

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN
EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS Y UN
SÓTANO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Renato Fernando Chamorro Calixto

ASESOR:

Alvaro Cesar Rubiños Montenegro

Lima, abril, 2024

Informe de Similitud

Yo, **Álvaro Cesar Rubiños Montenegro**, docente de la Facultad de **Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE OCHO PISOS Y UN SÓTANO EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL, del autor **Renato Fernando Chamorro Calixto**, dejo constancia de lo siguiente:

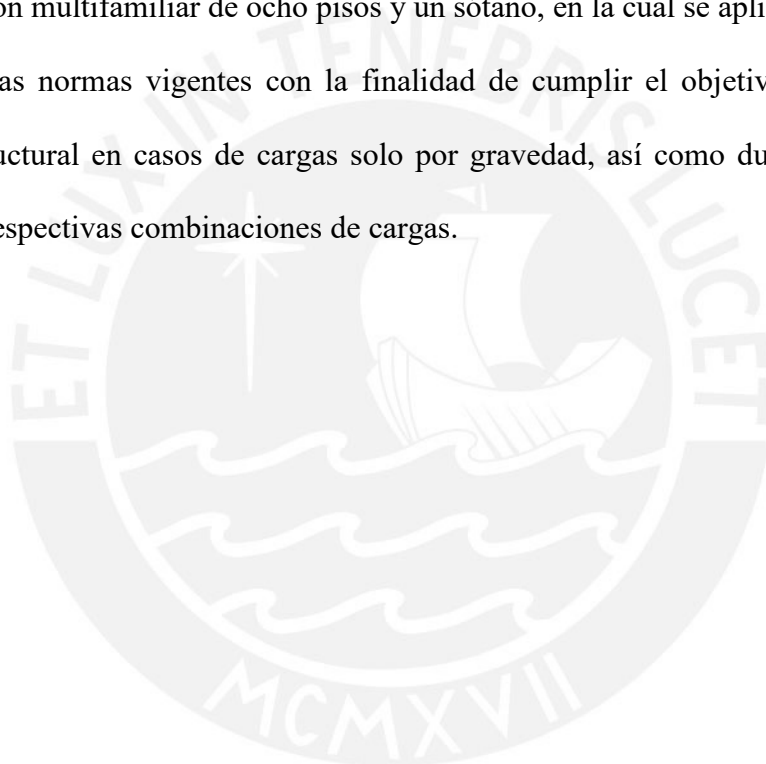
- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **6%**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el **08/04/2024**.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: **Lima, 08 de abril de 2024**

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Rubiños Montenegro Álvaro Cesar	
DNI: 42786242	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0003-4855-6414	

Resumen

El territorio peruano se encuentra en la zona denominada “Cinturón de Fuego del Pacífico”, la cual es una zona altamente sísmica, por lo que el Reglamento Nacional de Edificaciones, en la Norma E.030 (RNE, 2018), presenta tres filosofías fundamentales para el diseño de estructuras sismorresistentes: evitar pérdidas humanas, permitir la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a las propiedades. De esta manera, se desarrollará, en la presente tesis, un diseño estructural en concreto armado, según los lineamientos de la Norma E.060 (RNE, 2009), de una edificación multifamiliar de ocho pisos y un sótano, en la cual se aplicarán los criterios estipulados en las normas vigentes con la finalidad de cumplir el objetivo de un correcto desempeño estructural en casos de cargas solo por gravedad, así como durante los eventos sísmicos y sus respectivas combinaciones de cargas.





Para hacer feliz a mi mamá que, desde pequeño, me apoyó y me enseñó que todo se logra con perseverancia y responsabilidad.

Para mi papá que me apoyó en cada decisión y cuando se dio la oportunidad de crecer profesionalmente a pesar de estar lejos.

Para mi hermana que me hizo mejorar como persona y estuvo siempre cerca en cada etapa de mi vida.

Los amo.

Índice

Capítulo 1:	Introducción	1
1.1.	Descripción del proyecto.....	1
1.2.	Objetivos	2
1.3.	Metodología de diseño	3
1.4.	Materiales a utilizar	5
Capítulo 2:	Estructuración	7
2.1.	Consideraciones generales	7
2.2.	Estructuración del edificio	9
Capítulo 3:	Predimensionamiento	12
3.1.	Predimensionamiento de losas aligeradas	12
3.2.	Predimensionamiento de losas macizas	13
3.3.	Predimensionamiento de vigas	13
3.4.	Predimensionamiento de columnas	15
3.5.	Predimensionamiento de muros de corte.....	17
Capítulo 4:	Metrado de cargas	18
4.1.	Consideraciones generales	18
4.2.	Metrado de cargas en losas aligeradas	19
4.3.	Metrado de cargas en losas macizas	20
4.4.	Metrado de cargas en vigas	21
4.5.	Metrado de cargas en columnas y muros de corte.....	23
Capítulo 5:	Análisis sísmico	25
5.1.	Consideraciones generales	25
5.2.	Parámetros sísmicos	25
5.3.	Modelo para el análisis estructural.....	30
5.4.	Análisis modal.....	32
5.5.	Análisis estático	33
5.6.	Análisis dinámico.....	36
5.7.	Verificación de consideraciones iniciales	39
5.8.	Junta de separación sísmica.....	46

Capítulo 6:	Diseño de Losas Aligeradas	47
6.1.	Análisis estructural.....	47
6.2.	Diseño por flexión.....	47
6.3.	Diseño por corte	48
6.4.	Refuerzo por contracción y temperatura	49
6.5.	Corte del acero	49
6.6.	Control de deflexiones	49
6.7.	Ejemplo de diseño	50
Capítulo 7:	Diseño de Losas Macizas.....	54
7.1.	Análisis estructural.....	54
7.2.	Diseño por flexión.....	54
7.3.	Diseño por corte	54
7.4.	Refuerzo por contracción y temperatura	55
7.5.	Ejemplo de diseño	55
Capítulo 8:	Diseño de Vigas	63
8.1.	Análisis estructural.....	63
8.2.	Diseño por flexión.....	63
8.3.	Corte del refuerzo por flexión	65
8.4.	Diseño por corte	66
8.5.	Control de deflexiones	67
8.6.	Control de la fisuración	67
8.7.	Empalmes por traslape del refuerzo	68
8.8.	Ejemplo de diseño	70
Capítulo 9:	Diseño de columnas	87
9.1.	Análisis estructural.....	87
9.2.	Diseño por flexocompresión uniaxial.....	87
9.3.	Diseño por flexocompresión biaxial.....	88
9.4.	Efectos de la esbeltez	88
9.4.1.	<i>Índice de estabilidad.....</i>	<i>88</i>
9.4.2.	<i>Estructuras sin desplazamiento lateral</i>	<i>89</i>

9.4.3.	<i>Estructuras con desplazamiento lateral</i>	90
9.5.	Diseño por corte	92
9.6.	Empalmes por traslape del refuerzo	94
9.7.	Ejemplo de diseño	94
Capítulo 10:	Diseño de Muros de Corte.....	103
10.1.	Análisis estructural.....	103
10.2.	Elementos de borde	103
10.3.	Diseño por flexocompresión	104
10.4.	Diseño por corte	104
10.5.	Efecto local	106
10.6.	Empalmes por traslape del refuerzo	107
10.7.	Juntas de control en muros	107
10.8.	Ejemplo de diseño	107
Capítulo 11:	Diseño de Cimentaciones.....	113
11.1.	Diseño de zapatas aisladas	113
11.1.1.	<i>Análisis estructural</i>	114
11.1.2.	<i>Dimensionamiento</i>	114
11.1.3.	<i>Reacción amplificada del suelo</i>	116
11.1.4.	<i>Verificación del corte por punzonamiento</i>	116
11.1.5.	<i>Verificación del corte por flexión</i>	118
11.1.6.	<i>Diseño por flexión</i>	118
11.1.7.	<i>Ejemplo de diseño</i>	119
Capítulo 12:	Diseño de Elementos Adicionales	125
12.1.	Diseño de escaleras	125
12.2.	Diseño de muros de sótano.....	128
12.3.	Diseño de calzaduras.....	131
12.4.	Diseño de cisterna enterrada	135
Capítulo 13:	Conclusiones.....	142
Bibliografía	145	

Índice de figuras

Figura 1.1	Planta de arquitectura del primer nivel del edificio.....	2
Figura 2.1	Planta típica de Arquitectura.....	9
Figura 2.2	Techo típico predimensionado de estructuras	11
Figura 3.1	Área tributaria aproximada para predimensionamiento	16
Figura 4.1	Planta de arquitectura sobre losa aligerada a metrar	19
Figura 4.2	Planta de arquitectura sobre losa maciza a metrar.....	20
Figura 4.3	Planta de arquitectura sobre viga a metrar	22
Figura 5.1	Mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030 (NTE 2018).....	26
Figura 5.2	Vista 3D y planta típica del modelo estructural en ETABS	31
Figura 5.3	Espectro de pseudo-aceleraciones.....	37
Figura 5.4	Conexión flexible a analizar entre diafragmas A y B de la estructura	41
Figura 5.5	Fuerzas (ton/m) del análisis sísmico en la losa de conexión en el Techo 5.....	44
Figura 5.6	Fuerzas (ton/m) del análisis sísmico en la losa de conexión en dos direcciones en el Techo 5	45
Figura 6.1	Vigueta entre ejes A-D/2-3 utilizada para ejemplo de diseño	50
Figura 6.2	Diagrama de momento flector de vigueta de ejemplo de diseño.....	51
Figura 6.3	Diagrama de fuerzas cortantes de vigueta de ejemplo de diseño	52
Figura 6.4	Esquema de diseño final de vigueta entre ejes A-D/2-3.....	53
Figura 7.1	Diagrama de momento flector alrededor de X-X de la losa maciza de diseño.....	56
Figura 7.2	Diagrama de momento flector alrededor de Y-Y de la losa maciza de diseño.....	56
Figura 7.3	Idealización de vigueta continua con franja de maciza	57
Figura 7.4	Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje Y-Y con Sismo en X-X.....	58
Figura 7.5	Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje X-X con Sismo en X-X.....	59
Figura 7.6	Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje Y-Y con Sismo en Y-Y	59
Figura 7.7	Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje X-X con Sismo en Y-Y	60
Figura 7.8	Diagrama de fuerza cortante en X-X de la losa maciza de diseño	61
Figura 7.9	Diagrama de fuerza cortante en Y-Y de la losa maciza de diseño	61
Figura 7.10	Esquema de diseño final de losa maciza	62
Figura 8.1	Ubicación de empalmes por traslape. Adaptado de Blasco (1994)	70
Figura 8.2	Viga de ejemplo de diseño ubicada en el eje 3.....	71

Figura 8.3	Diagrama de momento flector del tramo 1 de la viga VT-03.....	72
Figura 8.4	Diagrama de momento flector del tramo 2 de la viga VT-03.....	72
Figura 8.5	Refuerzo preliminar del tramo 1 de viga VT-03	78
Figura 8.6	Refuerzo preliminar del tramo 2 de viga VT-03	78
Figura 8.7	Refuerzo final por flexión del tramo 1 de la viga VT-03	79
Figura 8.8	Refuerzo final por flexión del tramo 2 de la viga VT-03	79
Figura 8.9	Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 de la viga VT-03	80
Figura 8.10	Diagrama de fuerza cortante del tramo 2 de la viga VT-03	80
Figura 8.11	Diagrama de fuerza cortante por capacidad del tramo 1 de la viga VT-03	82
Figura 8.12	Diagrama de fuerza cortante por capacidad del tramo 2 de la viga VT-03	82
Figura 8.13	Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 de viga VT-03 con sismo amplificado	83
Figura 8.14	Diagrama de fuerza cortante del tramo 2 de viga VT-03 con sismo amplificado	83
Figura 8.15	Diagrama de momento flector en cargas de servicio de la viga VT-03.....	86
Figura 9.1	Fuerza cortante por capacidad en columnas según la Norma E.060 (2009).....	93
Figura 9.2	Empalmes por traslape en columnas según Blanco (1994)	94
Figura 9.3	Refuerzo de la columna C-03 a verificar.....	98
Figura 9.4	Diagrama de interacción alrededor de Y-Y para el sismo en X-X de la columna C-03.....	98
Figura 9.5	Diagrama de interacción alrededor de X-X para el sismo en Y-Y de la columna C-03.....	99
Figura 9.6	Esquema de diseño final de columna C-03	102
Figura 10.1	Detalle de junta de control en muros con espesor igual o menor a 20 cm (Fintel, 1986).....	107
Figura 10.2	Refuerzo de la placa P-05 a verificar	109
Figura 10.3	Diagrama de interacción alrededor de Y-Y con sismo en X-X para P-05.....	110
Figura 10.4	Diagrama de interacción alrededor de X-X con sismo en Y-Y para P-05.....	110
Figura 11.1	Nomenclatura de medidas de cimentación y sistema de referencia	113
Figura 11.2	Distribución triangular planteada por Meyerhof (Bowles, 1995).....	115
Figura 11.3	Distribución uniforme asumida para el diseño (Harmsen, 2002)	116
Figura 11.4	Sección crítica para la verificación del punzonamiento	117
Figura 11.5	Sección crítica para la verificación de corte por flexión	118
Figura 11.6	Sección crítica para el cálculo del refuerzo por flexión	119
Figura 11.7	Esquema final de diseño de zapata de la columna C-03.....	124

Figura 12.1	Diagrama de momento flector de escalera principal	126
Figura 12.2	Diagrama de fuerza cortante de escalera principal	126
Figura 12.3	Esquema de diseño final de escalera	127
Figura 12.4	Diagrama de momento flector y fuerza cortante de muro de sótano	129
Figura 12.5	Esquema de diseño final de muro de sótano	131
Figura 12.6	Esquema de fuerzas actuantes en la calzada (Blanco, 2008)	132
Figura 12.7	Esquema de calzada de ejemplo de diseño	133
Figura 12.8	Esquema de cargas aplicado en las paredes de la cisterna	136
Figura 12.9	Momento flector X-X en el lado 1 de la cisterna	136
Figura 12.10	Momento flector Y-Y en el lado 1 de la cisterna	137
Figura 12.11	Fuerza cortante X-X en el lado 1 de la cisterna.....	137
Figura 12.12	Fuerza cortante Y-Y en el lado 1 de la cisterna.....	138
Figura 12.13	Momento flector X-X en el lado 2 de la cisterna	138
Figura 12.14	Momento flector Y-Y en el lado 2 de la cisterna	139
Figura 12.15	Fuerza cortante X-X en el lado 2 de la cisterna.....	139
Figura 12.16	Fuerza cortante Y-Y en el lado 2 de la cisterna.....	140
Figura 12.17	Diseño final del lado de la cisterna	141

Índice de tablas

Tabla 1.1 Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones utilizadas en la presente tesis	3
Tabla 1.2 Factores de reducción de resistencias nominales según la Norma E.060 (RNE, 2009)	5
Tabla 3.1 Espesores predimensionados según la luz libre presente (Blanco, 1994)	12
Tabla 4.1 Peso propio de los materiales utilizados en ton/m ³	18
Tabla 4.2 Peso propio en ton/m ² de losa aligerada en una dirección	18
Tabla 4.3 Cargas vivas repartidas según el uso en ton/m ²	19
Tabla 5.1 Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción para estructuras de concreto armado	27
Tabla 5.2 Periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura	32
Tabla 5.3 Pesos sísmicos y elevaciones de los diafragmas rígidos presentes en la estructura	33
Tabla 5.4 Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X	34
Tabla 5.5 Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y	35
Tabla 5.6 Derivas de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X	35
Tabla 5.7 Derivas de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y	36
Tabla 5.8 Derivas máximas y promedio en la dirección X-X obtenidas del análisis dinámico	38
Tabla 5.9 Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y obtenidas del análisis dinámico	38
Tabla 5.10 Fuerzas cortantes del caso estático, dinámico y factor de escalamiento del sismo	39
Tabla 5.11 Rigideces de entrepiso en la dirección X-X	40
Tabla 5.12 Rigideces de entrepiso en la dirección Y-Y	40
Tabla 5.13 Comparación de periodos y masas participativas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible	42
Tabla 5.14 Comparación entre las derivas inelásticas máximas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible en la dirección X-X	42
Tabla 5.15 Comparación entre las derivas inelásticas máximas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible en la dirección Y-Y	43
Tabla 5.16 Fuerzas laterales aplicadas a cada bloque en dirección inversa	45
Tabla 6.1 Peraltes o espesores mínimos para vigas o losas no pre-esforzadas en una dirección	50
Tabla 6.2 Cálculo del refuerzo por flexión de la vigueta a diseñar	51
Tabla 7.1 Cálculo del refuerzo por flexión de la losa maciza a diseñar	57
Tabla 8.1 Empalmes por traslape en tracción según la Norma E.060 (2009)	68

Tabla 8.2 Medida de los empalmes por traslape (m). Adaptado de Blanco (1994)	70
Tabla 8.3 Cálculo del refuerzo por flexión de la Viga V-3 del piso típico	73
Tabla 8.4 Acero instalado y Momento Resistente de la viga V-3	77
Tabla 8.5 Verificación del parámetro Z para el control de la fisuración en la Viga V-3	86
Tabla 9.1 Cargas obtenidas para la columna C-03 en la base del primer nivel.....	95
Tabla 9.2 Cargas obtenidas para la columna C-03 en el fondo de viga del primer nivel.....	95
Tabla 9.3 Índice de estabilidad para verificar los desplazamientos laterales de la estructura.....	95
Tabla 9.4 Combinaciones de carga para la columna C-03.....	96
Tabla 9.5 Combinaciones de carga para la columna C-03.....	97
Tabla 9.6 Capacidades en los extremos de la columna para cada combinación de carga	100
Tabla 9.7 Fuerza cortante con el sismo sin amplificar y amplificado por 2.5.....	101
Tabla 10.1 Cargas obtenidas en la base de la Placa P-5 en el Piso 1	108
Tabla 10.2 Combinaciones de carga para la Placa P-05	109
Tabla 11.1 Cargas en la base de la columna C-03	119
Tabla 11.2 Acero requerido por flexión por la zapata de la columna C-03	123

Capítulo 1: Introducción

1.1. Descripción del proyecto

La presente tesis consiste en realizar el diseño de la estructura de un edificio de vivienda multifamiliar de ocho pisos y un sótano. Esta será realizada en concreto armado y se elaborarán los planos estructurales, los cuales se presentarán en el respectivo anexo, y el desarrollo completo del cálculo se detallará en el presente documento. El proyecto se realizará en el departamento y provincia de Lima, distrito de San Miguel, en un terreno que colinda, en ambos laterales, con viviendas unifamiliares de dos niveles, y, en el límite posterior, con una vivienda unifamiliar de tres niveles.

