

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE OCHO PISOS Y DOS SÓTANOS UBICADO EN
EL DISTRITO DE JESÚS MARÍA**

Tesis para obtener el título profesional de **INGENIERA CIVIL**

Autora:

YESSENIA MAMANI VILLALOBOS

Asesor:

CÉSAR ANTONIO HUAPAYA HUAPAYA

Lima, febrero de 2021

Resumen

El presente proyecto de fin de carrera consiste en el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de ocho pisos y dos sótanos. La primera planta está destinada para áreas comunes y un departamento; las plantas superiores, a departamentos y los sótanos, a estacionamientos. El área del terreno es de 742.5 m^2 y se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María, provincia de Lima. Se ha considerado que el suelo tiene una resistencia de 5 kg/cm^2 . La estructura del edificio consiste en columnas, vigas y placas de concreto armado, el techo es aligerado convencional y macizo en zonas donde se requiera. Los elementos fueron diseñados siguiendo lo estipulado en el reglamento nacional de edificaciones.

En primer lugar, se realizó una estructuración del edificio tratando en lo posible de no modificar la arquitectura y siguiendo criterios de simplicidad y simetría. Luego se pre dimensionaron los elementos estructurales considerando una resistencia del concreto f'_c de 210 kg/cm^2 y siguiendo recomendaciones prácticas de libros escritos por ingenieros civiles de vasta experiencia. Posteriormente se hizo el análisis sísmico y de carga vertical con ayuda del programa ETABS 2017. Se corroboró que las derivas máximas no superaran lo establecido en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente y que el edificio cumpliera con los demás requerimientos de la norma para estructuras ubicadas en la zona 4 de peligro sísmico. Luego, con los resultados del análisis sísmico y de carga vertical, se diseñó los elementos estructurales siguiendo lo estipulado en la norma E.060.

Finalmente, se elaboraron los planos de estructuras correspondientes a la edificación con el detalle de refuerzo en los elementos estructurales de forma que se permita una fácil lectura de ellos y una correcta práctica constructiva.

TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: Diseño estructural de un edificio de concreto armado de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María
ÁREA	: Estructuras
ASESOR	: Ing. César Antonio Huapaya Huapaya
ALUMNA	: Yessenia Mamani Villalobos. Código: 20121678
FECHA	: 3 de diciembre de 2019
MÁXIMO	: 100 páginas

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:


La presente tesis consiste en el análisis sísmico y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María. El área del terreno es de 742.5 m² y tiene una capacidad portante del suelo de 5kgf/cm². El sistema resistente a cargas de sismo estará conformado por placas, columnas, vigas y diafragmas rígidos de concreto armado.

El objetivo principal de este proyecto de tesis es realizar un adecuado diseño estructural de la edificación en cuestión de acuerdo a lo especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones y plasmarlo en planos que tengan un nivel de detalle propio de los planos que son utilizados en la construcción de proyectos reales.

Para lograr lo expuesto anteriormente se seguirá el siguiente plan de trabajo:

- En base a los planos de arquitectura, se realizará una estructuración adecuada del edificio siguiendo criterios de simplicidad y simetría.
- Se predimensionarán los elementos estructurales como losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas considerando una resistencia del concreto $f'c$ de 210 kg/cm².

- Con la estructuración y predimensionamiento definidos anteriormente, se procederá a realizar el análisis por cargas de gravedad y sismo. En el caso del análisis sísmico se realizará un análisis estático y un análisis dinámico de la estructura.
- Se verificará que el dimensionamiento de los elementos sismorresistentes cumplan con lo establecido en la norma E.030.
- Cuando se obtenga resultados satisfactorios en el análisis sísmico, se realizará el diseño de los elementos estructurales siguiendo lo estipulado en la norma E.060 de diseño en Concreto Armado.
- Finalmente, se elaborarán los planos de estructuras correspondientes a la edificación con las especificaciones y detalles del refuerzo de los elementos estructurales de forma que se permita una fácil lectura de ellos y facilite su construcción en obra.



Ing. César Antonio Huapaya Huapaya

Agradecimientos

A Dios por cada día de vida.

A mi padre, quien me guía desde el cielo y siempre fue ejemplo de perseverancia y constancia.

A mi madre por su apoyo, ejemplo y amor incondicional.

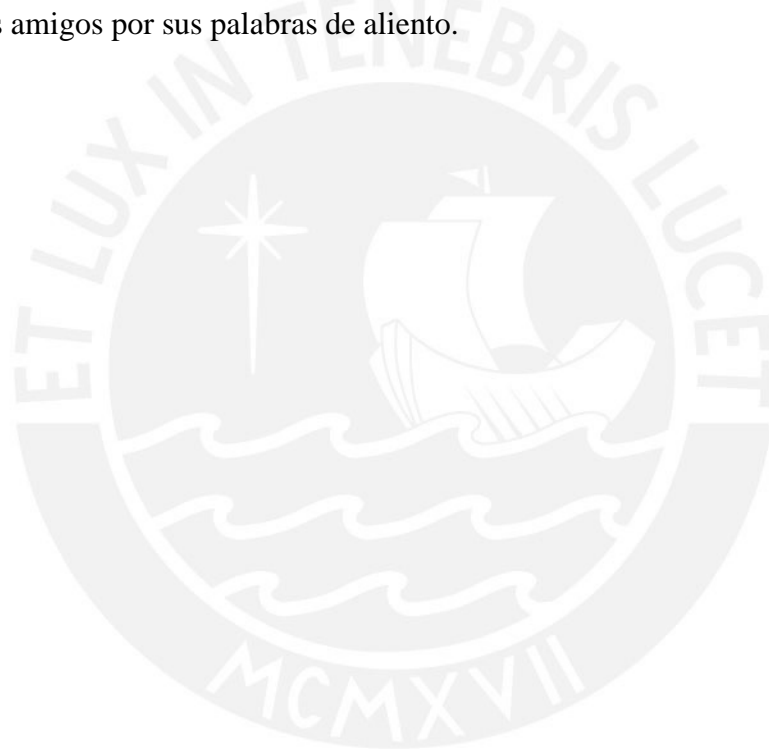
A mi hermana por su ayuda y disposición a lo largo de estos años.

Al ingeniero Huapaya por su buena disposición a guiarme durante este proceso.

A Sebastiana y Epifanio, quienes desde el cielo me observan y protegen.

A mis abuelos y tíos, quienes siempre alentaron mis decisiones.

A mis buenos amigos por sus palabras de aliento.



Contenido

Lista de figuras	v
Lista de tablas	viii
1. Introducción.....	1
2. Estructuración.....	2
3. Pre-dimensionamiento	8
4. Metrado de cargas.....	10
5. Análisis sísmico y de carga vertical	11
5.1. Generalidades.....	11
5.2. Modelo para el análisis	12
5.3. Análisis estático	16
5.4. Análisis dinámico.....	18
5.5. Análisis de resultados	19
6. Diseño de elementos estructurales.....	22
6.1. Diseño de losas aligeradas	22
6.1.1. Consideraciones para el diseño por flexión	23
6.1.2. Consideraciones para el diseño por cortante	26
6.1.3. Consideraciones para el control de deflexiones	26
6.1.4. Ejemplo de diseño de aligerado	28
6.2. Diseño de losas maciza	34
6.2.1. Consideraciones para el diseño por flexión	34
6.2.2. Consideraciones para el diseño por cortante	35
6.2.3. Consideraciones para el control de deflexiones.	35
6.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza	36
6.3. Diseño de vigas	40
6.3.1. Consideraciones para el diseño por flexión	41
6.3.2. Consideraciones para el diseño por cortante	43
6.3.3. Consideraciones para el control de deflexiones y fisuración	45
6.3.4. Ejemplo de diseño de viga.....	45
6.4. Diseño de columnas	58
6.4.1. Consideraciones para el diseño.....	58
6.4.2. Ejemplo de diseño de columna.....	61
6.5. Diseño de placas	67
6.5.1. Consideraciones para el diseño.....	67
6.5.2. Ejemplo de diseño de placa	68
6.6. Diseño de cimentación.....	75

6.6.1.	Consideraciones generales para el diseño	75
6.6.2.	Ejemplos de diseño de cimentaciones	77
6.6.2.1.	Zapata aislada.....	77
6.6.2.2.	Zapata combinada	81
6.6.2.3.	Zapata conectada.....	88
6.7.	Diseño de muros de sótano	92
6.7.1.	Ejemplo de diseño	92
6.8.	Diseño de escaleras	95
6.8.1.	Ejemplo de diseño	95
7.	Comentarios y conclusiones	97
8.	Bibliografía.....	100



Lista de figuras

Figura 1: Planta de arquitectura para sótano 1. (ver anexo 1)	2
Figura 2: Planta de arquitectura para típicos. (ver anexo 2)	2
Figura 3: Dimensiones del vacío en planta típica	3
Figura 4: Esquema del efecto de torsión.	4
Figura 5: Casos posibles para excentricidad accidental.	5
Figura 6: Encofrado para piso típico.	6
Figura 7: Encofrado techo sótano 2.	7
Figura 8: Vista en 3D del modelo en ETABS	13
Figura 9: Vista en 3D del modelo en ETABS	13
Figura 10: Vista en planta del piso típico del modelo en ETABS.....	14
Figura 11: Vista en planta del techo del sótano 2.....	15
Figura 12: Factor de amplificación sísmica.....	18
Figura 13: Sección transversal de vigueta típica, dimensiones en metros.....	22
Figura 14: Esquema de la sección analizada	23
Figura 15: Reglas prácticas para el corte del refuerzo en viguetas.	25
Figura 16: Deflexiones máximas admisibles según la norma E.060.....	27
Figura 17: Inercias efectivas para tramos continuos	28
Figura 18: Ubicación de vigueta diseñada en el ejemplo.	28
Figura 19: Planta de arquitectura sobre encofrado	28
Figura 20: Esquema de la vigueta analizada.	29
Figura 21: Diagrama de momentos flectores de la vigueta del ejemplo.	30
Figura 22: Momento negativo a la cara derecha del primer apoyo	30
Figura 23: Momento negativo a la cara izquierda del primer apoyo.....	31
Figura 24: Diagrama de fuerzas cortantes de la vigueta del ejemplo.....	31
Figura 25: Deformada para cargas en servicio	32
Figura 26: Diagrama de momentos flectores para cargas en servicio.	32
Figura 27: Diseño final de la vigueta del ejemplo.....	33
Figura 28: Ubicación de la losa diseñada en el ejemplo.....	36
Figura 29: Planta de arquitectura sobre encofrado.	37
Figura 30: Modelo de la losa en Sap2000.	37
Figura 31: Momentos M11 (acero en dirección X) en la losa.	38
Figura 32: Momentos M22(acero en dirección Y) en la losa.	38
Figura 33: Cortante V13 (dirección X) de la losa.	39
Figura 34: Cortante V23 (dirección Y) de la losa.	39
Figura 35: Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo.	42
Figura 36: Consideraciones para cortante por capacidad.	45
Figura 37: Ubicación en planta de la viga del ejemplo	46
Figura 38: Planta de arquitectura sobre encofrado	46
Figura 39: DMF para sismo (tonf-m)	49
Figura 40: DMF para carga muerta (tonf-m).....	49
Figura 41: DMF para carga viva (tonf-m).....	50
Figura 42: DMF para carga muerta del pórtico (tonf-m).....	50
Figura 43: Envoltorio de momentos en primer tramo (ton.m)	51
Figura 44: Envoltorio de momentos en segundo tramo (ton.m).....	51
Figura 45: Envoltorio de momentos en tercer tramo.....	51
Figura 46: DFC para sismo (tonf).....	53

Figura 47: DFC para carga muerta (tonf)	54
Figura 48: DFC para carga viva (tonf)	54
Figura 49: Envoltente de cortantes en primer tramo (tonf)	55
Figura 50: Envoltente de cortantes para segundo tramo (tonf).....	55
Figura 51: Envoltente de cortantes para tercer tramo (tonf).....	55
Figura 52: Refuerzo para la viga del ejemplo.....	57
Figura 53: Continuación de figura 52.....	58
Figura 54: Continuación de figura 53.....	58
Figura 55: Diagrama de interacción	59
Figura 56: Consideraciones para el diseño por capacidad.....	61
Figura 57: Ubicación de la columna diseñada en el ejemplo.	61
Figura 58: Sección de la columna diseñada en el ejemplo.	61
Figura 59: Convención de signos para elementos tipo Frame y Pier en Etabs.....	62
Figura 60: Ejes locales de la columna diseñada.	63
Figura 61: Configuración de aceros final.	64
Figura 62: Diagrama de interacción para M2.	64
Figura 63: Diagrama de interacción para M3.	65
Figura 64: Mn para cortante por capacidad.	65
Figura 65: Configuración del refuerzo para columna del ejemplo.....	66
Figura 66: Ubicación de placa diseñada en el ejemplo.	69
Figura 67: Configuración de refuerzo longitudinal.	71
Figura 68: Diagrama de interacción para momentos alrededor del eje 3.	71
Figura 69: Diagrama de interacción para momentos alrededor del eje 2.	71
Figura 70: Obtención de factor de amplificación para la cortante.	72
Figura 71: Refuerzo para la placa del ejemplo.	74
Figura 72: Sección crítica para cortante por punzonamiento.	76
Figura 73: Sección crítica para cortante.	76
Figura 74: Consideraciones para el diseño por flexión.	77
Figura 75: Ubicación de la zapata aislada diseñada en el ejemplo.....	77
Figura 76: Ejes locales de la columna en el programa Etabs	78
Figura 77: Diseño final de la zapata del ejemplo.	81
Figura 78: Ubicación de la zapata combinada diseñada en el ejemplo.	81
Figura 79: Ejes locales asignados a la combinación de las columnas en el programa Etabs	82
Figura 80: Área crítica a $d/2$ de la cara de la columna.	84
Figura 81: Modelo de la zapata combinada como viga de 1m de ancho para diseño por cortante.	85
Figura 82: Diagrama de fuerza cortante de la viga.....	85
Figura 83: Diagrama de momentos correspondiente a la viga de la figura 86.	86
Figura 84: Modelo de la zapata combinada en Sap2000.	86
Figura 85: Momentos en los puntos de interés para la zapata combinada.	87
Figura 86: Diseño final de la zapata combinada del ejemplo.....	87
Figura 87: Esquema de una zapata conectada.	88
Figura 88: Esquema y ubicación de la zapata diseñada en ejemplo.....	89
Figura 89: Esquema para diseño inicial de la zapata.....	89
Figura 90: Sección crítica a $d/2$ de la cara.....	90
Figura 91: Reacción en zapata interior.	91
Figura 92: Vista en planta del diseño final de la zapata del ejemplo.	92
Figura 93: Elevación de la viga de cimentación del ejemplo.	92
Figura 94: Carga distribuida debido al empuje de tierra.	93

Figura 95: Diagrama de momentos flectores debido al empuje de tierra.....	93
Figura 96: Diagrama de fuerza cortante debido al empuje de tierra.	93
Figura 97: Diseño final del muro del ejemplo.....	94
Figura 98: Elevación del tramo de escalera a diseñar en el ejemplo.....	95
Figura 99: Carga muerta sobre escalera.	96
Figura 100: DFC debido a cargas de gravedad.....	96
Figura 101: DMF debido a cargas de gravedad.....	97
Figura 102: Diseño final del tramo de escalera del ejemplo.	97



Lista de tablas

Tabla 1: Peso de materiales utilizados.....	10
Tabla 2: Sobrecargas consideradas.....	10
Tabla 3: Estimación del peso por piso.....	10
Tabla 4: Parámetros para análisis estático.....	16
Tabla 5: Distribución en altura de la fuerza del sismo en dirección X.....	17
Tabla 6: Distribución en altura de la fuerza del sismo en dirección Y.....	17
Tabla 7: Casos tomados en consideración para el análisis dinámico.....	19
Tabla 8: Derivas inelásticas máximas.....	19
Tabla 9: Factores de torsión.....	20
Tabla 10: % de la cortante en la base que reciben las placas para sismo en Y.....	20
Tabla 11: Resultados del análisis modal.....	21
Tabla 12: Factores de escala de sismo para diseño.....	21
Tabla 13: Aceros mínimos para vigueta típica.....	24
Tabla 14: ϕM_n para vigueta típica con refuerzo positivo.....	25
Tabla 15: ϕM_n para vigueta típica con refuerzo negativo.....	25
Tabla 16: Longitudes de anclaje.....	25
Tabla 17: Resistencia a cortante de secciones de vigueta típica.....	26
Tabla 18: Determinación de deflexión y necesidad de contraflecha.....	32
Tabla 19: ϕM_n positivos en sección de 100x20cm para diferentes refuerzos.....	35
Tabla 20: ϕM_n negativos en sección de 100x20cm para diferentes refuerzos.....	35
Tabla 21: Determinación de deflexión total.....	40
Tabla 22: Longitudes de anclaje para diferentes diámetros y f'_c 210 kg/cm ²	42
Tabla 23: Cargas para primer tramo de la viga del ejemplo.....	47
Tabla 24: Cargas para segundo tramo de la viga del ejemplo.....	47
Tabla 25: Cargas para tercer tramo de la viga del ejemplo.....	48
Tabla 26: Momentos resistentes para sección 35x55 y diferentes refuerzos.....	52
Tabla 27: Longitudes de corte para el refuerzo por flexión de la viga del ejemplo.....	53
Tabla 28: Cortante que resisten diferentes configuraciones de estribos.....	56
Tabla 29: Cálculo de parámetro Z.....	56
Tabla 30: Cálculo de la deflexión total del segundo tramo.....	57
Tabla 31: Resultados del análisis para la columna del ejemplo.....	63
Tabla 32: Valores para las diferentes combinaciones de cargas.....	63
Tabla 33: Combinaciones para diseño por capacidad.....	66
Tabla 34: Resultados del análisis para la placa del ejemplo.....	69
Tabla 35: Valores para las diferentes combinaciones de cargas.....	70
Tabla 36: Solicitaciones en la base de la columna.....	78
Tabla 37: Esfuerzo de diseño.....	79
Tabla 38: Solicitaciones a nivel de la base en el centroide de las columnas.....	82
Tabla 39: Esfuerzo de diseño.....	83
Tabla 40: Cargas axiales para C7.....	83
Tabla 41: Valores de las combinaciones de carga axial para C7.....	84
Tabla 42: Solicitaciones en la base de la placa.....	89

1. Introducción

El presente trabajo tiene como finalidad realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María. El terreno tiene un área de 742.5 m^2 , con dimensiones de 16.50 m en la parte frontal y 45 m en la lateral. A partir del techo del primer piso el área techada se reduce a $420 - 448 \text{ m}^2$ debido a un gran vacío de 165.5 m^2 . El edificio tiene los dos sótanos destinados a estacionamientos; la primera planta, a áreas comunes y un departamento; y las plantas superiores para departamentos. La altura de entrepiso típica es de 2.7 m. La estructura cuenta con una escalera que va desde el sótano hasta la azotea y dos ascensores. Las plantas típicas tienen 5 departamentos cada una con áreas entre 47.4 y 91.9 m^2 . (Figuras 1 y 2).

El diseño se realizará conforme a lo estipulado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, específicamente con las normas E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones y E.060 Concreto Armado.

Para la estructuración y pre-dimensionamiento se buscará una distribución sencilla de los elementos estructurales y cumplir con las recomendaciones de la norma y reglas prácticas obtenidas de la bibliografía presentada posteriormente. Se procurará no cambiar la arquitectura ya establecida en los planos y se adaptarán los elementos a la distribución de áreas ya definidas.

Luego del pre-dimensionamiento, se procederá a realizar el modelo en el programa Etabs para analizar el edificio. Se realizará el análisis sísmico y por cargas de gravedad según las indicaciones de la norma E.030 de diseño sismorresistente. Además, el programa SAP2000 se utilizará como herramienta para el diseño de las losas y muros de contención. Se considerará, como material de construcción, concreto armado de resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E = 217000 \text{ kg/cm}^2$, módulo de Poisson $\nu = 0.15$, módulo de corte $G = 94000 \text{ kg/cm}^2$ y peso unitario de 2400 kg/m^3 . Las barras de refuerzo del concreto se considerarán de acero con esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Además, la tabiquería se considerará con un peso por unidad de volumen de 1800 kg/m^3 . La resistencia del suelo del terreno se asumirá como $q_{adm} = 5 \text{ kg/cm}^2$ para el diseño de la cimentación del edificio. El coeficiente de empuje activo del suelo K_a se considera 0.23 y el pasivo K_p 4.4; el peso unitario del suelo se considera $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$.

Finalmente, se procederá a diseñar los elementos estructurales como losas, vigas, columnas, placas, escaleras y cimentaciones de acuerdo con lo estipulado en la norma E.060 Concreto Armado y de una forma en la que se permita una correcta lectura y práctica constructiva. El trabajo concluirá con la elaboración de los planos estructurales que reflejen de forma clara y entendible los resultados del diseño realizado.

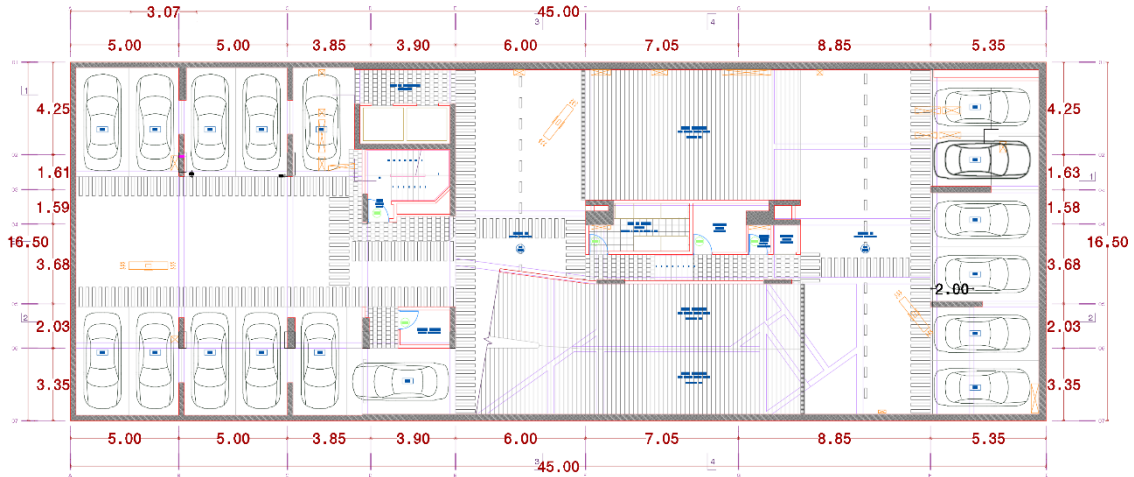


Figura 1: Planta de arquitectura para sótano 1.

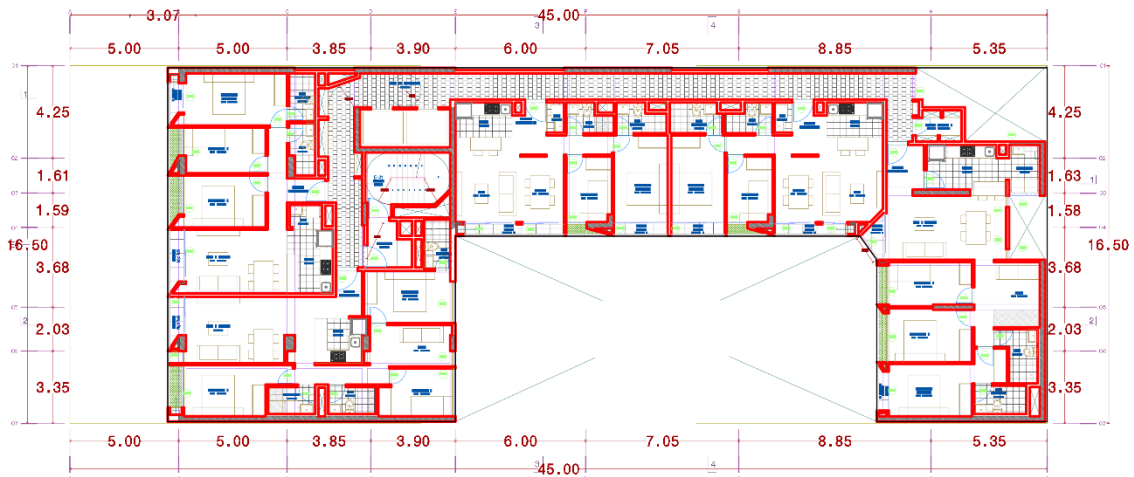


Figura 2: Planta de arquitectura para típicos.

2. Estructuración

La estructuración de una edificación en un país ubicado en una zona sísmica, como lo es Perú, es de extrema importancia, pues se debe definir una forma estructural que esté orientada hacia el buen comportamiento sísmico para resguardar las vidas de las personas que habitarán los edificios. Como menciona Blanco, el diseño está orientado a evitar el colapso de una estructura para un sismo severo, pero aceptando posibilidades de daño, este es el reto para el ingeniero estructural, diseñar una estructura económica, pero cuyo colapso esté controlado de manera de evitar pérdidas de vidas humanas (1994, p. 2).

Los principales criterios para estructurar una edificación, según el libro de Blanco, son simplicidad, pues al evaluar el comportamiento de una estructura se realiza una idealización de los elementos, y mientras más simple la estructura, mayor la posibilidad de predecir su comportamiento; simetría, pues la falta de ella produce efectos torsionales difíciles de analizar; resistencia y ductilidad para garantizar una adecuada transferencia de cargas y además, evitar que se produzcan fallas frágiles; uniformidad y continuidad para evitar concentraciones de esfuerzos; rigidez lateral para controlar las deformaciones laterales; y existencia de diafragma rígido, con el propósito de poder idealizar la estructura como una unidad (1994, pp. 5-13).

La edificación tratada en el presente proyecto de fin de carrera, como se puede apreciar en la figura 3, tiene un gran vacío que ocasiona que el edificio sea clasificado como irregular sin necesidad de hacer un análisis a profundidad, pues se aprecia a simple vista que tendrá la irregularidad en planta definida en la norma E.030 como “Esquina entrante” que se castiga con un factor I_p de 0.9 aplicado al coeficiente de reducción.

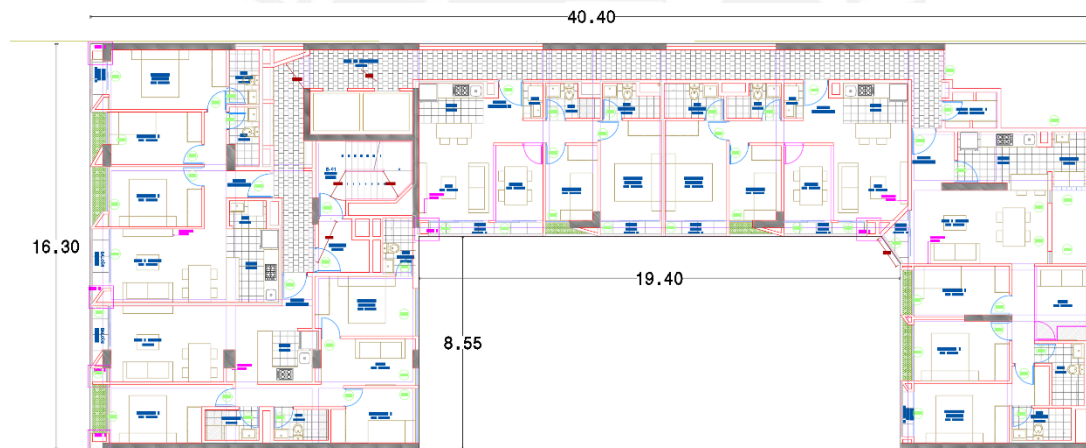


Figura 3: Dimensiones del vacío en planta típica

Entonces, es inevitable que el edificio sea irregular, pero se intentará que no tenga irregularidad en altura I_a y tampoco otra irregularidad en planta con un factor I_p menor a 0.9. De darse el caso de tener I_p menor y además I_a , el coeficiente de reducción se vería afectado aún más y por lo tanto el efecto del sismo sobre la estructura, de acuerdo con las estipulaciones de la E.030, sería mayor.

Las irregularidades en altura se ven controladas manteniendo elementos verticales continuos cuando es posible; por lo tanto, se estructurará el edificio de forma que las secciones de las columnas y placas se mantengan en toda la altura en la medida de lo posible. Para las irregularidades en planta se debe tener en cuenta y tratar de evitar otro problema, la irregularidad torsional. Este problema se presenta cuando el centro de masa

(CM) se encuentra alejado del centro de rigidez (CR), ya que la fuerza de sismo actúa en el CM, pero si este está alejado del CR, la planta sufrirá un efecto de torsión y ocasionará que un extremo de la planta se desplace más que el otro, como se puede apreciar en el esquema de la figura 4. Además de que esta irregularidad es castigada con un factor I_p de 0.75 en caso de que no sea extrema y esto genera mayores solicitaciones en los elementos estructurales, los efectos que ocasiona sobre la estructura no son sencillos de determinar y analizar. En el diseño estructural, se aproxima desde las características de los materiales hasta las dimensiones de los elementos y su comportamiento para poder analizar las estructuras con parámetros sencillos, por ello el efecto de torsión es indeseable, ya que no se conoce con mayor precisión sus efectos sobre la edificación.

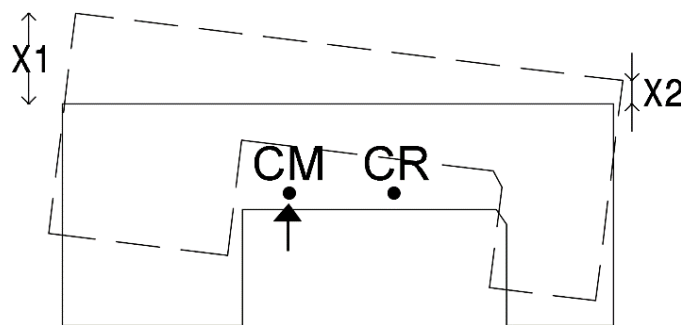


Figura 4: Esquema del efecto de torsión.

La Norma E.030 estipula que la irregularidad torsional está determinada por la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso incluyendo excentricidad accidental. Además, en el acápite 25.5 Excentricidad accidental, se especifica que dicha excentricidad se debe considerar como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección de análisis para el caso más desfavorable. Por lo tanto, para el análisis sísmico se analizarán cuatro casos, ya que el CM puede estar en cuatro posiciones al considerarse excentricidad en ambos sentidos, como se muestra en la figura 5. De los cuatro casos, se tomará el más crítico para continuar con el análisis.

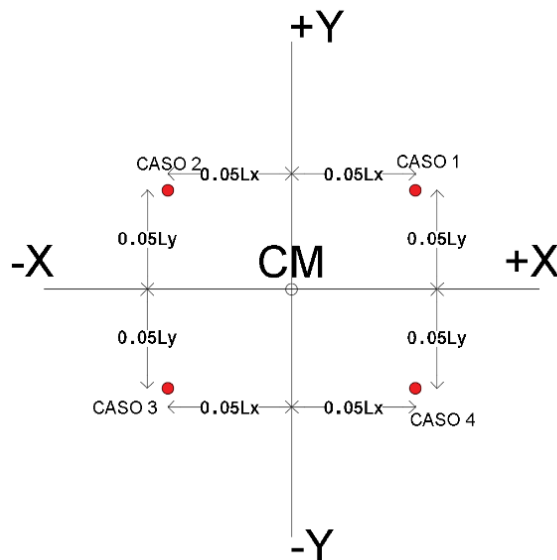


Figura 5: Casos posibles para excentricidad accidental.

El edificio tratado en el presente proyecto no es simétrico; por lo tanto, se debe poner especial atención a la distribución de las placas para evitar que un extremo sea considerablemente más rígido que otro, ya que esto ocasionaría que el CR se desplace hacia los lados. Además, tiene una dimensión equivalente a 2.48 veces la otra; es decir, la dimensión más larga es 40.4 m y esto equivale a una excentricidad de 2.02 m para sismos en la dirección Y. Por lo tanto, el caso crítico para determinar torsión será el de sismo en esa dirección.

La estructuración de un edificio como el del presente análisis, al no ser simétrico y tener una dimensión considerablemente más larga que otra, consiste, principalmente, en un proceso iterativo hasta lograr que el CM esté lo más cercano posible al CR y que se cumpla el límite permitido para derivas en edificios de concreto armado. Para la estructuración que se presenta en las figuras 6 y 7, a continuación, se probó distintas dimensiones y espesores de placas hasta lograr que el factor de torsión sea menor que 1.3 para los cuatro posibles casos mostrados en la figura 5, para efectos del presente proyecto se denominará eje X al de la dimensión más larga y eje Y al de la dimensión más corta. En el capítulo de Análisis sísmico se presenta con mayor detalle y cálculos lo explicado en las líneas anteriores.

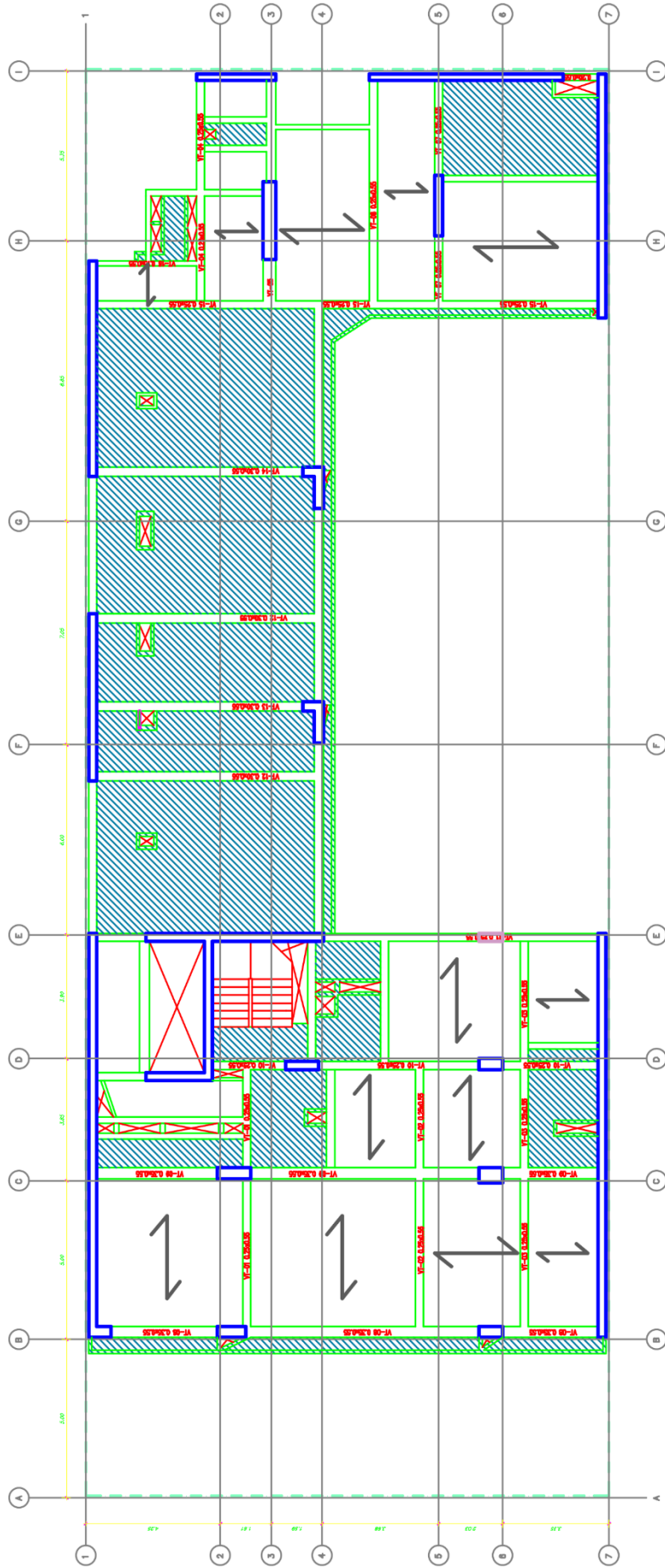


Figura 6: Encofrado para piso típico.

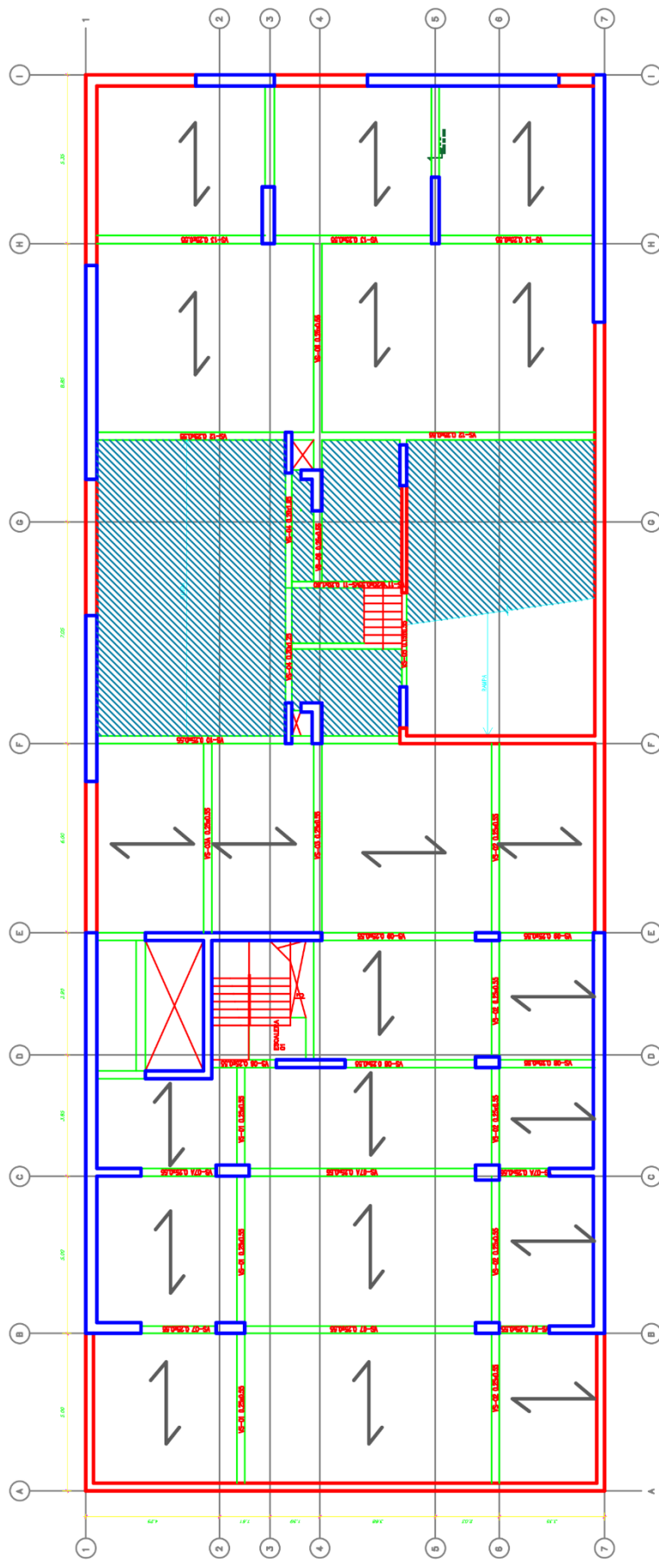


Figura 7: Encofrado techo sótano 2.

3. Pre-dimensionamiento

Los elementos estructurales se pre dimensionaron utilizando criterios generales recomendados principalmente en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.

✓ Losas aligeradas y macizas

Para el caso de aligerados se sugiere los siguientes peraltes:

h=17 cms luces menores de 4 m

h=20 cms luces comprendidas entre 4 y 5.5 m

h=25 cms luces comprendidas entre 5 y 6.5 m

h=30 cms luces comprendidas entre 6 y 7.5 m

La edificación estudiada tiene luces de máximo 5 m para los paños del encofrado típico; por lo tanto, se escogió como espesor de aligerados el de 20 cm. Cabe mencionar que, a pesar de no existir tramos de losa muy largos o cargados al punto de que sea necesario el uso de losa maciza en los pisos típicos, en la zona de baños se colocan tuberías de desagüe de 4" de diámetro y esto ocasiona que se complique su instalación en los 5 cm de concreto que tiene el aligerado de 20cm. Por lo tanto, en las zonas donde haya baños se decidió colocar losa maciza de 20cm. De igual manera, se ha colocado losas macizas en los volados ya que son de un ancho aproximadamente de 50cm y los ladrillos típicos tienen largo de 30cm, lo cual hace que sea poco eficiente el uso aligerado pues se tendría que romper ladrillos para llegar al ancho de arquitectura de 50cm. En el caso del encofrado de techo del sótano 1, se utilizará losas macizas en las zonas donde haya jardín, pues el peso adicional de tierra y agua pueden hacer que una losa aligerada se defleccione más allá del límite permisible, a pesar de estar en el rango de luces libres recomendado para ese espesor de losa. También se utilizará losa maciza para la rampa de acceso vehicular.

✓ Vigas

Las vigas del edificio tienen luces libres en su mayoría menores que 6.5 m; por ello, tomando como referencia la recomendación de peralte del orden de *luz libre/ 10 ó luz libre/ 12*, se consideran peraltes de 55 cm. Para el caso de vigas en los ejes B y C, al tener luces de 7.35 m, siguiendo la recomendación anterior, debería usarse un peralte de 60 cm. En este caso, se debe tomar en cuenta un limitante adicional que es la mínima altura libre permitida de 2.10 m medida desde el piso terminado hasta el fondo de viga que especifica la Norma A.010 CONDICIONES GENERALES DE DISEÑO del RNE. La altura de

entrepiso de este edificio es de 2.70 m, lo cual permite como máximo un peralte de viga de 55 cm. Este peralte máximo equivale a $L/13$, por lo tanto, se ha considerado inicialmente que este valor es aceptable y se verificará en el capítulo de Diseño de vigas que se cumpla con todos los requerimientos que la norma estipula para estos elementos estructurales. Para el ancho de vigas se recomienda utilizar 0.3 a 0.5 del peralte de esta, con un mínimo de 25 cm para aquellas que formen parte de pórticos resistentes a sismos; por lo tanto, se considerarán anchos de 25, 30 y 35 cm para las vigas principales, dependiendo del espesor de los elementos verticales a los que llegan. En el caso de las vigas chatas que delimitan las losas macizas o que se han colocado para cargar tabiques que están orientados en la misma dirección que los aligerados, se considerará un ancho entre 20 y 40 cm dependiendo de la longitud del elemento y de sus respectivas cargas.

✓ Columnas

El edificio diseñado es clasificado como de muros. En este tipo de estructuras, las fuerzas de sismo son resistidas casi en su totalidad por las placas. Entonces, las solicitaciones en las columnas son principalmente debidas a las cargas de gravedad. La recomendación para estos elementos verticales es que la columna en servicio no debe trabajar con más del 45% de su resistencia a compresión. Por lo tanto, se hizo un metrado aproximado de la carga que recibe cada columna en su base, considerando un peso de 1 ton/m^2 en el área tributaria respectiva y se procedió a determinar el área de la sección necesaria, luego se verificó que dicha área sea menor o igual a las de las columnas propuestas en los planos de arquitectura. Como se mencionó en el capítulo anterior, se ha tratado de mantener la continuidad de los elementos verticales para no generar concentraciones de esfuerzos en las zonas de cambio de sección.

✓ Placas

Como se mencionó anteriormente, en este tipo de estructuras los efectos de sismo son resistidos casi en su totalidad por las placas, lo que hace que sus dimensiones no dependan principalmente de las cargas de gravedad que reciben. En este sentido, sólo se tomó en cuenta la sugerencia de 15cm como espesor mínimo para muros convencionales. El espesor de las placas de los primeros pisos se mantuvo como lo sugería la planta de arquitectura en 25 cm para las ubicadas en los ejes 1 y 7. Para las placas ubicadas en el eje I se ha considerado espesor de 20 cm debido a que, como se explicó en el capítulo Estructuración, las dimensiones y espesores de las placas fueron variando en un proceso iterativo hasta lograr que no se presente irregularidad por torsión.

4. Medrado de cargas

Con el objetivo de estimar las cargas de gravedad actuantes sobre la estructura se realizó un medrado manual del edificio, tomando en cuenta los siguientes pesos de los materiales obtenidos del anexo 1: PESOS UNITARIOS de la norma E.020 del RNE.

Tabla 1: Peso de materiales utilizados

Material	Peso	Unidades
Concreto armado	2400	kg/m ³
Losa maciza e= 20 cm	480	kg/m ²
Losa aligerada e= 20 cm	300	kg/m ²
Piso terminado (5 cm)	100	kg/m ²
Jardines	1800	kg/m ³
Tabiquería	1800	kg/m ³

De igual manera, los valores de las sobrecargas aplicadas se obtuvieron del capítulo 3: CARGA VIVA de la misma norma, en la Tabla 3.1.1. En la tabla 2 se muestra un resumen de esta.

Tabla 2: Sobrecargas consideradas.

Lugar	Carga kg/m ²
Azotea	100
Vivienda	200
Sótano	250

El peso aproximado por piso, considerando lo establecido en la norma E.030 de diseño Sismorresistente, en el numeral 4.3 Estimación del Peso (P), se calculó con el total de la carga permanente, más el 25% de la sobrecarga, ya que se trata de una edificación de categoría C, los resultados se presentan en la tabla 3.

Tabla 3: Estimación del peso por piso

PISO	ÁREA	LOSAS (TON)	VIGAS (TON)	COLUMNAS (TON)	PLACAS (TON)	TABIQUERÍA (TON)	JARDINERÍA (TON)	CARGA VIVA(TON)	CARGA MUERTA (TON)	PESO (TON)
Azotea	217	86	40	7	77	9	0	22	220	225
7	471	205	73	20	116	99	30	94	544	567
6	471	204	73	20	116	165	4	94	582	606
5	471	204	73	20	116	165	4	94	582	606
4	471	204	73	20	116	165	4	94	582	606
3	471	204	73	20	116	165	4	94	582	606
2	471	204	73	20	116	165	4	94	582	606
1	88	192	69	20	116	160	3	88	560	582

Sumando los valores de los pesos de cada piso, se obtuvo el peso total de la edificación de 4401 toneladas. Este valor se comparará con el resultado obtenido con el programa Etabs.

5. Análisis sísmico y de carga vertical

5.1. Generalidades

En primer lugar, se realizará el análisis sísmico para efectuar las verificaciones requeridas en la E.030. Se analizará si la estructura cumple con tener derivas menores a las máximas permitidas en la norma para sismo tanto en X como en Y; además, como se ha explicado previamente, en este capítulo se presentarán los cálculos para evaluar la presencia de irregularidades distintas a la que se ha considerado inicialmente, que es la de esquina entrante. Se verificará que no existan irregularidades extremas, ya que el edificio se encuentra en la zona 4 de peligro sísmico y en esta la norma no permite dichas irregularidades.

Para el análisis sísmico se considerará los siguientes parámetros:

- ✓ Factor de zona: $Z=0.45$. Ya que la edificación se encuentra en el distrito de Jesús María, provincia y departamento de Lima, calificado como zona 4 de peligro sísmico. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años.
- ✓ Factor de uso o importancia: $U = 1$. Ya que se trata de un edificio multifamiliar clasificado como Edificaciones comunes (C) en la tabla N°5 del Capítulo III de la NTE E.030.
- ✓ Perfil del suelo: Tipo S1 ($S= 1$), Roca o suelos muy rígidos. Determinado en el estudio de suelos del terreno en el que se ubicará la edificación, ver Tabla N°3 de la NTE E.030.
- ✓ Factor de amplificación sísmica: C , depende del periodo fundamental de la estructura en cada dirección y del tipo de suelo, ya que en la NTE E.030 se define este factor mediante las siguientes fórmulas:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2}$$

Y los valores de T_p y T_L para un suelo tipo S1 son 0.4 seg y 2.5 seg respectivamente.

- ✓ Coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica: $R_o=6$. Valor establecido para edificaciones de concreto armado cuyo sistema estructural sea de muros estructurales.

- ✓ Factores de irregularidad: inicialmente se considerará solo la irregularidad en planta de esquina entrante que puede apreciarse sin necesidad de realizar mayores cálculos.

5.2. Modelo para el análisis

La simplificación de la estructura, para poder analizarla en el programa Etabs, consiste en representar los diferentes elementos reales que componen la edificación mediante elementos ideales que permite el programa. Así, lo primero que se definirá en el modelo creado será el material que se denominará Concreto210, con las siguientes características: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\text{Peso} = 2.4 \text{ ton/m}^3$, $\text{Modulo de elasticidad} = 2170000 \text{ ton/m}^2$. Luego se definirá el Acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $\text{Peso} = 7.85 \text{ ton/m}^3$, y $\text{Módulo de elasticidad} = 20 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$.

El siguiente paso será definir las losas como elementos tipo membrana con un espesor despreciable de 0.0001 m , debido a este espesor tan pequeño, cuando se dibujen las losas de los encofrados, estas no tendrán peso propio y se deberá cargarlas posteriormente. Luego se modelarán las vigas y columnas como elementos tipo *frame* de material Concreto210, previamente definido. Se debe mencionar que para todas las vigas se modificará el valor del factor de rigidez torsional a 0.0001 . Además, se colocará *releases* a las vigas que no puedan desarrollar momento debido a que se apoyan en elementos que no les permiten tener la longitud mínima de anclaje. Las placas se modelan como elementos tipo *Shell* del espesor real que se considera.

Luego, se colocarán las cargas en el modelo, considerando el peso propio en las losas, el piso terminado y la carga viva. Las cargas de los tabiques se colocarán principalmente sobre las vigas y en algunos casos sobre las losas. El peso de los volados, al no estar modelados, se colocará directamente sobre las vigas que los cargan.

Cuando ya se ha modelado toda la estructura, con sus respectivas cargas, se le asigna diafragmas rígidos a los *joints* de cada piso. Este edificio está sobre un suelo tipo 1, es decir un suelo bueno y se puede considerar que los elementos están empotrados en su base. Además, debido a que el edificio tiene dos sótanos, se restringirá el desplazamiento de ellos mediante apoyos simples en los muros de contención.

El modelo siguiente es el resultado de haber analizado diferentes longitudes y espesores para las placas de modo que se reduzca la irregularidad torsional y el factor respectivo sea menor que 1.3.

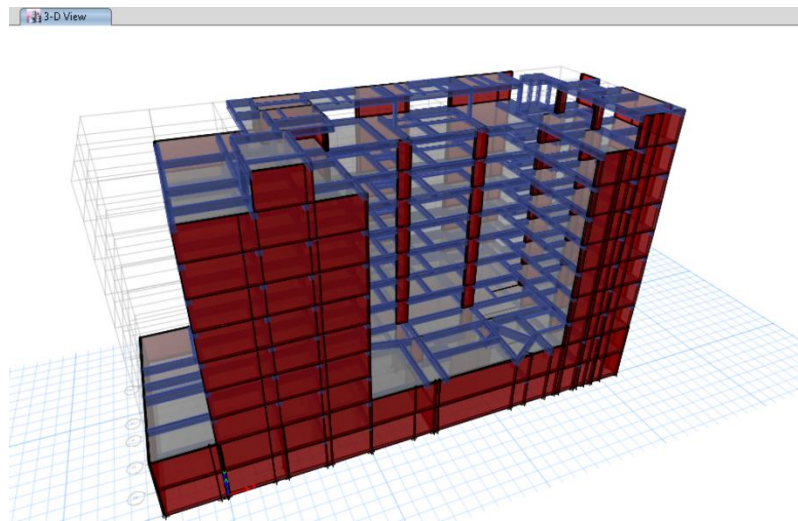


Figura 9: Vista en 3D del modelo en ETABS

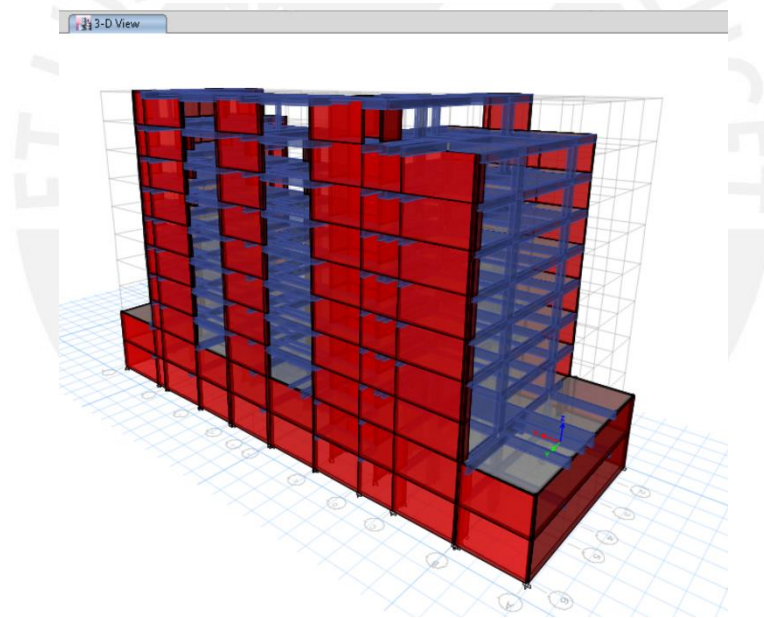


Figura 8: Vista en 3D del modelo en ETABS

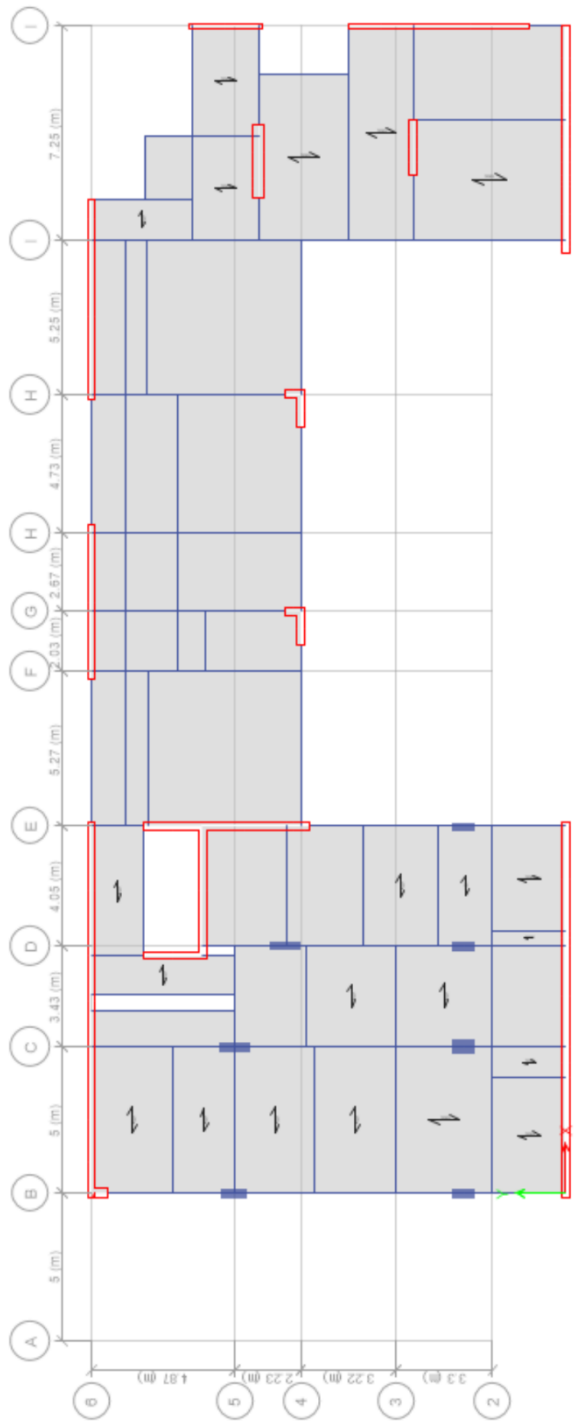


Figura 10: Vista en planta del piso típico del modelo en ETABS

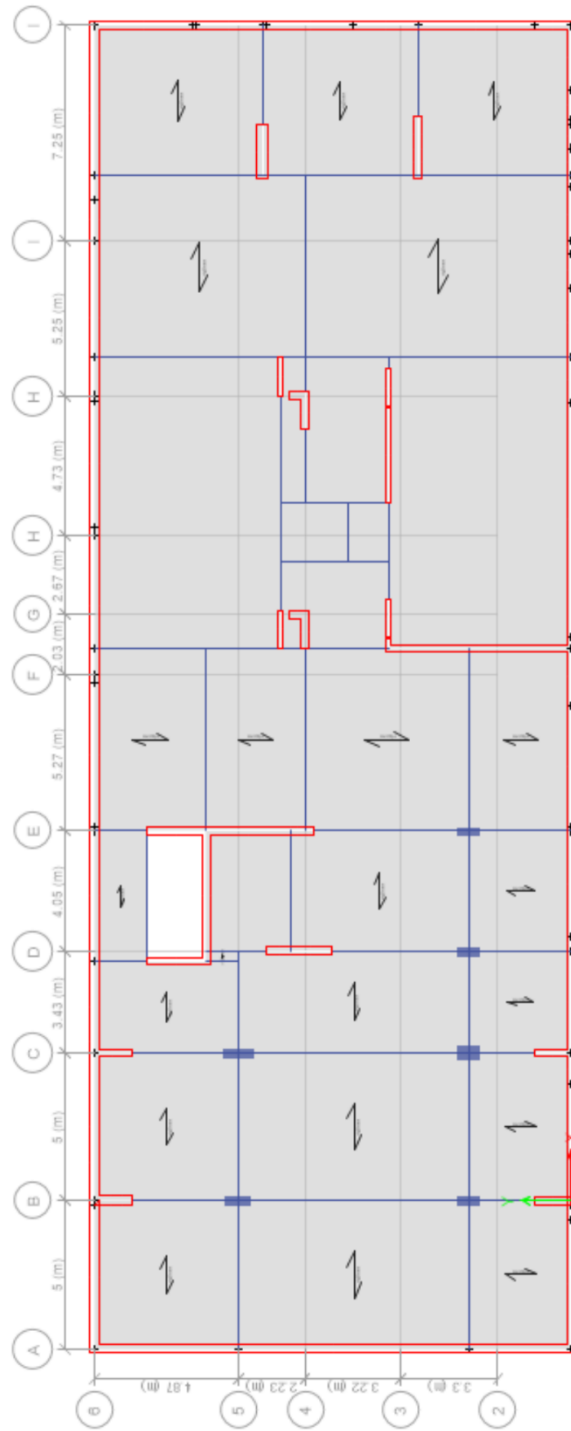


Figura 11: Vista en planta del techo del sótano 2

5.3. Análisis estático

El análisis estático se basa en que el efecto del sismo sobre la estructura se puede representar como fuerzas aplicadas en los centros de masas en cada uno de los pisos del edificio, en un modelo tridimensional. Las fuerzas aplicadas en cada piso son un porcentaje de la cortante que actúa en la base debida a la ocurrencia del sismo, que a su vez es un porcentaje del peso total de la estructura. Las fuerzas se distribuyen en altura de acuerdo con lo descrito en el numeral 4.5.3. Distribución de la fuerza sísmica en altura, de la NTE E.030.

Debido a que el edificio tiene dos sótanos, se realizará el análisis en la base del piso 1. El peso del edificio se estimó en 4401 ton con un metrado manual y 4563 ton con el programa Etabs, la diferencia se debe, entre otros factores, a que las cargas de los tabiques de espesor 10cm se consideraron como 15cm para el modelo. Para calcular la fuerza cortante que actúa en la base se ha considerado el mayor valor, pues es más conservador. Como se mencionó previamente, la estructura presenta irregularidad en planta, y el factor por esquina entrante I_p en estos casos es 0.9, por lo que el valor de R que se usará a partir de ahora es $0.9 \cdot R_o$, es decir, $R=5.4$ para sismo en ambas direcciones. La NTE E.030 en el numeral 25.4.1 brinda una fórmula para estimar el T, pero en este caso se hallará el periodo fundamental directamente del modelo en Etabs, ello se logra restringiendo el movimiento traslacional en la dirección Y para el T_x y el movimiento traslacional en la dirección X para el T_y . Se obtuvo $T_x=0.252$ seg con porcentaje de masa participativa de 70.92% y $T_y=0.678$ seg con porcentaje de masa participativa de 71.39%. La norma establece que la cortante basal, en el caso estático se halla como:

$$V = ZUCS / R * P$$

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los parámetros utilizados para el análisis estático:

Tabla 4: Parámetros para análisis estático

Zona 4		Z	0.45
Edificación común		U	1.00
Factor de amplificación sísmica		C x	2.50
Factor de amplificación sísmica		C y	1.475
Suelo muy rígido (S1)		S	1.00
Sistema de muros (0.9*6)		R	5.4

Aplicando la fórmula establecida en la norma, se obtiene que el valor de la cortante que actúa en la base del primer piso para el sismo en dirección X es de 950.8 Toneladas, equivalentes al 20.8% del peso total del edificio y para el sismo en dirección Y se obtuvo un valor de cortante igual 561 toneladas, equivalente al 12.3% del peso del edificio.

Considerando un valor de $K=1$ para sismo en dirección X, debido a que el periodo fundamental en esta dirección es menor a 0.5 seg; y $K=1.089$ para sismo en dirección Y debido a que el $T_y= 0.678$ seg; como se especifica en numeral 25.3.2 de la NTE E.030, se obtiene la distribución de la fuerza sísmica en altura mostrada en las dos tablas siguientes.

Tabla 5: Distribución en altura de la fuerza del sismo en dirección X

Piso	H (m)	P (Ton)	P.H (Tonxm)	%V	F (Ton)
Azotea	21.60	240	5176	10.0	95
piso 7	18.90	586	11073	21.4	203
piso 6	16.20	628	10171	19.6	187
piso5	13.50	628	8479	16.4	156
piso4	10.80	628	6784	13.1	125
piso3	8.10	628	5088	9.8	93
piso2	5.40	628	3392	6.6	62
piso1	2.70	598	1615	3.1	30
			51778	100.00	950.80

Tabla 6: Distribución en altura de la fuerza del sismo en dirección Y

Piso	H (m)	P (Ton)	P.H (Tonxm)	%V	F (Ton)
Azotea	21.60	240	6804	10.4	59
piso 7	18.90	586	14384	22.1	124
piso 6	16.20	628	13032	20.0	112
piso5	13.50	628	10690	16.4	92
piso4	10.80	628	8384	12.9	72
piso3	8.10	628	6129	9.4	53
piso2	5.40	628	3941	6.1	34
piso1	2.70	598	1764	2.7	15
			65128	100.00	561.0

Los valores de estas cortantes se deberán comparar con los resultados del análisis dinámico, pues el resultado de la fuerza en la base en el caso dinámico no deberá ser menor al 90% del resultado del caso estático. En caso de que el resultado sea menor que el mínimo, las fuerzas se deberán escalar para el diseño de los elementos estructurales.

5.4. Análisis dinámico

En el análisis dinámico modal espectral se representa la demanda sísmica mediante un espectro reducido que impone a la estructura una fuerza cortante en la base equivalente a la resistencia global requerida (Muñoz, 2016, p. 252).

La norma de diseño Sismorresistente establece, en el numeral 26.2.1, el siguiente espectro inelástico de pseudo aceleraciones,

$$Sa = ZUCS / R * g$$

Donde Z, U, S y R son parámetros con un valor constante para cada edificio, pero C depende del periodo fundamental, T, de la estructura y de los valores T_p y T_L , definidos en la tabla N°4 de la NTE E.060 para cada perfil de suelo. En suelo S1, los valores son $T_p = 0.4 \text{ seg}$ y $T_L = 2.5 \text{ seg}$. Las expresiones que definen C son las siguientes:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2.5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T} \\ T > T_L & \quad C = 2.5 * \frac{T_p * T_L}{T^2} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el factor de amplificación sísmica se puede graficar como se muestra en la figura 12.

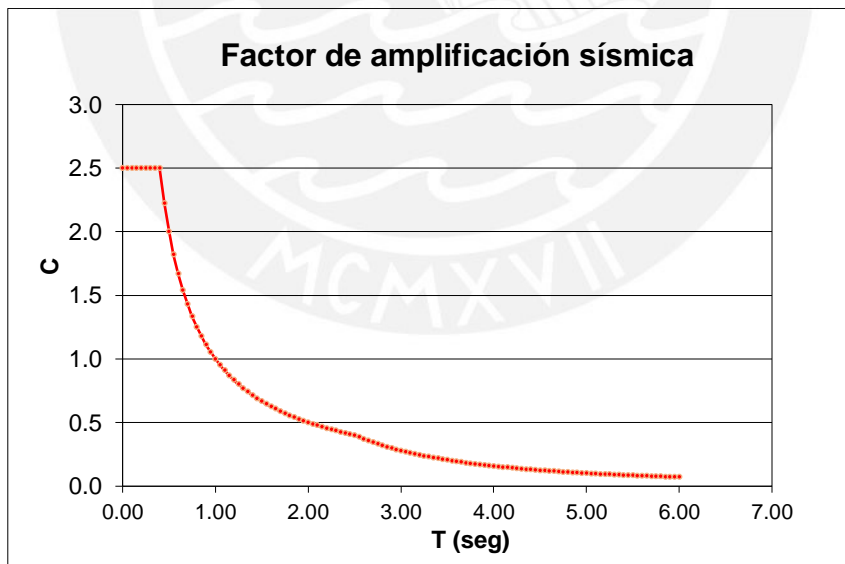


Figura 12: Factor de amplificación sísmica

Los demás parámetros son los mismos que se utilizaron para el análisis estático en el acápite 5.3.

En el programa Etabs se introdujo el coeficiente de amplificación sísmica, C, para luego amplificarlo por el factor ZUSG/R, que tiene el valor de 0.818, considerando un R de 5.4. Para el análisis de las derivas, la norma estipula que el valor de ZUCS/R debe

multiplicarse por 0.85R para edificios irregulares. Como puede apreciarse, esto se traduce en la eliminación del factor de reducción de fuerza sísmica, por lo que el valor de las derivas máximas obtenidas será independiente del valor de R. Por lo tanto, con el propósito de simplificar el trabajo, en el modelo se creó casos de cargas para derivas en X y derivas en Y con factores de amplificación del espectro iguales a $ZUSg^*.85 = 3.752$. Como se mencionó anteriormente, se analizarán 4 casos para considerar todas las excentricidades posibles de la masa.

Tabla 7: Casos tomados en consideración para el análisis dinámico

EXCENTRICIDAD	En X (%)	En Y (%)
CASO 1	0.05	0.05
CASO 2	-0.05	0.05
CASO 3	-0.05	-0.05
CASO 4	0.05	-0.05

5.5. Análisis de resultados

Según lo estipulado en la NTE E.030 en el artículo 29 Desplazamientos Laterales Relativos admisibles, la deriva máxima inelástica para cada entrepiso en edificios, cuyo material predominante sea el concreto armado, tiene como límite el valor de 0.007 (ver tabla N°11 de la norma de diseño Sismorresistente). Para la edificación analizada, se presenta los resultados de las derivas inelásticas máximas para los cuatro casos posibles de excentricidades. En la siguiente tabla se aprecia que en ambas direcciones de análisis se cumple con el límite de distorsión de entrepiso, y que el caso más crítico es aquel en el que ambas excentricidades se ubican hacia los ejes positivos

Tabla 8: Derivas inelásticas máximas

CASO	Derivas inelásticas máximas			
	Excentricidad (%)		Sismo X-X	Sismo Y-Y
	En X	En Y	DX(°/oo)	DY(°/oo)
1	0.05	0.05	1.44	6.14
2	-0.05	0.05	1.43	5.95
3	-0.05	-0.05	1.34	5.94
4	0.05	-0.05	1.34	6.15

La última actualización de la norma permite determinar la presencia de irregularidad torsional mediante la relación entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio y el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. El valor máximo permitido para esta relación es 1.3, y sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos cuando el máximo

desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible. Por lo tanto, se hará uso de una tabla que el programa Etabs genera al realizar el análisis que permite hallar esta relación directamente, dicha tabla se denomina *Story Max/Avg Drifts*. La siguiente tabla presenta los valores máximos de las ratios antes mencionados para los 4 casos analizados, cabe resaltar que se ha omitido los valores de estas ratios para los pisos que presenten derivas menores a 0.0035.

Tabla 9: Factores de torsión

CASO	Ratio (deriva máxima/deriva promedio)	
	Máximo para sismo X-X	Máximo para sismo Y-Y
1	1.09 (piso 7)	1.15 (piso 2)
2	1.08	1.19
3	1.05	1.19
4	1.04	1.15

Como se aprecia, ningún valor excede a 1.3, entonces, podemos concluir que no hay presencia de irregularidad torsional de acuerdo con lo especificado en la norma de diseño sismorresistente.

Inicialmente se asumió que el sistema resistente a cargas laterales en ambas direcciones era de muros estructurales, lo que, según la E.030, significa que la fuerza actuante en las placas debe ser mayor que el 70% de la fuerza total en la base. Para el sismo en dirección X, la presencia de 5 placas de considerables dimensiones hace que no sea necesaria una comprobación de dicha suposición. Sin embargo, para el sismo en dirección Y solo se cuenta con dos placas y la caja de ascensores, por lo que en la tabla 10 se presenta la comprobación de que en estos muros actúa más del 70% de la cortante en la base del primer piso, cabe mencionar que esta comprobación se realizó para el caso 1 de excentricidades, ya que es el más crítico.

Tabla 10: % de la cortante en la base que reciben las placas para sismo en Y

Placas	Caso	Cortante en base de piso 1 (Ton)	
P3	Sismo Y-Y	189	
P6	Sismo Y-Y	44	
Ascensor	Sismo Y-Y	117	
Suma		350	
Cortante del edificio Sismo Y-Y		430	
%		81%	>70%

Otra verificación que debe realizarse es que la suma de las masas participativas debe ser como mínimo 90%, como se indica en la E.030. Las masas participativas pueden

apreciarse en la tabla *Modal participating mass ratios* que genera directamente Etabs. A continuación, se presenta un resumen de dicha tabla, en la que se muestra los principales modos para cada dirección. Se aprecia que la suma de masa participativa en cada dirección es mayor a 0.9. También se debe observar que los periodos fundamentales varían ligeramente a los hallados en el capítulo de Análisis estático, pues la tabla presenta resultados para el modelo en el que no se ha restringido el desplazamiento en ninguna dirección.

Tabla 11: Resultados del análisis modal

Caso	Modo	Periodo	Masa participativa	
		seg	Dirección X	Dirección Y
Modal	1	0.688	0.001	0.715
Modal	2	0.374	0.016	0.002
Modal	3	0.25	0.692	0.002
Modal	4	0.16	0.002	0.174
Modal	6	0.072	0.002	0.054
Modal	7	0.062	0.189	0.000
Modal	8	0.044	0.000	0.021
Modal	12	0.031	0.045	0.000
		Suma	0.946	0.969

Como ya se ha mencionado previamente, la reacción en la base calculada mediante el método dinámico debe ser como mínimo un 90% del valor calculado mediante el método estático. Para efectos de diseño, se considerará 4 casos de sismo, dos para sismo en X y dos para sismo en Y. En ambas direcciones se considera un caso en el que la excentricidad sea positiva y otro en el que sea negativa. Finalmente se generará una envolvente de sismos para así obtener las solicitaciones más críticas posibles en los elementos estructurales. En la tabla 12 se presenta los factores de escala para cada uno de los casos de sismo considerados para realizar la envolvente de diseño.

Tabla 12: Factores de escala de sismo para diseño

Caso	Vdinámica		90% Vestática		Factor de escala
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	
Sismo X+	681.9		856		1.25
Sismo X-	693.0		856		1.23
Sismo Y+		430.2		505	1.17
Sismo Y-		426.3		505	1.18

6. Diseño de elementos estructurales

En este capítulo se presentará algunos ejemplos de los procedimientos seguidos para el diseño de cada tipo de elemento estructural, se seguirá lo establecido en la NTE E.060 Concreto Armado, además de recomendaciones prácticas de ingenieros con experiencia en el diseño estructural.

6.1. Diseño de losas aligeradas

El sistema de aligerado convencional de 20 cm de peralte contempla viguetas típicas de ala de 5 cm de espesor y 40 cm de ancho y alma de 10 cm de ancho. Además, se toma 17 cm como peralte efectivo de la sección, considerando los centímetros de recubrimiento necesarios. En la figura 13 se puede apreciar la sección de la vigueta típica utilizada para el diseño de las losas aligeradas.

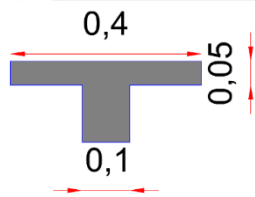


Figura 13: Sección transversal de vigueta típica, (dimensiones en metros)

El sistema de techos se diseña para soportar las cargas de gravedad a las que es sometido; por lo tanto, sólo se considera la combinación de 1.4 veces la carga muerta más 1.7 veces la carga viva, establecida en el numeral 9.2.1 de la E.060. De acuerdo con la norma E.020, el peso de una losa aligerada de 20 cm de espesor es de 300 kg/m^2 . Además, se consideran 5 cm de piso terminado equivalente a 100 kg/m^2 , una carga viva de 200 kg/m^2 a partir del primer piso y de 250 kg/m^2 en los dos sótanos. Por lo tanto, para la vigueta típica mostrada en la figura 13, los pesos distribuidos son los siguientes:

- ✓ CM= 160 kg/m (Incluye peso propio y piso terminado)
- ✓ CV= 80 kg/m (Sobrecarga para sótano es 100 kg/m)

La carga última de diseño, por lo tanto, es de 360 kg/m uniformemente distribuida a lo largo de las viguetas. Adicionalmente, y cuando sea necesario, se consideran las cargas de tabiques colocados sobre la losa. Cuando dichos tabiques están orientados en dirección perpendicular a la dirección del aligerado se consideran como fuerza puntual, y cuando son paralelos al aligerado se consideran como carga distribuida. A dichos tabiques se les ha considerado un peso de 1800 kg/m^3 , este peso es multiplicado por el espesor y altura

del tabique para determinar la carga por metro lineal y en caso de que sea fuerza puntual, se le multiplica además por el ancho de la vigueta, es decir 40 cm. No se considerará alternancia de carga viva debido a que el valor de la sobrecarga es la mitad de la carga muerta.

Se realizarán tres verificaciones, la resistencia de la sección con el acero colocado (ϕM_n) debe ser mayor que las solicitaciones por flexión (M_u) a las que está sometida la vigueta. También se verificará que la cortante (V_u) a “d” de la cara sea menor que el aporte del concreto (ϕV_c) que soporta la sección, de ser mayor se considerará ensanches alternados o corridos. Finalmente, se verificará que las deflexiones de cada tramo del aligerados sean menores a los límites permitidos en la tabla 9.2 de la E.060.

El método de diseño consistirá en el metrado manual de las cargas actuantes sobre la vigueta y modelado de dichas viguetas en SAP2000 para finalmente obtener los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes, así como también las deflexiones.

6.1.1. Consideraciones para el diseño por flexión

El diseño por flexión se realiza considerando una sección de ancho 10 cm para momento negativo y de 40 cm para momentos positivos. Además, se considera lo siguiente:

- ✓ Con el propósito de que la falla sea dúctil, se considera que falla en tracción; es decir, el acero fluye en tracción $\epsilon_y = 0.0021$ antes de que el concreto en la fibra más alejada en el bloque en compresión llegue a su deformación de falla $\epsilon_{cu} = 0.003$.
- ✓ Se considera la simplificación de la NTE E.060, del bloque equivalente de compresiones actuando en una profundidad a igual a β veces la profundidad del eje neutro c de la sección ($\beta = 0.85$ para concretos de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$), con un esfuerzo de $0.85 f'_c$ (figura 14).
- ✓ No se considera el aporte del concreto en tracción.

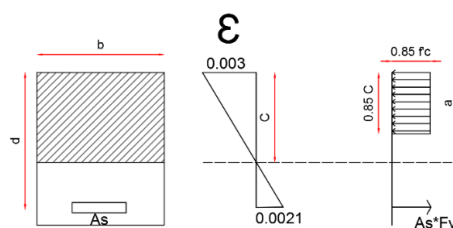


Figura 14: Esquema de la sección analizada

- ✓ Para el esquema de la figura 14, se tiene las siguientes fórmulas:

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

$$As = \frac{Mu}{\phi*f_y*(d-\frac{a}{2})}$$

Donde

a=profundidad del bloque equivalente de compresiones

d=peralte efectivo

Mu=Momento flector de diseño

f'c=resistencia a compresión del concreto

b=ancho del bloque en compresión

φ=factor de reducción de resistencia, 0.9 para elementos en flexión

- ✓ De acuerdo con la norma, en la siguiente tabla se presentan los límites de acero mínimo y máximo de una vigueta típica de 20 cm de peralte.

Tabla 13: Aceros mínimos para vigueta típica

Peralte	Peralte efectivo	As+ min	As- min
(h)	(h)	cm ²	cm ²
20	17	0.41	1.01

- ✓ El acero negativo mínimo mostrado en la tabla 13 puede ser demasiado elevado, la norma E.060 Concreto armado permite usar como alternativa un acero mínimo igual a 1.3 veces el área de acero requerida por cálculo.
- ✓ En cuanto al refuerzo negativo, por el punto de inflexión debe pasar por lo menos la tercera parte del acero negativo determinado para el apoyo y extenderse más allá de este punto una distancia no menor que d, 12db ni ln/16.
- ✓ En cuanto al refuerzo positivo, se debe considerar fierro corrido y cuando se necesite bastones, estos se deben extender 12db o d más allá del punto teórico de corte.
- ✓ Tanto para refuerzo positivo como para negativo se debe asegurar que los bastones tengan una longitud mayor a su longitud de anclaje a partir de la sección de máximo momento.

En viguetas típicas se suele utilizar acero corrido y bastones de Ø 3/8 “ y Ø 1/2 “, por lo que resulta útil presentar las tablas 14 y 15 que detallan los momentos que resiste

una sección con estos refuerzos y compararlos directamente con los obtenidos en el modelo en Sap2000.

Tabla 14: ϕM_n para vigueta típica con refuerzo positivo.

Refuerzo positivo		
Refuerzo	As (cm ²)	ΦM_n (ton.m)
1 ϕ 3/8"	0.71	0.45
1 ϕ 1/2"	1.29	0.81
2 ϕ 3/8"	1.42	0.89
1 ϕ 1/2"+ ϕ 3/8"	2	1.24
2 ϕ 1/2"	2.58	1.58

Tabla 15: ϕM_n para vigueta típica con refuerzo negativo.

Refuerzo negativo		
Refuerzo	As (cm ²)	ΦM_n (ton.m)
1 ϕ 3/8"	0.71	0.43
1 ϕ 1/2"	1.29	0.76
2 ϕ 3/8"	1.42	0.82
1 ϕ 1/2"+ ϕ 3/8"	2	1.10
2 ϕ 1/2"	2.58	1.36

Además, en la tabla 16 se presenta las longitudes de anclaje para fierros de ϕ 3/8 " y ϕ 1/2 ".

Tabla 16: Longitudes de anclaje

Longitudes de anclaje (cm) para f'c 210 kg/cm ²		
Diámetro barra	Barra superior	Barra inferior
3/8"	44	34
1/2"	58	45

Adicionalmente, para las longitudes de corte del refuerzo, se tomará en cuenta las siguientes reglas prácticas mostradas en la figura.

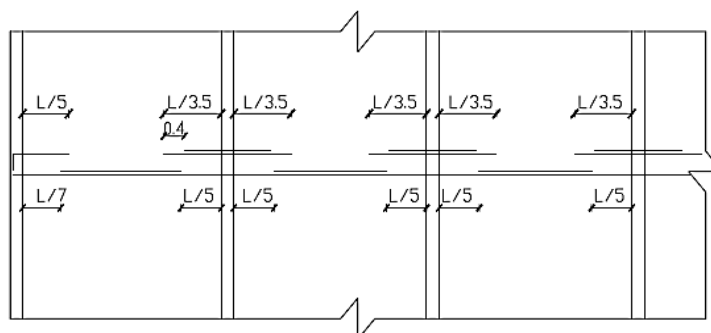


Figura 15: Reglas prácticas para el corte del refuerzo en viguetas.

6.1.2. Consideraciones para el diseño por cortante

En las viguetas no se colocan estribos, por lo que la fuerza cortante en su totalidad debe ser resistida por la sección de ancho igual al del alma de la vigueta y peralte de 20 cm. En los casos en que la fuerza cortante supere a la resistencia de la vigueta se deben considerar ensanches alternados o corridos. Para el diseño por fuerza cortante se tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ El aporte del concreto a la resistencia a cortante, V_c , en aligerados se considera como $V_c = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d)$
- ✓ Para el diseño por cortante, se considera un valor de factor de reducción de resistencia $\phi = 0.85$
- ✓ La cortante de diseño V_u debe ser menor que ϕV_c , de lo contrario se deberá considerar ensanches alternados o corridos.
- ✓ En un ensanche, el aporte a la resistencia a cortante del concreto está dado por:
 $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$
- ✓ En un ensanche corrido, el valor de $bw = 40$ cm, en un ensanche alternado $bw = 25$ cm.

En la tabla 17 se presenta la fuerza cortante resistida por las secciones antes mencionadas.

Tabla 17: Resistencia a cortante de secciones de vigueta típica

Sección	V_c (ton)	ΦV_c (ton)
Típica	1.44	1.2
Ensanche alternado	3.26	2.8
Ensanche corrido	5.22	4.4

6.1.3. Consideraciones para el control de deflexiones

Las deflexiones de los elementos deben ser controladas principalmente por dos razones. La primera es la apariencia, ya que una deflexión que puede ser percibida a simple vista por los usuarios de la edificación puede causarles incomodidad o preocupación. La segunda y más importante es que las deflexiones pueden causar daños en los elementos no estructurales que se encuentran sobre los aligerados como tabiques, ventanas, puertas, etc. La norma E.060 da los siguientes límites para las deflexiones totales.

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

Figura 16: Deflexiones máximas admisibles según la norma E.060

Para el cálculo de deflexiones se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ La deflexión total se calculará con la suma de la deflexión inmediata por carga viva más la deflexión diferida por carga muerta más la diferida por carga viva.
- ✓ La inercia efectiva (I_{ef}) se considerará como la inercia de la sección transformada agrietada cuando el momento en servicio sea mayor que el momento de agrietamiento, dado por $M_{cr} = \frac{2\sqrt{f'rc}}{Y_t} * I_g$, donde I_g es la inercia de la sección no agrietada e Y_t es la distancia desde el eje neutro a la fibra en tracción más alejada.
- ✓ Las deflexiones inmediatas se calcularán multiplicando el valor obtenido en el programa Sap2000 por I_g/I_{ef} .
- ✓ Las deflexiones diferidas se calcularán multiplicando las deflexiones inmediatas por el valor $\lambda\Delta$.

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

Donde

ξ = Factor que depende de la duración de la carga (2 para 5 años a más)

ρ' = Cuantía de refuerzo en compresión

- ✓ Para determinar la deflexión diferida por carga viva se considerará solo el 30% de la misma.
- ✓ Para viguetas de un solo tramo se considera la I_{ef} del centro del tramo.
- ✓ Para tramos continuos se considera las inercias mostradas en la figura 17.

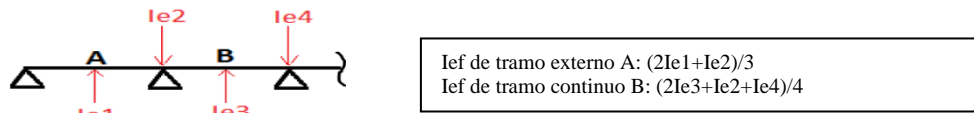


Figura 17: Inercias efectivas para tramos continuos

- ✓ En los casos en los que la deflexión total supere el límite permitido se considerará hacer uso de contraflecha.

6.1.4. Ejemplo de diseño de aligerado

A continuación, se presenta un ejemplo de diseño de aligerado, se realizará todas las verificaciones descritas previamente en este capítulo. La vigueta B diseñada se encuentra entre los ejes 2 y 7 en el encofrado típico. La figura 18 presenta su ubicación en planta.

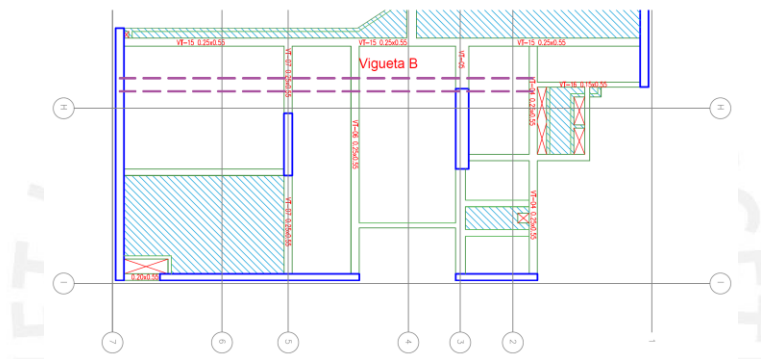


Figura 18: Ubicación de vigueta diseñada en el ejemplo.

Se ha realizado el metrado de la vigueta colocando la planta de arquitectura sobre el encofrado para determinar las cargas a las que está sometida. Como se puede apreciar en la figura 19, esta vigueta tiene una fuerza puntual debido a un tabique en el primer tramo. En la figura 20 se presenta el esquema de la vigueta idealizando los apoyos y con las cargas para el análisis. En dicho esquema $W_m = 0.16 \text{ ton/ml}$, $W_v = 0.08 \text{ ton/ml}$, $P_{tab1} = 0.18 \text{ ton}$.

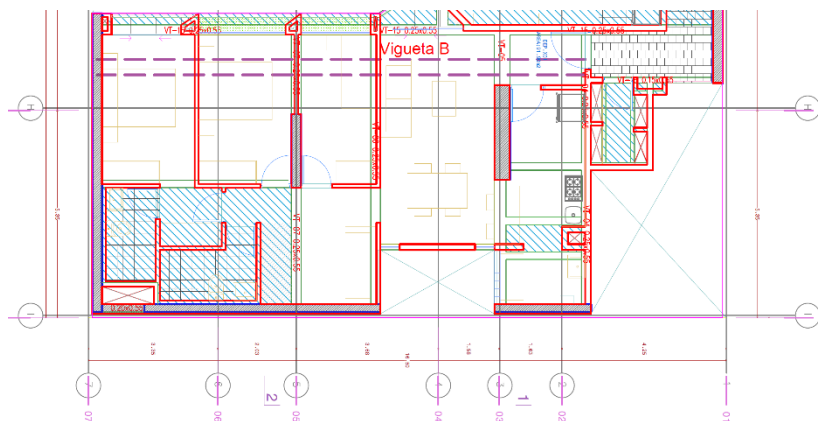


Figura 19: Planta de arquitectura sobre encofrado

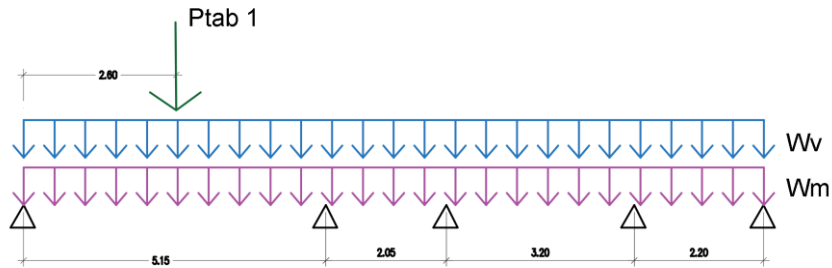


Figura 20: Esquema de la viga analizada.

En la figura 21 se aprecia el diagrama de momentos flectores de la viga sometida a las cargas de la figura 20 amplificadas por 1.4 en el caso de las cargas muertas y 1.7 en el caso de la carga viva. El diagrama ha sido obtenido con el programa Sap2000. Se utilizan las tablas 14 y 15 presentadas anteriormente para determinar el refuerzo necesario y las longitudes de corte se hallan siguiendo las consideraciones mencionadas en el acápite 6.1.1.

- ✓ En cuanto a los apoyos en los extremos, se considerará un bastón de $\varnothing 3/8''$ por seguridad para evitar fisuraciones en las vigas y debido a que estas en realidad no llegan a los apoyos idealizados sino que llegan a elementos como placas, columnas o vigas que pueden generar pequeños momentos en los extremos. La longitud será $L/5$ de acuerdo con las recomendaciones previamente presentadas. Es decir, para el primer apoyo $L/5 = (5.15 - 0.25) / 5 = 0.98$ m, por lo que se considera 1 m. Para el último apoyo $L/5 = (2.2 - 0.125 - 0.2) / 5 = 0.38$ m, sin embargo, la longitud de anclaje para $\varnothing 3/8''$ es 44 cm, por lo que se considerará 0.50 m.
- ✓ Para el primer tramo se utilizará un fierro corrido positivo de $\varnothing 1/2''$ más un bastón de $\varnothing 1/2''$, cabe mencionar que el bastón podría ser $\varnothing 3/8''$, ya que este refuerzo resiste hasta 1.24 ton.m; sin embargo, se opta por el mayor diámetro debido a que se necesita controlar la deflexión en el tramo. En la figura 21 se aprecia el punto de corte teórico del bastón de $\varnothing 1/2''$, ya que el acero corrido resiste 0.81 ton.m. Considerando que el bastón debe extenderse 12db ($12 * 1.27 = 15.24$ cm) o d (17 cm), la longitud de corte a partir de la cara del apoyo izquierdo será $1.37 - 0.125 - 0.17 = 1.08$ m. Sin embargo, la recomendación es $L/7 = (5.15 - 0.25) / 7 = 0.7$ m, por lo que se tomará este último valor.
- ✓ Para el segundo apoyo se toma el valor a la cara, ya que las vigas son de ancho 25 cm, entonces los momentos a considerar serán los del diagrama a 12.5 cm de los extremos. Estos valores se aprecian en las figuras 22 y 23. Entonces, se colocará

dos bastones $1\varnothing 1/2'' + 1\varnothing 3/8''$ que resisten hasta 1.10 ton.m. En la figura 21 se aprecia el punto de corte teórico de los bastones. El bastón de $\varnothing 1/2''$ resiste 0.76 ton.m. Considerando que el bastón debe extenderse 12db ($12 \cdot 1.27 = 15.24$ cm), d (17 cm) o $l_n/16$ ($(5.15 - 0.25) / 16 = 0.31$ m), la longitud de corte a partir de la cara hacia la izquierda del bastón sería $1.05 + 0.31 - 0.125 = 1.25$ m. Sin embargo, la recomendación es $L/3.5 = 1.4$ m.

