

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SIETE PISOS DESTINADO A  
OFICINAS EN LINCE**

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

**AUTOR:**

Gonzalo Javier Villarán Fasanando

**ASESOR:**

Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino

Lima, setiembre, 2025

## Informe de Similitud

Yo, Gian Franco Antonio Ottazzi Pasino, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor) de la tesis titulada:

20140801

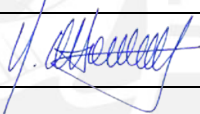
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN LINCE

del autor: Gonzalo Villarán Fasanando - Código: 20140801

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 16%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 20/09/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: ...Lima 24/09/2025

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Ottazzi Pasino Gian Franco Antonio</u>	
DNI:08249136	Firma 
ORCID: 0000-0003-3107-569X	

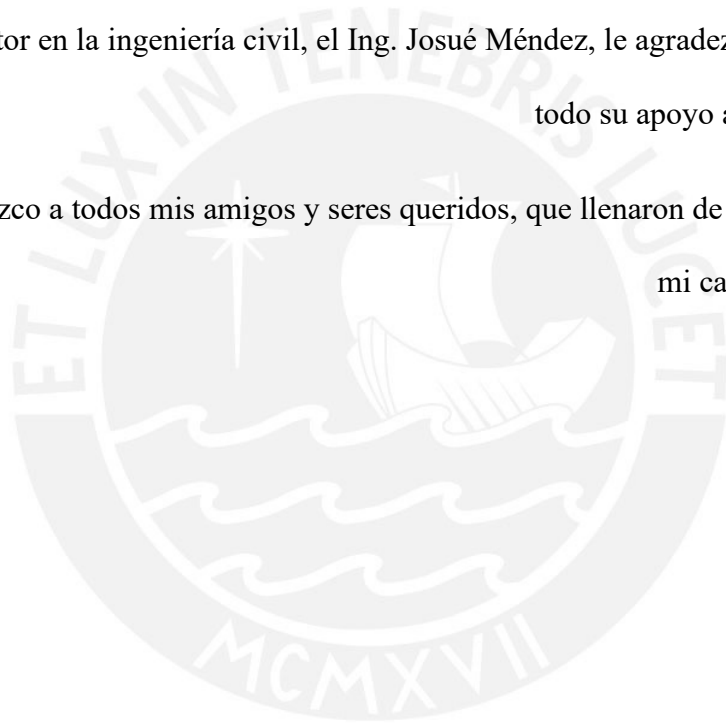
## AGRADECIMIENTOS

A mi familia, le agradezco por todos sus sacrificios para poder alcanzar mis metas. Agradezco a mi madre, por nunca dejar de creer en mí, a mi padre, por su esmero en este camino, a mi hermano por ser el mejor ejemplo y a mis abuelas, que siempre llevo conmigo en cada logro.

Quiero también agradecer profundamente a mi asesor, el Ing. Ottazzi, por su ejemplar paciencia y compromiso. Su guía fue fundamental para culminar este trabajo.

A mi primer mentor en la ingeniería civil, el Ing. Josué Méndez, le agradezco infinitamente por todo su apoyo a lo largo de mi vida.

Finalmente, agradezco a todos mis amigos y seres queridos, que llenaron de alegría y motivación mi camino en esta carrera.



## RESUMEN

Esta tesis de grado tiene por objetivo desarrollar el diseño estructural de un proyecto de oficinas de siete niveles en el distrito de Lince, en la ciudad de Lima, Perú.

El proyecto cuenta con un área de terreno de 1 060 m<sup>2</sup>, en el primer piso, mientras que en los niveles típicos superiores posee un área techada de 706 m<sup>2</sup> en cada piso. El primer nivel está destinado a estacionamientos, y cuenta con 24 unidades. Además, cada piso típico tiene dos unidades de oficinas, repartidas equitativamente en área. La edificación no cuenta con sótanos.

El desarrollo del diseño estructural se lleva a cabo sobre la base de un plano de arquitectura del proyecto. En primer lugar, se plantea una estructuración que garantice una predicción precisa del comportamiento de la estructura, haciendo uso de criterios como la simplicidad, simetría, resistencia lateral y rigidez al momento de concebir dicha distribución de elementos.

Posteriormente, se realiza el predimensionamiento de los diversos elementos estructurales que conforman la estructura resistente de concreto armado. En ese sentido, se toma en cuenta el uso de elementos como losas aligeradas, losas macizas, vigas peraltadas, columnas y placas de concreto armado

Una vez que se haya definido la ubicación y dimensiones de los principales elementos estructurales del edificio, se realiza el análisis sísmico correspondiente, obedeciendo los lineamientos indicados en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018).

Por último, teniendo presente las cargas consideradas en la Norma Técnica E.020 Cargas (2006), así como los procedimientos para el diseño en concreto armado de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado (2009), se realiza el diseño de todos los elementos estructurales que constituyan la edificación en estudio. Este diseño se hace mediante la filosofía de diseño por resistencia.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES.....	1
CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO .....	6
2.1 Criterios de estructuración .....	6
2.2 Estructuración planteada .....	8
2.3 Predimensionamiento de elementos.....	10
2.3.1 Losas aligeradas en una dirección.....	10
2.3.2 Validación de dimensiones .....	11
2.3.4 Losas macizas .....	12
2.3.5 Vigas peraltadas .....	13
2.3.6 Validación de dimensiones .....	14
2.3.7 Columnas .....	15
2.3.8 Validación de dimensiones .....	17
2.3.9 Placas .....	18
2.3.10 Escaleras .....	19
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS SÍSMICO .....	20
3.1 Modelo estructural .....	20
3.2 Análisis preliminar.....	22
3.2.1 Parámetros sísmicos.....	22
3.2.2 Evaluación de derivas inelásticas.....	24
3.2.3 Evaluación de irregularidades.....	26
3.2.4 Evaluación del sistema estructural.....	32
3.3 Análisis estático .....	33
3.4 Análisis dinámico definitivo y fuerza cortante de diseño .....	36
3.5 Junta sísmica .....	39
CAPÍTULO 4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS .....	40
4.1 Losas Aligeradas .....	40
4.1.1 Metrado de cargas.....	40
4.1.2 Diseño por fuerza cortante .....	41
4.1.3 Diseño por flexión.....	42
4.2 Losas macizas .....	45
4.2.1 Metrado de cargas .....	45
4.2.2 Diseño por fuerza cortante .....	46
4.2.3 Diseño por flexión.....	47

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.....	49
5.1 Metrado de cargas .....	49
5.2 Diseño por flexión.....	51
5.3 Diseño por fuerza cortante .....	56
CAPÍTULO 6. DISEÑO DE COLUMNAS .....	65
6.1 Metrado de cargas .....	65
6.2 Diseño por flexo-compresión.....	66
6.3 Diseño por fuerza cortante .....	72
CAPÍTULO 7. DISEÑO DE PLACAS.....	80
7.1 Metrado de cargas .....	80
7.2 Diseño por flexo-compresión.....	81
7.3 Diseño por fuerza cortante .....	86
7.4 Verificación de bordes confinados.....	88
CAPÍTULO 8. DISEÑO DE CIMENTACIONES .....	90
8.1 Diseño de zapatas aisladas .....	90
8.1.1 Metrado de cargas .....	90
8.1.2 Dimensionamiento de zapatas.....	91
8.1.3 Diseño por punzonamiento .....	94
8.1.4 Diseño por fuerza cortante .....	96
8.1.5 Diseño por flexión.....	97
8.2 Diseño de vigas de cimentación.....	98
8.2.1 Metrado de cargas .....	98
8.2.2 Diseño de viga de cimentación por fuerza cortante .....	100
8.2.3 Diseño de viga de cimentación por flexión.....	101
CAPÍTULO 9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS .....	103
9.1 Diseño de escalera.....	103
9.1.1 Metrado de cargas .....	103
9.1.2 Diseño por fuerza cortante .....	104
9.1.3 Diseño por flexión.....	105
9.2 Diseño de cisterna .....	106
9.2.1 Metrado de cargas .....	106
9.2.2 Diseño por fuerza cortante .....	107
9.2.3 Diseño por flexión.....	108
CAPÍTULO 10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	110

CAPÍTULO 11. REFERENCIAS ..... 112



## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1: Planta de primer piso</i> .....	2
<i>Figura 2: Planta de pisos típicos</i> .....	3
<i>Figura 3: Estructuración inicial de pisos típicos</i> .....	9
<i>Figura 4: Diagrama de fuerzas cortantes (ton)</i> .....	11
<i>Figura 5: Diagrama de momentos flectores (ton-m)</i> .....	11
<i>Figura 6: Diagrama de momentos flectores (ton-m)</i> .....	14
<i>Figura 7: Diagrama de interacción de la columna analizada</i> .....	18
<i>Figura 8: Vista en planta del modelo estructural en software Etabs</i> .....	21
<i>Figura 9: Vista isométrica del modelo estructural en software Etabs</i> .....	21
<i>Figura 10: Espectro de diseño de la estructura</i> .....	36
<i>Figura 11: Cargas amplificadas sobre aligerado entre ejes C-D</i> .....	41
<i>Figura 12: Diagrama de fuerzas cortantes del aligerado (ton)</i> .....	41
<i>Figura 13: Diagrama de momentos flectores del aligerado (ton-m)</i> .....	42
<i>Figura 14: Cargas amplificadas sobre el tramo de losa</i> .....	46
<i>Figura 15: Diagrama de fuerzas cortantes del tramo de losa</i> .....	46
<i>Figura 16: Diagrama de momento flector del tramo de losa</i> .....	47
<i>Figura 17: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 1 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	52
<i>Figura 18: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 2 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	52
<i>Figura 19: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 3 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	53
<i>Figura 20: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 1 de Viga V-03 (Eje 3)</i> .....	53
<i>Figura 21: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 2 de Viga V-03 (Eje 3)</i> .....	54
<i>Figura 22: Envoltente de DMF (ton-m) – Tramo 3 de Viga V-03 (Eje3)</i> .....	54
<i>Figura 23: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 1 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	57
<i>Figura 24: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 2 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	57
<i>Figura 25: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 3 de Viga V-02 (Eje 2)</i> .....	58
<i>Figura 26: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 1 de Viga V-03 (Eje 3)</i> .....	58
<i>Figura 27: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 2 de Viga V-03 (Eje 3)</i> .....	59
<i>Figura 28: Envoltente de DFC (ton) – Tramo 3 de Viga V-03 (Eje 3)</i> .....	59
<i>Figura 29: Esquema de diseño por capacidad para vigas en sistema de muros (Ministerio de Vivienda, 2009)</i> .....	61
<i>Figura 30: Diagrama de interacción en dirección X de columna C-1 para piso 1</i> .....	70
<i>Figura 31: Diagrama de interacción en dirección Y de columna C-1 para piso 1</i> .....	71
<i>Figura 32: Diagrama de interacción en dirección X de columna C-2 para piso 1</i> .....	71
<i>Figura 33: Diagrama de interacción en dirección Y de columna C-2 para piso 1</i> .....	72
<i>Figura 34: Esquema de diseño por capacidad para columnas en sistema de muros (Ministerio de Vivienda, 2009)</i> .....	73
<i>Figura 35: Variación del factor <math>\alpha</math> en función de la esbeltez de la placa</i> .....	83
<i>Figura 36: Distribución de aceros verticales en placas P-1 y P-3</i> .....	85
<i>Figura 37: Diagrama de interacción con solicitaciones externas para placa P-1 en dirección Y</i> .....	86
<i>Figura 38: Diagrama de interacción con solicitaciones externas para placa P-3 en dirección X</i> .....	86
<i>Figura 39: Sistema de cargas para la viga de cimentación</i> .....	100
<i>Figura 40: Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación</i> .....	100
<i>Figura 41; Diagrama de momento flector de la viga de cimentación (ton-m)</i> .....	101
<i>Figura 42: Cargas últimas en el modelo del tramo de escalera analizado</i> .....	104

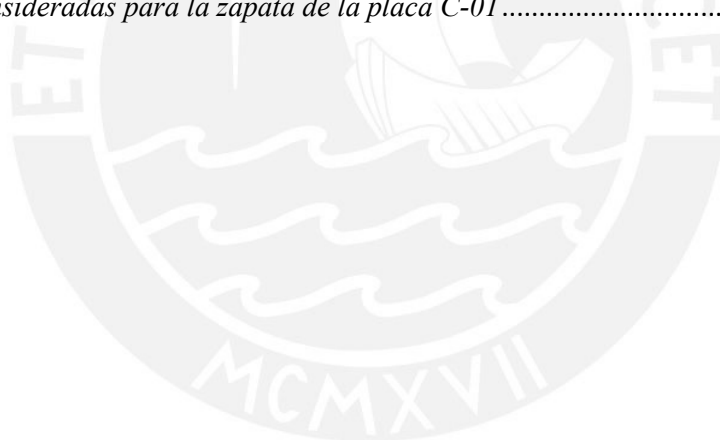
<i>Figura 43: Diagrama de fuerza cortante en la escalera .....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 44: Diagrama de momento flector de la escalera.....</i>	<i>105</i>
<i>Figura 45: Cargas últimas en el modelo del muro de cisterna analizado.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 46: Diagrama de fuerza cortante del muro de cisterna.....</i>	<i>108</i>
<i>Figura 47: Diagrama de momento flector del muro de cisterna .....</i>	<i>109</i>



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Predimensionamiento de columnas interiores .....	16
Tabla 2: Predimensionamiento de columnas exteriores y esquineras .....	16
Tabla 3: Cargas de gravedad en columna entre ejes 2 y B .....	17
Tabla 4: Factores de zona (Ministerio de Vivienda, 2018) .....	22
Tabla 5: Factores de suelo (Ministerio de Vivienda, 2018) .....	23
Tabla 6: Periodos TP y TL (Ministerio de Vivienda, 2018) .....	23
Tabla 7: Derivas inelásticas en dirección X.....	25
Tabla 8: Derivas inelásticas en dirección Y .....	25
Tabla 9: Ratios de torsión en dirección X .....	28
Tabla 10: Ratios de torsión en dirección Y.....	29
Tabla 11: Masas por nivel de la edificación.....	30
Tabla 12: Rigideces laterales en dirección X.....	31
Tabla 13: Rigideces laterales en dirección Y .....	31
Tabla 14: Fuerza cortante basal para cargas sísmicas.....	32
Tabla 15: Fuerza cortante en placas para cargas sísmicas .....	33
Tabla 16: Peso sísmico del edificio obtenido del programa Etabs .....	33
Tabla 17: Peso sísmico del edificio obtenido por metrado manual.....	34
Tabla 18: Parámetros sísmicos para análisis dinámico modal espectral .....	37
Tabla 19: Porcentajes de masa efectiva de cada modo de vibración.....	38
Tabla 20: Factores de ajuste y cortante basal de diseño.....	39
Tabla 21: Diseño por flexión de aligerado.....	44
Tabla 22: Diseño por flexión de la losa maciza .....	48
Tabla 23: Metrado de CM para vigas V-02 y V-03 .....	50
Tabla 24: Metrado de CV para vigas V-02 y V-03 .....	51
Tabla 25: Diseño por flexión de Viga V-02 (Eje 2) .....	55
Tabla 26: Diseño por flexión de Viga V-03 (Eje 3) .....	55
Tabla 27: Determinación de cortantes por capacidad de Viga V-02 .....	62
Tabla 28: Determinación de cortantes por capacidad de Viga V-03 .....	62
Tabla 29: Diseño por cortante por capacidad de Viga V-02.....	63
Tabla 30: Diseño por cortante por capacidad de Viga V-02.....	63
Tabla 31: Distribución de estribos en Viga V-02 .....	64
Tabla 32: Distribución de estribos en Viga V-03 .....	64
Tabla 33: Metrado de cargas de gravedad de columnas C-1 y C-2.....	66
Tabla 34: Resumen de cargas sobre columna C-1 .....	67
Tabla 35: Resumen de cargas sobre columna C-2 .....	67
Tabla 36: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna C-1 .....	68
Tabla 37: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna C-1.....	68
Tabla 38: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna C-2 .....	68
Tabla 39: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna C-2 .....	69
Tabla 40: Arreglo de aceros para cada columna .....	70
Tabla 41: Fuerzas actuantes sobre columnas C-1 y C-2.....	73
Tabla 42: Fuerza cortante de diseño en columna C-1 (Sismo en X) .....	74
Tabla 43: Fuerza cortante de diseño en columna C-1 (Sismo en Y) .....	74
Tabla 44: Fuerza cortante de diseño en columna C-2 (Sismo en X) .....	75

<i>Tabla 45: Fuerza cortante de diseño en columna C-2 (Sismo en Y)</i> .....	75
<i>Tabla 46: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-1 (Sismo en X)</i> .....	76
<i>Tabla 47: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-1 (Sismo en Y)</i> .....	77
<i>Tabla 48: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-2 (Sismo en X)</i> .....	77
<i>Tabla 49: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-2 (Sismo en Y)</i> .....	78
<i>Tabla 50: Metrado de cargas de gravedad de placas P-1 y P-3</i> .....	80
<i>Tabla 51: Resumen de cargas sobre columna P-1</i> .....	81
<i>Tabla 52: Resumen de cargas sobre columna P-3</i> .....	81
<i>Tabla 53: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna P-1</i> .....	82
<i>Tabla 54: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna P-3</i> .....	82
<i>Tabla 55: Distribución de aceros mínimos en el alma de cada placa</i> .....	84
<i>Tabla 56: Fuerzas cortantes de diseño para placas P-1 y P-3</i> .....	87
<i>Tabla 57: Distribución de acero horizontal en placas P-1 y P-3</i> .....	88
<i>Tabla 58: Verificación de necesidad de usar bordes confinados en placas P-1 y P-3</i> .....	89
<i>Tabla 59: Cargas sobre zapata aislada de columna en ejes C – 2</i> .....	91
<i>Tabla 60: Presiones sobre el terreno para casos de carga de gravedad</i> .....	93
<i>Tabla 61: Presiones sobre el terreno para casos de carga que involucran efectos sísmicos</i> .....	93
<i>Tabla 62: Verificación de resistencia a fuerza cortante</i> .....	96
<i>Tabla 63: Diseño a flexión de zapata</i> .....	98
<i>Tabla 64: Cargas consideradas para la zapata de la placa P-01</i> .....	99
<i>Tabla 65: Cargas consideradas para la zapata de la placa C-01</i> .....	99



## **CAPÍTULO 1. GENERALIDADES**

El objetivo de la presente tesis es realizar el diseño estructural relacionado a un proyecto de edificación de siete niveles, destinado a oficinas y ubicado en el distrito de Lince en Lima, Perú.

El predio en mención se encuentra sobre un suelo con una presión admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$ .

El proyecto cuenta con un terreno de forma rectangular de  $1\,060 \text{ m}^2$  en el primer piso, y un área techada de  $706 \text{ m}^2$  en cada nivel superior. El frente de la edificación es de  $32 \text{ m}$  y el fondo de  $33 \text{ m}$ . La edificación tiene un primer nivel destinado a estacionamientos, con un total de 24 unidades. Este piso presenta un muro perimetral no techado de  $2.40 \text{ m}$  de altura en la zona posterior a la fachada principal. Los niveles superiores del edificio (del segundo al sétimo) están destinados a oficinas, con una distribución típica y con dos oficinas por piso. Además, estos poseen un muro cortina en la zona de fachada, y ventanas en la parte posterior. Las Figuras 1 y 2 muestran el detalle de la arquitectura del proyecto, exhibiendo la distribución de ambientes, tanto en el primer nivel como en los pisos superiores típicos.

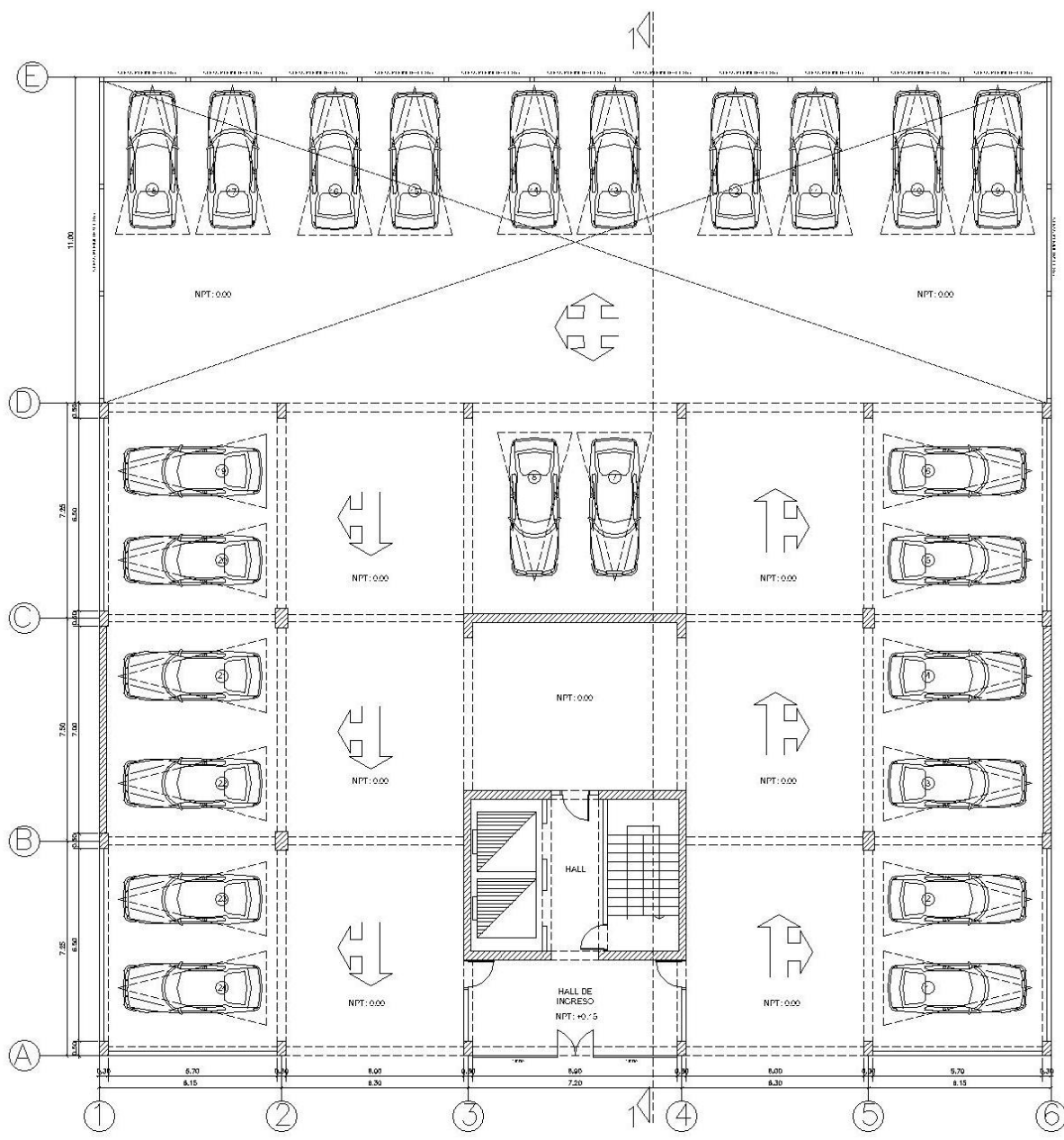
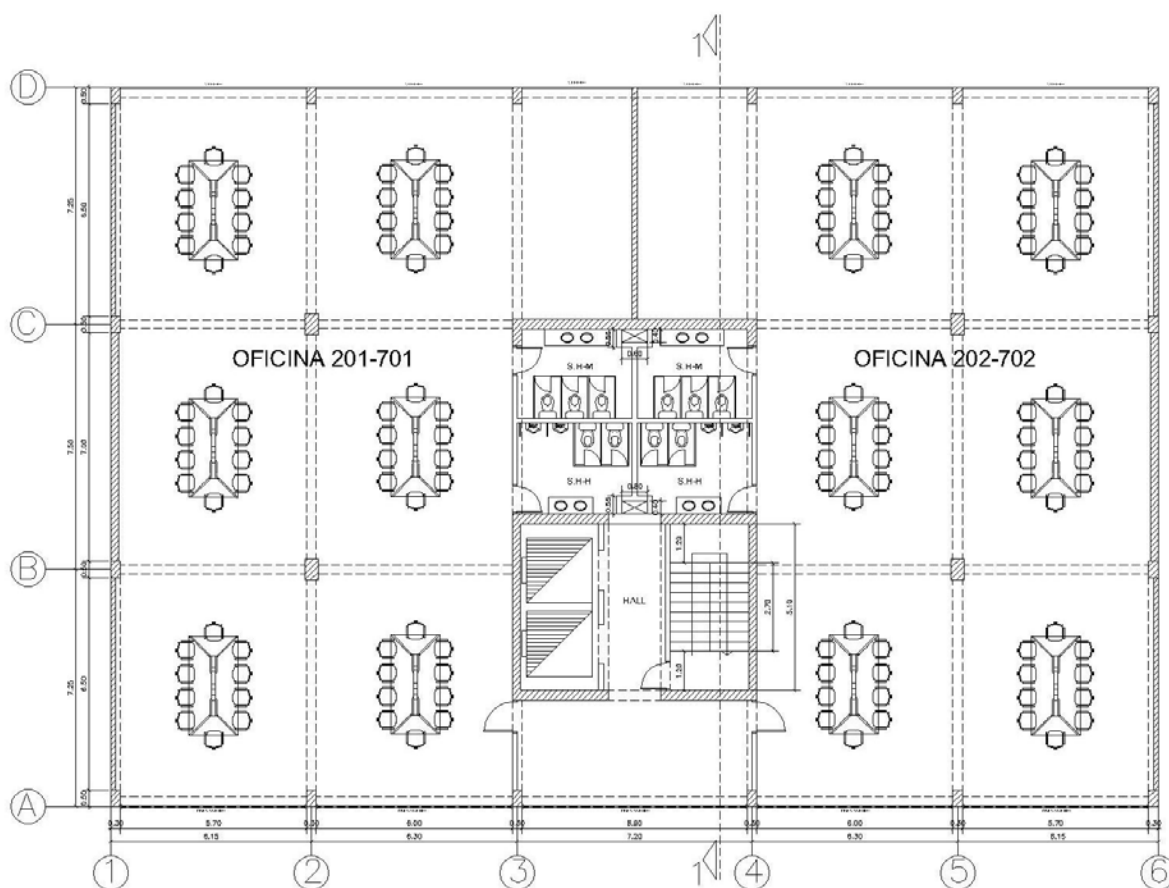


Figura 1: Planta de primer piso



*Figura 2: Planta de pisos típicos*

Para llevar a cabo el diseño estructural de una edificación en Perú, es necesario seguir las normativas especificadas dentro del Reglamento Nacional de Edificaciones. En este proyecto en específico, se hace uso de las siguientes normas técnicas contenidas en dicho reglamento:

- Norma técnica E.020 Cargas (2006)
- Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2018)
- Norma técnica E.060 Concreto armado (2009)

De acuerdo con los lineamientos de diseño en concreto armado establecidos en la norma E.060 (2009), la filosofía a ser usada es la de diseño por resistencia. Tal filosofía aspira a garantizar que todas las secciones de cada elemento estructural puedan soportar de forma segura las cargas o

solicitaciones a las que sea sometida (Ottazzi, 2018). Esta condición se cumple siempre y cuando se satisfaga la siguiente desigualdad en cada sección:

$$\Phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + \dots + C_n * S_n = R_u$$

Donde

- $\Phi$ : factor de reducción de resistencia
- $R_n$ : resistencia nominal de la sección
- $R_u$ : resistencia requerida en la sección
- $C_1, C_2, \dots, C_n$ : factores de amplificación de carga
- $S_1, S_2, \dots, S_n$ : efecto de cargas actuantes, en condición de servicio (sin amplificación)

Para definir el efecto de las solicitaciones externas que actúan sobre los elementos estructurales, se examinan las siguientes cargas:

- Carga muerta (CM): involucra el peso propio de los materiales, tabiques, equipos y otros elementos que actúen de forma permanente sobre los elementos estructurales
- Carga viva (CV): involucra el peso de los ocupantes de la edificación, así como equipos, mobiliario y materiales de carácter variable o no permanente sobre los elementos estructurales
- Cargas de sismo (CS): involucra los efectos producidos por el sismo de diseño (momentos y fuerzas internas) sobre los elementos estructurales
- Empuje de líquidos (CL): involucra la presión generada por líquidos cuya densidad y tirante de agua son conocidos, o controlados.

En función de las solicitaciones presentadas, la norma E.060 (2009) plantea las combinaciones de diseño a ser usadas para establecer la resistencia requerida en cada sección:

- $1.4CM + 1.7CV$
- $1.25(CM + CV) + CS$
- $1.25(CM + CV) - CS$
- $0.9CM + CS$
- $0.9CM - CS$

La edificación en desarrollo está conformada por elementos estructurales de concreto armado, por lo que se consideran las siguientes especificaciones de los materiales que lo componen:

El concreto en todos los elementos debe cumplir con las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 15\,000 \cdot \sqrt{f'c}$
- Deformación unitaria última del concreto:  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$

El material que complementa al concreto para formar secciones de concreto armado es el acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60. Las características que se deben cumplir para este proyecto son:

- Esfuerzo de fluencia mínima:  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo último:  $f_u = 6\,300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria de fluencia:  $\epsilon_y = 0.0021$

## CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 Criterios de estructuración

El planteamiento de una estructuración debe aspirar a garantizar una predicción lo más precisa posible del comportamiento de los elementos estructurales frente a diversas sollicitaciones, en especial las sísmicas. En ese sentido, es aconsejable optar por una estructuración simple que facilite la idealización de la estructura. Para tal propósito, se hace uso de las siguientes recomendaciones al plantear la estructuración (Blanco, 1997):

- **Simplicidad y simetría:** La ventaja de plantear una estructura simple es que la predicción del comportamiento sísmico de la misma será más precisa que para estructuras de mayor complejidad. Además, entre más se acerque la estructura a ser simétrica en ambas direcciones, los efectos por torsión inducidos por las acciones sísmicas serán menores y más sencillos de evaluar al momento de realizar el diseño. La simetría se evidencia en el eje vertical del proyecto en desarrollo.
- **Resistencia y ductilidad:** El sistema estructural usado debe proveer resistencia sísmica en ambas direcciones de análisis. Para lograrlo, se debe proveer a la edificación de pórticos y muros de corte en ambas direcciones en donde sea posible. Adicionalmente, se debe hacer todo lo posible por garantizar que la estructura sea capaz de ingresar al régimen inelástico sin fallar, incluso frente a un sismo severo. Esto se logra dotando a la estructura de ductilidad, mediante diversas consideraciones, como procurar que las rótulas plásticas se generen en las vigas u otorgar mayor resistencia por corte que por flexión a todos los elementos. Estos conceptos se evidencian en el diseño de elementos sísmicos del presente informe.

- **Hiperestaticidad:** Para un adecuado comportamiento de la edificación frente a solicitaciones sísmicas severas, es indispensable garantizar que esta sea una estructura hiperestática. Así, se puede generar una prolongada secuencia de rótulas plásticas y no colapsar, aun cuando muchos de sus elementos hayan ingresado en el rango inelástico.
- **Uniformidad y continuidad:** Contar con elementos estructurales continuos y uniformes en la edificación contribuye a que no se generen esfuerzos concentrados en algunas zonas. En tal sentido, específicamente para elementos verticales, es preferible que su sección no sea reducida bruscamente de un nivel a otro, menos aún, interrumpir su continuidad en algún nivel.
- **Rigidez lateral:** Frente a un evento sísmico severo, la estructura debe poseer suficiente rigidez para que las deformaciones ocasionadas no sean significativas. Grandes deformaciones inelásticas en los elementos estructurales generan importantes niveles de daño en los mismos. Además, los elementos no estructurales sensibles a las deformaciones (muros divisorios, ventanas, mobiliario, instalaciones sanitarias y eléctricas, enchapes) también pueden ser severamente perjudicados por este efecto. Los elementos estructurales que contribuyen en mayor medida a reducir estas deformaciones, dando mayor rigidez, son los muros de corte, distribuidos en ambas direcciones de la edificación. Estos elementos robustos se aprecian en ambas direcciones del presente proyecto.
- **Diafragma rígido:** Se suele considerar en el análisis estructural que las losas de cada nivel se deforman como una sola unidad, rígida en su plano. Este supuesto permite idealizar a la estructura como un conjunto en donde las fuerzas horizontales en cada nivel se distribuyen en los elementos estructurales en proporción a su rigidez lateral. La condición de diafragma rígido debe ser evaluada con detenimiento, procurando evitar que las losas tengan aberturas

y/o discontinuidades importantes en planta. La edificación desarrollada no presenta aberturas importantes, por lo que se garantiza esta condición de diafragma rígido.

## **2.2 Estructuración planteada**

En función de los criterios expuestos anteriormente, se definen los diversos elementos estructurales a ser usados en la edificación, así como sus ubicaciones y orientaciones tentativas. En términos generales, la edificación cuenta con simplicidad y simetría (en una dirección). Además, los elementos estructurales verticales se definen como continuos en todos los niveles, en virtud de las recomendaciones previamente planteadas.

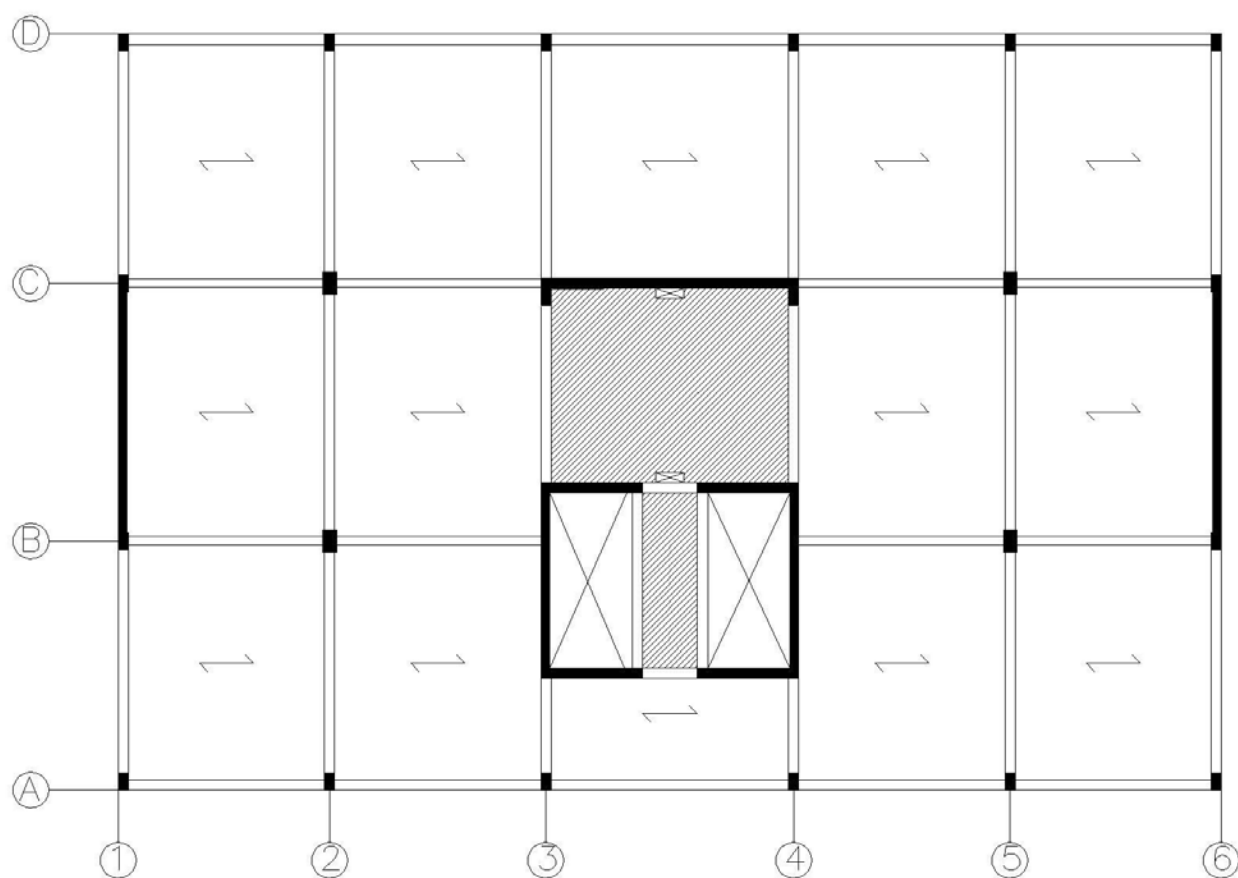
Para las losas se opta por usar, en su mayoría, losas aligeradas en una dirección. Se toma en cuenta, también, el uso de losas macizas en específico para la zona de baños y el *hall* ubicado entre la caja de escaleras y ascensores. Además, se procura que las losas no tengan aberturas ni discontinuidades importantes, de modo que se garantice la condición de diafragma rígido esclarecido anteriormente.

Las vigas peraltadas en la edificación se proyectan en ambas direcciones (X e Y). Además, se les otorga peraltes adecuados, tanto para un buen comportamiento frente a cargas de servicio, como para un buen desempeño frente a exigencias sísmicas. Adicionalmente, la presencia de vigas en ambas direcciones favorece a la hiperestaticidad de la estructura, al contar con la capacidad de retransmitir las cargas de las losas.

Las columnas y placas en la edificación se plantean de tal forma que contribuyan principalmente a la resistencia y rigidez lateral de la estructura en ambas direcciones frente a sollicitaciones sísmicas. Así, estos elementos estructurales son distribuidos, en la medida de lo posible en todos

los ejes del proyecto, de modo que se alcance el menor distanciamiento posible entre pórticos resistentes a fuerzas laterales.

Tomando en cuenta estas disposiciones, se plantea la estructuración de los pisos típicos en el proyecto, detallada en la Figura 3. En tal esquema, se distinguen los elementos estructurales del edificio, como las placas, columnas, vigas y losas de techo.



*Figura 3: Estructuración inicial de pisos típicos*

## 2.3 Predimensionamiento de elementos

Para llevar a cabo un predimensionamiento que asegure un comportamiento adecuado de los elementos estructurales principales en el edificio, se hace uso de las recomendaciones expuestas en el libro *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (Blanco, 1997). Además, en este capítulo se validarán las dimensiones obtenidas por medio de estas recomendaciones, realizando un cálculo preliminar del acero requerido en algunos elementos, únicamente frente a la acción de cargas de gravedad. La metodología adoptada para llevar a cabo el metrado de cargas, así como el cálculo de acero requerido en dichos elementos, se profundizará a detalle durante el desarrollo de los capítulos 4 al 9.

### 2.3.1 Losas aligeradas en una dirección

Este tipo de losas se suelen dimensionar en función de la luz libre en la dirección en la que se apoyan las viguetas. Así, se presentan los siguientes criterios a ser usados para definir de forma tentativa el peralte del elemento (Blanco, 1997):

- Luces menores a 4 m             $h=17$  cm
- Luces entre 4 y 5.5 m         $h=20$  cm
- Luces entre 5 y 6.5 m         $h=25$  cm
- Luces entre 6 y 7.5 m         $h=30$  cm

Las luces identificadas en esta edificación varían entre 5.7 m y 6.00 m, con una excepción de 6.90 m encontrada únicamente en dos paños de toda la planta típica. Si bien la luz más crítica conduce a un peralte de 30 cm, se opta por un valor de 25 cm, acorde a las luces típicas identificadas. Se toma esta decisión considerando que la luz crítica no excede los rangos de luz recomendados para

25 cm de peralte en gran medida. La dimensión adoptada se verifica a detalle en el desarrollo del diseño por resistencia del elemento (Capítulo 4).

### 2.3.2 Validación de dimensiones

Para garantizar que los criterios de predimensionamiento sean adecuados para los requerimientos de este proyecto, se realiza un diseño por cargas de gravedad para el elemento más exigido. El objetivo de esta verificación es analizar la cantidad de acero requerido por la sección más crítica de losa aligerada, y en función a ello, decidir si el peralte elegido puede albergar tal cantidad de acero de forma eficiente. Para tal propósito, las Figuras 4 y 5 exponen los diagramas de fuerzas internas para cargas externas amplificadas en la losa de techo ubicada entre los ejes C-D y 1-6, de acuerdo a la metodología de diseño propuesta en la norma E.060 Concreto armado (2009).

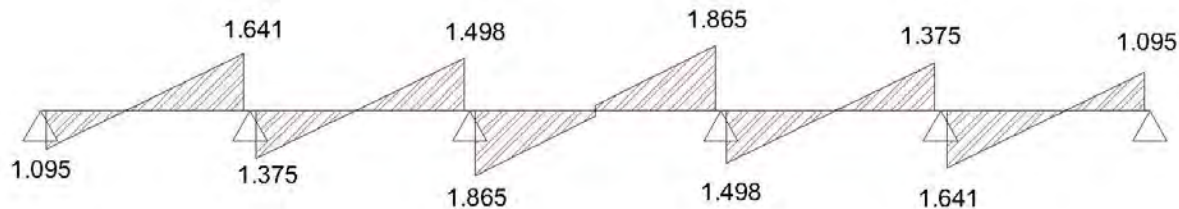


Figura 4: Diagrama de fuerzas cortantes (ton)

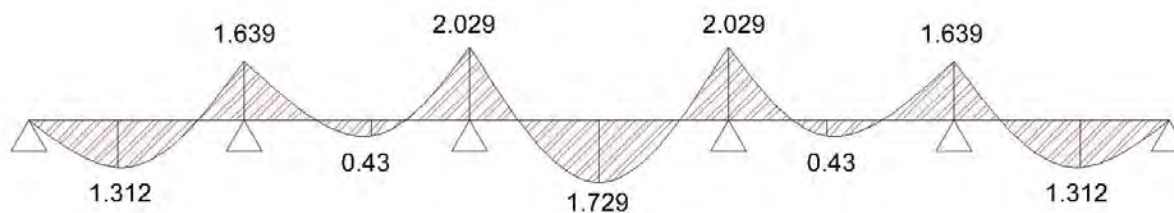


Figura 5: Diagrama de momentos flectores (ton-m)

Analizando los valores de fuerza cortante, se concluye que el peralte elegido en el predimensionamiento (25 cm) es idóneo para tomar la fuerza más crítica de 1.87 ton. Haciendo

uso de ensanches alternados, la resistencia de la sección es adecuada para tomar tal sollicitación externa, con un valor de:

$$\phi V_c = 3.95 \text{ ton}$$

En relación a los momentos flectores en la losa, el peralte de 25 cm también es adecuado para tomar los momentos críticos, tanto negativos como positivos. En particular, el momento negativo más crítico requiere del uso de ensanches alternados, obteniendo los siguientes resultados:

$$M_u = -2.03 \text{ ton} - m$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ requerido} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ colocado} = 2.58 \text{ cm}^2 (2\phi 1/2")$$

Las varillas de refuerzo colocadas en la sección crítica analizada demuestran que el peralte usado es eficiente frente a cargas de gravedad. Al no requerir de más de 2 aceros en la sección, usando varillas con un diámetro máximo de 1/2", el replanteo de las dimensiones de los aligerados no es necesario.

#### 2.3.4 Losas macizas

Las losas macizas se dimensionan en función de la luz libre más crítica que tenga el paño de la misma. De esta manera, Blanco (1997), sugiere los siguientes peraltes en función de dicha luz:

- Luces menores o iguales a 4 m                      h=12 o 13 cm
- Luces menores o iguales a 5.5 m                      h=15 cm

- Luces menores o iguales a 6.5 m                      h=20 cm
- Luces menores o iguales a 7.5 m                      h=25 cm

La luz crítica identificada para este tipo de losas en la edificación es de 6.90 m. En este caso, se opta por un espesor de losa de 20 cm, debido a que el valor máximo de 6.5 m de luz sugerido no es superado en gran proporción.

### 2.3.5 Vigas peraltadas

El predimensionamiento de las vigas peraltadas suele hacerse en función de su luz libre. Así, Blanco (1997) sugiere que tengan un peralte del orden de 1/12 de la luz libre, para vigas continuas. Adicionalmente, el autor recomienda el uso de las siguientes dimensiones en función de la luz libre:

- Para  $L \leq 5.5$  m                      25x50, 30x50 cm
- Para  $L \leq 6.5$  m                      25x60, 30x60, 40x60 cm
- Para  $L \leq 7.5$  m                      25x70, 30x70, 40x70, 50x70 cm
- Para  $L \leq 8.5$  m                      30x75, 40x75, 30x80, 40x80 cm
- Para  $L \leq 9.5$  m                      30x85, 30x90, 40x85, 40x90 cm

Haciendo uso de estas proposiciones, y considerando que las luces libres de vigas en ambas direcciones oscilan entre 6.0 y 6.9 m, se opta por peraltes de vigas de 60 y 70 cm. Los peraltes de 70 cm se asignan a las vigas principales interiores, es decir, aquellas que cargan en mayor medida a las losas aligeradas en una dirección. Para el resto de vigas en la edificación, se elige un peralte de 60 cm.

Por otra parte, el ancho de las vigas es de menor importancia, al no contribuir a la rigidez lateral de la estructura en igual medida que el peralte (Blanco, 1997). Esto se relaciona con que la rigidez lateral aumenta en función de la altura (peralte) de la sección elevada al cubo. En ese sentido, el ancho del elemento suele ser del orden de 0.3 a 0.5 veces el peralte. Es así como se opta por un ancho de 30 cm para todas las vigas de la edificación.

### 2.3.6 Validación de dimensiones

Una vez realizado el predimensionamiento, se realiza un diseño preliminar por cargas de gravedad para la viga más exigida. El fin de este diseño es verificar la cantidad de acero requerido en la sección por flexión, ya que este servirá como indicador para decidir si se deben mantener las dimensiones del predimensionamiento, o se debe aumentar la sección para albergar una mayor cantidad de acero. La Figura 6 muestra el diagrama de momento flector de la viga interna más exigida por cargas de gravedad amplificadas, ubicada en el eje 2.

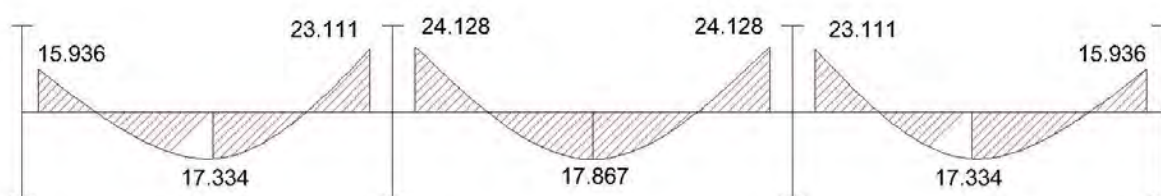


Figura 6: Diagrama de momentos flectores (ton-m)

El momento más crítico en esta viga es de 24.13 ton-m (negativo) a la cara del apoyo. Frente a tal sollicitación, se realiza el cálculo de acero requerido, tomando en cuenta únicamente el uso de varillas de 5/8" de diámetro, de forma preliminar:

$$M_u = -24.13 \text{ ton} - m$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 62 \text{ cm}$$

$$As \text{ requerido} = 11.07 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ colocado} = 12.00 \text{ cm}^2 (6\phi 5/8")$$

Se aprecia que la distribución de varillas para resistir el máximo momento negativo es adecuada frente a cargas de gravedad. Esto se refleja, principalmente, en el hecho que el arreglo elegido de varillas puede colocarse en la sección sin ninguna complicación, en dos capas.

### 2.3.7 Columnas

Dado que la edificación cuenta con muros de corte distribuidos en ambas direcciones de análisis, se infiere que la rigidez lateral y la resistencia de la edificación estarán controlados en gran medida por estos muros. A partir de esta premisa, se recomienda el uso de las siguientes expresiones para dimensionar las columnas (Blanco, 1997):

- Para columnas interiores:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

- Para columnas exteriores y esquinas:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c}$$

Para hacer uso de estas expresiones de forma referencial, es necesario plantear un peso por unidad de área aproximado para cada nivel de la edificación. A manera de estimación, se toma el valor de 1 ton/m<sup>2</sup>, de modo que se pueda obtener un resultado aproximado de la carga de servicio en cada

columna. Según lo expuesto, se muestran las áreas requeridas calculadas por cada columna y las dimensiones estimadas elegidas, por medio de las Tablas 1 y 2.

*Tabla 1: Predimensionamiento de columnas interiores*

Ejes	Área tributaria/piso (m <sup>2</sup> )	Área tributaria total (m <sup>2</sup> )	P.serv. (ton)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)
2-B	45	315	315	3 330	40	65
2-C	45	315	315	3 330	40	65
5-B	45	315	315	3 330	40	65
5-C	45	315	315	3 330	40	65

*Tabla 2: Predimensionamiento de columnas exteriores y esquineras*

Ejes	Área tributaria/piso (m <sup>2</sup> )	Área tributaria total (m <sup>2</sup> )	P.serv. (ton)	Área requerida (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)
1-A	12	84	84	1 143	30	50
1-B	12	84	84	1 143	30	50
1-C	12	84	84	1 143	30	50
1-D	12	84	84	1 143	30	50
2-A	23	161	161	2 190	30	50
2-D	23	161	161	2 190	30	50
3-A	13	91	91	1 238	30	50
3-D	25	175	175	2 381	30	50
4-A	13	91	91	1 238	30	50
4-D	25	175	175	2 381	30	50
5-A	23	161	161	2 190	30	50
5-D	23	161	161	2 190	30	50
6-A	12	84	84	1143	30	50
6-B	12	84	84	1143	30	50
6-C	12	84	84	1143	30	50
6-D	12	84	84	1143	30	50

### 2.3.8 Validación de dimensiones

Para ratificar las dimensiones proporcionadas en el predimensionamiento, se hace un análisis por cargas de gravedad sobre la columna más exigida, analizando la cantidad de acero que esta requiere para sobrellevar tal sollicitación. En ese sentido, la columna analizada es aquella ubicada entre los ejes 2 y B. La Tabla 3 muestra el metrado por cargas de gravedad de la columna, así como la fuerza axial amplificada total actuante en la misma, para el primer nivel de la edificación. Cabe destacar que se toma en cuenta la reducción de la carga viva, en particular de aquella relacionada a la sobrecarga. Tal reducción obedece a lo permitido por la Norma E.020 Cargas (2006).

*Tabla 3: Cargas de gravedad en columna entre ejes 2 y B*

Piso	CM acumulada (ton)	CV acumulada (ton)
Azotea	27	3
Piso 6	53	11
Piso 5	79	19
Piso 4	106	26
Piso 3	132	33
Piso 2	159	41
Piso 1	185	49
<b>Carga total amplificada (ton)</b>		<b>342</b>

Para resistir la fuerza axial amplificada de 342 ton, la columna analizada requiere de, por lo menos, 6 varillas de 1" más 4 de 3/4", lo cual representa un 1.6 % de cuantía en la sección. La Figura 7 muestra el diagrama de interacción de la columna con dicho arreglo de aceros de refuerzo, así

como la ubicación del punto de carga axial amplificada dentro del diagrama. A partir de ello, se puede validar el predimensionamiento de la columna, ya que, requiere mayor cuantía que el 1 % que exige como mínimo la norma E.060 (2009). Al ser la sección de una columna en el primer nivel, este requerimiento de cuantía es coherente con un proyecto de estas características, e incluso podría admitir una cuantía menor en los niveles superiores.

