

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Diego Alonso Casahuamán Orellana

ASESOR:

Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Diciembre de 2020

RESUMEN

El proyecto de tesis consistirá en el diseño estructural de una edificación de concreto armado de cinco pisos, para uso de vivienda multifamiliar. El proyecto estará ubicado en el distrito de Surquillo, en Lima.

La edificación contará con un área de estacionamientos en el primer nivel, junto con un hall de ascensores y un departamento. En los niveles 2 al 5, se contará con 2 departamentos por nivel. En total la edificación contará con un área techada de 822.3 m², y un área terreno de 191.9 m².

Se considerará un suelo tipo S2, con capacidad portante de 2.5 kg/cm² y una profundidad mínima de cimentación de -1.4m. La edificación contará con un sistema de muros estructurales,

Se iniciará el diseño con el predimensionamiento de los elementos estructurales. Para ello, se utilizarán criterios básicos de estructuración. Con los elementos estructurales predimensionados se realizará el metrado de cargas siguiendo las pautas de la norma E.020 de cargas.

Una vez obtenidas los valores de las cargas actuantes, se procederá con el análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas. Para ello se hará uso de la norma E.030 de diseño sismoresistente. Con ello se verificará si los elementos dimensionados cumplen con las sollicitaciones de fuerzas y momentos generadas por los distintos casos de cargas. El cálculo de las fuerzas, momentos y desplazamientos se realizará con el apoyo del software ETABS, en el cual se deberá elaborar el modelo de la edificación.

Una vez se obtenga una distribución de elementos que cumpla con las sollicitaciones sísmicas y de cargas de gravedad, se procederá a realizar el diseño de los elementos. Para ello, se hará uso nuevamente del software ETABS y del software SAP2000 para la obtención de las cargas de diseño. Se verificará que el diseño se haga de acuerdo a los lineamientos propuestos por la norma E.060 de Concreto Armado y la norma E.070 de albañilería.

Finalmente, con los diseños realizados se elaborará un juego de planos, los cuales deberán reflejar fielmente lo diseñado para poder ser utilizados en la etapa de construcción del edificio.

AGRADECIMIENTO

A mi madre, por su apoyo incondicional y su fortaleza

A mi padre, por ser mi ejemplo a seguir

A mi hermana, por aconsejarme y guiarme

A Brigitte, por siempre animarme a finalizar este proyecto

A los ingenieros Gustavo Ortega y Carlos Vega, por su apoyo y las facilidades
brindadas para el desarrollo de este proyecto

Al Ingeniero Daniel Quiun, por el asesoramiento brindado

TABLA DE CONTENIDOS

1.	GENERALIDADES	11
1.1.	INTRODUCCIÓN	11
1.2.	OBJETIVOS:	11
1.1.1.	<i>Objetivo general</i>	11
1.1.2.	<i>Objetivos específicos</i>	11
1.3.	METODOLOGÍA	12
1.4.	ARQUITECTURA DEL PROYECTO.....	12
1.5.	CARGAS EMPLEADAS:.....	14
2.	ESTRUCTURACIÓN	14
2.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	14
2.2.	DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	14
2.3.	ALIGERADOS.....	15
2.4.	LOSAS EN DOS DIRECCIONES	15
2.5.	VIGAS	16
2.6.	COLUMNAS	16
2.7.	PLACAS	17
3.	METRADO DE CARGAS	17
3.1.	METRADO EN LOSAS ALIGERADAS	17
3.2.	METRADO DE LOSAS MACIZAS.....	18
3.3.	METRADO DE VIGAS PERALTADAS	19
3.4.	METRADO DE VIGAS CHATAS.....	21
3.5.	METRADO DE COLUMNAS	21
3.6.	METRADO DE PLACAS	24
3.7.	METRADO DE ESCALERAS	26
4.	ANÁLISIS SÍSMICO	28
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	28
4.2.	PARÁMETROS SÍSMICOS.....	28
4.2.1.	<i>Factor de Zona (Z)</i>	28
4.2.2.	<i>Parámetros de Sitio (S)</i>	28
4.2.3.	<i>Factor de amplificación Sísmica (C)</i>	29
4.2.4.	<i>Factor de Uso (U)</i>	29
4.2.5.	<i>Coficiente básico de reducción (Ro)</i>	29
4.3.	MODELO DE LA EDIFICACIÓN	30
4.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO	30

4.3. ANÁLISIS DINÁMICO	32
4.6. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES	35
4.6.1. Irregularidades en altura	35
4.6.2 Irregularidades en planta.....	37
4.7. RESULTADOS.....	41
4.7.1. Verificación de derivas permisibles	41
4.7.2. Junta sísmica	41
5. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	42
5.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	42
5.1.1. Diseño por flexión	43
5.1.2. Diseño por cortante	45
5.1.3 Diseño por flexocompresión.....	46
5.1.4 Control de fisuración.....	46
5.1.5 Control de deflexiones	47
5.2. DISEÑO DE LOSAS	47
5.2.1. Diseño de Losas Aligeradas.....	47
5.2.2. Diseño de Losas Macizas.....	52
5.3. DISEÑO DE VIGAS.....	55
5.4. DISEÑO DE COLUMNAS.....	62
5.5. DISEÑO DE PLACAS	69
5.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES	78
5.6.1 Generalidades	78
5.6.2 Diseño de zapatas aisladas.....	78
5.6.3 Diseño de Zapatas Combinadas.....	85
5.6.4 Zapatas conectadas.....	88
5.7. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....	92
5.7.1 Diseño de escaleras	92
5.7.7 Diseño de cisterna y cuarto de bombas.....	94
5.7.8 Diseño de cerco de albañilería	102
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
7. BIBLIOGRAFÍA.....	110
8. ANEXOS	110

TABLA DE FIGURAS

<i>Figura 1. Vista en planta del primer y segundo nivel.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 2. Vista en planta del tercer a quinto nivel, y planta de azotea.....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 3. Planos de Estructuración.....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 4. Vigueta de aligerado a metrar.....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 5. Franja de losa maciza a metrar.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 6. Modelo de viga del eje B, con cargas últimas aplicadas.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 7. Dimensiones de Escalera.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 8. Modelo de cargas.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 9. Cargas últimas.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 10. Modelo 3D de la edificación propuesta.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 11. Gráfico de espectro de Aceleraciones ZUCS/R.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 12. Corte en área de la sección más crítica en planta.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 13. Tramo escogido para el análisis y diseño.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 14. Diagrama de momentos flectores últimos (ton.m).....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 15. Diagrama de fuerzas cortantes últimas (ton).....</i>	<i>50</i>
<i>Figura 16. Distribución de momentos flectores de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Momento en X.....</i>	<i>52</i>
<i>Figura 17. Distribución de momentos flectores de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Momento en Y.....</i>	<i>53</i>
<i>Figura 18. Distribución de fuerzas cortantes de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Cortante en X.....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 19. Distribución de fuerzas cortantes de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Cortante en Y.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 20. DMF de viga VP-09, por carga muerta.....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 21. DFC de viga VP-06, por carga muerta.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 22. DMF de viga VP-09A, por carga viva.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 23. DFC de viga VP-09A, por carga viva.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 24. DMF de viga VP-09A, por carga sísmica.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 25. DFC de viga VP-09A, por carga sísmica.....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 26. Envolvente de momentos flectores de viga VP-09A.....</i>	<i>57</i>

Figura 27. Envolvente de fuerzas cortantes de viga VP-09A	57
Figura 28. Combinación de cargas amplificando fuerzas cortantes	59
Figura 29. Distribución de refuerzos viga VP-09.....	61
Figura 30. Ubicación de columna C-4 en planta	62
Figura 31. Diagrama de interacción My vs P en columna C-4 - Primer nivel	64
Figura 32. Diagrama de interacción Mx vs P en columna C-4 - Primer nivel	64
Figura 33. Distribución de refuerzo para columna C-4	67
Figura 34. Diagrama de interacción My vs Pen columna C-4.....	68
Figura 35. Diagrama de interacción Mx vs P en columna C-4.....	68
Figura 36. Ubicación de placa PL-1 en planta	69
Figura 37. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección Y en niveles 1 y 2	71
Figura 38. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección X en niveles 1 y 2	71
Figura 39. Distribución de refuerzo para placa PL-1 en niveles 1 y 2.....	76
Figura 40. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección Y en los niveles 3 al 5.....	77
Figura 41. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección X en los niveles 3 al 5	77
Figura 42. Distribución de refuerzo para placa PL-1 en niveles 3 al 5	78
Figura 43. Ubicación de zapata a diseñar en plano de encofrado.....	79
Figura 44. Sección crítica de punzonamiento	82
Figura 45. Distancia de análisis para verificación por cortante	83
Figura 46. Esquema de Zapata para la columna C-7 en planta	85
Figura 47. Diagrama de momentos flectores para la zapata combinada en dirección X	86
Figura 48. Diagrama de momentos flectores para la zapata combinada en dirección Y.....	87
Figura 49. Esquema de distribución de refuerzos en zapata combinada	88
Figura 50. Vista en planta de viga VC-07.....	89
Figura 51. Modelo para viga de cimentación.....	89
Figura 52. Modelo para viga de cimentación VC-07.....	90
Figura 53. Diagrama de momento flector de viga de cimentación VC-07	90
Figura 54. Diagrama de fuerza cortante de viga de cimentación VC-07.....	91
Figura 55. Distribución de refuerzos para viga de cimentación VC-07.....	92
Figura 56. DMF de cargas últimas de escalera – tramo típico	92

<i>Figura 57. DFC de cargas últimas de escalera – tramo típico</i>	93
<i>Figura 58. Tramo típico de escalera</i>	94
<i>Figura 59. Distribución de cargas en muro de cisterna para empuje de tierra</i>	96
<i>Figura 60. Diagrama de momento flector (ton-m)</i>	96
<i>Figura 61. Diagrama de fuerzas cortantes (ton)</i>	96
<i>Figura 62. Distribución de cargas hidrostáticas</i>	97
<i>Figura 63. Diagrama de momento flector (ton-m)</i>	98
<i>Figura 64. Diagrama de fuerza cortante (ton)</i>	98
<i>Figura 65. Diagrama de momento flector en techo de cisterna - dirección X (ton-m)</i>	99
<i>Figura 66. Diagrama de momento flector en techo de cisterna - dirección Y (ton-m)</i>	99
<i>Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en techo de cisterna - dirección X (ton)</i>	101
<i>Figura 68. Diagrama de fuerza cortante en techo de cisterna - dirección Y (ton)</i>	101
<i>Figura 69. Ubicación de cerco a diseñar en planta</i>	102
<i>Figura 70. Distribución de carga sísmica en muro de cerco</i>	104
<i>Figura 71. Distribución de cargas para la viga solera</i>	105
<i>Figura 72. Diagrama de momento flector (ton-m)</i>	105
<i>Figura 73. Diagrama de fuerza cortante (ton)</i>	105
<i>Figura 74. Distribución de cargas en columneta</i>	106
<i>Figura 75. Diagrama de momento flector de columneta (ton-m)</i>	106
<i>Figura 76. Diagrama de fuerza cortante de columneta (ton)</i>	106
<i>Figura 77. Vista en elevación del cerco</i>	107
<i>Figura 78. Detalle de vigas soleras y columnetas</i>	107

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. <i>Metrado de cargas</i>	14
Tabla 2. <i>Datos para el predimensionamiento de Columnas</i>	17
Tabla 3. <i>Cargas aplicadas en columna de elementos en el primer piso</i>	22
Tabla 4. <i>Cargas aplicadas en columna de elementos en planta típica</i>	22
Tabla 5. <i>Cargas aplicadas en columna de elementos en azotea</i>	23
Tabla 6. <i>Reducción de cargas aplicadas en columna</i>	24
Tabla 7. <i>Cargas aplicadas en placa de elementos en el primer piso</i>	24
Tabla 8. <i>Cargas aplicadas en placa de elementos en planta típica</i>	25
Tabla 9. <i>Cargas aplicadas en placa de elementos en azotea</i>	25
Tabla 10. <i>Reducción de cargas aplicadas en placa</i>	26
Tabla 11. <i>Análisis estático por nivel</i>	30
Tabla 12. <i>Distribución de fuerzas cortantes por nivel</i>	31
Tabla 13. <i>Distribución de fuerza cortante en X e Y</i>	31
Tabla 14. <i>Análisis modal espectral de la edificación</i>	32
Tabla 15. <i>Centro de rigidez y masa por cada nivel</i>	33
Tabla 16. <i>Comparación del análisis dinámico vs análisis estático</i>	34
Tabla 17. <i>Análisis de rigidez en dirección X</i>	35
Tabla 18. <i>Análisis de rigidez en dirección Y</i>	36
Tabla 19. <i>Verificación de irregularidad de masa por nivel</i>	36
Tabla 20. <i>Verificación de irregularidad torsional en dirección X</i>	38
Tabla 21. <i>Verificación de irregularidad torsional en dirección Y</i>	38
Tabla 22. <i>Irregularidades en esquinas entrantes dirección X e Y</i>	39
Tabla 23. <i>Irregularidad por discontinuidad del diafragma en sección más crítica</i>	40
Tabla 24. <i>Verificación de derivas permisibles por piso en dirección X</i>	41
Tabla 25. <i>Verificación de derivas permisibles por piso en dirección Y</i>	41
Tabla 26. <i>Factor de reducción según solicitud</i>	43
Tabla 27. <i>Combinaciones de cargas</i>	43
Tabla 28. <i>Área de refuerzos en momentos positivos</i>	48
Tabla 29. <i>Área de refuerzos en momentos negativos</i>	48

Tabla 30. Área de refuerzo requerido para momentos máximos y mínimos	49
Tabla 31. Control de fisuración	51
Tabla 32. Área de refuerzo máximo y mínimo para una sección de losa maciza.....	52
Tabla 33. Acero requerido para combinación de cargas por momentos	53
Tabla 34. Diseño del refuerzo longitudinal superior e inferior.....	57
Tabla 35. Diseño por cortante para la viga VP-09.....	58
Tabla 36. Fuerzas cortantes calculados del diseño por capacidad	59
Tabla 37. Menores valores de fuerza cortante en cada tramo	60
Tabla 38. Control de fisuración en cada tramo.....	62
Tabla 39. Combinaciones de carga para la columna C-4 en el primer piso	63
Tabla 40. Fuerza cortante generada por el momento nominal de mayor valor.....	65
Tabla 41. Fuerza cortante máxima por amplificación de carga sísmica	66
Tabla 42. Diseño por Flexocompresión para las distintas combinaciones de cargas.....	70
Tabla 43. Mayor fuerza cortante y momento resultado de las combinaciones de cargas	72
Tabla 44. Cargas y momentos de columna C-6.....	79
Tabla 45. Resultante de cargas centradas en zapata combinada.....	85
Tabla 46. Diseño por flexión para zapata.....	87
Tabla 47. Combinaciones de cargas y momentos – Columna C-6.....	89
Tabla 48. Combinaciones de cargas -Columna C-7.....	90
Tabla 49. Diseño por flexión de la viga de cimentación.....	91
Tabla 50. Diseño por cortante de la viga de cimentación.....	91
Tabla 51. Momento y área de refuerzo en tramo y descanso de la escalera.....	93
Tabla 52. Área de refuerzo vertical.....	96
Tabla 53. Área de refuerzos para cargas hidrostáticas	98
Tabla 54. Distribución de acero para momentos en X e Y.....	100
Tabla 55. Distribución de acero para momentos en X e Y para losa inferior.....	100
Tabla 56. Refuerzo requerido para viga solera del diseño por flexión.....	105
Tabla 57. Refuerzo requerido para columneta del diseño por flexión.....	107

1. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El proyecto comprende el diseño y análisis estructural de una edificación de concreto armado, para uso de vivienda multifamiliar. El edificio consta de 5 pisos, con 9 departamentos en total. El edificio se encontraría en el distrito de Surquillo, en la región de Lima, Perú.

El Perú es un país altamente sísmico, debido a que se encuentra dentro de la zona conocida como “Cinturón de fuego”. El departamento de Lima estaría ubicado dentro de la zona 4 (SENCICO, 2018) siendo una de las regiones más vulnerables a sismos de gran magnitud dentro de nuestro país. Sumado a ello, la región de Lima cuenta con la mayor cantidad de pobladores de todas las regiones del país. Por esto, es de suma importancia la construcción de edificaciones y proyectos capaces de soportar los sismos de gran magnitud que suceden en nuestro país.

Para el diseño de la edificación se siguieron los lineamientos planteados en las normas técnicas del reglamento nacional de edificaciones. En cuanto al análisis sísmico, se siguió lo indicado por la norma de diseño sismoresistente E.030 (SENCICO, 2018). Para el diseño de elementos estructurales se obedeció los lineamientos de la norma E.060, de diseño en concreto armado (SENCICO, 2016). Tanto para el análisis y el diseño, se utilizaron las cargas propuestas por la normativa E.020 de cargas (SENCICO, 2006).

1.2. OBJETIVOS:

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar estructuralmente un edificio de vivienda multifamiliar de concreto armado de 5 pisos

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Generar un modelo de la edificación y realizar un análisis sísmico y estático con ayuda de herramientas computacionales

Con los resultados del análisis, y obedeciendo los lineamientos de la normativa técnica de edificaciones, diseñar los elementos estructurales del edificio.

1.3. METODOLOGÍA

Para el desarrollo de esta tesis, se comenzará con un predimensionamiento de los elementos estructurales. Esto se hará en base a los planos de arquitectura, y siguiendo las pautas de estructuración propuestas por el Ing. Antonio Blanco Blasco en su libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (1994).

Luego, se procedió a hacer un metrado de las cargas actuantes en la edificación. Esto se hará siguiendo los lineamientos propuestos por la norma técnica E.020 de cargas (SENCICO, 2006).

Con los elementos predimensionados y las cargas actuantes identificadas, se procedió a realizar el modelo computacional, con ayuda del software ETABS. Con ello, se realizó el análisis estático y sísmico, en base a cuyos resultados se modificó la distribución y forma de los elementos estructurales, a fin de cumplir con las tolerancias sísmicas propuestas por la normativa técnica E.030 de diseño sísmoresistente.

Con la distribución y forma de elementos definida, se procedió con el diseño de cada elemento de concreto armado, en base a los lineamientos planteados por la norma técnica E.060 de diseño en concreto armado. Se hizo el diseño de manera manual y se corroboró su comportamiento con los softwares ETABS y SAP2000.

1.4. ARQUITECTURA DEL PROYECTO

Tal como se mencionó en la introducción el proyecto consta de 5 niveles. Cuenta con 4 estacionamientos y un departamento en el primer nivel. Del segundo al quinto nivel cuenta con 2 departamentos por nivel. En la azotea cuenta con un cuarto de máquinas, correspondientes al ascensor. Los niveles son típicos a partir del tercer nivel.

La edificación está ubicada en la segunda etapa de la urbanización Los Sauces, en el distrito de Surquillo. Se encuentra en el cruce entre la calle Varsovia y el pasaje Luxemburgo. En el eje A, la edificación colinda con una edificación de vivienda unifamiliar de dos niveles. En el eje 1, la edificación colinda con un lote de estacionamientos exterior. En el eje 11, la edificación colinda con la calle Varsovia. La fachada de la edificación se encuentra en los ejes E/F, colindando con el pasaje Luxemburgo.

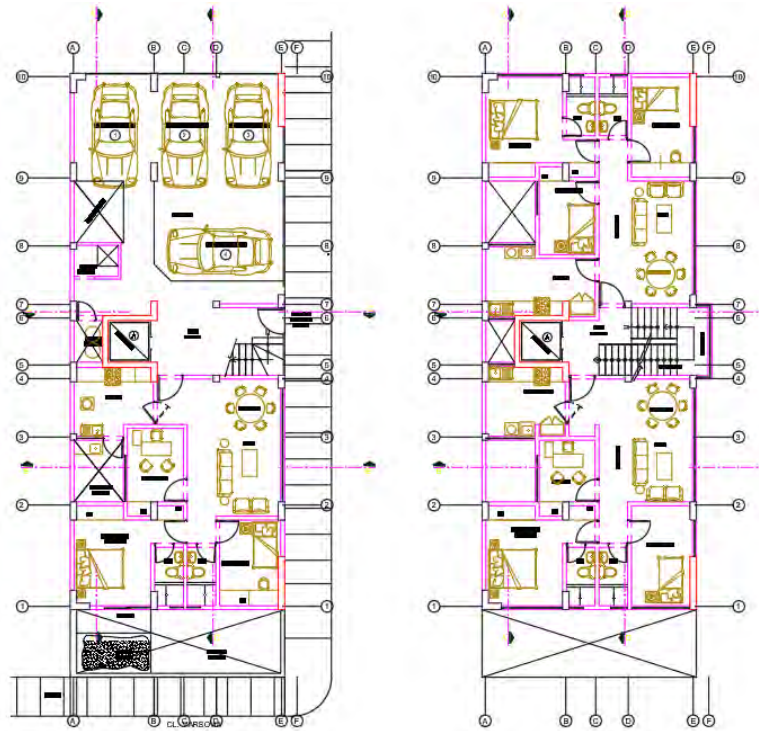


Figura 1. Vista en planta del primer y segundo nivel

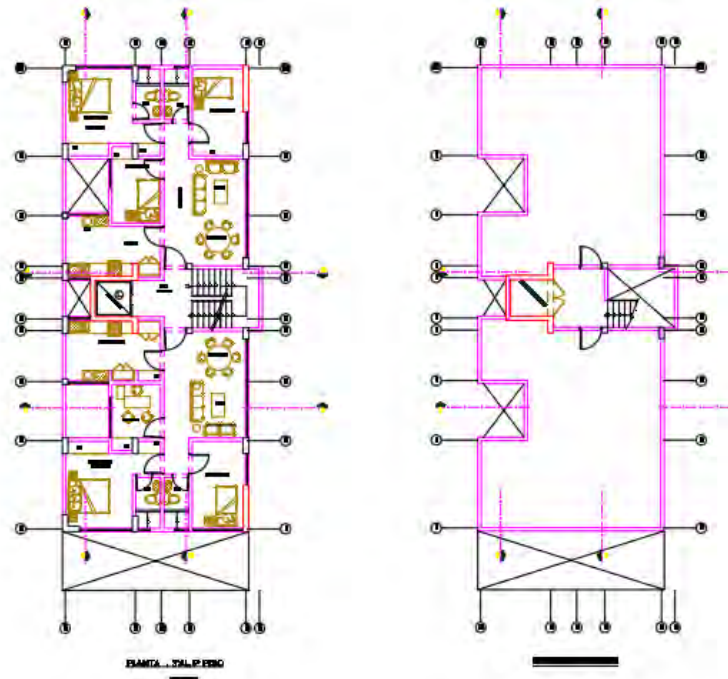


Figura 2. Vista en planta del tercer a quinto nivel, y planta de azotea

Se cuenta con 11 ejes en la dirección X-X y 5 ejes en la dirección Y-Y. Los ejes coinciden con la distribución de elementos estructurales.

1.5. CARGAS EMPLEADAS:

Se emplearon las siguientes cargas para el metrado y análisis:

Tabla 1. Metrado de cargas

Metrado de cargas	
Carga muerta	
Losa Maciza	480 kg/m ²
Losa Aligerada	300 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²
Tabiquería	1350 kg/m ³
Carga viva	
Sobrecarga	200 kg/m ² (Azotea = 100 kg/m ²)

2. ESTRUCTURACIÓN

2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

En base a los planos de arquitectura se realizó la estructuración del edificio. La estructuración consiste en la distribución y ubicación de los elementos estructurales del edificio. El Ing. Antonio Blanco propone criterios para la estructuración, los cuales se consideraron para el diseño del proyecto. Los criterios en mención son los siguientes:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez Lateral
- Existencia de diafragma rígido
- Influencia y representación adecuada de elementos no estructurales
- Consideraciones para la sub – estructura o cimentación
- Diseño en concreto armado

2.2. DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Bajo la misma consideración de tratar de alterar la arquitectura en lo más mínimo, se colocaron elementos estructurales con dimensiones similares a las propuestas en el plano de

arquitectura, y muros estructurales en zonas donde no se altere el flujo de personas ni la estética del ambiente.

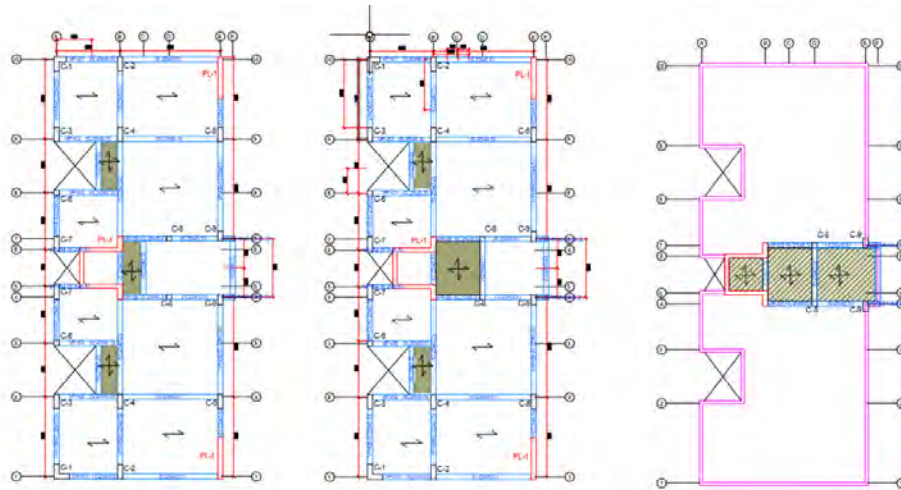


Figura 3. Planos de Estructuración

2.3. ALIGERADOS

En el caso del Aligerado, la longitud más larga es de 4.65 metros. El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensionadas considerando los criterios mostrados a continuación (Blanco, 1994):

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

Aplicando los criterios mostrados, se tomará aligerados de 20 cm de espesor.

2.4. LOSAS EN DOS DIRECCIONES

Para el predimensionamiento de la losa maciza en dos direcciones, se tiene el siguiente criterio (Blanco, 1994).

$$h = \frac{L}{40} \text{ o } \frac{\sum L}{180}$$

Sin embargo, ya que se busca continuidad entre las losas aligeradas y macizas, se tomará un espesor de 20 cm.

2.5. VIGAS

Para el predimensionamiento de vigas, se considera el siguiente criterio (Blanco, 1994).

$$h = \frac{L}{10} \text{ a } \frac{L}{12}$$

De acuerdo a los planos de arquitectura, la mayor longitud libre para una viga es de 4.65 m. Aplicando el criterio mencionado anteriormente, la dimensión del peralte nos daría un rango de valores entre 0.45 m a 0.5 m. Por otro lado, la norma E.060 señala que el espesor mínimo para una viga es de 0.25 m. Con ello, se tendrá vigas predimensionadas con una sección de dimensiones 0.25x0.50, excepto casos puntuales donde la arquitectura requiera otras dimensiones. Además, se predimensionarán vigas chatas, debido a la presencia de tabiquería sobre la losa.

2.6. COLUMNAS

Para el predimensionamiento de las columnas se considera el siguiente criterio (Blanco, 1994):

Para columnas interiores:

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

Para columnas exteriores u esquineras:

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

Ambos criterios se usan en el caso que la edificación contenga muros que aporten la mayor parte de la rigidez lateral. Esto significa que el criterio es aplicable en el caso que la función principal de la columna sea resistir cargas de gravedad y estas no reciban una carga lateral considerable. Se asumirán dichas condiciones para el proyecto, además se considerará el uso de concreto de resistencia 210 kg/cm².

Con este criterio se definieron secciones de columnas de 25 cm de ancho, con un peralte que cumpla con el área mínima requerida. La siguiente tabla indica los valores elegidos para dichas secciones:

Tabla 2. Datos para el predimensionamiento de Columnas

Elemento	Ubicación	Área tributaria At (m ²)	Carga At x 1 ton/m ² (ton)	N° PISOS	¿Exterior o Interior?	Área de sección mínima (cm ²)	Dimensiones utilizadas (cm)	Área de sección (cm ²)
C-1	EJE A/10	3.8	3.8	5	Exterior	261	0.25 x 1.05	2625
C-2	EJE B/10	7.9	7.9	5	Exterior	540	0.25 x 0.70	1750
C-3	EJE A/9	3.8	3.8	5	Exterior	261	0.25 x 1.05	2625
C-4	EJE B/9	12.3	12.3	5	Interior	648	0.25 x 0.70	1750
C-5	EJE E/9	9.2	9.2	5	Exterior	629	0.25 x 0.70	1750
C-6	EJE A/8	2.5	2.5	5	Exterior	169	0.25 x 0.50	1250
C-7	EJE B/8	8.0	8.0	5	Interior	424	0.25 x 0.50	1250
C-8	EJE A/7	1.2	1.2	6	Exterior	94	0.25 x 0.75	1875

2.7. PLACAS

Un rango común para los espesores de las placas utilizadas en las edificaciones en el Perú es de 15 a 30 centímetros, en condiciones normales. Para este proyecto se consideraron placas de espesores de 25 y 20 centímetros, para tener continuidad con el ancho de las vigas y guardar relación con la arquitectura del proyecto.

3. METRADO DE CARGAS

Se realizaron los metrados de carga muerta y carga viva, provocadas por efecto de la gravedad. Para ello, se utilizaron los lineamientos para metrados de cargas propuestos por la norma técnica E.020, entre ellos, las cargas propuestas en el capítulo 1.5. de este texto. Finalmente, dichas cargas serán amplificadas con el fin de obtener las cargas últimas.

3.1. METRADO EN LOSAS ALIGERADAS

Para el caso de este proyecto, se utilizará una losa aligerada de 20 cm de espesor. Para este espesor de losa, la norma técnica E.020 propone un peso de 300 kg/m². Sumado a ello, se

consideró un peso para el piso terminado (de espesor 5 cm) de 100 kg/m². Para la carga viva, la norma contempla un valor de 200 kg/m².

Se realizó el metrado para una vigueta de 40 cm de ancho, sección que se repite a lo largo del paño del aligerado.

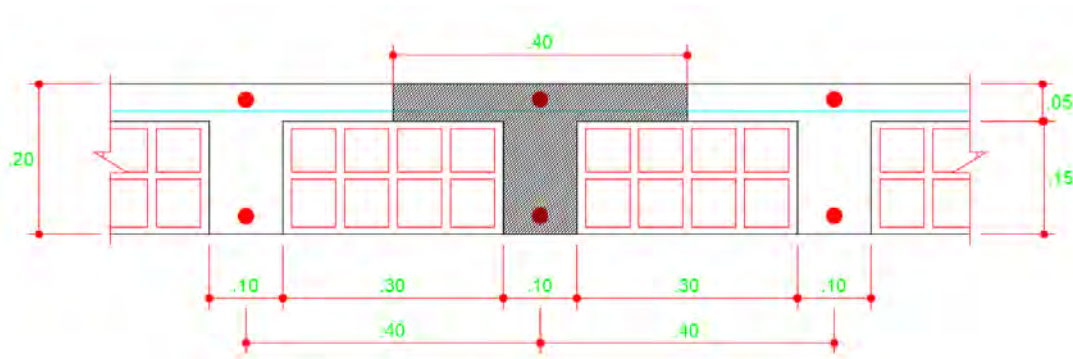


Figura 4. Vigueta de aligerado a metrarse

CARGA MUERTA

- Aligerados = 300 kg/m²
- Piso terminado = 100 kg/m²

CARGA VIVA

- Carga viva = 200 kg/m²

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM) = $1.4 \cdot (0.4 \cdot (300 + 100)) = 224 \text{ kg/m}$
- CU (1.4CM+1.7CV) = $224 + 1.7 \cdot (0.4 \cdot 200) = 360 \text{ kg/m}$

3.2. METRADO DE LOSAS MACIZAS

De la misma forma que la losa aligerada, las losas macizas para este proyecto serán de 20 centímetros de espesor. Se escogió una franja de 40 centímetros de espesor para el metrado de cargas. Con dichas dimensiones, se procedió al cálculo de las cargas aplicadas sobre la losa, haciendo uso de las cargas y pesos específicos planteados por la norma técnica E.030.

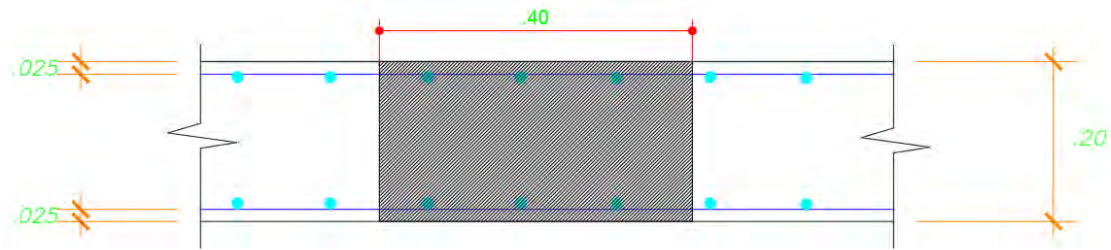


Figura 5. Franja de losa maciza a metrarse

CARGA MUERTA

- Losa maciza $= 0.2 \cdot 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
- Piso terminado $= 100 \text{ kg/m}^2$

CARGA VIVA

- Carga viva $= 200 \text{ kg/m}^2$

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM) $= 1.4 \cdot (0.4 \cdot (480 + 100)) = 325 \text{ kg/m}$
- CU (1.4CM+1.7CV) $= 224 + 1.7 \cdot (0.4 \cdot 200) = 461 \text{ kg/m}$

3.3. METRADO DE VIGAS PERALTADAS

Se analizará la viga peraltada VP-08 correspondiente al eje B. Las cargas aplicadas sobre la viga son las siguientes.

Para el tramo correspondiente al eje 2 al 3:

CARGA MUERTA

- Peso propio $= 0.25 \cdot 0.5 \cdot 2400 = 300 \text{ kg/m}$
- Losa aligerada $= 3.75 \cdot 300 = 1125 \text{ kg/m}$
- Piso terminado $= 4.00 \cdot 100 = 400 \text{ kg/m}$
- Tabique 1 $= 1350 \cdot 2.2 \cdot 0.15 = 446 \text{ kg/m}$
- Tabique 2 $= 1350 \cdot 2.5 \cdot 0.15 \cdot 3.7 / 4.9 = 383 \text{ kg/m}$
- Tabique 3 $= 1350 \cdot 2.5 \cdot 0.15 \cdot 2.45 / 4.9 = 254 \text{ kg/m}$

CARGA VIVA

- Carga viva = $4.00 \cdot 200$ = 800 kg/m

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM+1.7CV) = $1.4 \cdot 2908 + 1.7 \cdot 800$ = 5432 kg/m

Para el tramo correspondiente al eje 4 al 5:

CARGA MUERTA

- Peso propio = $0.25 \cdot 0.5 \cdot 2400$ = 300 kg/m
- Losa aligerada = $3.75 \cdot 300$ = 1125 kg/m
- Piso terminado = $4.00 \cdot 100$ = 400 kg/m
- Tabique = $1350 \cdot 2.5 \cdot 0.15 \cdot 3.7 / 4.9$ = 383 kg/m

CARGA VIVA

- Carga viva = $4.00 \cdot 200$ = 800 kg/m

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM+1.7CV) = $1.4 \cdot 2208 + 1.7 \cdot 800$ = 4452 kg/m

Para el tramo correspondiente al eje 5 al 7:

CARGA MUERTA

- Peso propio = $0.25 \cdot 0.5 \cdot 2400$ = 300 kg/m
- Losa maciza = $1.2 \cdot 0.2 \cdot 2400$ = 576 kg/m
- Piso terminado = $1.2 \cdot 100$ = 120 kg/m

CARGA VIVA

- Carga viva = $1.2 \cdot 200$ = 240 kg/m

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM+1.7CV) = $1.4 \cdot 996 + 1.7 \cdot 240$ = 1803 kg/m

3.4. METRADO DE VIGAS CHATAS

Se analizará la viga chata correspondiente al eje B, ubicada entre los ejes 3 y 4, y entre los ejes 8 y 9. Las cargas aplicadas sobre la viga son las siguientes.

CARGA MUERTA

- Peso propio = $0.2 \cdot 0.25 \cdot 2400$ = 120 kg/m
- Losa maciza = $0.4 \cdot 0.2 \cdot 2400$ = 204 kg/m
- Losa aligerada = $2.33 \cdot 300$ = 699 kg/m
- Piso terminado = $2.98 \cdot 100$ = 298 kg/m
- Tabique = $1350 \cdot 2.5 \cdot 0.15 \cdot 3.7 / 4.9$ = 383 kg/m

CARGA VIVA

- Carga viva = $2.98 \cdot 200$ = 596 kg/m

CARGA ÚLTIMA

- CU (1.4CM+1.7CV) = $1.4 \cdot 1704 + 1.7 \cdot 596$ = 3399 kg/m

Ya que el proyecto es simétrico respecto al eje X-X, el metrado para los tramos correspondientes al eje 7 al 11 será igual a los mencionados anteriormente. Finalmente, se modela la viga VP-08 para una planta típica de la siguiente manera:

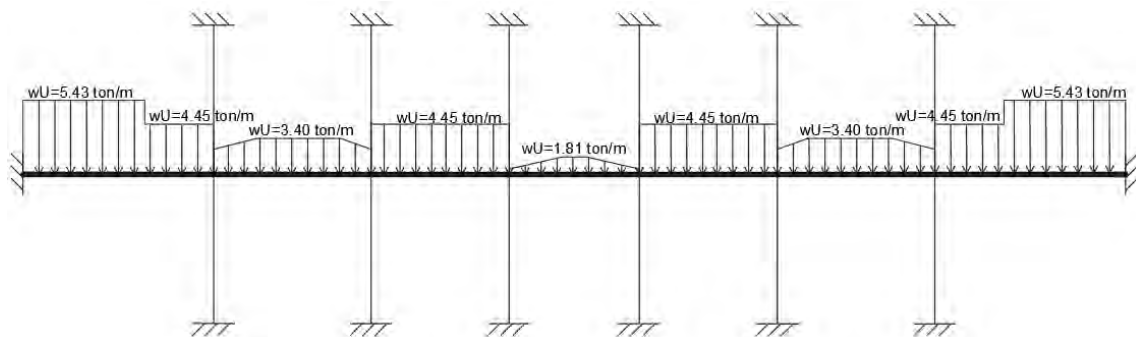


Figura 6. Modelo de viga del eje B, con cargas últimas aplicadas

3.5. METRADO DE COLUMNAS

Se analizarán las cargas aplicadas sobre la columna C-4, ubicada en la intersección de los ejes B y 10. Se obtiene lo siguiente:

Para el primer nivel:

Tabla 3. Cargas aplicadas en columna de elementos en el primer piso

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen $V = a \times h \times L$ (m ³)	Peso unitario (kg/m ³)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						3140
Peso Propio	0.25	3.60	0.70	0.63	2400	1512
Viga VP-08 0.25 x 0.5	0.25	0.50	1.38	0.17	2400	413
Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.50	1.25	0.16	2400	375
Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.50	2.33	0.29	2400	698
Viga VP-08 0.25 x 0.2	0.25	0.20	1.19	0.06	2400	143

Descripción	Área (m ²)	Carga distribuida (kg/m ²)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			7983
Losa Aligerada	9.28	300	2784
Losa Maciza	1.25	480	600
Tabiques	12.43	270	3356
Piso terminado	12.43	100	1243

Para una planta típica:

Tabla 4. Cargas aplicadas en columna de elementos en planta típica

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen $V = a \times h \times L$ (m ³)	Peso unitario (kg/m ³)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						2762
Peso Propio	0.25	2.7	0.7	0.47	2400	1134
Viga VP-08 0.25 x 0.5	0.25	0.5	1.38	0.17	2400	413
Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.5	1.25	0.16	2400	375

Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.5	2.33	0.29	2400	698
Viga VP-08 0.25 x 0.2	0.25	0.2	1.19	0.06	2400	143

Descripción	Área (m2)	Carga distribuida (kg/m2)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			7983
Losa Aligerada	9.28	300	2784
Losa Maciza	1.25	480	600
Tabiques	12.43	270	3356
Piso terminado	12.43	100	1243

Para la azotea:

Tabla 5. Cargas aplicadas en columna de elementos en azotea

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen $V = a \times h \times L$ (m3)	Peso unitario (kg/m3)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						2762
Peso Propio	0.25	2.7	0.7	0.47	2400	1134
Viga VP-08 0.25 x 0.5	0.25	0.5	1.38	0.17	2400	413
Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.5	1.25	0.16	2400	375
Viga VP-02 0.25 x 0.5	0.25	0.5	2.33	0.29	2400	698
Viga VP-08 0.25 x 0.2	0.25	0.2	1.19	0.06	2400	143

Descripción	Área (m2)	Carga distribuida (kg/m2)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			6616
Losa Aligerada	9.28	300	2784
Losa Maciza	1.25	480	600
Tabiques	12.43	160	1989
Piso terminado	12.43	100	1243

Por último, se realiza la reducción de cargas vivas y se obtiene el total de las cargas aplicadas:

Tabla 6. Reducción de cargas aplicadas en columna

Nivel	Área tributaria (m ²)	Carga Muerta (ton)	Factor K	Área de influencia (m ²)	Factor de reducción	Carga viva sin reducción (ton)	Carga viva acumulada (ton)	Carga muerta acumulada (ton)
5	12.6	8.63	2	25.2	1	1.26	1.26	9.38
4	25.2	10.74	2	50.4	0.9	2.52	3.52	20.12
3	37.8	10.74	2	75.7	0.78	2.52	5.49	30.87
2	50.4	10.74	2	100.9	0.71	2.52	7.29	41.61
1	63.1	11.12	2	126.1	0.66	2.52	8.94	52.73

3.6. METRADO DE PLACAS

Se realizó el metrado de la placa PL-1, ubicada entre los ejes E y 11.

- Para el primer nivel:

Tabla 7. Cargas aplicadas en placa de elementos en el primer piso

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen V =a x h x L (m ³)	Peso unitario (kg/m ³)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						5337
Peso Propio (e=20cm)	0.25	3.6	2.05	1.85	2400	4428
Viga VP-01 0.25 x 0.5	0.25	0.5	2.33	0.29	2400	699
Viga VP-09 0.25 x 0.5	0.25	0.5	0.7	0.09	2400	210

Descripción	Área (m ²)	Carga distribuida (kg/m ²)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			4369
Losa Aligerada	5.82	300	1746
Tabiques	7.09	270	1914
Piso terminado	7.09	100	709

- Para una planta típica:

Tabla 8. Cargas aplicadas en placa de elementos en planta típica

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen $V = a \times h \times L$ (m ³)	Peso unitario (kg/m ³)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						4230
Peso Propio (e=20cm)	0.25	2.7	2.05	1.38	2400	3321
Viga VP-01 0.25 x 0.5	0.25	0.5	2.33	0.29	2400	699
Viga VP-09 0.25 x 0.5	0.25	0.5	0.7	0.09	2400	210

Descripción	Área (m ²)	Carga distribuida (kg/m ²)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			4369
Losa Aligerada	5.82	300	1746
Tabiques	7.09	270	1914
Piso terminado	7.09	100	709

- Para la azotea:

Tabla 9. Cargas aplicadas en placa de elementos en azotea

Descripción	a (m)	h(m)	L(m)	Volumen $V = a \times h \times L$ (m ³)	Peso unitario (kg/m ³)	Carga (V x Peso Unitario) (kg)
Carga muerta						4230
Peso Propio (e=20cm)	0.25	2.7	2.05	1.38	2400	3321
Viga VP-01 0.25 x 0.5	0.25	0.5	2.33	0.29	2400	699
Viga VP-09 0.25 x 0.5	0.25	0.5	0.7	0.09	2400	210

Descripción	Área (m ²)	Carga distribuida (kg/m ²)	Carga (Área x Carga distribuida) (kg)
Carga muerta			3589
Losa Aligerada	5.82	300	1746
Tabiques	7.09	160	1134
Piso terminado	7.09	100	709

Por último, se realiza la reducción de cargas vivas y se obtiene el total de las cargas aplicadas

Tabla 10. Reducción de cargas aplicadas en placa

Nivel	Área tributaria (m ²)	Carga Muerta (ton)	Factor K	Área de influencia (m ²)	Factor de reducción	Carga viva sin reducción (ton)	Carga viva acumulada (ton)	Carga muerta acumulada (ton)
5	7.1	7.39	2	14.2	1	0.71	0.71	7.82
4	14.2	8.6	2	28.4	1	1.42	2.13	16.42
3	21.3	8.6	2	42.5	0.96	1.42	3.48	25.02
2	28.4	8.6	2	56.7	0.86	1.42	4.7	33.62
1	41	9.71	2	81.9	0.76	1.42	5.78	43.32

3.7. METRADO DE ESCALERAS

A manera de ejemplo, se realizará el metrado del primer tramo de la escalera en un piso típico.

Primero, se halló la dimensión y peso de los pasos. Para ello, se utilizó la siguiente fórmula (San Bartolomé, 1998):

$$Peso = \gamma * B * p * \left[\frac{1}{2} * cp + \frac{t}{\cos\theta} \right]$$

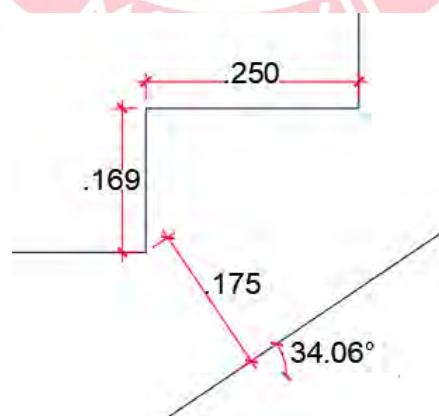


Figura 7. Dimensiones de Escalera

Siendo

- $p = \text{Paso} = 0.25\text{m}$

- $cp = \text{Contrapaso} = 0.169\text{m}$
- $t = \text{espesor de la garganta} = 0.175\text{m}$
- $B = \text{Ancho del tramo inclinado} = 1.20\text{m}$
- $\theta = \text{Ángulo de inclinación del tramo recto} = 34.06^\circ$

Se halló la carga distribuida por metro lineal de los pasos

$$wpaso = 2.4 * \left[\frac{1}{2} * 0.169 + \frac{0.175}{\text{Cos}(34.06)} \right] = 0.71 \text{ ton/m}^2$$

De la misma manera que la losa, se considera un contrapiso de 5cm de espesor, de peso 0.1 ton/m². Con ambas cargas definidas, se halla la carga muerta total para el tramo inclinado.

$$wD \text{ tramo inclinado} = 0.71 + 0.1 = 0.81 \text{ ton/m}^2$$

Luego se procede a hallar la carga ocasionada por el descanso. Se metró de la siguiente manera:

- $W \text{ descanso} = 0.20 * 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}^2$
- $W \text{ piso terminado} = 0.1 \text{ ton/m}^2$

$$wD \text{ descanso} = 0.48 + 0.1 = 0.58 \text{ ton/m}^2$$

Por último, se añade la carga viva, la cual de acuerdo a los lineamientos propuestos por la norma técnica E.030 sería de 0.2 ton/m². Se obtiene el siguiente modelo:

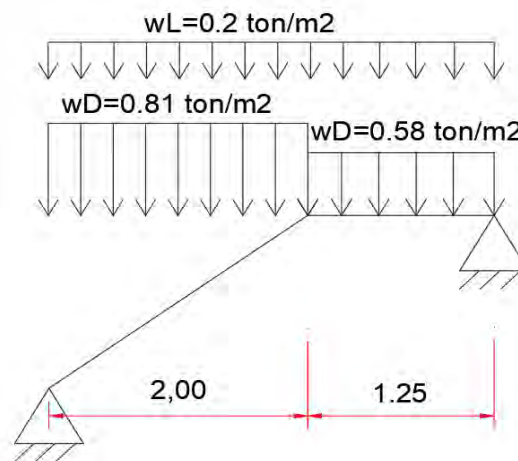


Figura 8. Modelo de cargas

Para cargas últimas:

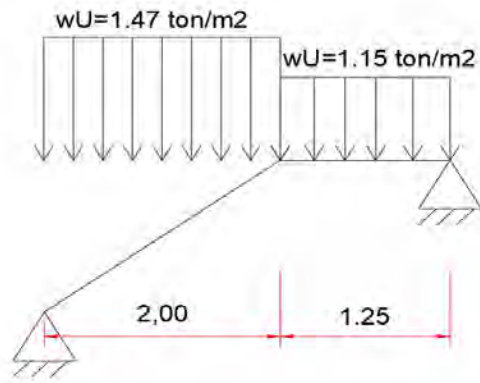


Figura 9. Cargas últimas

4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1. INTRODUCCIÓN

Una vez definida la estructuración y hecho el metrado de cargas, se procedió a realizar el análisis sísmico. Este nos sirve para verificar si la edificación cumple con los requerimientos de comportamiento sísmico propuestos por la norma técnica E.030. El análisis sísmico será realizado mediante la ayuda del software ETABS.

4.2. PARÁMETROS SÍSMICOS

4.2.1. FACTOR DE ZONA (Z)

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica peruana, el departamento de Lima, en donde se encuentra ubicado el proyecto, se encuentra en la zona sísmica 4. A dicha zona le corresponde una aceleración pico de suelo de 0.45g.

4.2.2. PARÁMETROS DE SITIO (S)

Para hallar los parámetros de sitio se tomó en consideración dos factores. El primero fue la zonificación sísmica, la cual como se mencionó anteriormente es 4. Después se tomó en consideración el perfil de suelos, el cual, de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado en la zona, corresponde a un perfil tipo S2 de suelos intermedios.

Mediante las tablas presentes en la norma técnica E.030 de Diseño Sismoresistente, se obtuvo que para el perfil de suelo S2 y para la Zona sísmica 4 los periodos y factores son los siguientes:

- $T_p=0.6$ s
- $T_L=2.0$ s
- $S=1.05$

4.2.3. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C)

Para hallar el factor de amplificación sísmica, es necesario hallar el valor del período fundamental de vibración de la edificación. La norma E.030, en el numeral 28.4, plantea una fórmula para su estimación, que es la siguiente:

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

Siendo h_n la altura total de la edificación y C_t un factor dependiente del sistema estructural de la edificación. Para el caso de este proyecto, dichos valores son de 13.5 m y 45 respectivamente. Con ello se estima el período:

$$T = \frac{13.5}{45} = 0.3 \text{ s}$$

El período estimado es menor que el período T_p , y para dicho caso la norma plantea el uso de un factor de amplificación sísmica de 2.5.

4.2.4. FACTOR DE USO (U)

Debido a que el proyecto será utilizado como una edificación de vivienda, de acuerdo a la norma técnica E.030 el proyecto encaja dentro de la categoría C de edificaciones comunes. Para dicha categoría, le corresponde el valor del factor de uso de 1.

4.2.5. COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN (R₀)

La edificación se considera del tipo Muros estructurales, por lo cual le corresponde un coeficiente básico de reducción R_0 de 6. Inicialmente, se asume que la edificación no posee irregularidades, por ello se asigna a los factores de irregularidad en altura y planta el valor de 1. Posteriormente se corroborará dicho valor y se identificará si la edificación presenta irregularidades. Se halló el coeficiente de reducción de la siguiente manera.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 6 * 1 * 1 = 6$$

4.3. MODELO DE LA EDIFICACIÓN

Se elaboró el modelo de la edificación mediante el uso del software ETABS. Para ello, se definieron los materiales, secciones, dimensiones y ubicación de cada elemento estructural. Así mismo, se definieron las cargas actuantes junto con sus combinaciones de acuerdo a la normativa E.020 de cargas. Finalmente, se asignaron los casos de cargas para el análisis estático y dinámico, junto con el espectro de sismo.

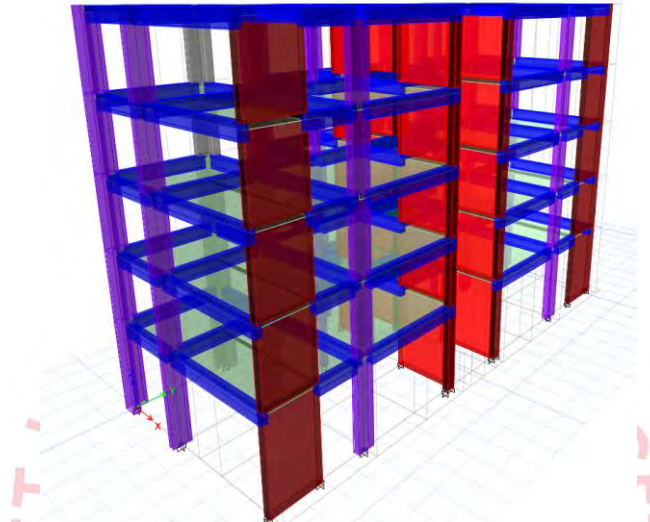


Figura 10. Modelo 3D de la edificación propuesta

4.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

De acuerdo al artículo 26 de la norma técnica E.030, para una edificación de categoría C, que es la categoría donde encaja este proyecto, corresponde una estimación de peso del 100% de la carga muerta más el 25% de carga viva. Entonces, para cada nivel se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 11. Análisis estático por nivel

Nivel	Masa	Peso
	tonf-s ² /m	tonf
Nivel 1	18.7	183.45
Nivel 2	18.81	184.53
Nivel 3	18.81	184.53
Nivel 4	18.81	184.53
Nivel 5	17.72	173.87
	TOTAL	910.91

Con los parámetros sísmicos hallados anteriormente, se procede a realizar el cálculo de fuerza cortante basal. El cálculo se realiza mediante la siguiente fórmula, propuesta por la norma E.030:

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

$$V = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1.05}{6} * 910 = 179.3 \text{ ton}$$

Una vez hallada la cortante basal, se procede a hallar la distribución de fuerzas cortantes por nivel.

Tabla 12. Distribución de fuerzas cortantes por nivel

Nivel	Altura h (m)	Altura acumulada (m)	Peso (ton)	P*h (ton.m)	α	Fuerza cortante (ton)
1	3.6	3.60	183	660	0.08	14
2	2.7	6.30	185	1163	0.14	26
3	2.7	9.00	185	1661	0.20	36
4	2.7	11.70	185	2159	0.27	47
5	2.7	14.40	174	2504	0.31	55
			TOTAL	8146	TOTAL	179

Mediante el análisis estático aplicado al modelo en ETABS se pudo obtener la distribución de fuerzas cortantes en las direcciones X e Y para placas y columnas. Con ello, se obtuvo el porcentaje de cargas absorbidas por ambos elementos.

