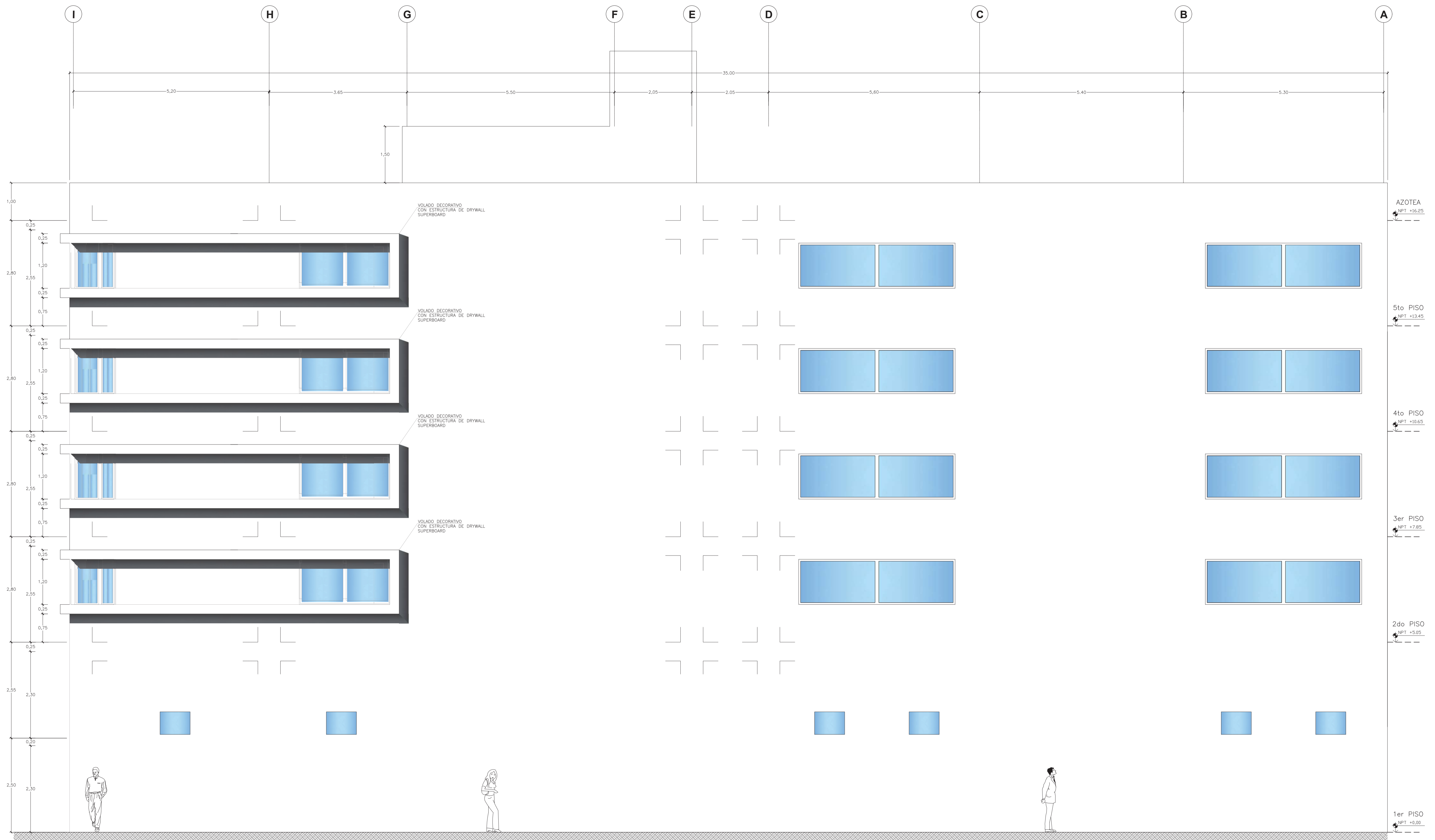


CORTE A-A'



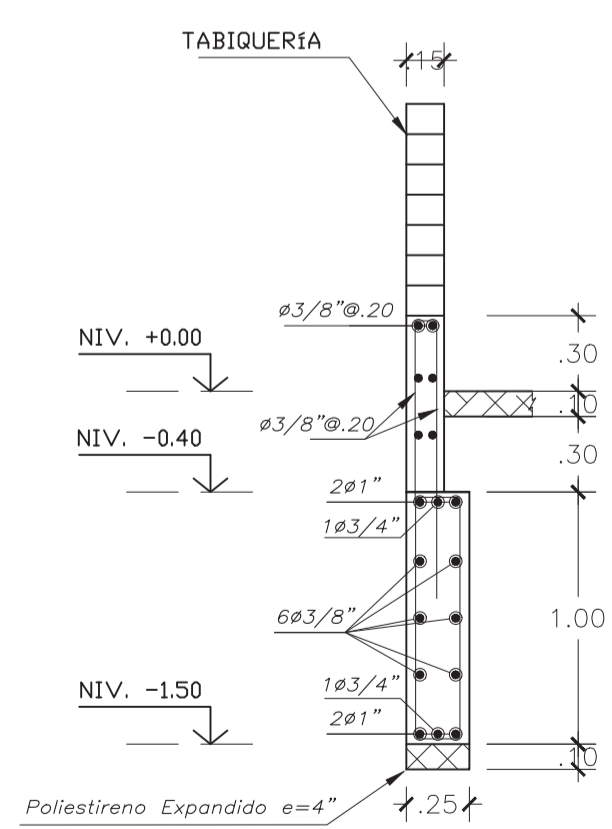
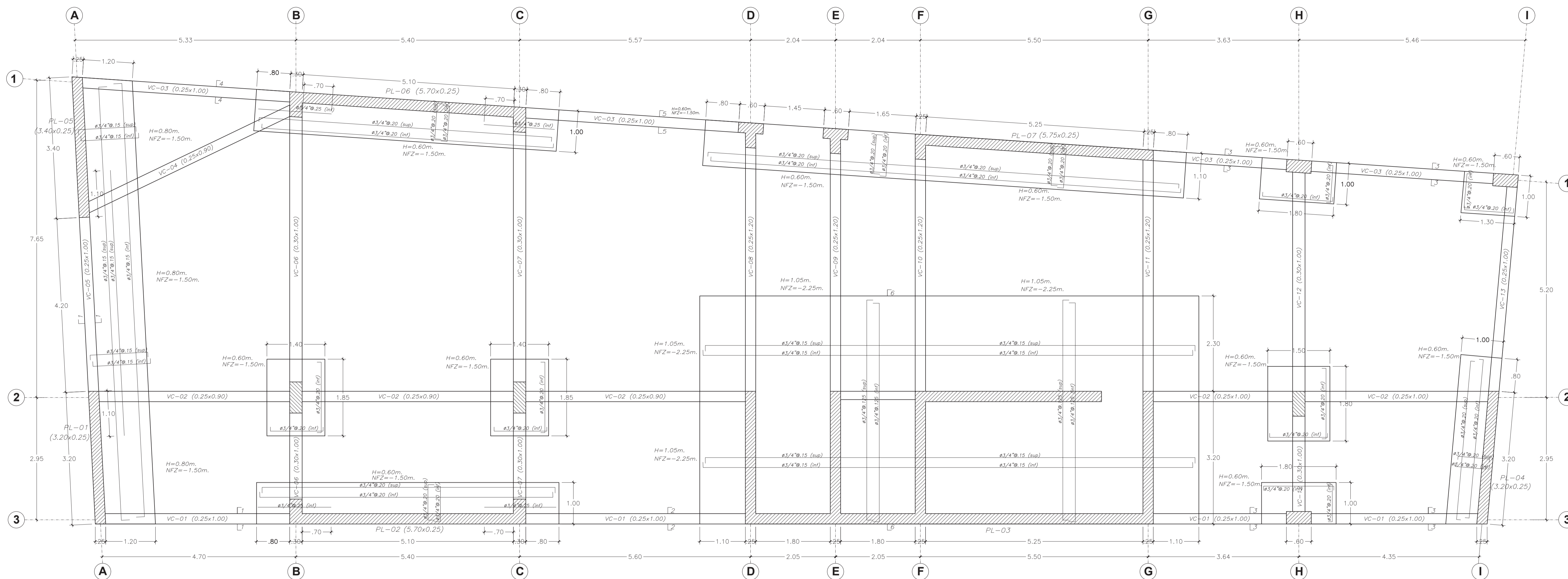
ELEVACIÓN FRONTAL

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		LÁMINA N°: A-05
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	ARQUITECTURA: CORTE A-A' Y ELEVACIÓN FRONTAL	
DIBUJO:	BMLS	
FECHA:	LIMA 2022	ESCALA: 1/50

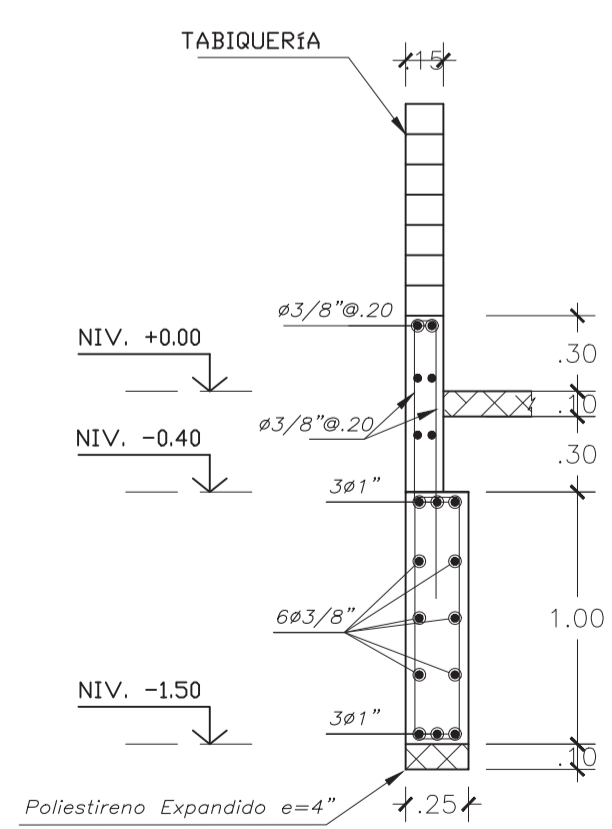


ELEVACIÓN LATERAL DERECHA

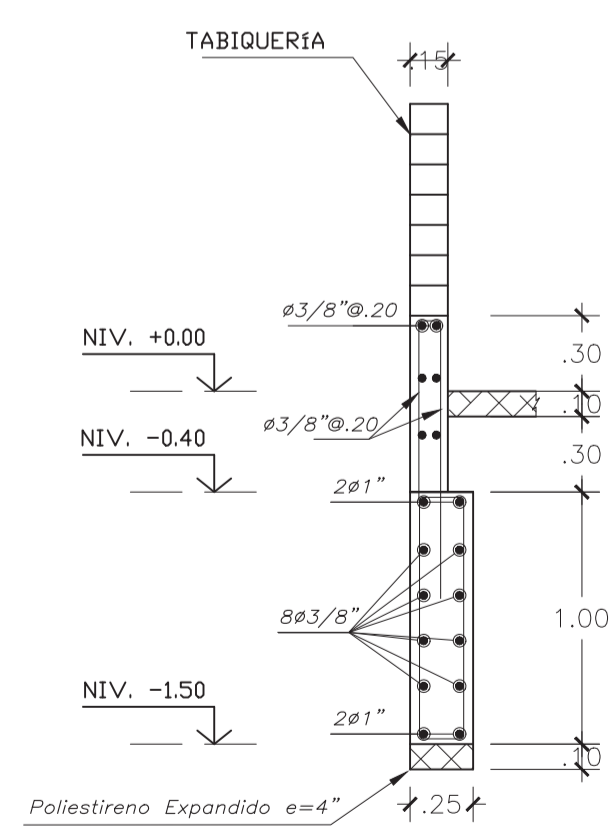
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	ARQUITECTURA: ELEVACIÓN LATERAL DERECHA	
DIBUJO:	FECHA:	ESCALA:
BMLS	LIMA 2022	1/50
LÁMINA N°:		A-06