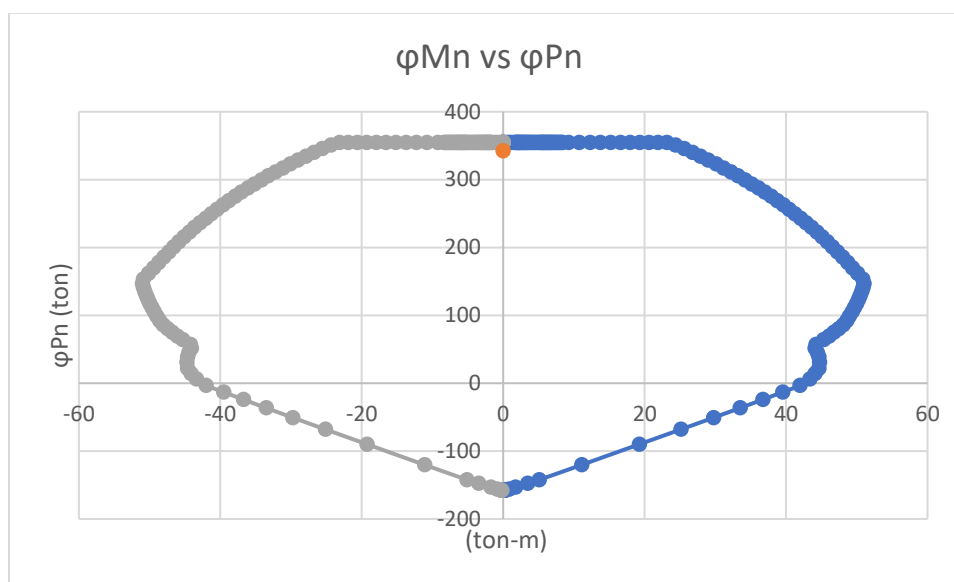


Figura 7: Diagrama de interacción de la columna analizada

### 2.3.9 Placas

La función principal de las placas en una edificación es tomar las fuerzas inducidas por el sismo. En ese sentido, mientras se cuente con mayor abundancia de estos elementos, el porcentaje de fuerzas sísmicas que absorban será mayor, en relación a los pórticos de la edificación (Blanco, 1997). Así, estos elementos deben ser distribuidos en ambas direcciones, de forma que se garantice una adecuada rigidez de la edificación, en la medida que la arquitectura del proyecto lo permita.

Es recomendable que estos elementos estructurales cuenten con un espesor mínimo de 15 cm, pudiendo contar con espesores mayores del orden de 25-30 cm conforme se aumenten los niveles

de la edificación (Blanco, 1997). Es así como se opta por dotar a las placas en este proyecto con espesores de 25 y 30 cm.

Tomando en cuenta la distribución arquitectónica del proyecto en estudio, se pueden ubicar placas importantes alrededor de la zona de ascensores y escaleras del edificio, tanto en dirección X, en mayor medida, como en dirección Y. Este arreglo lleva a que esa zona sea bastante rígida en relación al resto de ejes resistentes de la estructura. Para equilibrar dicha condición, se plantean dos placas adicionales, de longitud considerable, en los bordes externos y en orientación vertical en la planta de la edificación

### **2.3.10 Escaleras**

Estos elementos tienen la finalidad de ser un conector entre los diversos niveles de la edificación. Para que los usuarios sean provistos de un tránsito cómodo, es usual considerar pasos que oscilen entre 25 y 30 cm, y contrapasos entre 16 y 19 cm. Además, se hace uso de la siguiente regla práctica para asegurar una proporcionalidad adecuada entre pasos y contrapasos (Harmsen, 1997):

$$61 \text{ cm} \leq 2c + p \leq 64 \text{ cm}$$

Donde:

- c: longitud del contrapaso
- p: longitud del paso

Para cumplir con estas recomendaciones de dimensionamiento de escaleras, se opta por usar pasos de 30 cm y contrapasos de 16 cm. Con esta distribución, se cumple con la desigualdad planteada, y también, se alcanza la altura de entrepiso típico de 3.2 m con un total de 20 contrapasos, cada uno de 16 cm.

## CAPÍTULO 3. ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1 Modelo estructural

La realización del análisis sísmico de la edificación se lleva a cabo a través del software ETABS. A través de este, se representa la superestructura de la edificación mediante un modelo en tres dimensiones que rescata las propiedades estructurales que favorecen o afectan su resistencia frente a fuerzas externas laterales, como las sísmicas. A partir de este modelo, se realiza el análisis sísmico del edificio, teniendo en cuenta la metodología de análisis detallada en la norma E.030 Diseño sismorresistente. En dicha norma, también se especifican las limitaciones a tomar en cuenta en la estructura, como la deriva máxima permisible para una edificación de concreto armado.

El modelo estructural involucra los diversos elementos que aportan a la rigidez lateral de la edificación. Por ello, los elementos considerados en esta representación digital son: losas de techo (macizas y aligeradas), vigas peraltadas, columnas y placas. Las losas de techo son representadas mediante elementos *shell* de tipo *membrane*. Las vigas peraltadas y las columnas son modeladas como elementos tipo *frame*. Las placas se representan en el modelo a través de elementos *wall* de tipo *shell-thin*. También, las uniones viga-columna o viga-placa que no garanticen una longitud de anclaje necesaria para considerarlas como un empotramiento se modelan con el comando *release*. Adicionalmente, cada nivel del edificio tiene la asignación de diafragma de tipo *rigid*, de tal manera que se garantice la condición de diafragma rígido, definida en el Capítulo 2. Estas consideraciones en el modelo se evidencian a través de las Figuras 8 y 9.

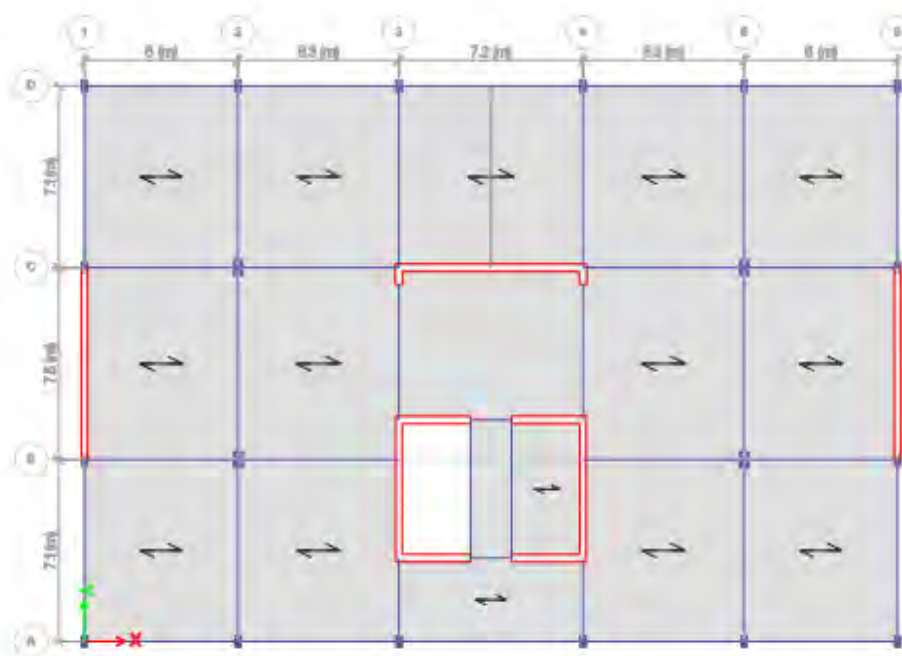


Figura 8: Vista en planta del modelo estructural en software Etabs

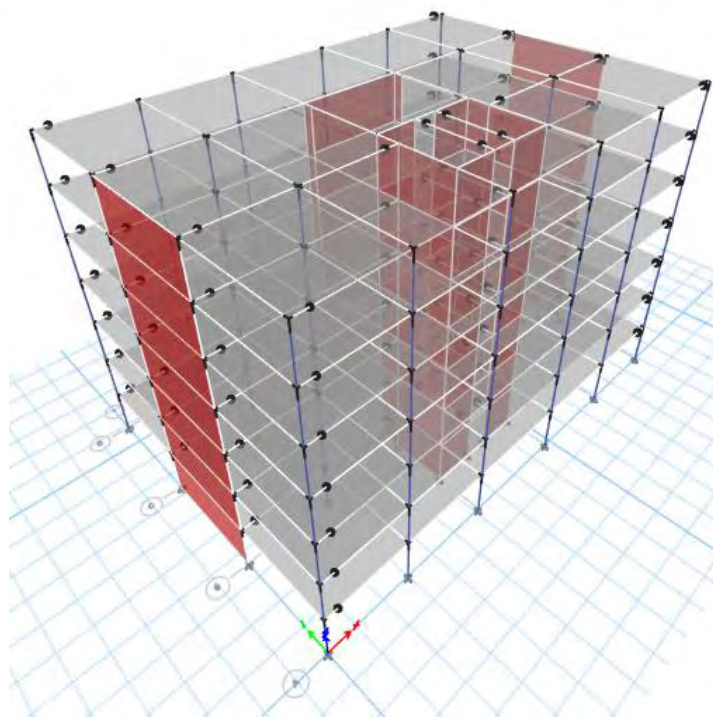


Figura 9: Vista isométrica del modelo estructural en software Etabs

## 3.2 Análisis preliminar

### 3.2.1 Parámetros sísmicos

El desarrollo de un análisis sísmico para edificaciones debe obedecer el procedimiento establecido en la norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Para ello, se definen los parámetros sísmicos que serán usados para calcular las fuerzas cortantes relacionadas a esta solicitud externa:

- Factor de zona ( $Z$ ): la norma establece cuatro zonas dentro del territorio nacional. Cada una de estas zonas representa un distinto nivel de peligro sísmico, expresada en un valor de aceleración horizontal máxima. La Tabla 4 muestra, de forma resumida, los factores de zona correspondiente a cada zona sísmica dentro del Perú:

*Tabla 4: Factores de zona (Ministerio de Vivienda, 2018)*

Zona sísmica	Factor de zona ( $Z$ )
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Tomando en cuenta que la edificación se ubica en el distrito de Lince, en Lima, el factor de zona correspondiente es de  $Z=0.45$ .

- Factor de suelo ( $S$ ): los diversos perfiles de suelo se definen, en esta norma, en función de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte, el valor  $N_{60}$  del ensayo SPT (para suelo granular) o la resistencia al corte en condición no drenada,  $S_u$  (Ministerio de Vivienda, 2018). La combinación del perfil de suelo, junto con la zona sísmica, definen el factor de suelo ( $S$ ). Adicionalmente, se debe precisar los periodos ( $T_P$  y  $T_L$ ) correspondientes al perfil de suelo. Estas características se sintetizan en las Tablas 5 y 6:

Tabla 5: Factores de suelo (Ministerio de Vivienda, 2018)

Factor de suelo (S)				
Zona/Suelo	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 6: Periodos TP y TL (Ministerio de Vivienda, 2018)

Periodos T <sub>P</sub> y T <sub>L</sub>				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

De acuerdo a estas premisas, el valor del factor de suelo para esta edificación es  $S=1.0$ . En cuanto a los periodos, para este perfil de suelo ( $S_1$ ), se tiene  $T_P=0.4$  s y  $T_L=2.5$  s.

- Factor de uso (U): la norma define este factor en función de la importancia de la edificación a ser construida. En ese aspecto, se ofrecen mayores factores de amplificación de fuerza cortante sísmica para edificaciones cuya continuidad de servicio sea imprescindible, incluso ante un evento sísmico severo. A partir de estas postulaciones, se define un factor de uso correspondiente a una categoría tipo C (edificaciones comunes), es decir,  $U=1.0$  para el proyecto en estudio.
- Factor de amplificación sísmica (C): este parámetro indica la relación entre la aceleración máxima de una estructura respecto a la aceleración correspondiente en el suelo debajo de la misma. La norma E.030 (2018) establece las siguientes expresiones en función del periodo fundamental de vibración de la estructura:

$$\begin{array}{ll}
 T < T_p & C = 2.5 \\
 T_p < T < T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L & C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

- Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ ): en la norma E.030 (2018) se indica que este parámetro es definido a partir de los materiales usados y el sistema estructural responsable de la resistencia de la edificación frente a fuerzas laterales. A partir de ello, se asume un coeficiente básico de reducción correspondiente a un sistema de muros de concreto armado, es decir  $R_0=6.00$ .

Haciendo uso de estos parámetros, se realiza un análisis sísmico modal espectral preliminar, para llevar a cabo una evaluación de resultados, tanto de derivas inelásticas, irregularidades y definición del sistema estructural. Este análisis se ejecuta tomando en cuenta un modelo estructural con tres grados de libertad por cada piso de la edificación.

### 3.2.2 Evaluación de derivas inelásticas

En primer lugar, es pertinente asegurar que las derivas inelásticas máximas permitidas por la norma E.030 (2018) no sean superadas en ninguna dirección de análisis. Tal valor límite, para edificaciones de concreto armado, es de 0.007. Teniendo esta restricción como referencia, se presentan los resultados de deriva obtenidos del análisis llevado a cabo mediante el modelo en el programa Etabs, a través de las Tablas 7 y 8:

Tabla 7: Derivas inelásticas en dirección X

Piso	Caso de carga	$\Delta$ elástica	$\Delta$ inelástica	¿Cumple?
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00061	0.00274	SI
6	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00065	0.00294	SI
5	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00068	0.00304	SI
4	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00067	0.00300	SI
3	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00061	0.00273	SI
2	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00048	0.00216	SI
1	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.00025	0.00110	SI
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00072	0.00324	SI
6	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00077	0.00345	SI
5	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00078	0.00353	SI
4	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00076	0.00341	SI
3	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00068	0.00304	SI
2	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00052	0.00236	SI
1	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.00027	0.00122	SI

Tabla 8: Derivas inelásticas en dirección Y

Piso	Caso de carga	$\Delta$ elástica	$\Delta$ inelástica	¿Cumple?
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00062	0.00277	SI
6	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00065	0.00292	SI
5	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00065	0.00294	SI
4	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00062	0.00281	SI
3	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00055	0.00247	SI
2	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00042	0.00190	SI
1	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.00023	0.00102	SI
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00062	0.00278	SI
6	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00065	0.00293	SI
5	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00066	0.00295	SI
4	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00063	0.00282	SI
3	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00055	0.00248	SI
2	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00043	0.00191	SI
1	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.00023	0.00102	SI

Se aprecia que en ningún caso de análisis se supera la deriva inelástica máxima permitida de 0.007. Cabe resaltar que las derivas inelásticas son calculadas como la deriva elástica correspondiente multiplicada por el valor  $0.75 \cdot R$ . Al ser un análisis preliminar, se asume la estructura como una de tipo regular (tanto en planta como en altura), por lo que el factor multiplicador es de 0.75, como lo indica la norma E.030 (2018). El valor de R asumido en este análisis es igual a 6.00.

### 3.2.3 Evaluación de irregularidades

A partir del mismo modelo estructural preliminar, se hace la evaluación de las irregularidades de la edificación, tanto en planta como en altura. La norma E.030 (2018) tipifica cada una de estas irregularidades y cuantifica sus características, de modo que cada una sea medible. Tomando en cuenta que ya se conoce la distribución espacial de la edificación, algunas de estas irregularidades pueden ser descartadas sin necesidad de una cuantificación numérica previa:

- **Irregularidad geométrica vertical:** al tener una edificación que no reduce sus dimensiones en planta en ningún nivel con respecto al anterior, esta irregularidad no se puede dar.
- **Esquinas entrantes:** esta irregularidad no es aplicable a este proyecto, debido a que las dimensiones perimetrales de cada planta no se ven interrumpidas en ningún nivel, evitando que se generen esquinas entrantes.
- **Discontinuidad del diafragma:** en este edificio no existen reducciones abruptas ni aberturas importantes en el diafragma, por lo que esta irregularidad no es aplicable.
- **Discontinuidad en los sistemas resistentes:** no es posible que esta se presente, ya que los elementos estructurales verticales resistentes son continuos desde el primer nivel hasta la azotea.

- **Sistemas no paralelos:** al contar con elementos estructurales resistentes paralelos a las direcciones de análisis X e Y, sin ninguna inclinación, no es posible que se presente esta irregularidad.

Una vez descartadas las irregularidades pertinentes, se hace una evaluación de aquellas que sean medibles mediante los resultados obtenidos del análisis sísmico, haciendo uso del modelo previamente expuesto.

- **Irregularidad torsional**

Para determinar si existe o no, es necesario comparar el desplazamiento máximo relativo de cada entrepiso con respecto al desplazamiento relativo promedio de ese mismo nivel, como lo indica la norma E.030 (2018). En caso de que tal relación de desplazamientos supere el valor de 1.3, se considera como irregularidad torsional simple. Además, si aquel cociente supera 1.5, se considera como irregularidad torsional extrema. Las Tablas 9 y 10 muestran la evaluación de tal cociente (ratio), en todos los niveles de la edificación:

Tabla 9: Ratios de torsión en dirección X

Piso	Caso de carga	Max. Despl. (mm)	Despl. Prom. (mm)	Ratio	Irregularidad
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y -)	12.45	12.40	1.01	Regular
6	Sismo en X (excentricidad en Y -)	10.57	10.49	1.01	Regular
5	Sismo en X (excentricidad en Y -)	8.53	8.42	1.01	Regular
4	Sismo en X (excentricidad en Y -)	6.38	6.28	1.02	Regular
3	Sismo en X (excentricidad en Y -)	4.26	4.17	1.02	Regular
2	Sismo en X (excentricidad en Y -)	2.32	2.27	1.02	Regular
1	Sismo en X (excentricidad en Y -)	0.78	0.77	1.02	Regular
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y +)	14.32	12.07	1.19	Regular
6	Sismo en X (excentricidad en Y +)	12.03	10.19	1.18	Regular
5	Sismo en X (excentricidad en Y +)	9.60	8.17	1.18	Regular
4	Sismo en X (excentricidad en Y +)	7.11	6.08	1.17	Regular
3	Sismo en X (excentricidad en Y +)	4.69	4.03	1.16	Regular
2	Sismo en X (excentricidad en Y +)	2.54	2.19	1.16	Regular
1	Sismo en X (excentricidad en Y +)	0.86	0.74	1.17	Regular

Tabla 10: Ratios de torsión en dirección Y

Piso	Caso de carga	Max. Despl. (mm)	Despl. Prom. (mm)	Ratio	Irregularidad
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X -)	11.93	9.46	1.26	Regular
6	Sismo en Y (excentricidad en X -)	9.96	7.90	1.26	Regular
5	Sismo en Y (excentricidad en X -)	7.90	6.26	1.26	Regular
4	Sismo en Y (excentricidad en X -)	5.82	4.61	1.26	Regular
3	Sismo en Y (excentricidad en X -)	3.83	3.03	1.26	Regular
2	Sismo en Y (excentricidad en X -)	2.07	1.65	1.26	Regular
1	Sismo en Y (excentricidad en X -)	0.72	0.58	1.26	Regular
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X +)	11.97	9.46	1.27	Regular
6	Sismo en Y (excentricidad en X +)	10.00	7.90	1.27	Regular
5	Sismo en Y (excentricidad en X +)	7.93	6.26	1.27	Regular
4	Sismo en Y (excentricidad en X +)	5.84	4.61	1.27	Regular
3	Sismo en Y (excentricidad en X +)	3.84	3.03	1.27	Regular
2	Sismo en Y (excentricidad en X +)	2.08	1.65	1.27	Regular
1	Sismo en Y (excentricidad en X +)	0.73	0.58	1.26	Regular

A la luz de estos resultados, se puede afirmar que la irregularidad por torsión no está presente en esta edificación, incluso evitando la torsión simple. Esto es producto de una adecuada estructuración en planta de los elementos estructurales, evitando que el centro de rigidez sea trasladado lejos del centro de masa de cada diafragma.

- **Irregularidad de masa o peso**

De acuerdo a la norma E.030 (2018), esta característica se da cuando la masa (o peso) de un nivel de la edificación es mayor que 1.5 veces la masa de un nivel adyacente. Esta condición no aplica para los pisos correspondientes a azoteas. De esta manera, se evalúan los resultados obtenidos mediante el modelo realizado en el software Etabs, expuestos en la Tabla 11.

*Tabla 11: Masas por nivel de la edificación*

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)
Azotea	51.92
1-6 (típicos)	66.21

A la vista de estos valores, se concluye que no es posible que esta irregularidad se presente, debido a que las masas de los niveles típicos son iguales. Esto obedece a la realidad del proyecto, ya que los pisos son típicos con la misma distribución de espacios y elementos, por lo que no deberían tener variaciones de masa o peso.

- **Irregularidad de rigidez – Piso blando**

La norma E.030 (2018) define esta condición como aquella en la que la rigidez lateral de un piso es menor que 70 % de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o menor que 80 % de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Así, las Tablas 12 y 13 muestran la inspección de los valores de rigidez lateral del edificio, en función de las descripciones anteriores:

Tabla 12: Rigideces laterales en dirección X

Piso	Caso de carga	Rigidez lateral X (ton/m)
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y -)	70 839
6	Sismo en X (excentricidad en Y -)	126 071
5	Sismo en X (excentricidad en Y -)	165 202
4	Sismo en X (excentricidad en Y -)	202 678
3	Sismo en X (excentricidad en Y -)	253 130
2	Sismo en X (excentricidad en Y -)	347 576
1	Sismo en X (excentricidad en Y -)	705 898
Azotea	Sismo en X (excentricidad en Y +)	687 85
6	Sismo en X (excentricidad en Y +)	122083
5	Sismo en X (excentricidad en Y +)	159 885
4	Sismo en X (excentricidad en Y +)	196 596
3	Sismo en X (excentricidad en Y +)	246 625
2	Sismo en X (excentricidad en Y +)	340 438
1	Sismo en X (excentricidad en Y +)	690 627

Tabla 13: Rigideces laterales en dirección Y

Piso	Caso de carga	Rigidez lateral X (ton/m)
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X -)	84 048
6	Sismo en Y (excentricidad en X -)	155 857
5	Sismo en Y (excentricidad en X -)	211 274
4	Sismo en Y (excentricidad en X -)	266 160
3	Sismo en Y (excentricidad en X -)	340 700
2	Sismo en Y (excentricidad en X -)	475 144
1	Sismo en Y (excentricidad en X -)	916 072
Azotea	Sismo en Y (excentricidad en X +)	83 528
6	Sismo en Y (excentricidad en X +)	154 993
5	Sismo en Y (excentricidad en X +)	210 123
4	Sismo en Y (excentricidad en X +)	264 710
3	Sismo en Y (excentricidad en X +)	338 830
2	Sismo en Y (excentricidad en X +)	472 539
1	Sismo en Y (excentricidad en X +)	911 121

Sobre la base de estos resultados, se puede afirmar que no se presenta esta irregularidad en el proyecto. Se observa que las rigideces laterales son significativamente mayores en el primer nivel de cada dirección de análisis y reflejan una disminución progresiva en cada nivel superior siguiente. Es así como no existe la posibilidad que un valor de rigidez sea mayor en un piso superior al piso que se analice. Estos resultados muestran coherencia con la distribución en altura de la edificación. El hecho que se tengan alturas de entrepisos iguales y que no existan elementos que hagan variar significativamente la rigidez de un piso con respecto a otro favorece a evitar el problema de piso blando.

### 3.2.4 Evaluación del sistema estructural

Al llevar a cabo la ejecución del análisis preliminar, se tomó en cuenta un coeficiente de reducción básica sísmica de  $R_0=6.00$ , lo cual corresponde a un sistema estructural de muros. Para validar esta asunción, es necesario evaluar las fuerzas cortantes que toman las placas del edificio, y compararlas con las fuerzas cortantes en la base que recibe la edificación en cada una de sus direcciones de análisis (X e Y). Para tal fin, las Tablas 14 y 15 resumen dichos resultados, extraídos del modelo computacional:

*Tabla 14: Fuerza cortante basal para cargas sísmicas*

Caso de carga	Vx basal (ton)	Vy basal (ton)
Sismo en X (excentricidad en Y +)	511	-
Sismo en X (excentricidad en Y -)	541	-
Sismo en Y (excentricidad en X +)	-	524
Sismo en Y (excentricidad en X -)	-	527

Tabla 15: Fuerza cortante en placas para cargas sísmicas

Caso de carga	Vx placas (ton)	Vy placas (ton)	%V basal
Sismo en X (excentricidad en Y +)	499	-	98
Sismo en X (excentricidad en Y -)	528	-	98
Sismo en Y (excentricidad en X +)	-	504	96
Sismo en Y (excentricidad en X -)	-	506	96

En conformidad con la norma E.030 (2018), una estructura es calificada como un sistema de muros cuando las placas toman por lo menos 80 % de la cortante en la base. De esta manera, se corrobora que la asunción inicial de sistema de muros ( $R_0=6.00$ ) para esta edificación fue correcta. Es importante resaltar que los porcentajes de fuerza cortante tomados por estos elementos (alrededor de 97 %, en promedio) se ven reflejados en los planos de planta del proyecto, ya que se cuenta con muros de corte importantes, con dimensiones significativas en ambas direcciones del edificio.

### 3.3 Análisis estático

Conforme a lo indicado en la norma E.030 (2018), la cortante basal del edificio debe ser calculada con los parámetros sísmicos Z, U, S, C y R, así como el peso sísmico de la estructura. Para definir tal peso la norma señala que, para edificaciones comunes se debe tomar el 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva. De acuerdo a ello, las Tablas 16 y 17 reflejan los pesos sísmicos obtenidos del modelo realizado con el software Etabs y mediante un metrado de cargas manual de toda la edificación, respectivamente.

Tabla 16: Peso sísmico del edificio obtenido del programa Etabs

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Peso (ton)	Peso/Área (ton/m <sup>2</sup> )	Peso total (ton)
Azotea	51.924	509	0.738	4 407
1-6	66.210	650	0.941	

Tabla 17: Peso sísmico del edificio obtenido por metrado manual

Piso	Peso (ton)	Peso/Área (ton/m <sup>2</sup> )	Peso total (ton)
Azotea	524	0.74	4 34
1-6	639	0.90	

Estos resultados permiten, en primer lugar, la inspección del ratio peso/área de los niveles típicos del proyecto. Se aprecia que tal ratio es bastante próximo a 1 ton/m<sup>2</sup>, lo cual obedece a un peso coherente en este tipo de edificios. Adicionalmente, se obtiene el peso sísmico total, con un valor de 4 400 toneladas. Por otro lado, es importante notar la semejanza que exhiben los pesos sísmicos en las tablas 16 y 17. Esto obedece a que, al momento de modelar la edificación en el programa computacional ETABS, no se incurre en mayor error en la idealización de elementos ni pesos externos, ya que el proyecto es de geometría y distribución de baja complejidad. Así, tanto el metrado manual como el metrado propio del software tienen un alto grado de precisión al calcular el peso sísmico.

Previo al cálculo de la cortante basal, es imperativo definir el valor del coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R), tomando en cuenta la evaluación de irregularidades realizada anteriormente. En ese sentido, la norma E.030 (2018) considera la reducción del valor de R<sub>0</sub>, a través de los factores de irregularidad en altura y en planta, I<sub>a</sub> e I<sub>p</sub>, respectivamente. Dado que la evaluación de irregularidades exhibe la ausencia de estas, ambos factores tienen los siguientes valores:

$$I_a = 1.00$$

$$I_p = 1.00$$

A partir de ello, y usando la expresión de la norma para el cálculo del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ), se obtiene:

$$R = R_0 * I_a * I_p = 6.00 * 1.00 * 1.00 = 6.00$$

Adicionalmente, para el análisis estático, se requiere el uso del periodo de vibración de la estructura bajo condiciones de traslación pura, en ambas direcciones de análisis. Estos periodos de vibración son los que definen el valor del parámetro sísmico de amplificación ( $C$ ) para el análisis estático, usando las expresiones expuestas anteriormente. Empleando el modelo estructural en el software Etabs, afectado por las condiciones de traslación pura, se obtienen los siguientes periodos y factores de amplificación:

$$T_X = 0.462 \text{ s}$$

$$C_X = 2.16$$

$$T_Y = 0.367 \text{ s}$$

$$C_Y = 2.50$$

Una vez definidos todos los parámetros sísmicos para el análisis estático, así como el peso sísmico correspondiente, se realiza el cálculo de las fuerzas cortante basales, usando la expresión estipulada en la norma E.030 (2018) para cada dirección de análisis:

$$V_{estáticoX} = \frac{Z * U * S * C_X}{R} * P_{sismico} = \frac{0.45 * 1.0 * 1.0 * 2.16}{6.00} * 4407 = 715 \text{ ton}$$

$$V_{estáticoY} = \frac{Z * U * S * C_Y}{R} * P_{sismico} = \frac{0.45 * 1.0 * 1.0 * 2.5}{6.00} * 4407 = 826 \text{ ton}$$

### 3.4 Análisis dinámico definitivo y fuerza cortante de diseño

El análisis dinámico modal espectral cuenta con la particularidad de poder superponer los efectos de cada modo incluido en el modelo computacional. En ese sentido, el factor de amplificación sísmica ( $C$ ) se convierte en un valor variable y dependiente de los periodos de vibración de cada uno de los modos que toman parte en tal superposición de efectos. Tales valores de amplificación obedecen al espectro de diseño de la norma E.030 (2018). La Figura 10 detalla dicho espectro, en donde se aprecia una plataforma constante para periodos de vibración cortos, una primera curva para periodos intermedios y finalmente, una segunda curva que está regida por periodos largos.

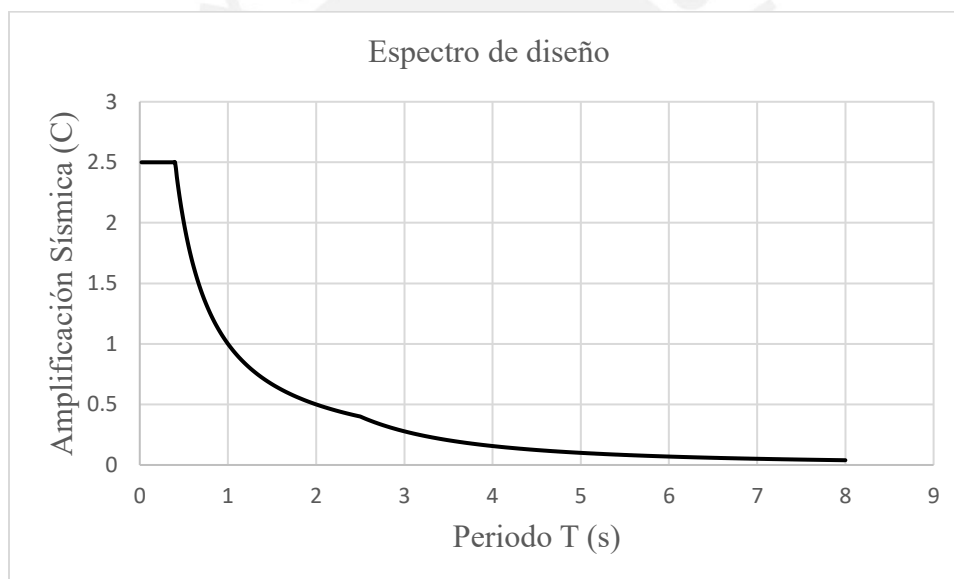


Figura 10: Espectro de diseño de la estructura

Al tener la certeza de las derivas máximas, las irregularidades y el sistema estructural de la edificación, se realizan los ajustes necesarios para representar correctamente el modelo final en el programa computacional Etabs, con el fin de llevar a cabo el análisis dinámico definitivo. En ese sentido, la Tabla 18 refleja el resumen de los parámetros sísmicos adoptados en dicho modelo, en concordancia con la metodología que establece la norma E.030 (2018). Cabe destacar que, al no

haber irregularidades, y al haber asumido correctamente el sistema estructural en el modelo preliminar, el nuevo modelo no sufre modificaciones en sus datos de entrada.

*Tabla 18: Parámetros sísmicos para análisis dinámico modal espectral*

Factor de zona (Z)	0.45
Perfil de suelo	S1
Factor de suelo (S)	1.00
Periodo $T_p$ (segundos)	0.40
Periodo $T_L$ (segundos)	2.00
Factor de amplificación sísmica (C)	Factor variable de acuerdo a la Figura 10
Factor de uso (U)	1.00
Coefficiente básico de reducción ( $R_0$ )	6.00
Factor de irregularidad $I_a$	1.00
Factor de irregularidad $I_p$	1.00
Coefficiente de reducción (R)	6.00

Una vez establecido el modelo estructural en el software Etabs se debe verificar, en primer lugar, que el porcentaje de masa efectiva acumulado de todos los modos de vibración analizados sea mayor al 90 %, conforme lo indica la norma E.030 (2018). Tal revisión de masa se exhibe a través de la Tabla 19. En la misma, se muestran las masas efectivas correspondientes a las tres direcciones principales de análisis: traslación en el eje X, traslación en el eje Y, así como la rotación alrededor del eje Z. Los resultados evidencian que, con la cantidad de modos de vibración usados en el modelo estructural, se alcanza el valor mínimo requerido, con un porcentaje de 90.1 % en el caso más crítico. Otro análisis que permiten estos resultados es aquel relacionado con los periodos de vibración de la estructura. Se aprecia que los tres modos de mayor importancia (por su mayor masa efectiva), 1,2 y 3, son aquellos relacionados a cada una de las direcciones principales de análisis: traslación en X, traslación en Y, así como rotación alrededor del eje Z, respectivamente. Es

importante destacar que los periodos relacionados con la traslación en X e Y tienen similitud con los mismos periodos, pero del análisis estático presentado en el acápite anterior, mostrando variaciones menores al 1 %.

*Tabla 19: Porcentajes de masa efectiva de cada modo de vibración*

Modo	Periodo (s)	Ux	Uy	Rz	Ux acumulado	Uy acumulado	Rz acumulado
1	<b>0.466</b>	<b>0.708</b>	0.000	0.009	0.708	0.000	0.009
2	<b>0.368</b>	0.000	<b>0.709</b>	0.000	0.708	0.709	0.009
3	<b>0.351</b>	0.010	0.000	<b>0.699</b>	0.717	0.709	0.708
4	0.117	0.184	0.000	0.001	0.901	0.709	0.709
5	0.09	0.000	0.200	0.000	0.901	0.909	0.709
6	0.085	0.000	0.000	0.199	0.901	0.909	0.908
7	0.075	0.000	0.000	0.000	0.901	0.909	0.908
8	0.075	0.000	0.000	0.000	0.901	0.909	0.908
9	0.075	0.000	0.000	0.000	0.901	0.909	0.908
10	0.075	0.000	0.000	0.000	0.901	0.909	0.908
11	0.075	0.000	0.000	0.000	0.901	0.909	0.908
12	0.075	0.000	0.003	0.000	<b>0.901</b>	<b>0.912</b>	<b>0.908</b>

Para definir la fuerza sísmica que será usada en el diseño en concreto armado, la norma E.030 (2018) establece un valor mínimo a ser alcanzado, el cual es función de lo obtenido en el análisis estático. Para tal fin, la norma indica que, de tratarse de una estructura regular, la cortante mínima corresponde al 80 % de la cortante estática. En cambio, para estructuras irregulares, ese valor se limita al 90 % de la cortante estática como mínimo. En función de ello, la Tabla 20 muestra los valores de cortante basal para cada caso de carga, comparándolos con los valores del análisis estático, de tal forma que se pueda definir la cortante de diseño. La cortante correspondiente al análisis dinámica es usada como valor de diseño, siempre y cuando alcance el valor mínimo

requerido. En caso no se alcance dicho valor, se aplica un factor de ajuste a la cortante dinámica para que pueda ser usada como valor de diseño.

Tabla 20: Factores de ajuste y cortante basal de diseño

Caso de carga	V dinámica (ton)	V estática (ton)	V min (ton)	Factor	V diseño (ton)
Sismo en X (excentricidad en Y +)	511	715	572	1.12	572
Sismo en X (excentricidad en Y -)	541			1.06	572
Sismo en Y (excentricidad en X +)	524	826	661	1.25	661
Sismo en Y (excentricidad en X -)	527			1.25	661

### 3.5 Junta sísmica

La norma E.030 (2018) dictamina que debe existir una distancia segura entre dos edificaciones vecinas, tal que se evite la colisión entre las mismas, al ser sometidas a desplazamientos significativos frente a la acción sísmica. Para ello, se establecen dos criterios que definen el valor mínimo de separación entre edificios, definida como “s” (Ministerio de Vivienda, 2018):

- La distancia  $s$  no debe ser menor que las  $2/3$  partes de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- La distancia  $s$  no debe ser menor que 0.006 veces la altura medida desde el nivel de terreno hasta la altura que se desee analizar, ni menor que 3 cm

A la luz de estas condiciones, y tomando en cuenta que no se conocen los desplazamientos máximos de los edificios vecinos, se realiza el cálculo de la separación usando la altura total de la edificación, es decir 22.4 m:

$$s = 0.006 * 22.4/2 = 0.067 \text{ m} = 6.70 \text{ cm}$$

De esta manera, se opta por una separación entre edificios de 7.00 cm.

## CAPÍTULO 4. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

### 4.1 Losas Aligeradas

#### 4.1.1 Metrado de cargas

Las losas aligeradas convencionales son diseñadas usando un ancho tributario de 40 cm, lo cual corresponde a la separación de eje a eje entre cada vigueta de concreto armado que conforma este tipo de losa. El diseño exige que las secciones de este elemento sean capaces de resistir de forma segura las solicitaciones que reciba, tanto por flexión como por fuerza cortante. Para garantizar tal intención, primero se identifican y cuantifican las cargas externas que afectan a la losa:

- Carga muerta (CM):
  - Peso propio (h=25 cm):  $350 \text{ kg/m}^2$
  - Piso terminado (5 cm de espesor):  $100 \text{ kg/m}^2$
  - Peso de tabiques internos:  $1800 \text{ kg/m}^3$
- Carga viva (CV):
  - Sobrecarga:  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Tabiquería móvil:  $50 \text{ kg/cm}^2$

En función de estas fuerzas externas, se realiza la amplificación de cargas de gravedad, como lo indica la norma E.060 (2009). A manera de ejemplo, se muestran los cálculos correspondientes al análisis y diseño de la losa aligerada ubicada entre los ejes 1-6 y C-D. La Figura 11 muestra el esquema de este elemento, apoyado sobre las vigas que están orientadas en sentido perpendicular y sometido a las cargas amplificadas correspondientes.

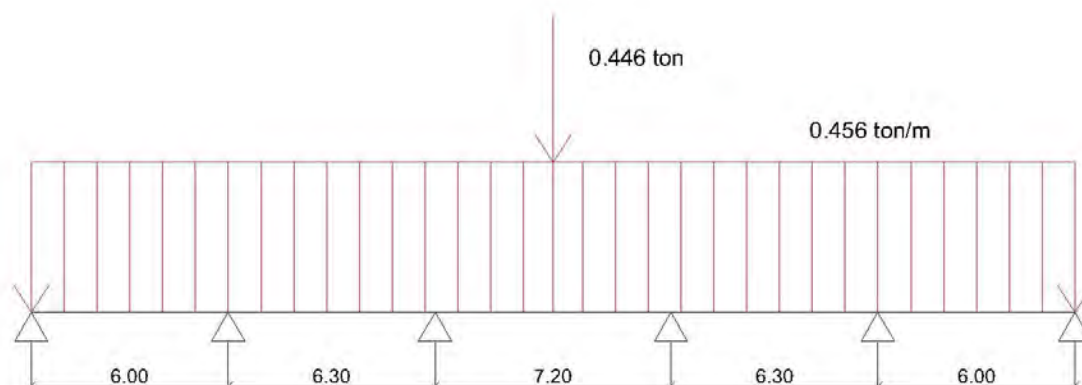


Figura 11: Cargas amplificadas sobre aligerado entre ejes C-D

#### 4.1.2 Diseño por fuerza cortante

En función del modelo de la losa con cargas amplificadas expuesto en la Figura 11, se obtienen los diagramas de fuerza cortante. La Figura 13 muestra tales fuerzas en cada uno de los tramos del aligerado entre los ejes 1-6 y C-D, usado como ejemplo de cálculo en este capítulo.

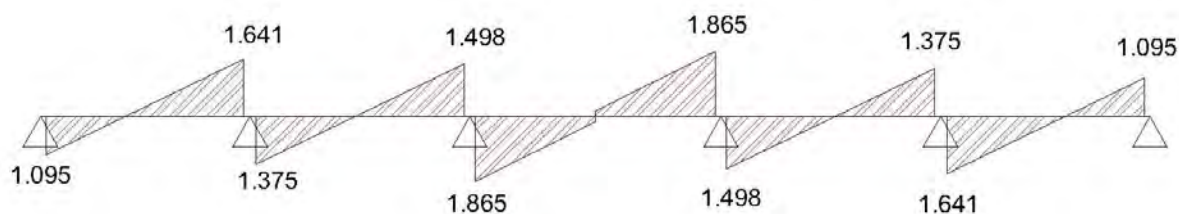


Figura 12: Diagrama de fuerzas cortantes del aligerado (ton)

En primer lugar, es pertinente realizar el cálculo de la resistencia a fuerza cortante suministrada por la sección de concreto, con un peralte efectivo de 22 cm y un ancho de 10 cm (ancho de cada vigueta). Para ello, se hace uso de la expresión estipulada en la norma E.060 (2009), para este tipo de losa:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1.58 \text{ ton}$$

Se verifica que, para el tramo ubicado en el medio, es necesario suministrar de mayor resistencia a la sección para que sea capaz de resistir la fuerza cortante externa máxima de 1.87 ton. Para lograrlo, es necesario considerar un ensanche alternado en dicho tramo. Haciendo uso de este ensanche, el ancho de la sección típica resistente aumenta a un valor de 25 cm. Así, utilizando la expresión expuesta anteriormente, se obtiene la nueva resistencia a cortante de la sección:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 22 = 3.95 \text{ ton}$$

Se verifica que, haciendo uso de ensanches alternados, se consigue que todas las secciones del aligerado en estudio sean capaces de resistir de forma segura las fuerzas cortantes a las que son sometidas.

#### 4.1.3 Diseño por flexión

A partir del modelo con cargas amplificadas, se obtienen los momentos últimos sobre cada tramo de la losa. La Figura 13 expone tales valores, correspondientes al aligerado analizado en este capítulo.

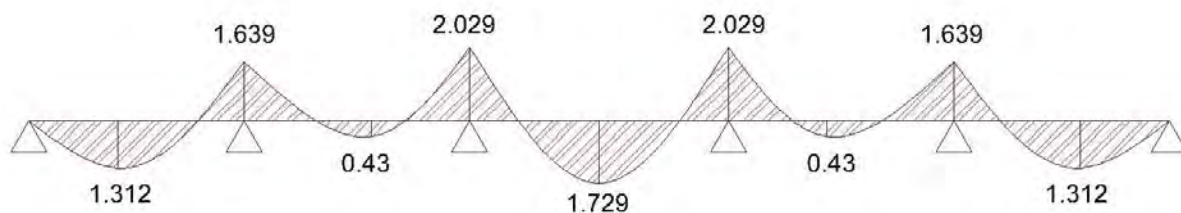


Figura 13: Diagrama de momentos flectores del aligerado (ton-m)

Para que las secciones del aligerado cumplan con las exigencias de resistencia y ductilidad que demanda la norma E.060, se debe proporcionar una cantidad de acero que sea mayor que la mínima, de forma que se eviten fisuras de gran tamaño. También, se debe instalar una cantidad de

acero menor que el acero máximo, tal que el refuerzo llegue a su punto de fluencia y la falla sea dúctil.

El acero mínimo positivo para una sección de aligerado, en donde la distribución de la compresión es rectangular, está dado por la siguiente expresión (Ministerio de Vivienda, 2009):

$$As_{min^+} = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d = 0.53cm^2 ; bw = 10cm; d = 22cm$$

El acero máximo para la misma sección de aligerado se calcula usando la siguiente fórmula, en función del acero balanceado,  $As_b$  (Ministerio de Vivienda, 2009):

$$c_b = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} * d = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 22 = 12.9 cm$$

$$As_b = \frac{0.85 * f'c * 0.85 * c_b * b}{fy} = 11.05 cm^2; As_{max} = 0.75 * As_b = 8.29 cm^2$$

Para realizar el cálculo del acero requerido por cada sección, en función al momento amplificado, se hace uso de las siguientes expresiones (Ottazzi, 2018):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{\phi * .85 * f'c * b}}; As = \frac{|Mu|}{\phi * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

A partir de estas expresiones, y para cada valor máximo de momento negativo y positivo en cada tramo, se calcula el área de acero requerido por cada sección crítica. De esta manera, la Tabla 21 muestra el acero instalado para resistir cada uno de los momentos mostrados en la Figura 13. Cabe destacar que aquellos momentos negativos que usan una base de 25 cm en el cálculo cuentan con un ensanche alternado para favorecer la resistencia, tanto a flexión como a cortante, como se detalló en el acápite anterior.

Tabla 21: Diseño por flexión de aligerado

Mu (ton-m)	b (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As instalado	$\phi M_n$ (ton-m)
+1.31	40	1.68	1 $\phi$ 3/8"+1 $\phi$ 1/2"	+1.62
-1.64	10	2.24	2 $\phi$ 1/2"	-1.85
-1.64	10	2.24	2 $\phi$ 1/2"	-1.85
+0.43	40	0.52	2 $\phi$ 3/8"	+1.16
-2.03	25	2.58	2 $\phi$ 1/2"	-2.03
-2.03	25	2.58	2 $\phi$ 1/2"	-2.03
+1.73	40	2.14	2 $\phi$ 1/2"	+2.07
-2.03	25	2.58	2 $\phi$ 1/2"	-2.03
-2.03	25	2.58	2 $\phi$ 1/2"	-2.03
+0.43	40	0.52	2 $\phi$ 3/8"	+1.16
-1.64	10	2.24	2 $\phi$ 1/2"	-1.85
-1.64	10	2.24	2 $\phi$ 1/2"	-1.85
+1.31	40	1.68	1 $\phi$ 3/8"+1 $\phi$ 1/2"	+1.62

## 4.2 Losas macizas

### 4.2.1 Metrado de cargas

Este tipo de losas se diseñan tomando en cuenta una sección de ancho unitario (1 metro) y el peralte correspondiente al espesor de la losa. El diseño está gobernado por la resistencia de la sección a flexión, así como a fuerza cortante. Para pronosticar tales solicitaciones sobre las secciones de la losa, se toman en cuenta las siguientes cargas externas:

- Carga muerta (CM):
  - Peso propio ( $h=20$  cm):  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} = 480 \text{ kg/m}^2$
  - Piso terminado (5 cm de espesor):  $100 \text{ kg/m}^2$
  - Peso de tabiques internos:  $1800 \text{ kg/m}^3$
- Carga viva (CV):
  - Sobrecarga:  $250 \text{ kg/m}^2$
  - Tabiquería móvil:  $50 \text{ kg/cm}^2$

Una vez identificadas las cargas actuantes sobre la losa, se procede a realizar la amplificación de las mismas, de acuerdo al diseño por rotura establecido en la norma E.060 (2009). Para ejemplificar los cálculos, se toma como referencia la losa maciza ubicada entre los ejes 3-4 y B-C. Al ser una losa con distancias similares en sus dos direcciones, se toma en cuenta un funcionamiento en dos direcciones.

Para evaluar la dirección de análisis que corresponde a la losa aligerada adyacente, entre los ejes B y C, se realiza un modelo continuo que enlaza los tramos de losa aligerado con el paño de losa maciza en cuestión. Para tal fin, se toma en cuenta en el modelo representativo un ancho correspondiente a las viguetas del aligerado, es decir 40 cm. La Figura 14 muestra los resultados

del análisis estructural del modelo mencionado, al ser sometido a las cargas de gravedad mencionadas. Cabe resaltar que, como se está considerando una sola dirección de la losa maciza, se ha tomado la carga distribuida total sobre el área a la mitad para el análisis de esta dirección.

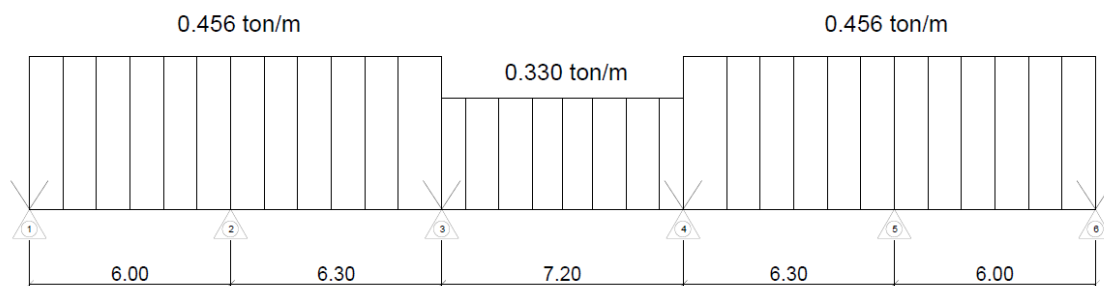


Figura 14: Cargas amplificadas sobre el tramo de losa

#### 4.2.2 Diseño por fuerza cortante

Con el modelo estructural expresado anteriormente, se realiza el análisis y se extraen los diagramas de fuerza cortante en los tramos de losa en mención. La Figura 15 muestra las magnitudes de esta fuerza a lo largo de cada tramo de este conjunto de losa compuesto por aligerados y un paño de losa maciza.

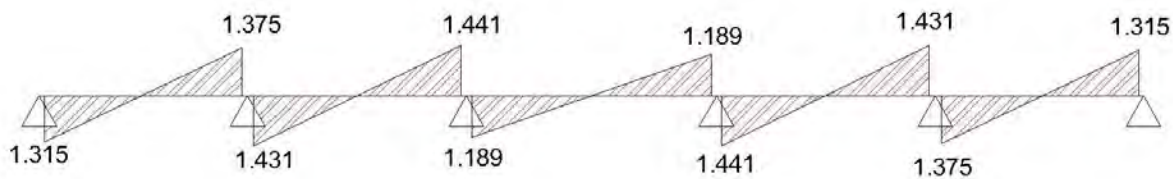


Figura 15: Diagrama de fuerzas cortantes del tramo de losa

Se inicia el diseño verificando si la sección de losa cuenta con el espesor suficiente para tomar las fuerzas cortantes exhibidas en la Figura 15. Considerando un peralte de 20cm de la losa y un ancho

unitario de 1m, se obtiene la siguiente capacidad resistente a cortante usando la expresión correspondiente de la norma E.060 (2009):

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

A partir de este valor, se corrobora que la sección es adecuada para tomar las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural, a partir del modelo anteriormente detallado.

### 4.2.3 Diseño por flexión

De forma análoga a la obtención de las fuerzas cortantes a partir del modelo estructural, se obtienen los diagramas de momento flector para el tramo de losa en evaluación. En la Figura 16 se aprecian los valores de esta fuerza interna para cada tramo de la losa.

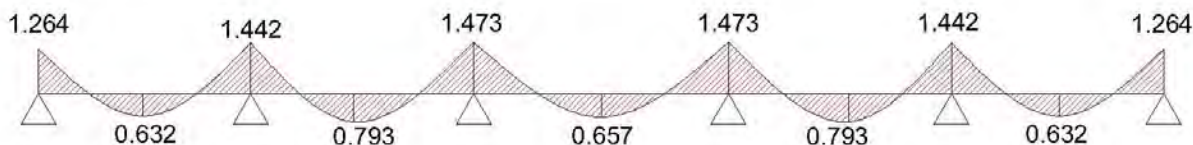


Figura 16: Diagrama de momento flector del tramo de losa

Usando las mismas expresiones que para el caso de losas aligeradas, se obtienen las áreas de acero de refuerzo requerido para que la losa maciza del tramo central pueda resistir los momentos amplificados a los que se ve sometida. La Tabla 22 muestra un resumen de estos resultados, enfocados únicamente en el tramo de losa maciza dentro del modelo estructural desarrollado. Cabe resaltar que los resultados obtenidos en este modelo corresponden a un ancho de sección de 40cm. Para la evaluación de la losa maciza, se toma en cuenta el momento flector correspondiente a 1m de ancho, como es usual en este tipo de losas.