Tabla 13. Distribución de fuerza cortante en X e Y

	% DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE	
	Columnas	Muros
Eje X	6.13%	93.87%
Eje Y	19.40%	80.60%

Con aquellos resultados, se corrobora que el sistema estructural de la edificación es de muros de concreto armado. Debido a ello, le corresponde un coeficiente básico de reducción $R_o=6$

4.3. ANÁLISIS DINÁMICO

Antes de iniciar el análisis dinámico se realizó el análisis modal espectral de la edificación. Para el análisis modal en ETABS se consideraron 3 grados de libertad por nivel, teniendo 15 modos de vibración en total para la edificación. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 14. Análisis modal espectral de la edificación

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.45	8.30%	8.10%	65.10%	8.30%	8.10%	65.10%
2	0.33	66.70%	5.40%	4.80%	75.00%	13.50%	69.90%
3	0.29	1.70%	66.50%	12.40%	76.70%	80.00%	82.30%
4	0.13	1.10%	1.20%	10.90%	77.80%	81.20%	93.10%
5	0.08	5.00%	9.70%	0.20%	82.80%	90.90%	93.30%
6	0.08	10.50%	3.00%	2.20%	93.30%	93.90%	95.50%
7	0.06	0.40%	0.60%	2.80%	93.70%	94.60%	98.30%
8	0.04	0.10%	2.60%	0.40%	93.70%	97.10%	98.70%
9	0.04	0.20%	0.90%	0.90%	94.00%	98.00%	99.60%
10	0.03	4.30%	0.10%	0.00%	98.30%	98.10%	99.60%
11	0.03	0.00%	0.00%	0.20%	98.30%	98.20%	99.90%
12	0.02	0.00%	1.40%	0.00%	98.30%	99.50%	99.90%
13	0.02	1.40%	0.00%	0.10%	99.70%	99.50%	100.00%
14	0.02	0.10%	0.30%	0.00%	99.80%	99.80%	100.00%
15	0.02	0.20%	0.20%	0.00%	100.00%	100.00%	100.00%

De los datos obtenidos se puede observar que los principales modos son los primeros 3, de rotación y desplazamiento en X e Y. El modo predominante es el de rotación, siendo necesario darle una especial atención a la verificación de irregularidad en planta por efectos de torsión.

Mediante el análisis computacional, también se hallaron los centros de rigidez y de masa para cada nivel, los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 15. Centro de rigidez y masa por cada nivel

Nivel	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
Nivel 1	4.37	11.22	4.29	10.20
Nivel 2	4.56	11.22	3.64	10.20
Nivel 3	4.56	11.22	3.44	10.20
Nivel 4	4.56	11.22	3.37	10.20
Nivel 5	4.74	11.22	3.32	10.20

Espectro de aceleraciones

Para el análisis dinámico, se definió el espectro de aceleraciones, haciendo uso de las fórmulas propuestas por la NTE E.030. Para el factor de amplificación sísmica se considera lo siguiente:

- Si $T < T_p$ $C = 2.5$
- Si $T_p < T < T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T_L}\right)$
- Si $T > T_L$ $C = 2.5 * \left(\frac{T_p T_L}{T^2}\right)$
- $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Finalmente, se hallan los valores de C para cada periodo del espectro y junto con los parámetros sísmicos, se aplica la siguiente fórmula para hallar los valores del espectro:

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Con ello, se obtiene el siguiente espectro de aceleraciones

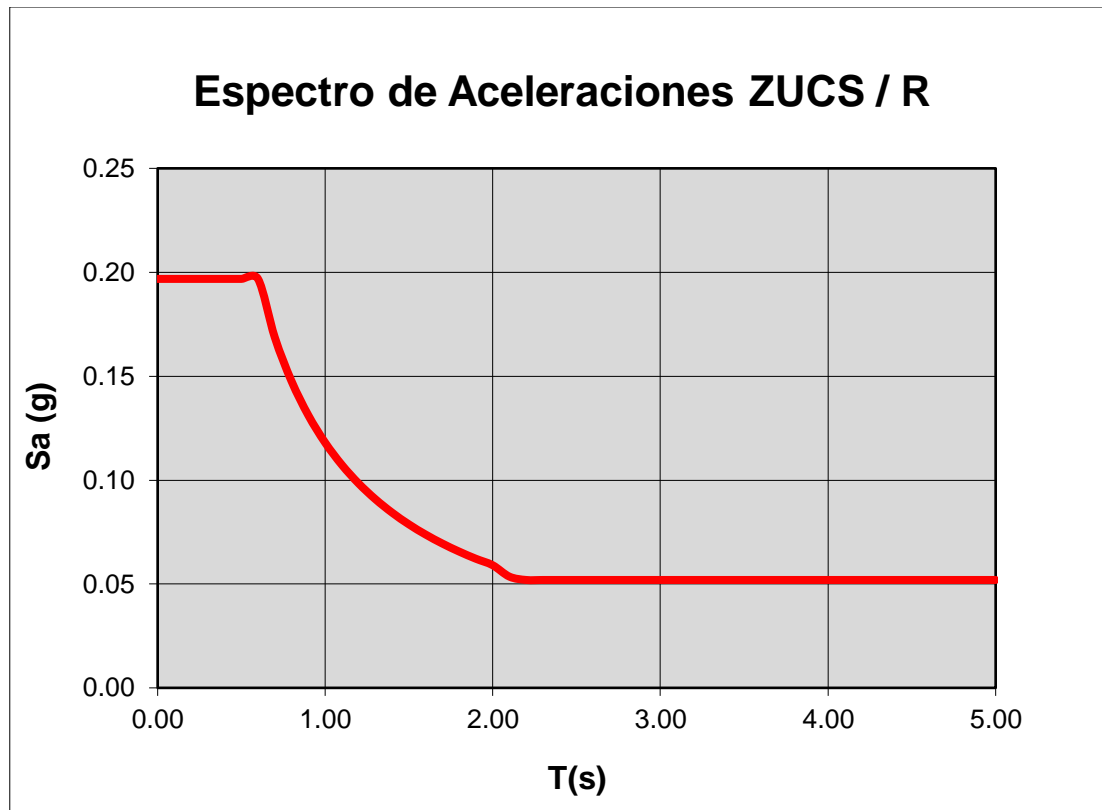


Figura 11. Gráfico de espectro de Aceleraciones ZUCS/R

Con el espectro de aceleraciones definido, se hallaron las reacciones en la base para ambas direcciones de análisis. La norma técnica E.030 indica que, para un edificio regular, la fuerza cortante en el primer entrepiso no debe ser menor al 80% que la obtenida mediante el análisis estático. Por ello, las reacciones obtenidas mediante el análisis dinámico se comparan con las obtenidas en el análisis estático.

Tabla 16. Comparación del análisis dinámico vs análisis estático

	Dirección de análisis	
	X	Y
V Estático (tonf)	179.3	179.3
80% V Estático (tonf)	143.5	143.5
V dinámico (tonf)	128.6	128.9
Factor de Escalar	1.116	1.113

Con ello, se obtiene el factor con el que deben ser escaladas las cargas en cada dirección de análisis para cumplir con los valores mínimos para las fuerzas cortantes.

Además, para el cálculo de los desplazamientos laterales, la norma E.030 propone multiplicar por un factor los resultados obtenidos mediante el análisis lineal y elástico. Dicho factor es el siguiente:

- Para estructuras irregulares: $0.85 \cdot R$
- Para estructuras regulares: $0.75 \cdot R$

Ya que inicialmente se asume que la edificación es regular, se hallan los desplazamientos multiplicando los resultados del análisis lineal y elástico por $0.75 \cdot R$. De ser hallada alguna irregularidad, dicho factor será modificado.

4.6. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES

4.6.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA

1) Irregularidad de Rigidez – Piso blando

De acuerdo a la Norma técnica E.0.30, una edificación presenta irregularidad de rigidez cuando en un entrepiso se cumplen uno de los siguientes criterios:

- La rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior
- La rigidez lateral es menor que el 80% del promedio de los tres niveles superiores adyacentes

Por ello, se realiza el análisis de las rigideces para ambas direcciones de análisis:

Para la dirección X

Tabla 17. Análisis de rigidez en dirección X

Nivel	Caso	Vx	Δx	Rigidez Kx	70% Kx siguiente nivel	¿Cumple?	80% Kx promedio 3 niveles siguientes	¿Cumple?
		tonf	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	
Nivel 1	VX	143.45	0.0014	99845	46608	CUMPLE	43089	CUMPLE
Nivel 2	VX	134.40	0.0020	66583	36918	CUMPLE	32588	CUMPLE
Nivel 3	VX	116.40	0.0022	52741	29581	CUMPLE	27786	CUMPLE
Nivel 4	VX	89.28	0.0021	42258	19046	CUMPLE	21766	CUMPLE
Nivel 5	VX	51.32	0.0019	27208	0	CUMPLE	0	CUMPLE

Para la dirección Y

Tabla 18. Análisis de rigidez en dirección Y

Nivel	Caso	Vy	Δy	Rigidez Ky	70% Ky siguiente nivel	¿Cumple?	80% Ky promedio 3 niveles siguientes	¿Cumple?
		tonf	m	tonf/m	tonf/m		tonf/m	
Nivel 1	VY	143.44	0.0011	129554	68985	CUMPLE	66627	CUMPLE
Nivel 2	VY	133.43	0.0014	98551	58017	CUMPLE	52597	CUMPLE
Nivel 3	VY	114.19	0.0014	82882	47892	CUMPLE	45743	CUMPLE
Nivel 4	VY	86.14	0.0013	68417	32158	CUMPLE	36752	CUMPLE
Nivel 5	VY	48.05	0.0010	45940	0.00	CUMPLE	0.00	CUMPLE

Con las rigideces obtenidas en el modelo, se observa que para ninguna de las direcciones la rigidez de un entrepiso es menor al 70% de la rigidez del nivel siguiente, ni menor al 80% de la rigidez del promedio de los 3 siguientes niveles. Por ello, se determina que la edificación no presenta irregularidad de rigidez ni de resistencia. Ya que no presenta dicha irregularidad, se determina que tampoco presenta irregularidad extrema de rigidez ni de resistencia.

2) Irregularidad de Masa o Peso

Una edificación presenta irregularidad de masa o peso cuando el peso de un nivel determinado es mayor que 1.5 veces el peso de un nivel adyacente. Con las masas obtenidas del modelo se realiza la verificación:

Tabla 19. Verificación de irregularidad de masa por nivel

Nivel	Masa	Peso	1.5*Peso nivel superior	¿Cumple?	1.5*Peso nivel inferior	¿Cumple?
	tonf-s ² /m	tonf	tonf		tonf	
Nivel 1	18.7	183.41	276.73	CUMPLE	0	NO APLICA
Nivel 2	18.81	184.48	276.73	CUMPLE	275.11	CUMPLE
Nivel 3	18.81	184.48	276.73	CUMPLE	276.73	CUMPLE
Nivel 4	18.81	184.48	260.75	CUMPLE	276.73	CUMPLE
Nivel 5	17.72	173.83	0.00	NO APLICA	276.73	CUMPLE

Con ello, se determina que la edificación no presenta irregularidad de masa o peso.

3) Irregularidad geométrica vertical

La irregularidad geométrica vertical sucede cuando en la dirección de análisis, la dimensión de una planta de la estructura sometida a las cargas horizontales es 1.3 veces mayor a la dimensión de alguna planta adyacente. Las dimensiones de la planta en ambas direcciones se mantienen constantes para todos los niveles, con lo cual se determina que la edificación no posee irregularidad geométrica vertical.

4) Discontinuidad en los sistemas resistentes

Dicha discontinuidad sucede cuando cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante presenta un cambio de orientación o un desplazamiento del eje en una distancia mayor al 25% de la longitud del elemento en la dirección de análisis.

Dado que todos los elementos verticales mantienen una sección constante en todos los niveles, se descarta la presencia de irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes. Por consecuente, también se descarta la presencia de irregularidad por discontinuidad extrema de los sistemas resistentes.

4.6.2 IRREGULARIDADES EN PLANTA

Irregularidad torsional

De acuerdo a la norma técnica E.030, una edificación presenta irregularidad torsional cuando el desplazamiento relativo de un extremo de la edificación es mayor que 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de todos los extremos. Además, se debe cumplir que el desplazamiento del extremo analizado sea mayor al 50% del límite de desplazamiento permisible para el tipo de edificación. Se analiza la irregularidad:

Para la dirección X

Tabla 20. Verificación de irregularidad torsional en dirección X

Nivel	Δ máx/ h	Δ prom/ h	Δ máx / Δ prom	¿ Δ máx > 50% Δ límite?	¿ Δ máx > 1.3 * Δ prom ?
Nivel 5	0.0032	0.0029	1.10	NO	NO
Nivel 4	0.0037	0.0033	1.11	SÍ	NO
Nivel 3	0.0040	0.0036	1.12	SÍ	NO
Nivel 2	0.0037	0.0033	1.12	SÍ	NO
Nivel 1	0.0021	0.0019	1.10	NO	NO

Para la dirección Y

Tabla 21. Verificación de irregularidad torsional en dirección Y

Nivel	Δ máx/ h	Δ prom/ h	Δ máx / Δ prom	¿ Δ máx > 50% Δ límite?	¿ Δ máx > 1.3 * Δ prom ?
Nivel 5	0.0017	0.0016	1.02	NO	NO
Nivel 4	0.0021	0.002	1.04	NO	NO
Nivel 3	0.0023	0.0022	1.06	NO	NO
Nivel 2	0.0023	0.0022	1.08	NO	NO
Nivel 1	0.0015	0.0013	1.18	NO	NO

Con ello, se determina que la edificación no presenta irregularidad torsional.

Esquinas entrantes

Según la norma técnica E.030, una edificación presenta irregularidad por esquinas entrantes cuando posee esquinas con dimensiones mayores al 20% de las dimensiones totales en planta para ambas direcciones de análisis. Se compararon las dimensiones de las 4 esquinas entrantes presentes en la edificación y se analizó la irregularidad para ambas direcciones:

Tabla 22. Irregularidades en esquinas entrantes dirección X e Y

Esquinas entrantes					Total
DIRECCIÓN X-X					
Longitud (m)	2.05	2.05	2.5	1.2	8.25
% Total	25%	25%	30%	15%	
DIRECCIÓN Y-Y					
Longitud (m)	2.38	2.38	2.6	1.6	20.65
% Total	12%	12%	13%	8%	

Se determina que, al no cumplir con la condición en ambas direcciones, la edificación no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma

Se dice que una edificación posee irregularidad por discontinuidad del diafragma cuando:

- Existen aberturas en planta mayores con un área mayor al 50% del área bruta del diafragma
- alguna sección transversal del diafragma posee un área resistente menor que el 25% del área resistente de la sección transversal total

La edificación no presenta aberturas en planta con áreas mayores al 50% del área bruta del diafragma. Se procede a analizar el área resistente de la sección más crítica en la planta.

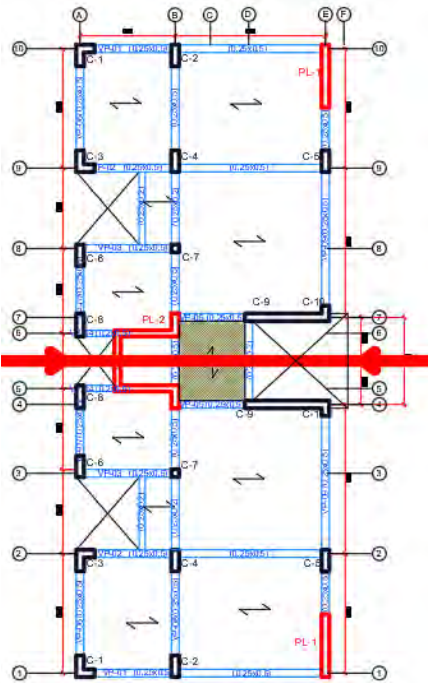


Figura 12. Corte en área de la sección más crítica en planta

Tabla 23. Irregularidad por discontinuidad del diafragma en sección más crítica

	Longitud de sección (m)	Longitud total (m)	%Total
Sección crítica X-X	2.65	8.25	32%

Ya que la dimensión de la sección transversal más crítica es mayor al 25%, se puede concluir que la edificación no presenta irregularidad por discontinuidad de diafragma.

Sistemas no paralelos

Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales son paralelos a las direcciones de análisis, por ello se determina que la edificación no presenta irregularidad por sistemas no paralelos

Finalmente concluye que la edificación es regular, y la hipótesis inicial sobre los factores de irregularidad siendo 1 es correcta.

4.7. RESULTADOS

4.7.1. VERIFICACIÓN DE DERIVAS PERMISIBLES

Una vez definidos los parámetros del análisis sísmico, se procedió a hallar la deriva máxima de la edificación. Aquella deriva, de acuerdo a la norma técnica NTE E.030, deberá ser menor que 0.007, que es el límite de derivas permisibles para una edificación de concreto armado. Se realizó el análisis:

Para la dirección X

Tabla 24. Verificación de derivas permisibles por piso en dirección X

Nivel	$\Delta i / h_i$	$\Delta i / h_i < 0.007?$
Nivel 5	0.0032	CUMPLE
Nivel 4	0.0037	CUMPLE
Nivel 3	0.0040	CUMPLE
Nivel 2	0.0037	CUMPLE
Nivel 1	0.0021	CUMPLE

Para la dirección Y

Tabla 25. Verificación de derivas permisibles por piso en dirección Y

Nivel	$\Delta i / h_i$	$\Delta i / h_i < 0.007?$
Nivel 5	0.0019	CUMPLE
Nivel 4	0.0023	CUMPLE
Nivel 3	0.0025	CUMPLE
Nivel 2	0.0025	CUMPLE
Nivel 1	0.0015	CUMPLE

Se concluye que las derivas en la edificación son significativamente menores al límite, cumpliendo con lo propuesto por la norma.

4.7.2. JUNTA SÍSMICA

La norma E.030 plantea los siguientes criterios para hallar la separación entre edificios vecinos (s).

- La distancia de separación deberá ser mayor que $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de ambos edificios vecinos
- La separación deberá ser mayor a 0.006 veces la altura del edificio desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar la separación
- La separación entre edificaciones deberá también ser mayor a 3 cm

Ya que no se conoce los desplazamientos máximos de la edificación vecina, se calcula el valor de s con 2 criterios:

$$s = \text{Max} (0.006 * 13.5 = 0.081 \text{ m}; 0.03 \text{ m}) = 0.081 \text{ m}$$

La norma E.030 también plantea criterios para la separación de la edificación respecto al límite de la propiedad. Para este caso se considera lo siguiente:

- La separación respecto al límite de la propiedad deberá ser mayor que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado para la edificación
- También deberá ser mayor a $s/2$

Con los dos criterios mencionados, se calcula la separación respecto a los límites de propiedad

$$\text{Separación} = \text{Max} \left(\frac{2}{3} * 0.047 = 0.035 \text{ m}; \frac{s}{2} = 0.5 * 0.081 = 0.041 \text{ m} \right)$$

$$\text{Separación} = 0.041 \text{ m}$$

Se considera una junta sísmica de 5 cm.

5. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO

5.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Una vez finalizado el análisis sísmico se realizó el diseño de los elementos estructurales de concreto armado. Para ello, se utilizó el método de resistencia. El método de resistencia, según se plantea en la norma técnica NTE E.060 de diseño en concreto armado, se basa en el cumplimiento de la siguiente expresión:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Siendo:

- R_n = Resistencia nominal
- R_u = Resistencia última
- ϕ = Factor de reducción

De acuerdo a la sollicitación establecida para el elemento a diseñar, la norma propone los siguientes factores de reducción:

Tabla 26. Factor de reducción según sollicitación

Sollicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexocompresión	0.9
Compresión con estribos	0.9
Aplastamiento	0.7

Para la obtención de la resistencia requerida última R_u , la norma E.060 propone las siguientes combinaciones de cargas:

Tabla 27. Combinaciones de cargas

Combinaciones de cargas
$1.4*CM + 1.7*CV$
$1.25*(CM+CV)\pm CS$
$0.9*CM\pm CS$

Siendo:

- CM = Carga muerta
- CV = Carga viva
- CS = Carga sísmica

5.1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño por flexión, la norma E.060 propone asumir que, como respuesta a un momento actuante, los esfuerzos en la sección de concreto se asuman con una distribución

rectangular. Esto se conoce como el bloque equivalente de compresiones. A partir de dicha hipótesis, para un elemento de sección rectangular se derivan las siguientes fórmulas:

$$a = d - \sqrt{(d^2 - \frac{2 * Mu}{(\phi * 0.85 * f'c * b)})} \quad (5.1.1)$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - a/2)} \quad (5.1.2)$$

Siendo

- As= Área de acero de refuerzo requerida
- Mu= Momento último actuante
- a = profundidad del bloque de compresiones
- d = distancia del refuerzo sometido a tracción hacia el extremo sometido a compresión
- b = ancho de la sección analizada

Para hallar el área de acero de refuerzo mínima, la norma propone las siguientes fórmulas

$$\phi Mn \geq 1.2 * Mcr \quad (5.1.3)$$

$$Mcr = \frac{fr * Ig}{yt} \quad (5.1.4)$$

$$fr = 2 * \sqrt{f'c} \quad (5.1.5)$$

Siendo:

- Mcr = Momento de agrietamiento de la sección
- fr = Esfuerzo de rotura

Para los casos de secciones rectangulares y secciones T con el ala en compresión, se usará la siguiente fórmula simplificada.

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \quad (5.1.6)$$

Para hallar los valores máximos de área de acero de refuerzo, se utilizará la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ max} = 0.75 A_s b \quad (5.1.7)$$

Siendo $A_s b$ el área de refuerzo requerida para producirse una falla balanceada, en la cual tanto el acero de refuerzo como el concreto en compresión alcanzan su deformación máxima al mismo tiempo. Junto con la hipótesis del bloque de compresiones equivalente, se obtienen las siguientes expresiones:

$$\rho_b = \frac{A_s b}{A_b} = \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \quad (5.1.8)$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.75 * \rho_b * b * d \quad (5.1.9)$$

En el caso de este proyecto, se conoce lo siguiente:

- $\epsilon_{cu} = 0.003$
- $\epsilon_y = 0.0021$
- $\beta_1 = 0.85$

Así mismo, para los casos de losa macizas, la norma E.060 propone las siguientes cuantías mínimas:

Losa en 2 direcciones:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h ; \text{ Con espaciamiento menor a } 3h \text{ o } 40 \text{ cm} \quad (5.1.10)$$

5.1.2. DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante servirá para determinar si la sección escogida es capaz de soportar las cargas últimas aplicadas sobre ella. Para ello, se halla la resistencia a la fuerza cortante proporcionada por la sección de concreto y el acero de refuerzo. Además, se determina el espaciamiento requerido para los estribos. La norma técnica NTE E.060 propone las siguientes fórmulas:

$$V_u \leq \phi * (V_c + V_s) \quad (5.1.11)$$

$$\text{Para vigas y losas } V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (5.1.12)$$

$$\text{Para columnas } V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140A_g}\right) * b_w * d \quad (5.1.13)$$

$$\text{Para muros de corte } V_c = A_{cw} * (\alpha_c * \sqrt{f'_c}) \quad (5.1.14)$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (5.1.15)$$

Siendo

- V_u = Fuerza cortante última
- V_c = Resistencia a la fuerza cortante brindada por el concreto
- V_s = Resistencia a la fuerza cortante brindada por el acero de refuerzo
- S = Espaciamiento entre estribos
- A_g = Sección bruta de concreto
- N_u = Carga axial de compresión
- A_{cw} = Área efectiva de la sección transversal
- α_c = Coeficiente obtenido según relación altura libre-longitud del muro. (hm/lm)

5.1.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para realizar el diseño por flexocompresión deberán ubicarse las cargas aplicadas sobre un diagrama de interacción, el cual, de acuerdo al tipo de falla que generen dichas solicitaciones, brindará fórmulas para la obtención de los momentos y cargas resistentes. Las columnas y muros estructurales se diseñarán de tal forma que los momentos y cargas resistentes (ΦM_n y ΦP_n) sean mayores a los momentos y cargas últimas aplicados según cada combinación de cargas.

5.1.4 CONTROL DE FISURACIÓN

Un problema común en los elementos sometidos a flexión es la formación de fisuras. De formarse fisuras lo suficientemente grandes, es posible que el acero de refuerzo quede expuesto a la intemperie, corriendo el riesgo de presentarse corrosión. Esto sucedería especialmente en los casos en los que la sección de concreto se encuentre en tracción. Para ello, la norma E.060 propone el uso del parámetro Z , el cual incorpora los valores del concreto y acero en tracción. De acuerdo a la norma, el valor del parámetro Z no debe pasar de 26KN/m. El parámetro Z se halla mediante la siguiente fórmula

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} \quad (5.1.16)$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} \quad (5.1.17)$$

Dónde:

- d_c : recubrimiento medido desde el centro de la barra en tracción más cercana al extremo
- A_{ct} : Área efectiva del concreto en tracción
- M_s : Momento flector en condiciones de servicio

5.1.5 CONTROL DE DEFLEXIONES

Para elementos horizontales sometidos a flexión, es importante que las deformaciones se encuentren dentro de un rango que permita el funcionamiento adecuado de la estructura. Dichas deformaciones suceden generalmente en elementos con grandes luces o bajo peralte. Por ello, la norma E.060 plantea valores mínimos de peraltes, de acuerdo a las condiciones de apoyo y la luz libre del elemento.

De cumplir con el peralte mínimo no será requerido el cálculo de las deflexiones en el elemento. Caso contrario se requerirá el análisis de las deflexiones inmediatas y diferidas para el elemento analizado. Dichas deflexiones deberán ser menores a las deflexiones máximas admisibles, también especificadas en la norma.

5.2. DISEÑO DE LOSAS

5.2.1. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Diseño por flexión

Mediante el uso de las fórmulas 5.1.1 a 5.1.7, se hallaron las áreas de refuerzo máximas y mínimas para la sección típica de aligerado.

Para momentos positivos:

Tabla 28. Área de refuerzos en momentos positivos

d (cm)	Asmin (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	Asmax (cm ²)
17	0.41	10	9.99	7.49

Para momentos negativos

Tabla 29. Área de refuerzos en momentos negativos

d (cm)	cb (cm)	Ibruta (cm ⁴)	Mcr (ton.m)	amin (cm)	Asmín (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	Asmax (cm ²)
17	6.79	11800.6	0.5	2.36	1.00	10	3.61	2.71

Mediante el análisis con combinaciones de cargas se obtuvo el diagrama de momentos flectores últimos para el tramo más crítico de losa aligerada, el cual se encuentra comprendido entre los ejes B-E/8-9.

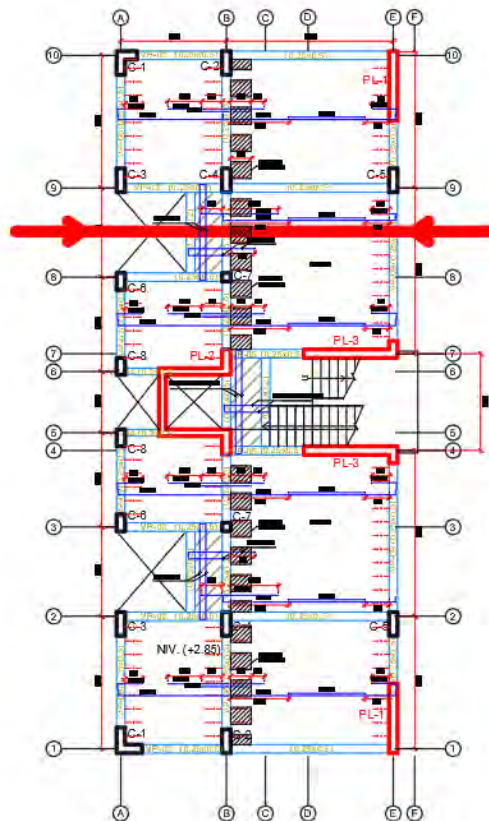


Figura 13. Tramo escogido para el análisis y diseño

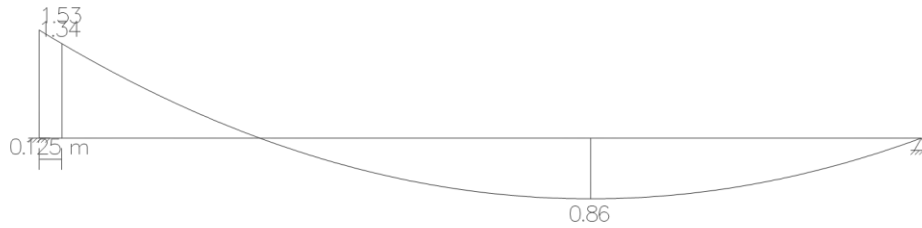


Figura 14. Diagrama de momentos flectores últimos (ton.m)

En base a ello, y haciendo uso de las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2, se hallaron las siguientes áreas de refuerzo requeridas. Con ello, y cumpliendo con los requisitos máximos y mínimos para cada momento, se escogieron las siguientes distribuciones.

Tabla 30. Área de refuerzo requerido para momentos máximos y mínimos

	TRAMO EJE B-E		
	M-	M+	M-
Mu a la cara (ton.m)	-1.34	0.86	0
a (cm)	5.95	0.81	0
As mínimo (cm²)	1	0.41	1
As máximo (cm²)	2.71	7.49	2.71
As requerido (cm²)	2.53	1.37	0
As instalado (cm²)	2.71	2	1.29
Distribución	1@1/2"+ 2@3/8"	1@1/2" + 1@3/8"	1@1/2"

Diseño por cortante

Se utilizó la fórmula 5.1.12 para hallar la resistencia proporcionada por el concreto para la sección típica de aligerado. Para el caso de losa aligerada, la norma E.060 permite amplificar la resistencia del concreto en 1.1.

$$V_c = 1.1 * \frac{0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17}{1000} = 1.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.44 = 1.22 \text{ ton}$$

Mediante el análisis con las combinaciones de cargas, se obtiene el siguiente diagrama de fuerzas cortantes para el tramo escogido:

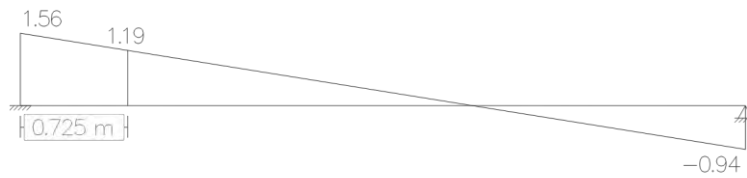


Figura 15. Diagrama de fuerzas cortantes últimas (ton)

Se observa que las cargas aplicadas sobre el tramo analizado son mayores a la resistencia ofrecida por la sección típica. Por ello, se determina que será requerido el uso de ensanches en el extremo izquierdo. Se procedió a calcular la resistencia proporcionada por el uso de ensanches alternados.

$$V_c = 1.1 * \frac{0.53 * \sqrt{210} * 25 * 17}{1000} = 3.59 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 3.59 = 3.05 \text{ ton}$$

Se calcula que será requerido el uso de ensanches alternados por los primeros 60cm de distancia, partiendo de la cara de la viga. Una vez pasados los 60 cm, se tiene una fuerza cortante aplicada menor a 1.22 ton, para lo cual será suficiente el uso de la sección típica de aligerado.

Finalmente, se halla la distribución del acero de temperatura, mediante la siguiente fórmula:

$$A_{s_t} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{s_t} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Se escogió una distribución de 1 varilla de 6mm cada 25 cm.

Control de fisuración

Se halla el valor del parámetro Z mediante las fórmulas 5.1.16 y 5.1.17

Tabla 31. Control de fisuración

	M+ Máx	M- Máx
As (cm ²)	2	2.71
Ms (ton-m)	0.69	1.06
dc (cm)	3	3
d (cm)	17	17
Act (cm ²)	120	20
Z (kg/cm)	16041	10008
¿Z < 26000?	CUMPLE	CUMPLE

Control de deflexiones

La norma plantea las siguientes fórmulas para hallar el espesor mínimo de la losa aligerada, según las condiciones de apoyo.

	Espesor o peralte mínimo h			
	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas nervadas en una dirección	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Peralte mínimo para no requerir verificación de deflexiones (SENCICO, 2009)

Se hace el cálculo del peralte mínimo para el tramo analizado.

$$h = \frac{ln}{24} = \frac{4.65}{18.5} = 25.1 \text{ cm}$$

Se observa que el peralte es menor al mínimo solicitado por la norma para las condiciones de apoyo que presenta el tramo analizado, por ello, se escoge colocar una viga de amarre al centro de la luz libre, de modo que la viga distribuya las cargas a los extremos, así evitando el sobreesfuerzo de las viguetas del aligerado. Dicha viga será de dimensiones 10 x 20 cm, con un refuerzo de una varilla de diámetro ½” tanto inferior como superior.

5.2.2. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Mediante el uso de las fórmulas 5.1.1 a 5.1.7, se hallaron las áreas de refuerzo máximas y mínimas para una sección de losa maciza de 1m de ancho.

Tabla 32. Área de refuerzo máximo y mínimo para una sección de losa maciza

d (cm)	Asmin (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	Asmax(cm ²)
17	3.6	10	36.13	27.1

Diseño por flexión

Haciendo uso de las diferentes combinaciones de cargas, se hallaron las siguientes distribuciones para los paños de losa maciza ubicados en el nivel 5, entre los ejes A-D/5-8.

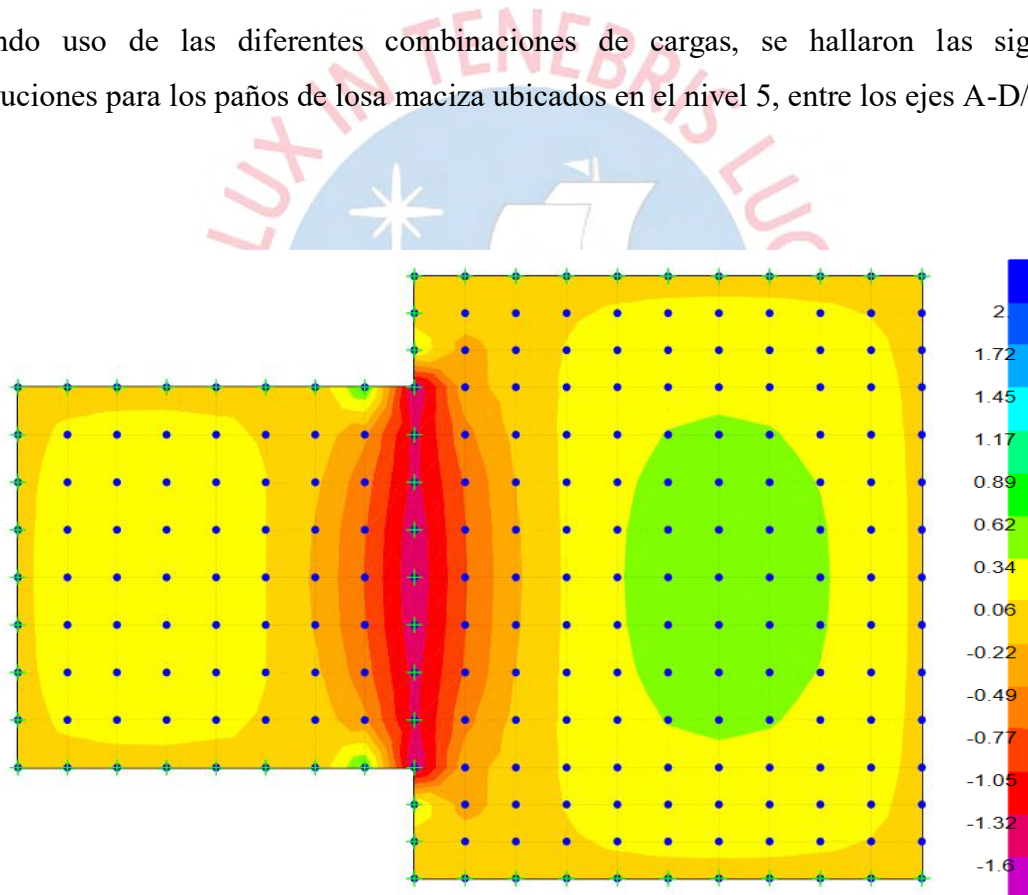


Figura 16. Distribución de momentos flectores de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Momento en X

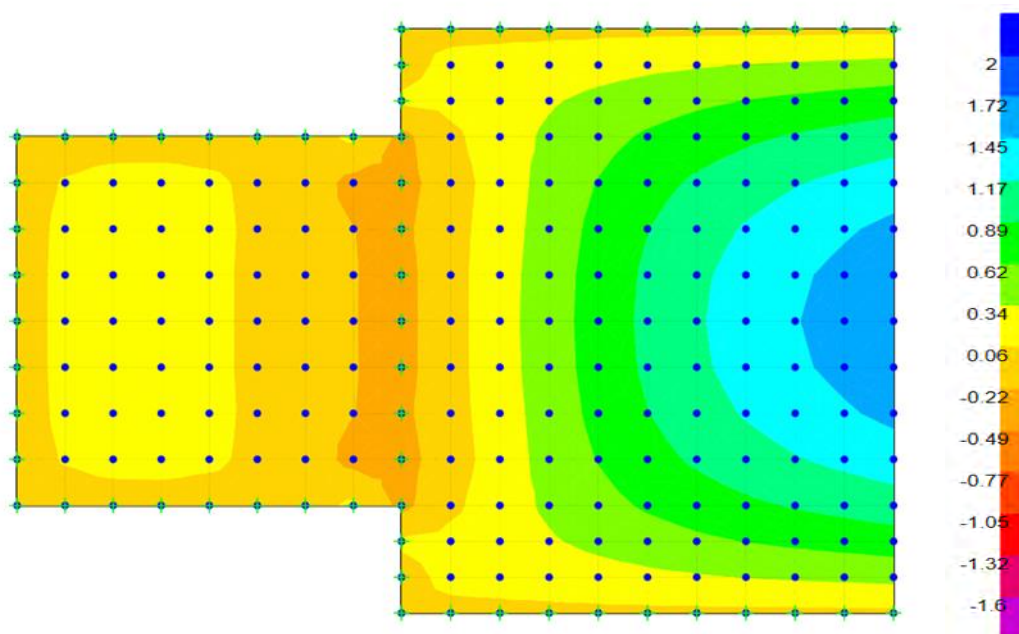


Figura 17. Distribución de momentos flectores de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Momento en Y

Con las distribuciones de momento flector obtenidos para las combinaciones de cargas de gravedad últimas, se procedió a calcular la distribución de acero requerida. Para ello, se hizo uso de las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2 y 5.1.10.

Tabla 33. Acero requerido para combinación de cargas por momentos

	MOMENTOS X-X		MOMENTOS Y-Y	
	M-	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	-1.6	0.6	-0.3	1.7
a (cm)	0.6	0.22	0.11	0.63
As mínimo (cm²)	3.6	3.6	3.6	3.6
As máximo (cm²)	27.1	27.1	27.1	27.1
As requerido (cm²)	2.53	0.94	0.47	2.7
As instalado (cm²)	3.6	3.6	3.6	3.6
Distribución	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm

Diseño por cortante

Se utilizó la fórmula 5.1.12 para hallar la resistencia nominal las fuerzas cortantes para la sección de losa maciza. Para ello, la norma E.060 permite amplificar la resistencia del concreto en 1.1.

$$V_c = 1.1 * \frac{0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17}{1000} = 14.36 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 14.36 = 12.21 \text{ ton}$$

Una vez calculada la resistencia a la fuerza cortante proporcionada por la sección de concreto, se procede a hallar as distribuciones de fuerza cortante en ambas direcciones.

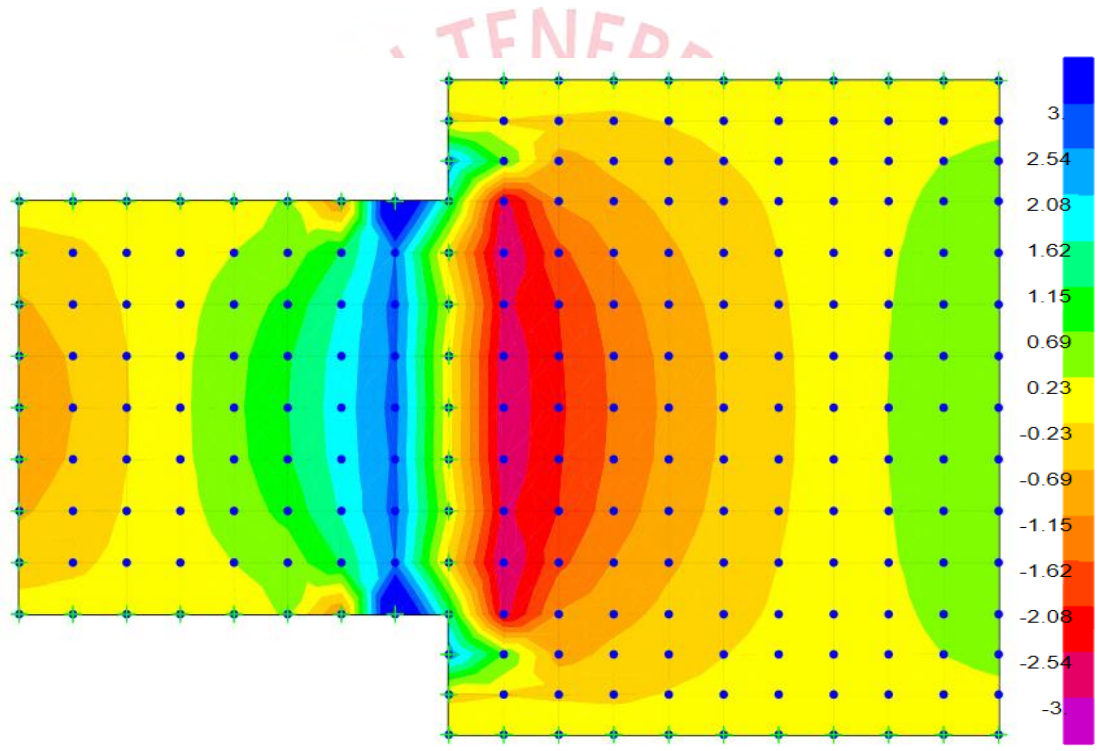


Figura 18. Distribución de fuerzas cortantes de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Cortante en X

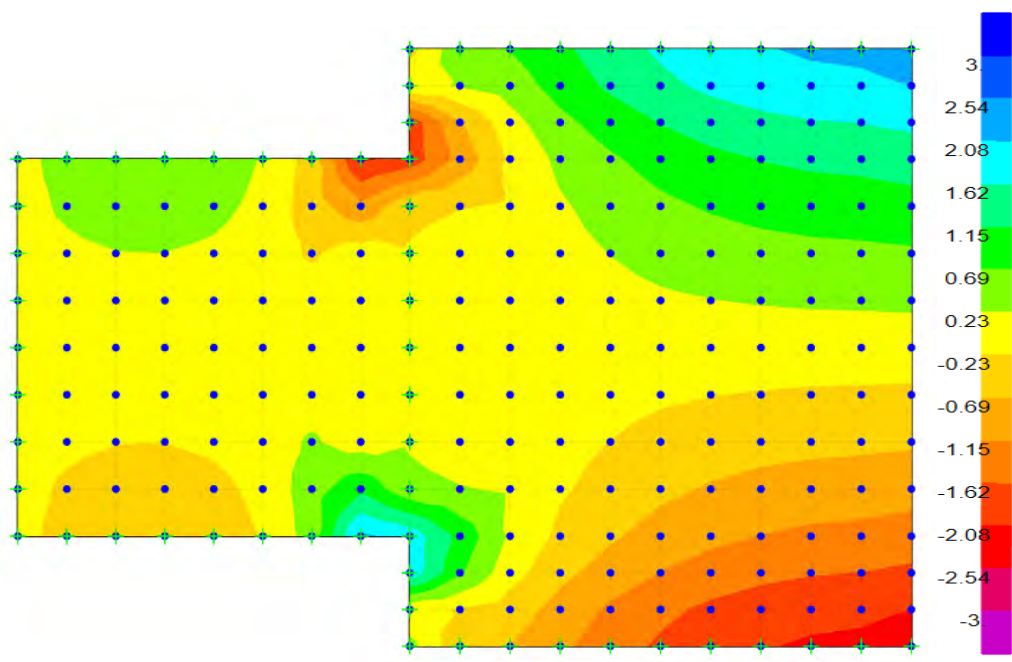


Figura 19. Distribución de fuerzas cortantes de paño comprendido entre los ejes A-D/5-8 Nivel 5 – Cortante en Y

La fuerza cortante máxima hallada en ambas direcciones es de 4.6 ton, significativamente menor a la resistencia proporcionada por el concreto. Por ello, se determina que la losa cumple con los requisitos de resistencia a cortante sin necesidad de ningún refuerzo adicional.

5.3. DISEÑO DE VIGAS

Diseño de vigas peraltadas

El diseño de las vigas se hace por flexión y por cortante. Para ello, se obtienen los momentos y fuerzas ocasionadas por efectos de las cargas sísmicas y de gravedad. Para ejemplificar, se realiza el diseño de la viga VP-09A, ubicada en el eje E, de dimensiones 0.25x0.50. Se muestran los diagramas de momento y fuerza obtenidos para los casos de cargas muertas, vivas y sísmicas.

Por efecto de cargas muertas:

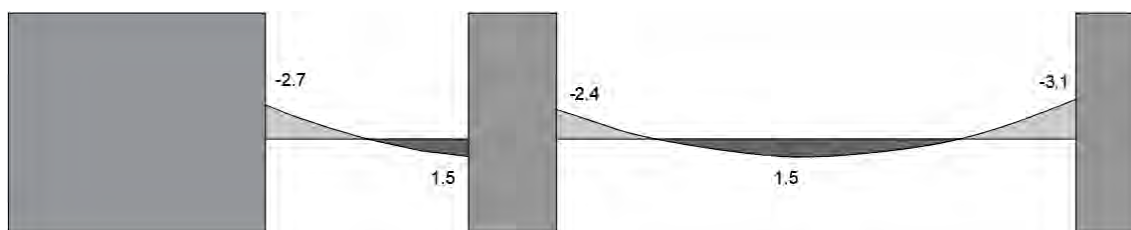


Figura 20. DMF de viga VP-09, por carga muerta

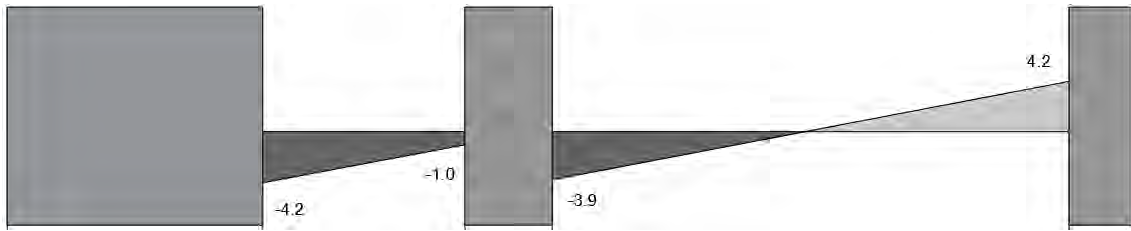


Figura 21. DFC de viga VP-06, por carga muerta

Por carga viva:

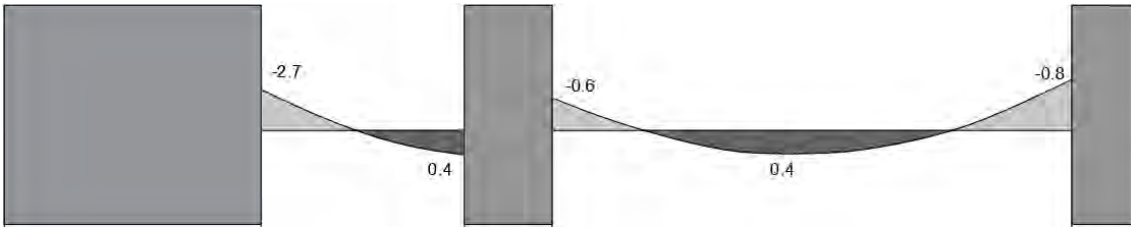


Figura 22. DMF de viga VP-09A, por carga viva

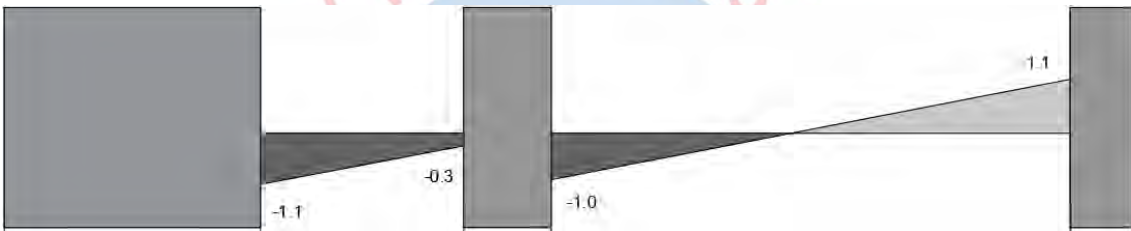


Figura 23. DFC de viga VP-09A, por carga viva

Por carga sísmica:

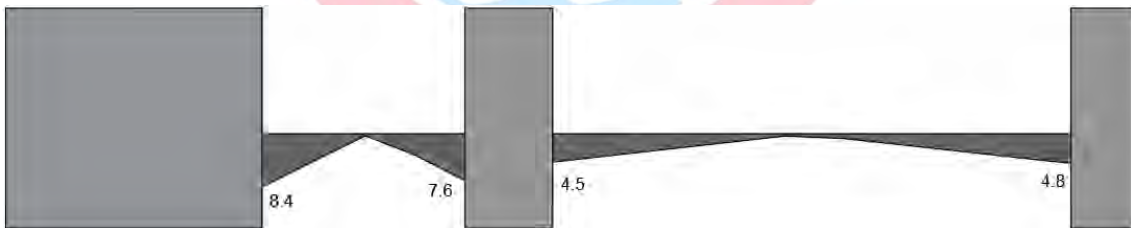


Figura 24. DMF de viga VP-09A, por carga sísmica

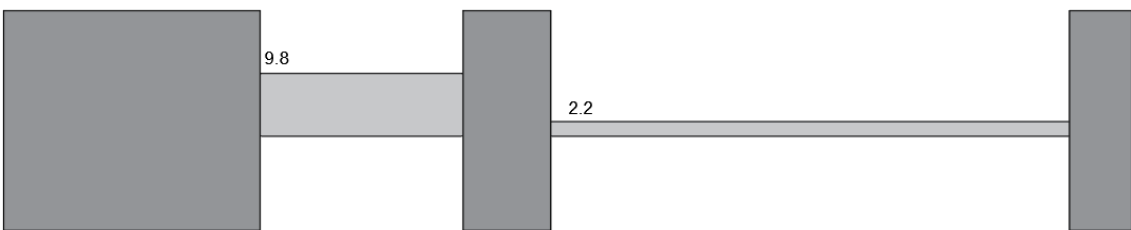


Figura 25. DFC de viga VP-09A, por carga sísmica

Una vez obtenidos los momentos y fuerzas, se realizan las diversas combinaciones de cargas propuestas por la norma E.060. Con ello, se obtienen las siguientes envolventes para fuerzas cortantes y momentos.

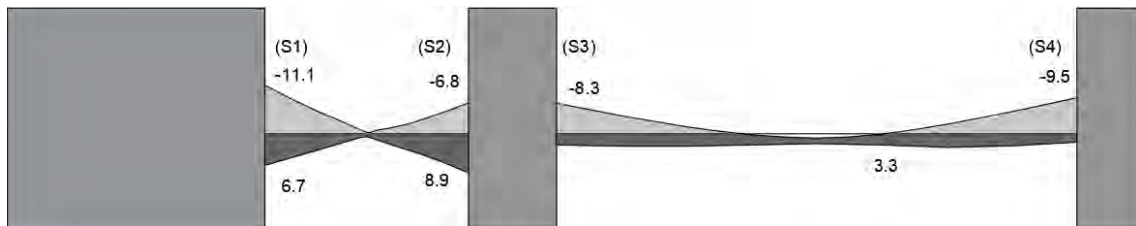


Figura 26. Envolvente de momentos flectores de viga VP-09A

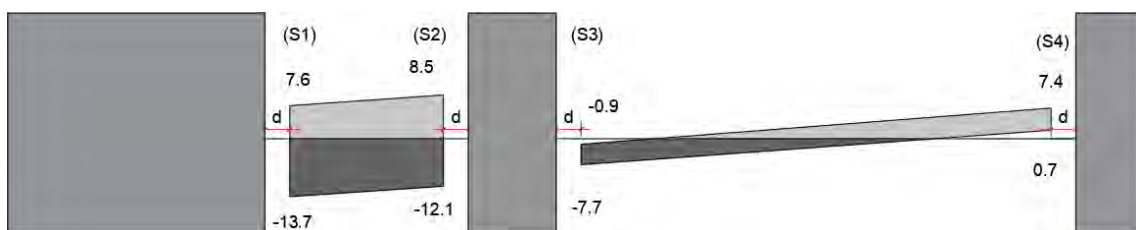


Figura 27. Envolvente de fuerzas cortantes de viga VP-09A

Diseño por flexión

Una vez hallada la envolvente para los momentos flectores en la viga VP-09A, se procede a realizar el diseño del refuerzo longitudinal superior e inferior. Esto se hará mediante el uso de las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2

Tabla 34. Diseño del refuerzo longitudinal superior e inferior

	SECCIÓN S1		SECCIÓN S2		SECCIÓN S3		SECCIÓN S4	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Mu (ton-m)	-11.1	6.7	-6.8	8.9	-8.3	3.3	-9.5	3.3
As calculado (cm²)	7.2	4.2	4.3	5.7	5.3	2.0	6.0	2.0
As escogido (cm²)	7.7	6.0	7.7	6.0	7.7	6.0	7.7	4.0
Distribución	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	3 Φ 5/8"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	3 Φ 5/8"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	3 Φ 5/8"	2 Φ 3/4" + 1 Φ 5/8"	2 Φ 5/8"
Mn instalado (ton-m)	13.0	10.4	13.0	10.4	13.0	10.4	13.0	7.1
ϕMn (ton-m)	11.7	9.3	11.7	9.3	11.7	9.3	11.7	6.4

Mediante las fórmulas 5.1.6 y 5.1.7 se obtienen los valores máximos y mínimos para refuerzos longitudinales para la viga. Se obtiene lo siguiente

- As mínimo = 2.64 cm²
- As máximo = 17.52 cm²

Con ello, se determina que las áreas de acero de refuerzo superior e inferior se encuentran dentro de los límites planteados por la norma.

Diseño por cortante

Una vez hallada la envolvente de fuerzas cortantes para la viga VP-09A, se calculó el espaciamiento entre estribos. Para ello, se usaron las fórmulas 5.1.12, 5.1.16 y 5.1.17 obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 35. Diseño por cortante para la viga VP-09

	PRIMER TRAMO		SEGUNDO TRAMO	
	Extremo izquierdo	Extremo derecho	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Vu (ton)	13.7	12.1	7.7	7.4
φVc (ton)	7.2			
Vs (ton)	7.7	5.8	0.6	0.3
s (cm)	34	45	406	1019

Ya que la viga VP-09A soporta cargas sísmicas, la norma E.060 plantea dos fuerzas con las que se debe diseñar, eligiendo la fuerza de menor valor.

Las primeras fuerzas en mención son las aquellas halladas mediante el diseño por capacidad. Dichas cargas serán halladas mediante la siguiente fórmula:

$$Vu_{lim} = \frac{Mnd + Mni}{ln} + \frac{wu * ln}{2}$$

$$wu = 1.25 * (wm + wv)$$

Dónde:

- M_{nd} , M_{ni} : Momento nominal del acero de refuerzo en los extremos derecho e izquierdo
- L_n : Luz libre de la viga
- W_u : Carga distribuida en la viga por efectos de gravedad, amplificada por un factor de 1.25.

Haciendo uso de las fórmulas mostradas, se calcula las fuerzas cortantes mediante el diseño por capacidad.