El área del terreno a utilizar presenta un suelo rígido cuyos parámetros se detallarán durante los capítulos pertenecientes al análisis sísmico y diseño de cimentaciones. El perímetro del mismo presenta una forma irregular, cuyo frente mide 11.65 m y es perpendicular a sus laterales, el lado lateral norte presenta una longitud total de 32.48 m y el lado sur, 34.18 m. Las medidas especificadas previamente generan un terreno con un fondo inclinado en planta y un área útil total de 388 m² y un área techada de 2591 m².

El edificio cuenta con nueve estacionamientos en total, los cuales se distribuyen de la siguiente manera: uno en la cochera exterior del edificio y ocho en el sótano. El acceso a este nivel se realiza mediante un elevador de vehículos, cuyo ingreso se realiza mediante la zona frontal de la edificación y mediante escaleras para el ingreso peatonal al sótano. Por otro lado, el primer nivel cuenta con una sala de usos múltiples, estacionamiento para bicicletas y dos departamentos, los cuales cuentan con terrazas y lavanderías en las zonas de pozos de luz del edificio. Con respecto a los siguientes siete niveles típicos, estos cuentan con cuatro departamentos cada uno, cuya conexión entre niveles se realiza mediante un ascensor y escaleras ubicadas en la zona central del edificio. El abastecimiento de agua para el edificio se realizará mediante un sistema hidroneumático conectado a una cisterna enterrada.

Con respecto a la composición de la estructura, se realizará un sistema de techado típico de losas aligeradas en paños de ambientes comunes y losas macizas para los baños y la zona central de conexión del edificio, esto con la finalidad de asegurar una mejor conexión del diafragma rígido de la estructura. Las vigas principales y secundarias serán peraltadas, mientras que las vigas de borde de losas y debajo de los tabiques paralelos a viguetas serán chatas del mismo peralte. Además, los elementos verticales serán continuos desde la cimentación de la estructura, los cuales serán columnas y muros de corte en ambas direcciones. Finalmente, se diseñarán cimentaciones superficiales aisladas y conectadas, debido a la capacidad portante del suelo presente en el terreno.

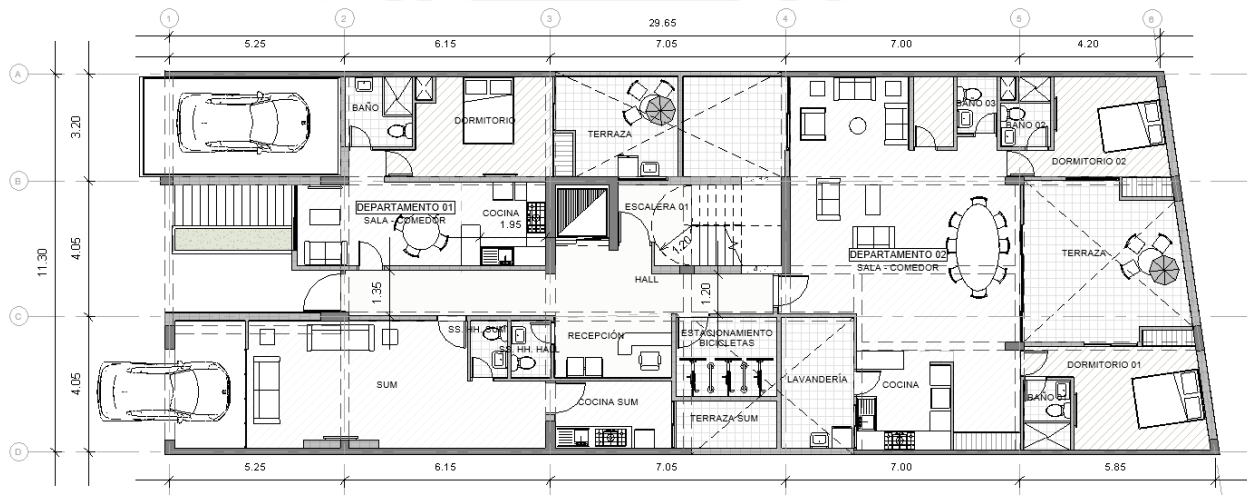


Figura 1.1 Planta de arquitectura del primer nivel del edificio

1.2. Objetivos

Objetivo General

La presente tesis tiene como objetivo general el diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de ocho pisos y un sótano de manera que se cumplan los requisitos y lineamientos establecidos en el vigente Reglamento Nacional de Edificaciones.

Objetivos Específicos

- Realizar la estructuración y predimensionamiento de la estructura de acuerdo a los requisitos acordes a la disposición del edificio y respetando los requerimientos de la Arquitectura.
- Realizar un modelo matemático de la edificación, a partir del cual se ejecutarán los análisis sísmicos y por gravedad en el software ETABS.
- Diseñar en concreto armado todos los elementos presentes en la estructura de la edificación (losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y elementos adicionales) y desarrollar la memoria de cálculo de los elementos más representativos de cada tipo.
- Elaborar los planos estructurales de la estructura diseñada.

1.3. Metodología de diseño

Previamente, se indica que el diseño estructural de la edificación se realizará cumpliendo con los lineamientos estipulados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Esta normativa se divide en sub-normas que permitirán el desarrollo de cada etapa del diseño. A continuación, se muestran los reglamentos a utilizar en la presente tesis:

Tabla 1.1

Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones utilizadas en la presente tesis

Norma	Título	Versión
E.020	Cargas	2006
E.030	Diseño sismorresistente	2018
E.060	Concreto Armado	2009

En primer lugar, se realizará una estructuración adecuada del edificio respetando los requerimientos del diseño de la arquitectura, los cuales serán explicados en el Capítulo 2. Posteriormente, se pre dimensionarán los elementos, como las losas, vigas, columnas y muros de corte, a los cuales se les incluirá las cargas según la Norma E.020 (RNE, 2006) y un análisis

estructural de la transmisión de las mismas según la estructuración planteada. Una vez obtenidas las solicitaciones en cada elemento estructural, se continúa con el diseño de los mismos de acuerdo al tipo de comportamiento.

La Norma E.060 (RNE, 2009), en su Sección 9.2, desarrolla el procedimiento para calcular las resistencias requeridas (R_u), las cuales se obtienen a partir del análisis estructural utilizando las combinaciones de carga estipuladas en la normativa, y las cuales se pueden apreciar a continuación:

$$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U_2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9 CM \pm CS$$

$$U_4 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$$

$$U_5 = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL$$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

CS = Carga de sismo

CE = Carga de empuje del suelo

CL = Carga de presión de líquidos

Estas amplificaciones y combinaciones entre los tipos de carga presentes permiten resultados que protegerán a la estructura durante la incertidumbre de los movimientos sísmicos, comportamiento atípico de los materiales de construcción, entre otros. Por otro lado, en su artículo 9.3.1, la Norma E.060 (RNE, 2009) desarrolla el procedimiento de cálculo de las resistencias de diseño (ϕR_n), las cuales son las resistencias nominales de las secciones de concreto armado (R_n) multiplicadas por su respectivo factor de reducción (ϕ), el cual se puede apreciar en la Tabla 1.2. Finalmente, la Norma E.060 (RNE, 2009) indica, en su artículo 9.1.1,

el concepto del diseño por resistencia, el cual exige que los elementos estructurales deben diseñarse considerando que, en todas sus secciones, se obtenga una resistencia de diseño (ϕR_n) mayor o igual a las resistencias requeridas (R_u).

Tabla 1.2

Factores de reducción de resistencias nominales según la Norma E.060 (RNE, 2009)

Requisito de diseño	Factor de reducción (ϕ)
Flexión sin axial	0.9
Tracción	0.9
Compresión - refuerzo en espiral	0.7
Compresión - otros elementos	0.7
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento	0.7

1.4. Materiales a utilizar

Concreto

Se utilizará concreto premezclado con las siguientes propiedades:

- Resistencia convencional a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 2.17 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico: $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

Concreto simple (ciclópeo)

Se utilizará concreto mezclado in situ de baja resistencia, utilizado para falsas zapatas, calzaduras y cimientos corridos, con las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión: $f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Contenido de 30% de piedra de tamaño no mayor a 15 pulgadas

Acero

Como indica la Norma E.060 (RNE, 2009), las varillas a utilizar en el concreto armado serán corrugadas de acero grado 60 con las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Ladrillos

La tabiquería presente en el edificio se compone por ladrillos de espesores 10 cm, 15 cm y 25 cm. El primero será de material silico calcáreo, mientras que los tabiques de los siguientes espesores serán ejecutados con ladrillos de arcilla King Kong convencionales. Para estos, se realizará un asentamiento en soga y cabeza para lograr cada espesor de muro. Con respecto a los ladrillos de arcilla, se deben realizar, además, columnetas de concreto armado para el confinamiento del muro de tabiquería. Así mismo, para ambos tipos de ladrillo, se deberá realizar un correcto aislamiento sísmico de las estructuras verticales y horizontales.

Capítulo 2: Estructuración

2.1. Consideraciones generales

La etapa de estructuración consiste en la distribución de elementos estructurales en los distintos niveles de la edificación a desarrollar y, para ello, se utilizan como base los planos de arquitectura. Por este motivo, la estructura propuesta deberá adecuarse e iterarse de modo que se cumplan los requisitos indicados por dicha especialidad y, además, aplicar criterios que permitan que se reduzca la variabilidad del comportamiento sísmico, una idealización que proporcione resultados más cercanos a la realidad y, finalmente, un diseño estructural preciso y optimizado. A continuación, se explican los principios básicos de estructuración desarrollados en Blanco (1994), los cuales serán aplicados en el presente proyecto.

Simplicidad y simetría

En primer lugar, la estructura debe ser simple y definida, ya que, de ese modo, permite una mejor idealización y se reduce la cantidad de simplificaciones realizadas durante el proceso del análisis estructural. Esto aumenta la precisión durante la predicción del comportamiento durante un sismo y permite un mejor desempeño al diseñar cumpliendo los lineamientos estipulados en la Norma E.030 (RNE, 2018), debido a que, en este reglamento, se realizan procedimientos simplificados y aproximados fuera del rango elástico.

En segundo lugar, la simetría en la estructura en sus dos direcciones de análisis es importante por razones similares a las indicadas para la simplicidad. En este caso, una estructura asimétrica podría producir efectos de torsión, lo cual generaría un giro en el diafragma y daños estructurales. Para casos con irregularidad, la norma indica un factor que permite un diseño que otorga mayor resistencia a la estructura; sin embargo, como se mencionó anteriormente, son aproximaciones y simplificaciones, mas no se puede predecir con exactitud el comportamiento durante un sismo real, por lo que, en síntesis, se debe procurar que la estructura sea simple y simétrica.

Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe presentar uniformidad y continuidad en planta y altura, o, en su defecto, con cambios graduales, debido a que un cambio drástico en la rigidez generaría concentración de esfuerzos en las zonas de transición, lo cual podría inducir al fallo del elemento estructural. Este principio se aplica, por ejemplo, en el caso de los muros de corte que reducen su sección de manera gradual en los niveles superiores de la estructura; sin embargo, es de suma importancia resaltar el caso de las discontinuidades de los elementos verticales en los sótanos debido al uso de estacionamientos. Estos casos generan un riesgo mayor por la concentración de esfuerzos debido a que, en las zonas inferiores, se generan las mayores demandas en los elementos verticales, por lo que se deben evitar. A este caso, se le conoce como muros bandera y también implican un factor por irregularidad en altura indicado en la Norma E.030 (RNE, 2018).

Rigidez lateral

Proveer a la estructura de la rigidez lateral adecuada para reducir los desplazamientos en sus direcciones principales de análisis es de suma importancia, ya que implica una reducción en el daño estructural ocasionado por un movimiento sísmico. Las deformaciones en la estructura ocasionan daños en los elementos no estructurales y, además, desplazamientos en los niveles, los cuales generan pánico en los habitantes. Con la finalidad de reducir dichos efectos, en zonas sísmicas, la mayoría de las edificaciones se estructuran con presencia de muros de corte y con columnas, cuya combinación genera estructuras rígidas con una correcta disipación de la energía sísmica que permite reducir los desplazamientos y deformaciones de los elementos estructurales y proteger del daño a los no estructurales.

Diafragma rígido

La hipótesis del diafragma rígido consiste en un análisis que asume que toda la planta se comporta como un elemento monolítico, cuyos esfuerzos se distribuyen en los elementos de

acuerdo a su rigidez lateral y todos los puntos de la planta mantienen una misma deformación. Sin embargo, a pesar de que durante el modelamiento se realiza la simplificación de que cada nivel es un diafragma rígido en su totalidad, este debería ser analizado en sus zonas más críticas. Estas zonas son comunes en edificaciones alargadas en planta, como la de la presente tesis, ya que conecta dos zonas con áreas techadas grandes mediante una losa con menores dimensiones en planta por la zona central.

2.2. Estructuración del edificio

En el presente apartado, se explicarán las restricciones presentes en la arquitectura y la estructuración realizada para cumplir con los principios explicados previamente. Para ello, se desarrollará un edificio de muros de corte y columnas en ambas direcciones, elecciones que dependerán del espacio disponible. En los siguientes párrafos, se analizará cada eje resistente y se explicará el proceso de estructuración; para ello, se hará referencias a la arquitectura mostrada en la Figura 2.1.