Tabla 22: Diseño por flexión de la losa maciza

Mu (ton-m)	b (cm)	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As instalado
-3.68	100	5.98	1 $\phi$ 1/2" @ 40 cm + 1 $\phi$ 1/2" @ 40 cm
+1.64	100	2.60	1 $\phi$ 3/8" @ 20 cm
-3.68	100	5.98	1 $\phi$ 3/8" @ 20 cm + 1 $\phi$ 1/2" @ 40 cm



## CAPÍTULO 5. DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

### 5.1 Metrado de cargas

Las vigas peraltadas en una edificación deben ser dotadas con las dimensiones y refuerzos necesarios para poder resistir las combinaciones de cargas a las que se vea sometida en su vida útil.

Para ello, la norma E.060 (2009) establece las siguientes cargas a considerar para el diseño de estos elementos:

- Carga Muerta (CM)
- Carga Viva (CV)
- Carga de Sismo (CS)

A partir de estas cargas, la norma indica diversas combinaciones de estas para obtener las sollicitaciones externas más exigentes posibles y, sobre ellas, hacer el diseño de las vigas bajo la filosofía de diseño a la rotura. Tales combinaciones se expresan a continuación

- $1.4CM + 1.7CV$
- $1.25 (CM+CV) + CS$
- $1.25 (CM+CV) - CS$
- $0.9CM + CS$
- $0.9CM - CS$

Para el análisis estructural de vigas frente a cargas de gravedad, se realiza un metrado manual de cada uno de estos elementos, de modo que se pueda obtener de manera diferenciada los diagramas de fuerzas internas de cualquier viga para carga muerta y carga viva. Como ejemplo representativo

se muestra a continuación el procedimiento de diseño a seguir para las vigas del eje 3 (V-03) y eje 5 (V-02). Las Tablas 23 y 24 muestran el resumen del metrado manual de los elementos en mención. Cabe resaltar que el tramo 2 de la viga V-03 involucra las cargas actuantes sobre una losa maciza en dos direcciones, por lo que se tienen cargas rectangulares y triangulares. El resto de tramos en la tabla presenta cargas distribuidas uniformemente (carga rectangular).

Tabla 23: Metrado de CM para vigas V-02 y V-03

Cargas (ton/m)	V-03			V-02		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Peso propio	0.50	0.50 (rect.)	0.50	0.50	0.50	0.50
Peso aligerado	2.26	1.05 (rect.)	2.26	2.04	2.04	2.04
Peso losa maciza	0.00	1.36 (trian.)	0.00	0.00	0.00	0.00
Piso terminado	0.68	0.28 (trian.) 0.33 (rect.)	0.68	0.61	0.61	0.61
Tabique en viga	0.68	0.68 (rect.)	0.00	0.00	0.00	0.00
Tabique en losa	0.00	0.76 (trian.)	0.40	0.00	0.00	0.00
<b>CM (ton/m)</b>	<b>4.11</b>	<b>2.40 (trian.)</b> <b>2.56 (rect.)</b>	<b>3.84</b>	<b>3.16</b>	<b>3.16</b>	<b>3.16</b>

Tabla 24: Metrado de CV para vigas V-02 y V-03

Cargas (ton/m)	V-03			V-02		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Sobrecarga	1.69	0.71 (trian.) 0.83 (rect.)	1.69	1.54	1.54	1.54
Tabiquería móvil	0.34	0.14 (trian.) 0.17 (rect.)	0.34	0.31	0.31	0.31
<b>CV (ton/m)</b>	<b>2.03</b>	<b>0.85 (trian.)</b> <b>0.99 (rect.)</b>	<b>2.03</b>	<b>1.84</b>	<b>1.84</b>	<b>1.84</b>

## 5.2 Diseño por flexión

Para realizar el diseño de este elemento, se deben obtener las envolventes de diseño que aborden todas las combinaciones mencionadas en el acápite anterior. Las Figuras 17 a 22 muestran las envolventes de momentos flectores obtenidos del análisis estructural para las vigas V-02 (Eje 2) y V-03 (Eje 3), a ser usadas como ejemplo de cálculo típico. Cabe destacar que, para el análisis por cargas de gravedad, se hace uso de un modelo estructural aislado para cada viga, empleando la simplificación de la Norma E.060 (2009) que permite asumir empotrados los extremos de las columnas sobre las que se apoyan las vigas. Para las fuerzas internas sísmicas, en cambio, se extraen los resultados del modelo estructural de toda la edificación, sobre el cual se desarrolló el análisis sísmico.

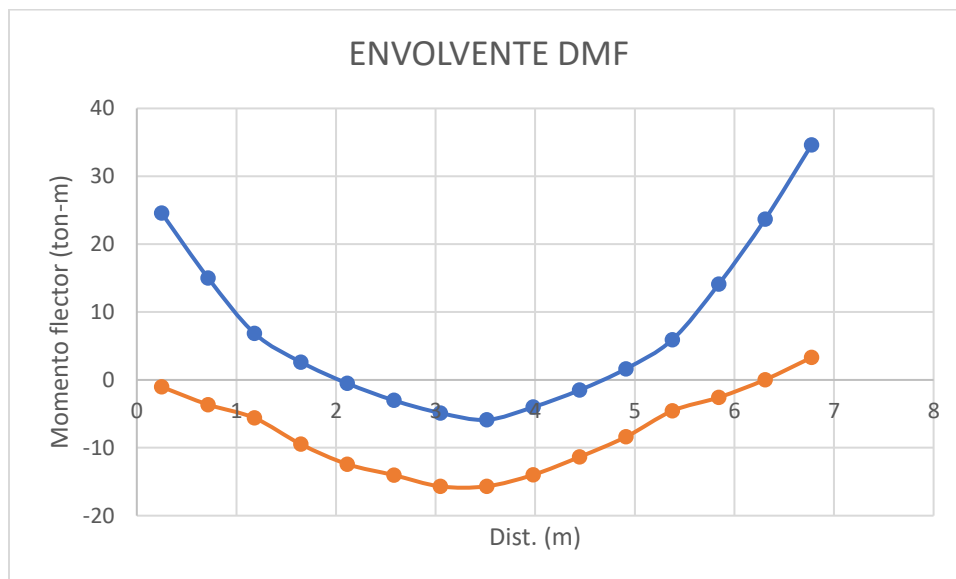


Figura 17: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 1 de Viga V-02 (Eje 2)

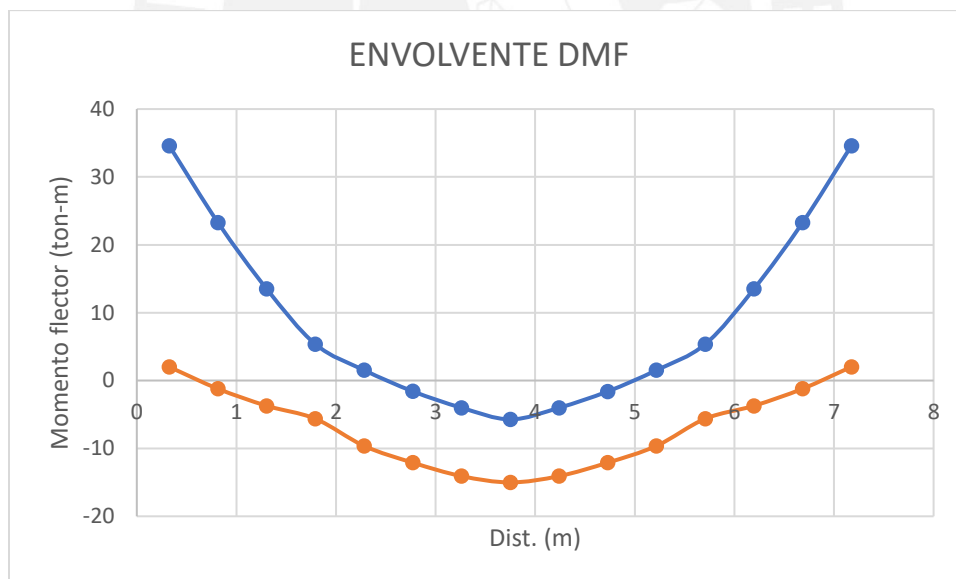


Figura 18: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 2 de Viga V-02 (Eje 2)

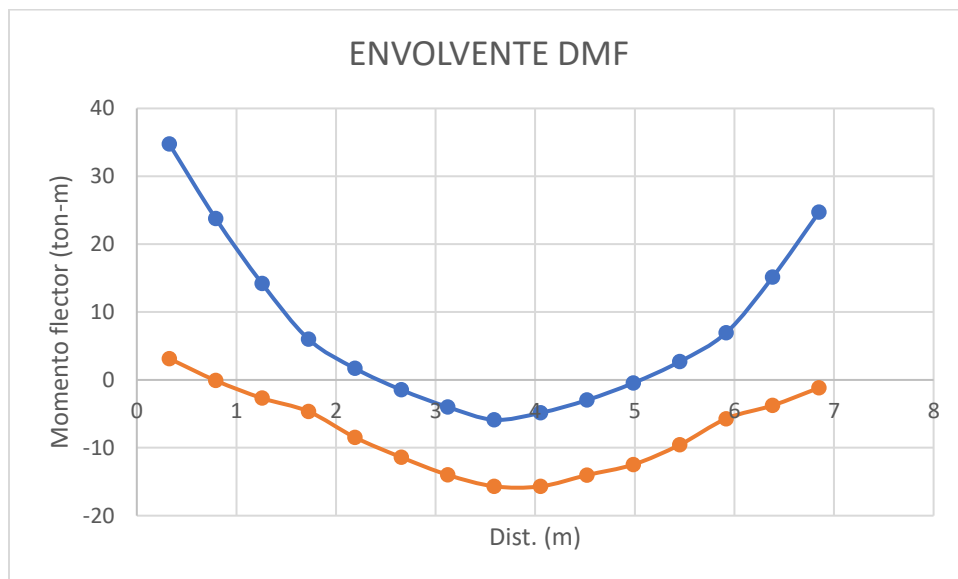


Figura 19: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 3 de Viga V-02 (Eje 2)

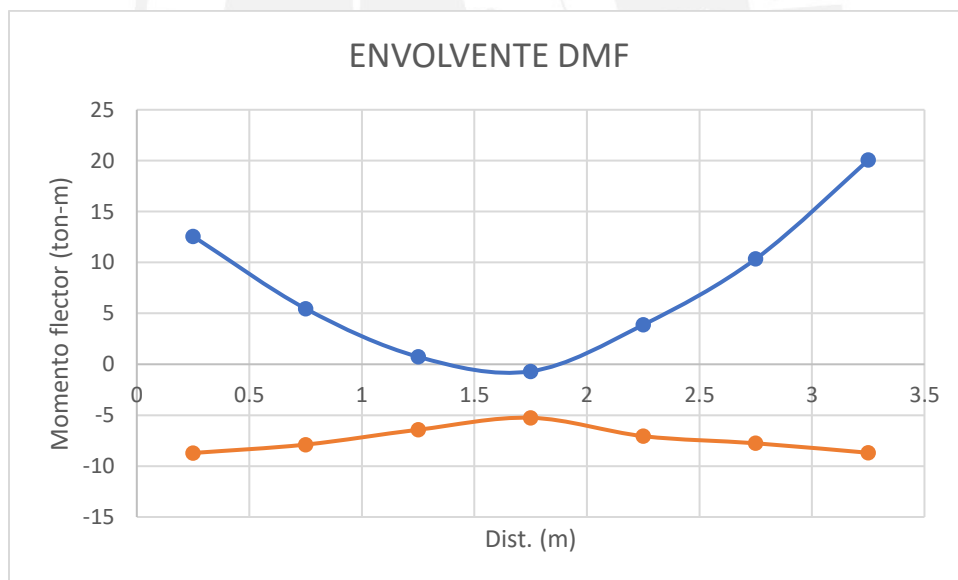


Figura 20: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 1 de Viga V-03 (Eje 3)

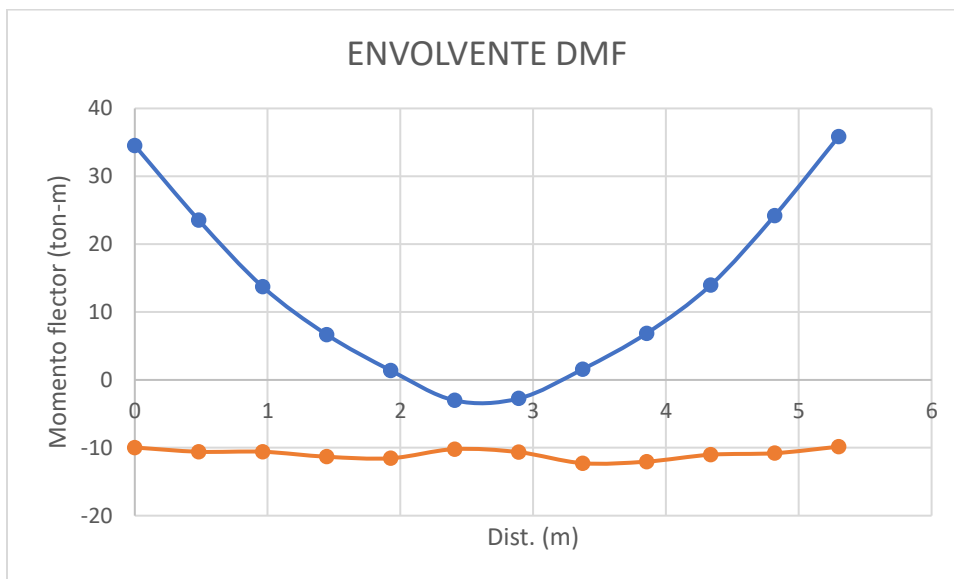


Figura 21: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 2 de Viga V-03 (Eje 3)

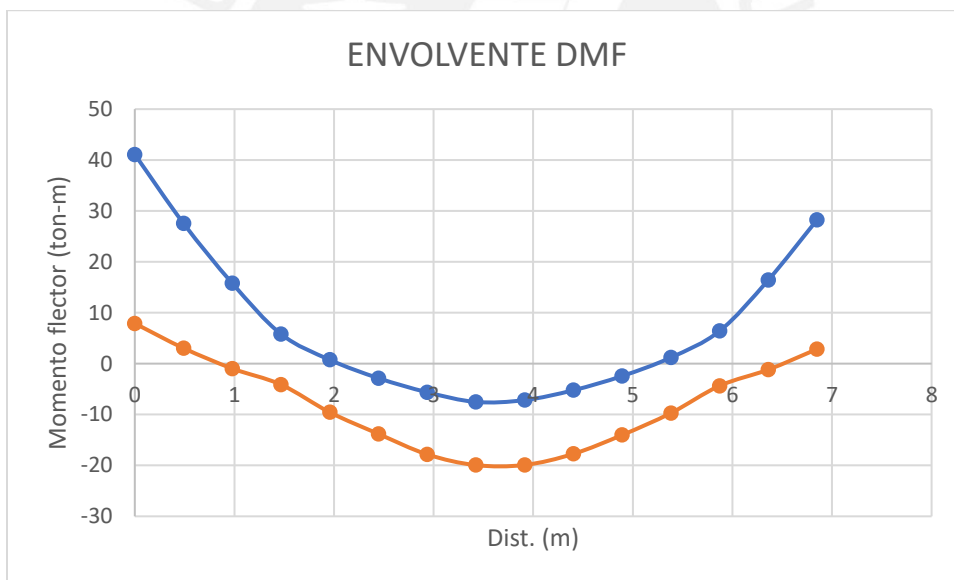


Figura 22: Envolvente de DMF (ton-m) – Tramo 3 de Viga V-03 (Eje 3)

Para determinar el acero necesario en una determinada sección de un elemento rectangular, se hace uso de la expresión correspondiente al diseño por flexión, presentada en el Capítulo 5 (Ottazzi, 2018):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{\phi * .85 * f'c * b}}$$

A partir de la misma, se calculan las áreas de refuerzo necesario para tomar de forma segura las solicitaciones externas amplificadas según las combinaciones de diseño. En ese sentido, las Tablas 25 y 26 muestran el resumen de estos resultados para las vigas en estudio.

Tabla 25: Diseño por flexión de Viga V-02 (Eje 2)

Viga	Mu-	Ascalc-	Asinst -	Mu+	Ascalc+	Asinst -	Mu-	Ascalc-	Asinst -
V-02	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
Tramo 1	24.57	11.29	11.36	15.69	7.01	8.52	34.63	16.50	16.46
Tramo 2	34.61	16.49	16.46	15.01	6.69	8.52	34.60	16.48	16.46
Tramo 3	34.78	16.58	16.46	15.69	7.01	8.52	24.71	11.36	11.36

Tabla 26: Diseño por flexión de Viga V-03 (Eje 3)

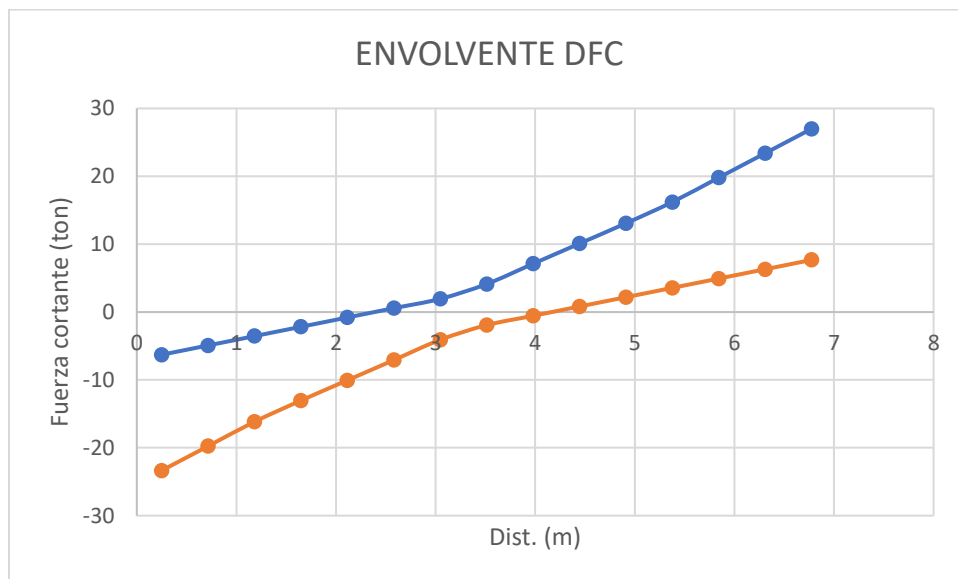
Viga	Mu-	Ascalc-	Asinst -	Mu+	Ascalc+	Asinst -	Mu-	Ascalc-	Asinst -
V-02	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(ton-m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
Tramo 1	12.57	5.56	7.68	5.25	2.27	5.68	20.06	9.08	9.68
Tramo 2	34.53	16.44	18.72	10.64	4.68	8.52	35.85	17.16	18.72
Tramo 3	41.09	20.08	18.72	19.94	9.02	11.36	28.25	13.15	14.20

### 5.3 Diseño por fuerza cortante

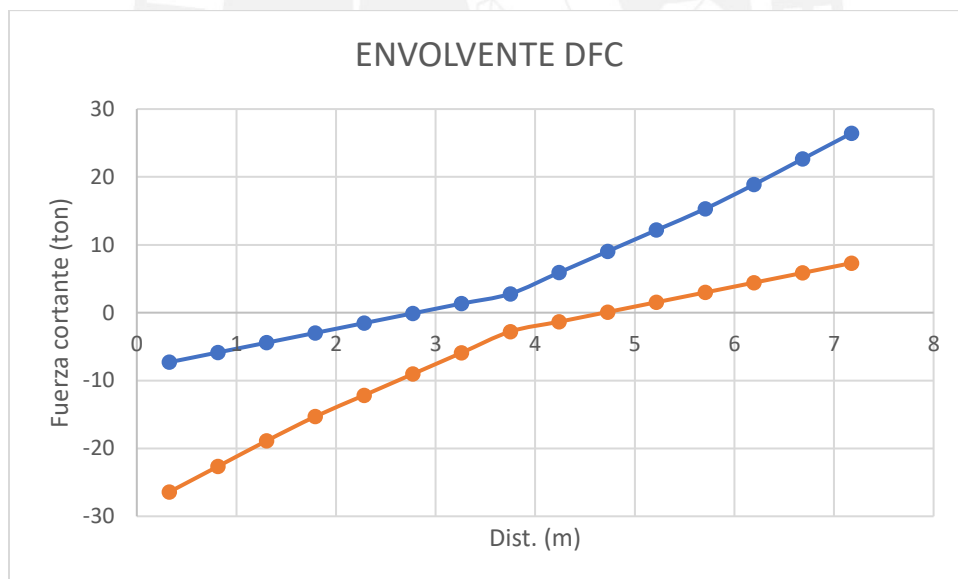
Las vigas peraltadas también deben contar con la capacidad de resistir las fuerzas cortantes a las que sean sometidas. Para ello, se dotan a las secciones de estos elementos con refuerzos de acero transversales (estribos), usualmente con un diámetro de 3/8". De acuerdo a la Norma E.060 (2009), la distribución de estribos en cada viga debe ser tal que garantice satisfactoriamente las tres siguientes condiciones:

- La resistencia a fuerza cortante debe ser mayor, en toda sección, a la fuerza cortante actuante producto de las combinaciones de carga ya mencionadas.
- La resistencia a fuerza cortante debe ser mayor, en toda sección, a la fuerza cortante inducida por el diseño por capacidad, en donde se intenta representar la formación de rótulas inelásticas en las vigas.
- El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder lo estipulado en el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009). Esto corresponde al diseño sismorresistente de vigas, para lo cual se establecen espaciamientos mínimos que proporcionan ductilidad al elemento.

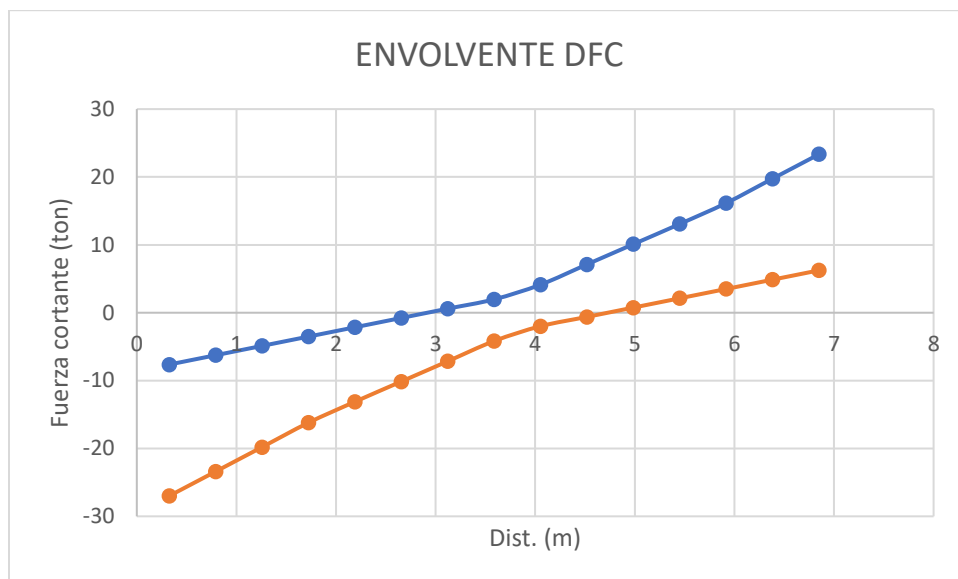
Para la fuerza cortante actuante, producto de las combinaciones de carga, se hace uso de una envolvente que agrupa estos valores combinados. Las Figuras 23 a 28 muestran estas envolventes de cortante para las vigas en estudio a modo de ejemplo.



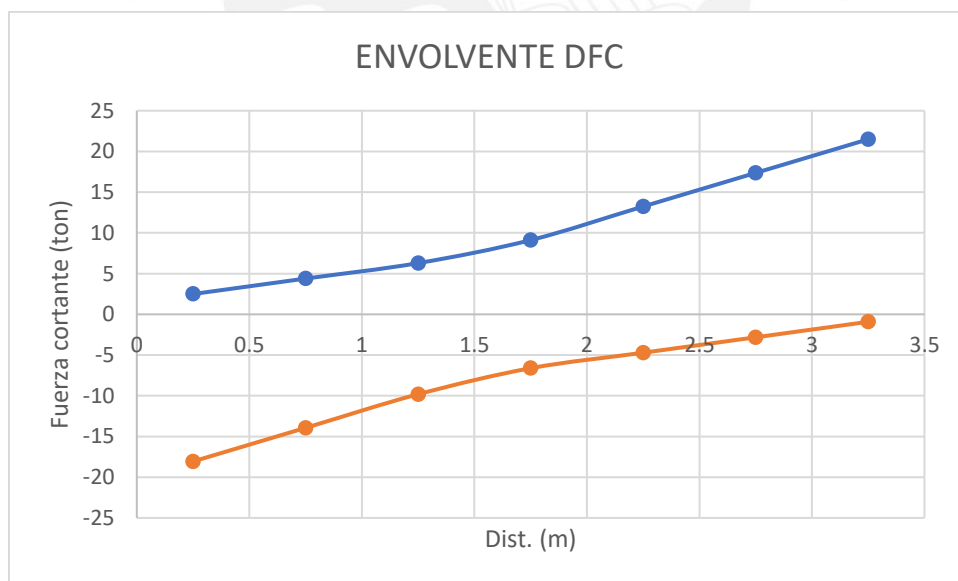
*Figura 23: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 1 de Viga V-02 (Eje 2)*



*Figura 24: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 2 de Viga V-02 (Eje 2)*



*Figura 25: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 3 de Viga V-02 (Eje 2)*



*Figura 26: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 1 de Viga V-03 (Eje 3)*

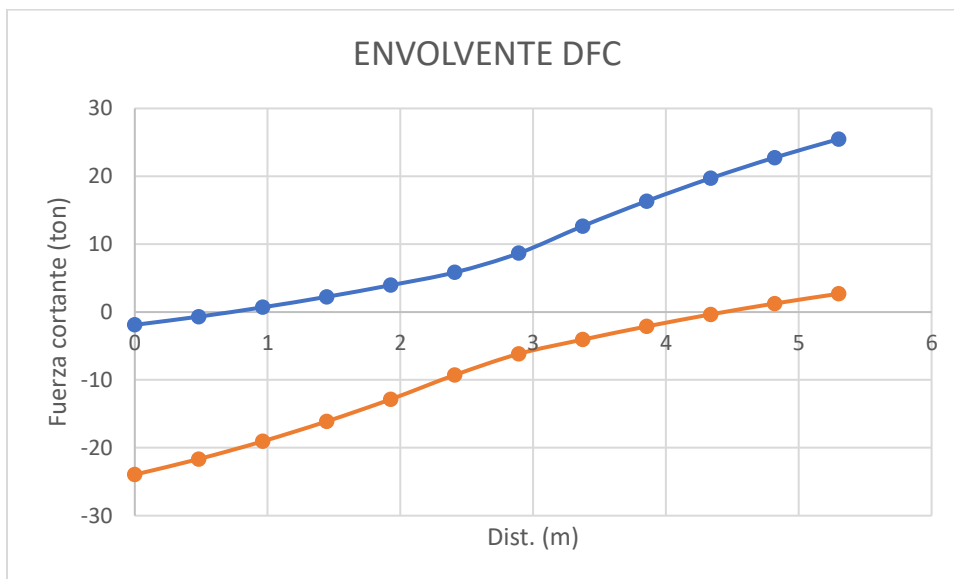


Figura 27: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 2 de Viga V-03 (Eje 3)

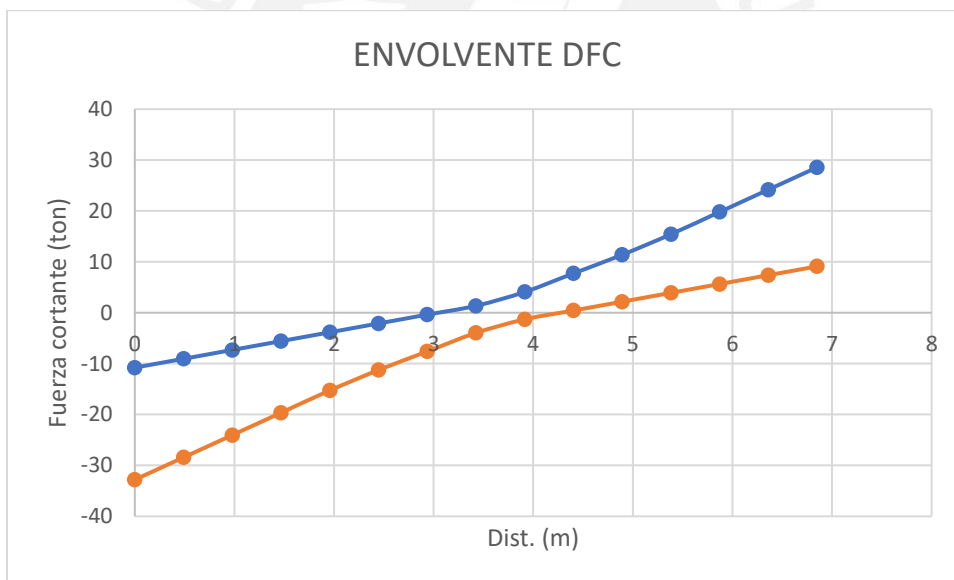


Figura 28: Envolvente de DFC (ton) – Tramo 3 de Viga V-03 (Eje 3)

Para determinar, en primer lugar, si la viga requiere de refuerzo trasversal para resistir a las fuerzas cortantes mostradas, se debe evaluar la resistencia propia de la sección de concreto con la que se cuenta. Para ello, se hace uso de la siguiente fórmula de la Norma E.060 (Ministerio de vivienda, 2009):

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Considerando que se cuenta con una sección de 0.30 x 0.70 m para ambas vigas analizadas, y asumiendo dos capas de acero longitudinal, se tiene:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 62 = 12.14 \text{ ton}$$

Como se aprecia en las Figuras 23 a 28, los valores de fuerza cortante actuante críticas se encuentran en el orden de magnitud de entre 20 y 30 toneladas. Es por ello, que las secciones de esta viga requieren de estribos para tomar tales fuerzas. Para calcular el espaciamiento que se demanda frente a una sollicitación de este tipo, se hace uso de las siguientes expresiones de la Norma E.060 (Ministerio de Vivienda, 2009):

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

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

Es pertinente recalcar que la evaluación de la cortante de diseño,  $V_u$ , se toma a una distancia equivalente al peralte efectivo (“d”) de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo. Reemplazando los valores correspondientes para el cortante más elevado en la viga en estudio, se tiene:

$$27.26 = 12.14 + \phi V_s$$

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 62}{(11.738 * 1000)} \cong 21 \text{ cm}$$

Para el diseño por capacidad, se debe tomar en cuenta el siguiente esquema de fuerzas sobre el cual se calcula la cortante nominal,  $V_{nom}$ . La Figura 29 detalla tales fuerzas en un modelo estructural que representa la generación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas en evaluación.

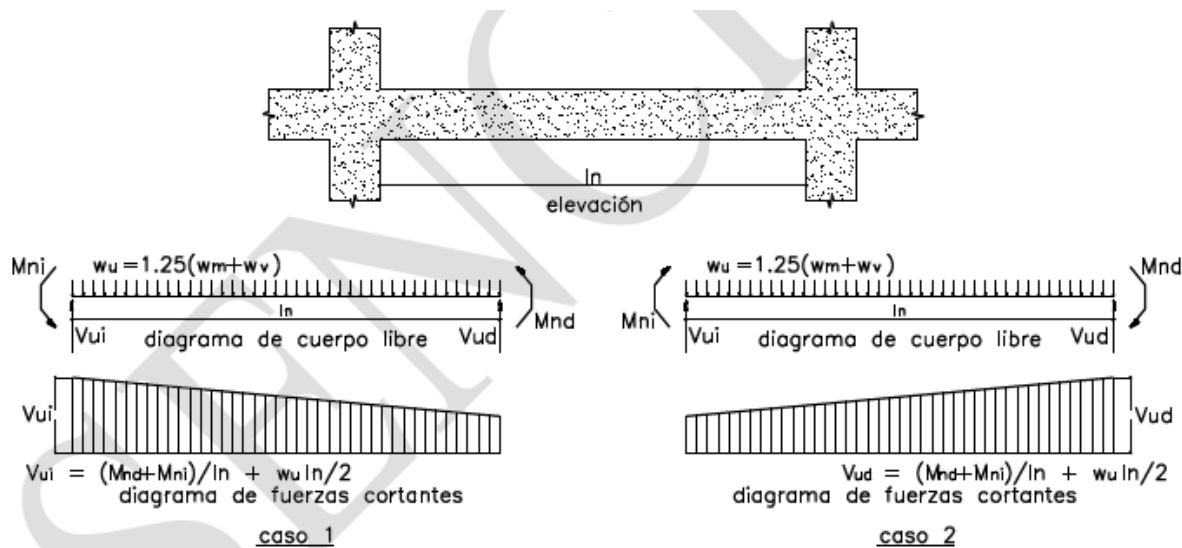


Figura 29: Esquema de diseño por capacidad para vigas en sistema de muros (Ministerio de Vivienda, 2009)

La Norma E.060 (2009) indica que, para edificios con sistema resistente de muros, la fuerza cortante de diseño por capacidad debe ser la correspondiente a la Figura 29, pero no es necesario que exceda la fuerza cortante de las combinaciones de diseño con una fuerza sísmica amplificada por un valor de 2.5. Las Tablas 27 y 28 muestran el resumen del cálculo de las fuerzas cortantes por capacidad de cada tramo de las vigas usadas como ejemplo de cálculo.

Tabla 27: Determinación de cortantes por capacidad de Viga V-02

Tramo	Ln (m)	wuLn/2 (ton)	Caso 1			Caso 2			Vucap (ton)
			Mni- (ton-m)	Mnd+ (ton-m)	Vnom (ton)	Mni+ (ton-m)	Mnd- (ton-m)	Vnom (ton)	
1	6.425	20.08	27.48	14.51	26.62	14.49	38.86	28.38	28.38
2	6.85	21.41	38.86	14.51	29.20	14.51	38.86	29.20	29.20
3	6.425	20.08	38.86	14.49	28.38	14.51	27.48	26.62	28.38

Tabla 28: Determinación de cortantes por capacidad de Viga V-03

Tramo	Ln (m)	wuLn/2 (ton)	Caso 1			Caso 2			Vucap (ton)
			Mni- (ton-m)	Mnd+ (ton-m)	Vnom (ton)	Mni+ (ton-m)	Mnd- (ton-m)	Vnom (ton)	
1	2.75	10.55	19.06	14.49	22.75	14.47	23.65	24.41	24.41
2	5.225	19.25	43.93	21.00	31.68	21.00	43.93	31.68	31.68
3	6.675	22.82	43.93	21.00	32.55	21.00	33.90	31.04	32.55

Evaluando los valores de cortante por capacidad y con una combinación involucrando la cortante sísmica amplificada en 2.5, se tiene un nuevo valor Vu de diseño por cortante definitivo. Las Tablas 29 y 30 muestran el resumen de estos resultados.

Tabla 29: Diseño por cortante por capacidad de Viga V-02

Tramo	Vu (2.5sismo) (ton)	Vucap (ton)	Vu diseño (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1	28.93	28.38	28.38	19.10	19
2	28.86	29.20	28.86	19.67	19
3	29.04	28.38	28.38	19.10	19

Tabla 30: Diseño por cortante por capacidad de Viga V-02

Tramo	Vu (2.5sismo) (ton)	Vucap (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1	32.59	24.41	24.41	14.43	26
2	36.02	31.68	31.68	22.99	16
3	32.80	32.55	32.55	24.01	15

Adicionalmente a estos análisis, se debe cumplir con los espaciamientos mínimos sugeridos por el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009). Para aspirar a las fallas dúctiles, las sugerencias de la norma involucran una zona de confinamiento en cada extremo todos los tramos de las vigas. Esa zona debe extenderse por lo menos una distancia igual al doble del peralte de la viga, medida desde la cara de su apoyo. Los espaciamientos de estribos en esta zona no pueden exceder al mínimo de los siguientes valores, no siendo necesario colocar espaciamientos menores a 15 cm:

- $d/4$
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento

- 300mm

Luego, fuera de esta zona de confinamiento, la norma estipula que los estribos no deben estar separados una distancia mayor a  $d/2$ . Para el caso de las vigas en estudio, con poca influencia de fuerzas cortante por sismo en las combinaciones de carga, los espaciamientos de estribos están principalmente controlados por las condiciones mostradas, relativas al Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009). Las Tabla 31 y 32 muestran el arreglo final de estribos para las vigas en mención.

*Tabla 31: Distribución de estribos en Viga V-02*

Tramo	$\Phi$ Estribo	Arreglo
1	3/8"	1 @ 0.10, 9 @ 0.15, rto @ 0.30
2	3/8"	1 @ 0.10, 9 @ 0.15, rto @ 0.30
3	3/8"	1 @ 0.10, 9 @ 0.15, rto @ 0.30

*Tabla 32: Distribución de estribos en Viga V-03*

Tramo	$\Phi$ Estribo	Arreglo
1	3/8"	1 @ 0.10, rto @ 0.15
2	3/8"	1 @ 0.10, 9 @ 0.15, rto @ 0.30
3	3/8"	1 @ 0.10, 9 @ 0.15, rto @ 0.30

## CAPÍTULO 6. DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1 Metrado de cargas

Las columnas de concreto armado en una edificación deben ser diseñadas para resistir de forma segura las solicitaciones de flexo-compresión y cortante a las que se vean sometidas. Adicionalmente, las columnas deben garantizar un comportamiento dúctil de toda la estructura. Para cumplir estos requerimientos, se siguen los lineamientos de diseño que contiene la norma E.060 (2009). De esta manera, se inicia con la estimación de las cargas de gravedad que actúan sobre este tipo de elementos, a través de un metrado de cargas.

Las cargas que actúan sobre estos elementos, para este proyecto, son las siguientes:

- Carga Muerta (CM)
- Carga Viva (CV)
- Carga de Sismo (CS)

A partir de estas cargas externas, se hace uso de las combinaciones de cargas ya expuestas en el acápite anterior:

- $1.4CM + 1.7CV$
- $1.25 (CM+CV) + CS$
- $1.25 (CM+CV) - CS$
- $0.9CM + CS$
- $0.9CM - CS$

A modo de ejemplo, se realiza el metrado de carga muerta y viva para dos columnas representativas del proyecto:

- C-1: Columna interior ubicada en los ejes C-2
- C-2: Columna de borde lateral ubicada en los ejes D-4

En primer lugar, se realiza un metrado de cargas de gravedad, tomando en cuenta las áreas tributarias de cada columna, junto con las cargas de gravedad contenidas en ella. La Tabla 33 muestra el resumen de los resultados de este metrado. Las cargas muertas involucran principalmente los pesos propios de la columna, las vigas, las losas, el piso terminado y los tabiques dentro del área tributaria de cada columna. La carga viva, en cambio, considera la sobrecarga y la carga correspondiente a tabiquería móvil. Cabe resaltar que, para la sobrecarga, se hizo uso de la reducción de carga viva por área de influencia que permite la norma E.020 (2006).

*Tabla 33: Metrado de cargas de gravedad de columnas C-1 y C-2*

Piso	Columna C-1		Columna C-2	
	CM Acum.	CV Acum.	CM Acum.	CV Acum.
7	267	3	16	2
6	53	12	33	7
5	80	19	50	12
4	107	26	67	16
5	133	34	84	20
2	160	41	102	24
1	186	49	119	27

## 6.2 Diseño por flexo-compresión

Adicionando lo obtenido del análisis sísmico por medio del modelo realizado en Etabs a las cargas de gravedad metradas en el acápite anterior, se obtienen las solicitaciones sísmicas de diseño

correspondientes a cada una de estas columnas. Las Tablas 34 y 35 muestran el resumen de todas las solicitaciones que exigen a las columnas en evaluación.

*Tabla 34: Resumen de cargas sobre columna C-1*

Caso de Carga	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	186	-	-
CV	49	-	-
CSX	16	3	1
CSY	3	0.4	6

*Tabla 35: Resumen de cargas sobre columna C-2*

Caso de Carga	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	119	0	0
CV	27	0	0
CSX	5	2	0.4
CSY	13	0.5	2

A partir de estos casos de carga por separado, se procede a superponer las fuerzas axiales y momentos de acuerdo a las combinaciones de diseño expuestas con anterioridad y de manera diferenciada para cada dirección de análisis. Así, las Tablas 36 a 39 muestran los resultados de estas combinaciones para cada dirección, obteniendo un par de valores para cada combinación de carga.

Tabla 36: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna C-1

Combinación de Carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	345	0
1.25(CM + CV) + CSX	310	3
1.25(CM + CV) - CSX	279	-3
0.9CM + CSX	184	3
0.9CM - CSX	152	-3

Tabla 37: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna C-1

Combinación de Carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	345	0
1.25(CM + CV) + CSY	298	6
1.25(CM + CV) - CSY	291	-6
0.9CM + CSY	171	6
0.9CM - CSY	164	-6

Tabla 38: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna C-2

Combinación de Carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	213	0
1.25(CM + CV) + CSX	187	2
1.25(CM + CV) - CSX	178	-2
0.9CM + CSX	112	2
0.9CM - CSX	102	-2

Tabla 39: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna C-2

Combinación de Carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	213	0
1.25(CM + CV) + CSY	195	2
1.25(CM + CV) - CSY	170	-2
0.9CM + CSY	120	2
0.9CM - CSY	94	-2

Una vez conocidos los pares de valores de carga axial y momento flector para cada combinación de diseño, se procede a elegir un arreglo de varillas de acero para cada una de las columnas, de tal forma que la resistencia a flexo-compresión de ese arreglo le permita resistir de forma segura estas solicitaciones externas. Cabe resaltar que las solicitaciones sísmicas, especialmente las de momento flector, no son muy considerables. Esto se debe principalmente a la presencia de grandes placas en la edificación. Esto ocasiona que las columnas, por su menor rigidez en comparación con las placas, tomen solicitaciones sísmicas considerablemente menores. Es así como el diseño de estas columnas está controlado principalmente por las cargas externas de gravedad a las que son sometidas.

A continuación, se muestran los arreglos de acero elegidos para cada columna, con un diseño diferenciado cada dos niveles, por medio de la Tabla 40. Para elegir el arreglo de acero, es importante tomar en cuenta la cuantía mínima que exige la norma E.060 (2009) de 1.00%, de tal manera que las secciones de las columnas nunca sean provistas de una cantidad de acero menor.

Tabla 40: Arreglo de aceros para cada columna

	Columna C-1 (40x65)		Columna C-2	
	Arreglo	$\rho$ (%)	Arreglo	$\rho$ (%)
Piso 1-2	$6\phi 1'' + 4\phi 3/4''$	1.6	$4\phi 1'' + 4\phi 3/4''$	2.1
Piso 3-4	$10\phi 3/4''$	1.2	$8\phi 3/4''$	1.5
Piso 5-7	$10\phi 3/4''$	1.2	$4\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$	1.3

Con los refuerzos longitudinales elegidos, se pueden obtener los diagramas de interacción de cada una de las columnas, para cada dirección de análisis. Las Figuras 30 a 33 muestran estos diagramas, en donde se aprecia el contorno que representa la resistencia a flexo-compresión de cada columna, junto con los pares de valores de las solicitaciones externas recibidas por cada combinación de carga.

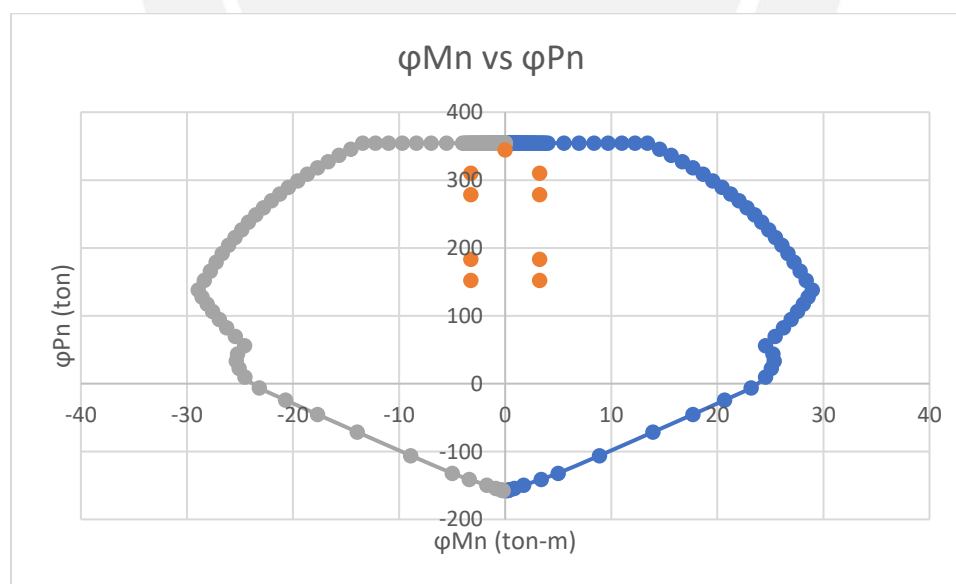


Figura 30: Diagrama de interacción en dirección X de columna C-1 para piso 1

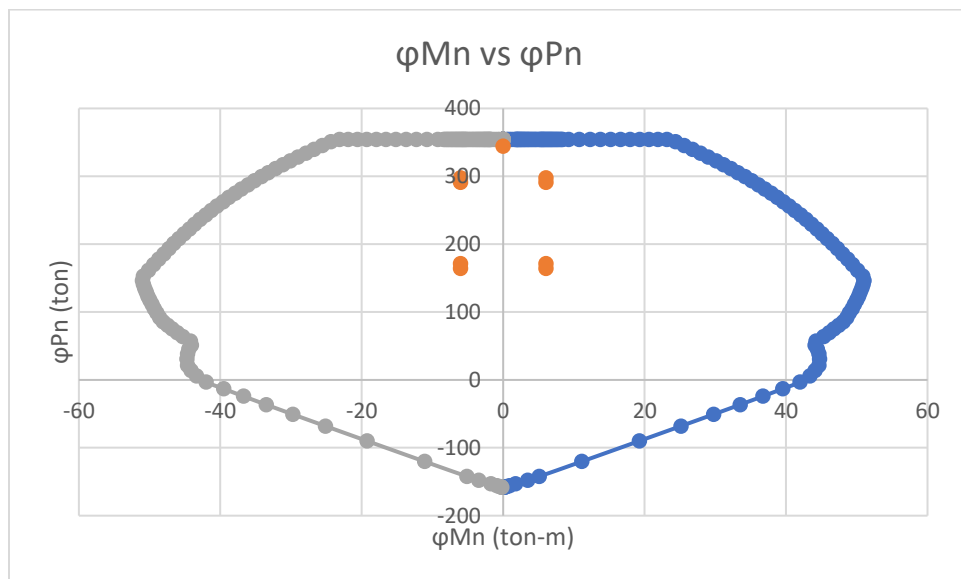


Figura 31: Diagrama de interacción en dirección Y de columna C-1 para piso 1

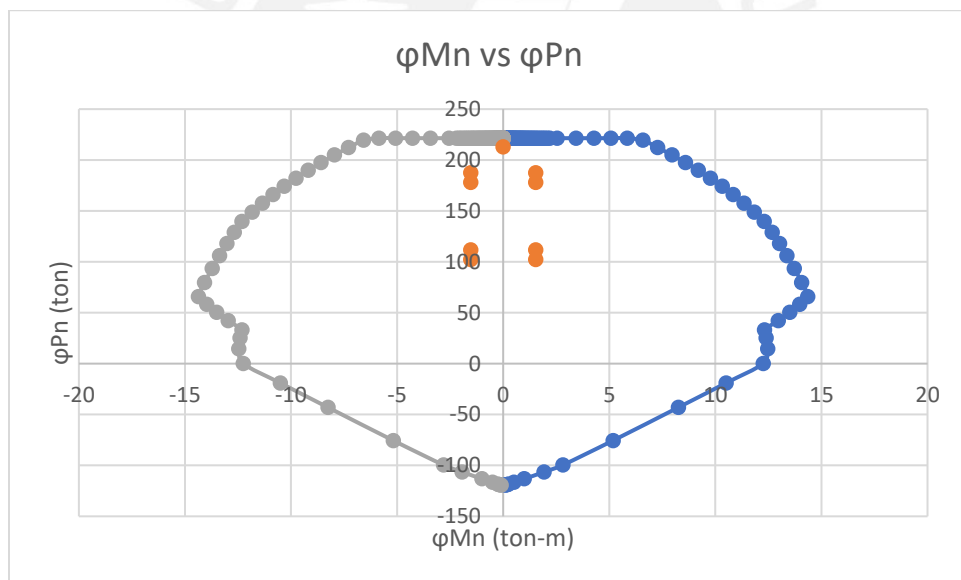


Figura 32: Diagrama de interacción en dirección X de columna C-2 para piso 1

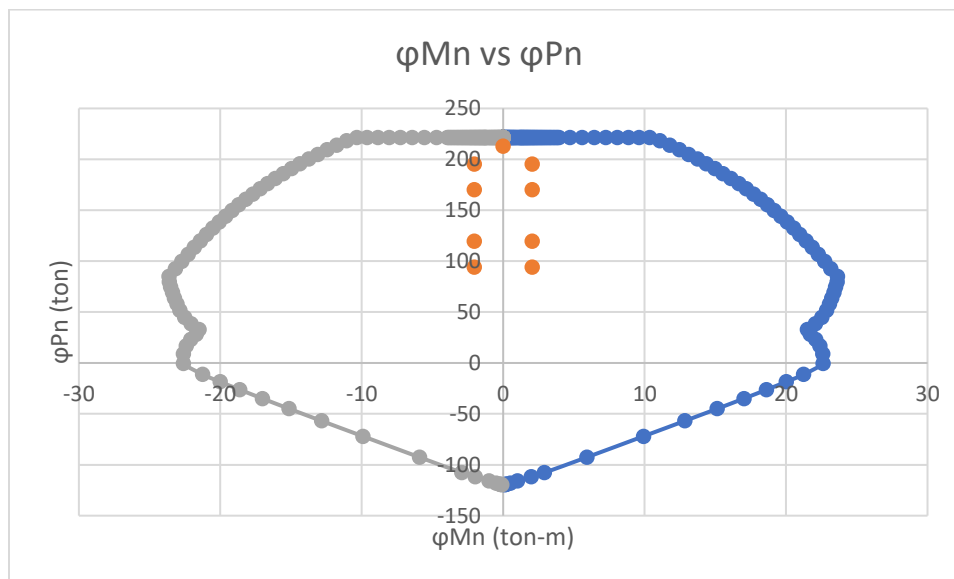


Figura 33: Diagrama de interacción en dirección Y de columna C-2 para piso 1

A través de la evaluación de estos diagramas, se garantiza que el arreglo de varillas de acero elegido para cada una de las columnas en análisis fue el correcto. El procedimiento se realiza de la misma forma para determinar la validez de los arreglos propuestos en las columnas de los pisos superiores de la edificación.