Tabla 36. Fuerzas cortantes calculados del diseño por capacidad

	PRIMER TRAMO		SEGUNDO TRAMO	
	Extremo izquierdo	Extremo derecho	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Mn sup (ton-m)	13.0	13.0	13.0	13.0
Mn inf (ton-m)	10.4	10.4	7.1	7.1
bw (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
Ln (m)	1.4	1.4	4.375	4.375
wu (ton/m)	2.6	2.6	2.6	2.6
Vu lim (ton)	18.5	18.5	10.3	10.3

Las segundas fuerzas mencionadas son las obtenidas mediante las combinaciones de carga, amplificando las fuerzas cortantes por efecto sísmico con un factor de 2.5.

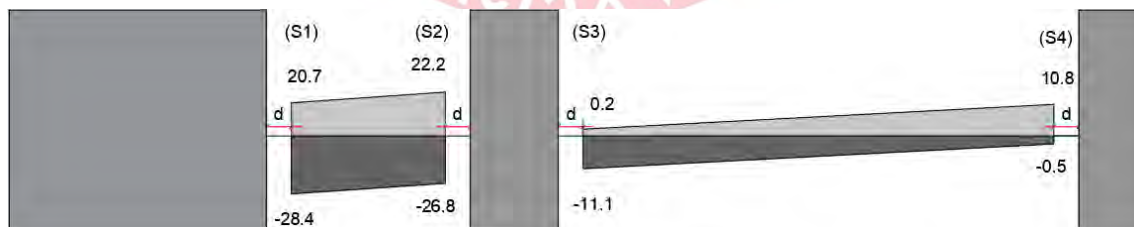


Figura 28. Combinación de cargas amplificando fuerzas cortantes

Ya que la norma indica que la fuerza cortante de diseño V_u será la de menor valor entre las dos cargas, se comparan y se extraen los menores valores para cada tramo. Con dichos valores, se aplicarán las fórmulas 5.1.12, 5.1.16 y 5.1.17 para hallar el espaciamiento entre estribos.

Tabla 37. Menores valores de fuerza cortante en cada tramo

	PRIMER TRAMO		SEGUNDO TRAMO	
	Extremo izquierdo	Extremo derecho	Extremo izquierdo	Extremo derecho
Vu (ton)	18.54	18.54	10.29	10.29
ϕVc (ton)	7.2			
Vs (ton)	13.4	13.4	3.7	3.7
s (cm)	19	19	72	72

Además, la norma E.060. (Acápito 21.4.4.4) da parámetros para los estribos en la zona de confinamiento, de longitud $2h$ (1m) partiendo de cada extremo de las vigas. Los parámetros son los siguientes:

- $s = d/4$, pero no necesariamente menor a 15 cm
- $s = 44/4 = 11\text{cm}$. se escoge 15cm
- $10 db = 15.9\text{ cm}$
- $24 db$ (Estribo) = $24*0.95 = 22.8\text{ cm}$
- 30 cm

Una vez fuera de la zona de confinamiento, la norma E.060 (Acápito 21.4.4.5) determina que el espaciamiento entre estribos no debe ser mayor a $0.5d$, es decir, 22cm.

Para el caso del primer tramo, al requerir un espaciamiento menor a 15 cm debido al diseño por capacidad, se le asigna un espaciamiento de 10 cm entre estribos.

Para el caso del segundo tramo, se escoge un espaciamiento de 10 cm en la zona de confinamiento, y una vez fuera de la zona de confinamiento se le asigna un espaciamiento de 20 cm.

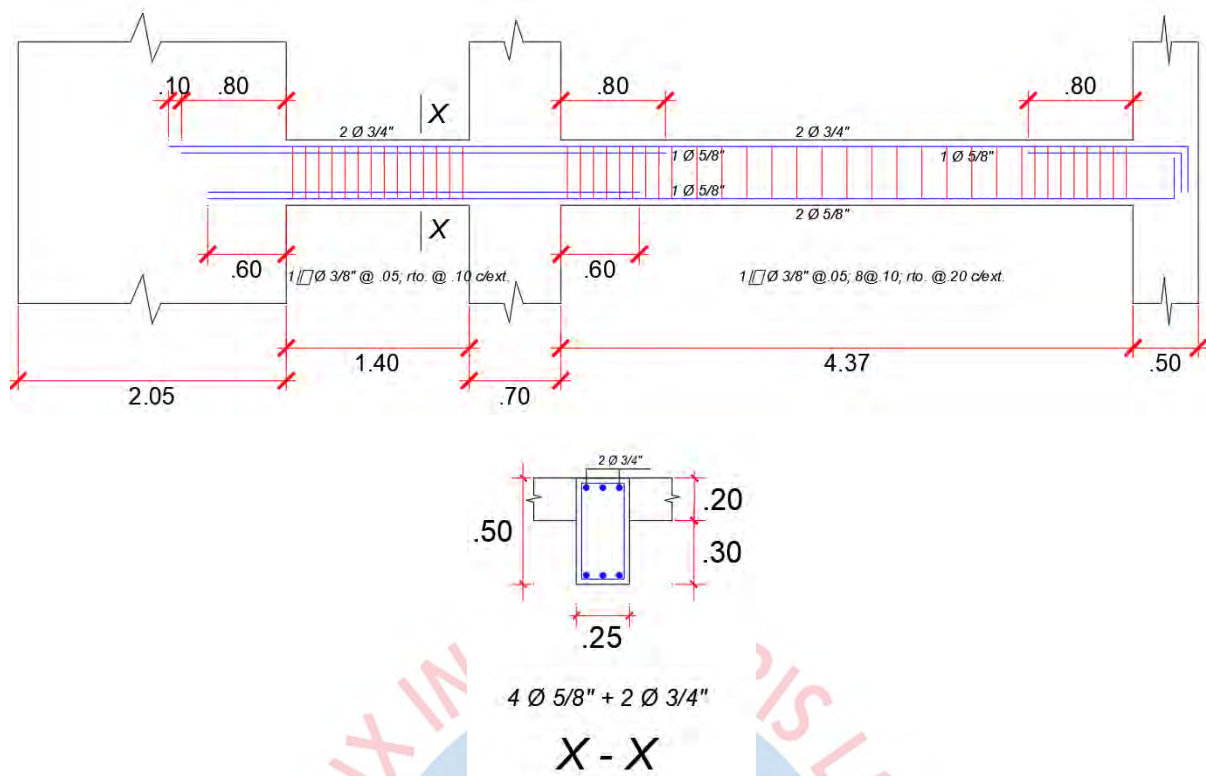


Figura 29. Distribución de refuerzos viga VP-09

Control de deflexiones

Se verifica si la viga VP-09A cuenta con el peralte mínimo indicado por la norma E.060 para no requerir el cálculo de deflexiones. Se considera la viga como si tuviera ambos extremos continuos, ya que se encuentra empotrada en sus extremos.

$$h > \frac{l}{21}$$

$$0.5 \text{ m} > \frac{4.375}{21} = 0.21 \text{ m (OK!)}$$

El peralte de la viga VP-09A cumple con lo exigido por la norma. Por ello, no se realiza una verificación más detallada.

Control de fisuración

Se halla el parámetro Z para las secciones más críticas de la viga VP-09A. Para ello, se hará uso de las fórmulas 5.1.16 y 5.1.17

Tabla 38. Control de fisuración en cada tramo

	PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO
As (cm ²)	7.68	7.68
Ms (ton-m)	3.34	3.89
dc (cm)	6	6
d (cm)	44	44
Act (cm ²)	100	100
Z (kg/cm)	9263	10788
¿Z < 26000?	CUMPLE	CUMPLE

Se determina que la viga VP-09A cumple con los requisitos propuestos por la norma E.060 para el control de fisuración.

5.4. DISEÑO DE COLUMNAS

Para el diseño de columnas se deberá realizar el diseño por flexocompresión y por cortante. A modo de ejemplo, se mostrará el diseño de la columna C-4, de dimensiones 0.25x0.70m, ubicada en la intersección de los ejes B y 10.

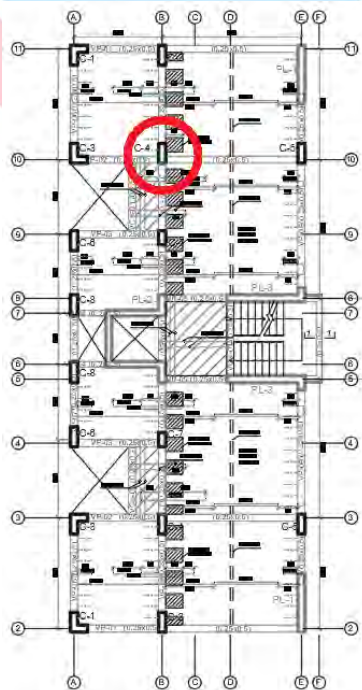


Figura 30. Ubicación de columna C-4 en planta

Diseño por flexocompresión

Se hallaron las fuerzas y momentos para las distintas combinaciones de carga, usando los valores de las cargas vivas y muertas halladas en el capítulo 3, junto con los valores de cargas sísmicas halladas mediante el software ETABS.

Tabla 39. Combinaciones de carga para la columna C-4 en el primer piso

Combinación	P	Vx	Vy	Mx	My
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4CM+1.7CV	-88.8	-0.1	-0.9	-0.9	0.0
0.9CM+CSx	-32.8	0.6	0.0	0.6	1.1
0.9CM-CSx	-58.0	-0.7	-0.8	-1.5	-1.2
1.25(CM+CV)+CSx	-63.8	0.6	-0.3	0.2	1.1
1.25(CM+CV)-CSx	-89.1	-0.7	-1.1	-1.8	-1.2
0.9CM+CSy	-36.4	0.5	1.4	4.1	0.9
0.9CM-CSy	-54.4	-0.6	-2.2	-5.0	-1.0
1.25(CM+CV)+CSy	-67.5	0.5	1.1	3.7	0.9
1.25(CM+CV)-CSy	-85.4	-0.6	-2.6	-5.3	-1.0

Posterior a ello, se escoge una distribución de acero que sea capaz de resistir las solicitaciones de las distintas combinaciones de cargas. La norma E.060 indica que para columnas, la cuantía de acero debe estar entre el 1% y 4% por lo que se inicialmente se escogió una distribución de acero que se encuentre cerca al mínimo admisible.

$$As_{\text{mín}} = 0.01 * 25 * 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

La distribución de refuerzo longitudinal elegida es de 10 varillas de 5/8" (20 cm²). Con la distribución de refuerzo determinada, se halló el diagrama de interacción para ambas direcciones de análisis

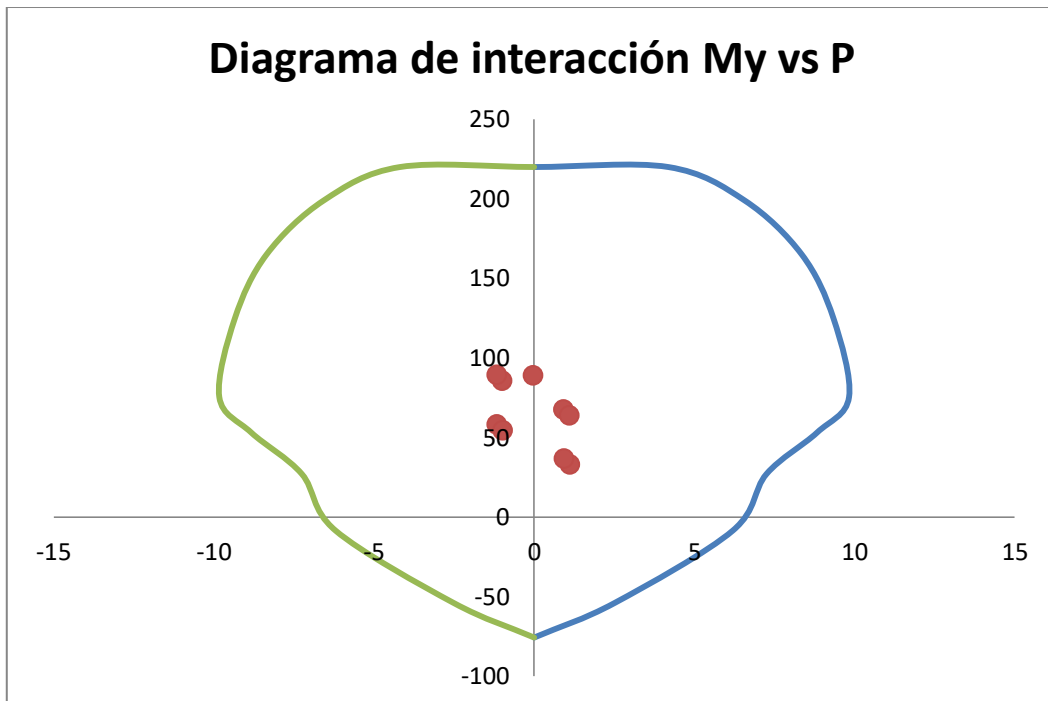


Figura 31. Diagrama de interacción My vs P en columna C-4 - Primer nivel

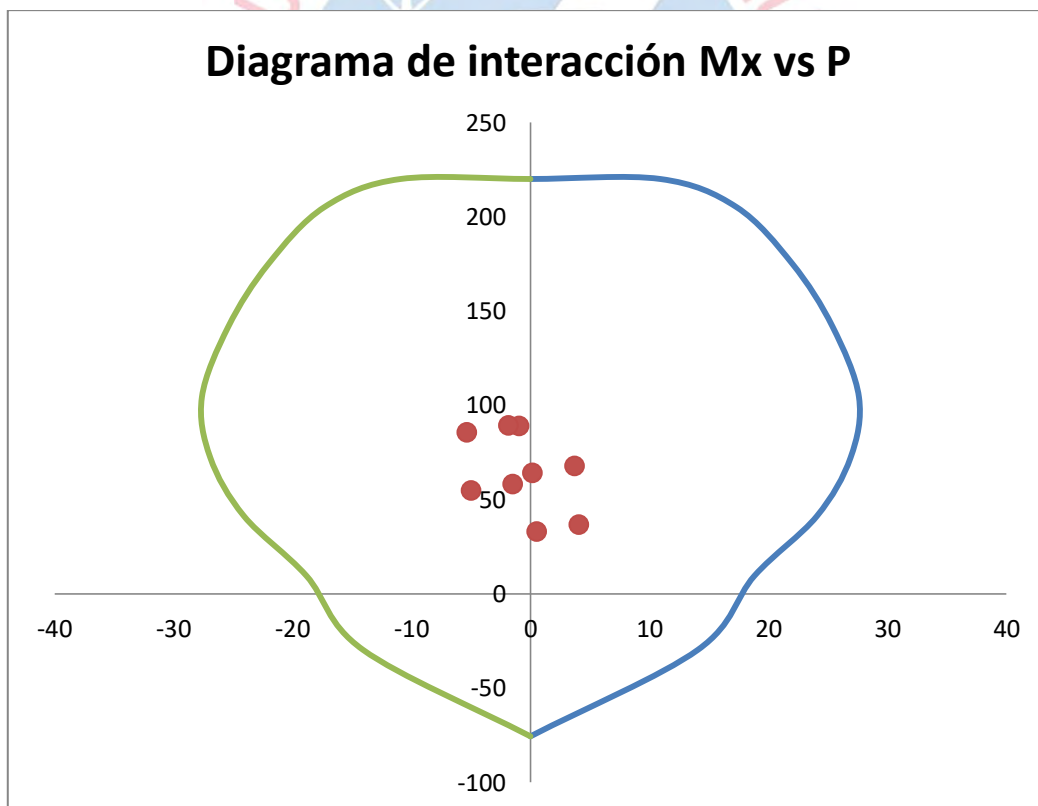


Figura 32. Diagrama de interacción Mx vs P en columna C-4 - Primer nivel

Al encontrarse las cargas últimas dentro del diagrama, se comprueba que la distribución de acero elegida es correcta.

Diseño por cortante

Al ser una columna con responsabilidad sísmica, la norma E.060, de la misma forma como se hizo con el diseño de vigas, plantea métodos para hallar fuerzas cortantes de diseño, de los cuales se escogerá la fuerza de menor valor. Se muestra ambos métodos para la dirección de análisis Y, la cual es la más crítica.

Se halló la fuerza cortante generada por el momento nominal de mayor valor, el cual estará asociado a las fuerzas axiales últimas obtenidas por las combinaciones de cargas mencionadas anteriormente.

Tabla 40. Fuerza cortante generada por el momento nominal de mayor valor

Combinación	P	Mn
	tonf	tonf-m
1.4CM+1.7CV	-88.8	27.5
0.9CM+CSy	-36.4	23.5
0.9CM-CSy	-54.4	26
1.25(CM+CV)+CSy	-67.5	26.5
1.25(CM+CV)-CSy	-85.4	27.5

Una vez obtenido el mayor momento nominal, se halla la fuerza cortante por equilibrio, usando la siguiente fórmula:

$$Vu = \frac{2 * Mn}{hn}$$

Siendo hn la altura libre de entrepiso.

$$Vu = \frac{2 * 27.5}{2.2} = 25 \text{ ton}$$

Además, se halló la fuerza cortante máxima generada al amplificar la carga sísmica por un factor de 2.5 en las combinaciones de cargas para todos los niveles, ubicada en el segundo nivel.

Tabla 41. Fuerza cortante máxima por amplificación de carga sísmica

Combinación	P	Vu
	tonf	tonf-m
1.25(CM+CV)-1.25CSy	-77.01	-9.7

Se escoge la menor fuerza cortante obtenida, de 9.7 ton. Con dicha carga y con la fuerza axial, se procede a hallar la resistencia proporcionada por el concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{77010}{140 * 70 * 25}\right) * 25 * 69 = 16.15 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 13.73 \text{ ton} > 9.7 \text{ ton}$$

Se halla que la resistencia proporcionada por el concreto es suficiente para resistir la fuerza cortante de diseño, por lo cual se asigna la distribución de estribos mínima especificada por la norma E.060, en el inciso 21.4.5 en el cual se indica lo siguiente

Para la zona de confinamiento se asignarán los siguientes parámetros

El espaciamiento debe ser menor que:

- Ocho veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal de menor diámetro :
 $8 * \frac{5}{8} * 2.54 = 12.7 \text{ cm}$
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal: $\frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$
- 10 cm

Se escoge un espaciamiento de 10 cm.

La longitud de la zona de confinamiento debe ser mayor que:

- $\frac{hn}{6} = 36.7 \text{ cm}$
- La mayor dimensión de la sección transversal: 70cm
- 50 cm

Se escoge una longitud de 70 cm.

Fuera de la zona de estribos de confinamiento, la norma establece que el espaciamiento debe ser como mínimo el menor de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro:

$$16 * \frac{5}{8} * 2.54 = 25.4cm$$

- 48 veces el diámetro de la barra usada para los estribos:

$$48 * \frac{3}{8} * 2.54 = 45.7cm$$

- La menor dimensión de la sección transversal del elemento: 25cm

Se escogió un espaciamiento de 25 cm fuera de la zona de confinamiento.

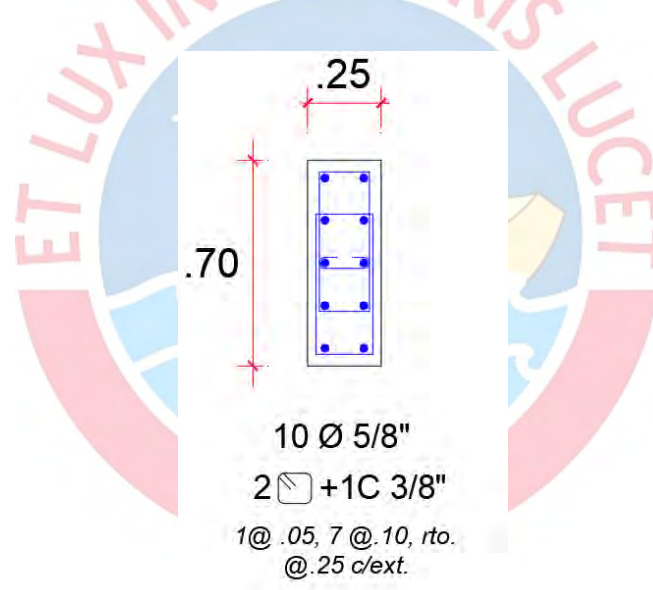


Figura 33. Distribución de refuerzo para columna C-4

Para los siguientes niveles, se realizó el mismo procedimiento. Las combinaciones de carga para los otros niveles se encuentran todas dentro del diagrama de interacción para la armadura propuesta.

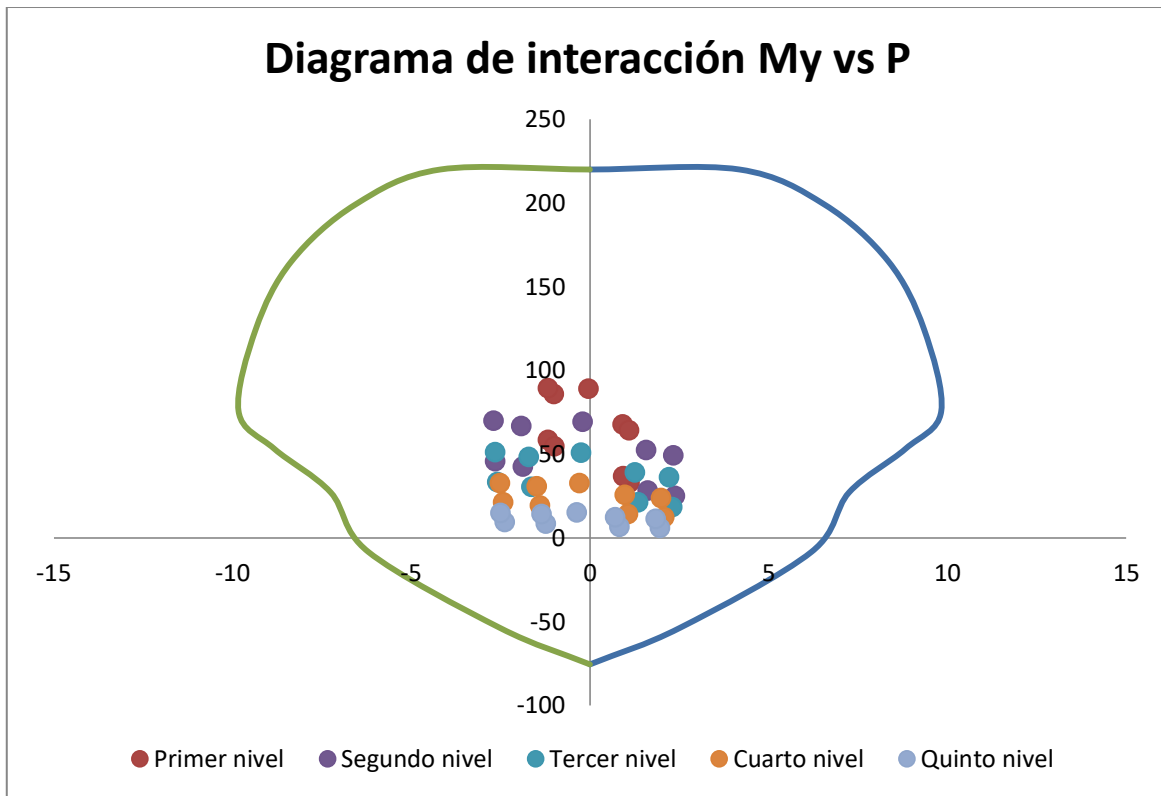


Figura 34. Diagrama de interacción My vs Pen columna C-4

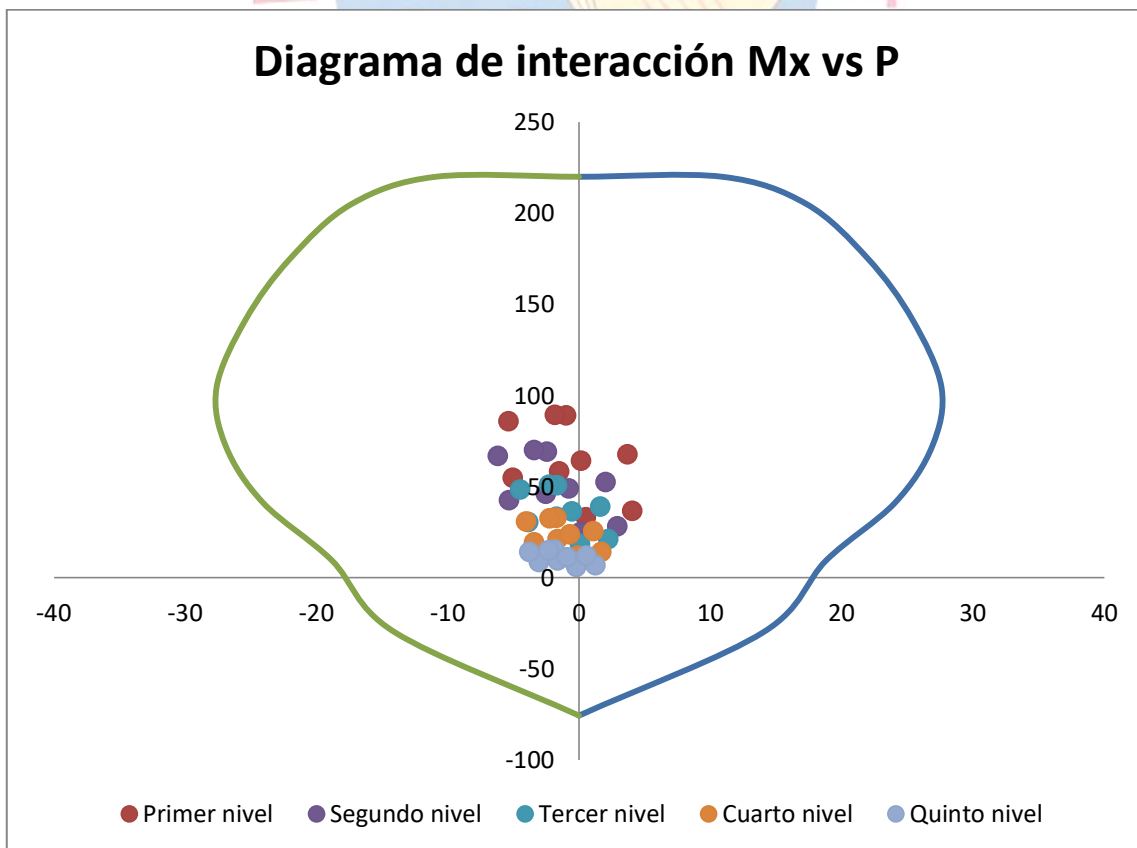


Figura 35. Diagrama de interacción Mx vs P en columna C-4

Al estar usando la cuantía mínima de refuerzo propuesta por las disposiciones para el diseño sísmico de la norma E.060 en el acápite 21.4.5.1, se mantendrá la misma distribución de refuerzo para todos los niveles.

5.5. DISEÑO DE PLACAS

De manera similar a las columnas, las placas serán diseñadas mediante el diseño por flexocompresión y cortante. A modo de ejemplo, se mostrará el diseño de la placa PL-1 en el primer nivel, de dimensiones 0.25x2.05m, ubicada en la intersección de los ejes D y 11.

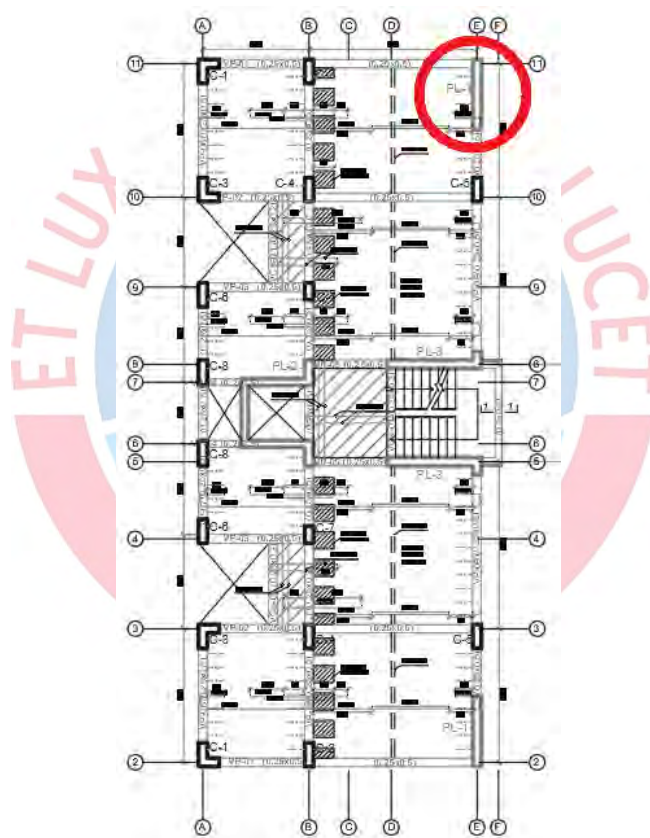


Figura 36. Ubicación de placa PL-1 en planta

Diseño por flexocompresión

Se hallaron las fuerzas y momentos para las distintas combinaciones de carga, usando los valores de las cargas vivas y muertas halladas en el capítulo 3, junto con los valores de cargas sísmicas halladas mediante el software ETABS

Tabla 42. Diseño por Flexocompresión para las distintas combinaciones de cargas

Combinación	P	Vx	Vy	Mx	My
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4CM+1.7CV	-89.9	0.0	1.2	1.7	-0.2
0.9CM+CSx	-22.1	0.4	19.3	71.8	1.7
0.9CM-CSx	-73.5	-0.4	-18.2	-70.1	-1.9
1.25(CM+CV)+CSx	-52.1	0.4	19.8	72.4	1.7
1.25(CM+CV)-CSx	-103.5	-0.4	-17.7	-69.5	-1.9
0.9CM+CSy	-13.7	0.5	22.2	86.5	1.8
0.9CM-CSy	-81.8	-0.5	-21.1	-84.8	-2.0
1.25(CM+CV)+CSy	-43.7	0.5	22.7	87.1	1.8
1.25(CM+CV)-CSy	-111.8	-0.5	-20.6	-84.2	-2.0

Con las combinaciones de cargas obtenidas, se procede a determinar una distribución de acero que soporte las distintas combinaciones.

Se colocaron núcleos de confinamiento en ambos extremos, para los cuales se estima un peralte del 15% de la longitud total del elemento. Una vez determinada la distribución de refuerzos, se hará la verificación sobre si serán requeridos, y si las dimensiones escogidas cumplen con lo exigido por la norma.

$$h_{\text{núcleo}} = 0.15 * 2.05 = 0.31m \approx 0.3m$$

Para los núcleos de confinamiento, se colocará el acero vertical con una cuantía mayor al 1% exigido por la norma.

$$A_{\text{smín núcleo}} = 0.01 * 30 * 25 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Se escogerán 6 varillas de 5/8" (12 cm²). Para el refuerzo vertical en el alma, inicialmente se asignó una distribución que cumpla con la cuantía mínima especificada por la norma, de 0.0015

$$A_{\text{smín}} = 100 * 25 * 0.0015 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Al contar con dos capas de refuerzo, dicha área será dividida a la mitad

$$As\ mín = \frac{3.75}{2} = 1.88\ cm^2/ml$$

Se escogió una distribución de 2 varillas de 3/8" cada 20 cm. (12.9 cm²/ml). Finalmente, se obtienen los siguientes diagrama de interacción para las direcciones de análisis X e Y.

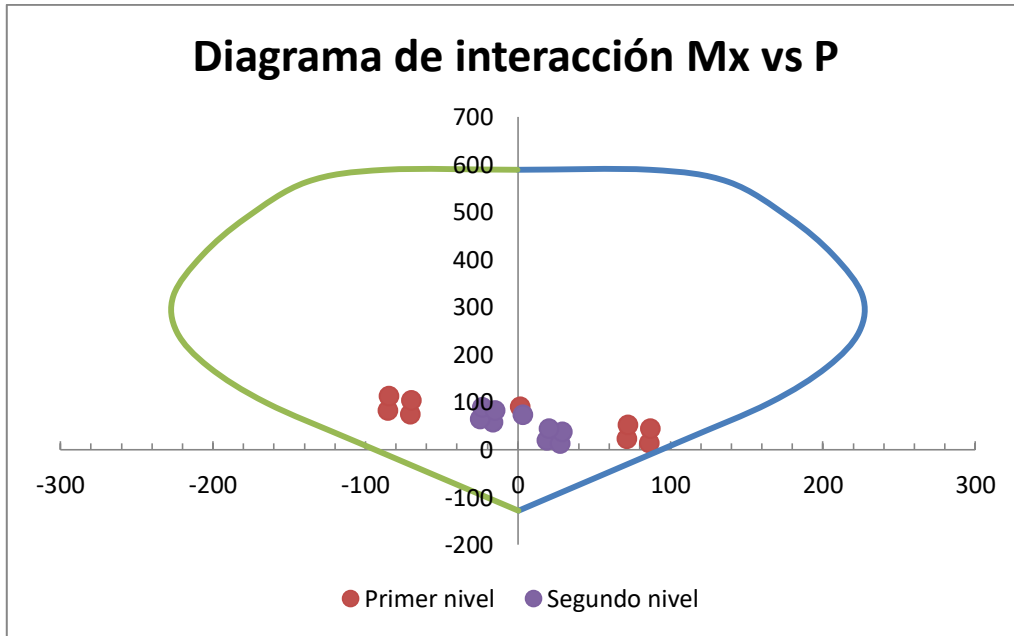


Figura 37. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección Y en niveles 1 y 2

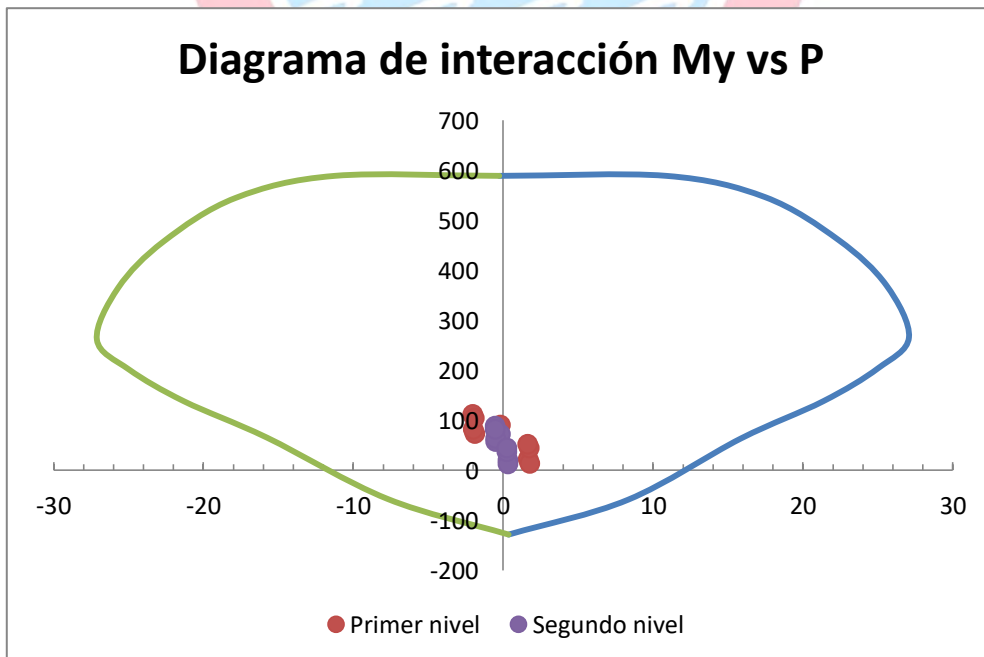


Figura 38. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección X en niveles 1 y 2

Diseño por cortante

Para iniciar, se halló la fuerza cortante de diseño para la dirección Y-Y, la cual será la dirección de análisis más crítica. La norma E.060, en el capítulo 21.9.5, indica que es necesario diseñar con la cortante obtenida por capacidad cuando la altura medida desde la base sea menor a los siguientes valores

- Longitud del muro (lm): 2.05m
- $\frac{Mu}{Vu} = \frac{87.1}{22.7} = 3.8m$
- Altura de los dos primeros pisos

De acuerdo a la norma, se diseñó por capacidad para los dos primeros niveles de la placa 1.

La norma plantea la siguiente fórmula para hallar el mínimo valor que debe tener la cortante de diseño al diseñar por capacidad

$$Vu \geq Vua * \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Dónde:

- Vua: Mayor fuerza cortante obtenida por las combinaciones de carga.
- Mua: Momento último actuante asociado a Vua, obtenido por las combinaciones de cargas.
- Mn: Momento nominal asociado a Mua, obtenido mediante el diagrama de iteración

Mediante las combinaciones de cargas, se halló la mayor fuerza cortante, junto con el momento asociado a ella.

Tabla 43. Mayor fuerza cortante y momento resultado de las combinaciones de cargas

Combinación	P	Mx
	tonf	tonf-m
1.25(CM+CV)+CSy	22.7	87.1

Con ello, se pudo extraer el momento nominal del diagrama de interacción.

- Mn= 180 ton-m

Con los valores obtenidos se halló la cortante última de diseño

$$Vu \geq 22.67 * \left(\frac{180}{87.1}\right) = 46.83 \text{ ton}$$

Con la cortante de diseño obtenida, se procedió a hallar la distribución de los refuerzos. La norma permite usar una cuantía vertical de 0.0015 y una cuantía horizontal de 0.0020, siempre y cuando se cumpla con la siguiente condición.

$$Vu < 0.27 * Acw * \sqrt{f'c}$$

$$46.83 \text{ ton} < \frac{0.27 * 25 * 205 * \sqrt{210}}{1000} = 20.05 \text{ ton} \text{ (No cumple)}$$

Al no cumplir con los requisitos para usar la cuantía mínima, es necesario calcular la resistencia requerida para el acero de refuerzo. Para ello, primero se halló la resistencia a cortante proporcionada por la sección de concreto. Esto se hizo utilizando la fórmula 5.1.14 para el caso de muros de corte

$$Vc = Acw * (\alpha_c * \sqrt{f'c})$$

Se obtiene la relación altura-longitud del muro, para el segundo nivel, que es el que se está analizando.

$$\frac{hm}{lm} = \frac{5 * 2.7}{2.05} = 6.59$$

La norma E.060 indica que para una relación altura-longitud de muro mayor a 2, al coeficiente α_c le corresponde un valor de 0.53. También, para el cálculo del área efectiva, en el inciso 21.9.4.5. nos permite considerar el peralte efectivo como el 80% de la longitud total del elemento. Con ello, se procedió a hallar la contribución del concreto.

$$Vc = \frac{205 * 0.8 * 25 * (0.53 * \sqrt{210})}{1000} = 31.49 \text{ ton}$$

Una vez hallada la resistencia proporcionada por la sección de concreto, se obtuvo la resistencia requerida para el refuerzo horizontal, mediante la fórmula 5.1.11

$$Vs = \frac{46.83}{0.85} - 31.49 = 23.61 \text{ ton}$$

Con ello, se procedió a hallar la cuantía necesaria, la cual de acuerdo a la norma E.060 debe ser mayor a 0.0025.

$$\rho_h = \frac{23.61 * 1000}{25 * 205 * 4200} = 0.0011$$

Le corresponde una cuantía de 0.0025, pues la cuantía calculada es de menor valor que ello. Una vez determinada la cuantía, se escogió una distribución del refuerzo que proporciona una cuantía mayor. Se escogió un refuerzo de una varilla de 3/8" en dos capas, con un espaciamiento de 20 cm, lo cual nos da una cuantía de 0.0028.

La norma exige que la resistencia nominal a cortante de la sección cumpla con el siguiente requerimiento.

$$V_n < 2.6 * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

$$96.70 \text{ ton} < \frac{2.6 * \sqrt{210} * 25 * 0.8 * 205}{1000} = 154.48 \text{ ton (OK!)}$$

Se cumple con lo exigido por la norma, con lo que se comprueba que la distribución elegida es correcta.

Seguido de ello, se realizó el cálculo de la distribución de acero vertical de refuerzo. Ya que la fuerza cortante última no cumplió con el requisito de la norma para utilizar una cuantía mínima ($V_u < 0.27 * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$), la norma exige calcular la cuantía de refuerzo vertical mediante la siguiente fórmula.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) * (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Haciendo uso del valor de la cuantía horizontal colocada se halló la cuantía vertical.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{2.7 * 4}{2.05} \right) * (0.0028 - 0.0025) = 0.0019$$

Ya que la cuantía calculada es menor a 0.0025, se escoge como cuantía mínima 0.0025, lo cual correspondería a una distribución de varillas de 3/8 cada 20 centímetros, en dos capas. Con ello, se comprueba que la distribución utilizada inicialmente, con la cual se halló el diagrama de interacción, es correcta.

Comprobación para elementos de borde

La norma E.060, en el inciso 21.9.7.4, exige el uso de núcleos de confinamiento cuando la profundidad del eje neutro supere un límite, detallado a continuación.

$$c \geq c_{lim} = \frac{l_m}{600 * (\delta u / h_m)}$$

Siendo:

- l_m : Longitud horizontal del muro
- $\delta u / h_m$: Deriva inelástico total del muro, producida por el sismo de diseño. Debe tomarse como no menor a 0.005

Ya que la deriva máxima inelástica ocasionada por el sismo de diseño para la placa analizada es de 0.0017, se toma el valor de 0.005 para la deriva. Entonces, se obtiene el valor límite para la profundidad del eje neutro

$$c_{lim} = \frac{205}{600 * 0.005} = 68.3 \text{ cm}$$

Se halló que la profundidad del eje neutro es de 44.5 cm, por lo que no se requería el uso de elementos de borde. Sin embargo, se decidió utilizarlos debido a su aporte a la rigidez y resistencia a flexión del elemento.

Finalmente, se obtuvo la siguiente distribución.

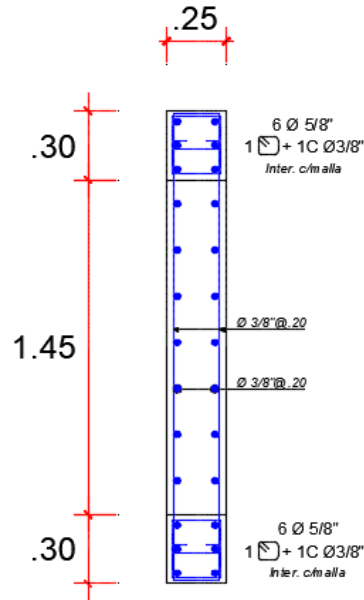


Figura 39. Distribución de refuerzo para placa PL-1 en niveles 1 y 2

Para los niveles 3 al 5 las fuerzas cortantes actuantes cumplen con el siguiente criterio

$$V_u < 0.27 * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$$

Por ello, se escogió una cuantía mínima de refuerzo vertical de 0.0015 y una cuantía mínima de refuerzo horizontal de 0.0020.

Para el refuerzo vertical por cada capa:

$$A_{s \text{ mín}} = 100 * 25 * \frac{0.0015}{2} = 1.88 \frac{cm^2}{ml}$$

Se escogió una distribución de una varilla de 3/8" cada 30cm, que ofrece una distribución de 2.37 cm²/ml en cada capa

Para el refuerzo horizontal por cada capa:

$$A_{s \text{ mín}} = 100 * 25 * \frac{0.002}{2} = 2.5 \frac{cm^2}{ml}$$

Se escogió una distribución de una varilla de 3/8 cada 25cm, que ofrece una distribución de 2.84 cm²/ml en cada capa

Para los núcleos de confinamiento se escogió una armadura de 4 varillas de 5/8" y 2 varillas de 1/2", respetando la cuantía mínima de 1%.

Con las distribuciones del refuerzo ya determinadas, se obtienen los siguientes diagramas de interacción para la placa PL-1 en los niveles 3 al 5

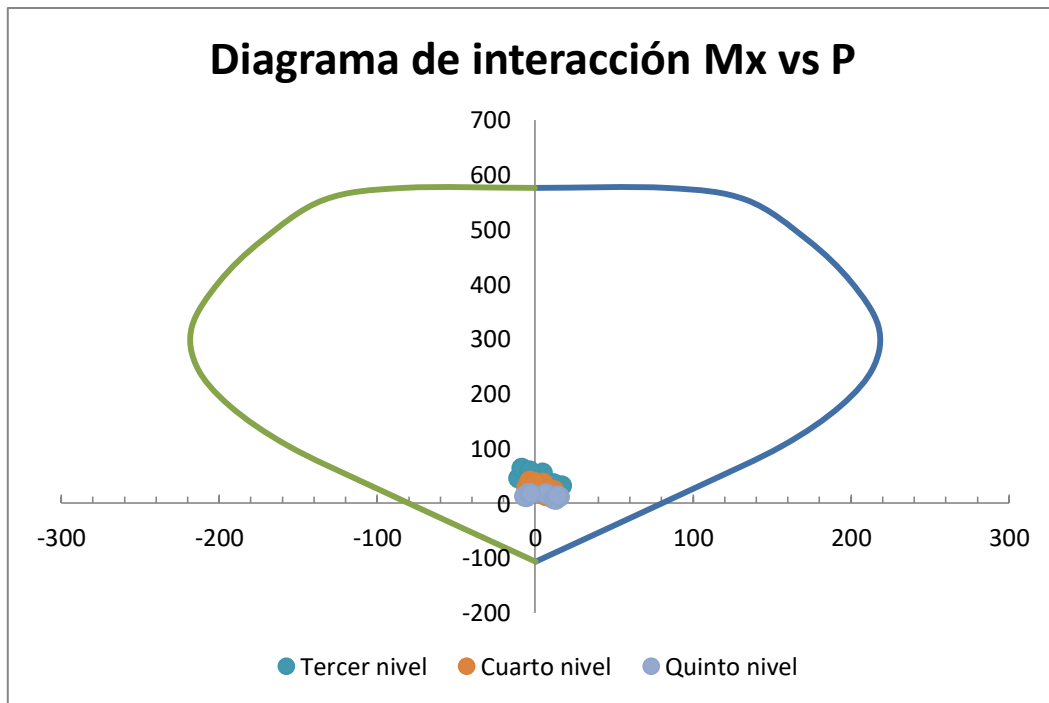


Figura 40. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección Y en los niveles 3 al 5

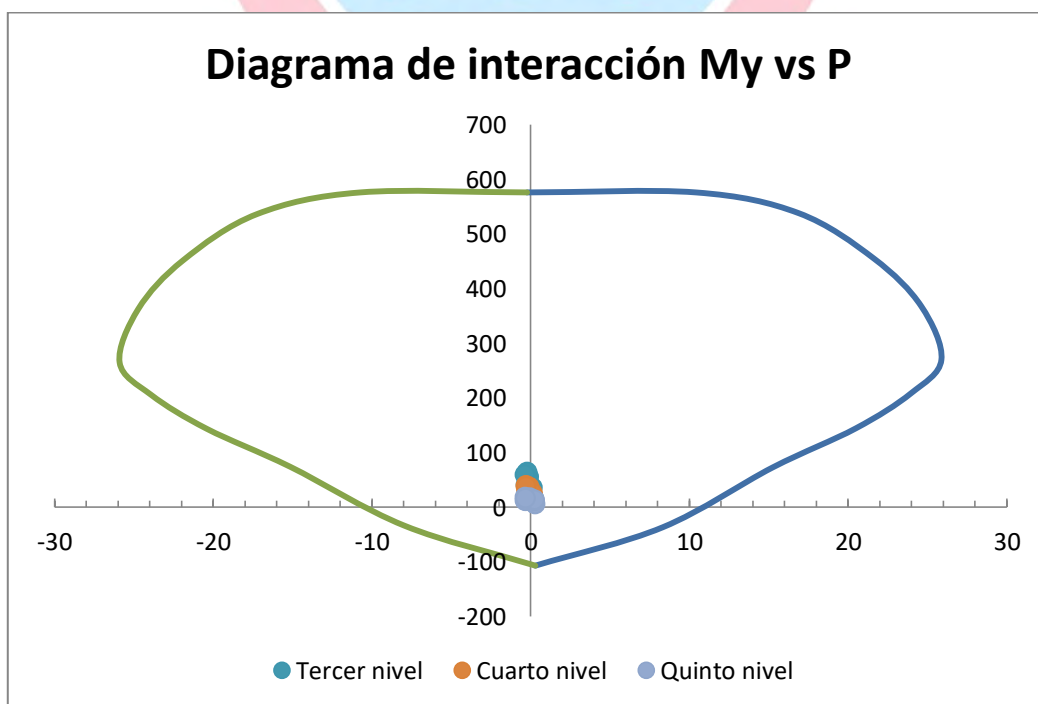


Figura 41. Diagrama de interacción para la placa PL-1 en dirección X en los niveles 3 al 5

Con ello, se comprueba que las combinaciones de cargas actuantes en los niveles del 3 al 5 se ubican dentro del diagrama de interacción. Finalmente, se obtuvo la siguiente distribución:

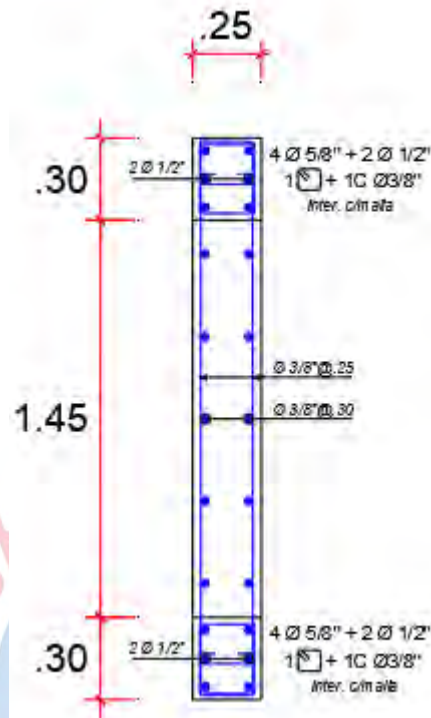


Figura 42. Distribución de refuerzo para placa PL-1 en niveles 3 al 5

5.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES

5.6.1 GENERALIDADES

Para el diseño de las cimentaciones se trabajaron con los siguientes parámetros del suelo:

- Peso específico $\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$
- Resistencia admisible del suelo = 2.5 kg/cm^2
- Profundidad de cimentación mínima $D_f = -1.4 \text{ m}$

5.6.2 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

A modo de ejemplo, se diseñará la zapata correspondiente a la columna C-7, ubicada en la intersección de los ejes B/4.

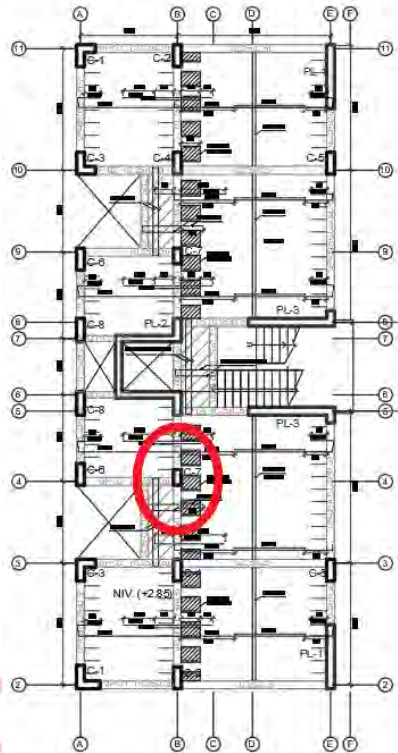


Figura 43. Ubicación de zapata a diseñar en plano de encofrado

Se inició con el dimensionamiento de la zapata. Para ello, fue necesario obtener las cargas y momentos de servicio por efecto de las cargas muertas, vivas y de sismo en las direcciones X e Y. La norma E.030 en el inciso 15.2.5. indica que las cargas y momentos sísmicos podrán reducirse al 80%. Se muestran las cargas y momentos.

Tabla 44. Cargas y momentos de columna C-6.

CASO	P tonf	Mxx tonf-m	Myy tonf-m
Viva	6.43	0.05	0.01
Muerta	29.52	0.19	0.05
80% Sismo X	4.98	-0.38	0.34
80% Sismo Y	-18.07	2.28	0.18

Se dimensionará la zapata mediante la siguiente fórmula

$$\hat{Área} = \frac{(1 + \%PP) * (P_{CM} + P_{CV})}{qadm}$$

Siendo %PP el porcentaje de la carga correspondiente al peso propio de la cimentación, el peso del suelo encima de esta, y la sobrecarga sobre el área de cimentación. Para un suelo

intermedio, se considerará un valor de %PP de 7.5%. Reemplazamos los valores hallados y calculamos el área.

$$\text{Área} = \frac{1.075 * (6.43 + 29.52)}{25} = 1.55 \text{ m}^2$$

Con el área tentativa hallada, se pudo determinar las dimensiones de la zapata. Para este caso se escogió una zapata de 1.35 x 1.6m, lo cual nos da un área de superficie de 2.16 m², mayor al área tentativa solicitada. Además, la zapata contará con una altura de 60cm. Con las dimensiones escogidas se procedió a hallar las cargas regidas por las dimensiones mismas de la cimentación, las cuales se añadirán a los valores de carga muerta y viva según corresponda.

Carga muerta

- Peso propio = $1.35 * 1.6 * 2.4 * 0.6 = 3.11 \text{ ton}$
- Peso de tierra = $((1.35 * 1.6) - (0.25 * 0.5)) * 0.8 * 1.76 = 2.87 \text{ ton}$

Carga viva

- Sobrecarga = $2.16 * 0.2 = 0.43 \text{ ton}$

Después, se procedió a realizar un análisis de la distribución de presiones, tomando en consideración los momentos actuantes para los casos de cargas de gravedad y de sismo.

Para ello, se utilizó la siguiente fórmula:

- Para análisis con cargas únicamente de gravedad

$$\sigma = \frac{(P_{CM} + P_{CV})}{\text{Área}} \pm \frac{6 * (M_{CM} + M_{CV})}{B * L^2}$$

- Para análisis considerando cargas de sismo

$$\sigma = \frac{(P_{CM} + P_{CV} + P_{CS})}{\text{Área}} \pm \frac{6 * (M_{CM} + M_{CV} + M_{CS})}{B * L^2}$$

Siendo

- B = Ancho de la zapata
- L = Largo de la zapata

Los valores de cargas sísmicas, momentos y dimensiones de zapatas variarán según la dirección de análisis.

Se realizó el análisis para cargas de gravedad.

$$\sigma = \frac{(35.49 + 6.86)}{1.35 * 1.6} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.01)}{1.6 * 1.35^2} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.19)}{1.35 * 1.6^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 20.15 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 19.07 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Luego, se realizó el análisis considerando cargas sísmicas. Para el análisis con cargas sísmicas, la norma E.060 permite amplificar el esfuerzo admisible en un 30%.