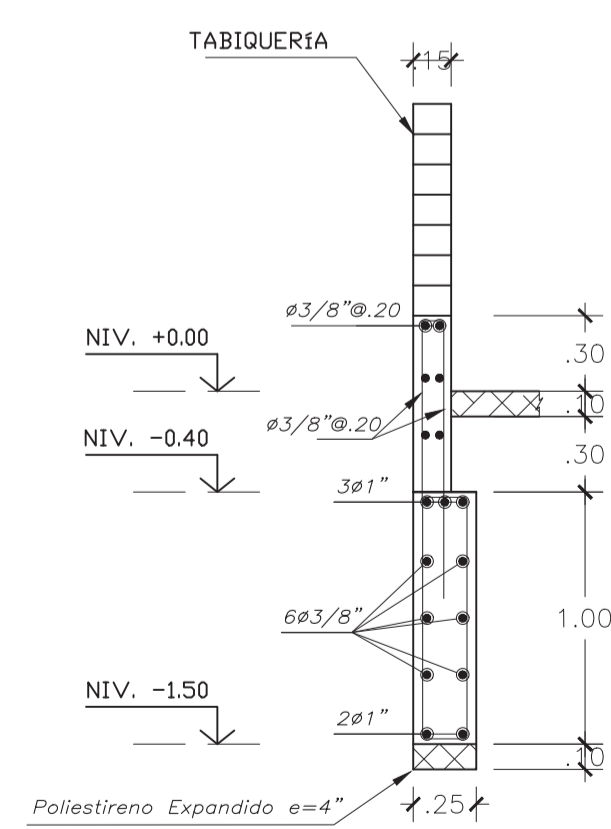
CORTE 1-1
ESCALA 1/25



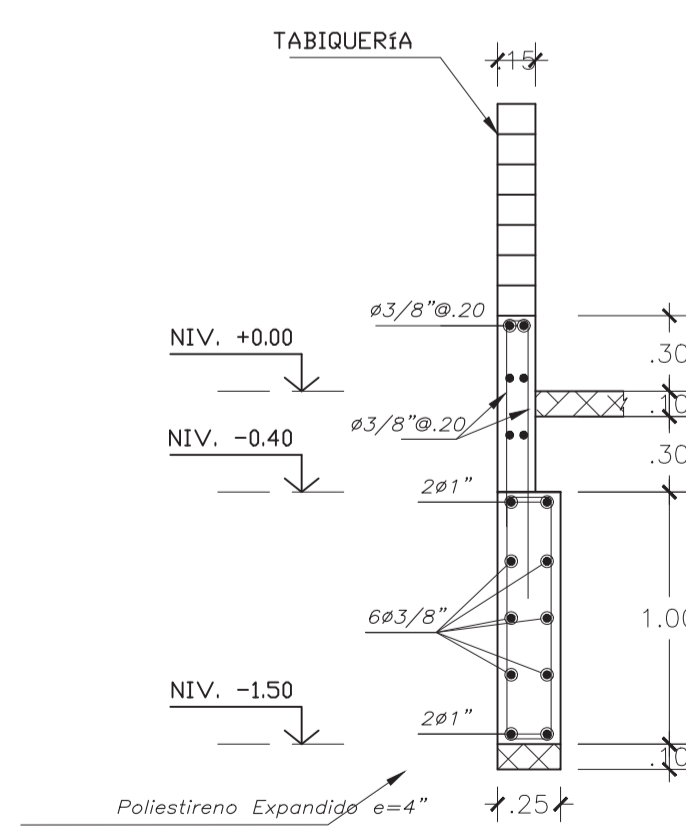
CORTE 2-2
ESCALA 1/25



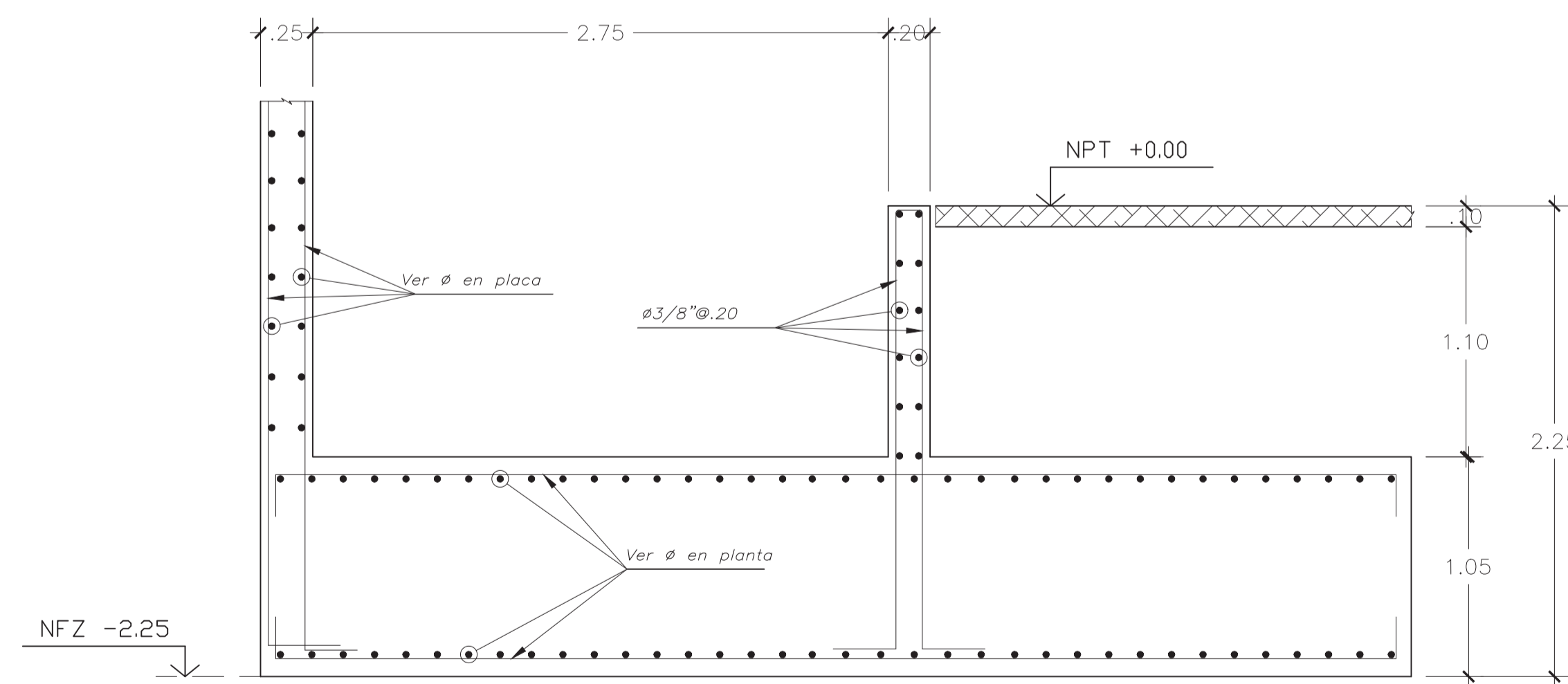
CORTE 3-3
ESCALA 1/25



CORTE 4-4
ESCALA 1/25

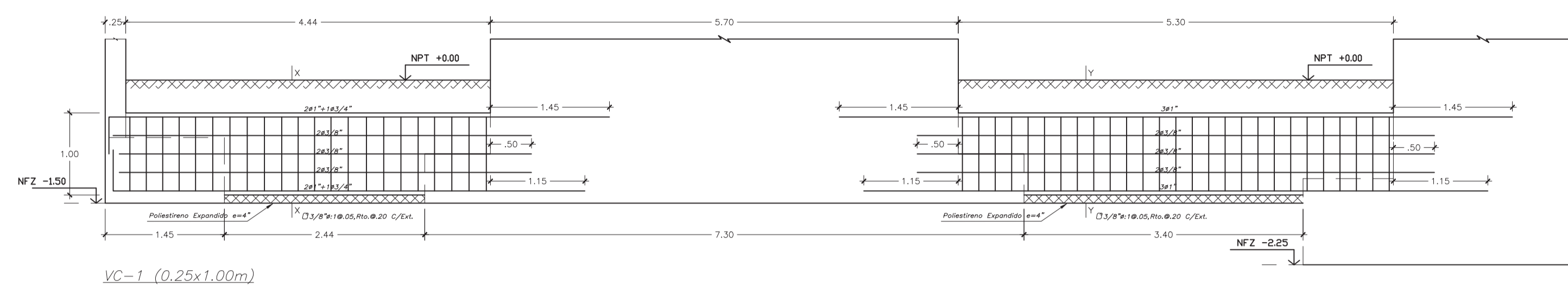


CORTE 5-5
ESCALA 1/25

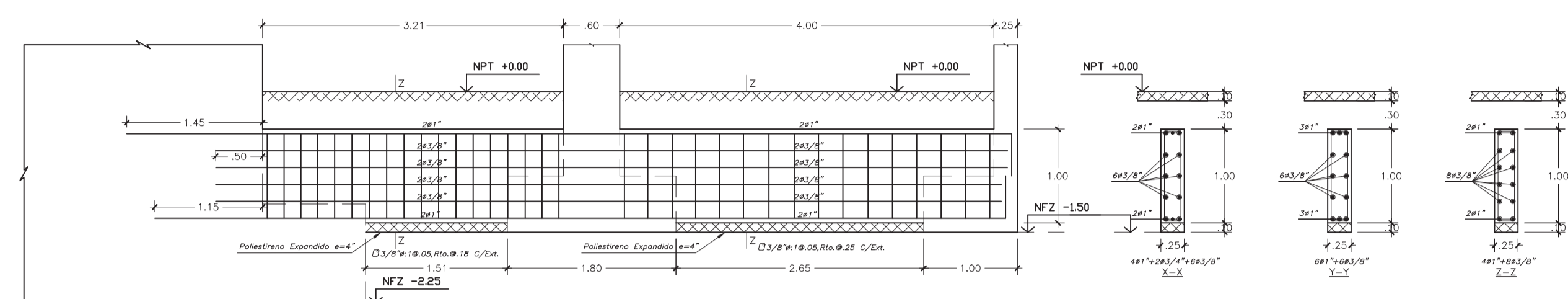


CORTE 6-6
ESCALA 1/25

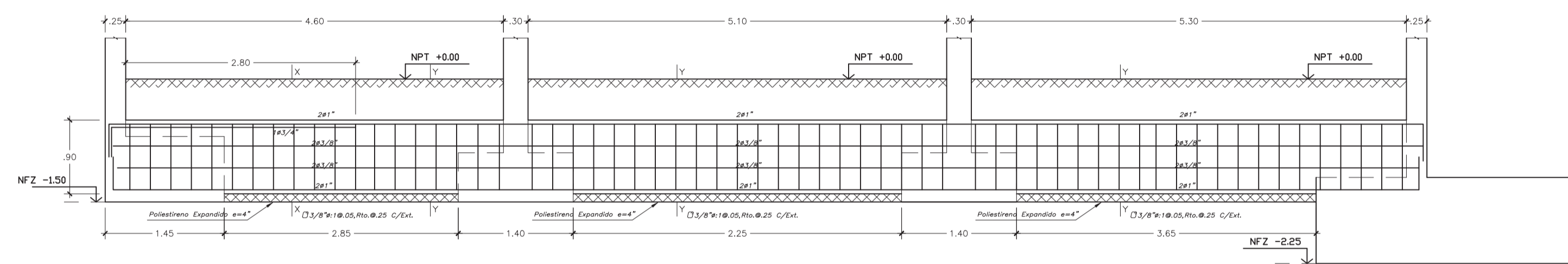
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL, TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN	
DIBUJO:	BMLS	FECHA: LIMA 2022
		ESCALA: 1/50 O INDICADA
		LÁMINA N°: E-01



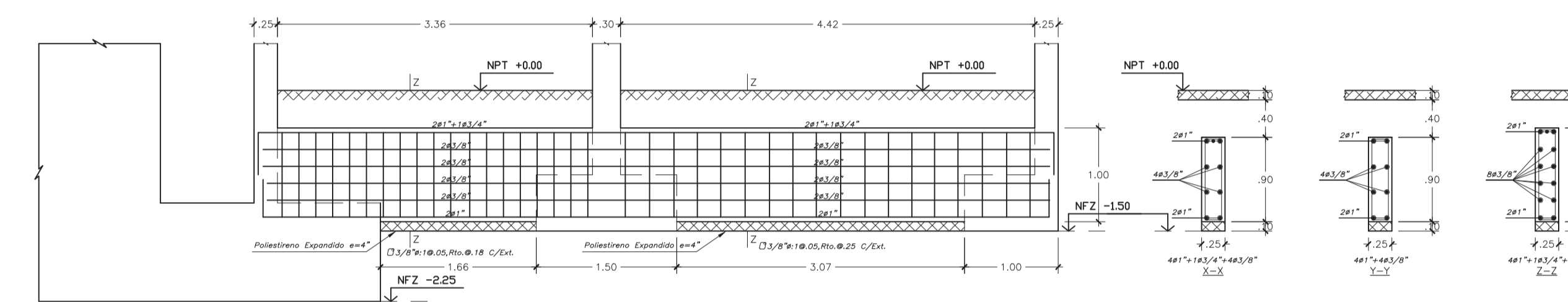
VC-1 (0.25x1.00m)



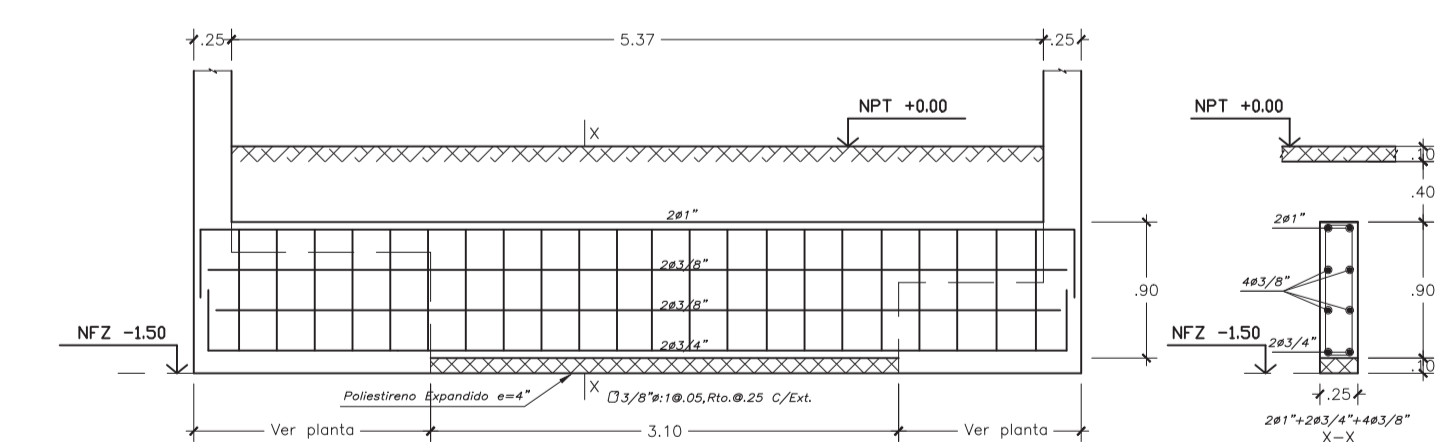
VC-2 (0.25x0.90/0.25x1.00m)



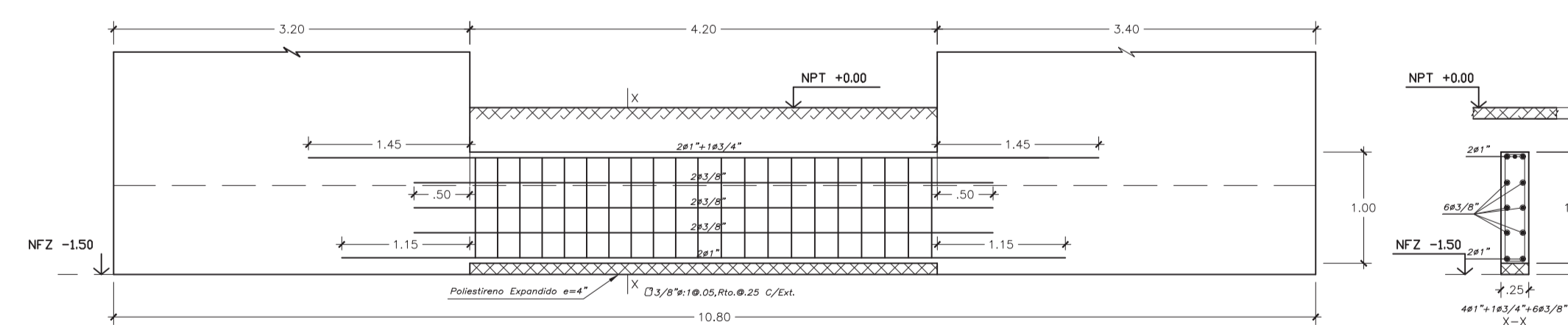
VC-3 (0.25x1.00m)