### 6.3 Diseño por fuerza cortante

De forma similar a las vigas, las columnas deben ser capaces de soportar las fuerzas cortantes actuantes por cada una de las combinaciones de diseño, así como la cortante del diseño por capacidad. Además, los espaciamientos del refuerzo transversal no deben exceder los mínimos exigidos por el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009), con respecto al diseño sismorresistente.

En primer lugar, se hace la evaluación de las fuerzas sísmicas actuantes en cada columna en estudio (las cortantes asociadas a cargas por gravedad se desprecian). La Tabla 41 muestra las fuerzas cortantes de cada caso de carga por separado.

Tabla 41: Fuerzas actuantes sobre columnas C-1 y C-2

Caso de Carga	Columna C-1		Columna C-2	
	Vx (ton)	Vy (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
CSX	1.973	0.663	1.079	0.41
CSY	0.314	3.102	0.321	1.193

Para llevar a cabo el diseño por capacidad, es necesario tomar los momentos nominales en cada extremo de la columna analizada y calcular la cortante por capacidad correspondiente, de acuerdo al esquema mostrado en la Figura 34. Cabe resaltar que, según la Norma E.060 (2009), la cortante de diseño no debe ser mayor a la cortante asociada a las combinaciones de carga, con un valor de cortante sísmico amplificado en 2.5.

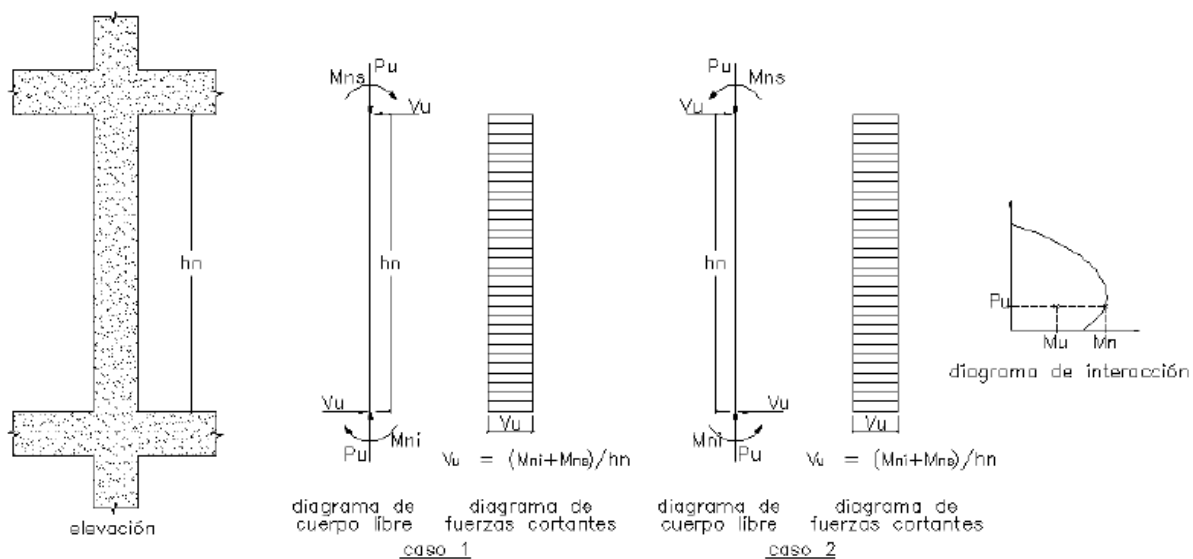


Figura 34: Esquema de diseño por capacidad para columnas en sistema de muros (Ministerio de Vivienda, 2009)

Con todos los casos mencionados anteriormente, se hace una recopilación de las fuerzas cortantes asociada a cada uno. Con ello, se define la cortante de diseño,  $V_u$ , que debe ser la menor de los

casos de cortante por capacidad, pero nunca menor que la fuerza cortante actuante. Las Tablas 42 a 45 muestran el resumen de estos valores para cada dirección de análisis sísmico y para cada una de las columnas en estudio.

*Tabla 42: Fuerza cortante de diseño en columna C-1 (Sismo en X)*

Combinación de carga	Vactuante (ton)	Vu (2.5sismo) (ton)	Vcapacidad (ton)	Vu (ton)
1.25(CM + CV) + CSY	1.97	4.93	23.13	4.93
1.25(CM + CV) - CSY	-1.97	4.93	23.75	4.93
0.9CM + CSY	1.97	4.93	25.00	4.93
0.9CM - CSY	-1.97	4.93	25.00	4.93

*Tabla 43: Fuerza cortante de diseño en columna C-1 (Sismo en Y)*

Combinación de carga	Vactuante (ton)	Vu (2.5sismo) (ton)	Vcapacidad (ton)	Vu (ton)
1.25(CM + CV) + CSY	3.10	7.76	41.88	7.76
1.25(CM + CV) - CSY	-3.10	7.76	41.88	7.76
0.9CM + CSY	3.10	7.76	45.00	7.76
0.9CM - CSY	-3.10	7.76	45.00	7.76

Tabla 44: Fuerza cortante de diseño en columna C-2 (Sismo en X)

Combinación de carga	Vactuante (ton)	Vu (2.5sismo) (ton)	Vcapacidad (ton)	Vu (ton)
1.25(CM + CV) + CSY	1.08	2.70	11.25	2.70
1.25(CM + CV) - CSY	-1.08	2.70	11.25	2.70
0.9CM + CSY	1.08	2.70	12.50	2.70
0.9CM - CSY	-1.08	2.70	12.50	2.70

Tabla 45: Fuerza cortante de diseño en columna C-2 (Sismo en Y)

Combinación de carga	Vactuante (ton)	Vu (2.5sismo) (ton)	Vcapacidad (ton)	Vu (ton)
1.25(CM + CV) + CSY	1.19	2.98	18.75	2.98
1.25(CM + CV) - CSY	-1.19	2.98	19.38	2.98
0.9CM + CSY	1.19	2.98	21.25	2.98
0.9CM - CSY	-1.19	2.98	20.63	2.98

Una vez definida la fuerza cortante de diseño para cada columna, se procede al cálculo del refuerzo transversal necesario para tomar tal fuerza. Para el caso de columnas, la metodología de cálculo es similar a la usada para vigas, con excepción de la expresión usada para calcular el aporte al corte

del concreto, ya que toma en cuenta la fuerza axial ejercida sobre la columna (Ministerio de Vivienda, 2009):

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * bw * d$$

Las Tablas 46 a 49 muestran los cálculos correspondientes al diseño por fuerza cortante de las columnas usadas a manera de ejemplo. En ellas se aprecia el espaciamiento de estribos calculado para cada combinación de carga. El espaciamiento final elegido es el más crítico de todos los casos.

Tabla 46: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-1 (Sismo en X)

Combinación de carga	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1.25(CM + CV) + CSY	4.93	31.44	-25.63	No requiere
1.25(CM + CV) - CSY	4.93	29.97	-24.17	No requiere
0.9CM + CSY	4.93	25.53	-19.73	No requiere
0.9CM - CSY	4.93	24.07	-18.26	No requiere

Tabla 47: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-1 (Sismo en Y)

Combinación de carga	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1.25(CM + CV) + CSY	7.76	32.96	-23.83	No requiere
1.25(CM + CV) - CSY	7.76	32.62	-23.50	No requiere
0.9CM + CSY	7.76	26.65	-17.53	No requiere
0.9CM - CSY	7.76	26.31	-17.19	No requiere

Tabla 48: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-2 (Sismo en X)

Combinación de carga	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1.25(CM + CV) + CSY	2.70	17.44	-14.27	No requiere
1.25(CM + CV) - CSY	2.70	17.03	-13.85	No requiere
0.9CM + CSY	2.70	14.11	-10.94	No requiere
0.9CM - CSY	2.70	13.70	-10.53	No requiere

Tabla 49: Cálculo de espaciamiento de estribos en columna C-2 (Sismo en Y)

Combinación de carga	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	s (cm)
1.25(CM + CV) + CSY	2.98	19.57	-16.06	No requiere
1.25(CM + CV) - CSY	2.98	18.35	-14.84	No requiere
0.9CM + CSY	2.98	15.91	-12.40	No requiere
0.9CM - CSY	2.98	14.69	-11.18	No requiere

Finalmente, se debe evaluar que el espaciamiento de los estribos sea tal que garantice un comportamiento dúctil de la estructura cuando se empiecen a generar incursiones inelásticas en la misma. Para ello, el Capítulo 21 de la Norma E.060 (2009) establece una longitud de confinamiento cerca a sus encuentros con vigas. Tal longitud debe ser, como mínimo, el mayor de los siguientes valores:

- La sexta parte de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 500 mm

Además, el espaciamiento de los estribos dentro de esta zona de confinamiento también obedece a un valor mínimo. Ese espaciamiento debe ser, como máximo, el menor de los siguientes valores:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento

- 100 mm

Finalmente, fuera de la zona de confinamiento, la Norma E.060 establece que el espaciamiento no debe exceder 300 mm ni el menor de los siguientes valores:

- 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
- 48 veces el diámetro de la barra de los estribos
- La menor dimensión transversal del elemento



## CAPÍTULO 7. DISEÑO DE PLACAS

### 7.1 Metrado de cargas

Las placas de concreto armado se diseñan de forma similar a las columnas, considerando los mismos casos y combinaciones de cargas. A ello se le añaden ciertos detalles adicionales, como lo son los núcleos de confinamiento y los aceros distribuidos en el alma del elemento, tanto los verticales como los horizontales. En tal aspecto, estos elementos deben ser capaces de resistir las sollicitaciones externas de flexo-compresión y fuerza cortante a las que se vean sometidos. Debido a la rigidez que suelen tener estos muros, la componente sísmica acostumbra tener gran importancia en el diseño.

A manera de ejemplo, se realiza el diseño para las placas del eje 1 (P-1) y eje C (P-3). Para ello, se inicia el procedimiento con el metrado de cargas de gravedad manual, que también fue realizado en el capítulo correspondiente a columnas. La Tabla 50 muestra los resultados para estas placas.

*Tabla 50: Metrado de cargas de gravedad de placas P-1 y P-3*

Piso	Placa P-1		Placa P-3	
	CM Acum.	CV Acum.	CM Acum.	CV Acum.
7	40	3	69	5
6	83	11	153	20
5	127	18	236	36
4	171	25	319	51
5	215	33	403	67
2	259	40	486	82
1	303	48	569	98

## 7.2 Diseño por flexo-compresión

Para definir los refuerzos a flexo-compresión que requiere cada placa, se requiere una evaluación de cada combinación de diseño por separado. A partir de ello, se generan pares de valores de momento y carga axial que deben ubicarse dentro de la superficie encerrada por el diagrama de interacción del elemento. Así, las Tablas 51 a 54 muestran el resumen de los valores extraídos en cada caso de carga y en cada una de las combinaciones de diseño, para las placas usadas como ejemplo. Cabe resaltar que se analiza únicamente la dirección en la que el efecto sísmico es de mayor relevancia, en función de la orientación longitudinal de cada placa diseñada. Los momentos considerados se indican con su eje vectorial.

*Tabla 51: Resumen de cargas sobre columna P-1*

Caso de Carga	P (ton)	Mx (ton-m)	Vy (ton)
CM	303	-	-
CV	48	-	-
CSX	7	640	71
CSY	0.5	2195	256

*Tabla 52: Resumen de cargas sobre columna P-3*

Caso de Carga	P (ton)	My (ton-m)	Vx (ton)
CM	614	-	-
CV	188	-	-
CSX	0.2	3341	275
CSY	44	285	25

Tabla 53: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección Y para columna P-1

Combinación de Carga	Pu (ton)	Mux (ton-m)	Vuy (ton)
1.4CM + 1.7CV	506	-	-
1.25(CM + CV) + CSY	439	2195	256
1.25(CM + CV) - CSY	438	-2195	-256
0.9CM + CSY	273	2195	256
0.9CM - CSY	272	-2195	-256

Tabla 54: Combinaciones de diseño por flexo-compresión en dirección X para columna P-3

Combinación de Carga	Pu (ton)	Muy (ton-m)	Vux (ton)
1.4CM + 1.7CV	1180	-	-
1.25(CM + CV) + CSX	1003	3341	275
1.25(CM + CV) - CSX	1003	-3341	-275
0.9CM + CSX	553	3341	275
0.9CM - CSX	553	-3341	-275

Antes de plantear barras de refuerzo para generar el diagrama de interacción, es pertinente definir el acero vertical distribuido en el alma de la placa. Luego de definir aquello, se puede iterar sobre el refuerzo contenido en los núcleos confinados de cada placa para proporcionar la resistencia a flexo-compresión requerida por las solicitaciones amplificadas.

Para definir este refuerzo distribuido, primero se debe calcular el aporte del concreto a la resistencia a fuerza cortante del elemento. Tal valor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\varphi V_c = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

Donde:

- $\alpha$ : factor de esbeltez de la placa
- $A_{cw}$ : área de corte de la sección transversal del muro (área del alma)

La Figura 35 muestra la variación del factor de esbeltez con el cual se calcula la resistencia al corte del concreto del elemento. Cabe resaltar que la esbeltez está dada por la relación entre la altura total del elemento ( $h_w$ ) y la longitud total del mismo ( $l_w$ ), según lo indica la norma E.060 (2009). Para el caso particular de las placas de este proyecto, la altura total es considerablemente mayor a la longitud, por lo que todas las placas trabajan como elementos esbeltos.

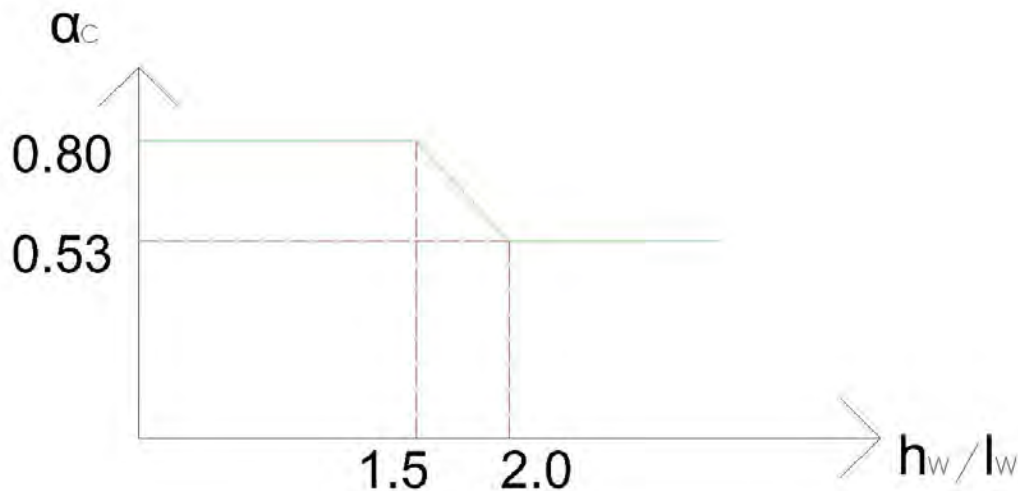


Figura 35: Variación del factor  $\alpha$  en función de la esbeltez de la placa

Una vez calculado el valor del aporte del concreto a la resistencia a fuerza cortante, este debe ser comparado con la fuerza cortante más crítica obtenida de las combinaciones de diseño. Tal comparación define la cuantía mínima (horizontal y vertical) con la que debe contar el alma de la placa, según los siguientes valores:

- Cuando  $V_u > \phi V_c$ :  $\rho_{Vmin} = 0.0025$        $\rho_{Hmin} = 0.0025$
- Cuando  $\phi V_c/2 > V_u$ :  $\rho_{Vmin} = 0.0015$        $\rho_{Hmin} = 0.0020$

En función de estas pautas, se hace la evaluación de la fuerza cortante para definir el refuerzo en el alma de cada placa. En ese sentido, la Tabla 55 muestra el resumen de estos valores y el arreglo mínimo en el alma con el que debe contar cada una de las placas en estudio.

Tabla 55: Distribución de aceros mínimos en el alma de cada placa

Elemento	$V_u$ (ton)	$\phi V_c$ (ton)	$\rho_{Vmin}$	Acero	$\rho_{Hmin}$	Acero
P-1	255.78	114.25	0.0025	2 $\phi$ 3/8" @0.20	0.0025	2 $\phi$ 3/8" @0.20
P-3	275.10	115.55	0.0025	2 $\phi$ 3/8" @0.20	0.0025	2 $\phi$ 3/8" @0.20

Con esta distribución ya definida para cada elemento, se procede con el planteamiento preliminar de las longitudes de núcleos confinados y el acero longitudinal contenido en estos. Para ello, se toma como valor inicial una longitud de núcleo del orden de 10-15 % de la longitud total de la placa. Sobre ello, se plantean los refuerzos longitudinales para tomar las solicitaciones de flexo-compresión de las combinaciones de diseño. La Figura 36 muestra el detalle de estos refuerzos de acero.

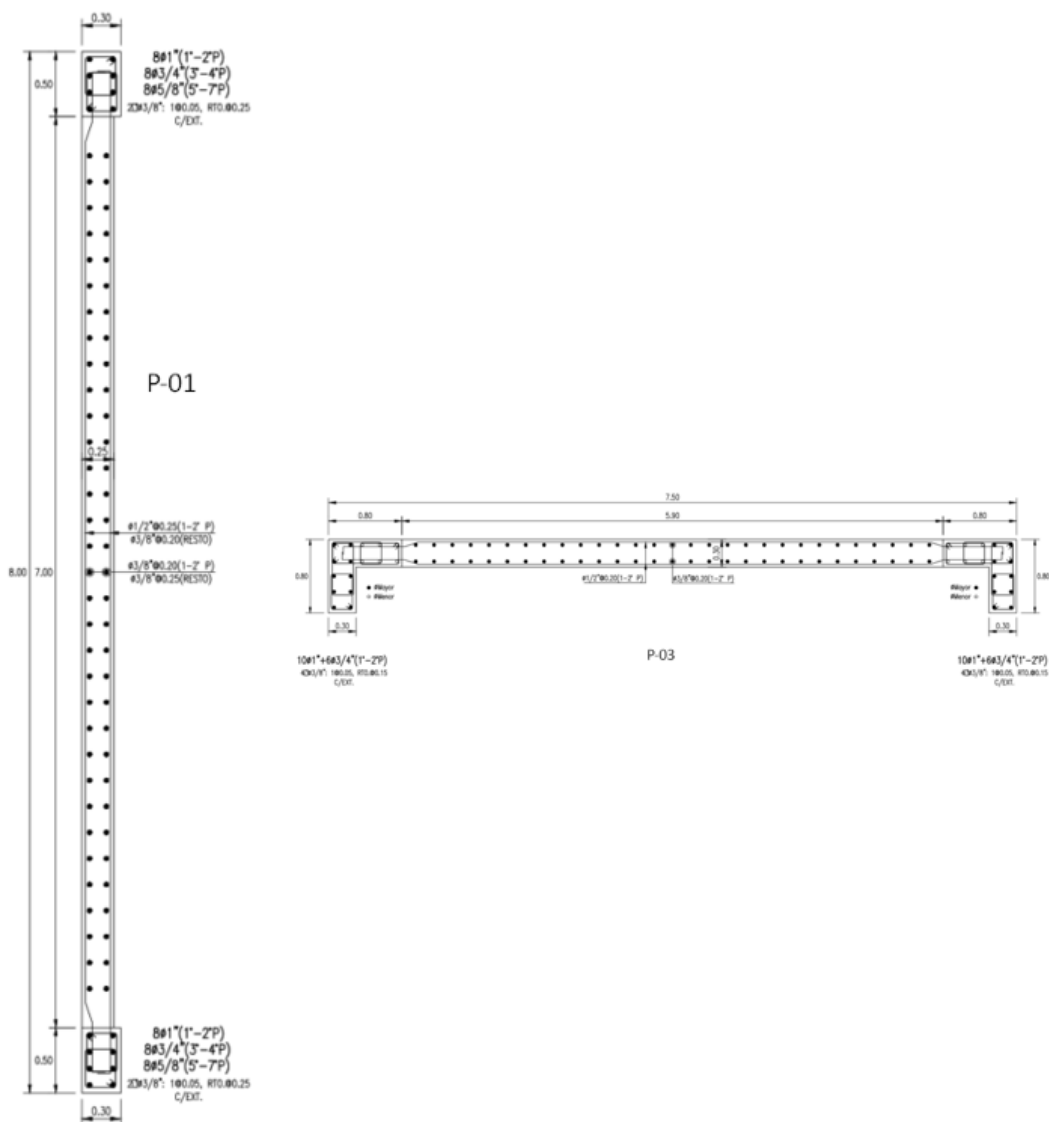


Figura 36: Distribución de aceros verticales en placas P-1 y P-3

A partir de esta distribución se hace la evaluación de la resistencia a flexo-compresión de los elementos en estudio, mediante los diagramas de interacción en la dirección principal de análisis, de acuerdo a la orientación de cada elemento. Las Figuras 37 y 38 muestran tales diagramas, con los puntos de solicitaciones externas de cada combinación ubicados dentro de la superficie de los diagramas, lo cual valida los refuerzos seleccionados.

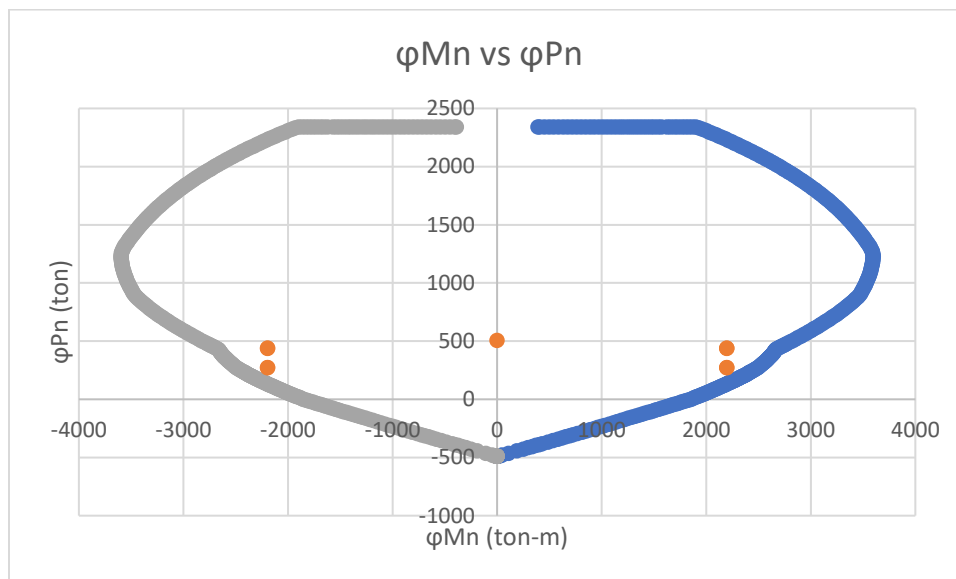


Figura 37: Diagrama de interacción con solicitaciones externas para placa P-1 en dirección Y

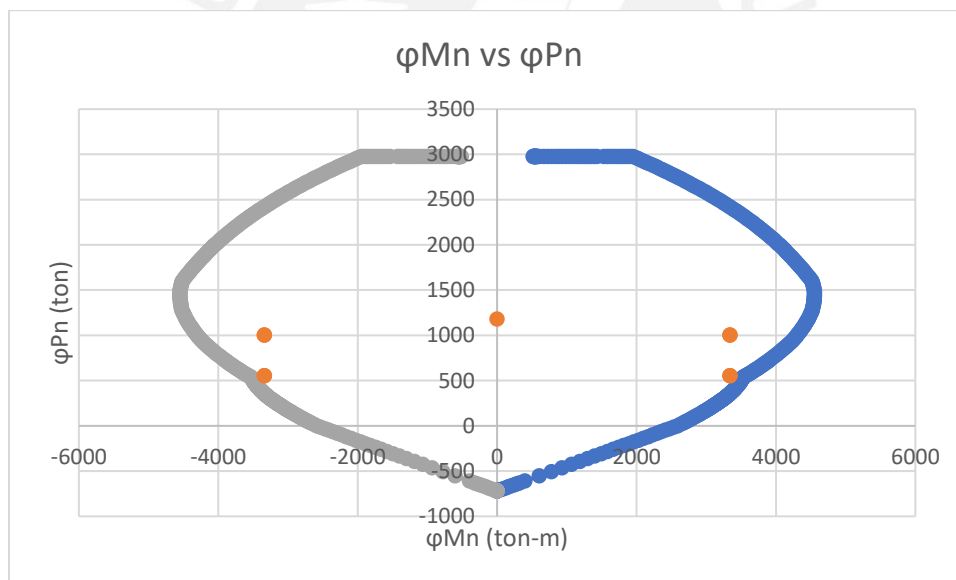


Figura 38: Diagrama de interacción con solicitaciones externas para placa P-3 en dirección X

### 7.3 Diseño por fuerza cortante

Las placas de la edificación, por su alta rigidez lateral, toman una gran proporción de la fuerza cortante inducida por el sismo de diseño, como se vio en el Capítulo 4 (Análisis Sísmico). En ese sentido, es crucial que sean dotadas de la resistencia adecuada para soportar la fuerza cortante que

reciban, incluso en el caso más crítico de un sismo severo. Para ello la Norma E.060 plantea, además de considerar la fuerza cortante actuante por cada combinación, tomar en cuenta también un diseño por capacidad, en donde se proporcione una amplificación incluso mayor a la fuerza cortante obtenida por análisis. Para obtener tal fuerza cortante por capacidad, se hace uso de la siguiente expresión (Ministerio de Vivienda, 2009):

$$V_{cap} = V_{u \text{ actuante}} * \left( \frac{M_n}{M_{actuante}} \right)$$

Es importante mencionar que la capacidad a flexión,  $M_n$ , debe evaluarse sobre la sollicitación a flexo-compresión de la combinación de carga más crítica dentro del diagrama de interacción de la placa. La Tabla 56 muestra un resumen de las fuerzas cortantes actuantes y por capacidad sobre las placas en análisis. A partir de ello se define la cortante de diseño,  $V_u$ , con la cual se calcula el espaciamiento definitivo necesario en los refuerzos horizontales de la placa.

Tabla 56: Fuerzas cortantes de diseño para placas P-1 y P-3

Elemento	$V_u$ actuante crítico (ton)	$M_n$ (ton-m)	$V_u$ cap (ton)	$V_u$ (ton)
P-1	256	2960	345	345
P-3	275	4500	371	371

A partir de estos valores, se hace el diseño por fuerza cortante en las placas. Tal diseño define el diámetro y espaciamientos necesarios en el acero longitudinal horizontal de cada elemento para que se supere la resistencia a cortante requerida. El concepto del espaciamiento entre barras y las fórmulas utilizadas son las mismas que aquellas para diseño por fuerza cortante en columnas

(Capítulo 6). Así, la Tabla 57 muestra los valores obtenidos en el cálculo y el arreglo final del refuerzo horizontal para cada placa en estudio.

Tabla 57: Distribución de acero horizontal en placas P-1 y P-3

Elemento	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	ϕ Barra	s (cm)	Arreglo
P-1	345	123	283	1/2"	24.50	2ϕ1/2" @0.25
P-3	371	138	298	1/2"	21.84	2ϕ1/2" @0.20

#### 7.4 Verificación de bordes confinados

Tomando en cuenta las dimensiones, refuerzo y solicitaciones en las placas en estudio, se debe verificar si ello amerita la necesidad de incluir núcleos confinados en los extremos de cada elemento. Para ello, se evalúa la profundidad del eje neutro cada placa, correspondiente a la fuerza axial amplificada más crítica en el diagrama de interacción. La Norma E.060 (2009) plantea que los núcleos confinados son necesarios cuando la profundidad del eje neutro ("c") excede el siguiente valor:

$$c \geq \frac{lm}{600 * (\delta_u/hm)}$$

Donde:

- lm: longitud total de la placa
- $\delta_u$ : desplazamiento inelástico producido por el sismo de diseño en el punto más alto del elemento

- $hm$ : altura total del elemento
- El cociente  $\delta u/hm$  no debe tomarse menor a 0.005

La Tabla 58 muestra el detalle de los valores mencionados para cada placa estudiada, de acuerdo a las dimensiones, refuerzos y solicitaciones ya definidos para cada elemento. En ella, se aprecia que las profundidades del eje neutro para cada placa no superan el valor límite indicado por la norma. A raíz de ello se entiende que, estrictamente, no es necesario usar bordes confinados en estos elementos. Sin embargo, se toma la decisión de mantener estos núcleos, de acuerdo a las consideraciones mencionadas, ya que esto asegura un mejor comportamiento del elemento en su zona más crítica, que son los extremos.

*Tabla 58: Verificación de necesidad de usar bordes confinados en placas P-1 y P-3*

Elemento	c (cm)	lm (cm)	hm (cm)	$\delta u$ (cm)	c max (cm)
P-1	115.1	800	2240	6.7	266.7
P-3	111.7	750	2240	6.4	250.0

## **CAPÍTULO 8. DISEÑO DE CIMENTACIONES**

### **8.1 Diseño de zapatas aisladas**

Las cimentaciones superficiales en una edificación son elementos tales que permitan que los esfuerzos que transmitan al terreno, por cargas de gravedad y sísmicas no sobrepasen la capacidad admisible del estrato de suelo resistente. En este proyecto se cuenta con información previa de la presión admisible del terreno, con un valor de  $4.00 \text{ kg/cm}^2$ .

En adición a lo mencionado, todas las secciones de las zapatas deben ser capaces de resistir de forma segura las solicitaciones de momento flector, cortante en una dirección y punzonamiento (cortante en dos direcciones) a la que se vea sometida por acción de cargas de gravedad y sísmicas. Tal intención es lograda al dotar a la zapata de un peralte y refuerzos longitudinales de acero adecuados, de acuerdo a la intensidad de las solicitaciones.

#### **8.1.1 Metrado de cargas**

Las cimentaciones superficiales en este proyecto toman en cuenta los siguientes casos de carga, con los cuales se realiza el dimensionamiento y diseño a cortante y flexión:

- Carga Muerta (CM)
- Carga Viva (CV)
- Cargas de Sismo (CS)

Es pertinente destacar que el dimensionamiento de las cimentaciones considera el uso de estas cargas en condición de servicio, es decir sin amplificar las cargas, según lo planteado por la norma E.060 (2009). Sin embargo, para el diseño por flexión y cortante, sí deben amplificarse las solicitaciones, de forma similar a lo realizado en los capítulos de diseño de los elementos estructurales anteriores.

Como cálculo representativo, se realiza el diseño de la zapata aislada ubicada en los ejes C y 2, con dimensiones en planta de 2.60 x 2.80 m y peralte de 0.80 m. La Tabla 59 muestra los casos de carga obtenidos en la base del elemento vertical (columna de 0.40 x 0.65 m) que llega a la zapata en análisis. Se presentan por separado los casos de carga mencionados en este acápite, los cuales se usan para evaluar la presión actuante sobre el terreno.

*Tabla 59: Cargas sobre zapata aislada de columna en ejes C – 2*

Caso de Carga	Paxial (ton)	Mx (ton-m)	My (ton.m)
CM	207	0.2	0.1
CV	82	0.1	0.1
CSX	13	3	-
CSY	3	-	5

### 8.1.2 Dimensionamiento de zapatas

Para validar las dimensiones planteadas para una zapata aislada, es necesario evaluar el esfuerzo aplicado sobre el terreno, tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo. Tales esfuerzos deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Al evaluar esfuerzos que contemplan únicamente cargas de gravedad, la presión sobre el terreno no debe exceder a la presión admisible del suelo.
- Al evaluar esfuerzos que incluyan los efectos sísmicos, la presión sobre el terreno no debe exceder a 1.3 veces la presión admisible del suelo. Al ser un caso de carga sísmica, lo cual representa un efecto de corta duración, se acepta un incremento del 30% a la presión admisible.

- Al aplicar los efectos simultáneos de cargas axiales y momentos, es posible que se presenten valores de esfuerzo negativo (tracción del suelo), lo cual no es posible en la realidad. En caso se de tal escenario, se debe plantear una redistribución de esfuerzos sobre el terreno. En este proyecto se hace uso de una redistribución constante de esfuerzo sobre el terreno.

Para el caso de cargas de gravedad, se hace uso de las siguientes expresiones para calcular el esfuerzo actuante sobre el terreno:

$$\sigma_x = \frac{P_{CM} + P_{CV}}{A} \pm \frac{(M_{CMx} + M_{CVy}) * L_x/2}{I_{yy}}$$

$$\sigma_y = \frac{P_{CM} + P_{CV}}{A} \pm \frac{(M_{CMy} + M_{CVx}) * L_y/2}{I_{xx}}$$

Donde:

- P, M: solicitaciones de carga axial y momento en la cimentación para cada caso de carga
- A: área de la cimentación
- L: longitud de la cimentación en la dirección correspondiente
- I: inercia de la sección de la cimentación respecto al eje indicado

Cuando se incluye el efecto de las solicitaciones sísmicas sobre la cimentación, el cálculo de la presión sobre el suelo se realiza mediante:

$$\sigma_{x(sismo+)} = \frac{P_{CM} + P_{CV} + P_{SX}}{2 * \left(\frac{L_x}{2} - e_{x+}\right) * L_y}$$

$$\sigma_{x(sismo-)} = \frac{P_{CM} + P_{CV} - P_{SX}}{2 * \left(\frac{L_x}{2} - e_{x-}\right) * L_y}$$

$$\sigma_{y(sismo+)} = \frac{P_{CM} + P_{CV} + P_{SY}}{2 * \left(\frac{L_y}{2} - e_{y+}\right) * L_x}$$

$$\sigma_{y(sismo-)} = \frac{P_{CM} + P_{CV} - P_{SY}}{2 * \left(\frac{L_y}{2} - e_{y-}\right) * L_x}$$

$$e_{x(sismo+)} = \frac{M_{xCM} + M_{xCV} + M_{xSX}}{P_{CM} + P_{CV} + P_{SX}}$$

$$e_{x(sismo-)} = \frac{M_{xCM} + M_{xCV} - M_{xSX}}{P_{CM} + P_{CV} - P_{SX}}$$

$$e_{y(sismo+)} = \frac{M_{yCM} + M_{yCV} + M_{ySY}}{P_{CM} + P_{CV} + P_{SY}}$$

$$e_{y(sismo-)} = \frac{M_{yCM} + M_{yCV} - M_{ySY}}{P_{CM} + P_{CV} - P_{SY}}$$

Donde:

- e: excentricidad de las solicitaciones sobre la cimentación

La Tabla 60 muestra los resultados de presiones para los casos de cargas de gravedad para la zapata en estudio. La Tabla 61, en cambio, muestra los resultados correspondientes a los casos de carga que involucran el efecto de sismo.

Tabla 60: Presiones sobre el terreno para casos de carga de gravedad

	$\sigma_x$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_{max}$	3.98	3.98	4.00
$\sigma_{min}$	3.97	3.97	

Tabla 61: Presiones sobre el terreno para casos de carga que involucran efectos sísmicos

	$\sigma_x$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.3 * $\sigma_{adm}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Sismo+	4.17	4.06	5.20
Sismo-	3.77	3.89	

A partir de estos resultados, se corrobora que los valores de presión admisible para los casos de gravedad con y sin efecto sísmico no sobrepasan los valores admisibles. En ese sentido, se concluye que las dimensiones adoptadas para esta zapata son las adecuadas en términos de sollicitaciones hacia el terreno de cimentación.

Haciendo uso de las presiones obtenidas en cada caso, se obtiene la presión última del terreno  $\sigma_u$  con la cual se hace el diseño por flexión y cortante de la cimentación. Las amplificaciones a las que se someten las presiones de servicio obtenidas obedecen los siguientes criterios:

- Para casos de carga de gravedad únicamente:

$$\sigma_u = 1.5 * MAX(\sigma_x, \sigma_y)$$

- Para casos de carga que incluyan efectos sísmicos:

$$\sigma_u = 1.25 * MAX(\sigma_x, \sigma_y)$$

Aplicando estos criterios a las presiones adquiridas con anterioridad, se tiene:

$$\sigma_u = 6.37 \text{ kg/cm}^2$$

### 8.1.3 Diseño por punzonamiento

Es pertinente verificar que la cimentación sea capaz de resistir el efecto de punzonamiento, también llamado cortante en dos direcciones. Para ello, se asigna un peralte de 80 cm (peralte efectivo de 70 cm) a la zapata en estudio. Tomando en cuenta tal peralte, la capacidad de resistencia del concreto a punzonamiento debe ser mayor a la sollicitación a la que está sometido el elemento.

Para llevar a cabo tal evaluación, se hace uso de las siguientes fórmulas:

$$\varphi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 * \left(2 + \frac{\alpha d}{b_0}\right) * 0.27 * \sqrt{f'c} * b_0 * d$$

$$b_0 = 4d + 2 * (D_x + D_y)$$

$$A_0 = (D_x + d) * (D_y + d)$$

$$V_u = \sigma_u * (A - A_0)$$

$$\phi V_c = \text{MIN}(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})$$

Donde:

- $b_0$ : sección crítica
- $d$ : peralte efectivo de la zapata
- $\beta$ : lado mayor/lado menor del elemento vertical
- $\alpha$ : factor de acuerdo a ubicación de elemento vertical. 40 para elementos centrados, 30 para elementos de borde y 20 para elementos esquineros
- $A_0$ : área crítica

Con estas expresiones, se obtuvieron los siguientes valores para evaluar el punzonamiento en la zapata:

$$\phi V_c = 447.85 \text{ ton}$$

$$V_u = 369.40 \text{ ton}$$

Con esta evaluación, se garantiza que el peralte elegido para esta zapata es el adecuado para soportar las solicitaciones de cortante en dos direcciones (punzonamiento) al que se ve sometida la cimentación.

#### 8.1.4 Diseño por fuerza cortante

Las cimentaciones superficiales aisladas también son sometidas a fuerzas cortantes en una dirección, por lo que su peralte debe ser tal que permita que sus secciones de concreto cuenten con la resistencia a cortante necesaria para no fallar. Al ser una zapata rectangular, esta cuenta con dos volados de distinta longitud, por lo que se debe evaluar cada dirección por separado para la verificación de cortante. Para hacer tal análisis, se hace uso de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_u = m * b * \sigma_u$$

Donde:

- b: dimensión de cimentación en sentido perpendicular al análisis
- m: longitud de volado en la dirección de análisis – peralte efectivo (d)

Así, se realiza el cálculo de la resistencia y la solicitación a fuerza cortante en la zapata aislada en estudio. La Tabla 62 muestra el recopilado de esta información, en donde se aprecia que la resistencia a fuerza cortante para cada dirección de análisis sobrepasa la fuerza cortante última sobre la cimentación. En ese sentido, el peralte elegido (80 cm) demuestra ser el idóneo.

Tabla 62: Verificación de resistencia a fuerza cortante

	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)
Dirección X	128	71
Dirección Y	119	62

### 8.1.5 Diseño por flexión

La cimentación también debe ser capaz de resistir los momentos flectores a los que sea sometida a causa de las presiones sobre el terreno. En ese sentido, se le debe proporcionar un refuerzo de acero que tome de forma segura tales sollicitaciones. El análisis debe realizarse en ambas direcciones, ya que se cuenta con dos volados diferentes. Para llevar a cabo este procedimiento de diseño, se hace uso de las siguientes expresiones:

$$M_{ux} = \frac{\sigma_u * L_y * c_x^2}{2}$$

$$M_{uy} = \frac{\sigma_u * L_x * c_y^2}{2}$$

Donde:

- c: longitud de volado en la dirección de análisis
- L: dimensión de la sección en el sentido perpendicular al análisis. Se toma con un valor de 1m

Adicional a los momentos actuantes. Es pertinente tomar en cuenta el acero mínimo que exige la norma E.060 (2009) para las zapatas. La cuantía mínima para este tipo de elementos es de 0.0018. La Tabla 63 muestra el resultado del diseño de esta zapata por flexión. Se muestra el acero requerido para tomar el momento último en cada dirección, así como el acero instalado, con el arreglo específico de aceros.

Tabla 63: Diseño a flexión de zapata

	Mu (ton-m)	Asreq. (cm <sup>2</sup> )	Asmin. (cm <sup>2</sup> )	Asinst. (cm <sup>2</sup> )	Arreglo
Dirección X	39	14.95	14.40	16.23	Φ3/4" @0.175
Dirección Y	37	14.26	14.40	16.23	Φ3/4" @0.175

## 8.2 Diseño de vigas de cimentación

El caso particular de las zapatas conectadas se da cuando se tienen cargas excéntricas que actúan sobre un elemento de cimentación. Dichas cargas excéntricas generan presiones sobre el terreno significativamente mayores a un caso de carga centrada (sin excentricidad), lo que suele ocasionar que la presión admisible del terreno sea superada. Frente a tal inconveniente, se hace uso de elementos de conexión, como lo son las vigas de cimentación, para que tomen los esfuerzos generados por las cargas excéntricas, permitiendo que la presión de las zapatas no exceda el valor admisible.

En el sistema mencionado de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación, se debe garantizar que las dimensiones de las zapatas garanticen que no se exceda la presión admisible sobre el terreno. Adicionalmente, las vigas de cimentación deben ser dimensionadas y deben contar con el acero de refuerzo necesario para tomar las sollicitaciones de fuerza cortante y momento flector proveniente de la totalidad de las cargas excéntricas que reciben las zapatas.

### 8.2.1 Metrado de cargas

A manera de ejemplo, se realiza el diseño de la viga de cimentación ubicada entre los ejes C y 1-2. Este elemento conecta la zapata de la placa P-01 con las columnas C-01. En las Tablas 64 y 65 se muestran las cargas para cada uno de estos elementos verticales. Cabe destacar que al contar con dos vigas de cimentación ubicadas de forma simétrica conectadas a la zapata de la placa P-01,

se tomó en cuenta la mitad de las cargas de la placa para el análisis de cada viga por separado. Los momentos horarios se han considerado con signo positivo y los antihorarios con signo negativo, mientras que la carga axial se ha considerado positiva en compresión y negativa en tracción.

*Tabla 64: Cargas consideradas para la zapata de la placa P-01*

	Carga axial (ton)	Momento longitudinal (ton-m)
CM	160	-0.5
CV	45	-0.5
SX	4	-3
SY	0.5	-

*Tabla 65: Cargas consideradas para la zapata de la placa C-01*

	Carga axial (ton)	Momento longitudinal (ton-m)
CM	200	-0.2
CV	85	-0.1
SX	-15	-3
SY	4	-

Con el sistema de cargas presentado, se realiza el modelo de análisis para la viga de cimentación. Se consideran apoyos a los centros de cada zapata que conecta la viga de cimentación. El punto de aplicación de la carga de cada zapata se ubica en el centro del elemento vertical que recibe. De esta manera, se obtiene el sistema representado en la Figura 39 para la viga, tomando en cuenta las cargas axiales y momentos de sismo indicados en la Tabla 65.

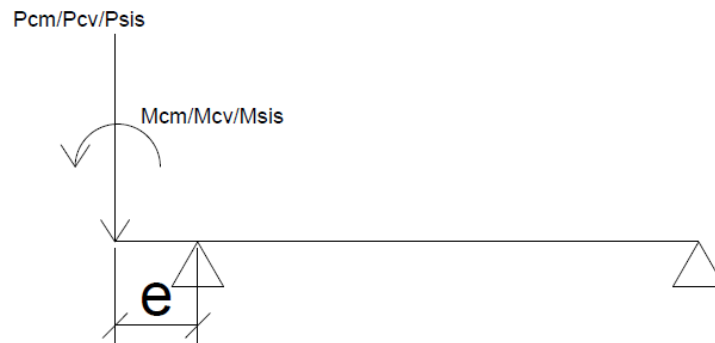


Figura 39: Sistema de cargas para la viga de cimentación

### 8.2.2 Diseño de viga de cimentación por fuerza cortante

Luego de definir las cargas externas que actúan sobre la viga de cimentación, se procede a extraer las fuerzas internas del sistema, tomando en cuenta las combinaciones de cargas amplificadas de acuerdo a lo indicado en la norma E.060. La Figura 40 muestra la magnitud de la fuerza cortante que actúa sobre la viga de cimentación fuera del encuentro con el elemento vertical.

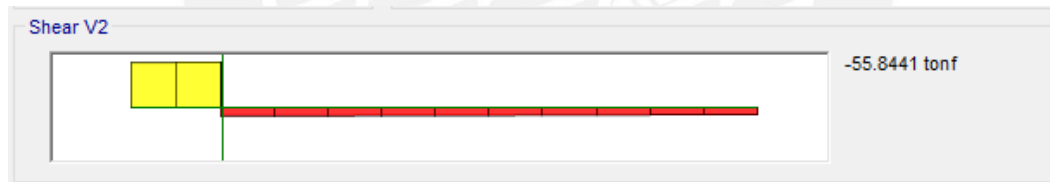


Figura 40: Diagrama de fuerza cortante de la viga de cimentación

Tomando en cuenta una sección de 0.50x1.50m para la viga de cimentación, se obtienen los siguientes resultados del cálculo para fuerza cortante, siguiendo los lineamientos indicados en la norma E-060 (2009):

- Peralte efectivo de viga:  $d = 142$  cm
- Fuerza cortante última:  $V_u = 55.84$  ton
- Diámetro de estribos: 3/8"
- Resistencia nominal de la sección de concreto:  $V_c = 54.53$  ton

- Espaciamiento de estribos requerido:  $s = 76$  cm
- Arreglo final:  $\Phi 3/8$ ": 1@0.05, rto. @0.30 m
- Resistencia reducida a fuerza cortante:  $\Phi V_n = 70.35$  ton

Con los cálculos expuestos, se demuestra que la sección y refuerzo elegidos para la viga de cimentación proporcionan una resistencia mayor a la fuerza cortante externa que actúa sobre el elemento, cumpliendo con el diseño por resistencia.

### 8.2.3 Diseño de viga de cimentación por flexión

Para llevar a cabo el diseño por resistencia a flexión, se extrae el diagrama de momento flector correspondiente a la envolvente de momentos amplificados. La Figura 41 muestra los valores correspondientes al diagrama mencionado.

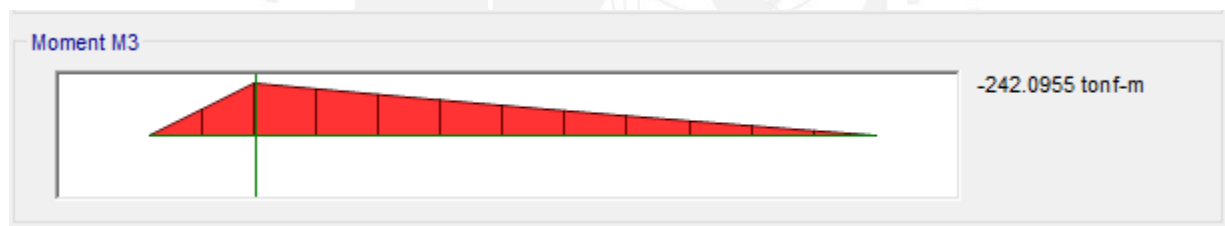


Figura 41; Diagrama de momento flector de la viga de cimentación (ton-m)

Para obtener el área de acero requerida por flexión, se hace uso de la metodología de diseño indicada en la norma E.060 (2009) para este tipo de elementos. A continuación, se muestran los valores usados para el cálculo mencionado, así como la disposición final de acero de refuerzo para la viga:

- Ancho de sección:  $b = 50$  cm
- Peralte efectivo:  $d = 142$  cm
- Momento último:  $M_u = 242.10$  ton-m

- Acero requerido:  $As_{req} = 49.10 \text{ cm}^2$
- Acero instalado:  $As_{inst} (10\Phi 1'' \text{ sup.} + 4\Phi 1'' \text{ inf.}) = 51.0 \text{ cm}^2 \text{ (sup.)} + 20.4 \text{ cm}^2 \text{ (inf.)}$
- Momento resistente: 258.27 ton-m

De esta manera, con el arreglo de aceros de refuerzo planteados en la viga, se garantiza que se cumple con el diseño por resistencia a flexión según lo especificado en la norma E.060 (2009).



## CAPÍTULO 9. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

### 9.1 Diseño de escalera

Las escaleras deben ser dimensionadas de tal manera que cubran los desniveles entre los encofrados de techo para acceder a cada piso de la edificación. En cuanto al diseño, se consideran como losas macizas simplemente apoyadas que trabajan en una sola dirección. La sección transversal y los refuerzos instalados en la escalera deben ser tal que puedan resistir las solicitaciones amplificadas de fuerza cortante y momento flector.

#### 9.1.1 Metrado de cargas

Para la sección transversal de diseño, se toma en cuenta un ancho unitario (1 metro) y un peralte correspondiente a la garganta de la escalera. La estimación de las cargas externas se tomó en cuenta según el siguiente listado:

- Carga Muerta (CM)
  - Peso propio (h=15cm):  $2400 \text{ kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 360\text{kg/m}$
  - Piso terminado (5cm de espesor):  $100 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$
- Carga Viva (CV)
  - Sobrecarga:  $200 \text{ kg/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 200 \text{ kg/m}$

Luego de cuantificar las cargas externas, se realiza la amplificación de estas según lo indicado por la norma E.060 (2009). A manera de ejemplo, se detallan los cálculos realizados para el diseño del tramo típico de la escalera principal, ubicada entre los ejes B y 4.

Se considera que el elemento en análisis trabaja en una sola dirección, con una sección de un metro de ancho. Tomando en cuenta las cargas de gravedad amplificadas mencionadas anteriormente, se obtiene el modelo de análisis presentado en la Figura 42.

$$w_u = 0.814 \text{ ton/m}$$

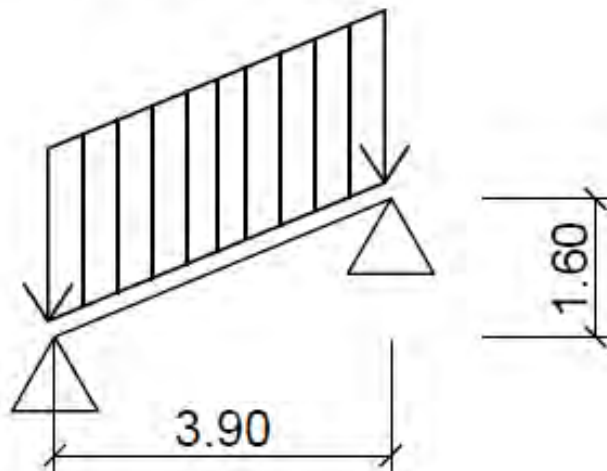


Figura 42: Cargas últimas en el modelo del tramo de escalera analizado

### 9.1.2 Diseño por fuerza cortante

A partir de las cargas consideradas en el modelo de análisis para la escalera, se obtiene el diagrama de fuerza cortante del elemento. La Figura 43 muestra las fuerzas cortantes obtenidas de este análisis. En función de ello se define el espesor de garganta requerido para cumplir con el diseño por resistencia.