- ✓ A pesar de que la longitud de corte de 1.4 m para el bastón de $\varnothing 1/2''$ es adecuada, se ha optado por no cortar el refuerzo debido a que ello mejora el comportamiento de la vigueta respecto al control de deflexiones. La presencia del refuerzo negativo en la sección de mayor deflexión, implica una disminución en el factor de amplificación de deflexiones inmediatas, pues la cuantía de acero en compresión es mayor a 0.
- ✓ Para el segundo bastón de $\varnothing 3/8''$ será $0.27 - 0.125 + 0.31 = 0.5$ m, pero, de acuerdo con la recomendación de la figura 15, se tomará el valor de $1.4 - 0.4 = 1.0$ m. Se aprecia que hacia la derecha no se presenta punto de inflexión para el segundo tramo, por lo que se optará por prolongar el bastón de $\varnothing 1/2''$ hasta 1 m a partir del tercer apoyo, considerando $L/3.5$ para el tercer tramo. Para $\varnothing 3/8''$ hacia la derecha se tiene $0.39 - 0.125 + 0.17 = 0.45$ m. Sin embargo, para conservar la simetría del arreglo, se optará por una longitud de 1 m a partir de la cara del apoyo.

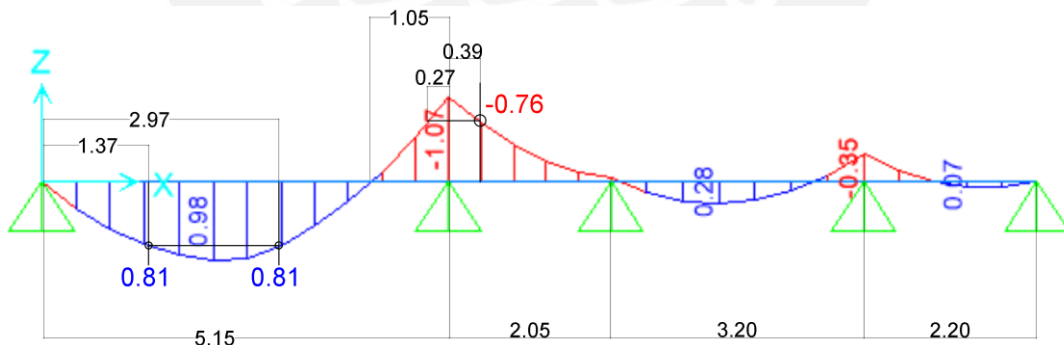


Figura 21: Diagrama de momentos flectores de la vigueta del ejemplo.

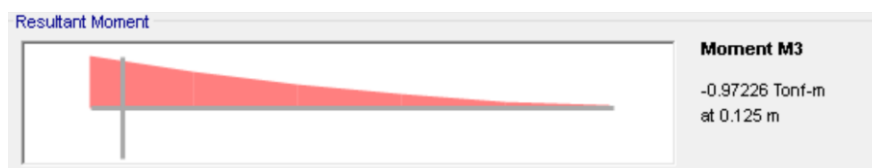


Figura 22: Momento negativo a la cara derecha del primer apoyo

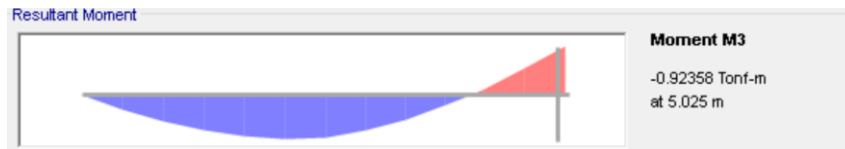


Figura 23: Momento negativo a la cara izquierda del primer apoyo.

- ✓ Para el resto de los tramos y apoyos se aprecia que los momentos son resistidos con un bastón de $\varnothing 3/8"$, las longitudes de corte se determinan con el mismo procedimiento descrito anteriormente.

A continuación, se presenta el diagrama de fuerzas cortantes de la vigueta. La norma estipula que la cortante se debe hallar a “d” de la cara del apoyo. Por lo tanto, se puede apreciar en la figura 24 que los valores de las cortantes en el diagrama no superan el valor de 1.2 ton, presentado en la tabla 17 para una vigueta simple. Entonces, se concluye que la sección de la vigueta típica es suficiente para resistir las solicitaciones por cortante y no requiere de ensanches en ningún tramo.

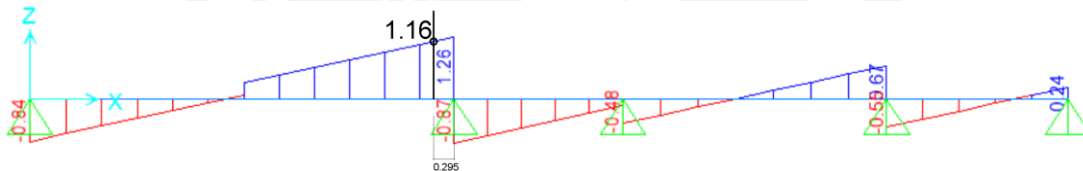


Figura 24: Diagrama de fuerzas cortantes de la vigueta del ejemplo.

Finalmente, se realizará la verificación por deflexiones teniendo en cuenta las consideraciones del acápite 6.1.3. En la figura 25 se aprecia la deformada de la vigueta para cargas en servicio. De esta figura se puede deducir que la verificación por deflexiones es más importante en el primer tramo que en el resto. En la figura 26 se presenta el diagrama de momentos flectores para las cargas en servicio, dicho diagrama es necesario para hallar las inercias efectivas de las dos secciones que se ponderan para un tramo externo de la vigueta continua, de acuerdo con la figura 17. Por último, en la tabla 18 se presentan los resultados de los cálculos aplicando las fórmulas presentadas en

el acápite 6.1.3 del presente trabajo. Se concluye que la deflexión total es mayor que la permitida y se decide hacer uso de una contraflecha de 1.5 cm.

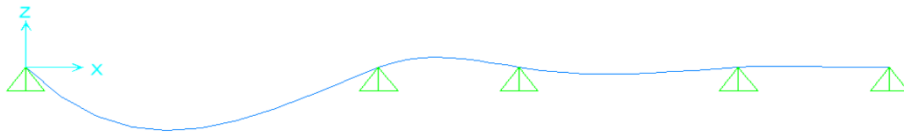


Figura 25: Deformada para cargas en servicio

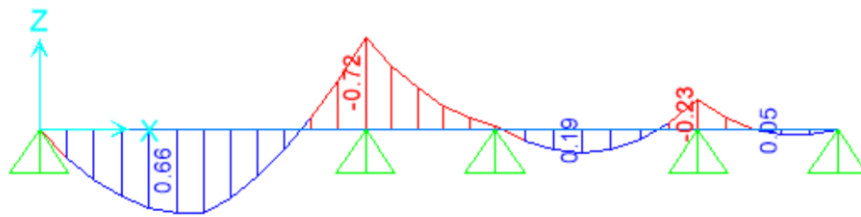


Figura 26: Diagrama de momentos flectores para cargas en servicio.

Tabla 18: Determinación de deflexión y necesidad de contraflecha

Ief1	4873	cm4
Ief2	2999	cm4
Ief	4248	cm4
δm	0.4	cm
δv	0.15	cm
δim	1.11	cm
δiv	0.42	cm
δiv (30%)	0.12	cm
ρ'	0.004	
ξ	2.0	
λ	1.69	
δdm	1.88	cm
δdv (30%)	0.21	cm
δt	2.50	cm
L	490	cm
δ/480(perm)	1.02	cm
Contraflecha	1.50	cm

En la figura 27 se presenta el diseño final de la viga del ejemplo y su representación en el encofrado.

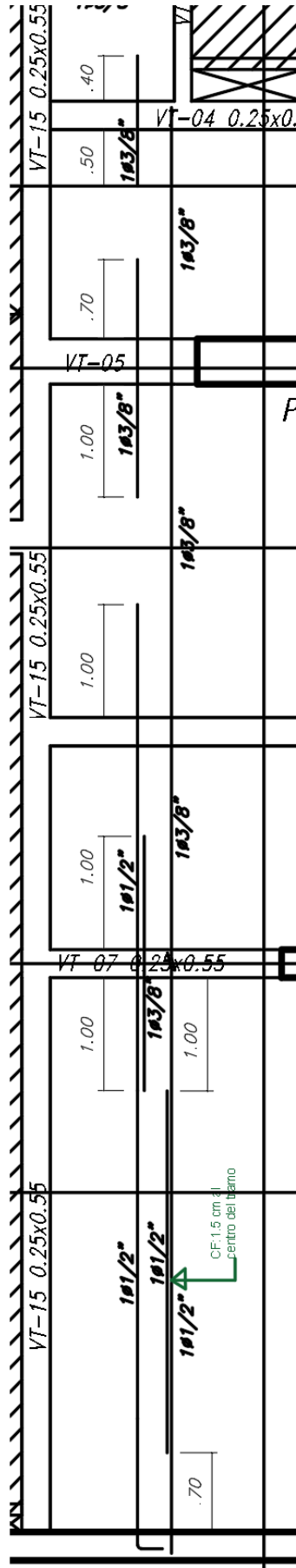


Figura 27: Diseño final de la vigueta del ejemplo.

6.2. Diseño de losas maciza

Para los paños en los que se ha considerado el uso de losa maciza se realizará un modelo en dos dimensiones con la ayuda del Sap2000. Las cargas que actúan sobre las losas macizas son el peso propio de 480 kg/m^2 , el piso terminado de 100 kg/m^2 , la tabiquería de 1.8 ton/m^3 , el jardín de 1.8 ton/m^3 y la sobrecarga de 250 kg/m^2 en sótanos, 200 kg/m^2 a partir del primer piso y 100 kg/m^2 en el techo de la azotea. Al igual que para las losas aligeradas, la combinación para el diseño es de 1.4 CM más 1.7 CV.

6.2.1. Consideraciones para el diseño por flexión

Para la determinación del refuerzo por flexión se toma una sección rectangular de 100 cm de ancho por 20 cm de peralte, la cual puede diseñarse como una viga. A continuación, se menciona algunas consideraciones a tener en cuenta.

- ✓ Se considera falla en tracción, al igual que en diseño de aligerados.
- ✓ Se considera profundidad del bloque de compresiones igual a 0.85 veces el eje neutro, al igual que lo descrito en el acápite de diseño de aligerados.
- ✓ No se considera aporte del concreto en tracción.
- ✓ Se aplican las mismas fórmulas correspondientes a la figura 14 del acápite 6.1.1.
- ✓ La cuantía mínima de refuerzo es 0.0018 para losas macizas, esta cuantía aumenta a 0.003 cuando la losa está en contacto con agua o jardines.
- ✓ Las longitudes de corte deben cumplir con las exigencias descritas en el acápite 6.1.1. tanto para refuerzo positivo como negativo.
- ✓ Se tomará en cuenta las longitudes de anclaje presentadas en la tabla 16.

Con el propósito de cumplir con las cuantías mínimas requeridas se ha definido como refuerzo para losas que no cargan jardines malla superior de $1\text{Ø } 3/8'' @.40$ y malla inferior de $1\text{Ø } 3/8'' @.20$. Para las losas que cargan jardines se ha definido doble malla superior e inferior de $1\text{Ø } 3/8'' @.20$. Los bastones por colocar se considerarán de diámetro de $3/8''$ y $1/2''$. En las tablas 19 y 20 se muestran los valores de los momentos que resisten las secciones de 100 por 20 cm para los refuerzos antes descritos con el propósito de poder utilizar dichos valores para una comparación directa con los momentos flectores que se obtendrán del modelo de la losa en el programa Sap2000. Cabe resaltar que el programa permite obtener los momentos por metro de ancho en cada dirección de análisis; por lo

tanto, para determinar los refuerzos necesarios se deben observar los valores tanto en dirección X como en Y.

Tabla 19: ϕM_n positivos en sección de 100x20cm para diferentes refuerzos

Malla inferior	Refuerzo adicional	ΦM_n (ton.m)
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	-	2.23
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	1 ϕ 3/8" @ .40cm	3.30
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	1 ϕ 3/8" @ .20 cm	4.34

Tabla 20: ϕM_n negativos en sección de 100x20cm para diferentes refuerzos

Malla superior	Refuerzo adicional	ΦM_n (ton.m)
1 ϕ 3/8" @ .40 cm	-	1.13
1 ϕ 3/8" @ .40 cm	1 ϕ 3/8" @ .40 cm	2.23
1 ϕ 3/8" @ .40 cm	1 ϕ 3/8" @ .20 cm	3.30
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	-	2.23
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	1 ϕ 3/8" @ .40cm	3.30
1 ϕ 3/8" @ .20 cm	1 ϕ 3/8" @ .20 cm	4.34

6.2.2. Consideraciones para el diseño por cortante

Al igual que en los aligerados, en losas macizas tampoco se colocan estribos, por lo que la fuerza cortante debe ser resistida en su totalidad por el concreto de la losa. La diferencia es que en el caso de losas macizas no hay posibilidad de colocar ensanches, por lo que, de tener fuerzas cortantes mayores al aporte del concreto, se debe aumentar el espesor de la losa. Para el diseño se tendrá en cuenta las siguientes consideraciones.

- ✓ El aporte del concreto a la resistencia a cortante, V_c , en losas macizas se considera como $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$, además, se considera un valor de factor de reducción de resistencia $\phi = 0.85$

Por lo tanto, la fuerza cortante máxima resistida por losa a "d" de la cara es $\phi V_c = 11.10$ ton para una sección de 100 cm de ancho. Este valor se comparará con los valores obtenidos del Sap2000 por metro de ancho de losa.

6.2.3. Consideraciones para el control de deflexiones.

Se tomará en cuenta las mismas consideraciones, tablas y fórmulas presentadas en el acápite 6.1.3. con la diferencia de que se analizará una sección de 100 cm de ancho por 20 cm de espesor.

6.2.4. Ejemplo de diseño de losa maciza

A continuación, se presenta un ejemplo de diseño de losa maciza. Los paños de losa diseñados se encuentran entre los ejes F y H en el encofrado del techo del sótano 1. En la figura 28 se puede apreciar su ubicación en planta.

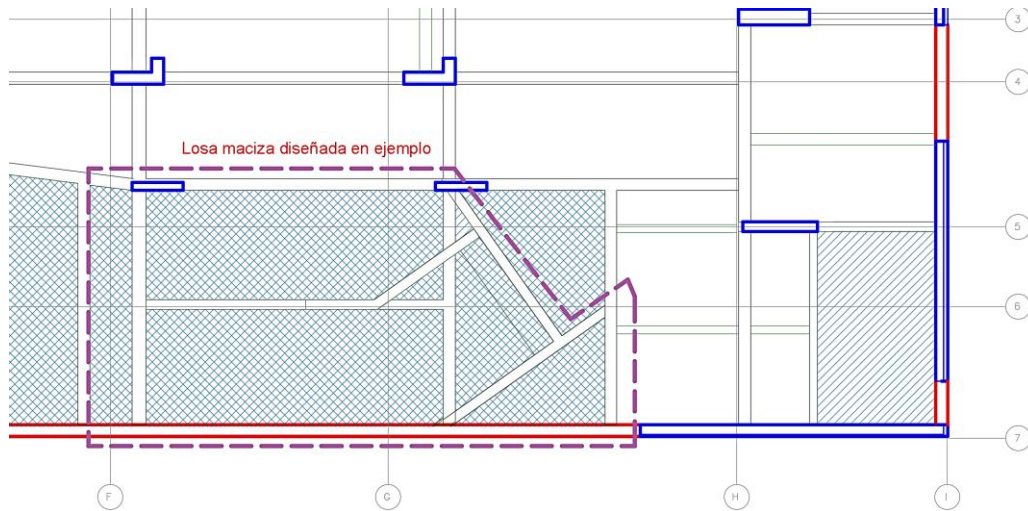


Figura 28: Ubicación de la losa diseñada en el ejemplo.

Como se puede apreciar en la figura 29, al colocar la planta de arquitectura sobre el encofrado, los paños adyacentes de losas no se encuentran al mismo nivel, pues hay una diferencia de 30 cm entre la losa analizada y las demás; por lo tanto, en el modelo se considerará solo la geometría encerrada en líneas punteadas de la figura 28. La figura 29 sirve para determinar las cargas a las que está sometida la losa, se toma como peso propio 480 kg/m^2 , carga viva de 200 kg/m^2 y las cargas debidas a la jardinería se consideran como 1080 kg/m^2 , pues hay 60 cm de tierra sobre la losa. En las zonas donde no hay jardín se considera 100 kg/m^2 de piso terminado. La figura 30 muestra el modelo en dos dimensiones elaborado en el programa Sap2000.

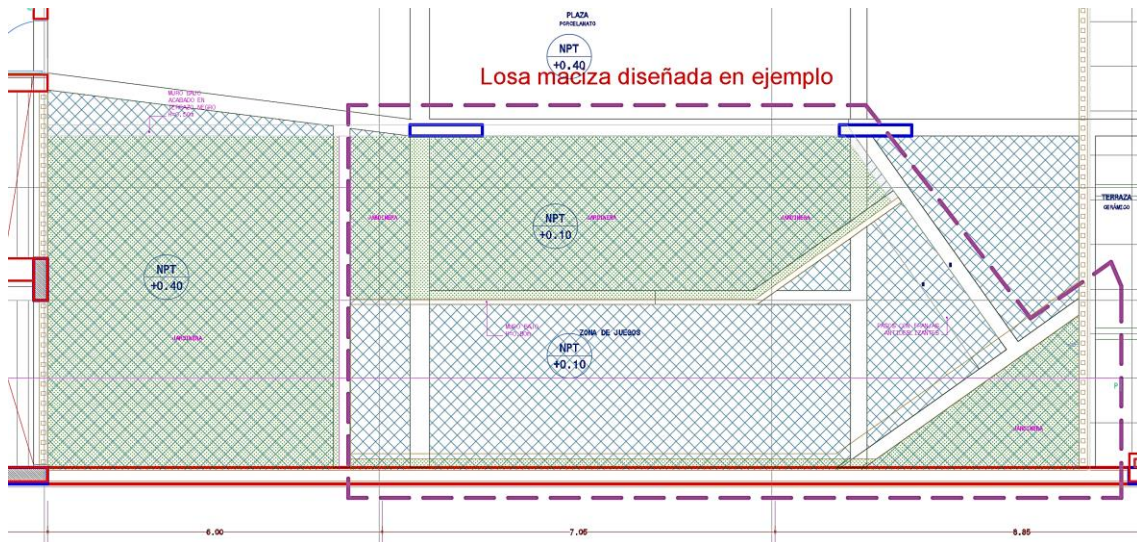


Figura 29: Planta de arquitectura sobre encofrado.

3-D View

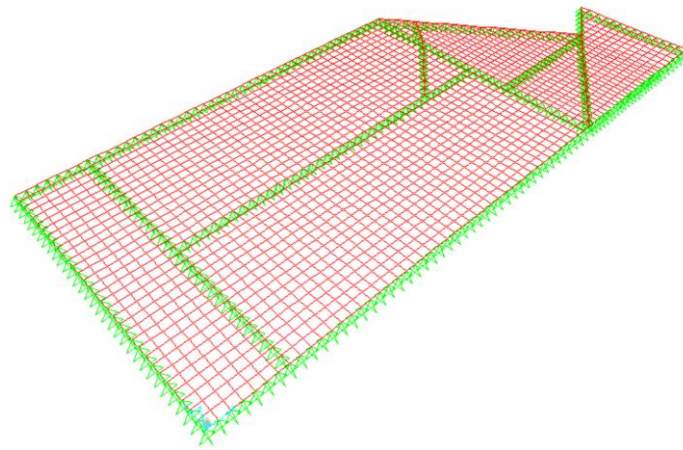


Figura 30: Modelo de la losa en Sap2000.

Las figuras 31 y 32 muestran los momentos flectores en la losa resultantes de la combinación de 1.4CM+1.7 CV por 1 metro de ancho. Los paños más grandes y relevantes de la configuración mostrada en la figura 30 tienen una dimensión considerablemente más larga que la otra, por lo que es de esperar que los momentos flectores sean mayores en la dirección corta que en la dirección larga. Se debe mencionar que la dirección larga se considera en el eje X para el modelo, el acero necesario en esta dirección lo determinan los momentos M11 (nomenclatura del programa). El refuerzo necesario en la otra dirección (corta) lo determinan los momentos M22 (nomenclatura del programa).

Cabe resaltar que la malla colocada de $1\text{Ø}3/8'' @0.20$ m tanto superior como inferior resiste $2.23 \text{ ton}\cdot\text{m}/\text{m}$ como se muestra en las tablas 19 y 20. Es útil la herramienta del programa que permite diferenciar por colores los momentos que excedan estos valores. Luego, a simple vista se puede observar que la malla colocada es suficiente para resistir las solicitaciones a las que está sometida la losa y no se requiere de refuerzo adicional.

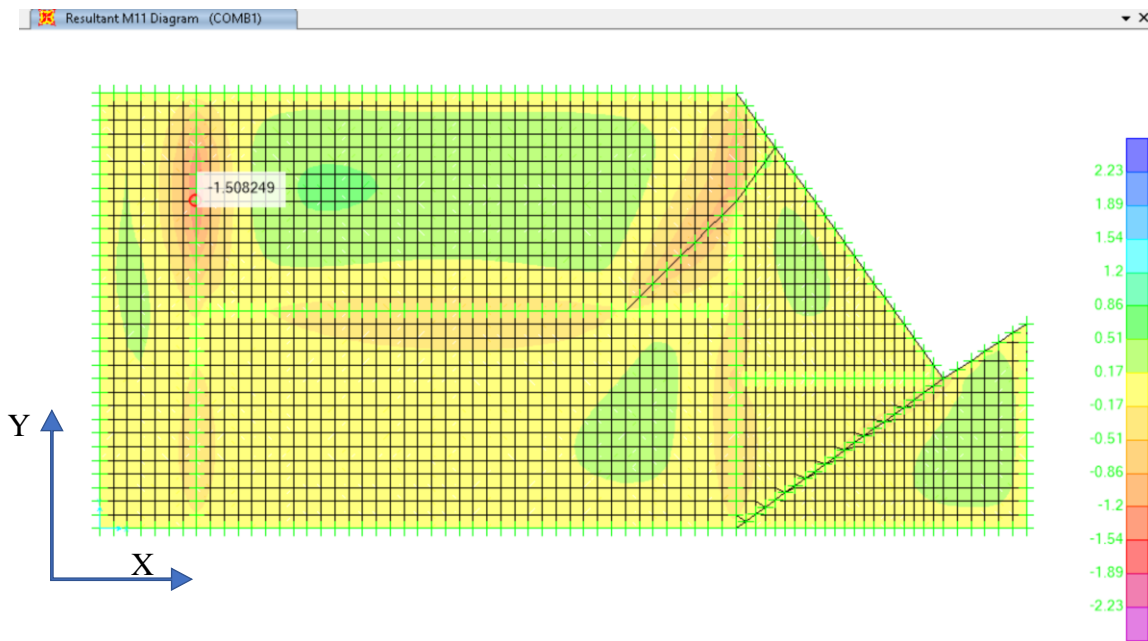


Figura 31: Momentos flectores M_{11} (ton.m/m) en dirección X de la losa

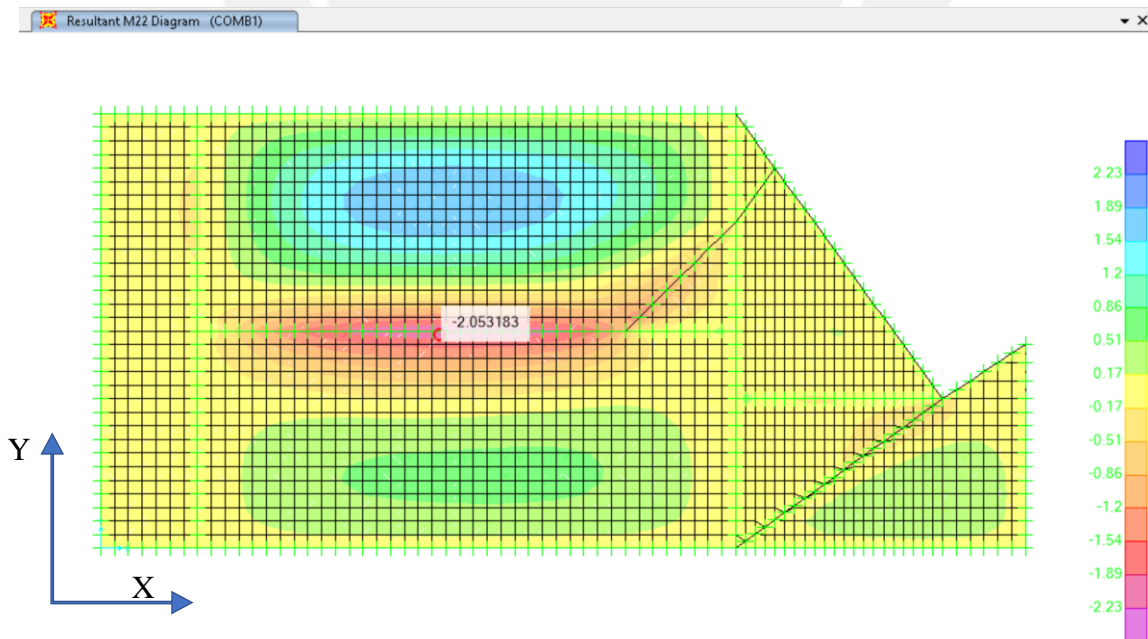


Figura 32: Momentos flectores M_{22} (ton.m/m) en dirección Y de la losa

Por lo general, en losas macizas no se excede el valor de la cortante resistente, pues el espesor suele ser suficiente para las solicitaciones a las que está sometida la losa.

Previamente se mencionó que $\phi V_c=11.10$ ton/m, en las figuras 33 y 34 se aprecia que las cortantes de la losa no superan las 5 ton por metro de ancho, por lo que se comprueba que el espesor de la losa es suficiente por cortante.

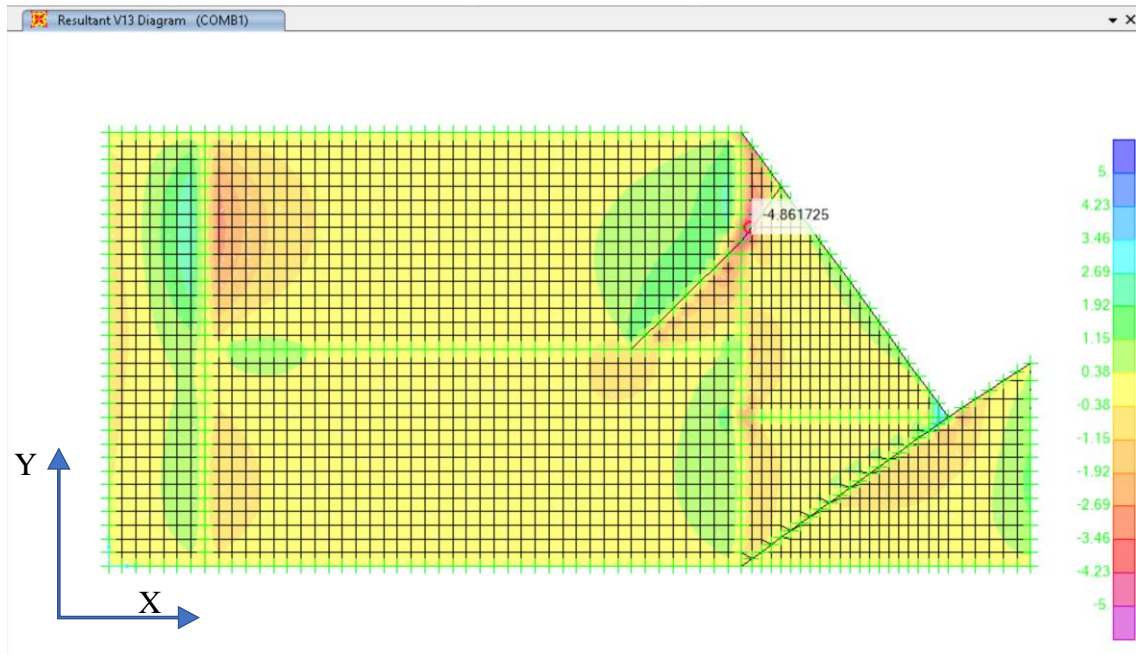


Figura 33: Cortante V13 (ton/m) en dirección X de la losa

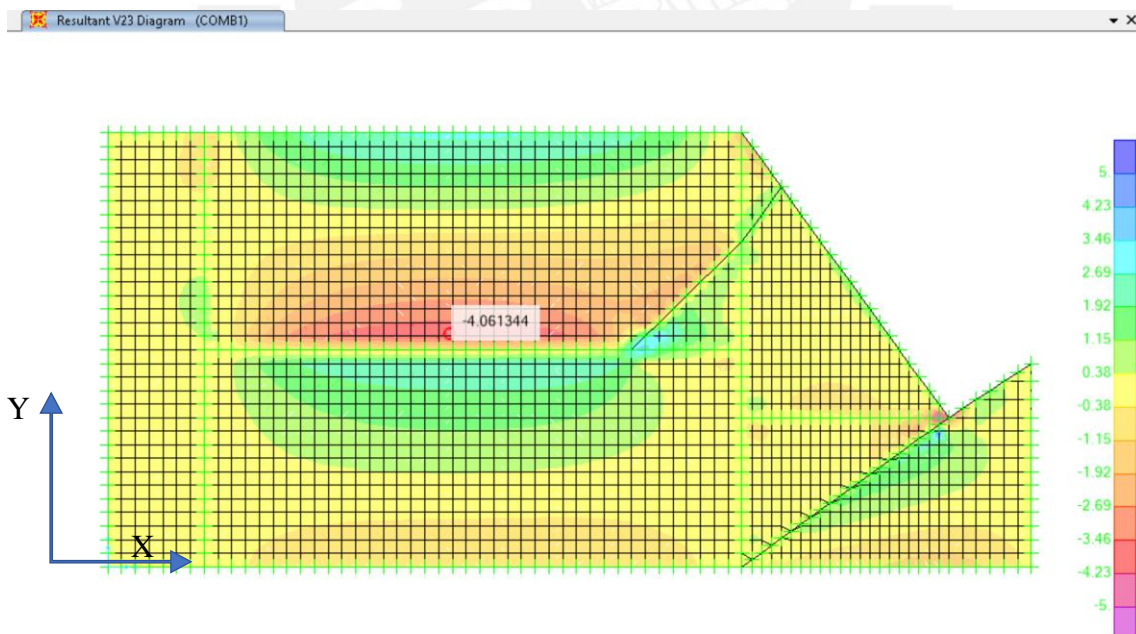


Figura 34: Cortante V23 (ton/m) en dirección Y de la losa

Finalmente, se realizará la verificación de deflexiones. Cabe resaltar que la losa no ha requerido de acero adicional al de la malla, y que las deflexiones máximas por carga muerta y viva son despreciables, por lo que se espera que no sea necesario el uso de una

contraflecha. Para el tramo más solicitado, en la dirección Y, se tiene momentos en servicio de +1.3 ton.m/m y -1.5 ton.m/m. Para una sección de 100x20 cm con malla de 1Ø3/8” @0.20 m superior e inferior se tiene una inercia bruta de 66 667 cm⁴ y un momento de agrietamiento de 1.93 ton.m. Por lo tanto, la inercia efectiva del tramo externo será igual a la inercia bruta. En la tabla 21 se presenta los cálculos de la deflexión total, la cual es menor al límite permitido.

Tabla 21: Determinación de deflexión total.

lef1	66667	
lef2	66667	
lef	66667	cm ⁴
δm	0.07	cm
δv	0.01	cm
δim	0.070	cm
δiv	0.010	cm
δiv (30%)	0.003	cm
ρ'	0.002	
ξ	2.0	
λ	1.8	
δdm	0.129	cm
δdv (30%)	0.006	
δt	0.144	cm
L	280.00	cm
δ/480 (perm)	0.58	cm
Contraflecha	No necesita	cm

6.3. Diseño de vigas

De acuerdo con la NTE E.060, se diseñará las vigas del edificio con la envolvente de momentos flectores de las combinaciones 1.4 CM + 1.7 CV, 1.25 (CM + CV) ± Sismo y 0.9 CM ± Sismo. Si bien el programa ETABS permite introducir todas las combinaciones de cargas y da como resultado la envolvente, se da el caso en que los resultados de dicha envolvente no son adecuados para realizar el diseño. Este problema se presenta debido a que el programa no considera el proceso constructivo del edificio y las columnas cercanas a las placas de grandes dimensiones aparecen como si se acortaran en el modelo. Esto no sucede en la realidad, ya que mientras se va construyendo se corrigen las diferencias de alturas y acortamientos en las columnas. Al no considerarse dichas correcciones en el modelo, en algunas vigas, los momentos se reducen o incluso se invierten, dando resultados que no sería adecuado utilizar en el diseño. Este problema se solucionará con la realización de dos modelos y la combinación de sus valores; en el primero se

restringirán los desplazamientos verticales de columnas y placas, con la ayuda de apoyos y en el segundo no se realizará ninguna restricción. Del primero se obtendrán los valores de los momentos flectores debidos a carga muerta y carga viva, y del segundo se utilizará los resultados del efecto del sismo. Cabe mencionar que para las vigas sin solicitaciones sísmicas sólo se utilizará la primera combinación de cargas obtenida del modelo restringido.

6.3.1. Consideraciones para el diseño por flexión

Para el diseño por flexión se tomará en cuenta las siguientes consideraciones.

- ✓ Se considera falla en tracción, al igual que en diseño de losas.
- ✓ Se considera la profundidad del bloque de compresiones igual a 0.85 veces la profundidad del eje neutro, al igual que lo descrito en el acápite de diseño de aligerados.
- ✓ No se considera aporte del concreto en tracción.
- ✓ Se aplican las mismas fórmulas correspondientes a la figura 14 del acápite 6.1.1 para determinar el área de acero A_s necesaria para resistir los momentos actuantes.
- ✓ De acuerdo con la E.060, con el propósito de mejorar la transición entre el estado no agrietado y agrietado de una sección de viga, se considera un mínimo de acero igual a $A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d$
- ✓ Las longitudes de corte del refuerzo deben cumplir con las exigencias descritas en el acápite 6.1.1. tanto para refuerzo positivo como negativo. Dichas recomendaciones se presentan gráficamente en la figura 35 obtenida del libro APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I.

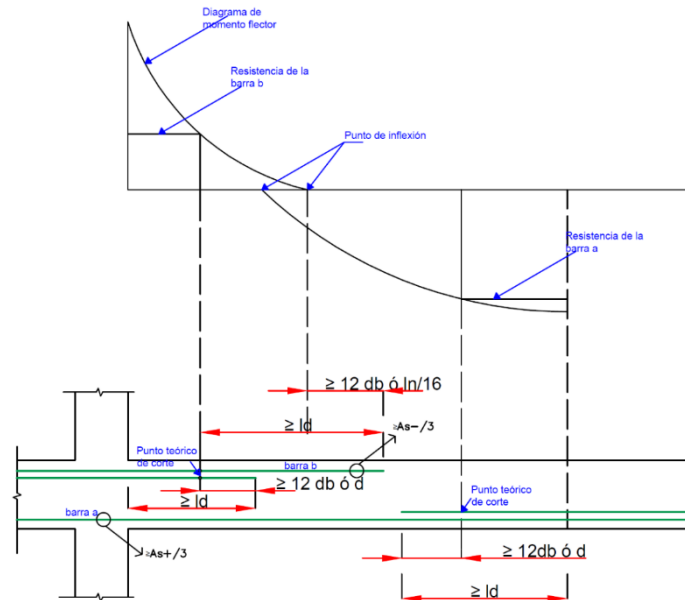


Figura 35: Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo.

También se tomarán en cuenta las siguientes recomendaciones para el armado por flexión de vigas, expresadas en el libro APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I:

- ✓ Es conveniente disponer de armadura corrida no menor a dos barras tanto inferior como superior para facilitar el armado de estribos.
- ✓ Colocar un número de barras que guarde relación con el ancho de las vigas.
- ✓ No es conveniente dentro de una misma viga, usar diámetros muy distintos
- ✓ En el punto de inflexión debe pasar por lo menos la tercera parte del acero negativo determinado para el apoyo y extenderse más allá de este punto una distancia no menor que d , $12 db$ ni $ln/16$
- ✓ Ningún bastón debe tener una longitud menor que su longitud de anclaje a ambos lados de la sección crítica. En la tabla 22 se presenta las longitudes de anclaje de barras de diferentes diámetros.

Tabla 22: Longitudes de anclaje para diferentes diámetros y $f'c$ 210 kg/cm^2

ϕ	Ld inf (cm)	Ld sup (cm)	Ldg (cm)	Ancho mínimo para anclaje con gancho (cm)
1/2"	45	60	28	35
5/8"	60	75	35	40
3/4"	70	90	42	50
1"	110	145	56	60

- ✓ Al apoyo debe llegar por lo menos la tercera parte del acero positivo necesario en la sección de máximo positivo.

Además de lo estipulado en la NTE E.060 en el numeral 21.4.4

- ✓ *La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.*

6.3.2. Consideraciones para el diseño por cortante

Para el diseño por cortante se tomará en cuenta las siguientes consideraciones.

- ✓ El aporte del concreto a la resistencia a cortante, V_c , se considera como:
 $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d$ y el factor de reducción de resistencia $\phi = 0.85$.
- ✓ La cortante de diseño V_u debe ser igual que la suma del aporte del concreto, ϕV_c , más el aporte de los estribos ϕV_s ; por lo tanto, $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$
- ✓ La norma E.060 restringe el valor máximo de la resistencia a cortante de una sección de viga $V_{umax} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{f'c} * b * d$

- ✓ El aporte a la resistencia a cortante de los estribos está dado por:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}, \text{ por lo tanto } S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

d = peralte efectivo

A_v = Área de la sección transversal del estribo

f_y = esfuerzo de fluencia del acero, 4200 kg/cm²

S = Espaciamiento entre estribos

- ✓ Espaciamiento máximo de los estribos:

$$V_{slimite} = 1.1 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\text{si } V_s < V_{slimite} \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm}$$

$$\text{si } V_s > V_{slimite} \rightarrow S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm}$$

- ✓ Estribos mínimos

Cuando $0.5 * \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * S}{f_y} \rightarrow S_{max} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'c} * bw}$$

- ✓ También se tendrá en cuenta lo estipulado en el numeral 21.4.4.4 de la NTE E.060

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

- (a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;*
- (b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;*
- (c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;*
- (d) 300 mm.*

Y en el numeral 21.4.4.5

Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Para vigas con solicitaciones sísmicas, es importante asegurar la formación de rótulas plásticas para permitir la redistribución de momentos. Esto quiere decir que primero se dé la falla por flexión y luego la falla por cortante, que es frágil y no deseable. Por ello, las vigas en las que influye el efecto del sismo se diseñarán por capacidad, como lo especifica la norma E.060 Concreto Armado en numeral 21.4 Requisitos para vigas y columnas de los edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de muros estructurales o dual tipo I. En dicho capítulo se especifica que la fuerza cortante de diseño V_u no debe ser menor que el menor valor obtenido de:

- ✓ La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas por 1.25. Ver figura

36

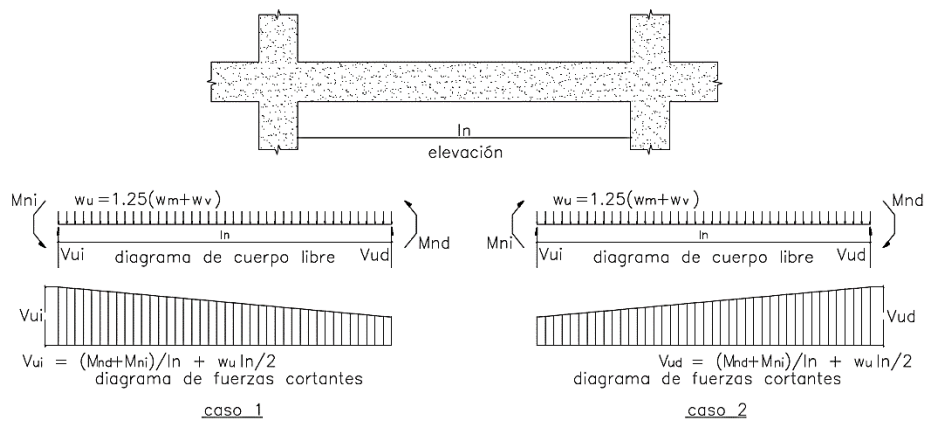


Figura 36: Consideraciones para cortante por capacidad.

- ✓ El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5.

6.3.3. Consideraciones para el control de deflexiones y fisuración

Se tomará en cuenta las mismas consideraciones, tablas y fórmulas presentadas en el acápite 6.1.3. con la diferencia de que se analizarán las diferentes secciones de vigas.

En cuanto a la fisuración, la norma permite controlar el ancho de grietas indirectamente mediante el parámetro Z , el cual debe ser menor que 26000 kg/cm para condiciones normales de exposición, y está determinado por las siguientes fórmulas.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * Act} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 * d * A_s} \quad Act = \frac{2 * Y * b}{n}$$

Dónde:

d_c = distancia de la fibra en tracción del extremo al centroide del acero más cercano a ella

M_s = momento en servicio.

Y = centroide del refuerzo de tracción por flexión.

n = número de barras de acero o el equivalente al número de barras del mayor diámetro.

6.3.4. Ejemplo de diseño de viga

Se diseñará la viga VT08 del eje B del piso típico, en la figura 37 se aprecia su ubicación en planta. Al igual que en el diseño de losas, colocar la planta de arquitectura sobre el encofrado (figura 38) sirve para definir las cargas a las que está sometida la viga. Se aprecia que la VT-08 tiene tres tramos. Las cargas de tabiquería, peso del volado y jardinería a las que está sometida la viga se han colocado directamente sobre el modelo

en Etabs. Las cargas debidas a las losas que se apoyan en las vigas y de la tabiquería sobre vigas que se apoyan en la VT-08 no han sido colocadas como carga adicional, pues dichas losas y vigas han sido dibujadas y cargadas en el modelo, por lo que se estaría duplicando su valor.

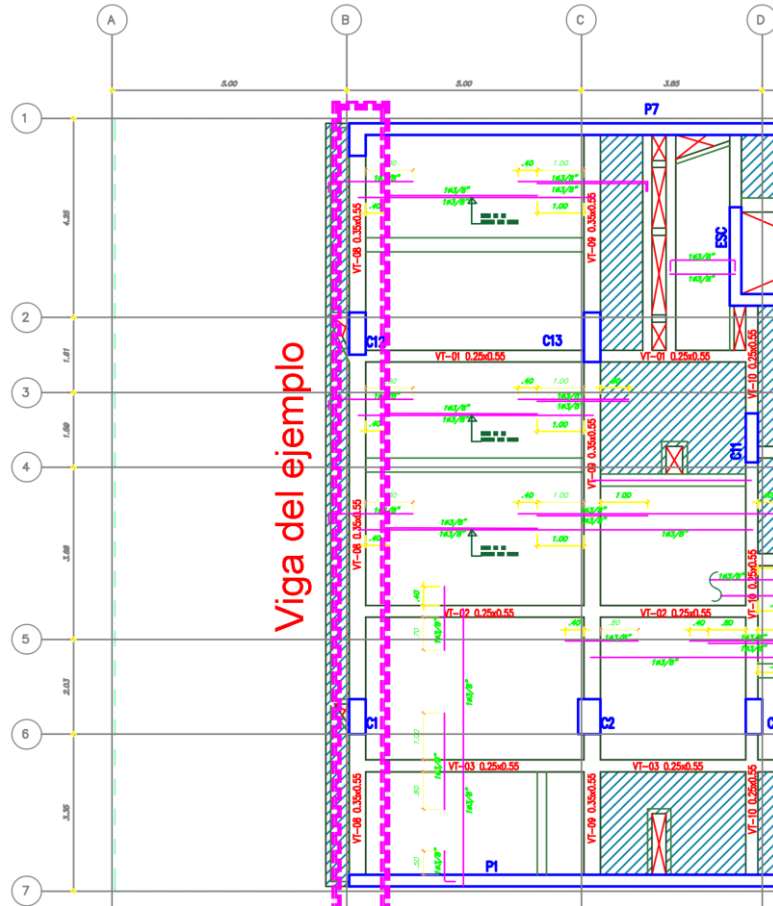


Figura 37: Ubicación en planta de la viga del ejemplo

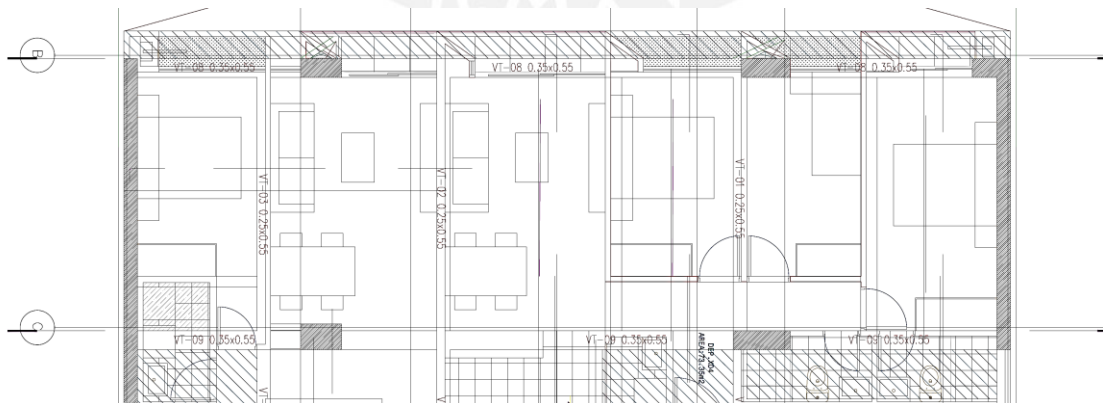


Figura 38: Planta de arquitectura sobre encofrado

Para la viga del ejemplo se ha realizado, adicionalmente, un modelo del pórtico en el piso típico para analizar si las cargas del modelo utilizado están siendo transmitidas de manera correcta a la viga. Se comparará los valores de los momentos flectores por gravedad en la viga tanto en el modelo del edificio como en el modelo del pórtico y si los valores son similares se concluye que el modelo del edificio completo transmite adecuadamente las cargas a las vigas y se optará por utilizar estos valores para el diseño del resto de las vigas. En las tablas 23,24 y 25 se presenta las cargas a las que está sometida la viga del ejemplo.

Tabla 23: Cargas para primer tramo de la viga del ejemplo

	VP1-08 35x55		primer tramo			
CM						
	volado	0.24 ton/m				
	jardín	0.27 ton/m				
	tab	0.78 ton/m	en 65cm al inicio del tramo			
	puntual	5.6 ton	a 2.45m del inicio del tramo			
CV						
	volado	0.17 ton/m				
	puntual	1.85 ton	a 2.45m del inicio del tramo			

Tabla 24: Cargas para segundo tramo de la viga del ejemplo

	VP1-08 35x55		segundo tramo			
CM						
	volado	0.24 ton/m				
	jardín	0.27 ton/m				
	tab	0.675 ton/m	dos tramos de 75 cm			
	tab	0.14 ton/m	en los ultimos 2.7m del tramo			
	tab	0.5 ton	a 3.08m del inicio del tramo			
	tab	0.5 ton	a 5.83m del inicio del tramo			
	losa	0.932 ton/m	en los ultimos 2/3 del tramo			
	puntual	3.46 ton	a L/3 del inicio del tramo			
	puntual	2.02 ton	a 2L/3 del inicio del tramo			
CV						
	volado	0.17 ton/m				
	losa	0.466 ton/m	en los ultimos 2/3 del tramo			
	puntual	0.713 ton	a L/3 del inicio del tramo			

Tabla 25: Cargas para tercer tramo de la viga del ejemplo

	VP1-08 35x55	tercer tramo			
CM					
	volado	0.24 ton/m			
	jardín	0.27 ton/m			
	tab	0.675 ton/m	en 85cm en el centro		
	losa	0.932 ton/m			
	tab	0.5 ton	a 1.65m del inicio del tramo		
	tab	0.5 ton	a 2.5m del inicio del tramo		
	tab	0.157 ton/m	primera mitad del tramo		
	puntual	2.02 ton	en la mitad del tramo		
CV					
	volado	0.17 ton/m			
	losa	0.466 ton/m			

En las figuras 39,40 y 41 se aprecian los momentos flectores de las vigas en los modelos de gravedad y sismo. La figura 42 muestra los valores de los momentos flectores por carga muerta en el modelo adicional que se ha realizado para el pórtico de la viga del ejemplo. Como se puede apreciar los valores son muy cercanos a los obtenidos con el modelo del edificio completo por gravedad, por lo que se utilizará los valores del modelo original para el diseño tanto de la viga del ejemplo como de las demás. En el modelo de gravedad se aprecia que los momentos no varían de un piso a otro, pues la viga es típica y el modelo está restringido para desplazamientos. Sin embargo, para el modelo de sismo sí se aprecia una ligera variación de los momentos flectores de un piso al otro, por lo que se utilizará la viga ubicada en el piso 4 que tiene mayores momentos.

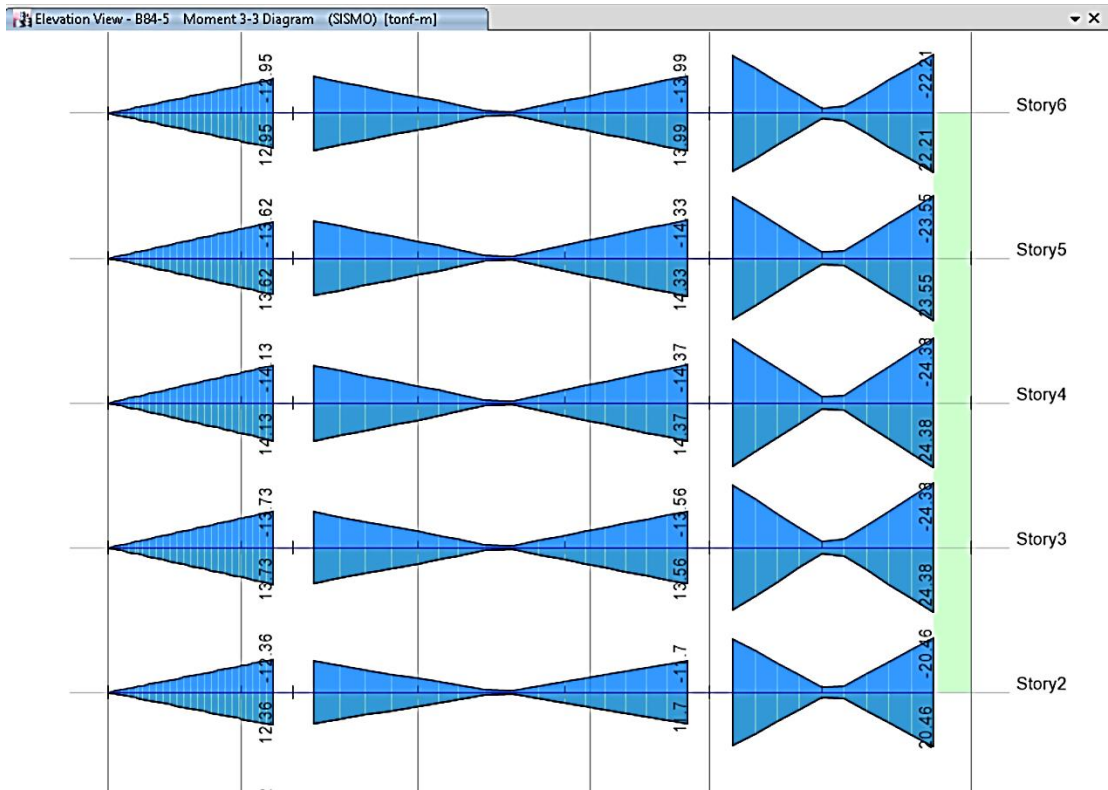


Figura 39: DMF para sismo (ton.m)

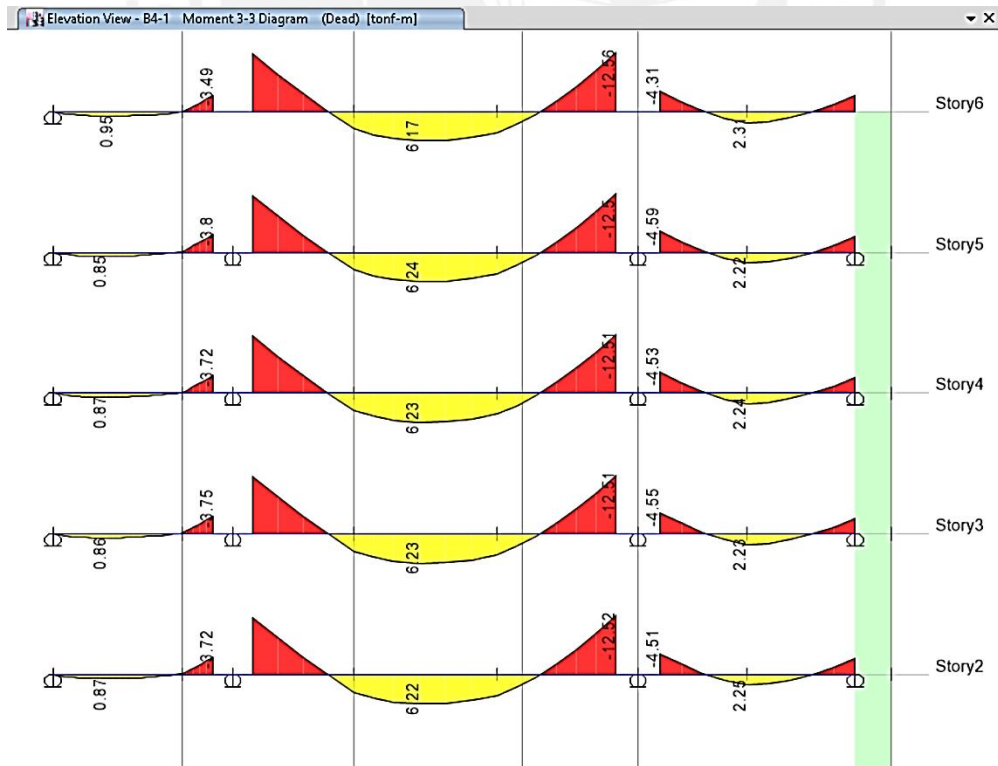


Figura 40: DMF para carga muerta (ton.m)

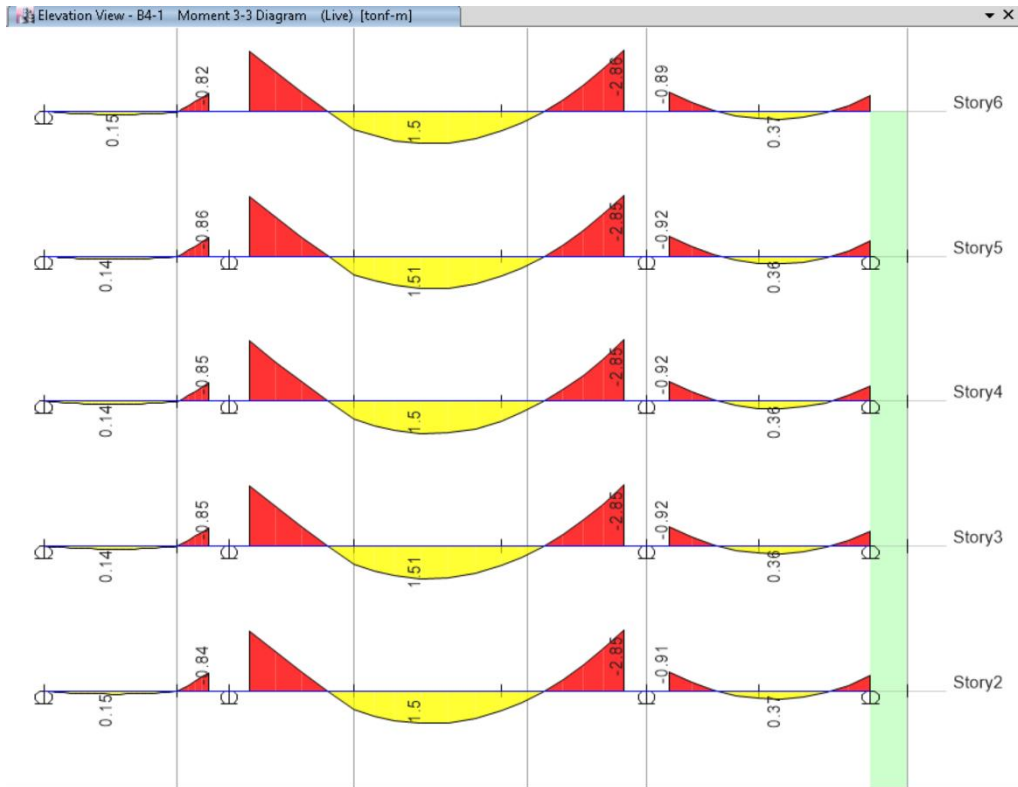


Figura 41: DMF para carga viva (ton.m)

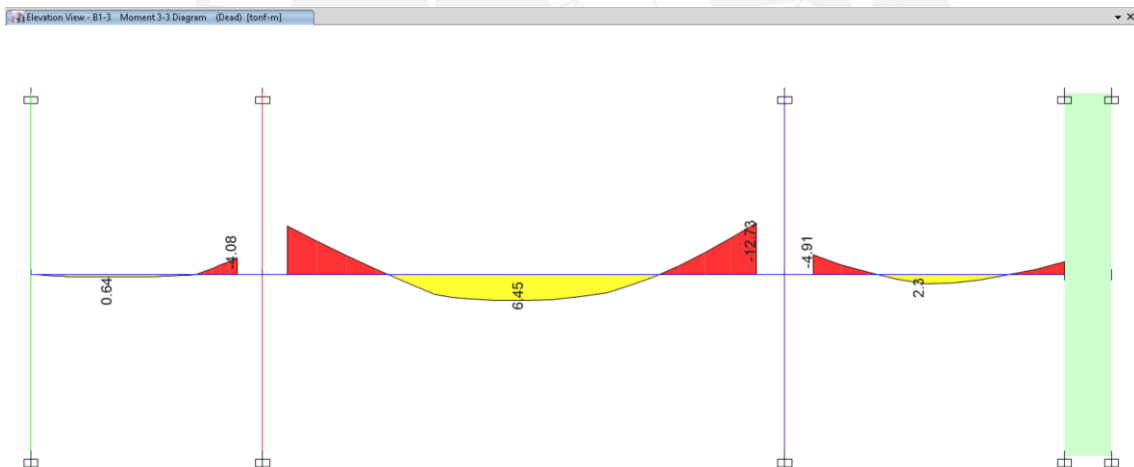


Figura 42: DMF para carga muerta del pórtico (ton.m)

Al trabajar con dos modelos, se debe realizar las combinaciones fuera de la interfaz del programa, en este caso se ha utilizado una plantilla de Excel para realizar la envolvente de momentos. Las combinaciones se pueden apreciar en las figuras 43, 44 y 45. En la tabla 26 se presentan los momentos resistentes para diferentes refuerzos en una sección de 35x55cm como la del ejemplo. Estos valores serán comparados directamente con los momentos últimos obtenidos de las envolventes para determinar el acero a colocar.

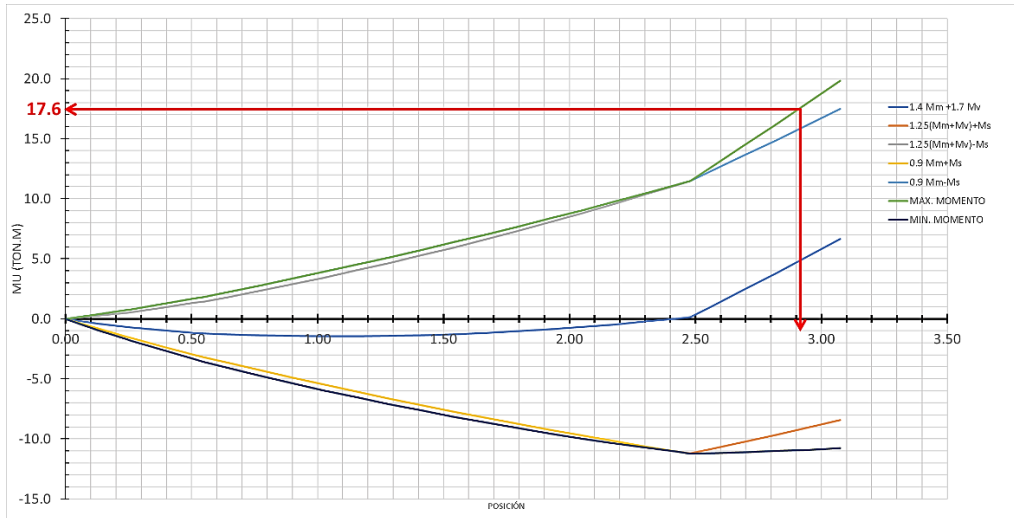


Figura 43: Envolvente de momentos en primer tramo (ton.m)

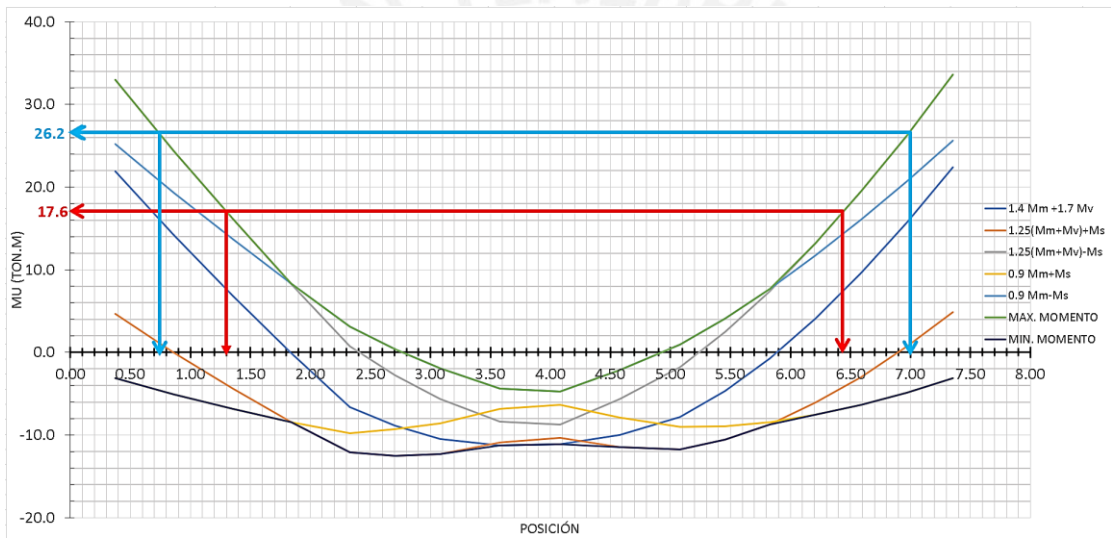


Figura 44: Envolvente de momentos en segundo tramo (ton.m)

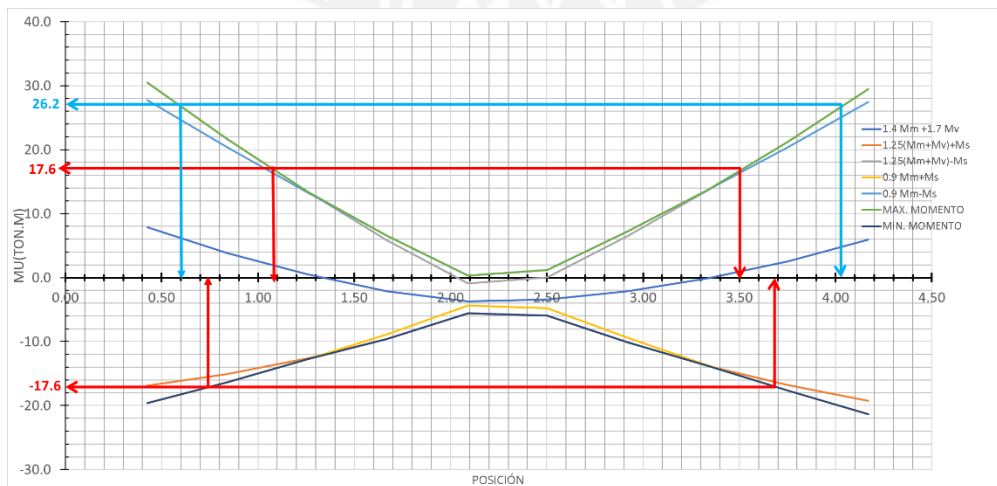


Figura 45: Envolvente de momentos en tercer tramo

Tabla 26: Momentos resistentes para sección 35x55 y diferentes refuerzos

V35X55 -f'c 210 kg/cm ²		
Refuerzo	As (cm ²)	Mn(ton.m)
2Ø1"	10.2	17.6
2Ø1"+2Ø3/4"	15.88	26.2
2Ø1"+4Ø3/4"	21.56	34.03

En las figuras 43-45 se aprecia que el tramo con mayores momentos es el segundo; por lo tanto, se determinará el refuerzo de este tramo primero. El momento máximo negativo es 33.6 ton.m al final del tramo, por lo que requiere de un área de acero aproximada de 21.2 cm², la cual es cubierta con 2Ø1"+4Ø3/4" (21.56cm²). Se ha optado por utilizar dos fierros corridos de Ø1" (equivalente a 10.2cm² > 21.56/3=7.2cm²) y bastones de 3/4". El corte de fierro de los bastones negativos es determinado por el punto teórico de corte más el peralte efectivo de 49cm, ya que esta longitud es mayor que 12db=30.5cm y Ln/16=45cm. En la figura 45 se aprecia que para la posición 1.3m (medida desde el eje) el momento es aproximadamente 17.6 ton.m (cubierto por 2Ø1"); por lo tanto, la longitud de corte debería ser 1.30-.375+.49= 1.45 m, esta longitud se puede redondear a 1.50m. Este valor es, además, mayor al ld=90cm presentado en la tabla 22. Se puede escoger este valor como longitud de corte, sin embargo, también se debe tener en cuenta que la luz libre de este tramo de la viga es de 7.2m; al ser esta dimensión mucho mayor que 1.50m, se considerará aumentar la longitud de corte del refuerzo a Ln/3.5, valor utilizado frecuentemente en algunas oficinas de diseño del país, es decir a 2m. Cabe mencionar que se ha colocado 4 bastones, dos de ellos tendrán la longitud hallada previamente y los otros dos una longitud 40 cm menor, este valor también es utilizado en algunas oficinas de diseño del país y satisface la longitud de corte determinada mediante el uso del diagrama (1.6m > 0.75-0.375+0.49= 0.85m). Finalmente, se coloca 2 bastones de Ø 3/4" con una longitud de 1.60m a partir de la cara de la columna y 2Ø3/4" a 40cm más, es decir con longitud de 2m a partir de la cara de la columna. En cuanto al refuerzo positivo, el máximo momento es de 13 ton.m, equivalente a un requerimiento de As+ de 7.4cm², este valor es cubierto con 3Ø3/4" (8.52cm²); sin embargo, se ha optado por tener el mismo fierro corrido positivo y negativo, es decir, se colocarán 2Ø1" positivos. Se siguió la misma lógica para determinar el refuerzo en los tramos restantes, en la tabla 27 se puede apreciar las longitudes de corte para los tres tramos de la viga.

Tabla 27: Longitudes de corte para el refuerzo por flexión de la viga del ejemplo

		LONG. CORTE. CÁLCULO (m)		LONG. CORTE. RECOMENDACIÓN (m)		LONG. CORTE. ESCOGIDO (m)	
		SUPERIOR	INFERIOR	L/3	L/3.5	SUPERIOR	INFERIOR
PRIMER TRAMO	DERECHA	0.6	-	1	-	1	-
	IZQUIERDA	-	-	-	-	-	-
SEGUNDO TRAMO	DERECHA	1.4	-	-	2.06	2	-
	IZQUIERDA	1.8	-	-	2.06	2	-
TERCER TRAMO	DERECHA	1.16	1.06	1.12	-	1.2	1.2
	IZQUIERDA	1.1	0.95	1.12	-	1.2	1.2

En cuanto al diseño por cortante, las figuras 45, 46 y 47 muestran los valores obtenidos con ambos modelos y las 48, 49 y 50 muestran las envolventes considerando la amplificación de 2.5 para las solicitaciones de sismo como se explicó inicialmente en este capítulo.

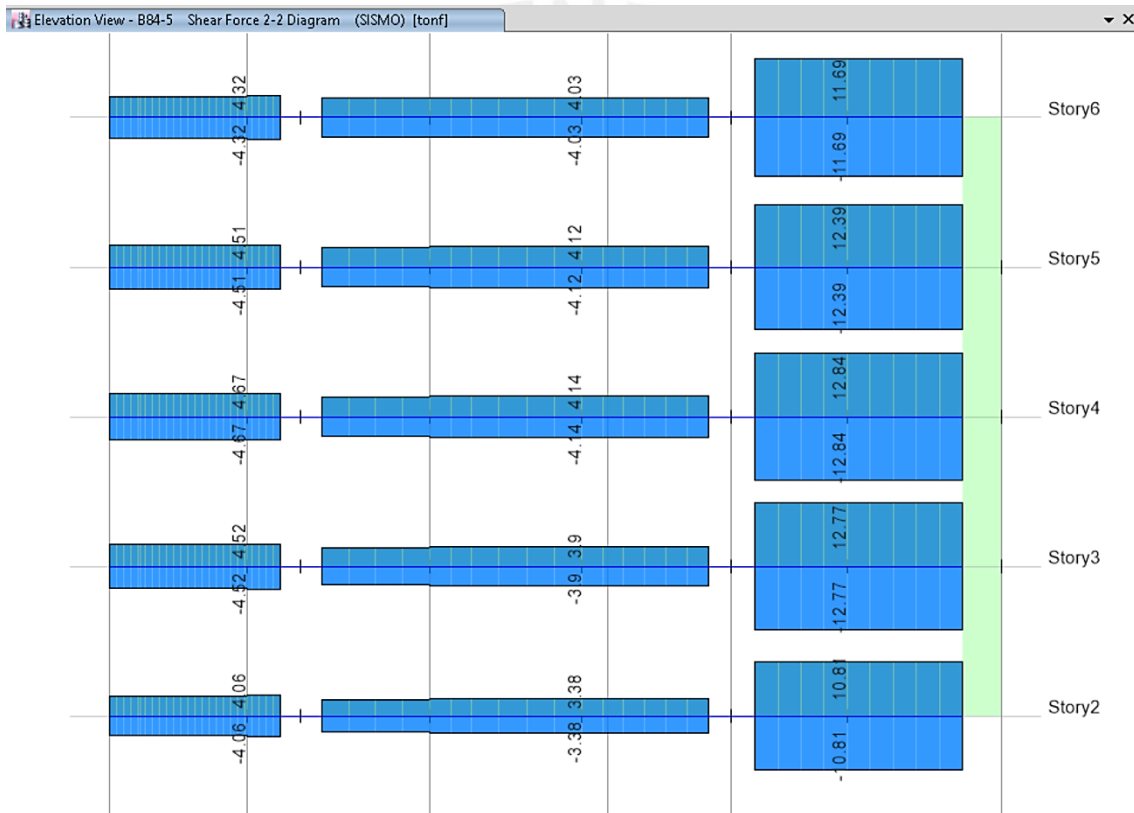


Figura 46: DFC para sismo (ton)

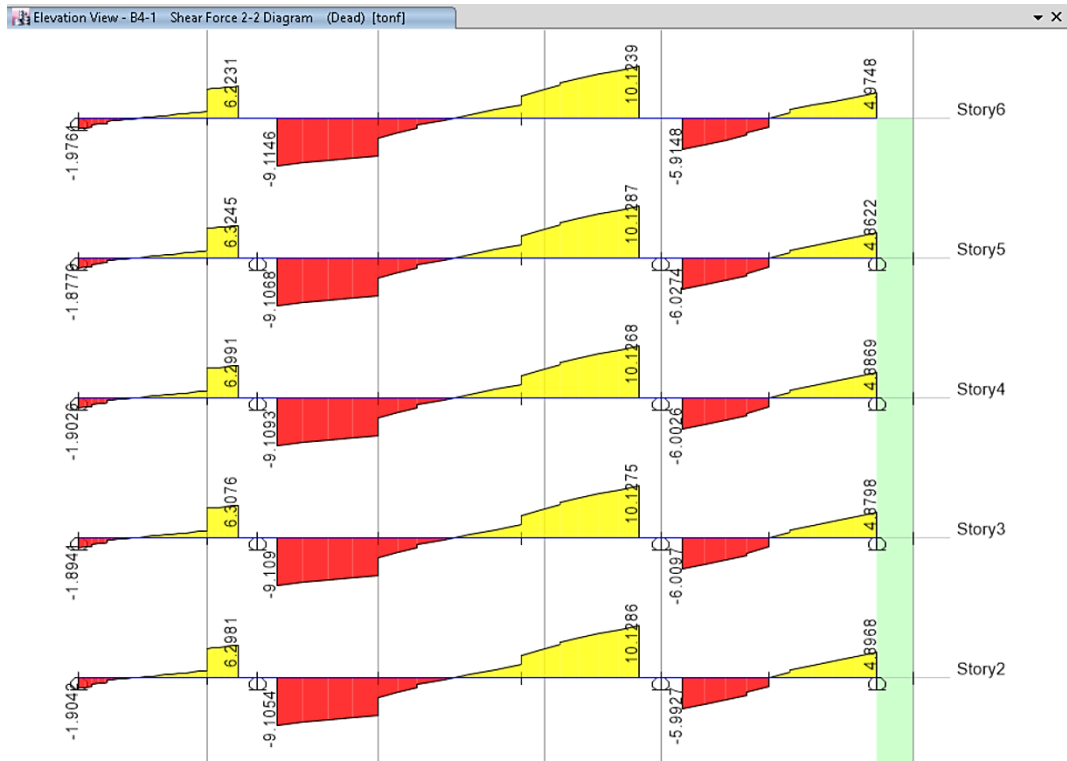


Figura 47: DFC para carga muerta (ton)

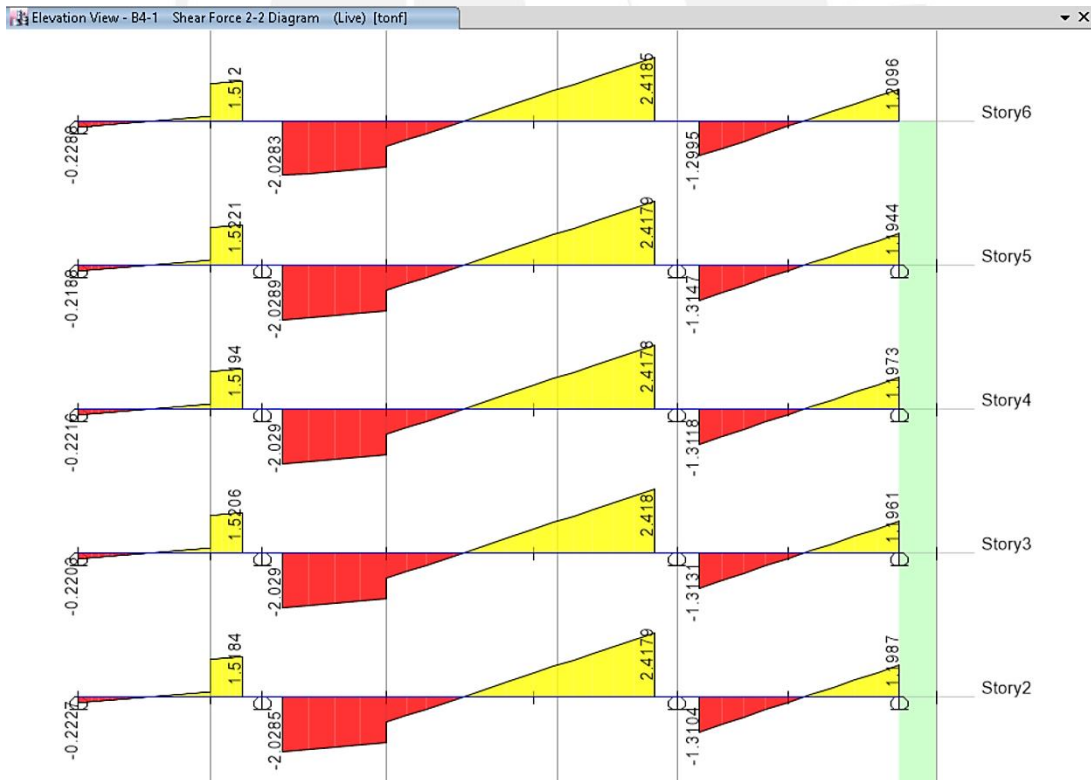


Figura 48: DFC para carga viva (ton)

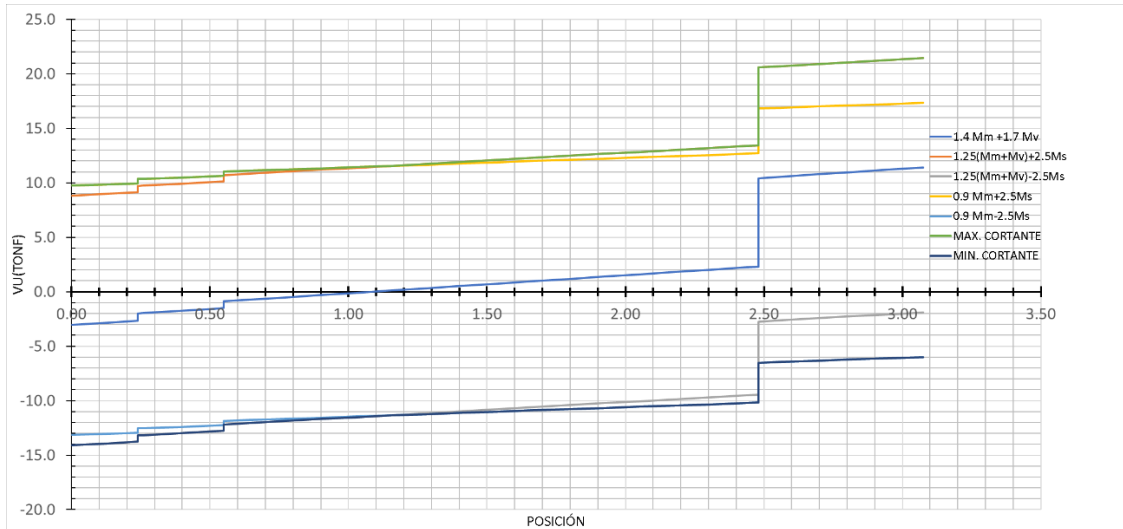


Figura 49: Envolvente de cortantes en primer tramo (ton)

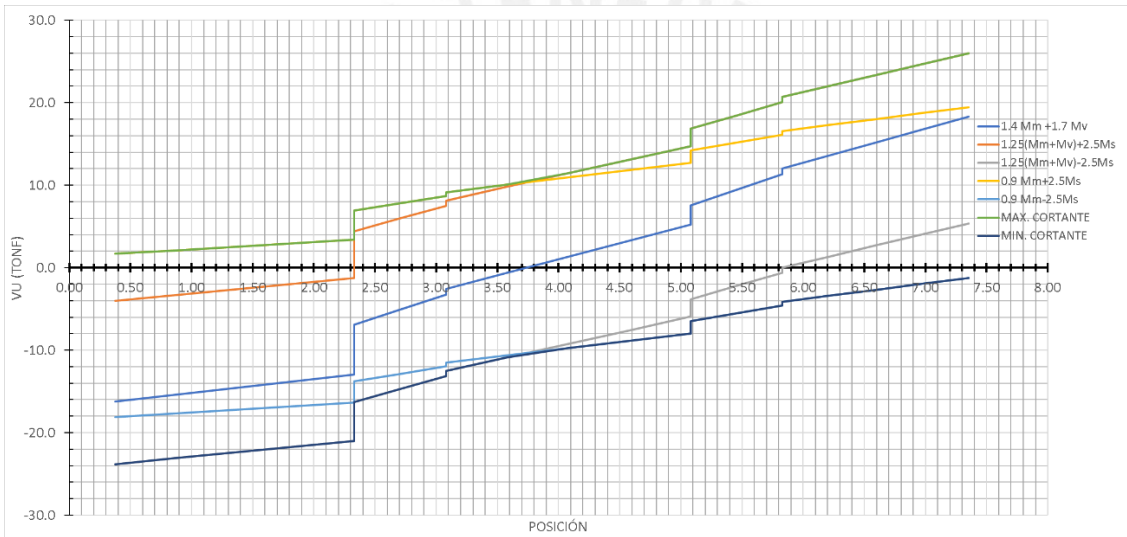


Figura 50: Envolvente de cortantes para segundo tramo (ton)

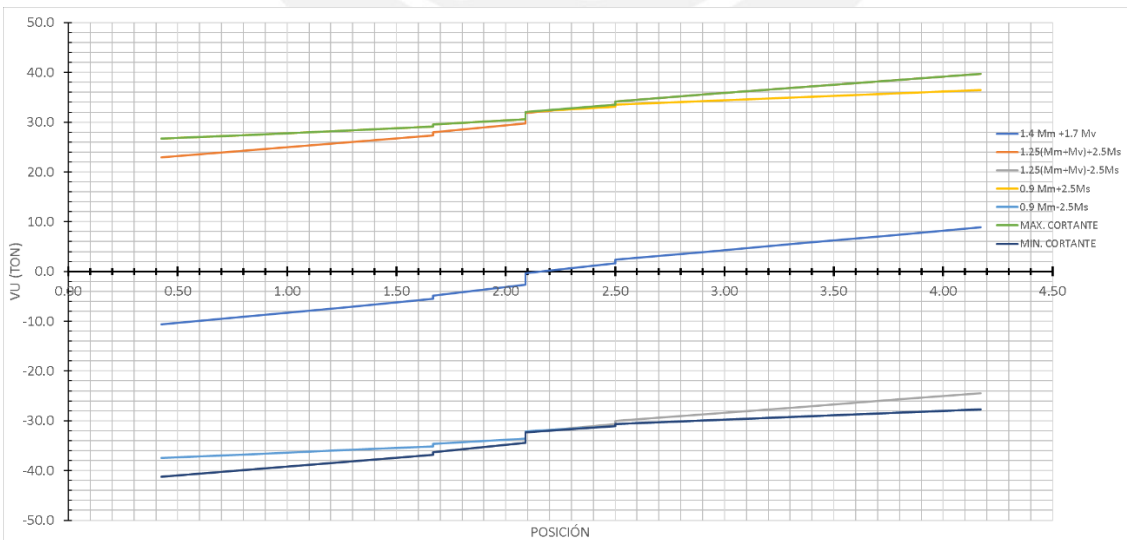


Figura 51: Envolvente de cortantes para tercer tramo (ton)

Una sección de 35x55 como la del ejemplo tiene como $Vu_{max} = 0.85 * 2.6 * \sqrt{f'c} * b * d = 54.92$ ton, de acuerdo con la norma. Por lo que debe verificarse que no se supere

dicho límite. Además, se debe confinar en 2d, es decir 1.0m con estribos @10 o 15cm, por lo que resulta útil presentar la tabla 28 con las cortantes que resisten las 2 configuraciones de estribos que probablemente se utilizarán.

Tabla 28: Cortante que resisten diferentes configuraciones de estribos

V35X55 -f'c 210 kg/cm ²			
Estribos	Vu(ton)	Estribos	Vu(ton)
Ø3/8"@.25	21	Ø3/8"@.15	27.5
Ø3/8"@.20	23.5	Ø3/8"@.10	36

Se verifica que no se ha excedido el límite de $V_{u_{max}}$ de 54.9 ton. Por lo tanto, se decide colocar los siguientes estribos de acuerdo con los valores de Vu a d=49cm de la cara.

Primer tramo: 1Ø3/8"@.05, 7@.15, rto @.25m.

Segundo tramo: 1Ø3/8"@.05, 7@.15, rto @.25m.

Tercer tramo: 1Ø3/8"@.05, Rto@.10m, debido a que el tramo es corto.

Finalmente, se procede a realizar las verificaciones por fisuración y deflexiones. A continuación, se presentan los cálculos correspondientes al segundo tramo de la viga del ejemplo debido a que las solicitaciones son mayores para este. La tabla 29 presenta el cálculo del parámetro Z para la zona de refuerzo negativo donde la solicitación por cargas de servicio es mayor. Se aprecia que Z es menor que 26000 kg/cm, por lo que se concluye que es aceptable. Por lo general y para condiciones normales el parámetro Z se encuentra dentro del rango permitido.

Tabla 29: Cálculo de parámetro Z

b	35	cm
h	55	cm
Refuerzo		
Área (cm2)	Ubicación (cm)	
13.04	6	medido desde extremo en tracción
8.52	11	
As total	21.56	cm2
Mserv	15.25	ton.m
dc	6	cm
Mayor φ	1"	
# Barras equivalentes	4.2	-
Y	8	cm
fs	1671	kg/cm2
Act	132	cm2
Z (kg/cm)	15466	<26000

La tabla 30 muestra los cálculos utilizados para determinar el valor de la deflexión total en el centro del segundo tramo. De acuerdo con la figura 17, la inercia efectiva del tramo interior de la viga continua ha sido calculada con el promedio de las inercias efectivas de las tres secciones que se especifican en ella. Se aprecia que la deflexión total tiene un valor de 0.91 cm y el valor permitido es 1.50cm, por lo que se concluye que no se requiere hacer uso de contraflecha.

Inercia efectiva	210866	cm⁴
δ_m (por carga muerta)	0.21	cm
δ_v (por carga viva)	0.05	cm
δ_{im} (inmediata)	0.48	cm
δ_{iv} (inmediata)	0.11	cm
δ_{iv} (30% inmediata))	0.033	cm
ρ' (cuantía vol. En compresión)	0.005	
ξ	2.0	para 5 años a más
λ	1.6	
δ_{dm} (diferida)	0.75	cm
δ_{dv} (30% diferida)	0.11	
δ_t (total)	0.91	cm
Luz libre	720	cm
$\delta/480$(permitido)	1.50	cm
Contraflecha	No necesita	cm

Tabla 30: Cálculo de la deflexión total del segundo tramo.

Por último, se presenta el armado final del refuerzo para la viga en las figuras 52,53 y 54.

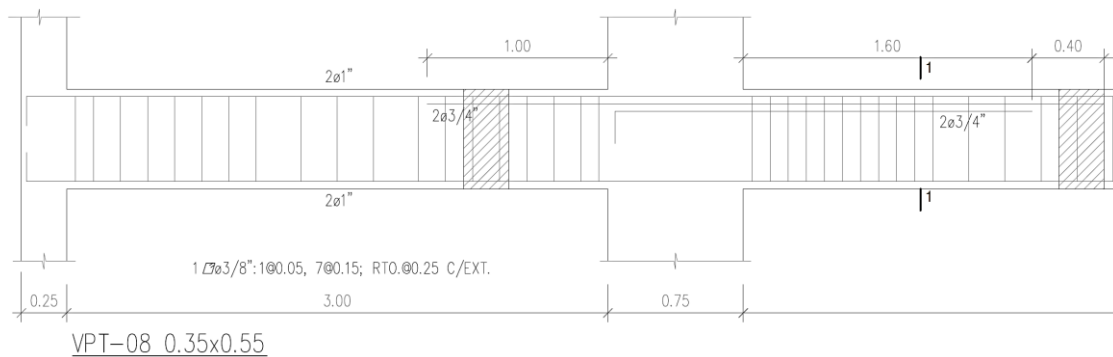


Figura 52: Refuerzo para la viga del ejemplo.

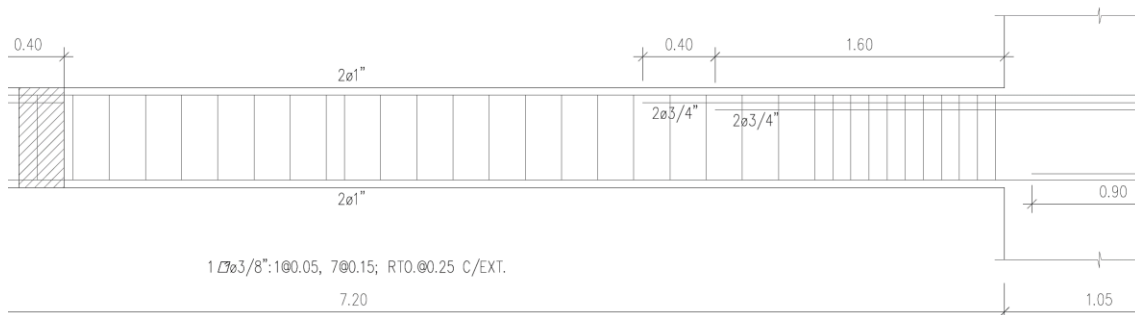


Figura 53: Continuación de figura 52.

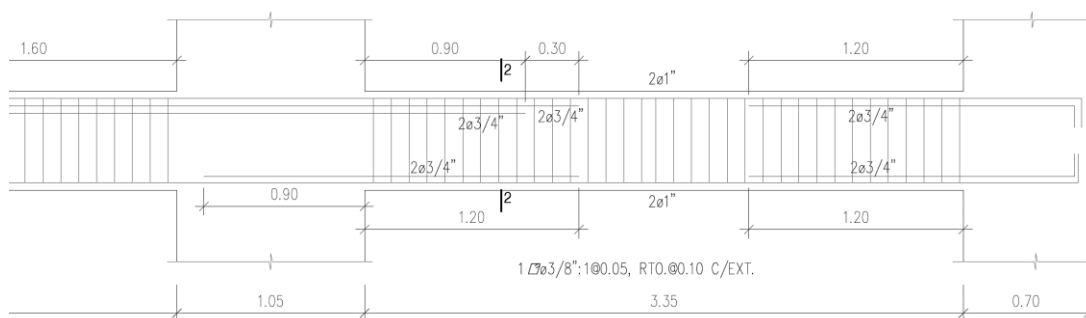


Figura 54: Continuación de figura 53.

6.4. Diseño de columnas

Las columnas son elementos que soportan, además de fuerza cortante (V), carga axial (P) y momento flector (M). No existe una sola combinación de P y M que agote la capacidad de la sección de las columnas, si no que existen infinitas combinaciones de ambos valores que lo hacen, dichos valores generan un lugar geométrico denominado diagrama de interacción.

Las columnas se diseñarán por flexocompresión y cortante considerando las combinaciones $1.4CM+1.7CV$, $1.25(CM+CV) +Sismo$, y $0.9CM+sismo$. Las solicitaciones se obtendrán del modelo en Etabs y con ayuda de la herramienta *Section Designer* del programa se generará el diagrama de interacción correspondiente a un refuerzo tentativo planteado para cada sección.

6.4.1. Consideraciones para el diseño

Para el diseño de columnas se tomará en cuenta las siguientes consideraciones obtenidas de la E.060 y del libro “Apuntes del curso de concreto armado I”.