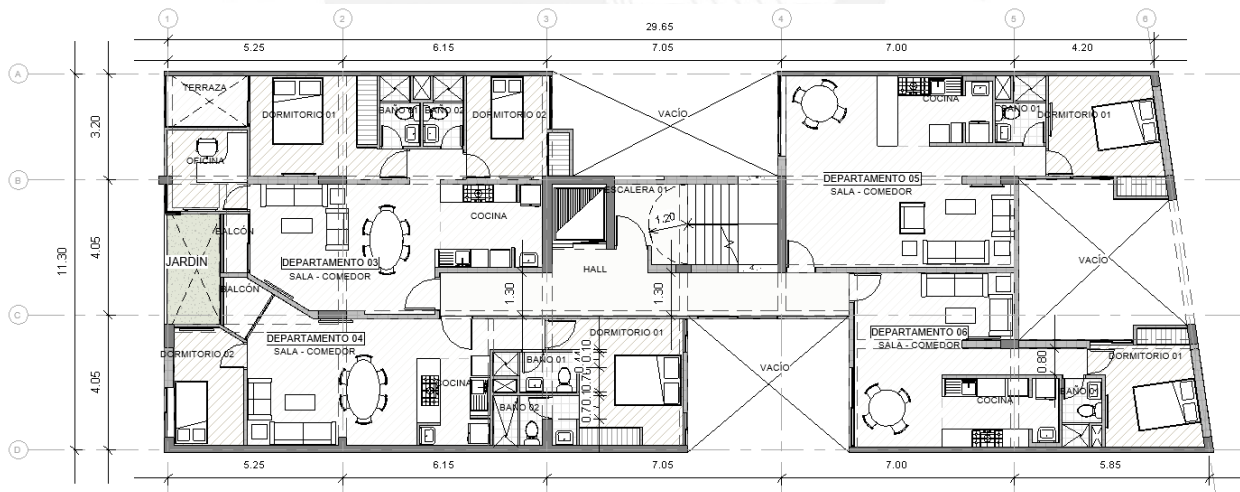


Figura 2.1 Planta típica de Arquitectura

- Se aprecia que se cuenta con dos tragaluces en la zona central junto con la escalera y ascensor, elementos cuyas zonas se podrán aprovechar para colocar placas de concreto armado y no interfieren con los estacionamientos en el sótano. Además, se coloca una losa maciza en toda la zona antes mencionada para mejorar el comportamiento del diafragma

en la reducción en planta entre ambos grandes bloques (será verificado posteriormente en el Capítulo de Análisis Sísmico).

- La arquitectura mostrada se encuentra adaptada exactamente para la mayor cantidad de área disponible para su venta, por lo que se respetará el ancho disponible de 15 cm en los laterales de los ejes A y D para la colocación de placas en todo su largo. Además, para un proceso constructivo más rápido y evitar la colocación de vigas de ancho 15 cm, no se realizaron placas cortadas en dichos ejes, sino un solo elemento continuo. Cabe resaltar que, del mismo modo, no se conectaron las placas entre ambos bloques, izquierdo y derecho, de la edificación, ya que una viga de acople de 15 cm podría requerir un análisis más detallado de su desempeño por capacidad y una alta variabilidad de su comportamiento en un caso real. En la dirección X, con lo antes mencionado, se tendría una rigidez suficiente para cumplir por derivas, además de la simetría.
- En la dirección Y, además de las placas añadidas en el ascensor y la escalera, se observa que se cuenta con espacio para la colocación en el eje 6, al fondo del terreno; sin embargo, se procurará tener cuidado con las longitudes empleadas, las cuales podrían generar torsión debido a que el centro de rigidez se desfasaría hacia la derecha. Por ello, se colocan columnas de 0.75 m de longitud unidas con vigas a los muros laterales de los ejes A y D.
- Con respecto a la zona izquierda de la edificación (ejes 1 y 2) y la zona derecha (eje 5), se cuenta con poco espacio debido a la presencia de estacionamientos en el sótano. Por este motivo, se colocaron columnas cuya mayor longitud se orientará en la dirección X-X, a excepción de la ubicada entre los ejes 1 y C que se encuentra dentro de un muro de sótano y no ocasionaría incompatibilidad con la arquitectura.
- Se encuentra un espacio disponible en el eje 3 para colocar una placa adicional en la dirección Y que permitirá aumentar la rigidez de la estructura, contrarrestar el efecto

generado por las placas en el eje 6 y centrar el centro de rigidez de la estructura. Esta se encontrará conectada a la placa del eje D y será continua a lo largo de la edificación.

- Se realiza la conexión de todos los elementos verticales mediante vigas que permitan generar pórticos sismorresistentes y considerando luces libres que permitan un peralte uniforme y correcto comportamiento a deflexión. Luego, se orientan las losas aligeradas en sus direcciones más cortas.
- Una vez colocadas todas las vigas, se realiza una inspección adicional de las luces más críticas, por lo que se decidió colocar una columna, entre los ejes 3 y 4, al lado de la escalera, con la finalidad de permitir un mejor apoyo de la viga del eje C.
- Se verifica, posteriormente, si las vigas cumplen con una adecuada longitud de desarrollo en las placas de los laterales, por lo que se añadieron núcleos de 45 cm en donde fuese posible una continuidad en todos los niveles de la estructura.
- Se colocan vigas chatas en las ubicaciones de los tabiques paralelos a la losa aligerada. Así mismo, se colocan losas macizas en las zonas de baños debido a las instalaciones sanitarias, junto a una viga chata entre la misma y las losas aligeradas.
- Finalmente, se colocan muros de sótano en los espacios restantes entre placas en el perímetro de la estructura.

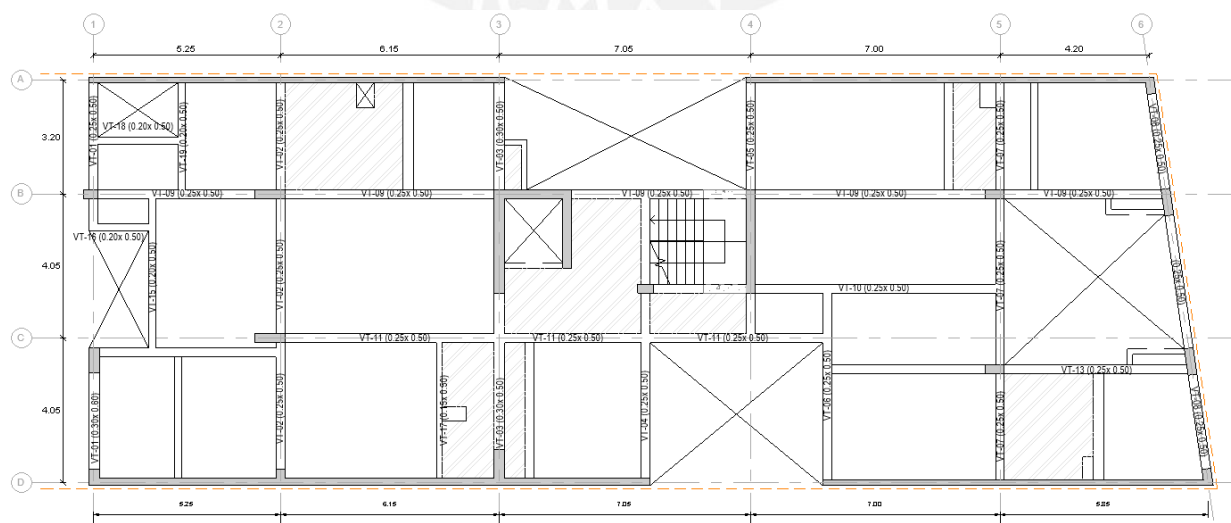


Figura 2.2 Techo típico predimensionado de estructuras

Capítulo 3: Predimensionamiento

La etapa de predimensionamiento consiste en establecer dimensiones preliminares para los elementos estructurales utilizando cálculos aproximados con rangos tentativos según ciertos requerimientos. Estas dimensiones serán evaluadas posteriormente durante el análisis sísmico y por gravedad, por lo que podrán ser optimizadas o, en su defecto, aumentadas para el cumplimiento de los requerimientos. A continuación, se explicará el procedimiento para cada tipo de elemento utilizando las recomendaciones desarrolladas por Blanco (1994).

3.1. Predimensionamiento de losas aligeradas

Los rangos de dimensiones para losas aligeradas serán válidos para casos con sobrecargas máximas entre 300 y 350 kg/m^2 . Cuando no se cumpla dicho requerimiento, se aumentarán los espesores según el análisis estructural y deflexiones. En la Tabla 3.1, se aprecian los valores según el rango de luz libre presente en la edificación, además de los pesos estipulados en la Norma E.020 (RNE, 2006).

Tabla 3.1

Espesores predimensionados según la luz libre presente (Blanco, 1994)

h (m)	Luz libre (m)	Peso propio (kg/m^2)
0.17	$l_n < 4$	280
0.20	$4 < l_n < 5.5$	300
0.25	$5 < l_n < 6.5$	350
0.30	$6 < l_n < 7.5$	420

En la estructuración realizada en el capítulo anterior, se obtuvo una luz libre máxima de 4.60 m entre los ejes 4-5 y C-D del techo típico; por ello, la losa aligerada tendrá un espesor predimensionado igual a 20 cm. Por otro lado, debido a que es una edificación de vivienda, la Norma E.020 (RNE, 2006) indica que la sobrecarga requerida es de 200 kg/m^2 , por lo que se cumple lo indicado previamente.

3.2. Predimensionamiento de losas macizas

En el caso de las losas macizas, las cargas se transmitirán de acuerdo a sus condiciones de borde. El primer caso corresponde a una losa armada en una dirección, la cual sucede cuando la relación entre sus dos dimensiones es mayor a 2. Para este comportamiento, se pueden utilizar dimensiones 5 *cm* menores a las indicadas para las losas aligeradas en la Tabla 3.1. Por otro lado, el comportamiento natural de losa armada en dos direcciones sucede cuando se encuentra apoyada en vigas peraltadas o muros. Para este caso, los espesores obtenidos son menores debido a la repartición de los esfuerzos en dos direcciones, por lo que, con la finalidad de predimensionar estos elementos, se utilizan los siguientes criterios indicados por Blanco (1994).

$$h = \frac{ln}{40} \text{ o } h = \frac{Perímetro}{180}$$

En la estructuración realizada en la presente tesis, se obtienen luces iguales y menores a las losas aligeradas para las losas macizas. Por ello, con la finalidad de uniformizar los espesores de losas, se utilizarán losas de 20 *cm* de espesor.

3.3. Predimensionamiento de vigas

Con respecto al predimensionamiento de vigas, se realizarán en dos casos diferenciados. En primer lugar, las vigas principales con responsabilidad sísmica son las que forman parte del sistema sismorresistente mediante pórticos entre columnas y muros de corte. Por otro lado, se predimensionarán las vigas secundarias, las cuales no reciben dichas solicitaciones y suelen requerir dimensiones inferiores a las antes mencionadas; por ejemplo, vigas de borde y vigas chatas.

Vigas sísmicas

Blanco (1994) recomienda que el peralte de las vigas se encuentre dentro del rango entre $1/12$ y $1/10$ de la luz libre. Por ello, se analiza la estructuración presente en el proyecto y se determinan las luces críticas en los pisos típicos, azotea y sótanos. A continuación, se calcula

el peralte a utilizar en toda la edificación con la finalidad de mantener un fondo de viga uniforme.

$$\frac{ln}{12} < h < \frac{ln}{10}$$

$$\frac{6.75}{12} < h < \frac{6.75}{10}$$

$$0.56 < h < 0.67$$

Finalmente, a partir del rango establecido, se elige un peralte uniforme para toda la edificación igual a 50 cm de manera inicial. Por otro lado, el ancho elegido para las vigas, según la Norma E.060 (RNE, 2009), en su capítulo 21.5.1.3, no debe ser menor que 0.25 veces el peralte ni de 25 cm. Finalmente, por lo mencionado anteriormente, se elige una sección uniforme predimensionada igual a 25 cm x 50 cm.

Vigas secundarias

Como se mencionó previamente, debido a que las vigas secundarias no reciben requisitos sísmicos y en su diseño predominan los efectos por cargas de gravedad, sus dimensiones iniciales podrán ser determinadas menores a las especificadas para las vigas principales.

En el presente proyecto, las vigas secundarias que se observan son, en su mayoría, vigas chatas. Estos elementos presentan un peralte igual a la losa que las contienen y son armados mediante estribos con espaciamiento mínimo; sin embargo, se realizará un cálculo del espaciamiento requerido si no es posible controlar los requisitos por fuerza cortante mediante el ancho de la sección. Por ello, a manera de ejemplo, se determinará el ancho del caso más crítico, cuya luz libre es igual a 3.85 m. Para dicha finalidad, se calculará la cortante última aplicada en la viga y se obtendrá el ancho requerido a partir de la resistencia a corte de la sección de concreto sin estribos, según lo indicado en el artículo 11.3.1.1 de la Norma E.060

(RNE, 2009. Cabe resaltar que el análisis estructural se realiza considerando apoyos simples en los extremos de la viga chata.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde: V_c = Resistencia nominal a corte

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b_w = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo de la sección

Cálculo de cortante última

$$V_u = \frac{1.4 \cdot \text{Peso tabique}}{2} = \frac{1.4 \cdot 3.85 \cdot 0.15 \cdot 2.5 \cdot 1.8}{2} = 1.82 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

Cálculo del ancho de la sección

$$b_w = \frac{V_u}{0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot \phi}$$

$$b_w = \frac{1.82 \cdot 1000}{0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 17 \cdot 0.85} = 16.40 \text{ cm}$$

Finalmente, se determina un ancho de la sección predimensionada de 20 cm para el caso crítico y de 15 cm para luces inferiores a 3.85 m.

3.4. Predimensionamiento de columnas

Debido a que la estructuración realizada cuenta con presencia de muros de corte en los laterales en la dirección X-X y con secciones considerables en la dirección corta Y-Y, se considera, de manera inicial, que será un edificio de muros. Esto sucede debido a que las columnas aportarán rigidez a los pórticos y recibirán cargas axiales; sin embargo, la mayor cantidad de fuerza cortante será resistida por las placas. Por ello, con la finalidad de predimensionar las columnas presentes en la edificación, se calcularán las áreas de estos elementos con la recomendación indicada por Blanco (1994). Así mismo, la Norma E.060

(RNE, 2009), en su artículo 21.6.1.2, indica que las columnas que forman parte de los pórticos sismorresistentes deben tener, como mínimo, 25 cm en su menor dimensión para cumplir con un ancho igual o mayor a las vigas. A continuación, se realizará el predimensionamiento de la columna típica C-03.

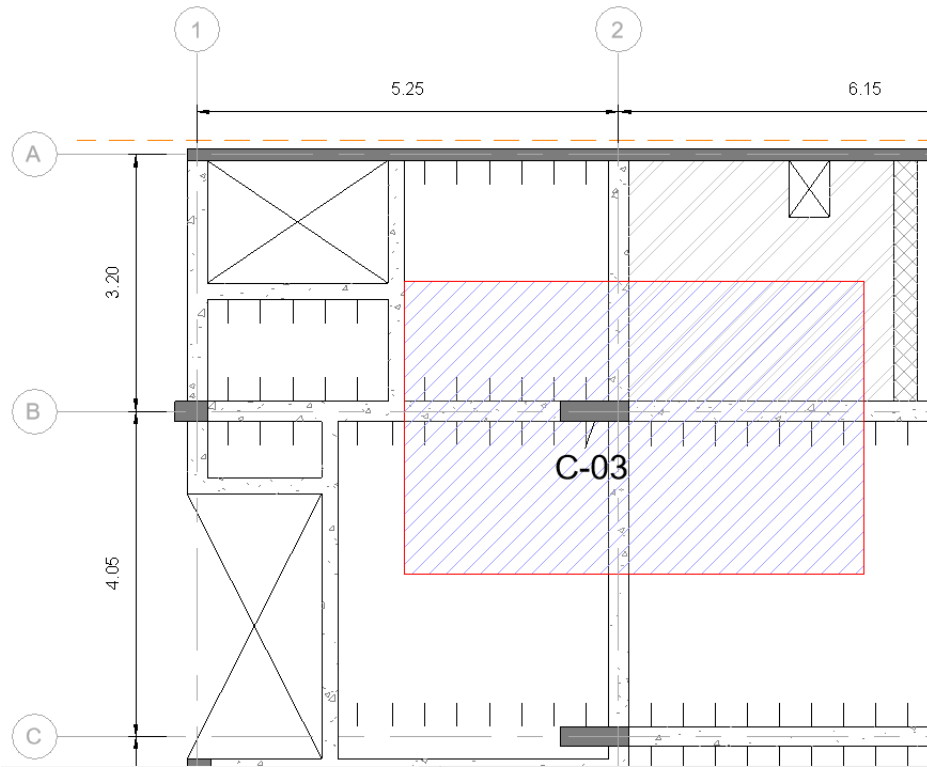


Figura 3.1 Área tributaria aproximada para predimensionamiento

$$\text{Área del techo} = 20.77 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del techo (aproximación viviendas)} = 1 \text{ ton/m}^2$$

$$P = 20.77 * 1 * 8 = 166.16 \text{ ton}$$

Blanco (1994) indica que, para columnas cuya carga axial es menor a 200 ton, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo del área requerida:

$$\text{Área} = \frac{166.16 * 1000}{0.35 * 210} = 2260.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensión mayor} = \frac{2260.68}{25} = 90.43 \text{ cm}$$

A partir del resultado obtenido, se predimensionarán las columnas con una sección de 25 cm x 85 cm con la mayor dimensión en la dirección X-X debido a los requerimientos de la Arquitectura. Finalmente, cabe resaltar que estos elementos serán evaluados, posteriormente, en el capítulo correspondiente al análisis sísmico y, finalmente, en el diseño de columnas.