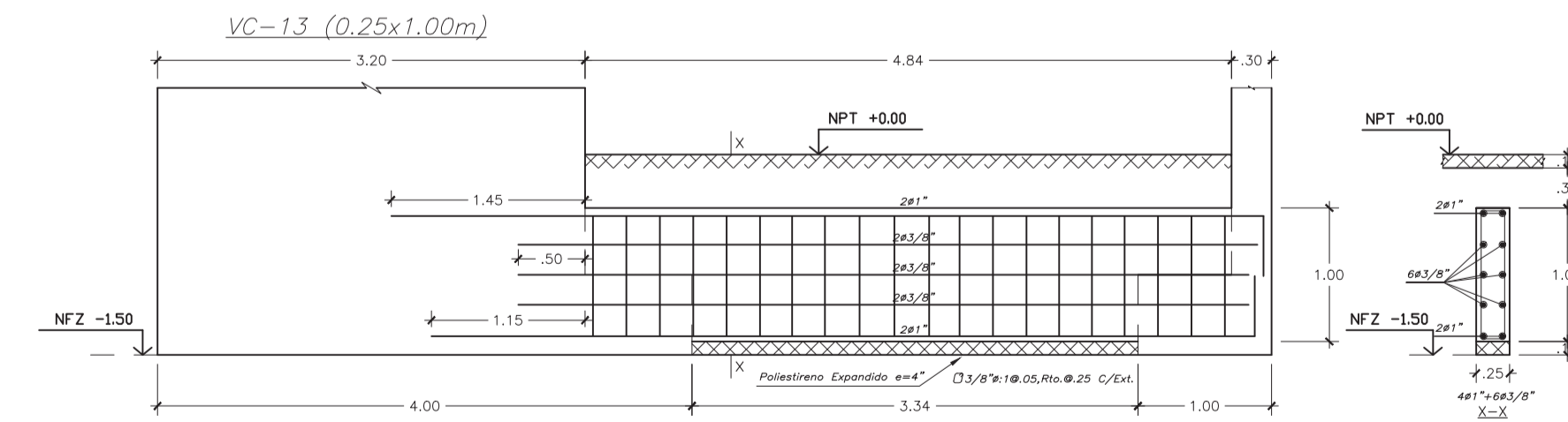
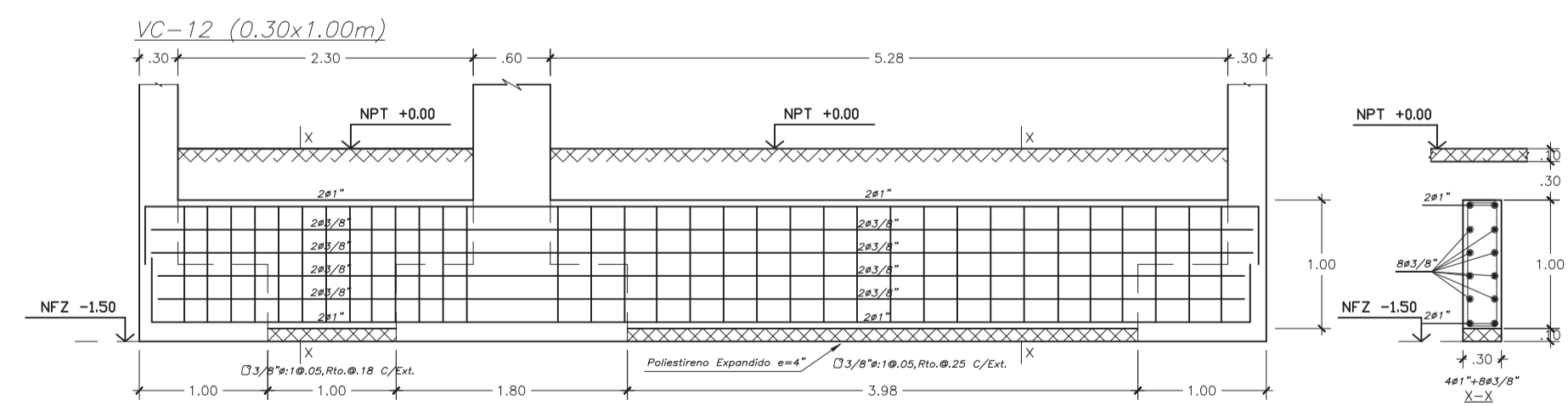
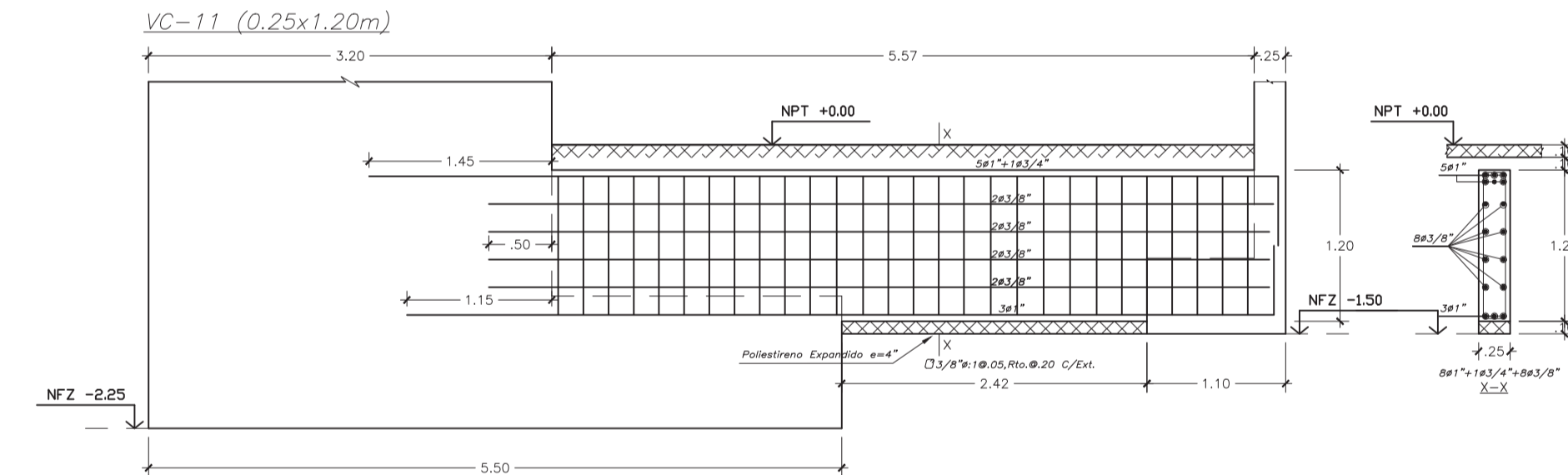
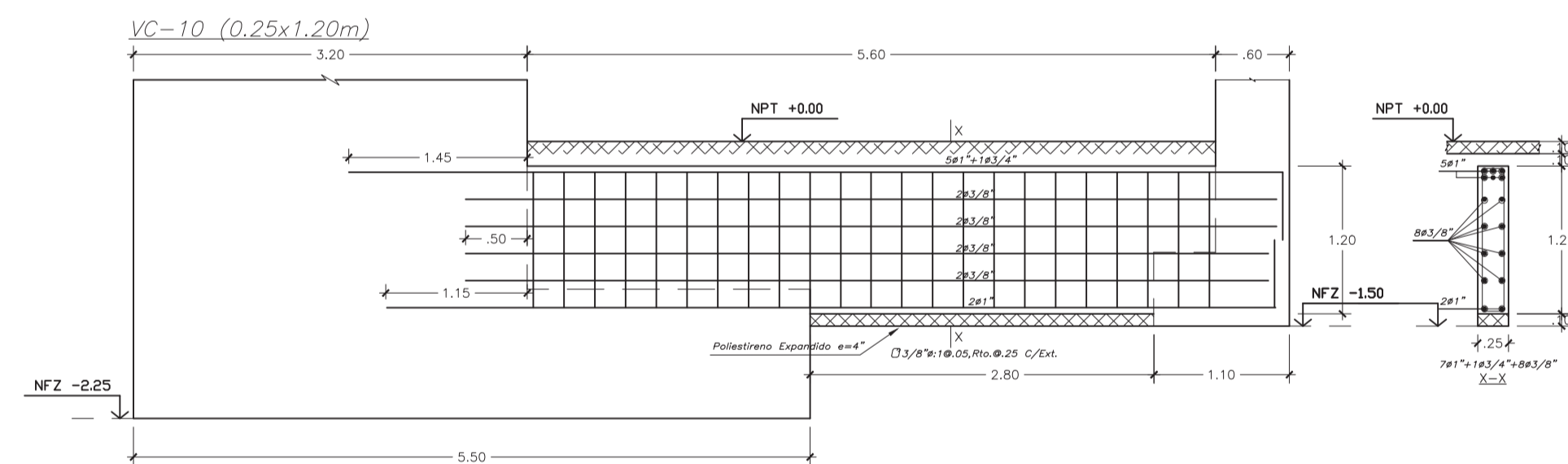
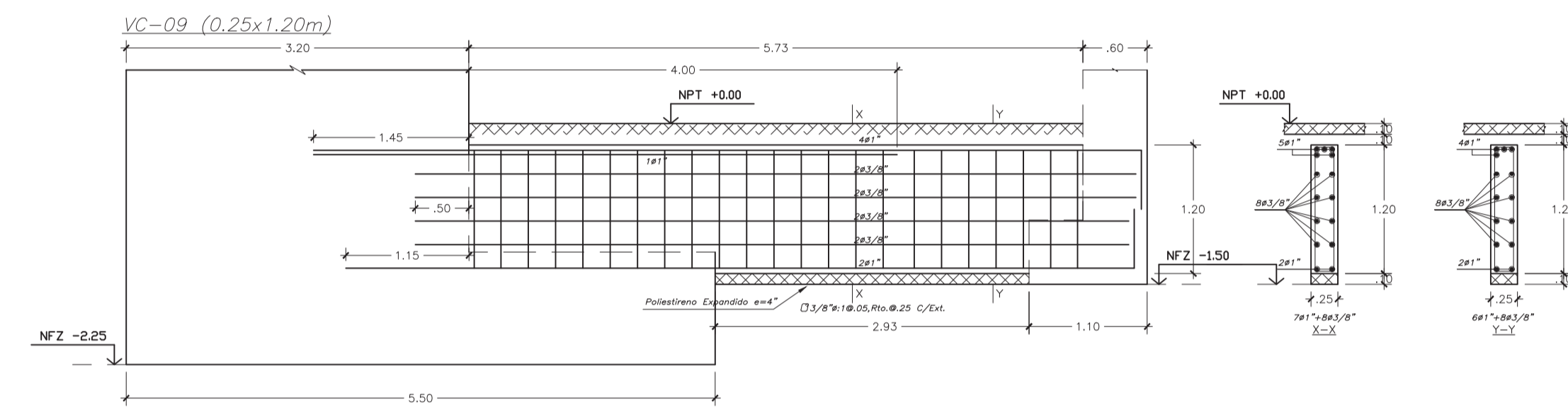
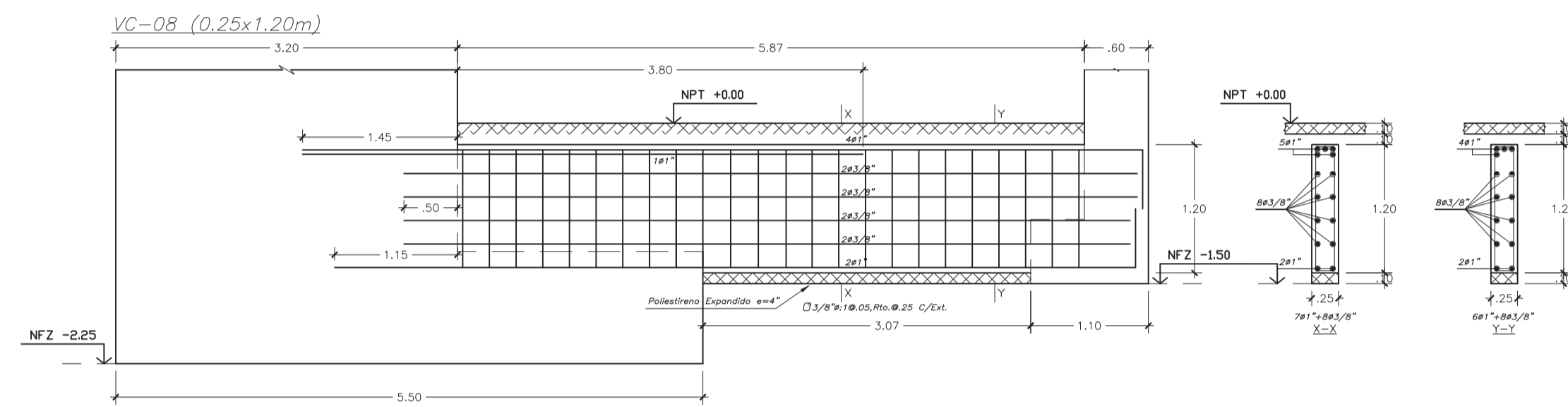
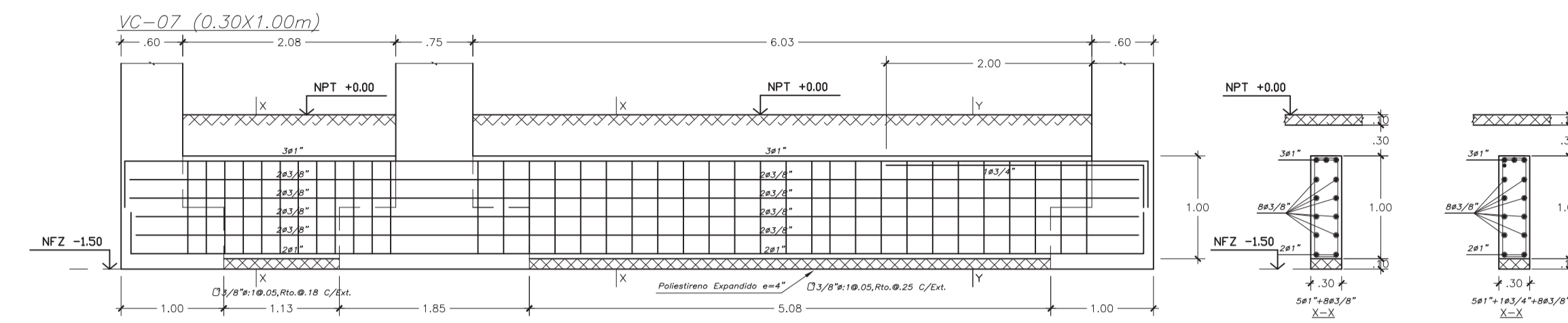
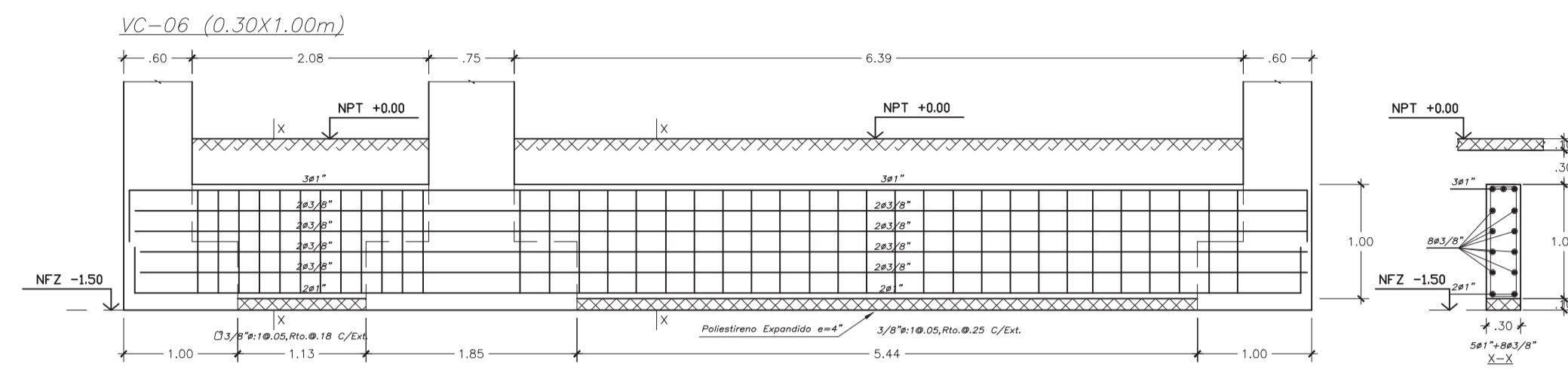
VC-4 (0.25x0.90m)