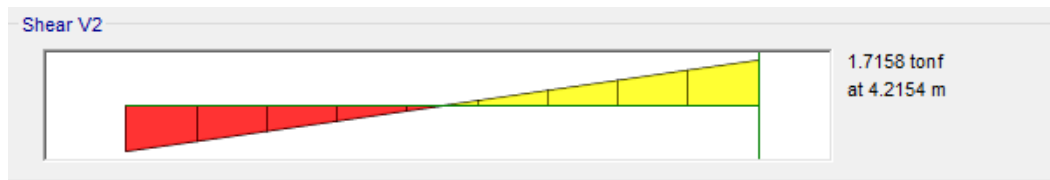


Figura 43: Diagrama de fuerza cortante en la escalera

A continuación, se indican los datos correspondientes a la verificación por fuerza cortante del elemento. Para obtener el valor de resistencia, se usa la expresión correspondiente de la norma E.060 (2009):

- Garganta de escalera elegido:  $h = 15 \text{ cm}$
- Peralte efectivo de sección:  $d = 12 \text{ cm}$
- Resistencia a fuerza cortante:  $\Phi V_c = 7.83 \text{ ton/m}$
- Fuerza cortante última:  $V_u = 1.72 \text{ ton/m}$

Se evidencia que el espesor de garganta planteado de 15 cm es adecuado para resistir la sollicitación de fuerza cortante según lo indicado en la Norma E.060 (2009).

### 9.1.3 Diseño por flexión

Para la definición del acero de refuerzo requerido por flexión, se obtiene el diagrama de momento flector a partir del modelo de análisis expuesto previamente. En la Figura 44, se muestra tal diagrama, en donde se aprecia el momento flector positivo máximo al que es sometida la escalera.

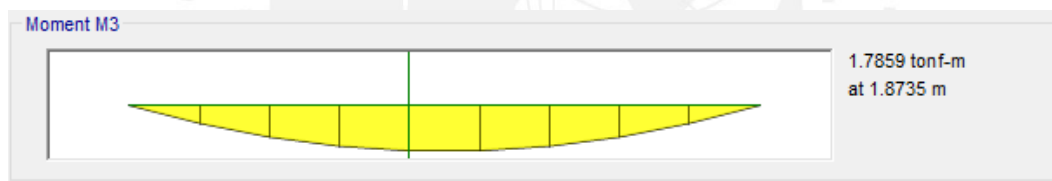


Figura 44: Diagrama de momento flector de la escalera

Se hace uso de las expresiones correspondientes a resistencia a flexión según lo indica la Norma E.060. Siguiendo este procedimiento, se define el área de acero requerido para resistir el momento flector mayor. A continuación, se indica la información correspondiente al diseño por flexión para el elemento analizado:

- Ancho de sección:  $b = 100 \text{ cm}$
- Peralte efectivo:  $d = 12 \text{ cm}$
- Momento último:  $M_u = 1.79 \text{ ton-m/m}$
- Acero requerido:  $A_{sreq} = 4.11 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Acero instalado:  $A_{sinst} (\Phi 3/8'' @ 0.15m) = 4.73 \text{ cm}^2/m$
- Momento resistente:  $\Phi M_n = 2.05 \text{ ton-m/m}$

Con los valores calculados presentados, se evidencia que el acero de refuerzo instalado en la escalera cumple con los requisitos de diseño por resistencia, aceptando un déficit menor al 5%.

## 9.2 Diseño de cisterna

Los muros de cisterna se diseñan como muros de contención que trabajan frente a empujes laterales provenientes del empuje del suelo y el empuje de agua contenida en la cisterna. Para el análisis, tomando en cuenta la geometría del muro, se considera un elemento unidireccional simplemente apoyado sometido a cargas rectangulares y triangulares. Se debe definir el espesor del muro para resistir las sollicitaciones de fuerza cortante y el acero de refuerzo para soportar los momentos flectores.

### 9.2.1 Metrado de cargas

La sección transversal a considerar para el diseño del elemento será de 1.00 metro de ancho y un peralte correspondiente al espesor del muro de concreto armado. A continuación, se presentan los parámetros geotécnicos y las cargas consideradas y para realizar el modelo de análisis.

- Coeficiente de empuje activo:  $K_a = 0.30$
- Peso específico del suelo contenido por el muro:  $\gamma_{suelo} = 2.00 \text{ ton/m}^3$
- Sobrecarga considerada sobre el muro:  $S/C = 0.25 \text{ ton/m}$
- Altura de muro de contención:  $H = 3.00 \text{ m}$
- Empuje activo del terreno:  $E_a = 0.30 * 2.00 \text{ ton/m}^3 * 3.00 \text{ m} * 1.00 \text{ m} = 1.80 \text{ ton/m}$
- Empuje de sobrecarga:  $E_{s/c} = 0.30 * 0.25 \text{ ton/m}^2 * 1.00 \text{ m} = 0.075 \text{ ton/m}$

Para realizar el diseño por resistencia, se deben amplificar las cargas mostradas según los coeficientes indicados en la norma E.060 (2009). En tal sentido, el factor de amplificación correspondiente a ambos casos es de 1.7. De esta forma, se obtienen las siguientes condiciones de carga última:

- Empuje activo del terreno amplificado:  $E_a = 1.80 \text{ ton/m} * 1.7 = 3.06 \text{ ton/m}$
- Empuje de sobrecarga amplificado:  $E_{s/c} = 0.075 \text{ ton/m} * 1.7 = 0.1275 \text{ ton/m}$

A partir de estas fuerzas externas amplificadas y tomando en cuenta las condiciones de apoyo previamente mencionadas, se realiza el modelo de análisis para este elemento, visible en la Figura 45. Cabe mencionar que se ha tomado en cuenta el escenario de cargas más crítica, en donde solo actúa la presión del suelo y no la presión hidrostática del agua (cisterna vacía).

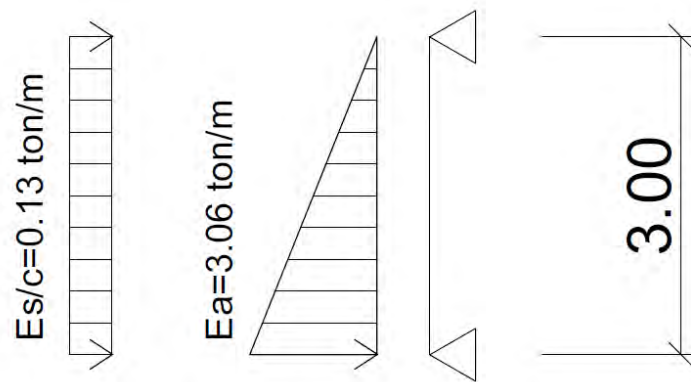


Figura 45: Cargas últimas en el modelo del muro de cisterna analizado

### 9.2.2 Diseño por fuerza cortante

Con las cargas amplificadas expuestas en el acápite anterior y el modelo de análisis, se obtiene el diagrama de fuerza cortante. El espesor del muro debe ser tal que la resistencia a cortante sea mayor que la cortante última. La Figura 46 muestra la magnitud de la sollicitación externa mencionada.

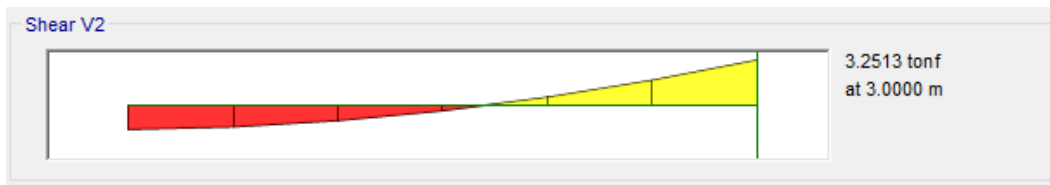


Figura 46: Diagrama de fuerza cortante del muro de cisterna

A partir de estos valores, se hace la verificación de la resistencia con el espesor considerado. Se listan a continuación los valores calculados para el diseño por fuerza cortante:

- Ancho de muro:  $b = 100$  cm
- Espesor de muro:  $h = 20$  cm
- Peralte efectivo:  $d = 15$  cm
- Resistencia a fuerza cortante:  $\Phi V_c = 9.79$  ton/m
- Fuerza cortante última:  $V_u = 3.25$  ton/m

Con los cálculos expuestos, se demuestra que la resistencia a fuerza cortante del elemento es apropiada con el espesor de muro elegido.

### 9.2.3 Diseño por flexión

En cuanto al diseño por flexión, se debe garantizar que el muro tenga el suficiente acero de refuerzo instalado para contar con una resistencia mayor al momento flector frente a cargas externas amplificadas. Se muestra en la Figura 47 el diagrama de momento flector obtenido del modelo de análisis.

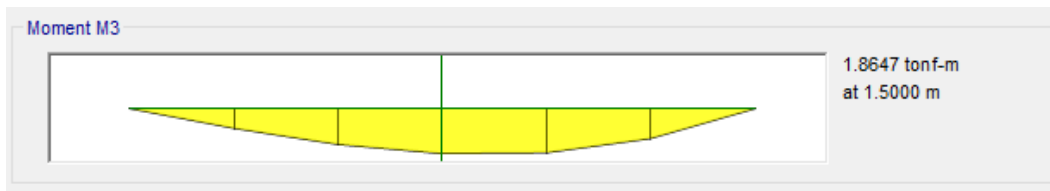


Figura 47: Diagrama de momento flector del muro de cisterna

A partir del valor máximo mostrado en el diagrama, se realiza el procedimiento de diseño a flexión según lo indicado en la Norma E.060 (2009). Se muestra a continuación los resultados obtenidos para el muro de concreto armado:

- Ancho de sección:  $b = 100 \text{ cm}$
- Peralte efectivo:  $d = 15 \text{ cm}$
- Momento último:  $M_u = 1.86 \text{ ton-m/m}$
- Acero requerido:  $A_{sreq} = 3.37 \text{ cm}^2$
- Acero instalado:  $A_{sinst} (3/8'' @ 0.20\text{m}) = 3.55 \text{ cm}^2$
- Momento resistente:  $\Phi M_n = 1.96 \text{ ton-m/m}$

De esta manera, con el arreglo de acero instalado en el muro, se garantiza que se cumple con los requisitos del diseño por resistencia a flexión.

## CAPÍTULO 10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El proceso de estructuración y predimensionamiento de un proyecto de edificación resulta ser de vital importancia para el diseño de los elementos estructurales. Una adecuada estructuración conlleva a una rigidez suficiente para no superar las derivas máximas permitidas por la norma E.030. También, un predimensionamiento idóneo permite que los elementos estructurales requieran una cuantía razonable al momento de realizar el diseño por resistencia, lo cual permite una viabilidad económica del proyecto.
- Se obtuvieron derivas de entrepisos de 3.53‰ para la dirección X y de 2.95‰ para la dirección Y, garantizando que no se supere el valor límite de 7‰ indicado en la norma E.030. Esto evidencia que los elementos estructurales propuestos en la estructuración de la edificación son apropiados para dar suficiente rigidez al proyecto en ambos sentidos de análisis.
- En relación al análisis sísmico, la evaluación de las irregularidades resulta de gran importancia con respecto a las fuerzas sísmicas de diseño del proyecto. En tal sentido, resulta altamente favorable evitar, en la medida de lo posible, las irregularidades. En particular, en este proyecto fue vital evitar la irregularidad de torsión simple, de modo que se tiene una mayor reducción (factor R) de la fuerza sísmica de diseño.
- En el proceso de análisis de fuerzas internas de los elementos estructurales con programas de cálculo, es imprescindible que el profesional responsable siempre tenga en cuenta un orden de magnitud lógico de los resultados. Para ello, el uso de metrados manuales para estimar dichas fuerzas resulta un gran complemento para garantizar que los resultados obtenidos del software sean coherentes con las solicitudes externas.

- En el desarrollo de proyectos de edificación en un país altamente sísmico como el Perú, es sustancial que se garantice que los elementos estructurales cuenten con la ductilidad necesaria para evitar un posible colapso que ocasione pérdidas de vidas humanas. Para ello, los lineamientos del capítulo 21 de la norma E.60 resultan ser fundamentales para dotar de ductilidad a los elementos sísmicos, lo cual se ha evidenciado en el diseño de dichos elementos en el presente documento.



## CAPÍTULO 11. REFERENCIAS

Blanco, A. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado (Segunda edición). Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.

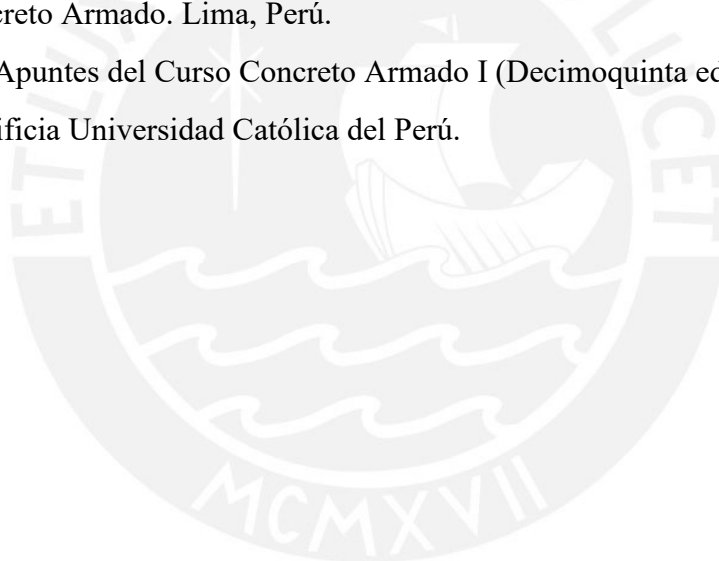
Harmsen, T. (1997). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2006). Norma Técnica E.020 Cargas. Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2018). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú.

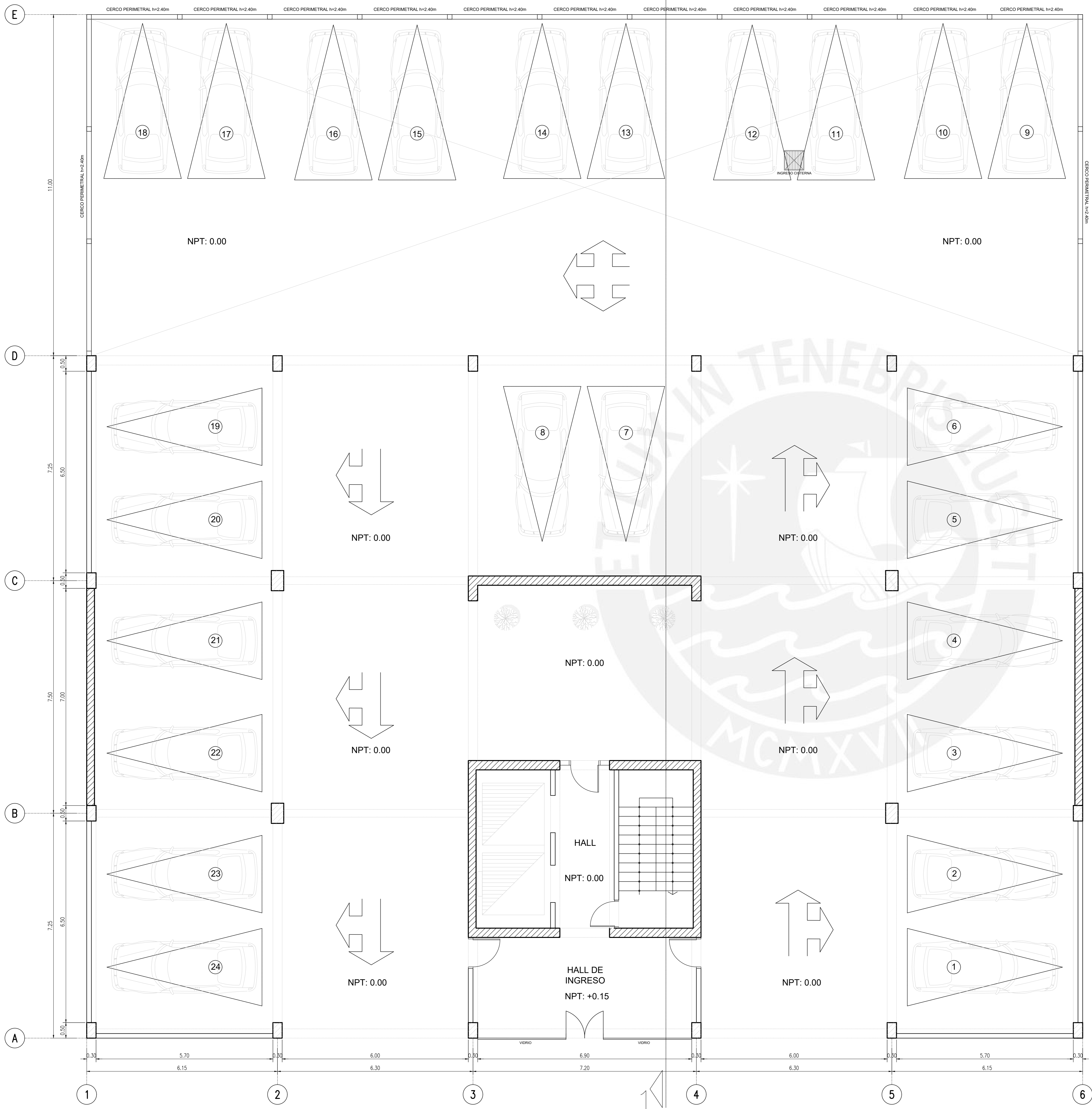
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú. (2009). Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Lima, Perú.

Ottazzi, G. (2018). Apuntes del Curso Concreto Armado I (Decimoquinta edición). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.





**ANEXOS**

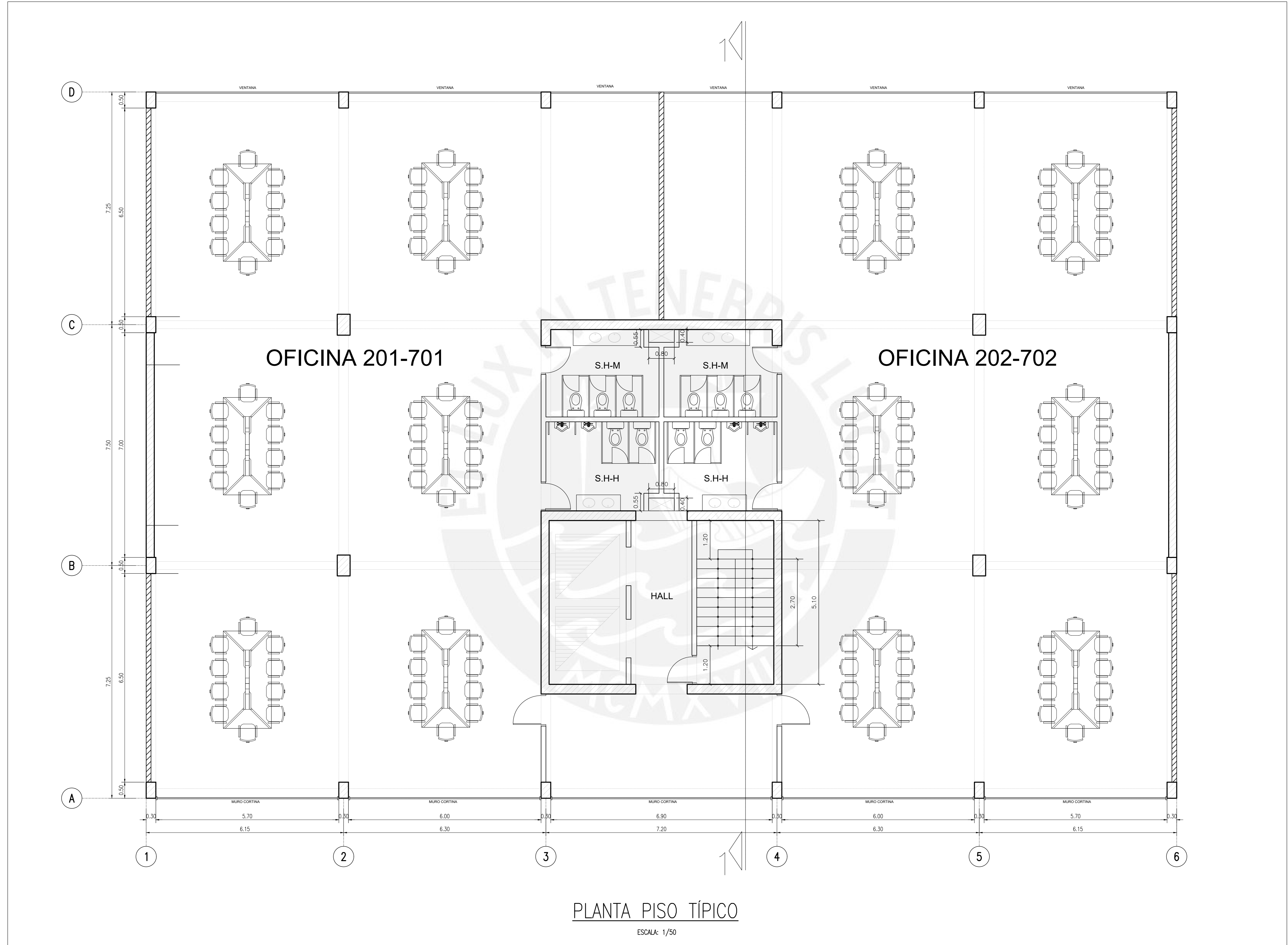


PLANTA PRIMER PISO

ESCALA: 1/50

REV.	FECHA	PARA REVISIÓN	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025			GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
				GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
				GONZALO VILLARÁN	PLANO
				GONZALO VILLARÁN	PLANTA PISO 1
				GONZALO VILLARÁN	ESCALA
				GONZALO VILLARÁN	NÚMERO PLANO
				GONZALO VILLARÁN	1/50
				GONZALO VILLARÁN	NÚMERO PLANO
				GONZALO VILLARÁN	A-01 DE 04
				GONZALO VILLARÁN	REV.
				GONZALO VILLARÁN	0





PLANTA PISO TÍPICO  
ESCALA: 1/50

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			DISEÑO	UBICACIÓN
			GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			ASESOR	PLANO
			ING. GIANFRANCO OTTAZZI	PLANTA PISO TÍPICO
			ESCALA	NÚMERO PLANO
			1/50	A-02 DE 04
				REV.
				0



NPT: +26.60

NPT: +25.10

NPT: +22.40

NPT: +19.20

NPT: +16.00

NPT: +12.80

NPT: +9.60

NPT: +6.40

NPT: +3.20

NPT: +0.00

PARAPETO h=1.00m

PARAPETO h=1.00m

MURO CORTINA

MURO

MAMPARA

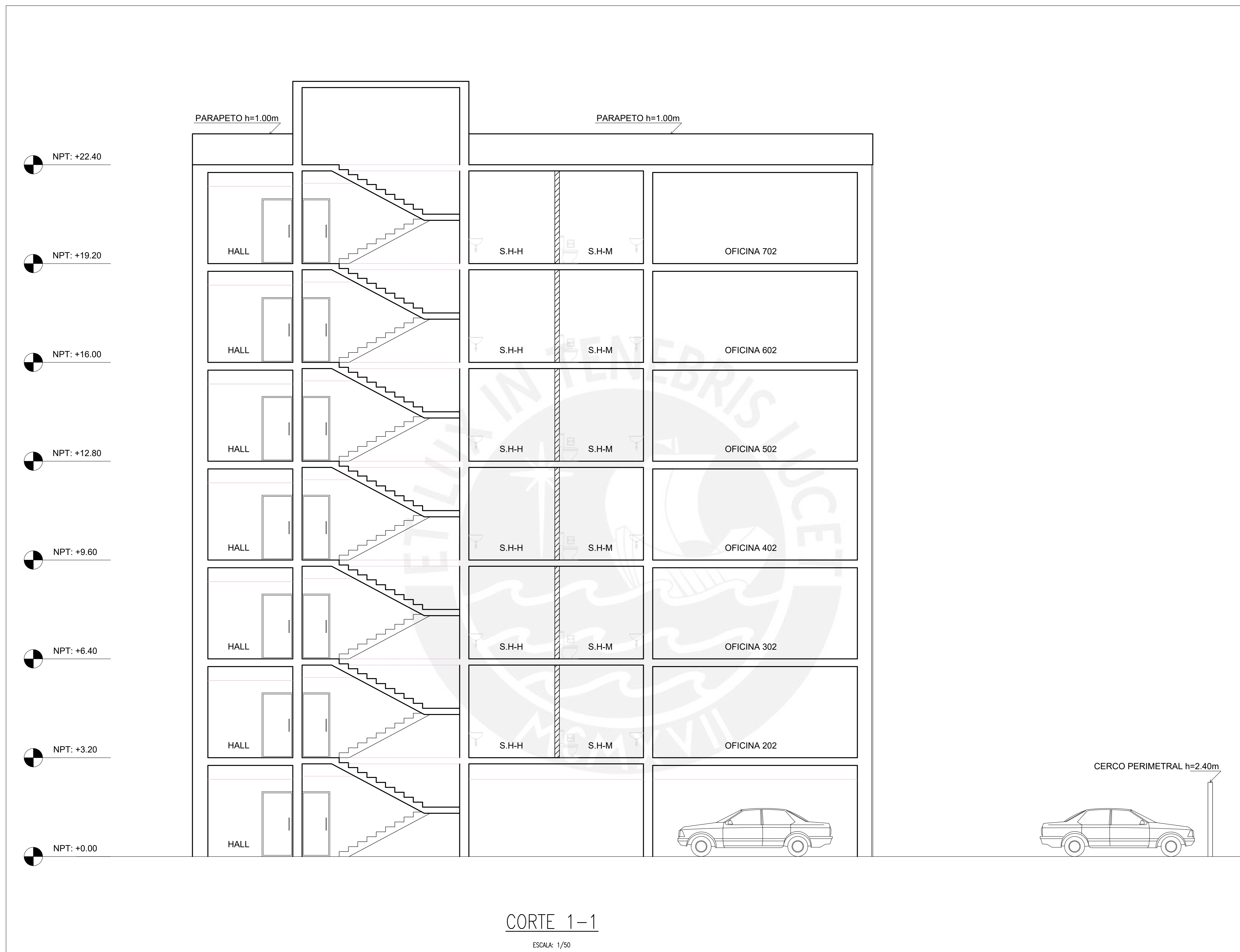
MURO

### ELEVACIÓN PRINCIPAL

ESCALA: 1/50

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLABAN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			DISEÑO	UBICACIÓN
			GONZALO VILLABAN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			ASESOR	PLANO
			ING. GIANFRANCO OTTAZZI	ELEVACIÓN PRINCIPAL
			ESCALA	NÚMERO PLANO
			1/50	A-03 DE 04
				REV.
				0





REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			DISEÑO	UBICACIÓN
			GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			ASESOR	PLANO
			ING. GIANFRANCO OTTAZZI	CORTE 1-1
			ESCALA	NÚMERO PLANO
			1/50	A-04 DE 04
				REV.
				0



# EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE

## RELACIÓN DE PLANOS

PLANO	TÍTULO
E - 01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E - 02	PLANTA Y CORTES DE CIMENTACIÓN
E - 03	ENCOFRADO DE PISO 1 AL PISO 6
E - 04	ENCOFRADO DE PISO 7
E - 05	VIGAS I
E - 06	VIGAS II
E - 07	CUADRO DE COLUMNAS
E - 08	CUADRO DE PLACAS
E - 09	ESCALERAS
E - 10	DETALLES GENERALES

## ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADÉMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

## CONCRETO

- COLOCACIÓN:**
  - EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
  - LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
  - NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
  - NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO LUEGO DE SU FRAGUADO INICIAL.
  - UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
  - LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
  - TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.
- CURADO:**
  - A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEE CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
  - EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS DESPUÉS DEL VACADO, A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.
- ENCOFRADO:**
  - LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUÍDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.
- CALIDAD DEL CONCRETO:**
  - CALIDAD DEL CONCRETO (EDIFICIO)

### CALIDAD DEL CONCRETO (CISTERNA)

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS (f'c)
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS	f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> Relación máxima agua-cemento (a/c): 0.50
MUROS INTERIORES, COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS EN LA CISTERNA	f'c=280 kg/cm <sup>2</sup> Relación máxima agua-cemento (a/c): 0.50

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS (f'c)
ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
FALSAS ZAPATAS	CONCRETO CICLOPEO CON UNA RELACIÓN CEMENTO/AGUA (1:12) Y UN 40% EN VOLUMEN DE PIEDRA GRANDE CON UN TAMAÑO MÁXIMO DE 10"
CIMENTOS CORRIDOS EN LOS MUROS PARA CEROS Y EN LOS MUROS DE CONTENCIÓN PARA DESNIVELES MENORES A 1.00m	CONCRETO CICLOPEO CON UNA RELACIÓN CEMENTO/AGUA (1:10) Y UN 30% EN VOLUMEN DE PIEDRA GRANDE CON UN TAMAÑO MÁXIMO DE 8"
VIGAS Y CORTES DE CIMENTACIÓN	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
MUROS Y PLACAS EN LOS EDIFICIOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
COLUMNAS EN LOS EDIFICIOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
VIGAS EN LOS EDIFICIOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
LOSAS EN LOS EDIFICIOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>
ESCALERAS EN LOS EDIFICIOS	f'c=210 kg/cm <sup>2</sup>

## CARGAS

### CARGAS VIVAS

REGLAMENTO:	E-0.20
OFICINAS	200 kg/m <sup>2</sup>
TABQUERA MÓVIL	50 kg/m <sup>2</sup>
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m <sup>2</sup>
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m <sup>2</sup>

### CONSIDERACIONES SISMORRESISTENTES:

SISTEMA ESTRUCTURAL:	XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO
PARAMETROS DE FUERZA SISMICA:	Z=0.45, U=1.00, S=1.00, T <sub>p</sub> =0.4 seg, T <sub>i</sub> =2.5 seg.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION	DIRECCIONES	
	X-Y	Y-Y
IRREGULARIDAD EN ALTURA	NINGUNA (I <sub>a</sub> =1.00)	NINGUNA (I <sub>a</sub> =1.00)
IRREGULARIDAD EN PLANTA	NINGUNA (I <sub>p</sub> =1.00)	NINGUNA (I <sub>p</sub> =1.00)
COCIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SISMICAS	R <sub>x</sub> =6x1.00=6.00	R <sub>y</sub> =6x1.00=6.00
FUERZA CORTANTE BASAL	V <sub>bx</sub> =572 Ton	V <sub>by</sub> =661 Ton
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO ABSOLUTO	Δ <sub>bx</sub> =6.60cm	Δ <sub>by</sub> =5.59cm
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO RELATIVO ENTREPISO	Δ <sub>rx</sub> =3.57/1000	Δ <sub>ry</sub> =2.95/1000

## ACERO DE REFUERZO:

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (f <sub>y</sub> )
VARILLAS DE ACERO GRADO 60	f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup> (CIMENTACIÓN, MUROS, PLACAS, COLUMNAS, VIGAS Y LOSAS)

## RECUBRIMIENTOS:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
MUROS Y PLACAS EN CONTACTO CON AGUA O SUELO	4.0 cm.
MUROS Y PLACAS EN LOS EDIFICIOS	2.0 cm.
LOSAS DE TECHOS EN LOS EDIFICIOS	2.0 cm.
COLUMNAS UBICADAS DENTRO DE LAS CISTERNAS	5.0 cm.
COLUMNAS Y VIGAS EN LOS EDIFICIOS	4.0 cm.
CONCRETO VACADO CONTRA EL SUELO	7.0 cm.
ZAPATAS Y CIMENTOS VACADOS SOBRE SOLADOS	4.0 cm.
REFUERZO SUPERIOR EN LAS PLATAS DE CIMENTACIÓN EN LOS EDIFICIOS	2.5 cm.
REFUERZO INFERIOR EN LAS PLATAS DE CIMENTACIÓN EN LOS EDIFICIOS	3.5 cm.
REFUERZO SUPERIOR E INFERIOR DE LA LOSAS DE PISO EN LA CISTERNA	3.5 cm.

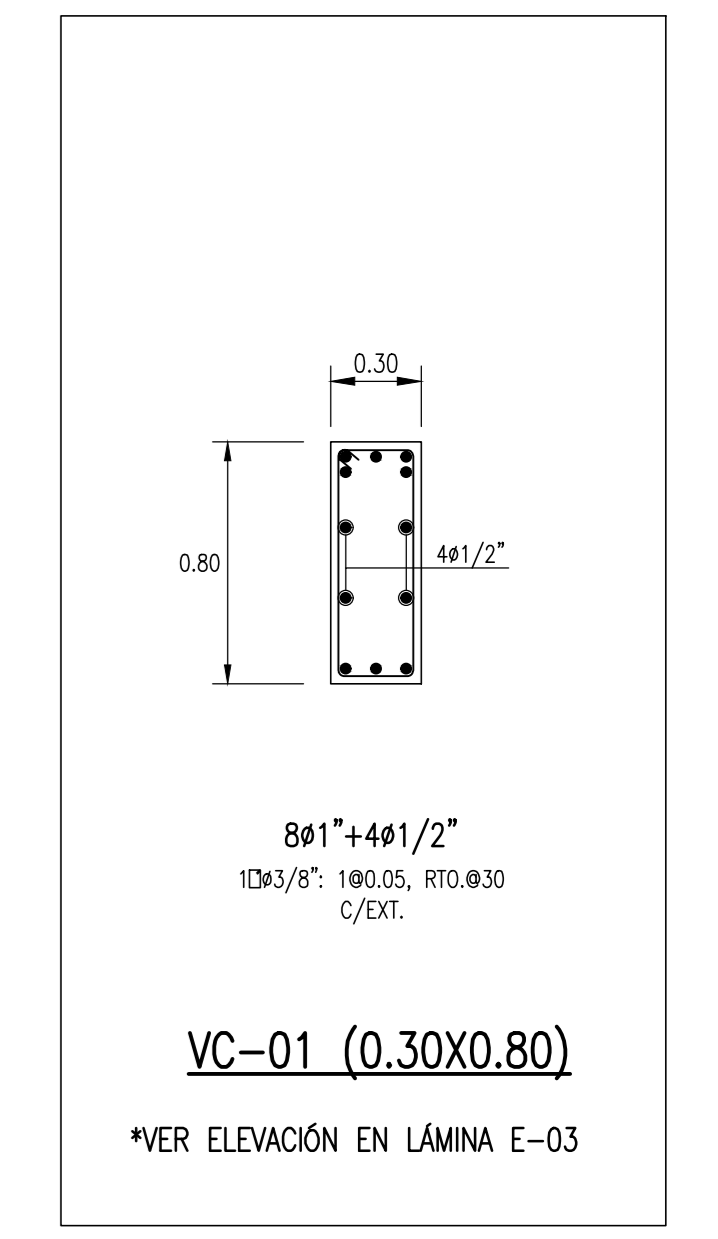
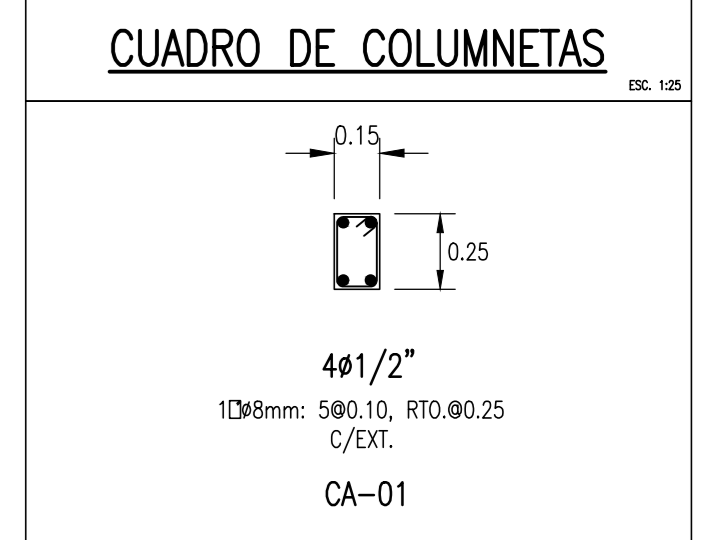
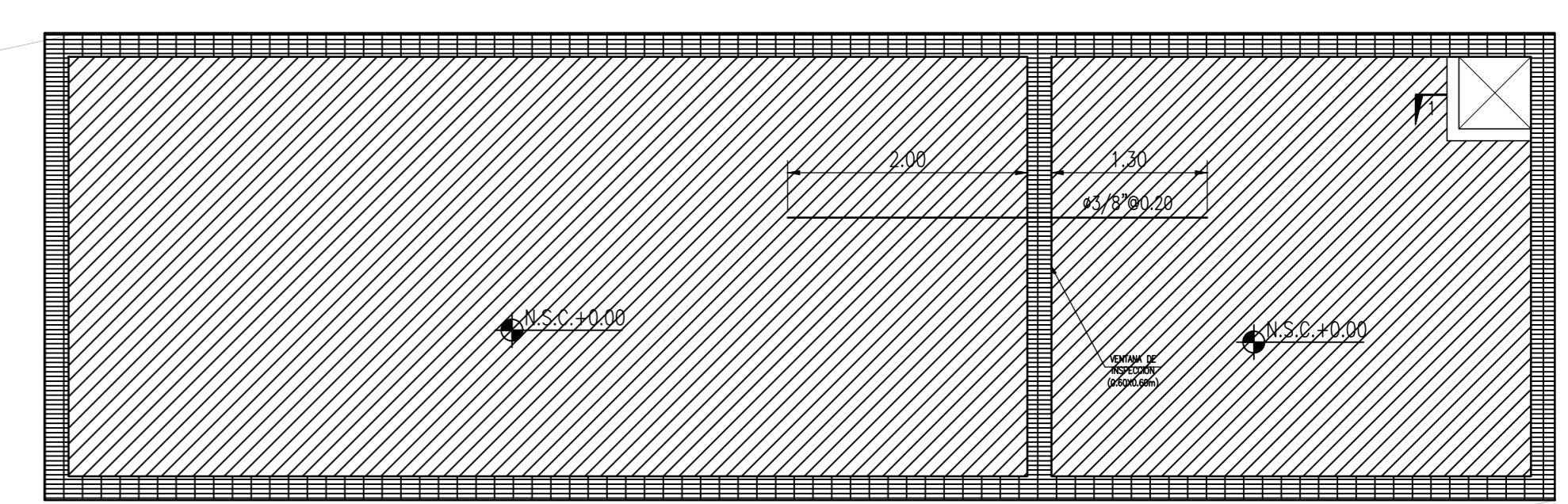
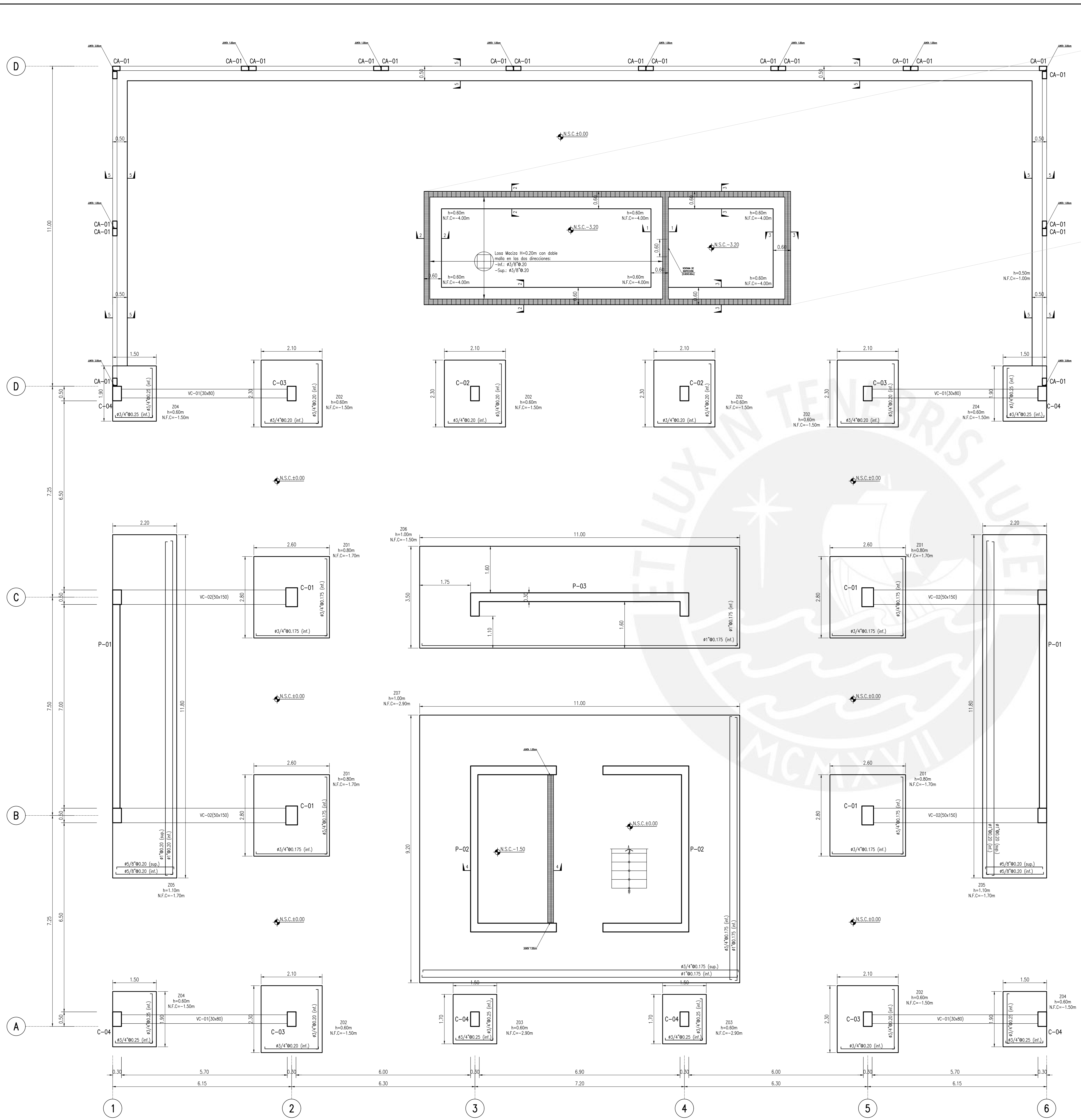
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O SUELO (RECUBRIMIENTO AL REFUERZO EN EL LADO EXPUESTO A AGUA O SUELO)	4.0 cm.
MUROS	2.0 cm.
REFUERZOS INFERIORES EN LAS LOSAS DE PISO DE LAS CISTERNAS	2.0 cm.
COLUMNAS UBICADAS DENTRO DE LAS CISTERNAS	5.0 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	4.0 cm.
LOSAS DE TECHOS	2.0 cm.
CONCRETO VACADO CONTRA EL SUELO	7.0 cm.

## ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

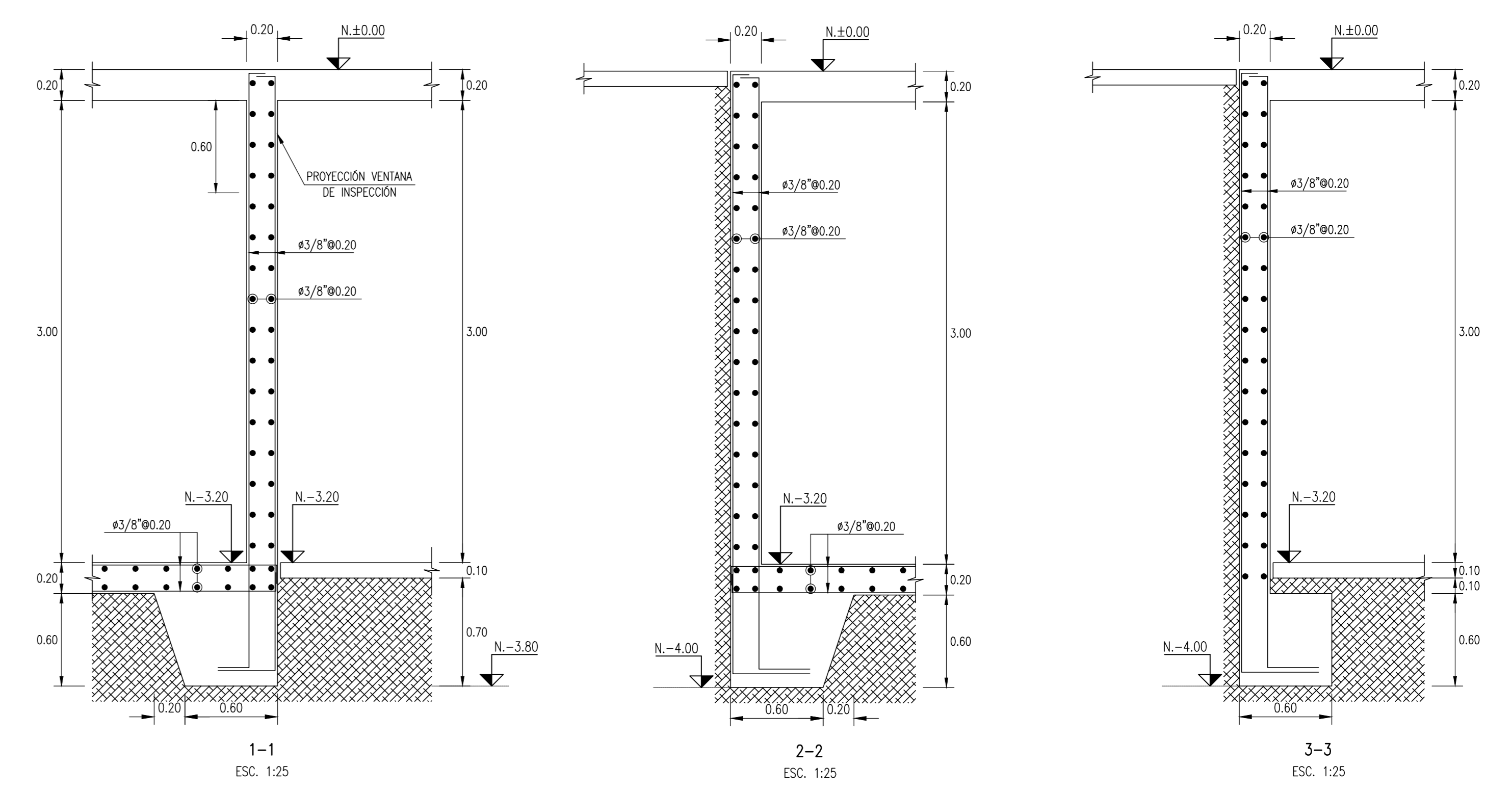
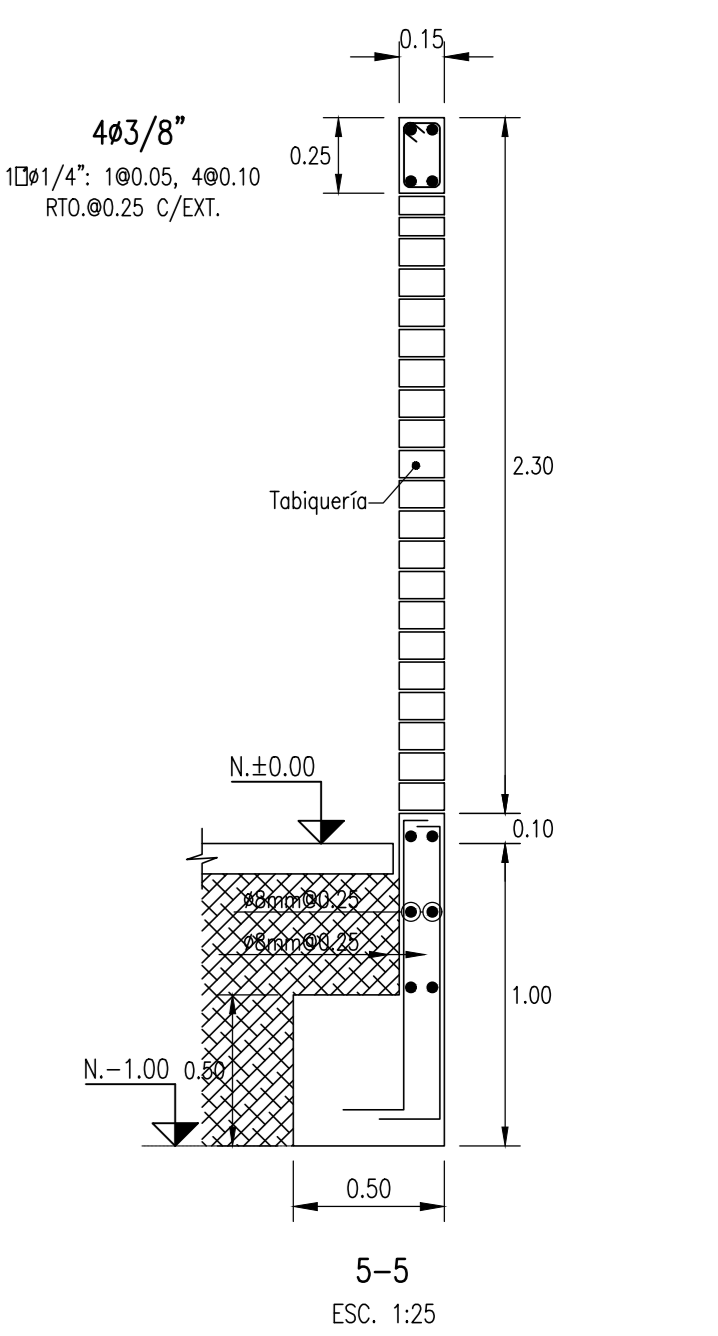
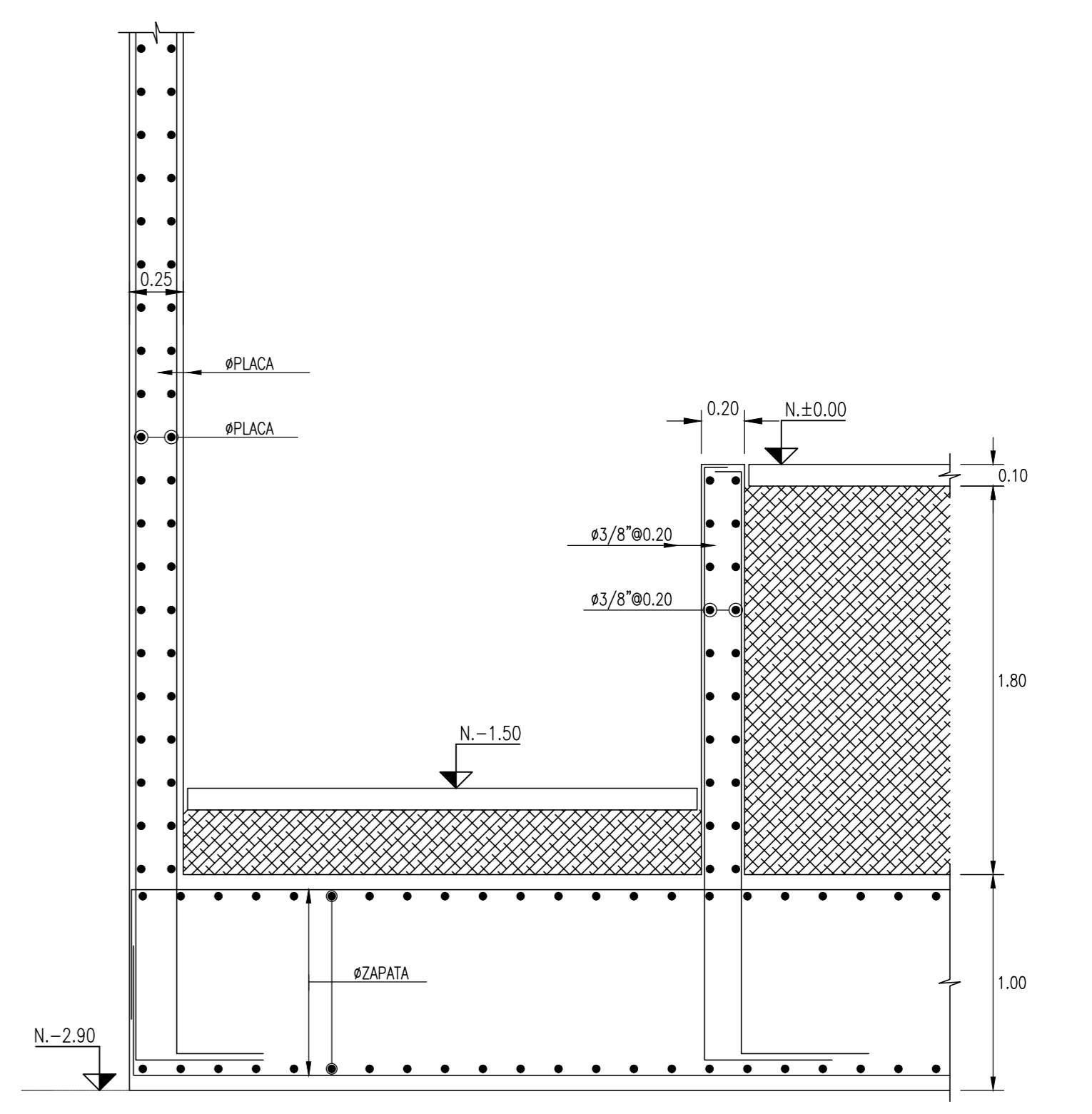
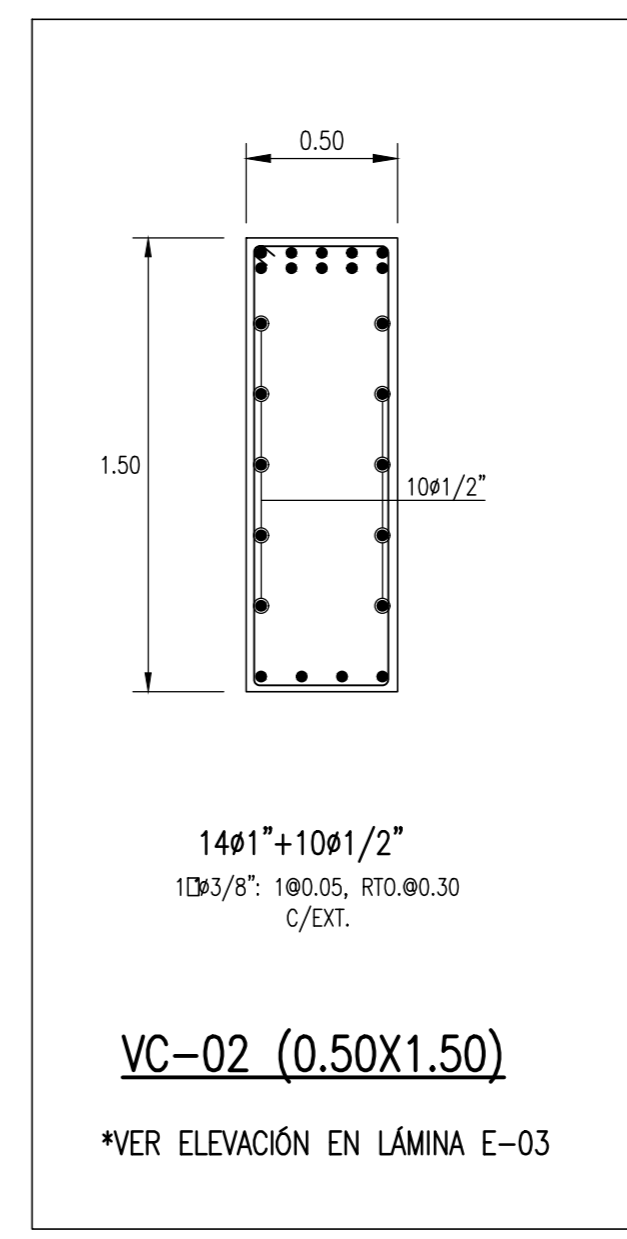
NOMBRE	DESCRIPCIÓN
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.C.	NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO
N.J.T.	NIVEL DE JARÓN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
N.F.C.C.	NIVEL DE FONDO DE CIMENTO CORRIDO
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
Ø	A CADA/HASTA
∅	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR.	EXTREMO