3.5. Predimensionamiento de muros de corte

La Norma E.060 (2009), en su artículo 21.9.3.2, indica que el espesor del alma de los muros de corte no debe ser menor de 15 cm ni de $1/25$ de la altura entre los elementos que proporcionan apoyo lateral, es decir, el entrepiso. Esta altura entre cada nivel es igual a 2.70, por lo que se obtendría un espesor de 10.8 cm y se elige un valor mínimo igual a 15 cm. Así mismo, las placas que forman pórticos sismorresistentes serán unidas mediante vigas de ancho 25 cm, por lo que su espesor deberá ser, de manera inicial, igual a ese valor.

A partir de lo mencionado en el párrafo anterior, se determina un espesor de 15 cm en los laterales de la dirección X-X, por requisitos arquitectónicos, y pintos de espesor 25 cm en las conexiones a pórticos sismorresistentes en la dirección Y-Y. Por otro lado, las placas ubicadas en las zonas centrales presentarán un espesor inicial de 25 cm para un correcto anclaje a las vigas principales. Es importante considerar que estas dimensiones podrán variar según los requerimientos durante el análisis sísmico y si la longitud no pueda ser variada por motivos arquitectónicos.

Con respecto a la longitud y recorrido de los muros de corte, estos se realizaron a lo largo de los laterales de la dirección X-X, debido a que, como se mencionó en el capítulo previo de estructuración, será favorable para no emplear vigas de acople con anchos reducidos y permitir una mayor rapidez en el proceso constructivo. Por otro lado, las placas centrales se colocaron alrededor del ascensor y la escalera en los largos permitidos por arquitectura para el control de derivas; longitud que podrá ser optimizada o, en su defecto, aumentar su rigidez variando el espesor de los muros si no cumplen los requisitos del análisis sísmico.

Capítulo 4: Metrado de cargas

En el presente capítulo, se realizarán los metrados de las cargas por gravedad presentes en la edificación según el tipo de carga, material, uso y elemento estructural según lo estipulado en la Norma E.020 (RNE, 2006).

4.1. Consideraciones generales

La Norma define, en su sección 2, dos tipos de carga por gravedad presentes en las estructuras, las cuales se definen a continuación.

Carga muerta: Representa el peso propio de los materiales, equipos, tabiquería y otros elementos que son soportados por la edificación que serán permanentes o con poca variación en su magnitud durante su tiempo de servicio.

Tabla 4.1

Peso propio de los materiales utilizados en ton/m³

Materiales	Peso propio (ton/m³)
Albañilería de unidades de arcilla sólidas	1.80
Albañilería de unidades de arcilla huecas	1.35
Concreto simple de grava	2.30
Concreto armado	2.40

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (2006) del Reglamento Nacional de Edificaciones

Tabla 4.2

Peso propio en ton/m² de losa aligerada en una dirección

Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior (m)	Peso propio (ton/m²)
0.20	0.05	0.30

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (2006) del Reglamento Nacional de Edificaciones

Carga viva: Es el peso propio de los ocupantes, materiales, equipos y otros elementos que presentan movimiento y una magnitud variable a lo largo del tiempo de servicio.

Tabla 4.3

Cargas vivas repartidas según el uso en ton/m²

Ocupación o uso	Carga repartida (ton/m ²)
Viviendas	0.20
Corredores y escaleras en viviendas	0.20
Azotea de vivienda	0.10

Nota: Adaptado de la Norma E.020 (2006) del Reglamento Nacional de Edificaciones

4.2. Metrado de cargas en losas aligeradas

En el caso de losas aligeradas de concreto armado en una dirección, el metrado y diseño se realiza por vigueta. Estas serán tradicionales y espaciadas cada 0.40 m, por lo que el metrado será realizado en su ancho tributario. Para ello, se utilizará el peso propio de una losa aligerada de 20 cm de espesor, según la Tabla 4.2, y las cargas muertas y vivas presentes en la Tabla 4.1 y Tabla 4.3 respectivamente. Así mismo, es importante mencionar que las cargas son perpendiculares a la dirección del aligerado serán consideradas como puntuales y que el piso terminado será de 5 cm de espesor, para el cual se considerará un peso propio igual a 0.10 ton/m². A continuación, se realizará un ejemplo de metrado en la vigueta ubicada entre los ejes A-D y 2-3.

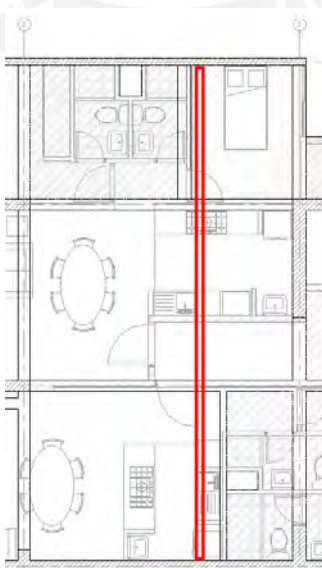


Figura 4.1 Planta de arquitectura sobre losa aligerada a metrar

Carga muerta:

$$\text{Peso aligerado} = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{CM} = (0.30 + 0.10) \cdot 0.40 = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga puntual tabique} = 0.15 \cdot 2.50 \cdot 1.80 \cdot 0.40 = 0.27 \text{ ton}$$

Carga viva:

$$\text{CV} = 0.20 \cdot 0.40 = 0.08 \text{ ton/m}$$

4.3. Medrado de cargas en losas macizas

En el caso de las losas macizas, se presentarán dos casos diferenciados. El primero corresponde a losas macizas armadas en una dirección, que se metran por ancho unitario, por lo que sigue un procedimiento similar al caso mostrado para una vigueta, pero con un ancho tributario de 1 m. Por otro lado, el segundo caso corresponde a las losas macizas en dos direcciones, para las cuales se realizará un metrado de carga por unidad de área; para ello, los tabiques serán metrados como peso total y se distribuirá en el área del paño correspondiente. A continuación, se realizará un ejemplo de metrado de la losa maciza en dos direcciones ubicada en la zona del ascensor entre los ejes B-C y 3-4, cuya área total es igual a 11.20 m².

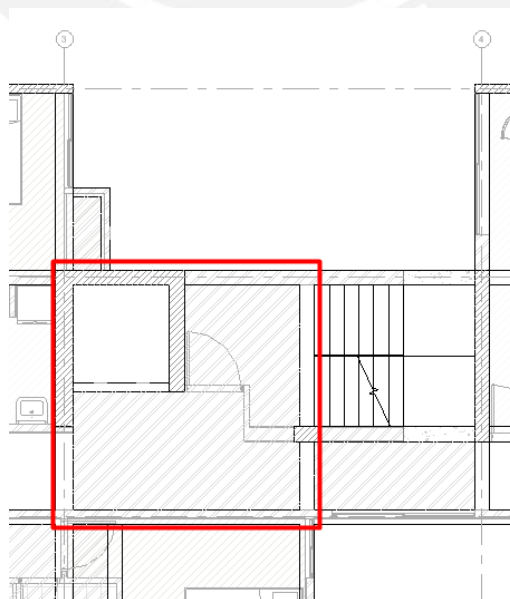


Figura 4.2 Planta de arquitectura sobre losa maciza a metrar

Carga muerta:

$$\text{Peso propio} = 2.40 \cdot 0.20 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso tabique} = \frac{1.80 \cdot 0.15 \cdot 2.5 \cdot 1.80}{11.20} = 0.11 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{CM} = 0.48 + 0.10 + 0.11 = 0.69 \text{ ton/m}^2$$

Carga viva:

$$\text{CV} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

4.4. Metrado de cargas en vigas

En el caso de las vigas, el metrado se realizará analizando la carga que recibe directamente sobre su sección y el área tributaria de techo que este elemento recibe a cada lado, en caso exista. Esta carga que recibe de las losas se distribuirá de manera uniforme sobre la viga si se tiene un armado en una dirección, mientras que, en el caso de las losas macizas en dos direcciones, la distribución se realizará mediante una aproximación en forma de trapecio o triángulo según las dimensiones que posea dicho elemento. Este procedimiento se conoce como “método del sobre” y se pueden obtener resultados precisos para realizar comprobaciones; sin embargo, para el análisis estructural en el capítulo correspondiente a vigas, los cálculos serán realizados mediante software con el correspondiente análisis de los resultados mediante comprobaciones con metrado manual. A continuación, se realizará el ejemplo de metrado para la viga presente en el eje 5 del techo típico, la cual presenta un tramo central que recibe carga de losa solo en cierta longitud previa al apoyo de la viga perpendicular.

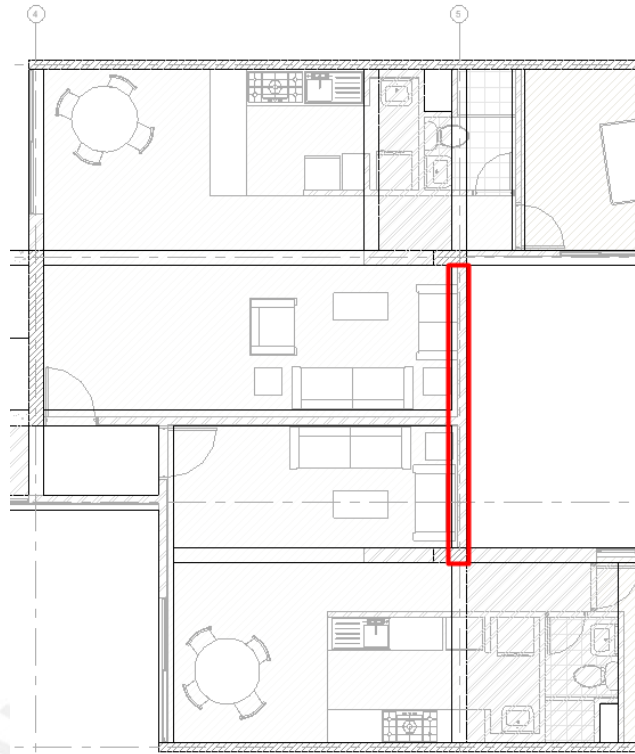


Figura 4.3 Planta de arquitectura sobre viga a metrar

Carga muerta:

$$\text{Peso propio sección} = 0.25 \cdot 0.50 \cdot 2.40 = 0.30 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.10 \cdot (0.25 - 0.15) = 0.01 \text{ ton/m}$$

$$\text{Tabique distribuido} = 0.15 \cdot 2.20 \cdot 1.80 = 0.60 \text{ ton/m}$$

$$\text{Losa aligerada} = 2.30 \cdot 0.30 = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$CM_1 = 0.30 + 0.01 + 0.60 + 0.69 = 1.60 \text{ ton/m}$$

$$CM_2 = 0.30 + 0.01 + 0.60 = 0.91 \text{ ton/m}$$

Carga viva:

$$CV = 0.20 \cdot (0.25 - 0.15) = 0.02 \text{ ton/m}$$

*Nota: El tramo analizado recibe una carga puntual, por carga muerta y viva, debido a la viga perpendicular, para la cual se realiza un metrado siguiendo el mismo procedimiento y se calcula la reacción en el apoyo. Esto se desarrollará mediante software y es parte del Capítulo 8 correspondiente al diseño de vigas.

4.5. Medrado de cargas en columnas y muros de corte

En el caso de los elementos verticales, se realiza un medrado manual considerando su área tributaria con un procedimiento similar al realizado para las vigas. Este resultado es aproximado, debido a que las cargas de los elementos horizontales se distribuyen de acuerdo a las rigideces de sus apoyos, mientras que el área tributaria considera la mitad de las luces; sin embargo, se obtiene un valor confiable para comprobar resultados obtenidos mediante software. A continuación, se realizará el medrado manual para la columna ubicada entre los ejes B-2 que fue predimensionada en el Capítulo 3.

Carga muerta:

Cálculo de área tributaria y longitud de tabiques:

$$\text{Área vigas con tabique} = (2.38 + 1.87) \cdot 0.25 = 1.06 \text{ m}^2$$

$$\text{Área vigas sin tabique} = (1.08 + 1.35 + 1.90) \cdot 0.25 = 1.08 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losas aligeradas} = 3.54 + 4.98 + 5.60 = 14.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Área losa maciza} = 4.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Longitud tabiques 25 cm} = 2.38 + 1.87 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{Longitud tabiques 15 cm} = 1.25 + 1.55 = 2.80 \text{ m}$$

Cálculo de cargas:

$$\text{Carga de vigas} = (1.08 + 1.06) \cdot 0.5 \cdot 2.40 = 2.57 \text{ ton}$$

$$\text{Carga de losas aligeradas} = 14.12 \cdot 0.30 = 4.24 \text{ ton}$$

$$\text{Carga de losa maciza} = 4.00 \cdot 0.20 \cdot 2.4 = 1.92 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio columna} = 0.25 \cdot 0.75 \cdot 2.70 \cdot 2.40 = 1.22 \text{ ton}$$

$$\text{Carga piso terminado} = (1.08 + 14.12 + 4.00) \cdot 0.10 = 1.92 \text{ ton}$$

$$\text{Carga tabiques} = (4.25 \cdot 0.25 + 2.80 \cdot 0.15) \cdot (1.80 \cdot 2.50) = 6.67 \text{ ton}$$

Cálculo de cargas muertas por tramo:

$$CM_{\text{típico}} = 2.57 + 4.24 + 1.92 + 1.22 + 1.92 + 6.67 = 18.54 \text{ ton}$$

$$CM_{azotea} = 2.57 + 4.24 + 1.92 + 1.22 = 9.95 \text{ ton}$$

Carga viva:

$$CV_{típico} = (1.08 + 14.12 + 4.00) \cdot 0.20 = 3.84 \text{ ton}$$

$$CV_{azotea} = (1.08 + 1.06 + 14.12 + 4.00) \cdot 0.10 = 2.03 \text{ ton}$$

Metrado total de la columna en su base:

$$CM = 8 \cdot 18.54 + 9.95 = 158.27 \text{ ton}$$

$$CM = 8 \cdot 3.84 + 2.03 = 32.75 \text{ ton}$$

*Nota: Se consideraron, de manera aproximada, ocho pisos típicos (incluyendo el sótano) y un techo de azotea.



Capítulo 5: Análisis sísmico

En el presente capítulo, se desarrollará el análisis sísmico, el cual tiene como objetivo evaluar el desempeño de la estructura durante un movimiento sísmico en sus direcciones principales. Este efecto, al ser ocasionado por un fenómeno natural, genera esfuerzos, reacciones y desplazamientos impredecibles, lo cual, considerando que el Perú se encuentra en una zona sísmica, podría generar consecuencias devastadoras. Por este motivo, la Norma E.030 establece requisitos que permiten proteger a la estructura en el caso de un sismo raro y que tenga un desempeño correcto según su importancia.

5.1. Consideraciones generales

La Norma E.030 (2018), en su artículo 3, explica los objetivos del diseño sismorresistente, los cuales son evitar pérdidas de vidas, mantener activos los servicios básicos y reducir los daños de las propiedades. Para cumplir lo mencionado, establece los siguientes principios:

- La estructura podría presentar daños reparables dentro de los límites aceptables durante sismos moderados según la ubicación.
- La estructura podría presentar daño debido a sismos severos; sin embargo, no debería colapsar ni causar daños graves a sus ocupantes.
- Las edificaciones esenciales deberían permanecer operativas luego de un sismo severo cumpliendo consideraciones especiales indicadas en la Norma E.030.

5.2. Parámetros sísmicos

Factor de zona (Z)

La Norma E.030 (2018), en su artículo 10, determina cuatro zonas sísmicas en el territorio nacional. A cada zona se le asigna un factor Z, el cual se define como la aceleración horizontal máxima presente en un suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en

50 años y es expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad. A continuación, se muestra la división sobre el mapa peruano en la Figura 5.1 y los factores Z correspondientes.



Figura 5.1 Mapa de zonas sísmicas de la Norma E.030 (NTE 2018)

El presente proyecto se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel, provincia de Lima, departamento de Lima, por lo que se ubica en la zona sísmica 4 y, según la Norma E.030 (2018) se le asigna un factor de zona igual a 0.45.