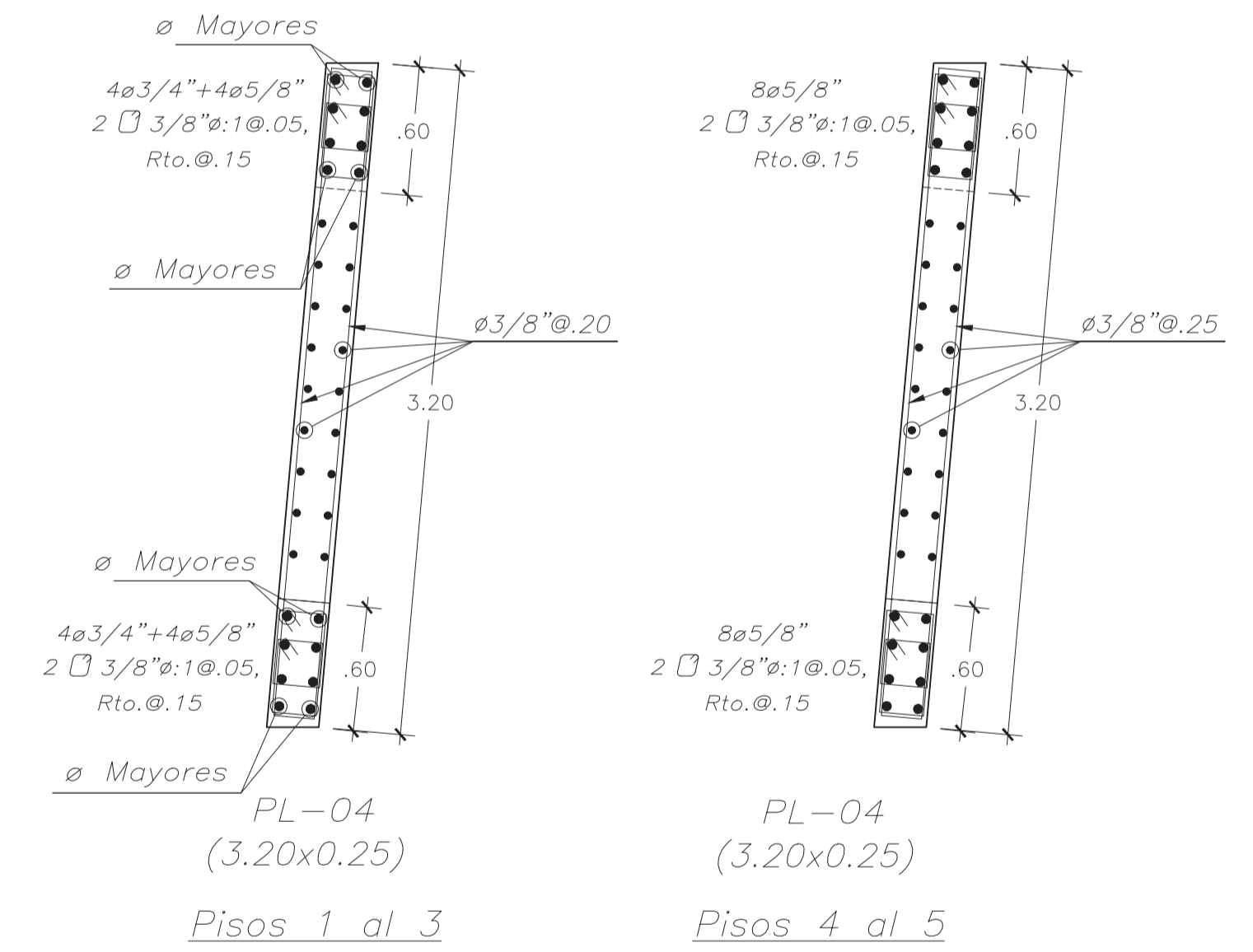
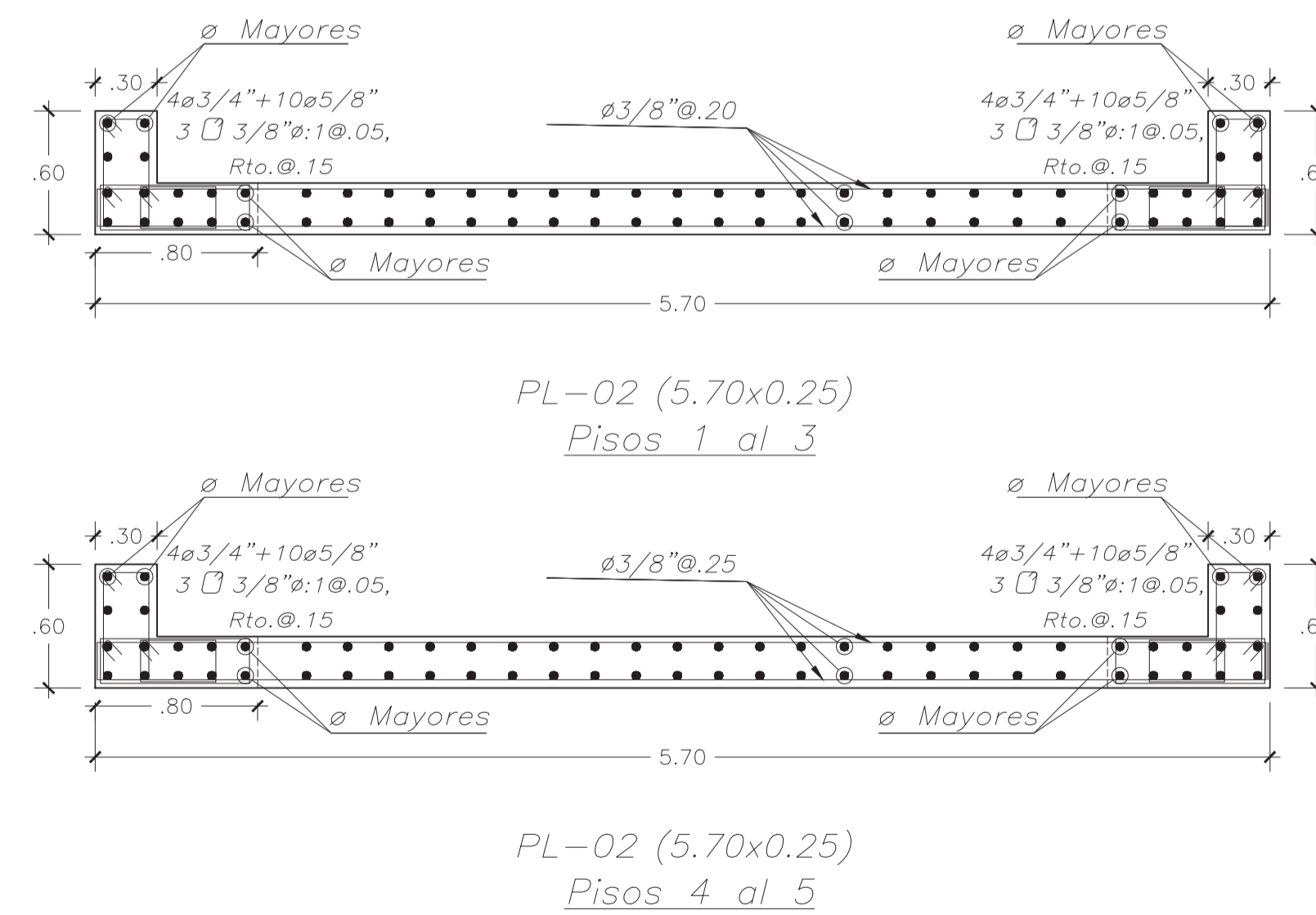
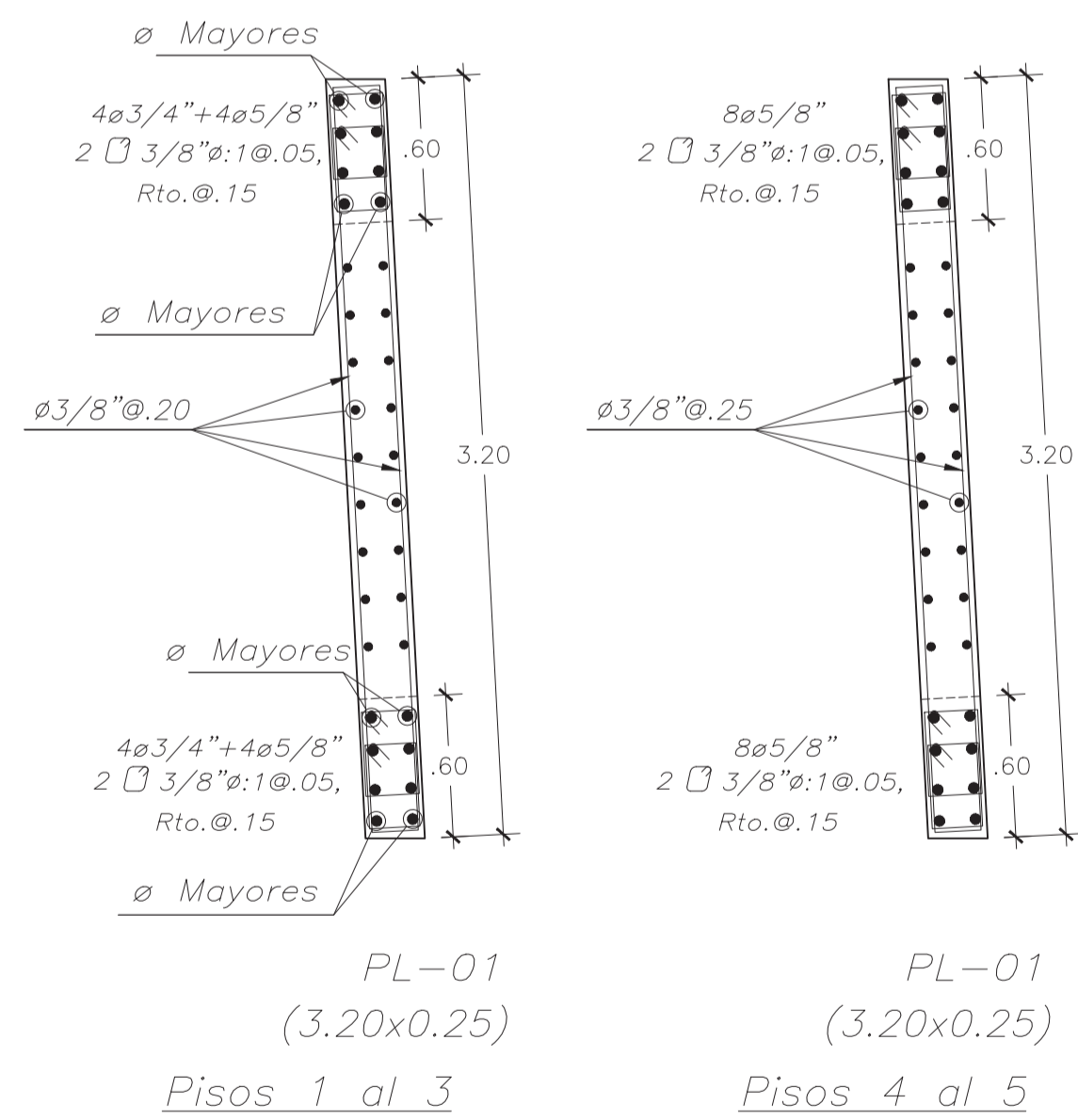
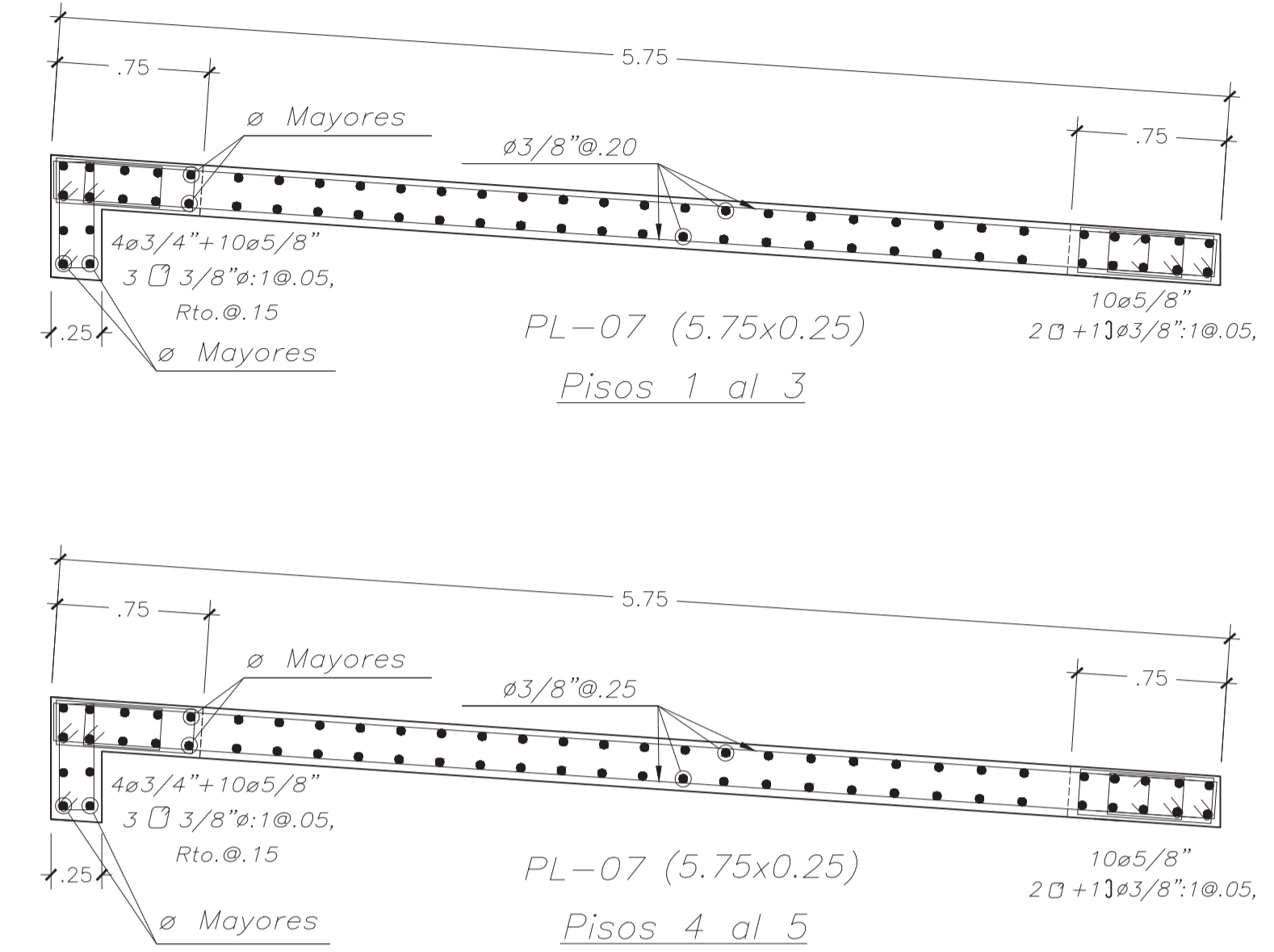
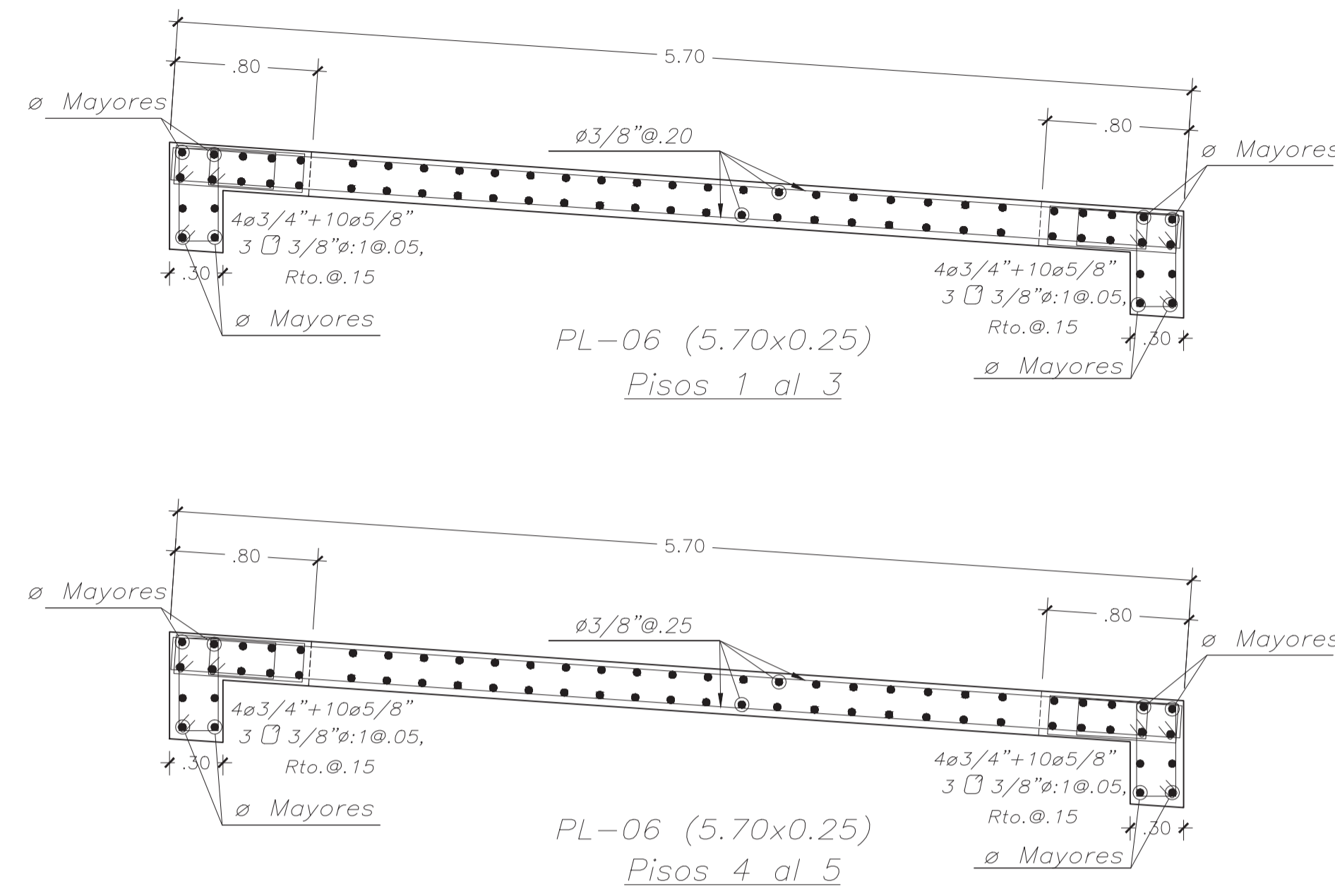
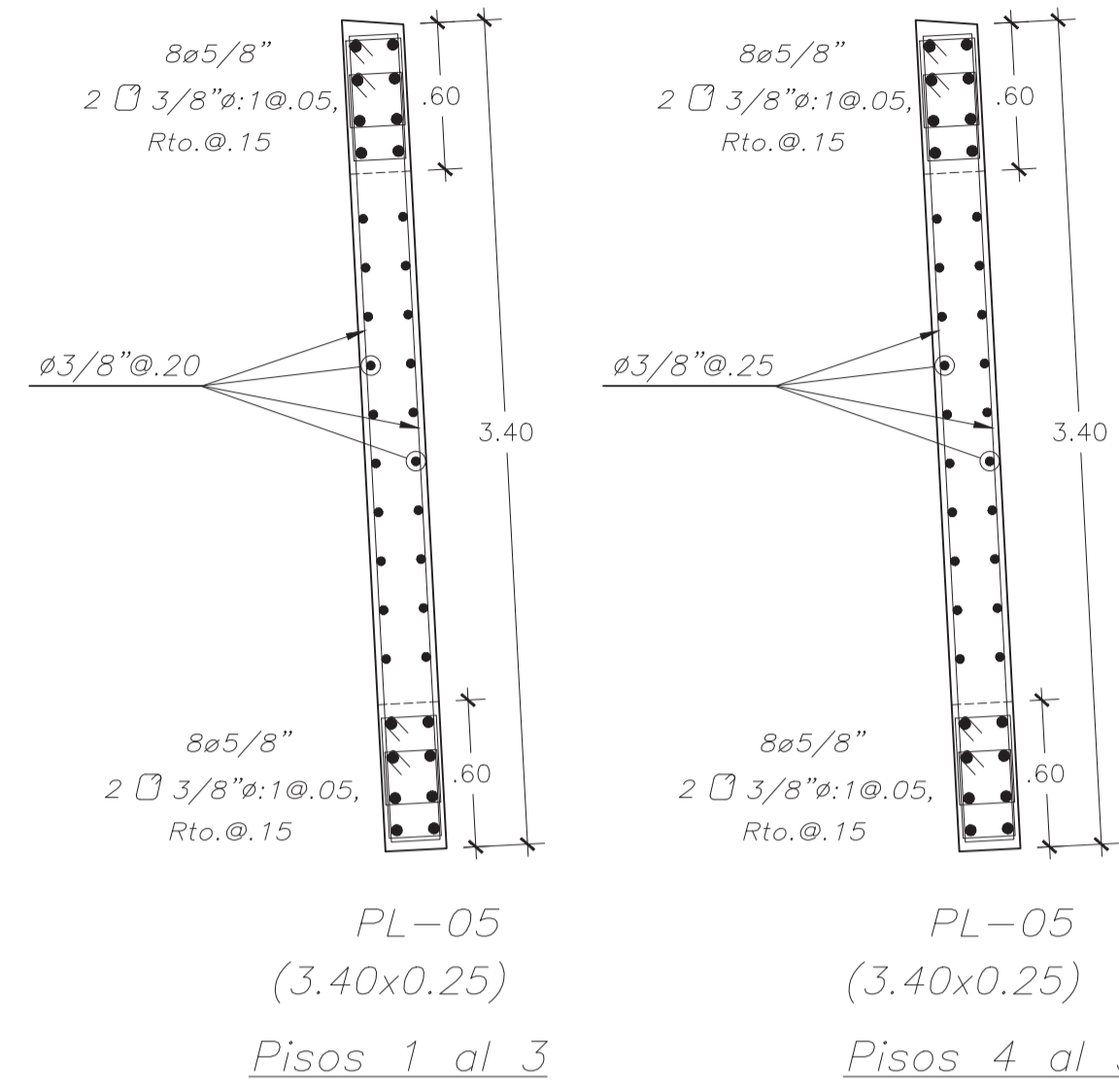
VC-5 (0.25x1.00m)



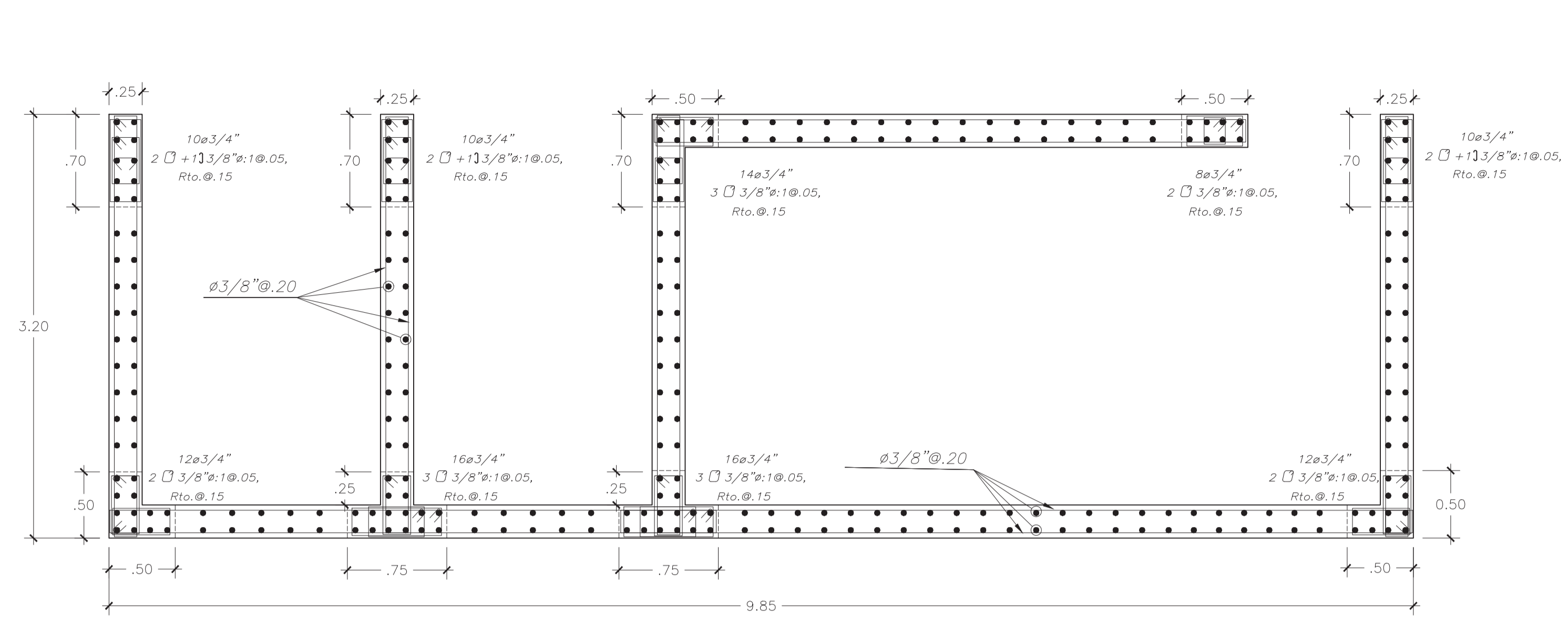
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA			
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	E-02	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ		
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN I		
DIBUJO:	BMLS		
FECHA:	LIMA 2022	ESCALA:	1/50