En dirección X

$$\sigma = \frac{(35.49 + 6.86 + 4.98)}{1.35 * 1.6} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.01 + .34)}{1.6 * 1.35^2} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.19)}{1.35 * 1.6^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 23.15 \text{ ton/m}^2 < 25 * 1.3 = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 20.69 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

En dirección Y

$$\sigma = \frac{(35.49 + 6.86 + 18.08)}{1.35 * 1.6} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.01)}{1.6 * 1.35^2} \pm \frac{6 * (0.05 + 0.19 - 2.28)}{1.35 * 1.6^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 31.64 \text{ ton/m}^2 < 25 * 1.3 = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 28.69 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que para los casos analizados las dimensiones escogidas para la zapata no generan esfuerzos mayores al admisible. Por ello, se consideró que las dimensiones elegidas son correctas y se procedió a realizar la verificación por punzonamiento y cortante. Para ello, se amplificó el esfuerzo máximo obtenido por un factor de 1.25 para obtener las cargas últimas. Esto debido a que las cargas analizadas en servicio consideran el efecto de las cargas sísmicas.

$$\sigma_u = 31.64 * 1.25 = 39.55 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

Para la verificación por punzonamiento, es necesario analizar la fuerza cortante última aplicada a una distancia $d/2$ partiendo de la cara de la columna, y compararla con la resistencia proporcionada por la sección de concreto a esa distancia. Para este caso la zapata cuenta con volados de 55 cm en cada lado para ambas direcciones de análisis. Se obtiene lo siguiente

- Peralte efectivo $d = 0.6 - 0.1 = 0.5$ m
- Distancia a sección crítica = $d/2 = 0.25$ m a cada lado

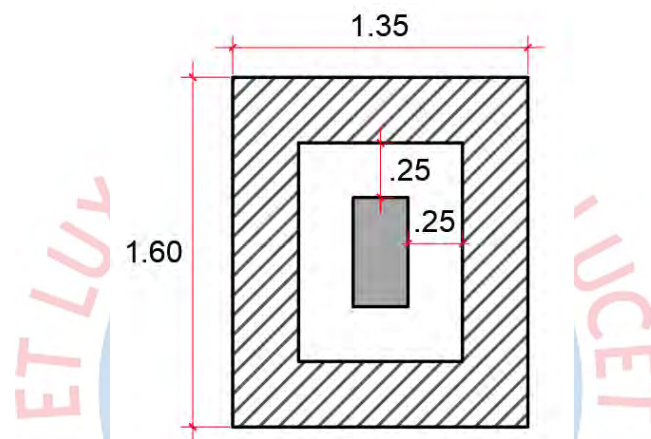


Figura 44. Sección crítica de punzonamiento

Con la sección crítica delimitada, se procedió a hacer la verificación:

$$b_o = (0.5 + 0.5) * 2 + (0.5 + 0.25) * 2 = 3.5 \text{ m}$$

$$A_{crítica} = (0.5 + 0.5) * (0.5 + 0.25) = 0.75 \text{ m}^2$$

Se procede a hallar la cortante última mediante la siguiente expresión

$$V_u = (A_{total} - A_{crítica}) * \sigma_u$$

$$V_u = (2.16 - 0.75) * 39.55 = 55.77 \text{ ton}$$

Dicha cortante será comparada con la resistencia proporcionada por la sección de concreto en la sección crítica. Dicha resistencia se hallará mediante la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 350 * 50}{1000} = 228.49 \text{ ton}$$

$$V_u = 55.77 < \phi V_c = 228.49 \text{ ton}$$

La resistencia proporcionada por el concreto es mayor que la cortante última en la sección crítica, por ello se concluye que cumple con la verificación por punzonamiento.

Verificación por cortante

La verificación por cortante se dará a una distancia “d” de la cara de la columna, de la siguiente manera.

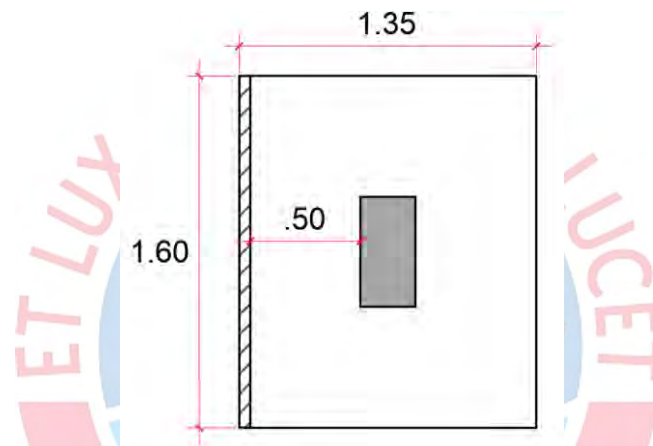


Figura 45. Distancia de análisis para verificación por cortante

Ya que la cimentación cuenta con voladizos de igual longitud para los 4 lados (L=0.55m) se decidió realizar un solo análisis considerando una franja de 1 metro de ancho.

Se halla la cortante última

$$V_u = 39.55 * 0.05 * 1 = 1.98 \text{ ton}$$

Se halla la resistencia proporcionada por el concreto

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50}{1000} = 32.64 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.98 < \phi V_c = 32.64 \text{ ton}$$

Con ello se concluye que la zapata diseñada cumple con la verificación por cortante.

Diseño por flexión

Una vez cumplida la verificación por punzonamiento y cortante se procedió a realizar el diseño por flexión. Para ello, se calculó el momento flector último haciendo uso de la siguiente fórmula

$$Mu = \frac{\sigma_u * c^2}{2}$$

Siendo c la longitud del voladizo partiendo de la cara de la columna. Ya que en todos los lados la longitud de los volados es de 0.55m, se hace sólo un cálculo para hallar el momento último.

$$Mu = \frac{39.55 * 0.55^2}{2} = 5.98 \text{ ton} - m$$

Con el momento último hallado, se utilizan las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2 de diseño por flexión para hallar el área de refuerzo requerida para una sección de 1 metro de ancho.

$$a = 50 - \sqrt{50^2 - \frac{2 * 5.98 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 100}} = 0.75 \text{ cm}$$
$$As = \frac{5.98 * 10^5}{0.9 * 4200 * (50 - \frac{0.75}{2})} = 3.19 \text{ cm}^2/m$$

También se utilizará la fórmula para hallar la cuantía mínima, de 0.0018 bh

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2/m$$

Se utiliza un refuerzo de varillas de 5/8" cada 17.5cm en ambas direcciones, lo cual nos dará un área de refuerzo de 11.43 cm²/m, mayor a la solicitada.

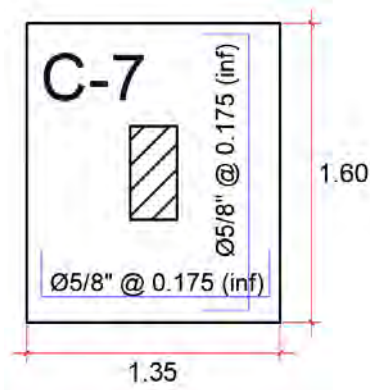


Figura 46. Esquema de Zapata para la columna C-7 en planta

5.6.3 DISEÑO DE ZAPATAS COMBINADAS

A modo de ejemplo, se diseñó la zapata que contendrá a las columnas C-2 y C-4 superiores, ubicada entre los ejes B/11-10.

Se repitió el mismo procedimiento de las zapatas aisladas para el predimensionamiento, considerando la suma de las cargas de gravedad de los tres elementos. Con ello, se escogieron las dimensiones de la zapata, que será de 1.35 metros de ancho por 4.7 metros de largo. Se considerará además que tendrá un peralte de 60 centímetros. Además, se añadió una viga rígida de sección 0.25x0.8, con el propósito de distribuir los esfuerzos producidos a lo largo de la zapata.

Con las dimensiones halladas, se procedió a hallar las cargas últimas. Para ello, fue necesario transportar todas las cargas aplicadas hacia el centroide de la zapata. El resultado fue el siguiente.

Tabla 45. Resultante de cargas centradas en zapata combinada

CASO	P tonf	Mxx tonf-m	Myy tonf-m
Viva	19.58	0.40	0.01
Muerta	128.44	-5.19	-0.06
Sismo X	22.62	-8.83	2.09
Sismo Y	6.75	-31.28	-1.98

Con ello, se calculó el esfuerzo máximo y mínimo. Se obtuvo lo siguiente

Por cargas de gravedad

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 24.33 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 22.33 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Para la direcci3n X

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 29.29 \text{ ton/m}^2 < 25 * 1.3 = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 17.31 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Para la direcci3n Y

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 31.69 \text{ ton/m}^2 < 25 * 1.3 = 32.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 16.91 \text{ ton/m}^2 > 0 \text{ ton/m}^2$$

Se calcula el esfuerzo 3ltimo

$$\sigma_u = 31.69 * 1.25 = 39.62 \text{ ton/m}^2$$

Luego se hallaron los momentos y fuerzas cortantes. Para ello, se model3 la zapata en el software SAP2000.

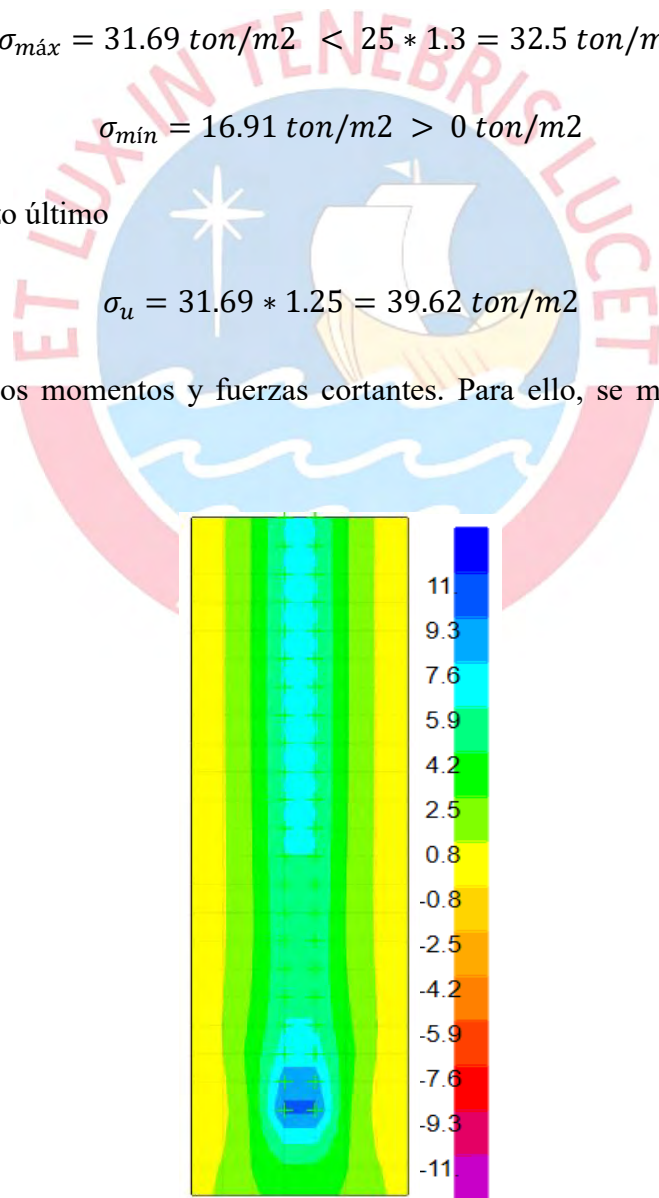


Figura 47. Diagrama de momentos flectores para la zapata combinada en direcci3n X

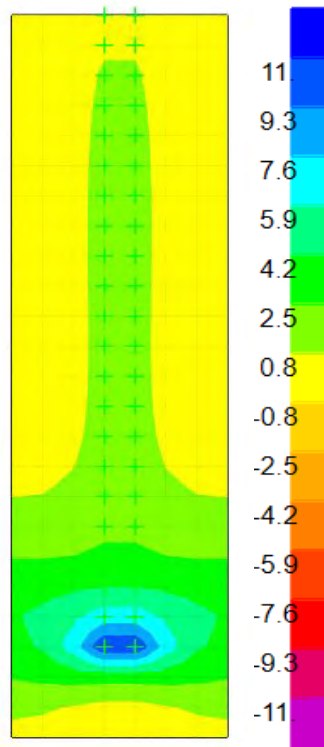


Figura 48. Diagrama de momentos flectores para la zapata combinada en dirección Y

Haciendo el diseño por flexión se obtiene lo siguiente, para una sección de 1m de ancho.

Tabla 46. Diseño por flexión para zapata

	MOMENTOS X-X		MOMENTOS Y-Y	
	M-	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	0.20	10.90	0.00	9.70
a (cm)	0.02	1.38	0.00	1.22
As mínimo (cm²)	10.80	10.80	10.80	10.80
As requerido (cm²)	0.11	5.85	0.00	5.20
As instalado (cm²)	10.80	10.80	10.80	10.80
Distribución	1φ5/8" @ 17.5cm	1φ5/8" @ 17.5cm	1φ5/8" @ 17.5cm	1φ5/8" @ 17.5cm

Luego, se realizó la verificación por cortante, calculando la resistencia proporcionada por el concreto para una sección de 1m de ancho

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50}{1000} = 32.64 \text{ ton}$$

Se obtuvo que la mayor fuerza cortante aplicada a una distancia “d” del apoyo para ambas direcciones de análisis es de 9.1 ton, por ello se determina que la zapata cumple con los requisitos necesarios por cortante

$$Vu = 9.1\text{ton} < \phi Vc = 32.64\text{ ton}$$

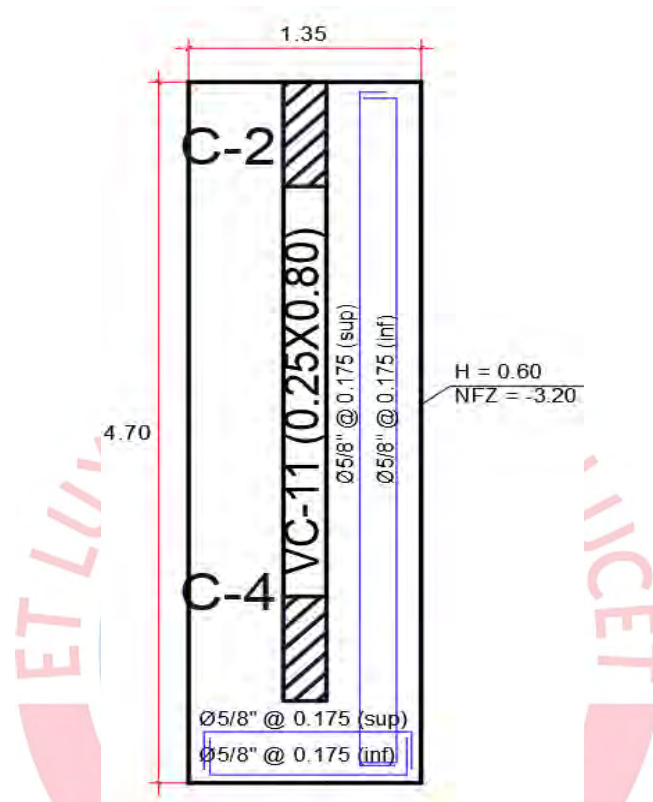


Figura 49. Esquema de distribución de refuerzos en zapata combinada

5.6.4 ZAPATAS CONECTADAS

Para el caso de cimentaciones con cargas excéntricas, ubicadas en el límite de propiedad, será necesario el uso de vigas de cimentación, para mitigar los efectos de las cargas en tracción, que podrían resultar en volcaduras. A modo de ejemplo, se diseñará la viga de cimentación VC-07, ubicada entre los ejes A-B y 4. Dicha viga contará con un ancho de 25 cm y un peralte de 80 cm.

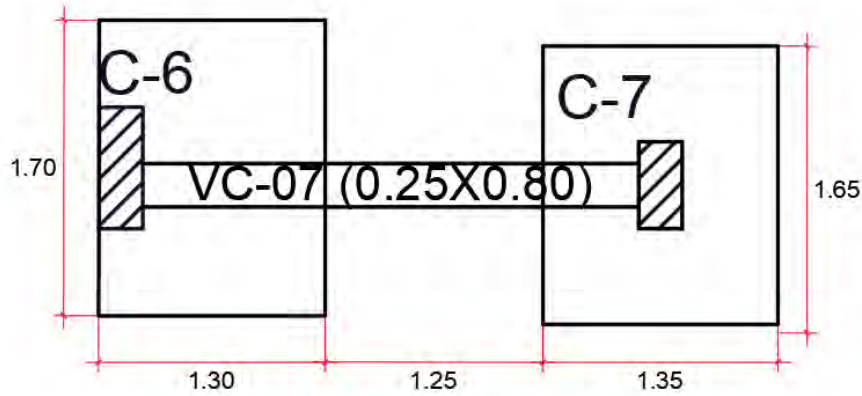


Figura 50. Vista en planta de viga VC-07

La viga de cimentación se diseñará de la misma forma que una viga peraltada en los niveles superiores. Para el caso de la viga VC-07 Se asumió el siguiente modelo

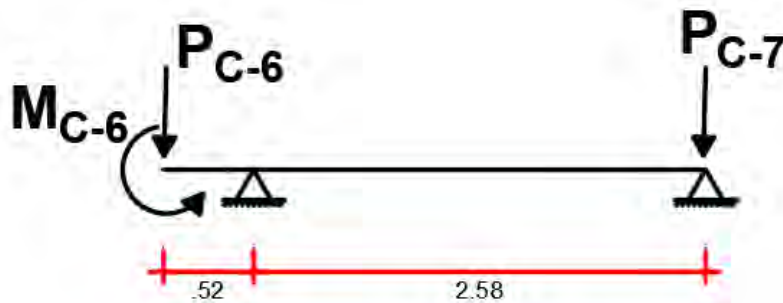


Figura 51. Modelo para viga de cimentación

Luego, se obtuvieron las combinaciones de cargas y momentos para ambas columnas.

Tabla 47. Combinaciones de cargas y momentos – Columna C-6

Combinación	P ton	Myy ton-m
1.4 CM +1.7 CV	34.85	0.02
1.25(CM+CV)+SISMO X	18.27	0.49
1.25(CM+CV)+SISMO Y	5.14	0.28
0.9 CM + SISMO X	7.49	0.48
0.9 CM + SISMO Y	-5.64	0.27
1.25(CM+CV)-SISMO X	42.63	-0.45
1.25(CM+CV)-SISMO Y	55.76	-0.24
0.9 CM -SISMO X	31.85	-0.46
0.9 CM - SISMO Y	44.98	-0.25

Tabla 48. Combinaciones de cargas -Columna C-7

Combinación	P ton
1.4 CM +1.7 CV	61.36
1.25(CM+CV)+SISMO X	59.17
1.25(CM+CV)+SISMO Y	30.36
0.9 CM + SISMO X	38.17
0.9 CM + SISMO Y	9.35
1.25(CM+CV)-SISMO X	46.72
1.25(CM+CV)-SISMO Y	75.53
0.9 CM -SISMO X	25.72
0.9 CM - SISMO Y	54.53

Se modeló la viga usando los valores de cargas y momentos más críticos

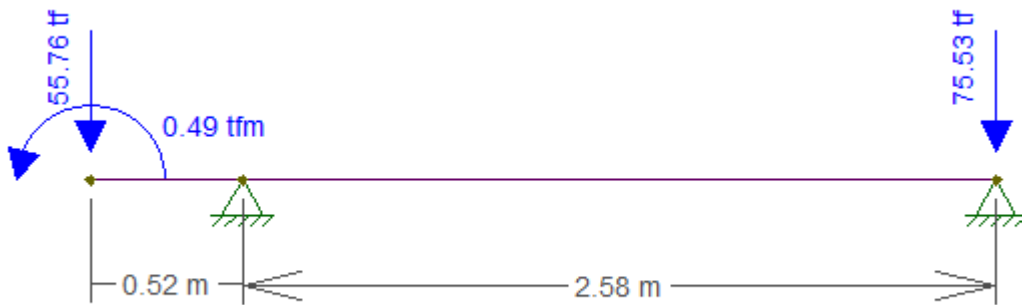


Figura 52. Modelo para viga de cimentación VC-07

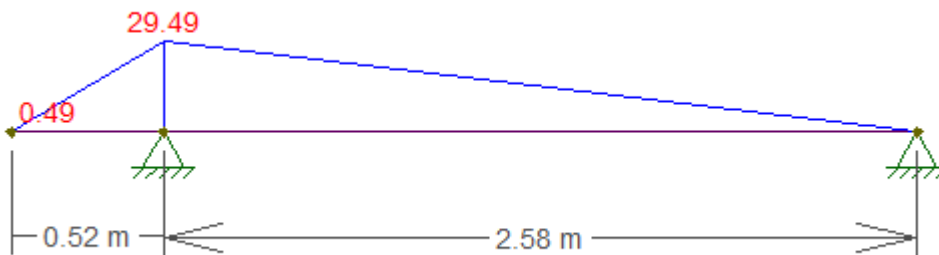


Figura 53. Diagrama de momento flector de viga de cimentación VC-07

Se realizó el diseño por flexión mediante las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2. Con ello, se obtuvo lo siguiente.

Tabla 49. Diseño por flexión de la viga de cimentación

Mu (ton.m)	29.49
d (cm)	74
a (cm)	9.78
As requerido (cm²)	11.29

Se escogió una distribución de 3 varillas de 1" en la parte superior y 2 varillas en la parte inferior. Además, debido a su gran peralte se colocó 4 varillas de 1/2" distribuidas en el alma.

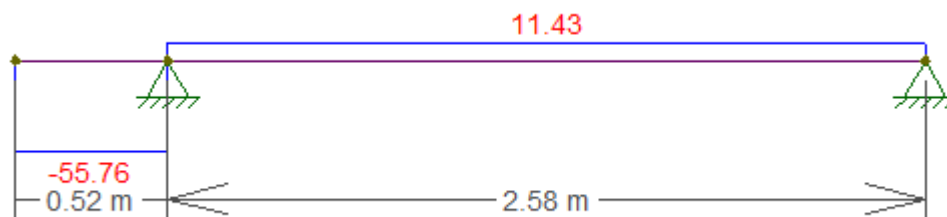


Figura 54. Diagrama de fuerza cortante de viga de cimentación VC-07

Haciendo uso de las fórmulas 5.1.12 y 5.1.15 de diseño por cortante, se halló la siguiente distribución de estribos.

Tabla 50. Diseño por cortante de la viga de cimentación

Vu (ton)	55.76
ϕV_c (ton)	12.08
Vs (ton)	51.39
s (cm)	16

Se colocaron estribos de 1/2" 1@0.05m, 4@0.15m y el resto a 0.20m para cada extremo. Finalmente, se obtuvo la siguiente distribución de refuerzos

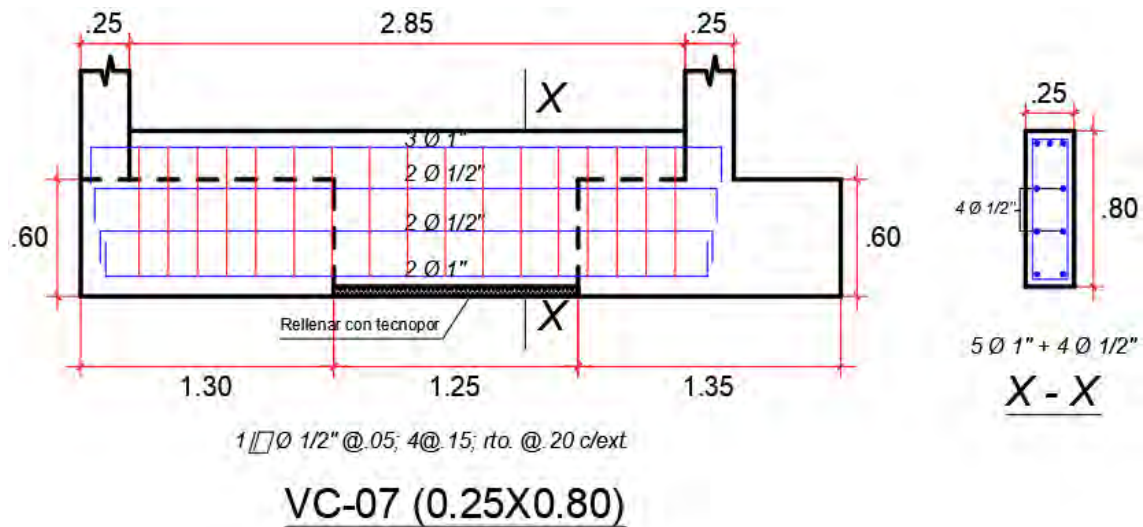


Figura 55. Distribución de refuerzos para viga de cimentación VC-07

5.7. DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

5.7.1 DISEÑO DE ESCALERAS

Las escaleras fueron diseñadas como losas macizas en una dirección. Ya que su aporte a la rigidez de la edificación es despreciable, estas se modelaron independientemente del resto de la edificación. En la estructura las escaleras fueron modeladas únicamente como cargas. A manera de ejemplo, se diseñó el tramo típico de las escaleras, observado del nivel 3 al nivel 5.

La sección analizada es de un ancho $b=100\text{cm}$, y un espesor de 17.5cm , con un peralte efectivo de 14.5cm , considerándose un recubrimiento de 3cm . Se realizó el análisis por cargas de gravedad, obteniéndose los siguientes diagramas.

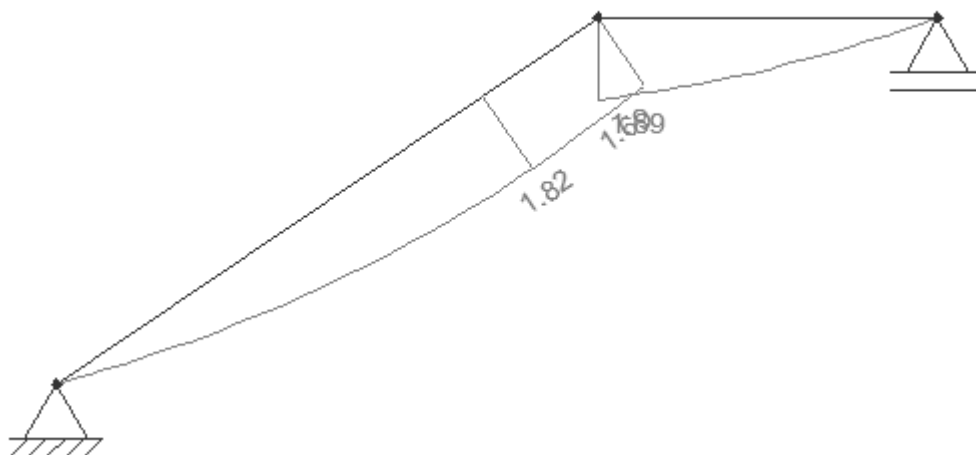


Figura 56. DMF de cargas últimas de escalera – tramo típico

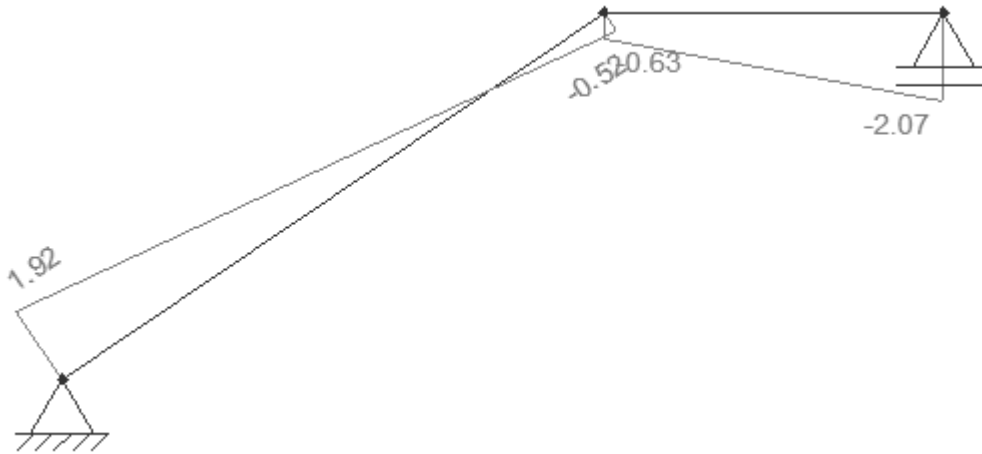


Figura 57. DFC de cargas últimas de escalera – tramo típico

Diseño por flexión

Una vez calculados los momentos flectores, se hace uso de las fórmulas 5.1.1 y 5.1.2 y 5.1.10

Tabla 51. Momento y área de refuerzo en tramo y descanso de la escalera

	Tramo inclinado			Descanso		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
Mu (ton-m)	0.0	1.8	1.7	1.7	1.2	0.0
As calculado (cm2)	0.0	3.4	3.2	3.2	2.2	0.0

Se halla el área mínima de refuerzo longitudinal mediante la fórmula 5.1.10

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 17.5 * 100 = 3.15 \text{ cm}^2/m$$

Para el acero de temperatura, se usa la siguiente fórmula propuesta por la norma E.060:

$$A_{st} = 0.0012 * b * h$$

$$A_{st} = 0.0012 * 100 * 17.5 = 2.1 \text{ cm}^2/m$$

Ya que el área calculada es menor que la mínima para el refuerzo longitudinal, se coloca el mínimo refuerzo requerido, el cual corresponde a una distribución de una varilla de diámetro

3/8" cada 20 cm. Para el refuerzo transversal, se escoge una distribución de una varilla de diámetro 3/8" cada 25 cm.

Diseño por cortante

Se analiza la resistencia a la cortante proporcionada por el concreto, para el tramo inclinado. Para ello, se hace uso de la fórmula 5.1.12.

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{210} * 100 * 14.5}{1000} = 11.14 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 11.14 = 9.47 \text{ ton}$$

De acuerdo al análisis por cargas de gravedad amplificada, la mayor fuerza cortante a la que se encontrará sometido el tramo inclinado será de 2.07 ton, por lo que la resistencia proporcionada por el concreto será más que suficiente para soportar la carga. Por ende, se determina que no será necesario ningún refuerzo adicional por cortante.

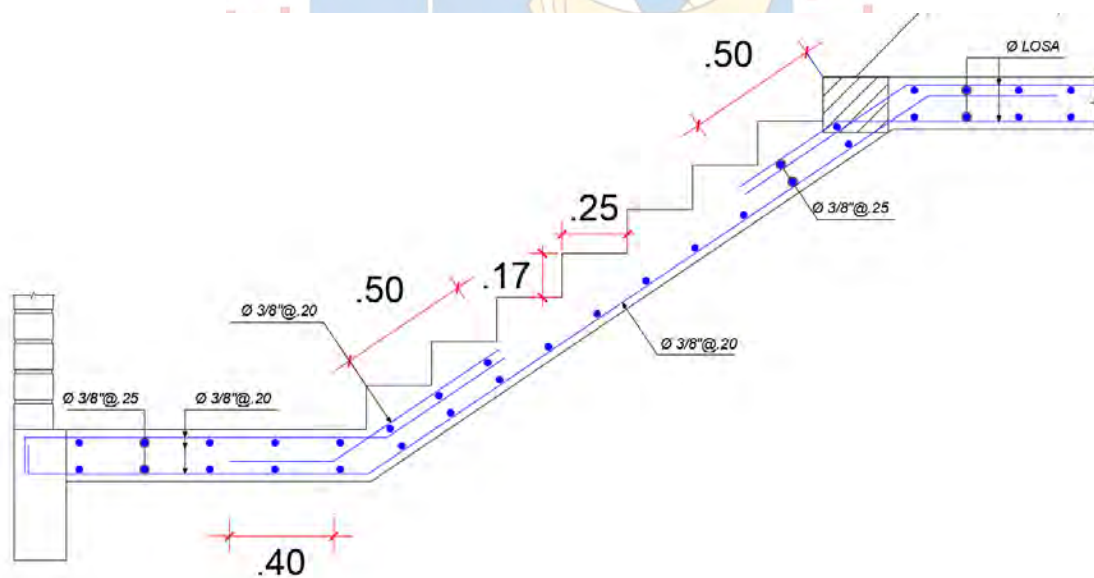


Figura 58. Tramo típico de escalera

5.7.7 DISEÑO DE CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS

Para el diseño de la cisterna y el cuarto de bombas, será requerido el análisis por cargas de empuje lateral del terreno y cargas hidroestáticas. Se inició analizando las cargas producidas

por el terreno. Para ello, contamos con los siguientes parámetros, obtenidos del estudio de mecánica de suelos:

- Ángulo de fricción interna del terreno $\phi = 33.4^\circ$
- Coeficiente de empuje activo $K_a = 0.29$
- Peso específico $\gamma = 1.76 \text{ ton/m}^3$

Además, tenemos los siguientes parámetros propios de la estructura de la cisterna:

- Grosor de muros $e = 20 \text{ cm}$
- Altura $H = 2.4 \text{ m}$
- Sobrecarga $W_{s/c} = 0.25 \text{ ton/m}^2$

Se procedió a calcular la fuerza de empuje distribuida en la altura del muro, utilizando la siguiente fórmula:

Empuje del suelo:

$$E_{\text{suelo}} = \gamma * K_a * H$$

- Para la base de la cisterna: $E_{\text{suelo}} = 1.76 * 0.29 * 2.4 = 1.25 \text{ ton/m}$

Empuje producido por sobrecarga

$$E_{S/C} = W_{S/C} * K_a = 0.25 * 0.29 = 0.08 \text{ ton/m}$$

- El empuje por sobrecarga será uniforme en toda la altura del muro

Para obtener las cargas últimas, la norma indica que para las cargas producidas por el empuje del terreno se debe utilizar un factor de amplificación de 1.7. Obtenemos las cargas últimas

- Para la parte superior del muro: $E_{\text{total}} = 1.7 * 0.08 = 0.14 \text{ ton/m}$
- Para la parte inferior del muro: $E_{\text{total}} = 1.7 * (1.25 + 0.08) = 2.26 \text{ ton/m}$

Se obtuvo la siguiente distribución de cargas

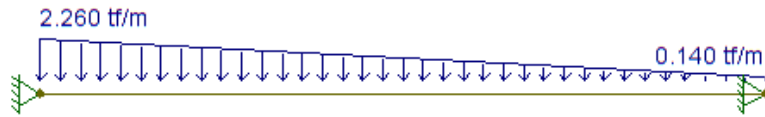


Figura 59. Distribución de cargas en muro de cisterna para empuje de tierra

A partir de ello, se obtuvieron los siguientes diagramas de momentos y fuerza cortante

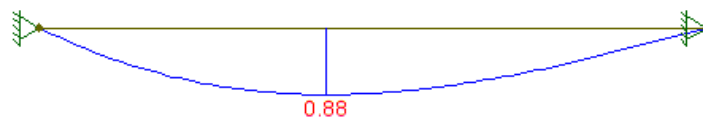


Figura 60. Diagrama de momento flector (ton-m)

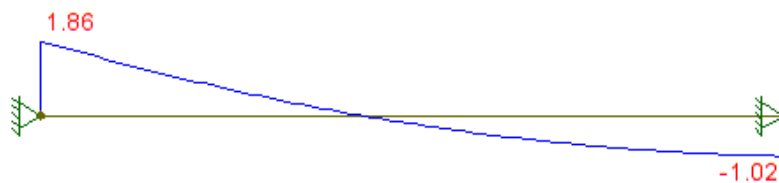


Figura 61. Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

Aplicando las fórmulas de diseño por flexión, se obtuvo la siguiente área de refuerzo vertical

Tabla 52. Área de refuerzo vertical

Mu (ton.m)	0.88
d (cm)	16
a (cm)	0.35
As requerido (cm²)	1.47

La norma del ACI 350.06 recomienda que, para estructuras de este tipo, se utilice una cuantía mínima de 0.003 bh, por lo que se utilizará dicha cuantía.

$$A_{s_{\min}} = 0.003 * 100 * 20 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

El refuerzo será distribuido en dos capas, por lo que se obtiene un área de refuerzo de 3 cm²/ml por cada capa. Por ello, se escogió una distribución de acero de 3/8" cada 25 centímetros, en dirección vertical y horizontal.

También se realizó la verificación por cortante. Para ello se halló la resistencia por fuerza cortante proporcionada por la sección de concreto, haciendo uso de la fórmula 5.1.12.

$$\phi V_c = 10.44 \text{ ton}$$

$$10.44 \text{ ton} > V_u = 1.86 \text{ ton} \text{ (¡OK!)}$$

Se determina que la resistencia proporcionada por la sección de concreto resiste la fuerza cortante última aplicada sobre ella. Seguido de ello, se realizó el análisis por efecto de cargas hidrostáticas. La carga hidrostática se halló de la siguiente manera.

$$P_H = \gamma * H$$

Para la zona inferior

$$P_H = 1 * 2.4 = 2.4 \text{ ton/m}$$

La norma indica que para el caso de cargas hidrostáticas se debe utilizar un factor de amplificación de 1.4, por ello obtenemos la carga inferior amplificada

$$P_u = 1.4 * 2.4 = 3.36 \text{ ton/m}$$

Se obtiene la siguiente distribución

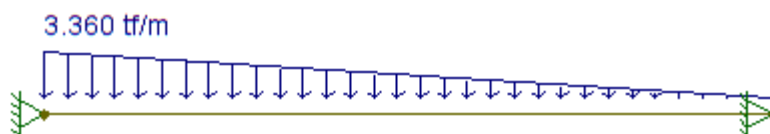


Figura 62. Distribución de cargas hidrostáticas

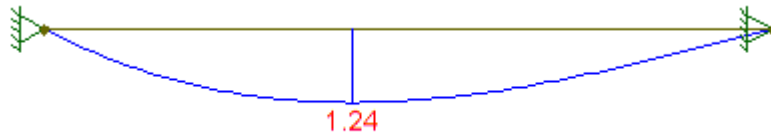


Figura 63. Diagrama de momento flector (ton-m)

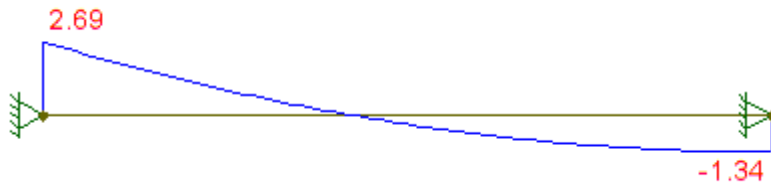


Figura 64. Diagrama de fuerza cortante (ton)

A partir de los resultados obtenidos, se calcula el área de refuerzo requerida para las cargas hidrostáticas.

Tabla 53. Área de refuerzos para cargas hidrostáticas

Mu (ton.m)	1.24
d (cm)	16
a (cm)	0.49
As requerido (cm²)	2.08

Se decide usar el área mínima de refuerzo de $0.003 bh$ tanto en la dirección vertical como horizontal. Nuevamente se realizó la verificación por cortante.

$$\phi V_c = 10.44 \text{ ton} > V_u = 2.69 \text{ ton} (\text{¡OK!})$$

Se determina que la resistencia proporcionada por la sección de concreto resiste la fuerza cortante última aplicada sobre ella.

Una vez diseñados los muros laterales se procedió a diseñar la losa de techo. Para ello, se identificaron las cargas aplicadas sobre ella.

Carga muerta

- Peso propio = $0.15 * 2.4 = 0.36 \text{ ton/m}^2$

- Piso terminado = 0.1 ton/m²

Carga viva

- Sobrecarga = 0.25 ton/m²

Analizamos las cargas mediante SAP 2000 y obtenemos los siguientes diagramas.

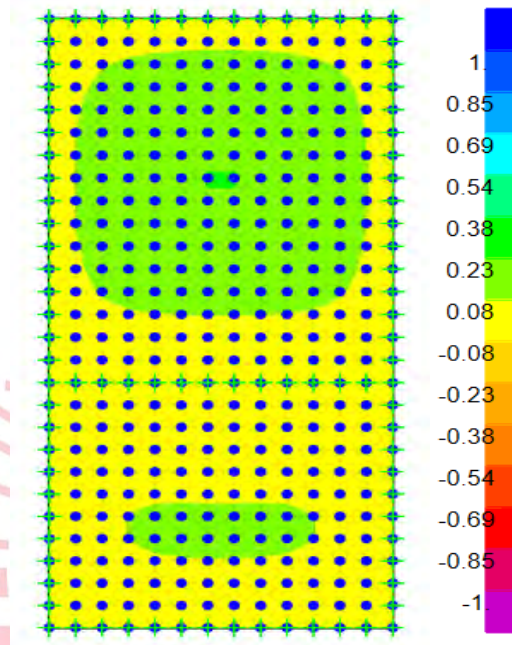


Figura 65. Diagrama de momento flector en techo de cisterna - dirección X (ton-m)

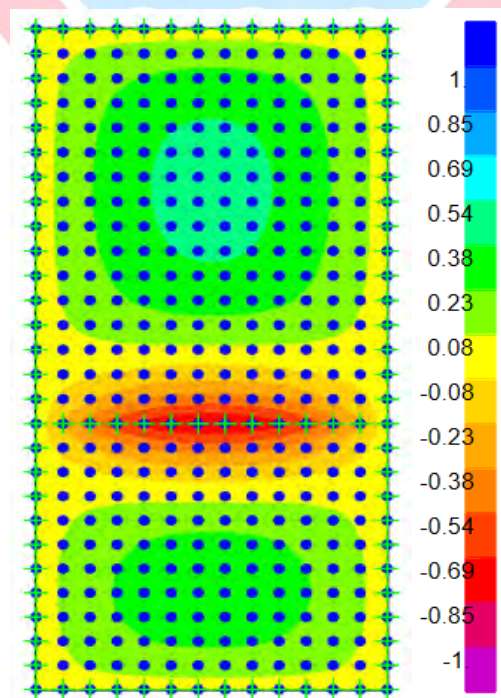


Figura 66. Diagrama de momento flector en techo de cisterna - dirección Y (ton-m)

Mediante el uso de las fórmulas de diseño por flexión, se halló la distribución de acero de refuerzo para ambas direcciones

Tabla 54. Distribución de acero para momentos en X e Y

	MOMENTOS X-X		MOMENTOS Y-Y	
	M-	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	-0.18	0.6	-0.88	0.6
a (cm)	0.09	0.32	0.47	0.32
As mínimo (cm²)	2.7	2.7	2.7	2.7
As máximo (cm²)	19.13	19.13	19.13	19.13
As requerido (cm²)	0.4	1.34	1.98	1.34
As instalado (cm²)	2.84	2.84	2.84	2.84
Distribución	1φ3/8" @ 25cm	1φ3/8" @ 25cm	1φ3/8" @ 25cm	1φ3/8" @ 25cm

El área de refuerzo requerida es menor a la mínima, por ello se utilizó la cuantía mínima de 0.0018 bh para determinar el refuerzo.

Para la losa inferior se realiza el mismo análisis, obteniéndose la siguiente distribución

Tabla 55. Distribución de acero para momentos en X e Y para losa inferior

	MOMENTOS X-X		MOMENTOS Y-Y	
	M-	M+	M-	M+
Mu (ton.m)	-0.40	1.77	-1.97	1.39
a (cm)	0.16	0.70	0.79	0.55
As mínimo (cm²)	3.60	3.60	3.60	3.60
As máximo (cm²)	25.49	25.49	25.49	25.49
As requerido (cm²)	0.66	2.99	3.34	2.34
As instalado (cm²)	3.60	3.60	3.60	3.60
Distribución	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm	1φ3/8" @ 20cm

Nuevamente se utilizó la cuantía mínima para la distribución de refuerzos.

Luego, se procedió a hacer la verificación por fuerza cortante. Para ello, se hallaron los diagramas de fuerza cortante para ambas direcciones de análisis

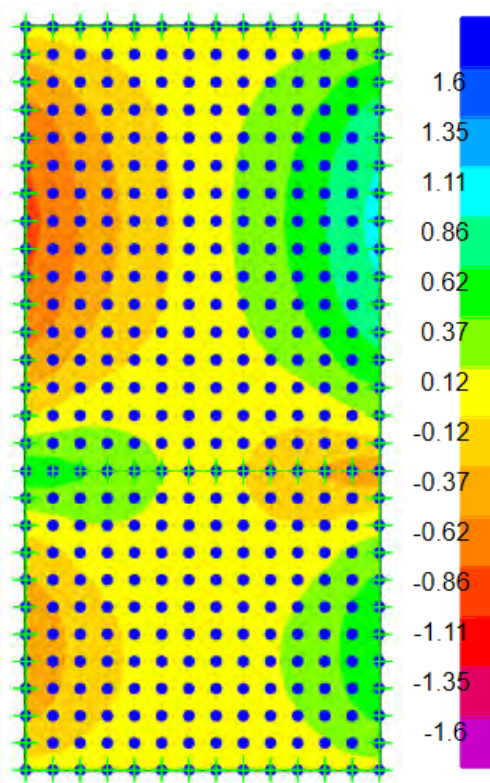


Figura 67. Diagrama de fuerza cortante en techo de cisterna - dirección X (ton)

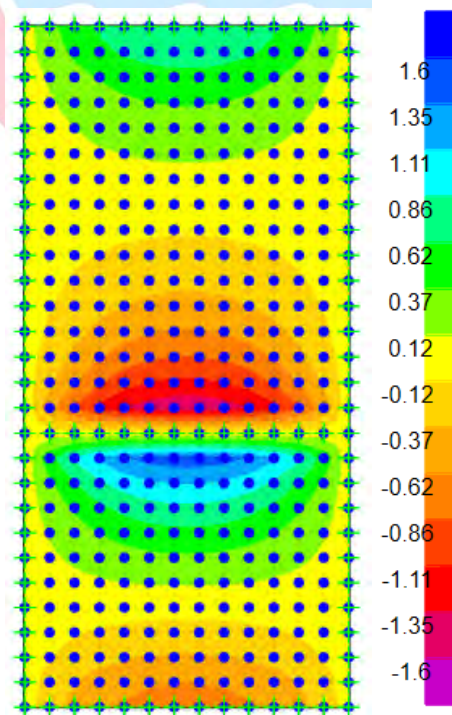


Figura 68. Diagrama de fuerza cortante en techo de cisterna - dirección Y (ton)

Con ello se obtuvo que, para el techo de la cisterna, la mayor fuerza cortante aplicada es de 1.54 ton/m. Se procedió a hallar la resistencia al corte proporcionada por el concreto.

$$\phi V_c = \frac{0.85 * \sqrt{210} * 100 * 12}{1000} = 7.83 \text{ ton}$$

7.83 ton > Vu = 1.54 ton (¡OK!)

Lo mismo se realizó para la losa de fondo, obteniendo una cortante última de 4 ton, y una resistencia del concreto ϕV_c de 10.45 ton. Con ello, se comprueba que el concreto resistirá las solicitaciones de fuerza cortante.

5.7.8 DISEÑO DE CERCO DE ALBAÑILERÍA

Para delimitar el terreno, el proyecto cuenta con cercos de albañilería en el primer nivel. Dichos cercos deberán cumplir estar diseñados de modo que soporten las cargas de gravedad y sísmicas evitando volteos. Por ello, los cercos fueron diseñados mediante las fórmulas propuestas por la norma de albañilería E.070, haciendo uso de las cargas sísmicas obtenidas por la norma E.030.

Se diseñará el muro ubicado en el eje 1 a manera de ejemplo. Dicho muro contará con un espesor de 13 cm y una altura de 2.60m

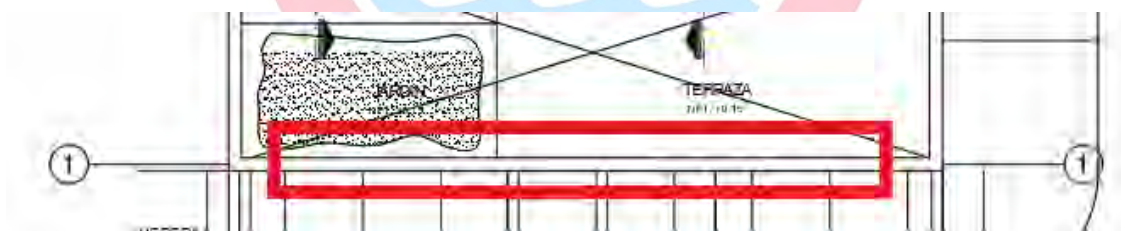


Figura 69. Ubicación de cerco a diseñar en planta

Para iniciar con el diseño, se halló la carga sísmica aplicada sobre el muro, por m² de área. La norma E.030 señala que para elementos no estructurales ubicados en el primer nivel se halla la carga sísmica mediante la siguiente fórmula.

$$w = 0.5 * Z * U * S * P_e$$

Siendo Z, U, S los coeficientes hallados en el capítulo 4 de análisis sísmico, y Pe el peso del muro de albañilería por m² de superficie.

Se obtiene lo siguiente

$$w = 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (1800 * 0.13) = 44.23 \text{ kg/m}^2$$

Con la carga sísmica hallada, se procede a hallar el momento producido por dicha carga. Para ello, la norma E.070 propone la siguiente fórmula:

$$M_s = m * w * a^2$$

Siendo

- m = coeficiente de momentos
- a = dimensión crítica

El muro analizado corresponde al caso de muro con cuatro bordes arriostrados. Para dicho caso, la norma nos indica que el valor de la dimensión crítica “a” corresponde a la menor dimensión del muro. Ya que la sección del muro analizada es de 3 metros de largo y 2.6 metros de altura, la menor dimensión correspondería a un valor de 2.6 metros.

Para hallar el coeficiente m , es necesario hallar la relación entre las dimensiones de longitud y altura.

$$\frac{b}{a} = \frac{3}{2.6} = 1.16$$

Con dicha relación hallada, se realiza una interpolación lineal con los valores de m presentados en la norma, con lo que se halla un valor del coeficiente m de 0.0598. Con ello, hallamos el momento:

$$M_s = 0.0598 * 44.23 * 2.6^2 = 17.88 \text{ kg} - m$$

Seguido de ello, calculamos el esfuerzo normal producido por efecto del momento.

$$F_s = \frac{6 * 22.35}{13^2} = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

Dicho valor no supera el esfuerzo admisible por tracción que propone la norma, que es de 1.5 kg/cm². Por ello, se determina que el muro cumple con las sollicitaciones por flexión.

Una vez realizada la verificación por flexión, se procedió a diseñar las vigas soleras.

Para ello, se calculó los momentos y cargas aplicadas sobre la viga, asumiendo una distribución de carga sísmica entre los elementos de borde similar a la de una losa en dos direcciones.

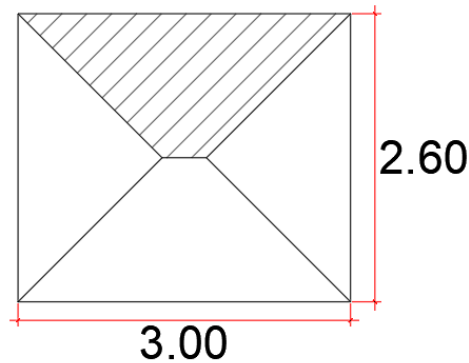


Figura 70. Distribución de carga sísmica en muro de cerco

Con ello, se calcula la carga sísmica recibida por la viga solera debido al muro

$$W_s = 1.3 * 44.23 = 57.50 \text{ kg/m}$$

Ya que las cargas analizadas son de servicio, es necesario realizar una amplificación de cargas, con un factor de amplificación de 1.25 para realizar el diseño de los elementos de confinamiento.

$$W_u = 1.25 * 57.50 = 71.88 \text{ kg/m}$$

Se halla también la carga sísmica proporcionada por la viga solera, cuyas dimensiones serán de 15 cm de ancho y 20 cm de peralte.

$$W_s \text{ viga} = 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (2400 * 0.15 * 0.2) = 13.61 \text{ kg/m}$$

La carga hallada también se amplificará por 1.25.

$$W_u \text{ viga} = 1.25 * 13.61 = 17.02 \text{ kg/m}$$

Con ello, se obtiene la siguiente distribución de cargas

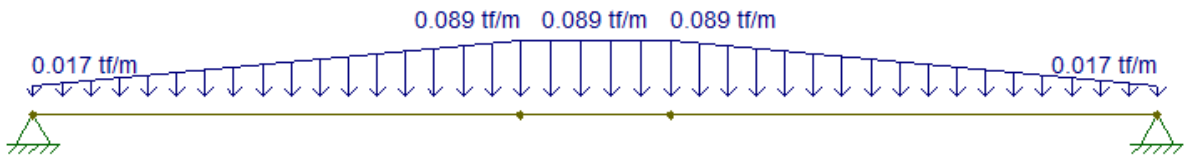


Figura 71. Distribución de cargas para la viga solera

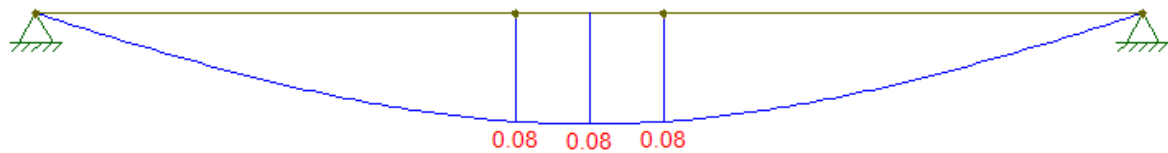


Figura 72. Diagrama de momento flector (ton-m)

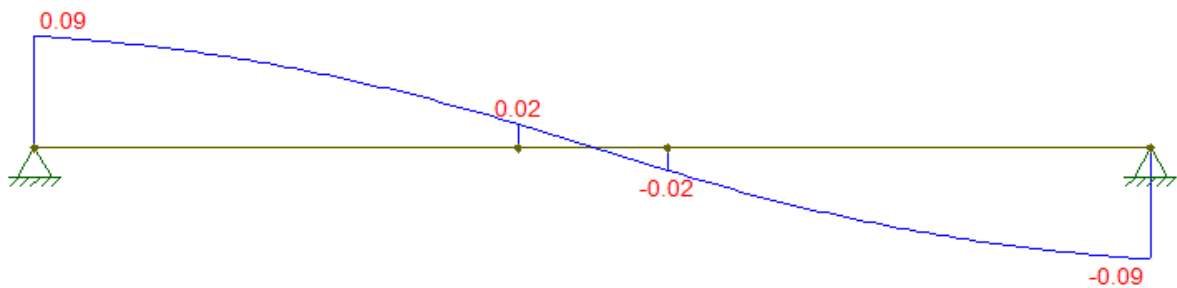


Figura 73. Diagrama de fuerza cortante (ton)

Se realizó el diseño por flexión, obteniéndose lo siguiente

Tabla 56. Refuerzo requerido para viga solera del diseño por flexión

Mu (ton.m)	0.08
d (cm)	12
a (cm)	0.17
As requerido (cm²)	0.18

Se escogió una distribución de 2 varillas de 3/8" en la parte superior y 2 varillas de 3/8" en la parte inferior.

Para las columnetas se realizó el mismo procedimiento, hallando la siguiente carga distribuida producida por el paño de albañilería

$$W_s = 1.3 * 44.23 = 57.50 \text{ kg/m}$$

Se amplifica la carga por 1.25.

$$W_u = 1.25 * 57.50 = 71.88 \text{ kg/m}$$

De la misma manera, se halla la carga sísmica producida por el peso propio de la columneta, la cual tiene una sección de 20 cm de ancho por 15 cm de alto.

$$W_s \text{ columneta} = 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (2400 * 0.15 * 0.2) = 13.61 \text{ kg/m}$$

Se amplifica la carga por 1.25.

$$W_u \text{ viga} = 1.25 * 13.61 = 17.02 \text{ kg/m}$$

Además de ello, las columnetas también reciben fuerzas cortantes puntuales debido a las cargas soportadas por las vigas soleras. Para este caso la carga sería de 0.09 ton.