En cuanto al refuerzo:

- ✓ Según la norma, la cuantía de acero longitudinal debe estar en el rango de 1%-6%; sin embargo, cuantías mayores a 4% pueden generar problemas de congestión

en los nudos y zonas de empalme del refuerzo. Por lo tanto, se colocará cuantías dentro del rango de 1%-3% del área total de la sección transversal.

- ✓ El recubrimiento libre medido desde la cara de la columna al estribo será como mínimo 4 cm.
- ✓ El espaciamiento libre entre barras de refuerzo longitudinal debe ser como mínimo 1.5 veces el diámetro de la barra o 4cm. Además, cada barra debe estar separada como máximo 15 cm de otra barra lateralmente soportada.

En cuanto al diseño por flexocompresión:

- ✓ El diagrama de interacción generado por las resistencias nominales P_n y M_n se ve afectado por el factor de reducción $\phi = 0.7$. Dicho factor puede variar linealmente por medio de interpolación hasta un valor de $\phi = 0.9$ para cargas axiales pequeñas. El valor de P_n para el que se puede iniciar la interpolación de ϕ es $\phi P_n = 0.1 * f'c * A_g$ y el factor tendrá un valor de $\phi = 0.9 - (0.2 \frac{P_n}{P_{tran}})$ donde $P_{tran} = \frac{0.1}{0.7} * f'c * A_g$, hasta que P_n alcance un valor de 0, a partir de ese punto el factor ϕ tendrá un valor de 0.9 para las cargas de tracción.
- ✓ La norma establece un valor máximo para carga axial que puede resistir el elemento multiplicando el valor de P_n en compresión pura (P_o) por el factor $\alpha = 0.8$; por lo tanto, $P_{nmax} = 0.8P_o$. Esto se debe a que se considera que raramente se puede dar la falla en compresión pura debido a la presencia de un momento flector que puede ser originado por diferentes factores como por ejemplo el desalineamiento del refuerzo vertical, la falta de uniformidad en la compactación del concreto, etc.
- ✓ La figura 55 presenta gráficamente las consideraciones anteriores.

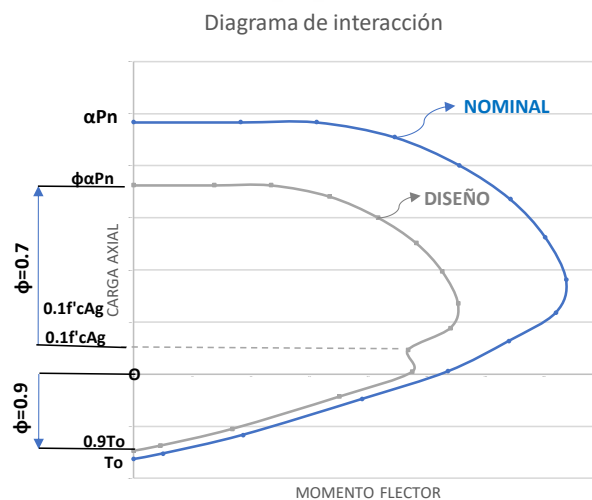


Figura 55: Diagrama de interacción

En cuanto al diseño por cortante:

- ✓ El aporte del concreto está dado por $V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 Ag}\right) * bw * d$, donde Nu es la carga axial en kgf y Ag es el área bruta de la sección en cm^2 .
- ✓ El factor de reducción para cortante se considera $\phi=0.85$.
- ✓ Cuando Vu sea mayor que ϕV_c , se debe considerar $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$, donde Vs es el aporte de los estribos. Por lo tanto, $V_s = V_u/\phi - V_c$.
- ✓ El aporte a la resistencia a cortante de los estribos, al igual que en vigas, está dado por $V_s = \frac{Av*fy*d}{s}$; por lo tanto, $S = \frac{Av*fy*d}{V_s}$.
- ✓ De acuerdo con la NTP E.060, en ambos extremos del elemento deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento So en una longitud Lo medida desde la cara del nudo.
- ✓ El espaciamiento So no será mayor que el menor valor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm.
- ✓ La longitud Lo no será menor que el mayor valor entre:
 - Una sexta parte de la luz libre del elemento.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50 cm
- ✓ El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no debe exceder el menor valor entre:
 - 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal.
 - 30cm.
 - 48 veces el diámetro del estribo.
- ✓ Se realizará el diseño por cortante correspondiente a columnas de edificios de muros estructurales o dual tipo I del capítulo 21 de la NTP E.060. Dicho diseño se basa en un valor para la cortante por capacidad que no debe ser menor que el menor valor obtenido de:
 - El cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales Mn del elemento en los extremos restringidos de la luz libre. Dichos Mn, a su vez, están asociados a la fuerza axial Pu que dé como resultado el mayor momento nominal posible. La figura 56 presenta esta consideración gráficamente.

-El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga considerando un factor de amplificación de 2.5 para los valores de sismo.

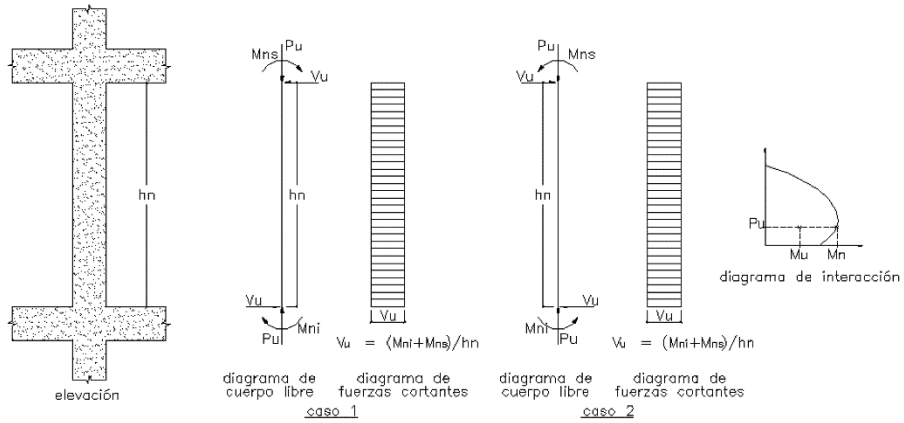


Figura 56: Consideraciones para el diseño por capacidad.

6.4.2. Ejemplo de diseño de columna

Se diseñará la columna ubicada entre los ejes G, H y 4. En la figura 57 se aprecia su ubicación en el encofrado del techo del primer sótano. En esta columna presenta una sección en forma de L con las dimensiones mostradas en la figura 58.

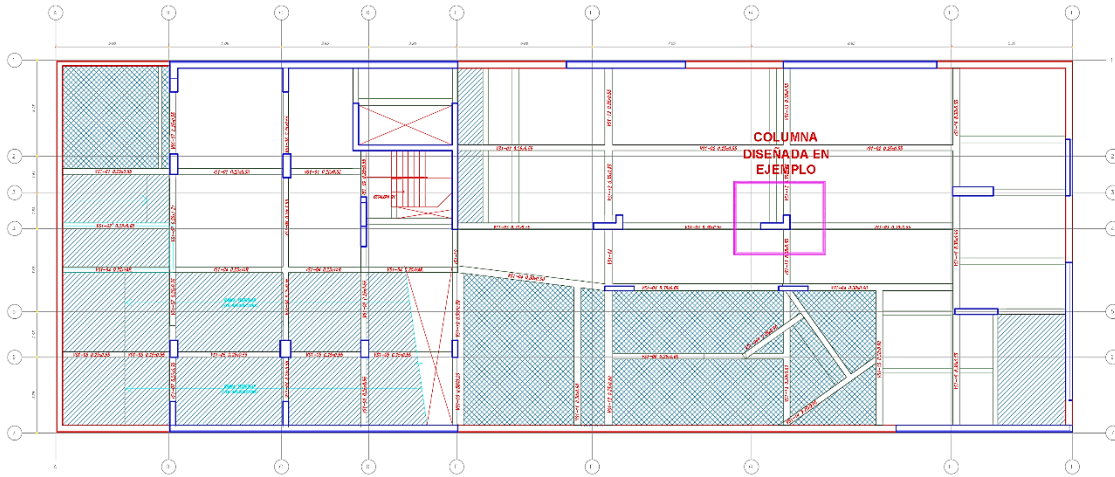


Figura 57: Ubicación de la columna diseñada en el ejemplo.

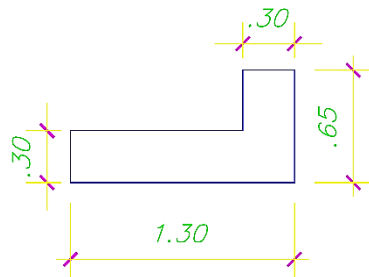


Figura 58: Sección de la columna diseñada en el ejemplo.

En primer lugar, se obtienen los valores de las solicitaciones de la columna del modelo en Etabs para el primer piso, donde son mayores. Estos valores se presentan en la tabla 31. Luego se realiza las combinaciones consideradas y se comparan las solicitaciones con el diagrama de interacción que será generado con la herramienta Section Designer del Etabs. Con el propósito de realizar las combinaciones correctamente y obtener los valores que se compararán con el diagrama de interacción, es importante indicar la convención de signos que utiliza el programa tanto para el análisis como para el diagrama de interacción. Así, en la figura 59, obtenida del programa Etabs, se indica los sentidos para los valores positivos de la fuerza axial y momentos flectores. Cabe mencionar que cada elemento tiene sus propios ejes locales 1, 2 y 3 y que las fuerzas resultantes del análisis que arroja el modelo se dan respecto a estos ejes.

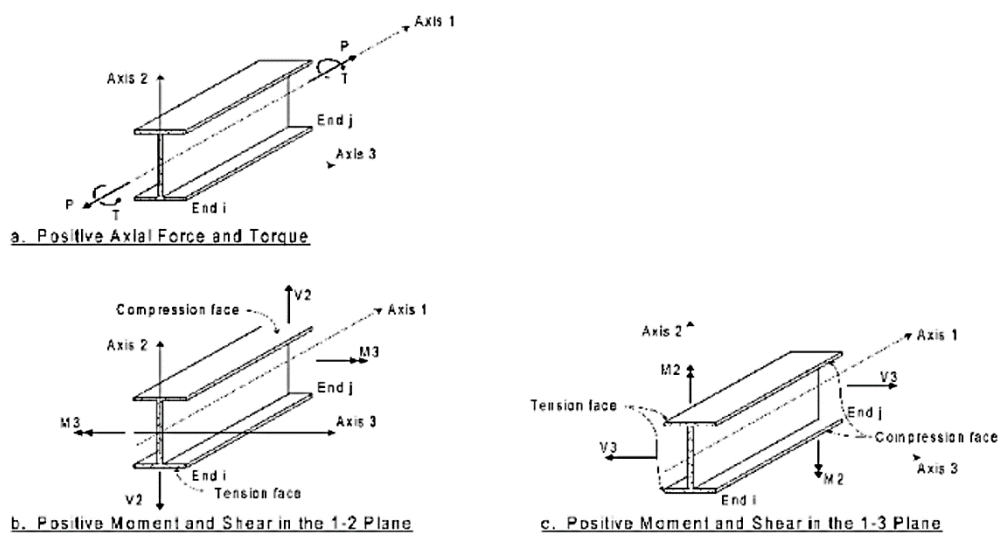


Figura 59: Convención de signos para elementos tipo Frame y Pier en Etabs.

De la figura 59 se tiene que el programa, para los resultados del análisis, considera la carga axial y las dos cortantes como positivas en el sentido positivo del eje correspondiente. Además, el momento flector alrededor del eje 2 se considera positivo cuando causa compresión en el lado positivo del eje 3 y el momento flector alrededor del eje 3 se considera positivo cuando causa compresión en el lado positivo del eje 2.

En cuanto al diagrama de interacción, el programa arroja valores positivos para las cargas axiales en compresión y momentos flectores positivos en el sentido positivo de los ejes correspondientes. Por lo tanto, para poder realizar una adecuada comparación se hará los siguientes cambios en los signos de los valores:

- Se multiplicará por -1 a las cargas axiales que resultan del análisis.

-Se multiplicará por -1 a los valores de los momentos flectores alrededor del eje 2 para el diagrama de interacción.

La figura 60 muestra los ejes locales de la columna diseñada. En la tabla 32 se presenta las combinaciones realizadas con los valores de la tabla 31 y las correcciones previamente descritas.

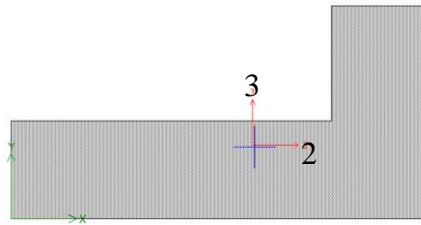


Figura 60: Ejes locales de la columna diseñada.

Tabla 31: Resultados del análisis para la columna del ejemplo.

Piso	Pier	Carga	Loc	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	T	M2(ton.m)	M3(ton.m)
Story1	C8	Dead	Top	-245.91	7.60	-14.88	-5.1947	20.1233	-6.6465
Story1	C8	Dead	Bottom	-249.08	7.60	-14.88	-5.1947	-20.0487	13.8786
Story1	C8	Live	Top	-43.27	2.95	-3.37	-1.0835	4.4323	-2.4884
Story1	C8	Live	Bottom	-43.27	2.95	-3.37	-1.0835	-4.6624	5.4774
Story1	C8	Sismo XX Max	Top	2.30	3.96	0.38	0.3056	1.6371	2.7908
Story1	C8	Sismo XX Max	Bottom	2.30	3.96	0.38	0.3056	1.3756	12.7287
Story1	C8	Sismo YY Max	Top	5.83	0.54	5.4314	1.9179	1.4274	7.803
Story1	C8	Sismo YY Max	Bottom	5.83	0.54	5.4314	1.9179	13.9748	7.6196

Tabla 32: Valores para las diferentes combinaciones de cargas.

	Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3	
BOTTOM		1.4CM+1.7CV	422.3	-36.0	28.7	15.7	-26.6
	SISMO X-X	1.25(CM+CV)+CS	367.7	-29.5	36.9	17.2	-22.4
		1.25(CM+CV)-CS	363.1	-32.3	11.5	9.2	-23.2
		0.9CM+CS	226.5	-16.7	25.2	10.8	-13.0
		0.9CM-CS	221.9	-19.4	-0.2	2.9	-13.8
	SISMO Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	371.3	-16.9	31.8	13.7	-17.4
		1.25(CM+CV)-CS	359.6	-44.9	16.6	12.6	-28.2
		0.9CM+CS	230.0	-4.1	20.1	7.4	-8.0
		0.9CM-CS	218.3	-32.0	4.9	6.3	-18.8
TOP		Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3
		1.4CM+1.7CV	417.8	35.7	-13.5	15.7	-26.6
	SISMO X-X	1.25(CM+CV)+CS	363.8	32.3	-8.6	17.2	-22.4
		1.25(CM+CV)-CS	359.2	29.1	-14.2	9.2	-23.2
		0.9CM+CS	223.6	19.7	-3.2	10.8	-13.0
		0.9CM-CS	219.0	16.5	-8.8	2.9	-13.8
	SISMO Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	367.3	32.1	-3.6	13.7	-17.4
		1.25(CM+CV)-CS	355.6	29.3	-19.2	12.6	-28.2
		0.9CM+CS	227.1	19.5	1.8	7.4	-8.0
0.9CM-CS		215.5	16.7	-13.8	2.1	-18.8	

De la tabla 32 se aprecia que la carga axial última P_u es 422 ton. El área de la sección es de 4950 cm^2 y si se asume una cuantía de 1% se tiene que la carga axial máxima que soporta la sección, de acuerdo con $\phi P_n = 0.7 * 0.8 * (0.85 * A_g * f'_c + A_s * f_y)$, es 606.3 ton, por lo que esta cuantía sería suficiente para la sección si los momentos flectores no tuvieran magnitudes importantes. Sin embargo, esta columna tiene la particularidad de no ser simétrica y recibir momentos flectores importantes, sobre todo alrededor del eje 2 (M_2). Con el propósito de tener una distribución que resista adecuadamente las solicitaciones a las que está sometida la columna, se ha escogido colocar $30 \text{ } \varnothing 3/4''$, equivalente a una cuantía de 1.7%. La figura 61 muestra la configuración del refuerzo para la columna, las figuras 62 y 63 muestran los diagramas nominales y últimos para dicha columna y los puntos correspondientes a las combinaciones presentadas en la tabla 32. Se aprecia que con el refuerzo elegido se obtiene un diagrama muy holgado para M_3 -3; sin embargo, se mantendrá la configuración ya que es necesaria para resistir los momentos M_2 debido a la falta de simetría de la sección.

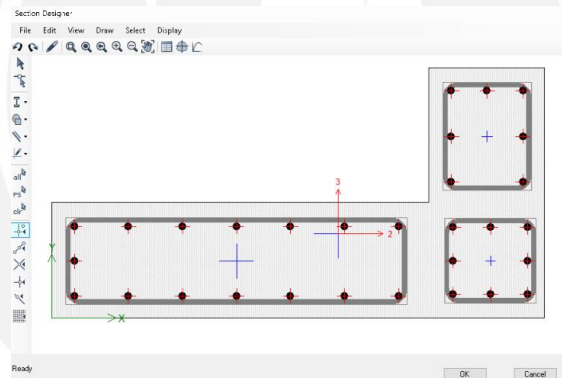


Figura 61: Configuración de aceros final.

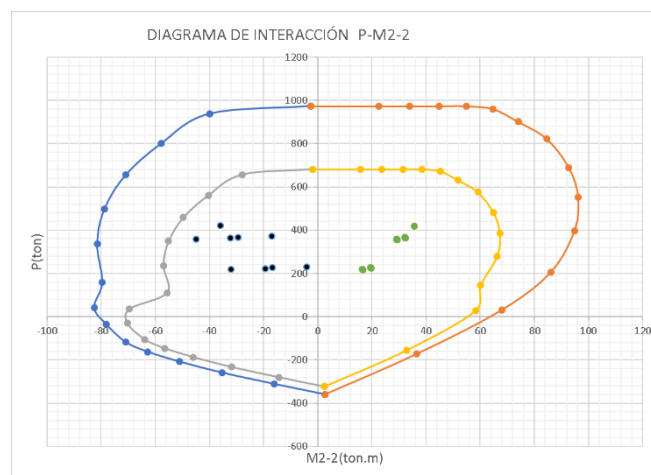


Figura 62: Diagrama de interacción para M_2 .

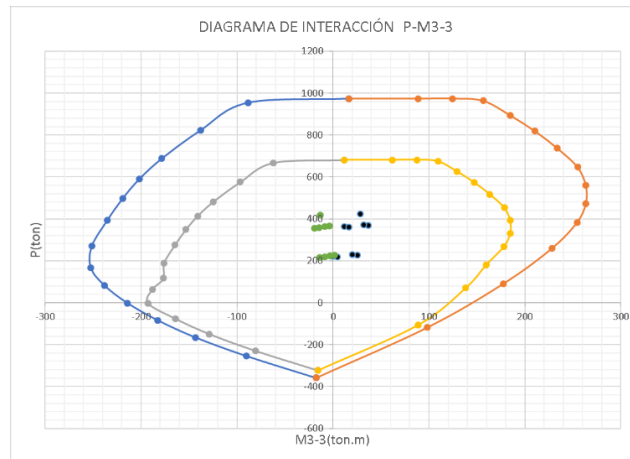


Figura 63: Diagrama de interacción para M3.

En cuanto al diseño por cortante por capacidad, se deben diseñar los estribos para resistir las cortantes en ambas direcciones. Para la cortante en dirección 2 (V2) se considerará que es resistida en su totalidad por la sección de 0.30x1.30 y para la cortante en dirección 3 (V3) se considerará que el 95% es resistido por la sección de 0.30x0.65.

En la figura 64 se puede apreciar el valor del momento nominal en el eje 2 para una de las dos opciones del diseño por capacidad. Se tiene un Mn de 96 ton.m para un Pu de 418 ton, lo que produce una cortante en dirección 3 de aproximadamente 87 ton. Como se mencionó antes, se considerará que el 95% de esta cortante será tomada por la sección de 0.30x0.65m, por lo que finalmente la cortante por capacidad en este caso será de 83 ton.

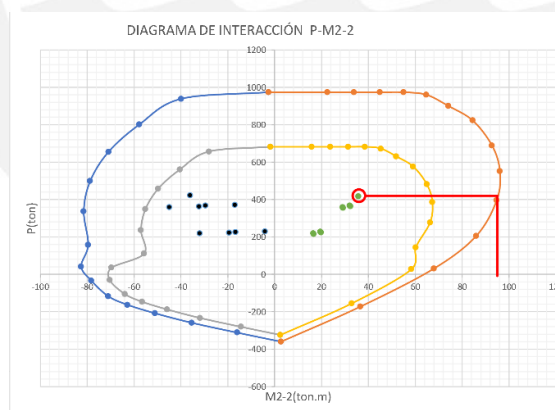


Figura 64: Mn para cortante por capacidad.

El segundo caso resulta de realizar las combinaciones con un factor de 2.5 para el sismo, estos valores se presentan en la tabla 33. Cabe mencionar que los valores de esta tabla ya se encuentran escalados al 95%. Se obtiene un valor de la cortante por capacidad de 35ton. Por lo tanto, se escoge el menor valor $V_u = 35$ ton y $P_u = 360$ ton. El aporte del concreto para una sección de 0.30x0.65m, de acuerdo con las fórmulas presentadas en la norma es $V_c = 13.6$ ton. Por lo tanto, el aporte de los estribos a la resistencia a cortante será $V_s = 27$ ton. Este valor es elevado, por lo que se considerará el uso de doble estribo de $\varnothing 3/8''$, lo

que significa que $A_v = 4 \cdot 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2$ y de acuerdo con las fórmulas presentadas al inicio del capítulo $S = 25 \text{ cm}$. Por lo tanto, se escoge la siguiente distribución de estribos, de acuerdo con las consideraciones del capítulo 21 de la NTP E.060: $2\text{Ø}3/8$: $1@ 0.05$, $7@ 0.10$, $Rto@ 0.25\text{m}$.

Tabla 33: Combinaciones para diseño por capacidad.

		CORTANTE 3-3						
		Combinaciones	P(ton)	95%V3	VC	VS	S(CM)	
BOTTOM	SISMO EN X-X	1.4CM+1.7CV	422	25	13.6	16.1	44	
		1.25(CM+CV)+CS	368	21	13.6	10.8	65	
		1.25(CM+CV)-CS	363	23	13.6	13.0	54	
		0.9CM+CS	226	12	13.6	0.3	2341	
		0.9CM-CS	222	14	13.6	2.4	288	
	SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	371	9	13.6	0.0	--	
		1.25(CM+CV)-CS	360	35	13.6	27.1	26	
		0.9CM+CS	230	0	13.6	0.0	--	
		0.9CM-CS	218	26	13.6	16.5	43	
TOP	SISMO EN X-X	1.4CM+1.7CV	418	25	13.6	16.1	44	
		1.25(CM+CV)+CS	364	21	13.6	10.8	65	
		1.25(CM+CV)-CS	359	23	13.6	13.0	54	
		0.9CM+CS	224	12	13.6	0.3	2341	
		0.9CM-CS	219	14	13.6	2.4	288	
	SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+CS	367	9	13.6	0.0	--	
		1.25(CM+CV)-CS	356	35	13.6	27.1	26	
		0.9CM+CS	227	0	13.6	0.0	--	
		0.9CM-CS	215	26	13.6	16.5	43	

Se siguió el mismo procedimiento para la cortante en dirección 2, pero se obtiene un $V_u = 23 \text{ ton}$ para ser resistido por la sección de $0.30 \times 1.30 \text{ m}$, con $V_c = 28.6 \text{ ton}$. Por lo que se escoge la misma distribución de estribos que la escogida para la cortante en la otra dirección, con la diferencia que ahora para la dirección 2 es suficiente utilizar un solo estribo. Finalmente, se verifica que la distribución del refuerzo escogida sea suficiente para resistir las solicitaciones en todos pisos, incluidos los sótanos. Cabe mencionar que en los sótanos no se realiza el diseño de cortante por capacidad debido a la pérdida de importancia del efecto del sismo. En la figura 65 se presenta el refuerzo escogido para la columna diseñada en el ejemplo.

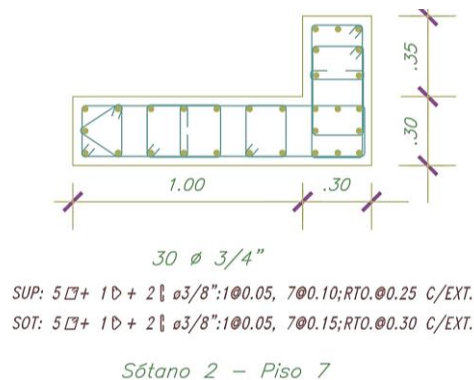


Figura 65: Configuración del refuerzo para columna del ejemplo.

6.5. Diseño de placas

Las placas, al igual que las columnas, se diseñan por flexocompresión y cortante. Sin embargo, las exigencias para estos elementos son mayores debido a que el edificio diseñado en este proyecto de tesis tiene como sistema sismorresistente a los muros estructurales, también llamados muros de corte. Por lo tanto, las solicitudes mayores serán aquellas que tomen en cuenta la influencia del sismo pues este genera grandes cortantes y momentos en estos elementos.

6.5.1. Consideraciones para el diseño

En cuanto al refuerzo:

- ✓ De acuerdo con el acápite 11.10.10 de la NTP E.060, se considerará 0.0025 como cuantía mínima tanto para refuerzo horizontal como vertical.
- ✓ El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no debe exceder 3 veces el espesor del muro ni 40 cm.
- ✓ Debido a que se tiene placas con espesores de mínimo 20cm, el refuerzo horizontal y vertical se colocará en las dos caras del muro.
- ✓ Para evitar problemas de congestión, cuando se requiera gran cantidad de refuerzo horizontal se utilizará espaciamientos de mínimo 15 cm.
- ✓ En los elementos de borde, el espaciamiento del refuerzo transversal no excederá el menor valor entre:
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
 - 25 cm.

En cuanto al diseño por flexocompresión:

- ✓ El diagrama de interacción se elaborará con las mismas consideraciones expuestas en el capítulo anterior para diseño de columnas.
- ✓ Inicialmente se colocará elementos de borde con longitud aproximada de 10% de la mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ Se verificará que la longitud de los elementos de borde sea adecuada de acuerdo con lo estipulado en el acápite 21.9.7 de la NTP E.060. Se comparará la profundidad del eje neutro C (correspondiente con la fuerza axial amplificada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño δ_u)

con el valor del $C_{\text{límite}} = \frac{\text{longitud del muro}(lm)}{600 * \left(\frac{du}{\text{altura del muro}(hm)}\right)}$. El valor de du/hm se tomará como mínimo 0.005.

- ✓ Si $C \geq C_{\text{límite}}$, se requieren elementos de borde en una altura no menor al mayor valor entre lm y $Mu/4Vu$. Los elementos de borde deben tener un ancho no menor al mayor valor entre $(C-0.1*lm)$ y $C/2$.
- ✓ Cuando $C < C_{\text{límite}}$; a pesar de que no se requieren elementos de borde, se conservarán los asumidos inicialmente.

En cuanto al diseño por cortante:

- ✓ El aporte del concreto a la resistencia a cortante se considera como $Vc = \alpha * \sqrt{f'c} * b * 0.8l$. Donde $\alpha = 0.53$ para placas esbeltas ($hw/lw \geq 2$), $\alpha = 0.80$ para placas robustas ($hw/lw \leq 1.5$) y se interpola para hw/lw intermedios.
- ✓ El aporte de los estribos a la resistencia por cortante está dado por $Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$; por lo que $S = \frac{Av * fy * d}{Vs}$.
- ✓ Las placas se diseñarán a cortante por capacidad, según lo estipulado en 21.9.5 de la NTP E.060, donde la cortante de diseño se calcula como $Vu \geq Vua * \frac{Mn}{Mua}$, donde Vua y Mua son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y Mn es el momento nominal resistente del muro, calculado con los aceros colocados, asociados a la carga Pu . El cociente $\frac{Mn}{Mua}$ no se tomará mayor que el coeficiente de reducción R .
- ✓ Se diseñará por cortante por capacidad en una altura medida desde la base del primer piso equivalente a la longitud del muro lm , $Mu/4Vu$ o la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

6.5.2. Ejemplo de diseño de placa

Se diseñará la placa ubicada en el eje 7, entre los ejes G e I. En la figura 66 se aprecia su ubicación en el encofrado del piso típico. Esta placa tiene dimensiones de 7.70x0.25m desde el primer piso hasta el piso 7, en el sótano tiene espesor de 30 cm y en la azotea sus dimensiones se reducen a 4.40x0.25m.

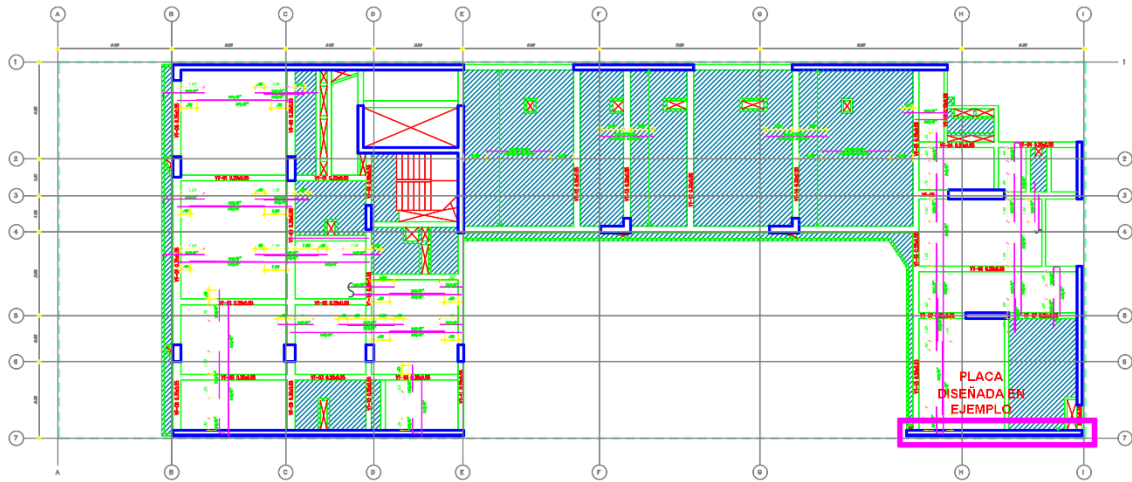


Figura 66: Ubicación de placa diseñada en el ejemplo.

El proceso de diseño es similar al de columnas, y, de acuerdo con las consideraciones previamente expuestas, inicialmente se colocará elementos de borde de aproximadamente 10% de la longitud de 7.70m, es decir 80 cm. Considerando un espaciamiento de 14 cm entre barras se tiene $12 \text{ } \varnothing 5/8''$, que equivale a una cuantía de 1.9% en los elementos de borde. Además, considerando una cuantía mínima de 0.0025 para refuerzo vertical, se tiene $\varnothing 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ en ambas caras de la placa. Con este refuerzo tentativo se realizará el diagrama de interacción y se analizará si es adecuado para resistir las solicitaciones a las que está sometida la placa. Las solicitaciones y combinaciones se obtuvieron de igual manera que para las columnas y se presentan en las tablas 34 y 35. Estas solicitaciones corresponden al primer piso del edificio pues son mayores con respecto al resto de pisos.

Tabla 34: Resultados del análisis para la placa del ejemplo.

Piso	Carga	Loc	P(ton)	V2(ton)	V3(ton)	M2(ton.m)	M3(ton.m)
PISO 1	Muerta	Top	-201.8	-2.2	0.0	0.2	28.0
PISO 2	Muerta	Bottom	-214.3	-2.2	0.0	0.2	22.1
PISO 3	Viva	Top	-23.4	-0.8	0.0	0.0	2.4
PISO 4	Viva	Bottom	-23.4	-0.8	0.0	0.0	0.2
PISO 5	Sismo XX Max	Top	0.2	136.4	0.2	0.4	911.4
PISO 6	Sismo XX Max	Bottom	0.2	136.4	0.2	0.6	1271.1
PISO 7	Sismo YY Max	Top	0.1	97.0	1.5	3.5	178.7
PISO 8	Sismo YY Max	Bottom	0.1	97.0	1.5	7.2	370.5

Tabla 35: Valores para las diferentes combinaciones de cargas

		Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3
		BOTTOM	SISMO X-X	1.4CM+1.7CV	339.9	0.3	31.3
1.25(CM+CV)+CS	297.3			0.9	1299.0	132.7	0.2
1.25(CM+CV)-CS	297.0			-0.3	-1243.1	-140.1	-0.1
0.9CM+CS	193.1			0.8	1290.9	134.5	0.2
0.9CM-CS	192.7			-0.4	-1251.2	-138.4	-0.2
SISMO Y-Y	1.25(CM+CV)+CS		297.3	7.5	398.4	93.3	1.5
	1.25(CM+CV)-CS		297.0	-6.9	-342.6	-100.7	-1.4
	0.9CM+CS		193.0	7.4	390.4	95.0	1.5
	0.9CM-CS		192.7	-7.1	-350.6	-98.9	-1.4
		Combinaciones	P	M2	M3	V2	V3
		TOP	1.4CM+1.7CV	339.9	0.3	43.2	-4.4
SISMO X-X	1.25(CM+CV)+CS		297.3	0.7	949.3	132.7	0.2
	1.25(CM+CV)-CS		297.0	-0.2	-873.5	-140.1	-0.1
	0.9CM+CS		193.1	0.6	936.6	134.5	0.2
	0.9CM-CS		192.7	-0.3	-886.2	-138.4	-0.2
	SISMO Y-Y		1.25(CM+CV)+CS	297.3	3.7	216.6	93.3
1.25(CM+CV)-CS			297.0	-3.3	-140.8	-100.7	-1.4
0.9CM+CS			193.0	3.7	203.8	95.0	1.5
0.9CM-CS			192.7	-3.4	-153.5	-97.7	-1.4

Como se aprecia en la tabla 35, las mayores solicitaciones se dan para los casos que consideran sismo en la dirección X, pues es la dirección en la que está orientado el muro. Los valores de dicha tabla se compararán con el diagrama de interacción de la placa con el refuerzo tentativo mencionado previamente. La distribución del refuerzo se puede apreciar en la figura 67. En ella, además, se aprecian los ejes locales del elemento. En las figuras 68 y 69 se presentan los diagramas de interacción correspondientes a la distribución de la figura 67, se aprecia que las solicitaciones caen dentro del diagrama, por lo que se mantendrá esta distribución para el refuerzo vertical. Además, se aprecia, de acuerdo con la tabla 35, y como es de esperarse, que las solicitaciones de momentos alrededor del eje 2 y cortantes en dirección 3 son irrelevantes para el diseño de la presente placa.

Para la verificación de los elementos de borde, se tiene lo siguiente:

- El desplazamiento en la parte superior de la placa es de 2.2 cm.
- La altura total del muro es 18.90 m. Por lo tanto, $\frac{du}{hm}$ 0.001. Es decir, se considera el valor mínimo de 0.005 para este cociente.
- $C_{\text{límite}} = \frac{770}{600 \cdot (0.005)} = 256.6$ cm.
- El mayor valor de C para las fuerzas amplificadas es 122.4 cm. Por lo tanto; $C < C_{\text{límite}}$.
- Como se mencionó previamente, a pesar de no requerirse elementos de borde, se decide conservar lo propuesto inicialmente para los elementos.

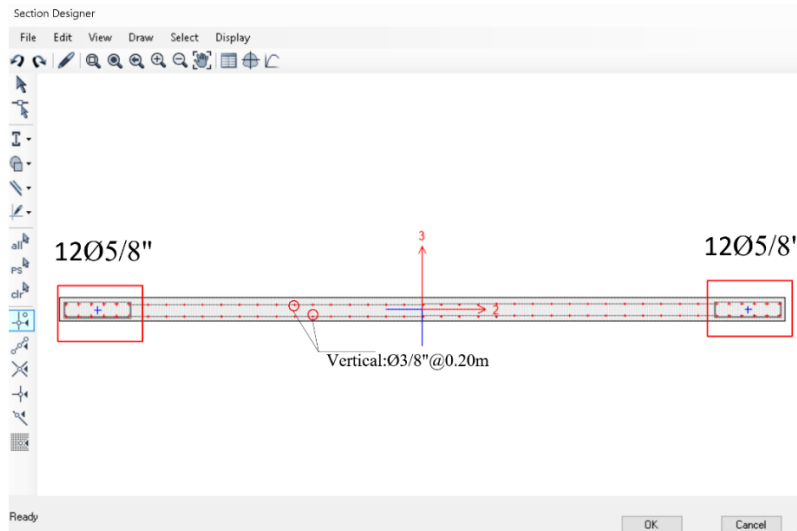


Figura 67: Configuración de refuerzo longitudinal.

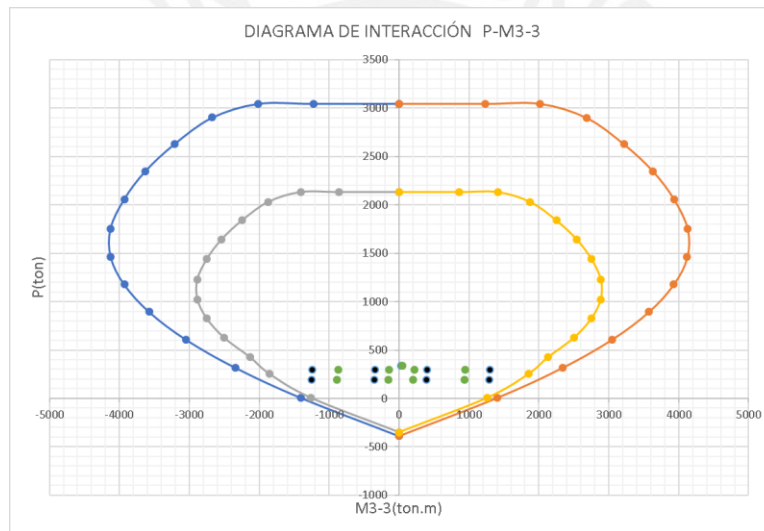


Figura 68: Diagrama de interacción para momentos alrededor del eje 3.

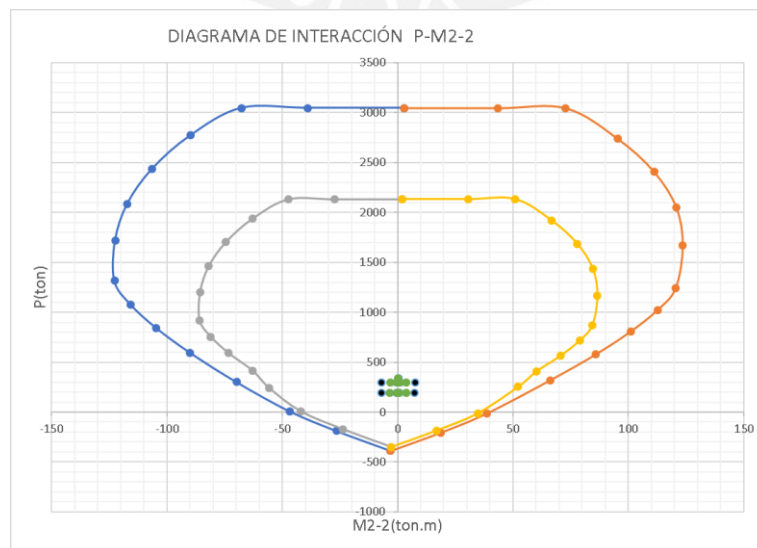


Figura 69: Diagrama de interacción para momentos alrededor del eje 2.

Se procede a realizar el diseño por cortante. De la tabla 35, se obtiene que la cortante máxima de las combinaciones, en dirección 2, es $V_u=140$ ton, y de la figura 70 se obtiene el factor $M_n/M_u=2000/1291=1.55$. Por lo que se diseñará para una cortante por capacidad de $140*1.55 = 217$ ton.

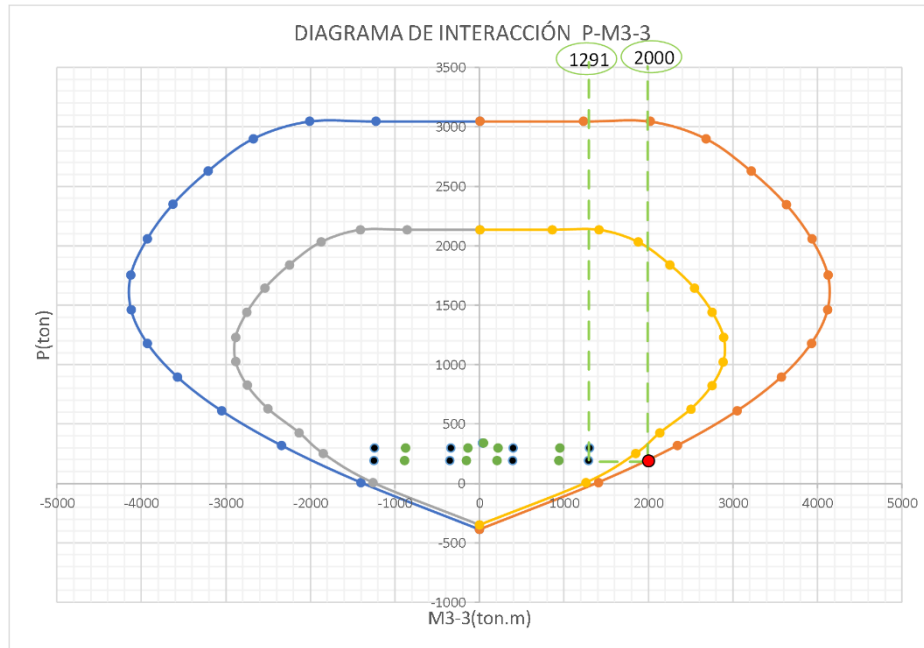


Figura 70: Obtención de factor de amplificación para la cortante.

Para la sección de la placa el aporte del concreto es:

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 7.70 * 10 = 101$ ton, por lo que el aporte de los estribos debe ser como mínimo $V_s = 217/0.85 - 101/0.85 = 137$ ton. Si se considera barras de $\varnothing 3/8''$, al igual que el refuerzo vertical, se tiene un área de acero $A_v=1.42\text{cm}^2$. Con lo que se determina un espaciamiento $S = \frac{1.42*4200*0.8*770}{137*1000} = 27\text{cm}$.

Por requerimientos de cuantía mínima, se determina utilizar espaciamiento horizontal igual al espaciamiento para refuerzo vertical, es decir, 20 cm. Como se mencionó previamente, el diseño por capacidad debe realizarse en una altura mínima. Para el caso de la placa del ejemplo, esta altura es determinada por la longitud del muro 7.70m, que corresponde a realizar diseño por capacidad en los tres primeros pisos. Los datos de la tabla 35 corresponden solo al primer nivel, por lo que, a continuación, se darán los valores de las cortantes de diseño para los dos niveles siguientes y su correspondiente espaciamiento calculado de la misma forma que para el primer piso.

- Piso 2: $V_u=107$ ton, $M_n/M_{ua}=2.1$, $V_{\text{diseño}}=228$ ton, $S=24.4\text{cm}$.
- Piso 3: $V_u=85$ ton, $M_n/M_{ua}=2.7$, $V_{\text{diseño}}=229\text{ton}$, $S=24.3\text{cm}$

A pesar de que la cortante en el tercer piso es menor que la del primer piso, el cociente de amplificación para el diseño por capacidad es mayor, esto se debe a que las solicitaciones se van alejando del diagrama conforme se sube de piso. En consecuencia, se genera una cortante de diseño que supera por 12 ton a la del piso 1. Sin embargo, a pesar de ello, el espaciamiento necesario sigue siendo mayor que el considerado, por lo que se mantendrá el refuerzo horizontal de $\emptyset 3/8'' @ 0.20\text{m}$ en las dos caras de la placa. Para el resto de los pisos, se realizó las mismas verificaciones, con la diferencia de que la cortante proveniente de las combinaciones ya no se amplificó. Para la sección de la azotea se colocó un refuerzo mínimo de 4 $\emptyset 5/8''$ en los extremos y doble malla de $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$ que corresponde a una cuantía de 0.002 debido a que las solicitaciones son mínimas y el diseño es holgado tanto para flexocompresión como para cortante.

El diseño de la placa en los niveles de sótanos debe considerar el procedimiento realizado previamente, además del empuje que produce el suelo en dirección perpendicular a su plano; por lo que se diseñará el refuerzo considerando lo estipulado en la norma para muros de contención. Este tipo de elementos será desarrollado posteriormente en otro capítulo, por lo que no se presenta el diseño final de la placa en los niveles de sótanos en este capítulo.

Finalmente, en la figura 71 se presentan los diseños finales para la placa del ejemplo.

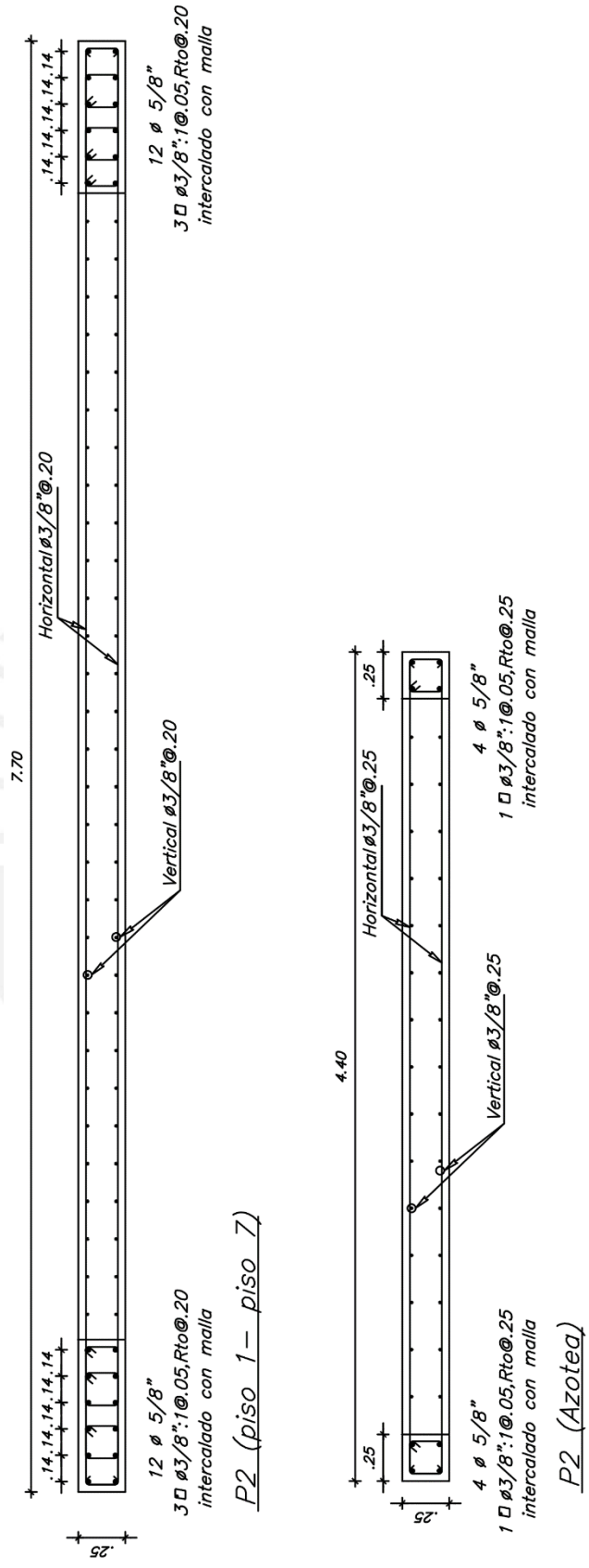


Figura 71: Refuerzo para la placa del ejemplo.

6.6. Diseño de cimentación

La cimentación de una estructura debe permitir que se transmitan las solicitaciones a las que está sometida al suelo, ello genera una presión sobre el terreno que debe ser menor a su capacidad admisible para que pueda considerarse el área de la cimentación como adecuada. El presente proyecto se encuentra sobre un terreno de $Q_{adm} = 5 \text{ kg/cm}^2$ y posee dos sótanos, lo que ocasiona que los efectos del sismo no tengan grandes magnitudes en la base. Se considera solo el uso de zapatas superficiales con una profundidad de cimentación mínima de 1.20m desde el nivel más bajo, de acuerdo con el estudio de suelos. La cimentación del edificio diseñado en este proyecto de tesis consiste en zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas, además de cimientos corridos. Se presentará un ejemplo de diseño de cada uno de los tipos de cimentación.

6.6.1. Consideraciones generales para el diseño

- ✓ El área de la zapata se determinará con las solicitaciones en servicio a las que esté sometida. Se asumirá un valor de 5% de la carga en servicio como estimación del peso propio de la zapata.
- ✓ El suelo no es capaz de resistir tracciones, por ello, si se obtiene tracciones en algún punto de la zapata, se utilizará una distribución de presiones que solo contemple valores en compresión.
- ✓ Las solicitaciones debidas a sismo se reducirán al 80% de los valores provenientes del análisis, de acuerdo con lo permitido en el capítulo 15 de la E.030.
- ✓ Se considerará un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga que contemplen el efecto del sismo.
- ✓ Para el caso de zapatas aisladas, se escogerá dimensiones que tengan la misma diferencia que los lados de la columna. Es decir, se utilizará volados iguales en las dos direcciones principales.
- ✓ Para determinar el esfuerzo de diseño se calculará las presiones en las esquinas de las zapatas y se escogerá el mayor valor producto de las combinaciones $1.4M + 1.7V$, $1.25(M + V) \pm \text{Sismo}$ y $0.9M \pm \text{Sismo}$.
- ✓ Además del área de la zapata, se debe determinar el peralte de esta. Dicho valor debe asegurar que la cimentación cumpla con los requisitos por punzonamiento y cortante. Se considerará un peralte mínimo de 60 cm para asegurar el anclaje del refuerzo de los elementos verticales. El peralte efectivo "d" de las zapatas se

considera como h-10cm debido al recubrimiento de 7.5cm para elementos en contacto con el terreno.

- ✓ Para el diseño por punzonamiento, se considera la cortante como $Vu = \sigma_{diseño} * Area\ tributaria$. Esta área tributaria es la resta del área total de la zapata menos el área de la sección crítica, ubicada a $d/2$ de la cara de la columna, como se aprecia en la figura 72 obtenida de las diapositivas del curso de Concreto Armado 2 del ciclo 2017-1 en la PUCP.

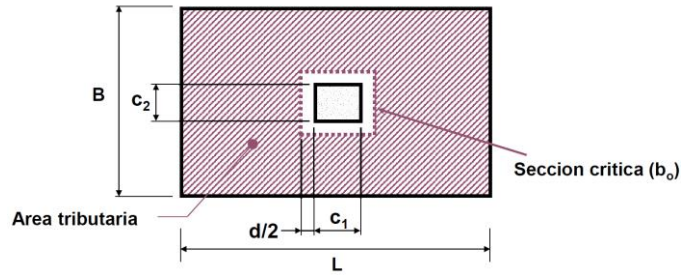


Figura 72: Sección crítica para cortante por punzonamiento.

Vu debe ser menor que el aporte del concreto ϕVc , pues en las zapatas no se coloca estribos. Vc se calculará, de acuerdo con la norma, como el menor valor entre las siguientes tres opciones.

$-Vc = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$, donde β es la relación entre el lado más largo y el más corto de la columna y b_o es el perímetro de la sección crítica.

$-Vc = 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d$, donde α_s toma el valor de 40 para columnas internas, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina.

$-Vc = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$

- ✓ Para el diseño por cortante se considera que la sección crítica ocurre a d de la cara de la columna, por lo que la cortante $Vu = \sigma_{diseño} * Area\ tributaria$, donde el área tributaria es $(\text{mayor volado "c"} - d) * \text{ancho de zapata}$, como se muestra en la figura 73.

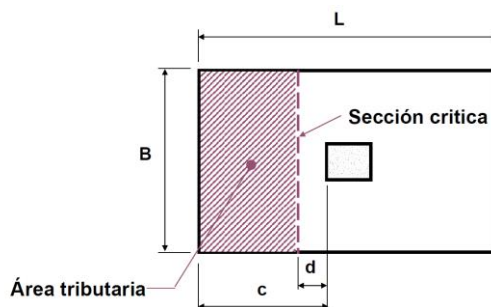


Figura 73: Sección crítica para cortante.

En este caso, el aporte del concreto $\phi Vc = 0.85 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b * d)$ debe ser mayor que Vu , ya que no se considera el uso de estribos.

- ✓ En cuanto al diseño por flexión, se considerará que el esfuerzo de diseño, uniformemente distribuido, genera momentos en las caras de las columnas en las dos direcciones independientemente. Al igual que en una viga en volado, $M_u = \frac{\sigma_{diseño} * volado^2}{2}$, para 1m de ancho, como se aprecia en la figura 74.

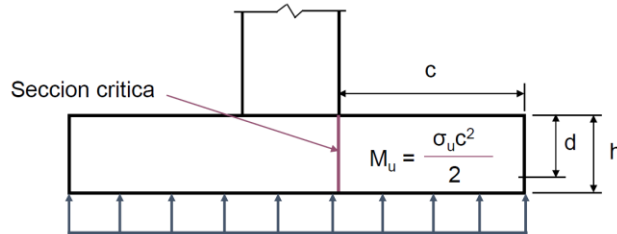


Figura 74: Consideraciones para el diseño por flexión.

- ✓ La cuantía mínima de refuerzo para zapatas es 0.0018.

6.6.2. Ejemplos de diseño de cimentaciones

Se presentará tres ejemplos de diseño para los diferentes tipos de cimentaciones presentes en el presente proyecto.

6.6.2.1. Zapata aislada

Se diseñará la zapata de la columna ubicada en el eje C, entre los ejes 2 y 3, de dimensiones 1.05x0.35m. En la figura 75 se presenta su ubicación en planta. Además, en la figura 76 se presentan los ejes locales respecto a los que el programa Etabs arroja los resultados de los diferentes casos de carga. Luego, en la tabla 36 se presenta las sollicitaciones de la columna en la base del último sótano, los valores del sismo ya han sido multiplicados por 0.8 en esta tabla.

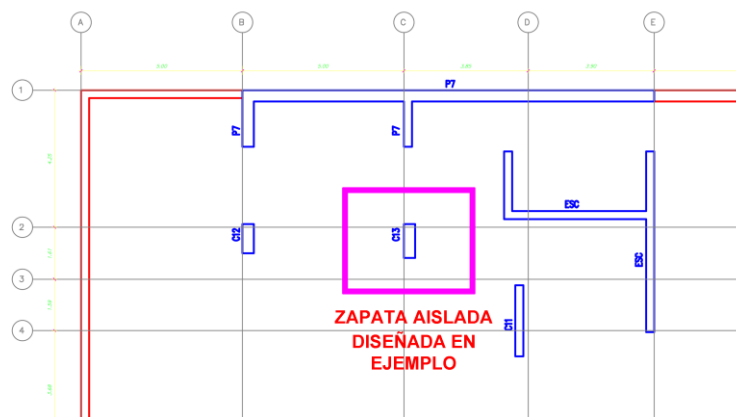


Figura 75: Ubicación de la zapata aislada diseñada en el ejemplo.

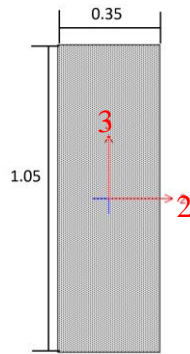


Figura 76: Ejes locales de la columna en el programa Etabs

Tabla 36: Solicitaciones en la base de la columna.

PISO	Pier	CARGA	UBICACIÓN	P(TON)	M2(TON-M)	M3(TON-M)
S2	C13	Muerta	Base	259.52	2.07	0.17
S2	C13	Viva	Base	45.87	0.93	0.02
S2	C13	Sismo XX Max	Base	3.39	0.06	0.01
S2	C13	Sismo YY Max	Base	11.19	0.56	0.01

Se realiza el dimensionamiento de la zapata con las cargas por gravedad. Como se esperaba, de acuerdo con la tabla 36, las solicitaciones debidas a sismo son pequeñas en comparación con las de gravedad ya que, como se mencionó previamente, el efecto del sismo disminuye en los sótanos. Así, se tiene un área tentativa de $A = \frac{(259.5+45.9)*1.05}{50-3} = 6.8 \text{ m}^2$, la ecuación presentada considera un peso propio de 5% de la carga en servicio que recibe la columna, además se ha considerado una capacidad menor del suelo debido a que no se está considerando los momentos actuantes. Luego, se busca dimensiones de la zapata que difieran 0.70m, para obtener volados iguales en ambas direcciones. Se elige usar una zapata de 2.25x2.95m, equivalente a un área de 6.64m². Los volados, en ambas direcciones son de 0.95m. Las inercias de la zapata son: $I_{2-2} = \frac{2.25*2.95^3}{12} = 4.8 \text{ m}^4$ y $I_{3-3} = \frac{2.95*2.25^3}{12} = 2.8 \text{ m}^4$.

Se procede a verificar que el esfuerzo en las cuatro esquinas de la zapata no supere el esfuerzo admisible de 50ton/m² en caso de cargas de gravedad y 65ton/m² cuando se considere el efecto del sismo. El esfuerzo se hallará con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{2-2*Y}}{I_{2-2}} \pm \frac{M_{3-3*X}}{I_{3-3}}$$

De acuerdo con los signos de las solicitaciones de la tabla 36, los esfuerzos máximos y mínimos se encontrarán en la esquina superior derecha e inferior izquierda, respectivamente. Así, se obtiene los siguientes valores:

-Para cargas de gravedad:

$$\sigma_{max} = \frac{(259.5+45.87)*1.05}{2.25*2.95} + \frac{(2.07+0.93)*1.475}{4.8} + \frac{(0.17+.02)*1.125}{2.8} = 49.3 \leq 50 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(259.5+45.87)*1.05}{2.25*2.95} - \frac{(2.07+0.93)*1.475}{4.8} - \frac{(0.17+.02)*1.125}{2.8} = 47.3 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

-Considerando sismo en dirección 2 (sismo en X):

$$\sigma_{max} = \frac{(259.5+45.87+3.39)*1.05}{2.25*2.95} + \frac{(2.07+0.93+.06)*1.475}{4.8} + \frac{(0.17+.02+.01)*1.125}{2.8} = 49.8 \leq 65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(259.5+45.87+3.39)*1.05}{2.25*2.95} - \frac{(2.07+0.93+.06)*1.475}{4.8} - \frac{(0.17+.02+.01)*1.125}{2.8} = 47.8 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

-Considerando sismo en dirección 3 (sismo en Y):

$$\sigma_{max} = \frac{(259.5+45.87+11.19)*1.05}{2.25*2.95} + \frac{(2.07+0.93+0.56)*1.475}{4.8} + \frac{(0.17+.02+.01)*1.125}{2.8} = 51.2 \leq 65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(259.5+45.87+11.19)*1.05}{2.25*2.95} - \frac{(2.07+0.93+0.56)*1.475}{4.8} - \frac{(0.17+.02+.01)*1.125}{2.8} = 48.8 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

Se observa que no se supera la capacidad admisible del suelo y no se presentan tracciones en ningún punto de la zapata con las dimensiones 2.25x2.95m. Por lo tanto, se procederá con el diseño, para ello es necesario hallar el $\sigma_{diseño}$. Este valor se hallará, conservadoramente, como el máximo esfuerzo en la zapata producto de la acción de las combinaciones definidas en la norma. La tabla 37 presenta los esfuerzos en las cuatro esquinas de la zapata, siendo σ_1 el esfuerzo en la esquina superior derecha; σ_2 el esfuerzo en la esquina superior izquierda; σ_3 el esfuerzo en la esquina inferior izquierda y σ_4 el esfuerzo en la esquina inferior derecha. Se aprecia que, el máximo esfuerzo, 71.2 ton/m², se ubica en la esquina superior derecha y para la combinación 1.4M+1.7V, esto es un resultado esperado, pues las solicitaciones debido a sismo no son relevantes en comparación con las de gravedad en el nivel del sótano 2.

Tabla 37: Esfuerzo de diseño

Combinaciones	Pu(ton)	Mu22(ton.m)	Mu33(ton.m)	σ_1 (ton/m ²)	σ_2 (ton/m ²)	σ_3 (ton/m ²)	σ_4 (ton/m ²)
1.4M+1.7V	462.7	4.5	0.3	71.2	71.0	68.2	68.4
1.25(M+V)+Sx	404.2	3.8	0.2	62.2	62.0	59.6	59.8
1.25(M+V)-Sx	397.4	3.7	0.2	61.1	60.9	58.7	58.8
0.9M+Sx	250.7	1.9	0.2	38.4	38.3	37.1	37.2
0.9M-Sx	243.9	1.8	0.1	37.4	37.2	36.1	36.2
1.25(M+V)+Sy	412.0	4.3	0.2	63.5	63.3	60.7	60.9
1.25(M+V)-Sy	389.6	3.2	0.2	59.8	59.6	57.6	57.8
0.9M+Sy	250.7	1.9	0.2	38.4	38.3	37.1	37.2
0.9M-Sy	243.9	1.8	0.139	37.4	37.2	36.1	36.2

Se determinará el peralte necesario para la zapata con el valor de $\sigma_{diseño}=71.2 \text{ ton/m}^2$. A continuación, se realizará el diseño por punzonamiento:

Se realizará los cálculos, inicialmente, con un peralte de 70 cm, por lo que $d = 70 - 10 = 60$ cm. La zona crítica tiene lados $0.35 + 0.60 = 0.95$ m y $1.05 + 0.60 = 1.65$ m. Entonces, el perímetro de la zona crítica es $b_o = 2 * (0.95 + 1.65) = 5.2$ m y el área crítica $= 0.95 * 1.65 = 1.57$ m². Entonces $Vu = 71.2 * (2.25 * 2.95 - 1.57) = 360.9$ ton y el aporte del concreto es el mínimo valor entre:

$$- Vc = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{3}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.88 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$- Vc = 0.27 * \left(\frac{40 * 6}{5.2} + 2\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d = 1.79 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$- Vc = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Se escoge la primera opción por tener el menor factor y se calcula

$$\phi Vc = 0.85 * (0.88 * \sqrt{210} * 5.2 * 0.6) = 339.5 \text{ ton} < 360.9 \text{ ton}; \text{ por lo tanto, el peralte de 70cm no resiste el punzonamiento y se debe aumentar.}$$

Ahora, con $h = 80$ cm, se tiene $d = 70$ cm. Lados de la zona crítica de 1.05 y 1.75 m, $b_o = 5.6$ m y $A_{critica} = 1.84$ m². Entonces $Vu = 71.2 * (2.25 * 2.95 - 1.84) = 341.7$ ton y $\phi Vc = 0.85 * (0.88 * \sqrt{210} * 5.6 * 0.7) = 426.5$ ton. Por lo tanto, se considera que el peralte de 80cm es adecuado.

Luego, se realiza la verificación por cortante. El volado de la zapata es de 95 cm, por lo que el área tributaria tendrá $0.95 - 0.7 = 0.25$ m de largo, se hará la verificación para 1m de ancho de zapata, por lo que el área tributaria será 0.25 m². $Vu = 71.2 * (0.25) = 17.8$ ton por metro de ancho. Y $\phi Vc = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.7) = 45.7$ ton $> Vu$. Por lo tanto, la zapata resiste satisfactoriamente la cortante.

Se procede a realizar el diseño por flexión. Al tener el mismo volado en ambas direcciones, el refuerzo será el mismo y se hallará una sola vez para 1 metro de ancho.

$Mu = \frac{71.2 * 0.95^2}{2} = 32.1$ ton.m/m. Este momento flector, en una sección de 1m de ancho por 0.70 m de peralte efectivo, equivale a un requerimiento de 12.4 cm² de refuerzo. Sin embargo, en este caso la cuantía mínima de $0.0018 * 100 * 8 = 14.4$ cm² es mayor, por lo que se decide colocar Ø3/4" @0.20 m en ambas direcciones, equivalente a 14.2 cm².

Finalmente, queda por indicar el nivel de fondo de zapata. El nivel de piso terminado del segundo sótano es -7.80 m, además, el estudio de suelos indica una profundidad de cimentación mínima D_f de 1.20 m a partir del nivel más bajo. Por lo que el nivel de fondo de zapata N.F.Z será -9.00 m. En la figura 88 se presenta el diseño final de la zapata del ejemplo.

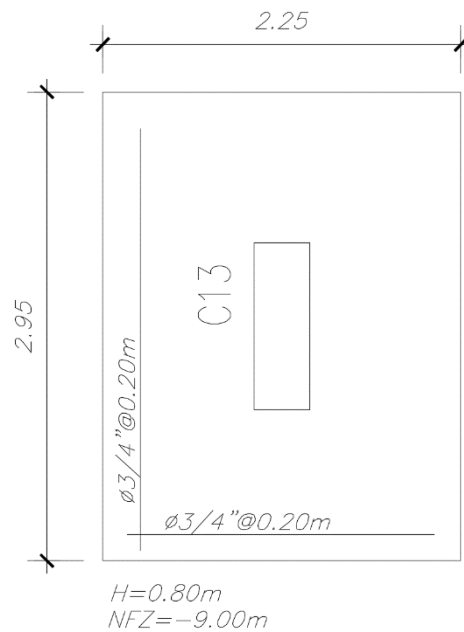


Figura 77: Diseño final de la zapata del ejemplo.

6.6.2.2. Zapata combinada

El proyecto diseñado presenta columnas ubicadas cerca de otras, esto genera que sus respectivas zapatas se superpongan o que el espacio entre ellas sea muy pequeño. Cuando ocurre este inconveniente se considera el uso de zapatas combinadas; es decir, una sola zapata para ambas columnas. Para diseñar este tipo de cimentaciones se debe tener en cuenta ciertas consideraciones adicionales que se explicarán en el ejemplo siguiente.

La zapata diseñada corresponde a las columnas ubicadas entre los ejes F-G y 3-4, en la figura 78 se presenta su ubicación en planta.

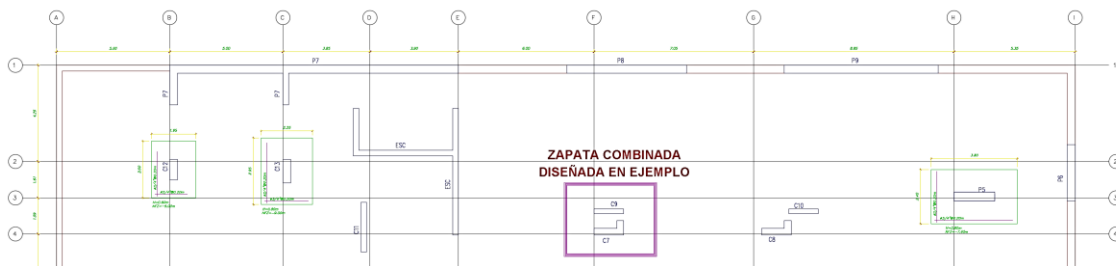


Figura 78: Ubicación de la zapata combinada diseñada en el ejemplo.

Para facilitar el diseño, los valores obtenidos son las resultantes de las solicitaciones de ambas columnas llevadas al centroide de estas. Esto se logra gracias a la herramienta Pier Label del programa Etabs que permite asignar la misma etiqueta a ambas columnas. La figura 79 presenta los ejes locales respecto a los cuales el programa arroja los valores. Se debe mencionar que, para simplificar el diseño, se intenta hacer que el centroide de la zapata combinada coincida con el centroide de ambas columnas, pues respecto a ese punto

se arrojan los valores de las solicitaciones en el programa y; por lo tanto, el dimensionamiento se puede realizar de manera similar al de una zapata aislada.

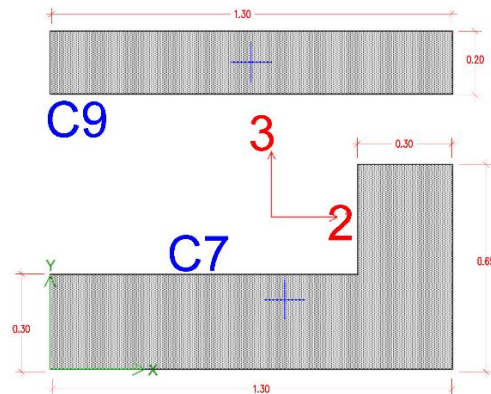


Figura 79: Ejes locales asignados a la combinación de las columnas en el programa Etabs

La tabla 38 presenta las solicitaciones en el centroide de ambas columnas, los valores del sismo ya han sido multiplicados por 0.8 en esta tabla.

Tabla 38: Solicitaciones a nivel de la base en el centroide de las columnas.

PISO	Pier	CARGA	UBICACIÓN	P(TON)	M2(TON-M)	M3(TON-M)
S2	C9+C7	Muerta	Bottom	343.6	-42.7	-3.9
S2	C9+C7	Viva	Bottom	64.8	-4.2	0.6
S2	C9+C7	Sismo XX Max	Bottom	3.8	0.5	4.4
S2	C9+C7	Sismo YY Max	Bottom	7.4	8.1	0.6

Con estas solicitaciones se procede a calcular el área tentativa de la zapata considerando un aproximado de 5% de la carga en servicio como peso propio $A = \frac{(343.6+64.8)*1.05}{50-3} = 9.1 \text{ m}^2$. Se asume inicialmente una zapata de 3.1 x 3.1 m con centroide coincidente con el centroide de las columnas; sin embargo, se observa que el esfuerzo máximo en las esquinas inferiores de la zapata supera el máximo esfuerzo admisible. Para la zapata inicialmente asumida se tiene $I_{2-2} = I_{3-3} = \frac{3.1*3.1^3}{12} = 7.7 \text{ m}^4$ y en la esquina inferior izquierda $\sigma_{max} = \frac{(343.6+64.8)*1.05}{3.1*3.1} + \frac{(-42.7-4.2)*-1.55}{7.7} + \frac{(-3.9+0.6)*-1.55}{7.7} = 54.7 \geq 50 \text{ ton/m}^2$. Por lo tanto; se procede a aumentar las dimensiones de la zapata hasta obtener un esfuerzo en el suelo menor al admisible. Así, se elige una zapata de 3.3 x 3.3 m, con $I_{2-2} = I_{3-3} = 9.9 \text{ m}^4$ y área 10.89 m^2 . Se obtienen los siguientes valores de esfuerzos, con valores máximos en la esquina inferior izquierda y mínimos en la esquina superior derecha.

-Para cargas de gravedad:

$$\sigma_{max} = \frac{(343.6+64.8)*1.05}{3.3*3.3} + \frac{(-42.7-4.2)*-1.65}{9.9} + \frac{(-3.9+0.6)*-1.65}{9.9} = 47.7 \leq 50 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(343.6+64.8)*1.05}{3.3*3.3} - \frac{(-42.7-4.2)*-1.65}{9.9} - \frac{(-3.9+0.6)*-1.65}{9.9} = 31.0 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

-Considerando sismo en dirección 2 (sismo en X):

$$\sigma_{max} = \frac{(343.6+64.8+3.8)*1.05}{3.3*3.3} + \frac{(-42.7-4.2-0.5)*-1.65}{9.9} + \frac{(-3.9+0.6-4.4)*-1.65}{9.9} = 48.9 \leq 65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(343.6+64.8+3.8)*1.05}{3.3*3.3} - \frac{(-42.7-4.2-0.5)*-1.65}{9.9} - \frac{(-3.9+0.6-4.4)*-1.65}{9.9} = 30.5 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

-Considerando sismo en dirección 3 (sismo en Y):

$$\sigma_{max} = \frac{(343.6+64.8+7.4)*1.05}{3.3*3.3} + \frac{(-42.7-4.2-8.1)*-1.65}{9.9} + \frac{(-3.9+0.6-0.6)*-1.65}{9.9} = 49.9 \leq 65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{(343.6+64.8+7.4)*1.05}{3.3*3.3} - \frac{(-42.7-4.2-8.1)*-1.65}{9.9} - \frac{(-3.9+0.6-0.6)*-1.65}{9.9} = 30.2 \geq 0 \text{ ton/m}^2$$

Con la zapata de 3.3x3.3 m se procede a determinar el $\sigma_{diseño}$ de manera similar a como se halló en la zapata aislada. En este caso el máximo esfuerzo, como se aprecia en la tabla 41, es $\sigma_3=68.8 \text{ ton/m}^2$, ubicado en la esquina inferior izquierda y correspondiente a la combinación de cargas por gravedad.

Tabla 39: Esfuerzo de diseño.

Combinaciones	Pu(ton)	Mu22(ton.m)	Mu33(ton.m)	σ_1 (ton/m2)	σ_2 (ton/m2)	σ_3 (ton/m2)	σ_4 (ton/m2)
1.4M+1.7V	619.7	-66.9	-4.3	45.0	46.5	68.8	67.3
1.25(M+V)+Sx	539.8	-59.1	-8.4	38.3	41.1	60.8	58.0
1.25(M+V)-Sx	532.1	-58.1	0.3	39.2	39.1	58.5	58.6
0.9M+Sx	331.4	-39.0	-7.8	22.6	25.2	38.2	35.6
0.9M-Sx	323.7	-37.9	0.9	23.5	23.2	35.9	36.2
1.25(M+V)+Sy	543.3	-66.8	-4.7	38.0	39.5	61.8	60.3
1.25(M+V)-Sy	528.5	-50.5	-3.4	39.5	40.7	57.5	56.4
0.9M+Sy	331.4	-39.0	-7.8	22.6	25.2	38.2	35.6
0.9M-Sy	323.7	-37.9	0.879	23.5	23.2	35.9	36.2

Con este esfuerzo de diseño se determinará el peralte necesario para la zapata. Primero se verificará por punzonamiento. La C7 es la más cargada de las dos columnas; por lo tanto, el punzonamiento será más crítico para esta. Se analizará las columnas por separado; ya que, a diferencia de la zapata aislada, en la que se utilizó la carga producida por el esfuerzo último fuera del área crítica, en esta zapata se trabajará con la diferencia entre la carga aplicada en cada columna con la producida por el esfuerzo último dentro del área crítica. En la tabla 40 se presentan las cargas axiales para la columna C7 y en la tabla 41 los valores de las combinaciones correspondientes.

Tabla 40: Cargas axiales para C7

PISO	Pier	CARGA	UBICACIÓN	P(TON)
S2	C7	Muerta	Bottom	291.9
S2	C7	Viva	Bottom	51.1
S2	C7	Sismo XX Max	Bottom	4.0
S2	C7	Sismo YY Max	Bottom	6.9

Tabla 41: Valores de las combinaciones de carga axial para C7

Combinaciones	Pu
1.4M+1.7V	524.8
1.25(M+V)+Sx	458.9
1.25(M+V)-Sx	450.9
0.9M+Sx	285.5
0.9M-Sx	277.5
1.25(M+V)+Sy	461.8
1.25(M+V)-Sy	447.3
0.9M+Sy	288.5
0.9M-Sy	274.6

La columna C7 tiene una carga última elevada, por lo que se iniciará los cálculos con un peralte de 80 cm. El área crítica A_o se encuentra a d/2 de la cara de la columna, por lo tanto, A_o será la presentada en la figura 80 y tiene área= 2.35m² y perímetro b_o=6.7m.

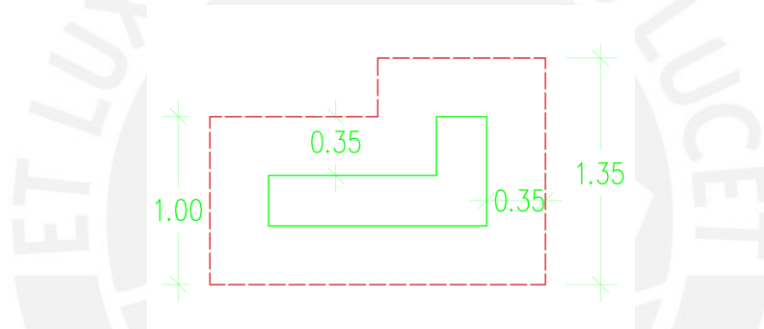


Figura 80: Área crítica a d/2 de la cara de la columna.

Entonces, $V_u = P_u - \sigma_{diseño} * A_o = 524.8 - 68.8 * 2.35 = 363.1$ ton. Este valor debe ser menor que el aporte del concreto, el cual toma el mínimo valor entre:

$$- V_c = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{4.33}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.77 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$- V_c = 0.27 * \left(\frac{40 * 7}{6.7} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 1.67 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

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

Por lo tanto, $\phi V_c = 0.85 * (0.77 * \sqrt{210} * 6.7 * 0.7) = 447.5 \text{ ton} \geq 363.1 \text{ ton}$.

Entonces, se considera que el peralte de 80 cm es adecuado.

Ahora se procede a realizar la verificación por cortante. Esta se realiza de manera similar a la de la zapata aislada, ya que se debe hallar la cortante a “d” de la cara en el mayor volado; sin embargo, también se debe verificar que la cortante entre las columnas no exceda el aporte del concreto ϕV_c .

El mayor volado es de 1.15m en dirección 3-3, por lo que el área tributaria sería de 1.15-0.70 = 0.45 m de largo por 1 m de ancho. Entonces, $V_u = 68.8 * (0.45) = 31.0$ ton por

metro de ancho. Y $\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.7) = 45.7 \text{ ton} > V_u$. Para determinar la cortante entre las columnas se asimilará la zapata, en dirección 3-3, a una viga de sección 1.00x0.70m con los extremos en voladizo y dos apoyos en las columnas sometida a una carga distribuida de 68.8 ton/m, como se aprecia en la figura 81.

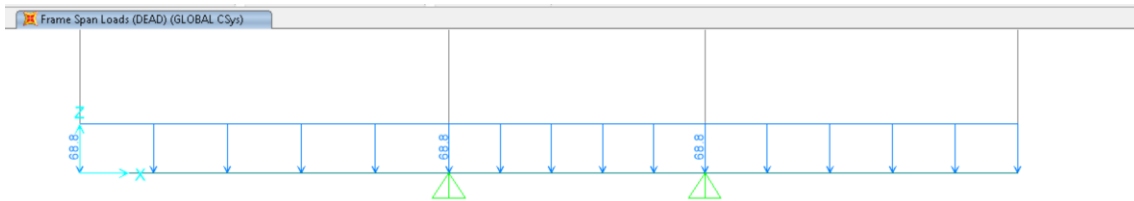


Figura 81: Modelo de la zapata combinada como viga de 1m de ancho para diseño por cortante.

Cabe mencionar que la distancia entre las caras de las dos columnas es 65 cm, es decir, menor que el peralte efectivo de 70cm. Por lo que, en lugar de comparar la cortante a d de la cara de las columnas, se tomará el mayor valor a la cara de la columna. Este valor es $39 \text{ ton} < 45.7 \text{ ton}$, de acuerdo con el diagrama presentado en la figura 82, por lo que se concluye que el peralte de 80cm es adecuado para la zapata combinada.



Figura 82: Diagrama de fuerza cortante de la viga.

Finalmente, se realizará el diseño por flexión. En esta zapata no se tiene volados iguales en las dos direcciones, por lo que se calculará el acero requerido para cada dirección independientemente de la otra.

-Para la dirección 2-2, se tiene un volado máximo de 1.05 m, lo que equivale a un $M_u = \frac{68.8 * 1.05^2}{2} = 37.9 \text{ ton.m/m}$ (cálculo realizado para 1m de ancho). Este momento flector, para una sección de 1.00x0.80 m, equivale a un requerimiento de acero de 14.7 cm^2 .

-Para la dirección 3-3, se tiene un volado máximo de 1.15m, lo que equivale a un $M_u = \frac{68.8 * 1.15^2}{2} = 45.5 \text{ ton.m/m}$ (cálculo realizado para 1m de ancho). Este momento flector, para una sección de 1.00x0.80 m, equivale a un requerimiento de acero de 17.7 cm^2 .

Además, debe analizarse el momento máximo entre las dos columnas. Los momentos en el centro de la zapata pueden analizarse con la viga del ejemplo 82. El diagrama de momentos se presenta en la figura 83. Se aprecia que, debido a la pequeña distancia que

existe entre las columnas, no llega a haber tracción en la zona entre ellas. Además, se observa que el momento ubicado en la cara de la columna tiene un valor aproximado de 53 ton.m, es decir, es mayor que el momento hallado en el volado. Para el momento flector de 53 ton.m se requiere de 20.75 cm^2 de refuerzo para 100 cm de ancho.

Moment 3-3 Diagram (DEAD)

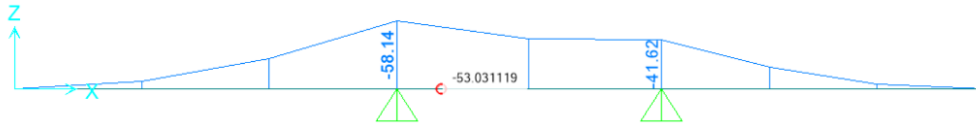


Figura 83: Diagrama de momentos correspondiente a la viga de la figura 86.

Adicionalmente, se ha optado por realizar un modelo en SAP2000 para analizar el efecto del esfuerzo de diseño tanto en dirección 3-3 como 2-2. Para ello se modeló la zapata como un elemento Shell – thick de espesor 0.80 m sometido a una carga distribuida de 68.8 ton/m^2 y se colocó apoyos simples en las columnas, como se aprecia en la figura 84.

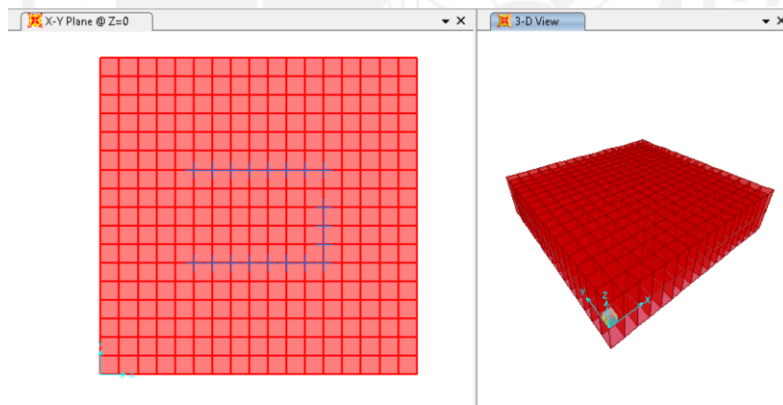


Figura 84: Modelo de la zapata combinada en Sap2000.

En la figura 85 se presentan los momentos en los puntos de interés para la dirección 2-2 y 3-3. Se aprecia que los momentos en dirección 3-3 son similares a los hallados mediante la asimilación de la zapata a una viga en esa dirección. Además, para la dirección 2-2, se presenta un momento máximo de 43 ton.m, lo que equivale a un requerimiento de acero de 16.7 cm^2 en 100 cm de ancho en esa dirección.

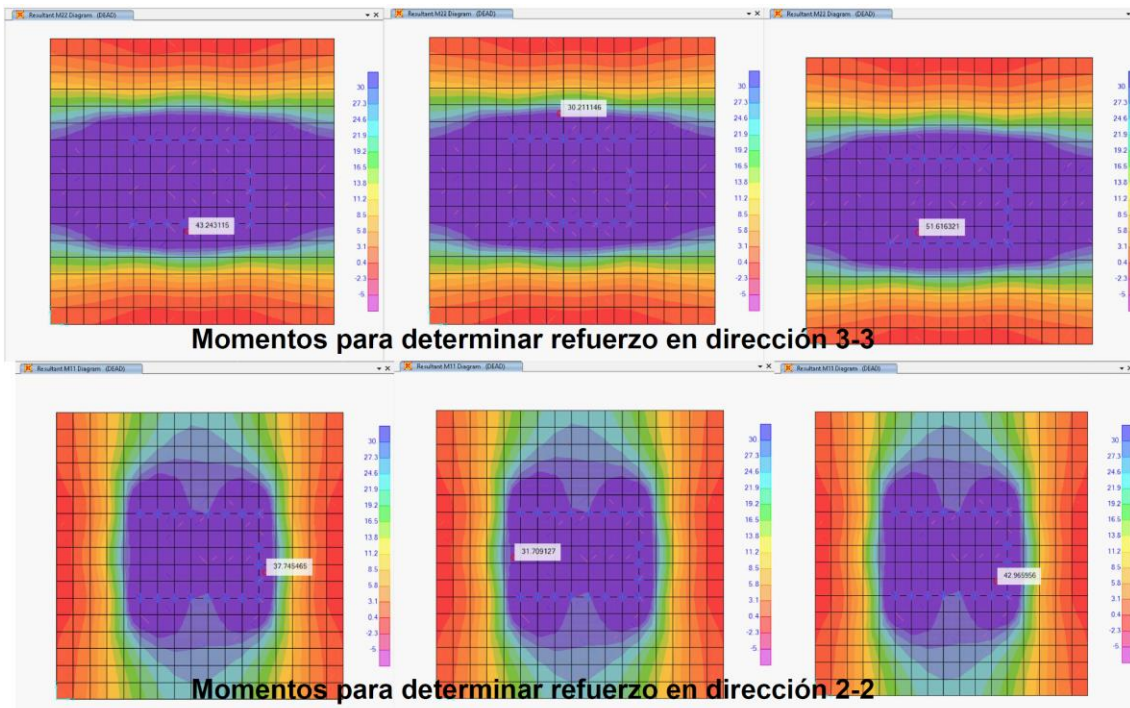


Figura 85: Momentos en los puntos de interés para la zapata combinada.

Por lo tanto, para la dirección 2-2 el requerimiento de 16.7cm^2 se ve cubierto con $\text{Ø}3/4'' @ 0.15\text{ m}$, equivalente a 18.9 cm^2 . Y para la dirección 3-3, el requerimiento de 20.75 cm^2 es cubierto con $\text{Ø}3/4'' @ 0.125\text{ m}$, equivalente a 22.7cm^2 . Cabe mencionar que se ha optado por colocar acero superior a pesar de que, en teoría, no es necesario, ya que se está realizando un diseño simplificado y podría darse el caso de que se presenten tracciones en la parte superior de la zapata. Se colocará, por seguridad, un refuerzo mínimo superior de $\text{Ø}1/2'' @ 0.15\text{ m}$ en dirección 2-2 y $\text{Ø}1/2'' @ 0.125\text{ m}$ en dirección 3-3. Finalmente, se presenta el diseño de la zapata combinada en la figura 86.

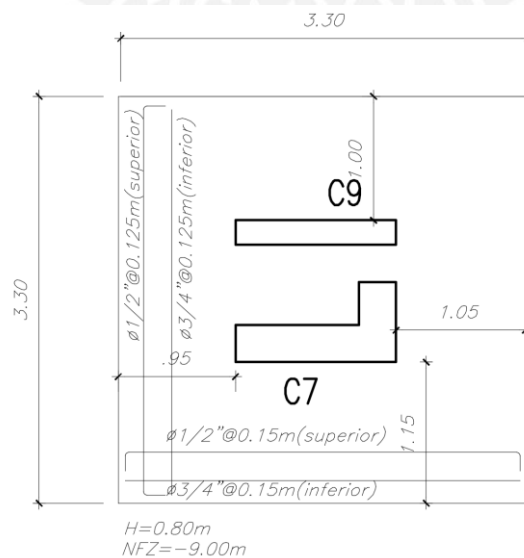


Figura 86: Diseño final de la zapata combinada del ejemplo.

6.6.2.3. Zapata conectada

En el caso de los muros y placas ubicados en los límites del terreno, no se puede utilizar una cimentación centrada ya que se estaría invadiendo propiedades colindantes. Por lo tanto, las zapatas de estos serán excéntricas, lo que generará un momento flector adicional que incrementará notablemente, de manera triangular, los esfuerzos sobre el terreno. Debido a las grandes cargas que soportan estos elementos, los momentos adicionales provocarán que se supere la capacidad admisible del suelo en la zona cercana a la cara externa de los muros. La forma más usual de resolver lo antes mencionado es conectar las zapatas excéntricas a otras zapatas centrales mediante vigas de cimentación que tomen el momento generado debido a la excentricidad de manera que la distribución de esfuerzos en el terreno sea uniforme, como si la carga estuviera centrada. En la figura 87, obtenida de las diapositivas del curso de Concreto Armado 2 del ciclo 2017-1 en la PUCP, se aprecia un esquema de lo antes mencionado.

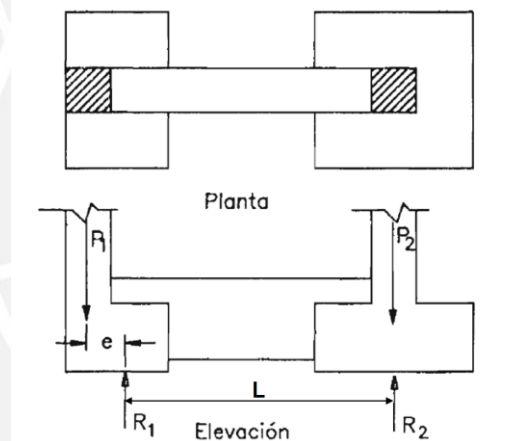


Figura 87: Esquema de una zapata conectada.

La zapata diseñada en este ejemplo será la correspondiente a la placa ubicada entre los ejes 2-3 e I. Esta placa tiene dimensiones de 2.5x0.30 m y los momentos flectores generados por la excentricidad serán tomados por una viga de cimentación conectada a la zapata de la placa ubicada entre los ejes 2-3 y H-I. En la figura 88 se aprecia un esquema de la zapata conectada por diseñar.

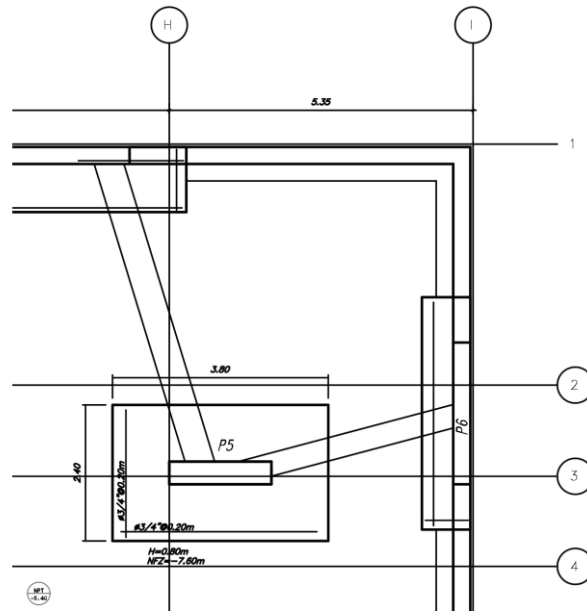


Figura 88: Esquema y ubicación de la zapata diseñada en ejemplo.