Parámetros del suelo

Como se indica en el artículo 12 de la Norma E.030 (2018), se clasifica al suelo en 4 perfiles según su rigidez obtenida en el estudio de mecánica de suelos (EMS), los cuales son los siguientes: S_0 (roca dura), S_1 (roca o suelos muy rígidos), S_2 (suelos intermedios), S_3 (suelos blandos) y S_4 (condiciones excepcionales). Posteriormente, se determina el parámetro de amplificación del suelo (S) considerando la zona sísmica Z , y los periodos T_P y T_L del espectro de aceleraciones.

A partir de los resultados del EMS, se determinó un perfil de suelo S_1 , el cual corresponde a un suelo rígido. Por lo tanto, según la Norma E.030 (2018) se le asigna un parámetro S igual a 1 y los periodos T_P y T_L corresponden a los valores 0.40 y 2.50 segundos respectivamente.

Factor de amplificación sísmica (C)

Este coeficiente se define como el factor de amplificación para la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración del suelo. Este valor se calcula según el rango en el que se encuentre el periodo de la estructura, el cual se define con las siguientes expresiones según la Norma E.030 (2018):

$$\begin{aligned} T < T_p & C = 2.50 \\ T_p < T < T_L & C = 2.50 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & C = 2.50 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

Factor de uso (U)

Según la Norma E.030 (2018), en su artículo 10, se define el factor de uso según la clasificación de la edificación. Estas se clasifican en esenciales, importantes, comunes y menores y, a cada caso, le corresponde un factor de uso o importancia distinto. Para el presente proyecto, al tratarse de una edificación de vivienda, se clasifica en una edificación común (Categoría C) y se le asigna un factor de uso igual a 1.

Sistema estructural

El sistema estructural sismorresistente se define según los materiales y la configuración predominantes en cada dirección de análisis. La Norma E.030 (2018) define que, para cada sistema estructural, se asigna un coeficiente básico de reducción, los cuales se muestran, a continuación, para edificaciones de concreto armado.

Tabla 5.1

Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción para estructuras de concreto armado

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción (Ro)
Pórticos	8
Dual	7

Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota: Adaptado de Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones

A partir de la estructuración propuesta, se puede observar la predominancia de muros de corte en la zona central y posterior del edificio; sin embargo, también se presentan columnas en los demás ejes. Debido a esta combinación de elementos sismorresistentes, se podría definir el sistema como muros estructurales o dual. Se asumirá un sistema de muros en ambas direcciones de análisis, cuyo coeficiente básico de reducción será igual a 6; sin embargo, esta asunción será comprobada con los resultados del análisis dinámico, el cual se realizará posteriormente en la presente tesis.

Regularidad estructural

Las estructuras se clasifican en regulares e irregulares, lo cual determinará los requisitos para el procedimiento de análisis y el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R). Esto será determinante para la verificación del desempeño de la estructura, ya que, para el caso de estructuras irregulares, los requerimientos serán mayores, debido a la mayor probabilidad de que no se pueda predecir con exactitud el comportamiento de la estructura durante un movimiento sísmico. Asimismo, la Norma E.030, en su artículo 21.1, establece que, para edificaciones de categoría C (comunes) ubicados en la zona sísmica 4, no se permiten irregularidades extremas. A continuación, se realizará un análisis de cada tipo de irregularidad según la estructuración propuesta.

Factor por irregularidad en altura (I_a)

- Irregularidad de rigidez: Se puede asumir, de manera previa, que no se presentará este tipo de irregularidad debido a la continuidad de elementos verticales y a la altura de entrepiso uniforme en todos los niveles.

- Irregularidad de masa o peso: La similitud entre el primer techo y los casos típicos permiten tener la misma masa en todos los niveles, por lo que se puede asumir que no se presenta dicha irregularidad.
- Irregularidad geométrica vertical: Se presenta la misma planta continua entre los niveles, por lo que no existirá reducción en la geometría.
- Discontinuidad de los sistemas sismorresistentes: La estructura presenta elementos continuos desde la cimentación hasta el último nivel, por lo que se determina que no existe irregularidad por discontinuidad de sistemas.

Factor por irregularidad en planta (I_p)

- Irregularidad torsional: Durante la estructuración, se procuró proveer a la estructura de una rigidez equilibrada en planta para evitar que se produzca torsión en el diafragma. De manera preliminar, se asumirá que no se presenta dicha irregularidad y será comprobado en el apartado correspondiente.
- Irregularidad por esquinas entrantes: Se analizó uno de los tragaluces, en el cual se cuenta con una longitud entrante en la dirección Y-Y igual a 3.15 m, la cual es igual al 27.5% de la longitud total (11.45 m). Por otro lado, la longitud entrante en la dirección X-X es igual a 6.75 m, la cual es igual al 22.58% de la longitud total (29.9 m). Se determina, finalmente, que la planta presenta irregularidad por esquinas entrantes y se le asigna un factor $I_p=0.90$.
- Discontinuidad del diafragma: El área total del diafragma es igual a 269.94 m², mientras que el área con aberturas es igual a 81.88 m²; por lo tanto, se cumple que esta es menor al 50%. Por otro lado, el área transversal resistente cuenta con una longitud sin agujeros igual a 11.45 m, mientras que la zona crítica es igual a 1.65 m, por lo que el porcentaje es 14.41%, el cual es menor a 25%; por

lo tanto, se determina que la planta presenta discontinuidad de diafragma rígido y se asigna un factor $I_p=0.85$.

- Sistemas no paralelos: Se presenta una inclinación en el eje 6 de la estructura; sin embargo, esta es igual a 8° sexagesimales con respecto al eje Y, por lo que no se presenta irregularidad por sistemas no paralelos.

A partir del análisis realizado, se le asigna a la edificación el menor factor obtenido, el cual es igual a 0.85, debido a la discontinuidad del diafragma rígido.

5.3. Modelo para el análisis estructural

Con la finalidad de realizar el análisis estructural de la edificación, se realizó un modelo 3D utilizando el software ETABS 20, en el cual se asume un diafragma rígido y tres grados de libertad en cada uno (2 traslacionales y 1 rotacional). En primer lugar, se asignaron las propiedades de los materiales utilizados en la estructura, es decir, el concreto y el acero. Además, según el comportamiento de cada elemento estructural, se definieron distintos tipos de secciones. Entre estas, se definieron para las vigas y columnas elementos tipo “*frame*”; para las losas, elementos tipo “*membrane*” para permitir solo transmisión de cargas; y, para los muros, elementos tipo “*shell*”, a los cuales se les asignó una división interna “*automesh*” de cuadrículas de 1m x 1m. Cabe resaltar que la losa que conecta los dos bloques de la estructura al lado de la escalera se modeló como elemento tipo “*shell*” en todos los niveles para permitir las deformaciones en su plano y obtener desplazamientos más certeros

En segundo lugar, se asignaron las cargas por gravedad de la edificación, las cuales fueron asignadas de manera manual en cada elemento estructural y adicionada a su peso propio calculado automáticamente con la sección de concreto por el mismo programa. Sin embargo, debido a que las losas aligeradas se modelaron como membranas y estos son elementos de sección sólida, se redujo el espesor para las losas a 0.001 m para poder asignar los pesos propios según lo indicado en la Norma E.020 (2006).

En tercer lugar, el comportamiento de la transmisión de momentos entre vigas y elementos verticales se designó a partir del análisis de la longitud de desarrollo con gancho estándar, la cual permite el desarrollo de la reacción de momento en el empotramiento. Si esta longitud requerida no se cumplió, se asignó un “*release*”, el cual indica al programa que en esa conexión se generará primero la falla frágil antes de llegar al momento último y se comportará como una rótula; esto permitirá asignar una rigidez reducida al edificio en dichos pórticos, ya que será el caso desfavorable. Por otro lado, en los apoyos con columnas, debido a que son elementos tipo “*frame*” se asignó un brazo rígido automático igual a la sección del elemento vertical.

Finalmente, se asignaron los parámetros sísmicos indicados en el apartado previo para generar el espectro de pseudo aceleraciones y se asignó el peso sísmico de la edificación utilizando el 25% de la carga viva y el 100% de la carga muerta. Finalmente, es importante mencionar que se definió diafragmas rígidos a todos los niveles del edificio sin contar el sótano, el cual no se involucra durante el análisis sísmico según lo asignado en el software.

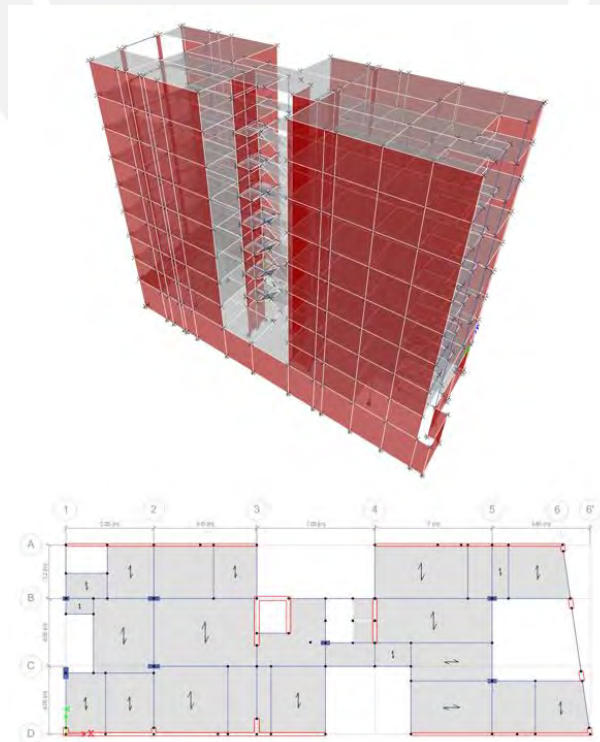


Figura 5.2 Vista 3D y planta típica del modelo estructural en ETABS

5.4. Análisis modal

Se asignó 3 modos de vibración por nivel de la súper estructura, por lo que, en total, se determinó un total de 24 modos. A partir de esta definición, se realizó el análisis modal de la edificación para la obtención de los periodos y se identificó los valores correspondientes a los modos fundamentales en cada dirección de análisis. Como se puede apreciar en la Tabla 5.2, el periodo en la dirección X-X corresponde al tercer modo de vibración y presenta un valor igual a 0.216 s, mientras que, en la dirección Y-Y, el periodo corresponde al primer modo de vibración y presenta un valor igual a 0.787 s. A partir de lo indicado, se puede concluir que esta diferencia de valores se debe a la mayor rigidez en la dirección X-X y, además, se observa que el porcentaje acumulado de masas efectivas es igual al 100%. Se verifica, finalmente, que el modelamiento de la edificación en el software fue correcto y se puede proseguir con el análisis sísmico.

Tabla 5.2

Periodos correspondientes a los modos de vibración de la estructura

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva (%)			Acumulado (%)		
		U X	U Y	R Z	U X	U Y	R Z
1	0.787	0.02%	74.01%	0.14%	0.02%	74.01%	0.14%
2	0.343	4.64%	0.31%	68.93%	4.66%	74.32%	69.07%
3	0.216	67.68%	0.03%	5.43%	72.34%	74.35%	74.50%
4	0.202	0.17%	14.58%	0.10%	72.51%	88.93%	74.60%
5	0.091	0.14%	4.61%	2.51%	72.65%	93.54%	77.11%
6	0.089	0.70%	0.82%	14.27%	73.35%	94.36%	91.38%
7	0.054	18.24%	0.00%	0.67%	91.59%	94.36%	92.05%
8	0.053	0.02%	2.57%	0.01%	91.61%	96.93%	92.06%
9	0.045	0.33%	0.01%	4.18%	91.94%	96.94%	96.24%
10	0.036	0.00%	1.31%	0.01%	91.94%	98.25%	96.25%
11	0.031	0.00%	0.01%	1.88%	91.94%	98.26%	98.13%
12	0.027	0.24%	0.64%	0.02%	92.18%	98.90%	98.15%
13	0.027	4.17%	0.04%	0.01%	96.35%	98.94%	98.16%
14	0.024	0.00%	0.01%	0.87%	96.35%	98.95%	99.03%
15	0.022	0.00%	0.34%	0.01%	96.35%	99.29%	99.04%
16	0.019	0.02%	0.00%	0.45%	96.37%	99.29%	99.49%
17	0.019	0.00%	0.12%	0.01%	96.38%	99.41%	99.50%

18	0.018	1.77%	0.00%	0.03%	98.15%	99.41%	99.53%
19	0.017	0.01%	0.00%	0.26%	98.16%	99.42%	99.79%
20	0.015	0.00%	0.00%	0.13%	98.16%	99.42%	99.92%
21	0.015	0.00%	0.00%	0.00%	98.16%	99.42%	99.92%
22	0.014	0.77%	0.00%	0.01%	98.93%	99.42%	99.93%
23	0.012	0.35%	0.00%	0.00%	99.28%	99.42%	99.93%
24	0.011	0.13%	0.00%	0.00%	99.41%	99.42%	99.93%

5.5. Análisis estático

Este análisis sísmico, según indica la Norma E.030 (2018), se puede aplicar a estructuras regulares e irregulares presentes en la zona sísmica 1 y, en las otras zonas, solo es aplicable a estructuras regulares cuya altura es igual o menor a 30 m. Por este motivo, no es adecuado realizar este análisis en el presente proyecto para la obtención de resultados para el diseño; sin embargo, se desarrollará con la finalidad de ejemplificación y la posterior amplificación del análisis dinámico. A continuación, se mostrará el peso sísmico en cada uno de los niveles presentes en la edificación con su correspondiente altura.

Tabla 5.3

Pesos sísmicos y elevaciones de los diafragmas rígidos presentes en la estructura

Nivel	Peso (ton)	Elevación (m)
Techo 8	182.22	21.6
Techo 7	328.05	18.9
Techo 6	329.88	16.2
Techo 5	329.88	13.5
Techo 4	329.88	10.8
Techo 3	329.88	8.1
Techo 2	329.88	5.4
Techo 1	333.53	2.7

A partir de los resultados mostrados en la Tabla 5.3, se calcula el peso sísmico total de la edificación igual a 2493.22 ton. Por otro lado, para el cálculo de la fuerza cortante basal de la edificación, la Norma E.030, en su artículo 28.2, indica la fórmula mostrada a continuación, la cual debe cumplir que el valor de C/R no debe ser menor a 0.11.

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

Dirección X-X:

$$\frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1.05}{5.1} = 0.2316$$

$$V_{X-X} = 577.473 \text{ ton}$$

Dirección Y-Y:

$$\frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 1.27 \cdot 1.05}{5.1} = 0.1177$$

$$V_{Y-Y} = 293.51 \text{ ton}$$

Una vez calculado este valor, se continúa con la distribución de la fuerza cortante en cada entrepiso de la estructura. Para ello, la Norma E.030 (2018), en su artículo 28.3, indica las fórmulas mostradas a continuación y se obtiene los resultados correspondientes al presente proyecto.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

Donde:

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$T \leq 0.5 \text{ s} \rightarrow k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ s} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T)$$

Tabla 5.4

Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X

Nivel	Pi·hi ^k	α _i	Fi x (ton)
Techo 8	3935.91	0.136	78.78
Techo 7	6200.19	0.215	124.10
Techo 6	5344.12	0.185	106.97
Techo 5	4453.44	0.154	89.14

Techo 4	3562.75	0.123	71.31
Techo 3	2672.06	0.093	53.48
Techo 2	1781.37	0.062	35.66
Techo 1	900.52	0.031	18.02

Tabla 5.5

Fuerzas cortantes de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y

Nivel	Pi·hi ^k	α_i	Fi Y (ton)
Techo 8	6117.02	0.146	42.81
Techo 7	9453.17	0.225	66.16
Techo 6	7969.70	0.190	55.78
Techo 5	6469.91	0.154	45.28
Techo 4	5012.81	0.120	35.08
Techo 3	3607.56	0.086	25.25
Techo 2	2269.10	0.054	15.88
Techo 1	1038.47	0.025	7.27

Estas fuerzas cortantes calculadas se aplican en el modelo a cada uno de los diafragmas, para calcular su desplazamiento máximo, el cual permitirá analizar las derivas y se definen como el desplazamiento relativo de entrepiso con respecto a su altura. El valor obtenido en cada nivel, según indica la Norma E.030 (2018) en su artículo 32, debe ser inferior a 0.007 para estructuras de concreto armado. Adicionalmente, la Norma indica en su artículo 31, que, debido a que los desplazamientos obtenidos son elásticos, estos se deben amplificar multiplicándose por el valor 0.85R para estructuras irregulares como la desarrollada en la presente tesis. Adicionalmente, se incluye una excentricidad accidental del 5% por diafragma.