Obtenemos lo siguiente

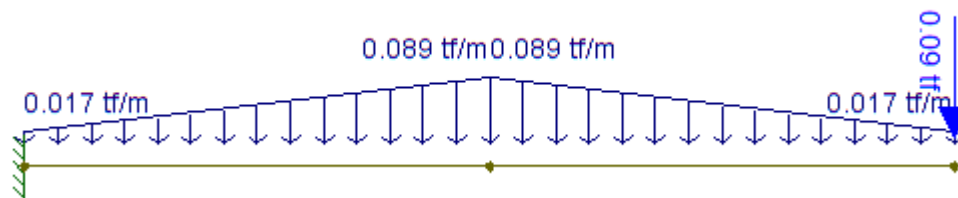


Figura 74. Distribución de cargas en columneta

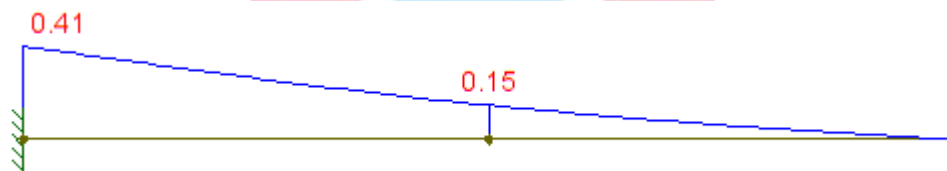


Figura 75. Diagrama de momento flector de columneta (ton-m)

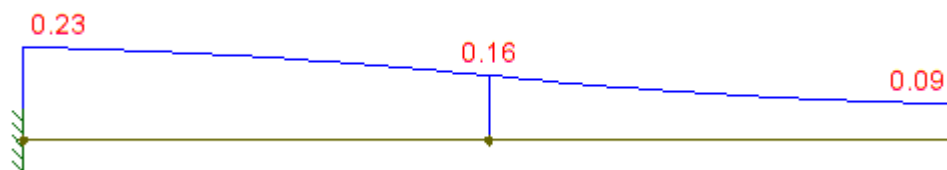


Figura 76. Diagrama de fuerza cortante de columneta (ton)

Se realizó el diseño por flexión, obteniéndose lo siguiente

Tabla 57. Refuerzo requerido para columneta del diseño por flexión

Mu (ton.m)	0.41
d (cm)	12
a (cm)	0.88
As requerido (cm²)	0.94

Se escogió una distribución de 2 varillas de 1/2" en la parte superior y 2 varillas de 1/2" en la parte inferior. Finalmente se obtuvo la siguiente distribución

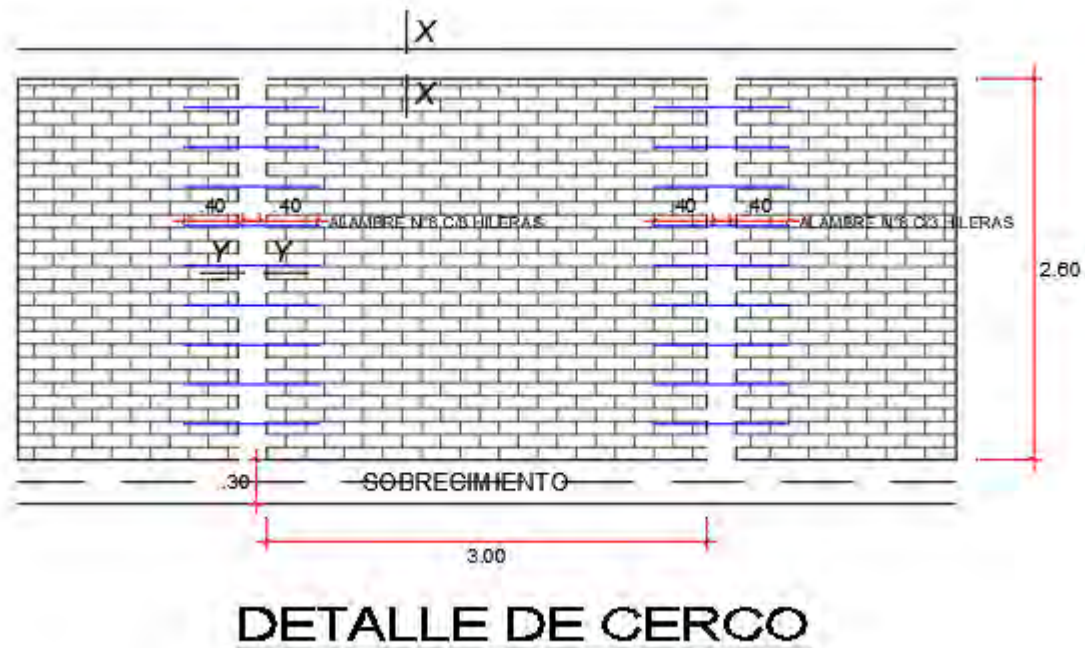


Figura 77. Vista en elevación del cerco

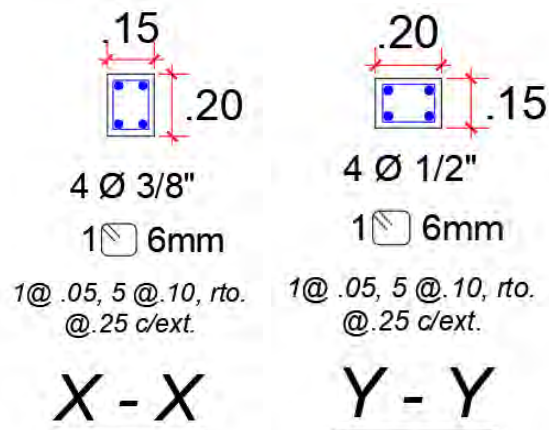


Figura 78. Detalle de vigas soleras y columnetas

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Estructuración y Predimensionamiento

- Los criterios de predimensionamiento propuestos por el Ing. Antonio Blanco fueron adecuados para el diseño de este proyecto. Los elementos dimensionados mediante las distintas reglas de diseño propuestas han cumplido con las solicitaciones de cargas de gravedad y sísmica.
- Se optó por colocar mayores dimensiones a los elementos verticales que las solicitadas, de tal forma que aporten rigidez y se pueda cumplir con las solicitaciones sísmicas evitando grandes desplazamientos.
- Se realizó una distribución de elementos simétrica en dirección perpendicular a la fachada, aquello debido a que la arquitectura también es simétrica respecto a dicha dirección en la planta típica.

Metrado de cargas

- En gran parte el metrado de cargas coincide con lo obtenido en el modelo computacional, por lo cual se puede determinar que se asumió una distribución adecuada de las cargas actuantes.
- Solamente se observa diferencias significativas respecto a los resultados del modelo computacional en el metrado de cargas en vigas. Aquello debido a que en el software se escoge una distribución simplificada de las cargas ocasionadas por la tabiquería.

Análisis sísmico

- Se hallaron los periodos fundamentales de la estructura. Estos fueron de 0.33s en la dirección X y 0.29s en la dirección Y. También se halló un periodo de 0.45s en la dirección de la rotación.
- No se hallaron irregularidades en planta ni en altura para ambas direcciones de análisis.
- La deriva máxima de entrepiso hallada es de 0.004, correspondiente al desplazamiento por efectos de sismo en la dirección X en el tercer nivel. La deriva es significativamente menor a la deriva máxima permisible para un edificio de concreto armado, que es de 0.007. Con ello, se determina que la estructura cumple con las solicitaciones del diseño sismorresistente.

Diseño en concreto armado

- Para el diseño de losas aligeradas, debido a las grandes cargas generadas por los muros de tabiquería, fue requerido el uso de ensanches. Así mismo, fue necesario el uso de vigas de amarre para distribuir de manera homogénea las cargas a lo largo del aligerado. Por último, se recomienda dejar una contraflecha de 1cm en los paños de losa aligerada comprendidos entre los ejes B y E para contrarrestar los efectos de deflexión diferida.
- En el diseño de vigas se halló que en la mayoría de casos, las cargas sísmicas eran aquellas que controlaban el diseño. Es por ello que la mayor concentración de acero se encontrará en los nudos. Así mismo, se halló que el peralte típico de 50 cm utilizado en la mayoría de vigas peraltadas del proyecto cumple con los criterios de la norma para no requerir control de deflexiones.
- Para el diseño de elementos verticales se halló que usando la cuantía de acero de refuerzo mínima se cumplían con las solicitaciones de cargas y momentos. Esto debido a los grandes peraltes escogidos para los elementos para otorgarle mayor rigidez a la estructura en ambas direcciones de análisis.
- Al trabajar con un suelo de resistencia intermedia (2.5 kg/cm^2) fue necesario utilizar vigas de cimentación distribuir de manera homogénea los esfuerzos en la superficie de las zapatas. Aun así, fue necesario ocupar grandes superficies para cada zapata, lo cual resultó en mayores longitudes de volados, que a su vez resultó en mayores cantidades de refuerzo para las cimentaciones y sus vigas rígidas y de conexión.

7. BIBLIOGRAFÍA

ACI 350-06, (2006), Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures ACI Committee 350, Farmington Hills: American Concrete Institute.

Blanco, A (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Capítulo de Ingeniería civil (CIP)

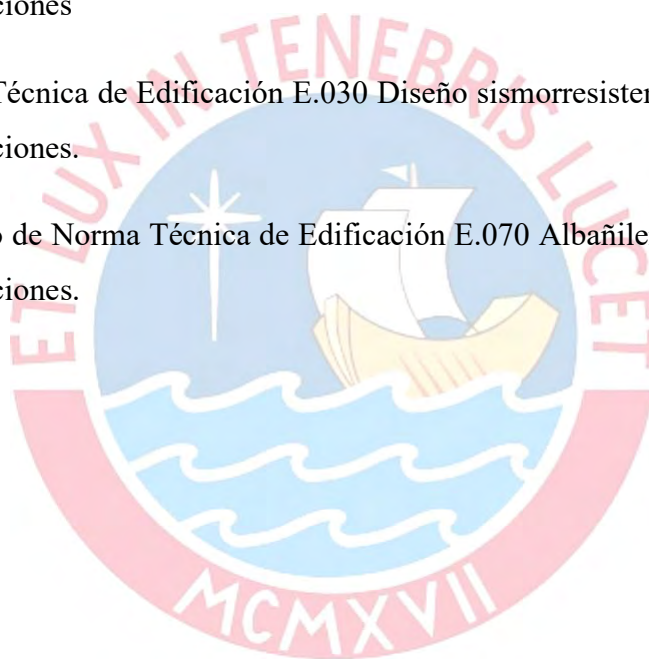
SENCICO (2006). Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

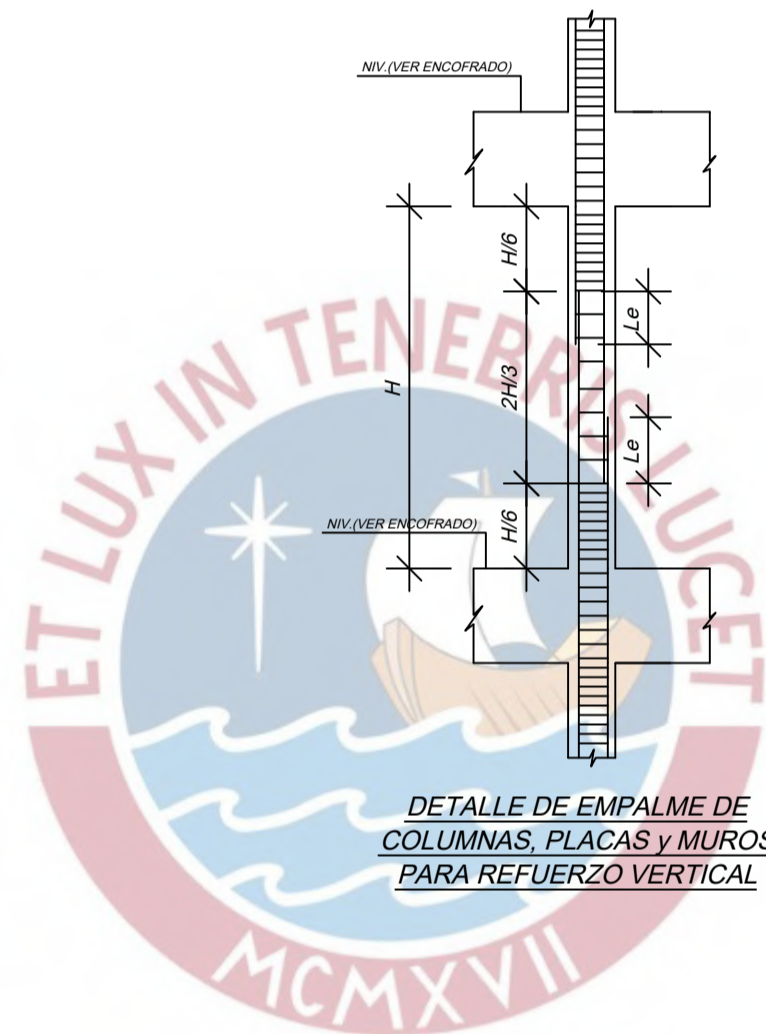
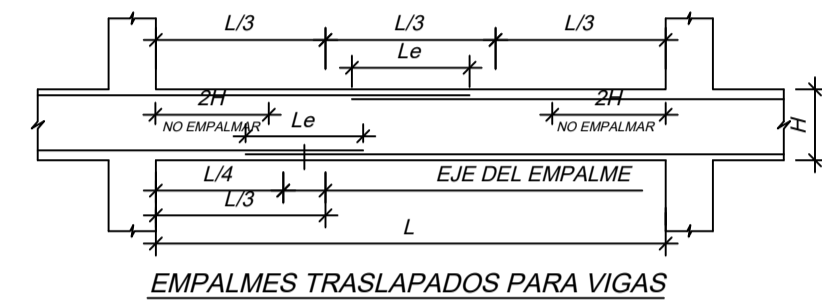
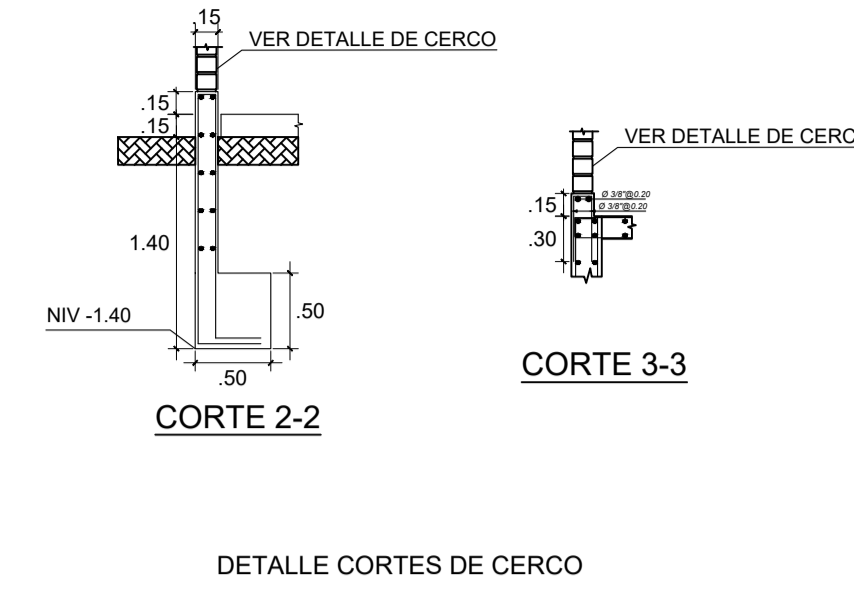
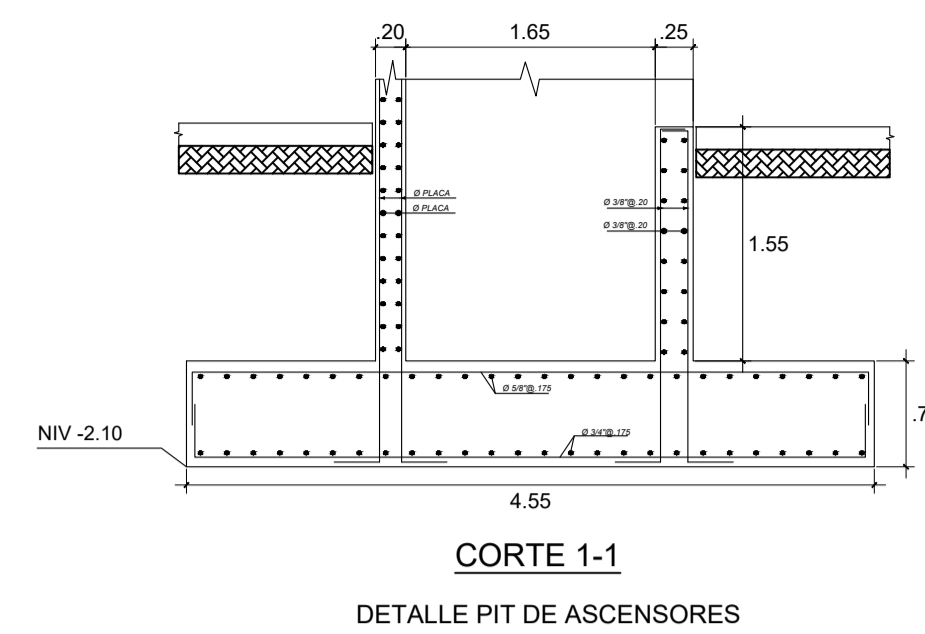
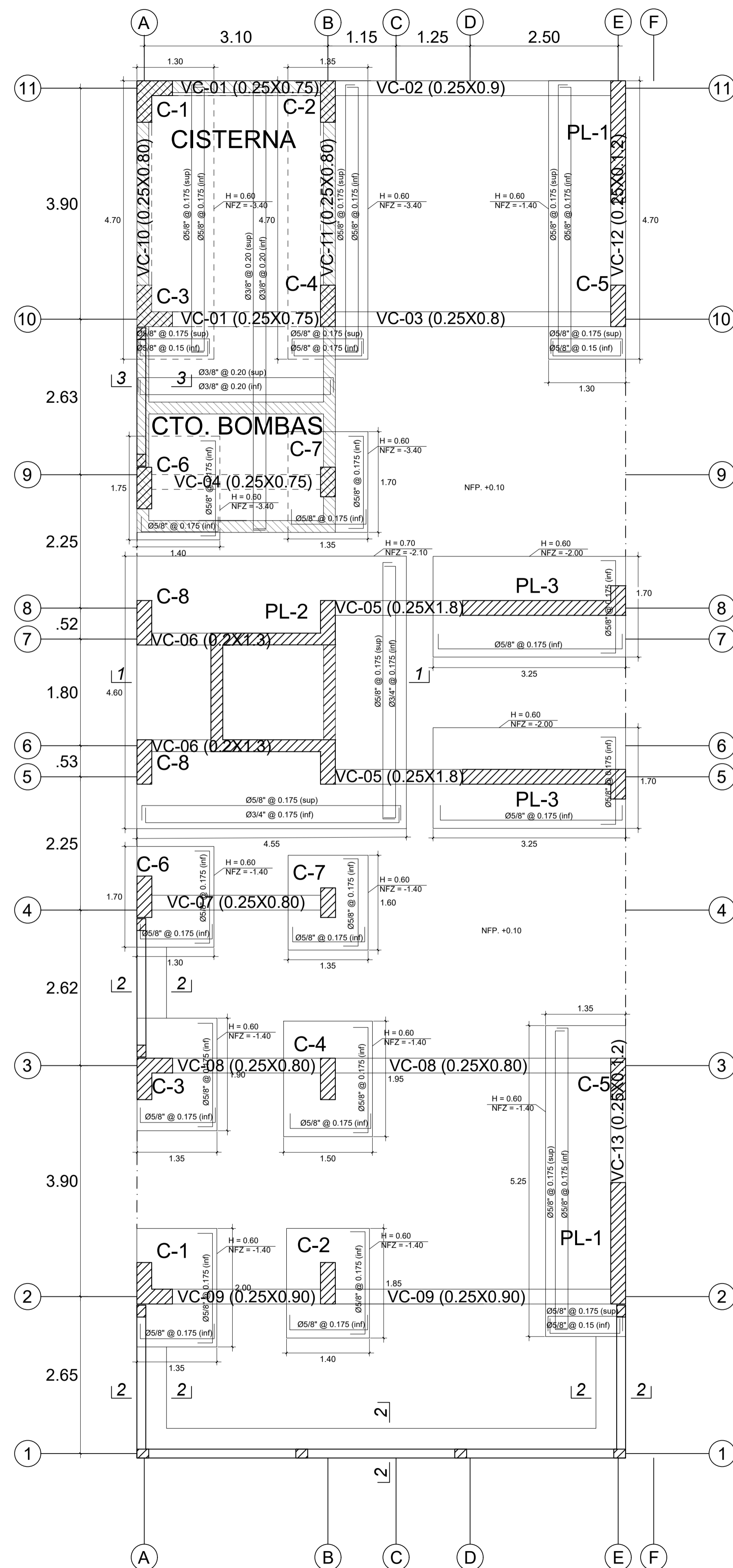
SENCICO (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto armado. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones

SENCICO (2018). Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño sismorresistente. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SENCICO (2019). Proyecto de Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.

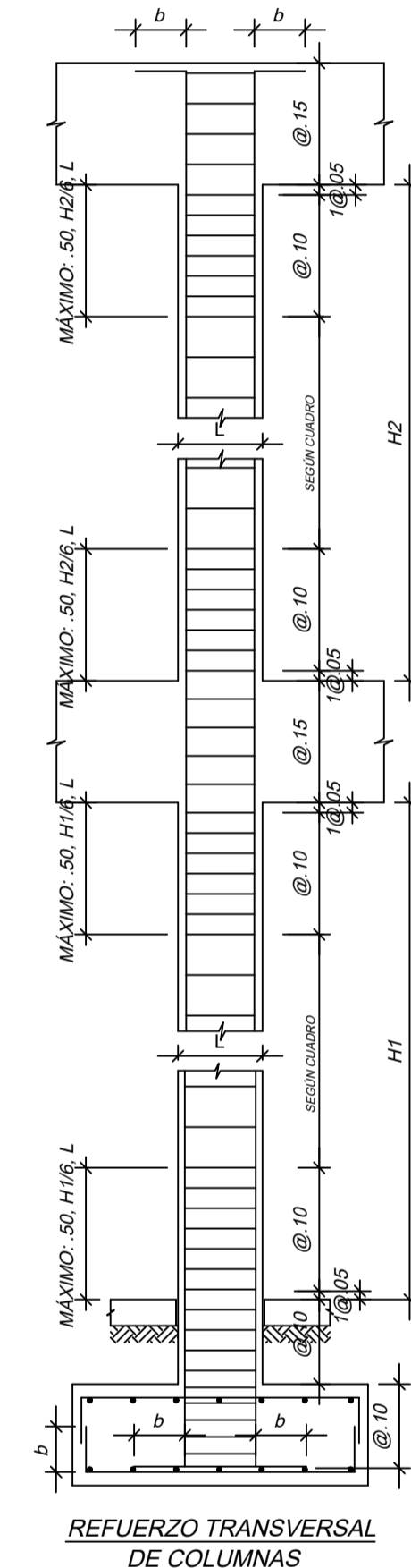
8. ANEXOS





Ø	a (cm)	b (cm)	c (cm)
1/4"	4	10	9
3/8"	6	15	11
1/2"	8	20	12
5/8"	10	25	13
3/4"	12	30	16
1"	16	40	21
1 3/8"	28	60	32

DOBLADO GANCHOS A 90° Y 180°
*SALVO SE INDIQUE UNA LONGITUD MAYOR EN LOS PLANOS



LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS "Le" (cm)			NOTAS: 1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS". 2) EN CASO DE EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN O EMPALMAR FUERA DE LAS ZONAS INDICADAS, SE DEBERÁN AUMENTAR LAS LONGITUDES DE TRASLAPE EN UN 30%.
Ø	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS	
1/4"	30	30	
3/8"	45	35	
1/2"	60	45	
5/8"	75	60	
3/4"	90	70	
1"	150	115	
1 3/8"	200	155	

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

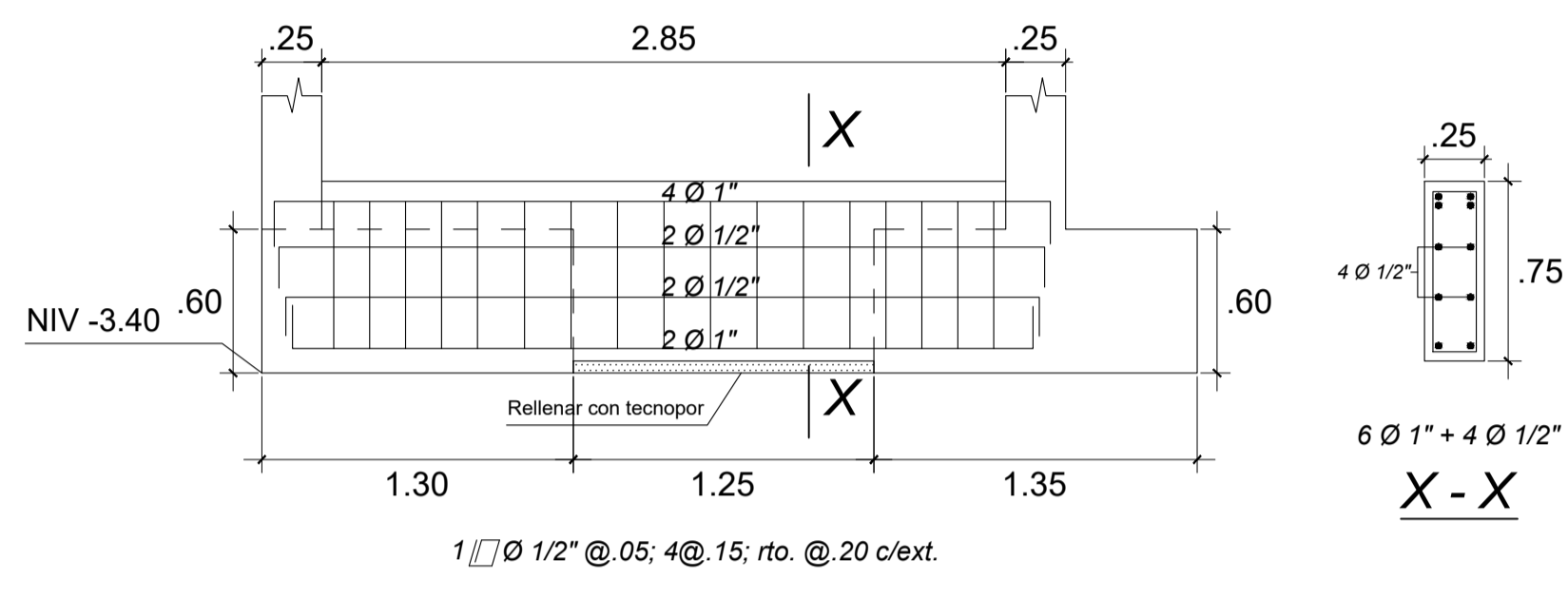
- CEMENTO:**
CEMENTO TIPO I, IP ó IPM
- CONCRETO ARMADO**
CONCRETO DE LOS ELEMENTOS: $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- CONCRETO SIMPLE**
SOLIDOS (CONSIDERAR 10cm EN GENERAL): $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- ACERO**
BARRAS CORRUGADAS ASTM A-615 (GRADO 60): $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS**
- CONCRETO VACIADO CONTRA EL TERRENO: 7.5cm
 - REFUERZO DE COLUMNAS O VIGAS, INCLUYENDO ESTRIBOS, GANCHOS O ESPIRALES: 2.0cm
 - ELEMENTOS DE ESPESOR $\leq 20\text{cm}$: 2.0cm
 - RESTO DE ELEMENTOS: 4.0cm
- LOSAS, MUROS Y VIGUETAS DE TECHO**
BARRAS DE 3/4" ó MAYORES: 4.0cm
BARRAS DE 5/8" ó MENORES: 2.0cm
- SOBRECARGAS**
- TECHOS: $s/c = 100 \text{ Kg/m}^2$
 - DEPARTAMENTOS Y ÁREAS COMUNES: $s/c = 200 \text{ Kg/m}^2$
 - CUARTO DE MÁQUINAS: $s/c = 1000 \text{ Kg/m}^2$
 - ESTACIONAMIENTOS: $s/c = 250 \text{ Kg/m}^2$
- TERRENO**
CAPACIDAD PORTANTE: 2.5 Kg/cm²

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

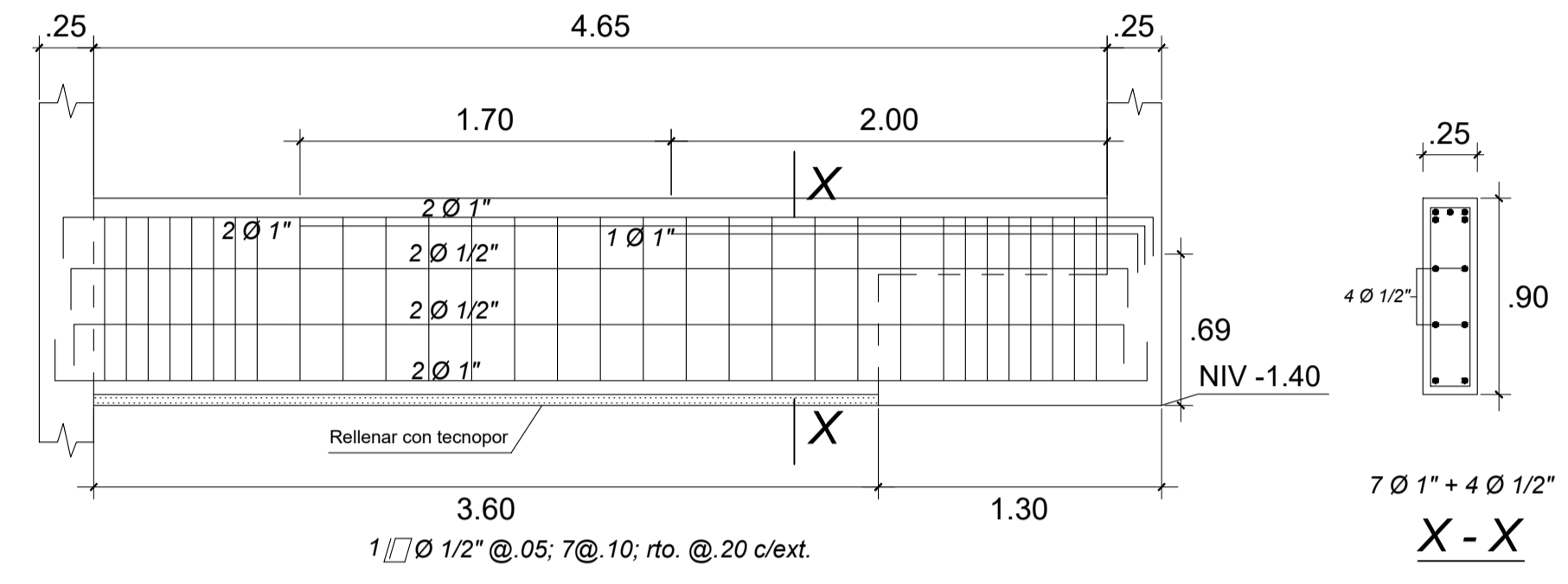
- DIRECCIÓN X-X:** PARALELA A EJES DE NÚMEROS
DIRECCIÓN Y-Y: PARALELA A EJES DE LETRAS
- a) **SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:**
DIRECCIÓN X-X: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO
DIRECCIÓN Y-Y: MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO
- b) **PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN:** $T_x=0.33s$, $T_y=0.29s$
- c) **PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:**
FACTOR DE ZONA (ZONA 4): $Z=0.45$
FACTOR DE SUELO (TIPO S2): $S=1.05$, $T_p=0.6s$, $T_L=2.0s$
FACTOR DE CATEGORÍA (CAT. C): $U=1.0$
FACTORES DE REDUCCIÓN: $R_x=6.0$, $R_y=6.0$
IRREGULARIDADES EN PLANTA: NO PRESENTA
IRREGULARIDADES EN ALTURA: NO PRESENTA
- d) **FUERZA CORTANTE EN LA BASE:** $V_x=179.3\text{Ton}$, $V_y=179.3\text{Ton}$
- e) **DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS:** $D_x=4.7\text{cm}$, $D_y=2.7\text{cm}$
- f) **DERIVAS:** $D_x/h=0.0035$, $D_y/h=0.0020$



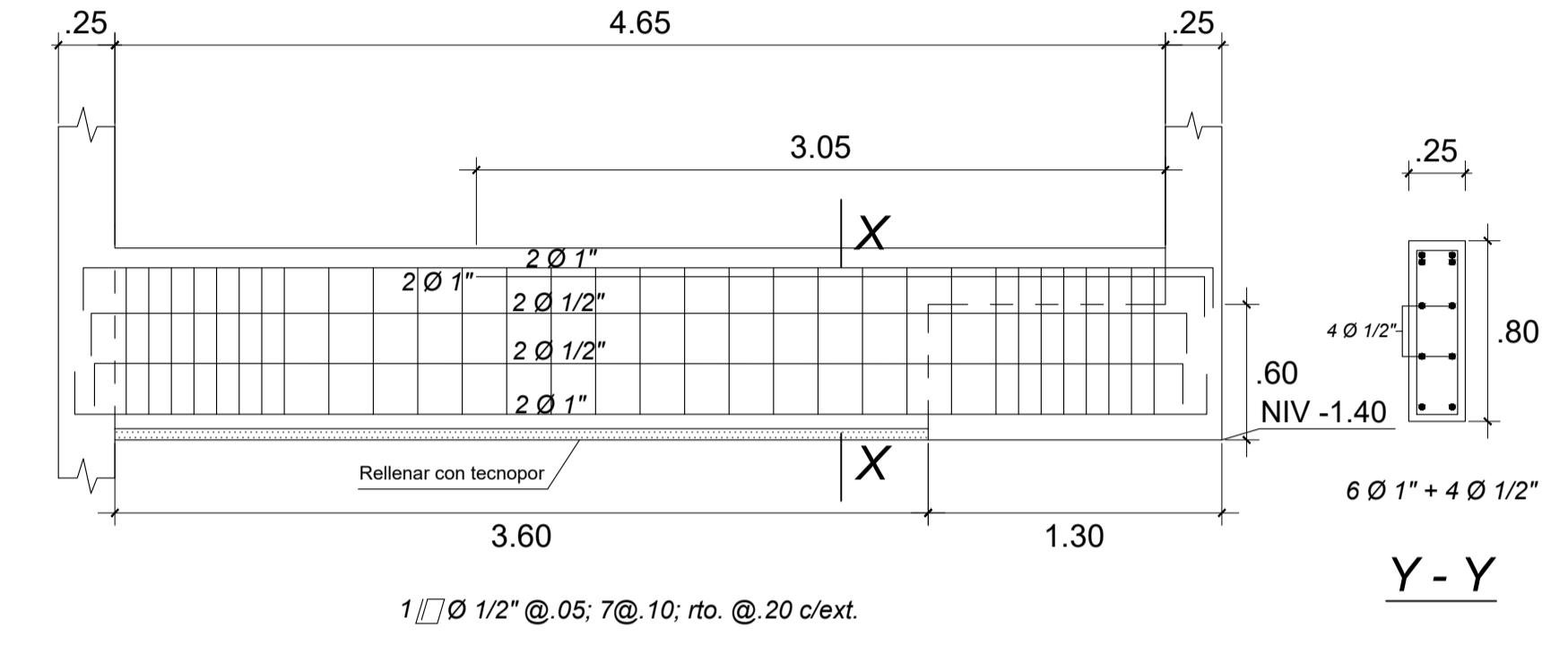
PROYECTO DE TESIS		LÁMINA
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		
PRESENTADO POR EL BACHILLER		E-01
DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD	PLANO	FECHA
ESTRUCTURAS	CIMENTACIONES Y ESPECIFICACIONES	
ASESOR	ESCALA	2020
ING. DANIEL QUIJUN WONG	1/50	



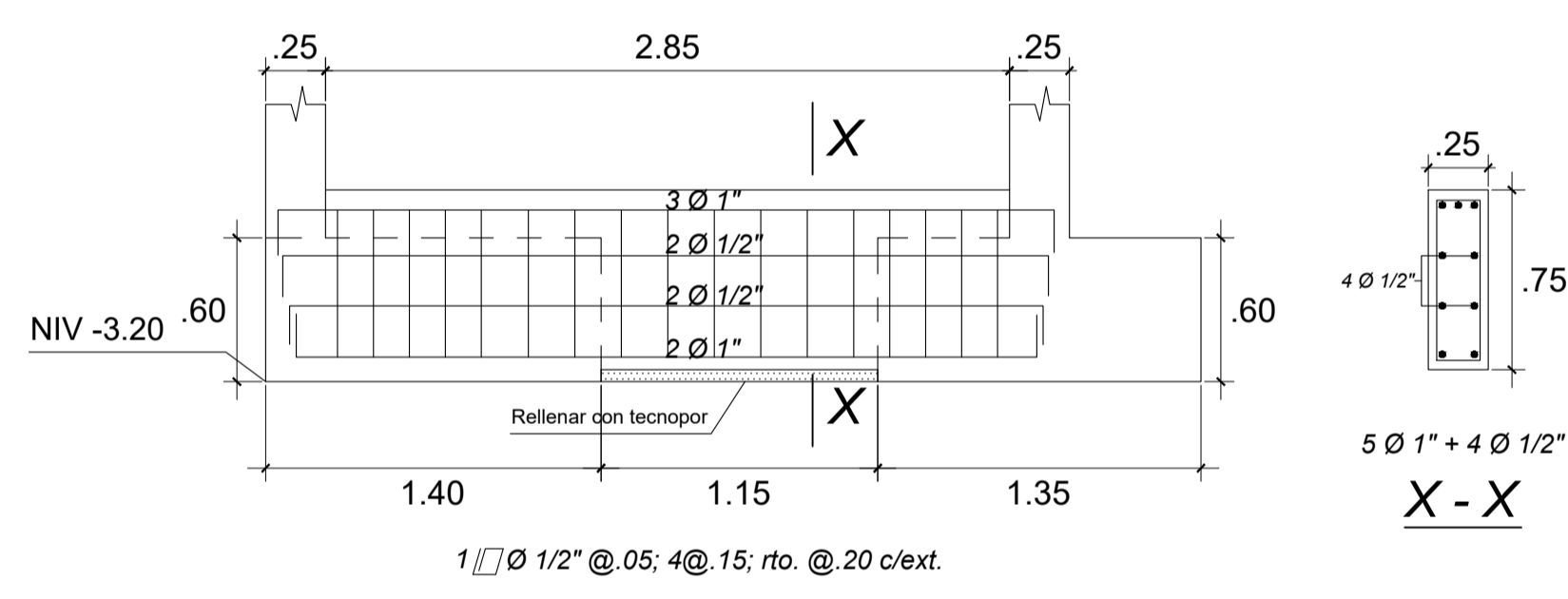
VC-01 (0.25X0.75)



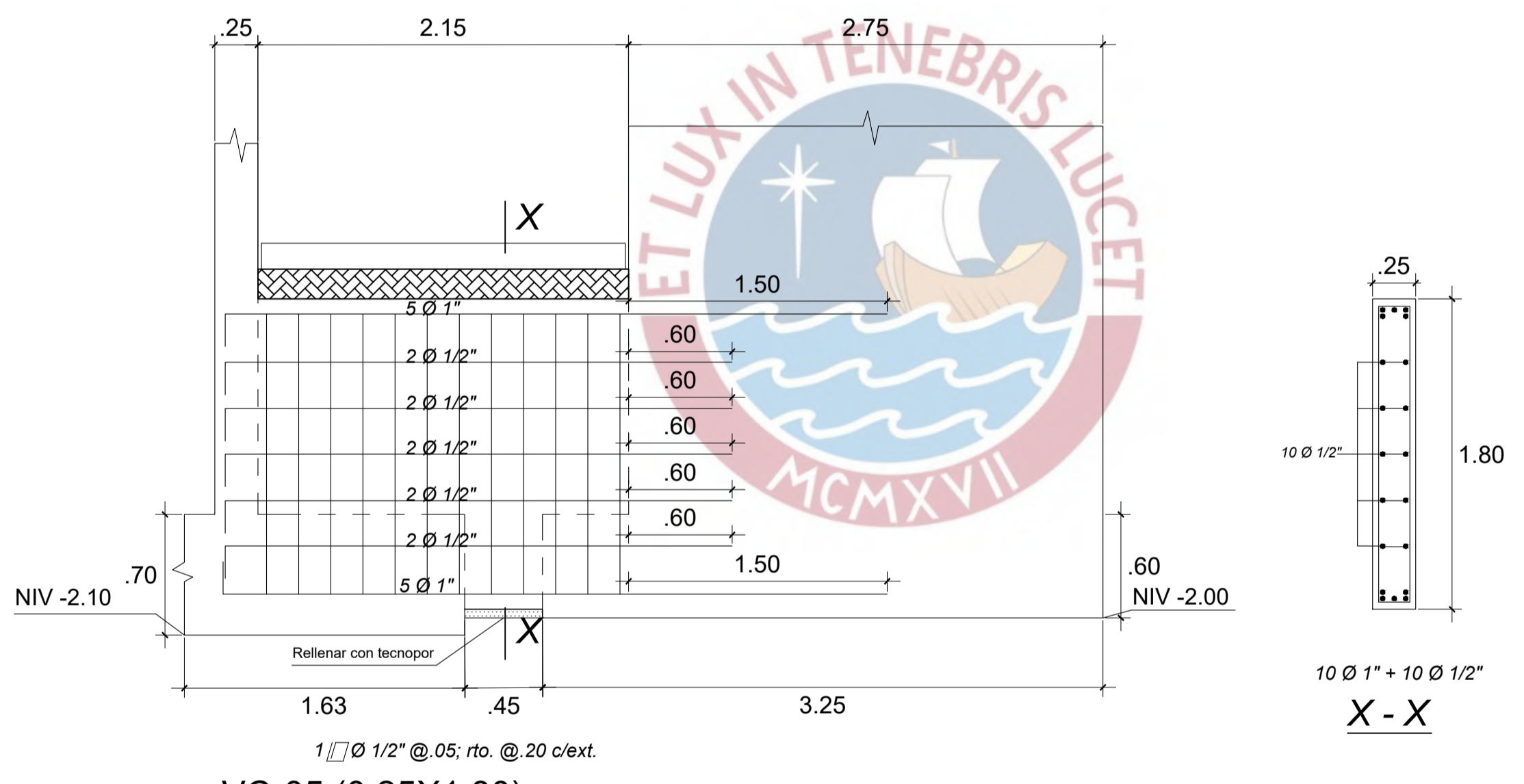
VC-02 (0.25X0.90)



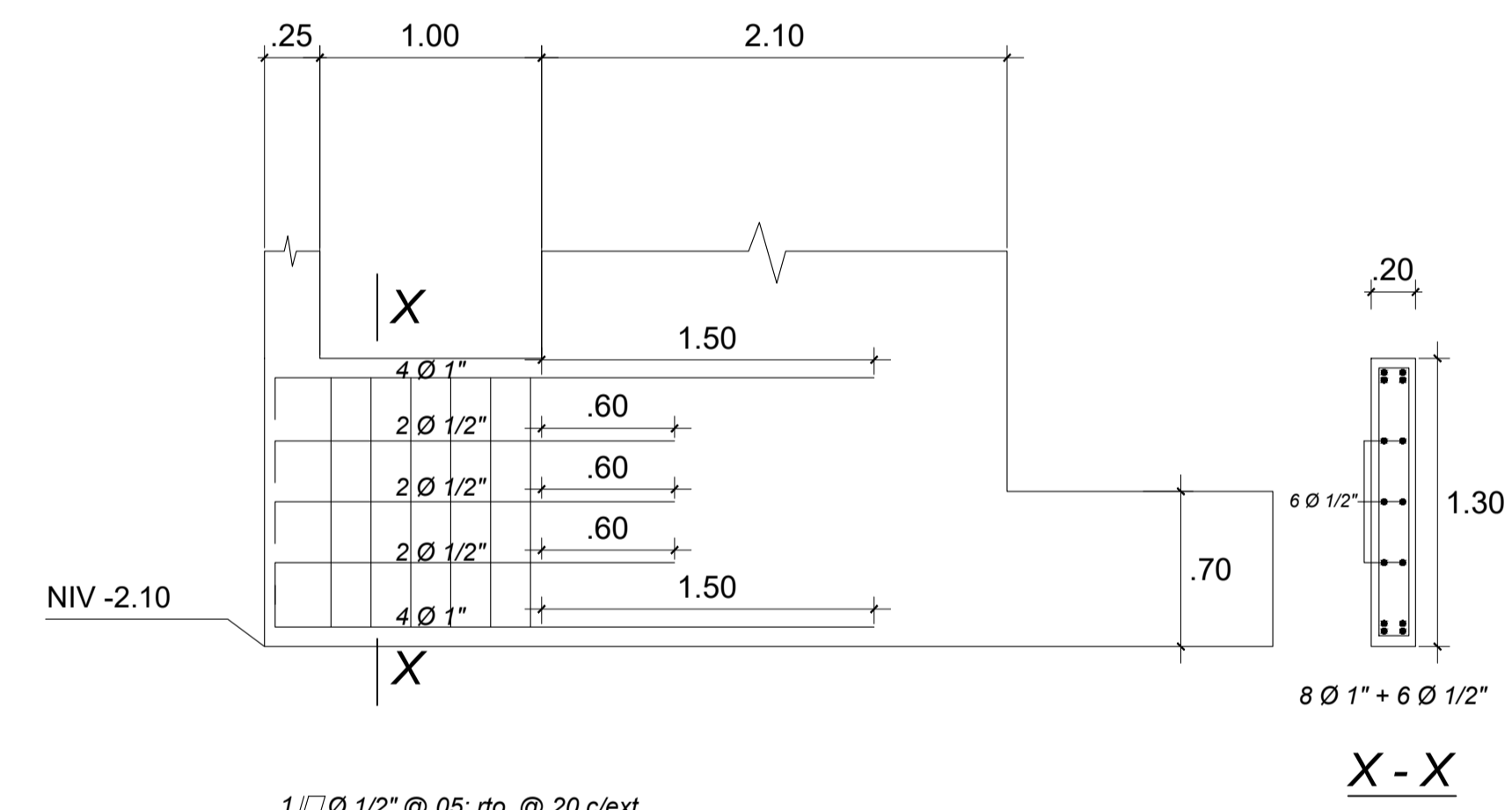
VC-03 (0.25X0.85)



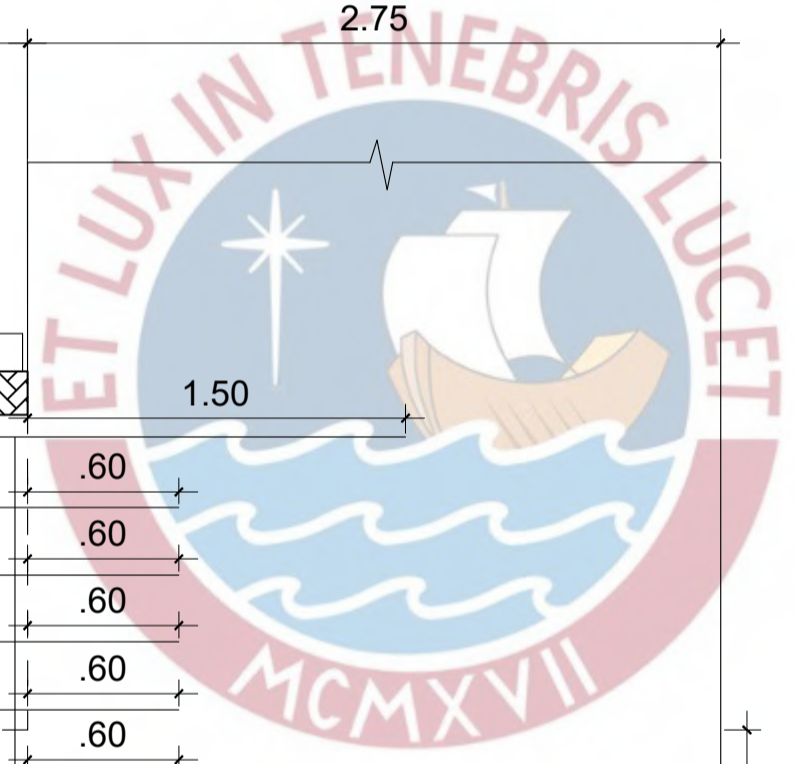
VC-04 (0.25X0.75)



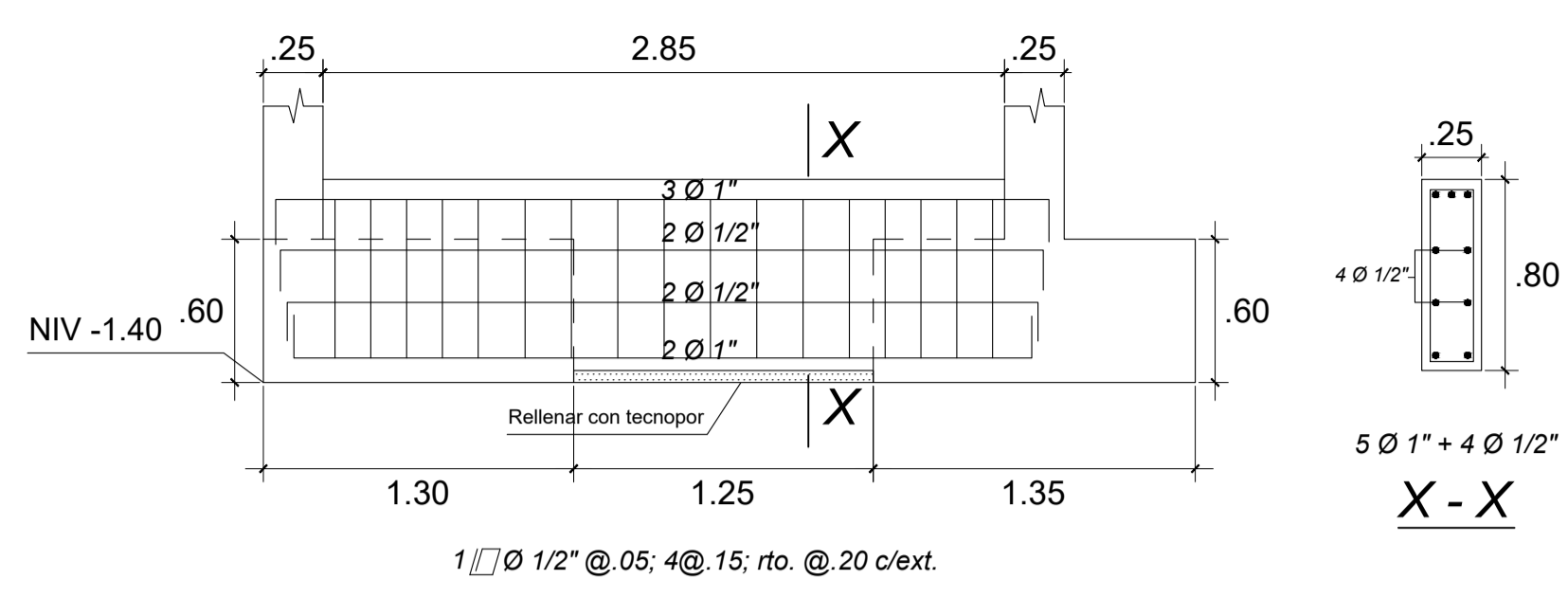
VC-05 (0.25X1.80)



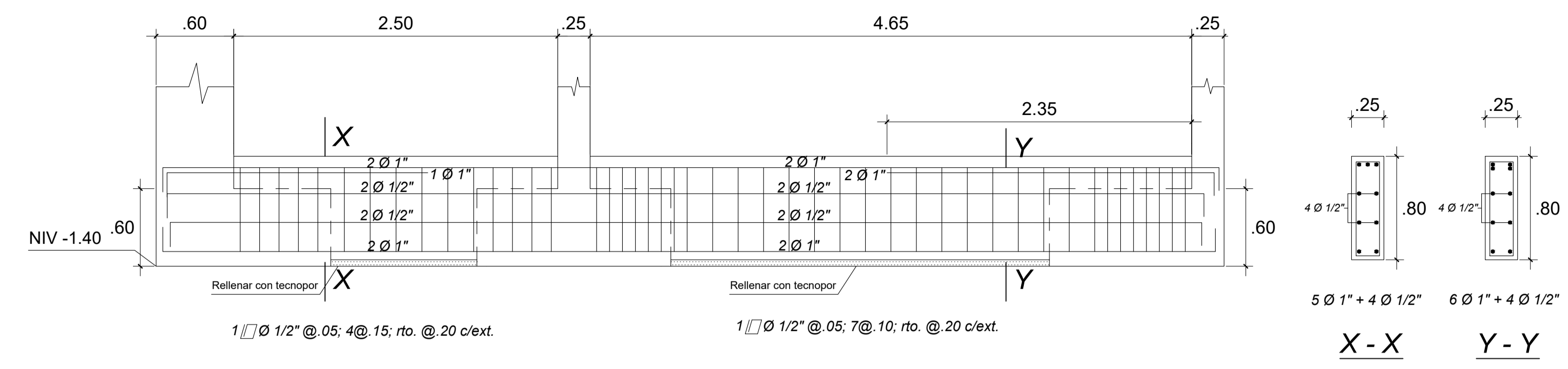
VC-06 (0.20X1.30)



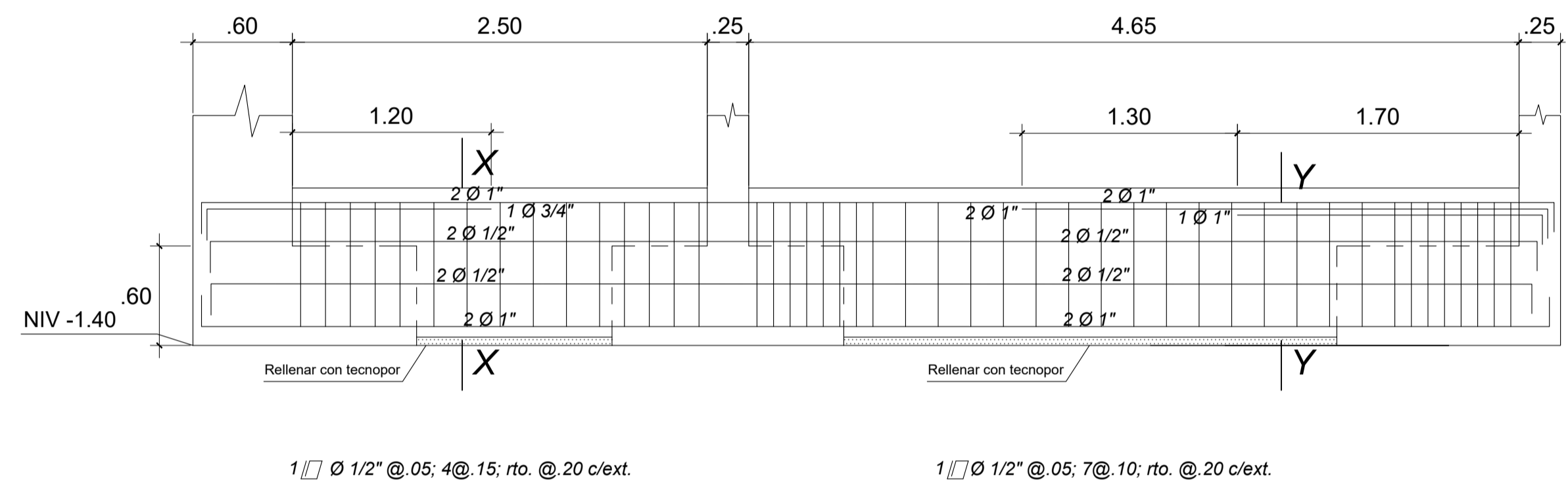
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-02
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS DE CIMENTACIÓN		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020	