Al estar ubicada en el segundo sótano, los efectos del sismo pierden relevancia para la zapata diseñada, por lo que solo se considerarán las solicitaciones por gravedad. En la tabla 42 se presentan las solicitaciones en la base de la placa debidas a carga muerta y viva.

Tabla 42: Solicitaciones en la base de la placa.

PISO	Pier	CARGA	UBICACIÓN	P(TON)	M2(TON-M)	M3(TON-M)
S2	P6	Muerta	Bottom	124.8	2.9	-0.1
S2	P6	Viva	Bottom	15.0	0.4	-0.2

Debido a que los momentos serán tomados por la viga de cimentación, las dimensiones de la zapata, el peralte y el refuerzo se calculan de forma similar a lo realizado para una zapata aislada centrada. Se asumirá inicialmente una sección de 4.1x0.85m, lo que significa que los volados serán de 0.55 y 0.80m. En el caso de este tipo de zapatas es recomendable no trabajar con volados iguales debido a que el volado que influye en la excentricidad de la carga debe ser pequeño para que no genere momentos flectores de grandes magnitudes. Así, la zapata diseñada inicialmente será como la mostrada en la figura 89.

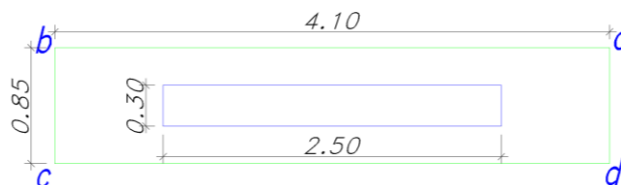


Figura 89: Esquema para diseño inicial de la zapata.

El procedimiento, al igual que para zapatas aisladas, consiste en determinar el esfuerzo máximo en las esquinas. En este caso, el esfuerzo máximo se encuentra en el punto b con un valor igual a $\sigma_{max} = \frac{(124.8+15)*1.05}{4.1*0.85} + \frac{(-0.1-0.2)*-2.05}{\frac{1}{12}*0.85*4.1^3} + \frac{(2.9+0.4)*0.425}{\frac{1}{12}*4.1*0.85^3} = 48.8 \leq 50 \text{ ton/m}^2$.

Este valor es menor que la presión admisible del suelo, por lo que se considera las dimensiones como correctas. Para determinar el esfuerzo último de diseño solo se considera la combinación 1.4CM + 1.7 CV y se obtiene el valor de $\sigma_{diseño} = 69.9 \text{ ton/m}^2$. Con este valor se procede a determinar el peralte de la zapata para que cumpla con los requerimientos por cortante y punzonamiento. Sin embargo, a partir de este punto se debe considerar la posición real de la placa respecto a la zapata, pues esto varía el valor del área crítica y su perímetro. Inicialmente se considerará un valor mínimo de 0.60 m como peralte, es decir 0.50 m de peralte efectivo. La sección crítica, ubicada a d/2 de la cara, tendrá un valor de $A_o = (2.5+0.5) * (0.3+0.25) = 1.65 \text{ m}^2$ y $b_o = 2*(0.30+0.25) + (2.5+0.5) = 4.1 \text{ m}$. En la figura 90 se muestra la sección crítica antes descrita.

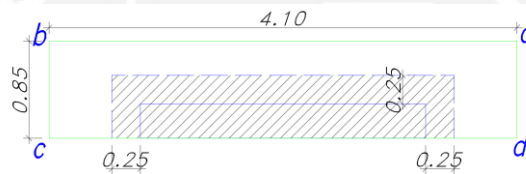


Figura 90: Sección crítica a d/2 de la cara.

La verificación por punzonamiento se realiza considerando un $V_u = \sigma_{diseño} * (A_{total} - A_o) = 128.3 \text{ ton}$ y el aporte del concreto $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{2.5/0.3}\right) * \sqrt{f'c} * b_o * d = 166 \text{ ton}$. Entonces, $V_u < \phi V_c$, por lo que el peralte de 60 cm cumple con esta verificación y se procede a realizar la verificación por cortante. El mayor volado, en este caso es de 80 cm, por lo que el valor de $V_u = \sigma_{diseño} * (0.8 - 0.5) * 0.85 = 17.85 \text{ ton}$ y $\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * .85 * 0.5) * 10 = 27.7 \text{ ton} > V_u$; por lo tanto, se considera que el valor de 0.60m de peralte es adecuado. Finalmente, se realiza el diseño por flexión. El acero mínimo para este peralte equivale a 10.8 cm^2 por metro y es cubierto con $\text{Ø}3/4'' @ 0.25 \text{ m}$. Considerando los volados de 0.55 y 0.80 m se tiene $M_u = \sigma_{diseño} * \text{volado}^2 / 2 = 10.6$ y 22.4 ton.m por metro de ancho en cada dirección. Estos momentos requieren de 5.7 y 12.2 cm^2 de acero por metro de ancho. El refuerzo mínimo es suficiente para la dirección en la que el volado es 55 cm; sin embargo, en la dirección paralela al volado de 85 cm se tiene un requerimiento mayor que es cubierto con $\text{Ø}3/4'' @ 0.20 \text{ m}$, equivalente a 14.2 cm^2 .

Por último, se diseñará la viga de cimentación. La excentricidad de la carga es $0.85/2 - 0.30/2 = 0.275$ m, por lo que el momento generado $M_{ex} = 0.275 \cdot (1.4 \cdot 125 + 1.7 \cdot 15) = 55$ ton.m. Se plantea utilizar una viga de dimensiones 0.40×0.70 m para la cual el requerimiento de acero es 26.9 cm^2 , se elige colocar $10 \text{ } \varnothing 3/4''$, equivalente a 28.4 cm^2 . La distancia entre apoyos de la viga es corta, por lo que se decide no hacer uso de bastones. En cuanto al acero positivo, se coloca al menos $1/3$ del acero corrido negativo, por lo que se utilizará $4 \text{ } \varnothing 3/4''$. Para determinar los estribos necesarios se debe hallar la reacción en la zapata centrada, como se muestra en la figura 91, obtenida de las diapositivas del curso de Concreto armado 2 dictado en la PUCP en el ciclo 2017-1.

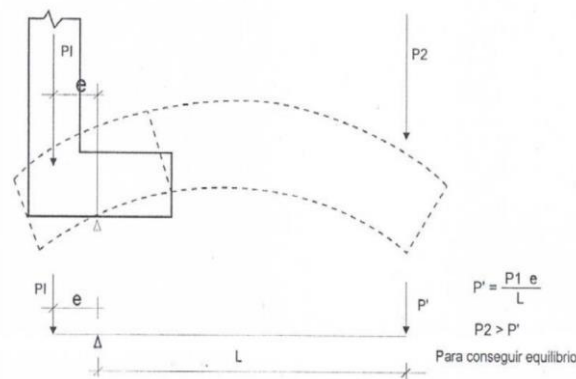


Figura 91: Reacción en zapata interior.

La longitud entre apoyos es 3.75 m, por lo que la reacción en la segunda zapata es de $55/3.75 = 14.7$ ton. Por lo tanto, el valor de la fuerza cortante a lo largo de la viga es 14.7 ton. Para una viga de sección 0.40×0.70 , el aporte del concreto a la resistencia a cortante es de 16.7 ton. Se colocará estribos mínimos de $\varnothing 3/8'' @ 0.25$ m. Además, se debe verificar que la reacción en la segunda zapata sea menor que la carga que recibe la columna en su base, pues de lo contrario la zapata centrada se levantaría y no funcionaría el mecanismo conectado. En este caso, la zapata excéntrica está conectada a una zapata que recibe 420 ton de carga en servicio, por lo que no presenta el problema antes descrito. Las figuras 92 y 93 presentan el diseño final de la zapata conectada. Cabe mencionar que el nivel de fondo de viga se encuentra 10 cm por encima del fondo de zapata debido a que debe haber un espacio de tierra removida entre el fondo de la viga y el suelo para asegurar que las presiones actúen sobre las zapatas y no sobre la viga de cimentación.

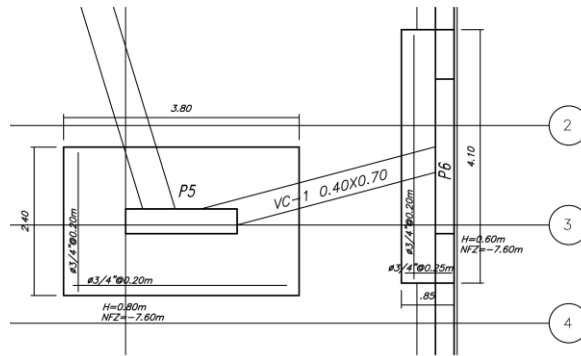


Figura 92: Vista en planta del diseño final de la zapata del ejemplo.

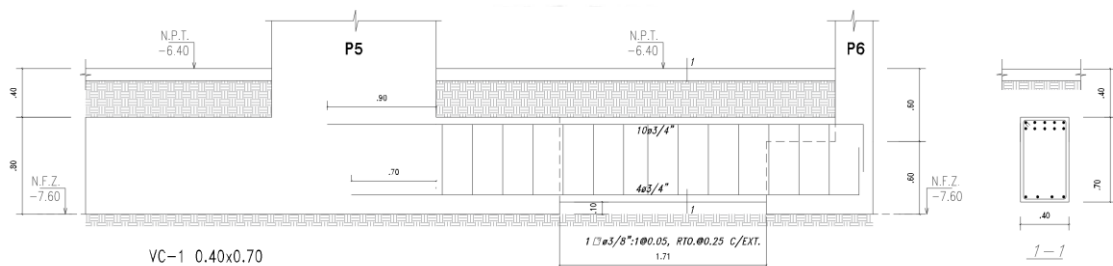


Figura 93: Elevación de la viga de cimentación del ejemplo.

6.7. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano se diseñarán para resistir adecuadamente los empujes debidos al suelo en contacto con ellos. El diseño consiste en asimilar una porción del muro a una viga de 1m de ancho con un peralte igual al espesor de este y someterla a una carga triangular generada por el empuje del terreno. Las losas y el cimiento se considerarán como apoyos simples. Adicionalmente, se considera una carga uniforme debida al empuje de la sobrecarga de los terrenos colindantes. Se verificará el muro por flexión y cortante.

6.7.1. Ejemplo de diseño

Se diseñará el muro ubicado en el eje A, de espesor 25 cm. Debido a la arquitectura, este muro tiene doble altura en el primer sótano, por lo que se tiene una altura de entrepiso de 5m correspondiente al primer sótano y una altura de 3.6 correspondiente al segundo sótano. Para realizar el diseño se necesita saber el ángulo de fricción interna del suelo ($\phi=39^\circ$), así como su peso específico ($\gamma=2 \text{ ton/m}^3$). El valor de los coeficientes de empuje activo (K_a) y pasivo (K_p) se obtienen con las fórmulas $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.23$ y $K_p = 1/K_a = 4.40$. El empuje activo se considerará como una carga distribuida triangular con

valor máximo en la base de $E_a = \gamma * K_a * H = 2 * 0.23 * (5 + 3.6) = 3.9 \text{ ton/m}$, adicionalmente se considera una sobrecarga de 0.25 ton/m^2 en el suelo colindante debido a carga vehicular, lo que equivale a un empuje lineal uniforme de $E_a = K_a * S/c = 0.23 * 0.25 = 0.06 \text{ ton/m}$. De acuerdo con la norma, para realizar el diseño se multiplicará el valor del empuje por 1.7. Así, la carga repartida en la viga idealizada tendrá un valor inicial de $0.06 * 1.7 = 0.1 \text{ ton/m}$ y un valor máximo de $1.7 * (3.9 + 0.06) = 6.75 \text{ ton/m}$, como se muestra en la figura 94.

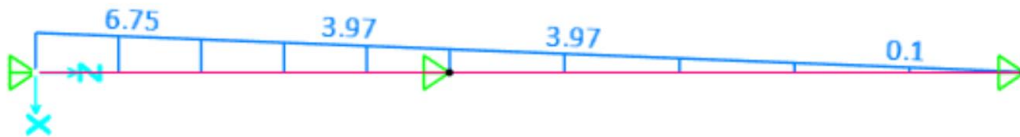


Figura 94: Carga distribuida debido al empuje de tierra.

En las figuras 95 y 96 se muestran los diagramas de momentos y cortantes para la viga mostrada anteriormente.

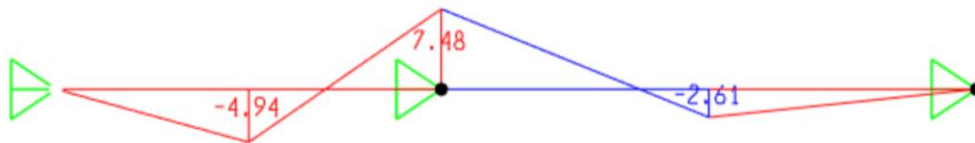


Figura 95: Diagrama de momentos flectores debido al empuje de tierra.

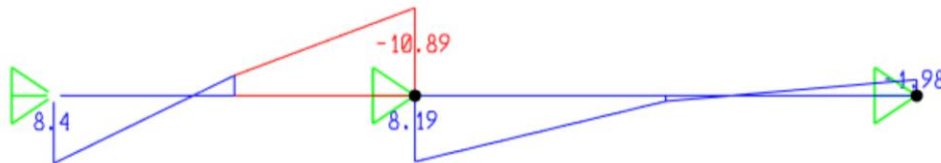


Figura 96: Diagrama de fuerza cortante debido al empuje de tierra.

Los muros de sótanos no llevan estribos, por lo que la cortante debe ser resistida en su totalidad por el aporte del concreto. Para una sección de $100 \times 25 \text{ cm}$ el $\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 1 * (.25 - .07)) * 10 = 11.75 \text{ ton}$, por lo tanto, se verifica que el espesor de 25 cm para el muro es adecuado para resistir las solicitaciones por cortante según la figura 96. En cuanto al diseño por flexión, el acero mínimo vertical según la norma E.060 corresponde a una cuantía de 0.0015 , lo que equivale a $0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$, este requerimiento es cubierto con doble capa de refuerzo de $3/8'' @ 0.25$; sin embargo, esta disposición del refuerzo resiste solo 1.9 ton.m de momento flector. En la figura 95 se aprecia que los valores de momentos flectores son considerablemente mayores al valor de 1.9 ton.m , por lo que se decide utilizar doble malla de $3/8'' @ 0.15 \text{ m}$, que resiste un

momento flector de 3.12 ton.m. El momento positivo a la cara del apoyo es 7 ton.m, por lo que se coloca bastones adicionales de 1/2" @ 0.20 m que resisten un momento de 7.1 ton.m. Para el momento negativo de 4.95 ton.m se coloca bastones adicionales de 3/8" @0.20 que resisten 5.3 ton.m. Las longitudes de corte se calculan de manera similar a lo explicado en el capítulo de vigas. Finalmente se presenta el diseño del muro de sótano en la figura 97.

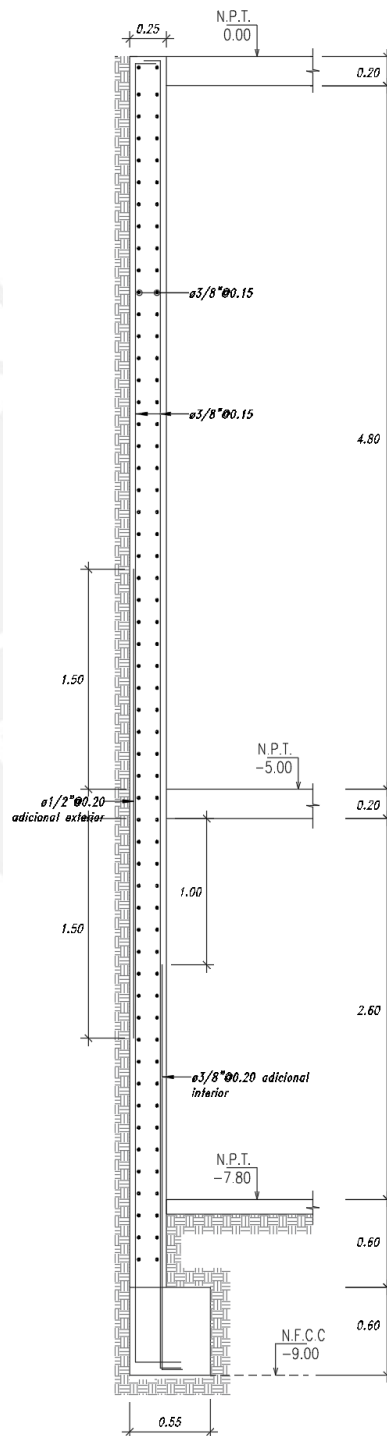


Figura 97: Diseño final del muro del ejemplo.

6.8. Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales usados para conectar diferentes niveles, estas trabajan generalmente como losas armadas en una dirección, por lo que se puede analizarlas asimilando sus tramos a vigas simplemente apoyadas. En el presente proyecto de tesis, la escalera principal tiene pasos de 25 cm y contrapasos de 17.5 cm. Al trabajar como una losa, se considerará una cuantía mínima de refuerzo de $0.0018*b*t$, considerando el ancho b de la viga como 1m y t el espesor de la garganta dependiendo de la luz del tramo.

6.8.1. Ejemplo de diseño

Se presentará como ejemplo de diseño, un tramo típico de la escalera principal. En la figura 98 se presenta la elevación del tramo. Para la luz de 4.10m se considerará una garganta de 15cm de espesor.

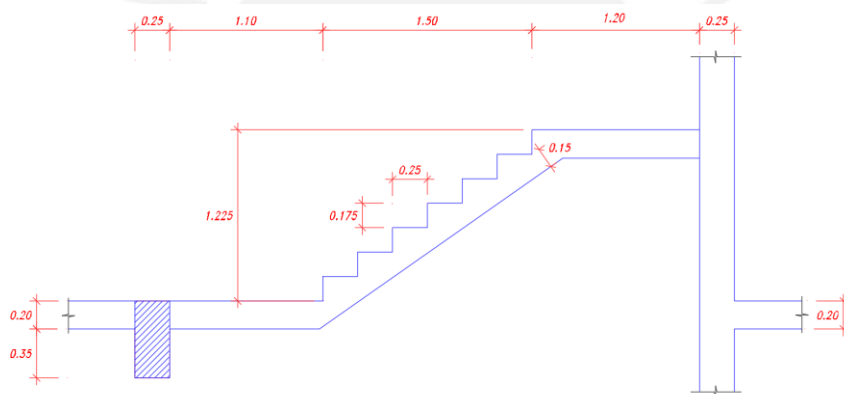


Figura 98: Elevación del tramo de escalera a diseñar en el ejemplo.

Se considerará a la viga y la placa como apoyos simples. Las cargas actuantes en los descansos son el peso propio de la losa y el piso terminado. El peso distribuido de la escalera para 1m de ancho se calcula como $w = 2.4 * \left(\frac{c_p}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{c_p}{p} \right)^2} \right) = 0.65 \text{ ton/m}$, además del piso terminado (100 kg/m^2). Se considera una sobrecarga de 200 kg/m^2 al igual que para el resto de los encofrados. En la figura 99 se presenta la carga muerta sobre el tramo de escalera asimilándolo a una viga de $100 \times 15 \text{ cm}$. En las figuras 100 y 101 se muestran los diagramas de momento flector y fuerza cortante correspondientes a la combinación de $1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$.

En cuanto al diseño por cortante, las escaleras, al igual que las losas, no llevan estribos, por lo que la fuerza cortante última debe ser resistida por el aporte del concreto $\phi V_c = 0.85 * (0.53 * \sqrt{210} * 1 * (.15 - .03)) * 10 = 7.8 \text{ ton}$. De la figura 100 se aprecia que

$\emptyset V_c > V_u$; por lo tanto, se concluye que el espesor de 15cm para la garganta de la escalera es adecuado.

En cuanto al diseño por flexión, el acero mínimo es $0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$, cubierto por $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$; sin embargo, este refuerzo solo resiste 1.25 ton.m. En la figura 101 se aprecia que los momentos actuantes tiene valores superiores a 1.25 ton.m a lo largo de todo el tramo central. El momento máximo de 2.65 ton.m requiere 6.22 cm^2 de acero, lo que se cubrirá colocando $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$, equivalente a 6.45 cm^2 . En cuanto al refuerzo superior, a pesar de que no es necesario según el diagrama, se opta por colocar la misma cantidad que el refuerzo inferior.

Finalmente, en la figura 102, se presenta el diseño final del tramo de escalera del ejemplo.

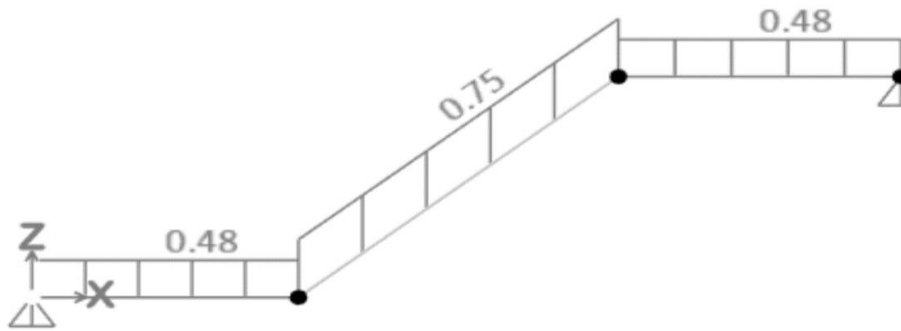


Figura 99: Carga muerta sobre escalera (ton/m)

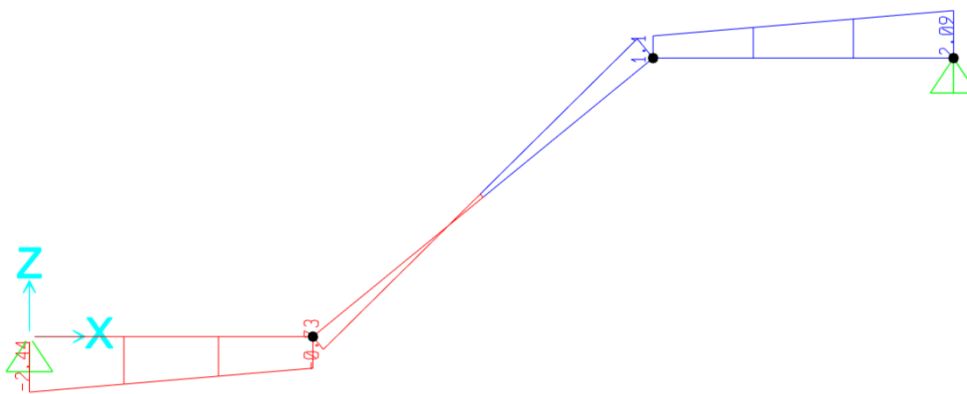


Figura 100: DFC (ton) debido a cargas de gravedad

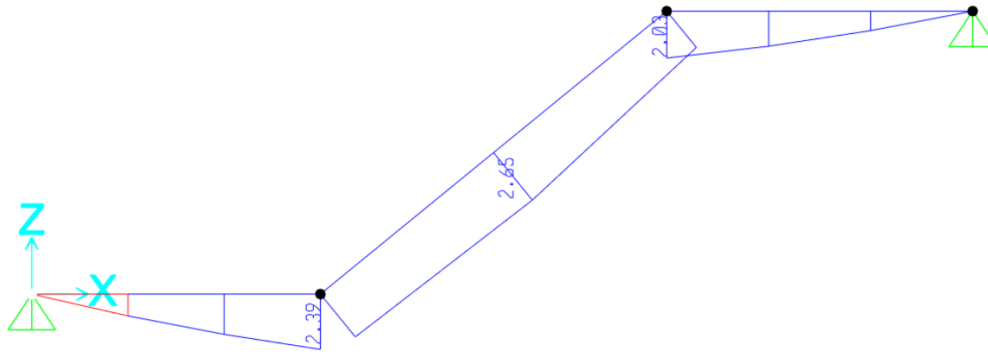


Figura 101: DMF (ton.m) debido a cargas de gravedad.

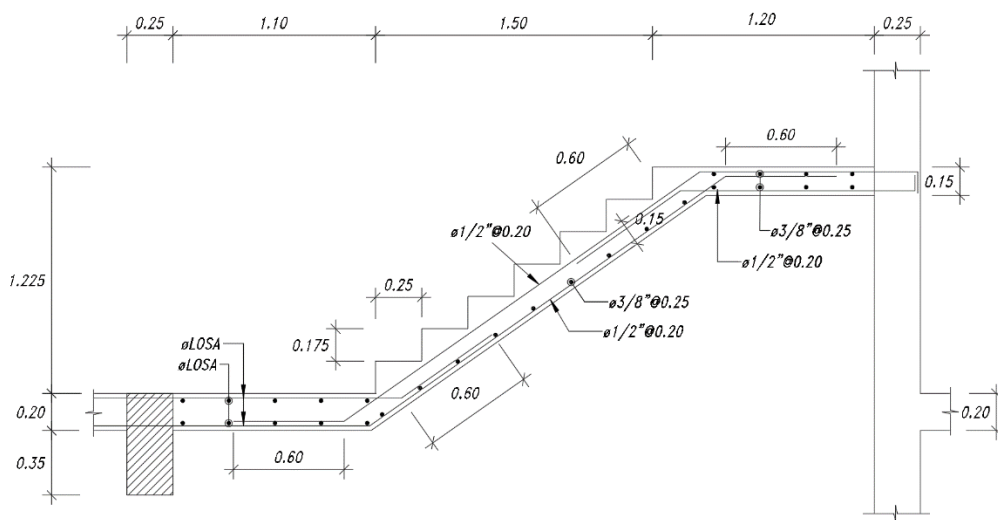


Figura 102: Diseño final del tramo de escalera del ejemplo.

7. Comentarios y conclusiones

Los objetivos de la tesis presentada consistieron en realizar el análisis sísmico y diseño estructural del edificio para luego plasmarlo en planos que contengan la información necesaria para su correcta interpretación. Esto se logró siguiendo un procedimiento que inició con la estructuración y pre-dimensionamiento, luego se analizó el comportamiento de la estructura frente a sismo y por último se planteó el refuerzo necesario en los diferentes elementos estructurales para que tengan un comportamiento adecuado de acuerdo con lo estipulado en la NTP E.060.

La arquitectura del proyecto inevitablemente conlleva una irregularidad en planta al realizar el análisis sísmico del edificio. Al observar los planos de arquitectura se aprecia, además, que el planteamiento de la distribución de elementos estructurales resistentes a sismo no es simétrica; por lo tanto, la estructuración se enfocó en lograr que no se presente alguna otra irregularidad en el edificio. El caso más probable fue que se presente

irregularidad torsional, sobre todo para sismo en dirección Y. Se fue variando dimensiones y espesores para las placas en dirección Y hasta lograr que el factor deriva máxima/deriva promedio sea menor que 1.3. Con la distribución presentada en los planos se logró factores de 1.09 para dirección X y 1.19 para dirección Y, por lo que el edificio no presenta irregularidad torsional.

Las dimensiones de la planta son mayores para la dirección X, además, en esta dirección la densidad de placas, y por consiguiente su rigidez, es considerablemente mayor que en dirección Y. Por lo tanto, como es de esperarse, se obtuvo valores de periodos y desplazamientos mayores en dirección Y que en X ($T_x = 0.252$ seg, $T_y=0.678$ seg, $Desp_{max.x-x} = 2.6$ cm, $Desp_{max.y-y} = 10$ cm). Las cortantes dinámicas se multiplicaron por factores de escala de 1.25 y 1.18 en dirección X e Y respectivamente para lograr que sean como mínimo 90% de la cortante estática; así, se obtuvo valores de la cortante en la base del primer piso de 856 ton para la dirección X y 505 ton para la dirección Y.

En edificios de concreto armado, la deriva máxima permitida es de 0.007. Para el presente proyecto se obtuvo una deriva de 0.0014 para sismo en dirección X y 0.0061 para sismo en dirección Y. Se concluye que la estructuración presentada es adecuada para cumplir con los requerimientos de derivas de la norma peruana.

Programas como Sap2000 y Etabs facilitan el análisis y diseño de edificios; sin embargo, se debe tener cuidado con los valores que arrojan, pues deben ser coherentes y el diseñador debe saber interpretarlos para poder utilizarlos. Durante el desarrollo de la presente tesis se han podido observar algunos ejemplos que son relevantes para mencionar. El primero es la verificación del peso del edificio, es conveniente realizar un metrado manual y calcular el peso aproximado del edificio para poder compararlo con el valor que arroja el programa. La importancia de este valor radica en que la fuerza aplicada por el sismo al edificio es un porcentaje de dicho peso. El peso obtenido del metrado manual es de 4401 ton y el valor arrojado por el programa es 4563 ton, con lo que la diferencia es de 3.5% y se considera aceptable utilizar el valor del modelo en Etabs.

El segundo ejemplo importante de mencionar es el caso de los momentos flectores utilizados para el diseño de vigas. En el modelo original, se presenta inversión de momentos flectores en muchas de las vigas que llegan a columnas, esto se debe al acortamiento teórico que sufren las columnas en el modelo. Este problema, aplicado a la realidad, se resuelve nivelando la altura de las columnas durante el proceso constructivo. En consecuencia, no es conveniente utilizar los valores del modelo original para cargas de gravedad. Una de las formas de resolver la diferencia es utilizar un segundo modelo

para obtener las solicitaciones debidas a carga muerta y viva, en este modelo se debe restringir los desplazamientos verticales de placas y columnas con el propósito de eliminar el problema de la inversión de momentos flectores. Finalmente, se realiza las combinaciones manualmente obteniendo las solicitaciones debidas a sismo del modelo original y las de gravedad del modelo restringido.

El tercer ejemplo tiene relación con la correcta interpretación de los resultados. En el caso de elementos verticales, se compara los resultados del programa con los diagramas de interacción correspondientes a la distribución de refuerzos planteada. Sin embargo, esta comparación debe realizarse luego de compatibilizar los signos de las solicitaciones en las columnas con los signos de los valores utilizados para elaborar el diagrama. Así, se multiplicó por -1 los valores de las cargas axiales correspondientes al análisis y también por -1 a los valores de los momentos flectores alrededor del eje 2 usados para elaborar el diagrama de interacción. Luego de realizar estas correcciones se puede verificar correctamente si el refuerzo planteado para los elementos verticales es adecuado.

A lo largo del presente documento se ha detallado el diseño de un ejemplo de cada tipo de elemento estructural con la finalidad de mostrar el procedimiento seguido para todos los elementos que se presentan en los planos finales. Se ha seguido lo estipulado en la NTP E.060.

En cuanto al diseño de vigas, se debe mencionar que en algunos casos de vigas muy cargadas por gravedad se debió considerar el acero en compresión para que el refuerzo pueda resistir las solicitaciones. Cabe mencionar que, para el control de deflexiones tanto en losas como en vigas, se ha seguido lo estipulado en la norma peruana; sin embargo, en algunas oficinas de diseño en el país se suele tomar en cuenta lo estipulado en la ACI 318. En esta norma americana, se considera la transición entre la sección no agrietada y la sección completamente agrietada del elemento; sin embargo, la norma peruana es más conservadora y considera que a partir del momento de agrietamiento la inercia efectiva de la sección es igual a la inercia agrietada. Por lo tanto, las deflexiones totales son mayores calculadas según la NTP E.060 en comparación con las calculadas según la ACI 318 y se presenta un mayor uso de contraflechas.

En cuanto al diseño de elementos verticales, para el caso de las columnas, la mayor parte de ellas cumple los requisitos por flexocompresión con la cuantía mínima de 1%. Sin embargo, para la columna del ejemplo se tuvo que aumentar esta cuantía debido a la falta de simetría respecto a uno de los ejes de la sección. En el caso de las placas, las orientadas en dirección X, al ser esta la dirección con mayor rigidez, requieren de refuerzo mínimo.

Por el contrario, las orientadas en dirección Y requieren de mayores diámetros de refuerzo tanto para los núcleos confinados como para el acero distribuido.

Finalmente, la cimentación consiste en zapatas aisladas, combinadas, conectadas y cimientos corridos. La planta del segundo sótano presenta dos niveles de piso terminado, además de los niveles que deben tener el fondo de la cisterna y el ascensor. Por lo tanto, es importante definir los niveles de fondo de las zapatas y realizar múltiples cortes para lograr una adecuada excavación e interpretación del plano de cimentación.

8. Bibliografía

- Acosta, J., & Balcazar, J. (2019). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE OCHO PISOS EN HUANCAYO*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Afuso Muñoz, M. A. (2017). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS Y TRES SÓTANOS UBICADO EN EL DISTRITO DE BARRANCO*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco Blasco, A. (1994). *ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO* (2da edición). Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Calavera, J. (2000). *CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIONES*. (INTEMAC, Ed.) (4ta ed.). Madrid.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006) Norma E.020 Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2018) Norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2006) Norma E.050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- MINISTERIO VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2009) Norma E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima, Perú.
- Muñoz, A. (2016). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Otazzi Pasino, G. (2012). *APUNTES DEL CURSO CONCRETO ARMADO I* (Decimo ter). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

ANEXOS

Tesis para optar el Título de **INGENIERA CIVIL**, que presenta la bachillera:

YESSENIA MAMANI VILLALOBOS

ASESOR: César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, febrero de 2021

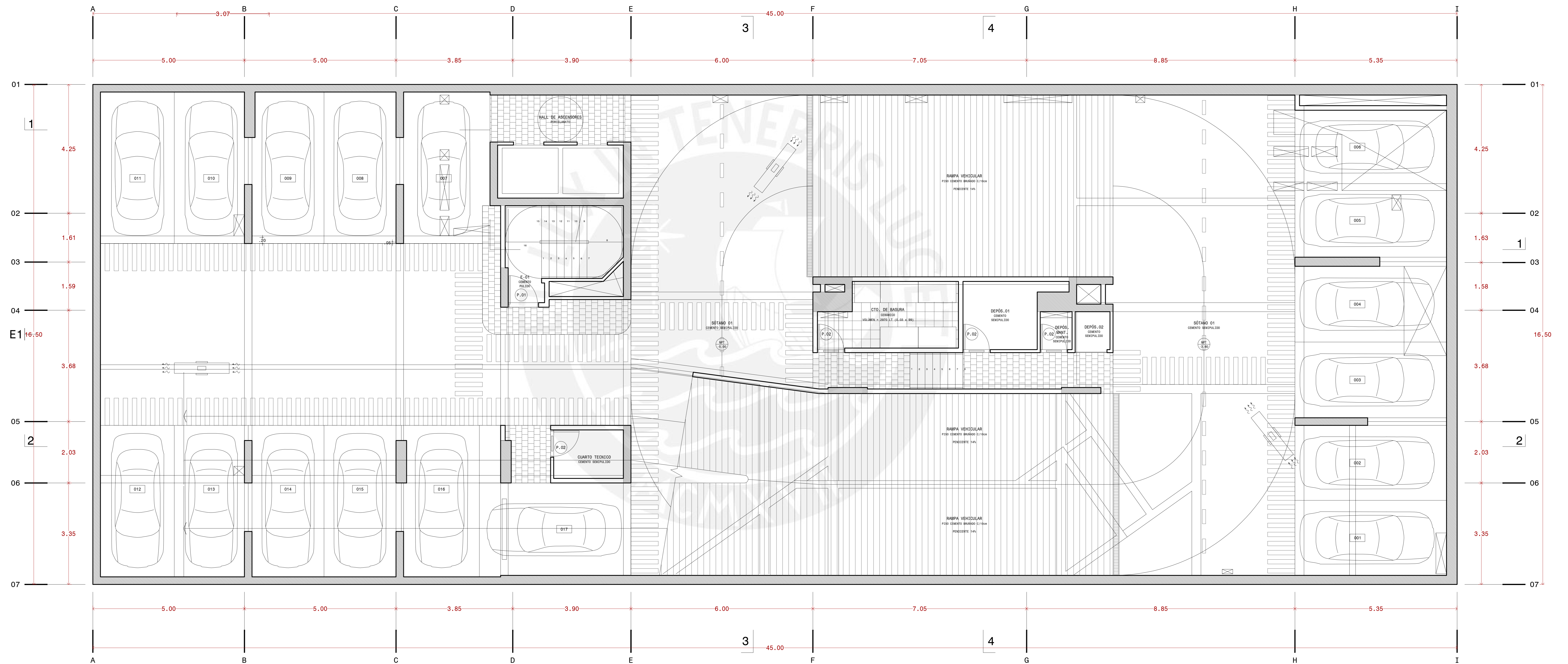
ÍNDICE DE PLANOS

Arquitectura

- A-01: Planta Sótano 1
- A-02: Planta Primer piso
- A-03: Planta típica
- A-04: Corte 2-2

Estructuras

- E-01: Planta de cimentación
- E-02: Cortes de cimentación
- E-03: Cortes de cimentación
- E-04: Vigas de cimentación
- E-05: Placas
- E-06: Placas y columnas
- E-07: Encofrado sótano 2
- E-08: Encofrado sótano 1
- E-09: Encofrado piso 1
- E-10: Encofrado piso típico
- E-11: Encofrado piso 6
- E-12: Encofrado piso 7
- E-13: Encofrado azotea
- E-14: Vigas
- E-15: Vigas
- E-16: Vigas
- E-17: Vigas
- E-18: Vigas
- E-19: Vigas
- E-20: Vigas
- E-21: Escaleras
- E-22: Detalles típicos



SÓTANO 01
 NIT: 20.02 - 02.00
 ÁREA TÉCNICA 710,54 m²

A-01

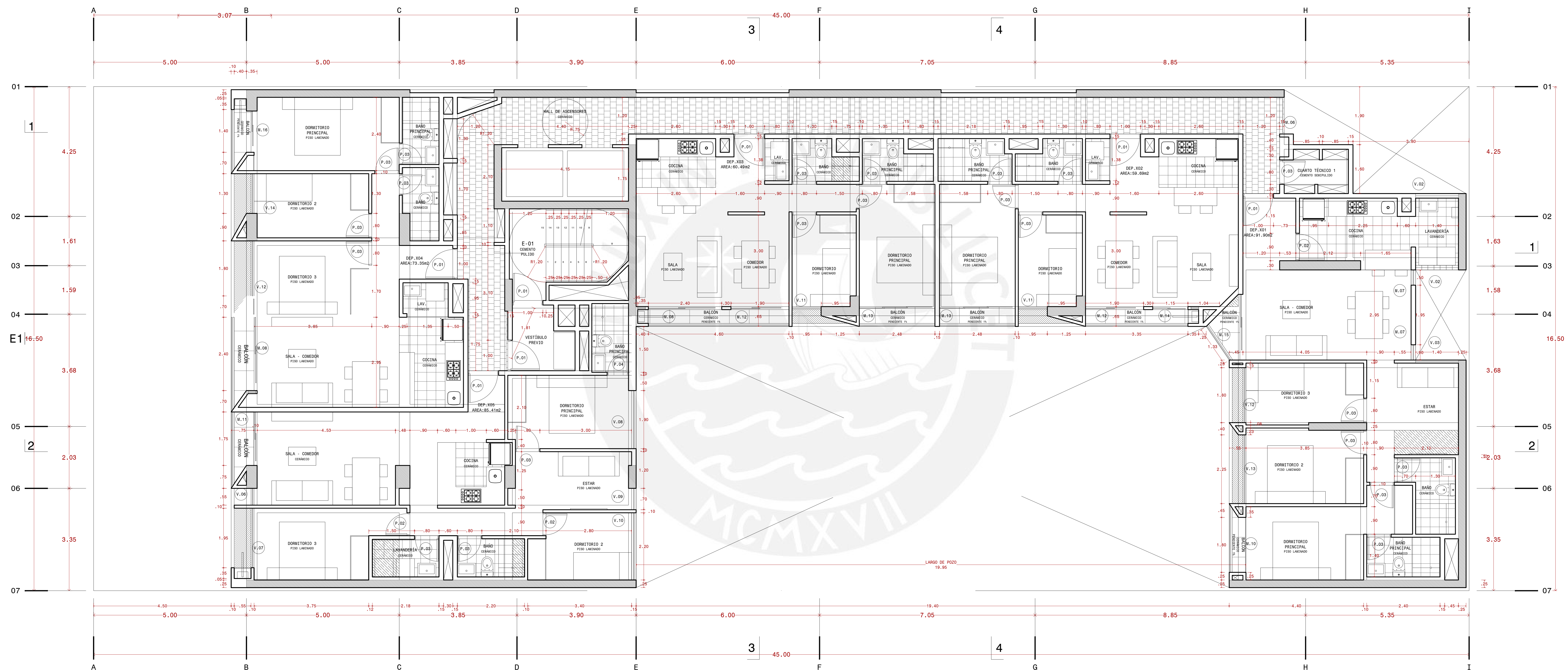
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Planta Sótano 1

Fecha: Febrero 2021

Escala: 1/50



PISO TÍPICO

A-03

Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Planta típica

Fecha: Febrero 2021

Escala: 1/50



CORTE 2-2

A-04

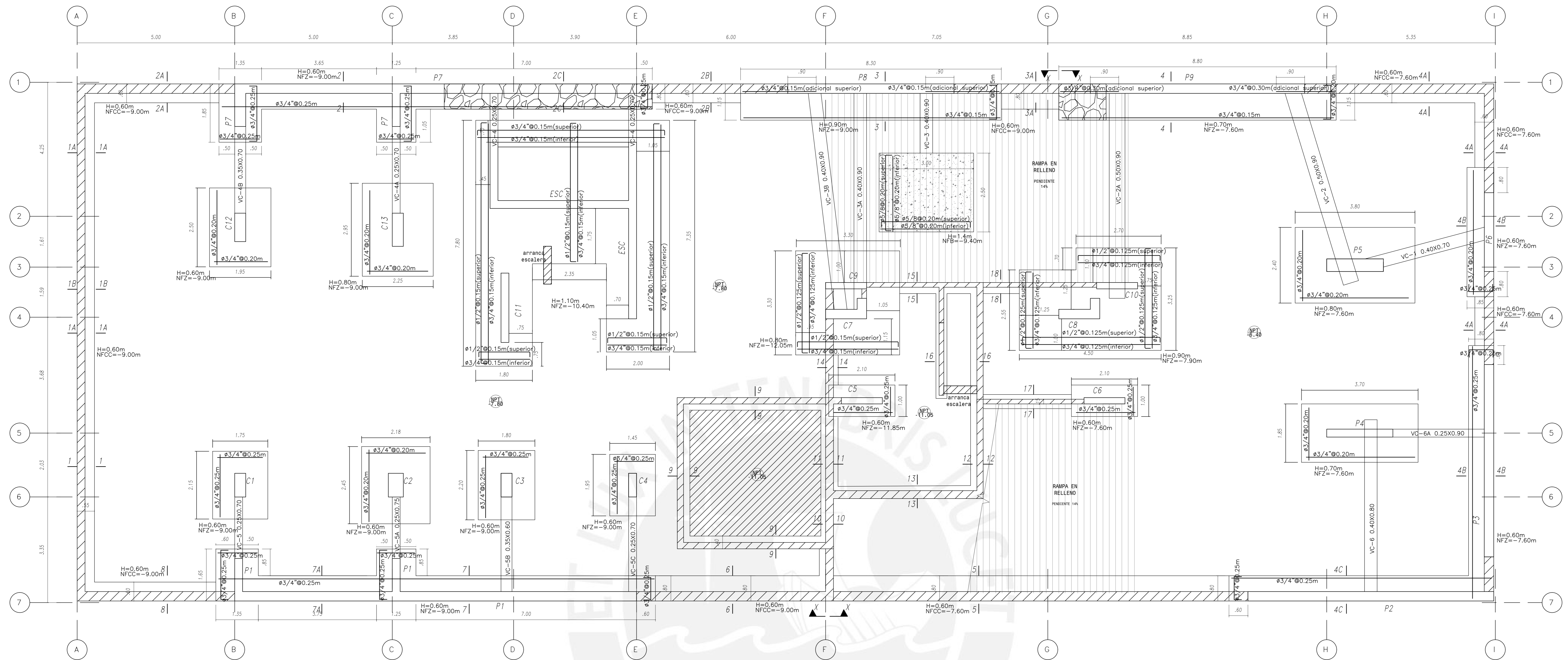
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Corte 2-2

Fecha: Febrero 2021

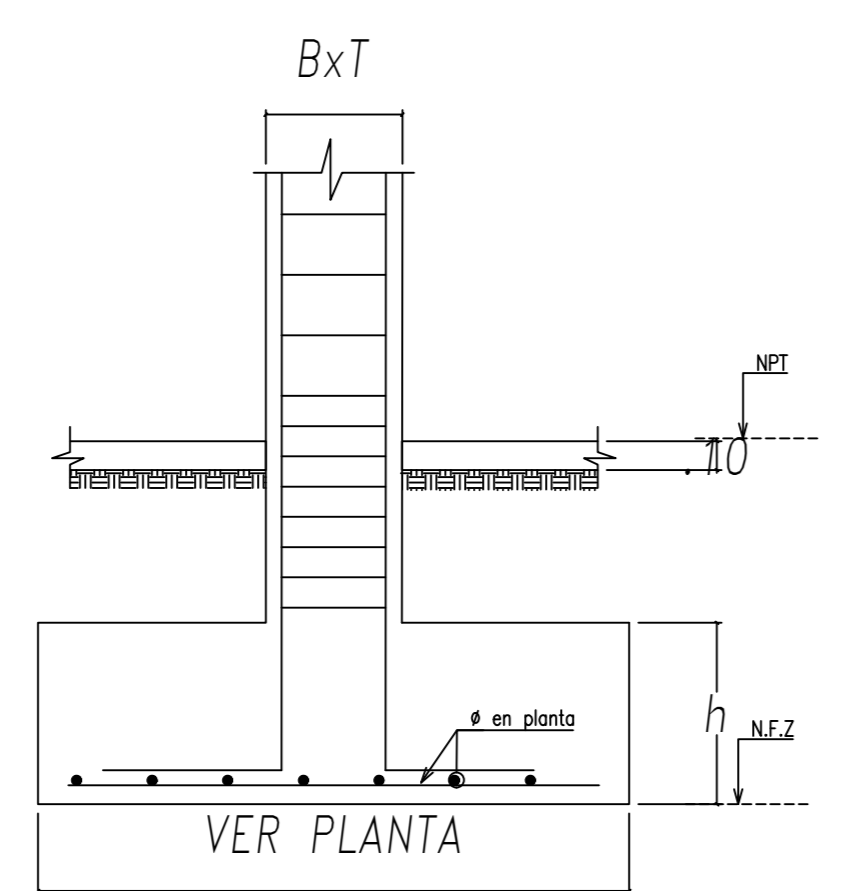
Escala: 1/50



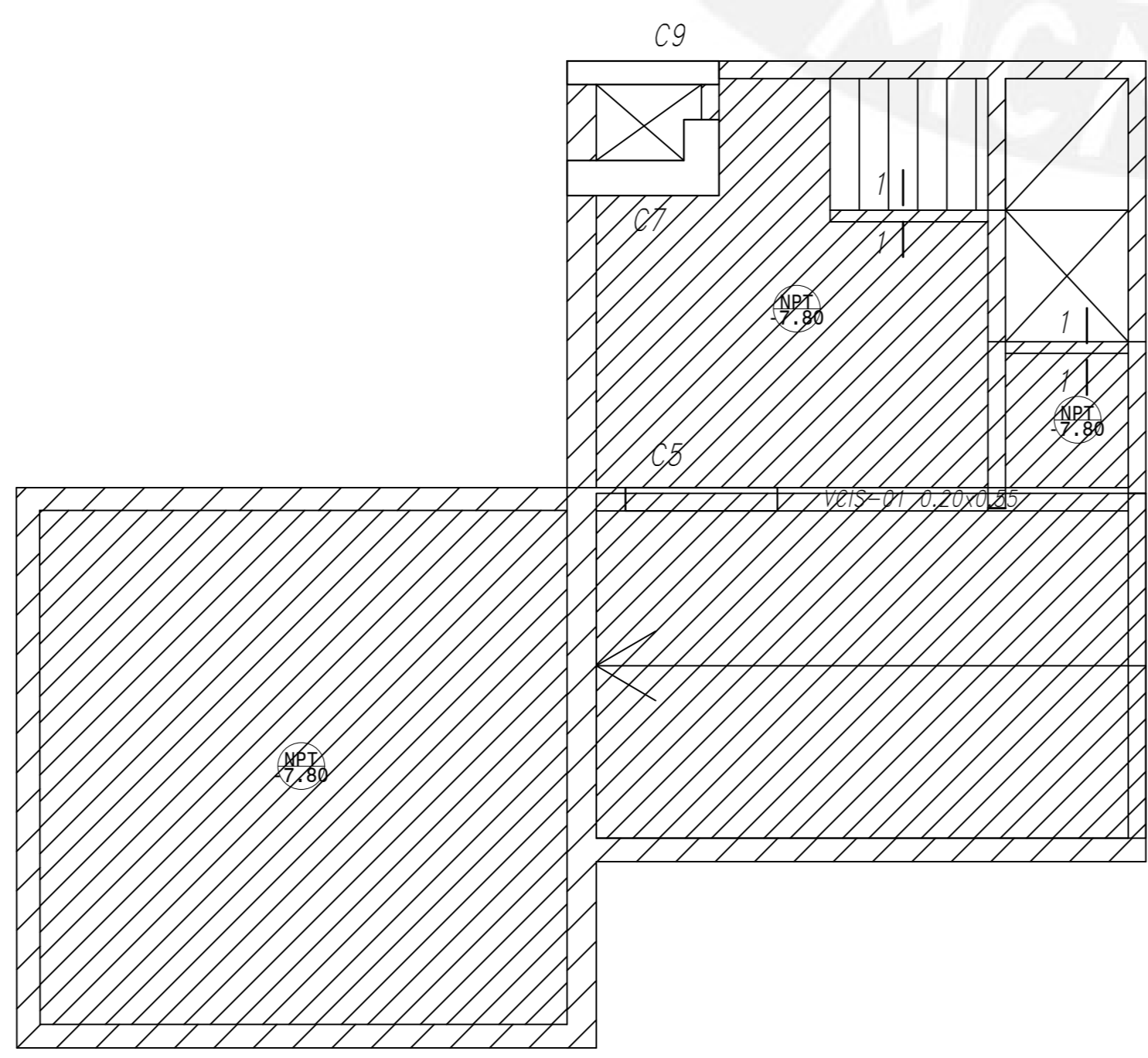
PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC. 1/50

LOSA DE H=0.20
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8 \times 0.20$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8 \times 0.20$

PARAMETROS SISMICOS				
Z=0.45	U=1.0	S=1.0	Tp=0.4 seg.	T=2.5 seg.
l=1 (regular en altura)	lp=0.9 (regular en planta)	Rx=6.0	Ry=6.0	Rz=5.4
Período (seg)	F. Cortante (ton)	Desp. máx. (cm)	Deriva	
Dirección X: 0.252	856	2.6	.0014	
Dirección Y: 0.678	505	10	.0061	



DETALLE TÍPICO DE ZAPATAS AISLADAS
ESC. 1/25

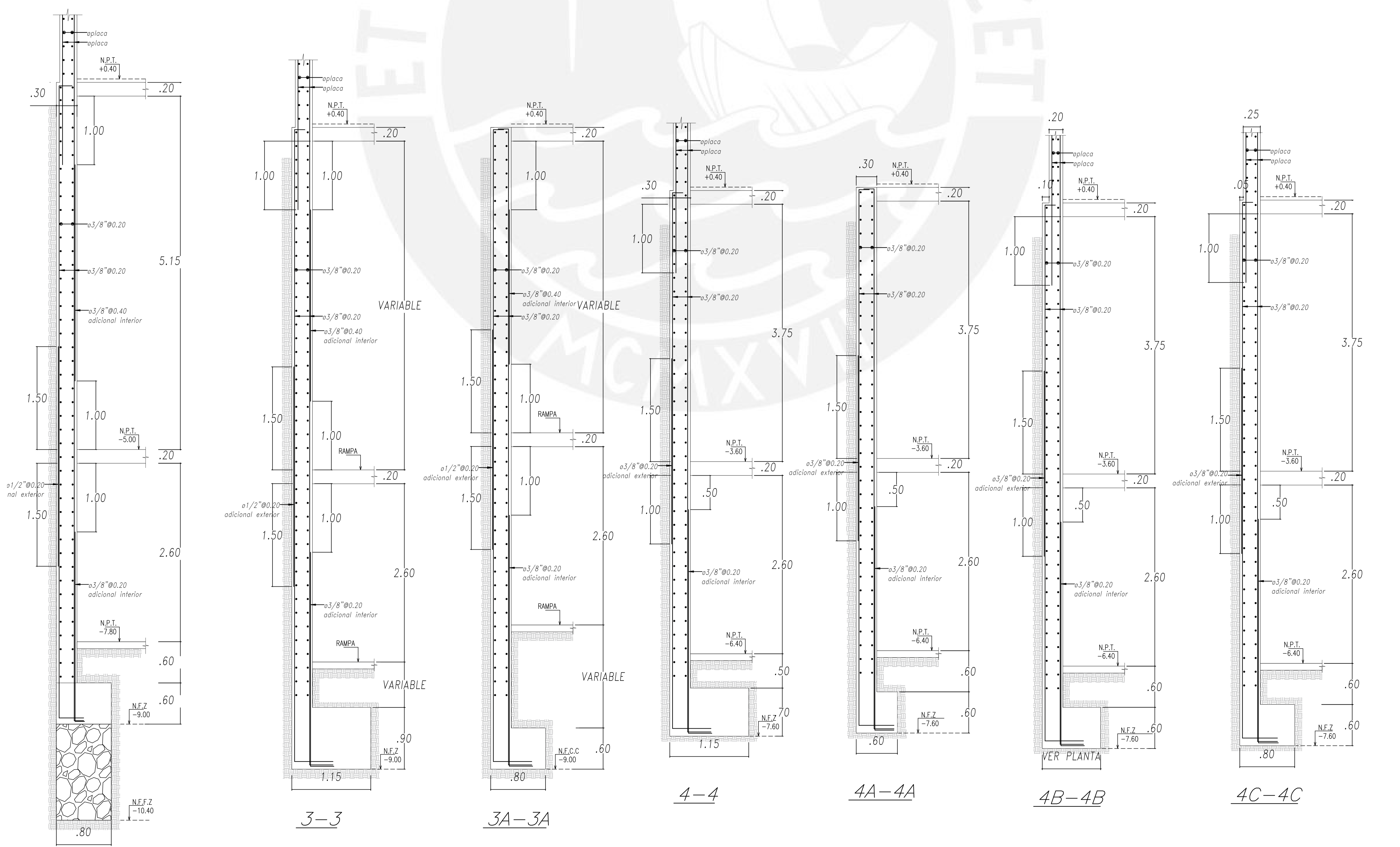
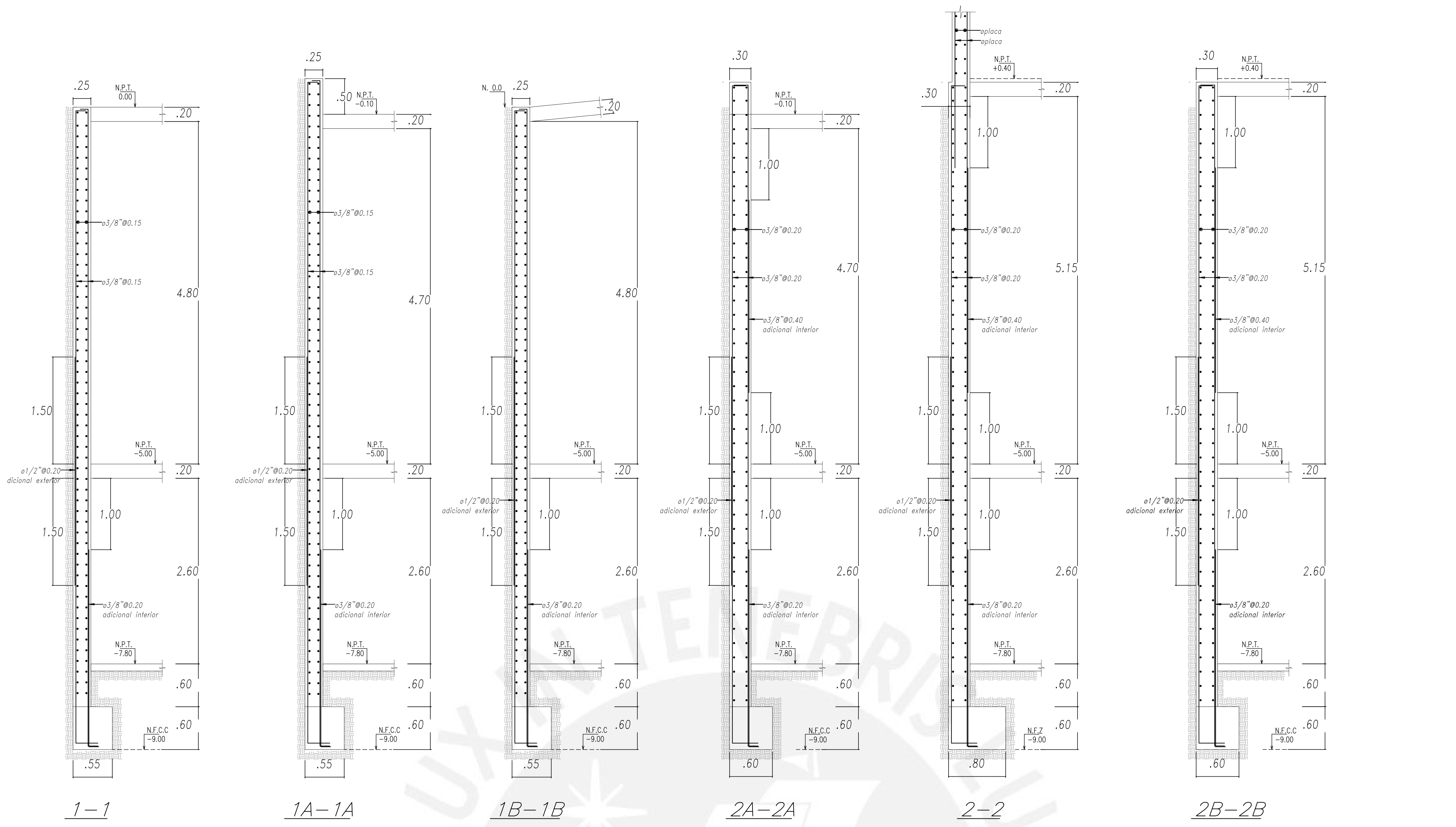


ENCOFRADO DE TECHO DE CISTERNA
ESC. 1/50

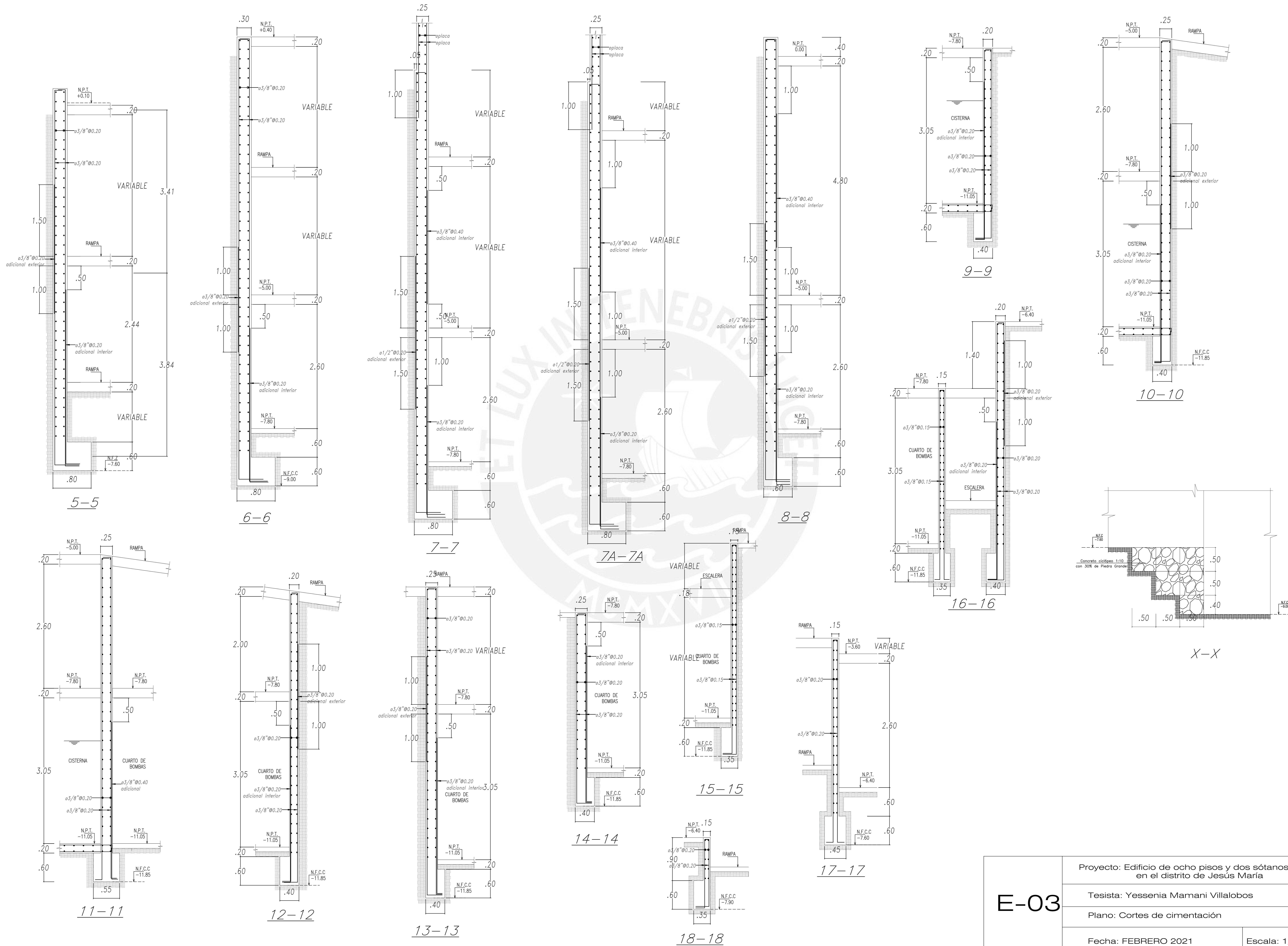
LOSA DE H=0.20
LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8 \times 0.40$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8 \times 0.20$
(En las plantas solo se muestra refuerzo adicional para estas losas)

ESPECIFICACIONES GENERALES	
RESISTENCIA DEL CONCRETO ARMADO	
- ZAPATAS, SOBRECIMIENTO Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- COLUMNAS Y PLACAS	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS Y LOSAS	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
RESISTENCIA DEL CONCRETO SIMPLE	
- CEMENTOS CORRIDOS	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO DE REFUERZO	
BARRAS CORRUGADAS	
ASTM A-615 (GRADO 60)	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS	
- ZAPATAS	7.0 cm.
- MUROS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	5.0 cm.
- COLUMNAS Y VIGAS	4.0 cm.
- MUROS Y PLACAS	2.5 cm.
- LOSAS Y VIGAS CHUBAS	2.0 cm.

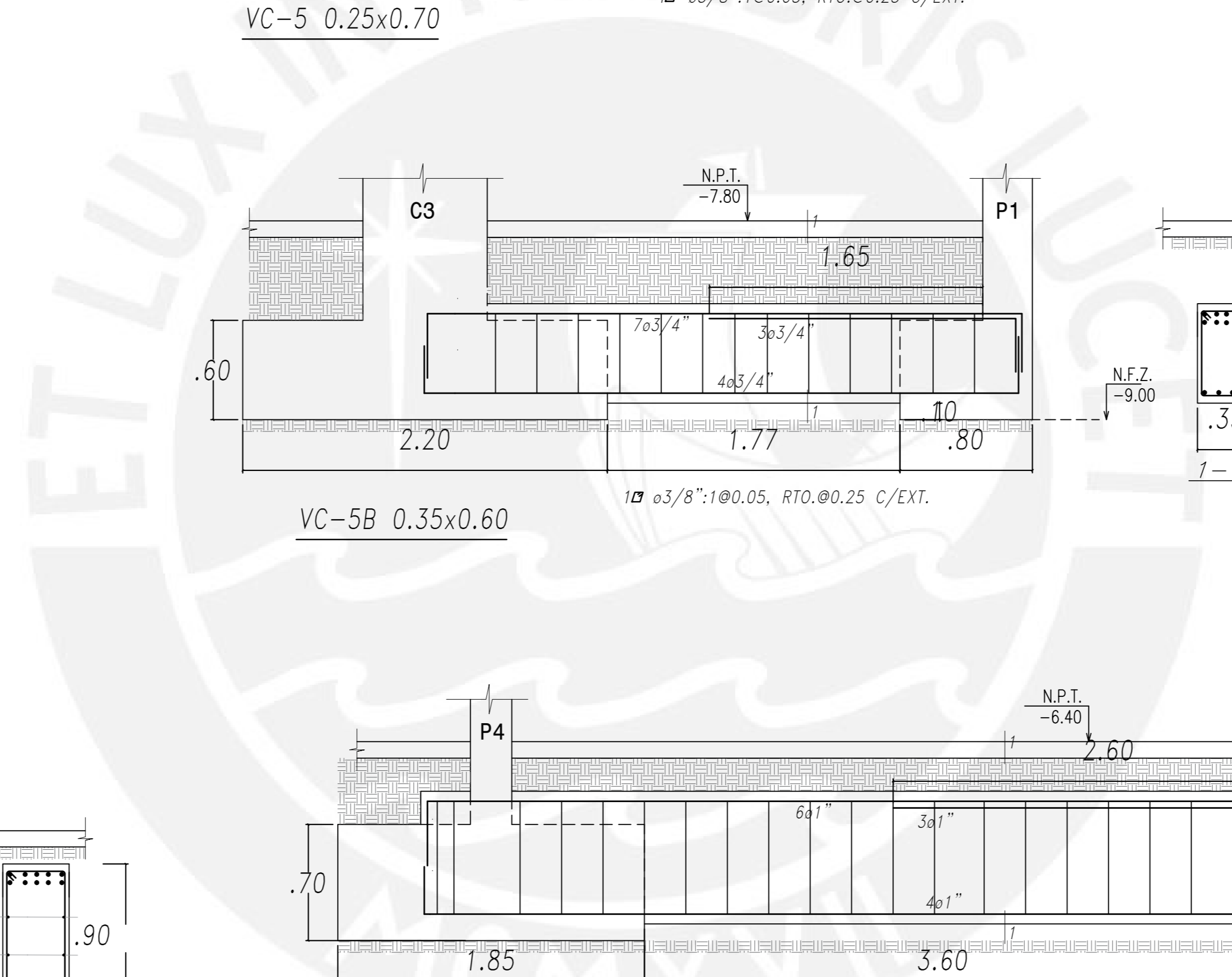
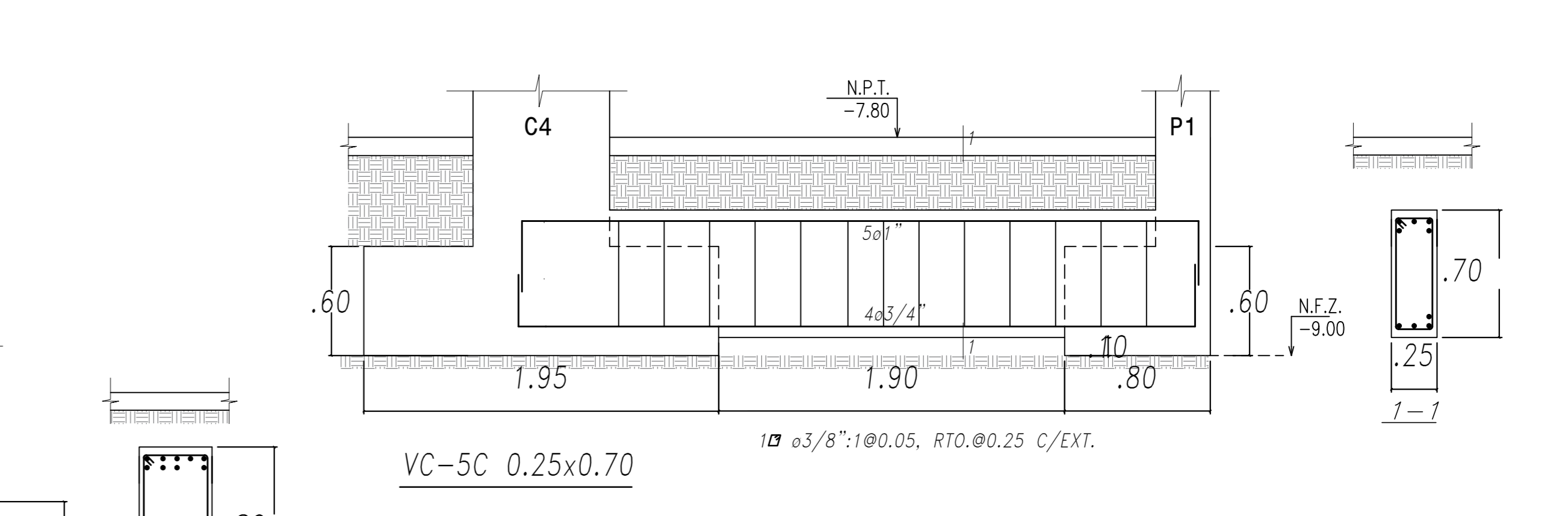
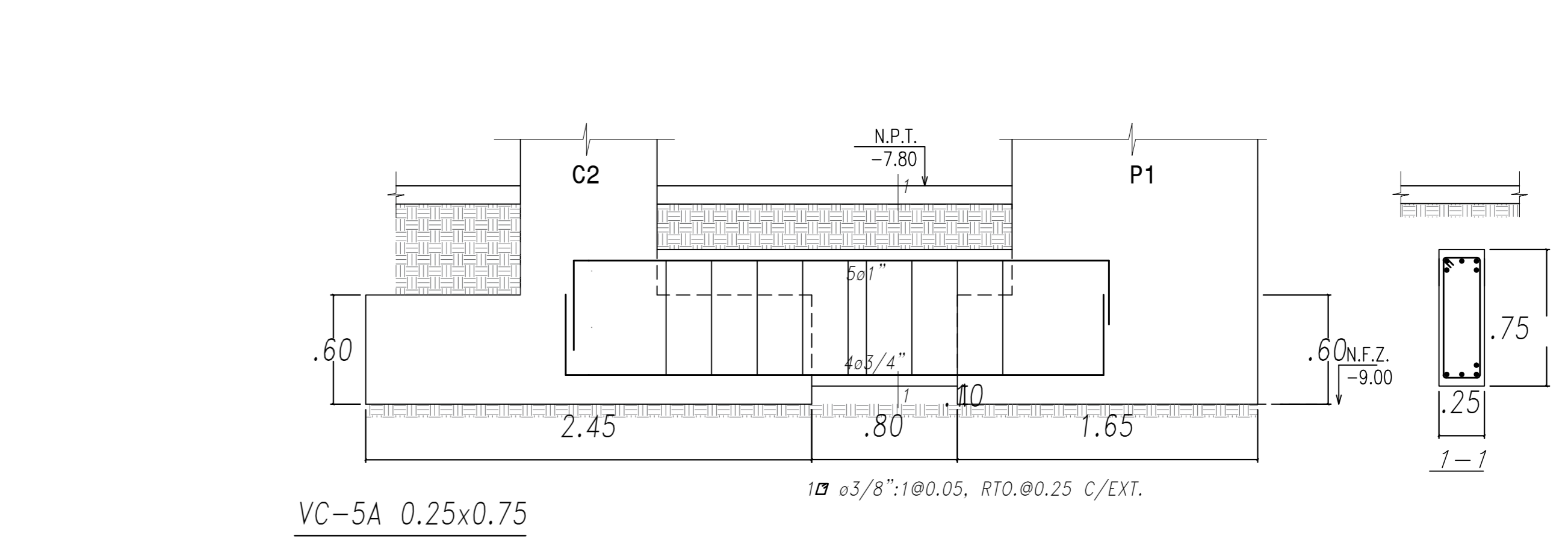
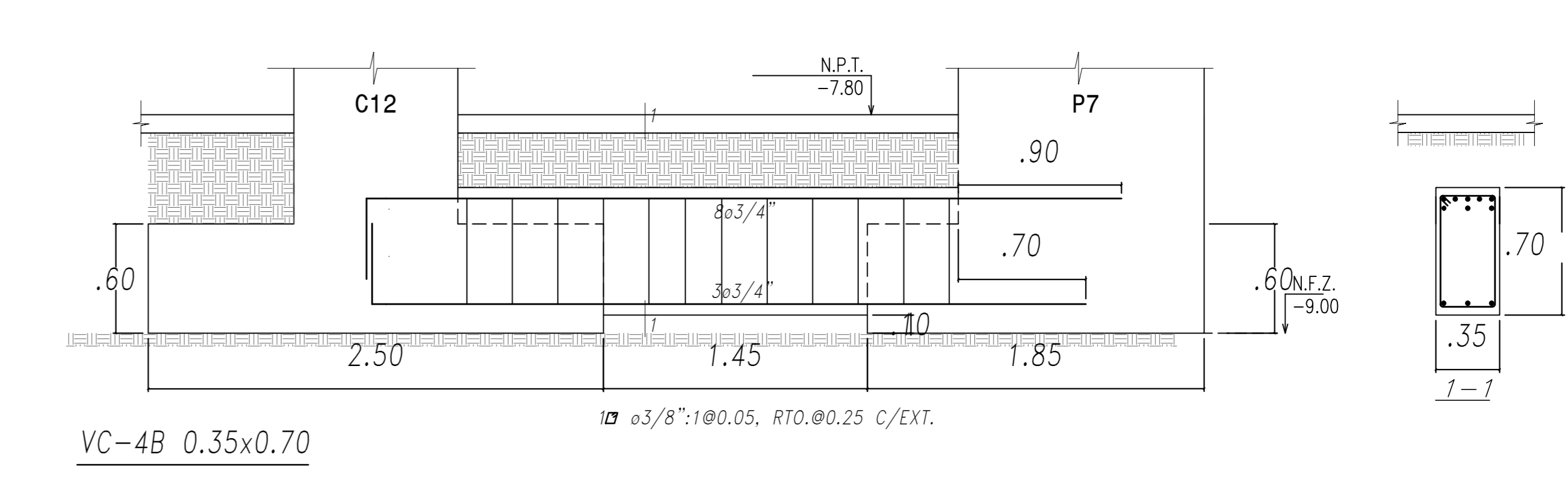
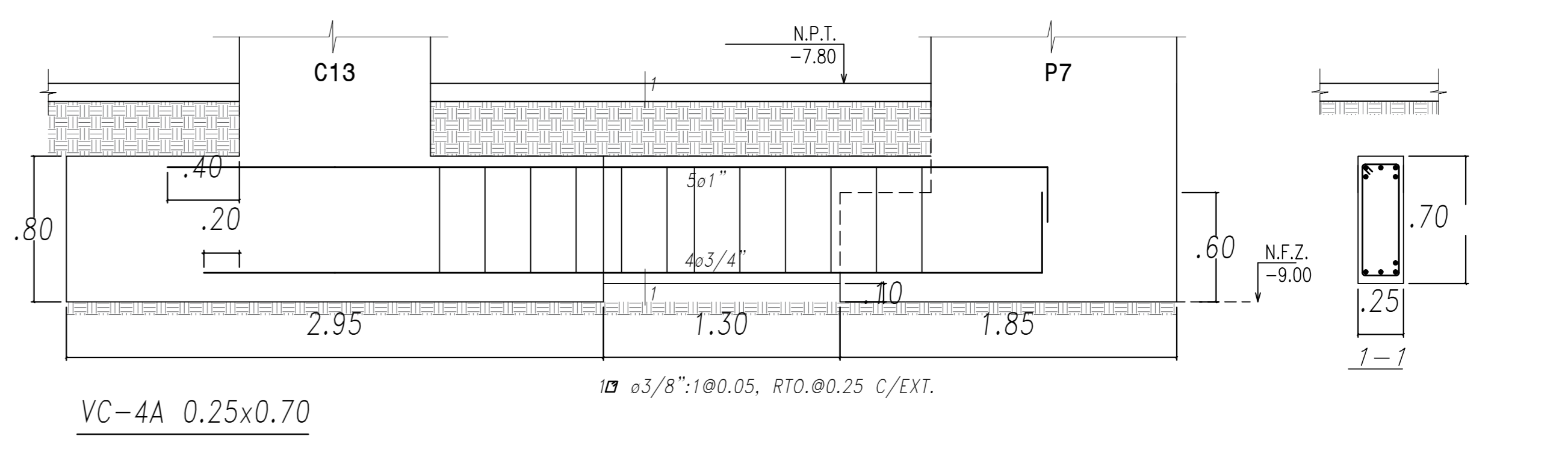
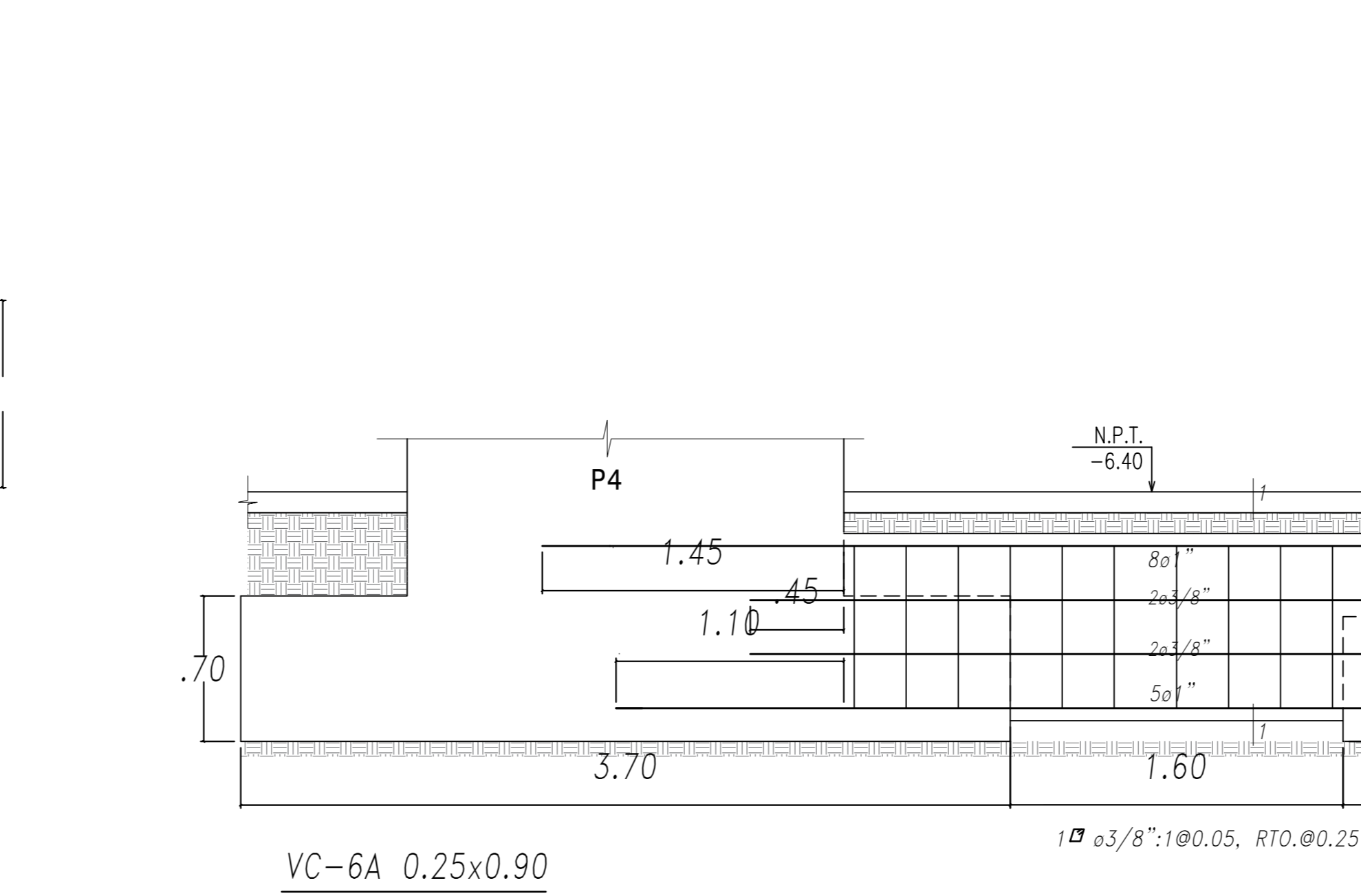
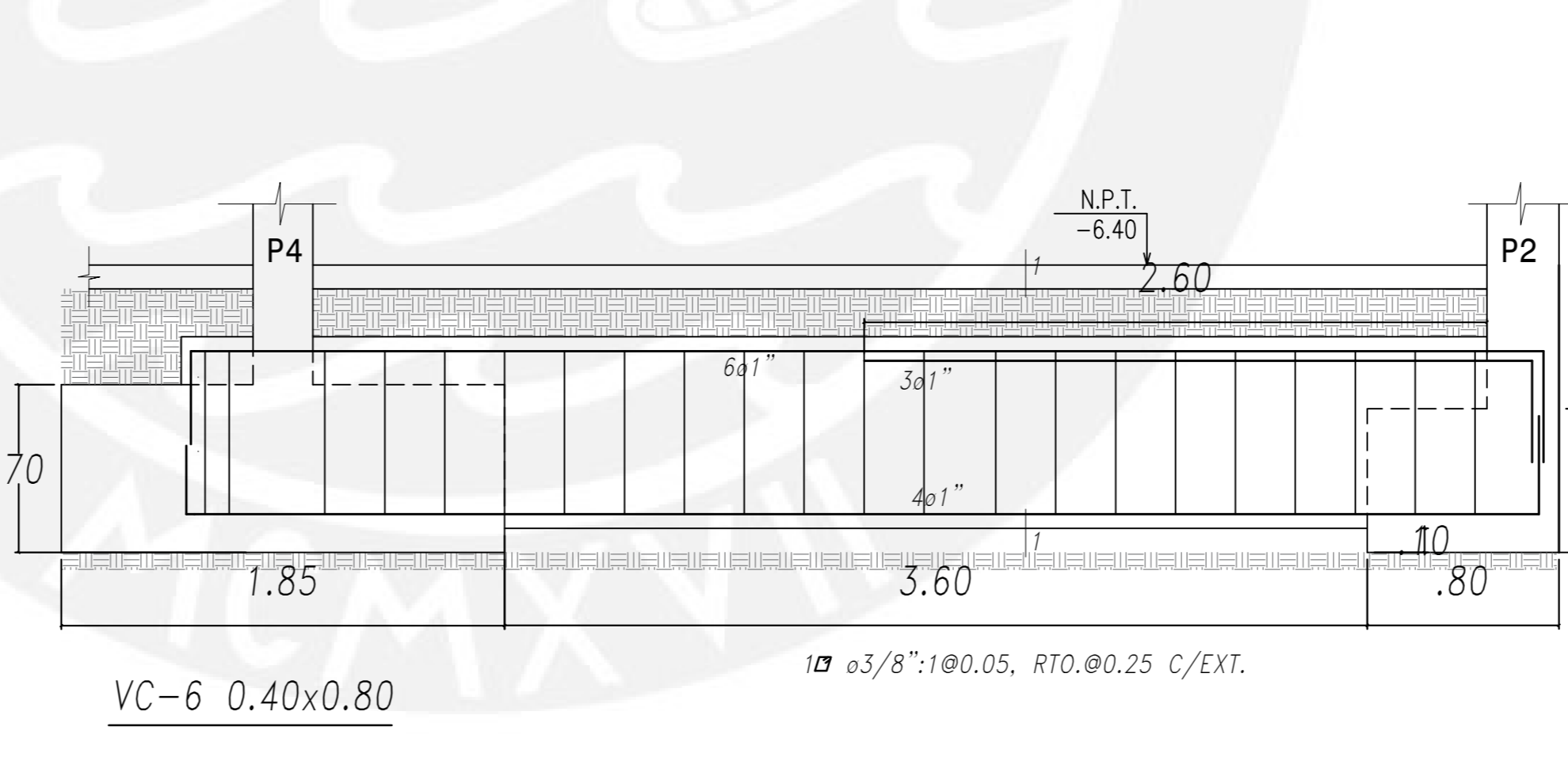
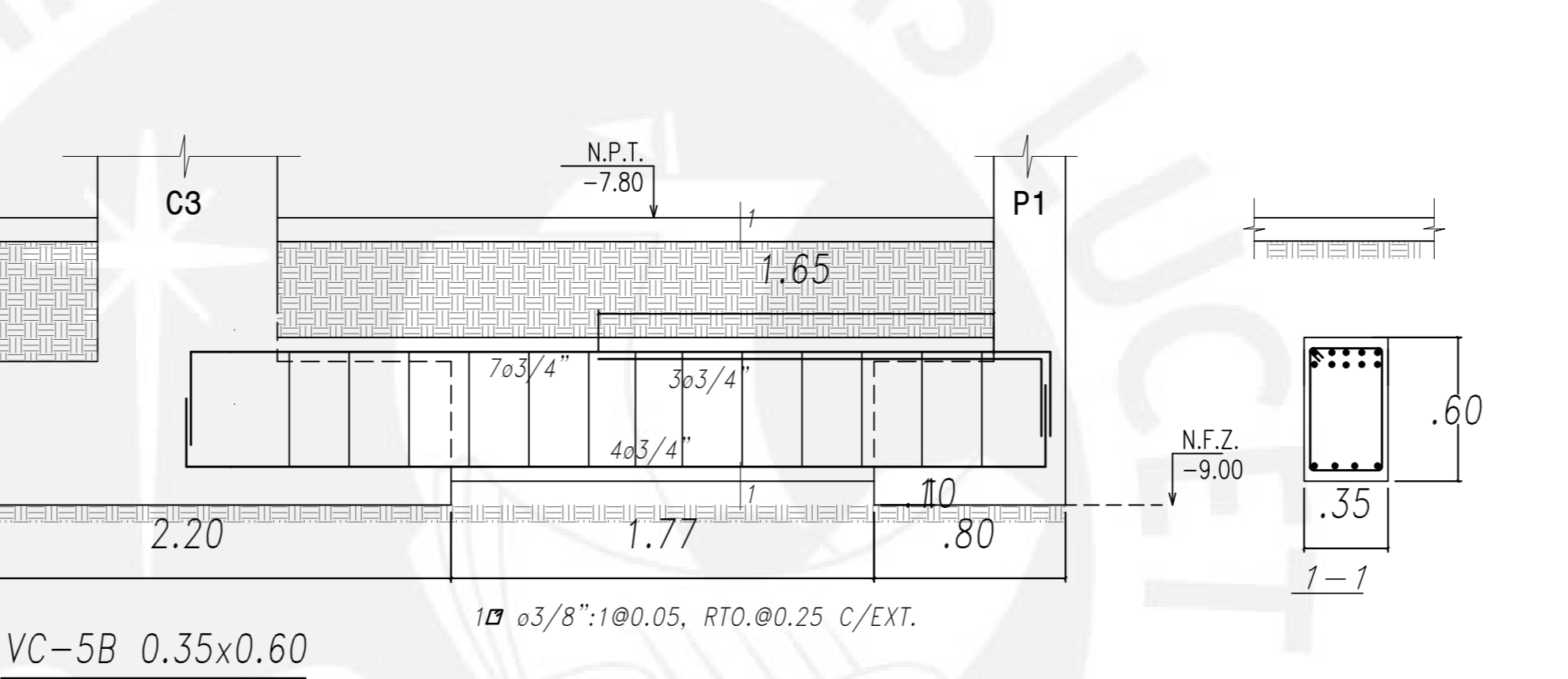
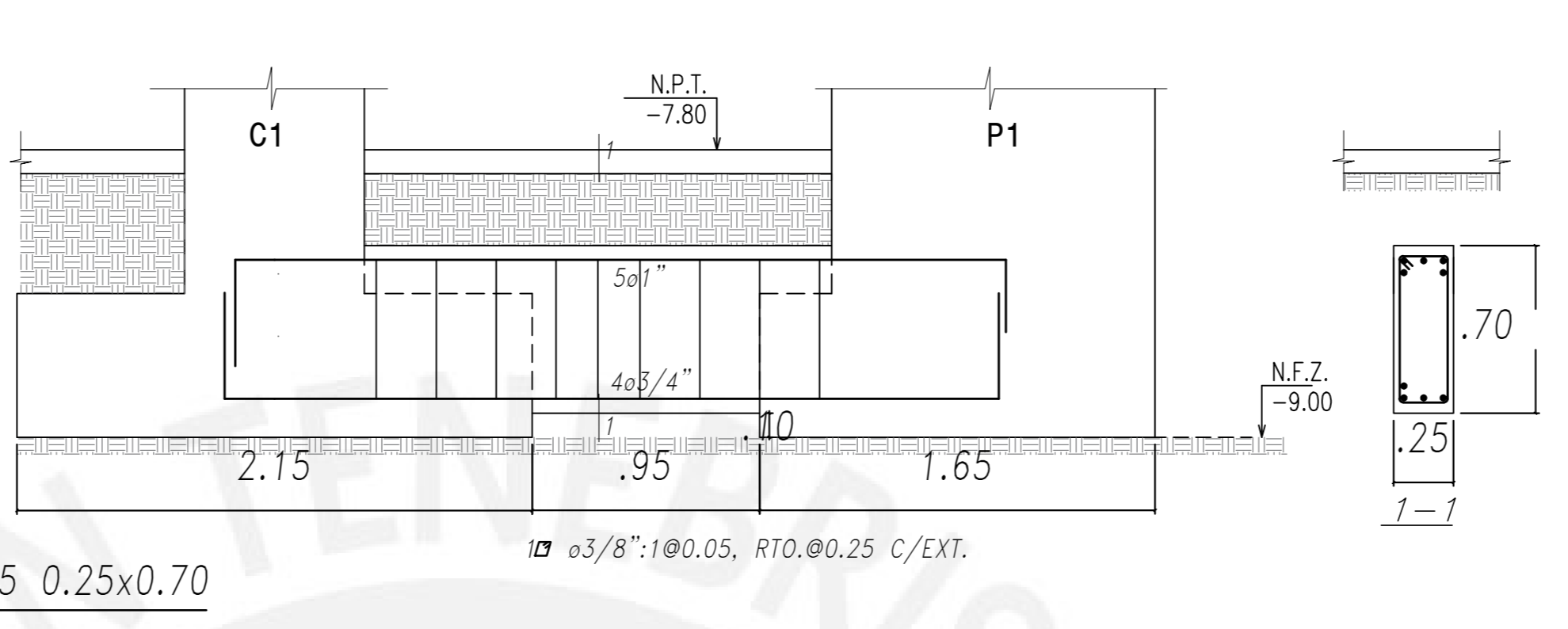
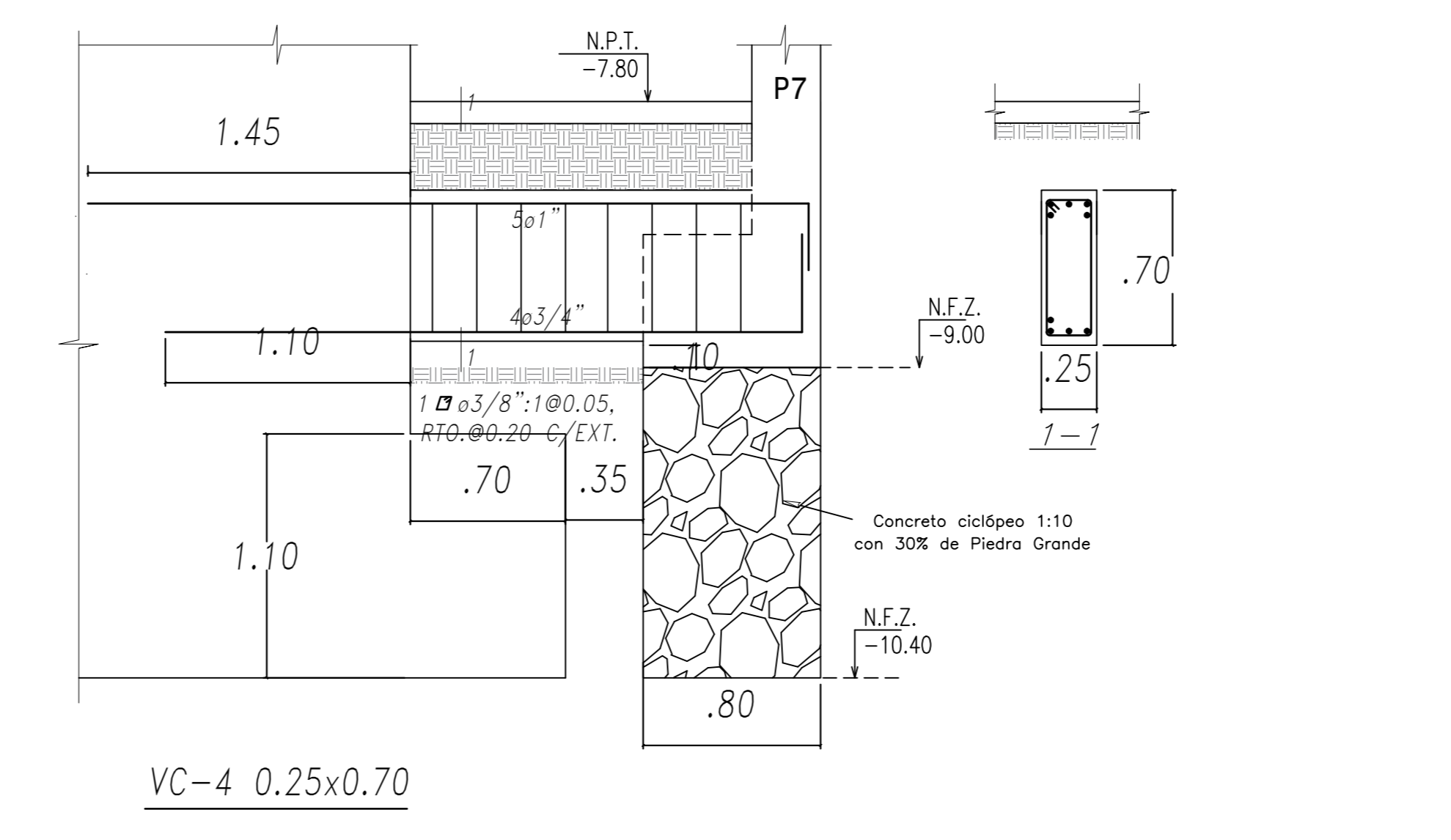
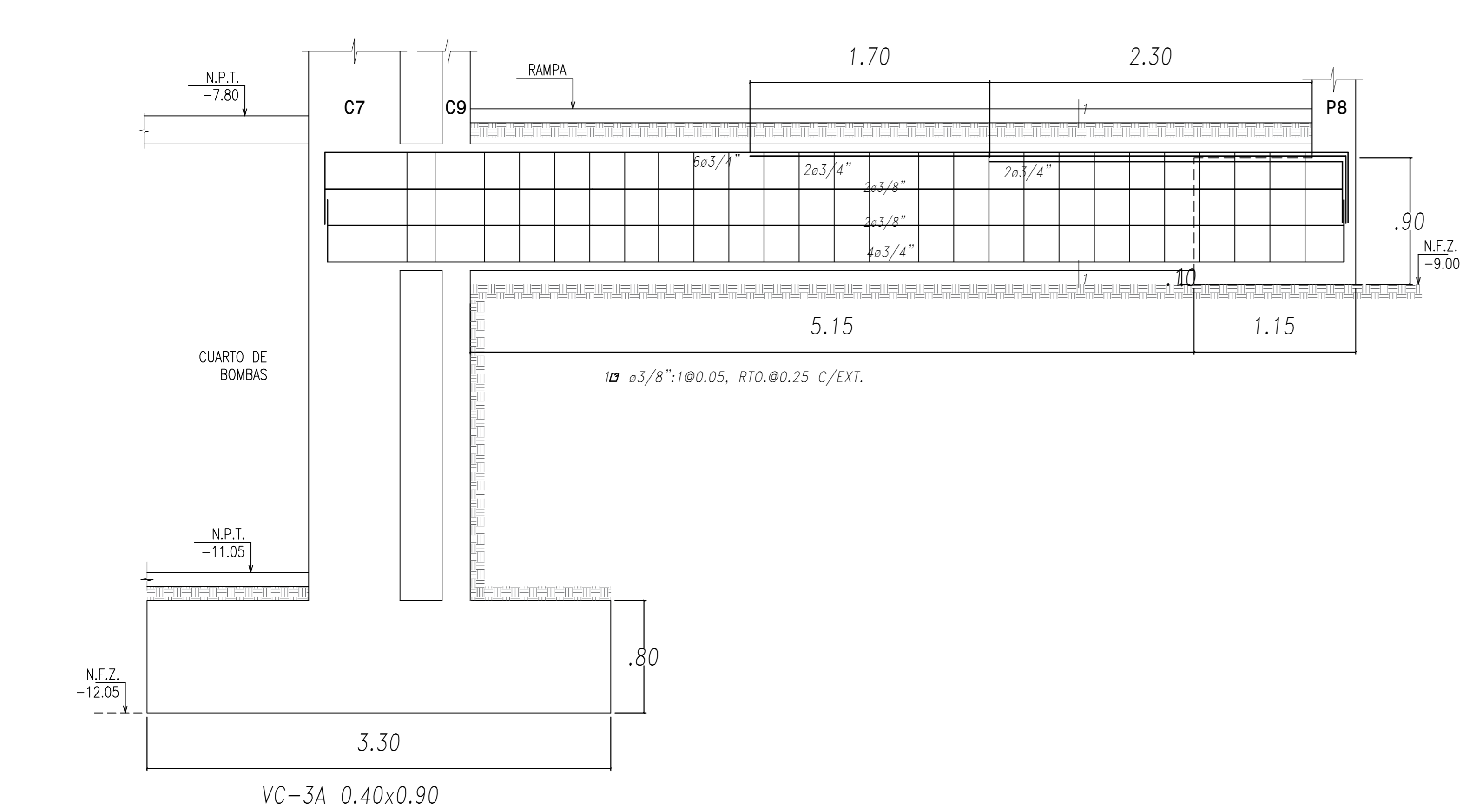
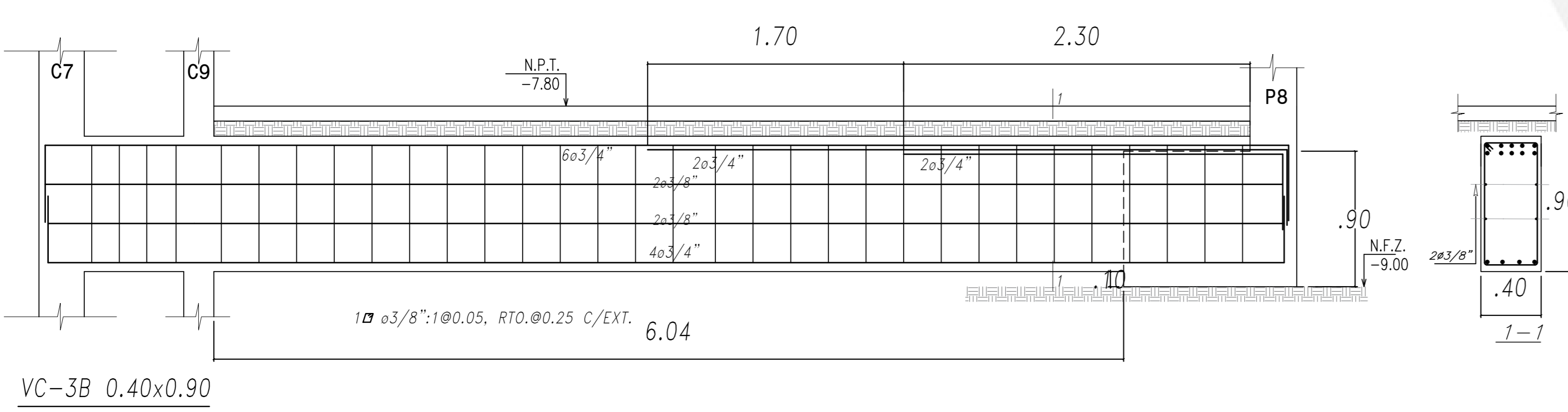
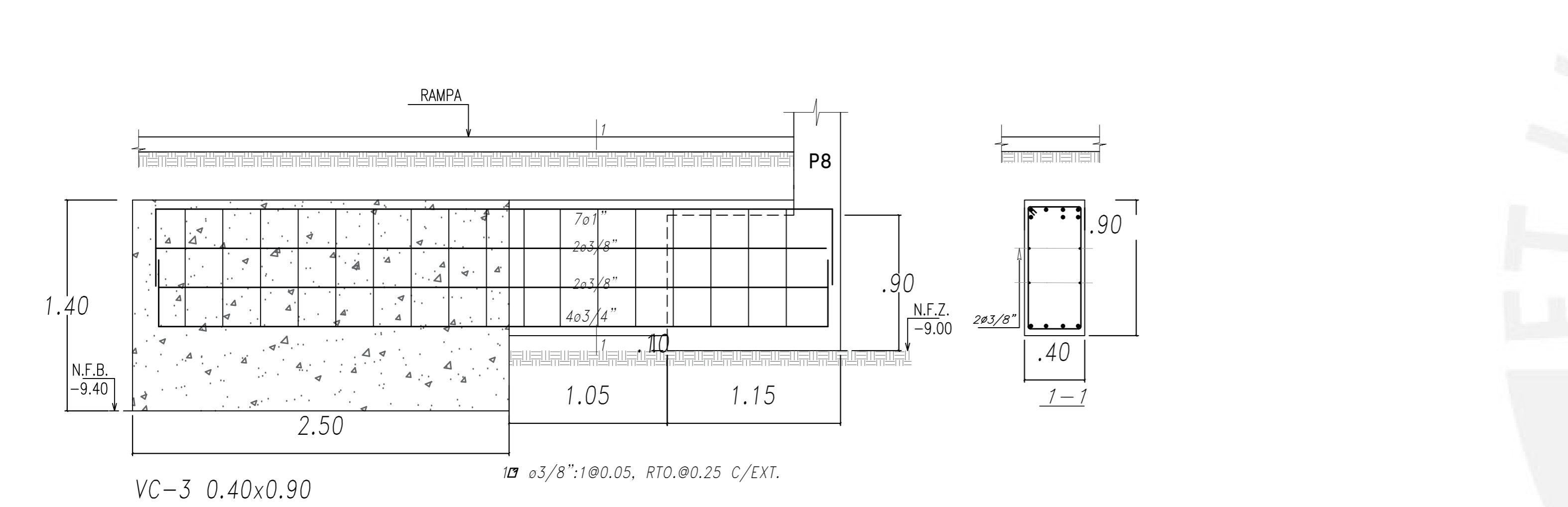
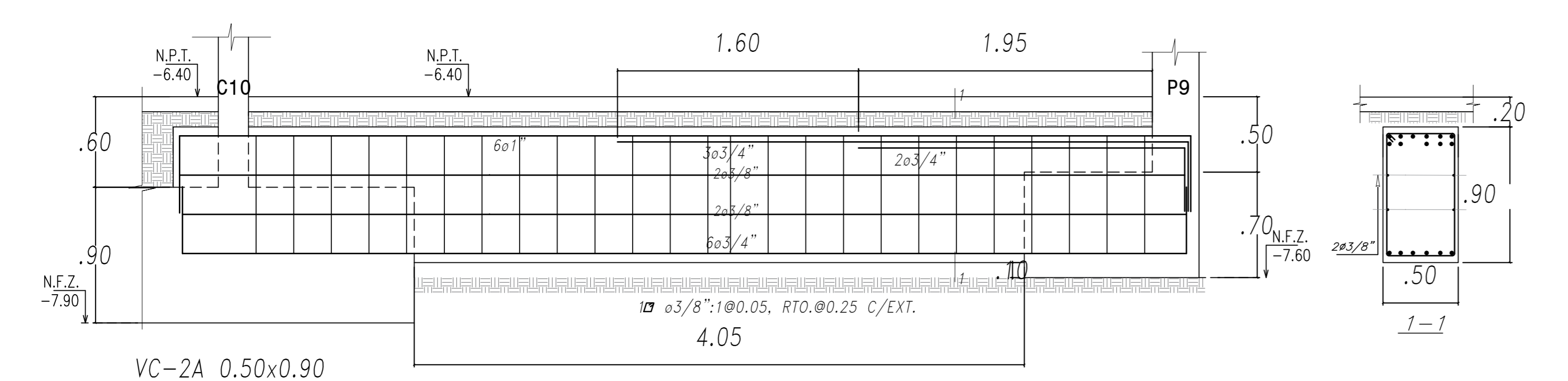
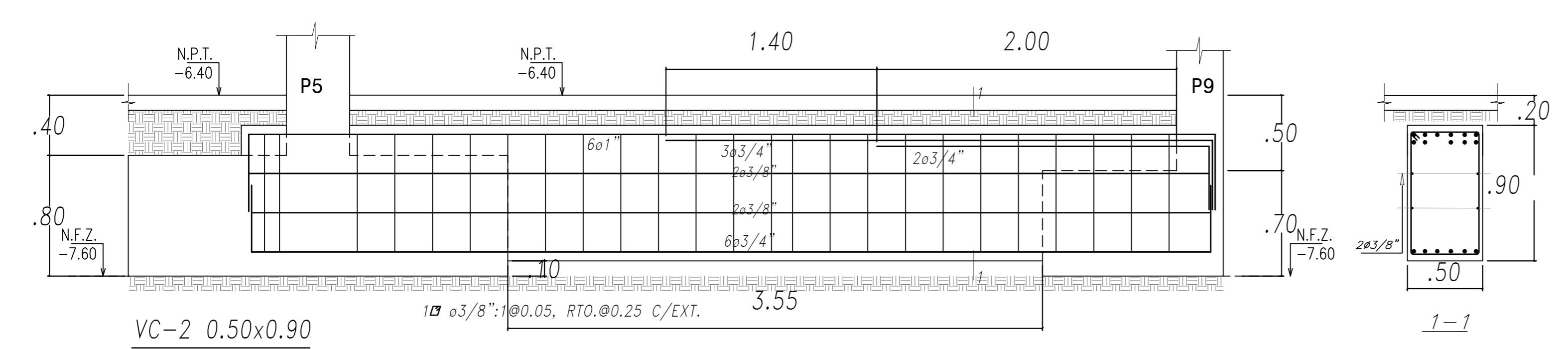
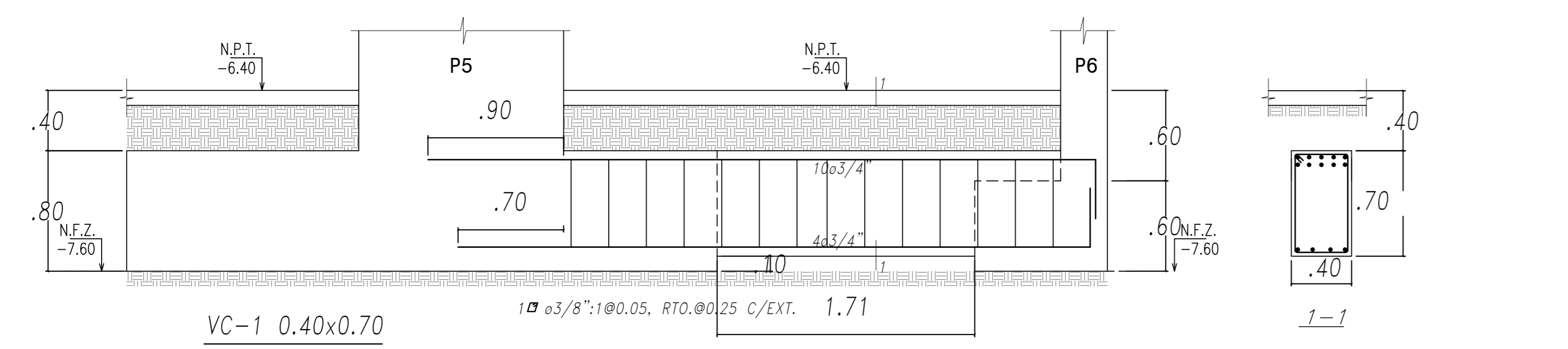
E-01	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Planta de cimentación	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/50 1/25