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DEBID.	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	<b>EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE</b>
			DESER GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			RESOR ING. GUAFRANCO OTAZO	ESPECIFICACIONES GENERALES
				ESCALA: SIN ESC. NÚMERO PLANO: E-01 DE 12 REV: 0





**ENCOFRADO TECHO DE CISTERNA**



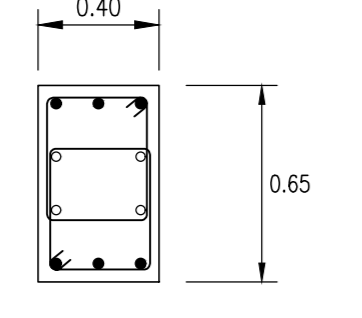
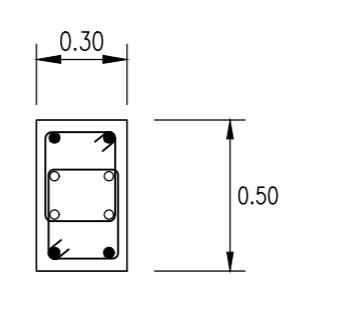
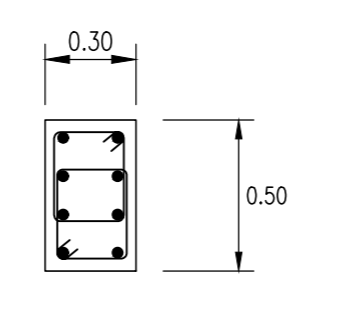
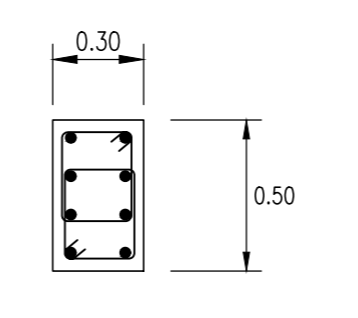
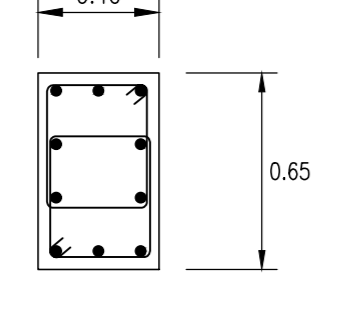
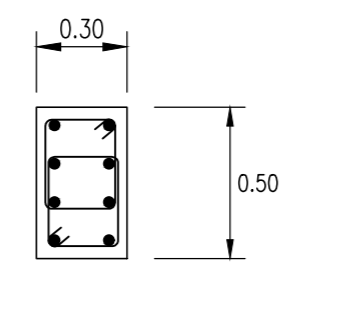
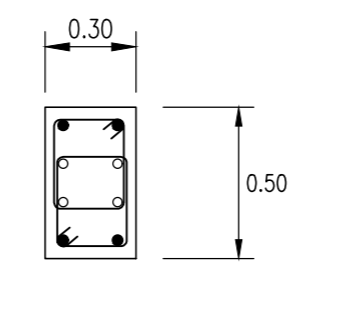
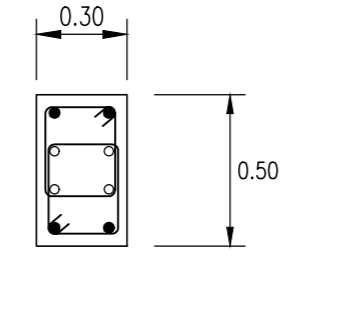
**PLANTA DE CIMENTACIÓN**

SOBRECARGA=250kg/m<sup>2</sup>

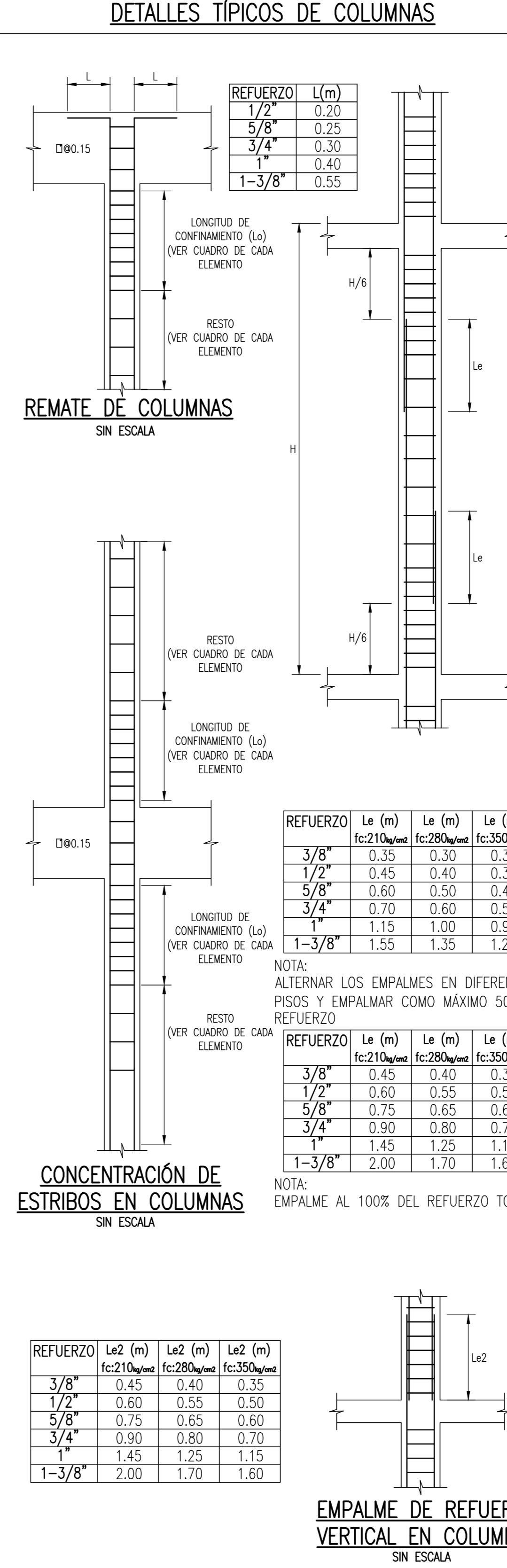
REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
DISEÑO: GONZALO VILLARÁN ASISTENTE: ING. GIANFRANCO OTAZZI			UBICACIÓN: DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ PLANO: PLANTA Y CORTES DE CIMENTACIÓN ESCALA: 1/50, 1/25 NÚMERO PLANO: E-02 DE 12 REV: 0



# CUADRO DE COLUMNAS

	C-01	C-02	C-03	C-04
PISO 1-2	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>6ø1" + 4ø3/4" 23x3/8"; 700.10, RT0.00.30 C/EXT.</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>4ø1" + 4ø3/4" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.30 C/EXT.</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>8ø3/4" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.30 C/EXT.</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>8ø5/8" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.25 C/EXT.</p>
PISO 3-4	 <p>10ø3/4" 23x3/8"; 700.10, RT0.00.30 C/EXT.</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>8ø3/4" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.30 C/EXT.</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>4ø3/4" + 4ø5/8" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.25 C/EXT.</p>	<p>↓</p>
PISO 5-7	<p>↓</p>	<p>● #Mayor ○ #Menor</p>  <p>4ø3/4" + 4ø5/8" 23x3/8"; 600.10, RT0.00.25 C/EXT.</p>	<p>↓</p>	<p>↓</p>

### DETALLES TÍPICOS DE COLUMNAS



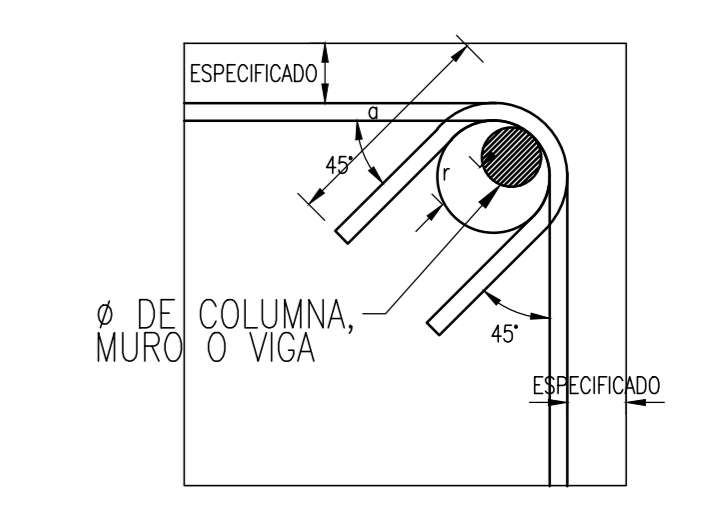
REFUERZO	L(m)
1/2"	0.20
5/8"	0.25
3/4"	0.30
1"	0.40
1-3/8"	0.55

REFUERZO	Le (m)	Le (m)	Le (m)
3/8"	0.35	0.30	0.30
1/2"	0.45	0.40	0.35
5/8"	0.60	0.50	0.45
3/4"	0.70	0.60	0.55
1"	1.15	1.00	0.90
1-3/8"	1.55	1.35	1.20

REFUERZO	Le (m)	Le (m)	Le (m)
3/8"	0.45	0.40	0.35
1/2"	0.60	0.55	0.50
5/8"	0.75	0.65	0.60
3/4"	0.90	0.80	0.70
1"	1.45	1.25	1.15
1-3/8"	2.00	1.70	1.60

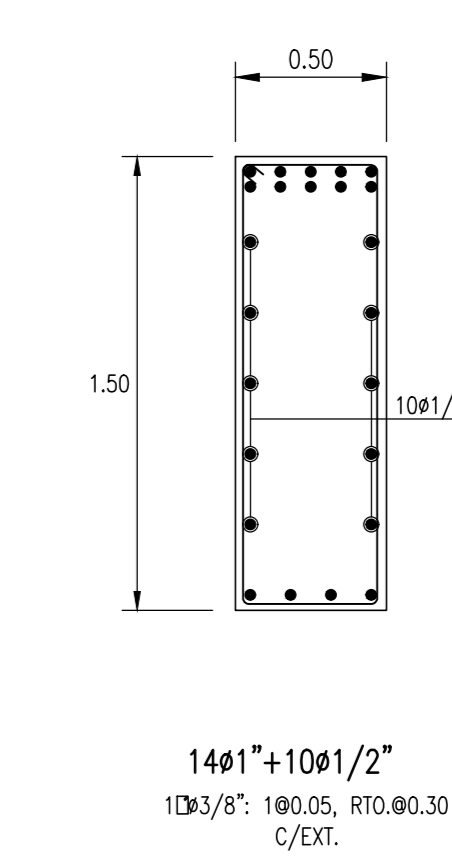
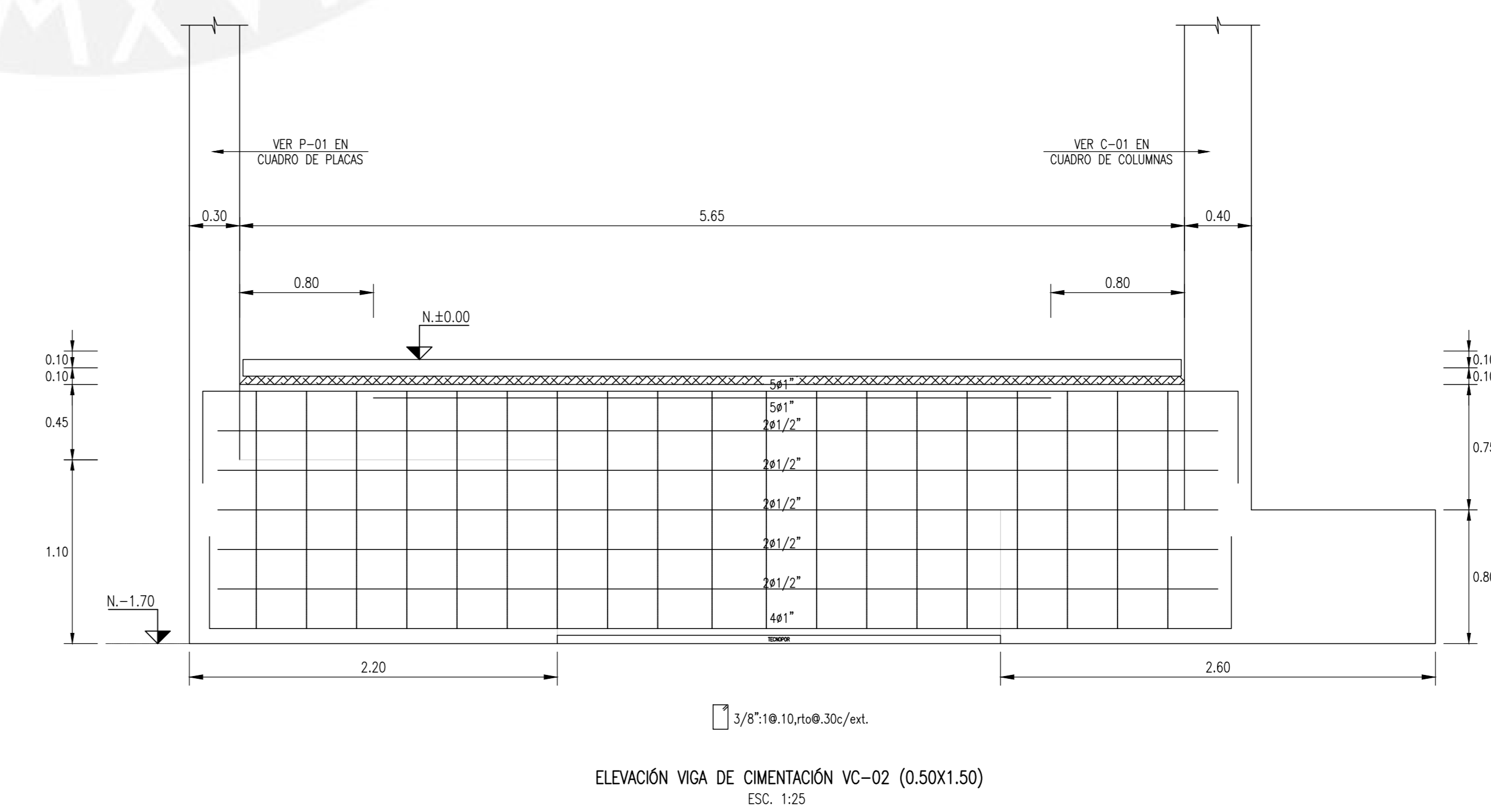
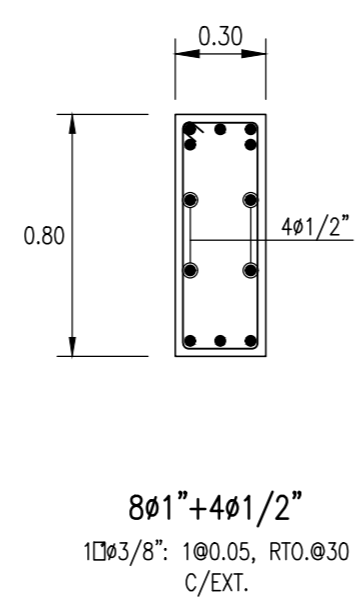
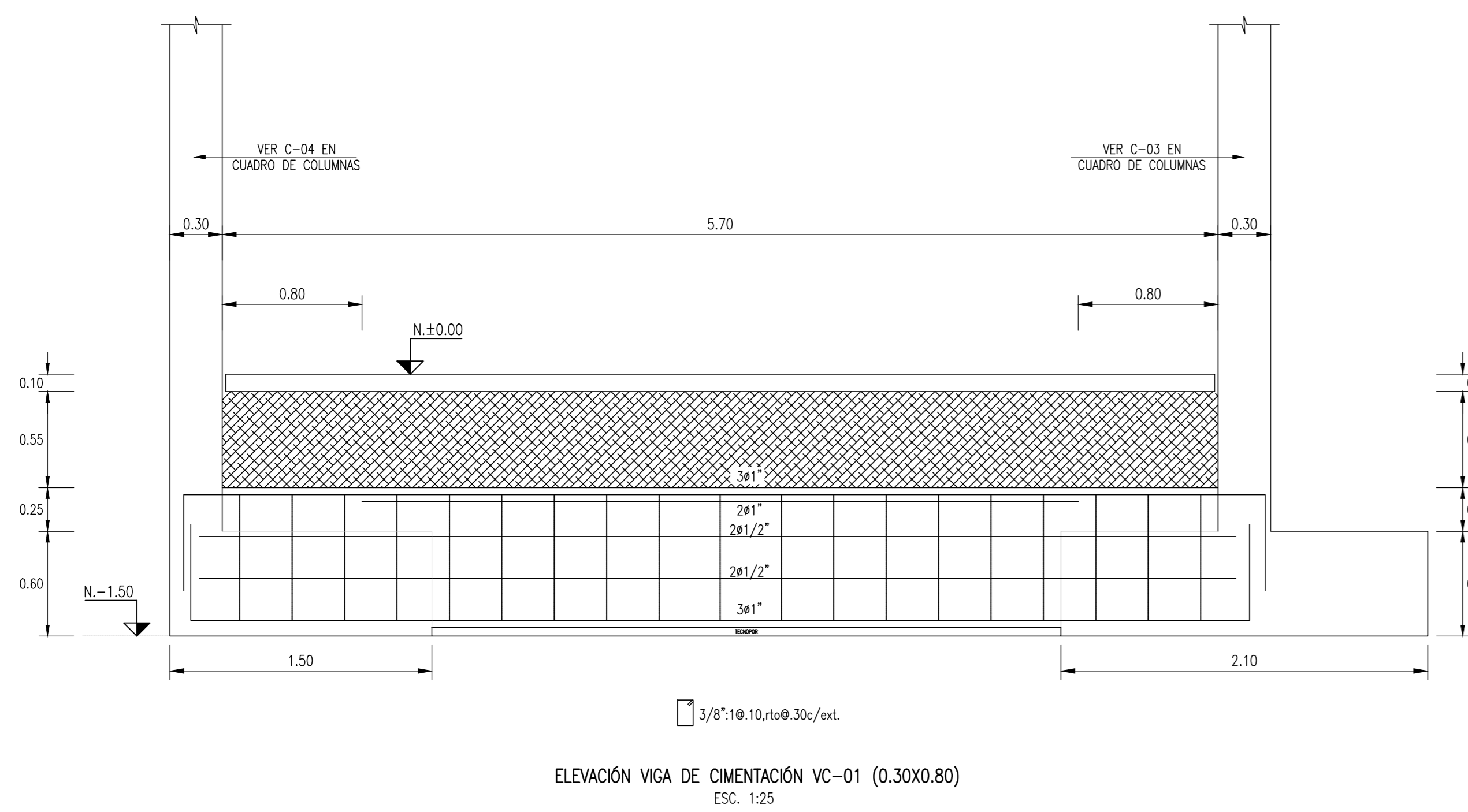
REFUERZO	Le2 (m)	Le2 (m)	Le2 (m)
3/8"	0.45	0.40	0.35
1/2"	0.60	0.55	0.50
5/8"	0.75	0.65	0.60
3/4"	0.90	0.80	0.70
1"	1.45	1.25	1.15
1-3/8"	2.00	1.70	1.60

NOTA:  
ALTERNAR LOS EMPALMES EN DIFERENTES PISOS Y EMPALMAR COMO MÁXIMO 50% DEL REFUERZO  
EMPALME AL 100% DEL REFUERZO TOTAL



Ø	r (cm)	a (cm)
1/4"	1.30	1.30
3/8"	2.00	2.00
1/2"	2.50	2.50
5/8"	3.20	3.20
3/4"	5.70	5.70

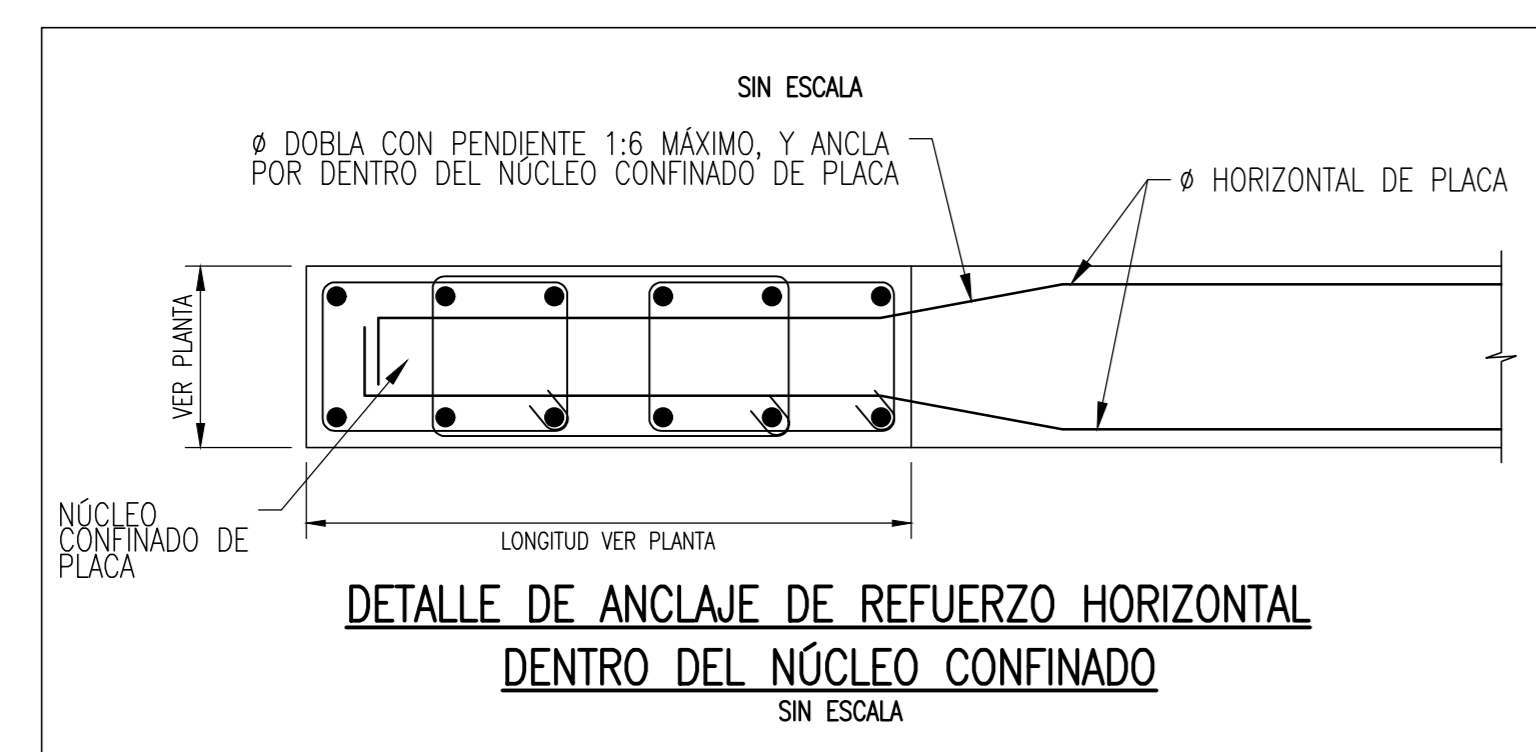
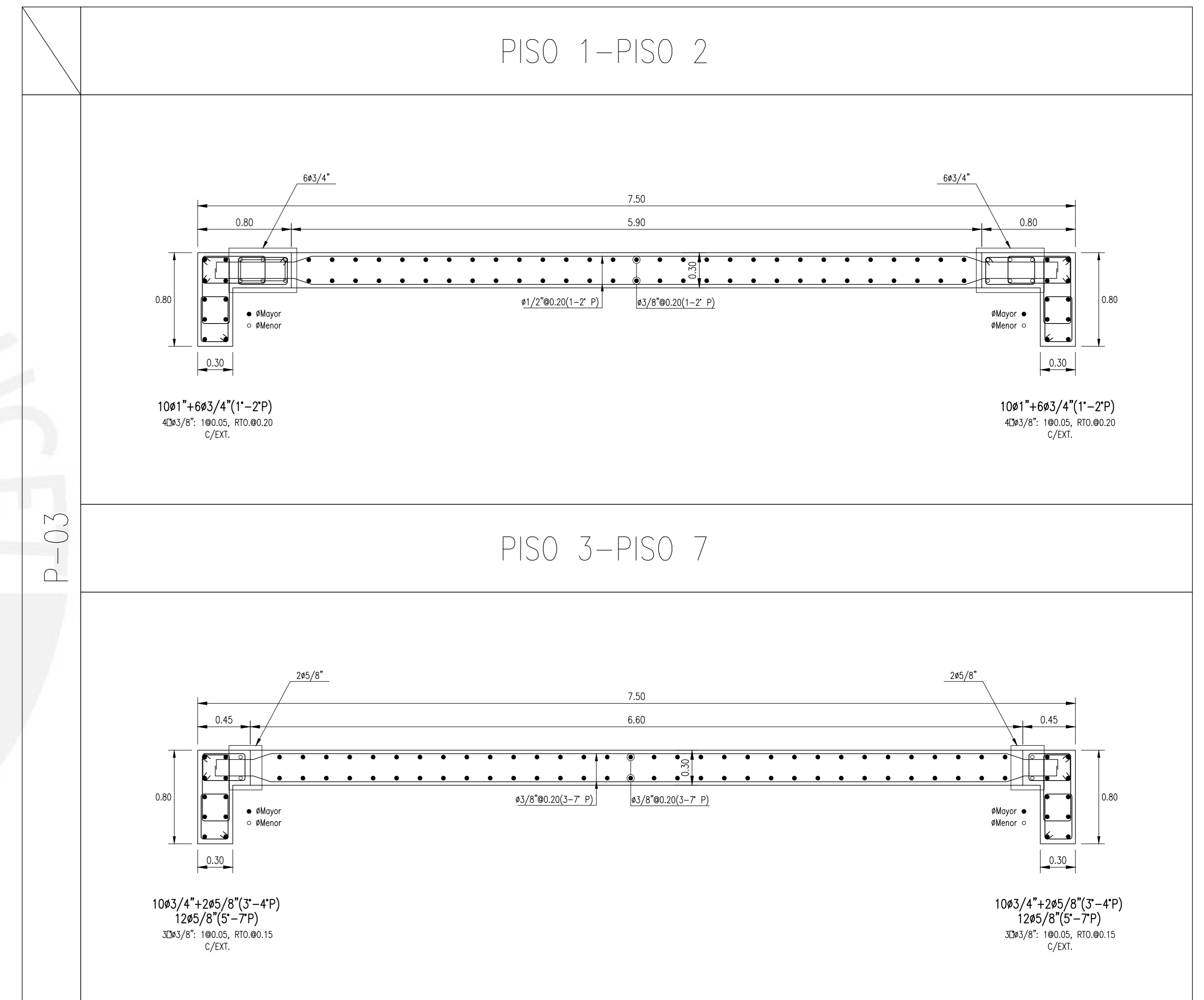
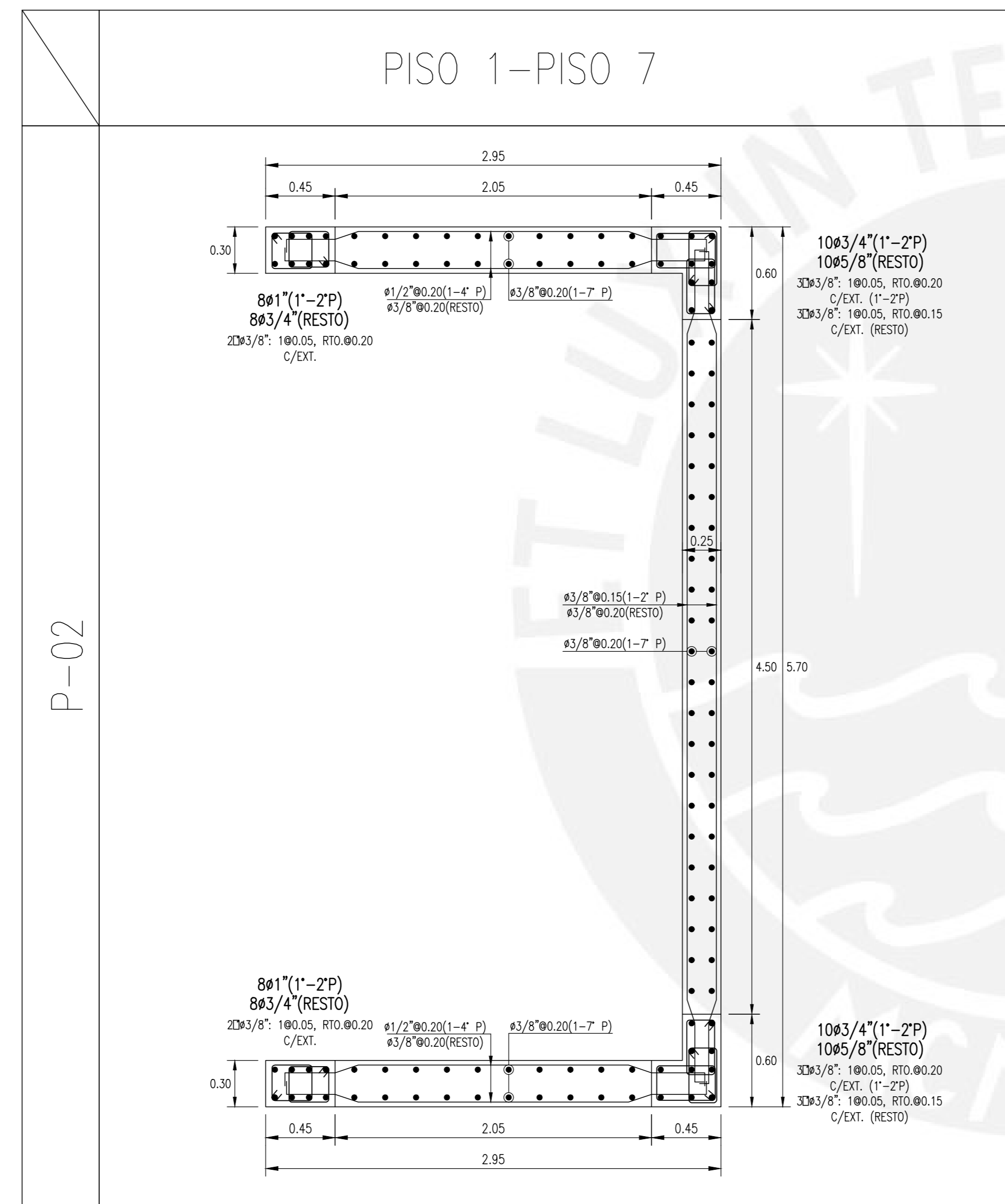
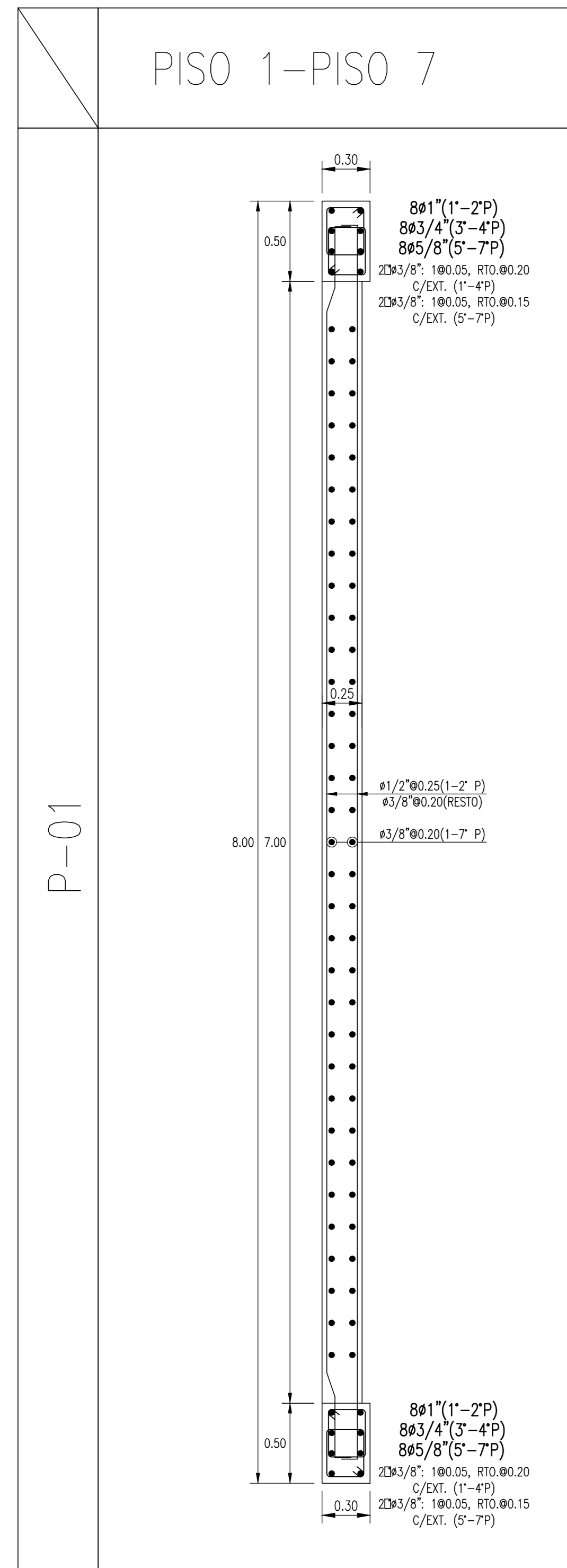
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS  
SIN ESCALA



REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLABAN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			DISEÑO	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			GONZALO VILLABAN	CUADRO DE COLUMNAS
			ASESOR	ESCALA
			ING. GONZALO OTAZZI	NÚMERO PLANO
			1/25	E-03 DE 12
				REV. 0

ARCH. CAD: .

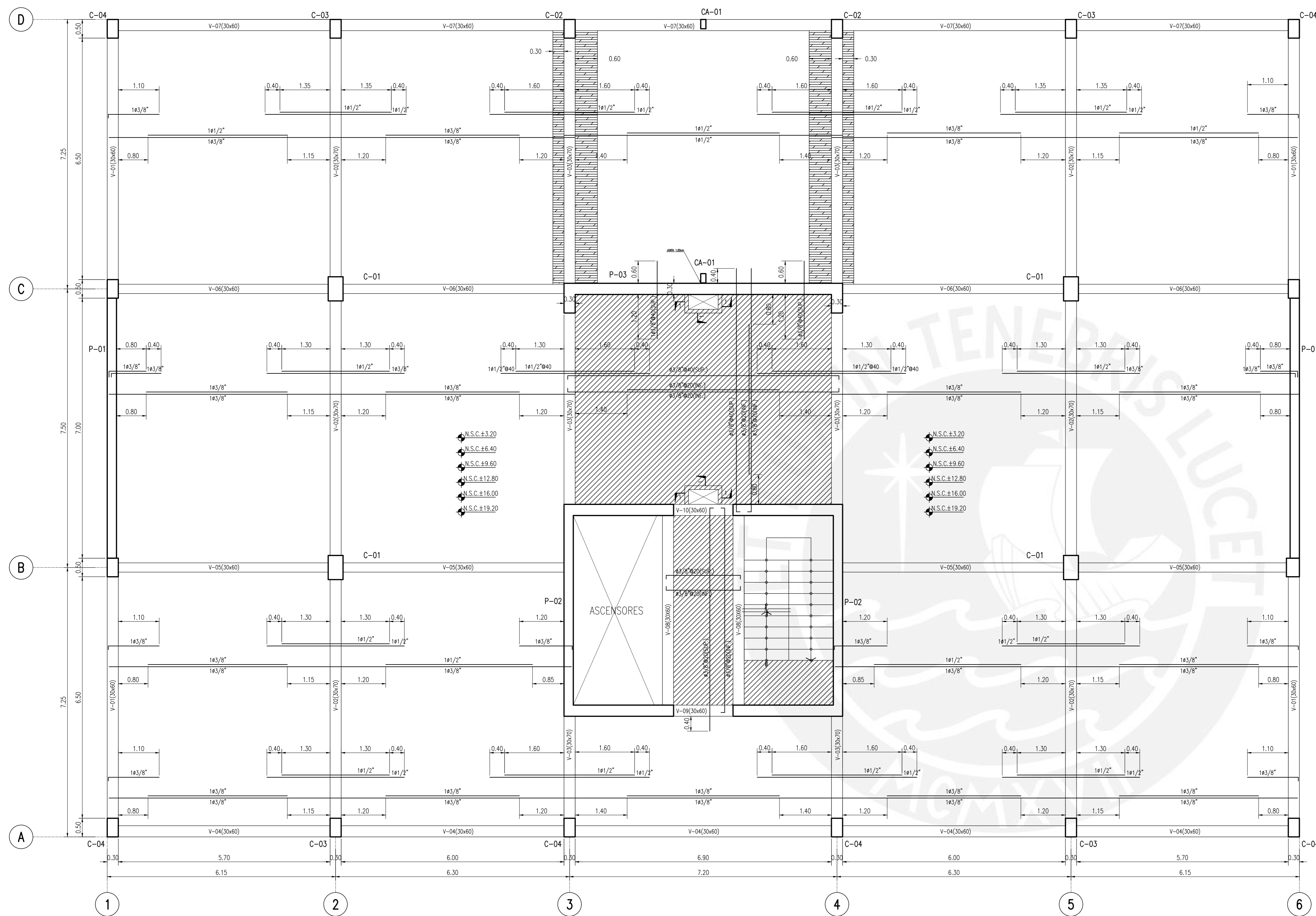
# CUADRO DE PLACAS



REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLABAN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			GONZALO VILLABAN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
				CUADRO DE PLACAS
				ESCALA 1/25
				NÚMERO PLANO E-04 DE 12
				REV. 0

ARCH. CAD: .





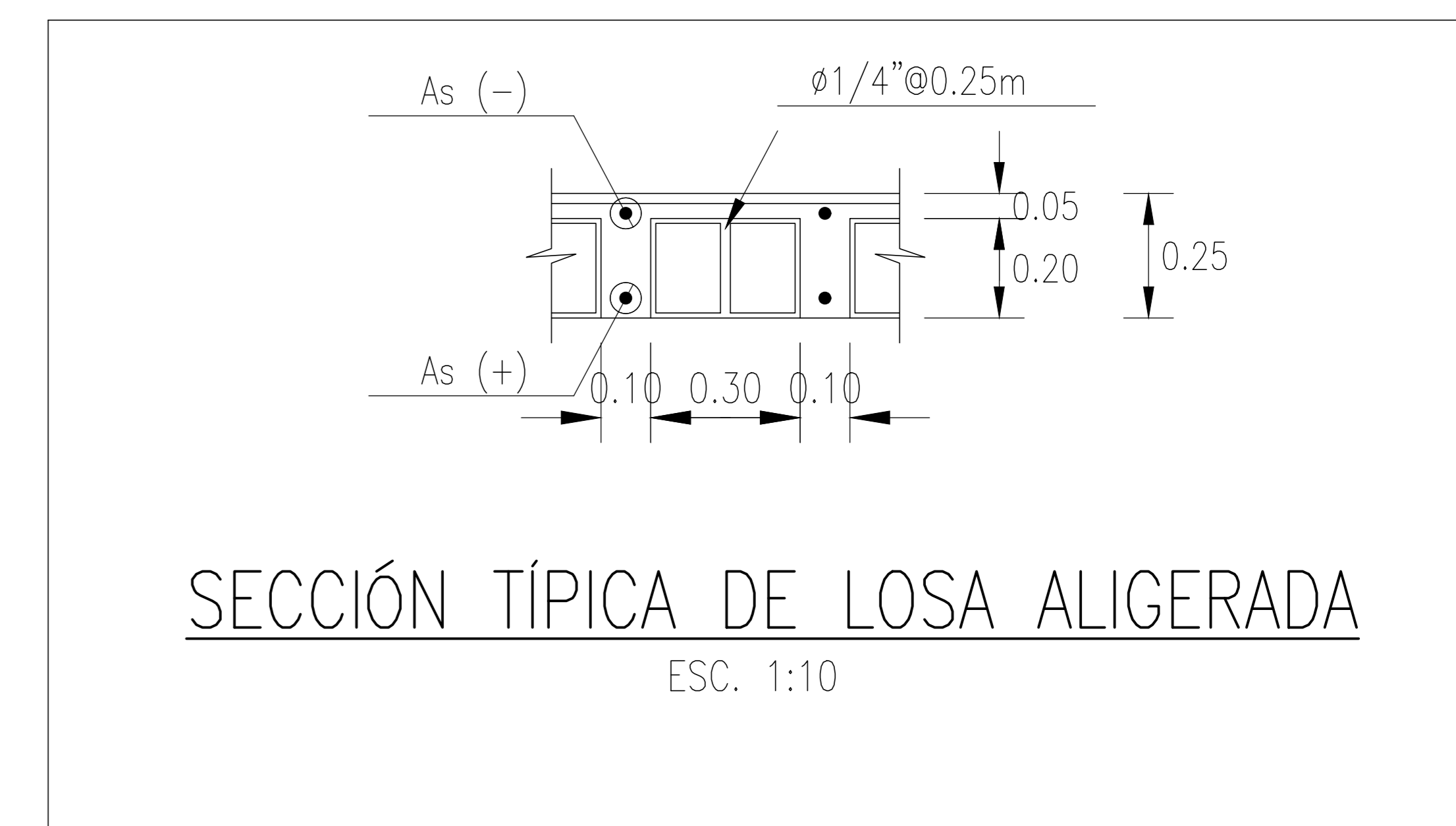
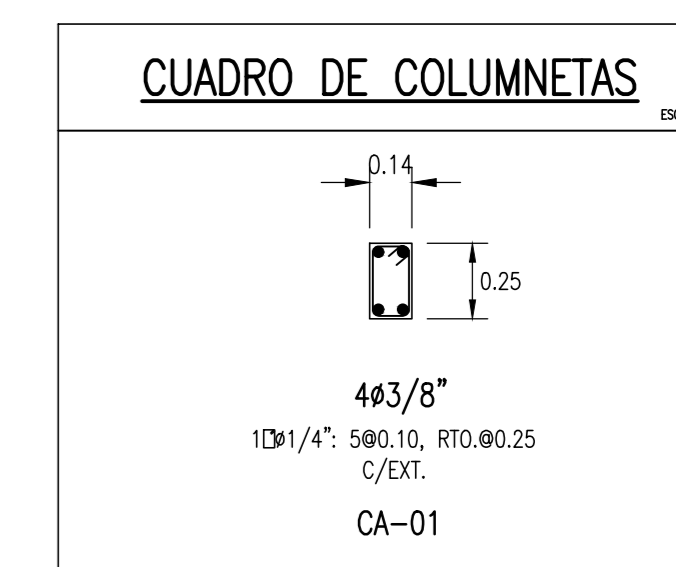
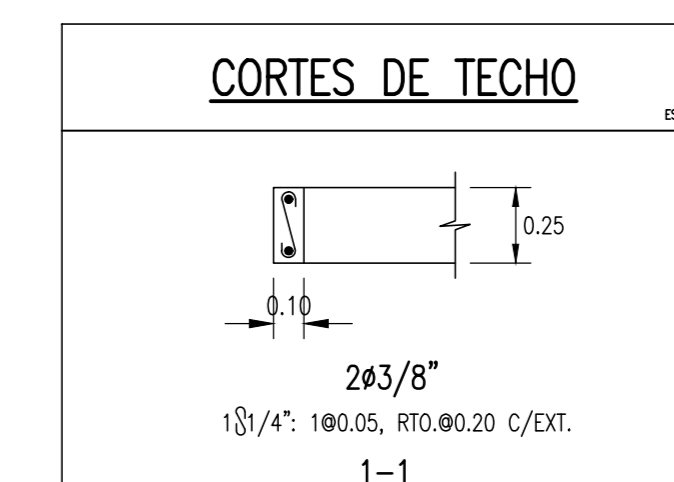
### ENCOFRADO TECHO TÍPICO (PISO 1 AL PISO 6)

SOBRECARGA=250kg/m<sup>2</sup>+50kg/m<sup>2</sup>(TABIQUERIA MÓVIL)

- 

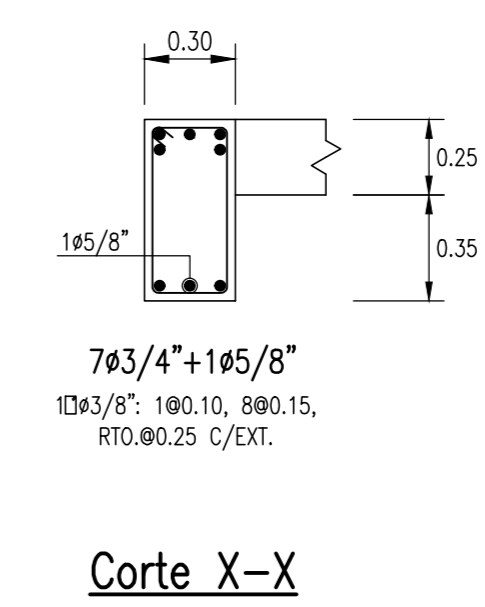
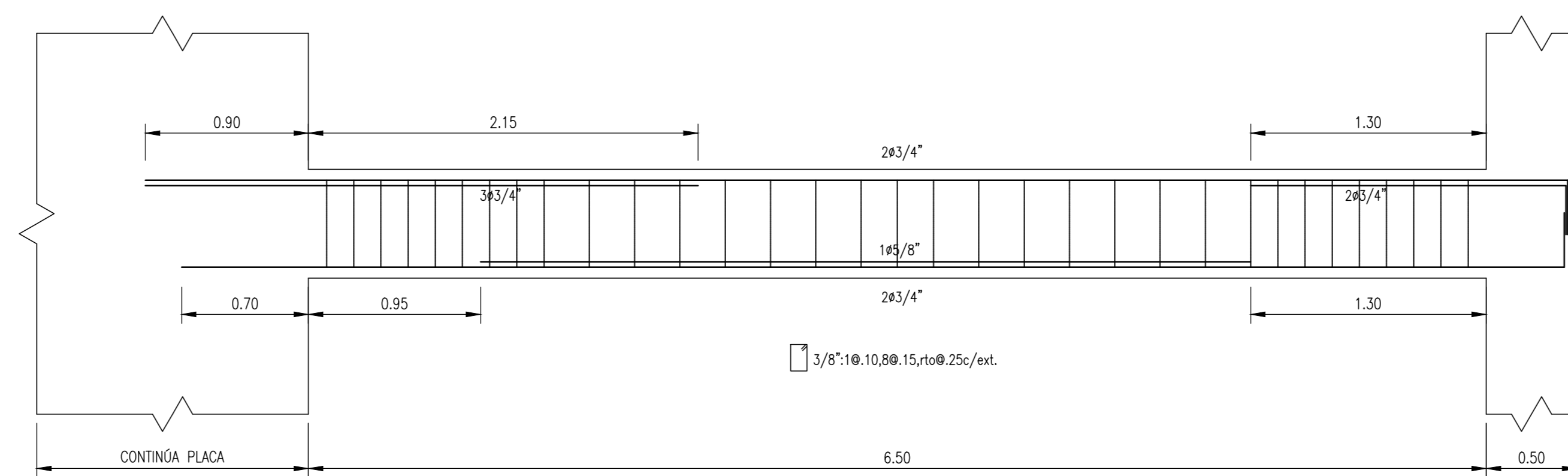
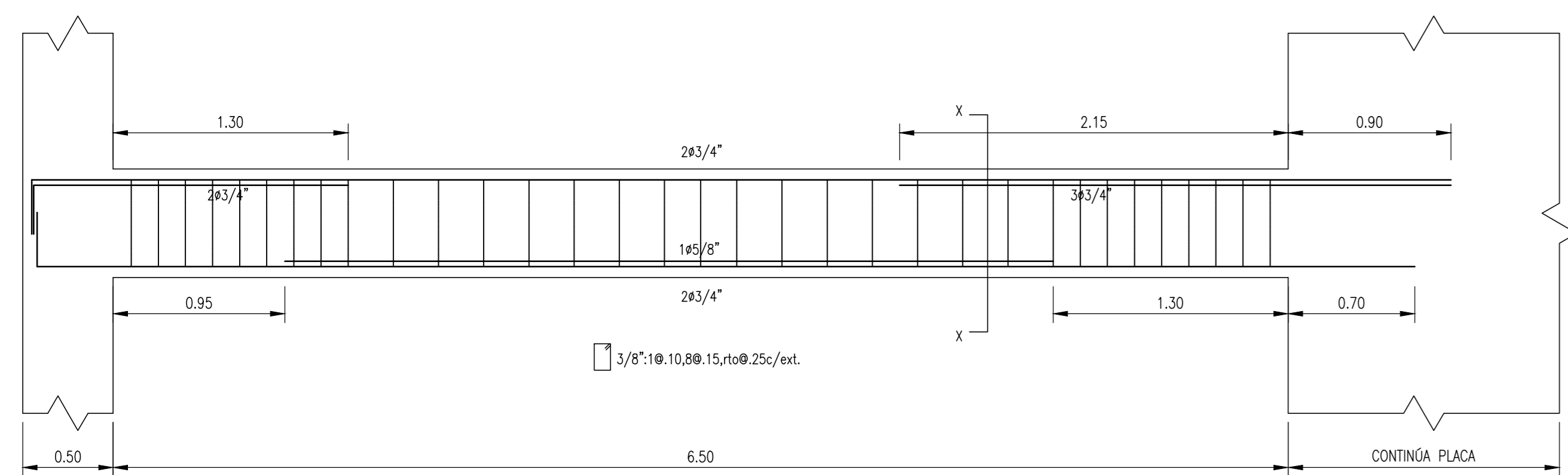
LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL DE H=0.25m  
VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m  
ACERO DE TEMPERATURA TRANSVERSAL  $\phi 1/4" @ 0.25m$
- 