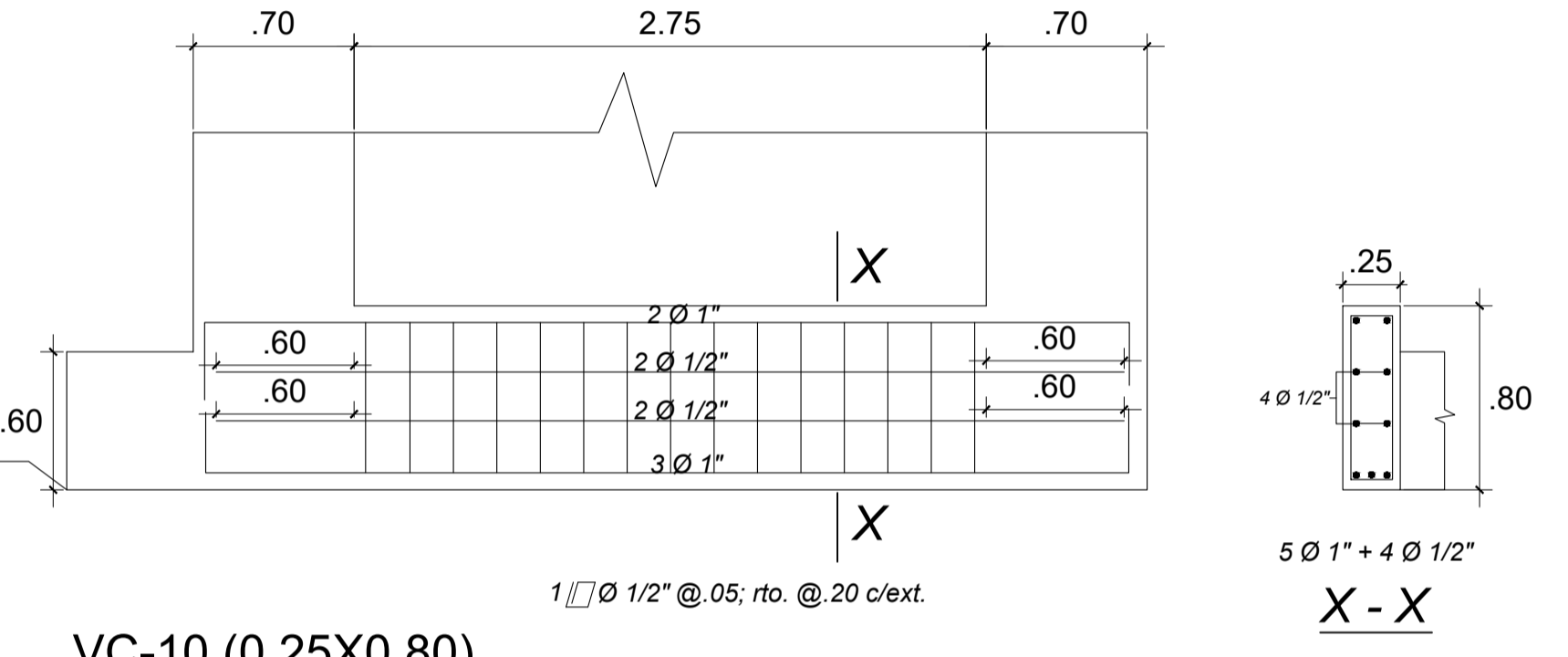
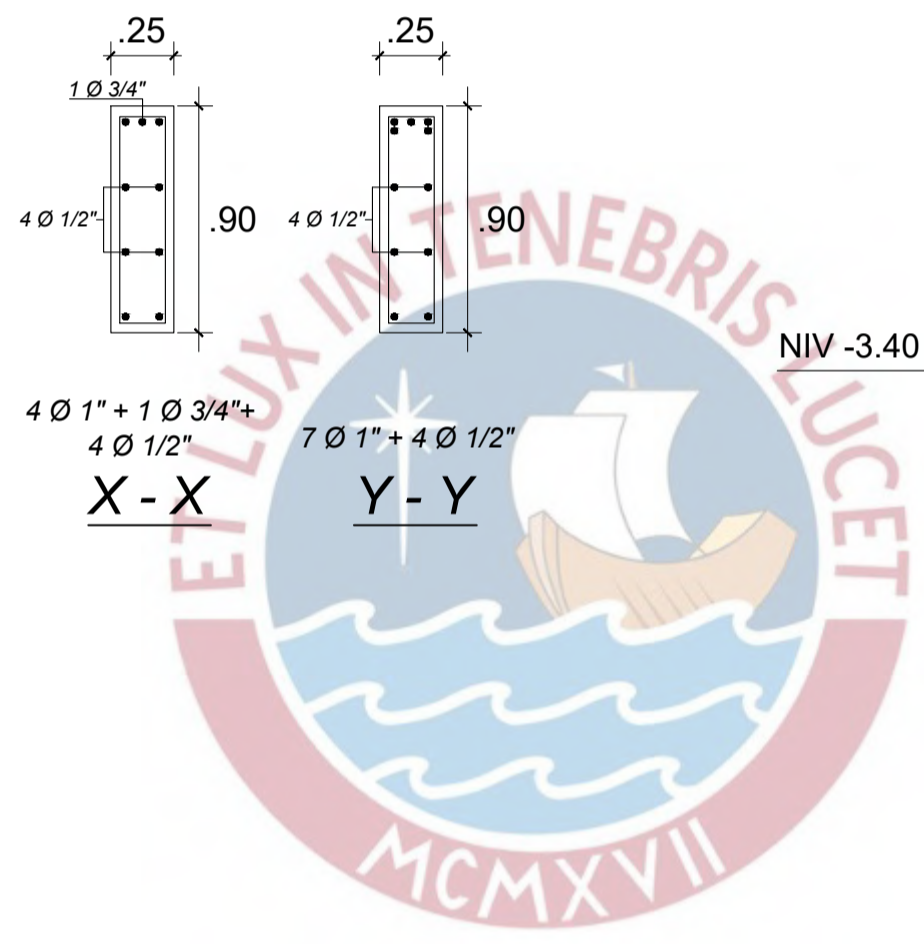
VC-07 (0.25X0.80)



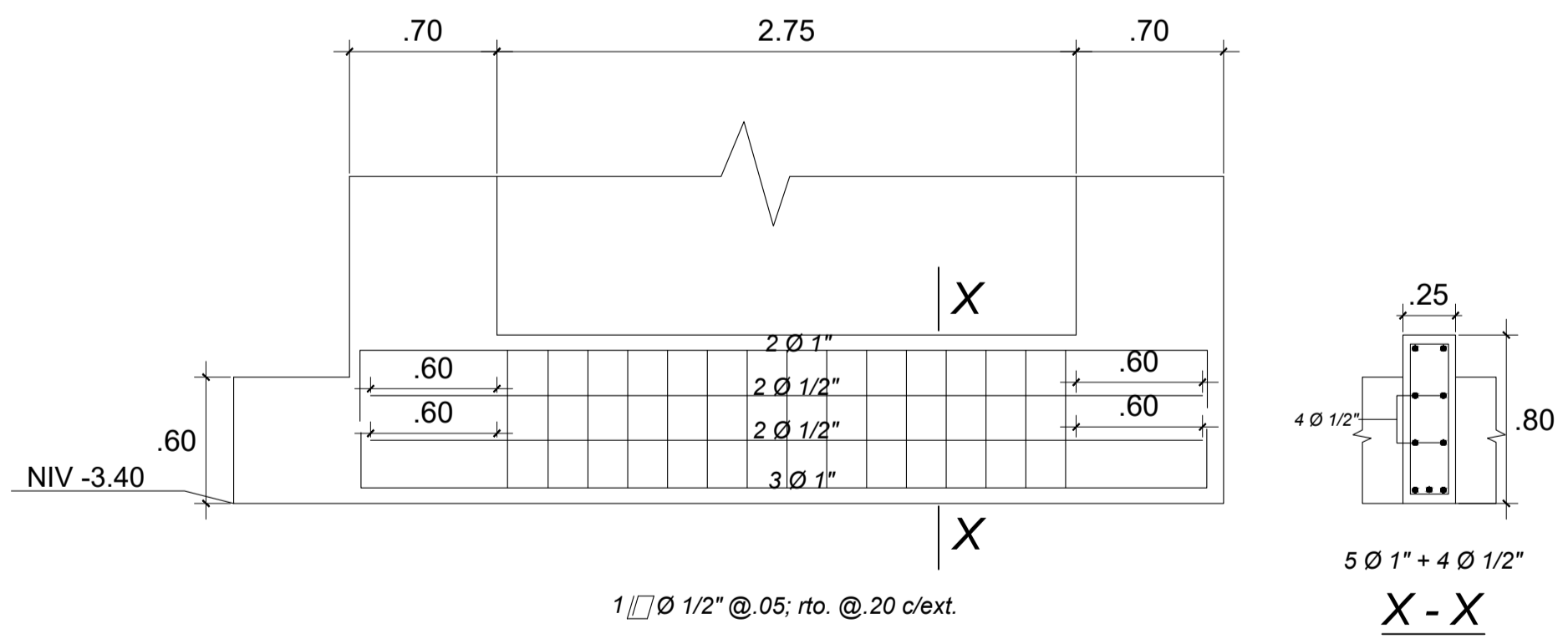
VC-08 (0.25X0.80)



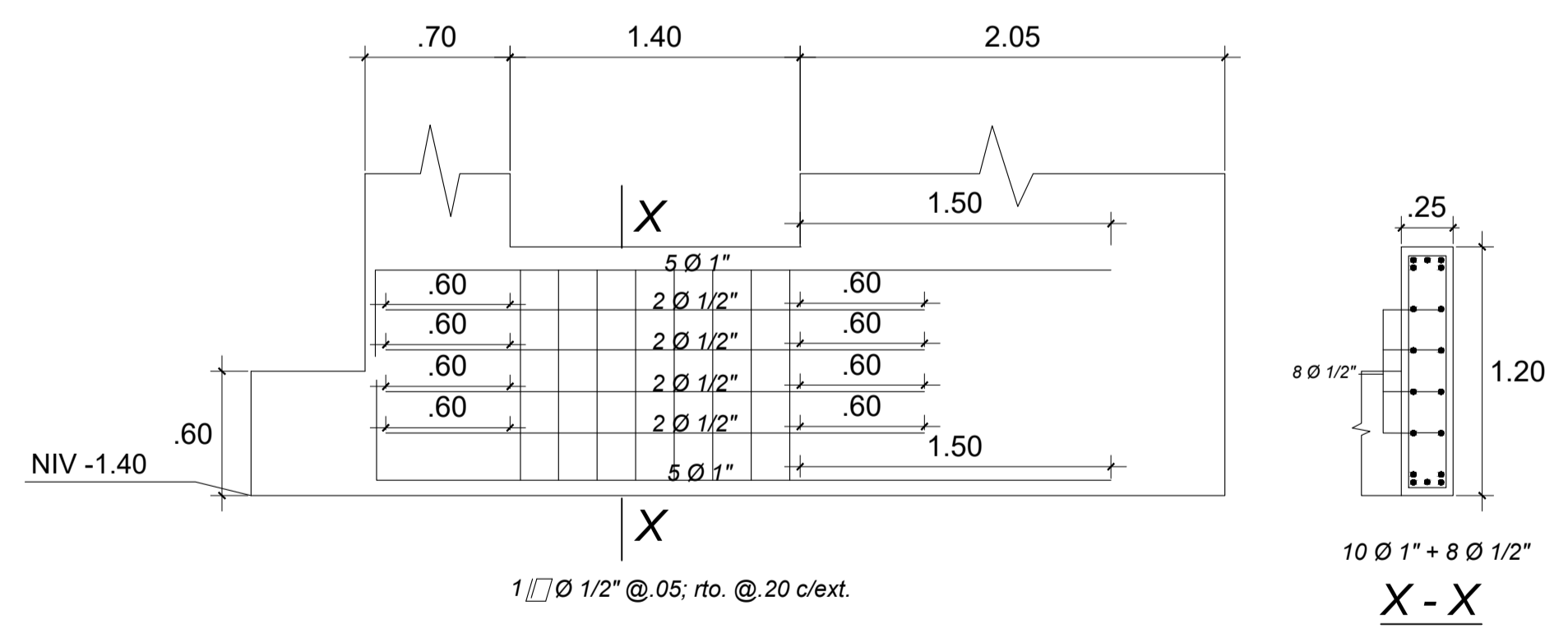
VC-09 (0.25X0.90)



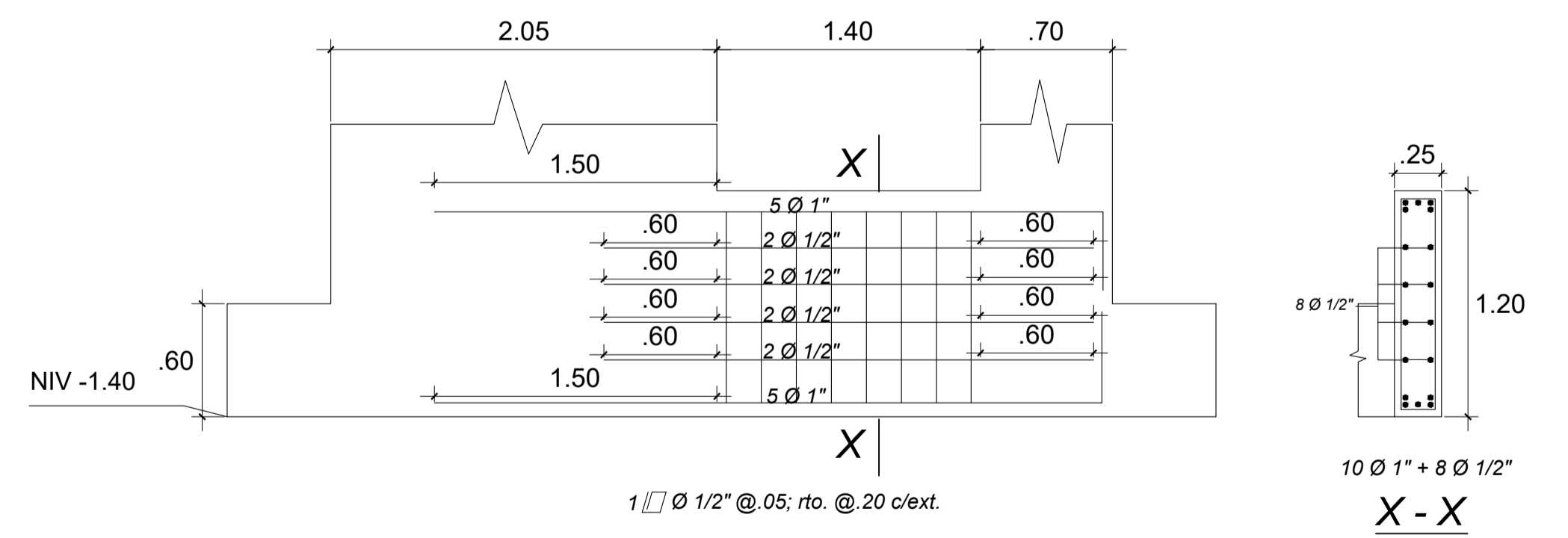
VC-10 (0.25X0.80)



VC-11 (0.25X0.80)

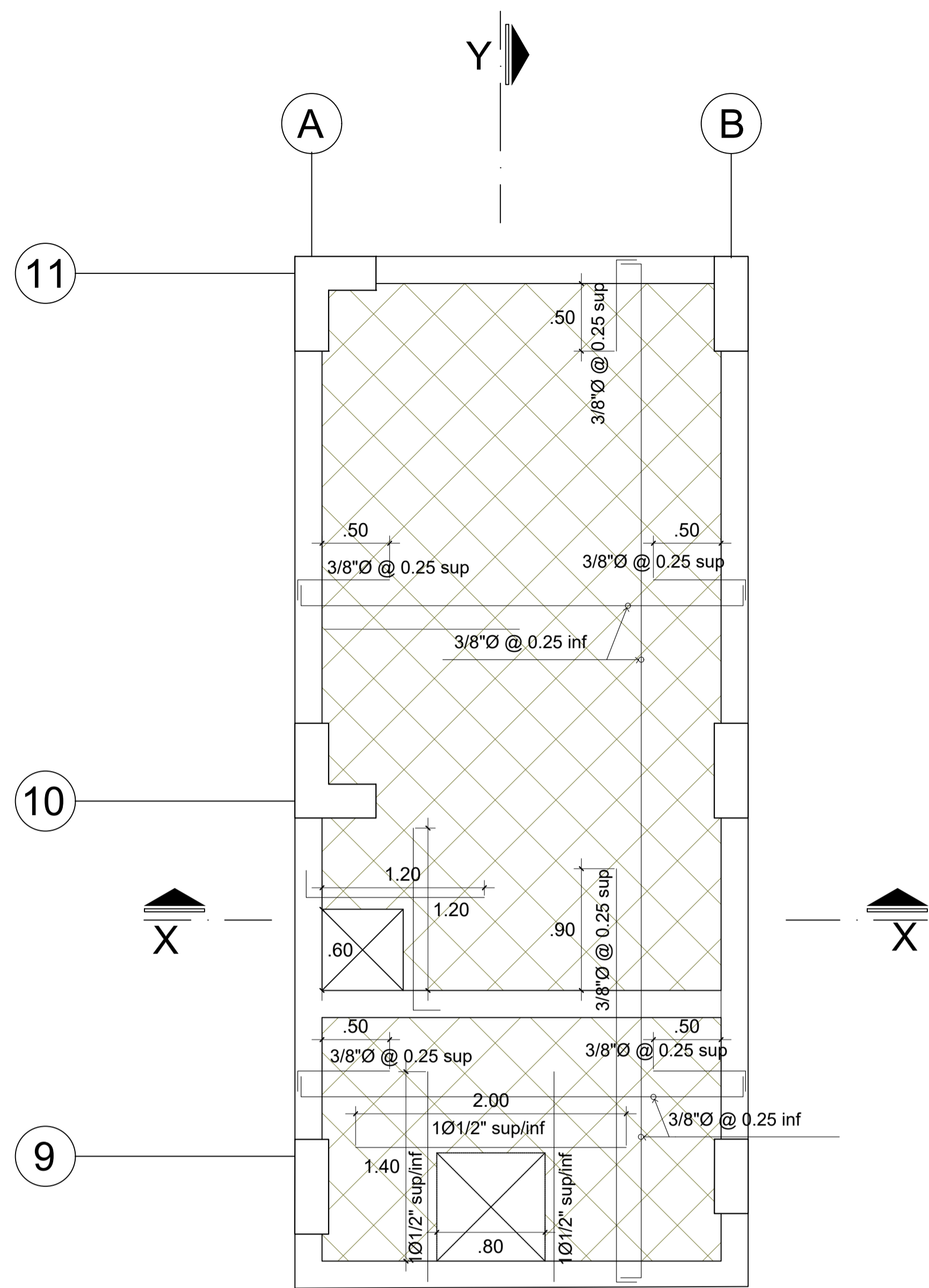


VC-12 (0.25X1.2)



VC-13 (0.25X1.2)

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-03
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS DE CIMENTACIÓN		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020	

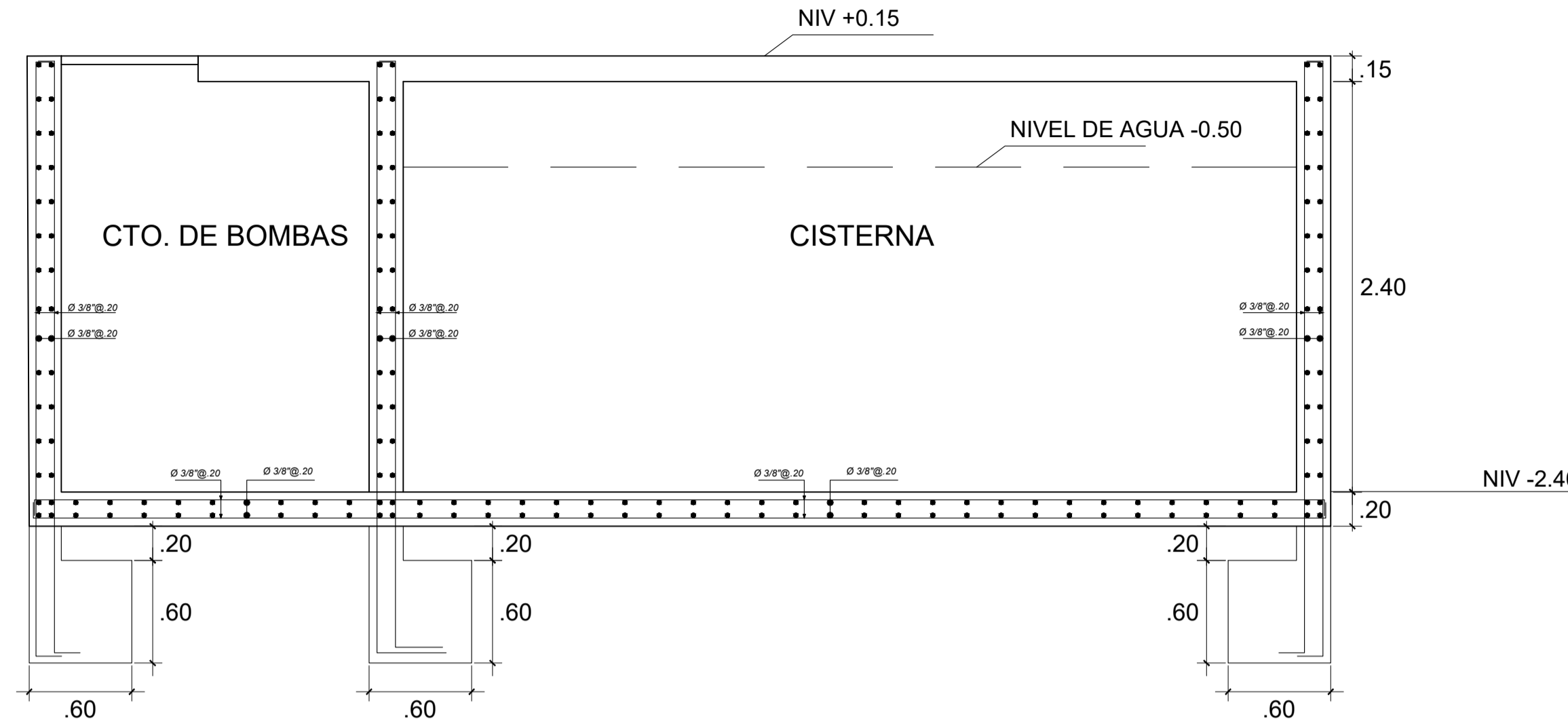


ENCOFRADO CISTERNA

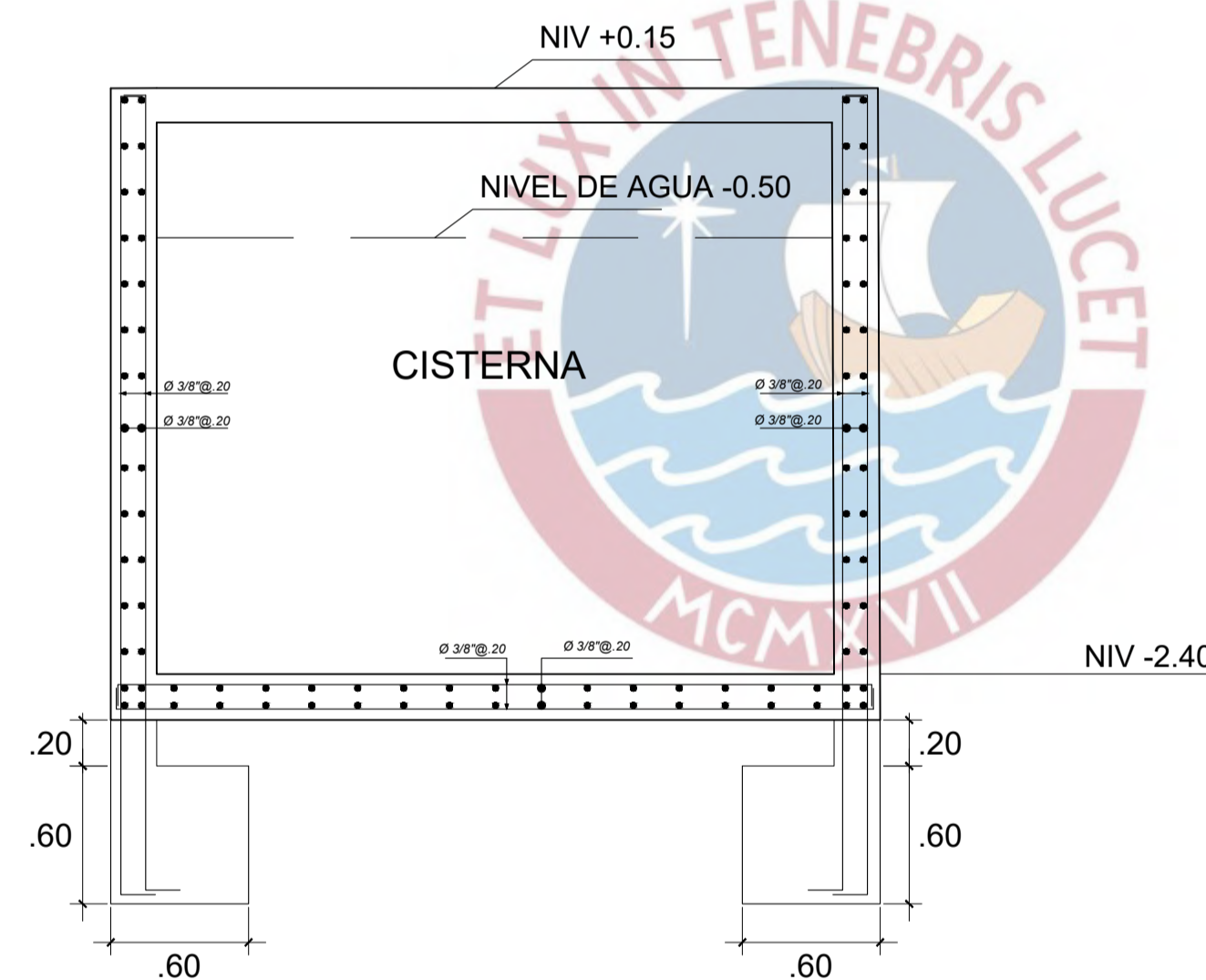
LOSA MACIZA H=0.15

ESCALA : 1 / 25

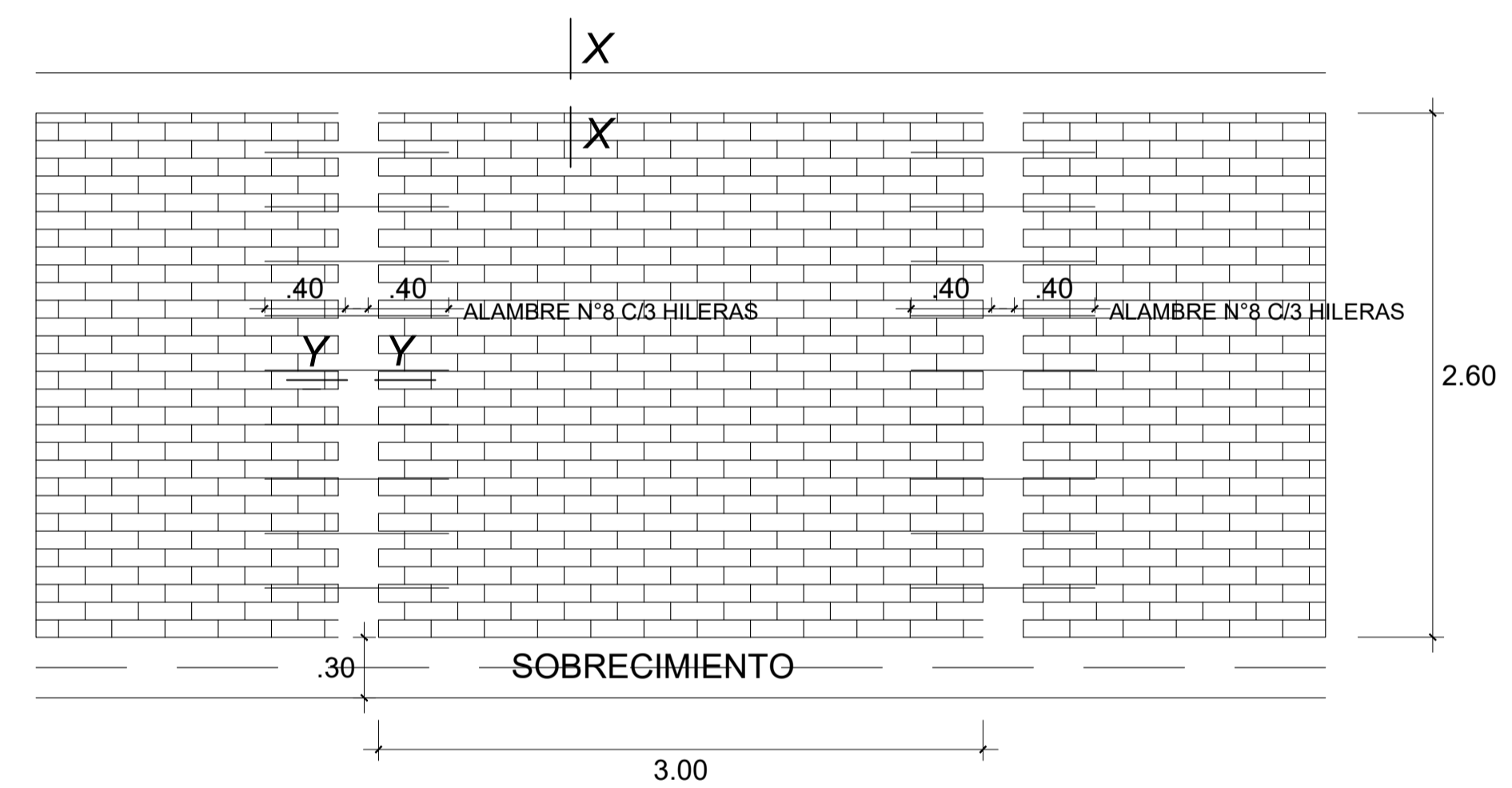
(S/C RESTO: 250 kg/m²)



CORTE Y-Y




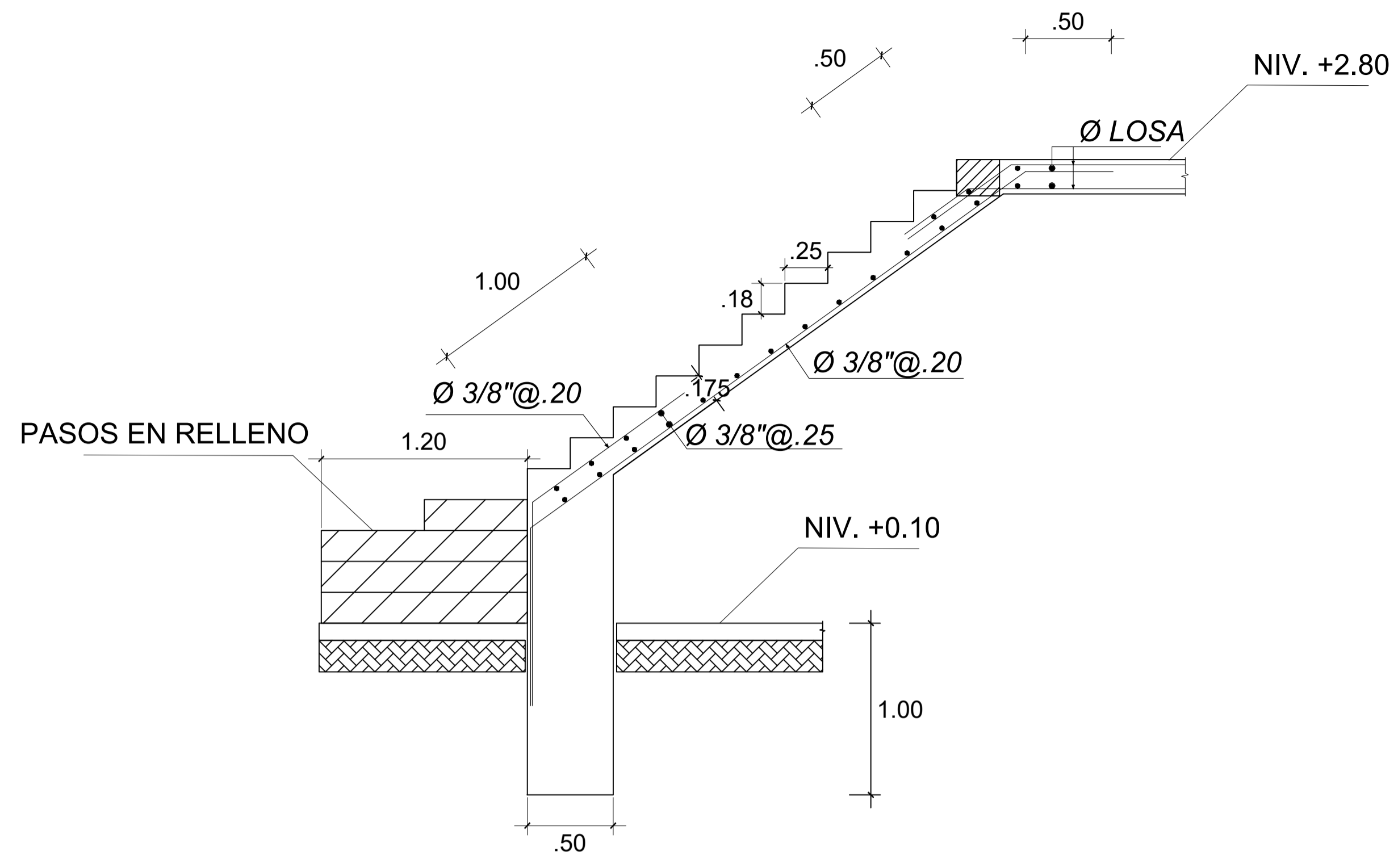
CORTE X-X



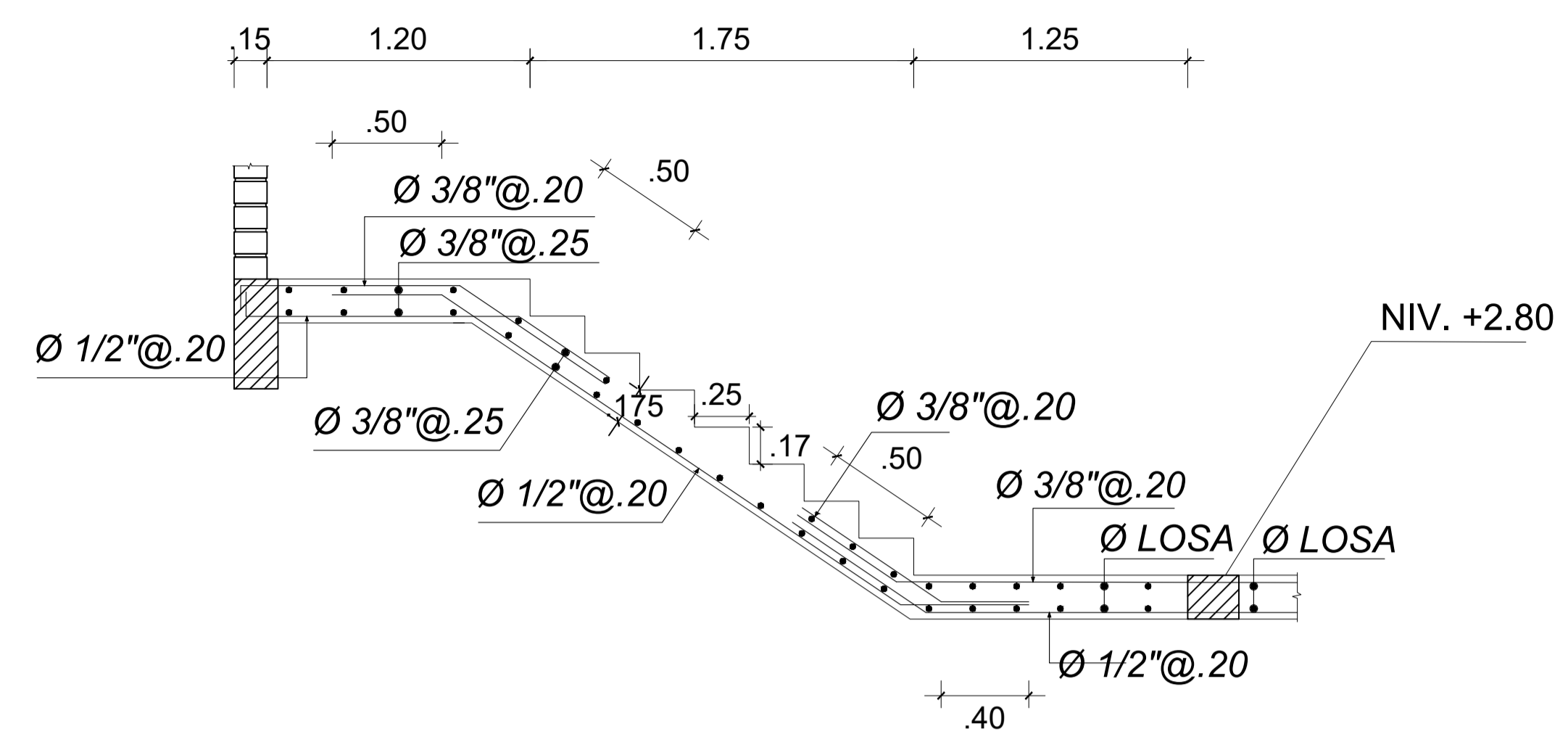
DETALLE DE CERCO

15
20
4 Ø 3/8"
1 6mm
1@ .05, 5 @ .10, rto.
@ .25 c.ext.
X - X
20
15
4 Ø 1/2"
1 6mm
1@ .05, 5 @ .10, rto.
@ .25 c.ext.
Y - Y

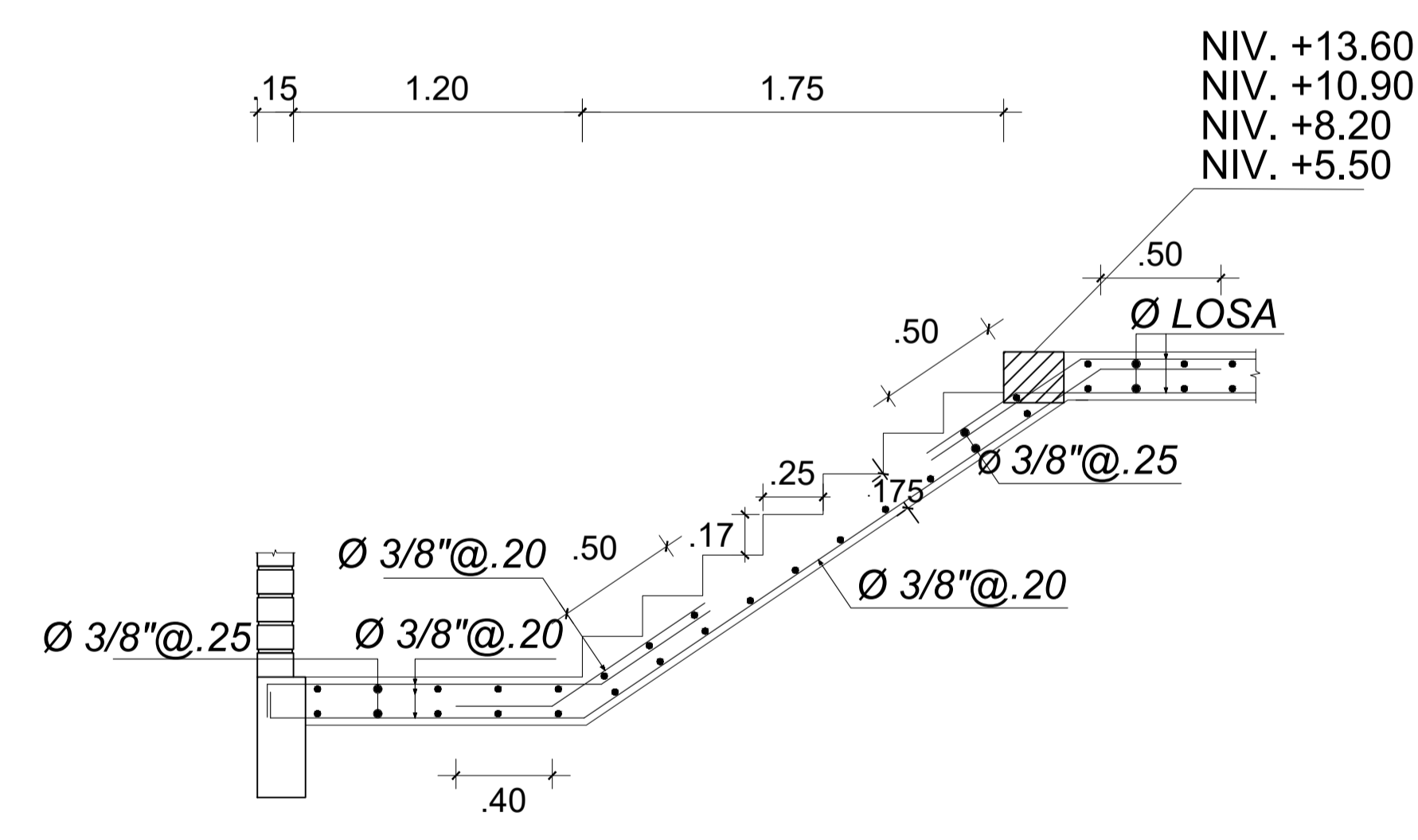
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO CISTERNA Y DETALLE DE CERCO		E-04
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020	



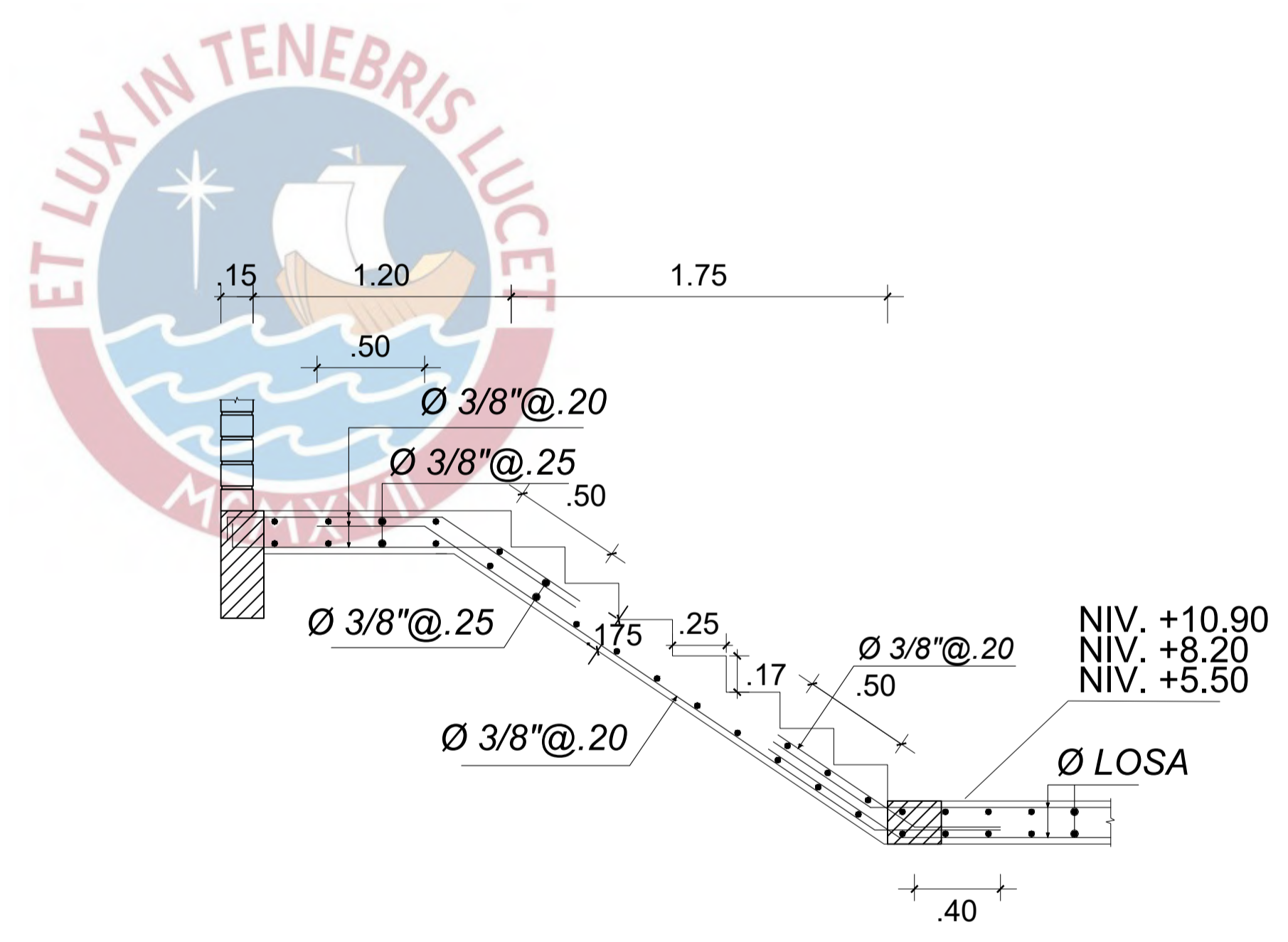
TRAMO 1



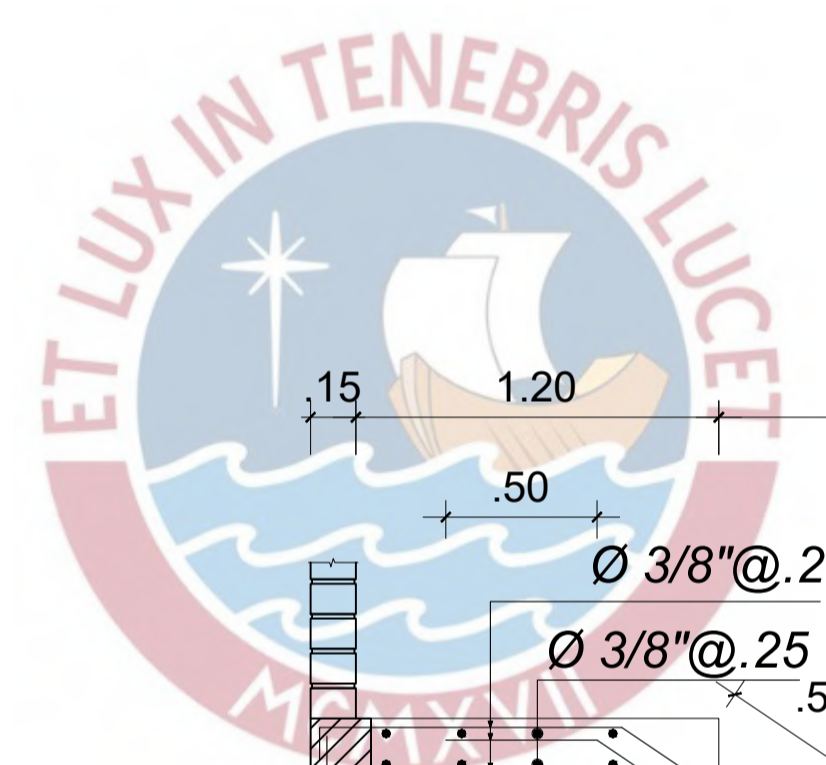
TRAMO 2



TRAMO 3




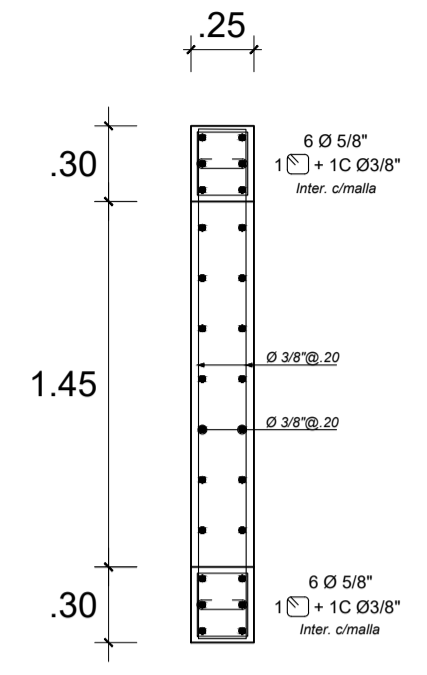
TRAMO 4



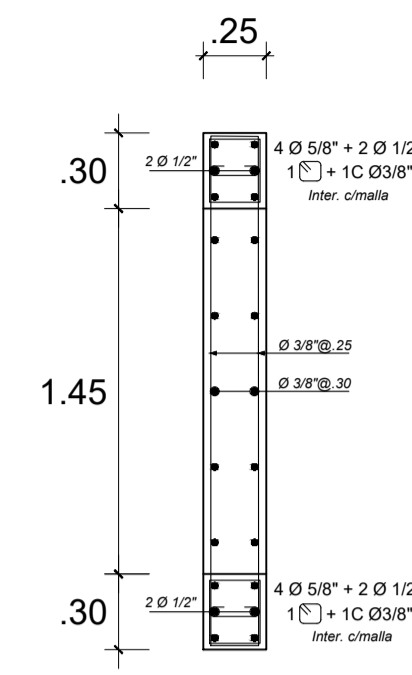
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

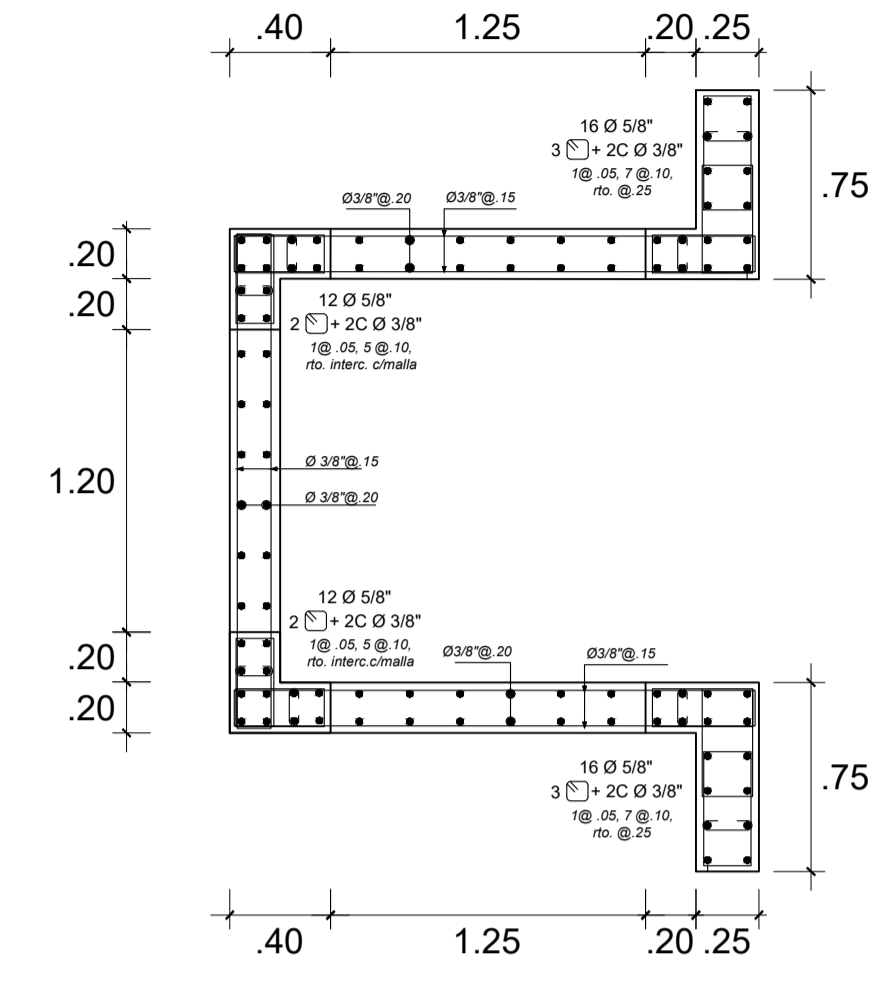
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-05
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO ESCALERAS		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/25	FECHA 2020	



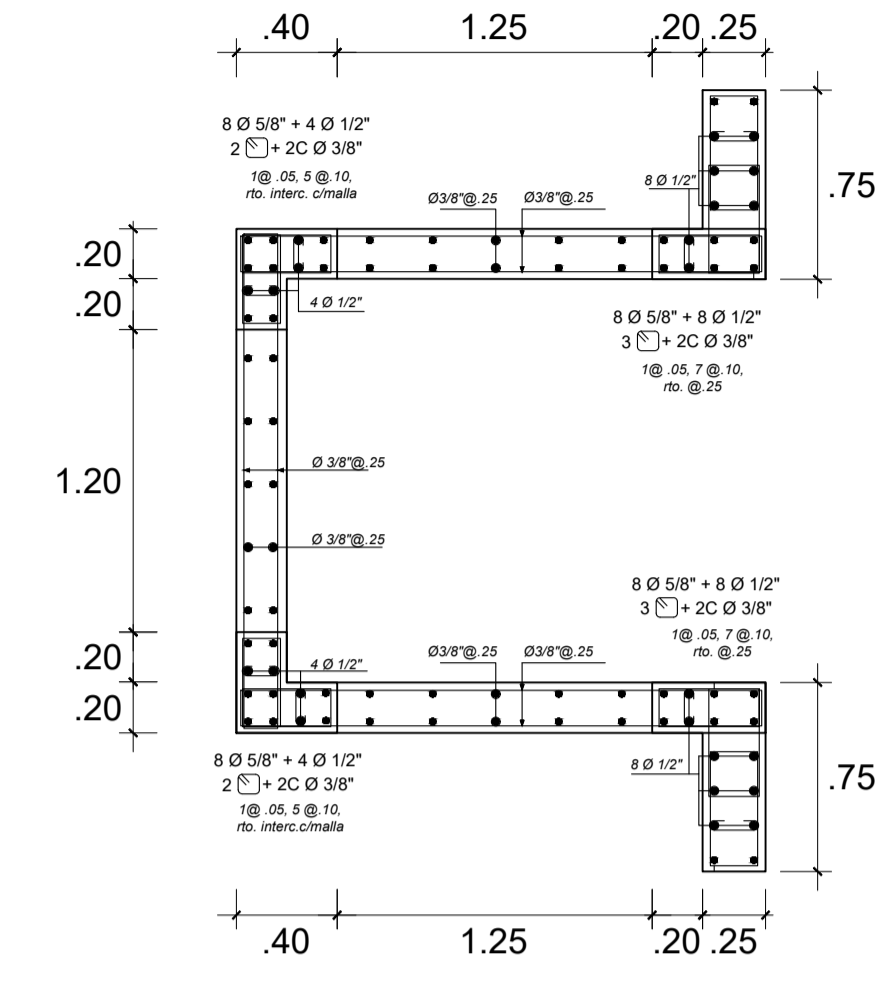
PLACA 1 (1er. al 2do. piso)