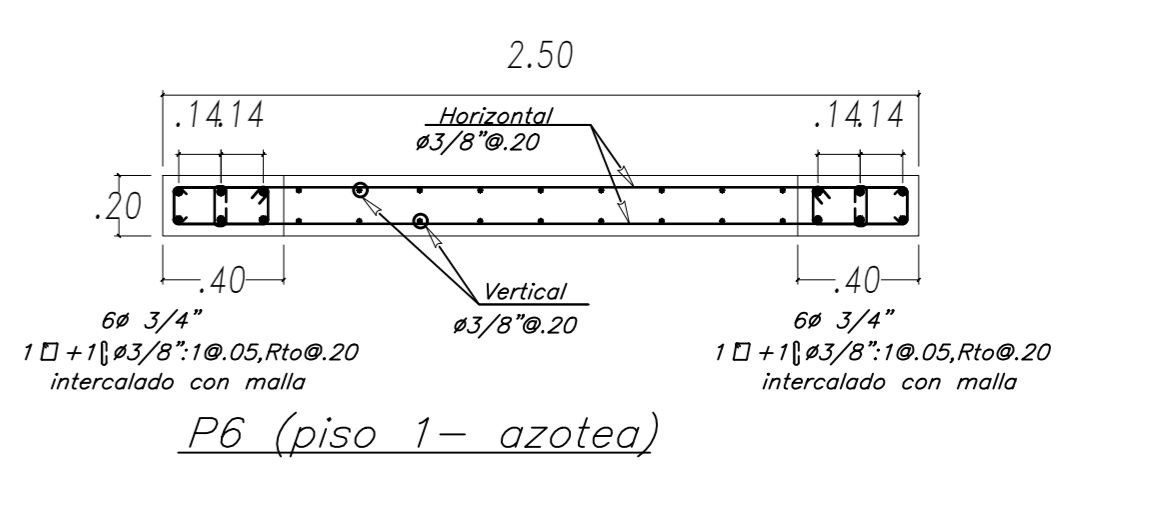
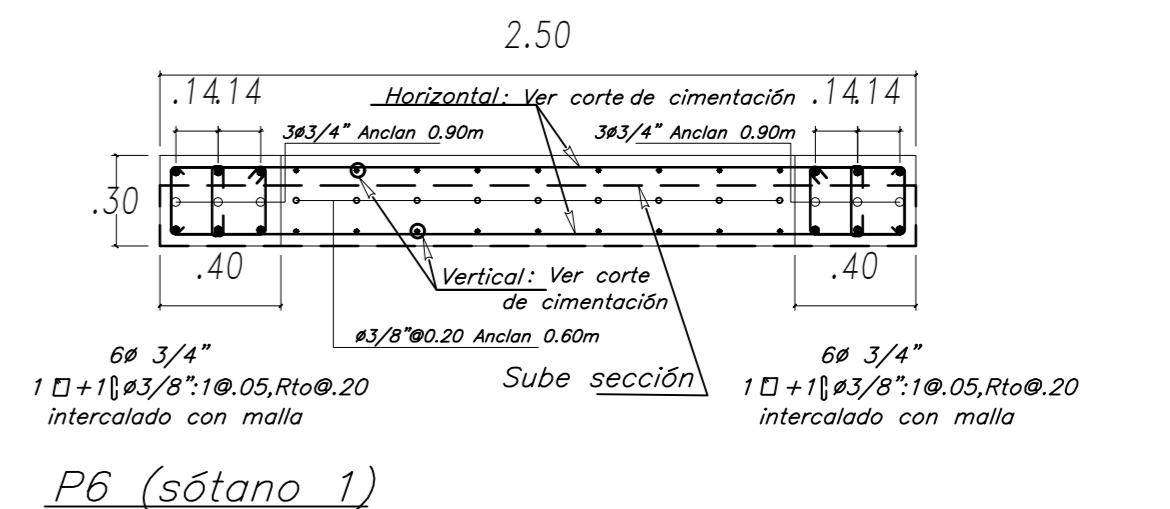
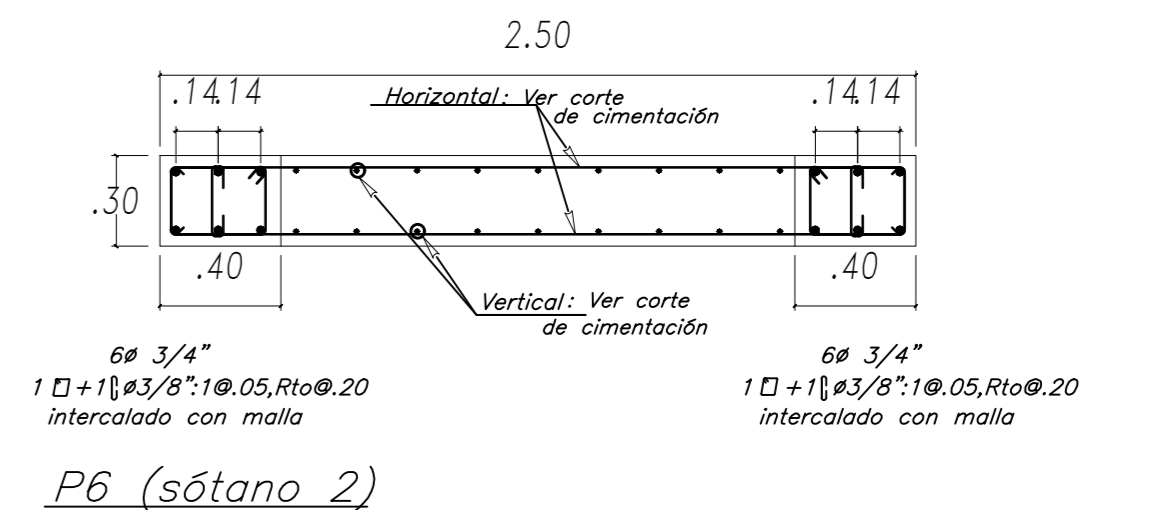
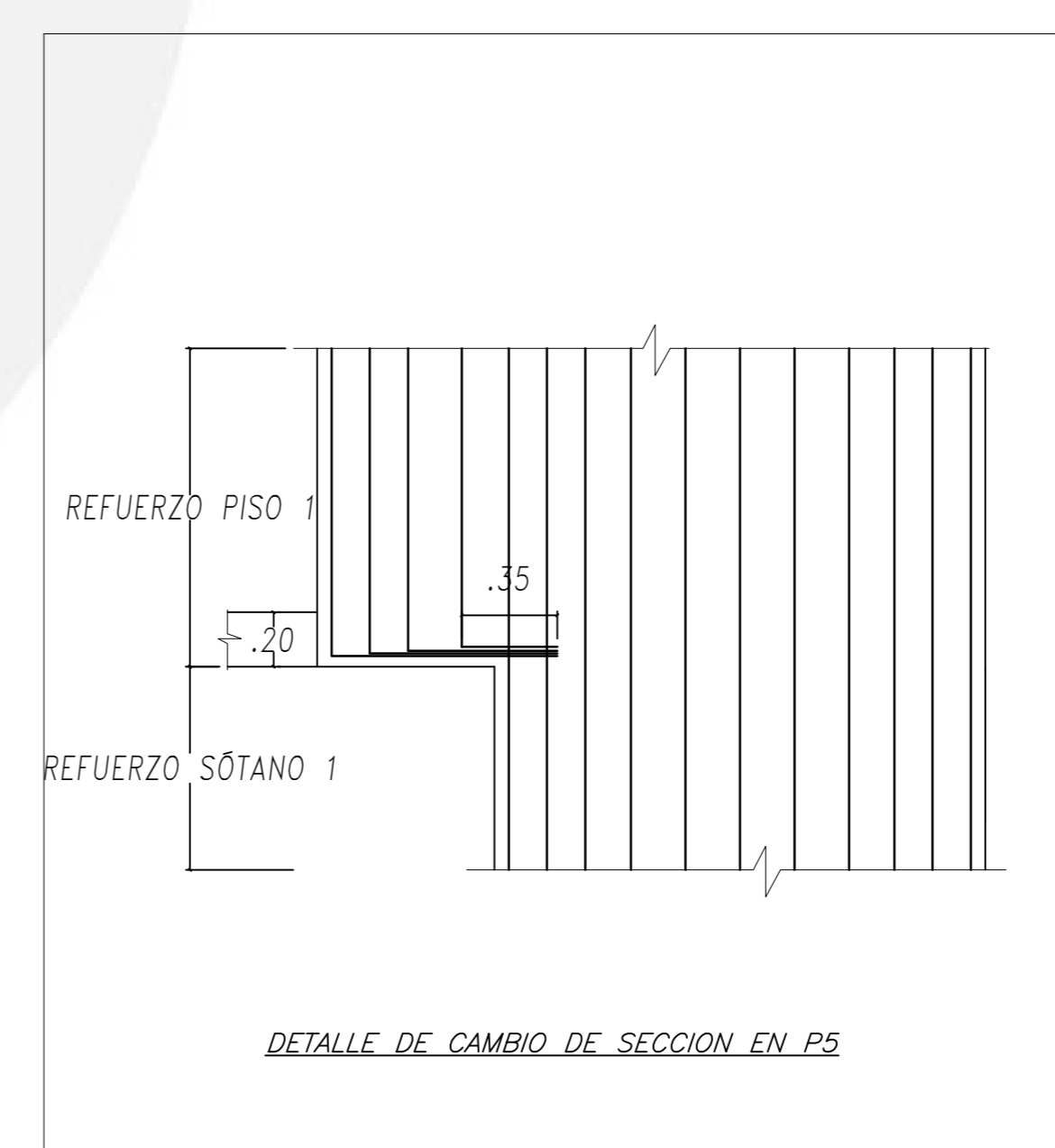
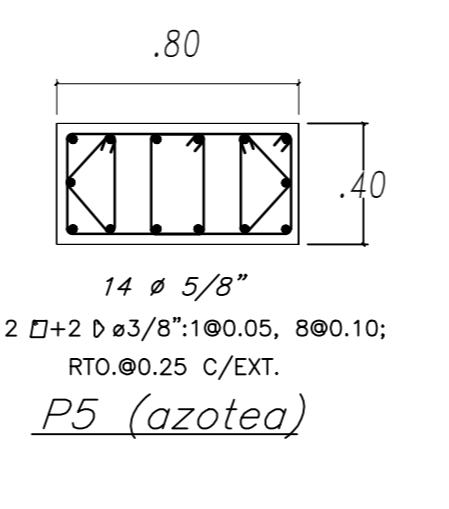
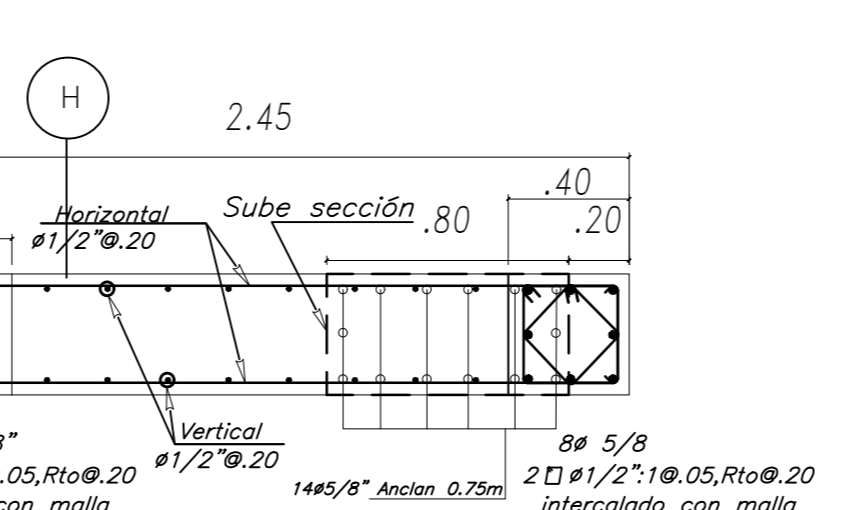
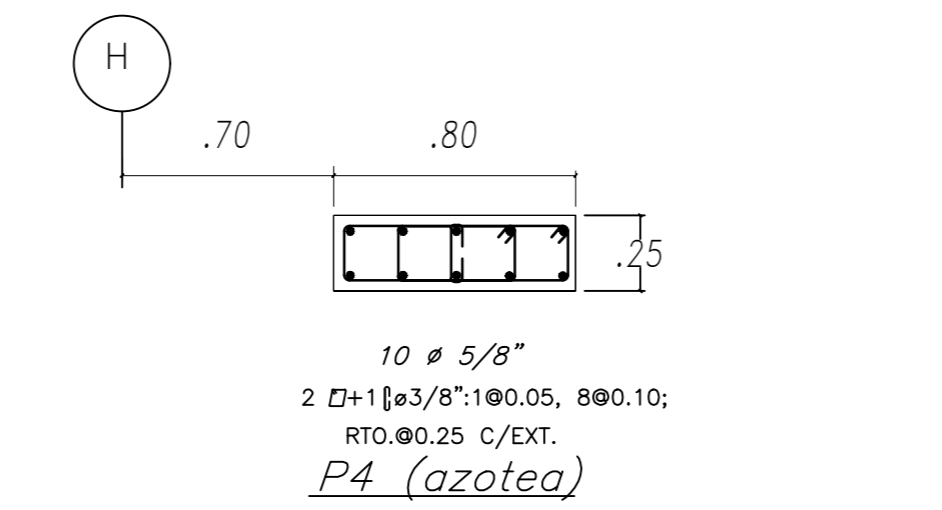
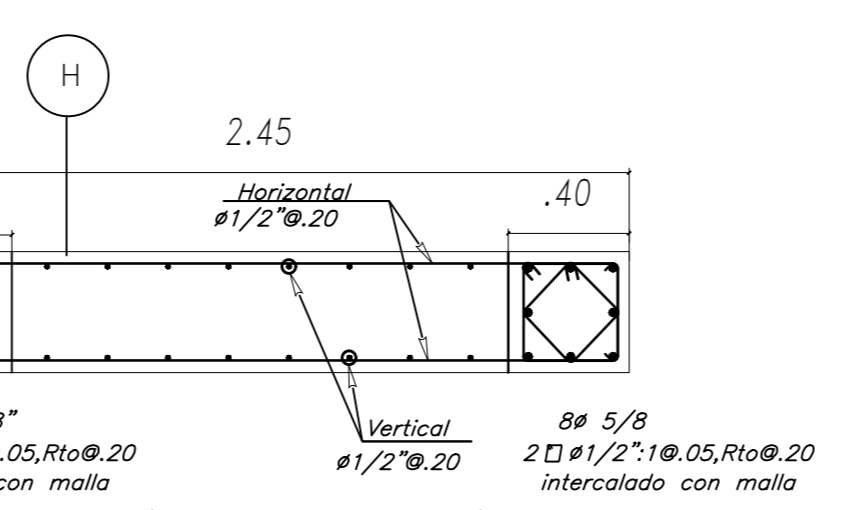
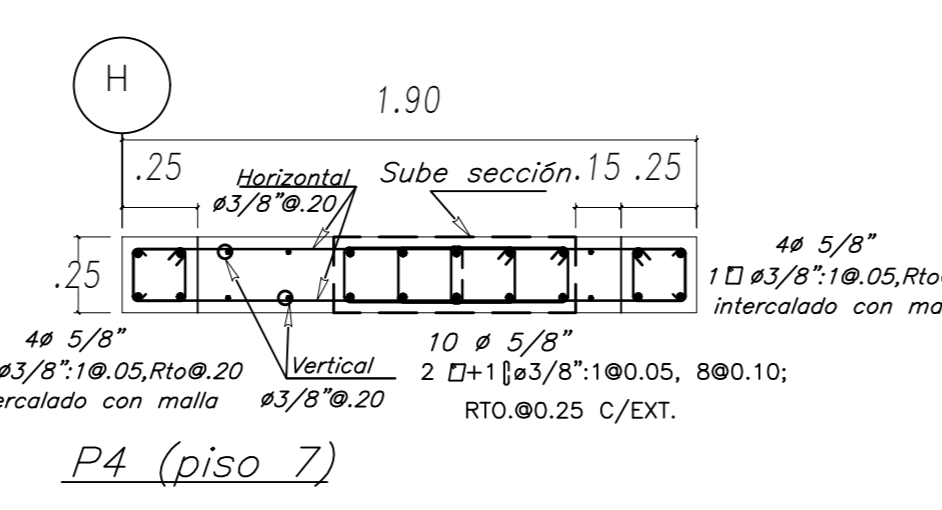
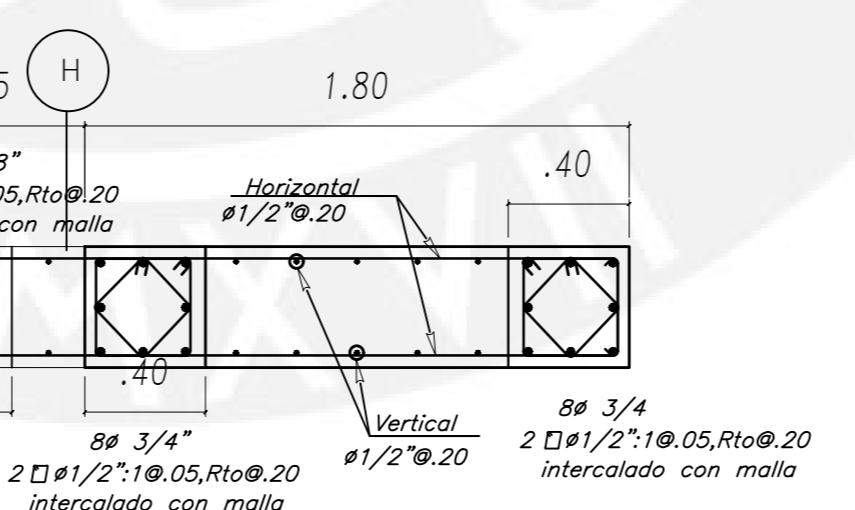
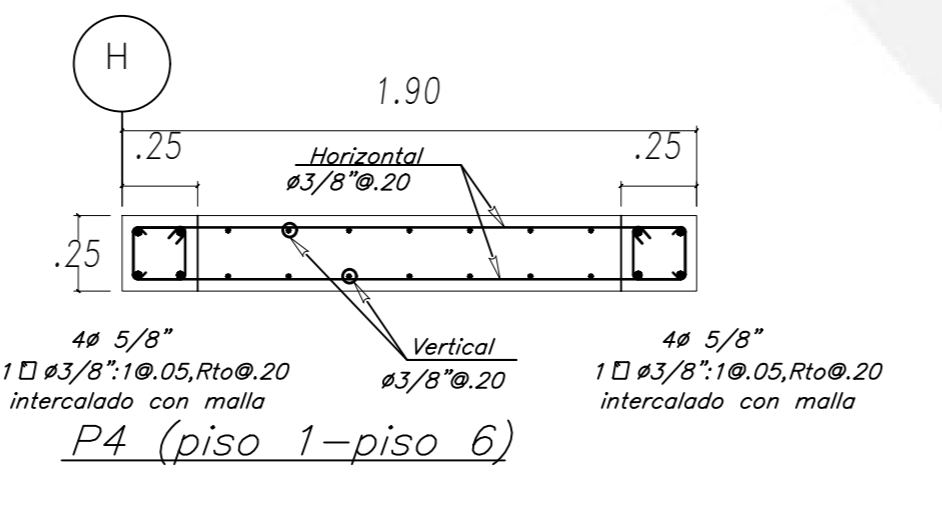
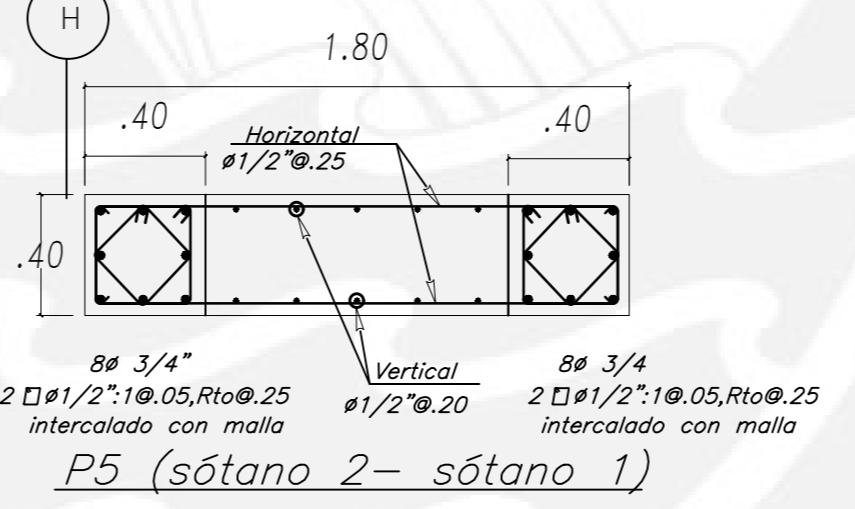
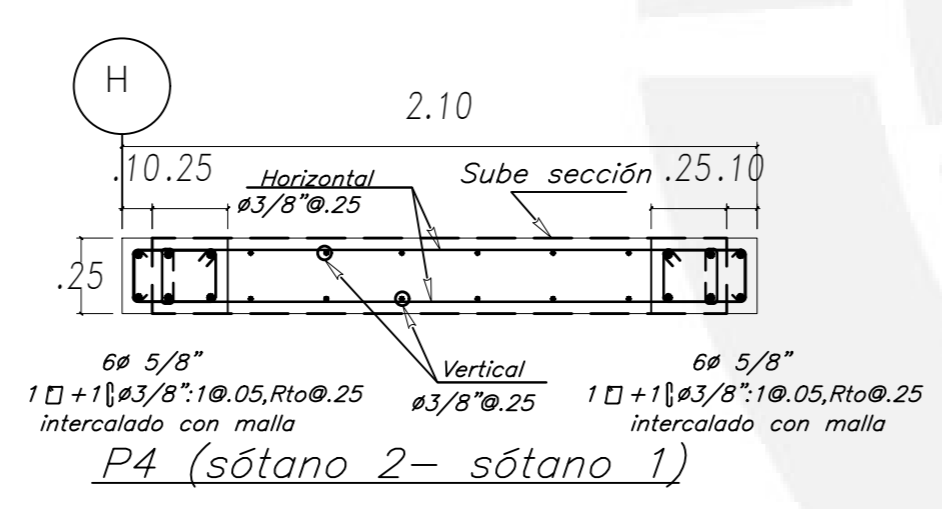
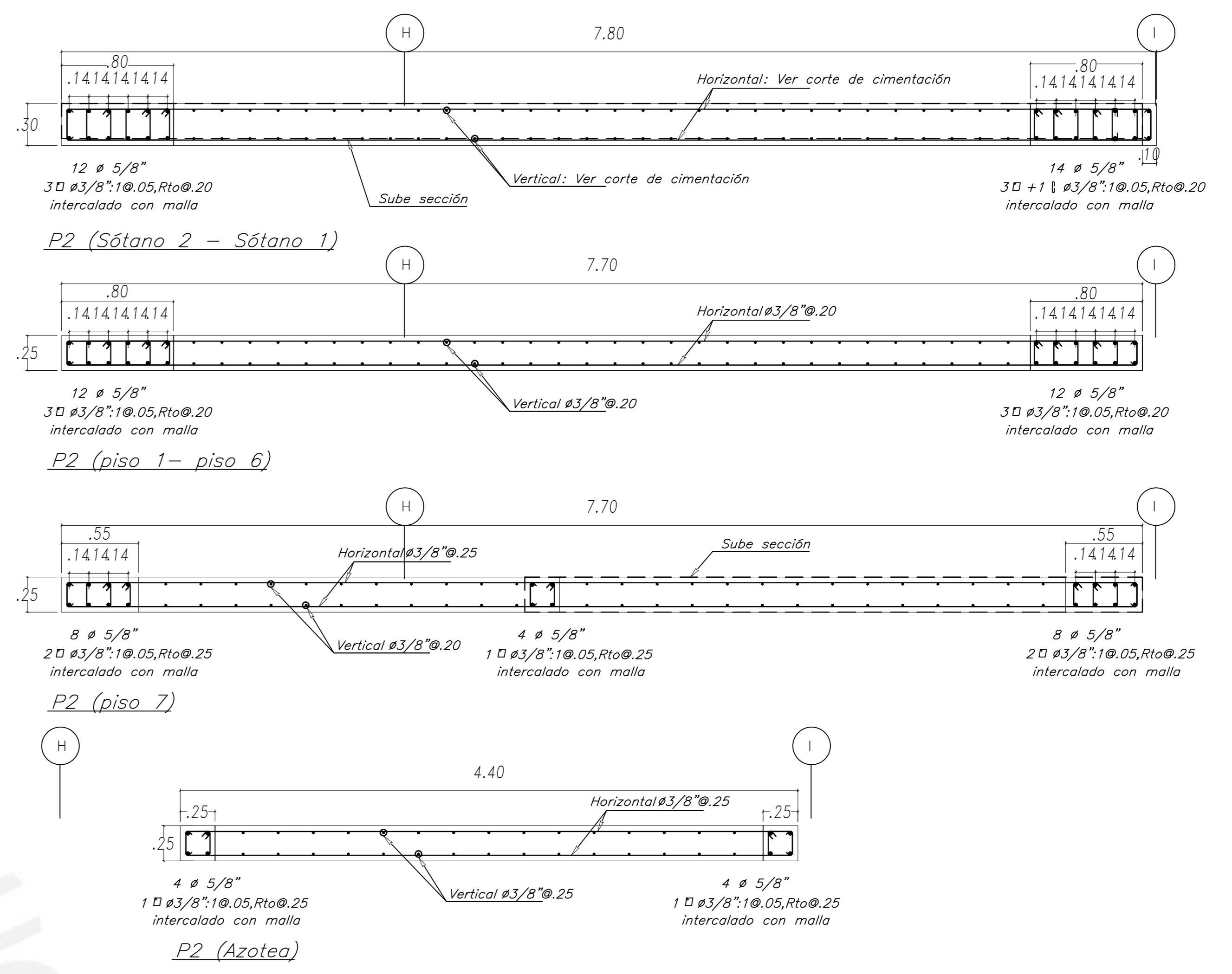
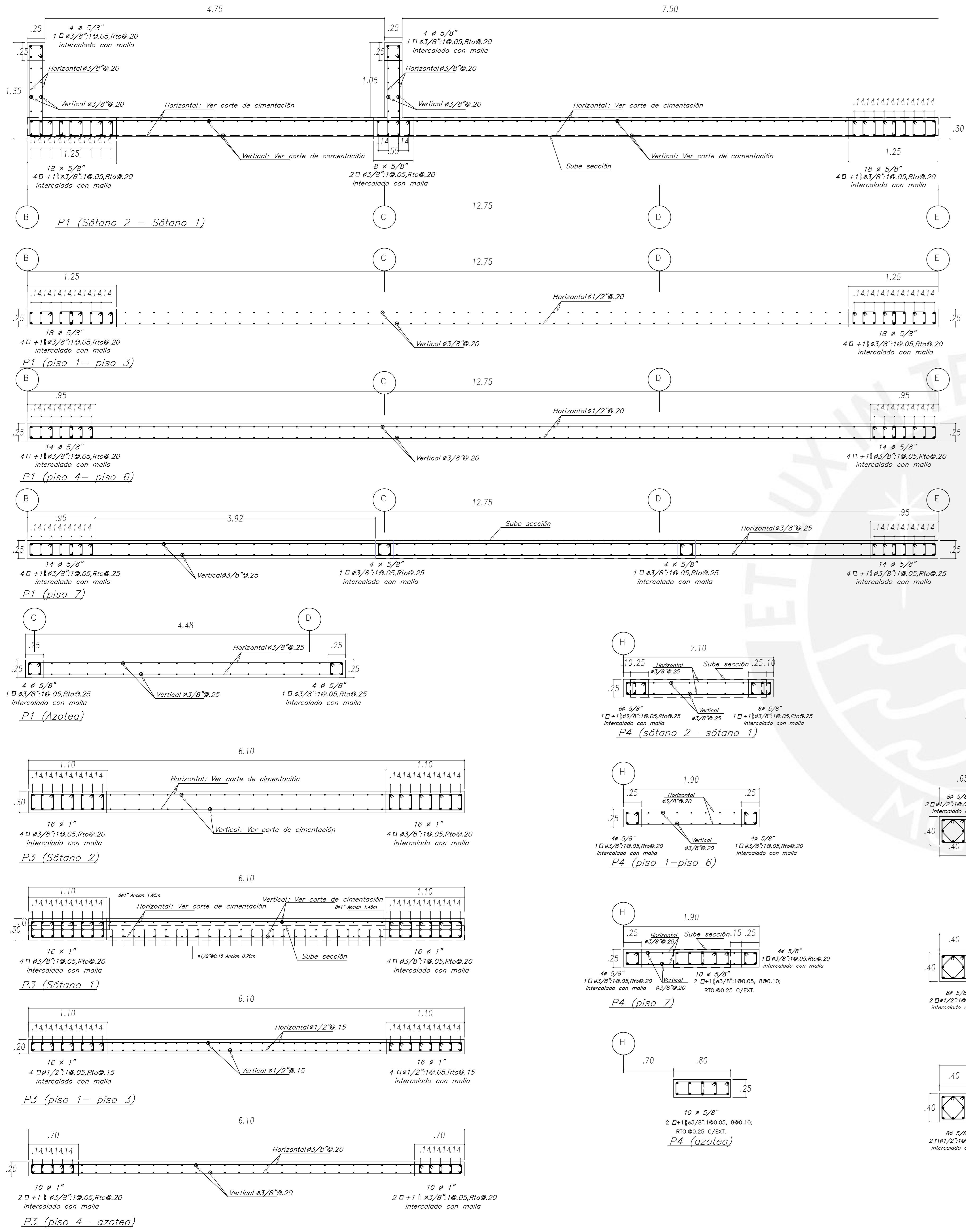
E-02	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Cortes de cimentación	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/25



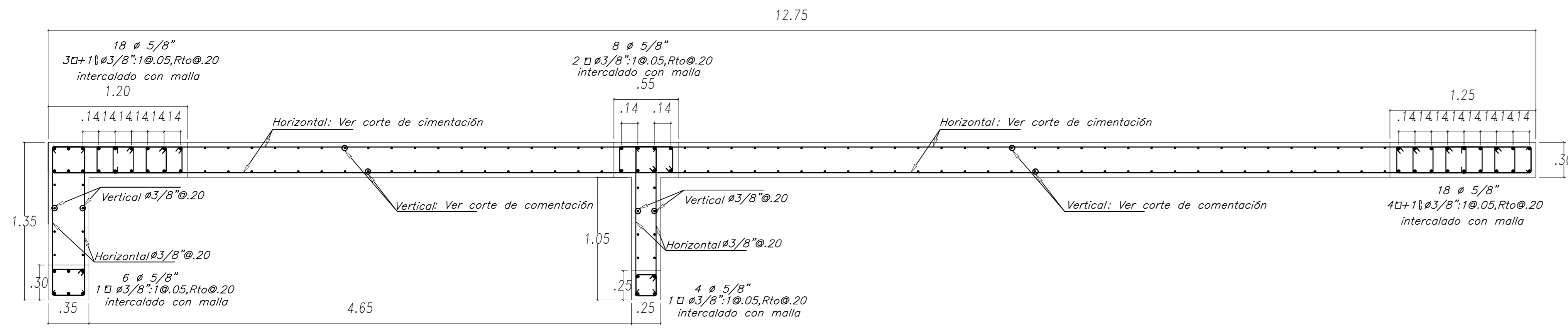
E-03	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Cortes de cimentación	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/25



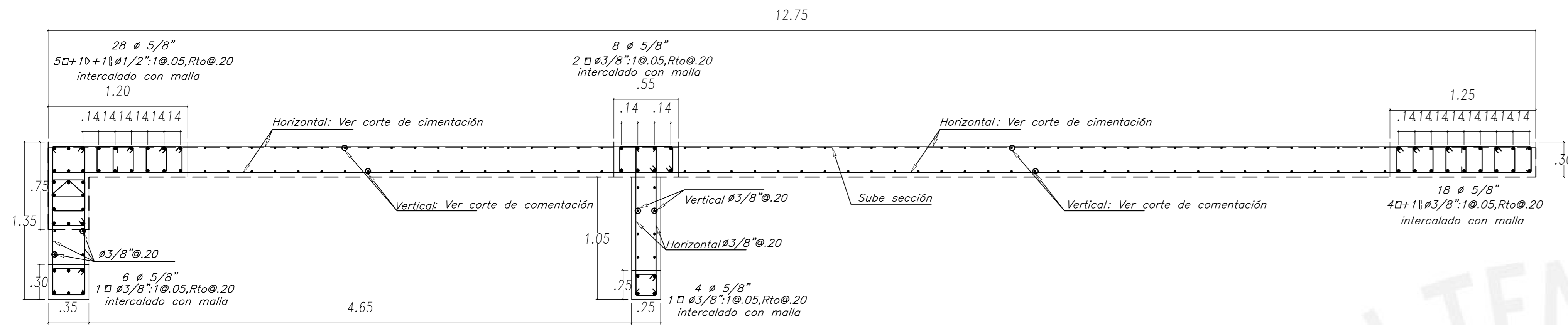
E-04	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas de cimentación	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/25



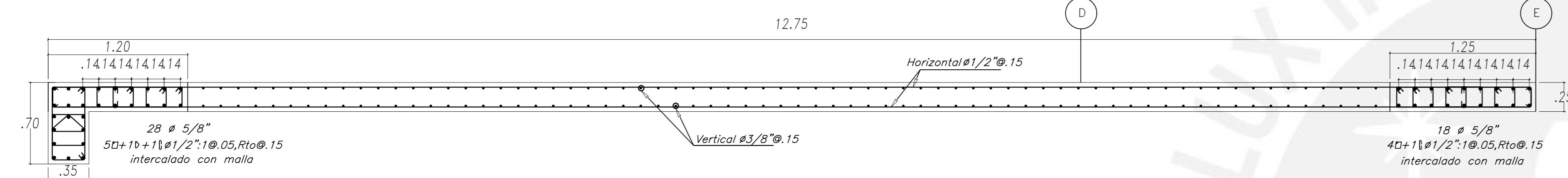
E-05	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Placas	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/25



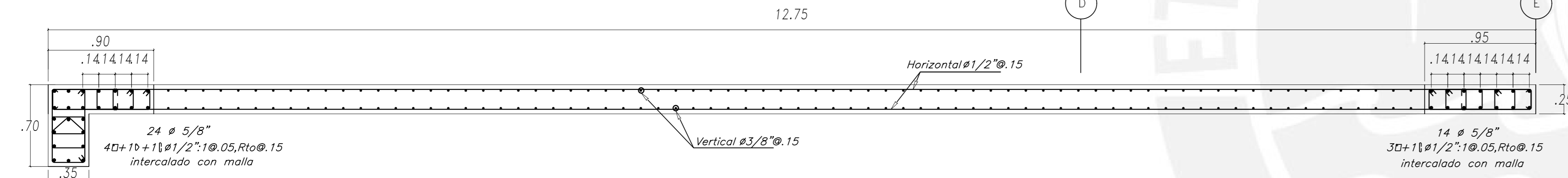
P7 (sótano 2)



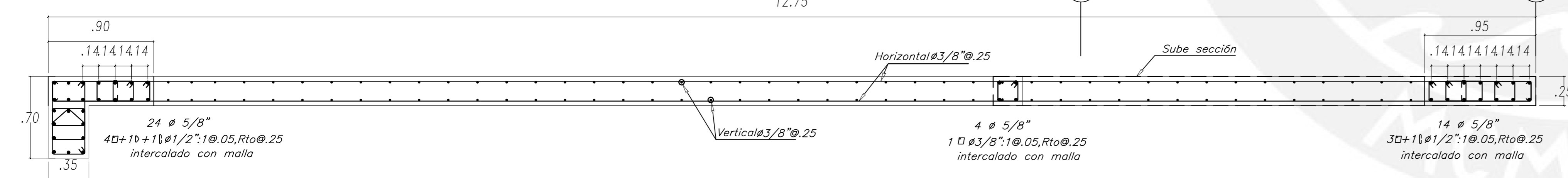
P7 (sótano 1)



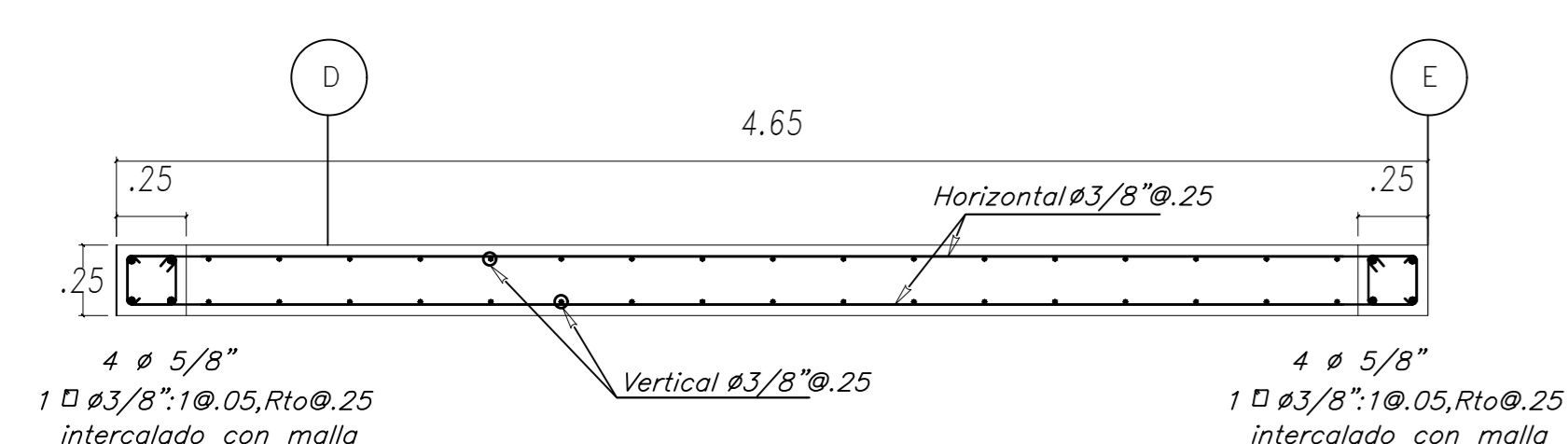
P7 (piso 1 - piso 3)



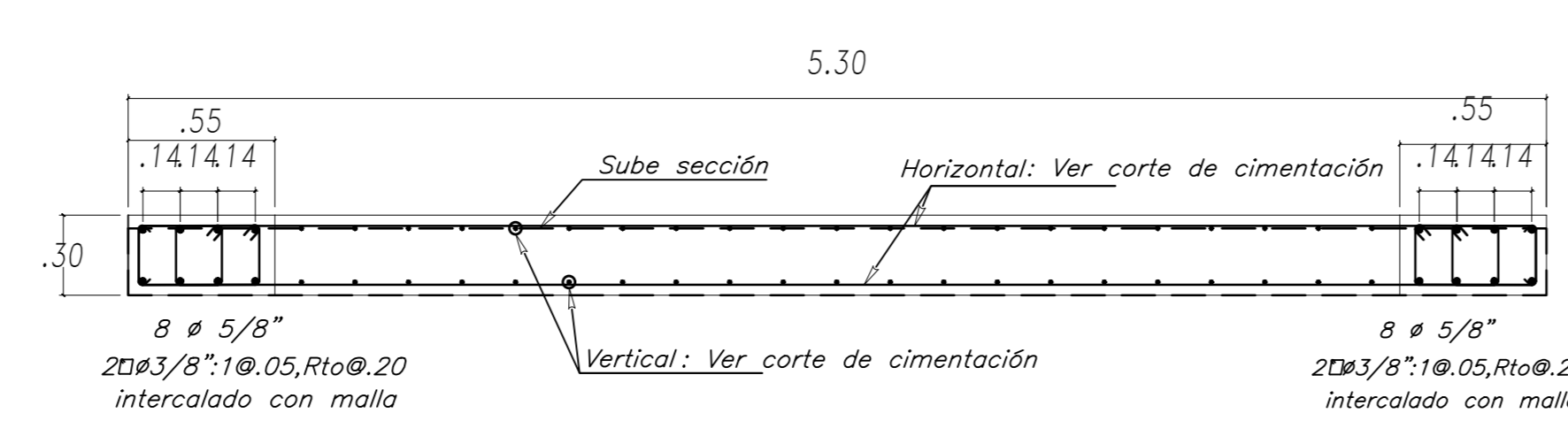
P7 (piso 4 - piso 6)



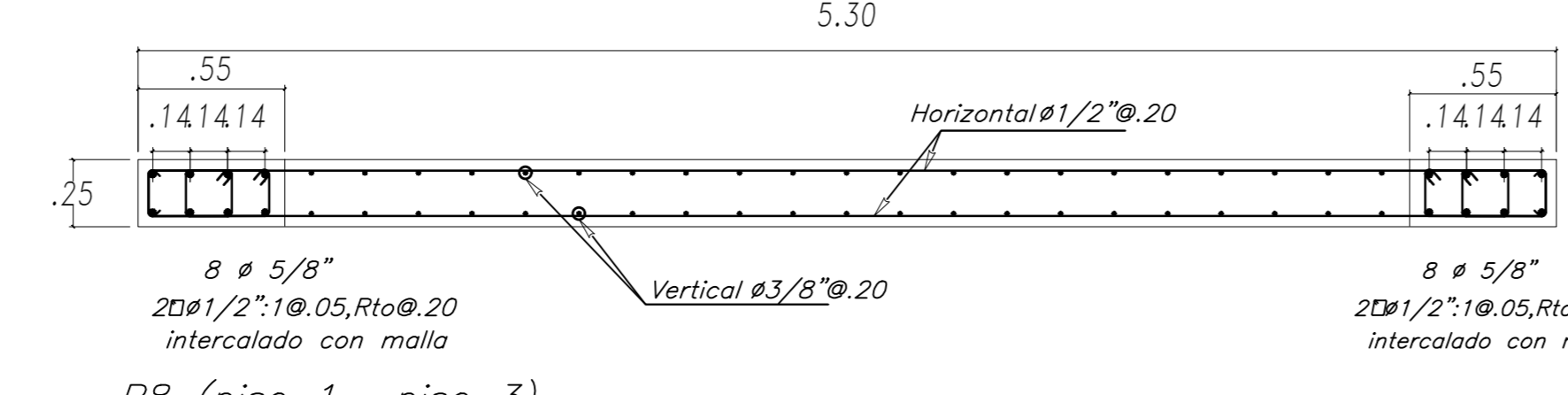
P7 (piso 7)



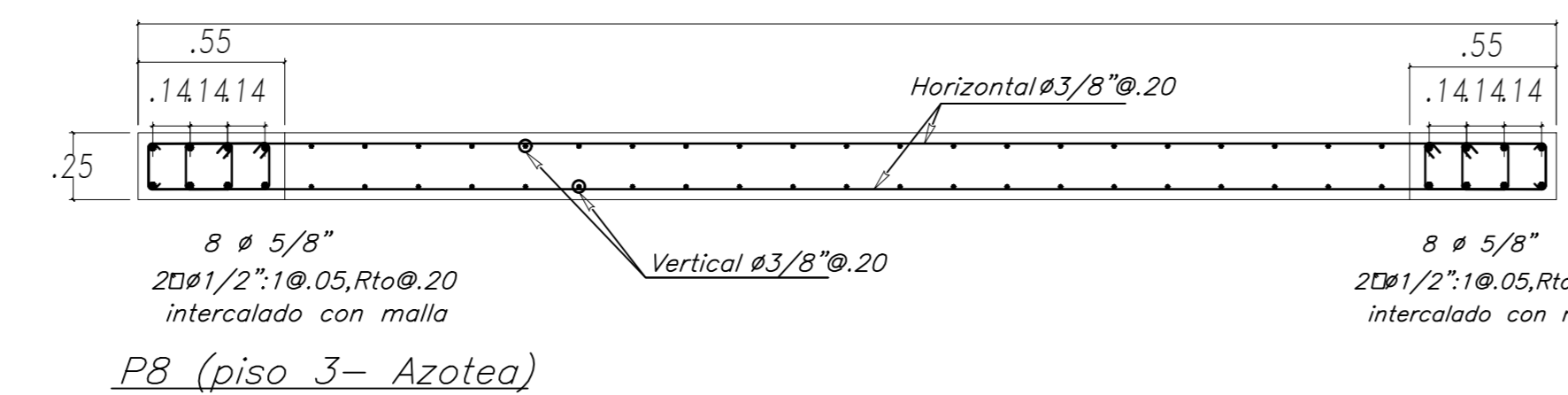
P7 (Azotea)



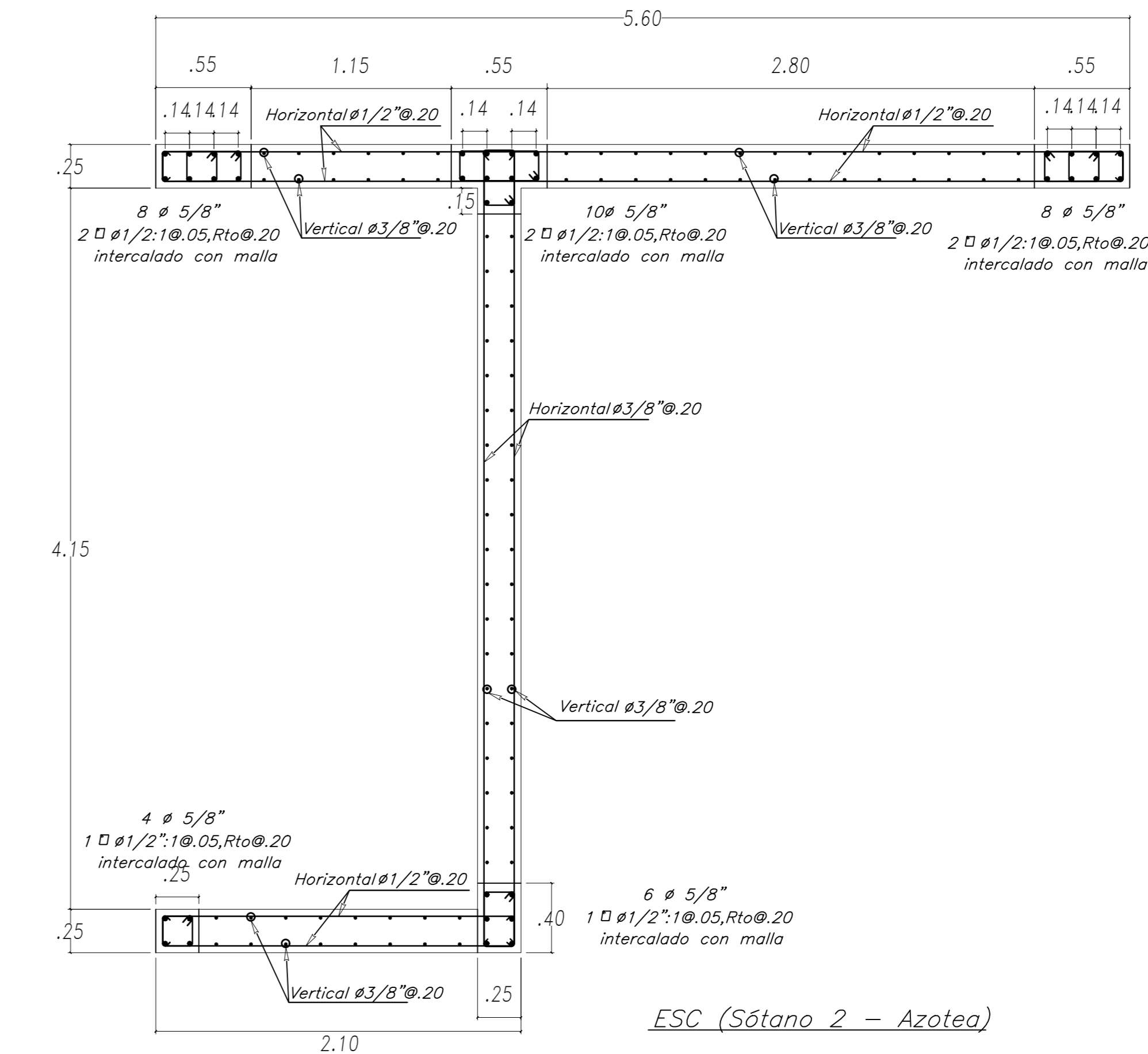
P8 (sótano 2 - sótano 1)



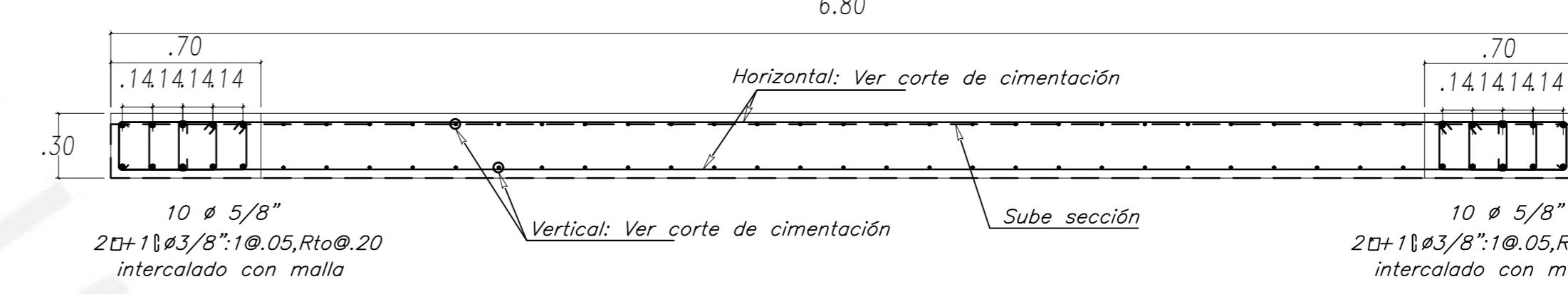
P8 (piso 1 - piso 3)



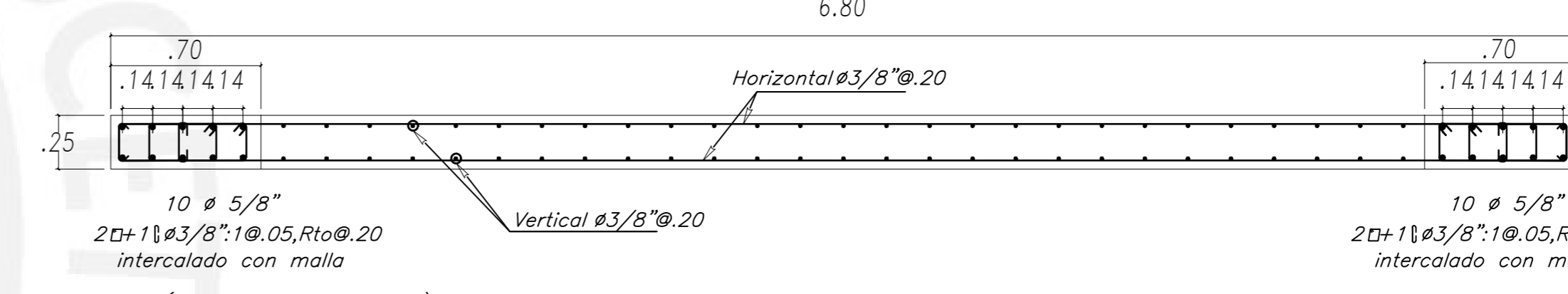
P8 (piso 3 - Azotea)



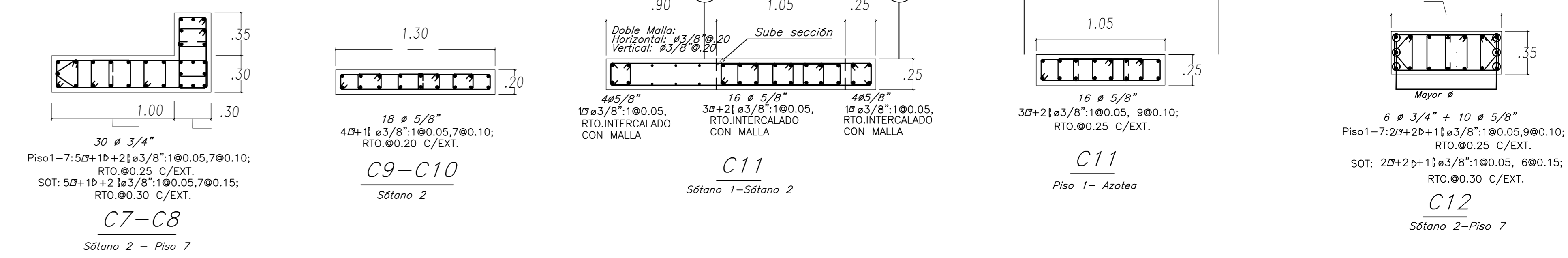
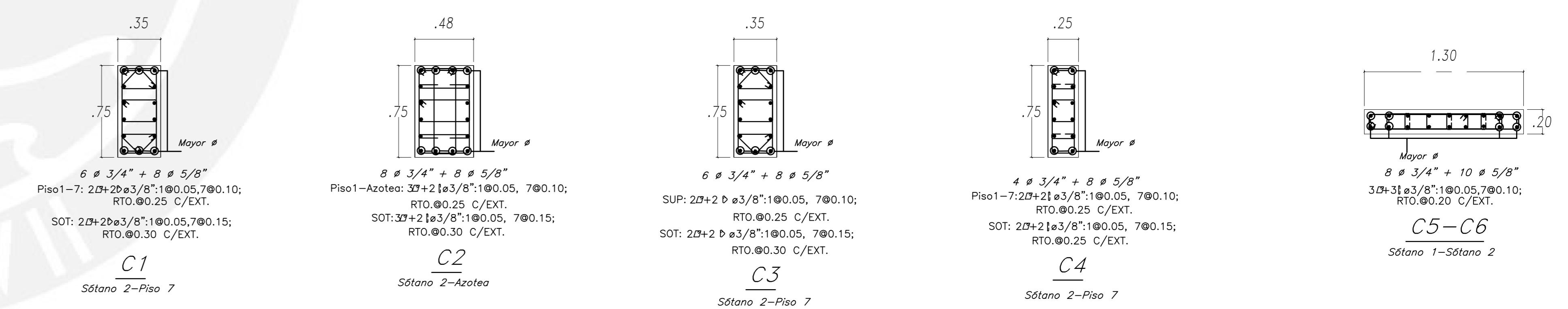
ESC (Sótano 2 - Azotea)



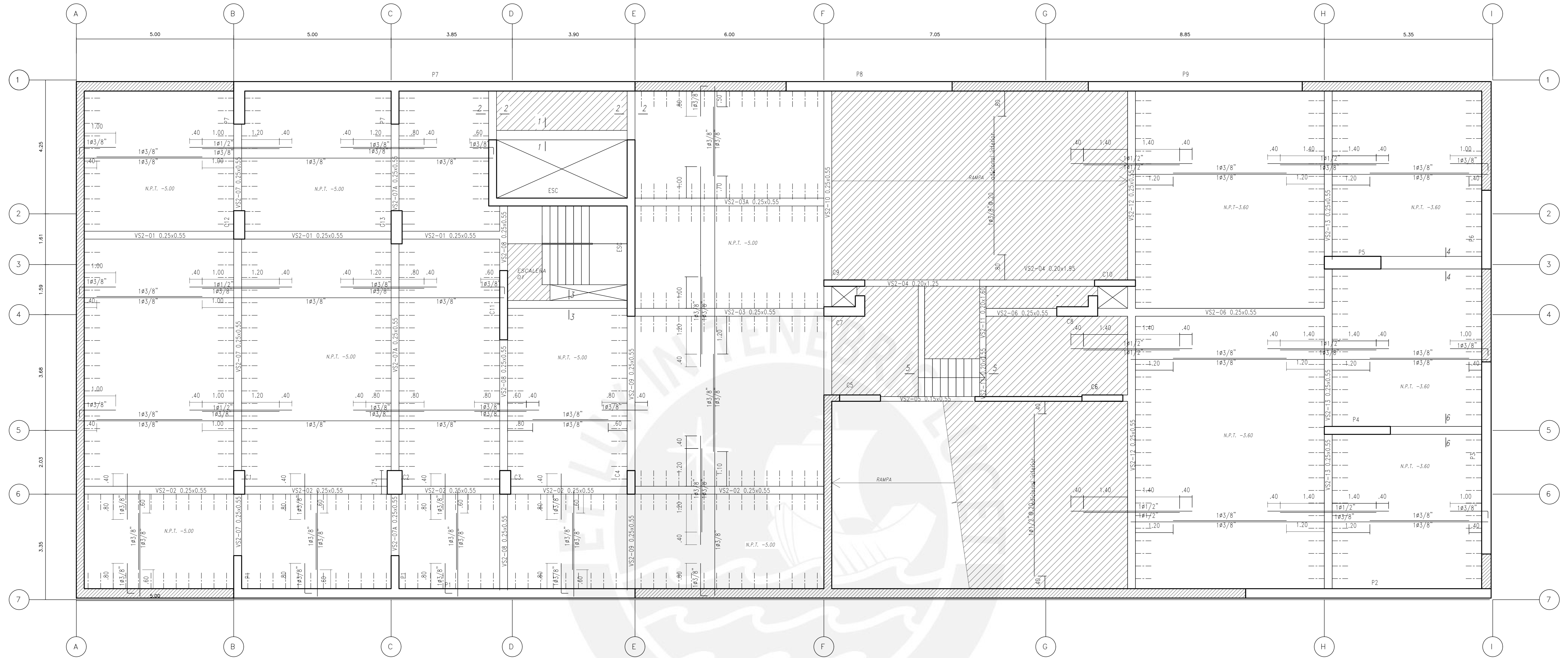
P9 (sótano 2 - sótano 1)



P9 (piso 1 - Azotea)



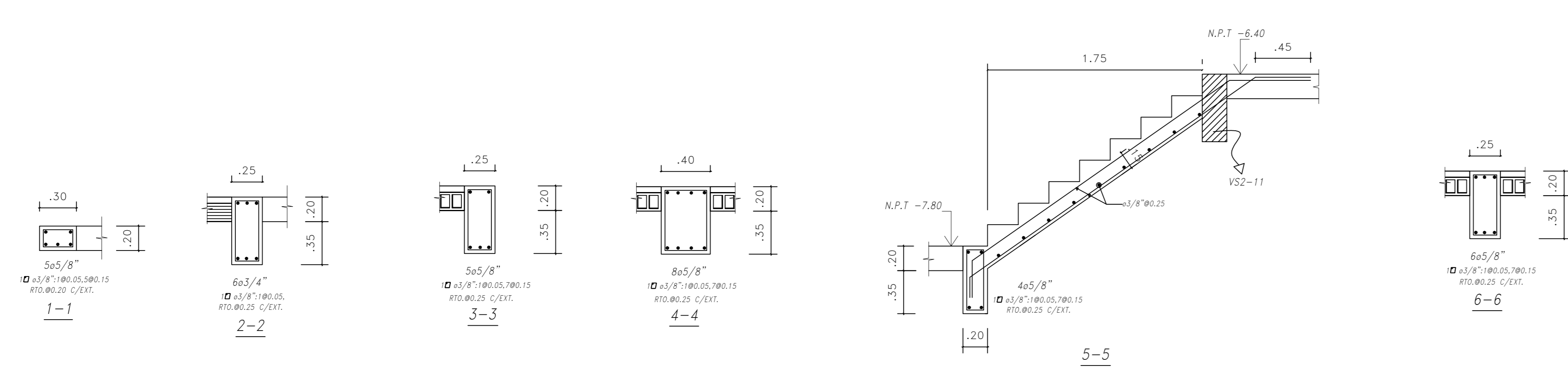
E-06	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Placas y Columnas	
	Fecha: FEBRERO 2021	Escala: 1/25



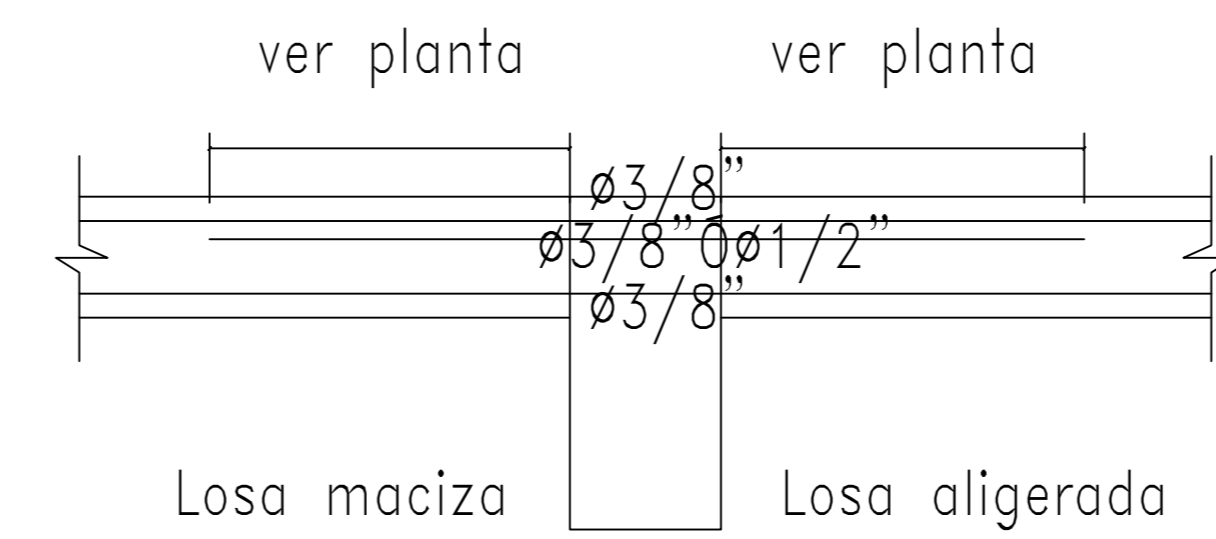
ENCOFRADO DE TECHO PARA EL SÓTANO 2

S/C=250kg/m²

- ALIGERADO H=0.20m
- LOSA MACIZA H=0.20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8"Ø0.40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8"Ø0.20

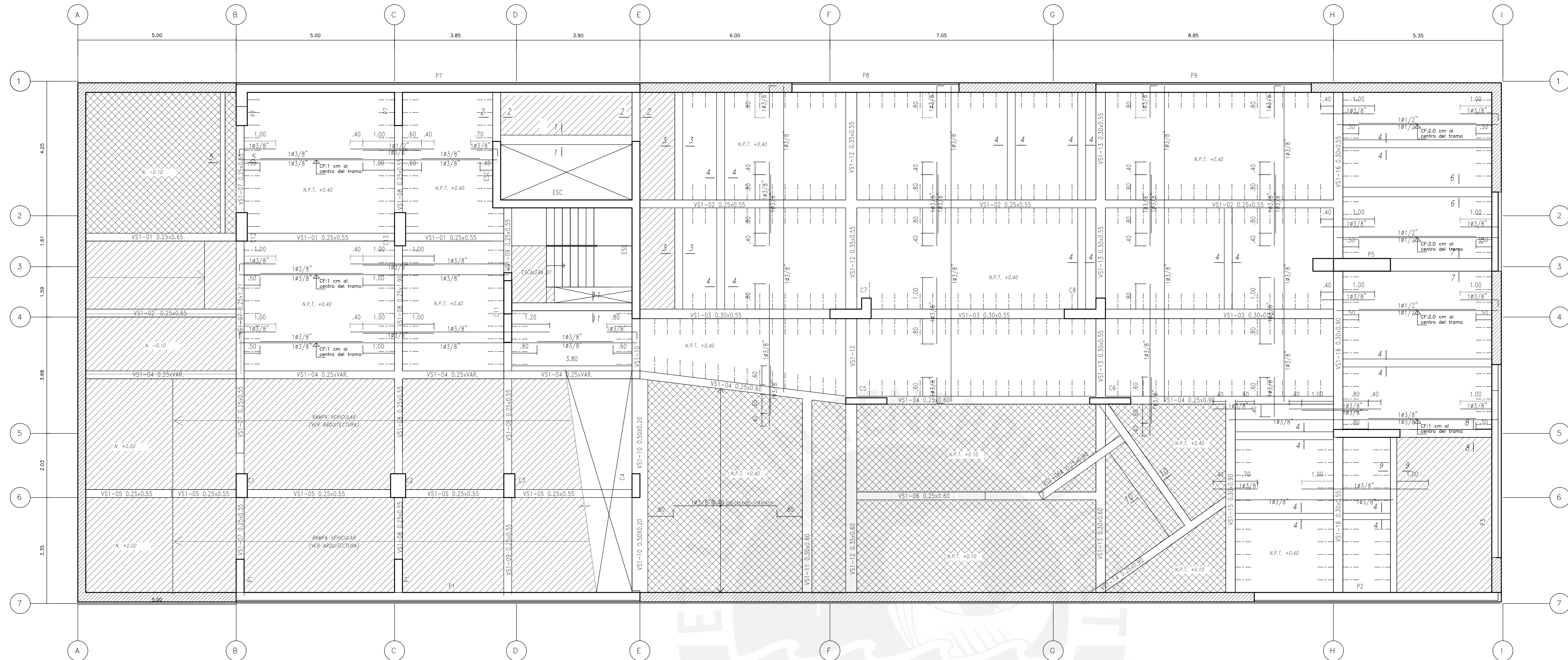


CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)



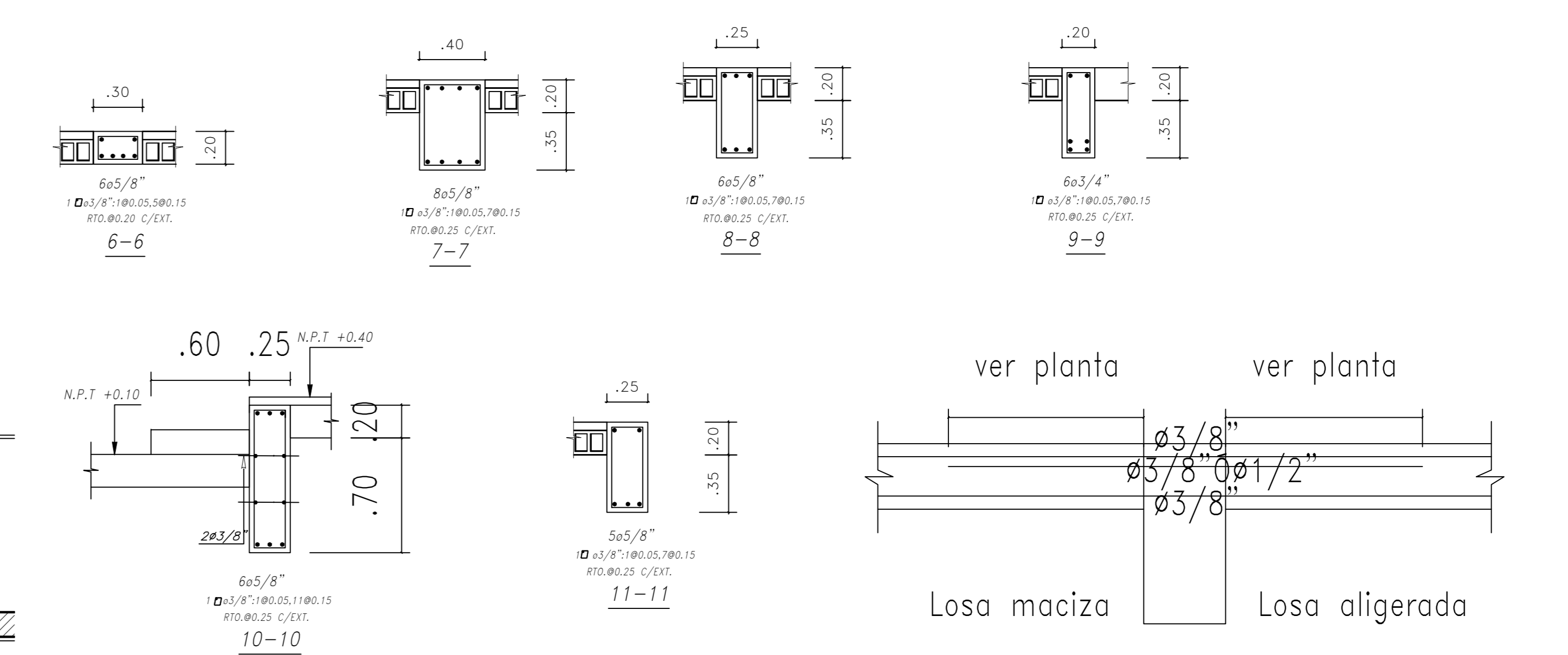
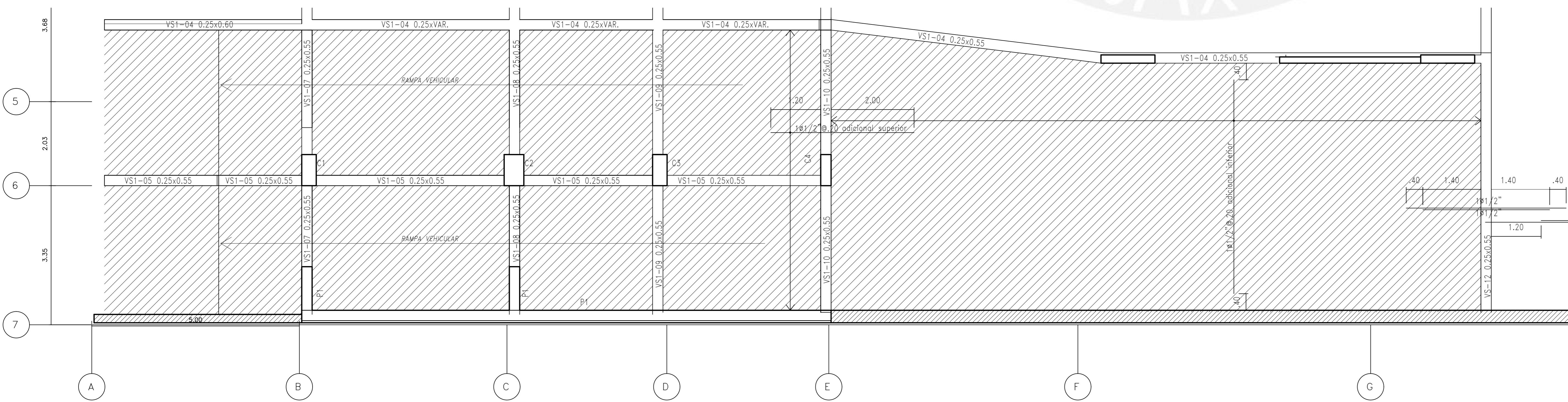
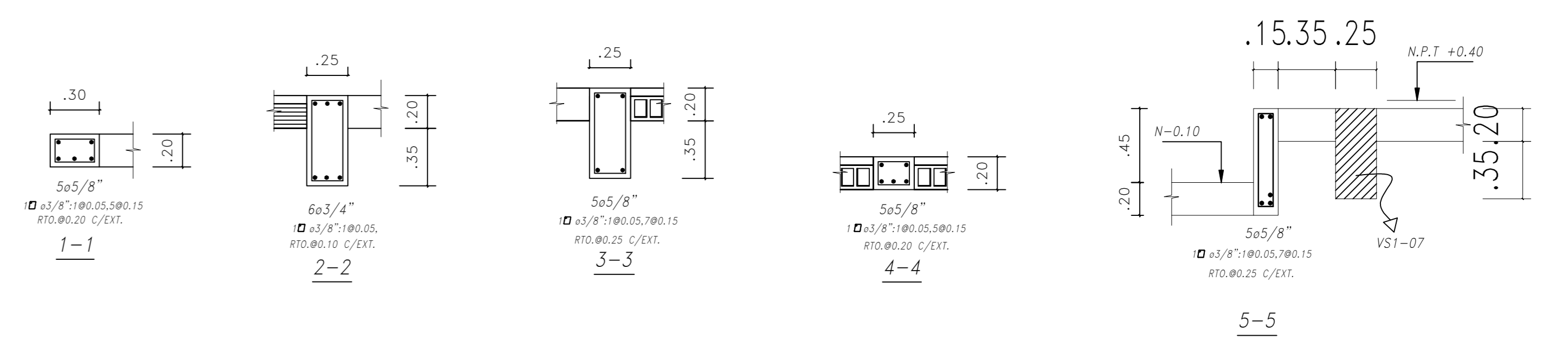
Detalle de encuentro entre losa maciza y aligerada S/E

E-07	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Encofrado sótano 2	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/50 1/25



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL SÓTANO 1
S/C=2200kg/m²

- ALIGERADO H=0.20m
- LOSA MACIZA H=0.20
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8'' \times 0.40$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8'' \times 0.20$
- LOSA MACIZA H=0.30
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8'' \times 0.30$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8'' \times 0.20$



CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

Detalle de encuentro entre losa maciza y aligerada S/E

RAMPA DE INGRESO A SÓTANO 1
S/C=2500kg/m²

- ALIGERADO H=0.20m
- LOSA MACIZA H=0.30
MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8'' \times 0.40$
MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8'' \times 0.20$