LOSA MACIZA DE H=0.20m  
VER REFUERZO EN PLANTA

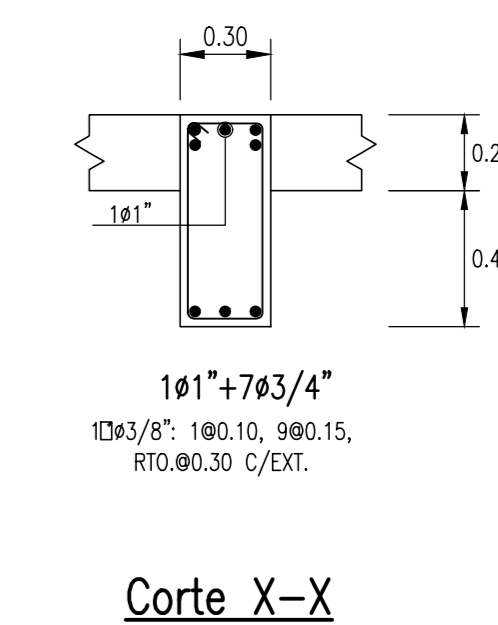
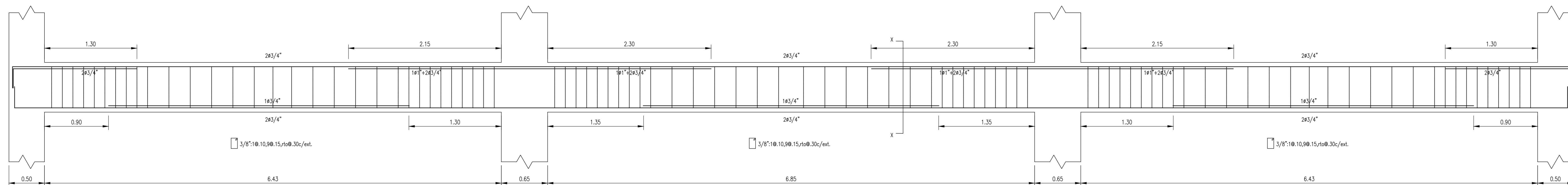


REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			GONZALO VILLARÁN	ENCOFRADO DE PISO 1 AL PISO 6
			GONZALO VILLARÁN	NÚMERO PLANO E-05 DE 12
			GONZALO VILLARÁN	REV. 0

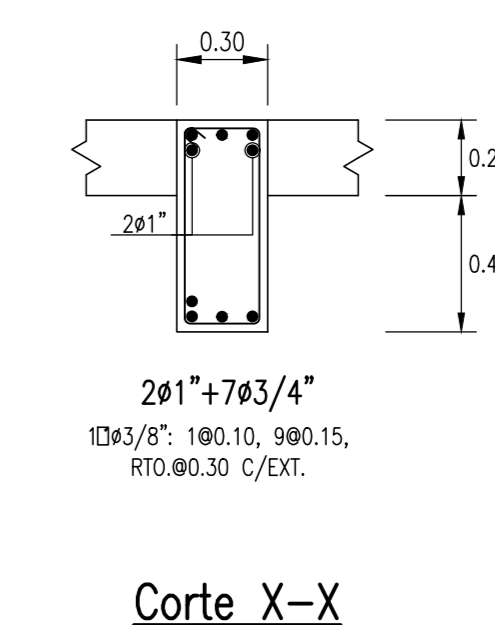
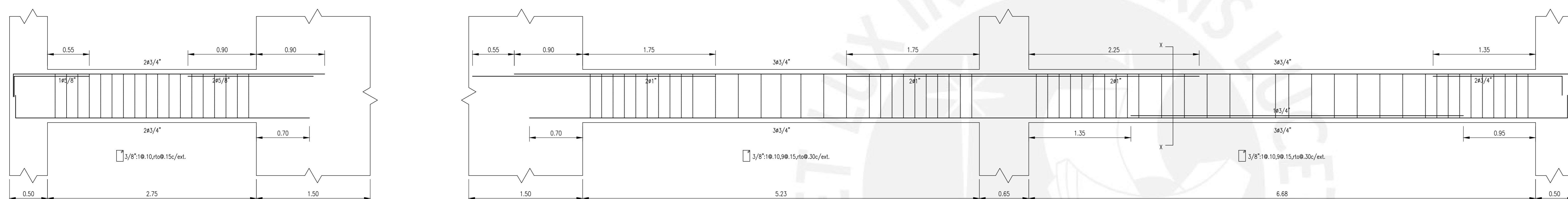




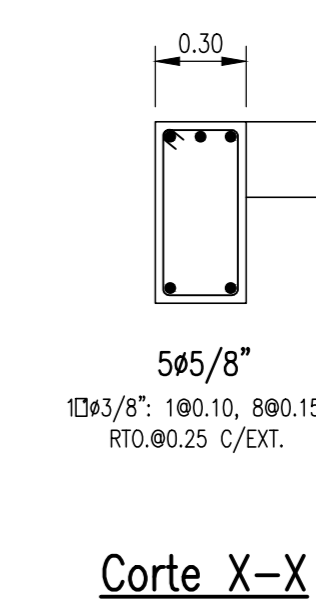
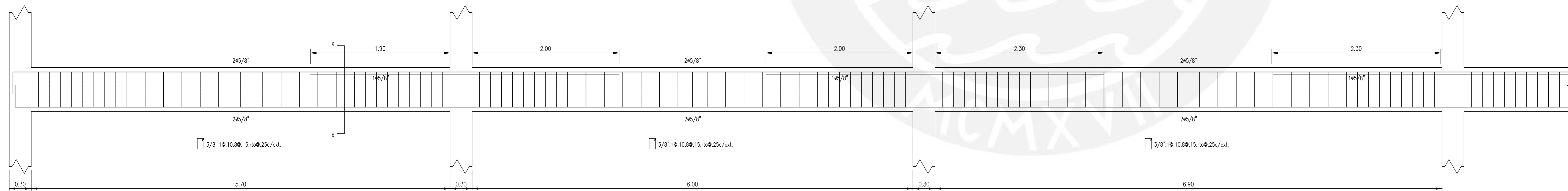
VT-01 (0.30x0.60)



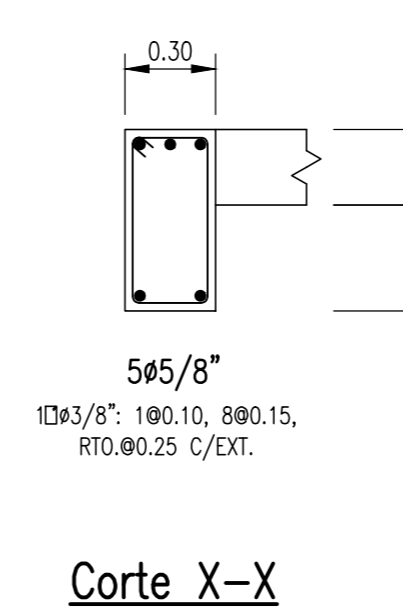
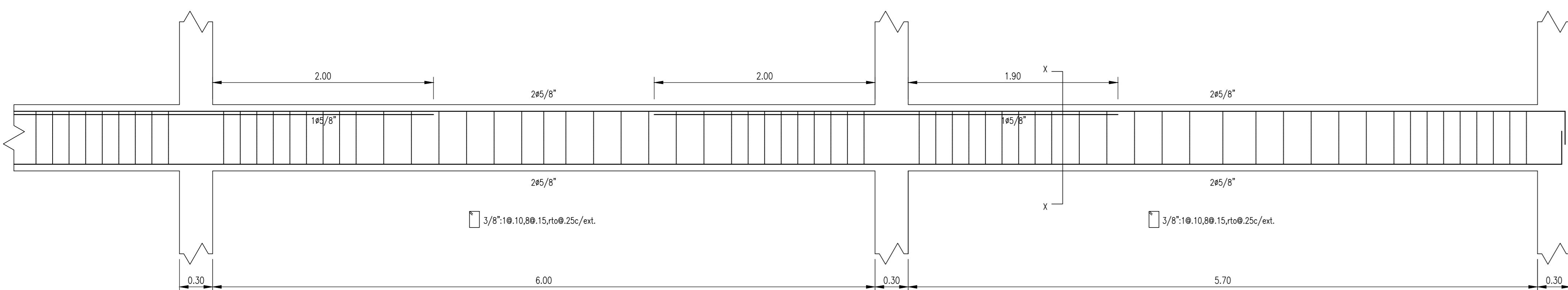
VT-02 (0.30x0.70)



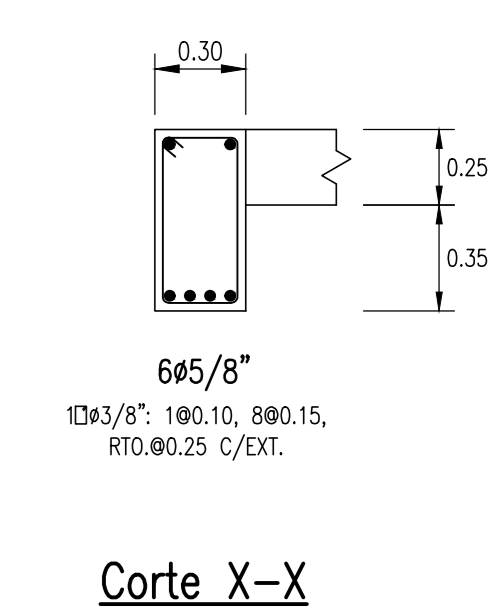
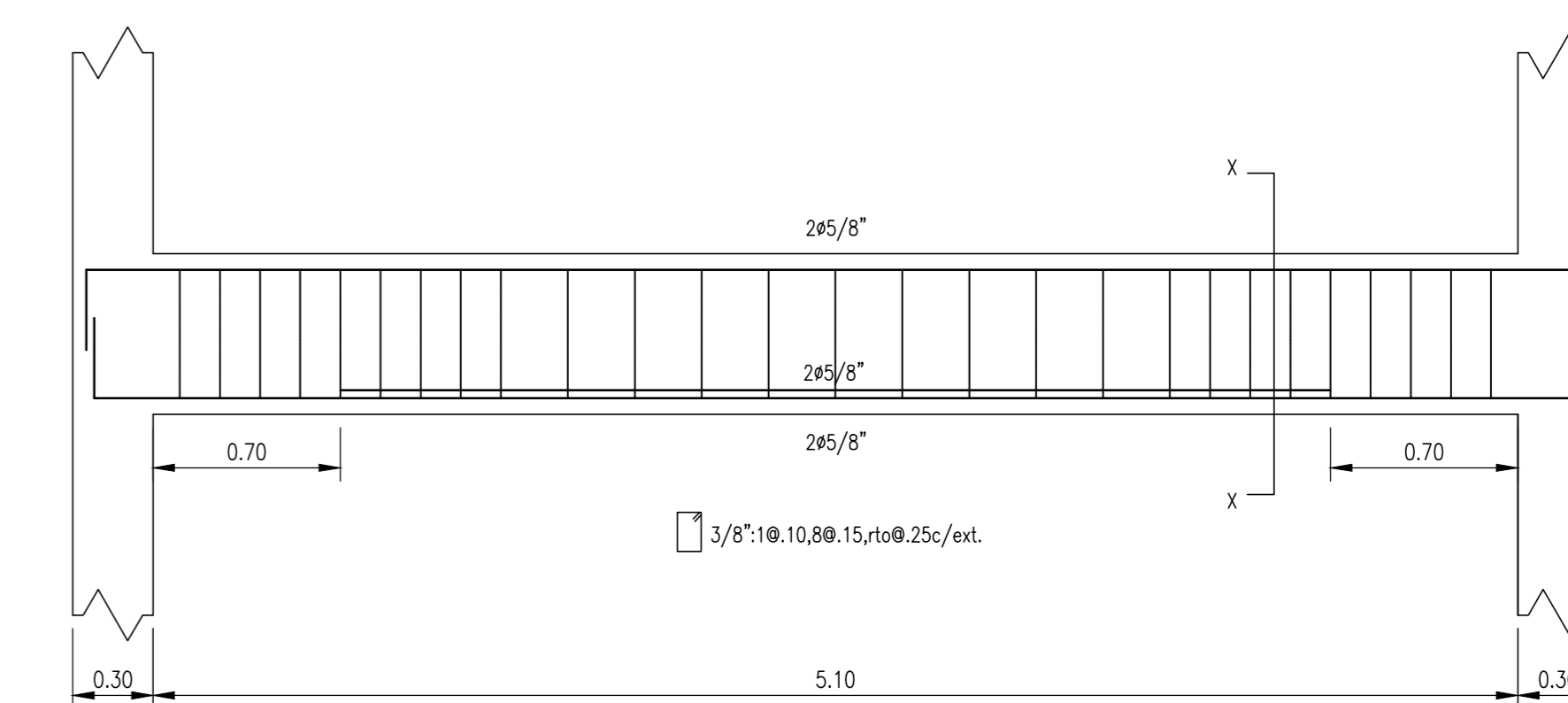
VT-03 (0.30x0.70)



VT-04 (0.30x0.60)



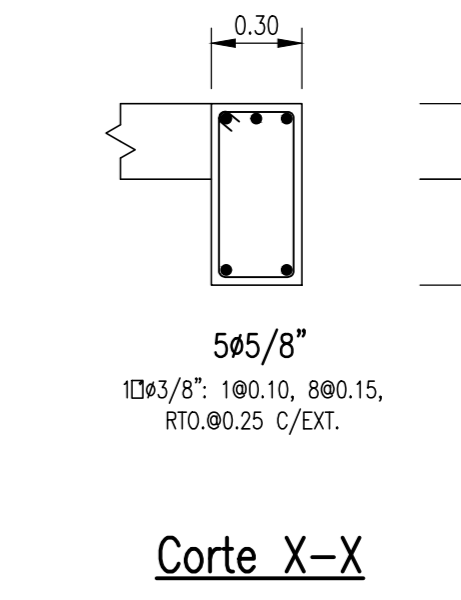
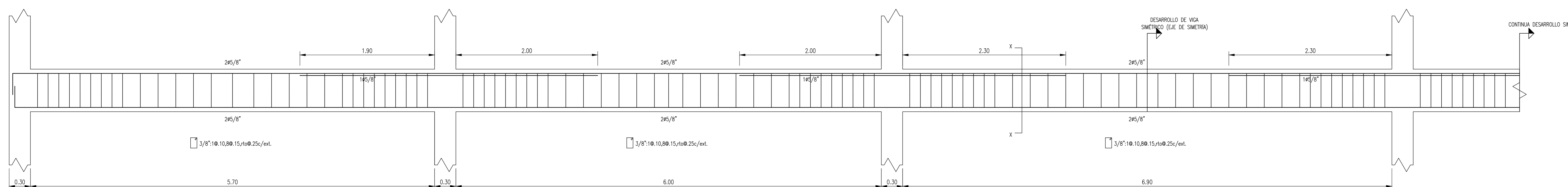
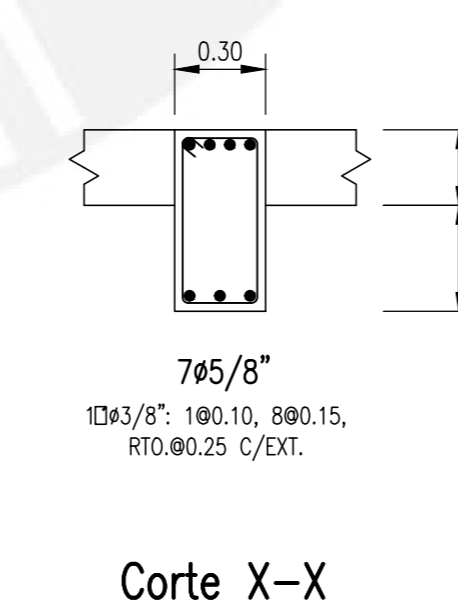
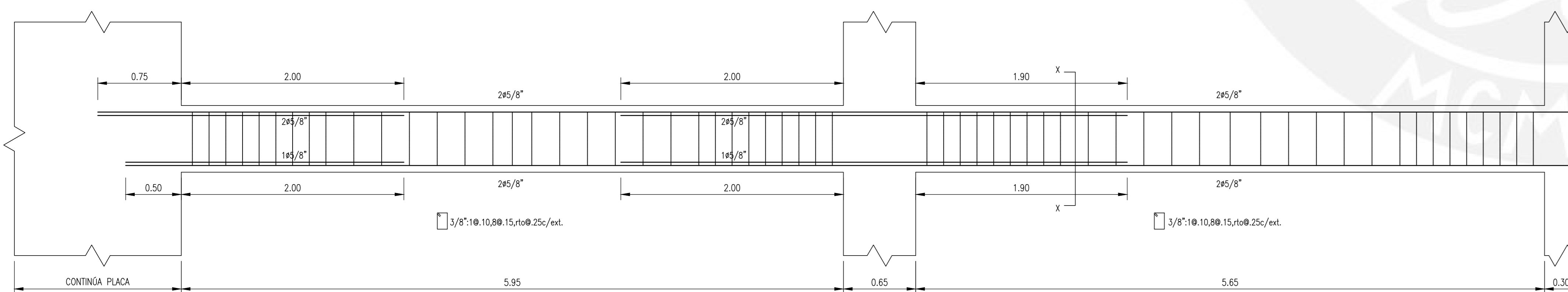
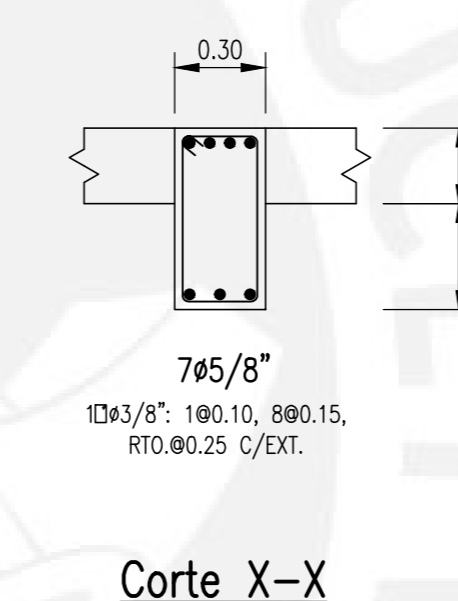
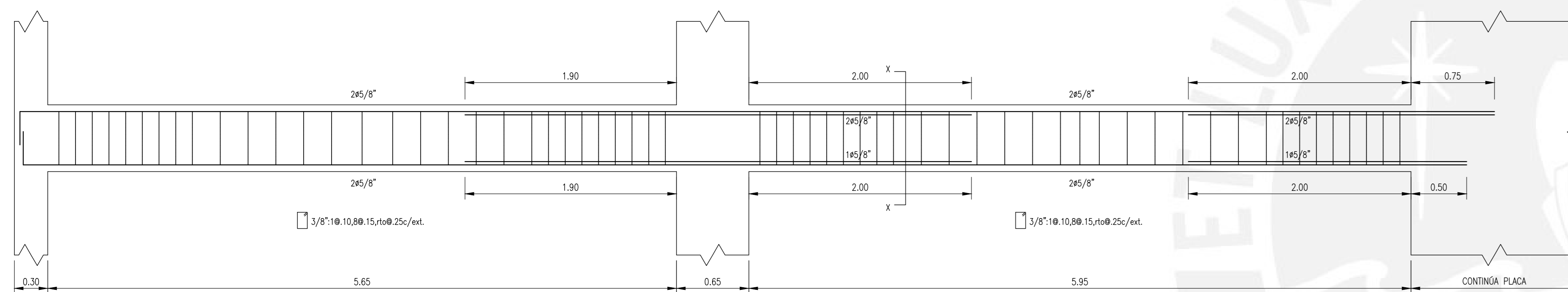
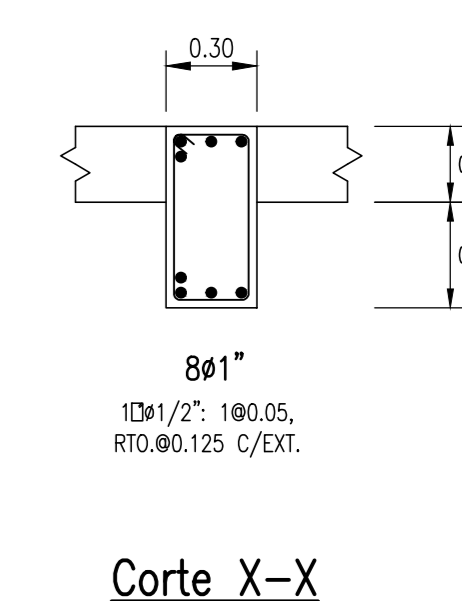
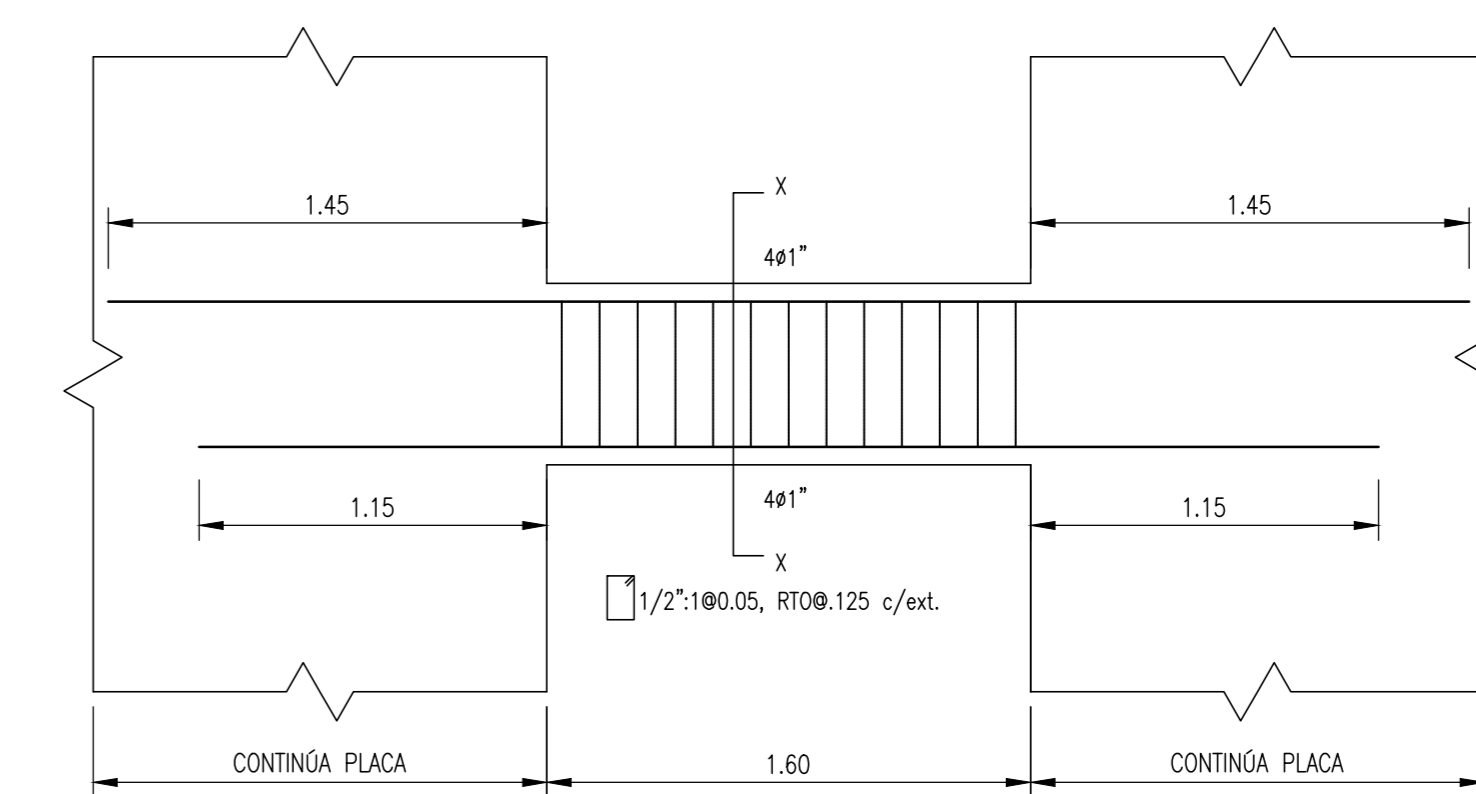
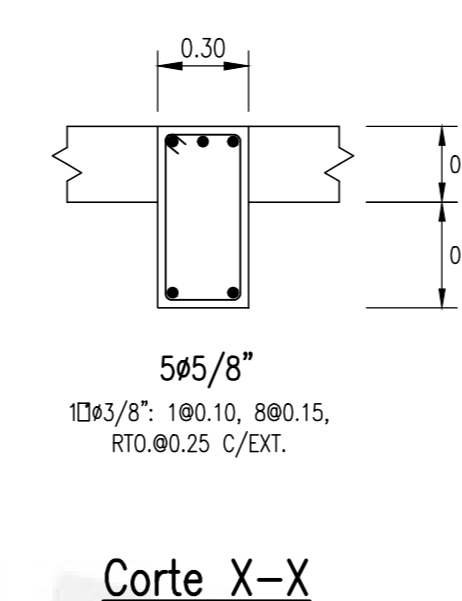
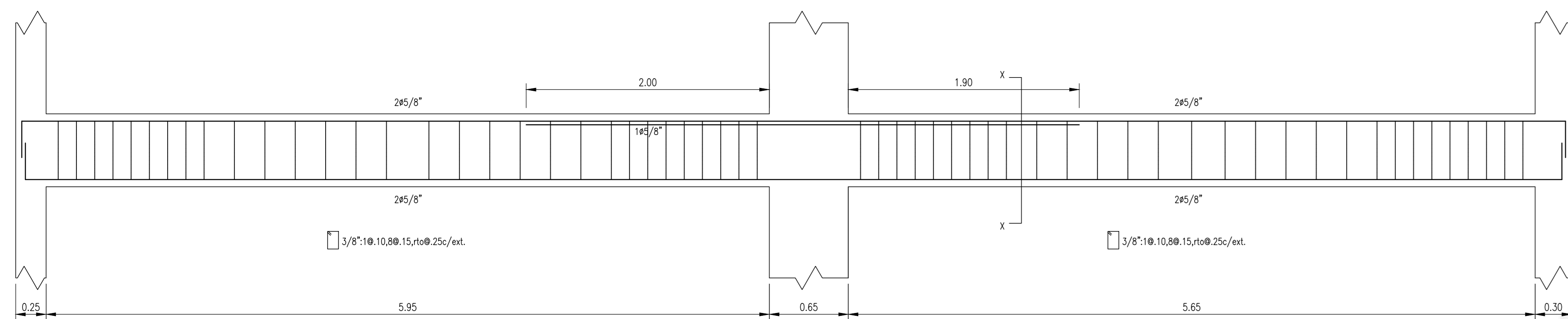
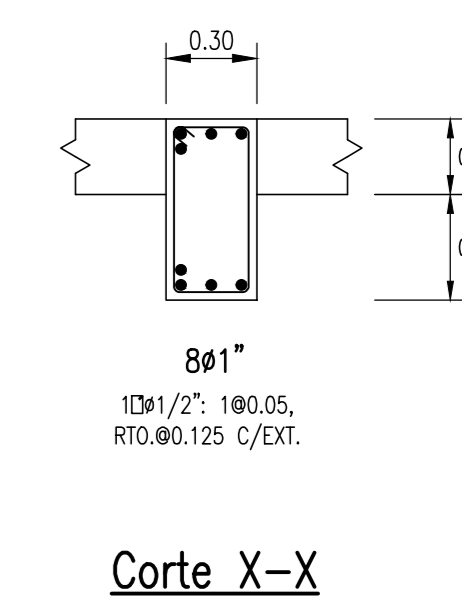
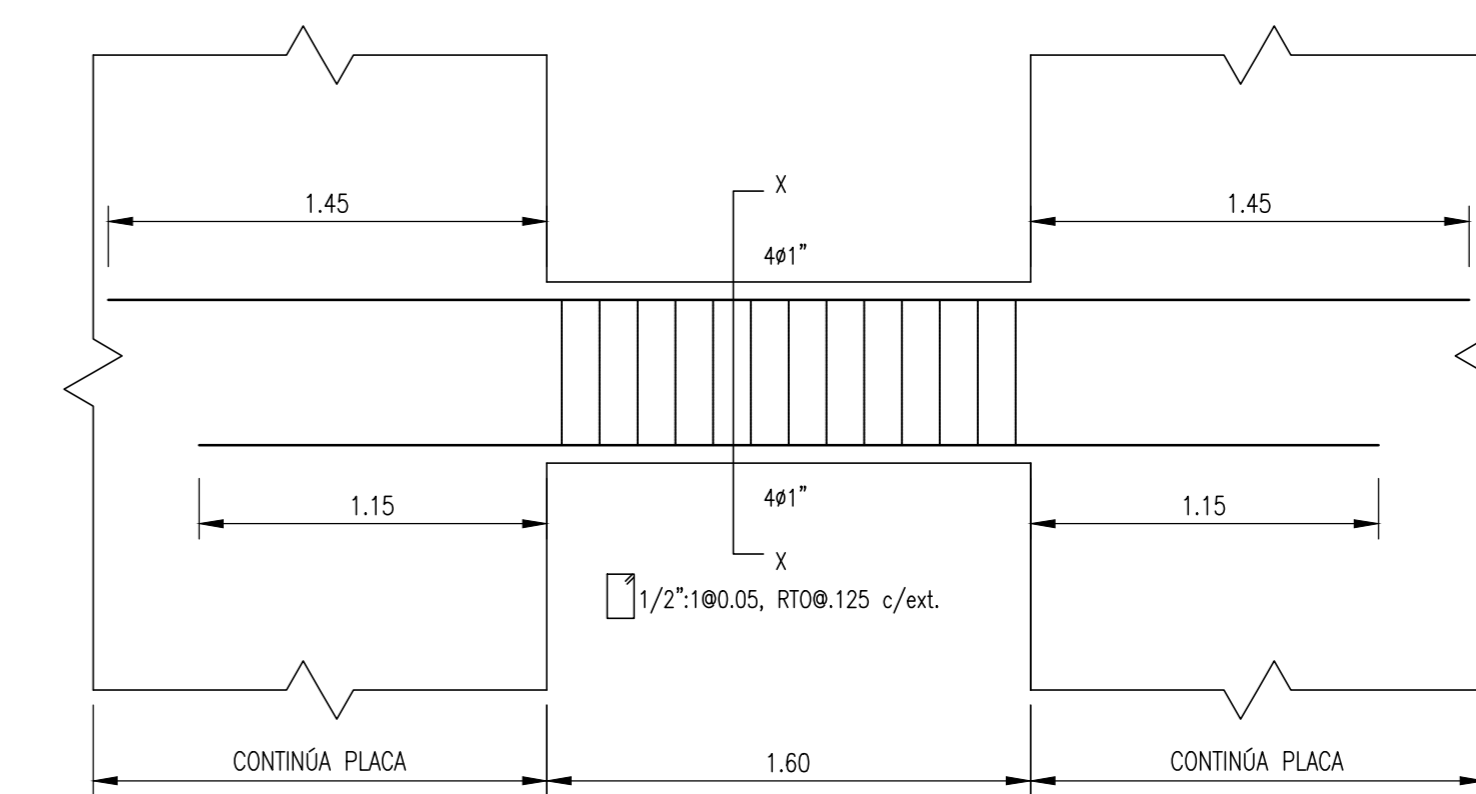
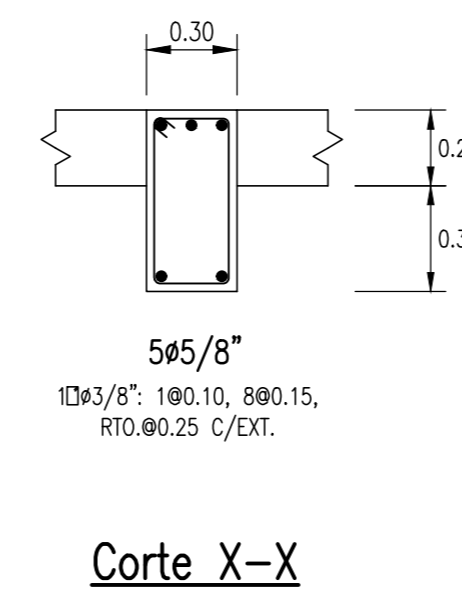
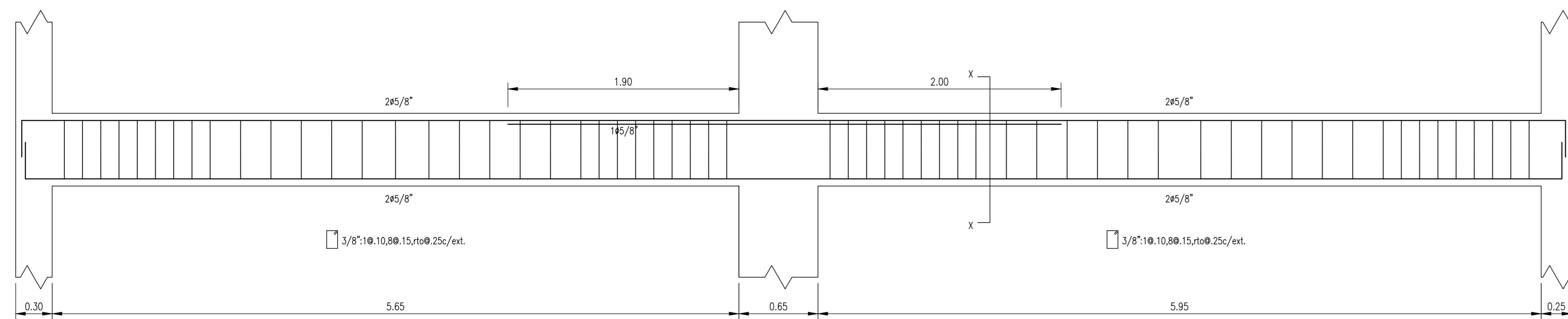
VT-04 (0.30x0.60)



VT-08 (0.30x0.60)

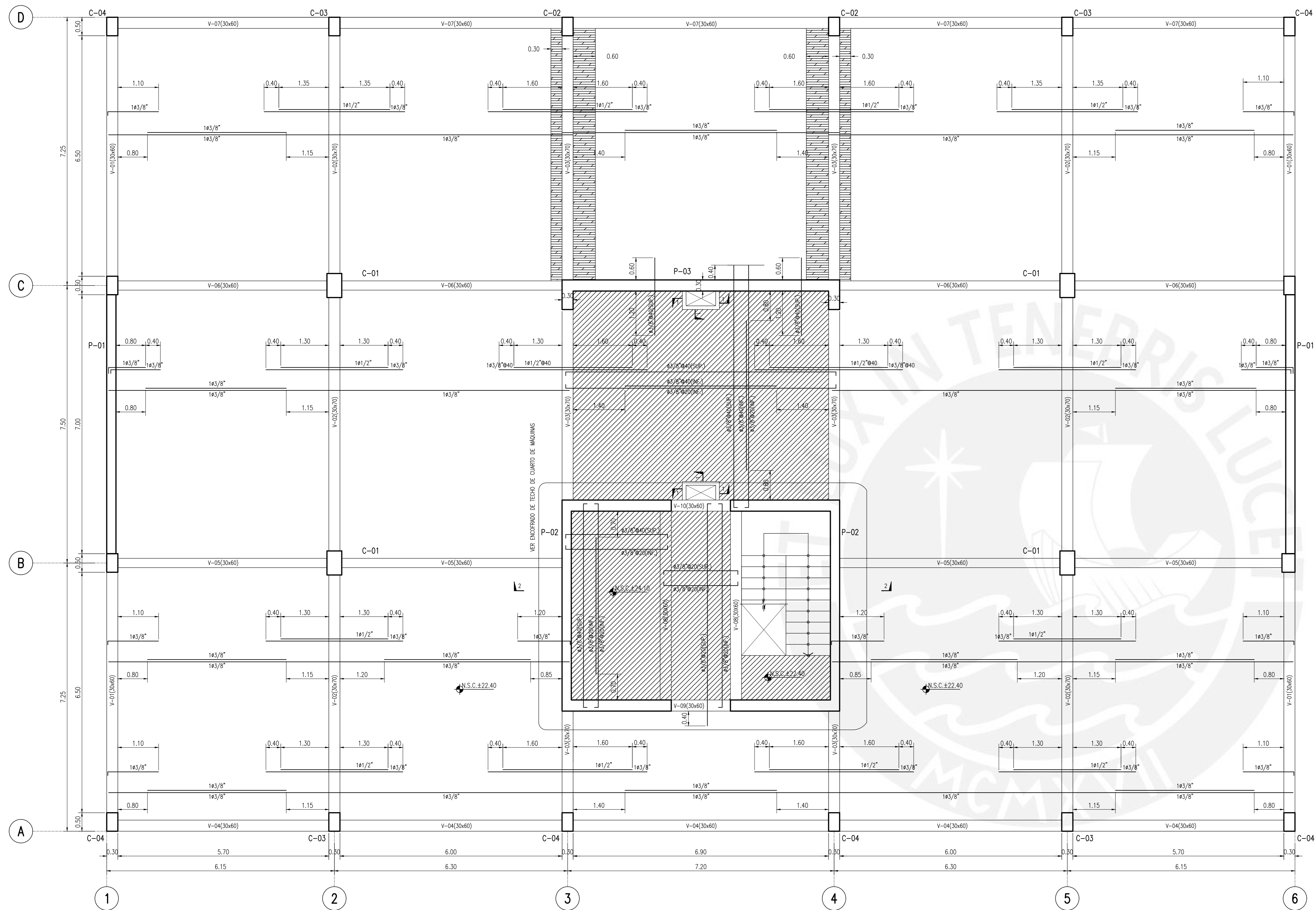
REV.	FECHA	PARA REVISIÓN	DESCRIPCIÓN	PROYECTO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN		EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE	
				DISTRICTO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ	
				VIGAS TECNO TÍPICO - I	
				ESCALA	NÚMERO PLANO
				1/25	E-06 DE 12
					REV. 0





REV.	FECHA	PARA REVISION	DESCRIPCION	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025			SIBULO GONZALO VILLARAN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
				DISEÑO GONZALO VILLARAN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERU
				ASESOR ING. GONZALEZ OTAZZI	VIGAS TECHO TÍPICO - II
					ESCALA 1/25
					NÚMERO PLANO E-07 DE 12
					REV: 0



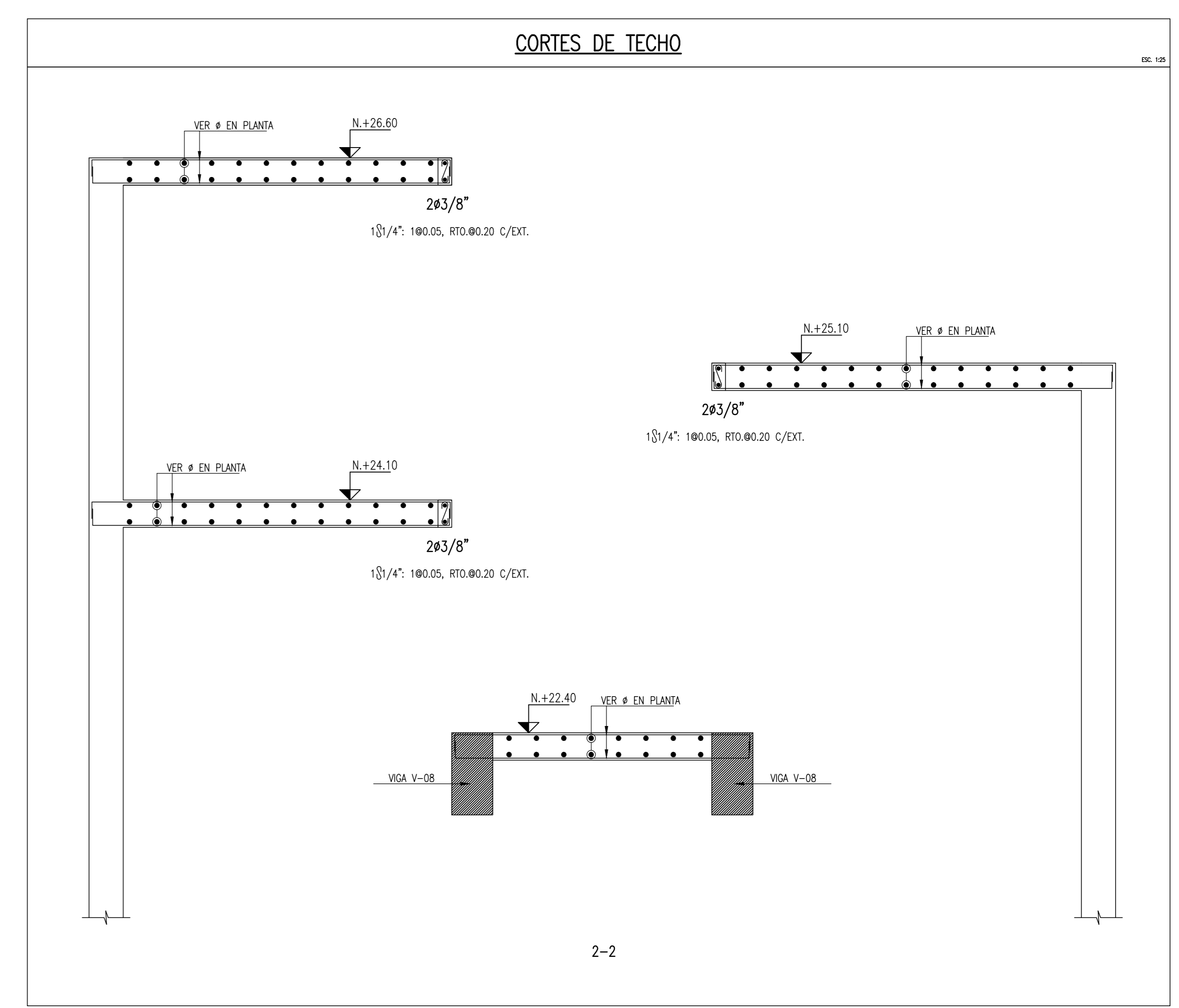
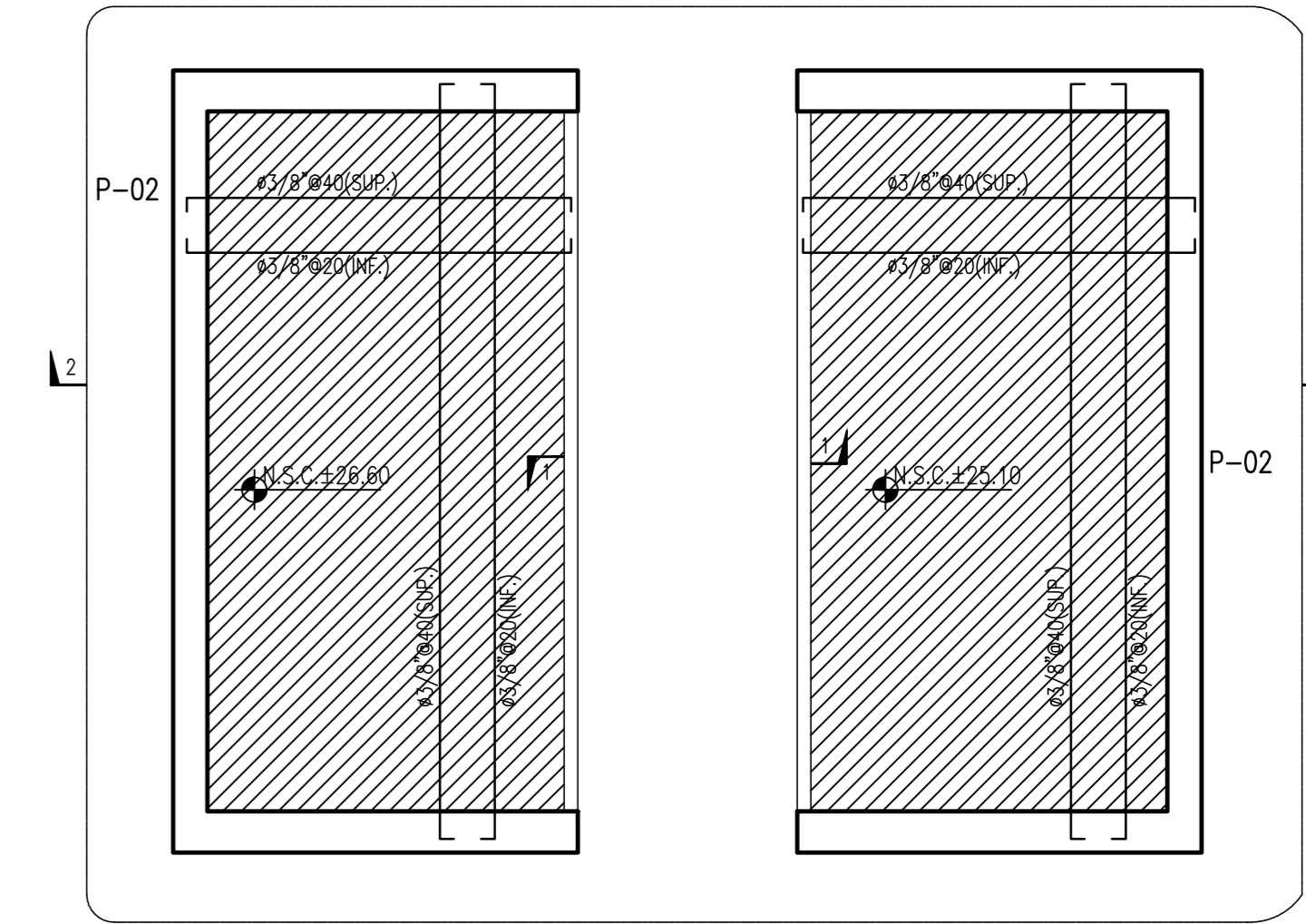
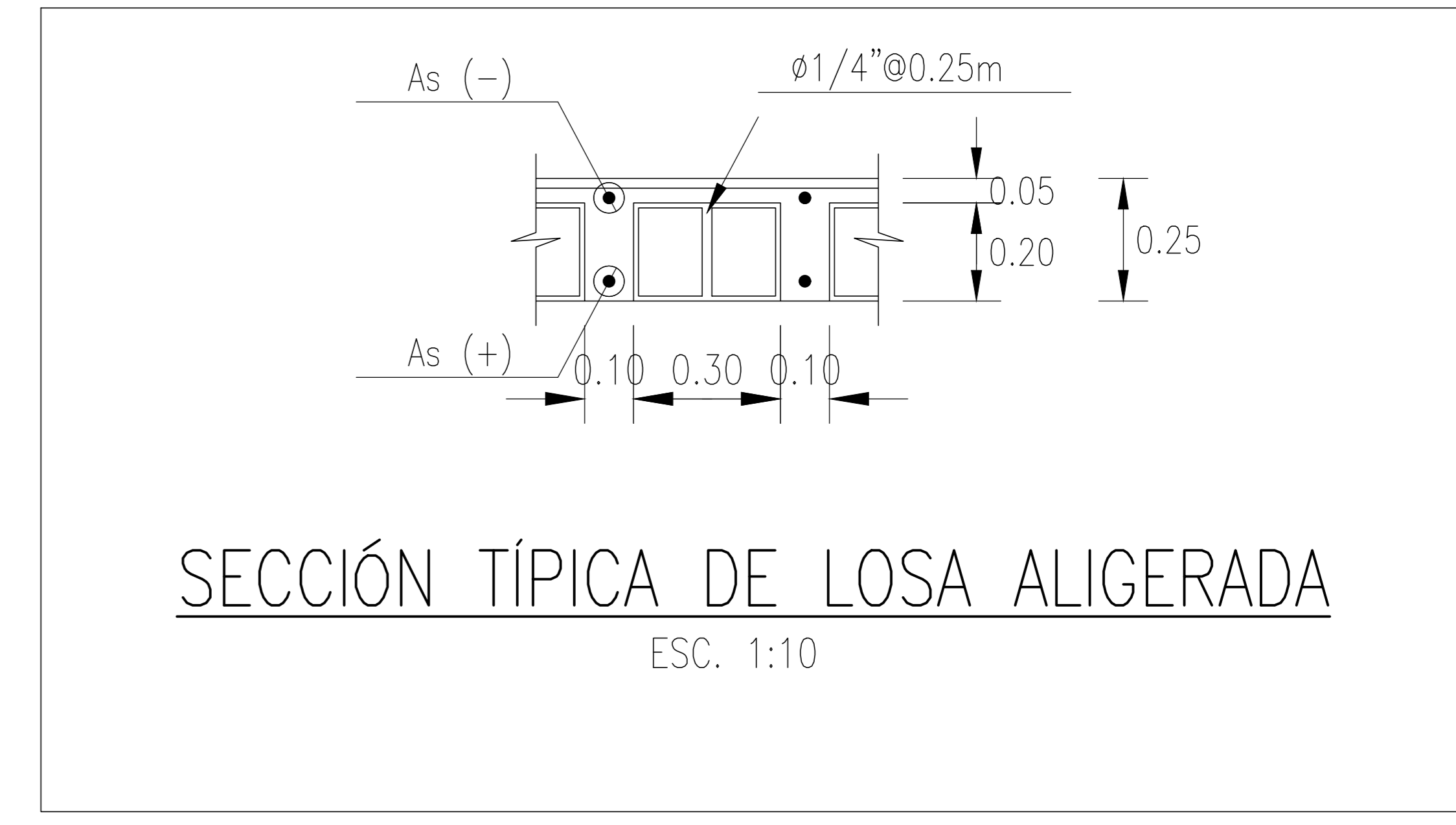
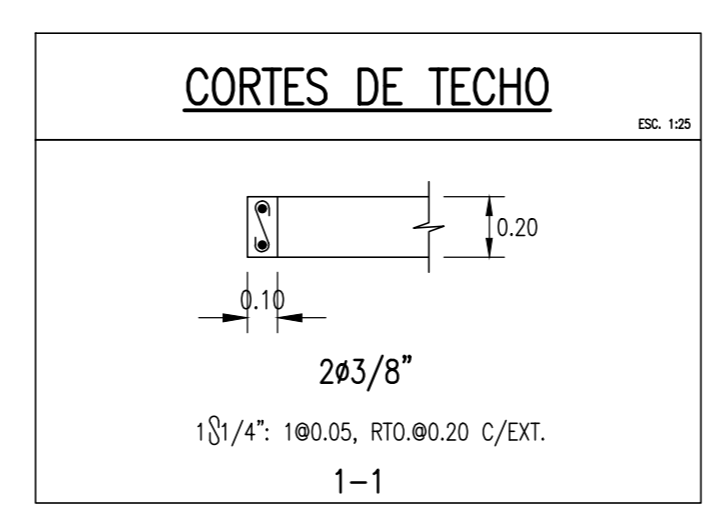