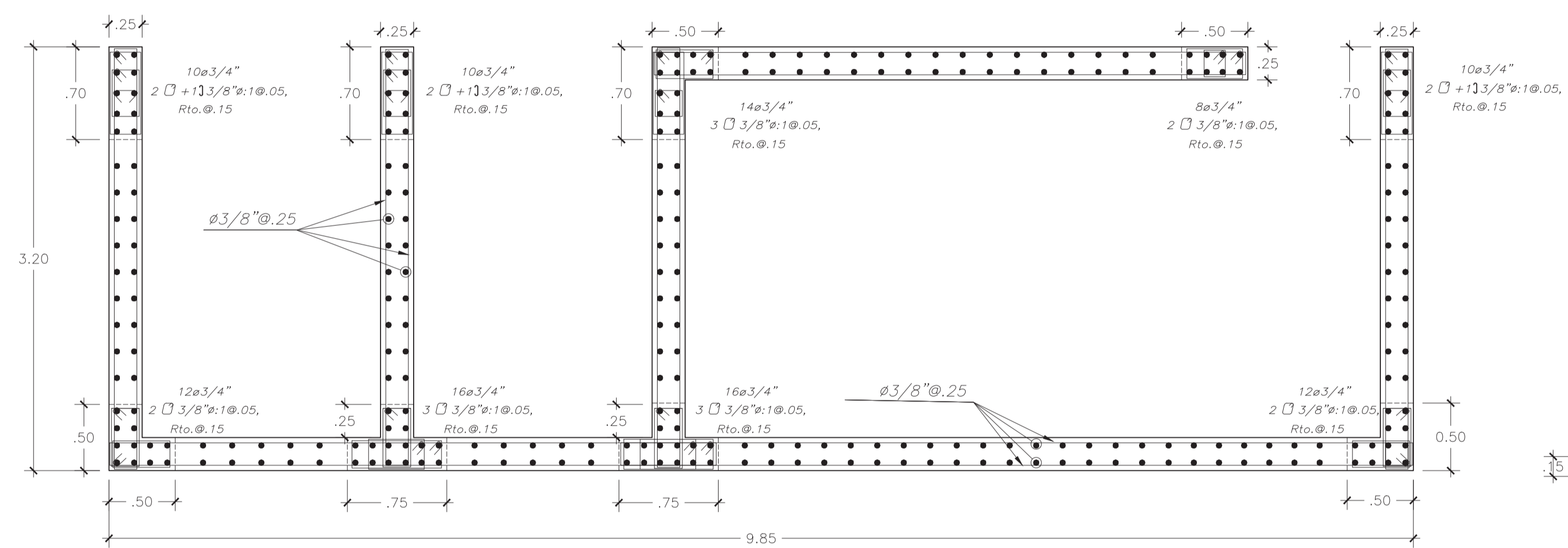
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-03
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE CIMENTACIÓN II	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/50



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-04
PLANO:	PLACAS I	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/30



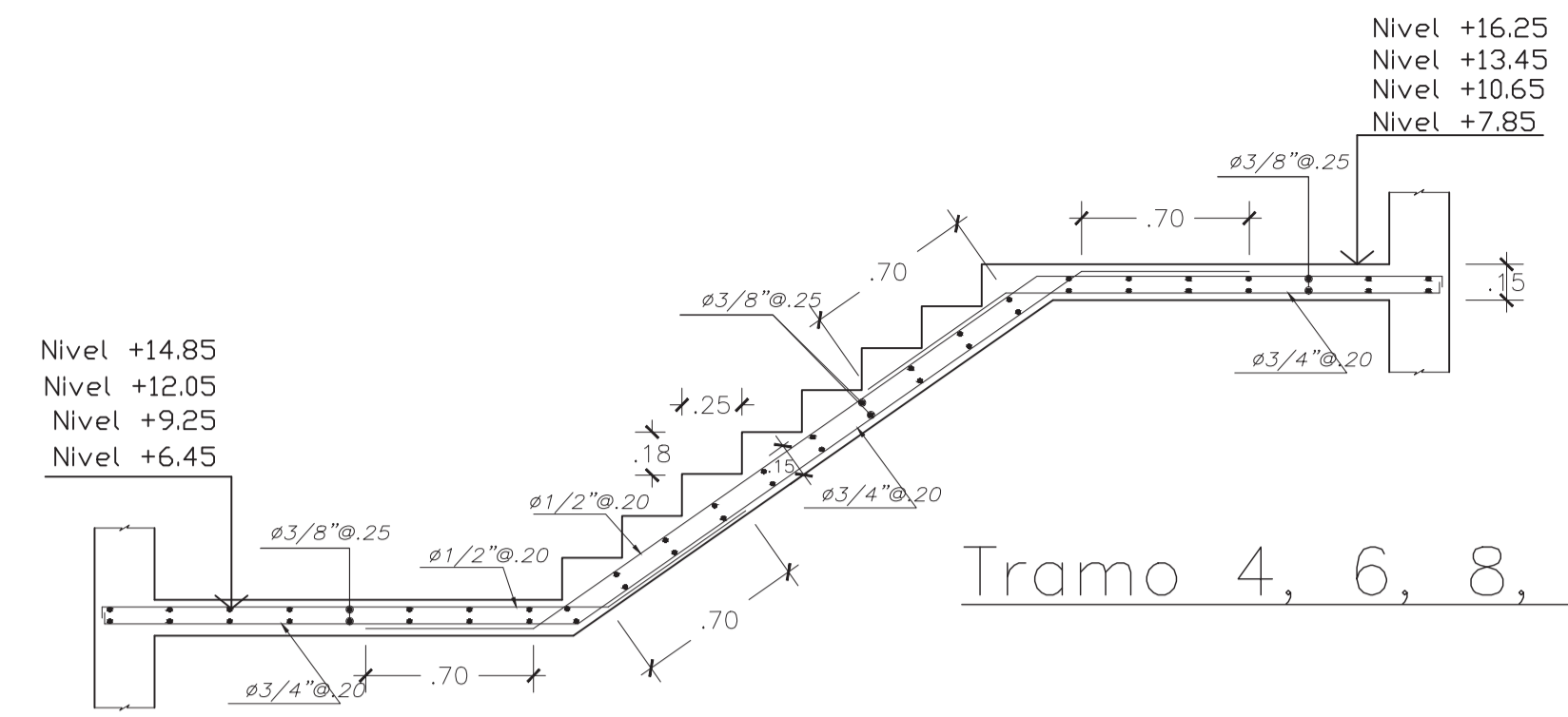
PL-03
Pisos 1 al 3



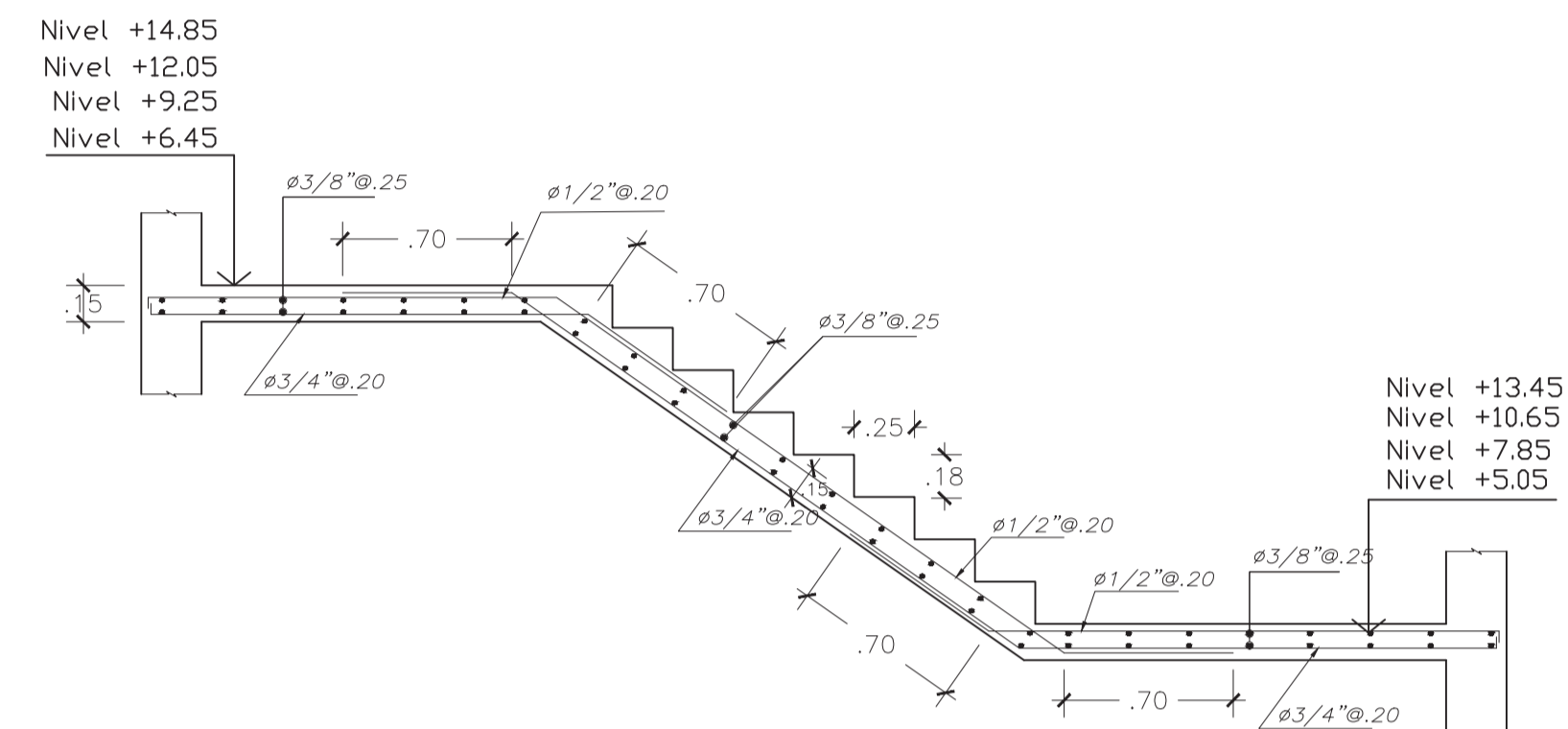
PL-03
Pisos 4 al 5

CUADRO DE COLUMNAS

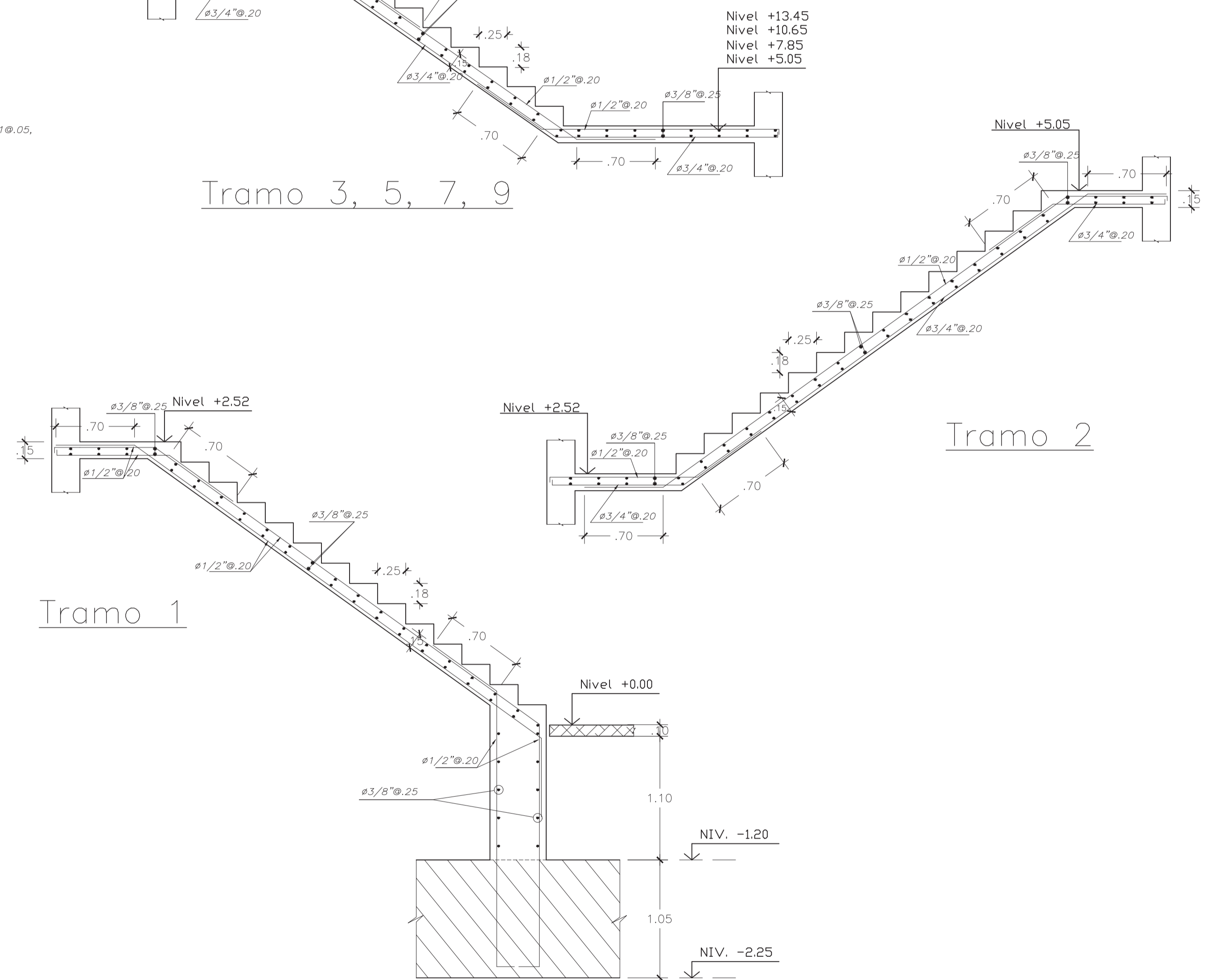
	C-01 C-02	C-03	C-05 C-06	C-04 C-07 C-08
DE CIMENTACIÓN AL TERCER PISO				
CUARTO PISO AL QUINTO PISO				



Tramo 4, 6, 8, 10

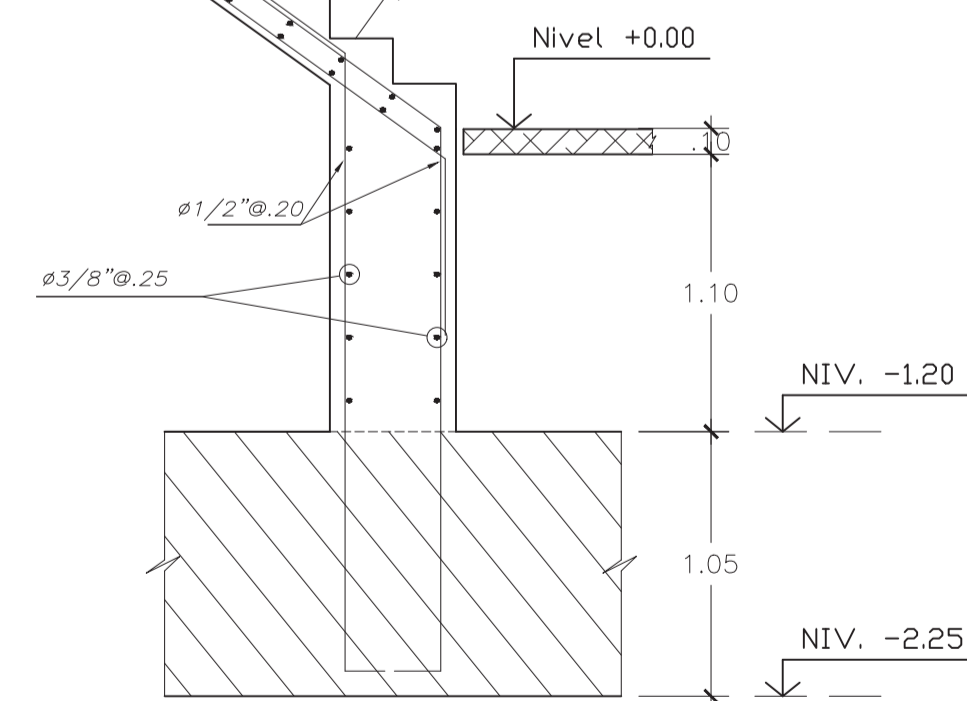


Tramo 3, 5, 7, 9

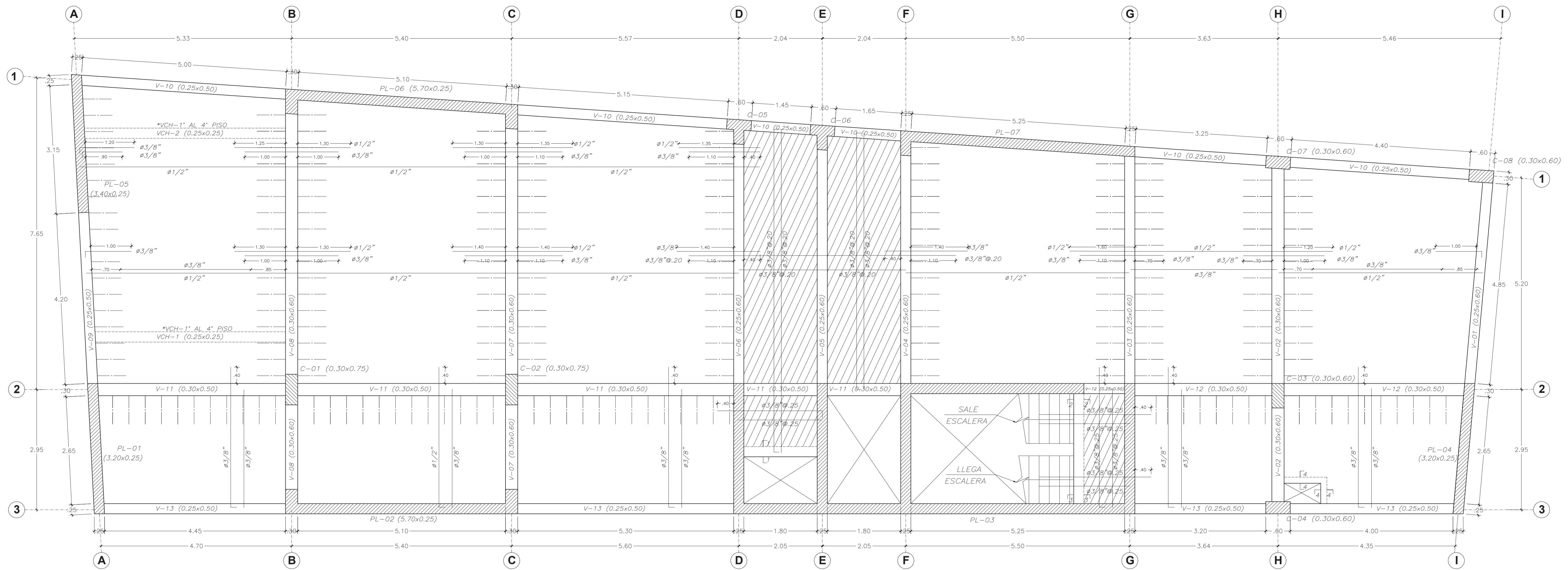


Tramo 2

Tramo 1

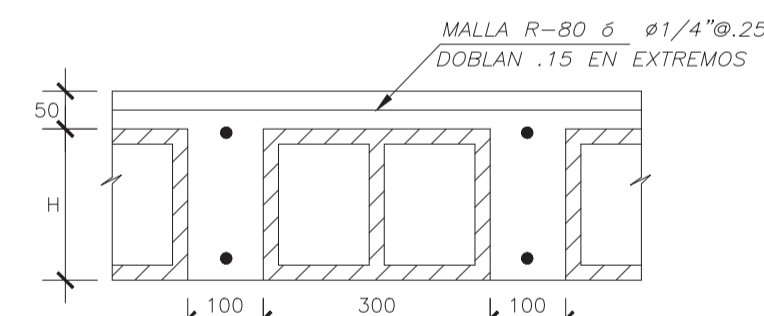


PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-05
PLANO:	PLACAS II, CUADRO DE COLUMNAS Y DETALLES ESCALERAS	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/30