E-08

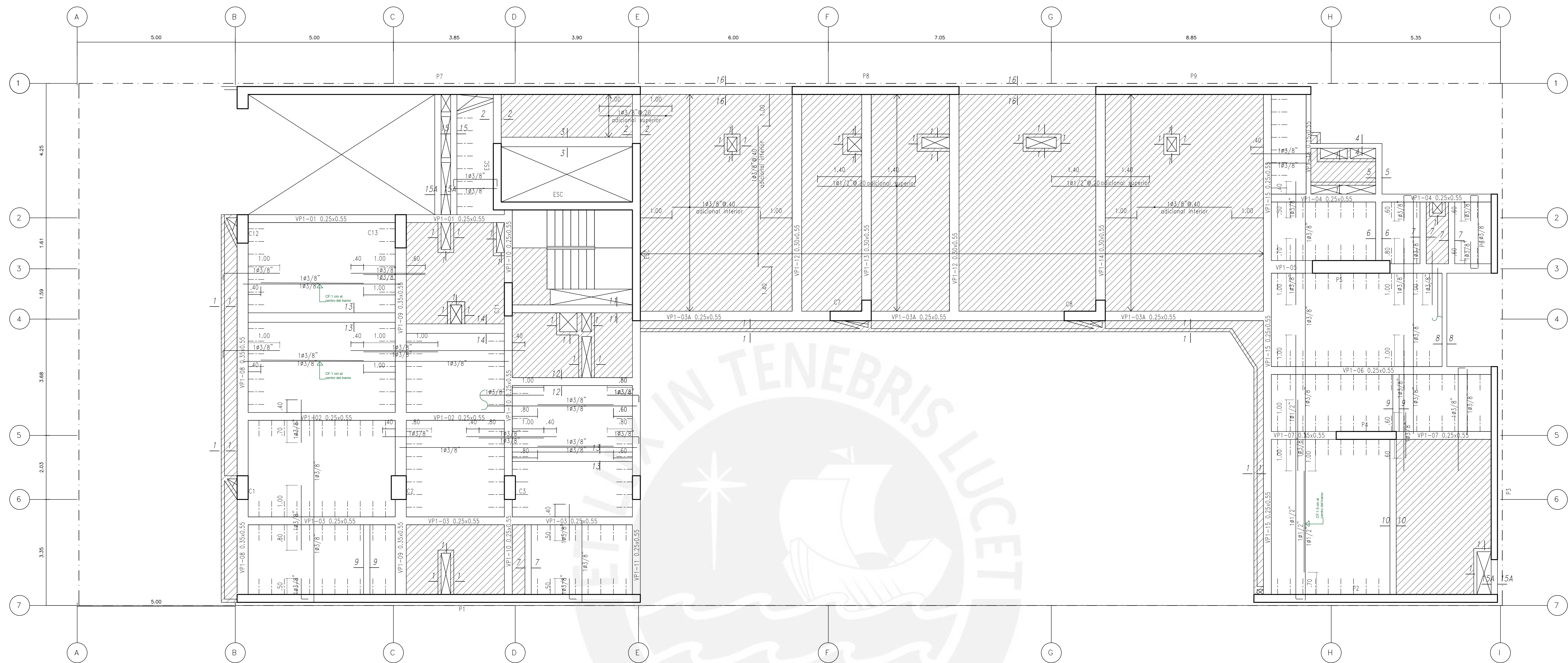
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Encofrado sótano 1

Fecha: Febrero 2021

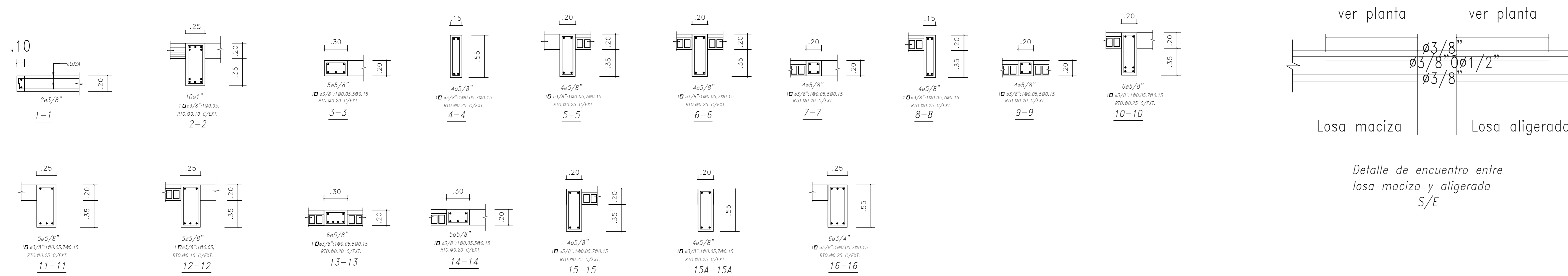
Escala: 1/50 1/25



ENCOFRADO DE TECHO PRIMER PISO N.P.T +3.10

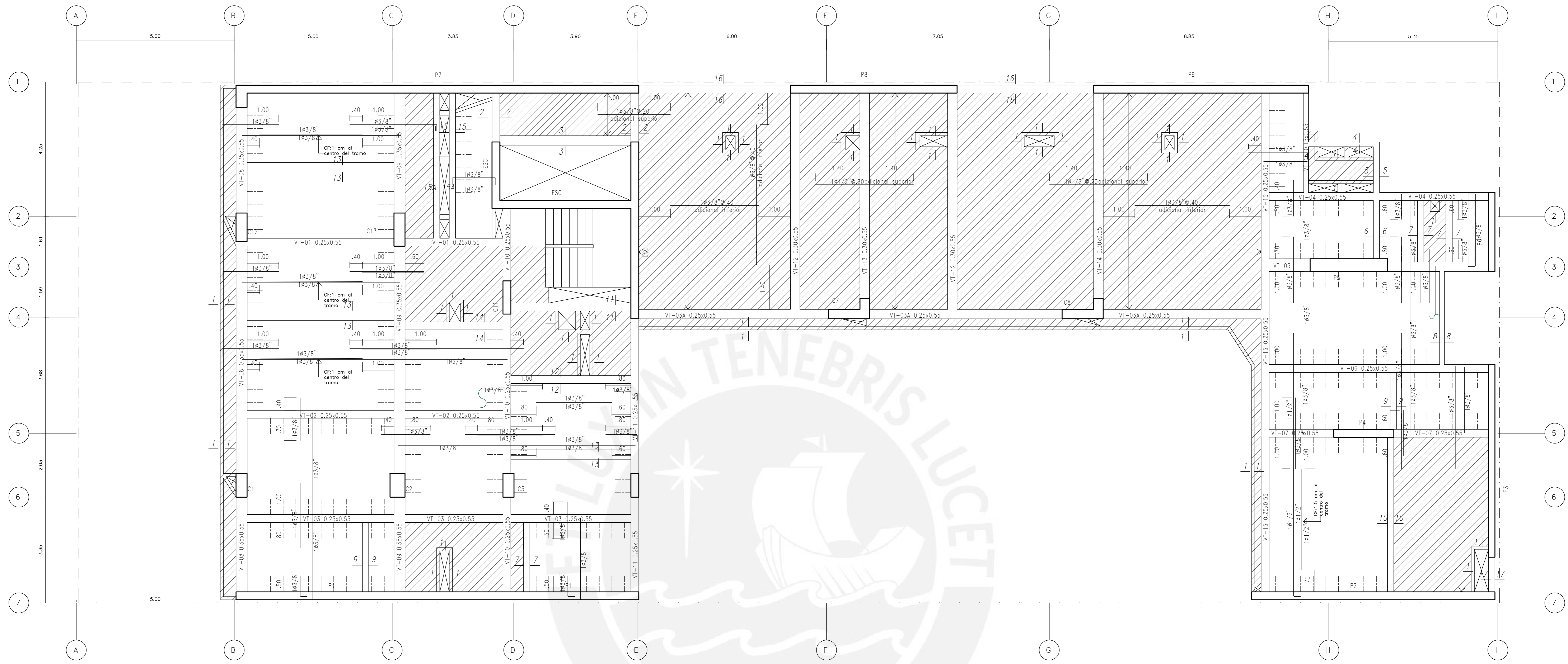
S/C=200kg/m²

- LOSA ALIGERADA H=0.20
- LOSA MACIZA H=0.20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø3/8"X0.40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8"X0.20



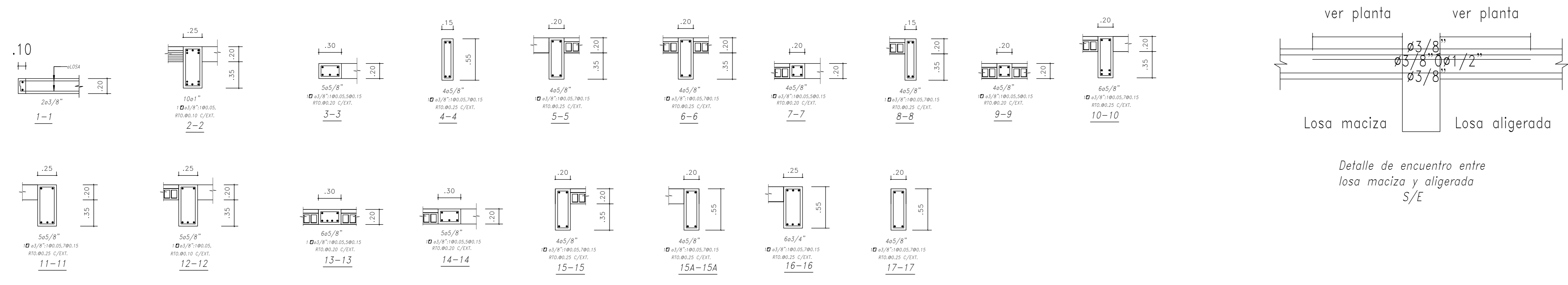
CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

E-09	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Encofrado piso 1	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/50 1/25



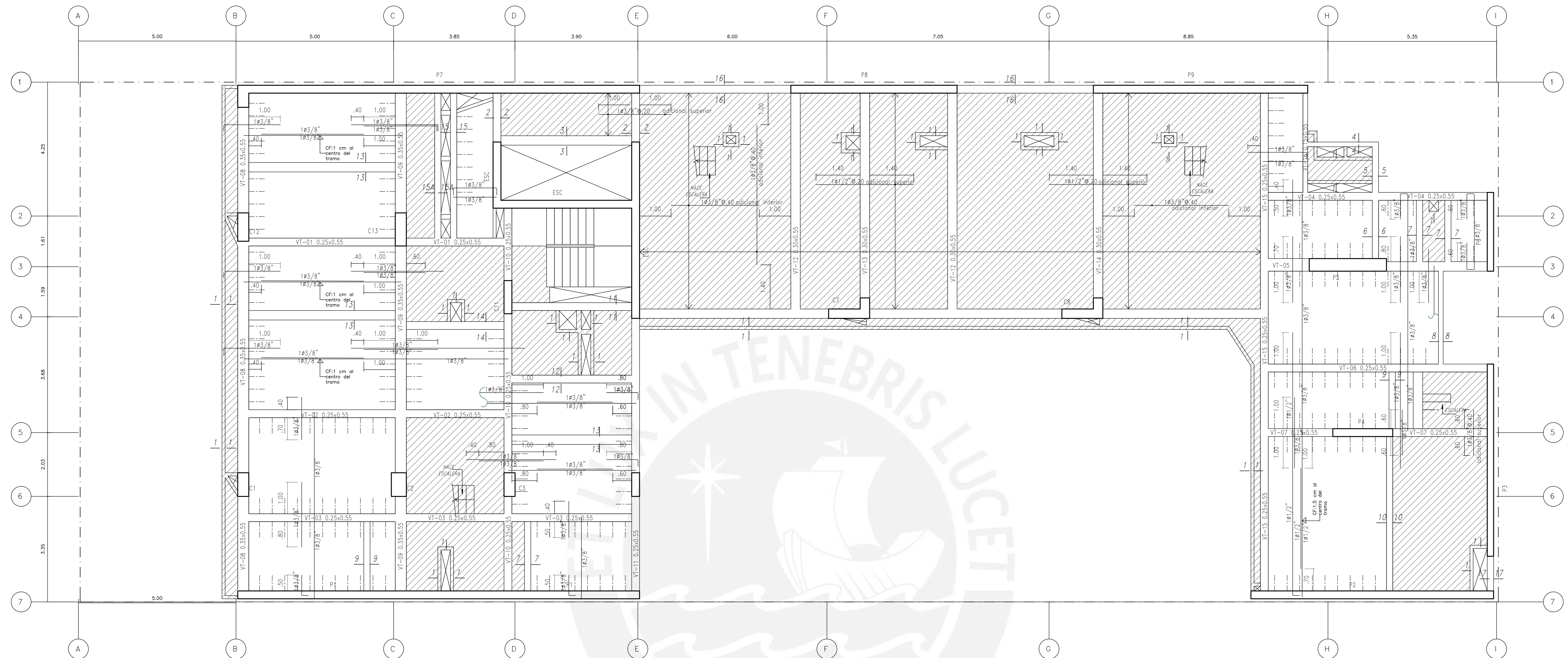
ENCOFRADO DE TECHO PISO TÍPICO (PISOS 2-5)
N.P.T +5.80, +8.50, +11.20, +13.90

S/c=200kg/m²
 ALIGERADO H=0.20m
 LOSA MACIZA H=0.20
 MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8$ @ 0.40
 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8$ @ 0.20



CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

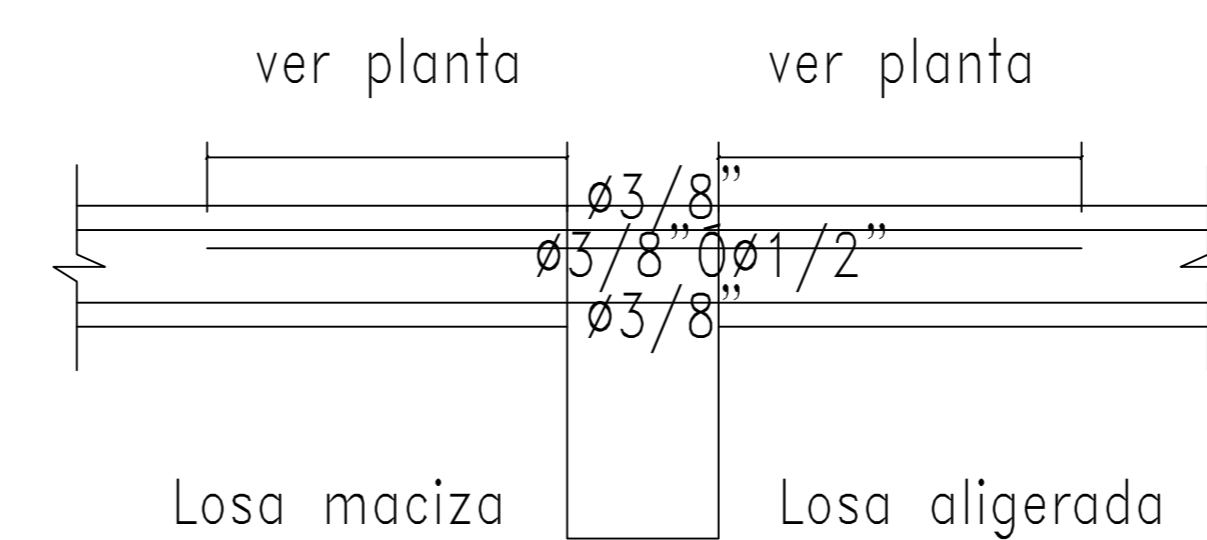
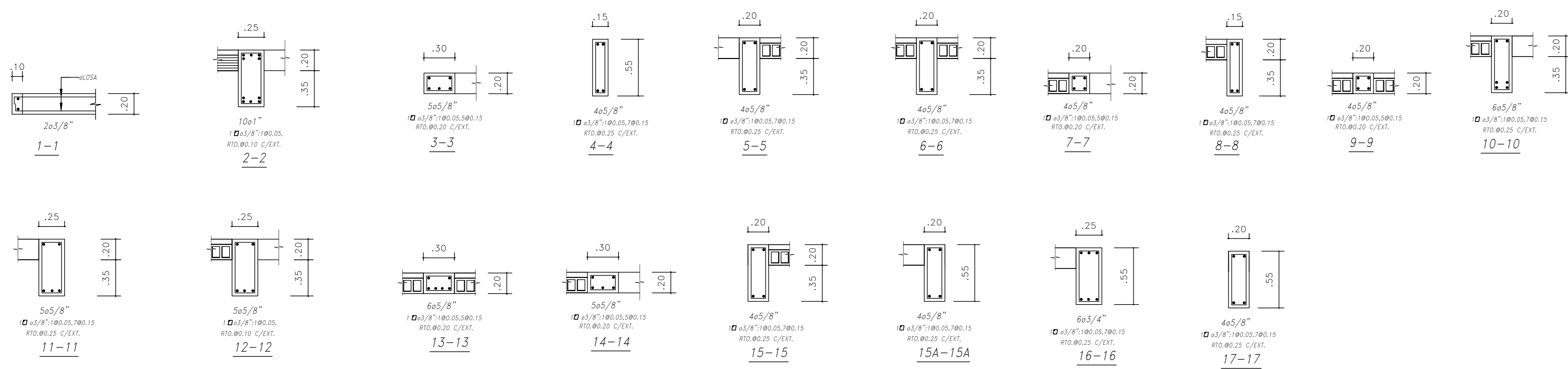
E-10	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Encofrado piso típico	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/50 1/25



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL PISO 6 N.P.T. +16.60

S₁ = 200kg/m²

- ALIGERADO H=0.20m
- LOSA MACIZA H=0.20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 3/8$ 90x40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 3/8$ 90x20



Detalle de encuentro entre losa maciza y aligerada S/E

CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

E-11

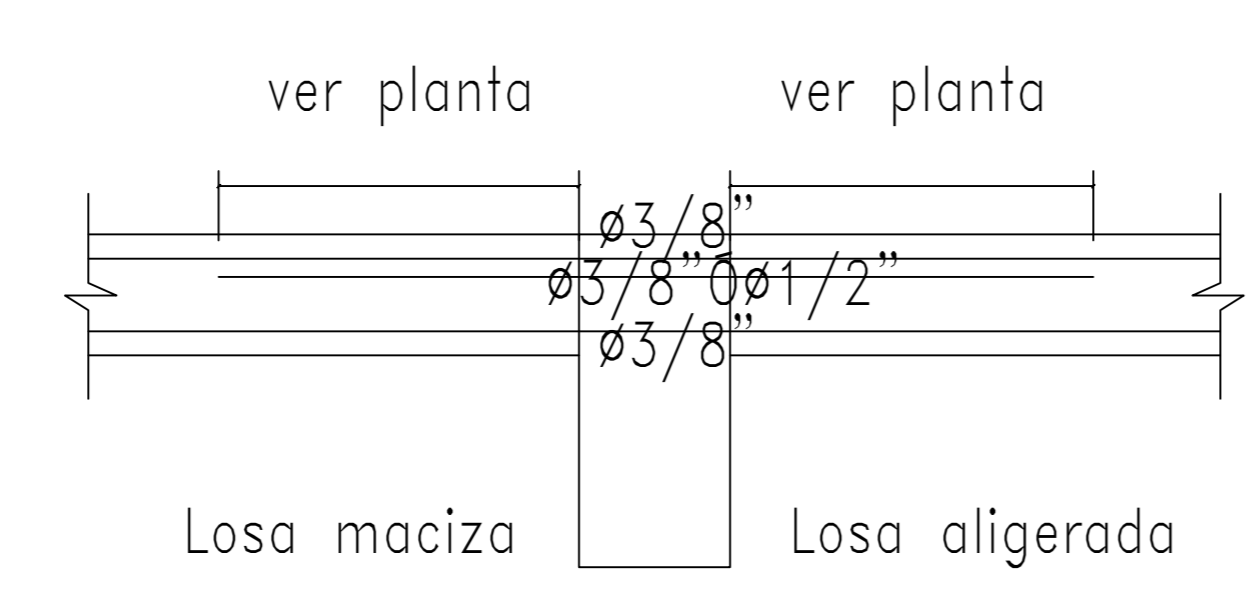
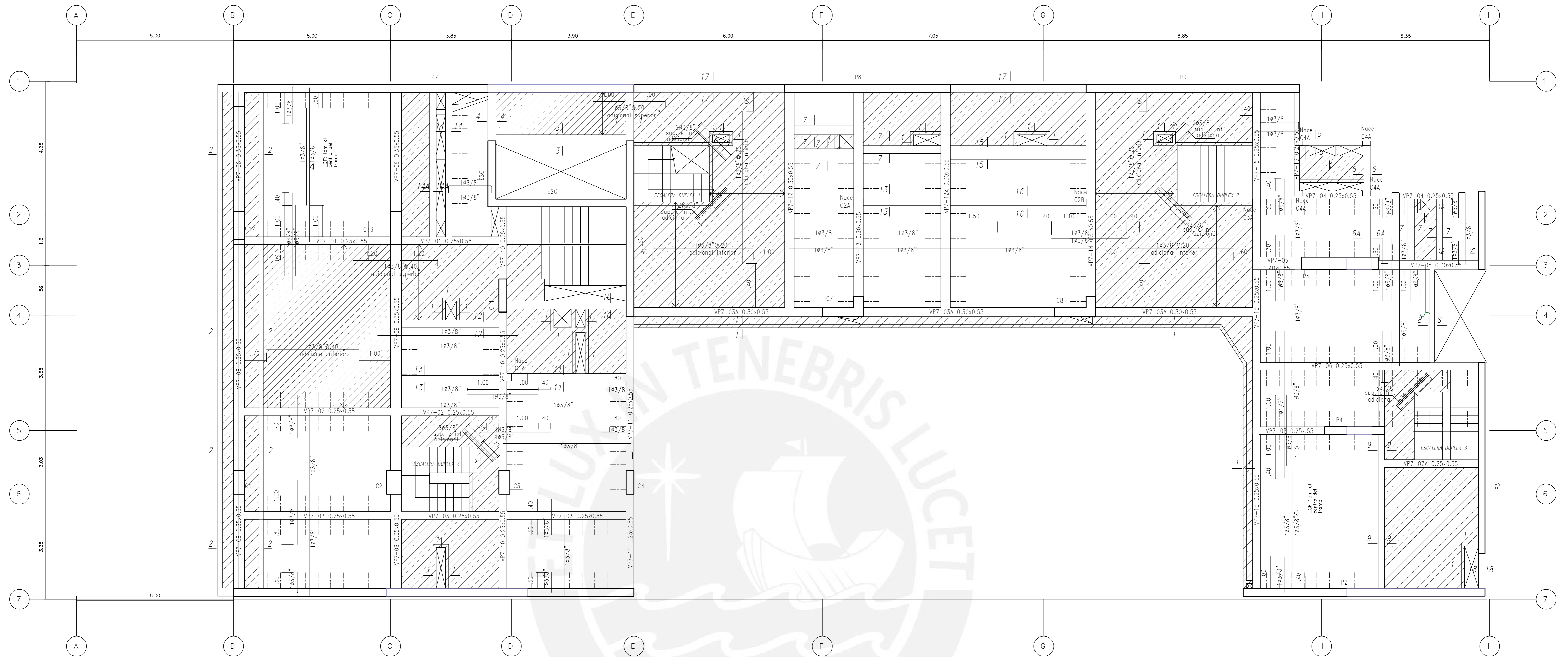
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Encofrado piso 6

Fecha: Febrero 2021

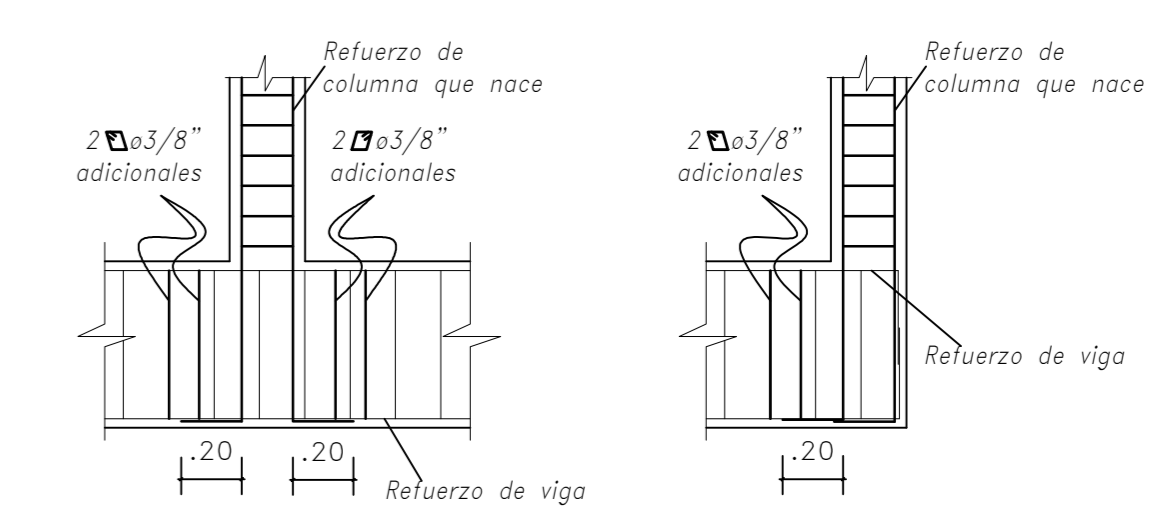
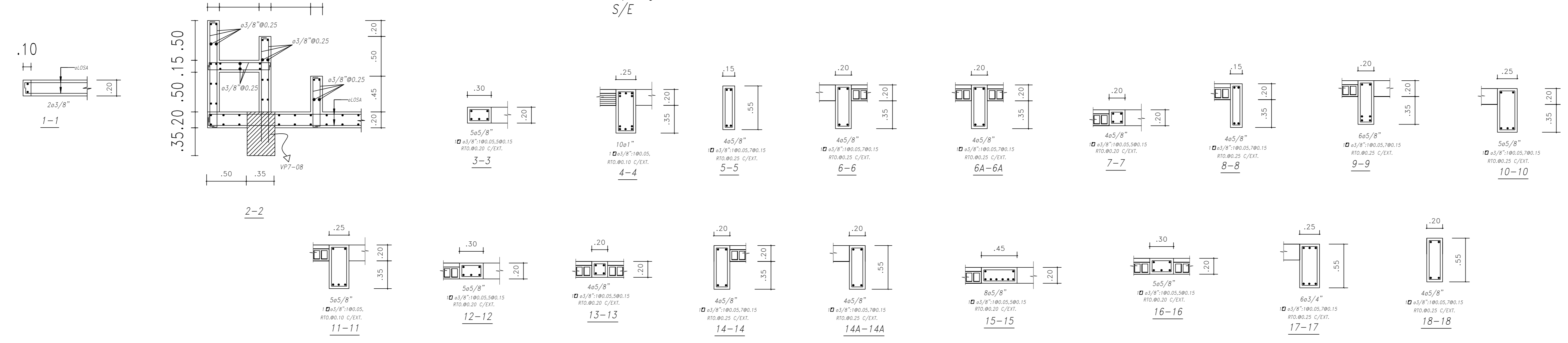
Escala: 1/50 1/25



ENCOFRADO DE TECHO PARA EL PISO 7 N.P.T. +19.30
3/75=200kg/m²

- ALIGERADO h=0.20m
- LOSA MACIZA h=0.20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR ø3/8"Ø0.40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR ø3/8"Ø0.20

Detalle de encuentro entre losa maciza y aligerada S/E

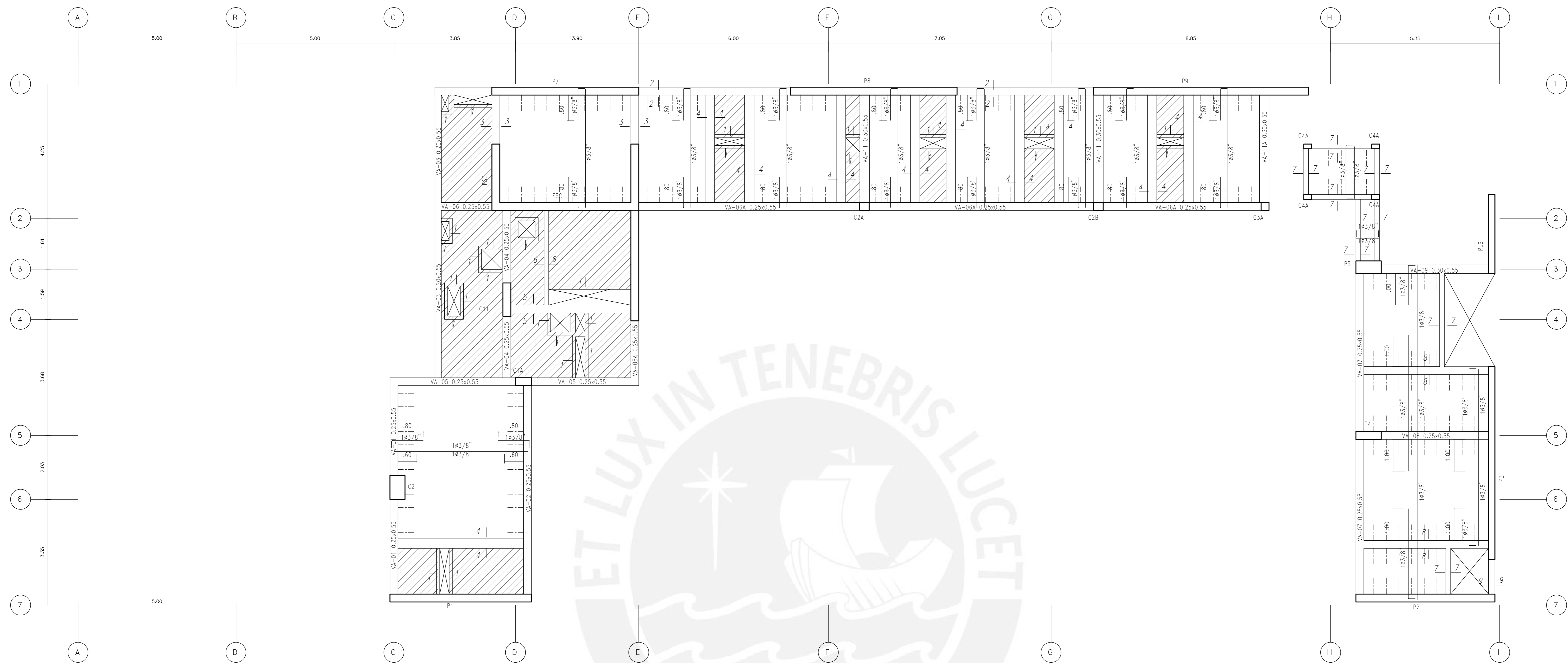


DETALLES DE NACIMIENTO DE COLUMNAS SOBRE VIGAS
ESCALA 1/25

CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

E-12

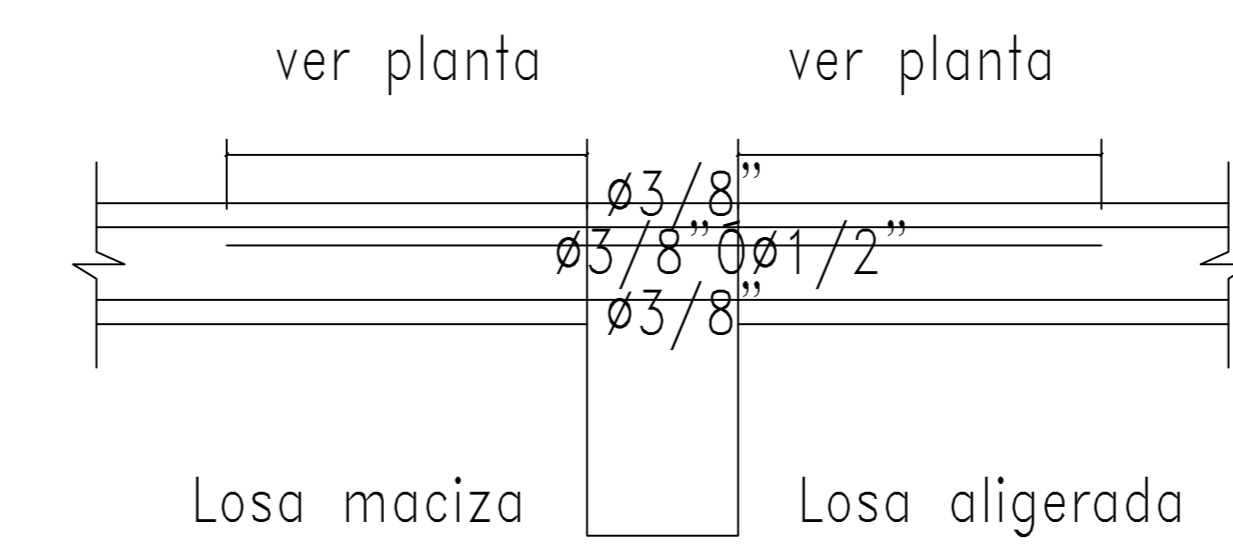
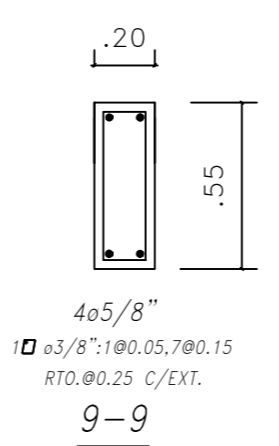
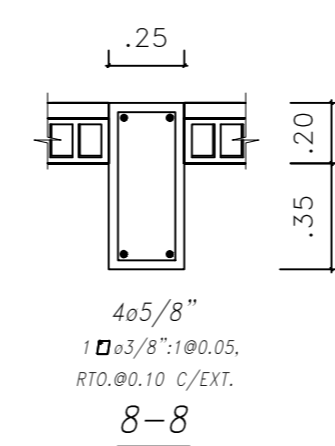
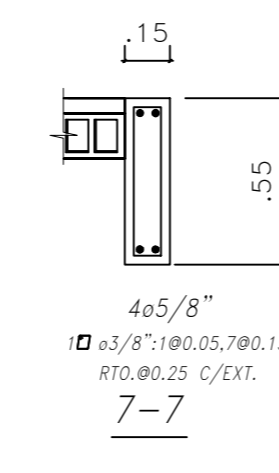
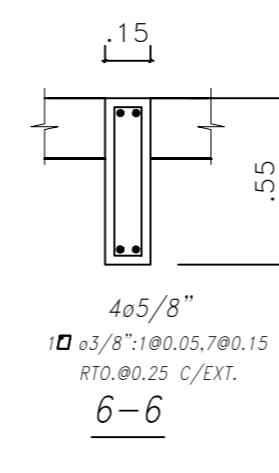
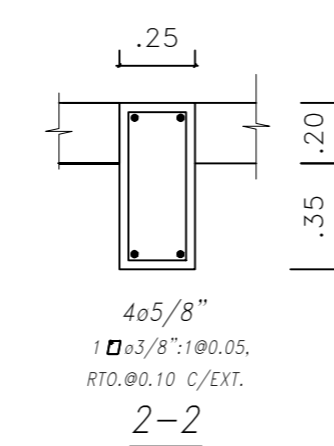
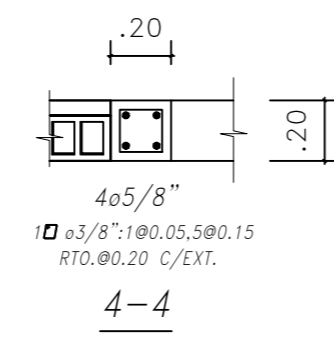
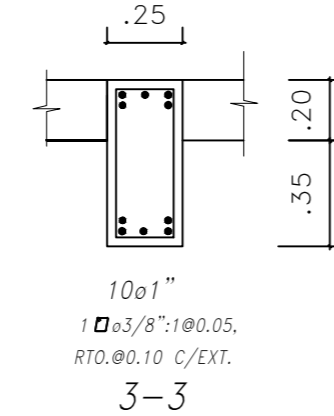
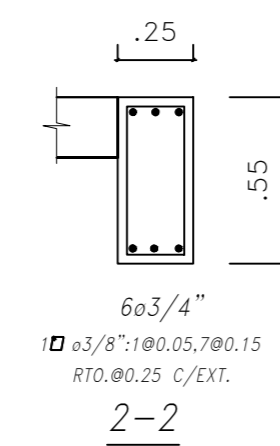
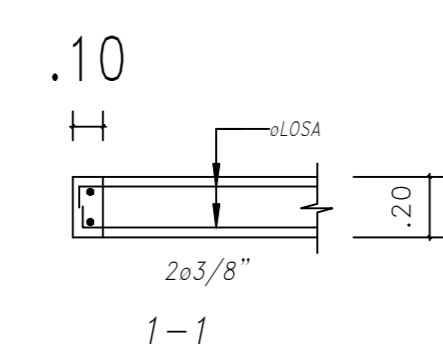
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
Plano: Encofrado piso 7	
Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/50 1/25



ENCOFRADO DE TECHO PARA LA AZOTEA N.P.T +22.00

S/C=100kg/m² ESC: 1/50

- ALIGERADO A=0.20m
- LOSA MACIZA H=0.20
- MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR #3/8"Ø0.40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR #3/8"Ø0.20



Detalle de encuentro entre losa maciza y aligerada S/E

CORTES DE TECHO (ESCALA 1/25)

E-13

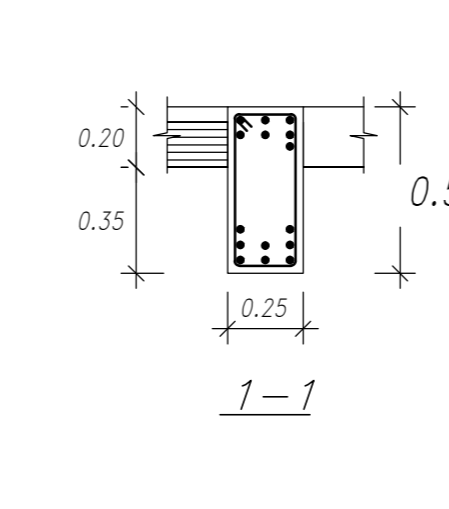
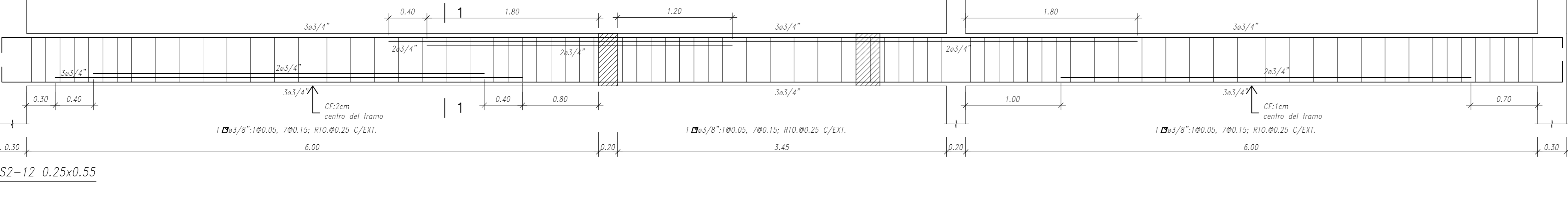
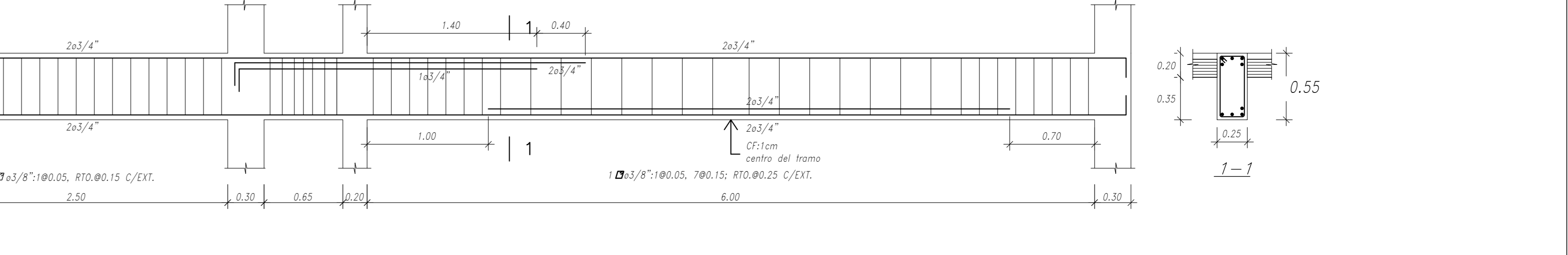
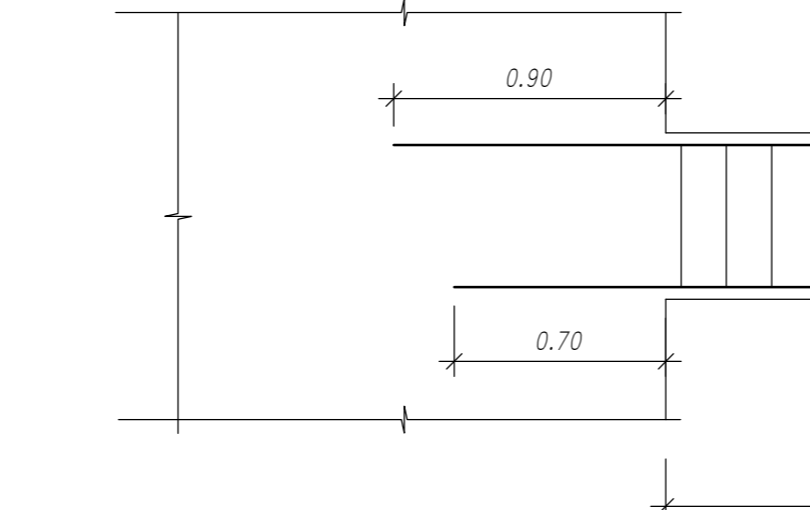
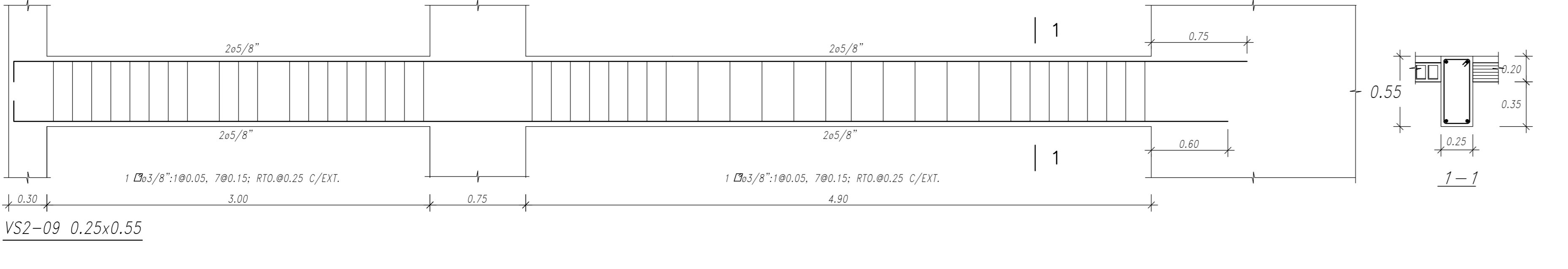
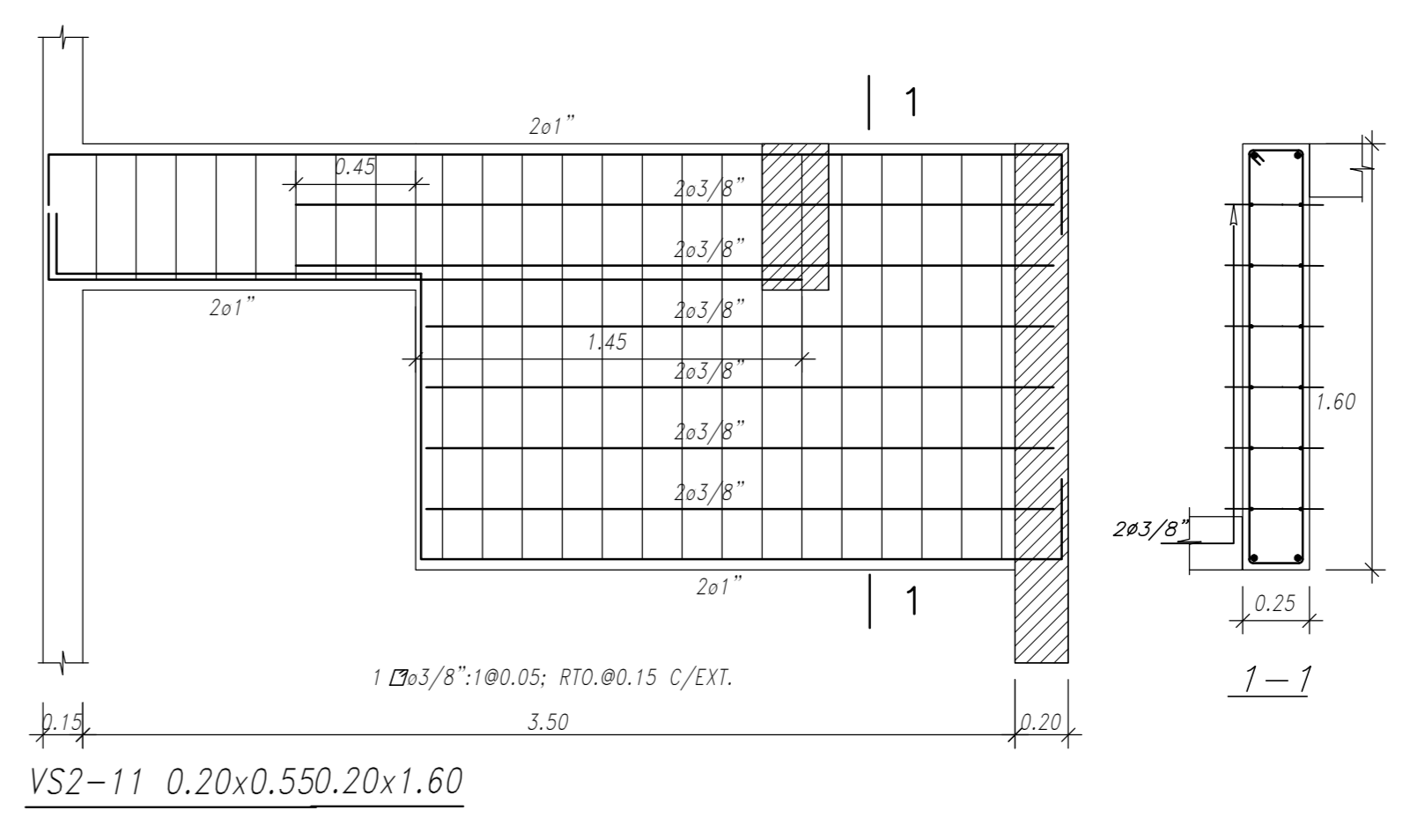
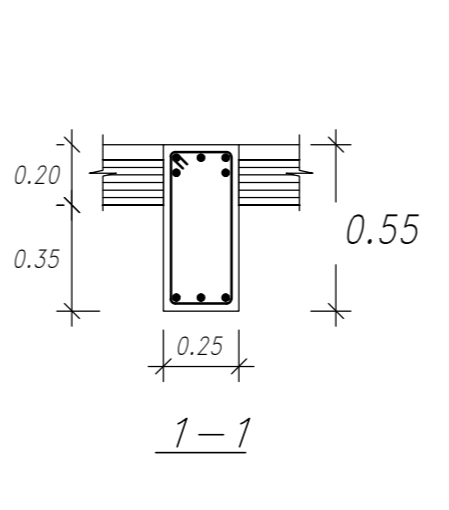
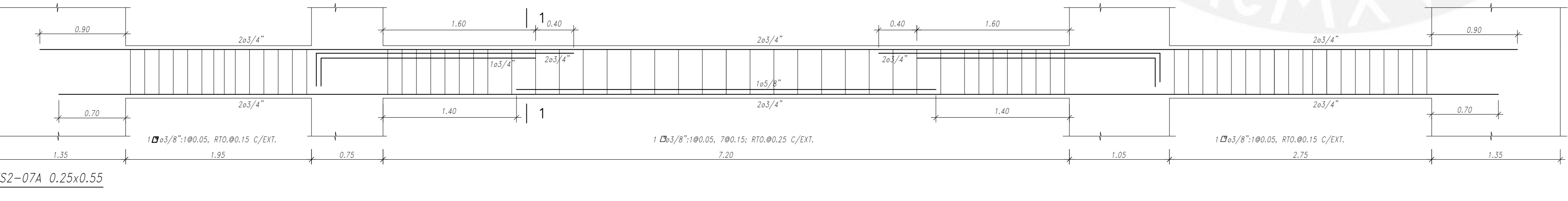
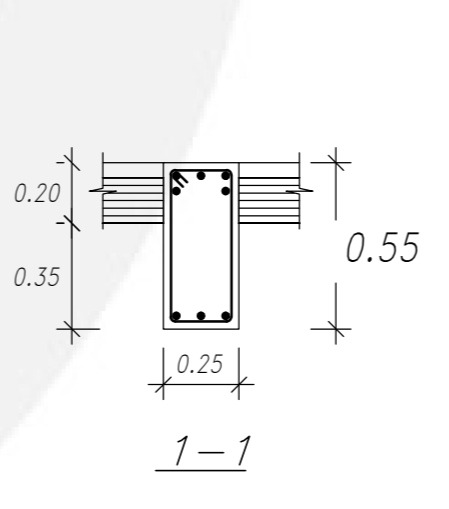
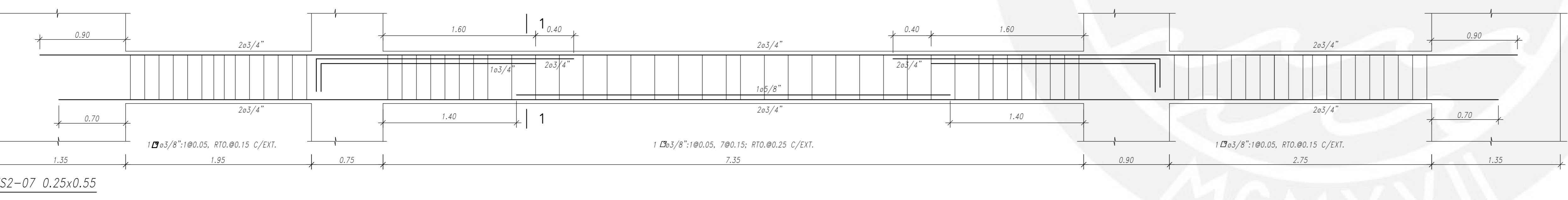
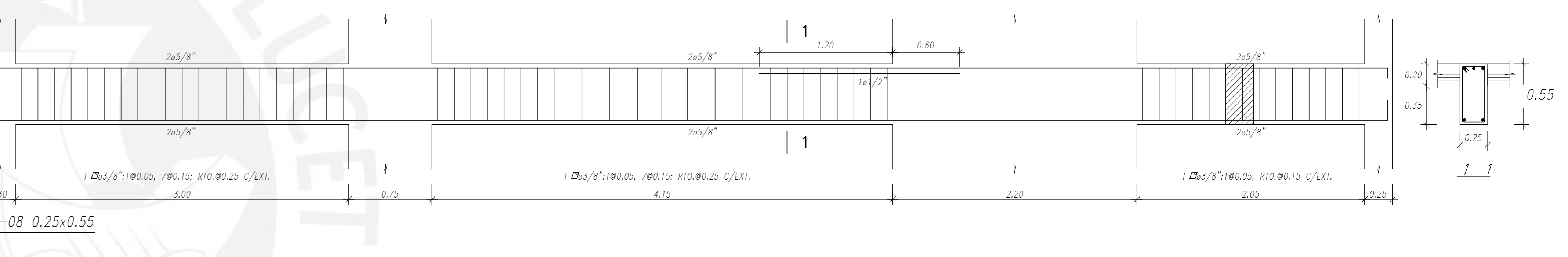
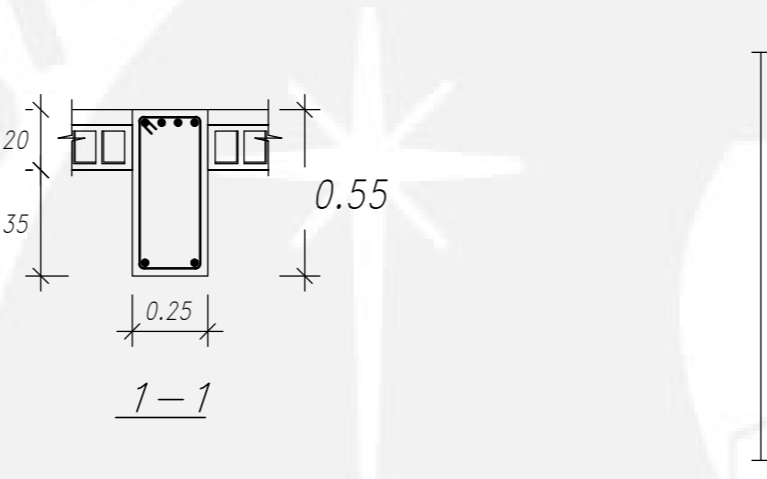
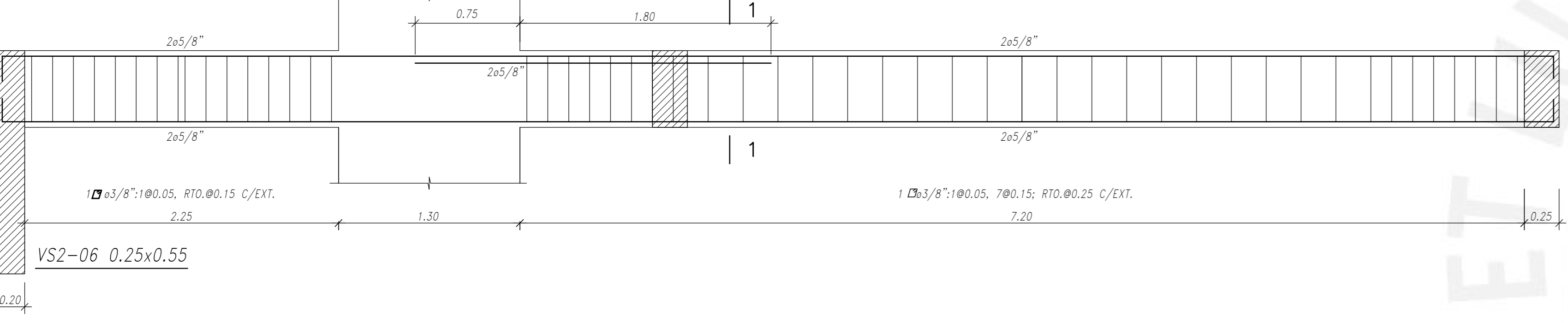
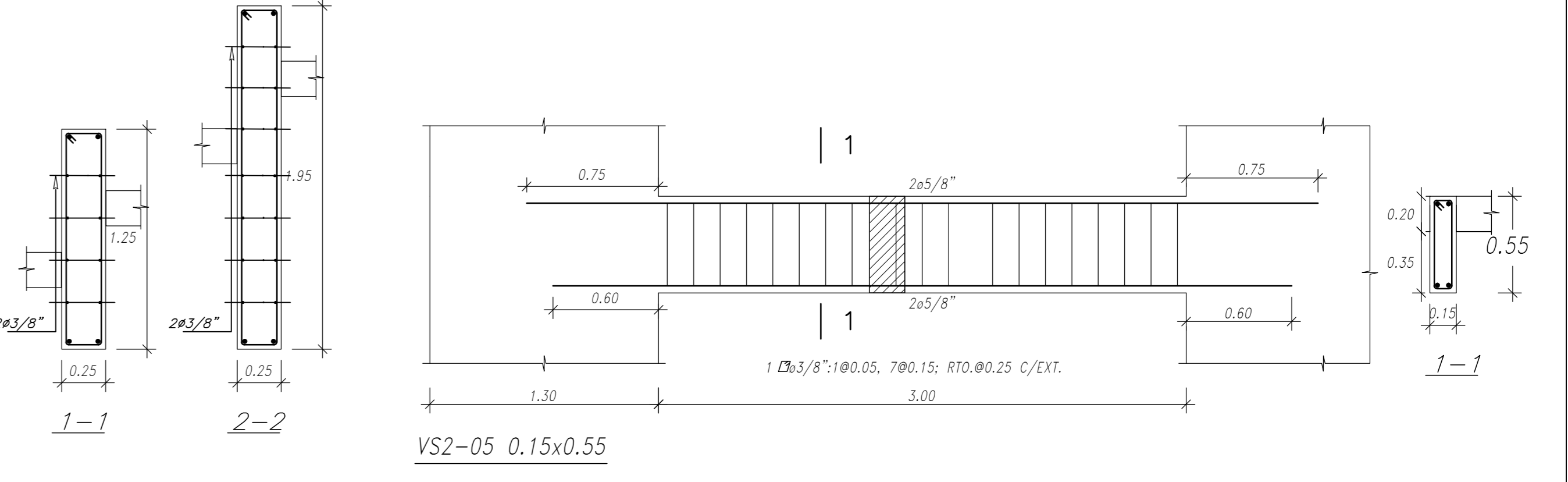
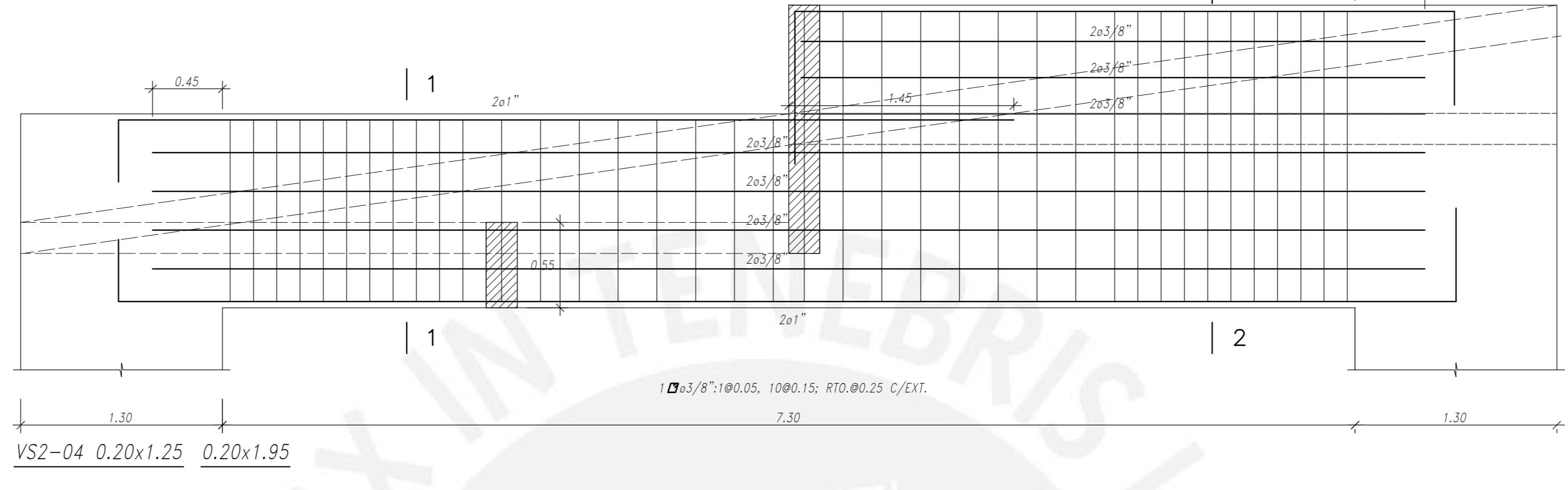
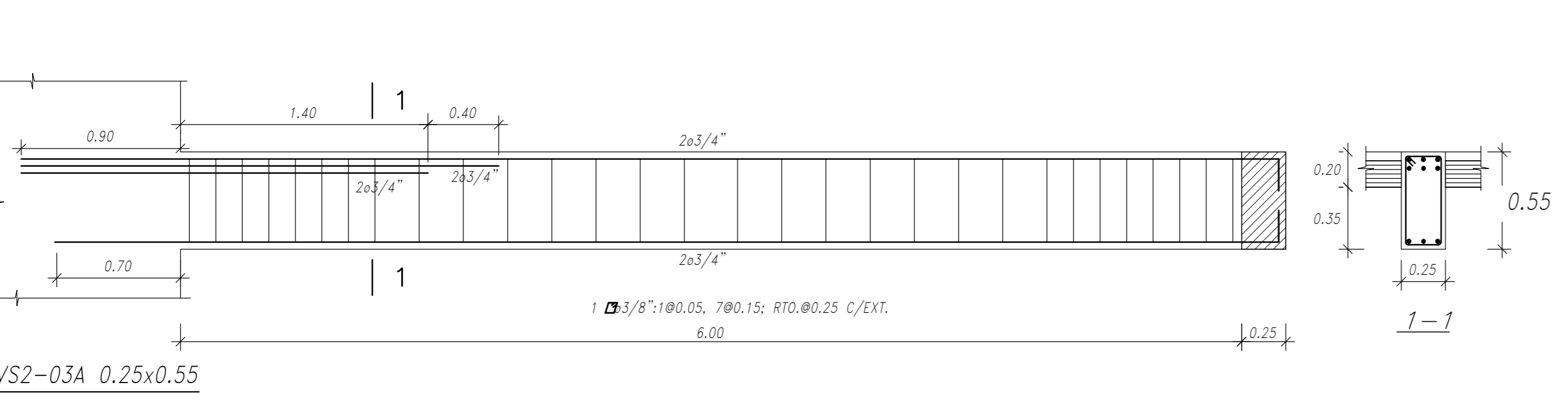
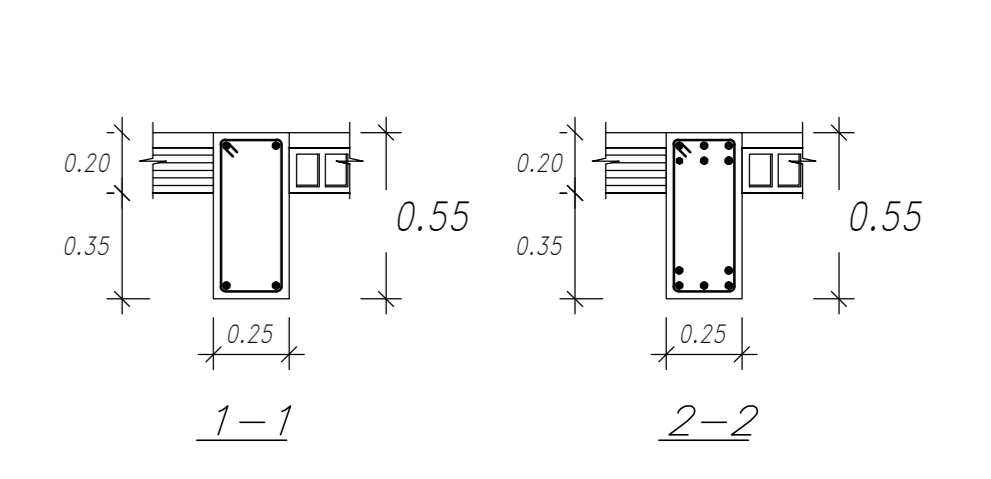
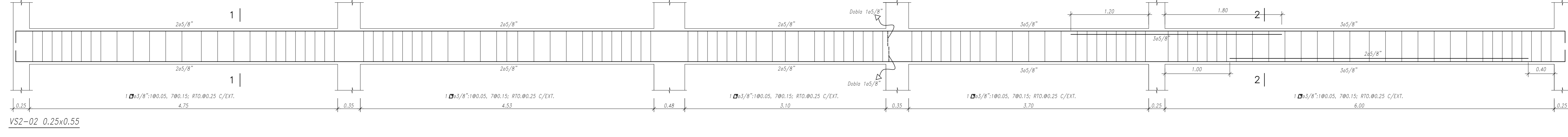
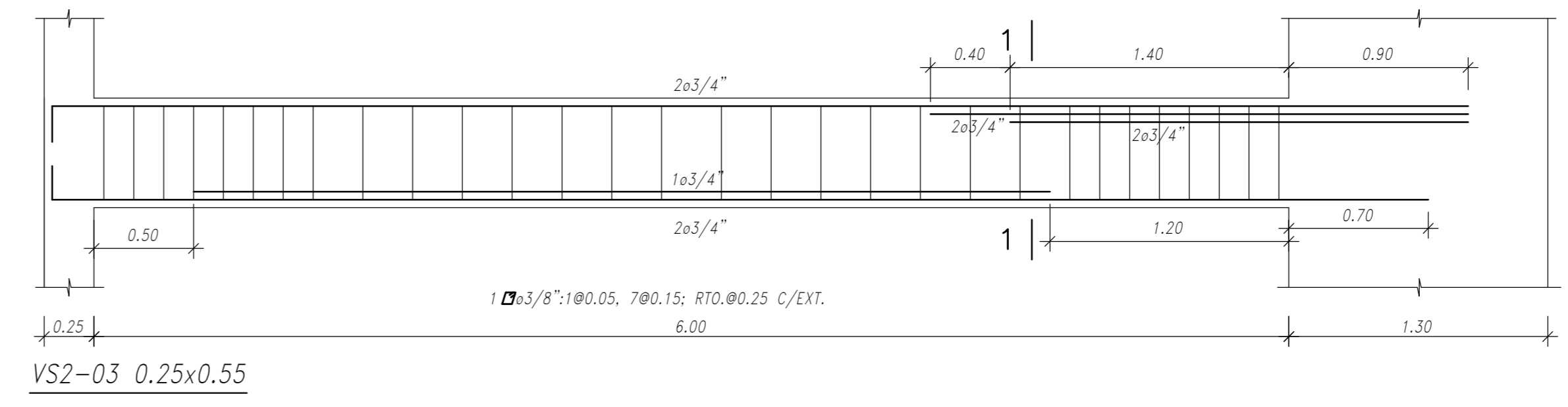
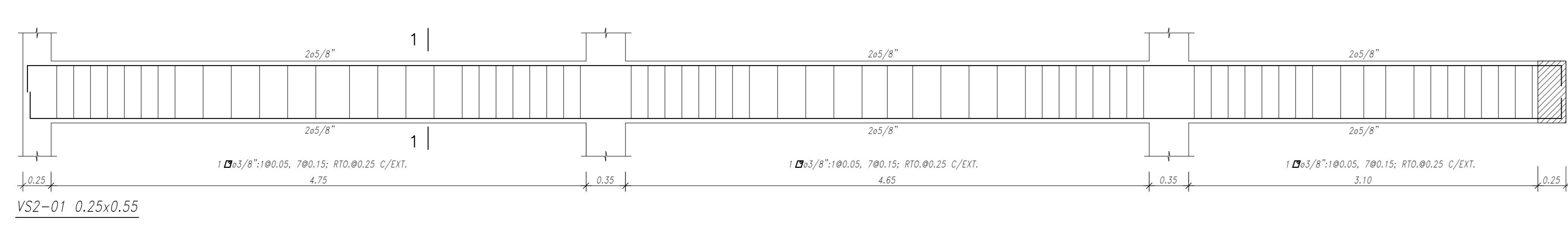
Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

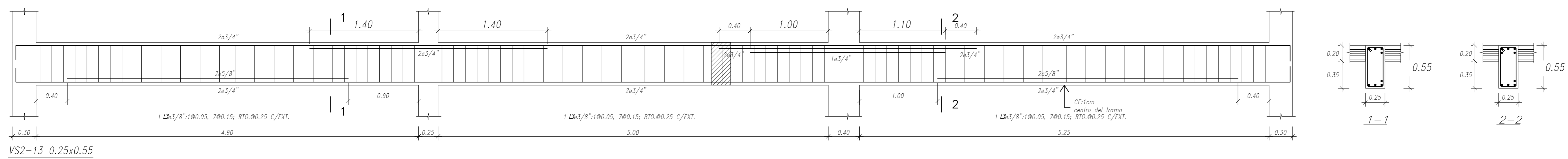
Plano: Encofrado azotea

Fecha: Febrero 2021

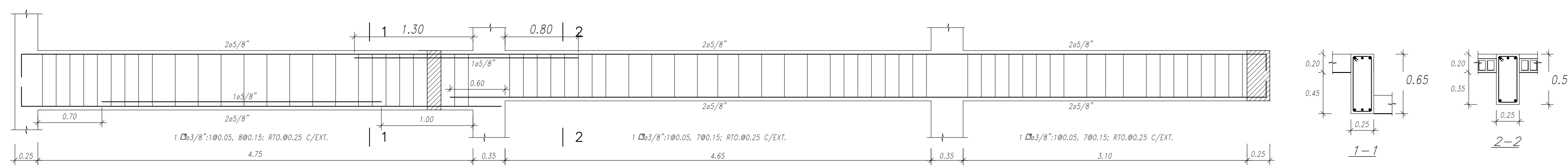
Escala: 1/50 1/25



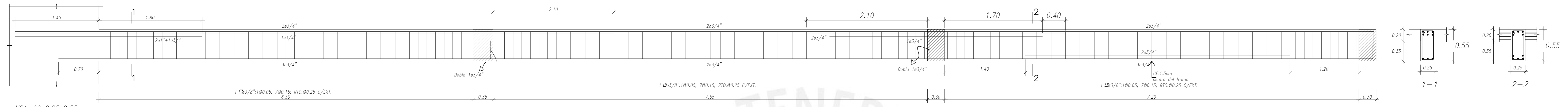
E-14	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



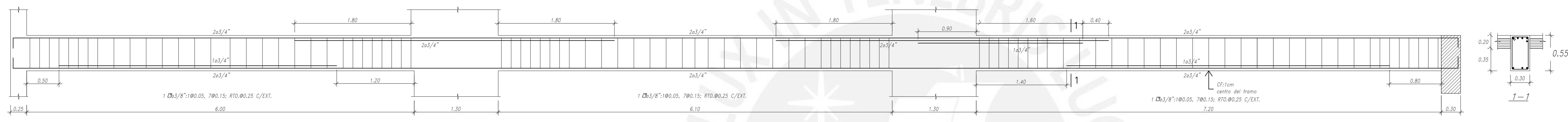
VS2-13 0.25x0.55



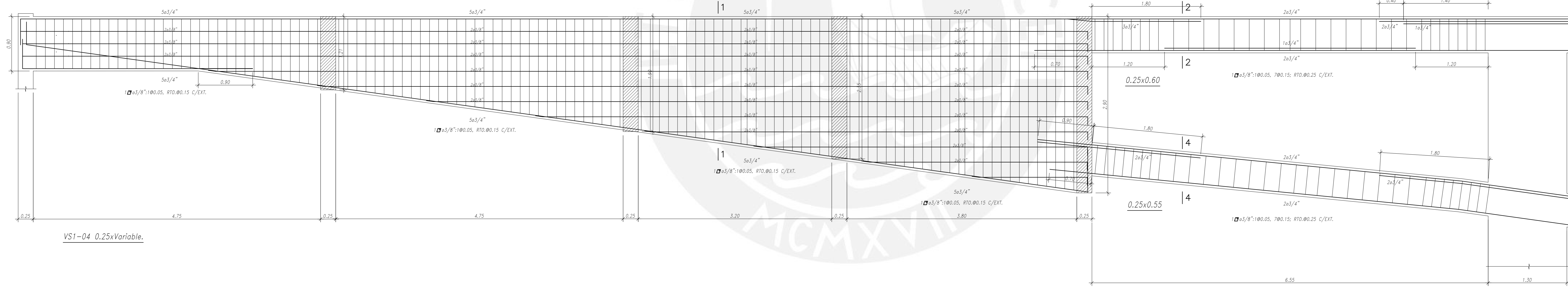
VS1-01 0.25x0.65 0.25x0.55



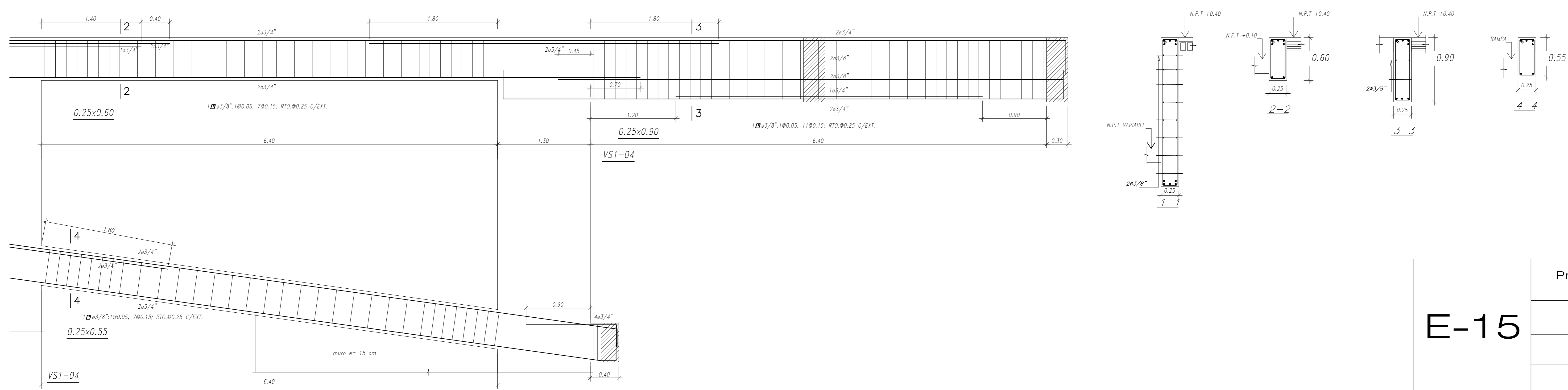
VS1-02 0.25x0.55



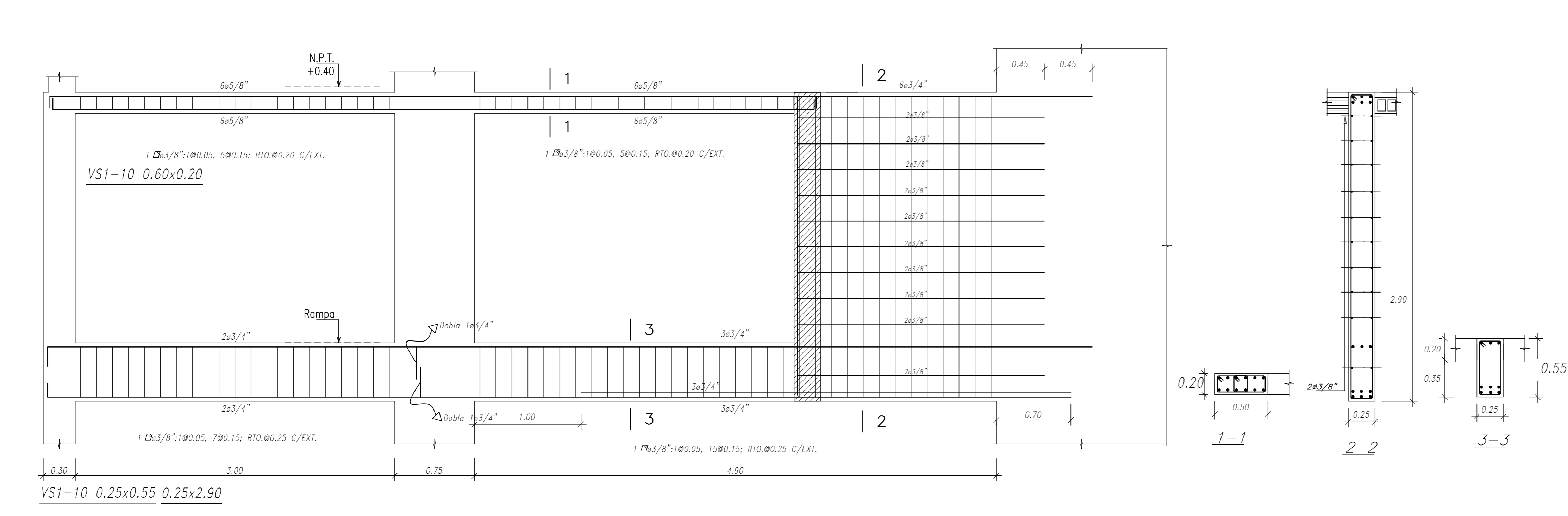
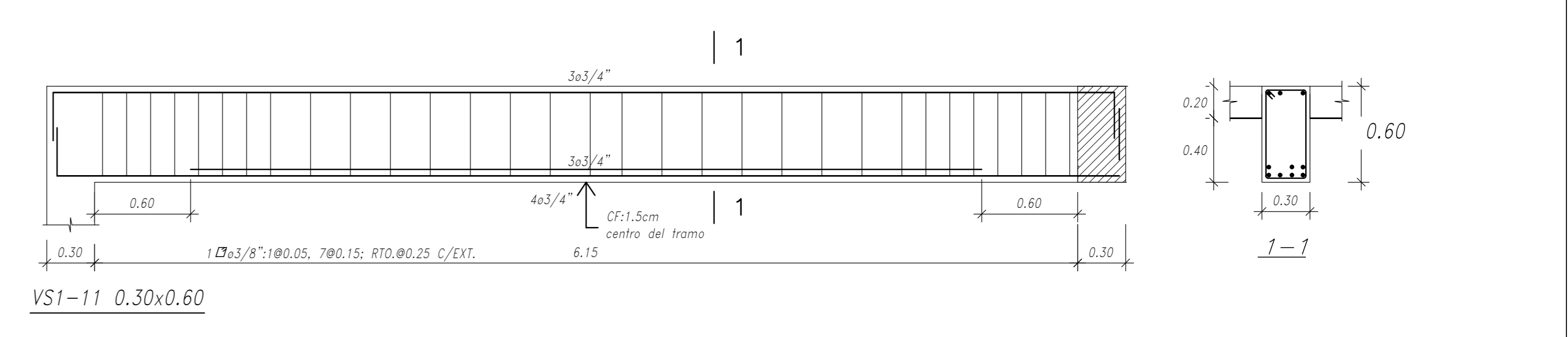
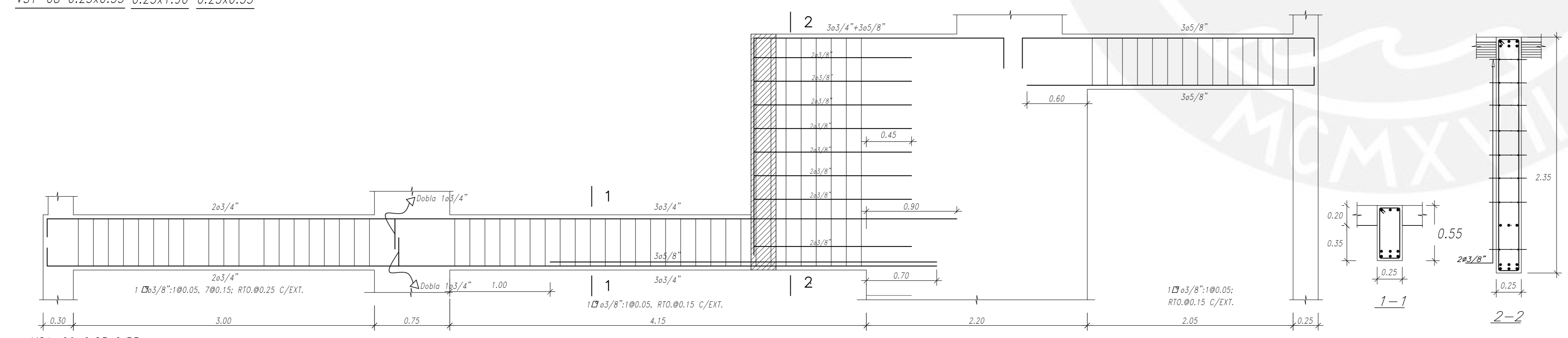
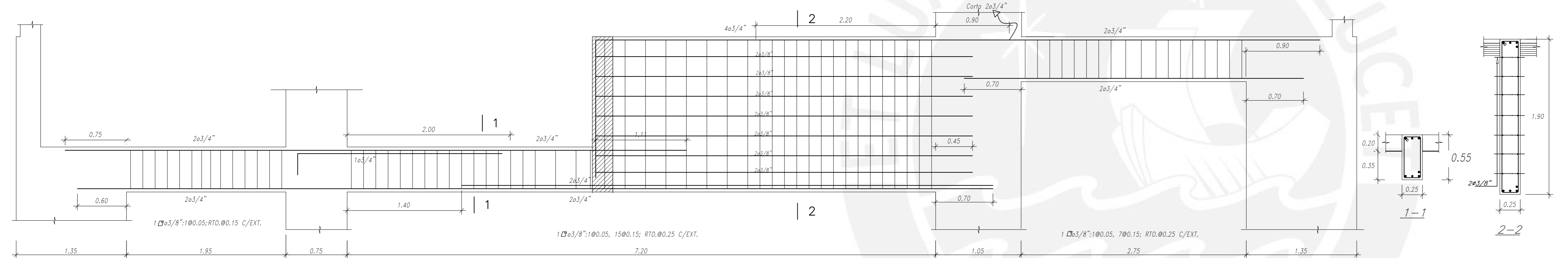
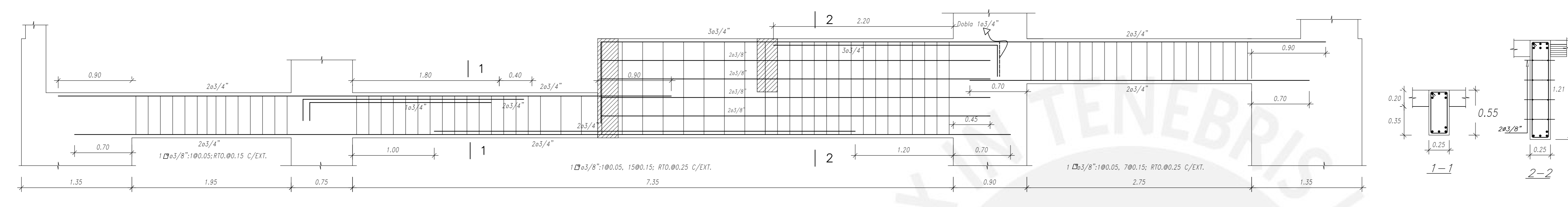
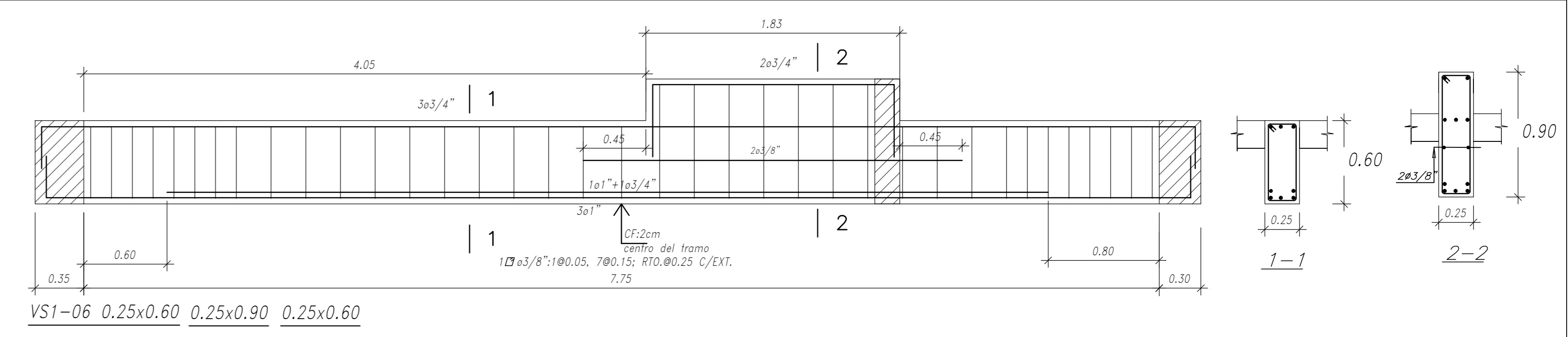
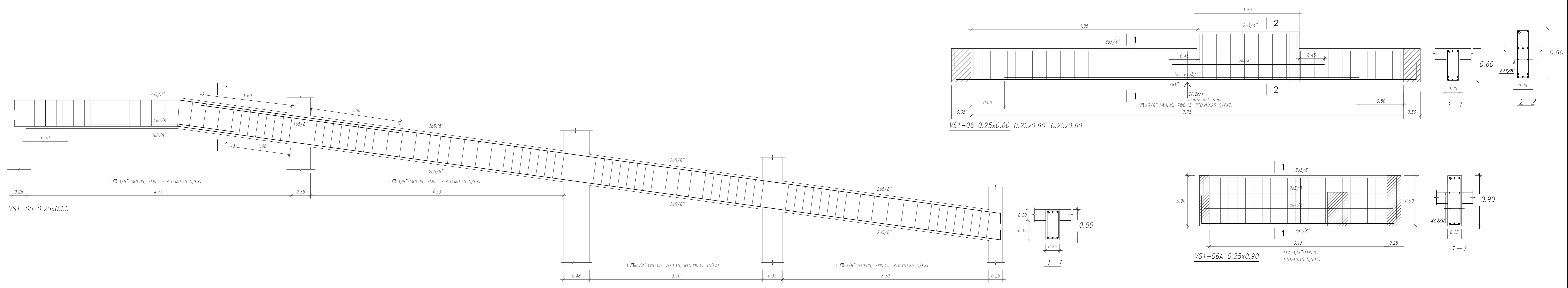
VS1-03 0.30x0.55