Tabla 5.6

Derivas de entrepiso del análisis estático en la dirección X-X

Nivel	Desplazamiento (cm)	Desp. · 0.85R	Desp. Relativo	Deriva
Techo 8	0.579	2.511	0.339	0.0013
Techo 7	0.501	2.171	0.351	0.0013

Techo 6	0.420	1.821	0.362	0.0013
Techo 5	0.336	1.458	0.362	0.0013
Techo 4	0.253	1.096	0.346	0.0013
Techo 3	0.173	0.750	0.313	0.0012
Techo 2	0.101	0.437	0.260	0.0010
Techo 1	0.041	0.176	0.176	0.0007

Tabla 5.7

Derivas de entrepiso del análisis estático en la dirección Y-Y

Nivel	Desplazamiento (cm)	Desp. $\cdot 0.85R$	Desp. Relativo	Deriva
Techo 8	3.367	14.596	1.574	0.0058
Techo 7	3.004	13.022	1.785	0.0066
Techo 6	2.592	11.237	1.997	0.0074
Techo 5	2.131	9.240	2.162	0.0080
Techo 4	1.633	7.078	2.215	0.0082
Techo 3	1.122	4.863	2.088	0.0077
Techo 2	0.640	2.774	1.757	0.0065
Techo 1	0.235	1.017	1.017	0.0038

Como se puede observar en las tablas mostradas, las derivas obtenidas en cada nivel cumplen en la dirección X-X con lo estipulado en la Norma E.030, lo cual era predecible debido a la rigidez presente en ese eje; sin embargo, en la dirección Y-Y son sobrepasadas. Este resultado no es determinante debido a que, como se mencionó al inicio de este apartado, el análisis estático no sería aplicable para el diseño de una estructura irregular en la zona 4, por lo que el diseño será definido por el análisis dinámico.

5.6. Análisis dinámico

La Norma E.030 (2018), en su Artículo 29, indica que toda estructura puede ser diseñada utilizando resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral. Este método de análisis permite resultados más precisos y cercanos al comportamiento real de la estructura debido a que toma en consideración todos los modos de vibración presentes. Para

obtener las pseudo-aceleraciones involucradas en cada dirección horizontal de análisis, se utiliza la siguiente ecuación:

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

A partir de la ecuación mostrada, se puede observar que la pseudo-aceleración se calcula con los parámetros sísmicos, coeficiente de reducción y aceleración de la gravedad. Sin embargo, a diferencia del caso estático, el valor de C no es constante debido a está en función del periodo y el análisis dinámico involucra todos los modos de vibración presentes en la estructura. A continuación, se presenta el espectro de pseudo-aceleraciones obtenido para el presente proyecto a partir del software ETABS, para el cual se consideró, según indica el Artículo 29.3.3 de la Norma E.030 (2018), un amortiguamiento crítico igual al 5%.

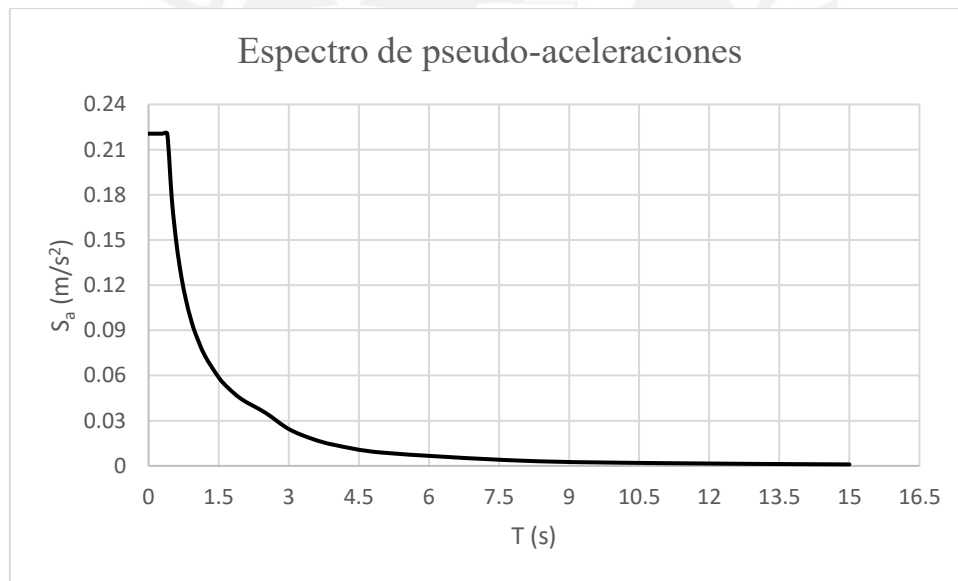


Figura 5.3 Espectro de pseudo-aceleraciones

Una vez definido el espectro de pseudo aceleraciones, se generan las funciones sísmicas para cada dirección de análisis. Para ello, el Artículo 29.5 de la Norma E.030 (2018) indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección de análisis igual al 5% de la dimensión del edificio también perpendicular a la dirección analizada. Este requisito permite un diseño que se desempeñe correctamente frente a la incertidumbre de la

localización del centro de masa en cada nivel. Por otro lado, en el Artículo 29.3.2, se indica que la combinación CQC será la idónea para calcular la respuesta en conjunto de todos los modos de vibración presentes en la estructura.

Los resultados del análisis dinámico mantienen las mismas consideraciones mencionadas para el caso estático. Por ello, debido a que el desplazamiento obtenido en cada entrepiso mediante el software es elástico, también será amplificado por el valor del 85% del factor de reducción. Además, a diferencia del análisis de resultados obtenidos con el caso estático, el valor máximo de la deriva obtenida debe ser precisamente menor al máximo indicado por la Norma E.030, ya que se trata de un análisis más preciso. A continuación, se muestran las derivas máximas y promedio obtenidas en cada entrepiso a partir del software ETABS.

Tabla 5.8

Derivas máximas y promedio en la dirección X-X obtenidas del análisis dinámico

Nivel	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 8	0.0010	0.0010	1.07
Techo 7	0.0011	0.0010	1.07
Techo 6	0.0011	0.0010	1.06
Techo 5	0.0011	0.0010	1.06
Techo 4	0.0011	0.0010	1.07
Techo 3	0.0010	0.0009	1.08
Techo 2	0.0009	0.0008	1.09
Techo 1	0.0007	0.0006	1.12

Tabla 5.9

Derivas máximas y promedio en la dirección Y-Y obtenidas del análisis dinámico

Nivel	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
Techo 8	0.0056	0.0054	1.05
Techo 7	0.0062	0.0059	1.04

Techo 6	0.0066	0.0064	1.04
Techo 5	0.0070	0.0068	1.03
Techo 4	0.0070	0.0068	1.03
Techo 3	0.0066	0.0065	1.02
Techo 2	0.0056	0.0055	1.02
Techo 1	0.0038	0.0037	1.03

Como se puede apreciar en los resultados de las tablas mostradas, las derivas máximas son inferiores al valor requerido por la Norma E.030 para estructuras de concreto armado, por lo que la estructuración es correcta y cumple con los requisitos del reglamento para los desplazamientos. Posteriormente, se realiza un análisis de la cortante basal obtenida en comparación con el caso estático. Para ello, según la Norma E.030 en su Artículo 29.4, la cortante basal dinámica no puede ser menor que el 90% del caso estático para estructuras irregulares, por lo que, si fuese necesario, se debe amplificar para cumplir con dicho valor mínimo. A continuación, se muestra la comparación y los factores de escalamiento del sismo requeridos en cada dirección de análisis.

Tabla 5.10

Fuerzas cortantes del caso estático, dinámico y factor de escalamiento del sismo

Dirección	V Dinámico (ton)	V Estático (ton)	90% V Estático	Factor de escalamiento	Fuerza cortante de diseño (ton)
X-X	399.02	577.47	519.73	1.30	519.73
Y-Y	230.89	293.51	264.16	1.14	264.16

5.7. Verificación de consideraciones iniciales

A continuación, se realizará la comprobación de las consideraciones iniciales de regularidad estructural:

Irregularidad de rigidez:

A partir del modelo, se obtiene los valores para la rigidez de cada entrepiso.

Tabla 5.11

Rigideces de entrepiso en la dirección X-X

Nivel	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 superiores (tonf/m)
Techo 8	101303.05	-	-
Techo 7	247647.53	70912.13	-
Techo 6	367009.21	173353.27	-
Techo 5	473399.25	256906.45	238653.26
Techo 4	582911.45	331379.48	362685.33
Techo 3	718132.97	408038.01	474439.97
Techo 2	923701.65	502693.08	591481.22
Techo 1	1408054.54	646591.16	741582.02

Tabla 5.12

Rigideces de entrepiso en la dirección Y-Y

Nivel	Rigidez lateral (tonf/m)	70% superior (ton/m)	80% promedio 3 superiores (tonf/m)
Techo 8	11879.20	-	-
Techo 7	26149.77	8315.44	-
Techo 6	35390.15	18304.84	-
Techo 5	41970.34	24773.11	24473.04
Techo 4	48311.10	29379.24	34503.42
Techo 3	58023.80	33817.77	41890.53
Techo 2	78887.59	40616.66	49435.08
Techo 1	126398.44	55221.31	61740.83

Se comprueba, a partir de las tablas mostradas, que la estructura cumple con tener una rigidez de entrepiso mayor al 70% de la rigidez del nivel superior y al 80% del promedio de los tres niveles superiores. Por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de rigidez o piso blando y la consideración inicial fue correcta.

Irregularidad torsional:

Como se mencionó previamente, la edificación presenta asimetría con respecto a la dirección Y-Y, por lo que, a partir de la Tabla 5.9, se puede observar que los ratios obtenidos entre la derivas máximas y promedios en cada entrepiso son menores a 1.30. Por lo tanto, se concluye que la estructura no presenta irregularidad por torsión en planta.

Se comprueba, finalmente, que los factores por irregularidad asumidos previamente son correctos y se continua con el diseño de la estructura.

Análisis de la conexión central de la estructura

El edificio presenta una conexión central entre los dos bloques al lado de la escalera (Ver Figura 5.4), la cual genera una reducción en planta considerable respecto al ancho total. Sin embargo, durante el modelado del edificio para el análisis dinámico, se consideró toda la planta como un solo diafragma, ya que este efecto estaría teóricamente controlado por la losa maciza y el factor de reducción calculado por irregularidad en planta. Por este motivo, se realizará la verificación de los desplazamientos como una conexión deformable en el centro con dos diafragmas y se compararán los periodos fundamentales obtenidos con el caso idealizado inicial, de modo que se podría plantear la aproximación mediante un modelo con diafragma rígido en todo el nivel si se demuestra que la variación es despreciable.

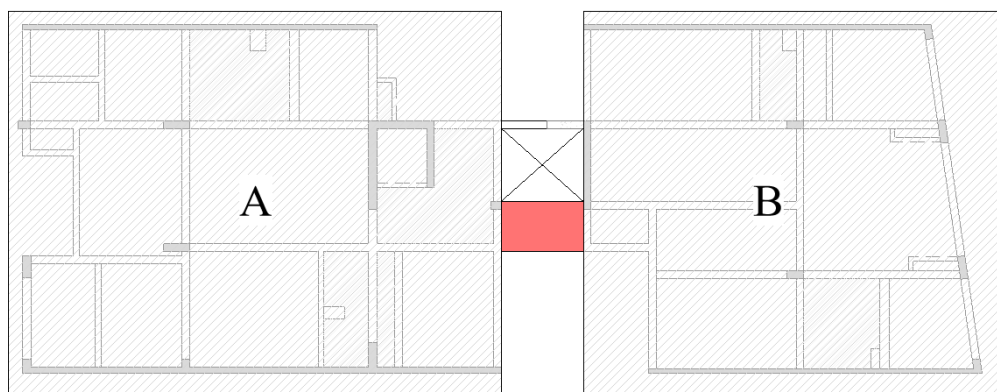


Figura 5.4 Conexión flexible a analizar entre diafragmas A y B de la estructura

Se realiza el análisis modal del caso con dos diafragmas unidos por una conexión flexible, la cual se idealiza mediante una losa tipo “*shell*”, para poder verificar los esfuerzos y permitir su deformación, y rótulas en las vigas que conectan los bloques A y B, y se realiza la comparación con el caso de un solo diafragma rígido.

Tabla 5.13

Comparación de periodos y masas participativas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible

Dirección	Modelo con un diafragma		Modelo con un diafragma		Diferencia respecto a un diafragma (%)
	Periodo	Masa	Periodo	Masa	
	(s)	efectiva (%)	(s)	efectiva (%)	
X-X	0.787	74.01%	0.791	74.00%	0.51%
Y-Y	0.216	67.68%	0.218	67.61%	0.93%

Se observa que la diferencia entre ambos casos es mayor en el eje Y-Y e igual a 0.93%; sin embargo, esta no es considerable y se puede concluir que se obtiene una idealización correcta con los periodos asumidos inicialmente. Luego, se realiza la comparación, del mismo modo, entre las derivas inelásticas máximas en cada nivel.

Tabla 5.14

Comparación entre las derivas inelásticas máximas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible en la dirección X-X

Nivel	Deriva inelástica con un diafragma	Deriva inelástica en A	Deriva inelástica en B	Diferencia entre A y un diafragma (%)	Diferencia entre B y un diafragma (%)
Techo 8	0.00103	0.00108	0.00107	4.85%	3.64%
Techo 7	0.00108	0.00114	0.00113	5.28%	4.42%
Techo 6	0.00110	0.00116	0.00117	4.98%	5.64%
Techo 5	0.00110	0.00114	0.00118	3.44%	6.04%
Techo 4	0.00108	0.00108	0.00114	0.09%	5.28%

Techo 3	0.00100	0.00098	0.00105	2.00%	4.30%
Techo 2	0.00087	0.00086	0.00089	1.49%	2.24%
Techo 1	0.00070	0.00070	0.00069	0.14%	0.72%

Tabla 5.15

Comparación entre las derivas inelásticas máximas entre modelo con diafragma rígido y con conexión flexible en la dirección Y-Y

Nivel	Deriva inelástica con un diafragma	Deriva inelástica en A	Deriva inelástica en B	Diferencia entre A y un diafragma (%)	Diferencia entre B y un diafragma (%)
Techo 8	0.00565	0.00543	0.00518	3.88%	9.14%
Techo 7	0.00617	0.00598	0.00577	3.03%	6.97%
Techo 6	0.00665	0.00647	0.00628	2.72%	5.76%
Techo 5	0.00696	0.00680	0.00662	2.41%	5.15%
Techo 4	0.00700	0.00685	0.00669	2.14%	4.59%
Techo 3	0.00661	0.00648	0.00639	1.89%	3.41%
Techo 2	0.00563	0.00556	0.00556	1.21%	1.22%
Techo 1	0.00377	0.00375	0.00373	0.40%	0.91%

Se observa que la mayor diferencia sucede en la dirección Y-Y, la cual es la dirección menos rígida y obtiene un valor igual a 9.14% en el Techo 8; sin embargo, a pesar de que realmente podría surgir un diafragma rígido en ese nivel al mantener un vaciado íntegro en el techo de la escalera, este valor aún puede ser despreciado.

Posteriormente, se procede a realizar el diseño por corte en la losa de la conexión analizada, en la cual la sección de concreto será la única resistente a dichos esfuerzos, debido a que las losas no presentan estribos.