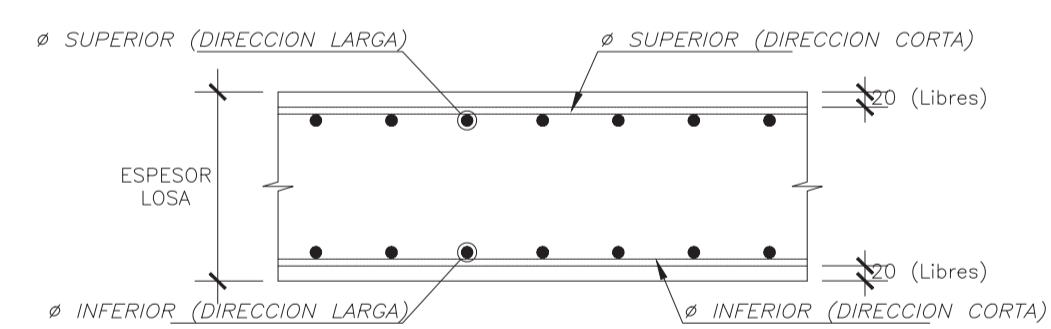


ENCOFRADO TECHO PRIMER PISO AL CUARTO PISO (NPT +5.05, +7.85, +10.65, +13.45 m)

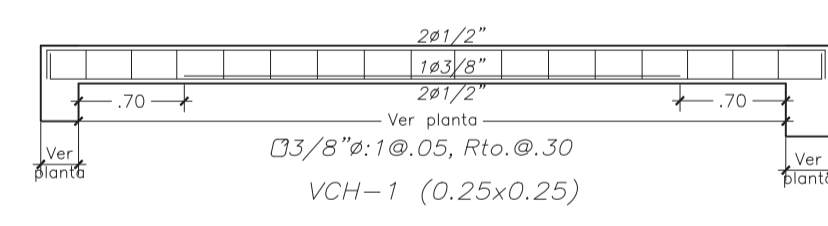
ALIGERADO H=0.25, S/C=400 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.25, S/C=400 Kg/m²



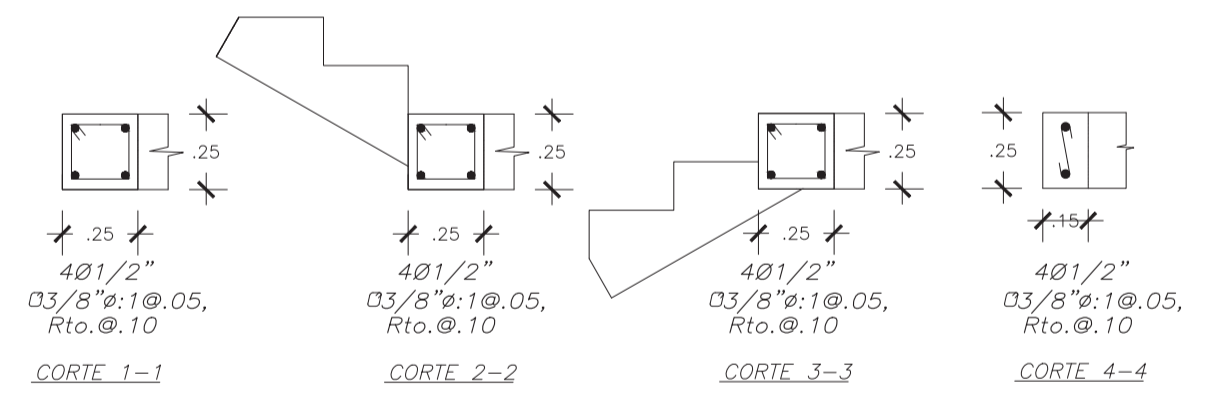
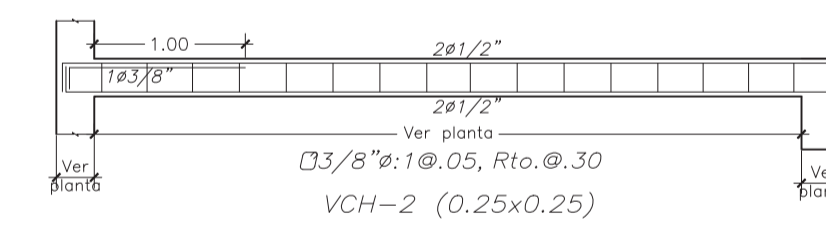
ALIGERADO H=INDICADA
 ESCALA 1/10



DETALLE TIPICO LOSA MACIZA
 ESCALA 1/10



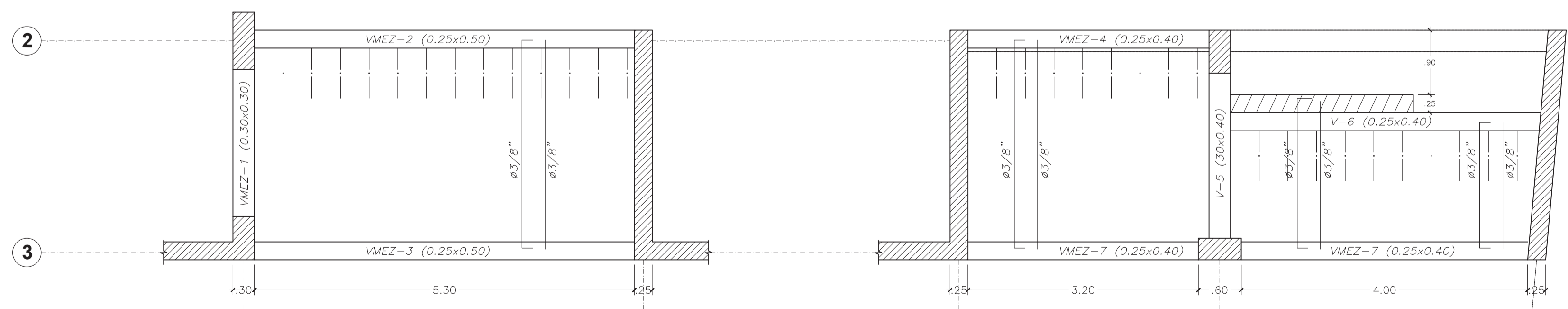
VIGAS CHATA 1 Y 2 - 1° AL 4° PISO



CORTES DE TECHO
 ESCALA 1/25

LEYENDA

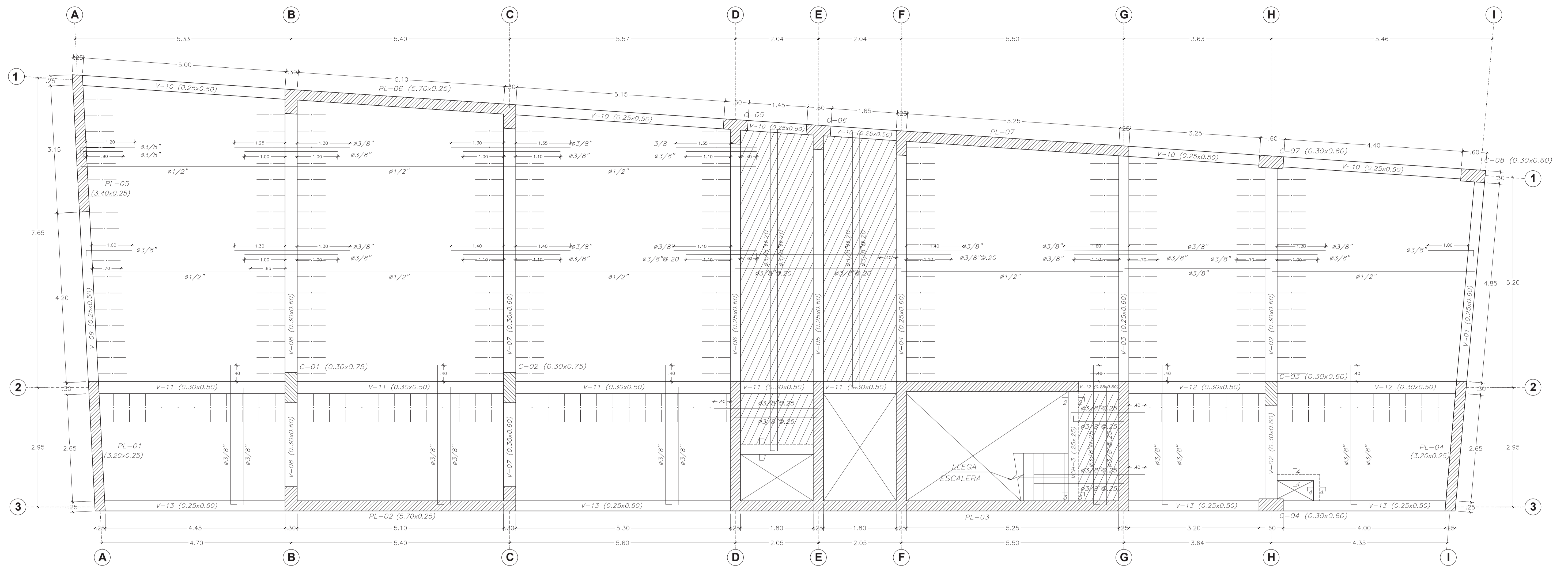
	ALIGERADO h=.25
	LOSA MACIZA h=.25
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA



MEZANINE 2 *PRIMER PISO NTP +2.50
 ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²

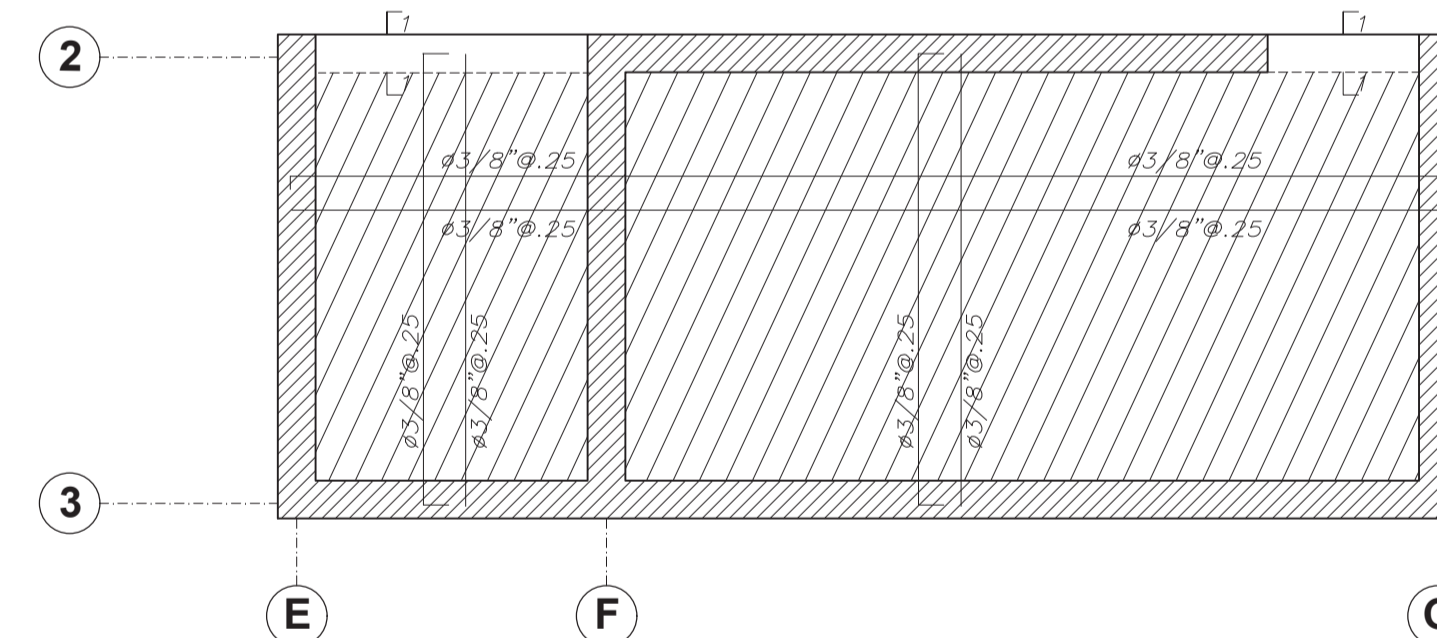
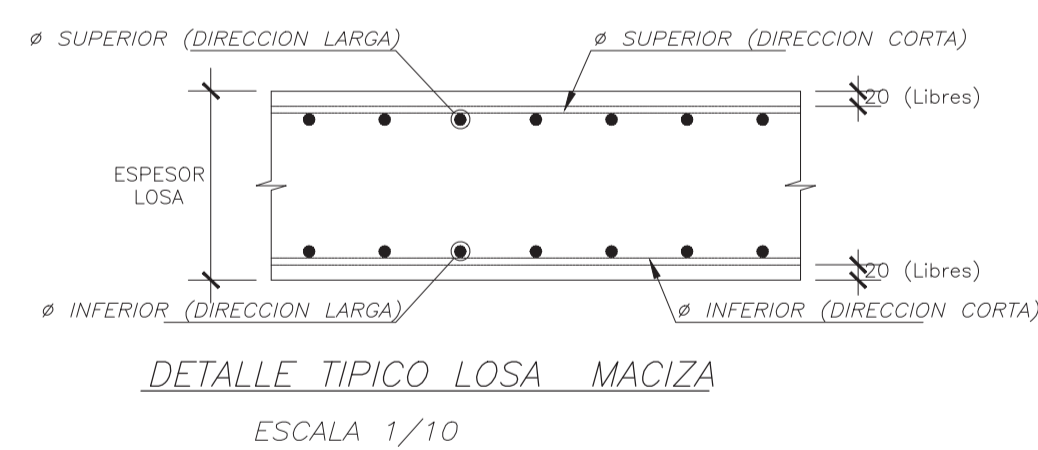
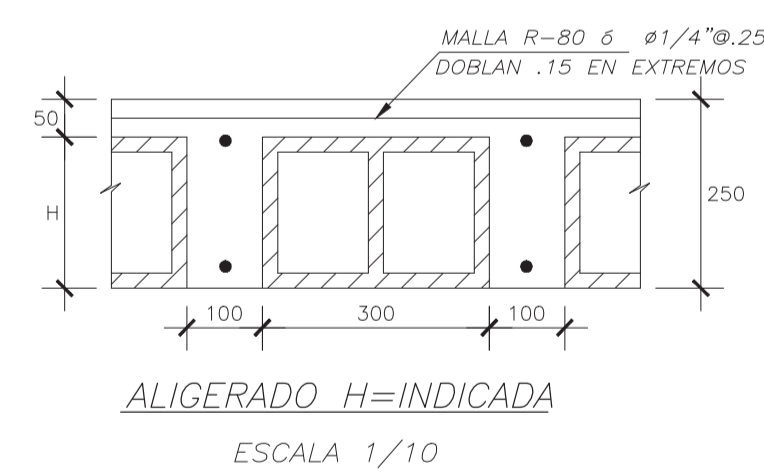
MEZANINE 1 *PRIMER PISO NTP +2.50
 ALIGERADO H=0.20, S/C=250 Kg/m²

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	LÁMINA N°:
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	E-06
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	ENCOFRADO PRIMER AL CUARTO PISO Y MEZANINES	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/50 O INDICADA