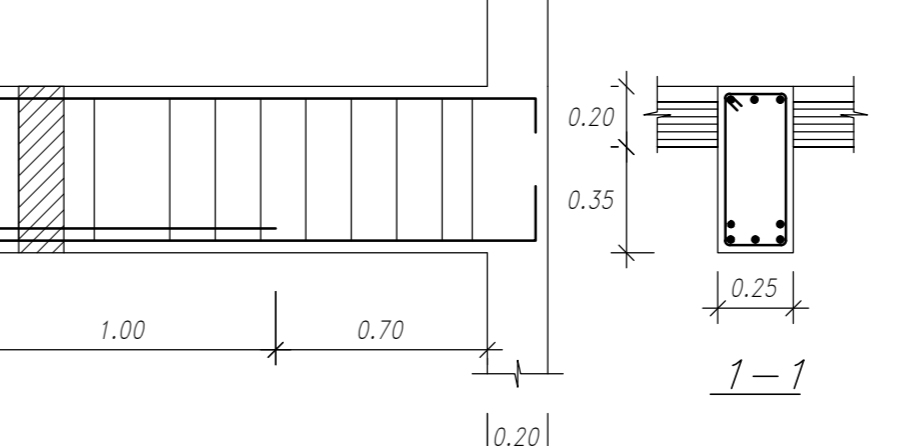
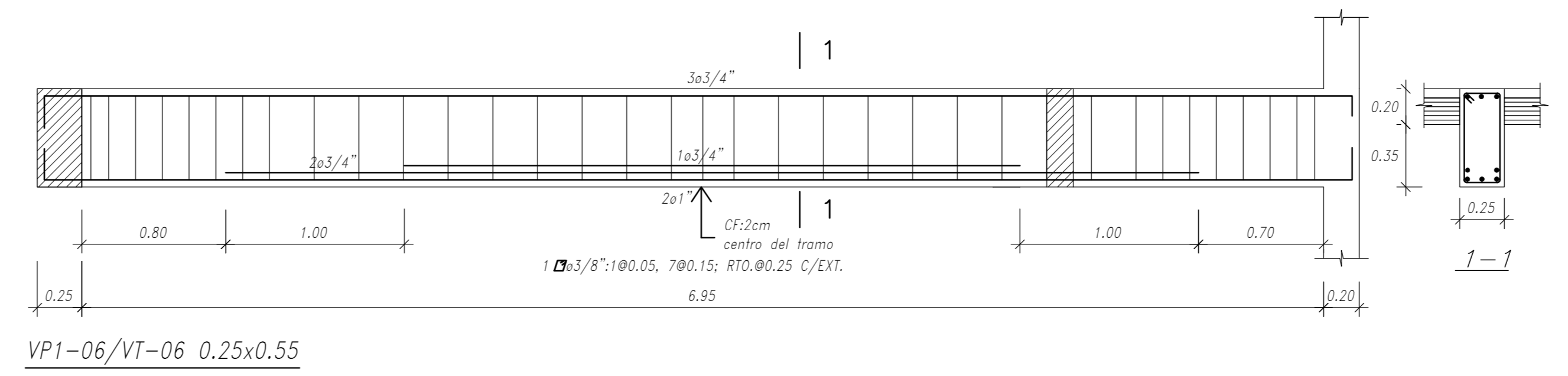
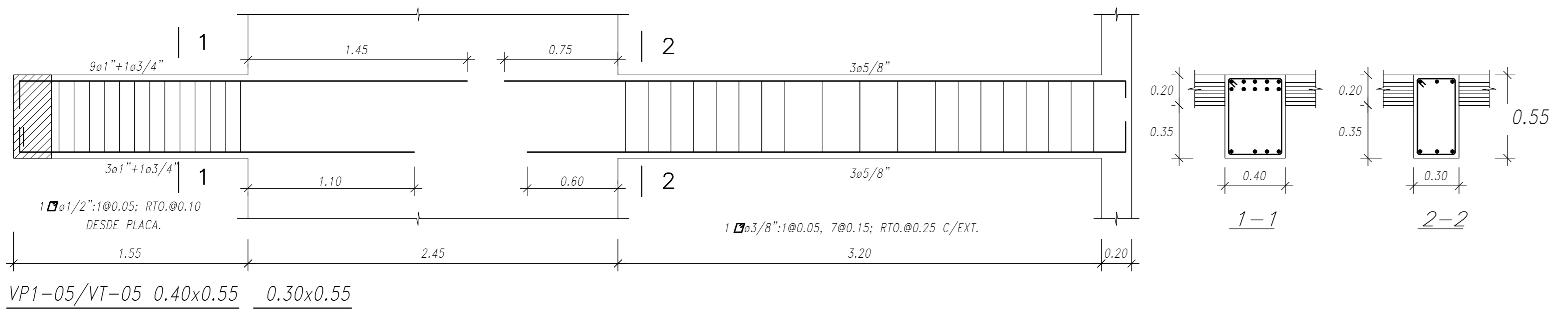
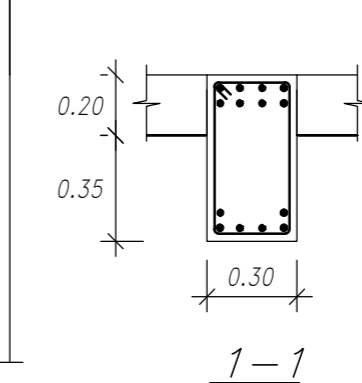
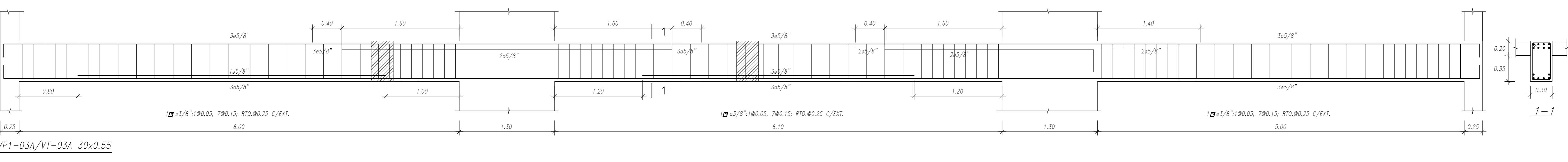
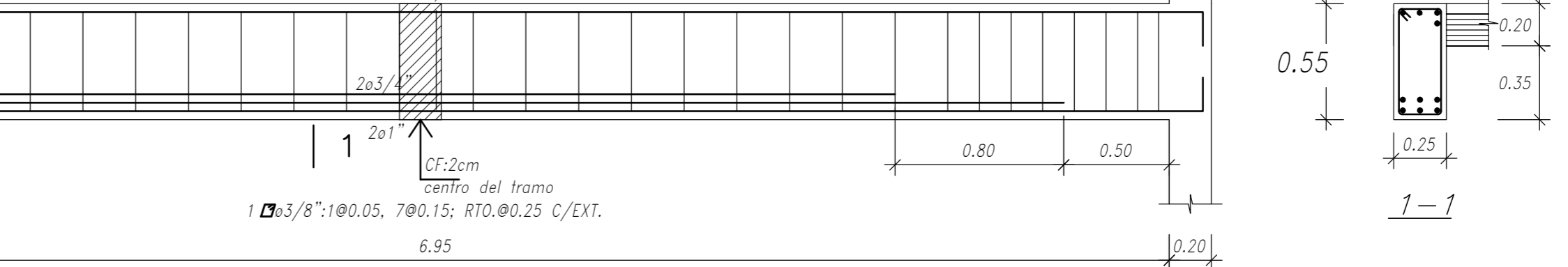
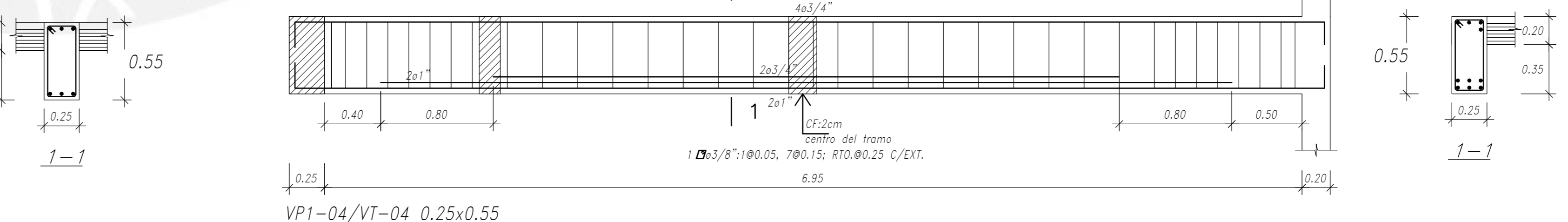
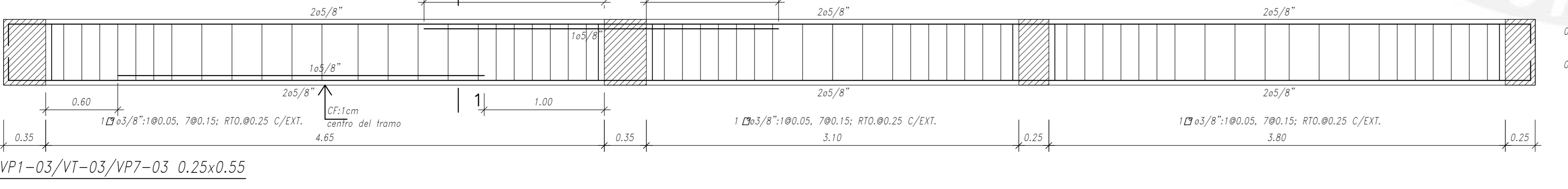
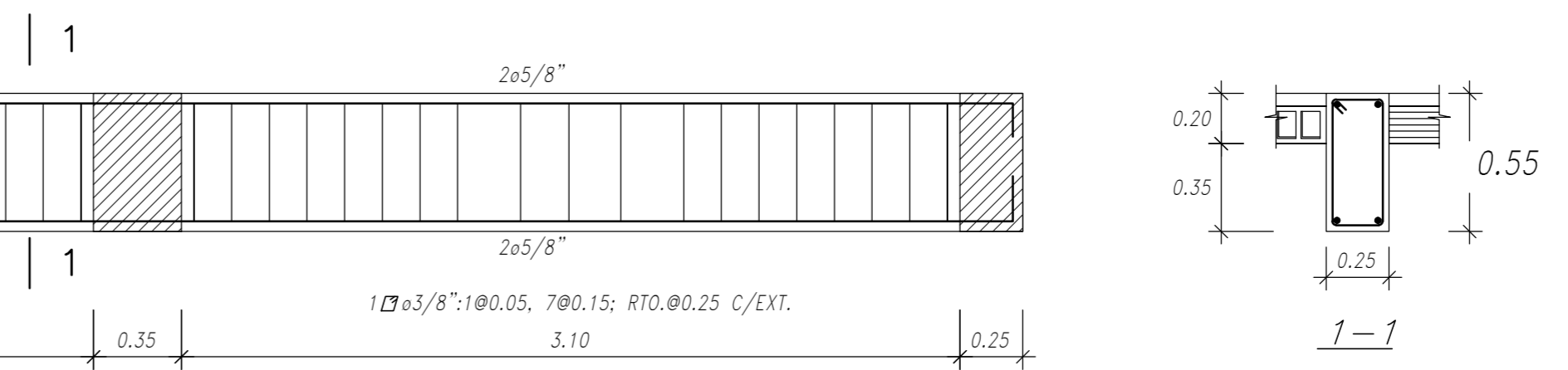
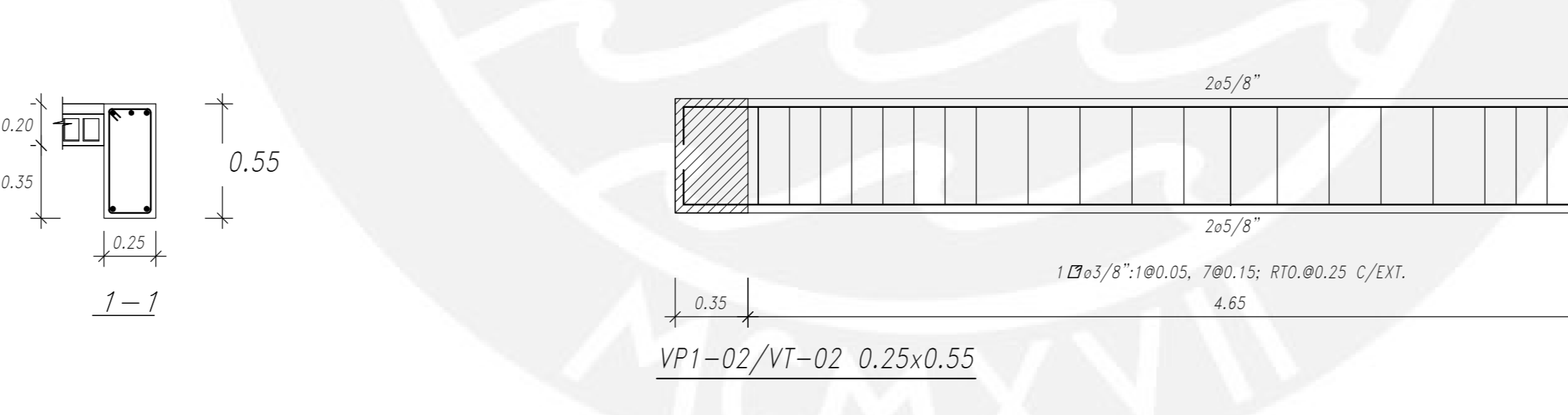
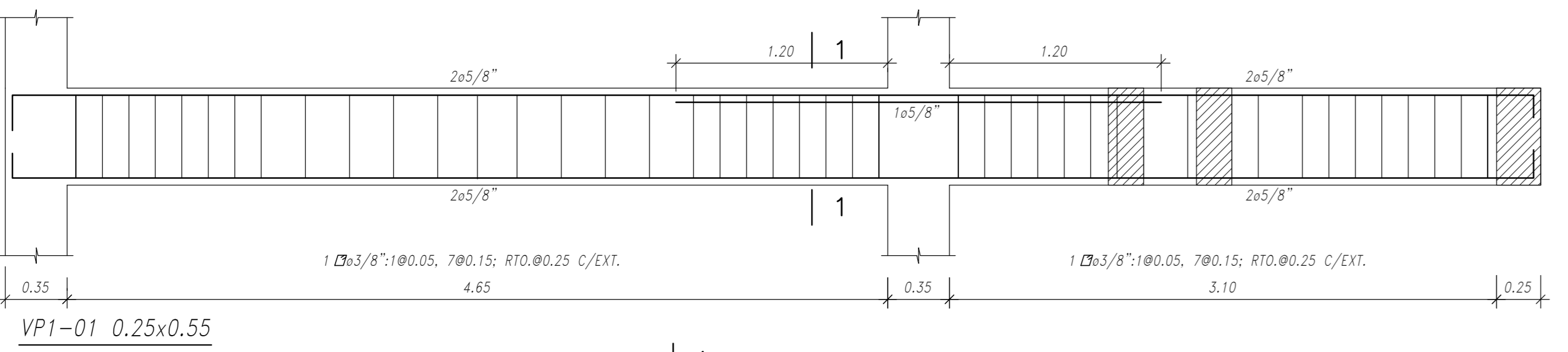
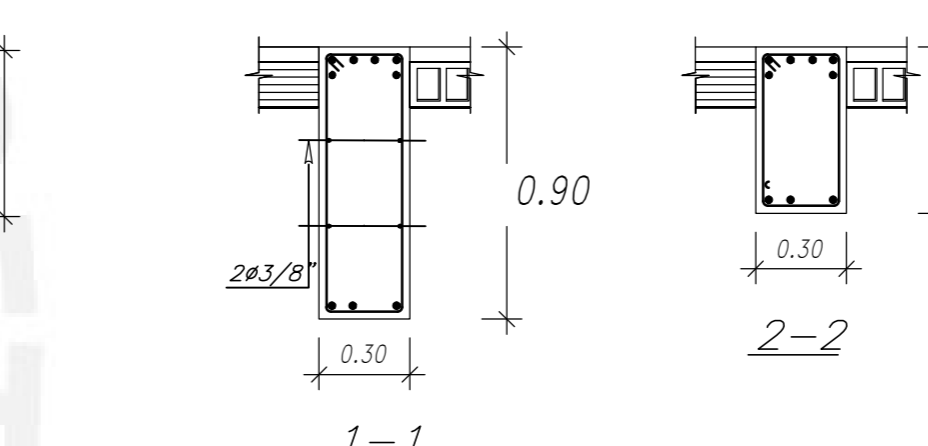
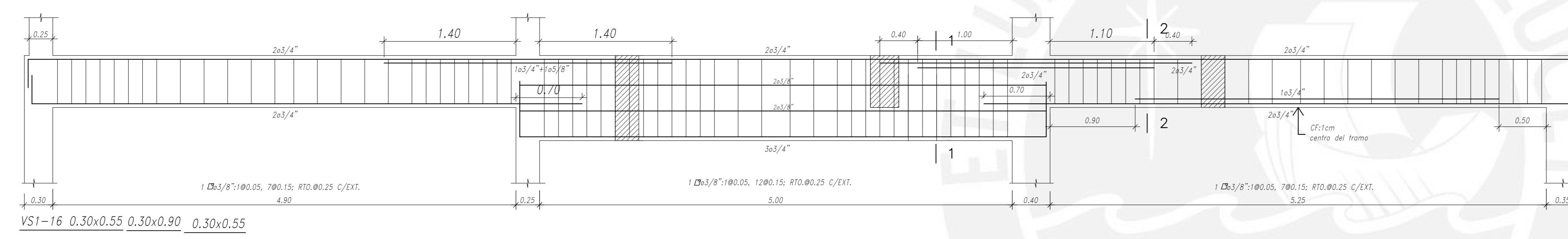
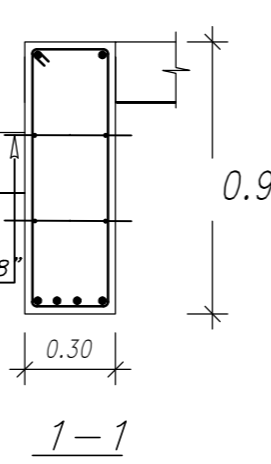
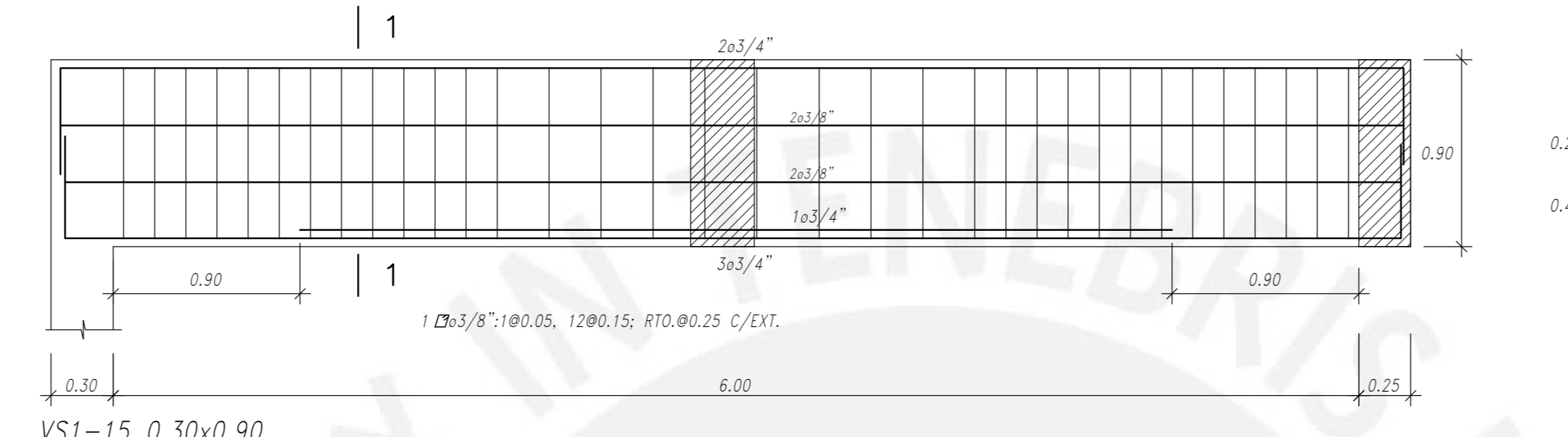
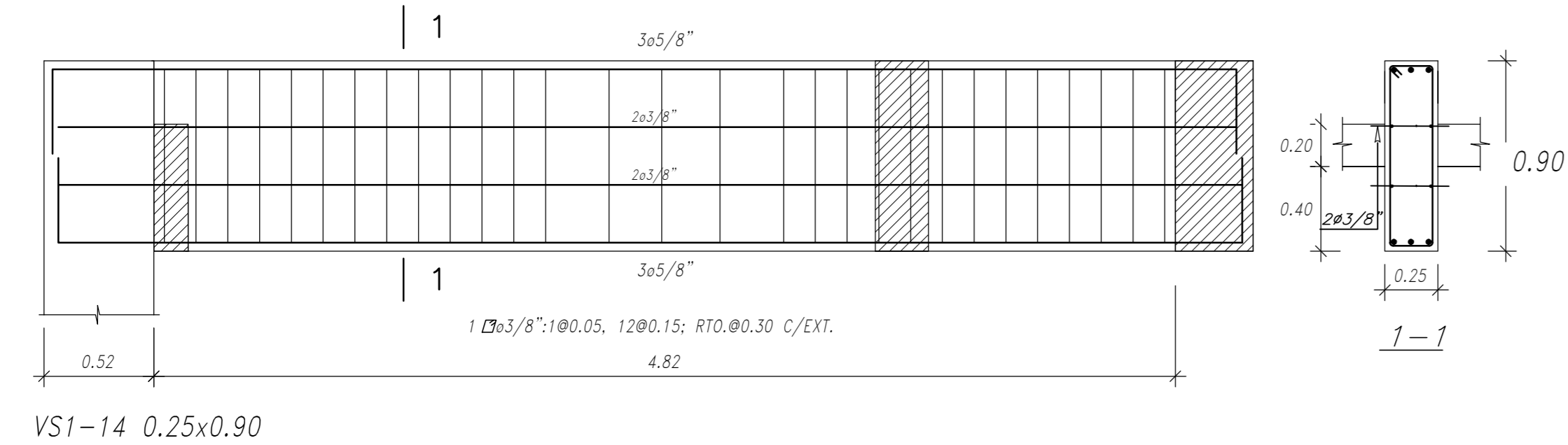
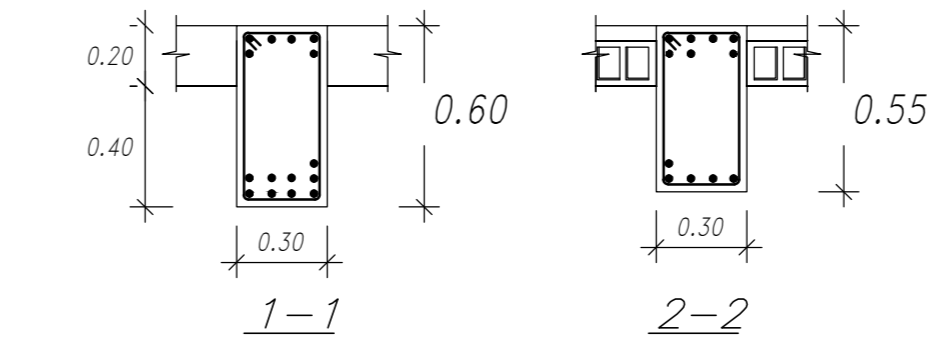
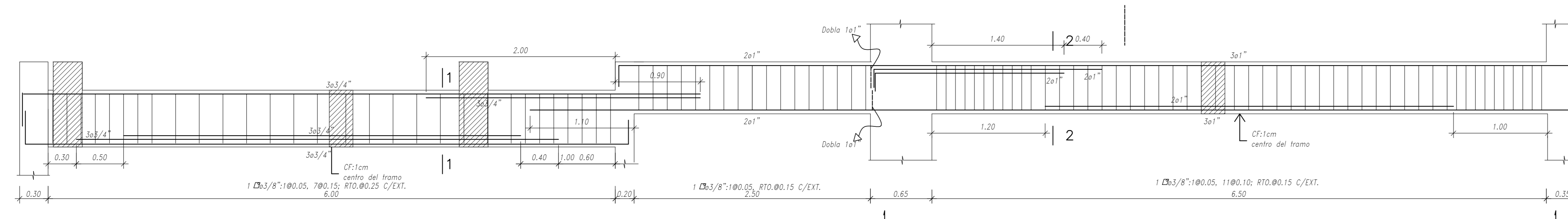
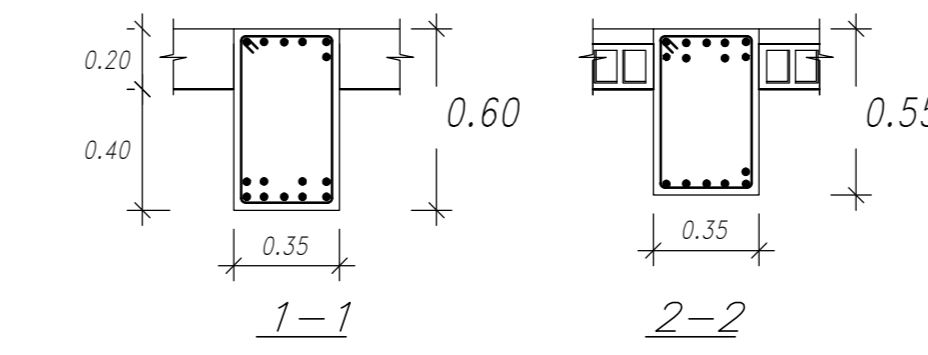
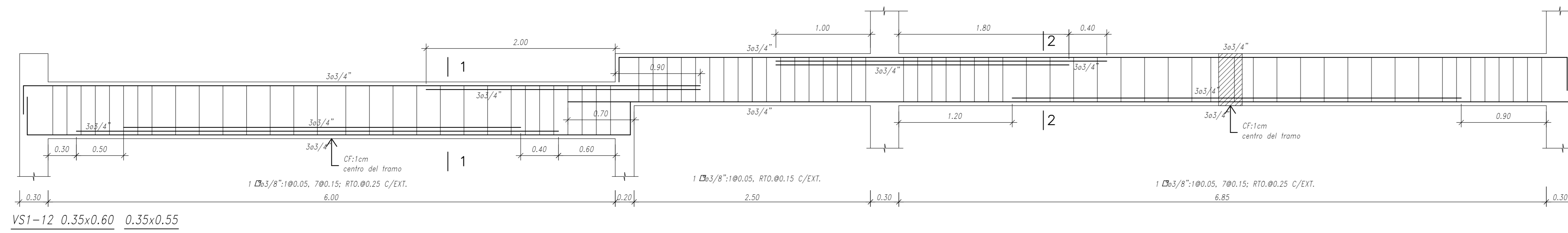
VS1-04 0.25xVariable.



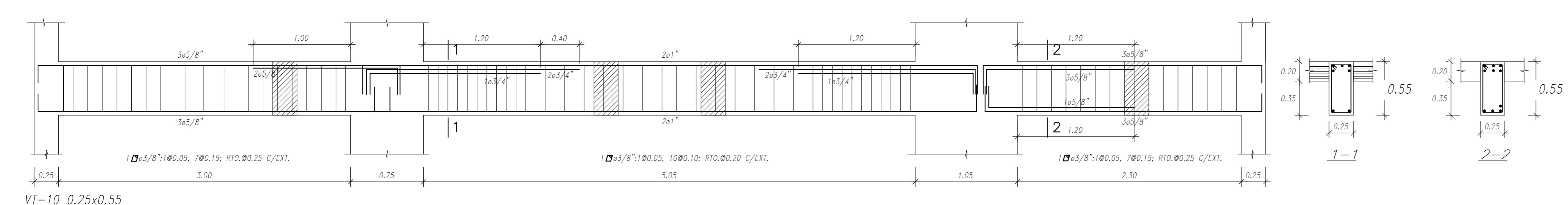
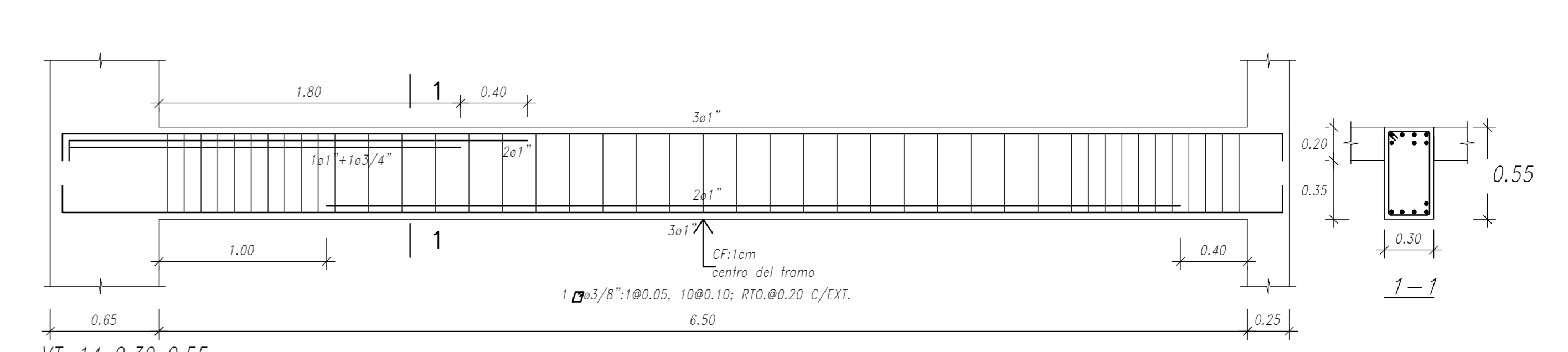
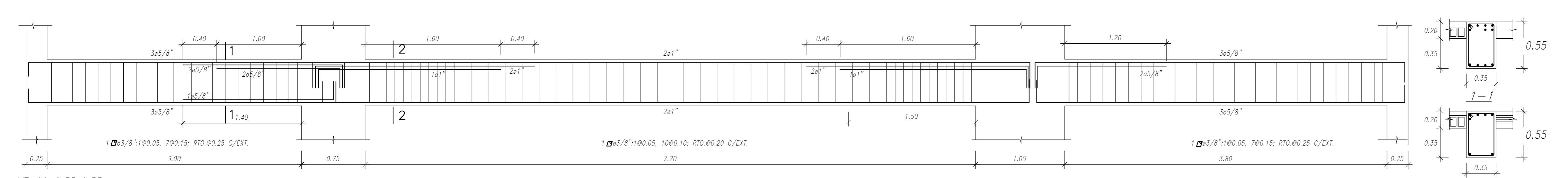
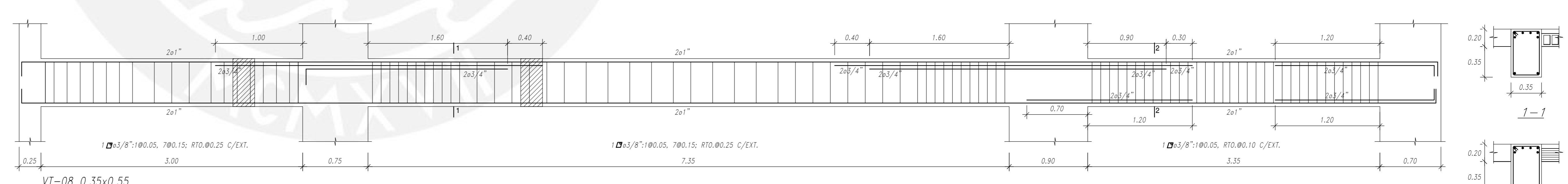
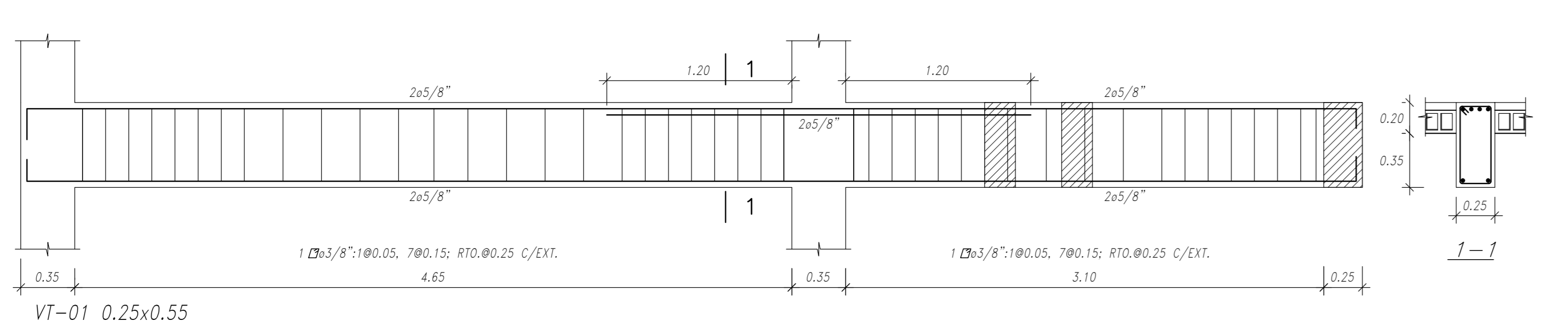
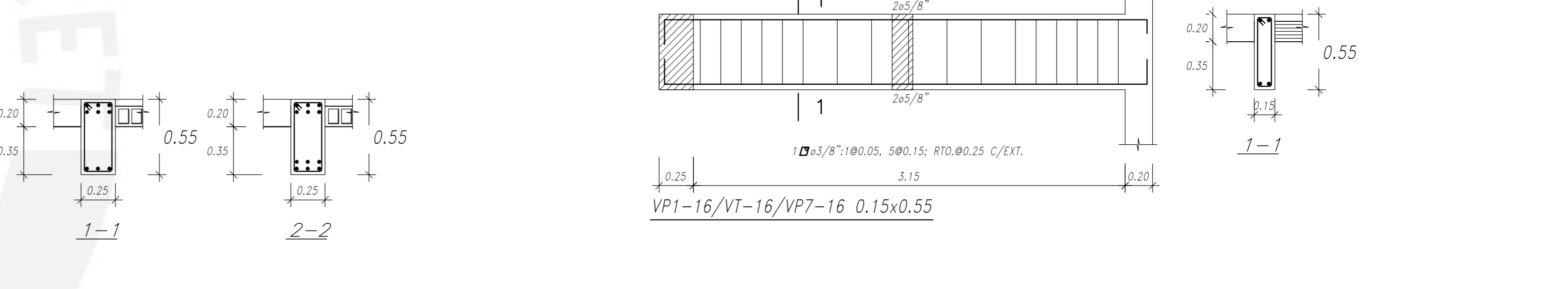
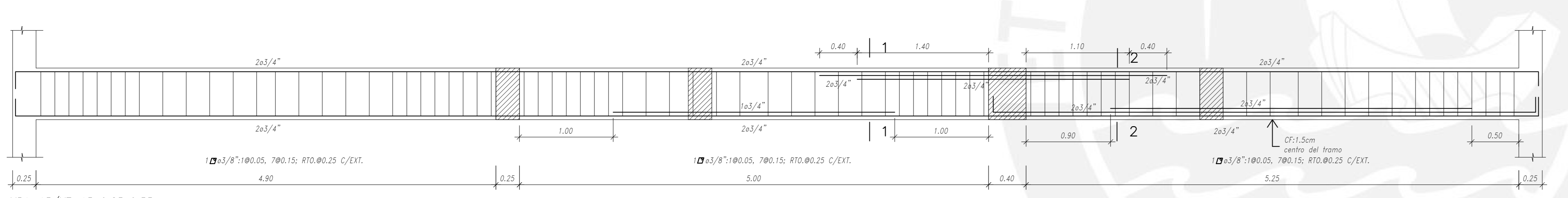
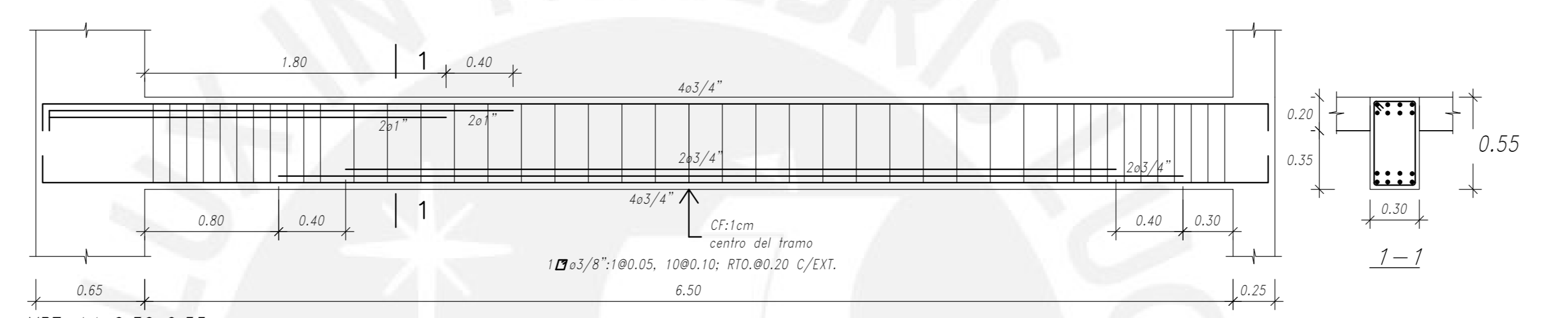
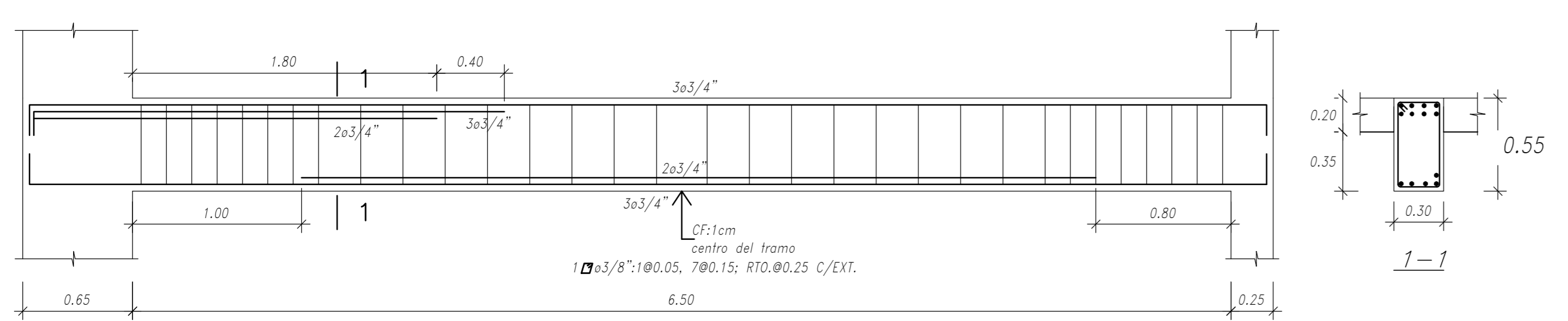
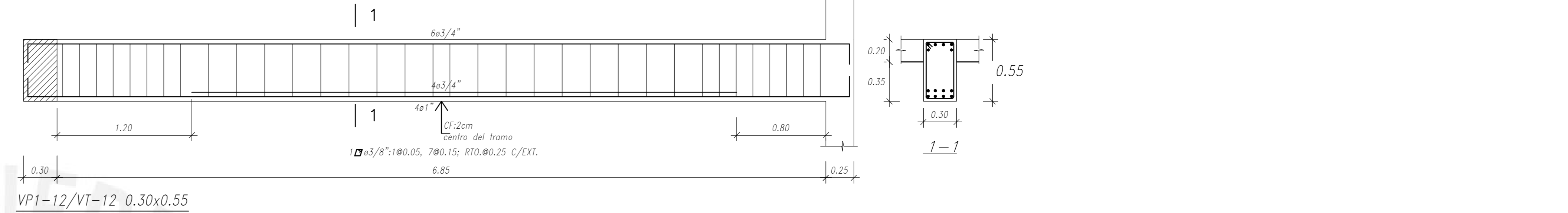
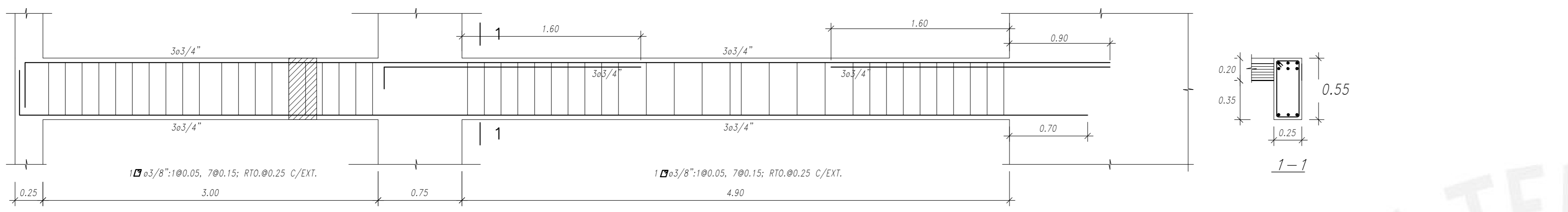
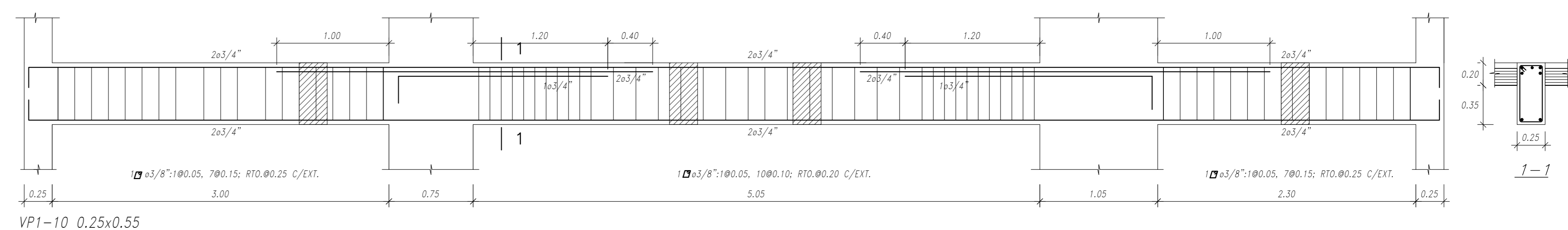
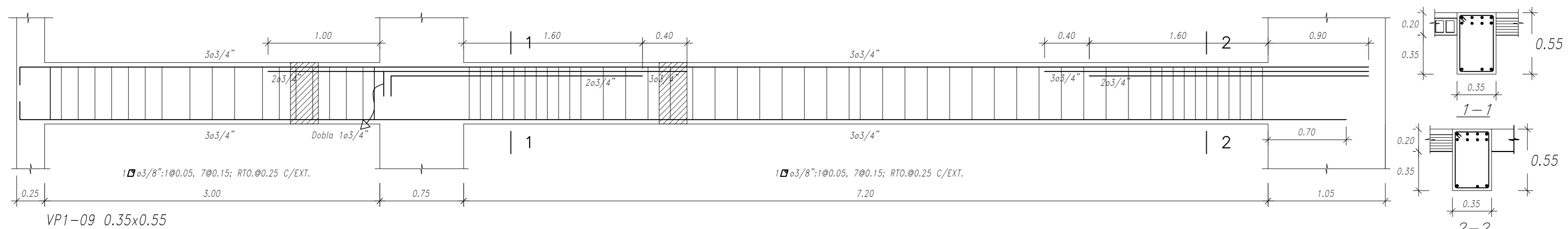
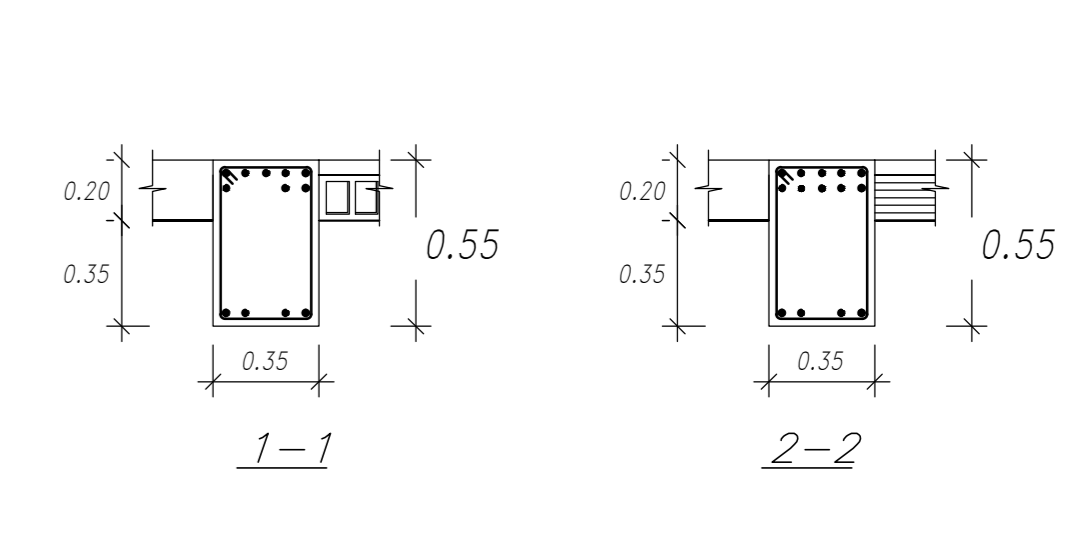
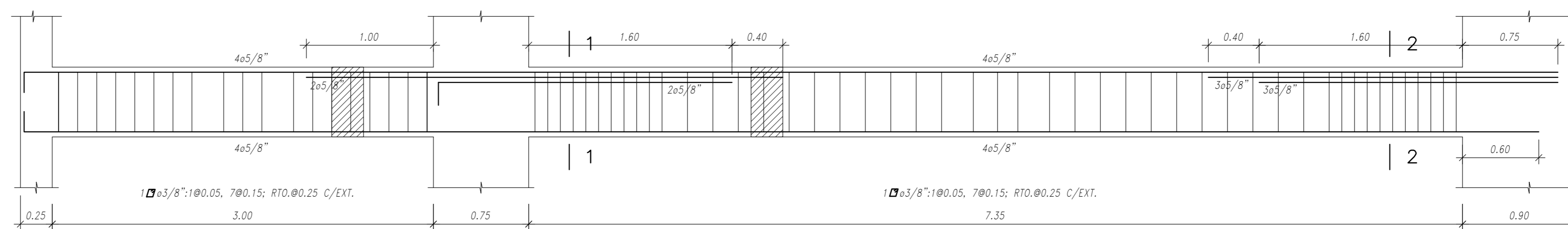
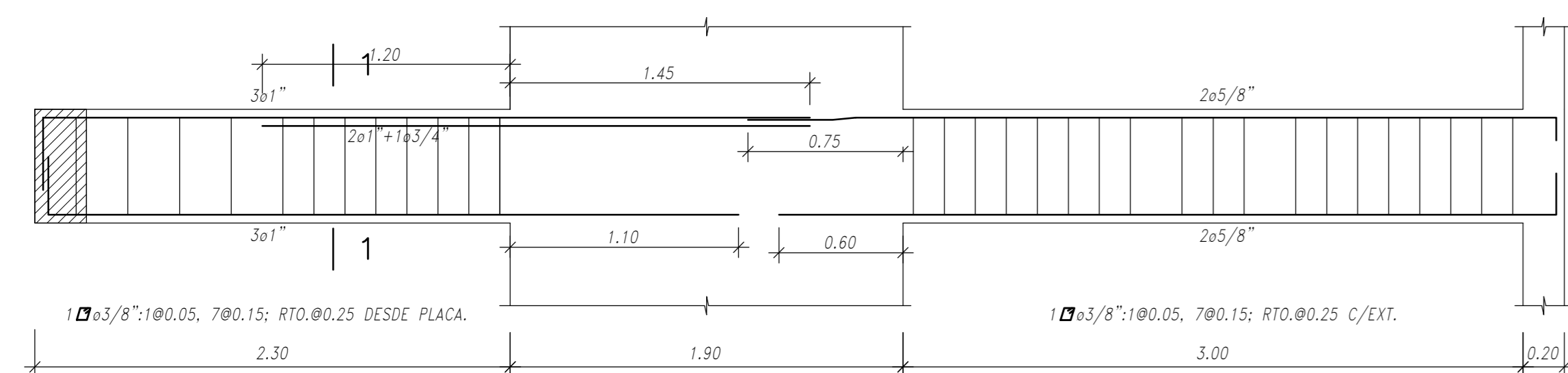
E-15	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



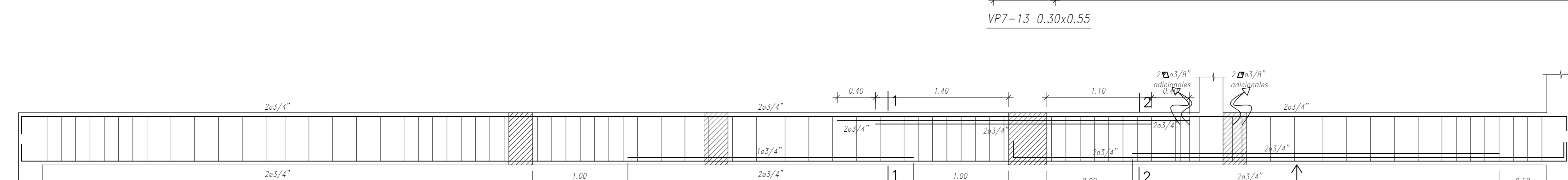
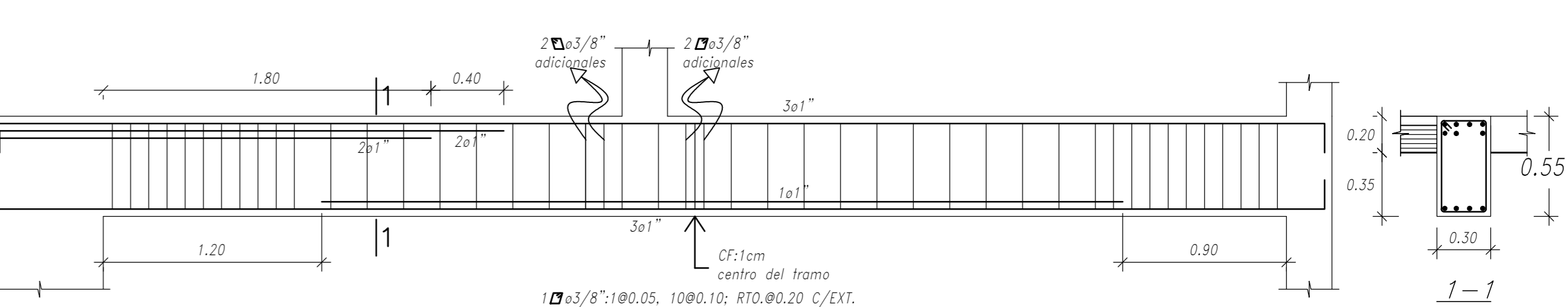
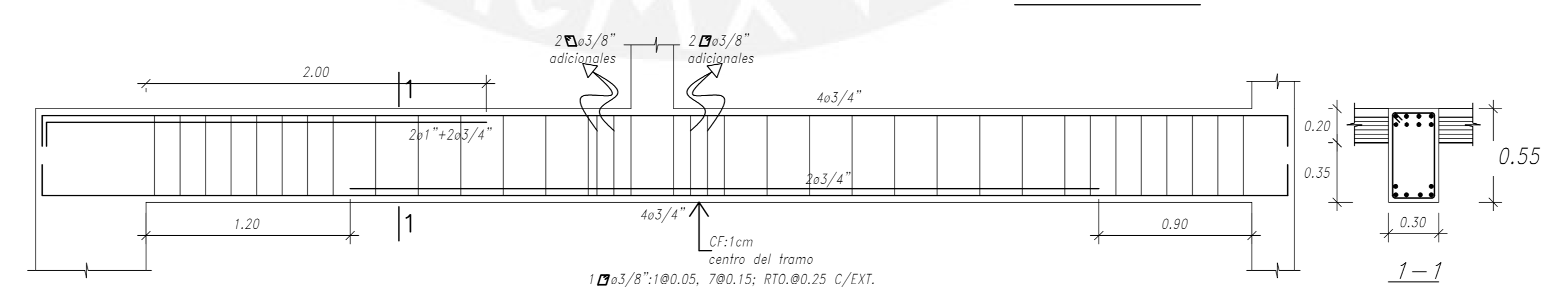
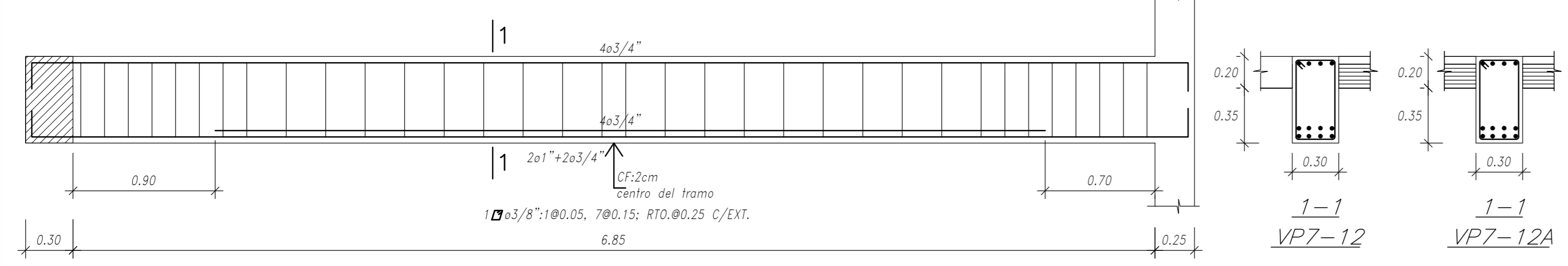
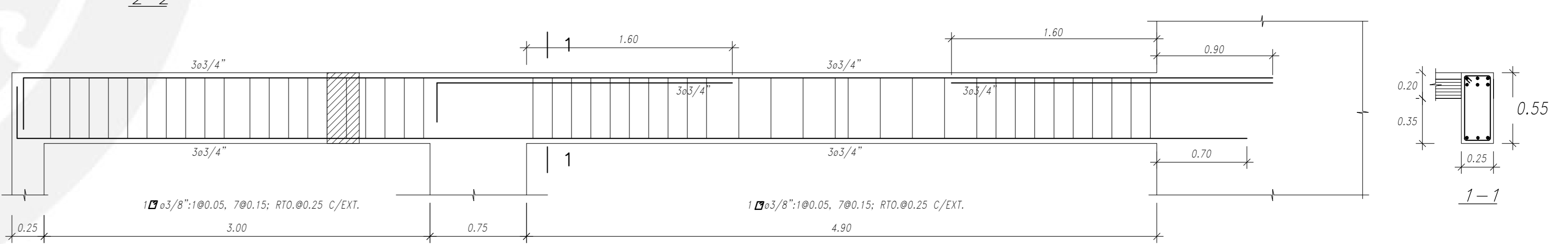
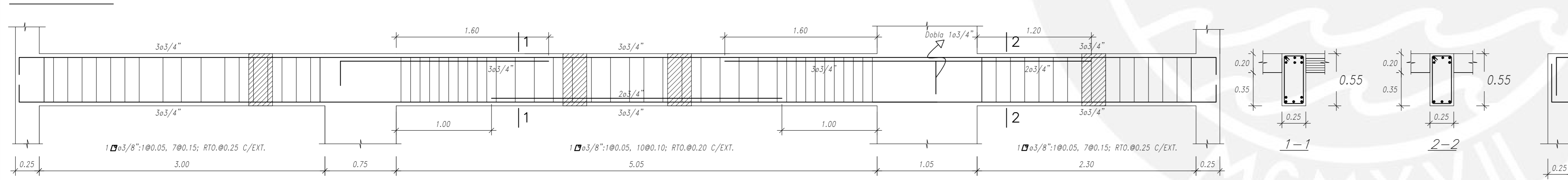
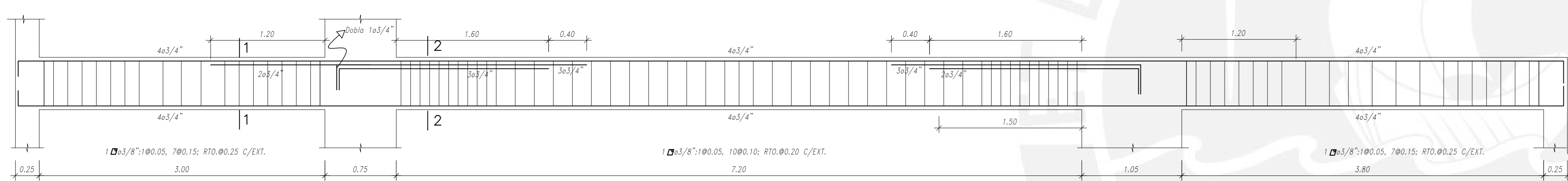
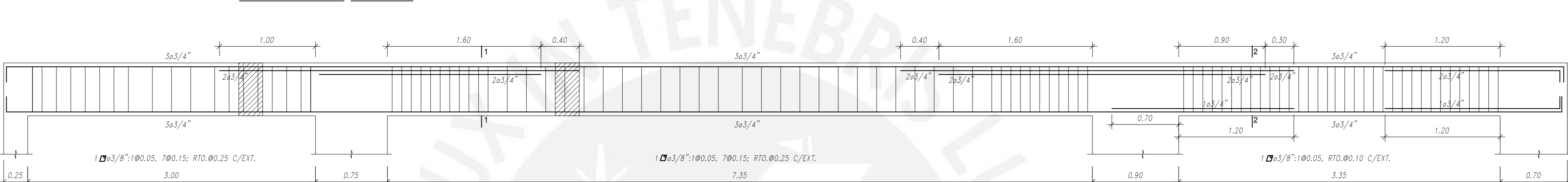
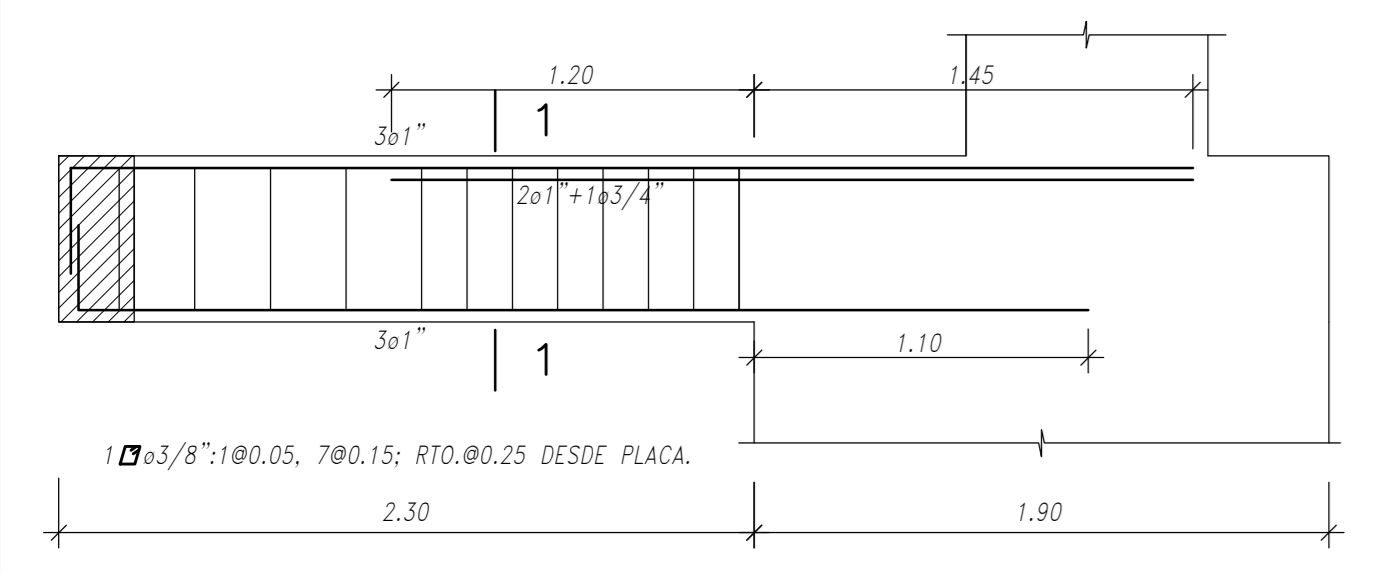
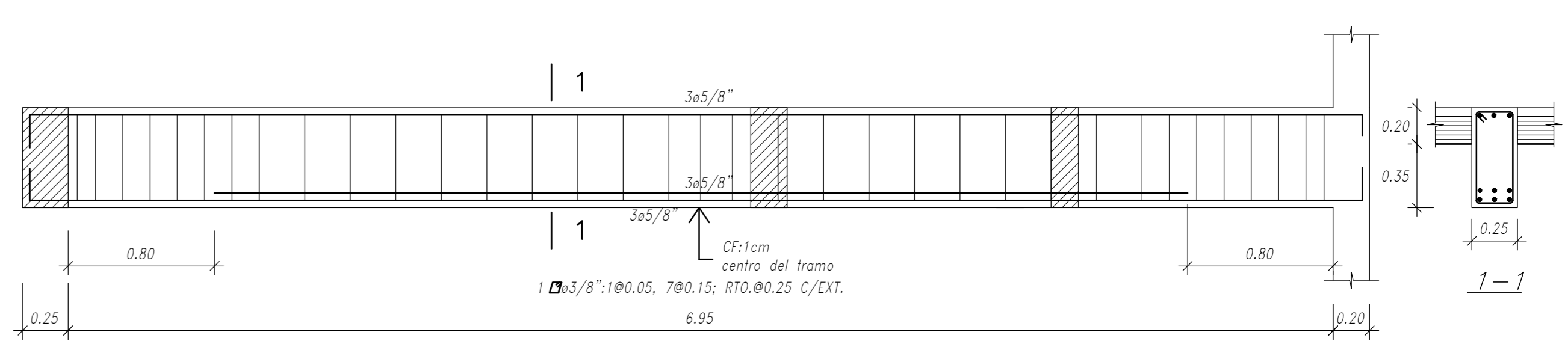
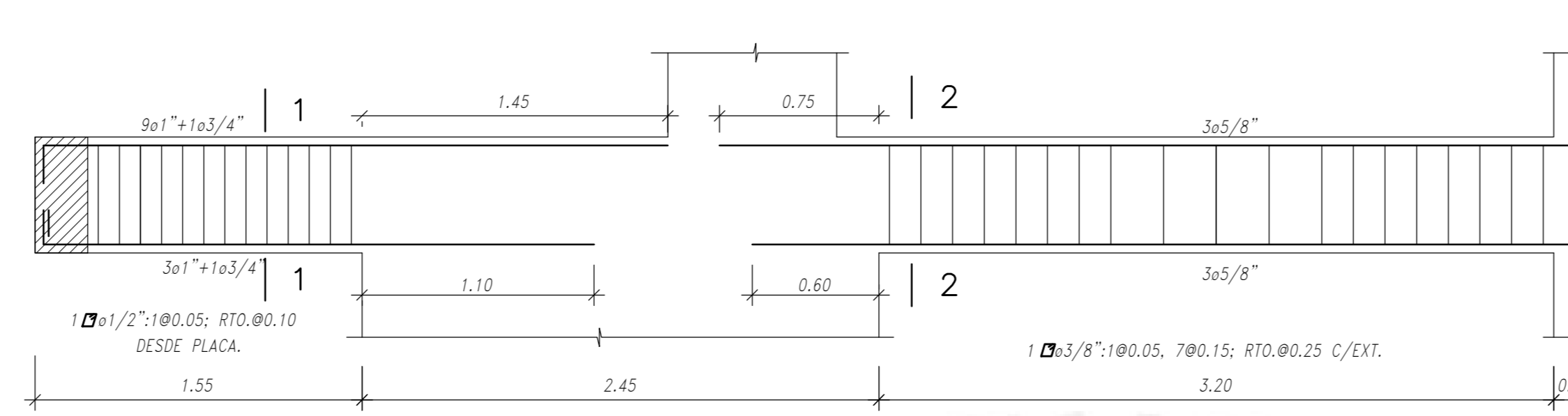
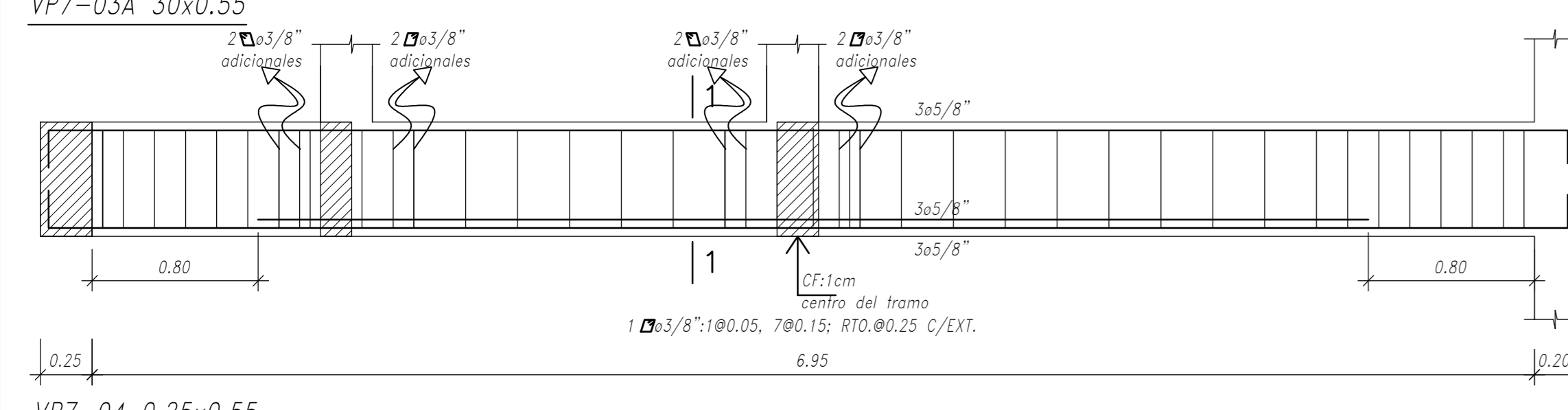
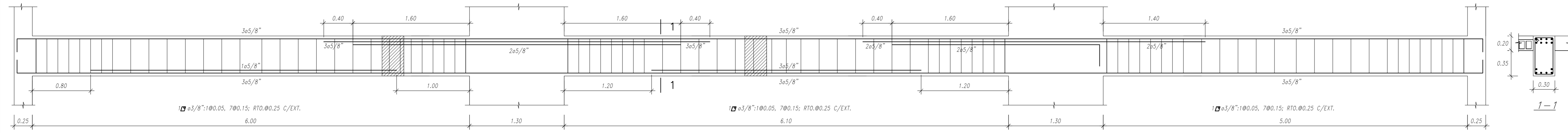
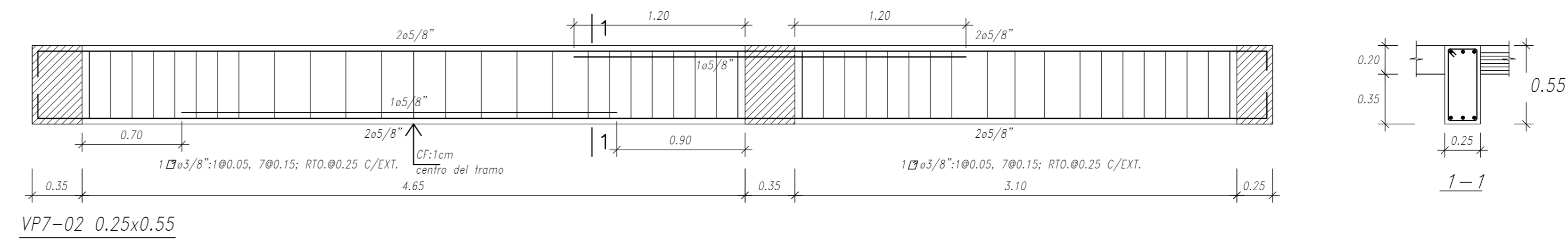
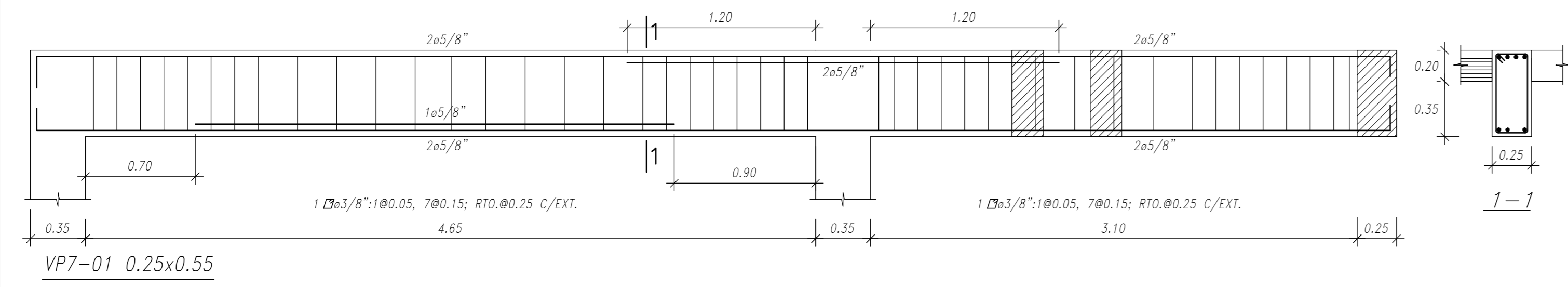
E-16	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



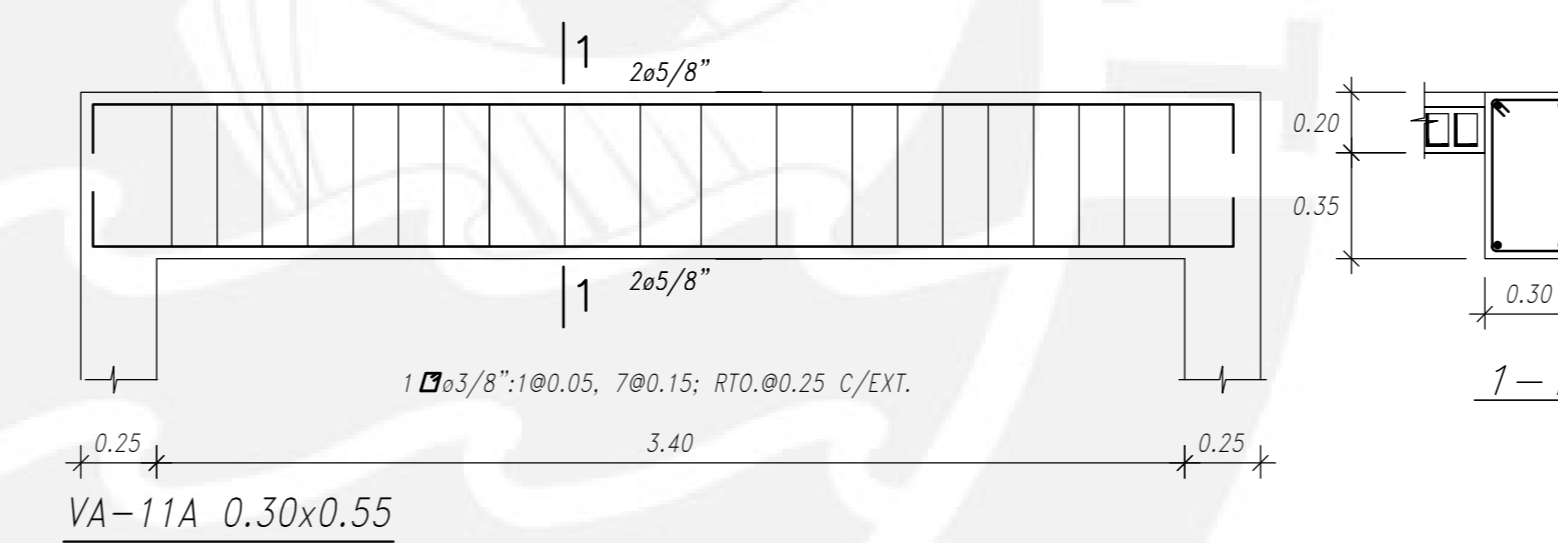
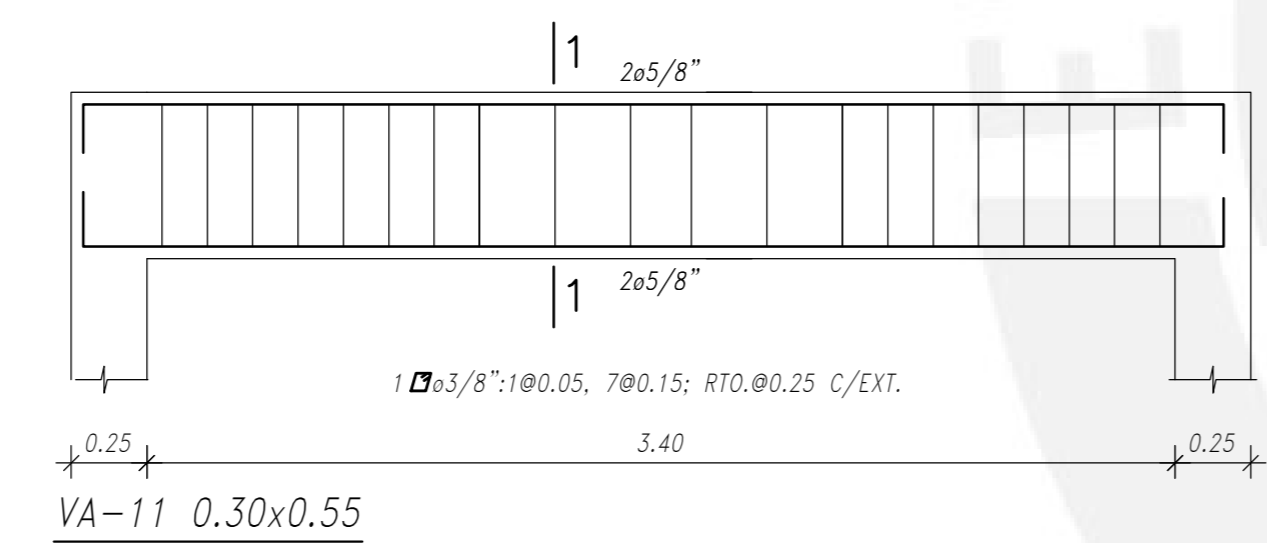
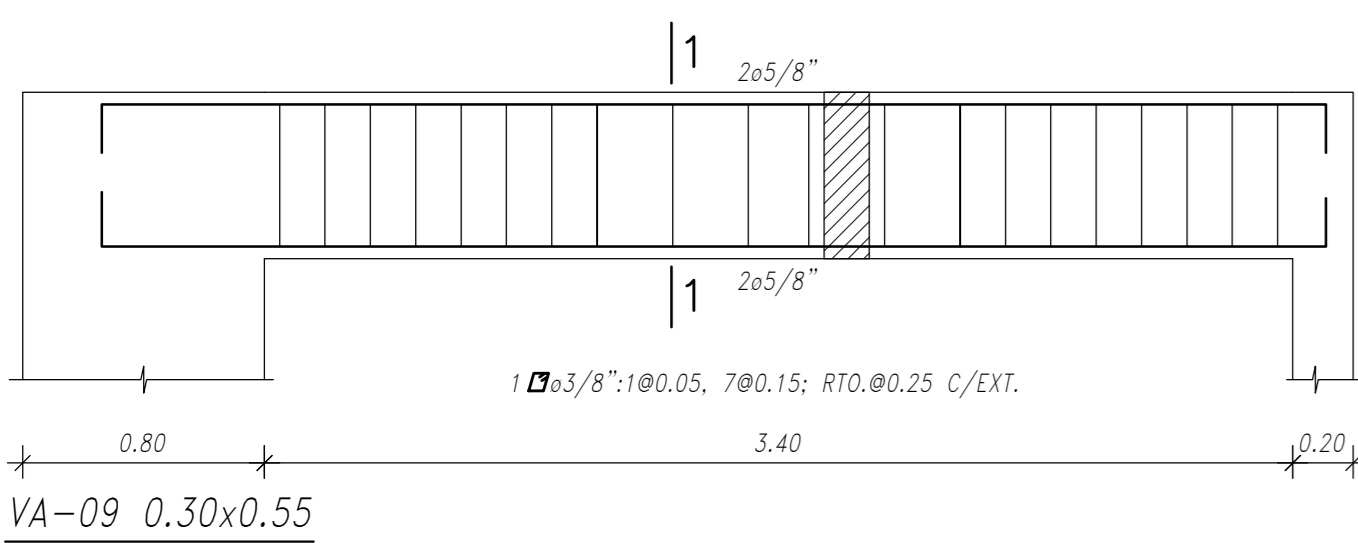
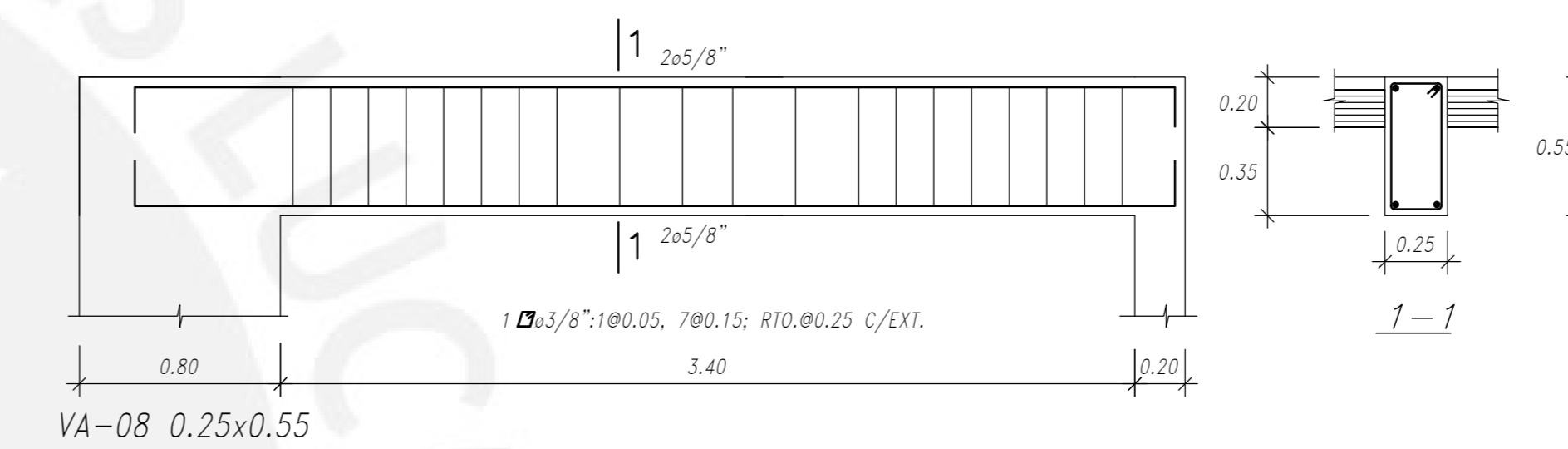
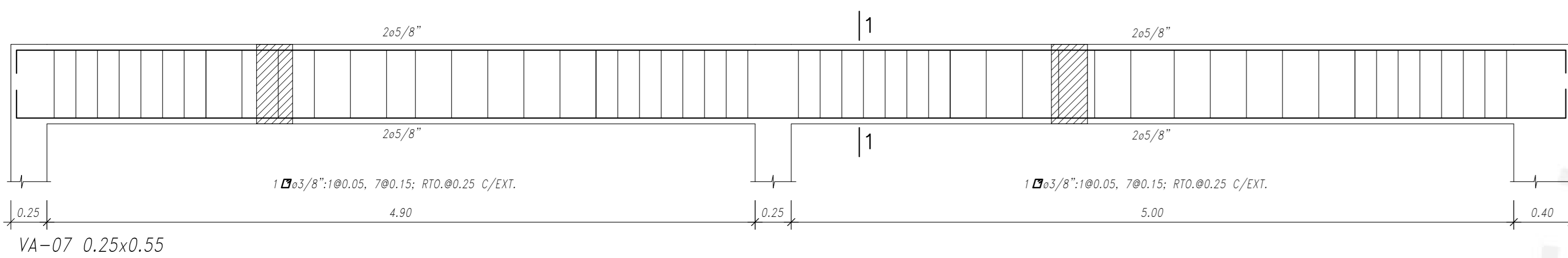
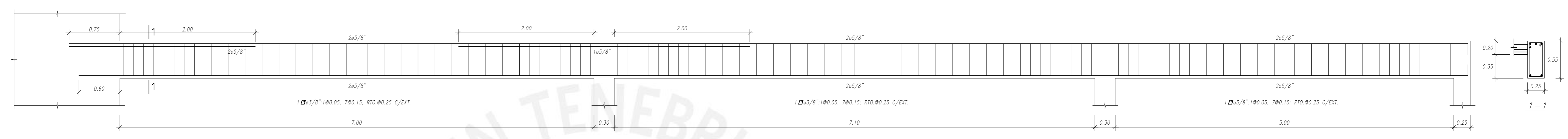
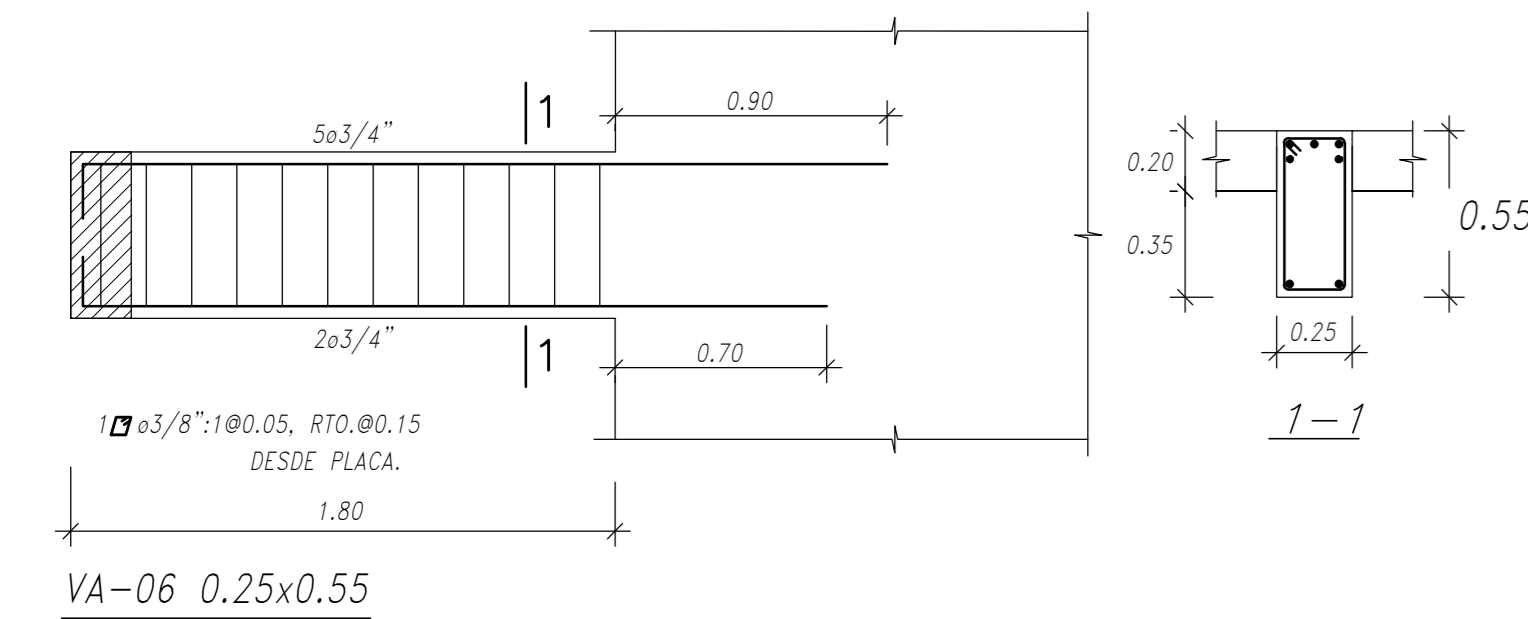
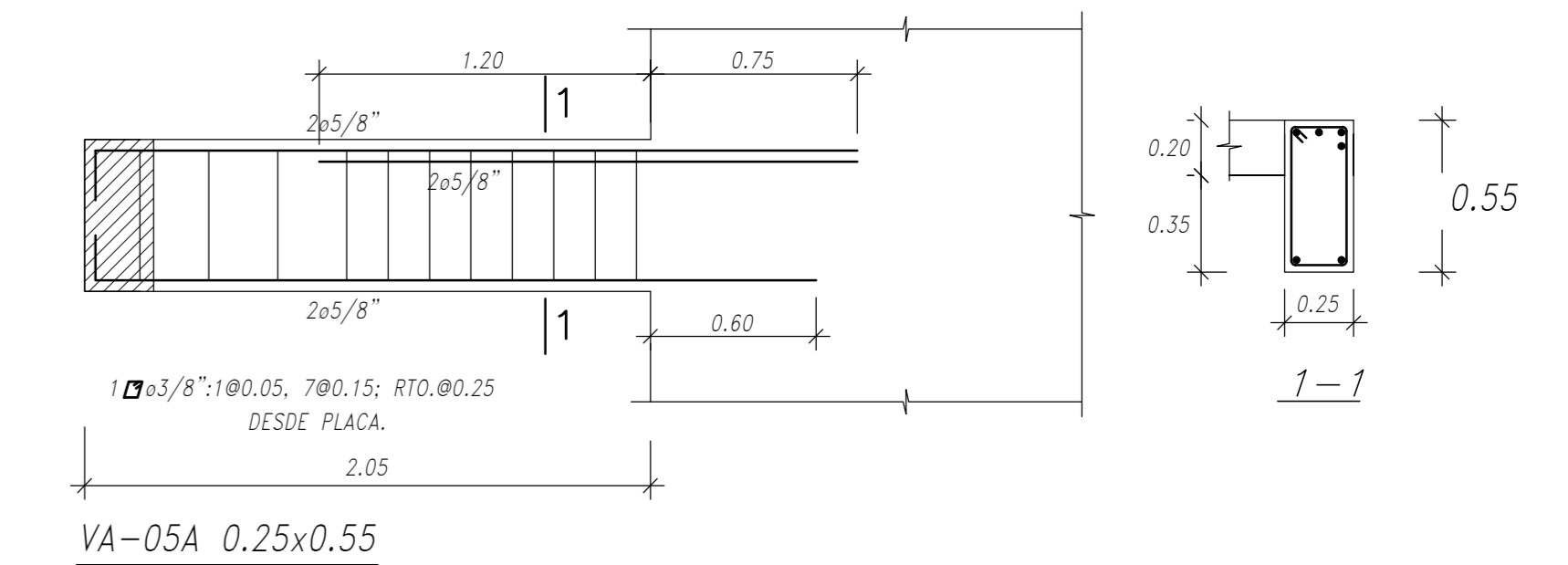
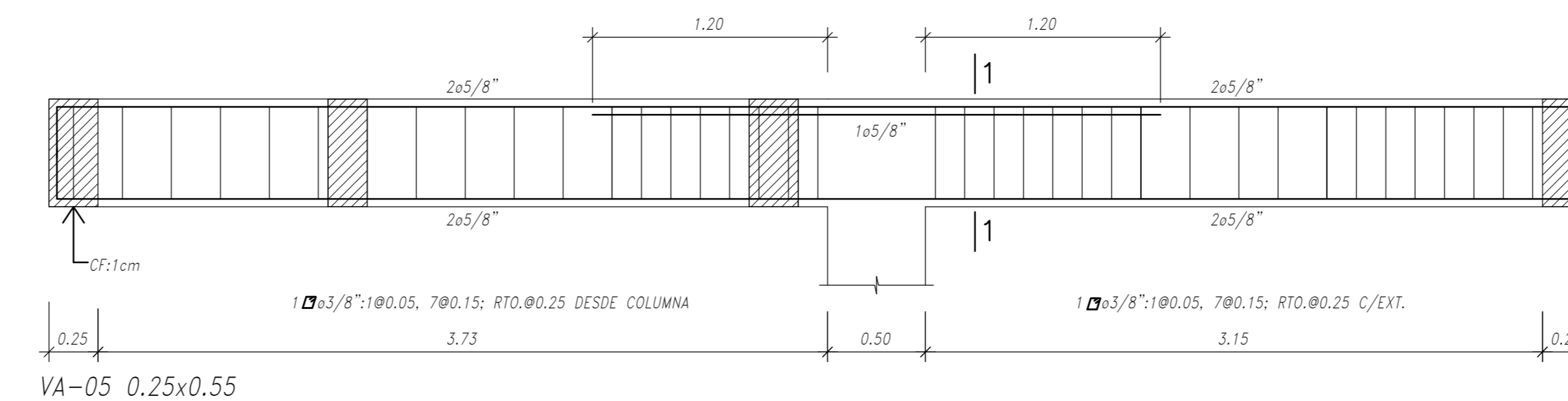
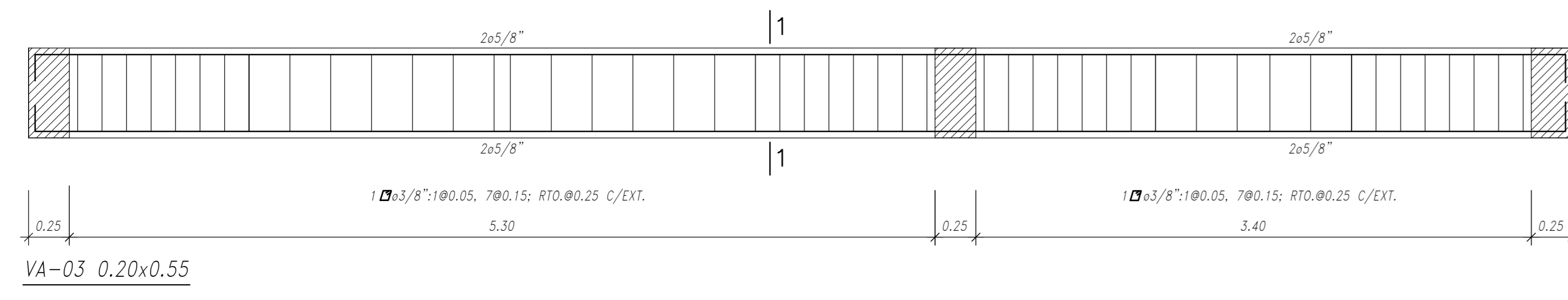
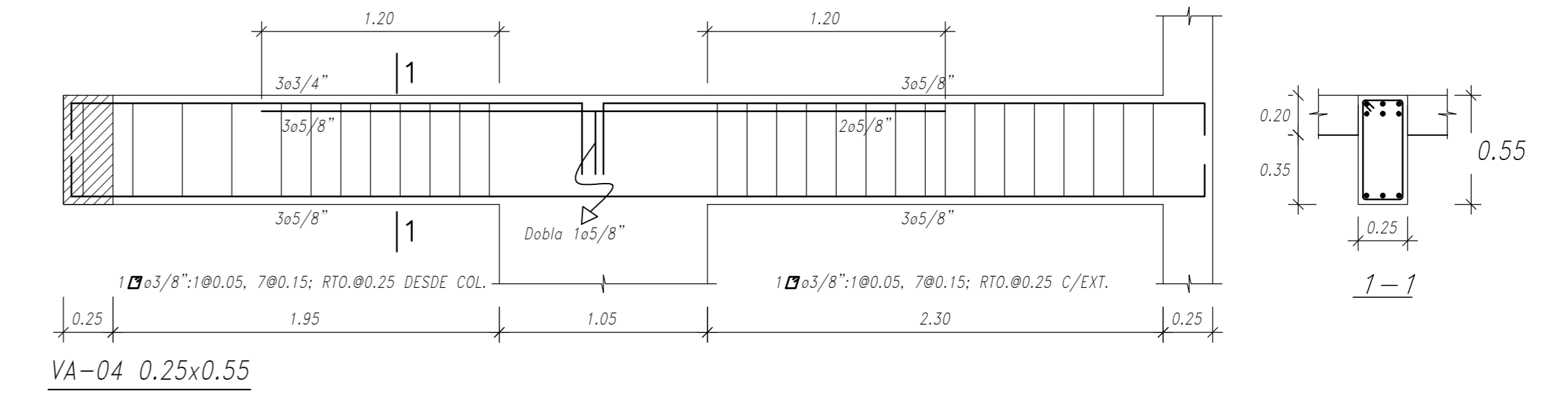
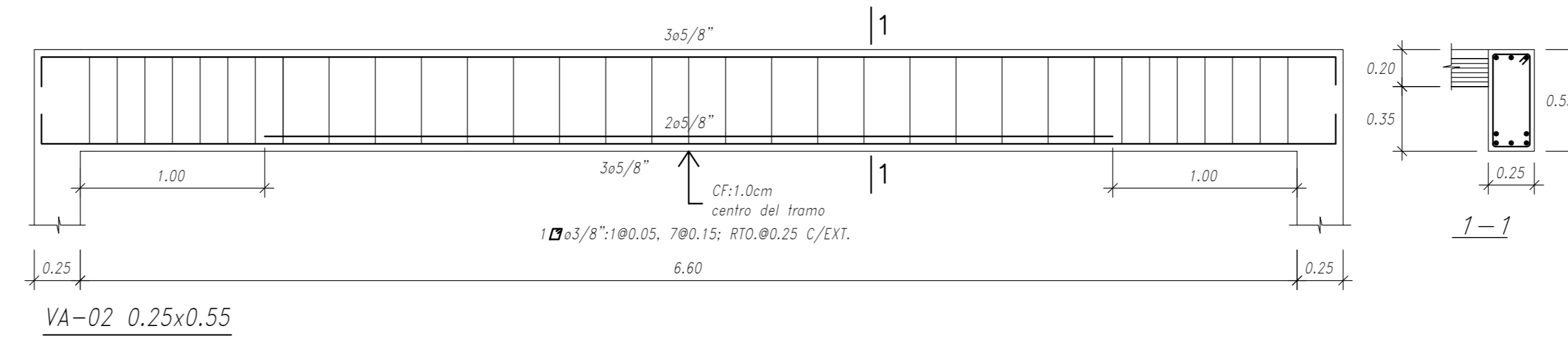
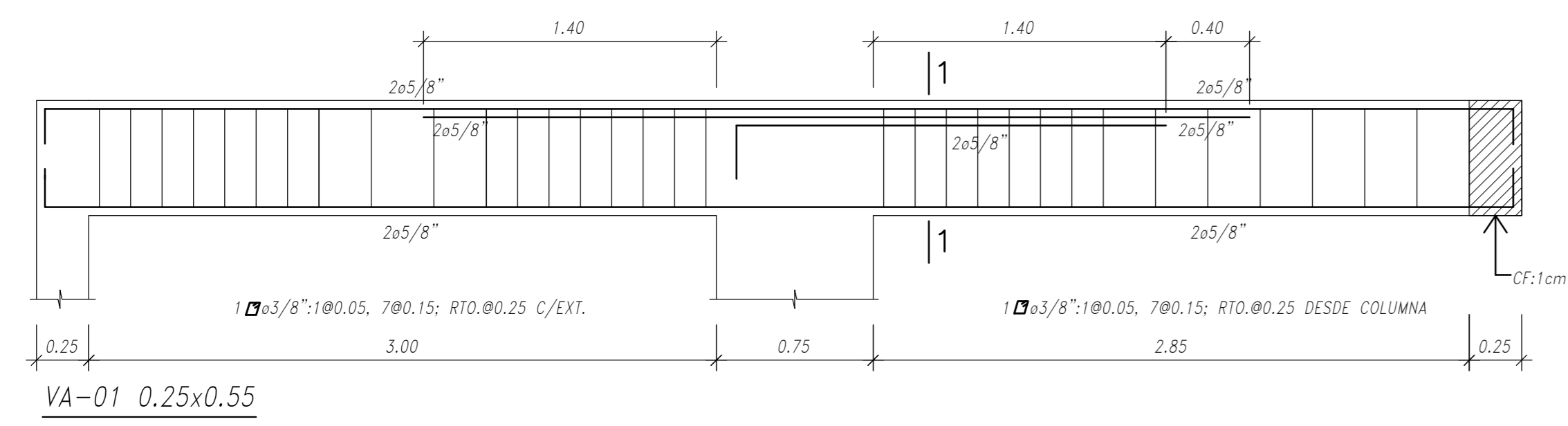
E-17	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