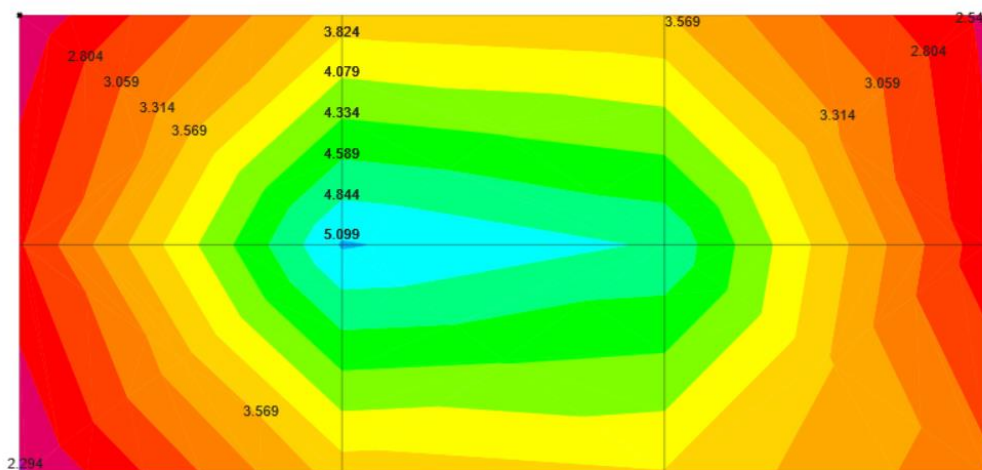


Figura 5.5 Fuerzas (ton/m) del análisis sísmico en la losa de conexión en el Techo 5

El caso más crítico sucede en el piso 6 (Ver Figura 5.5), de la cual se obtienen las fuerzas cortantes en el plano transversal de la losa, cuyo valor máximo es igual a 5.10 ton/m. Se analiza la sección resistente de la losa, cuyo ancho es igual a 1.65 m y su espesor igual a 0.20 m, mediante la siguiente ecuación presentada en el Capítulo 3.

$$\phi V_c = \phi 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot (0.80 \cdot 165) = 17.23 \text{ ton}$$

$$V_u = 5.10 \cdot 1.65 = 8.42 \text{ ton} < V_c$$

Se observa que la sección resiste la fuerza cortante aplicada, por lo que la conexión flexible satisface los requerimientos de resistencia. Así mismo, se concluye que el modelo asumido con un diafragma es coherente con el comportamiento de una estructura con dos diafragmas unidos mediante una conexión flexible, por lo que se puede asegurar que se puede continuar con el diseño de los elementos estructurales con dicha idealización y se obtendrán resultados aproximados al comportamiento real de la estructura.

Por otro lado, como segunda verificación, se aplicará un sismo estático a cada bloque según su masa considerando direcciones contrarias y considerando un diafragma semirígido. A partir de este análisis, se obtiene la fuerza cortante máxima en la losa central de conexión.

Tabla 5.16

Fuerzas laterales aplicadas a cada bloque en dirección inversa

Nivel	Bloque	F lateral (ton)
Techo 8	A	21.11
Techo 8	B	-15.93
Techo 7	A	26.48
Techo 7	B	-21.19
Techo 6	A	22.32
Techo 6	B	-17.83
Techo 5	A	18.12
Techo 5	B	-14.47
Techo 4	A	14.04
Techo 4	B	-11.21
Techo 3	A	10.1
Techo 3	B	-8.07
Techo 2	A	6.35
Techo 2	B	-5.08
Techo 1	A	3.59
Techo 1	B	-2.68

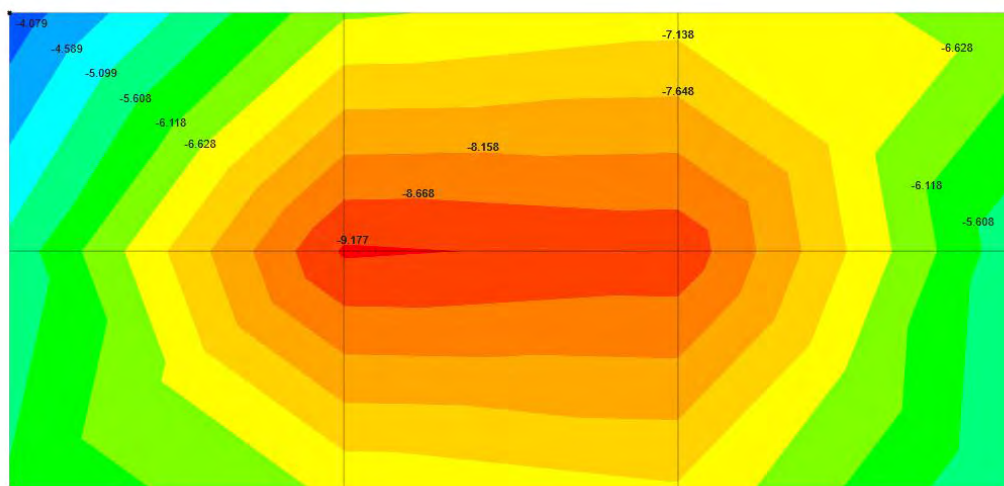


Figura 5.6 Fuerzas (ton/m) del análisis sísmico en la losa de conexión en dos direcciones en el Techo 5

$$Vu = 9.24 \cdot 1.65 = 15.25 \text{ ton} < Vc$$

Finalmente, se comprueba que la losa de conexión, incluyendo un caso crítico con dos bloques con direcciones independientes, permite resistir la fuerza cortante en el plano de la losa debido al sismo.

5.8. Junta de separación sísmica

La Norma E.030 (2018), en su Artículo 33, define la medida de la junta de separación entre la estructura a diseñar y edificaciones vecinas desde el nivel del terreno natural para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia total es menor o igual que los 2/3 de la suma de desplazamientos máximos de ambas edificaciones o que la siguiente expresión:

$$s = 0.006h \geq 0.03 \text{ m}$$

Por otro lado, una edificación debe separarse de su límite de propiedad la menor distancia entre los 2/3 de su desplazamiento máximo calculado según el Artículo 31 de la Norma E.030 y $s/2$. Sin embargo, si la estructura adyacente no presenta la junta sísmica reglamentaria, el edificio se separará la distancia de la junta sísmica total con respecto a su límite de propiedad. Para el presente proyecto, se considerará el desplazamiento máximo de la dirección Y-Y por ser el más desfavorable y se asume que las edificaciones sísmicas cuentan con su junta sísmica reglamentaria con respecto a sus límites de propiedad.

$$s = 0.006 \cdot 21.6 = 0.1296 \text{ m} \quad \frac{s}{2} = 0.0648 \text{ m}$$

$$\text{desp. inelástico máximo} = 0.1289 \text{ m} \quad \frac{2}{3} \cdot \text{desp. máximo} = 0.0859 \text{ m}$$

Se determina, finalmente, una junta sísmica igual a 10 cm para la presente edificación la cual corresponde a redondear a un valor exacto superior los 2/3 del desplazamiento máximo inelástico.

Capítulo 6: Diseño de Losas Aligeradas

6.1. Análisis estructural

Como se menciona en la Norma E.060, las losas no reciben solicitaciones sísmicas considerables, es por ello que su diseño se define por la combinación de 1.4CM+1.7CV y el modelado para el análisis sísmico puede realizarse mediante elementos membrana, como se efectuó en el apartado correspondiente. Asimismo, para el análisis estructural se asumirá una viga sometida a flexión pura a la cual se le aplicará las cargas obtenidas mediante el metrado de cargas.

6.2. Diseño por flexión

Para el diseño de las viguetas de las losas aligeradas, se aplicará el concepto del Diseño por Resistencia, el cual fue explicado en el Capítulo 1. En este caso, el factor de reducción por flexión $\Phi = 0.90$ y se analizarán estos elementos como vigas en forma de T de peralte 20 cm, 40 cm de ancho del ala, con un espesor de 5 cm de espesor de losa y un alma de 10 cm de ancho. A partir de dicha geometría, se calcularán los momentos negativos considerando la sección de concreto rectangular inferior de la vigueta, mientras que una sección rectangular de compresión de 40 cm de ancho para los momentos positivos. En este último, se debe verificar que la zona de compresión se encuentra dentro de los 5 cm superiores de la vigueta.

Asimismo, se muestra, a continuación, las ecuaciones obtenidas del equilibrio de fuerzas y momentos en una sección rectangular de concreto armado.

$$Mn = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$A_s \cdot f_y = a \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b$$

Donde: b = Ancho de la sección

d = Peralte efectivo

b_w = Ancho de la sección

a = Altura del bloque de compresión

A_s = Acero requerido

Luego, aplicando el concepto del Diseño por Resistencia, se puede reemplazar el momento nominal (M_n) en función del factor de reducción y el momento último (M_u) obtenido para el caso analizado, y, posteriormente, despejar la ecuación para el cálculo de la altura del bloque de compresión (a). Finalmente, se obtiene la siguiente ecuación, cuyo resultado se podrá reemplazar en las ecuaciones anteriores para la obtención del acero requerido (A_s).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Por otro lado, la Norma E.060, en su Artículo 10.5.2, indica una fórmula para el cálculo del acero mínimo por tracción necesario para que la resistencia de la sección sea mayor o igual que 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta. Sin embargo, no será necesaria la verificación de esta desigualdad si el acero instalado es mayor o igual que 1.3 veces el área de acero requerida. A continuación, se muestra la ecuación para el cálculo del acero mínimo para secciones rectangulares.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

Asimismo, para el cálculo del acero máximo, la Norma E.060, en su Artículo 10.3.4, indica que el refuerzo de acero en tracción para elementos no pre-esforzados sujetos a flexión o flexocompresión no deben exceder de 0.75 del área de acero balanceado. La cuantía balanceada que se obtiene para una sección rectangular con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ es igual a 2.13%, la cual se puede aplicar para el caso de las viguetas.

6.3. Diseño por corte

Debido a que las losas aligeradas no llevan estribos, la fuerza cortante deberá ser resistida solo por la sección de concreto. Por este motivo, la Norma E.060 indica que la

resistencia de diseño del concreto puede ser aumentada en un 10% y se representa con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 1.1 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Se debe aplicar el diseño por resistencia considerando la fuerza cortante última obtenida a una distancia igual al peralte efectivo (d) desde la cara de los apoyos. Sin embargo, si no se cumple la resistencia requerida, se deberá aumentar la sección de concreto retirando ladrillos en el extremo de la losa adyacente al apoyo a reforzar. Para ello, se puede optar por realizar ensanches alternados, los cuales aumentan el ancho de la sección a 25 cm, o ensanches corridos, los cuales aumentan la sección a 40 cm.

6.4. Refuerzo por contracción y temperatura

La Norma E.060, en su Artículo 9.7.2, indica las cuantías mínimas para el control de la fisuración ocasionada por los cambios volumétricos del concreto. Para el presente caso, al utilizarse varillas de acero corrugado con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, la cuantía mínima, con respecto a la sección bruta de concreto, es igual a 0.0018. Por otro lado, el espaciamiento de las barras no debe ser mayor que 5 veces el peralte de la losa ni mayor que 40 cm.

6.5. Corte del acero

El corte del acero por flexión se realizará a partir del punto teórico obtenido del diagrama de momento flector para cada vigueta analizada. A esta longitud, se le adicionará una distancia igual al menor valor entre d o $12db$, donde db es el diámetro de la varilla longitudinal utilizada.

6.6. Control de deflexiones

Como indica la Norma E.060, en su Artículo 9.6, los elementos de concreto armado sometidos a flexión deben cumplir con la rigidez necesaria para evitar cualquier deformación que pueda afectar la resistencia o el comportamiento de la estructura bajo cargas de servicio. Para cumplir dicho objetivo, la Norma determina espesores mínimos, según sus condiciones

de apoyo, para vigas o losas nervadas en una dirección con los que no sería necesario verificar manualmente las deflexiones.

Tabla 6.1

Peraltes o espesores mínimos para vigas o losas no pre-esforzadas en una dirección

Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

6.7. Ejemplo de diseño

Se realizará el ejemplo de diseño de la vigueta presente entre los ejes A-D y 2-3, la cual fue metrada en el capítulo correspondiente. Posteriormente, se realiza el modelo estructural del elemento y se obtienen los diagramas de momento flector y fuerza cortante.

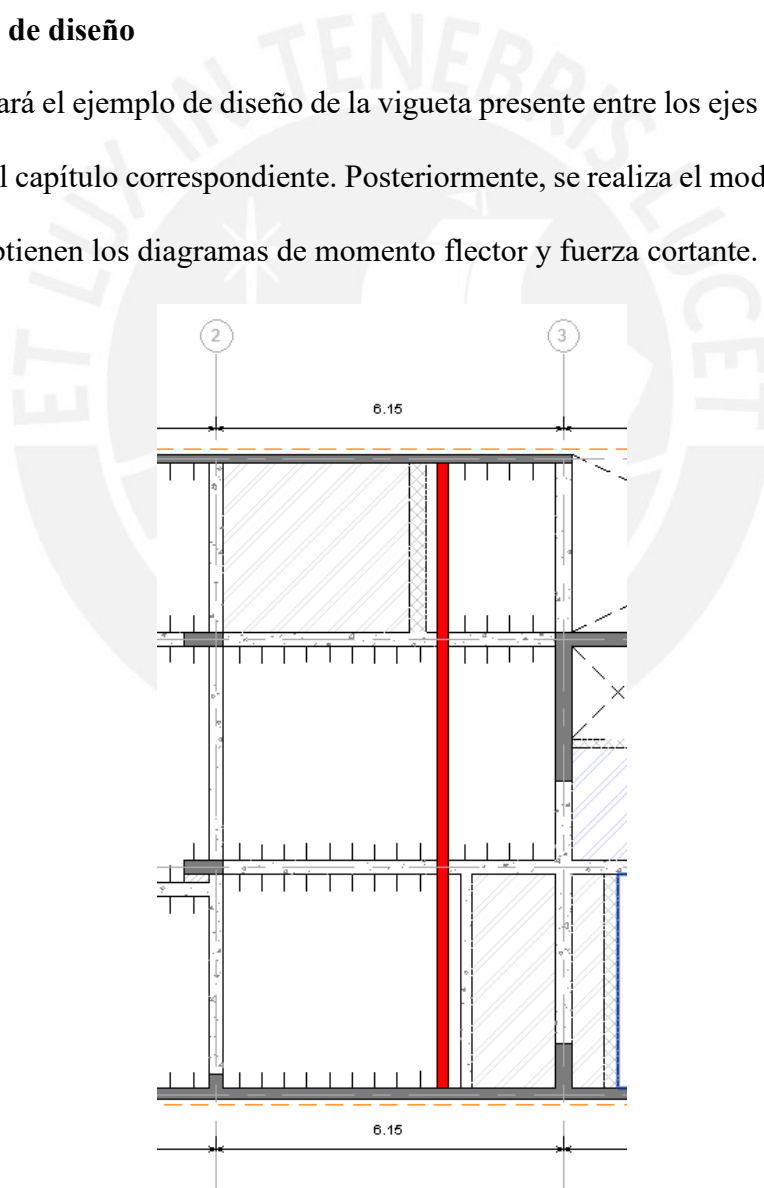


Figura 6.1 Vigueta entre ejes A-D/2-3 utilizada para ejemplo de diseño

Carga muerta:

$$CM \text{ distribuida} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$CM \text{ puntual del tabique} = 0.85 \text{ ton}$$

Carga viva:

$$CV = 0.08 \text{ ton/m}$$

Cargas últimas:

$$CU \text{ distribuida} = 1.4 \cdot 0.16 + 1.7 \cdot 0.08 = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$CU \text{ puntual} = 1.4 \cdot 0.85 = 1.19 \text{ ton}$$

Diseño por flexión

A partir de los momentos flectores mostrados previamente, se realizó el diseño por flexión y se calcularon los aceros requeridos para cada tramo de la vigueta. A continuación, se muestran los resultados, además de la comprobación del bloque de compresiones cuya altura se encuentra dentro del espesor superior de 5 cm.

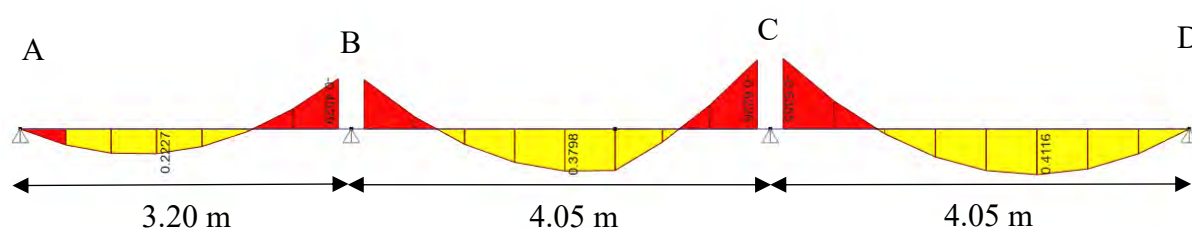


Figura 6.2 Diagrama de momento flector de vigueta de ejemplo de diseño

Tabla 6.2

Cálculo del refuerzo por flexión de la vigueta a diseñar

Ln (m)	3.2		4.05		4.05	
	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	+	-	-	+	-	+
Mu	0.220	0.430	0.435	0.383	0.610	0.406
b (cm)	40	10	10	40	10	40
d (cm)	17	17	17	17	17	17

a (cm)	0.203	1.655	1.675	0.354	2.403	2.455	0.376
a<5cm	SÍ	-	-	SÍ	-	-	SÍ
As requerido (cm2)	0.344	0.703	0.712	0.602	1.021	1.043	0.639
Elección	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø3/8"
As instalado (cm2)	0.710	0.710	0.710	0.710	1.290	1.290	0.710
a	0.418	1.671	1.671	0.418	3.035	3.035	0.418
Ø Mn	0.451	0.434	0.434	0.451	0.755	0.755	0.451

Diseño por corte

Se calcula la resistencia a cortante de la sección de concreto, la cual debe ser mayor que la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo.