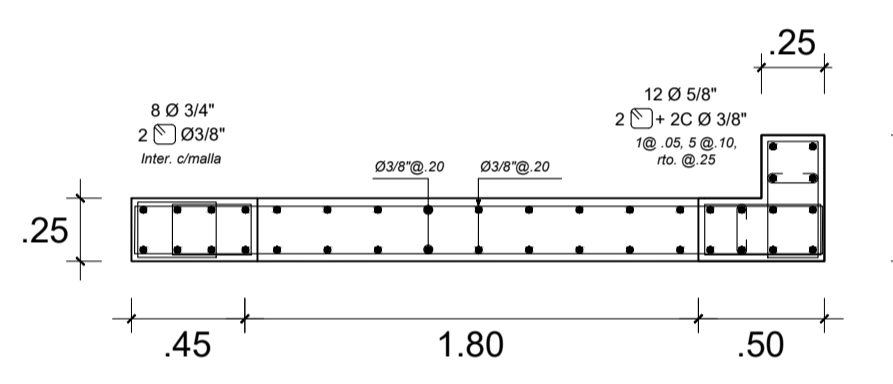
PLACA 1 (3er. a 5to. piso)



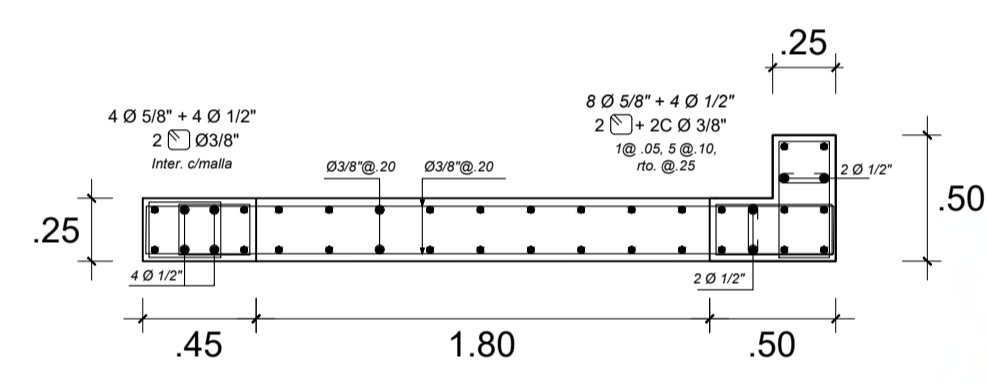
PLACA 2 (1er. al 2do. piso)



PLACA 2 (3er. piso a azotea)



PLACA 3 (1er. al 2do. piso)



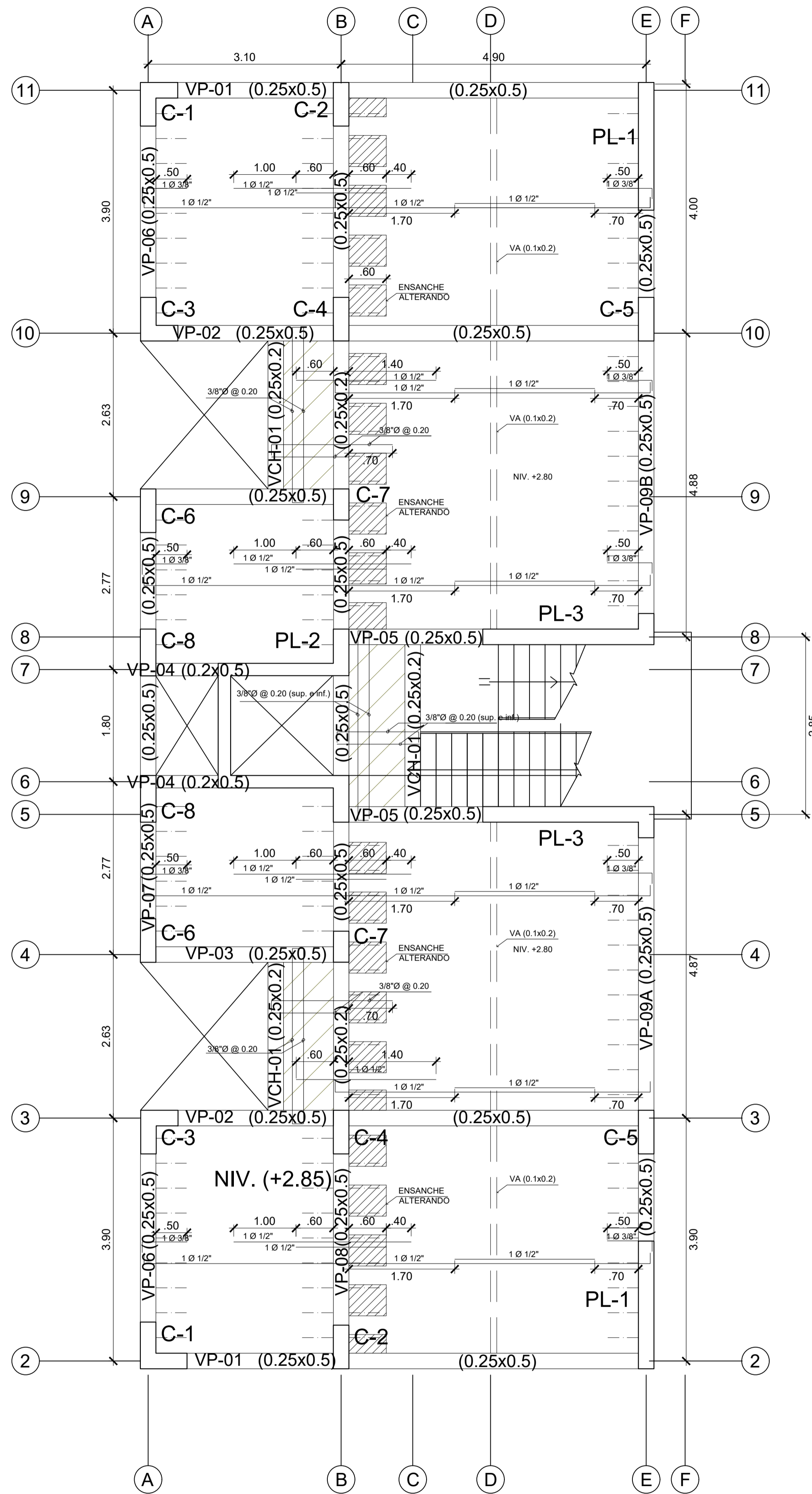
PLACA 3 (3er. piso a azotea)



CUADRO DE COLUMNAS

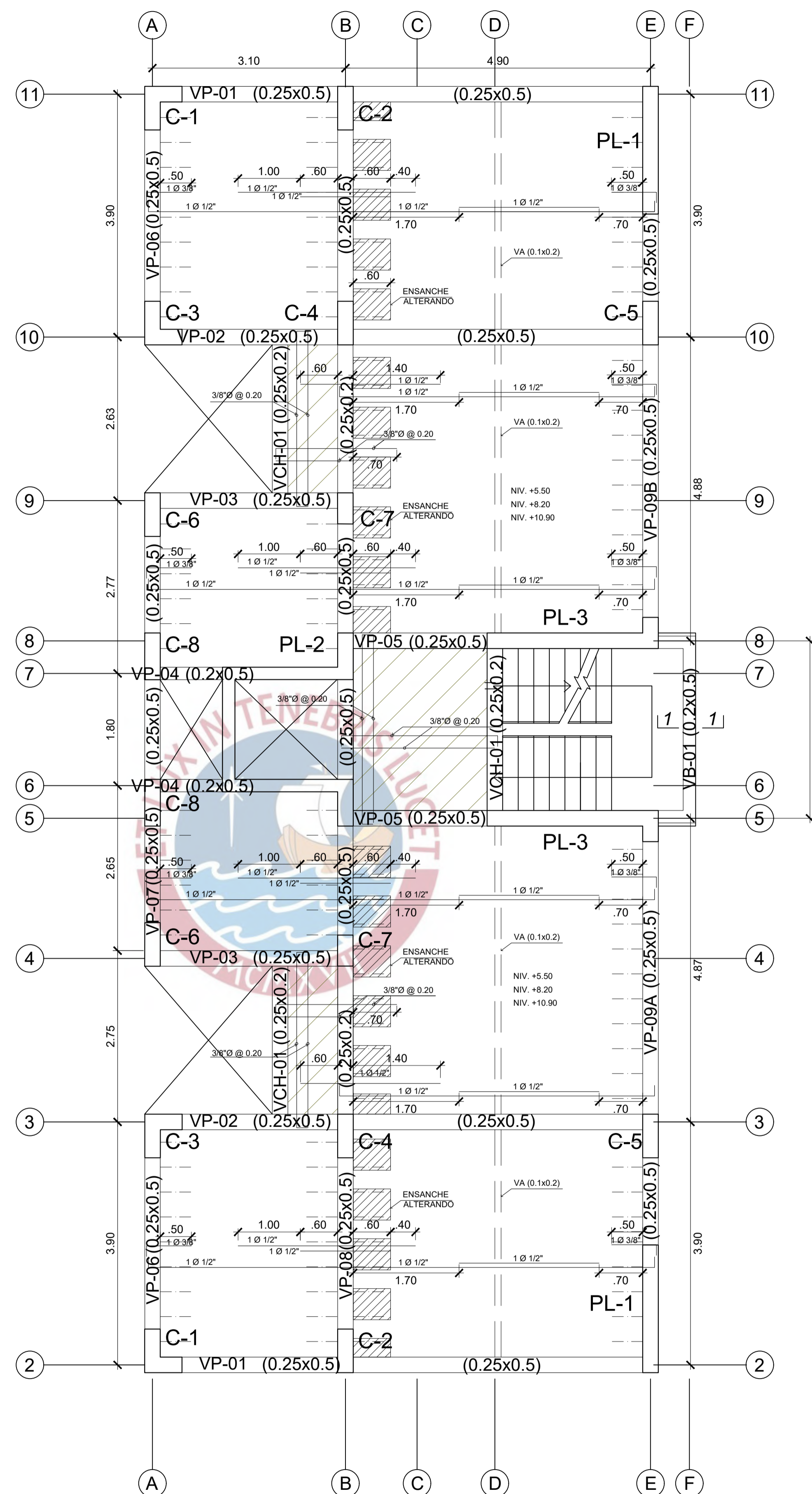
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8
PISO 1 AL 5								
	16 Ø 5/8" 4 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	10 Ø 5/8" 2 C 3/8" + 1 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	16 Ø 5/8" 4 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	10 Ø 5/8" 2 C 3/8" + 1 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	10 Ø 5/8" 2 C 3/8" + 1 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	10 Ø 5/8" 2 C 3/8" + 1 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	10 Ø 5/8" 2 C 3/8" + 1 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2" 2 C 3/8" 1 Ø 5/8" @ .10, rto. @ .25 c'ext.

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA	LÁMINA
	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO COLUMNAS Y PLACAS
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020



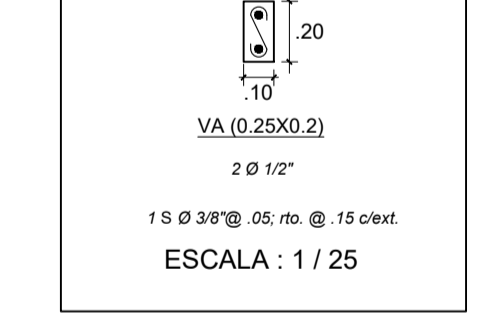
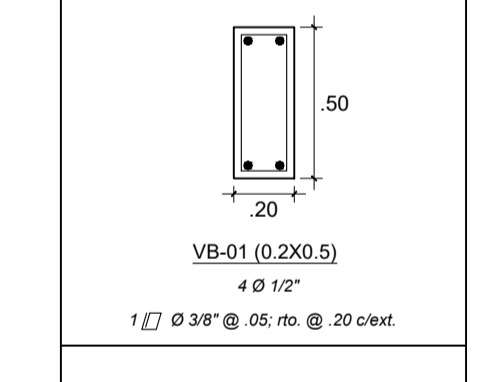
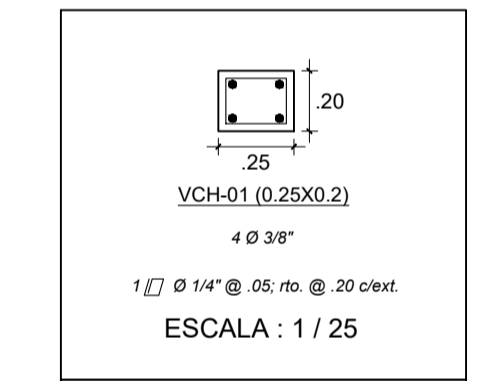
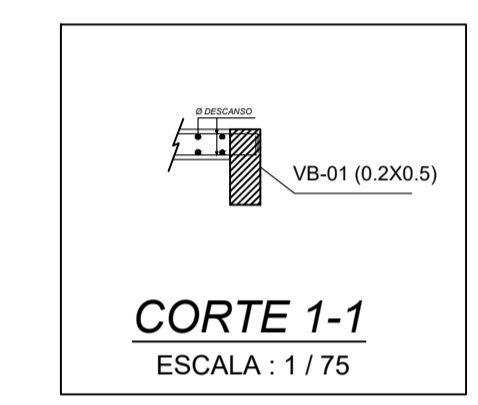
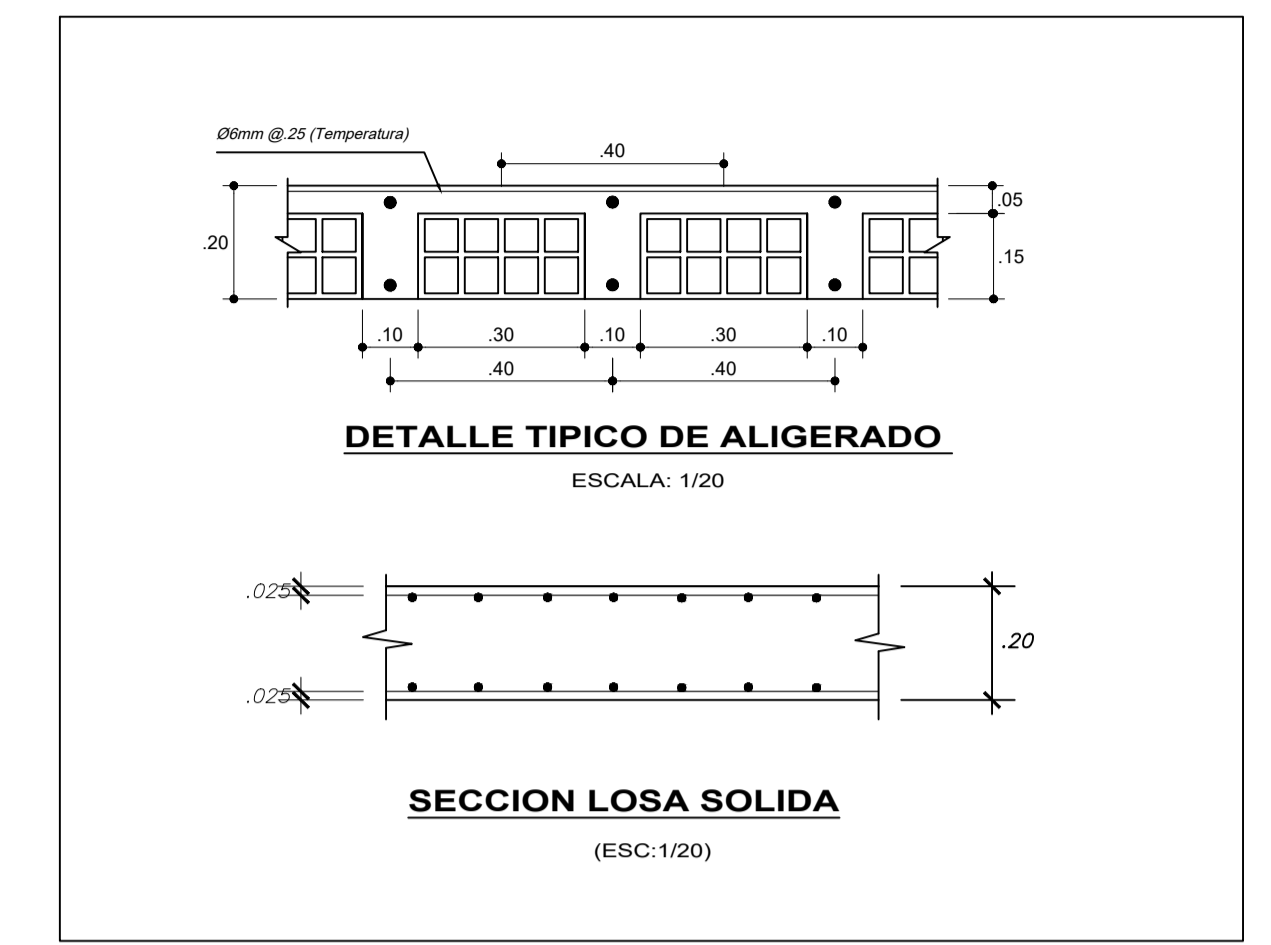
ENCOFRADO 1er PISO

LOSA MACIZA H=0.20
 LOSA ALIGERADA H=0.20
 ESCALA : 1 / 50
 (S/C: 200 kg/m2)

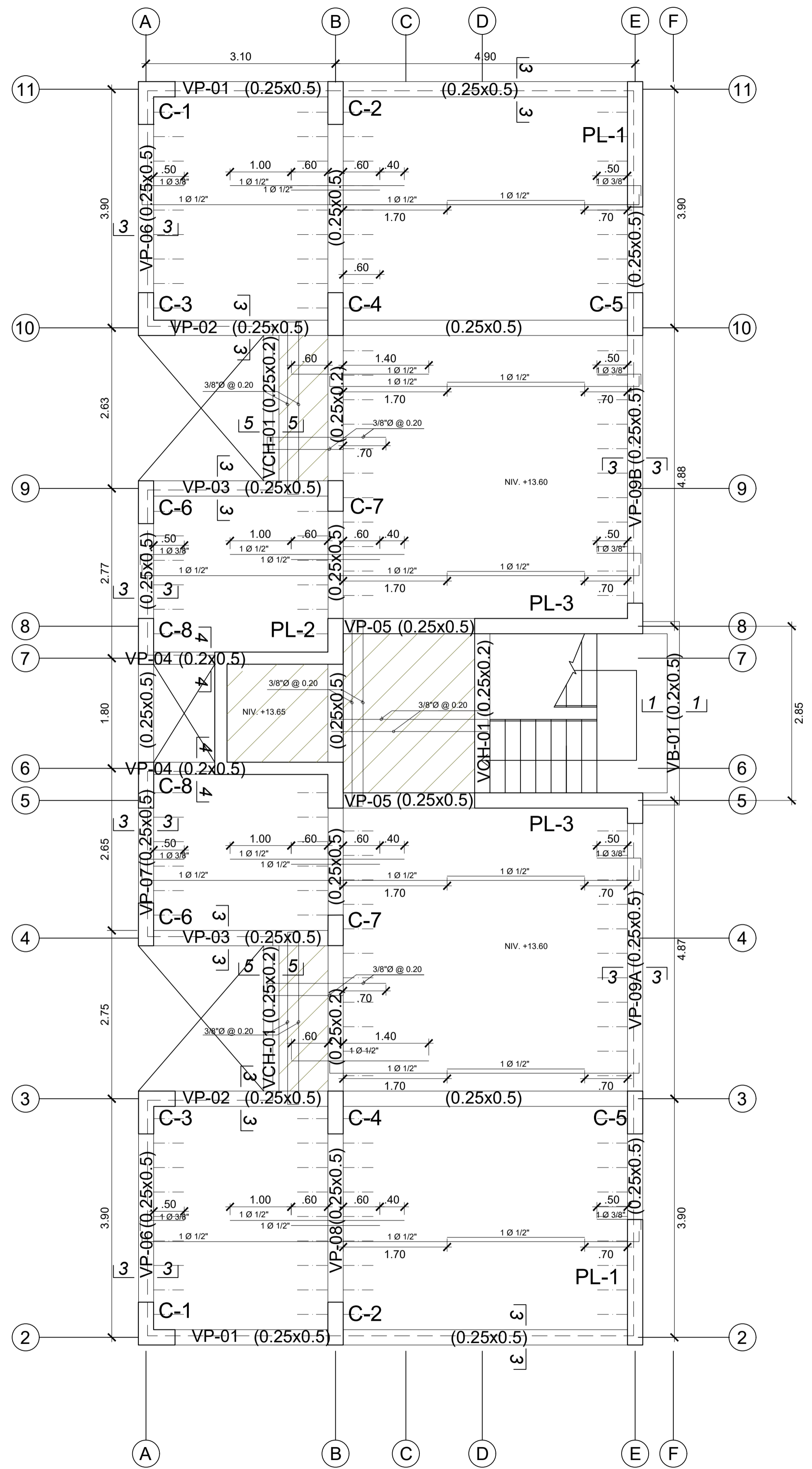


ENCOFRADO 2° A 4° PISO

LOSA MACIZA H=0.20
 LOSA ALIGERADA H=0.20
 ESCALA : 1 / 50
 (S/C: 200 kg/m2)

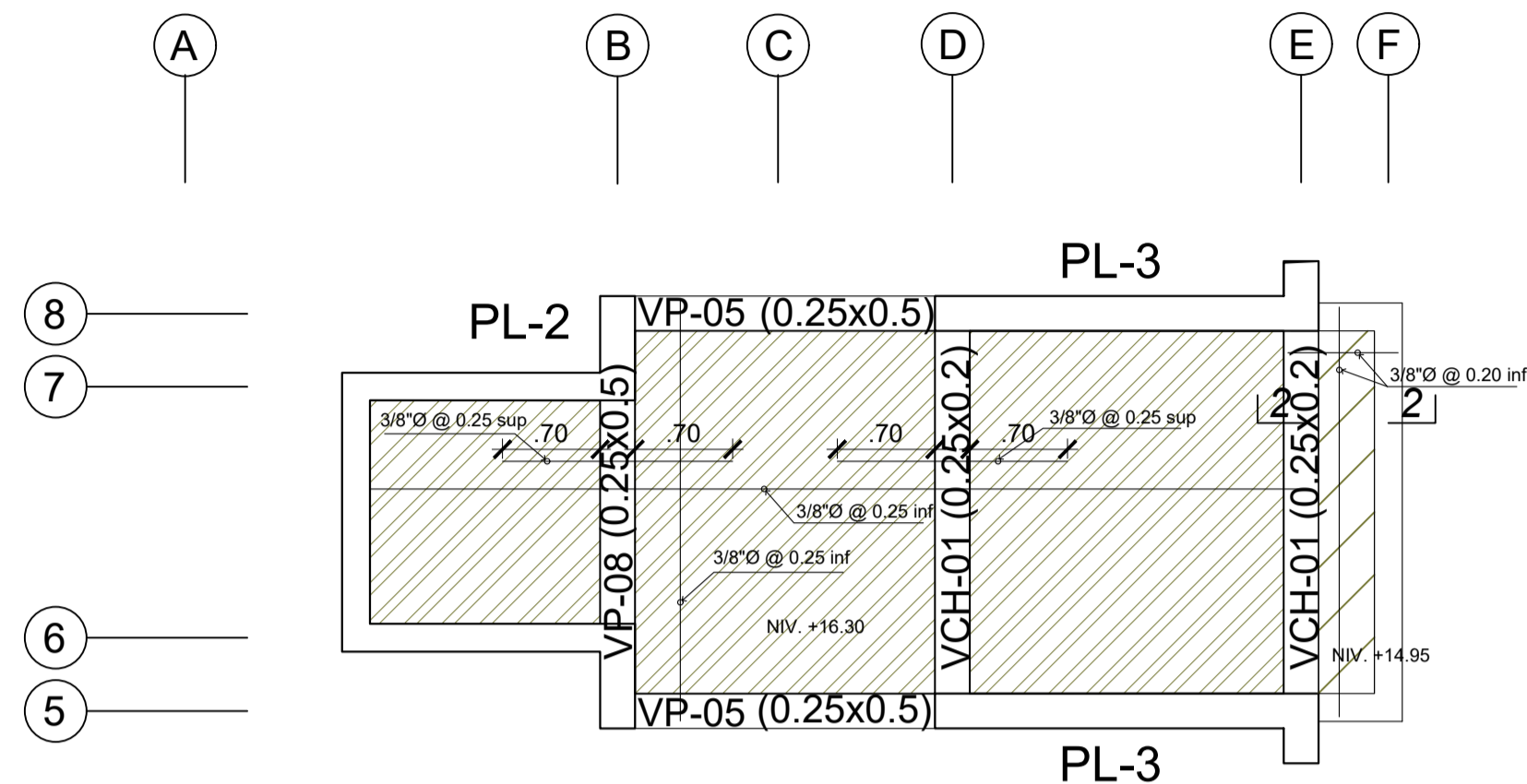


	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-07
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO ENCOFRADO 1ER A 4TO NIVEL		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	



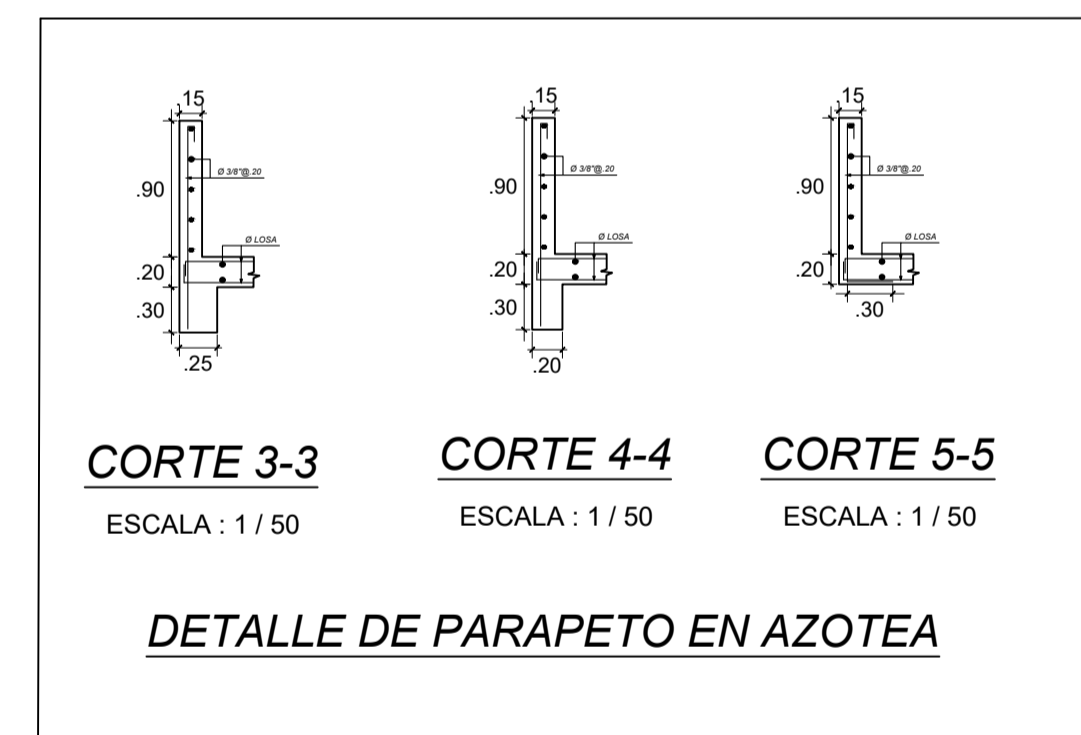
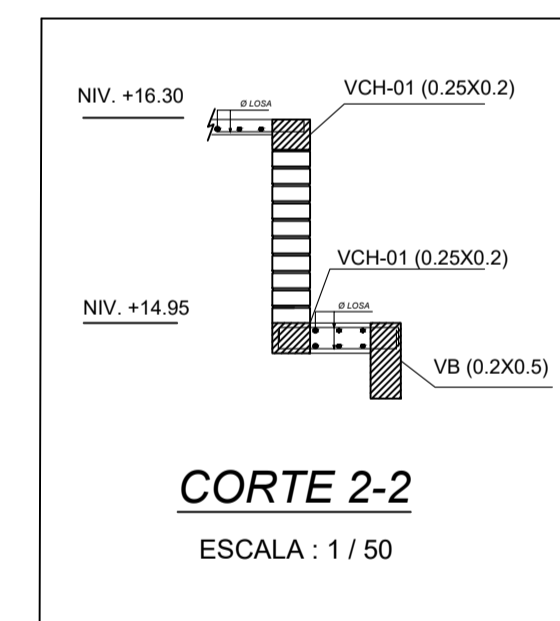
ENCOFRADO 5° NIVEL

LOSA MACIZA H=0.20
 LOSA ALIGERADA H=0.20
 ESCALA : 1 / 50
 (S/C EN CTO. DE MAQUINAS: 1000 kg/m²)
 (S/C RESTO: 100 kg/m²)

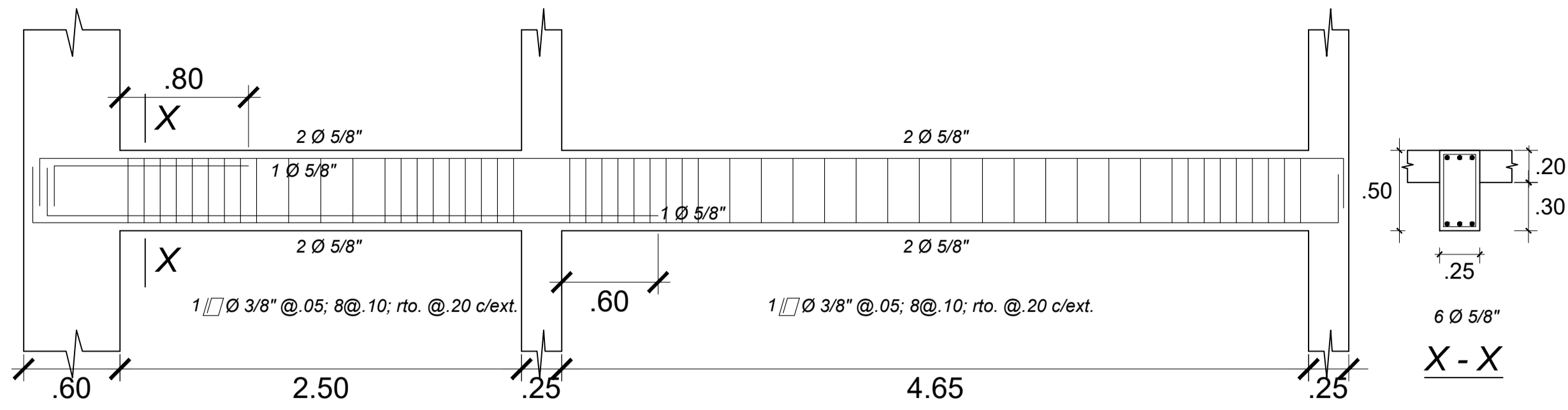


ENCOFRADO AZOTEA

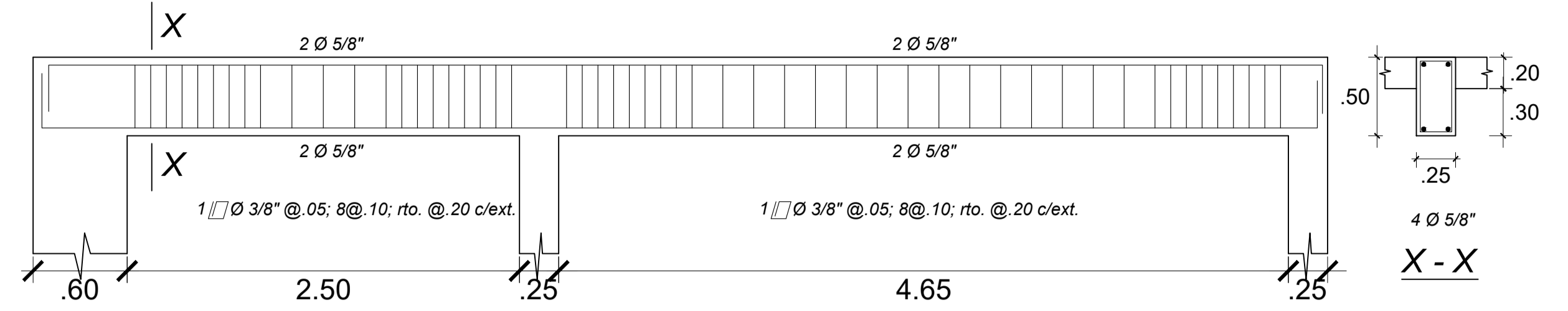
LOSA MACIZA H=0.20
 LOSA MACIZA H=0.10
 ESCALA : 1 / 50
 (S/C: 100 kg/m²)



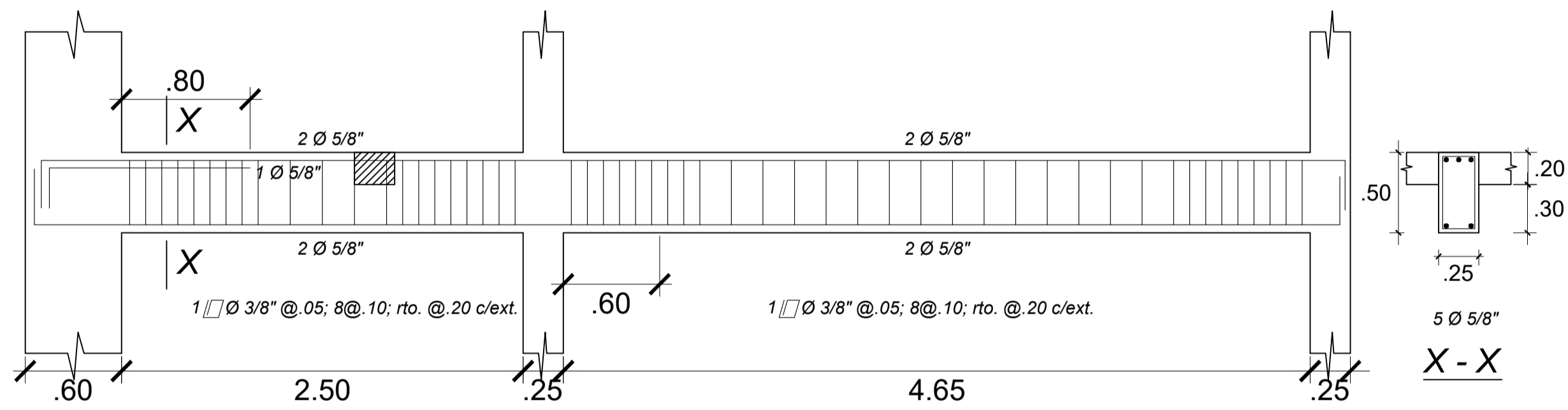
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		LÁMINA
	ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO ENCOFRADO 5TO NIVEL Y AZOTEA	E-08
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	



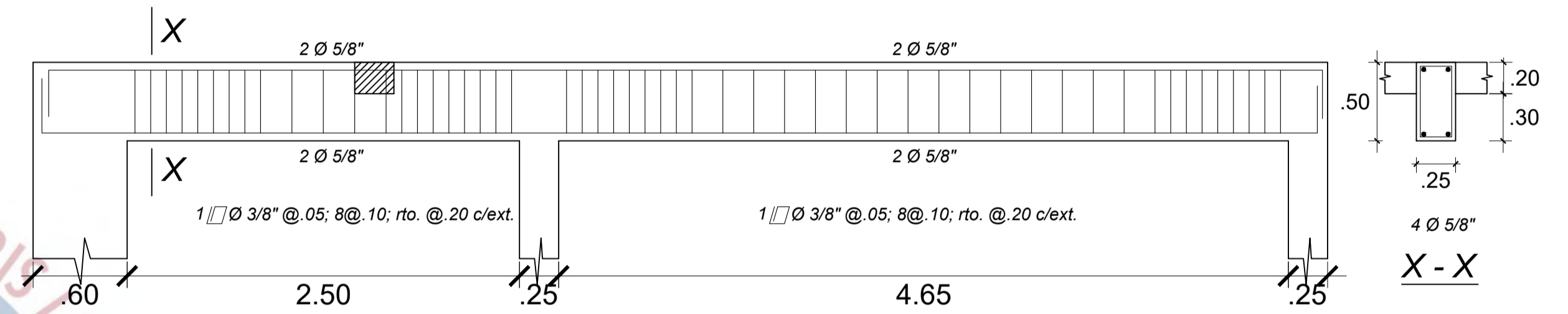
VP-01 (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)



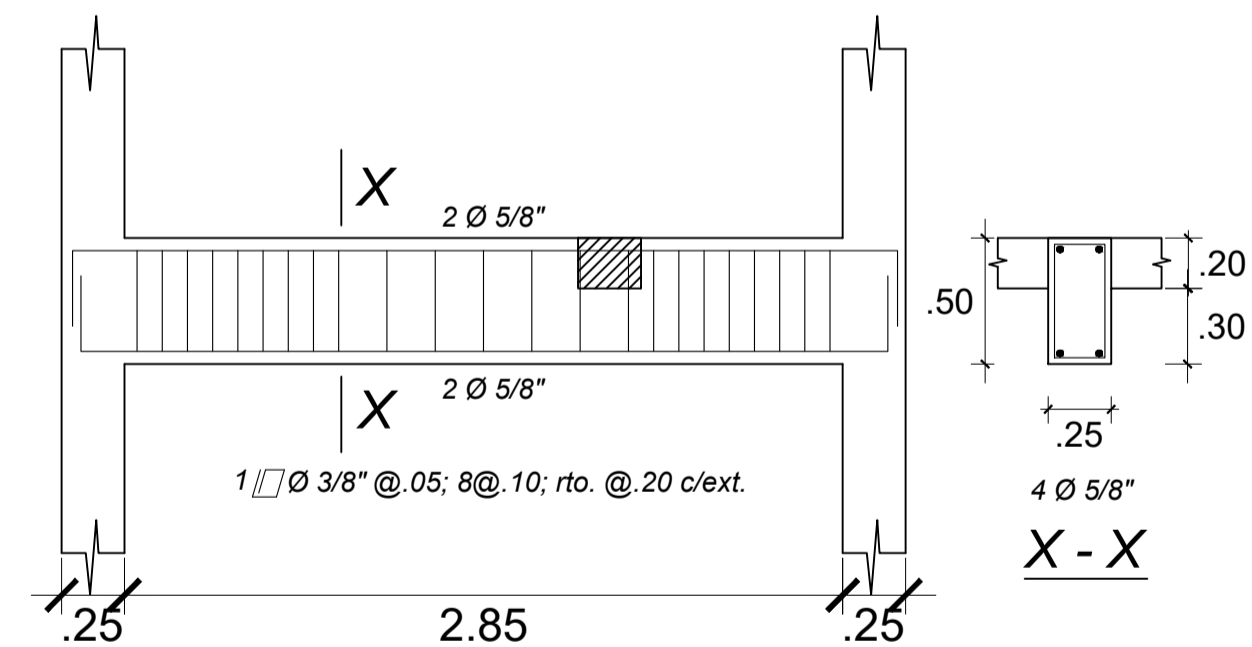
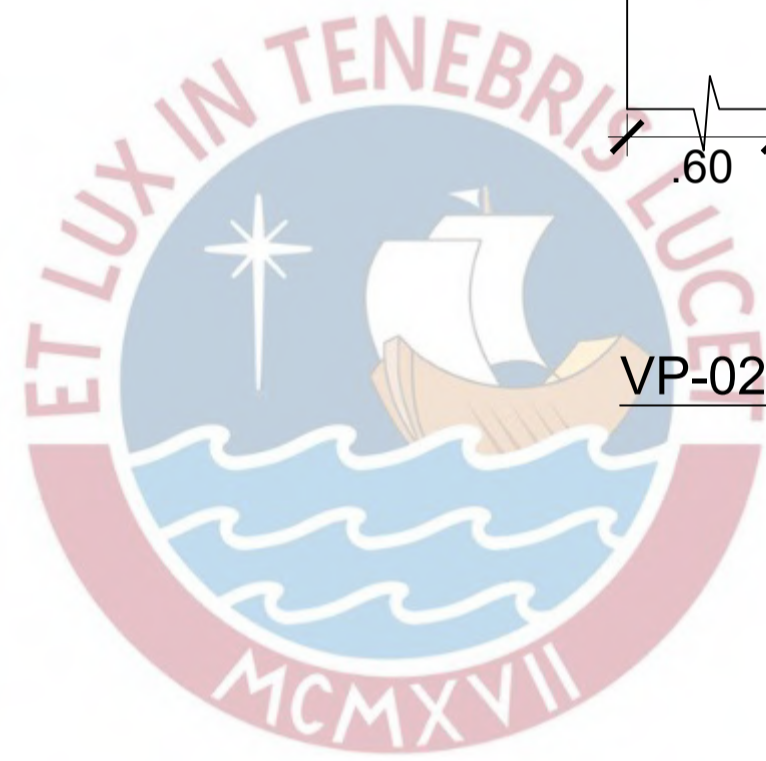
VP-01 (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)



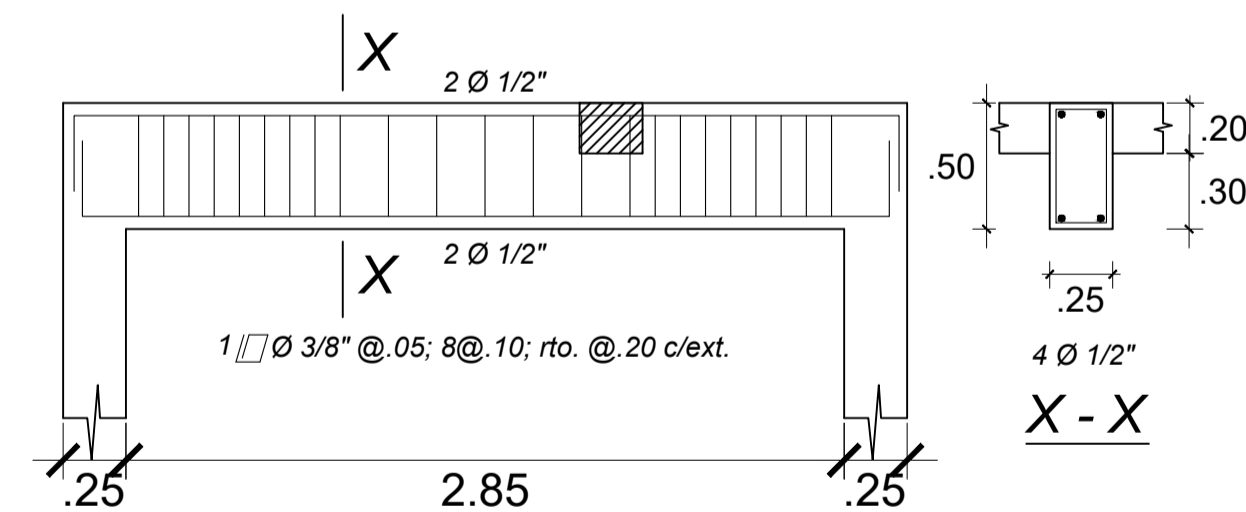
VP-02 (0.25X0.5) (Techo del 1er al 4to. piso)



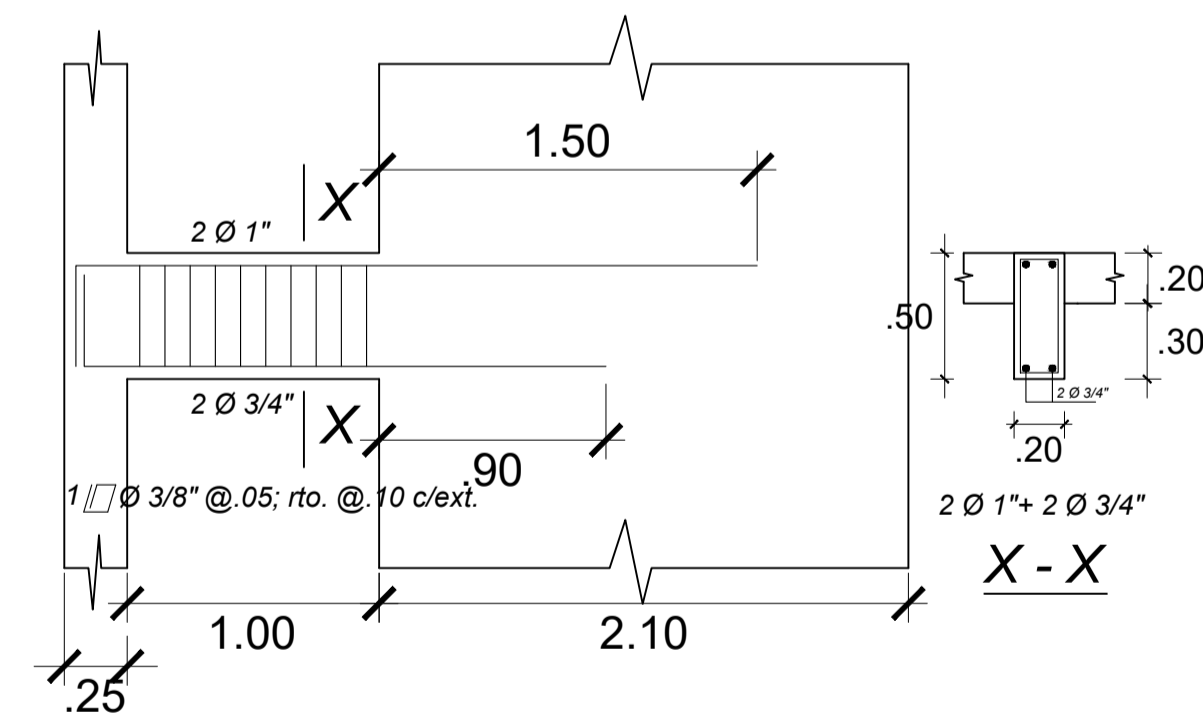
VP-02 (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)



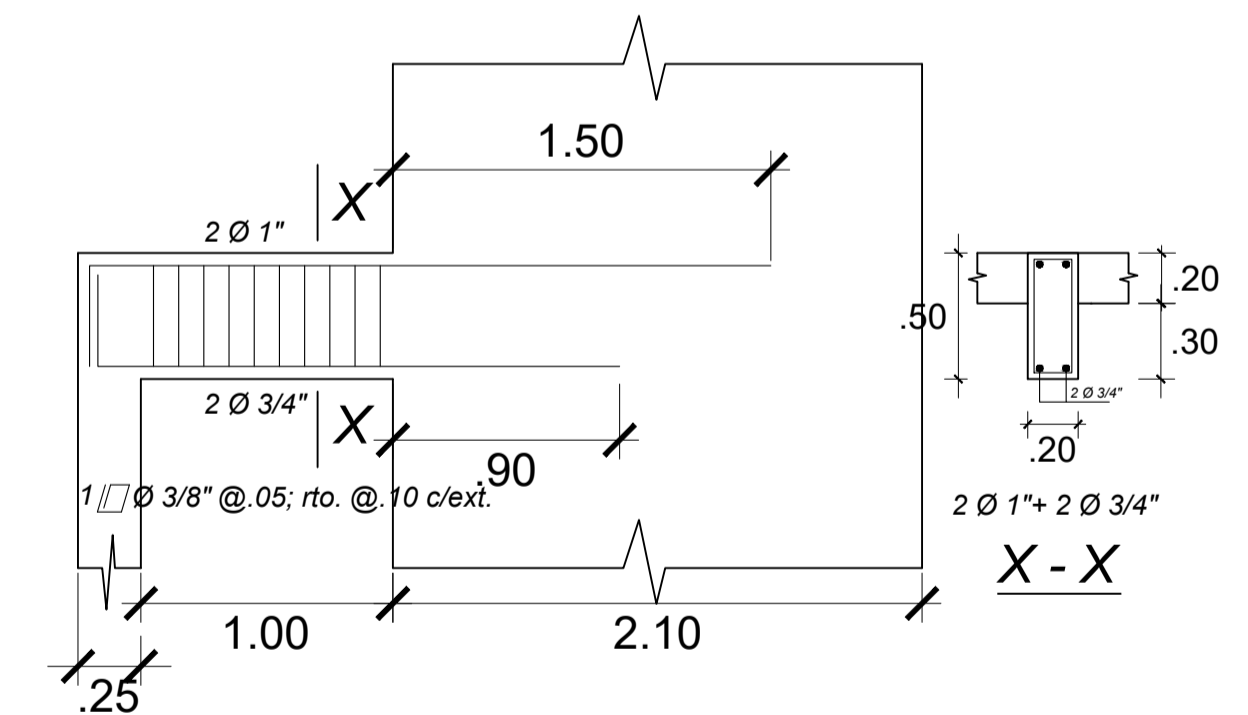
VP-03 (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)



VP-03 (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)

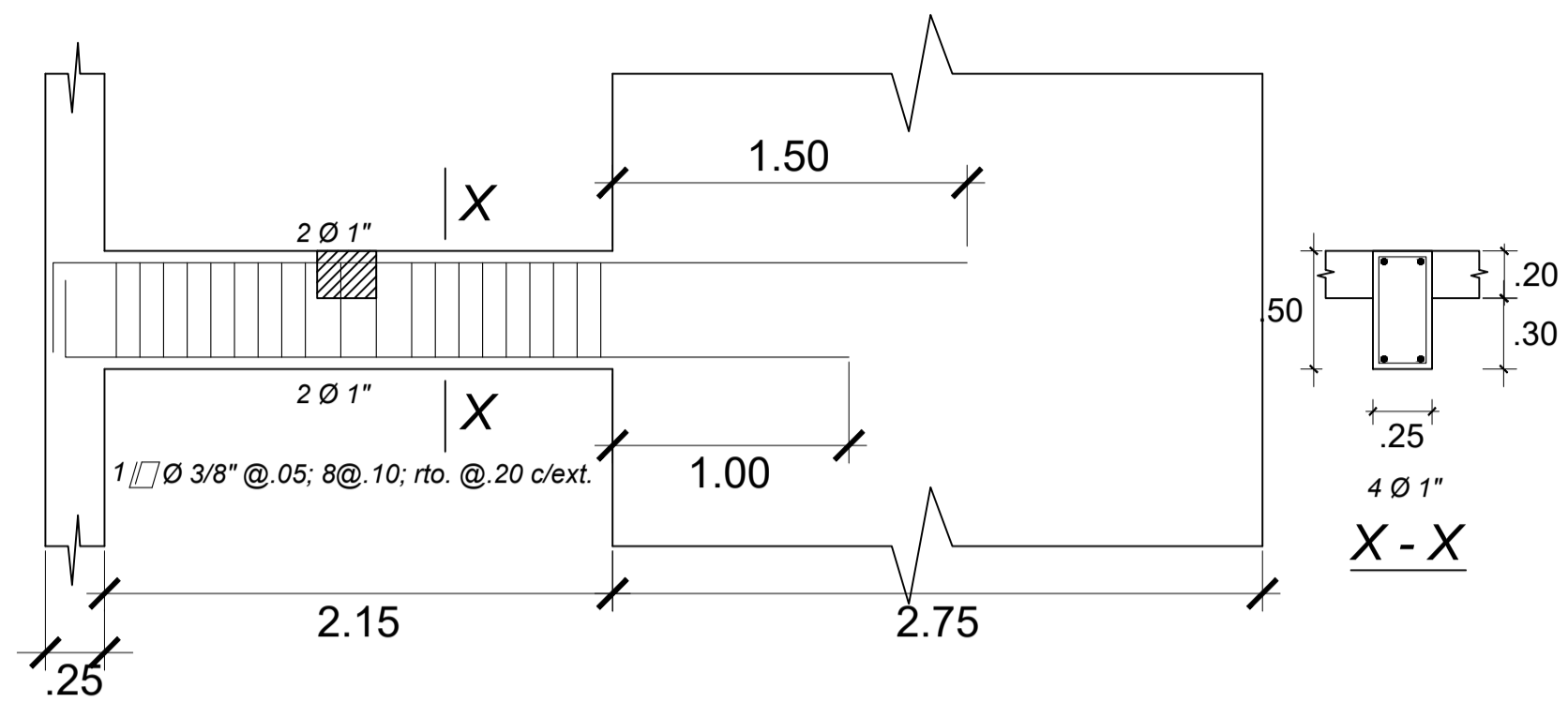


VP-04 (0.2X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)

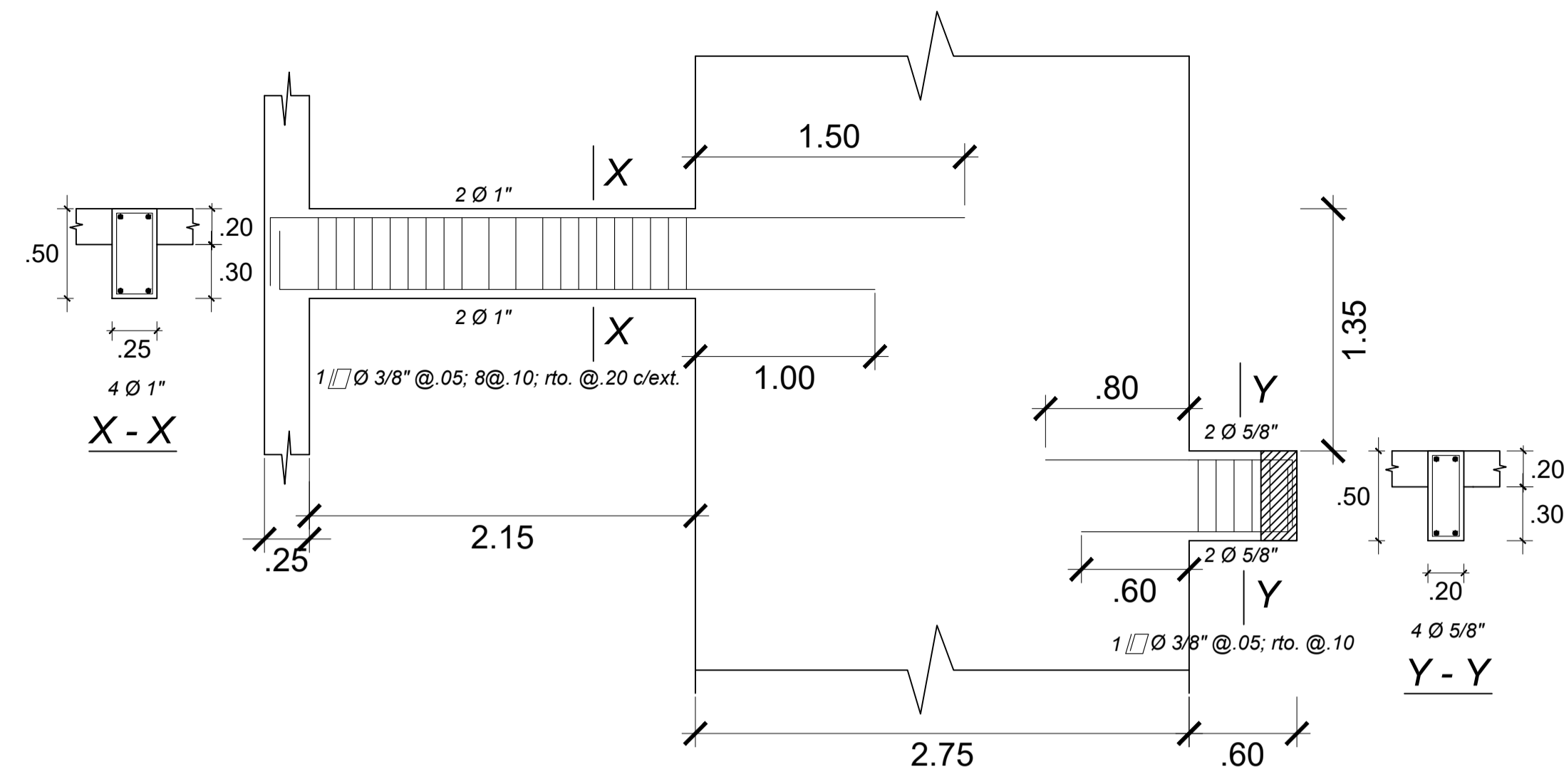


VP-04 (0.2X0.5) (Techo del 5to. piso)