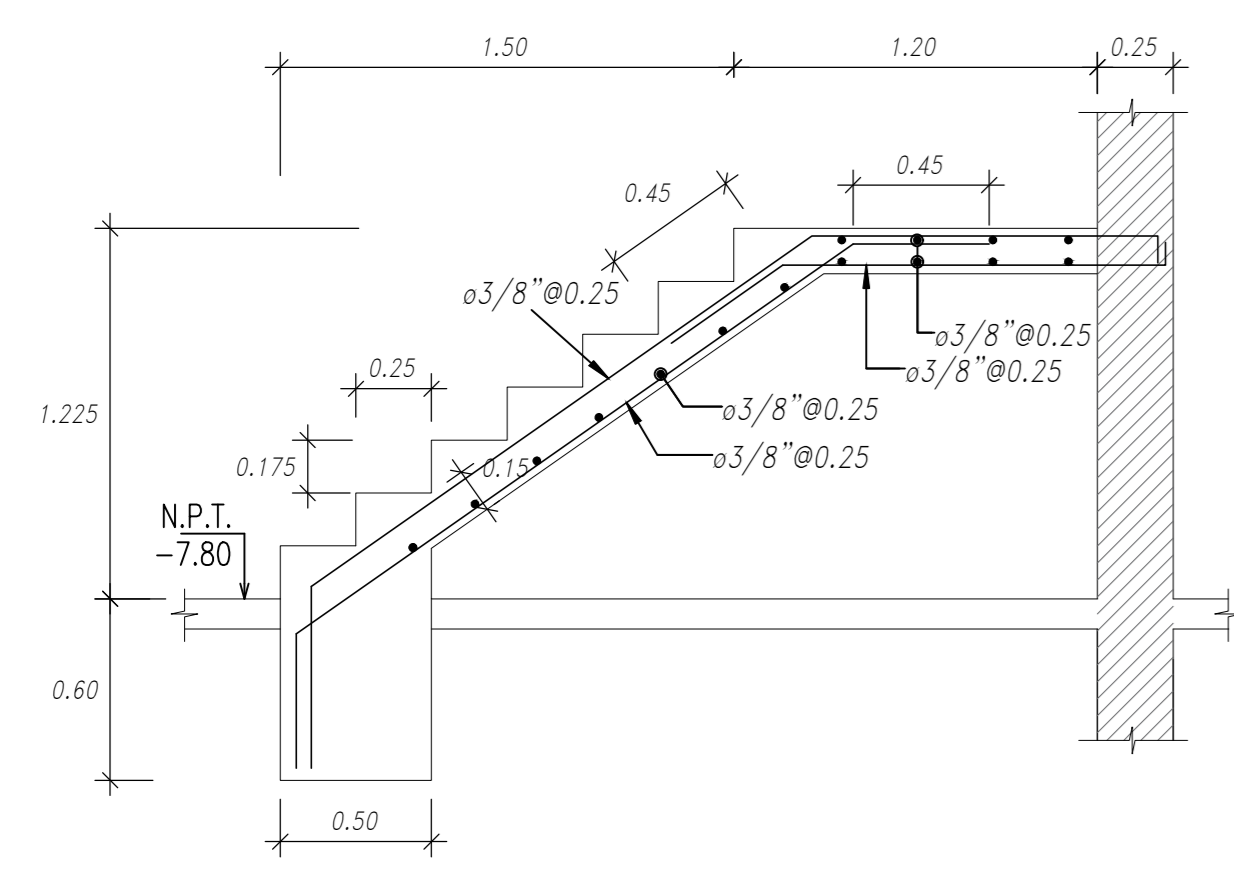
E-18	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



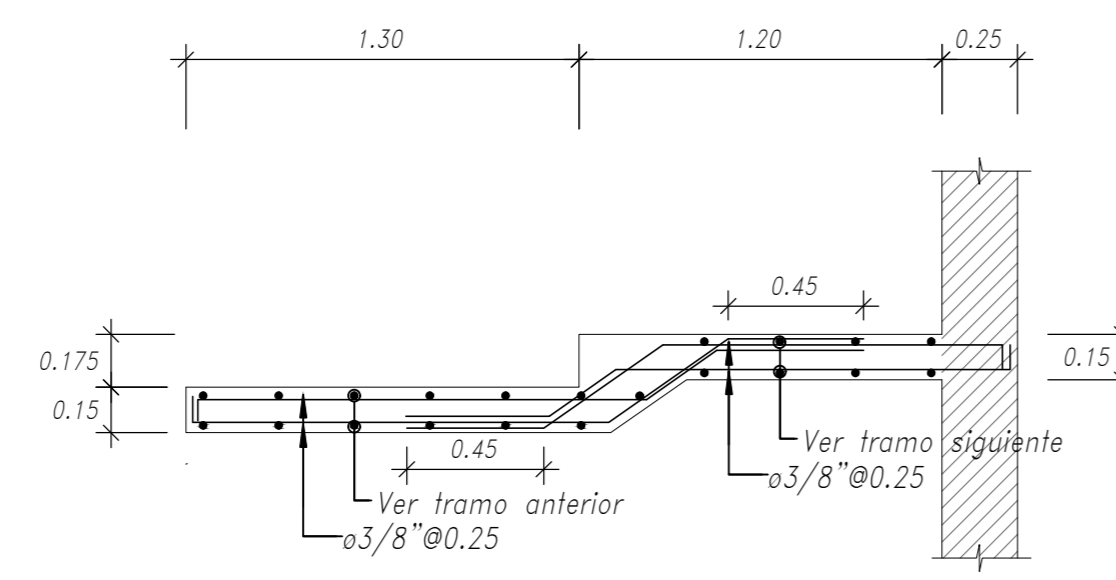
E-19	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



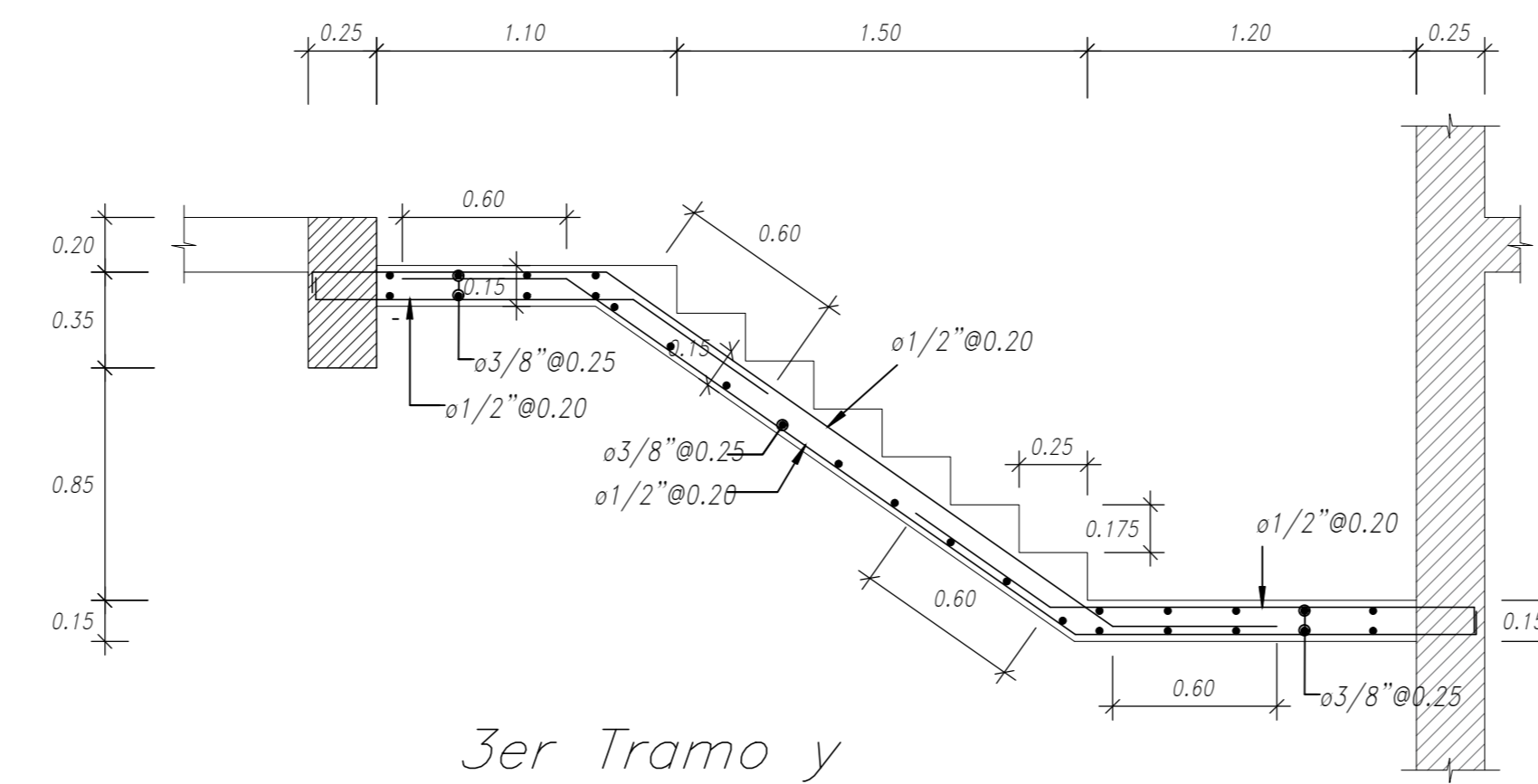
E-20	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesis: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Vigas	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: 1/25



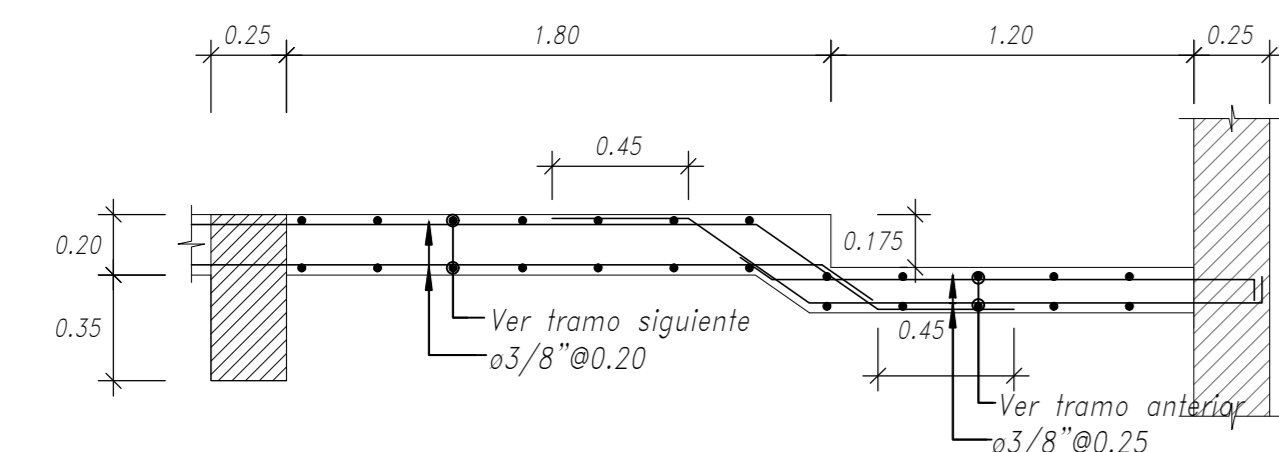
1er Tramo



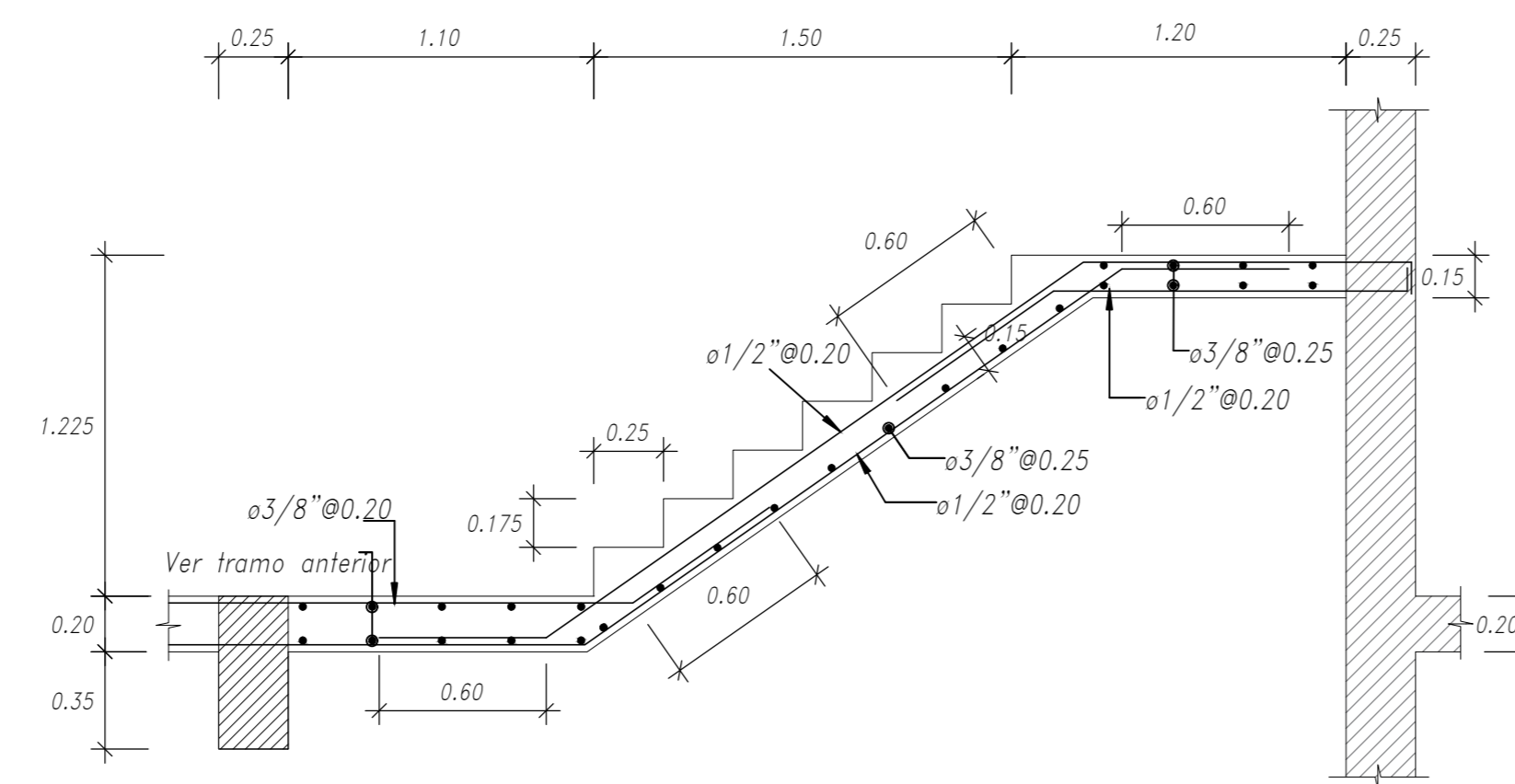
2do Tramo y
2do Tramo Típico



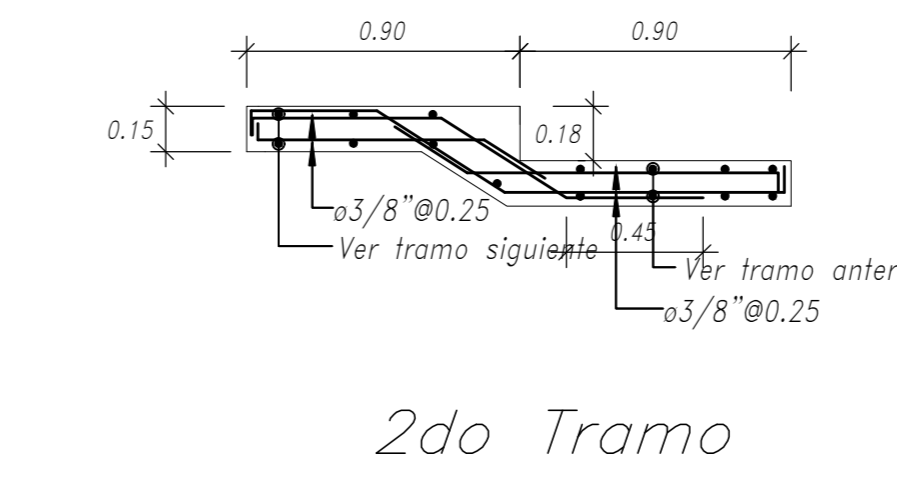
3er Tramo y
3er Tramo Típico



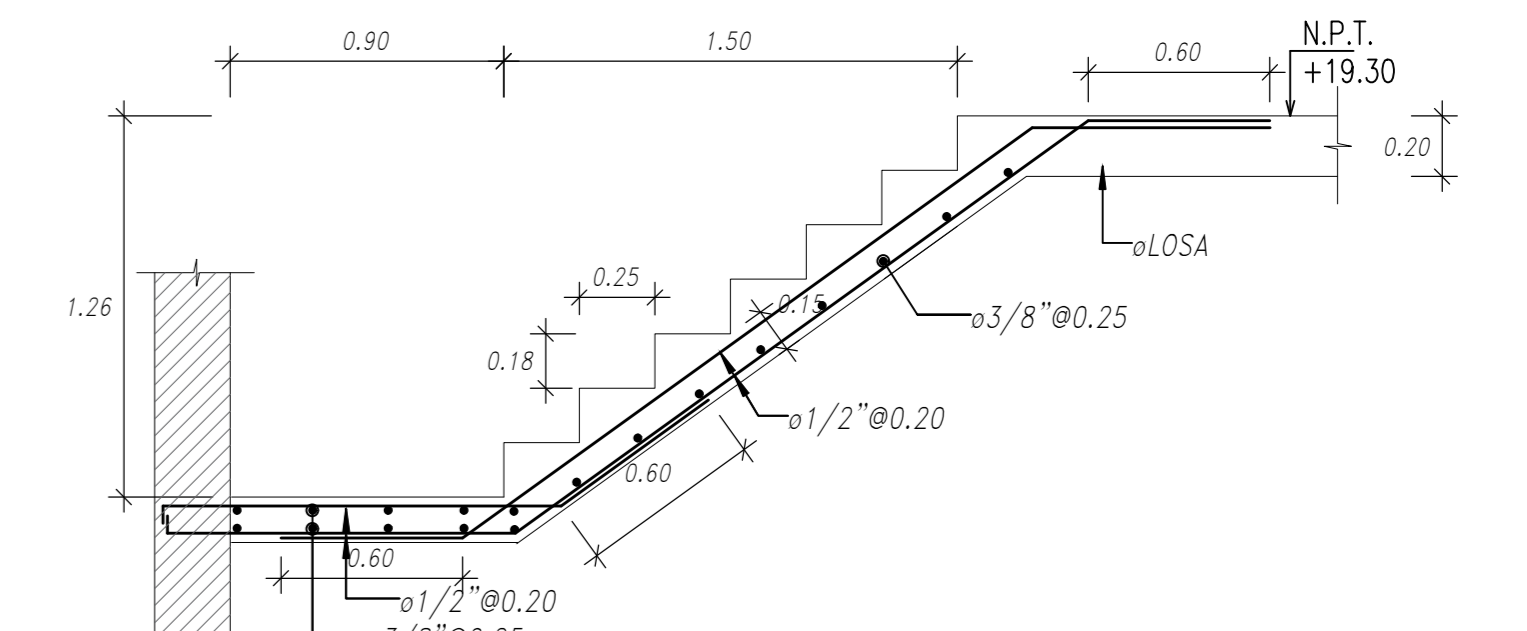
4to Tramo y
4to Tramo Típico



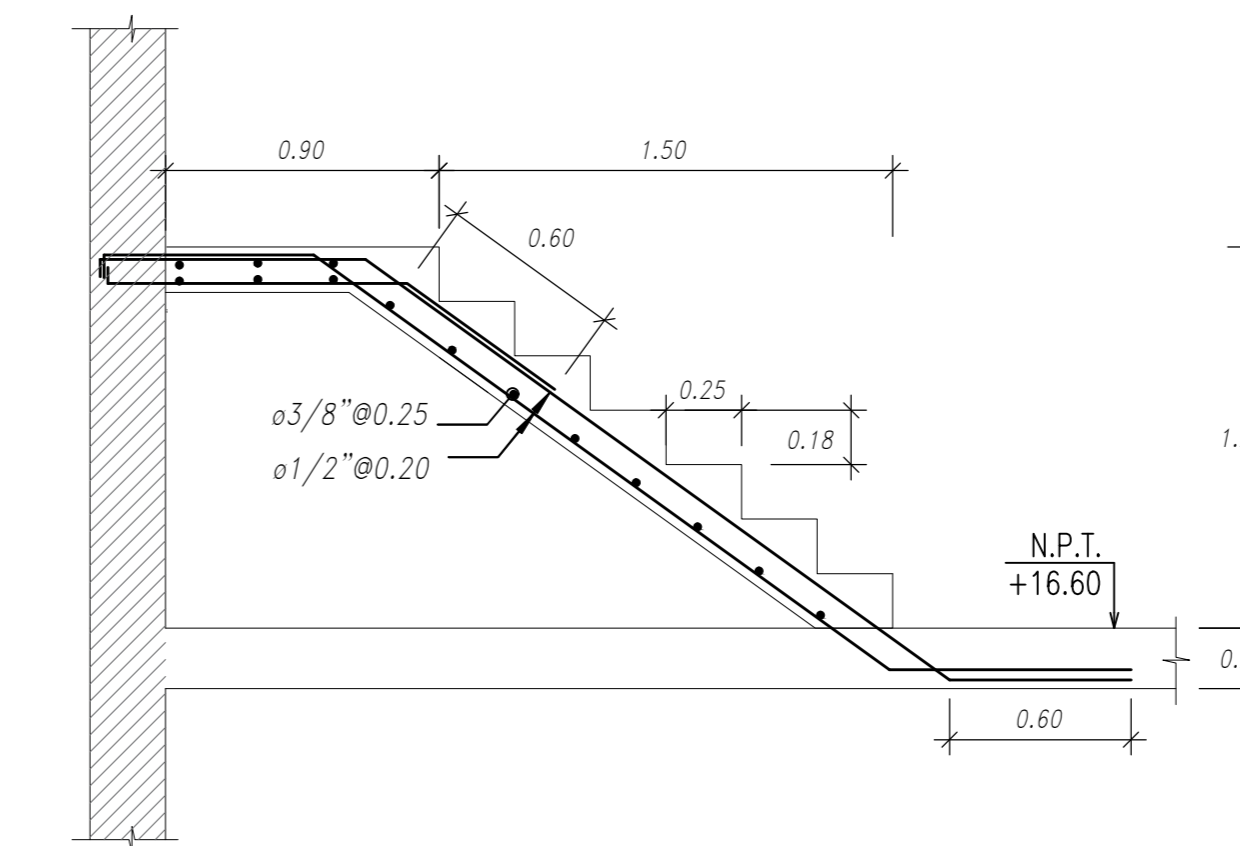
1er Tramo Típico



2do Tramo



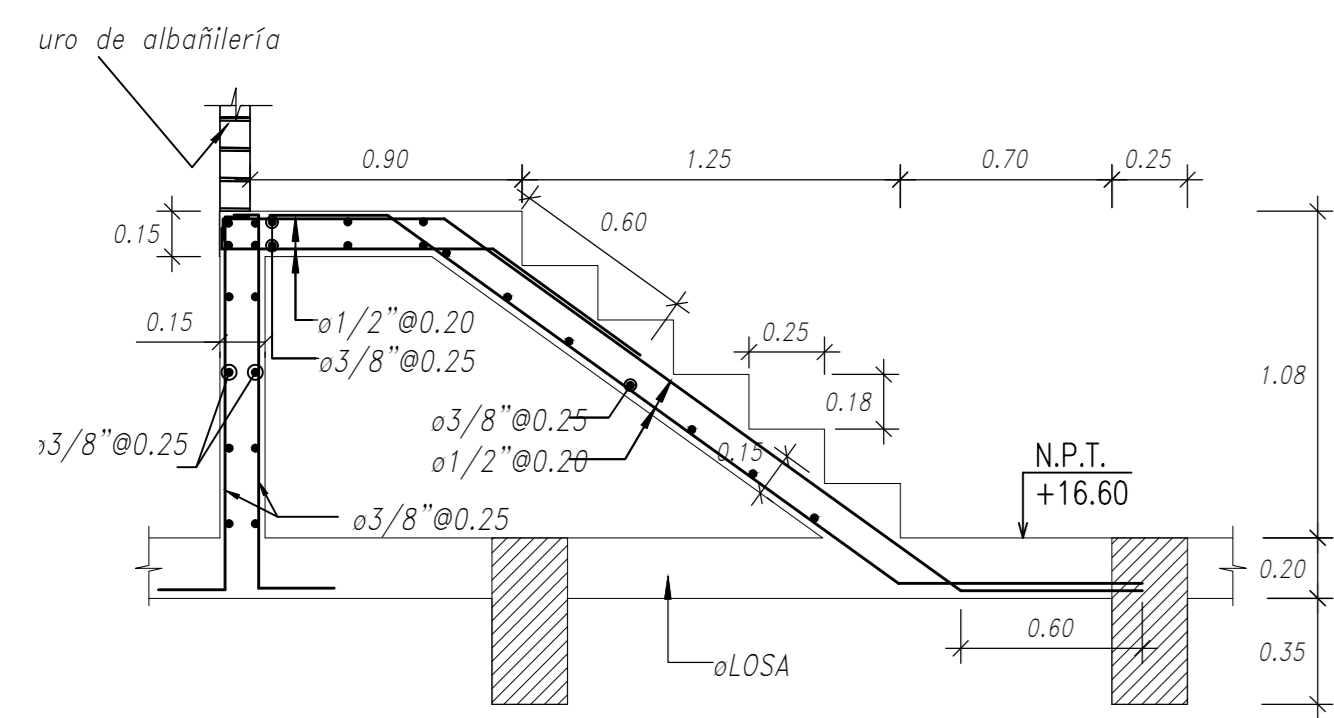
3er Tramo



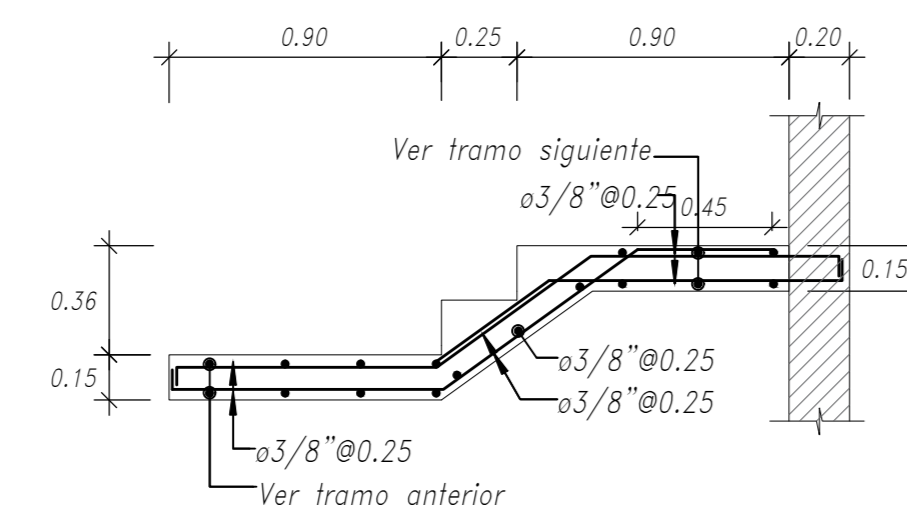
1er Tramo

Escalera duplex 1

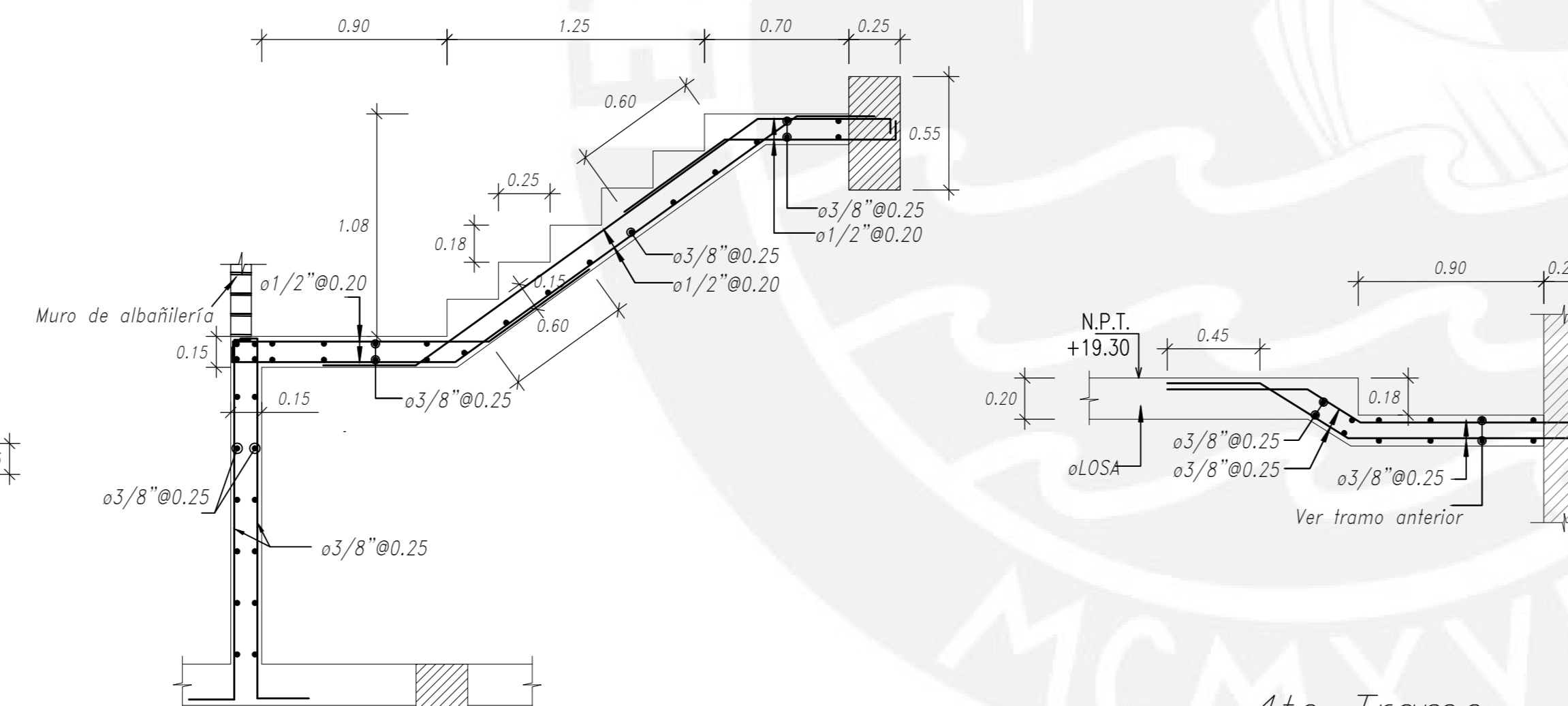
Escalera principal



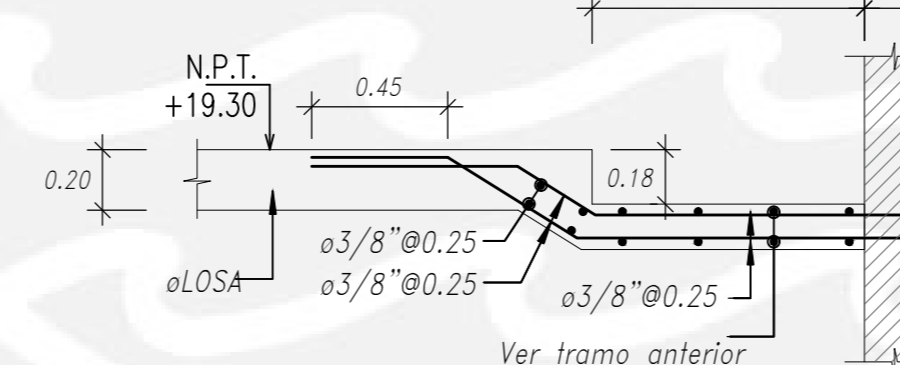
1er Tramo



2do Tramo

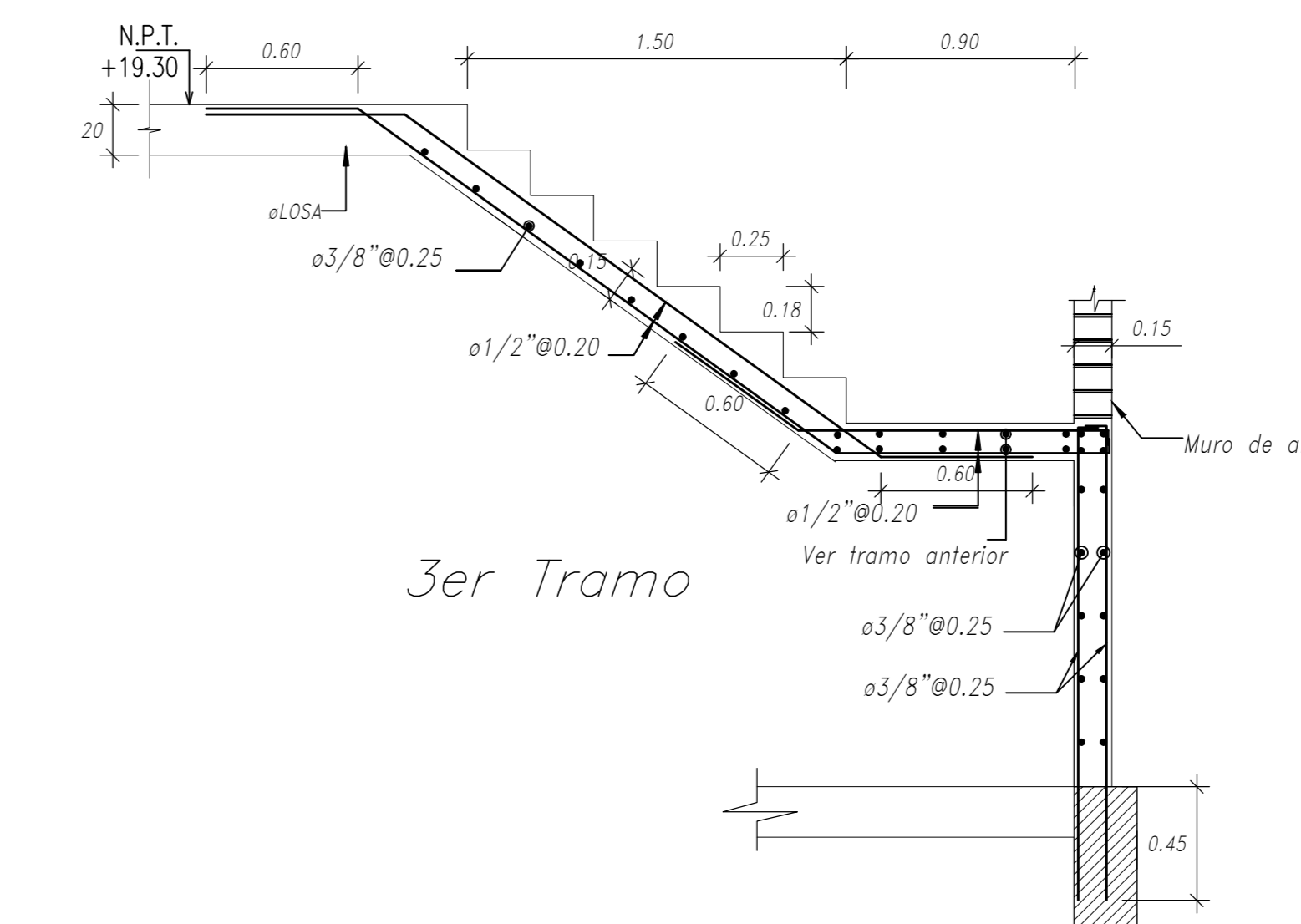


3er Tramo

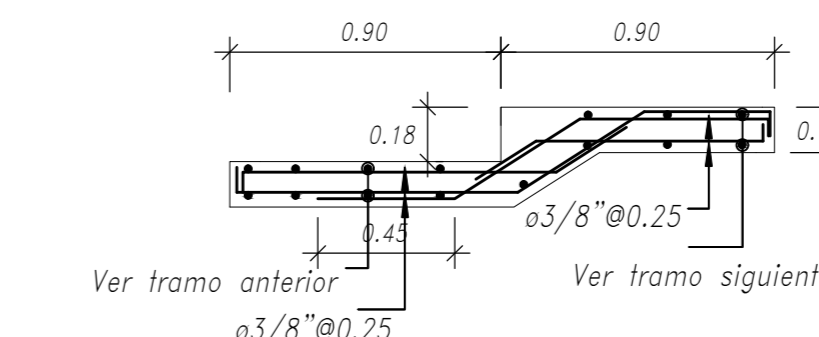


4to Tramo

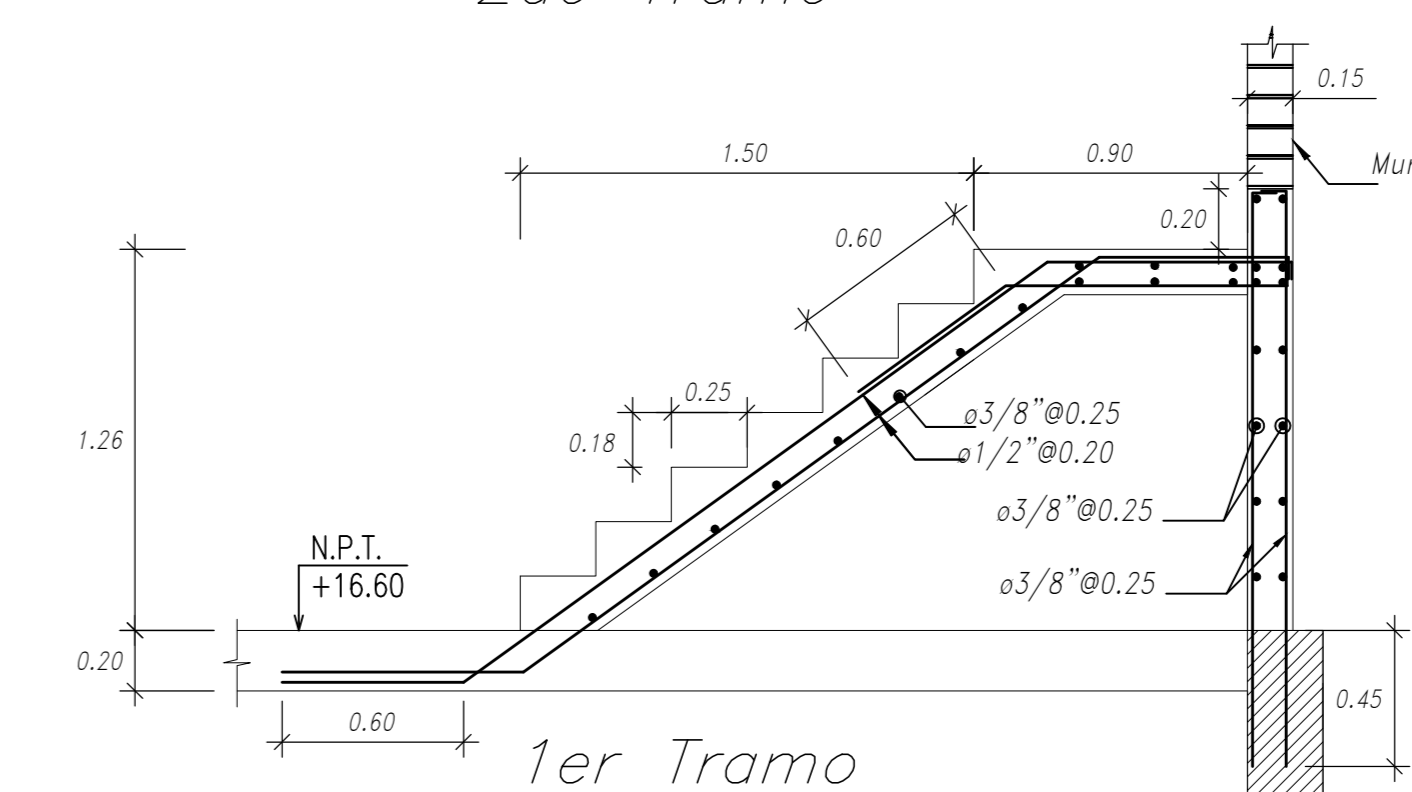
Escalera duplex 3



3er Tramo

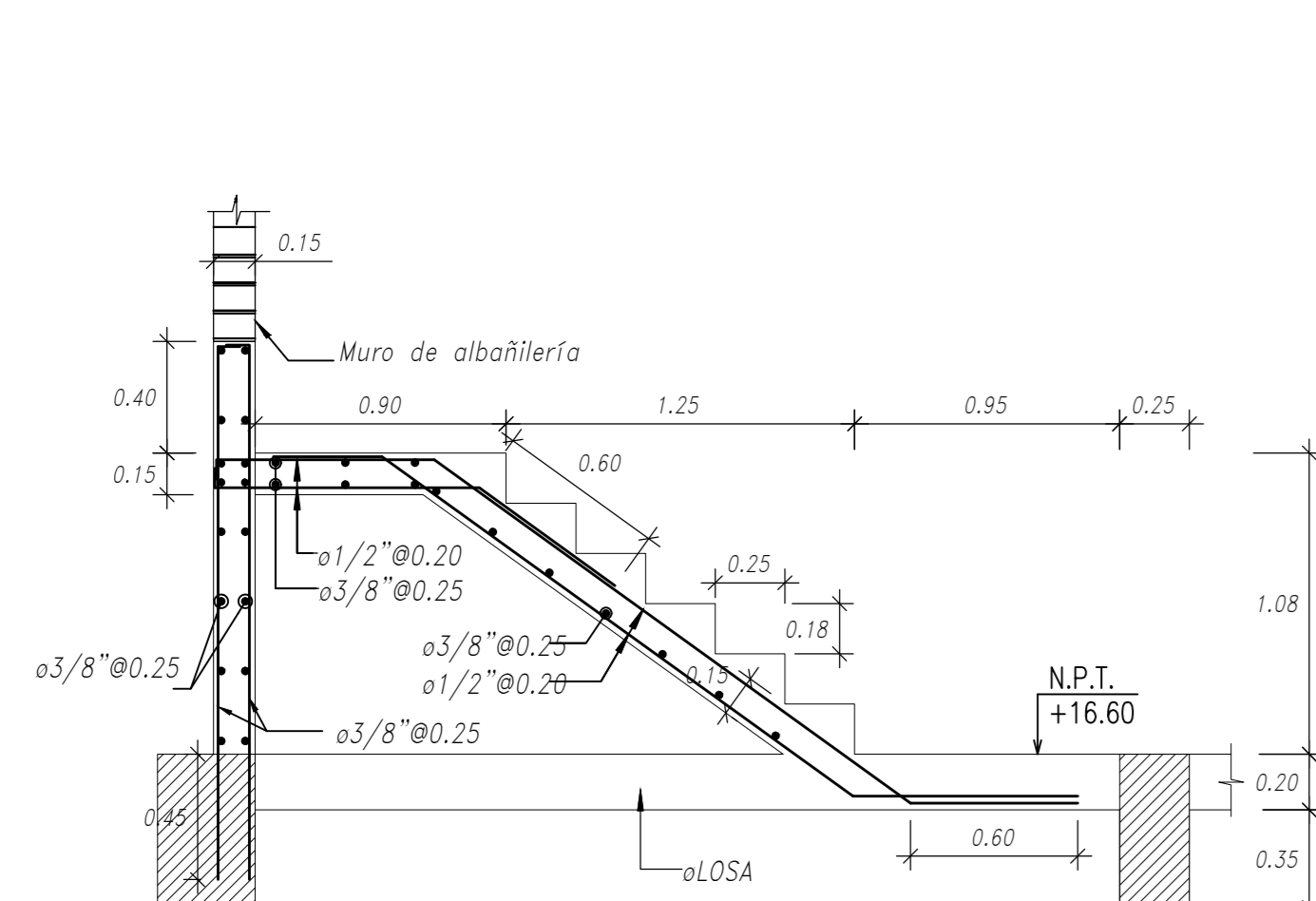


2do Tramo

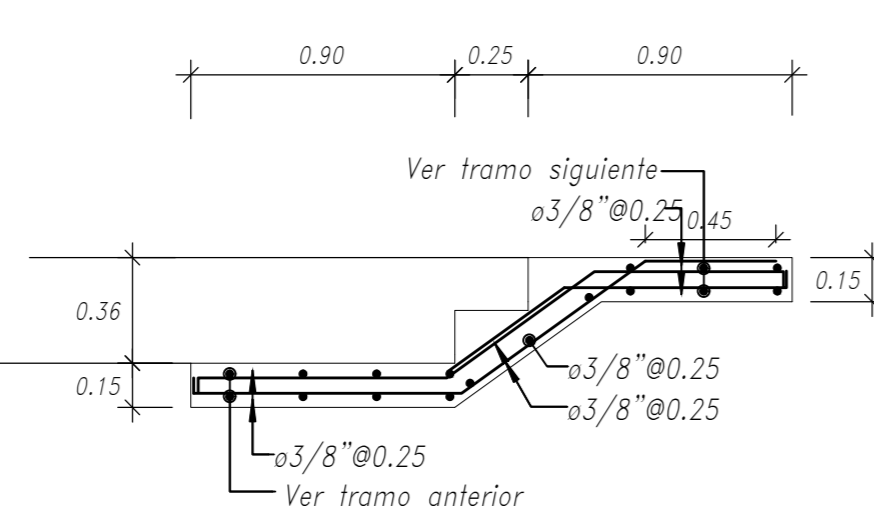


1er Tramo

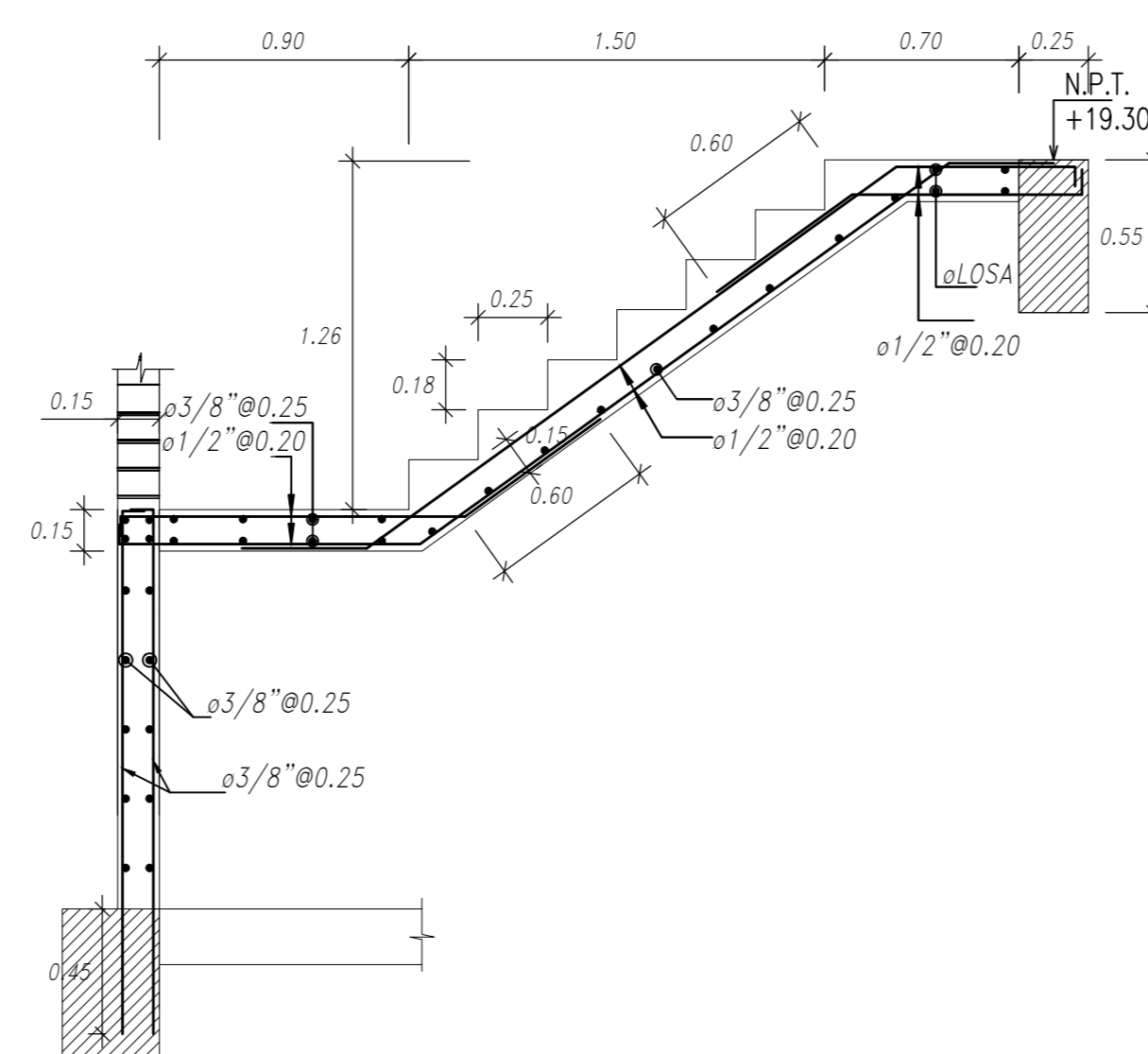
Escalera duplex



1er Tramo



2do Tramo



3er Tramo

Escalera duplex 4

E-21

Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María

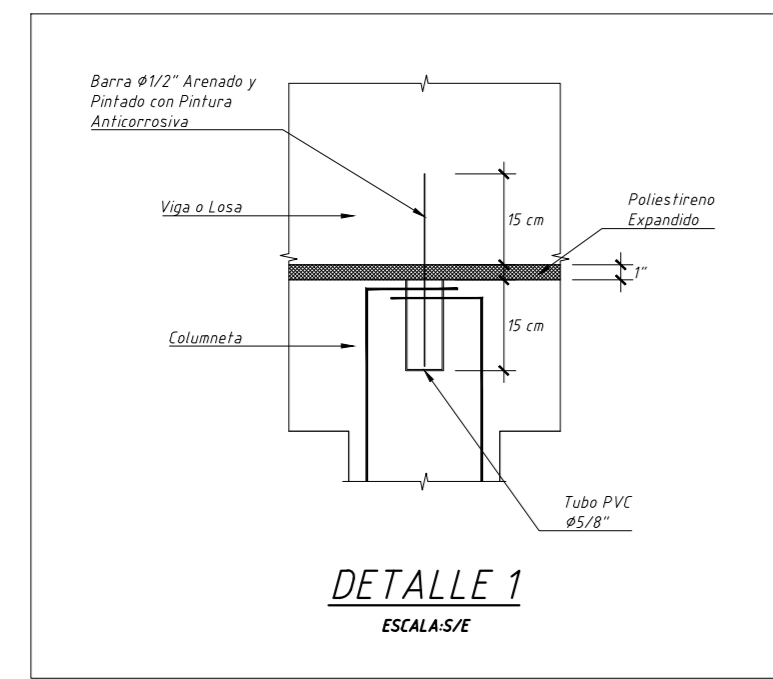
Tesista: Yessenia Mamani Villalobos

Plano: Escaleras

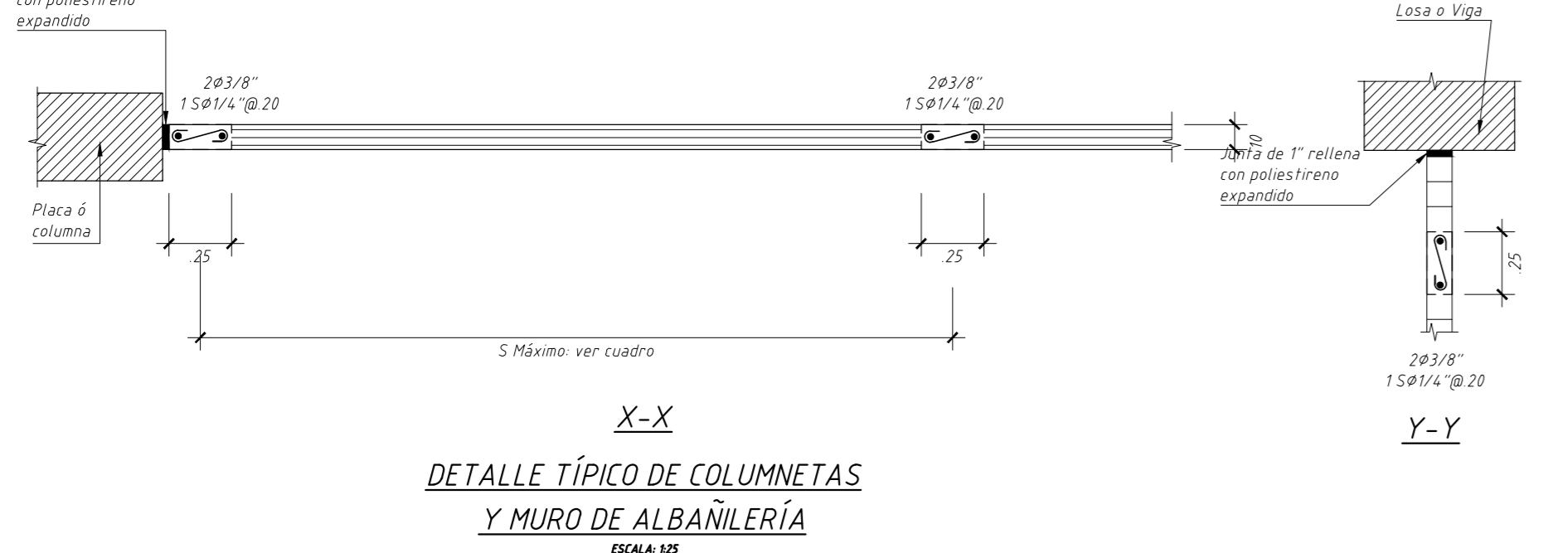
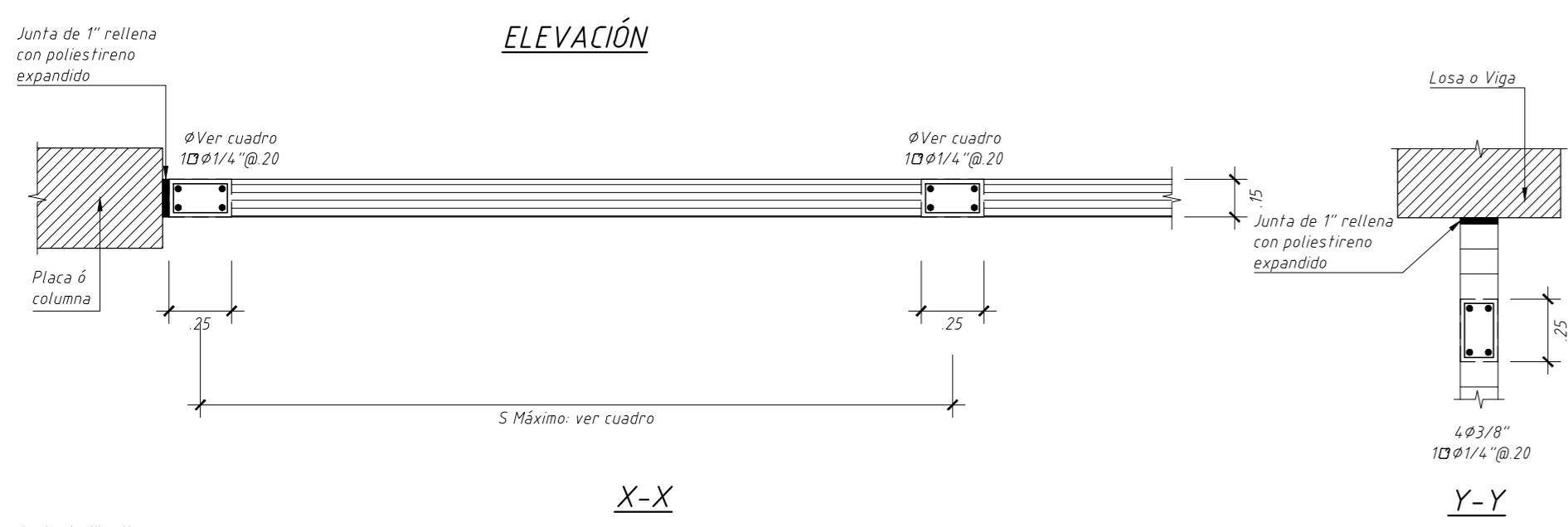
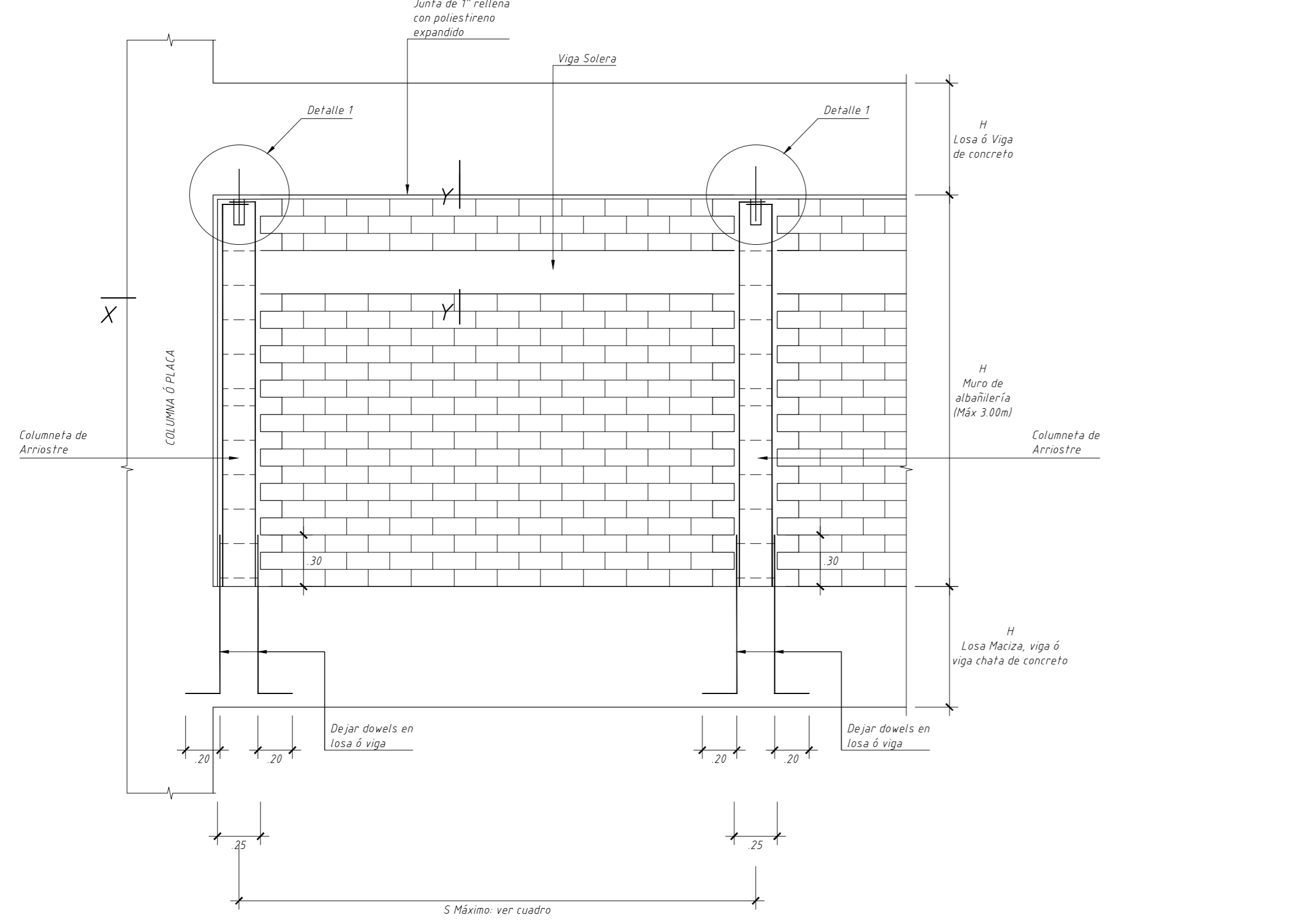
Fecha: Febrero 2021

Escala: 1/25

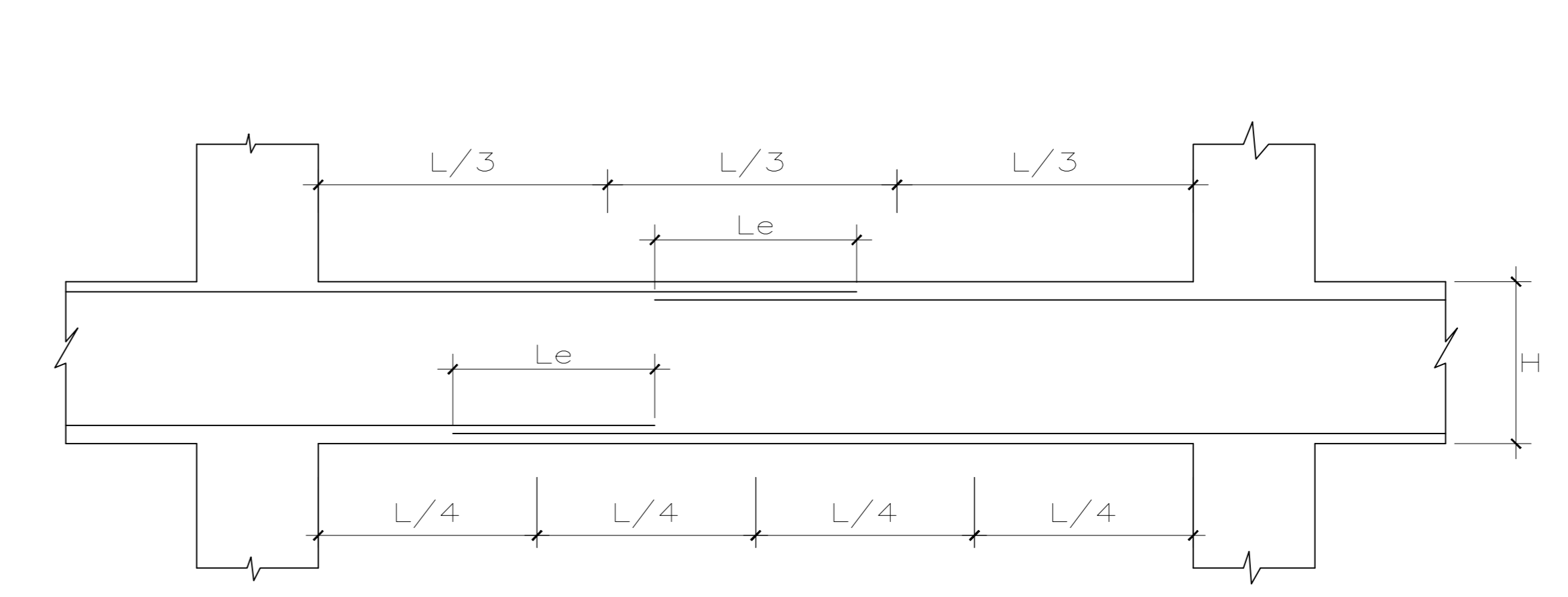
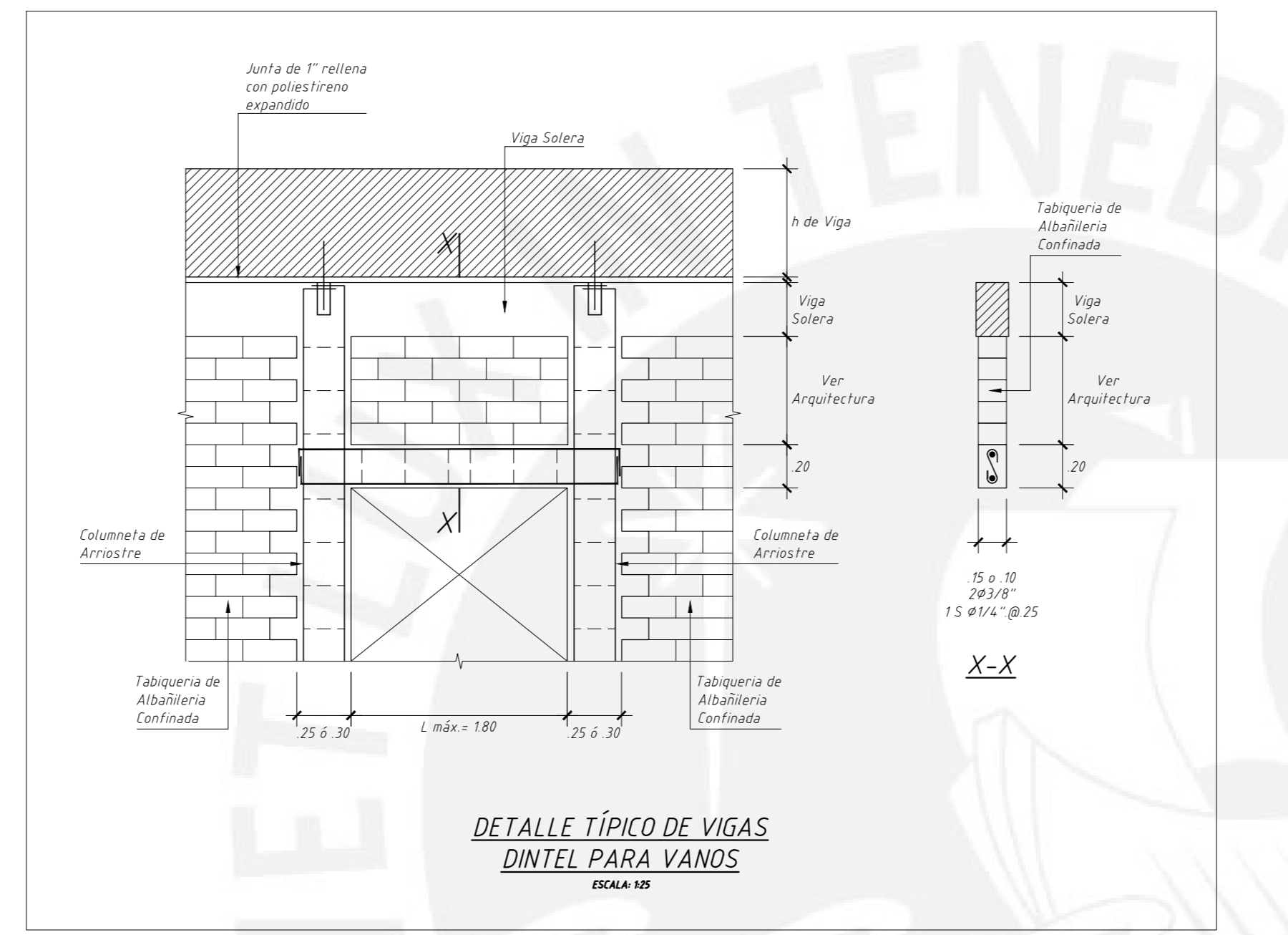
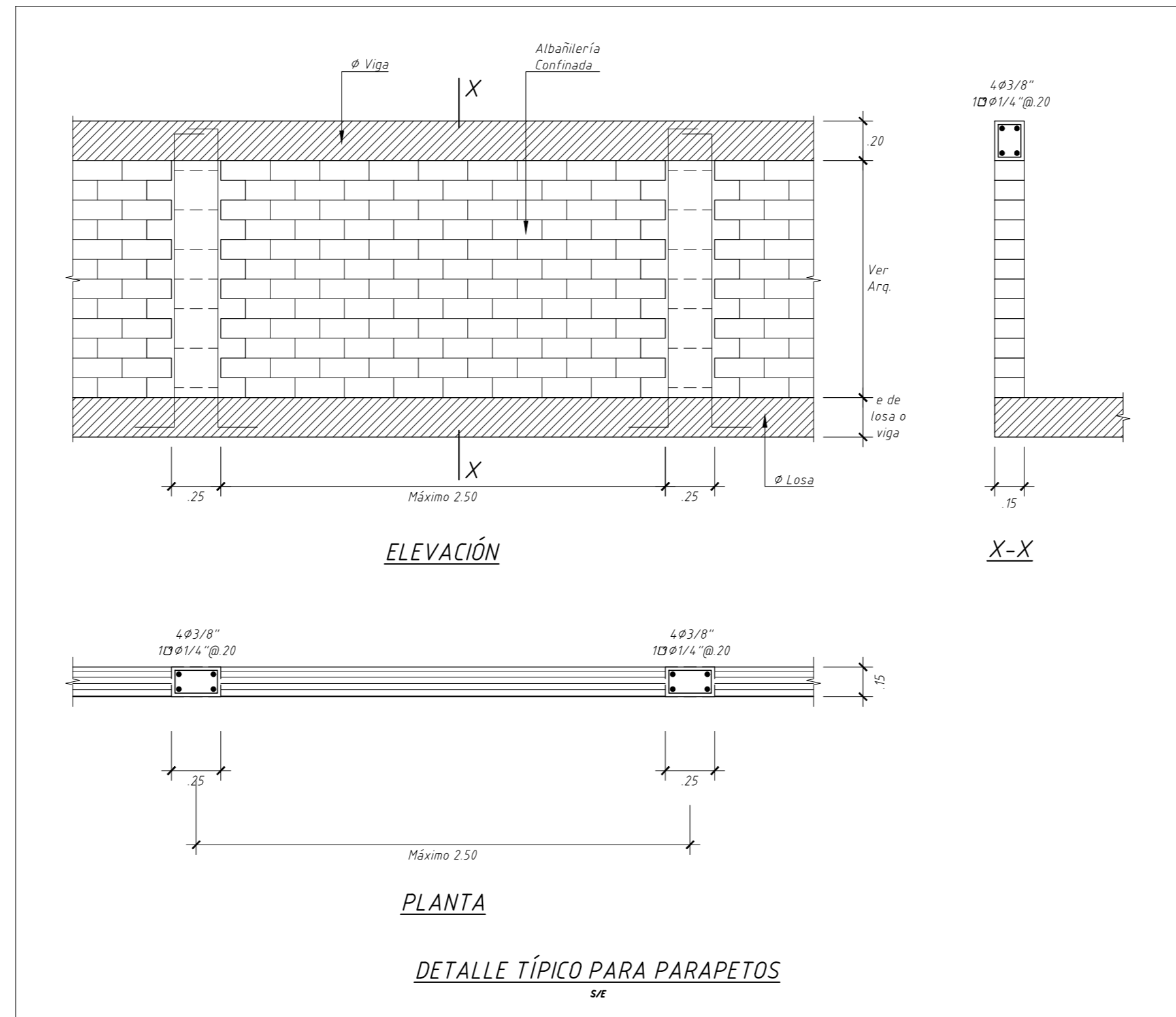
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS



NOTAS:
- Los muros se levantarán una vez que se haya desmoldado el techo.
- Se deberá dejar los anclajes necesarios antes de vaciar la losa del techo para anclar las columnetas de aljibe.



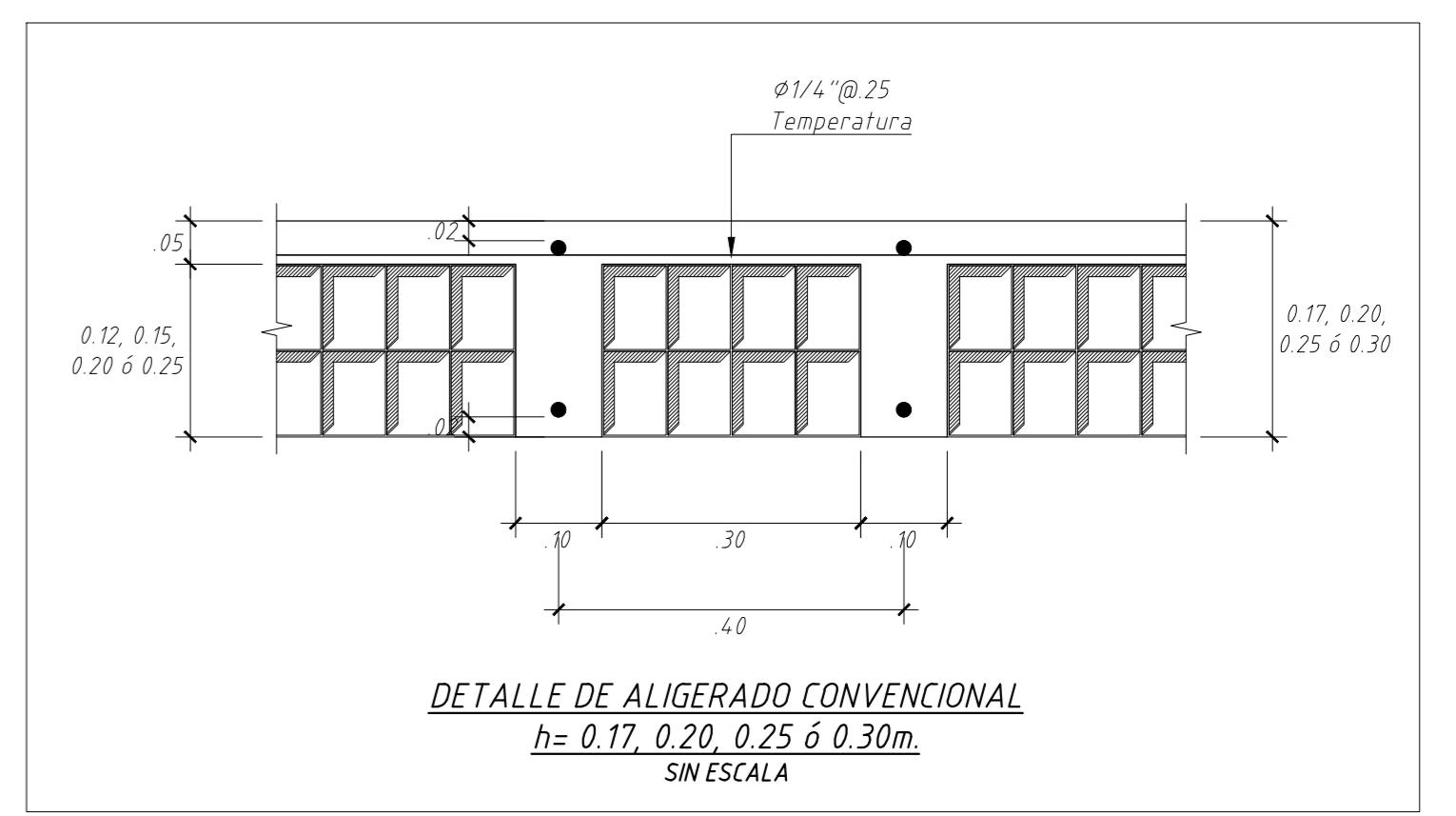
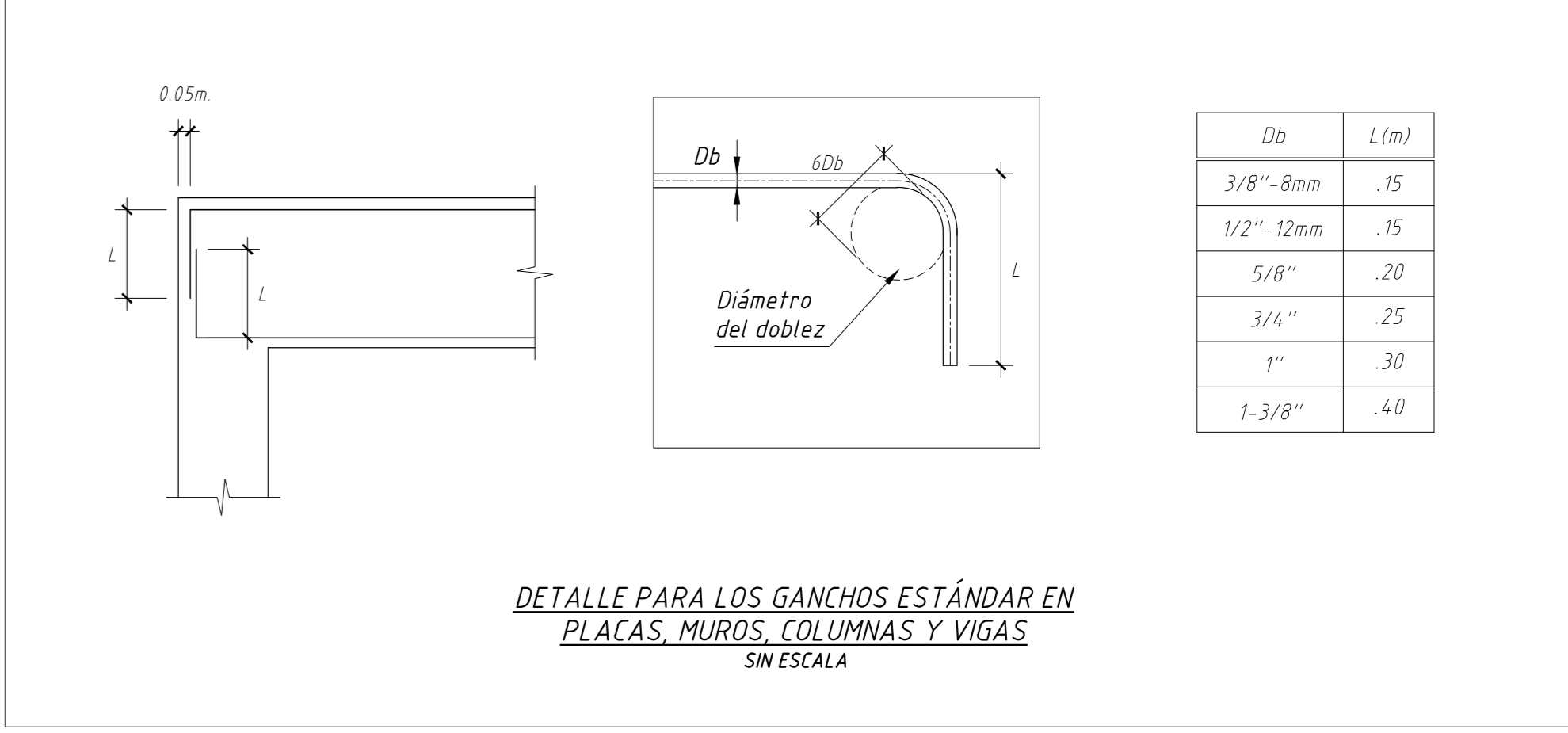
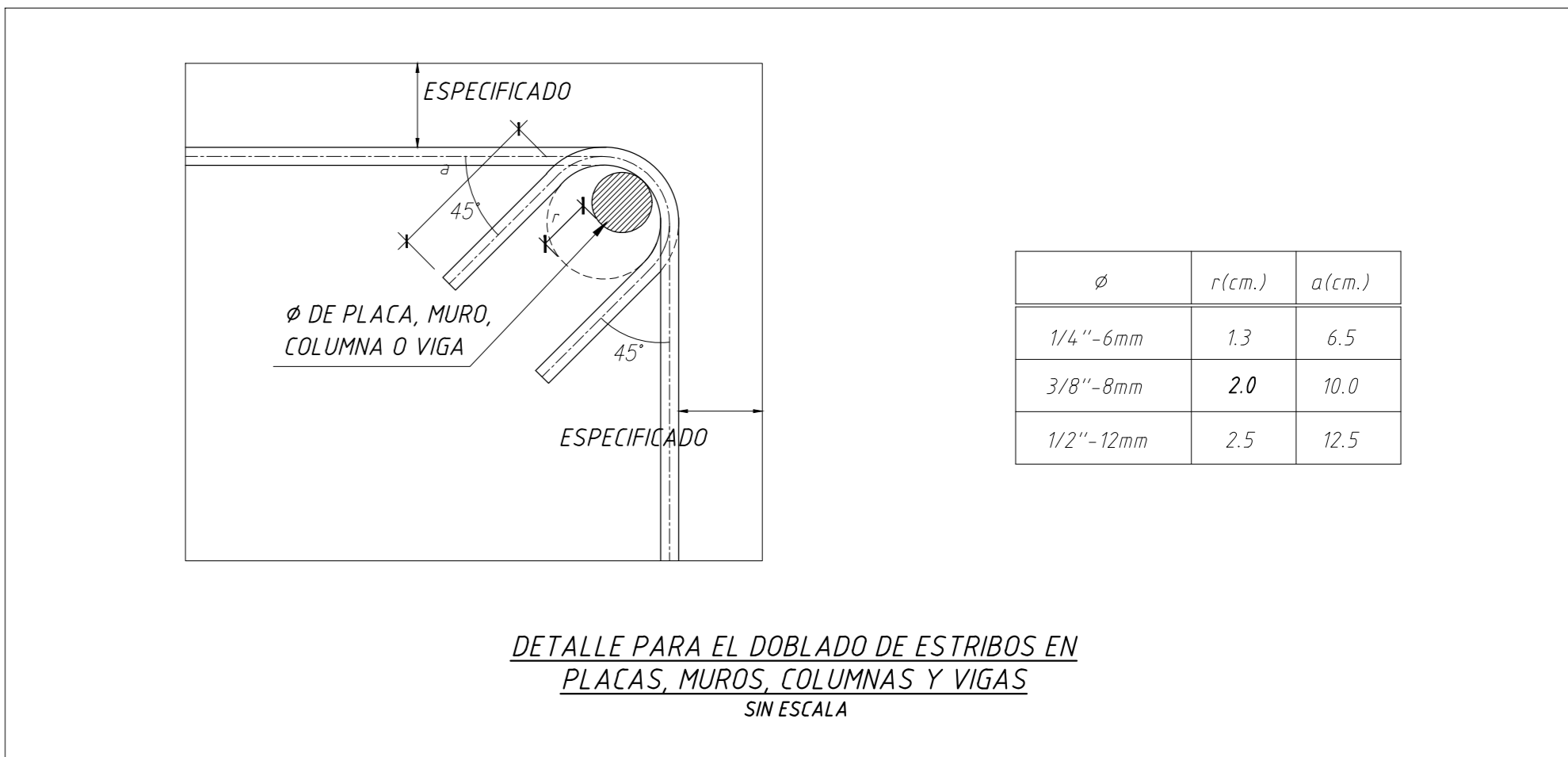
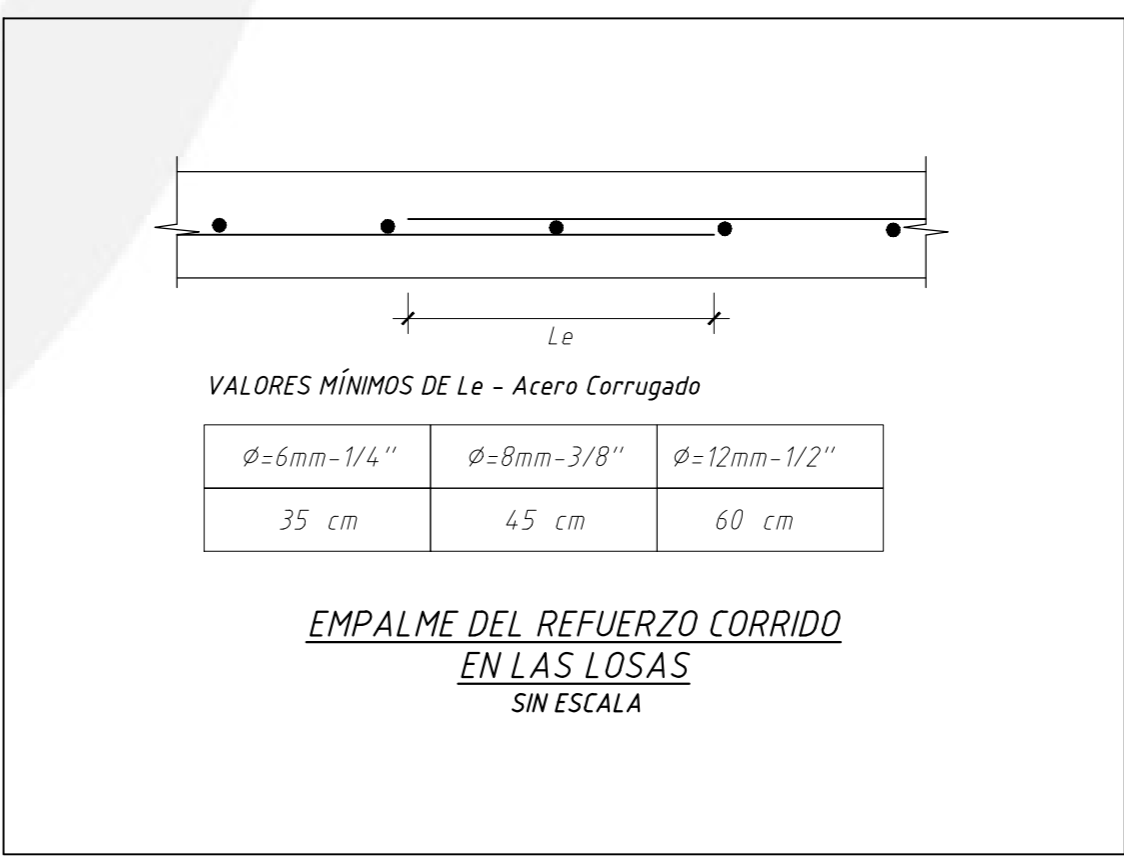
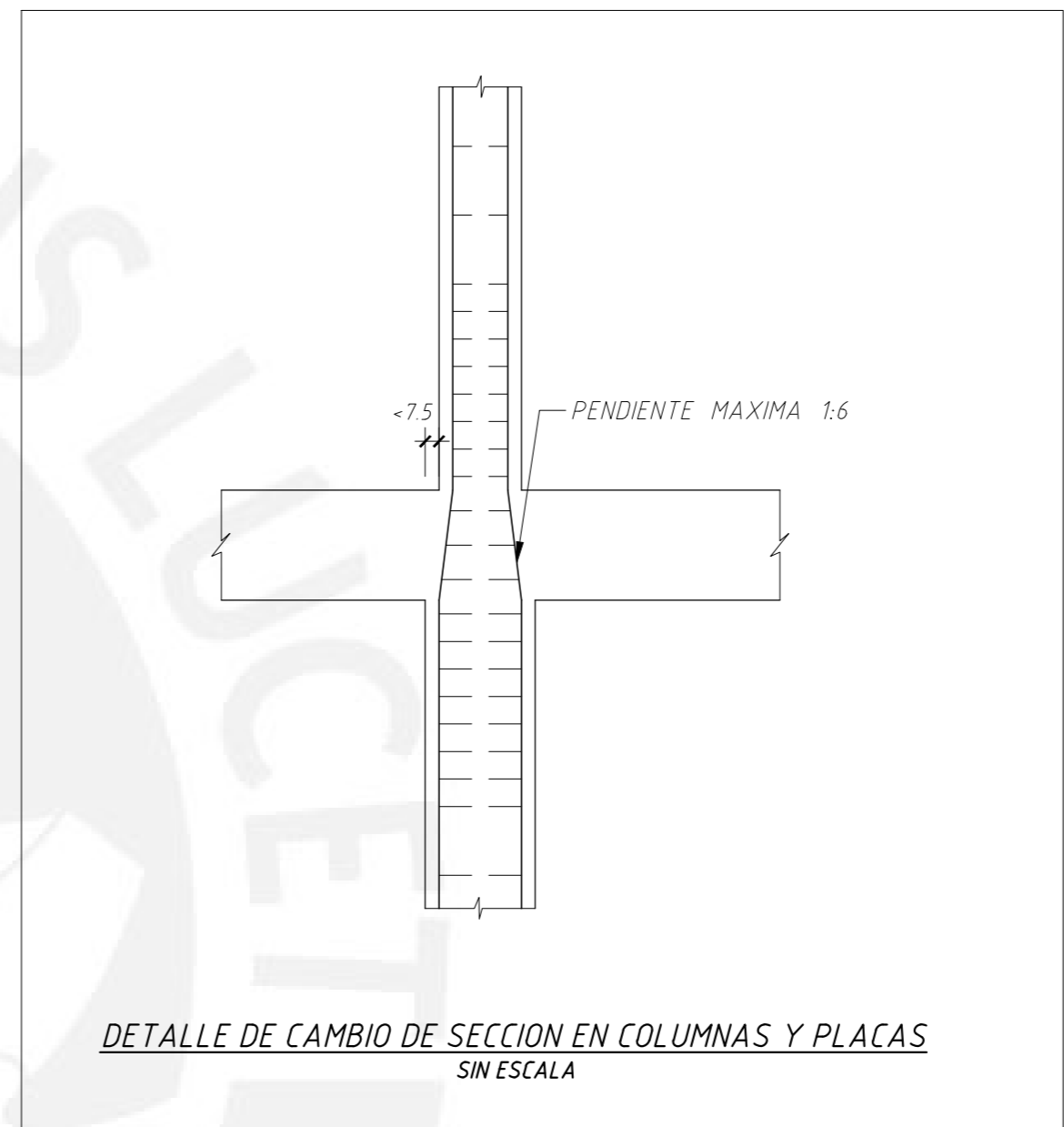
PISOS	Tabiques e=15cm		Tabiques e=10cm	
	S máxima	Reforzo (long. columnas)	S máxima	Reforzo (long. columnas)
SOTANO-PISO 4	3.00 m	4x1/2"	2.70 m	2x3/8"
PISO S-AZOTEA	2.50 m	4x1/2"	2.00 m	2x3/8"



NOTA :
a. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
c. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARÁ SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA Ø.1/2" o Ø.5/8"

Le(m) en función de f'c(kg/cm²)

Ø	210	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.55
1/2"	.45	.60
5/8"	.60	.80
3/4"	.70	.95
1"	1.15	1.50
1-3/8"	1.60	2.10



E-22	Proyecto: Edificio de ocho pisos y dos sótanos ubicado en el distrito de Jesús María	
	Tesisista: Yessenia Mamani Villalobos	
	Plano: Detalles típicos	
	Fecha: Febrero 2021	Escala: Indicada