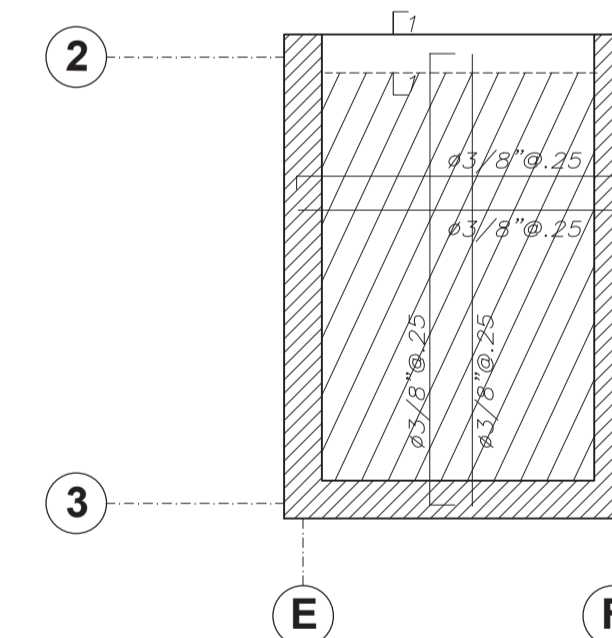


ENCOFRADO TECHO QUINTO PISO (NPT +16.25m)

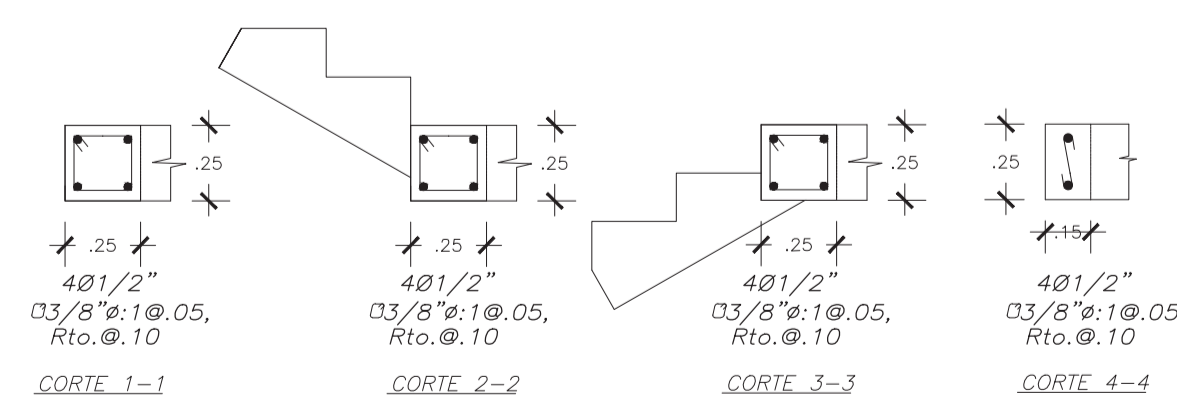
ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m²



ENCOFRADO TECHO ESCALERA Y PISO CUARTO DE MÁQUINAS (NPT +18.75)
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=200 Kg/m²



ENCOFRADO TECHO CUARTO DE MÁQUINAS (NPT +20.75)
 LOSA MACIZA H=0.20, S/C=100 Kg/m²

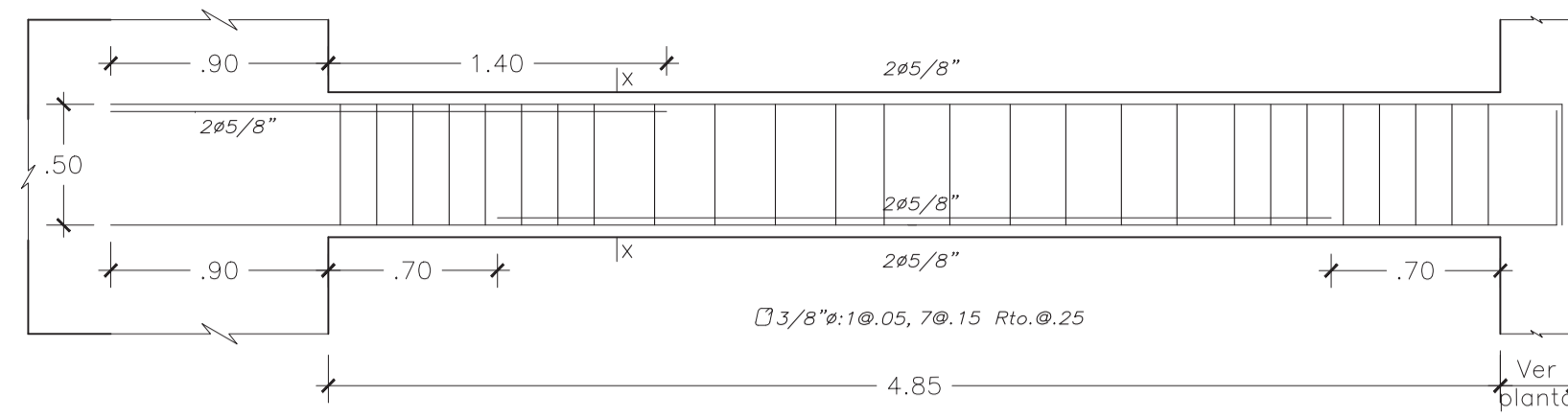


CORTES DE TECHO
 ESCALA 1/25

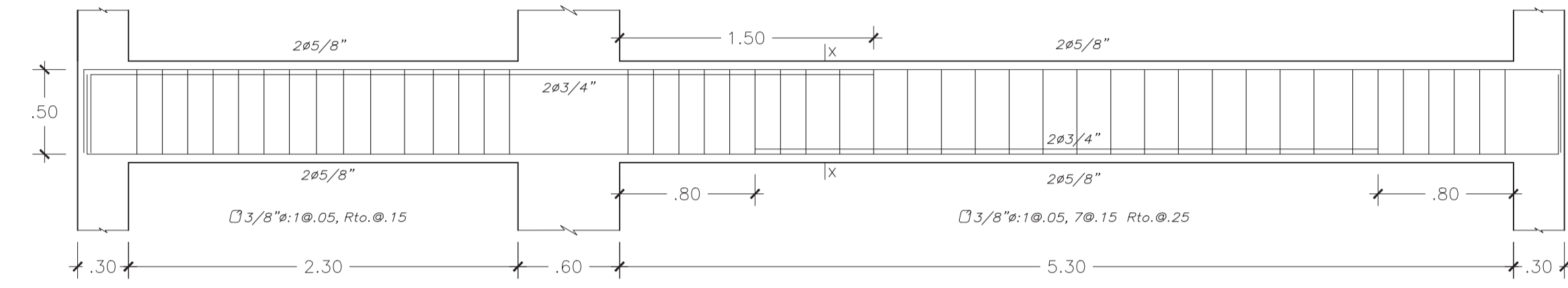
LEYENDA

	ALIGERADO h=.25
	LOSA MACIZA h=.25
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

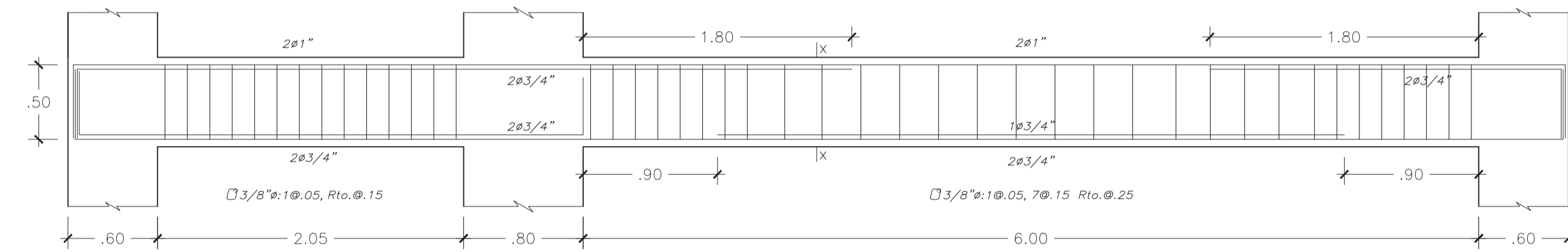
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA	LÁMINA N°: E-07
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	
PLANO:	ENCOFRADO QUINTO PISO	
DIBUJO:	BMLS	
FECHA:	LIMA 2022	ESCALA:
		1/50 O INDICADA



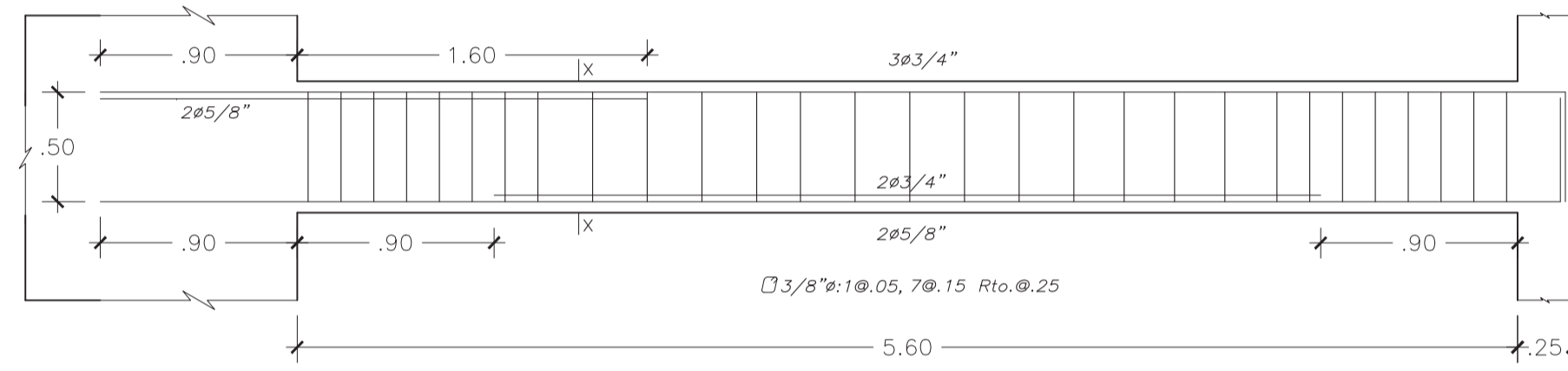
VIGA VT-01 (0.25X0.60m)



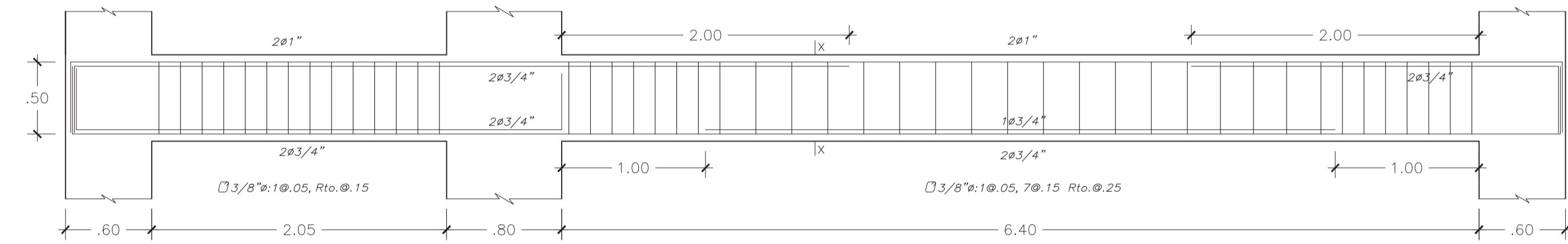
VIGA VT-02 (0.30X0.60m)



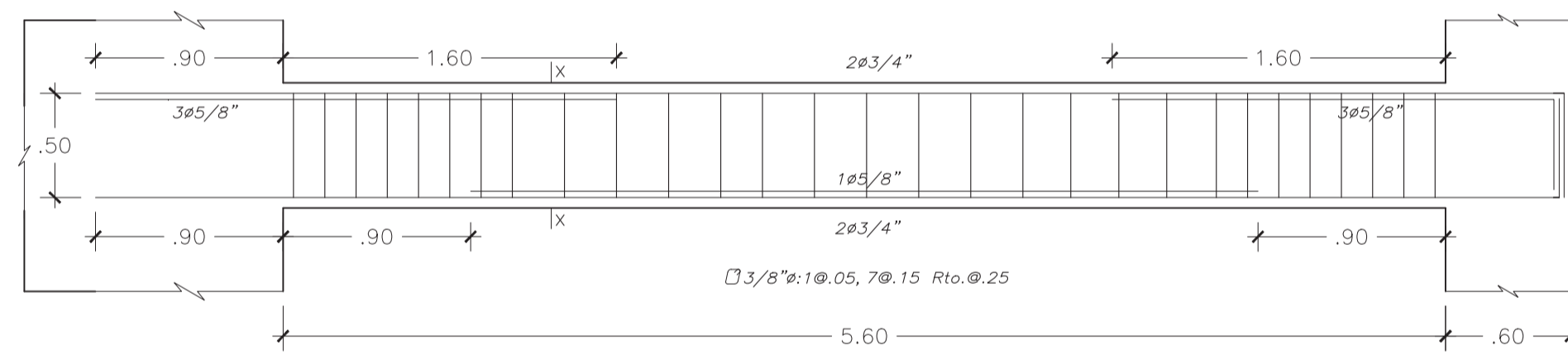
VIGA VT-07 (0.30X0.60m)



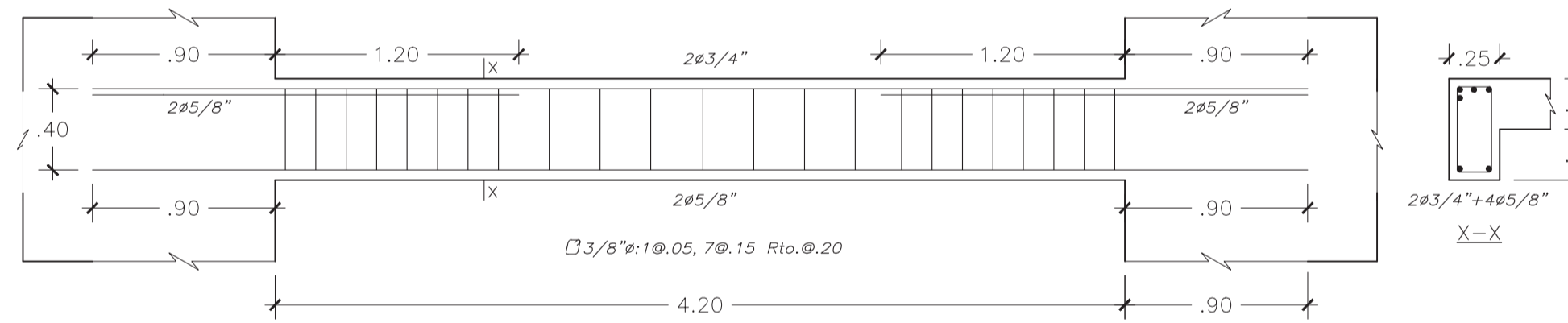
VIGA VT-03 (0.25X0.60m)



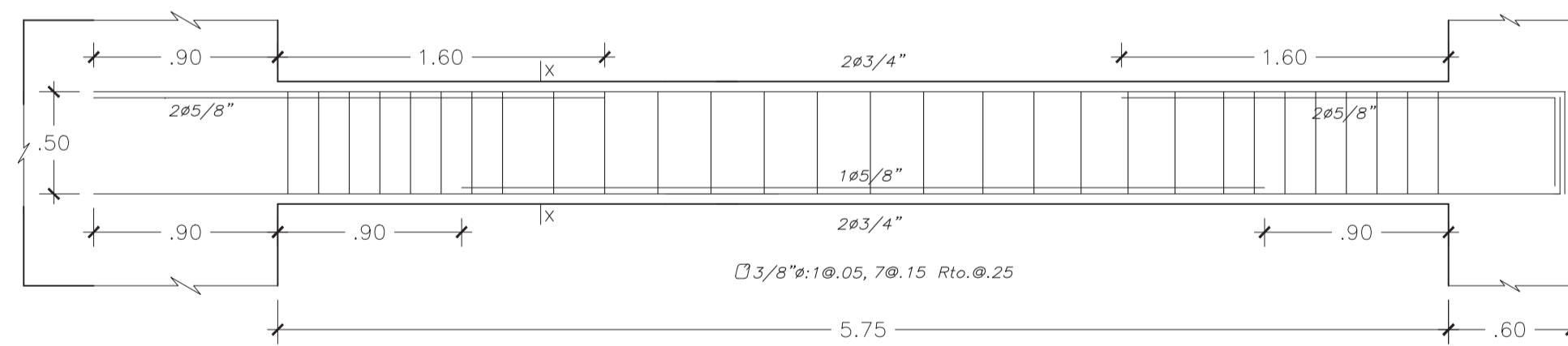
VIGA VT-08 (0.30X0.60m)



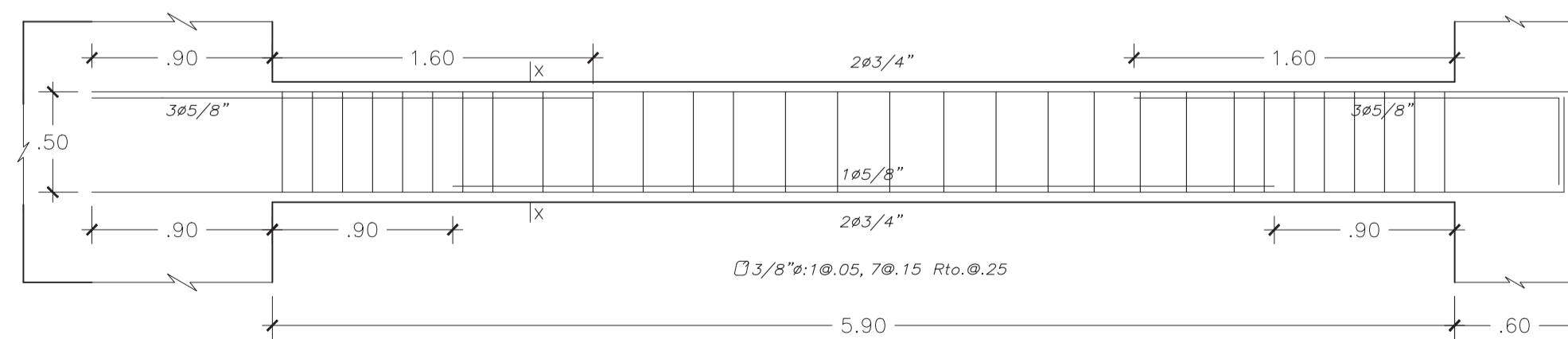
VIGA VT-04 (0.25X0.60m)