**ENCOFRADO TECHO DEL PISO 7**

SOBRECARGA=100kg/m<sup>2</sup>


**LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL DE H=0.25m**  
 VIGUETAS ESPACIADAS @0.40m  
 ACERO DE TEMPERATURA TRANSVERSAL  $\phi 1/4''@0.25m$

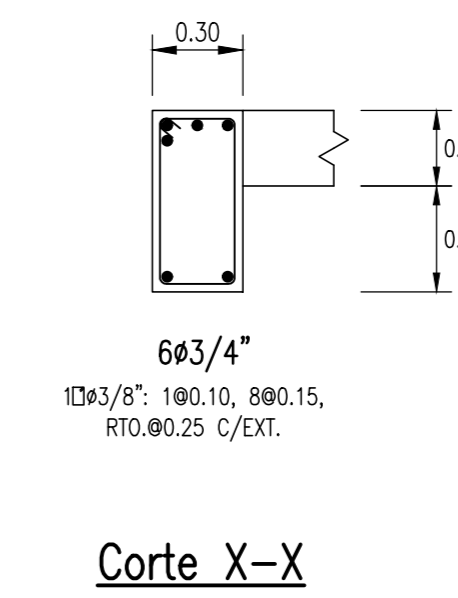
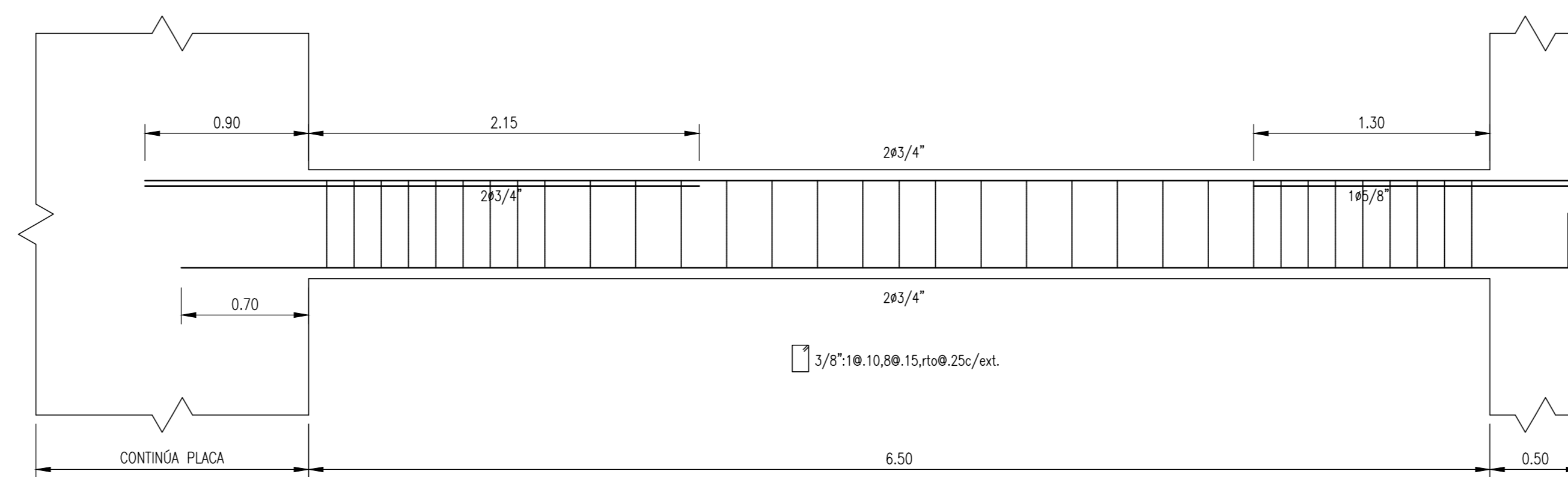
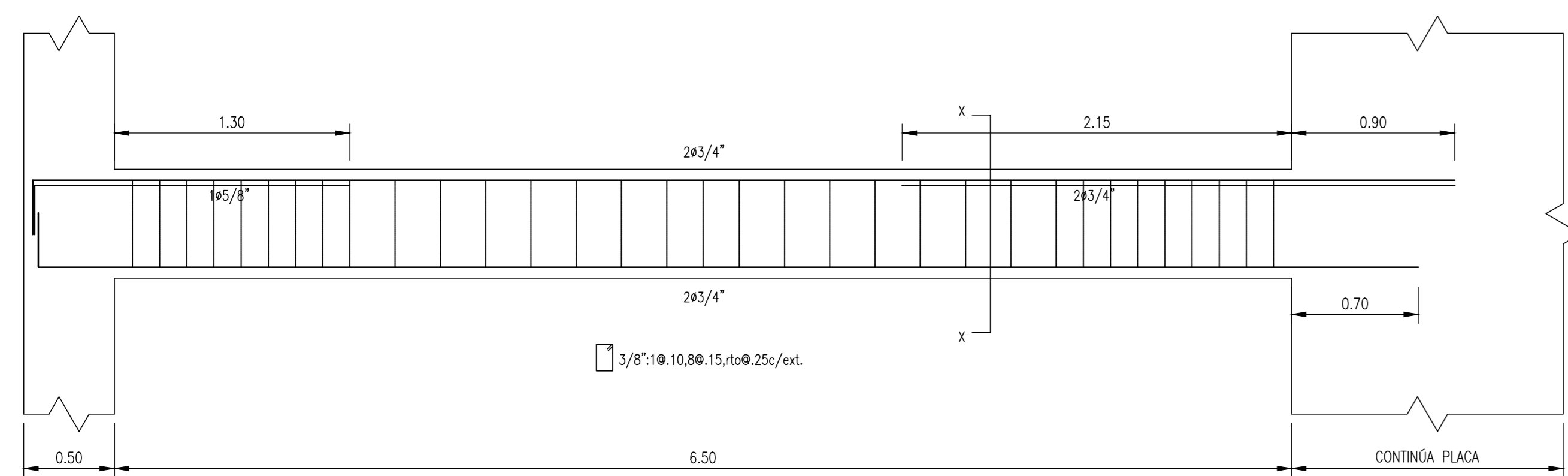

**LOSA MACIZA DE H=0.20m**  
 VER REFUERZO EN PLANTA



REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	<b>EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE</b>
			GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
				<b>ENCOFRADO DE PISO 7</b>
				ESCALA: 1/50, 1/25, 1/10
				NÚMERO PLANO: <b>E-08 DE 12</b>
				REV: 0

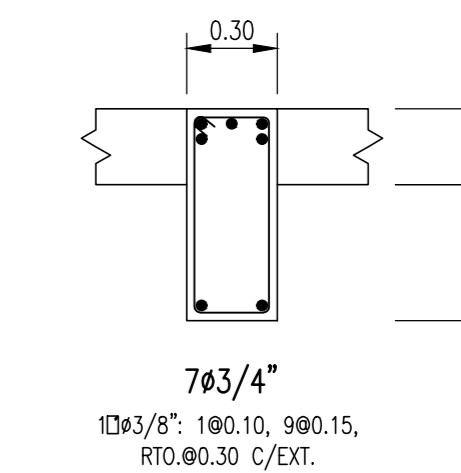
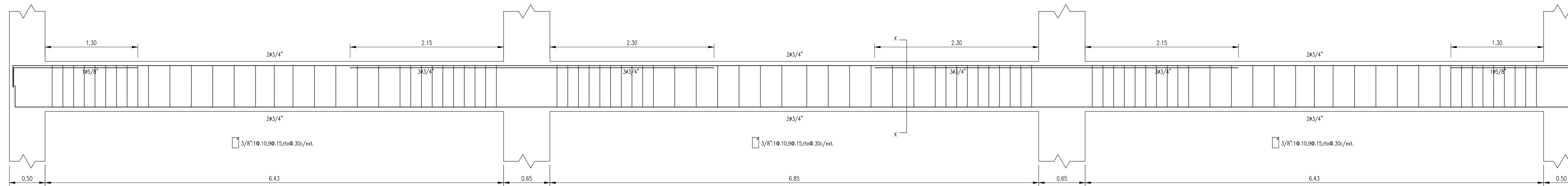
ARCH. CAD: .





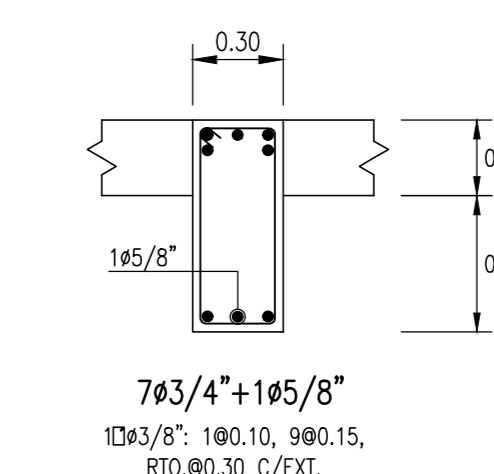
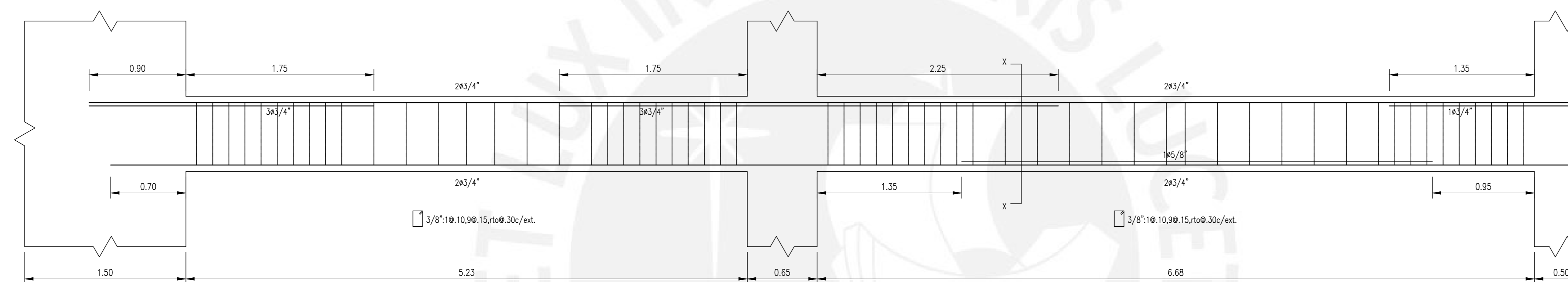
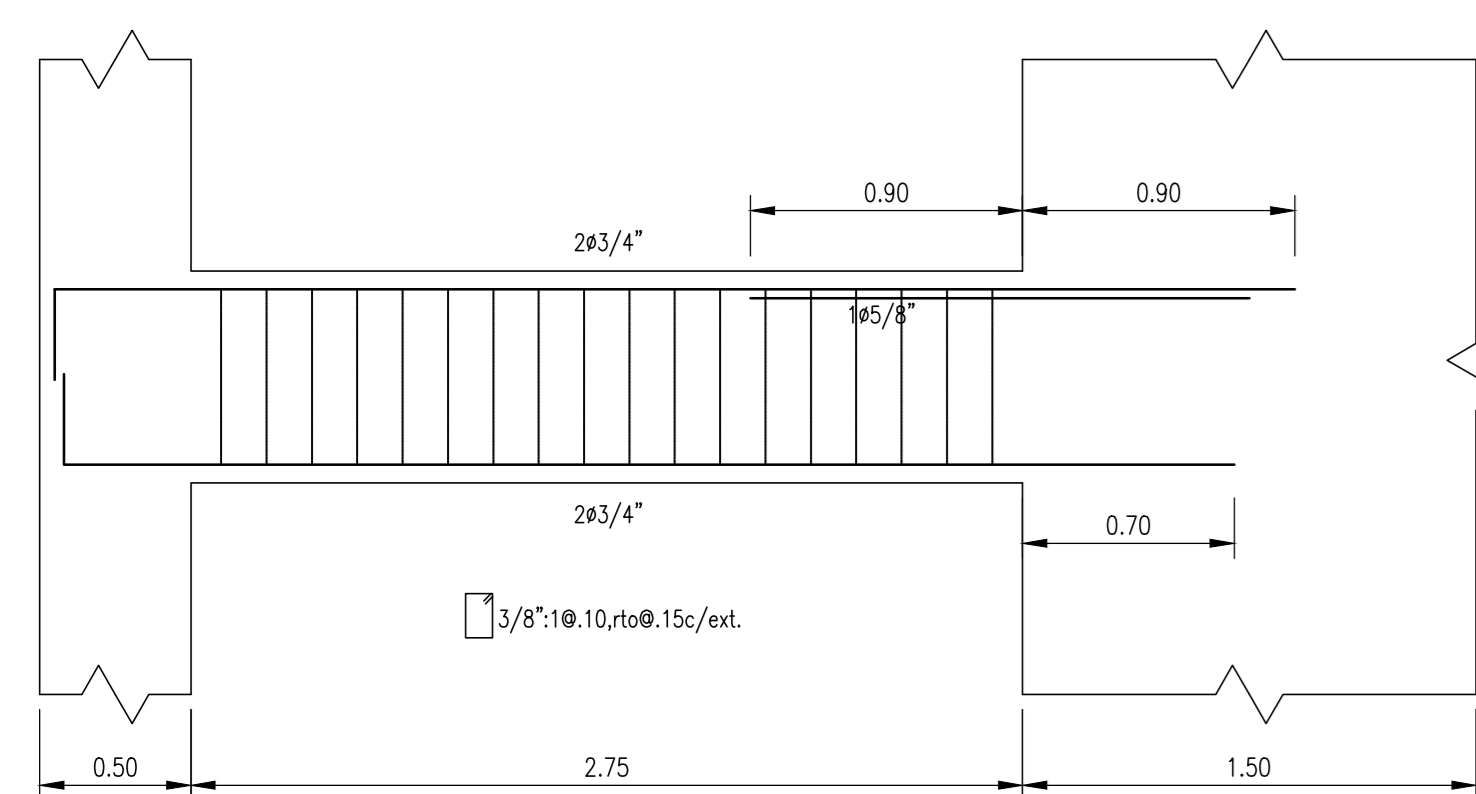
Corte X-X

V7-01 (0.30x0.60)



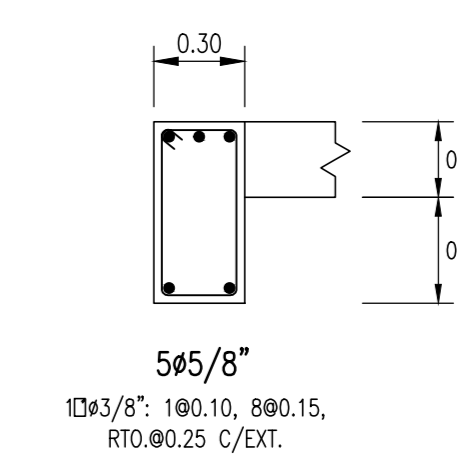
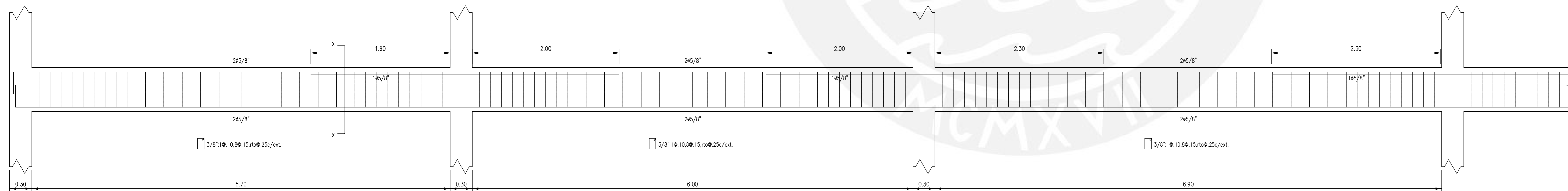
Corte X-X

V7-02 (0.30x0.70)



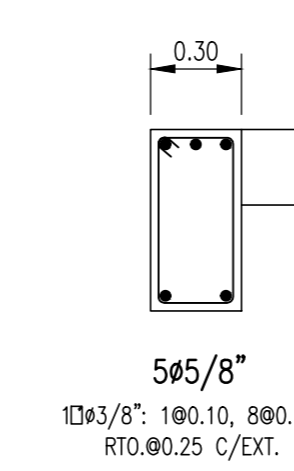
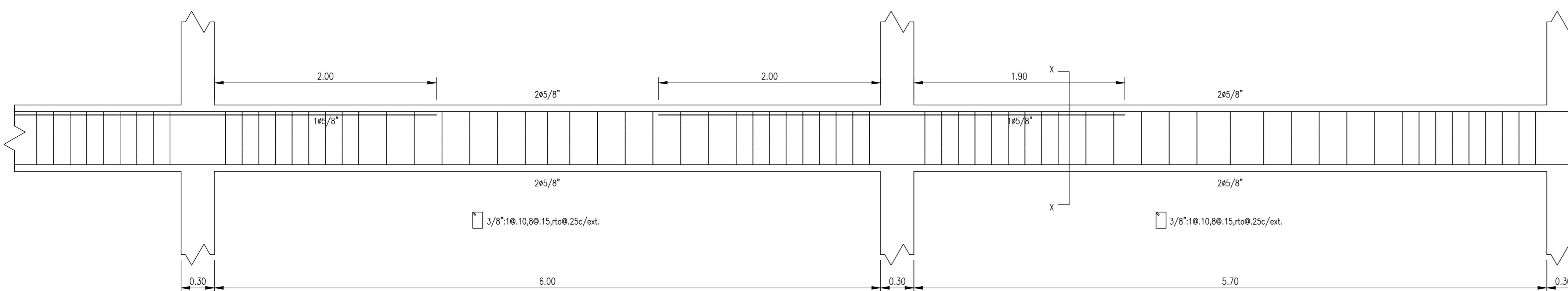
Corte X-X

V7-03 (0.30x0.70)



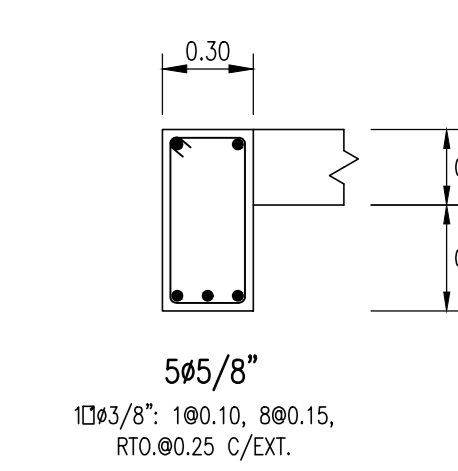
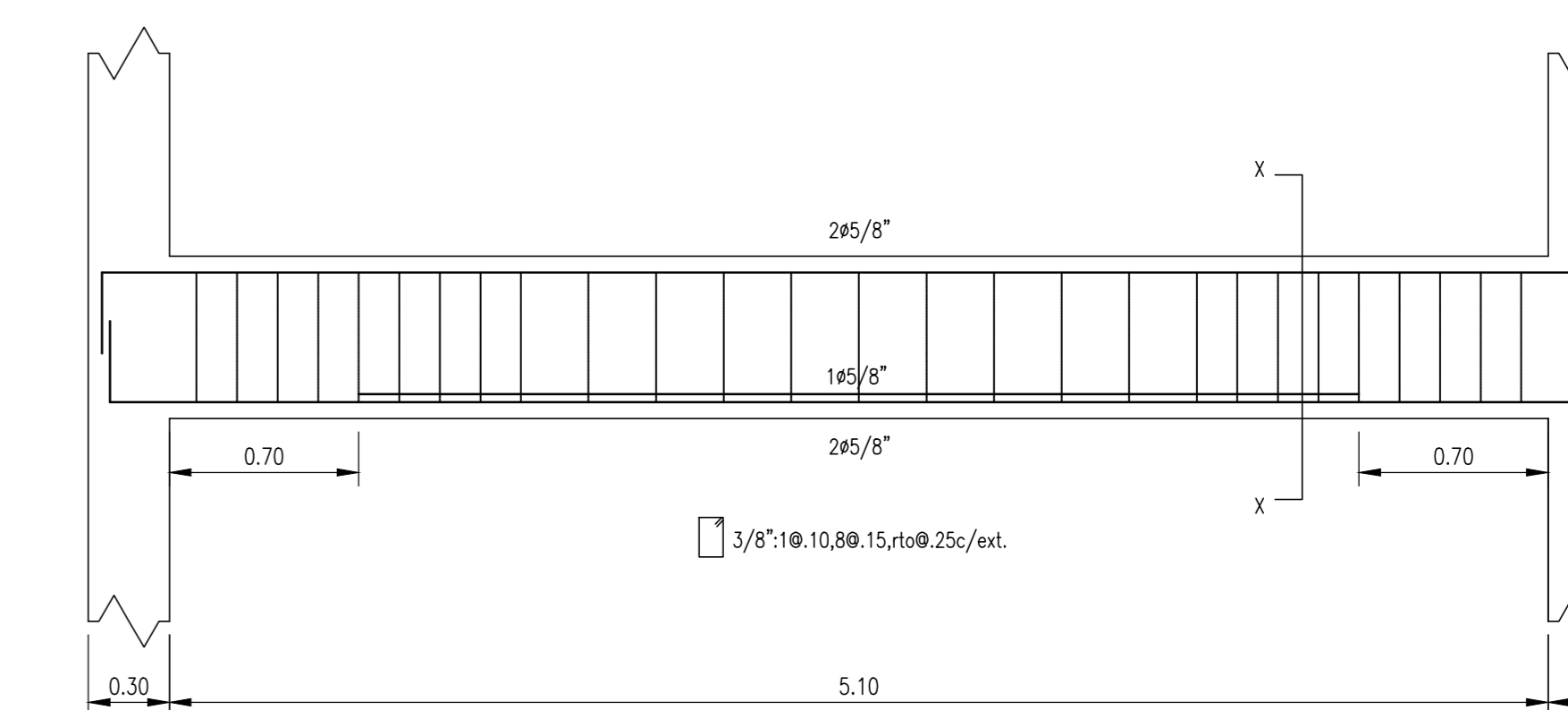
Corte X-X

V7-04 (0.30x0.60)



Corte X-X

V7-04 (0.30x0.60)

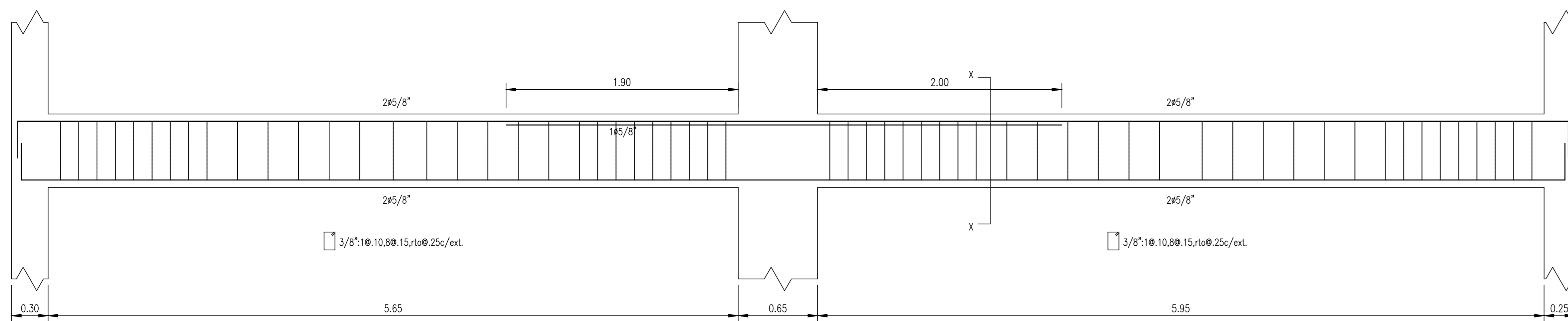


Corte X-X

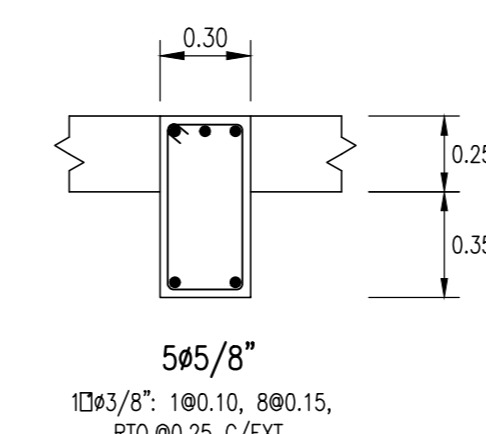
V7-08 (0.30x0.60)

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
DISEÑO GONZALO VILLARÁN			UBICACIÓN DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
ASesor ING. GONZALO OTAZZI			PLANO VIGAS TECHO 7 - I
ESCALA 1/25			NÚMERO PLANO E-09 DE 12
			REV. 0

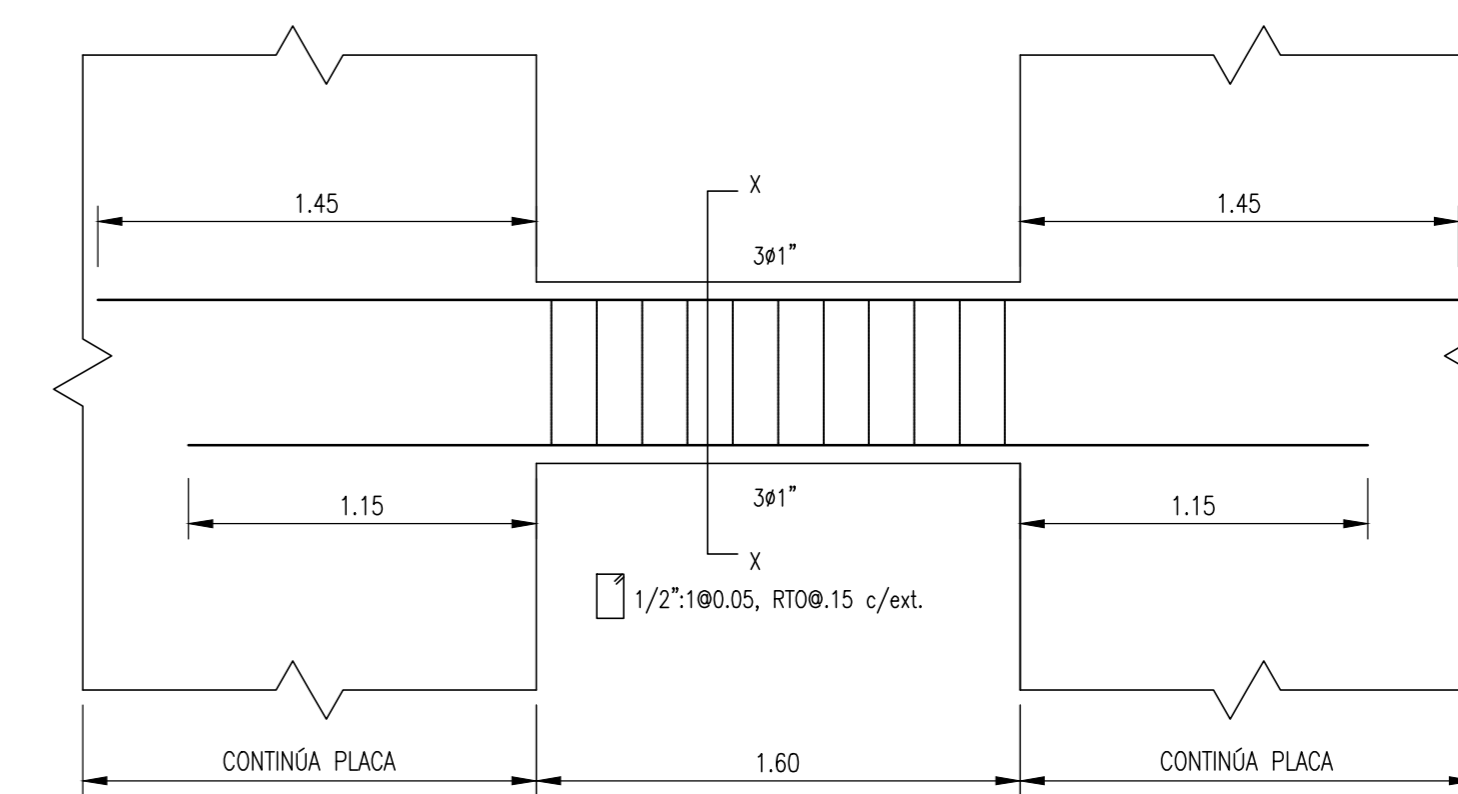




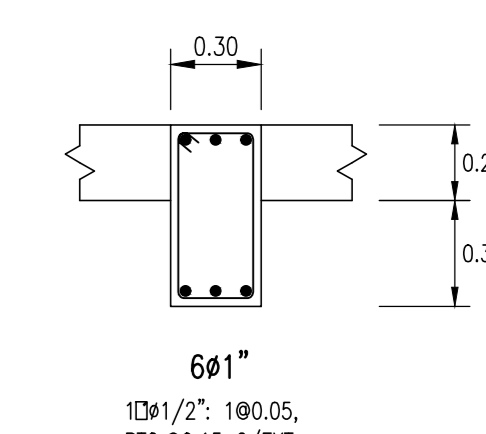
V7-05 (0.30x0.60)



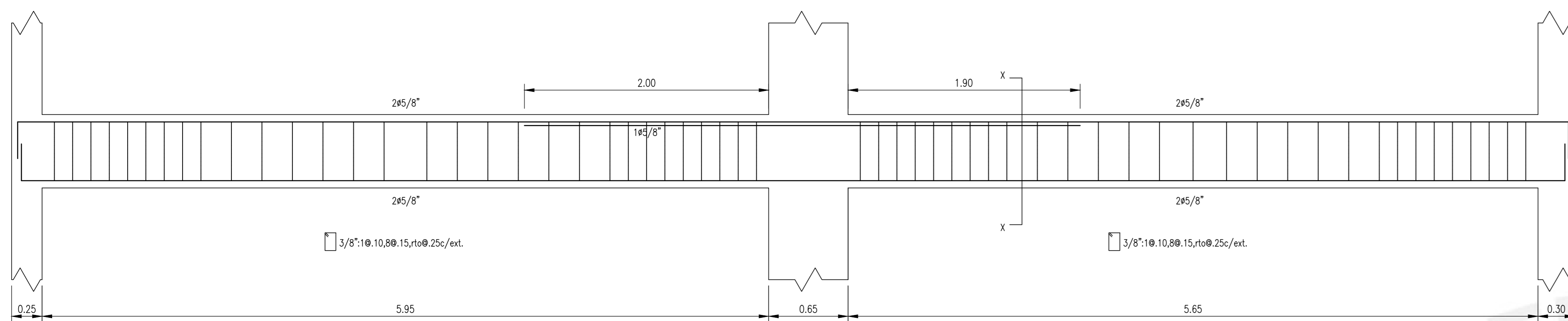
Corte X-X



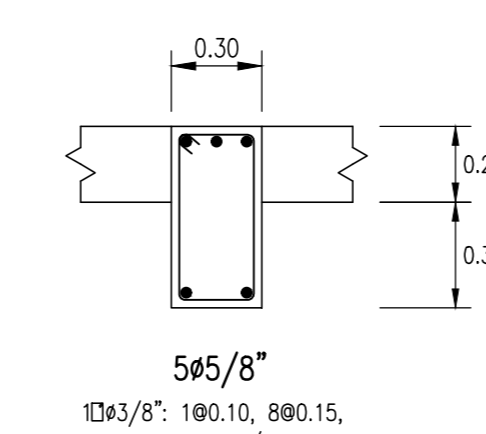
V7-09 (0.30x0.60)



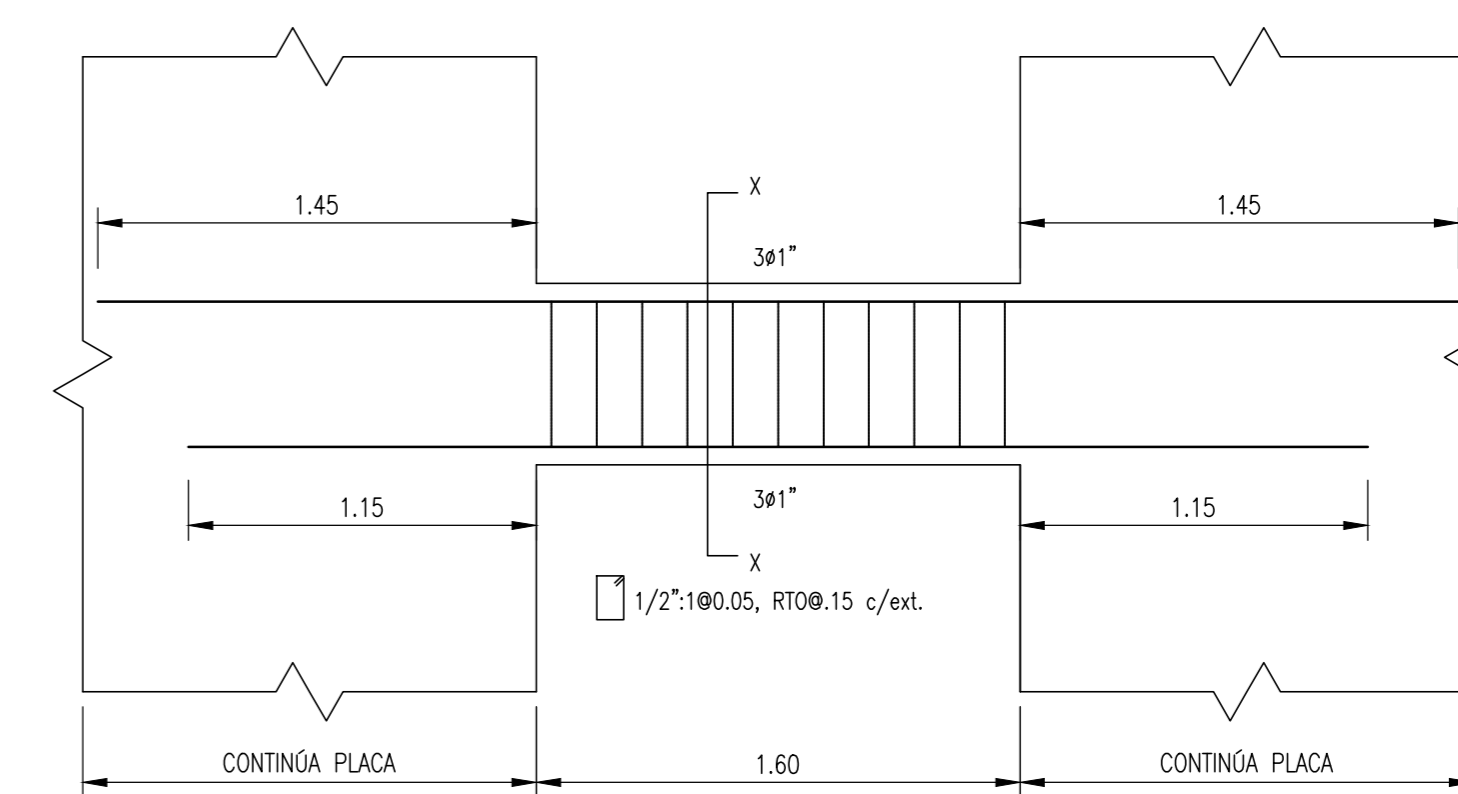
Corte X-X



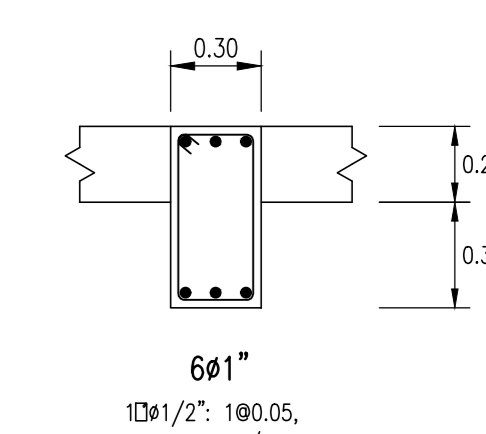
V7-05 (0.30x0.60)



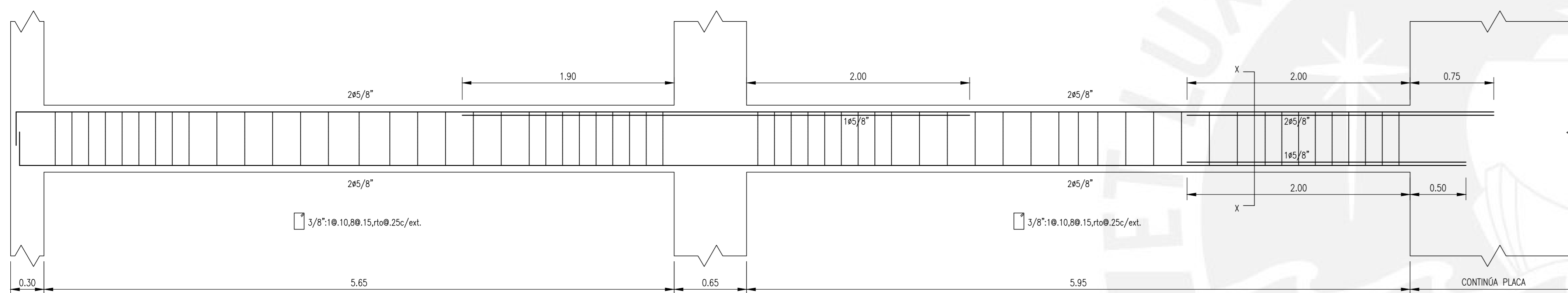
Corte X-X



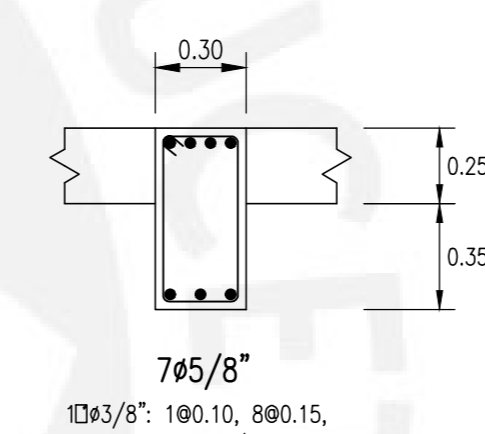
V7-10 (0.30x0.60)



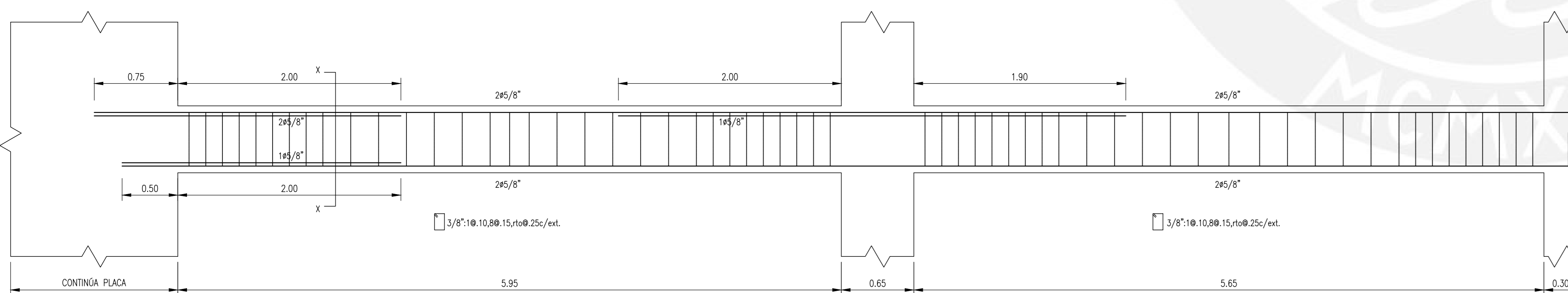
Corte X-X



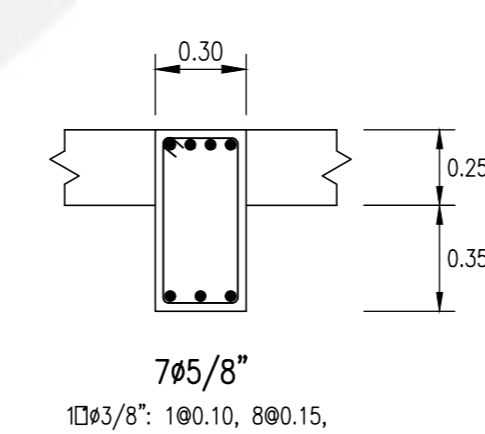
V7-06 (0.30x0.60)



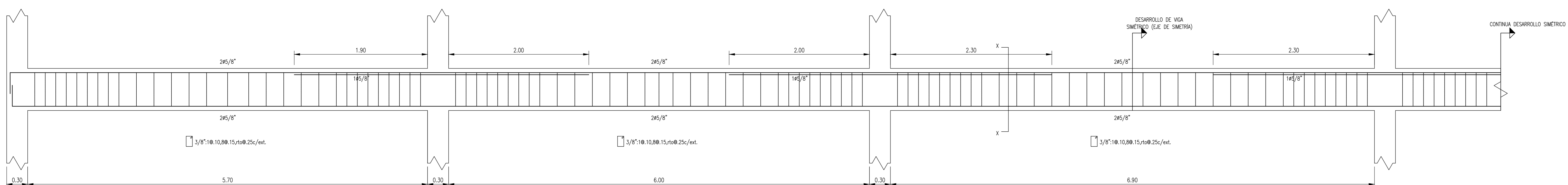
Corte X-X



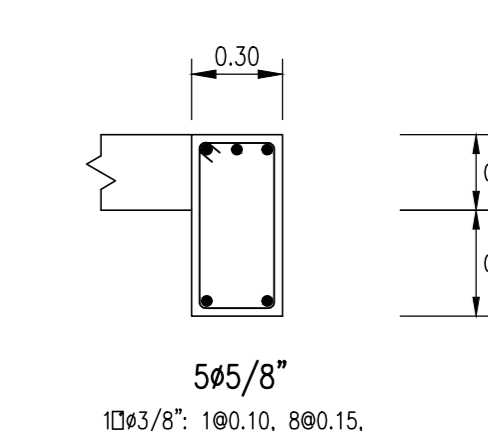
V7-06 (0.30x0.60)



Corte X-X



V7-07 (0.30x0.60)



Corte X-X

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	SIBULO GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			DISEÑO GONZALO VILLARÁN	UBICACIÓN: DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
			ASESOR ING. GONZALEZ OTAZZI	PLANO: VIGAS TECHO 7 - II
				ESCALA: 1/25
				NÚMERO PLANO: E-10 DE 12
				REV: 0

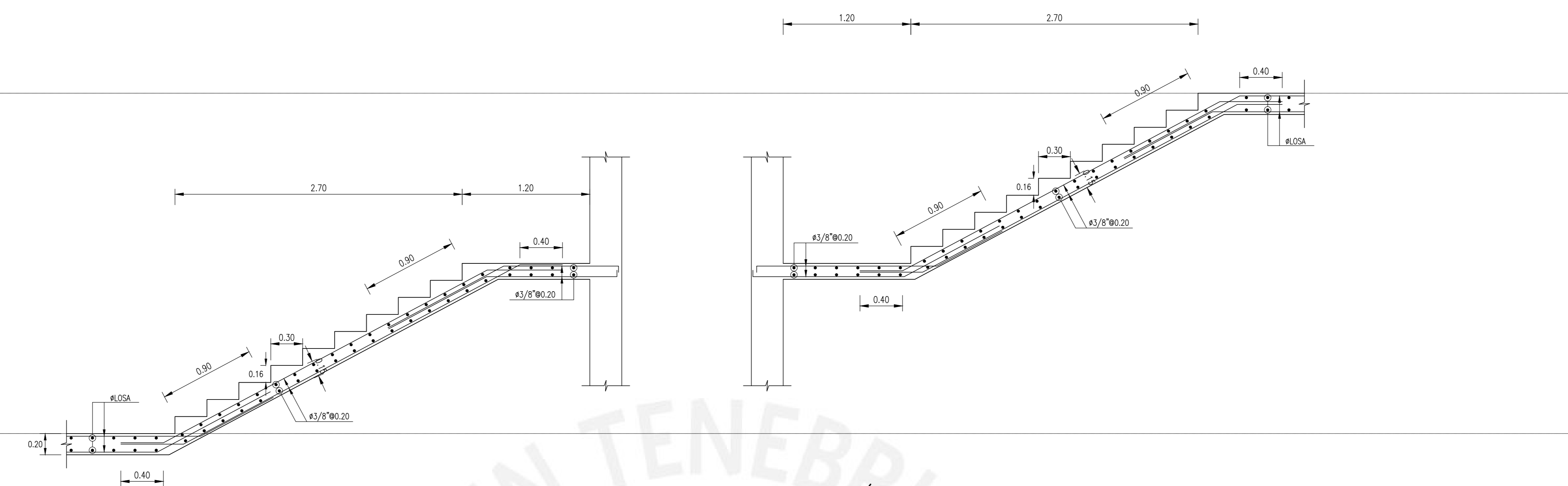


N.S.C.+22.40  
 AZOTEA  
 N.S.C.+19.20  
 PISO 7  
 N.S.C.+16.00  
 PISO 6  
 N.S.C.+12.80  
 PISO 5  
 N.S.C.+9.60  
 PISO 4  
 N.S.C.+6.40  
 PISO 3

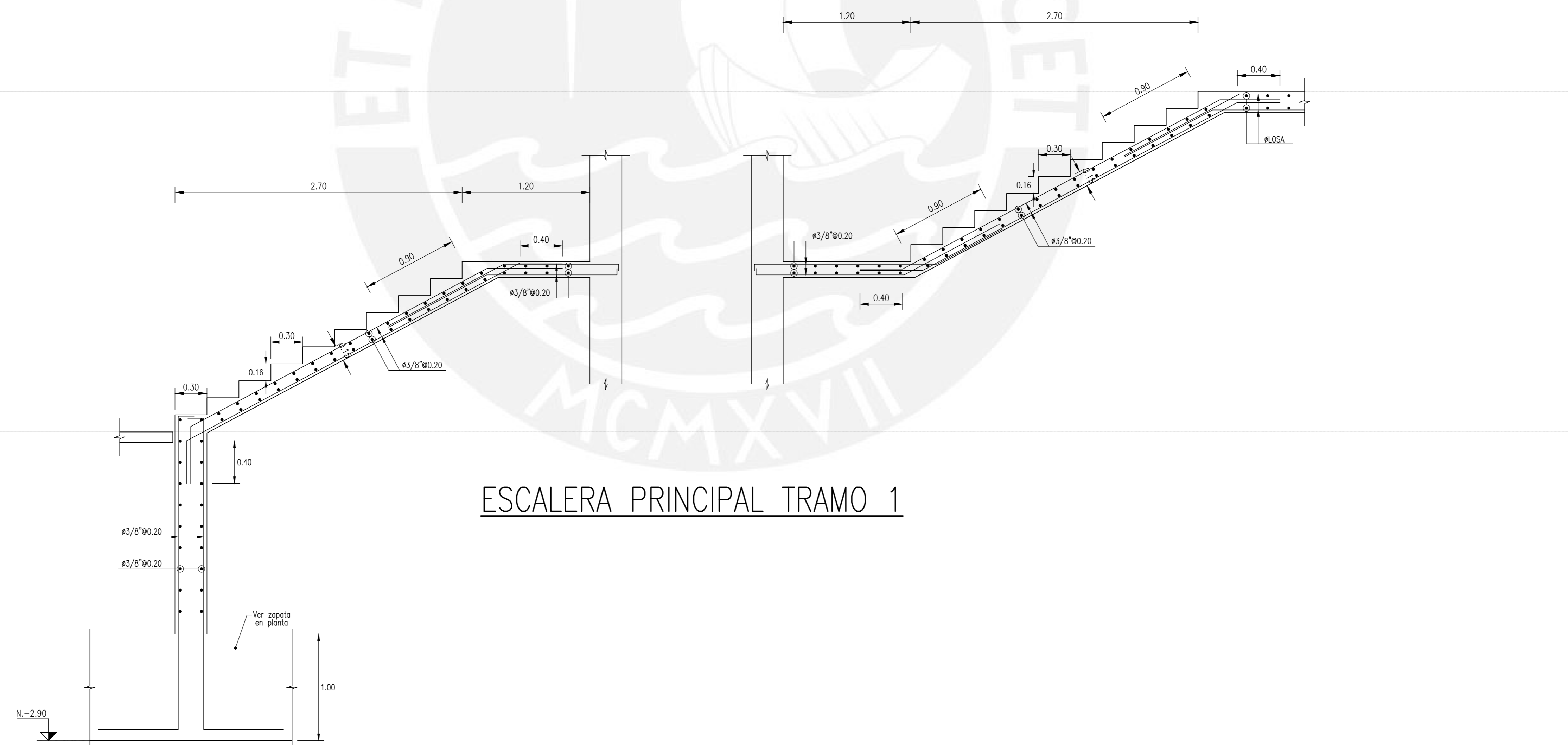
N.S.C.+19.20  
 PISO 7  
 N.S.C.+16.00  
 PISO 6  
 N.S.C.+12.80  
 PISO 5  
 N.S.C.+9.60  
 PISO 4  
 N.S.C.+6.40  
 PISO 3  
 N.S.C.+3.20  
 PISO 2

N.S.C.+3.20  
 PISO 2

N.S.C.+0.00  
 PISO 1



ESCALERA PRINCIPAL TRAMO TÍPICO



ESCALERA PRINCIPAL TRAMO 1

REV.	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	PROYECTO
0	05.04.2025	PARA REVISIÓN	GONZALO VILLARÁN	EDIFICIO DE OFICINAS EN LINCE
			GONZALO VILLARÁN	DISTRITO DE LINCE, DEPARTAMENTO DE LIMA, PERÚ
				ESCALERAS
				ESCALA 1/25
				NÚMERO PLANO E-11 DE 12
				REV. 0