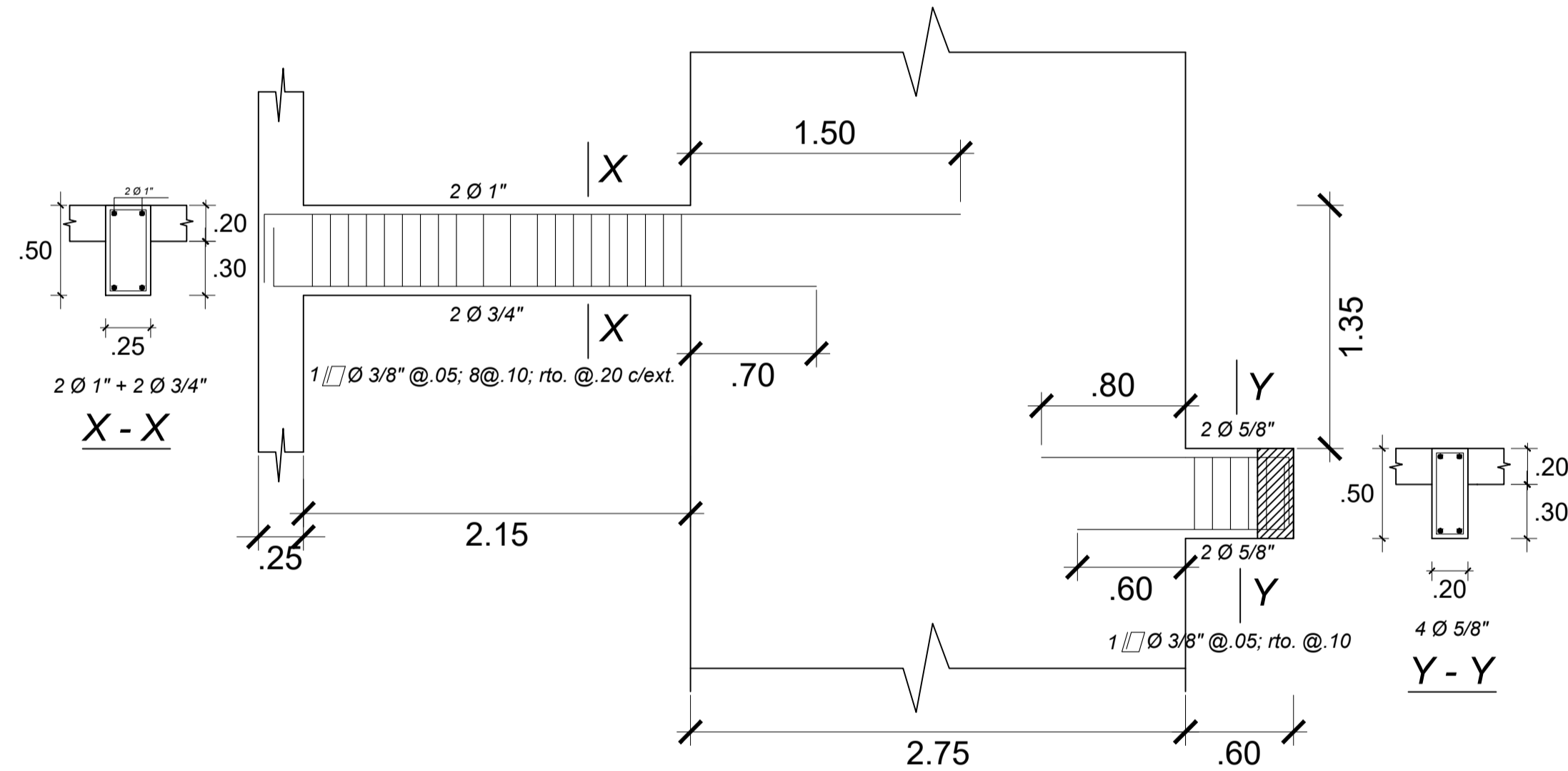
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-09
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS		
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020	



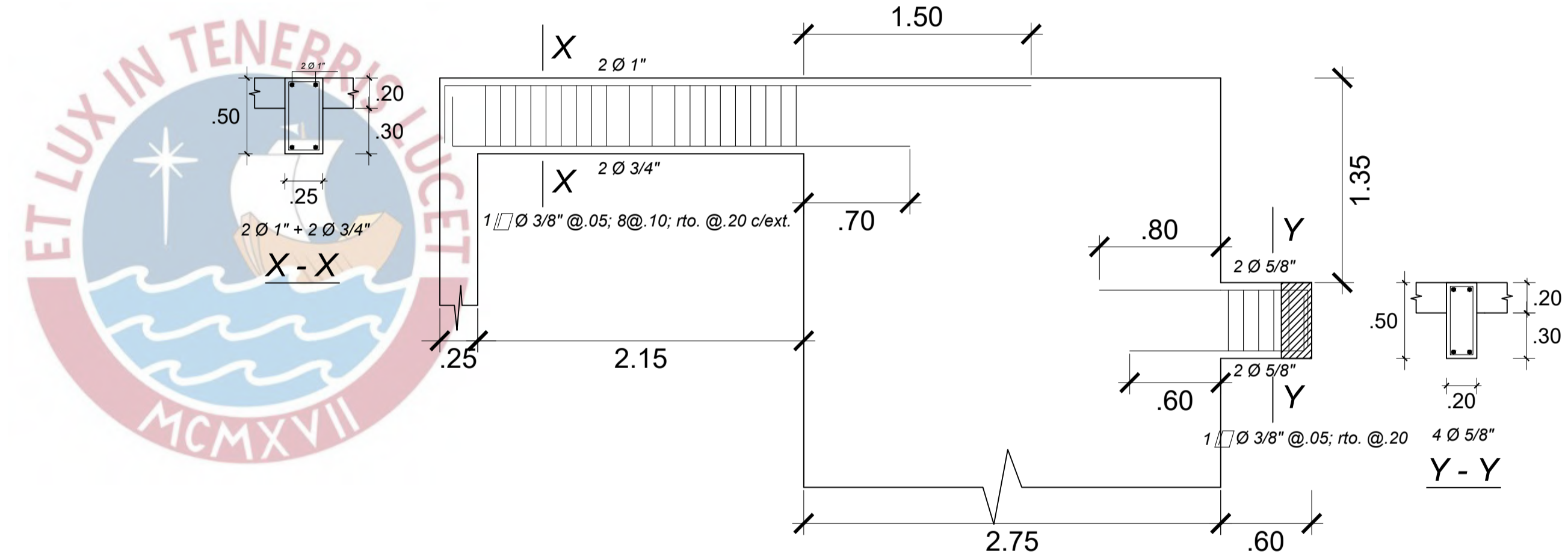
VP-05 (0.25X0.5) (Techo del 1er. piso)



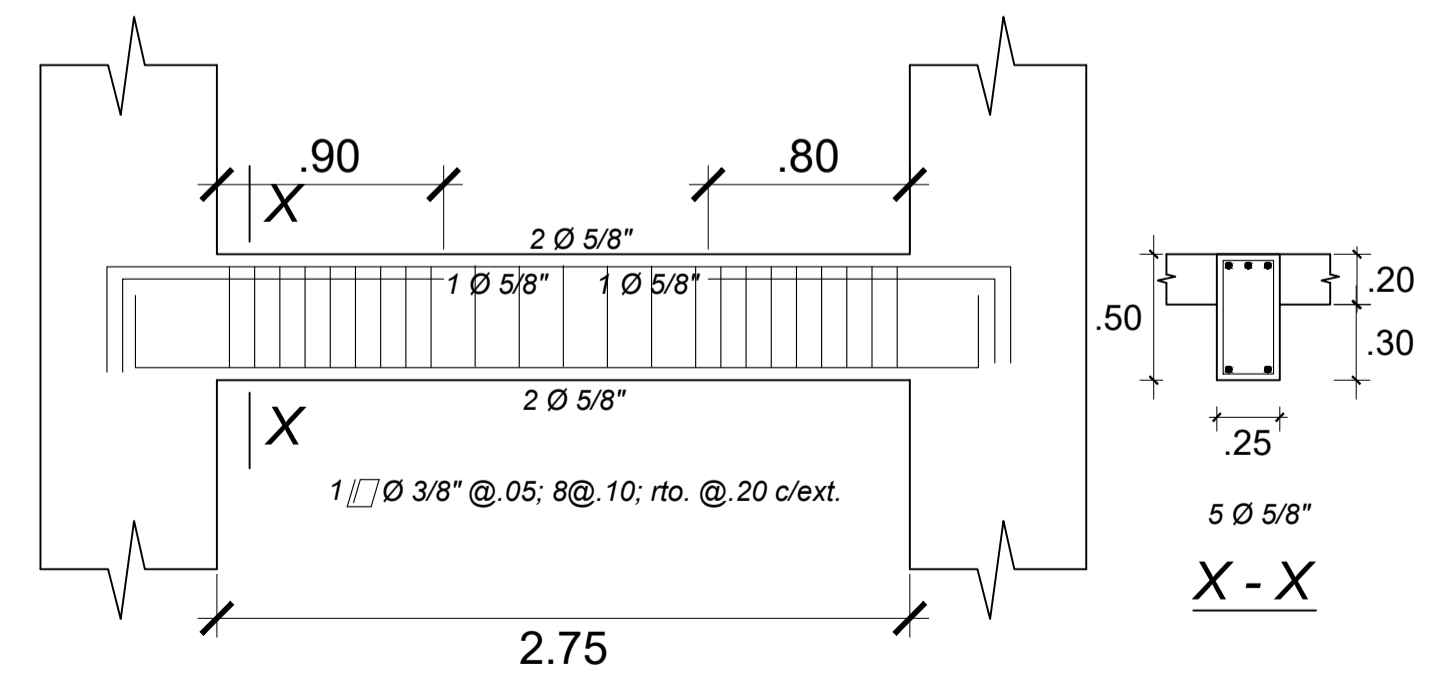
VP-05 (0.25X0.5); (0.2X0.5) (Techo del 2do. al 4to. piso)



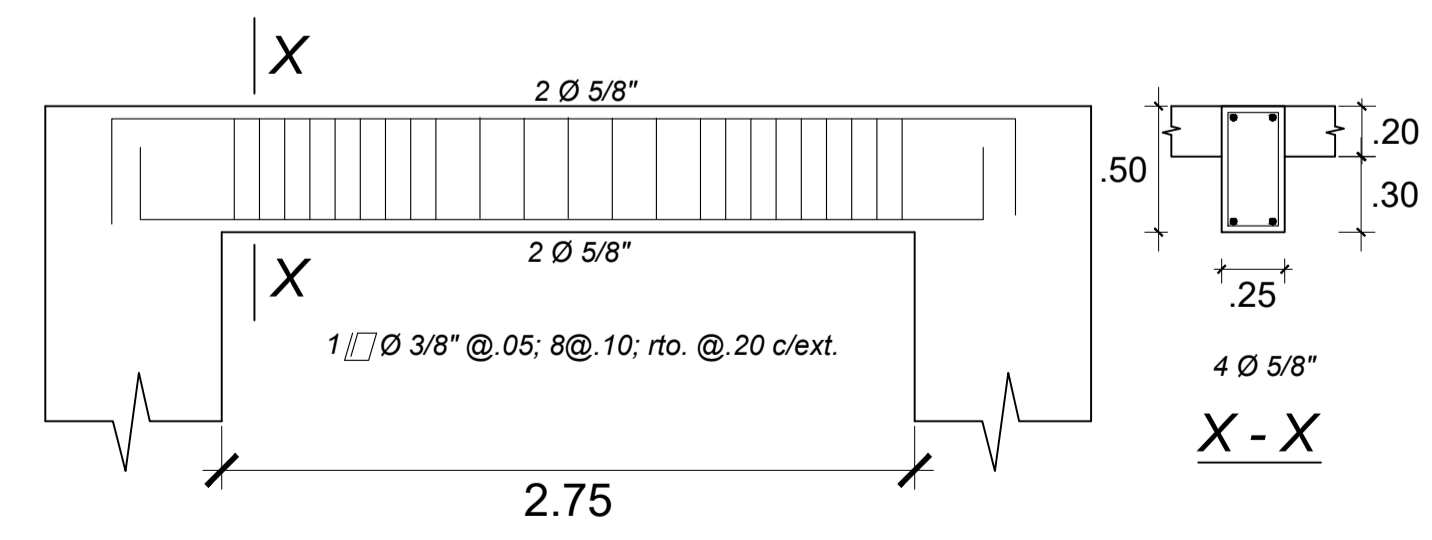
VP-05 (0.25X0.5); (0.2X0.5) (Techo del 5to. piso)



VP-05 (0.25X0.5); (0.2X0.5) (Techo de azotea)

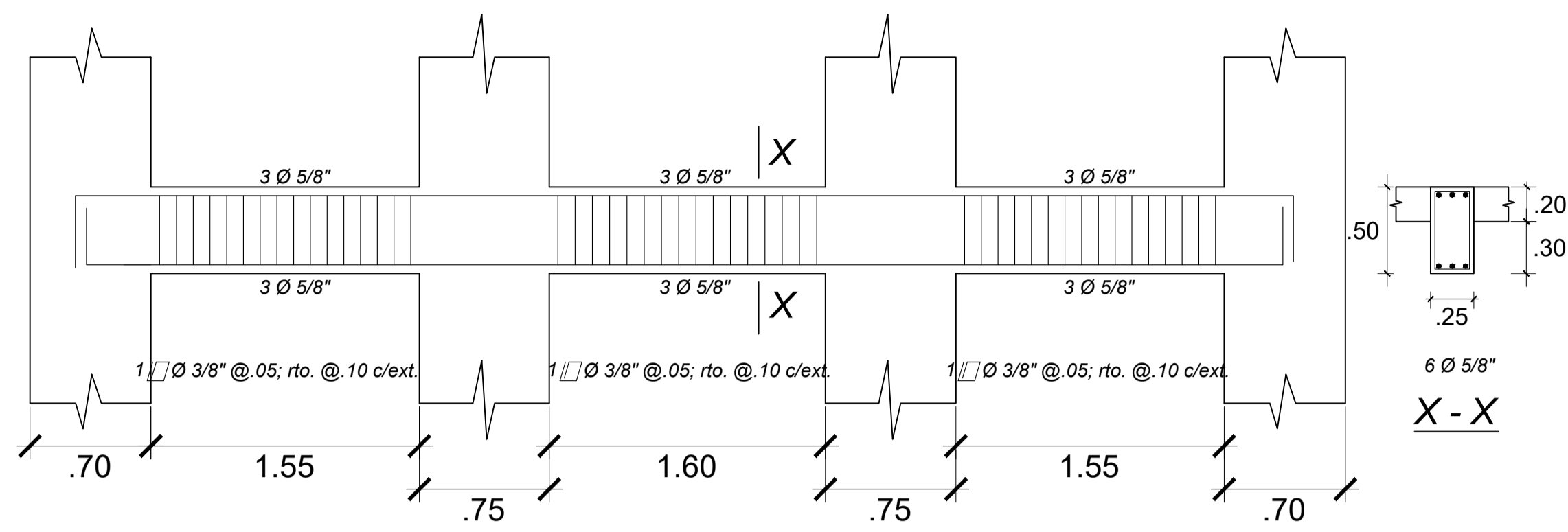


VP-06 (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)

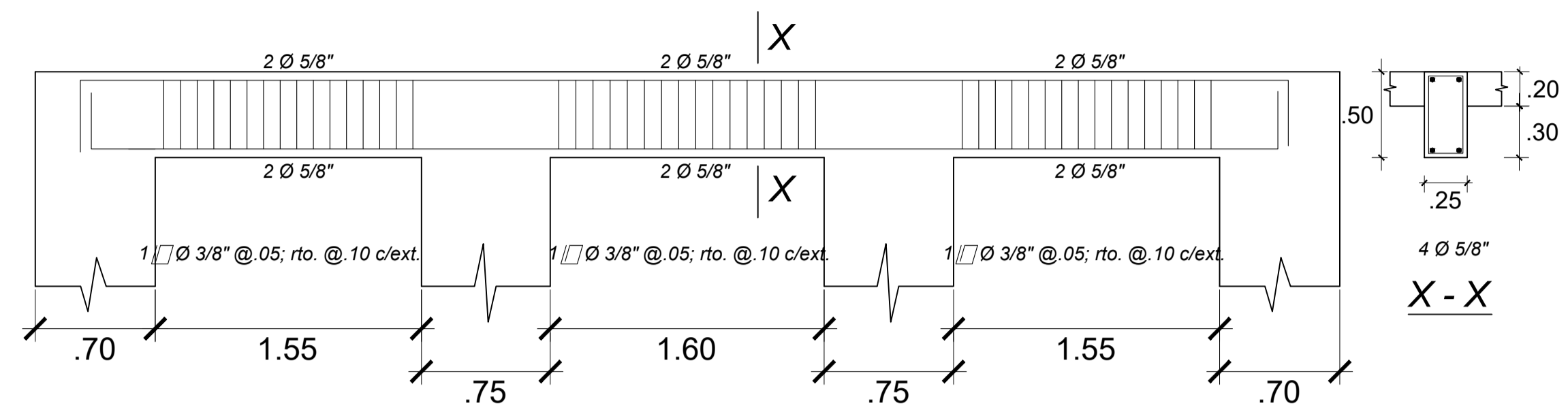


VP-06 (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)

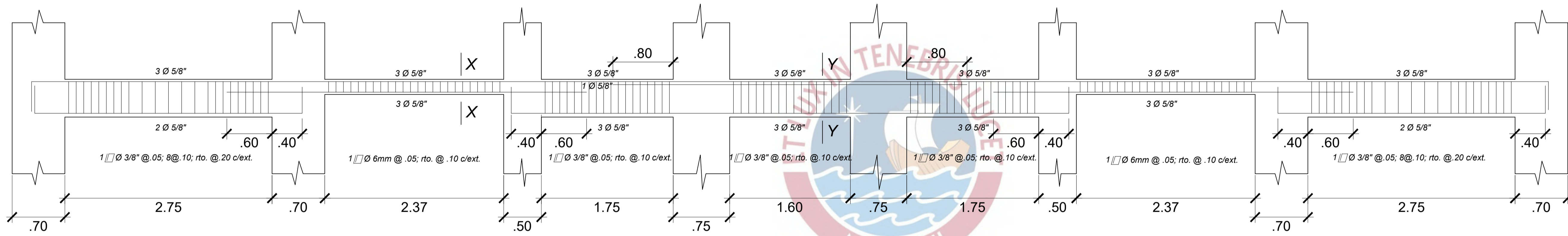
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA E-10
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS		
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/30	FECHA 2020	



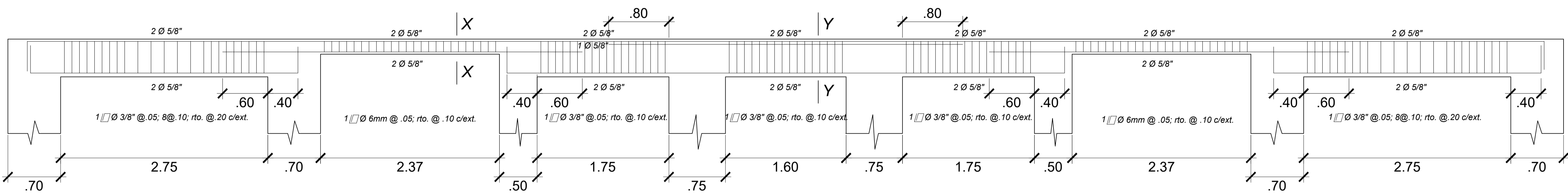
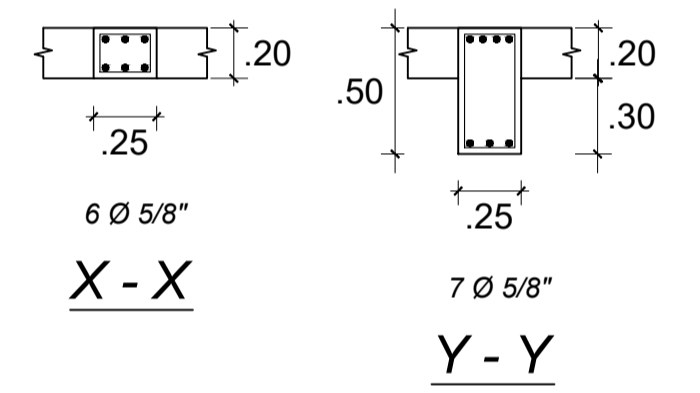
VP-07 (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)



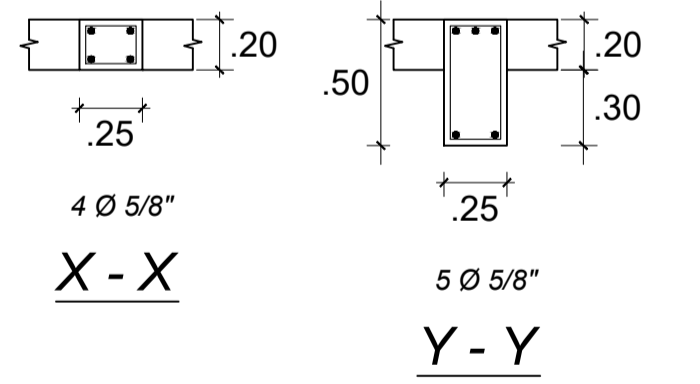
VP-07 (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)



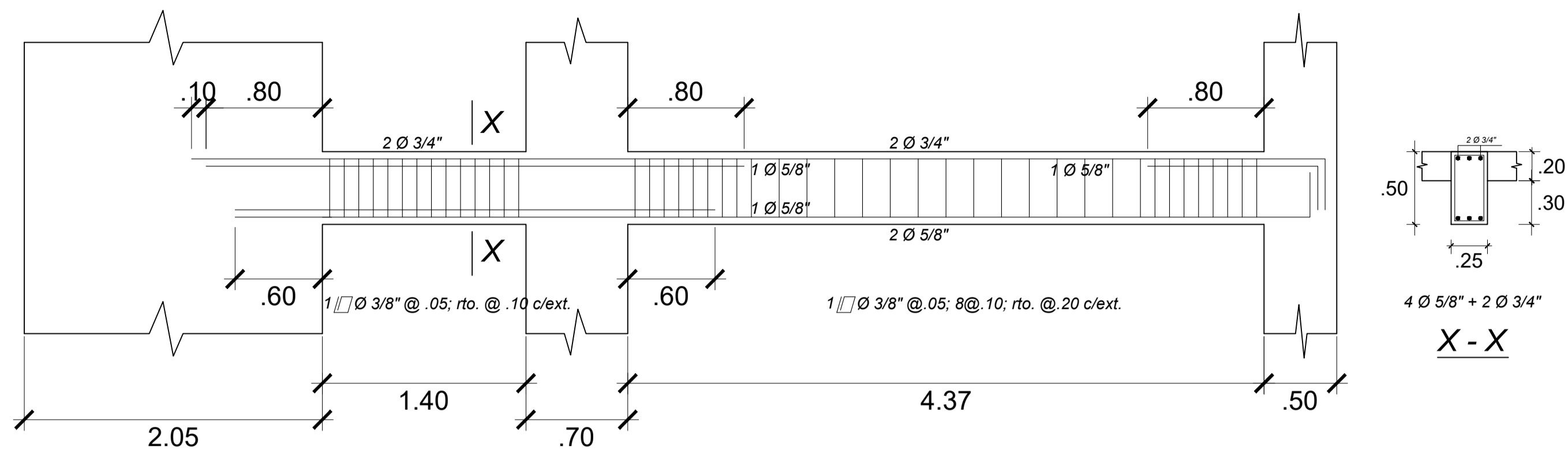
VP-08 (0.25X0.5); (0.25X0.2) (Techo del 1er. al 4to. piso)



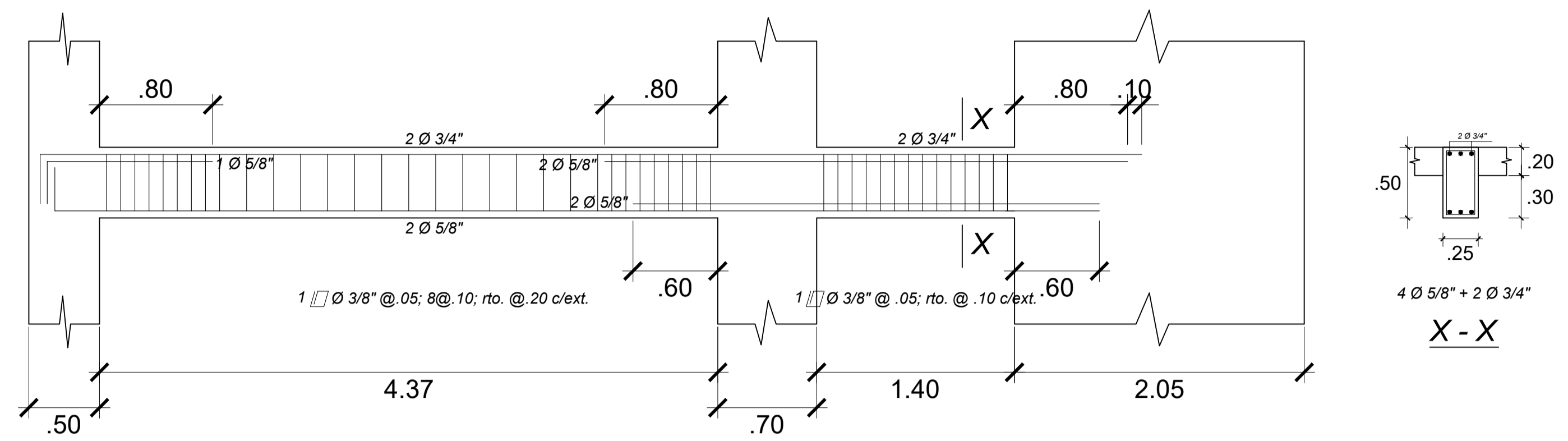
VP-08 (0.25X0.5); (0.25X0.2) (Techo del 5to. piso)



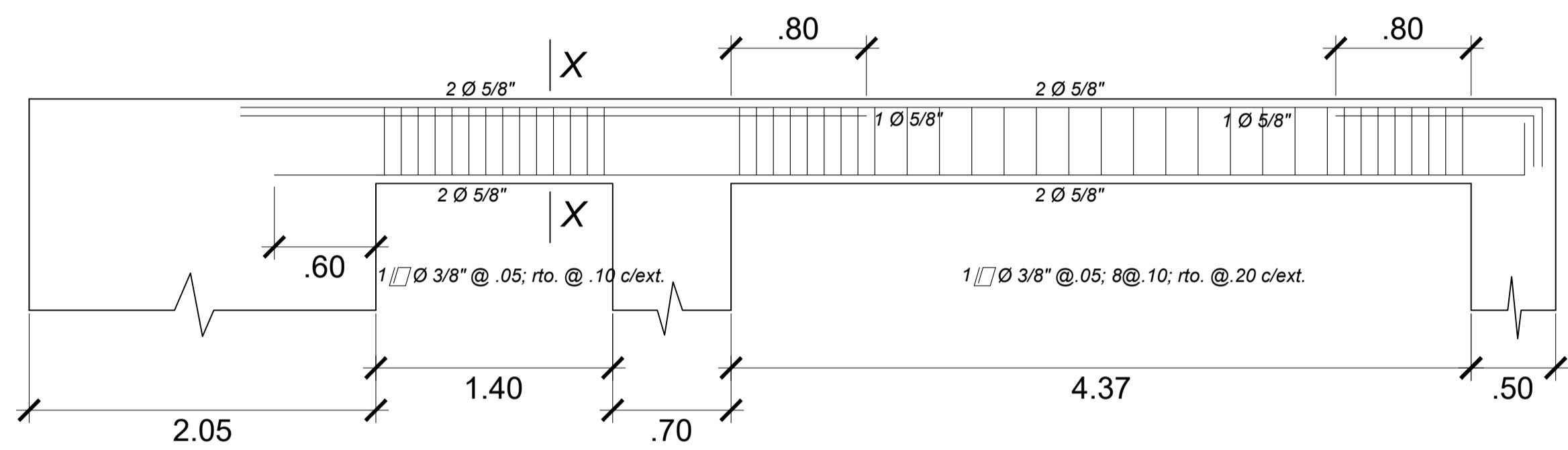
	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS	E-11	
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/30		



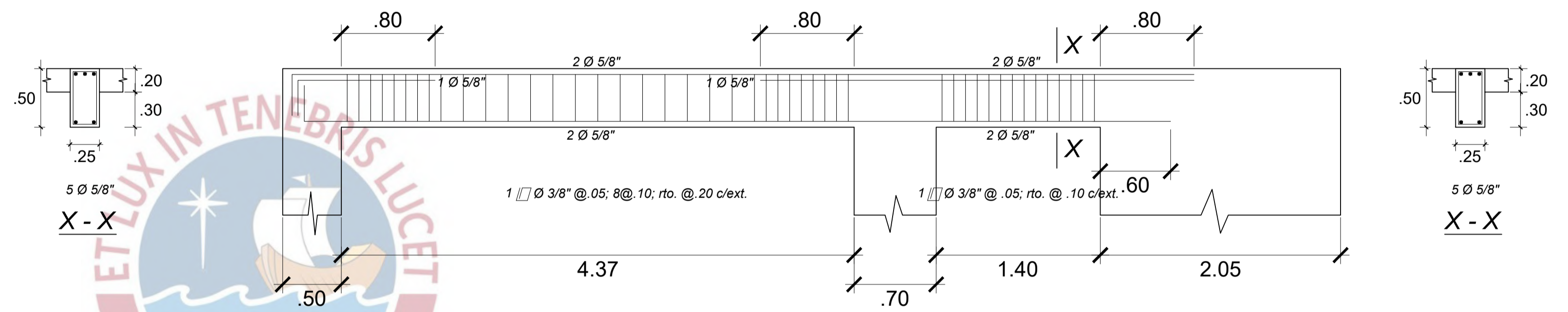
VP-09A (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)



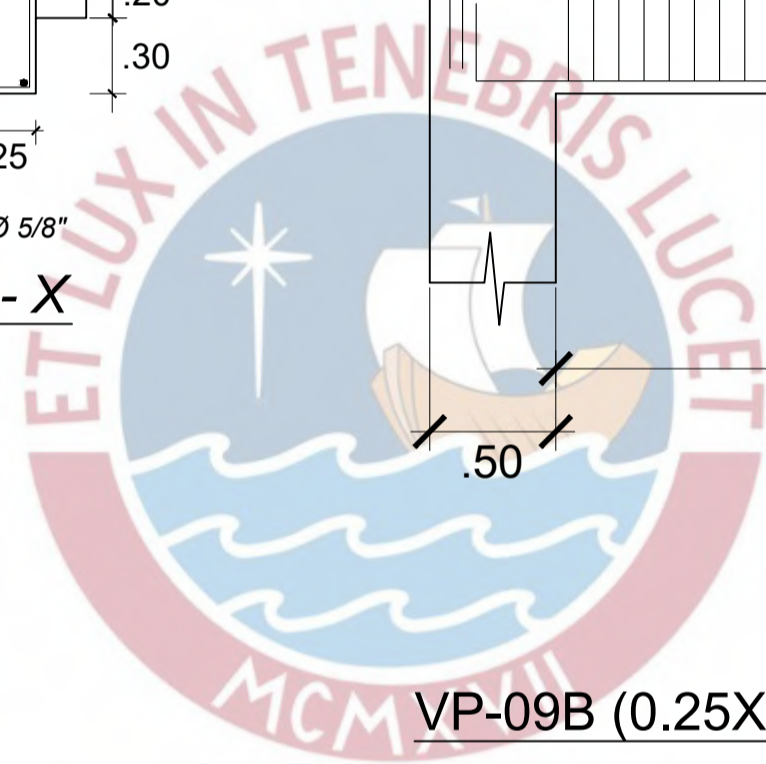
VP-09B (0.25X0.5) (Techo del 1er. al 4to. piso)



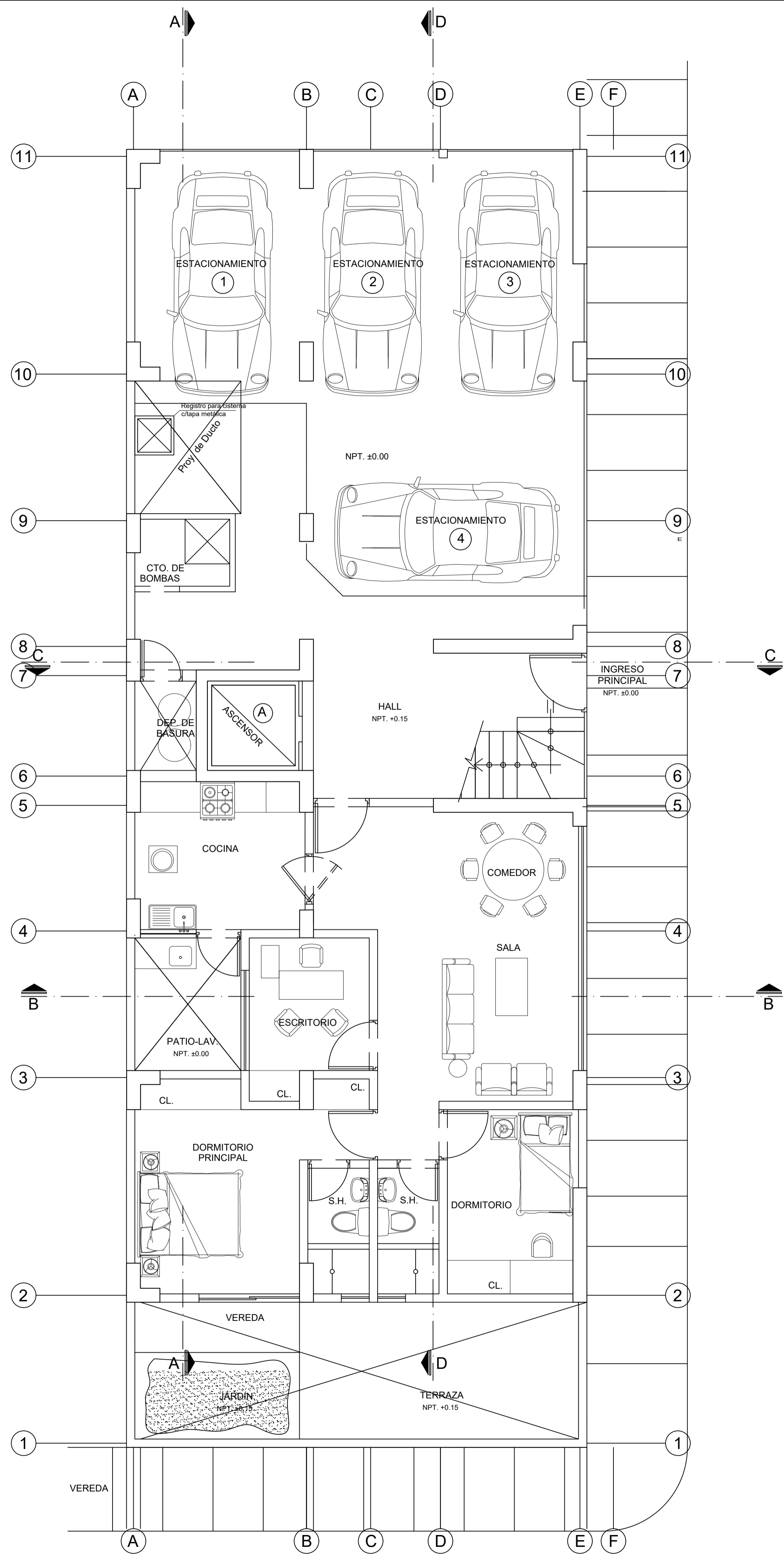
VP-09A (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)



VP-09B (0.25X0.5) (Techo del 5to. piso)

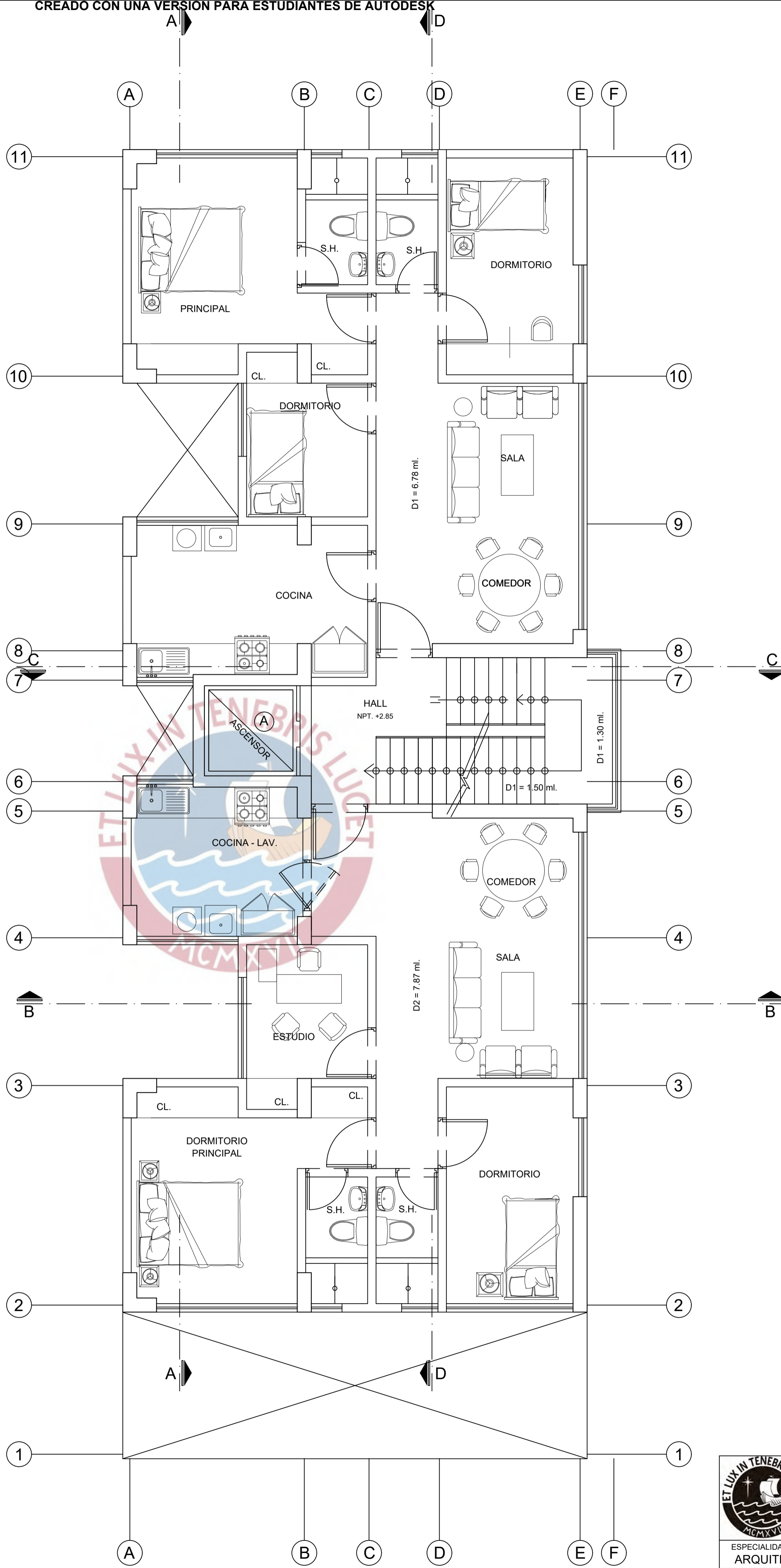


	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS	PLANO VIGAS	E-12	
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/30		



CL. VARSOVIA
PLANTA : 1er PISO

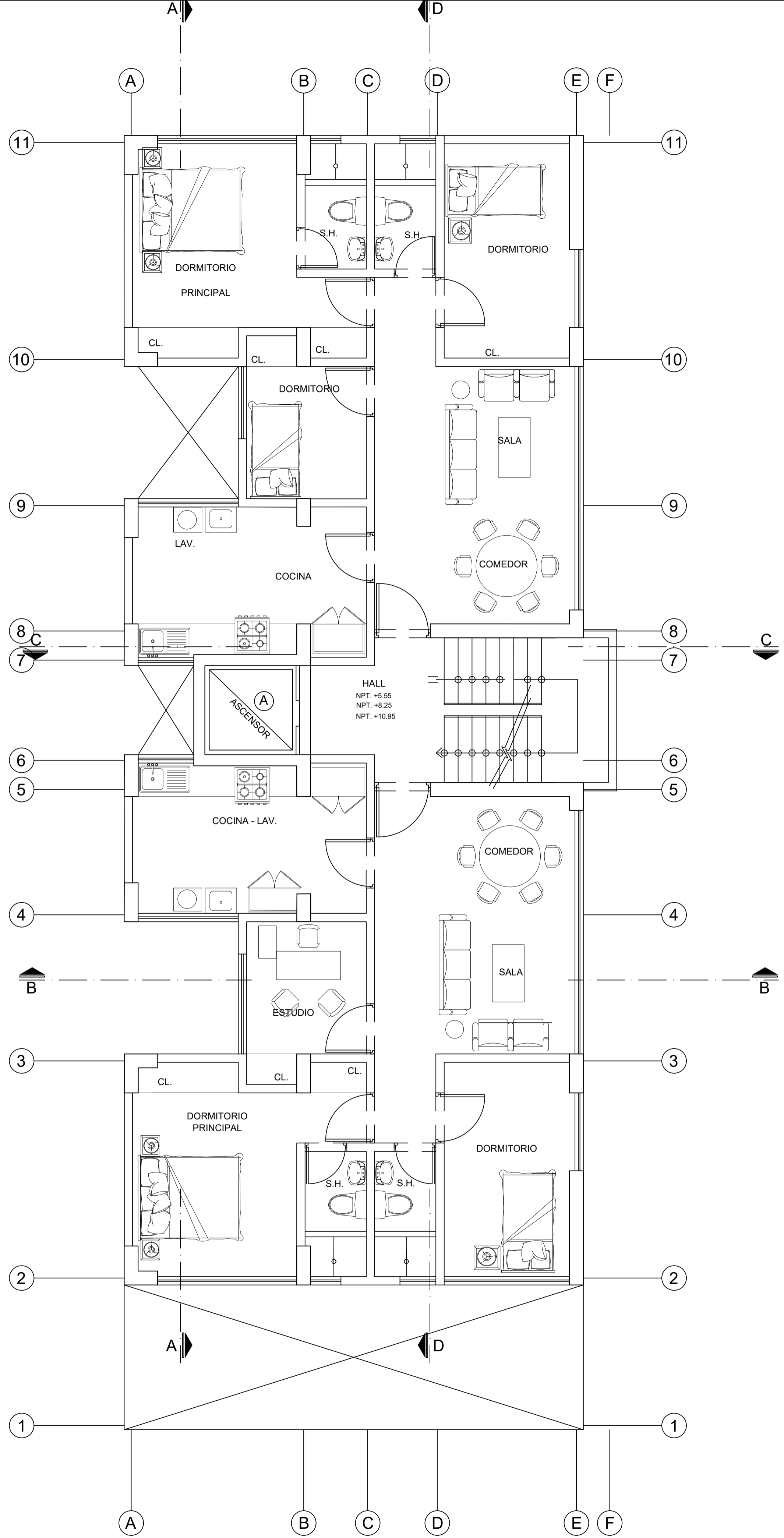
ESCALA : 1 / 50



PLANTA : 2º PISO

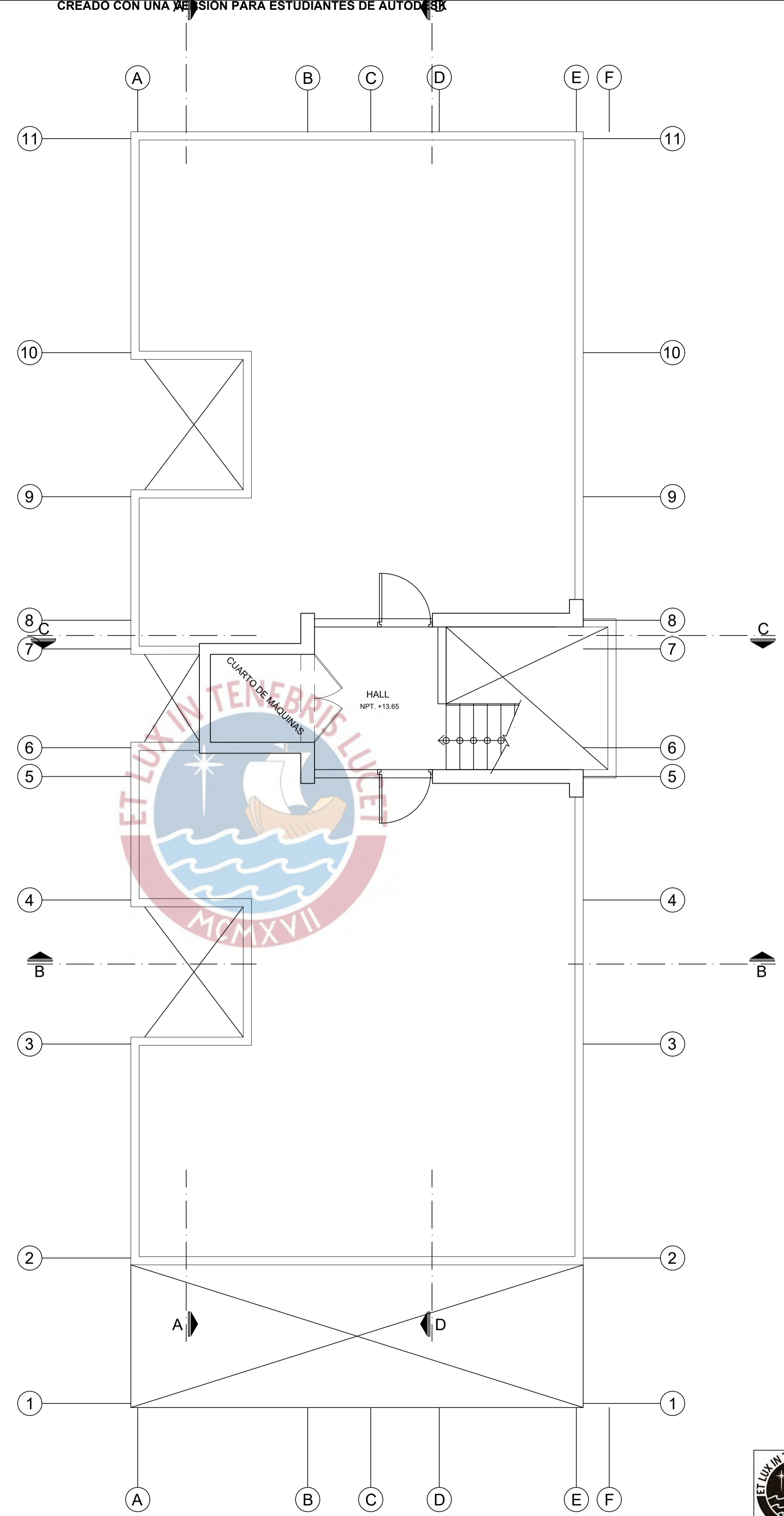
ESCALA : 1 / 50

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA A-01
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	PLANO ARQUITECTURA: PLANTA 1ER Y 2DO PISO		
ASESOR ING. DANIEL QUIUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	



PLANTA : 3ºAL 5º PISO

ESCALA : 1 / 50



AZOTEA

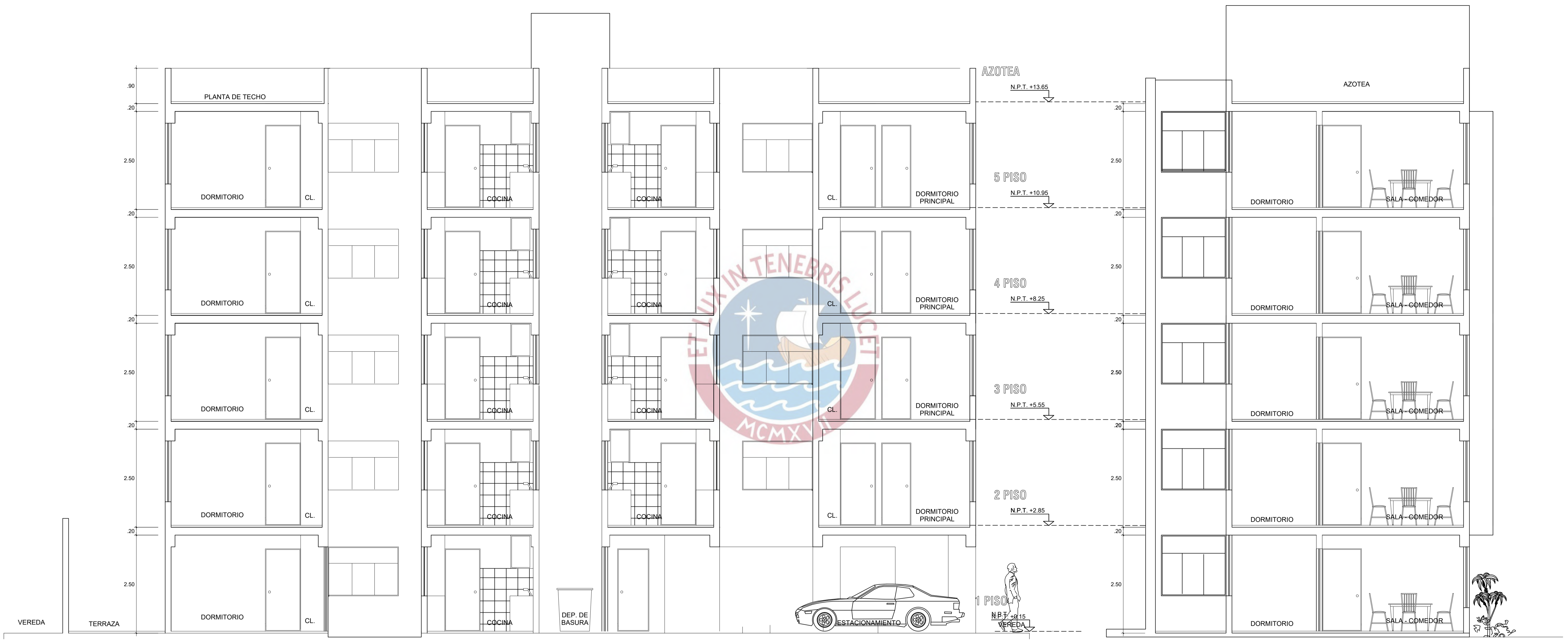
ESCALA : 1 / 50

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA A-02
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	PLANO ARQUITECTURA: PLANTA 3ER A 5TO PISO Y AZOTEA		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

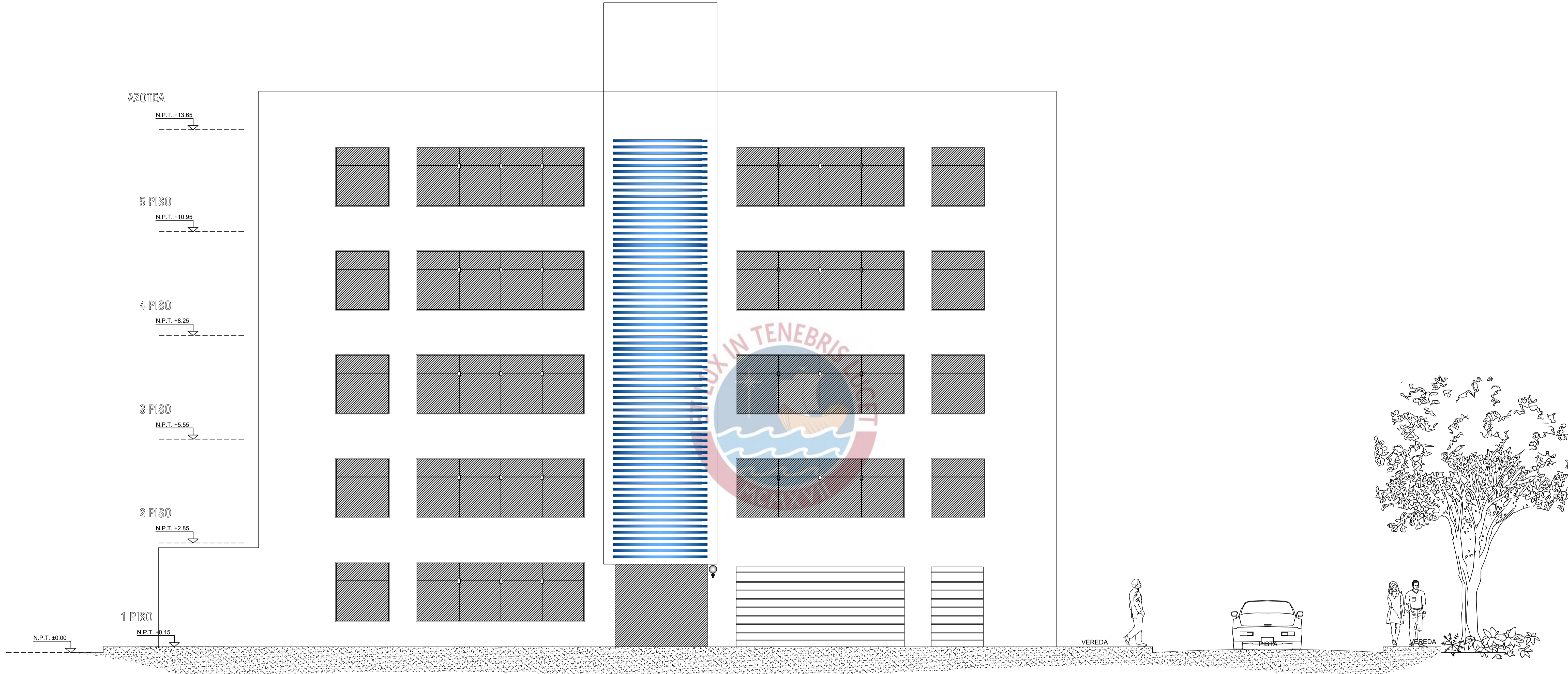
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK



CORTE : A-A
 ESCALA : 1 / 50

CORTE : B-B
 ESCALA : 1 / 50

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA A-03
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	PLANO ARQUITECTURA: CORTES A Y B		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	



ELEVACION LATERAL (Psj. Psj. LUXENBURGO)

ESCALA : 1 / 50

	PROYECTO DE TESIS DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO PISOS EN SURQUILLO		LÁMINA A-04
	PRESENTADO POR EL BACHILLER DIEGO CASAHUAMÁN ORELLANA		
ESPECIALIDAD ARQUITECTURA	PLANO ARQUITECTURA: ELEVACIÓN LATERAL		
ASESOR ING. DANIEL QUIJUN WONG	ESCALA 1/50	FECHA 2020	