VIGA VT-09 (0.25X0.50m)

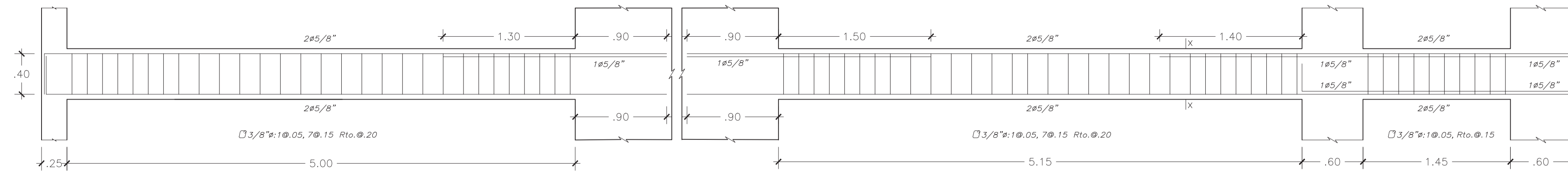


VIGA VT-05 (0.25X0.60m)

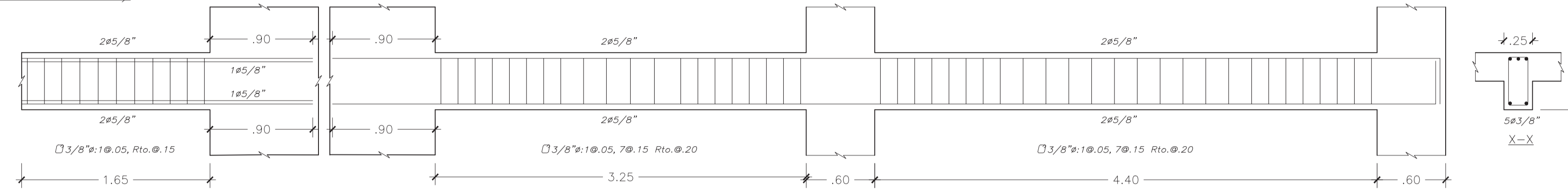


VIGA VT-06 (0.25X0.60m)

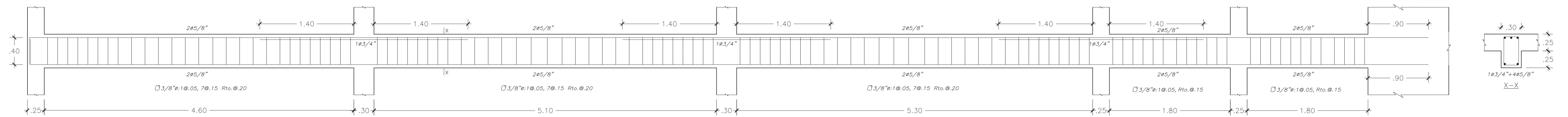
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-08	
PLANO:	DETALLES DE VIGAS PRINCIPALES I		
DIBUJO:	BMLS	FECHA:	
		LIMA 2022	ESCALA:
			1/30



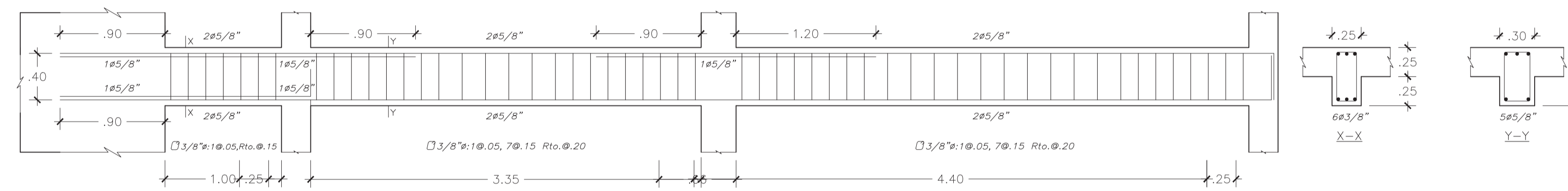
VIGA VT-10 (0.25X0.50m)



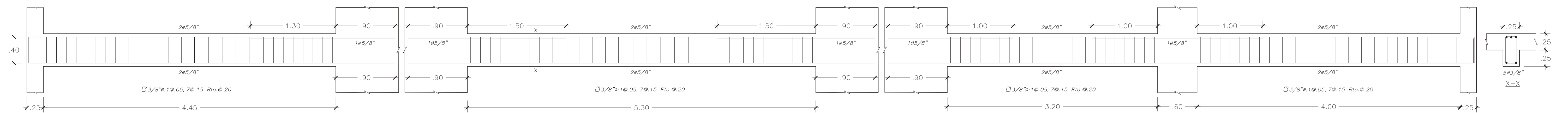
CONTINUACIÓN DE VIGA VT-10



VIGA VT-11 (0.30X0.50m)

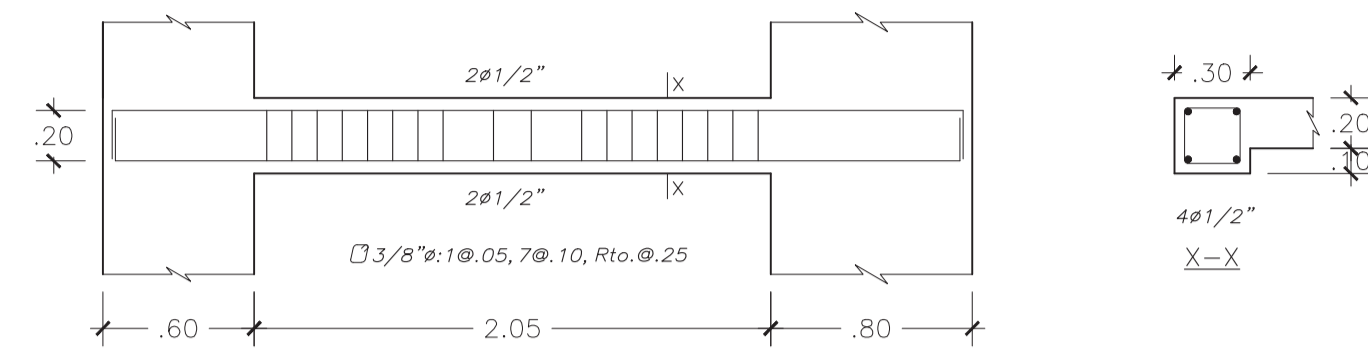


VIGA VT-12 (0.25X0.50m/0.30X0.50m)

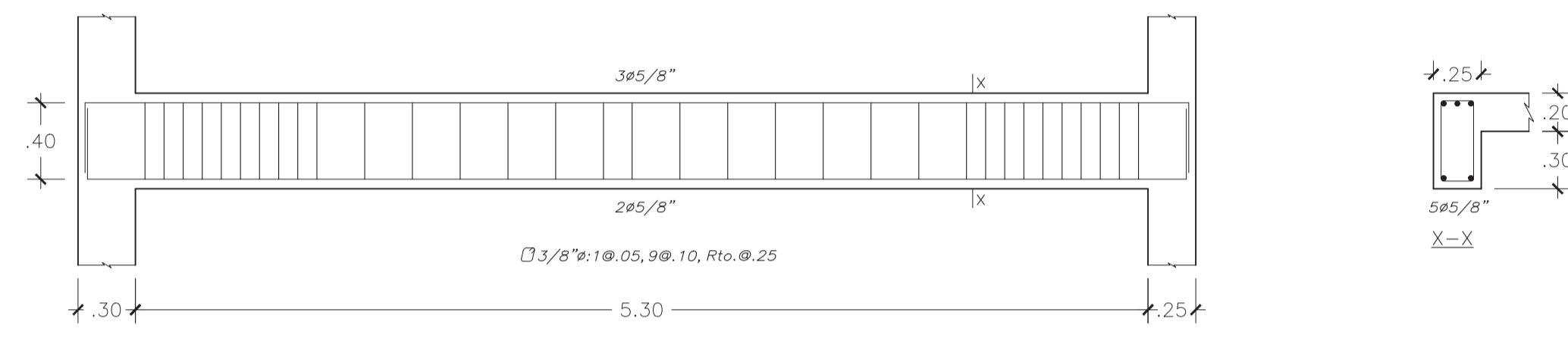


VIGA VT-13 (0.25X0.50m)

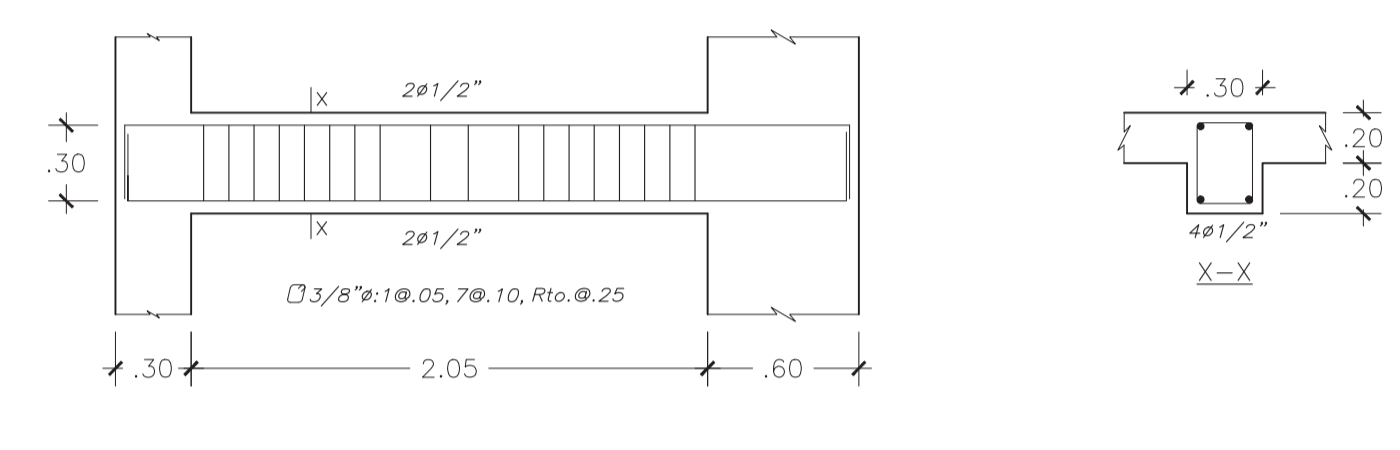
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:	
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-09	
PLANO:	DETALLES DE VIGAS PRINCIPALES II		
DIBUJO:	BMLS	FECHA:	
		LIMA 2022	ESCALA:
			1/30



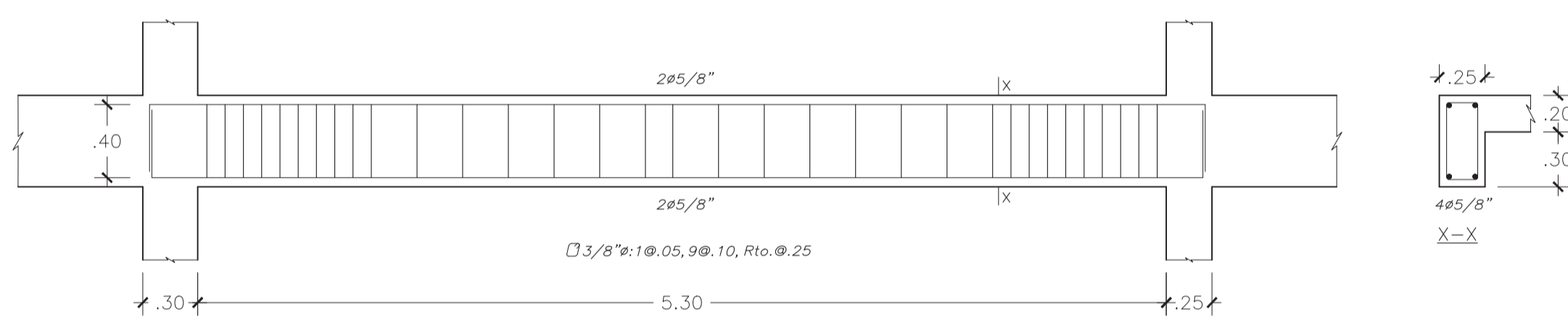
VMEZ-01 (0.30X0.30m)



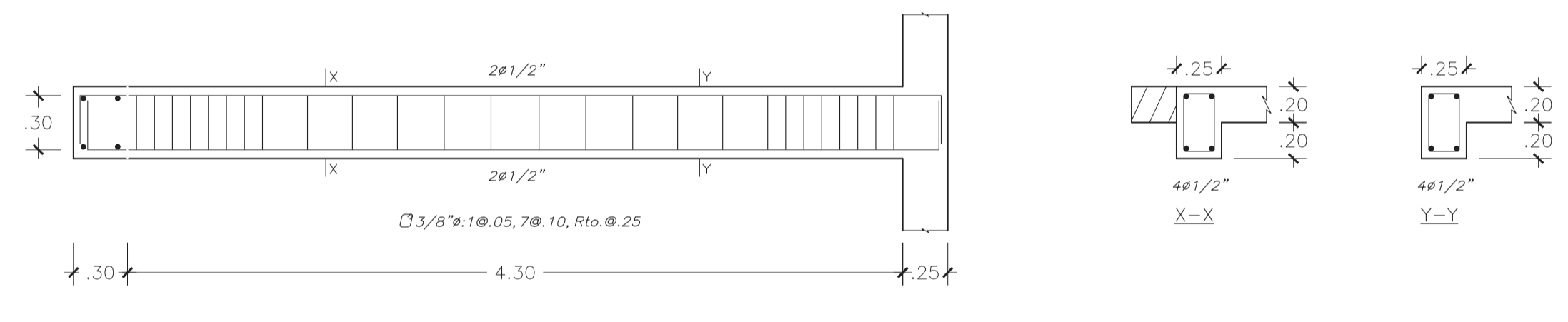
VMEZ-02 (0.25X0.50m)



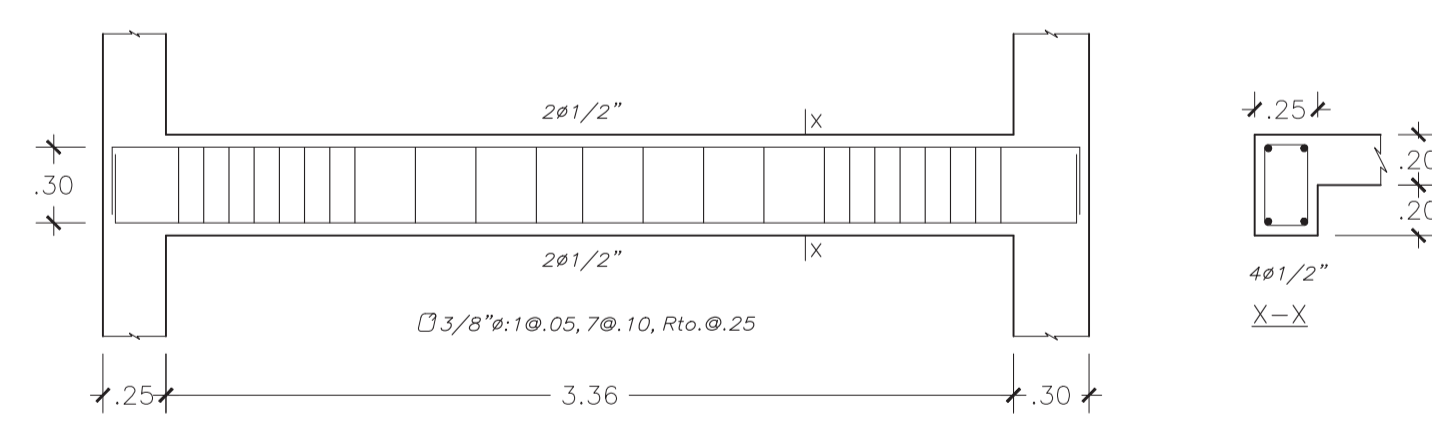
VMEZ-05 (0.30X0.40m)



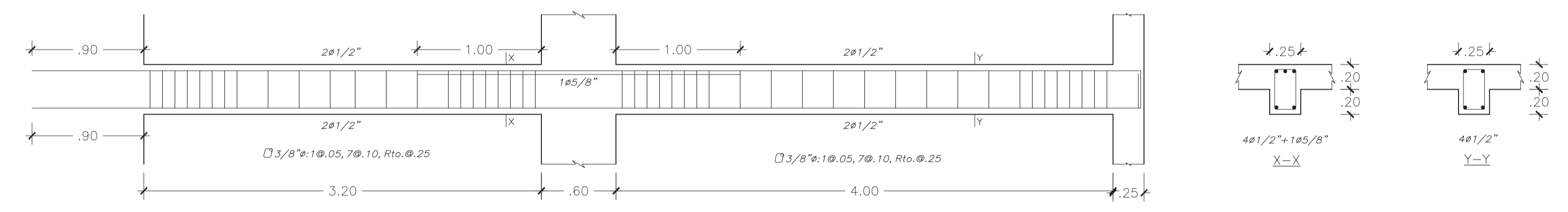
VMEZ-03 (0.25X0.50m)



VMEZ-06 (0.25X0.40m)



VMEZ-04 (0.25X0.40m)



VMEZ-07 (0.25X0.40m)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		
PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE USO INDUSTRIAL TEXTIL DE CONCRETO ARMADO CON CINCO PISOS, UBICADO EN ATE-LIMA		
ALUMNO:	BRUNO MARIANO LÓPEZ SALAZAR	LÁMINA N°:
ASESOR:	JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ	E-10
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE MEZANINES	
DIBUJO:	BMLS	FECHA:
		LIMA 2022
		ESCALA:
		1/30