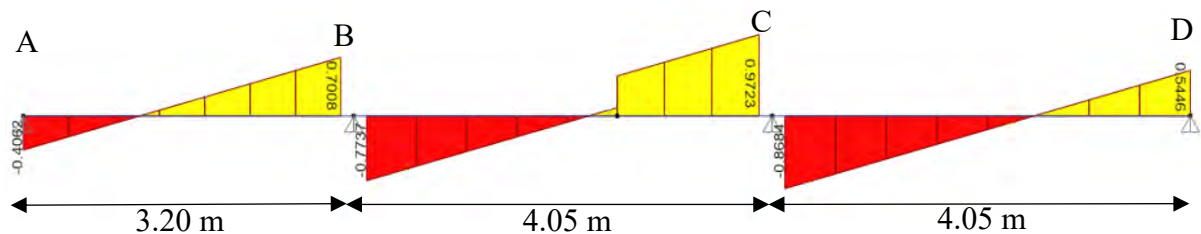


Figura 6.3 Diagrama de fuerzas cortantes de vigueta de ejemplo de diseño

$$\phi V_c = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17 = 1.22 \text{ ton}$$

Como se observa en la Figura 6.3, el valor de ϕV_c es mayor que todas las fuerzas cortantes presentes en la vigueta de diseño. Por este motivo, no se requerirán ensanches.

Refuerzo por contracción y temperatura

El cálculo del refuerzo por temperatura se realizará por metro de ancho considerando la losa superior de espesor de 5 cm.

$$A_{s_T} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para esta finalidad, se utilizarán varillas de 1/4", por lo que el área a utilizar es igual a 0.32 cm^2 . A continuación, se calcula el espaciamiento requerido.

$$s = \frac{0.32}{0.90} = 0.35 \text{ m} > 0.25 \text{ m (5 veces el espesor)}$$

Se colocarán las varillas por temperatura de $\varnothing 1/4''@0.25\text{ m}$.

A continuación, se mostrará un esquema de la distribución final del acero y sus respectivas longitudes para la vigueta diseñada:

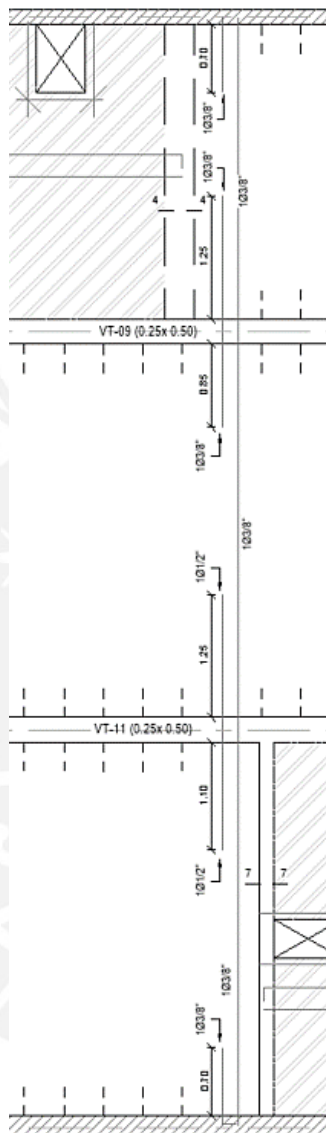


Figura 6.4 Esquema de diseño final de vigueta entre ejes A-D/2-3

Capítulo 7: Diseño de Losas Macizas

7.1. Análisis estructural

Las losas macizas pueden transmitir esfuerzos en una o dos direcciones, lo cual depende de la proporción de esta y los apoyos presentes. Para el primer caso, se puede diseñar la losa por metro lineal con un comportamiento como viga apoyada en sus extremos. Por otro lado, para el segundo caso, la Norma E.060, en su Capítulo 13, indica el método directo y el método por coeficientes para el diseño de losas macizas en dos direcciones; sin embargo, estos presentan ciertas limitaciones, entre las cuales, la presencia de una forma rectangular.

En la presente tesis, se realizará el análisis estructural de las losas mediante el método de elementos finitos, debido a la presencia de formas no rectangulares. Estos resultados se obtendrán a partir de un modelo realizado en el software SAP 2000. Para ello, se analizarán las cargas últimas obtenidas de la combinación 1.4 CM + 1.7 CV, de la misma manera que se realizó para las losas aligeradas.

7.2. Diseño por flexión

El cálculo del refuerzo requerido por flexión se realizará del mismo modo que el explicado en el capítulo previo sobre losas aligeradas. Sin embargo, para el caso de las losas macizas, el cálculo se realiza por secciones de un metro de ancho; por lo tanto, se calcula, posteriormente, el espaciamiento del acero mediante la siguiente expresión.

$$s = \frac{A_v}{A_s}$$

Donde: A_v = Área de la varilla de acero a utilizar

A_s = Área de acero requerida

Así mismo, como en el caso de las losas aligeradas, se realizará el mismo cálculo para el acero mínimo y máximo de la sección según lo estipulado en la Norma E.060 (2009) explicado en el capítulo previo.

7.3. Diseño por corte

El diseño por corte para las losas macizas se realiza mediante la misma expresión para la resistencia a fuerza cortante de una sección de concreto, con la cual se debe cumplir la hipótesis del concepto del Diseño por Resistencia. A diferencia de las losas aligeradas, la Norma E.060 no indica un incremento del 10%, por lo que la fórmula es la siguiente:

$$\Phi V_c = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

7.4. Refuerzo por contracción y temperatura

A diferencia de las losas aligeradas, las secciones macizas de concreto permiten un control de los cambios volumétricos más eficaz. Por lo tanto, la cuantía requerida según el Artículo 9.7.2 de la Norma E.060 (2009) es igual a 0.0018 de la sección bruta de concreto.

Así mismo, la Norma E.060, en su Artículo 9.7.3, indica que, para el caso de las losas macizas, el espaciamiento del refuerzo por contracción y temperatura no debe ser mayor que tres veces el peralte de la losa ni mayor que 40 cm.

7.5. Ejemplo de diseño

Se realizará, a continuación, el diseño de la losa maciza ubicada en la zona del ascensor y escalera. Este elemento fue metrado en el Capítulo 4, en el cual se obtuvo las siguientes cargas:

$$CM = 0.69 \text{ ton/m}^2$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$CU = 1.4 \cdot 0.69 + 1.7 \cdot 0.20 = 1.31 \text{ ton/m}^2$$

Diseño por flexión

A partir del modelo realizado, se obtuvo los diagramas de momento flector (ton.m/m) en ambas direcciones de análisis.

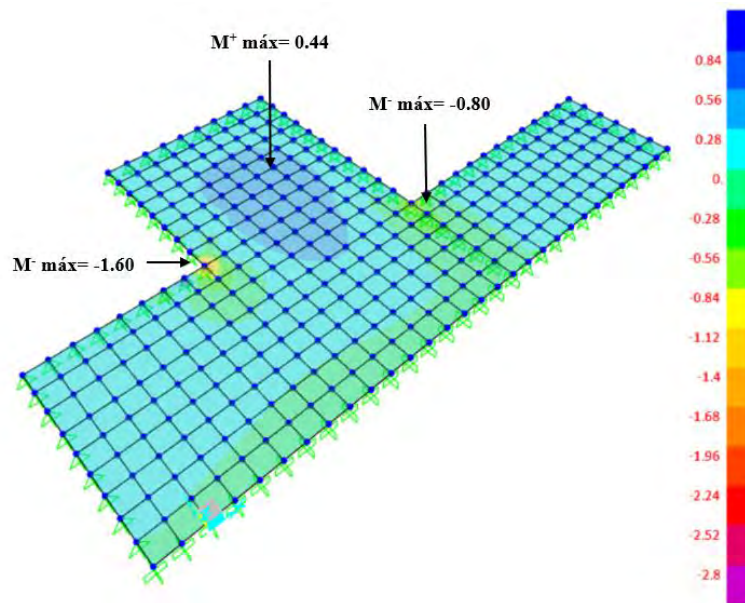


Figura 7.1 Diagrama de momento flector alrededor de X-X de la losa maciza de diseño

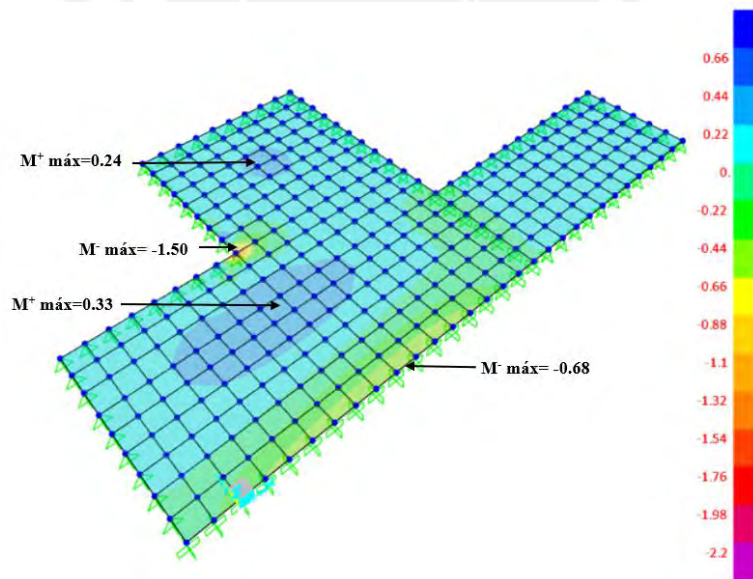


Figura 7.2 Diagrama de momento flector alrededor de Y-Y de la losa maciza de diseño

En primer lugar, se calcula el acero mínimo de la sección con doble malla:

$$As_{\min} = 0.0012 \cdot b \cdot h = 0.0012 \cdot 100 \cdot 20 = 2.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Luego, se calcula el acero requerido en cada dirección utilizando los valores críticos de momento flector positivo, debido a que el acero negativo se determinará utilizando el valor mínimo de la sección:

Tabla 7.1

Cálculo del refuerzo por flexión de la losa maciza a diseñar

	Y-Y +	Y-Y -	X-X +	X-X -
Mu (ton.m)	0.440	1.600	0.330	1.500
b (cm)	100	100	100	100
d (cm)	17	17	17	17
a (cm)	0.162	0.596	0.121	0.558
As requerido (cm ²)	0.688	2.534	0.515	2.373
As mínimo (cm ² /m)	2.40	2.40	2.40	2.40
Elección	1Φ8mm	1Φ8mm	1Φ8mm	1Φ8mm
A varilla (cm ²)	0.5	0.5	0.5	0.5
s calculado (cm)	20.83	19.73	20.83	20.83
s elegido (cm)	20	20	20	20
As colocado (cm ² /m)	2.500	2.500	2.500	2.500
Φ Mn (ton.m)	1.579	1.579	1.579	1.579

Como se observa en los resultados obtenidos, el acero positivo por flexión, al igual que el negativo, se definen por el valor mínimo de la sección. Sin embargo, se analiza el momento negativo que se transmite desde la losa aligerada ubicada entre los ejes C-D. Con este objetivo, se considera una idealización de una franja de losa maciza de 40 cm continua con la vigueta y se obtiene el siguiente diagrama de momento flector:

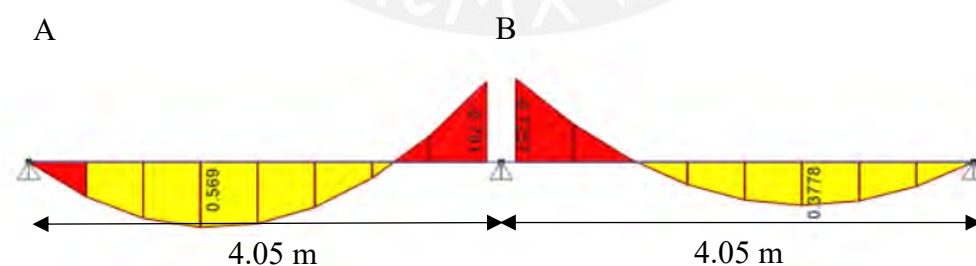


Figura 7.3 Idealización de vigueta continua con franja de maciza

A partir del diagrama mostrado en la Figura 7.3, se obtiene un momento igual a $0.71 \text{ ton} \cdot \text{m}$ en la cara de la viga, el cual requiere un área de acero igual a 1.201 cm^2 . Por este motivo, se elige una distribución de acero superior para las franjas continuas del aligerado igual

a $\varnothing 3/8''@0.20\text{ m}$, para el cual las varillas de la losa maciza continuarán en la losa aligerada en su sección de 5 cm.

Por otro lado, la distribución de acero elegida para las demás capas será una doble malla (cara superior e inferior) de $\varnothing 8\text{mm}@0.20\text{ m}$.

Análisis de la flexión debido al sismo

Como se verificó en el Capítulo 5, la losa central sí permite un comportamiento similar al de un diafragma rígido en cada nivel, por lo que es importante analizar los momentos flectores generados debido al sismo en ambas direcciones.

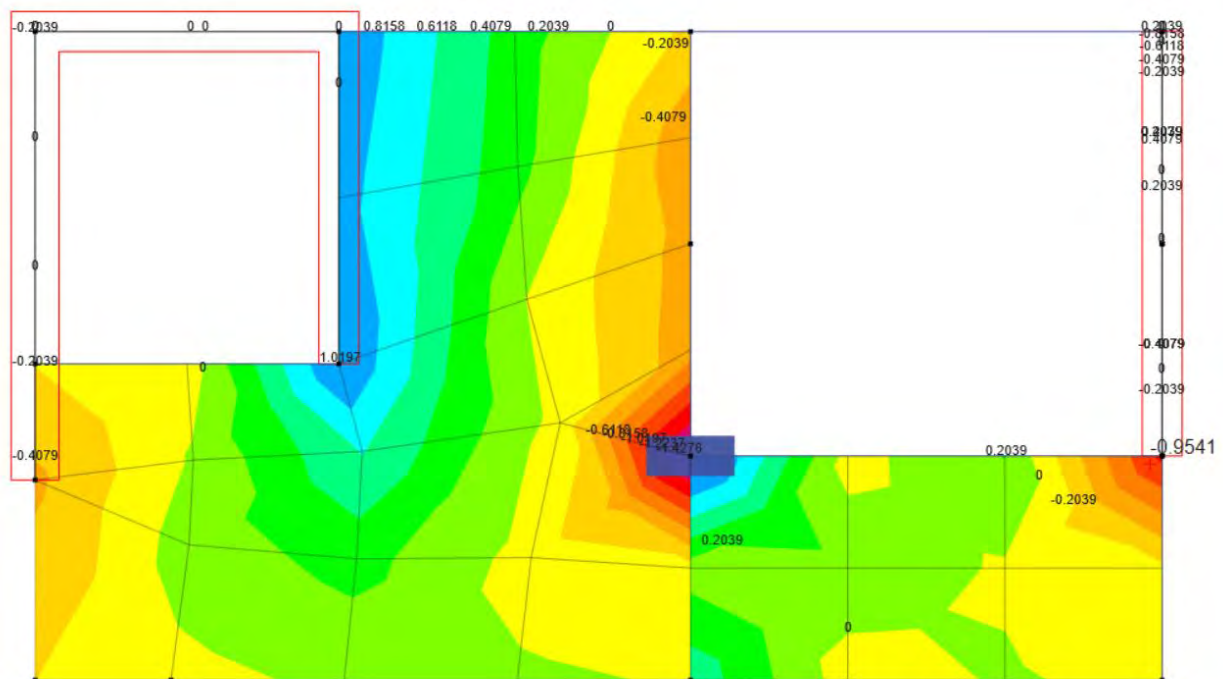


Figura 7.4 Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje Y-Y con Sismo en X-X

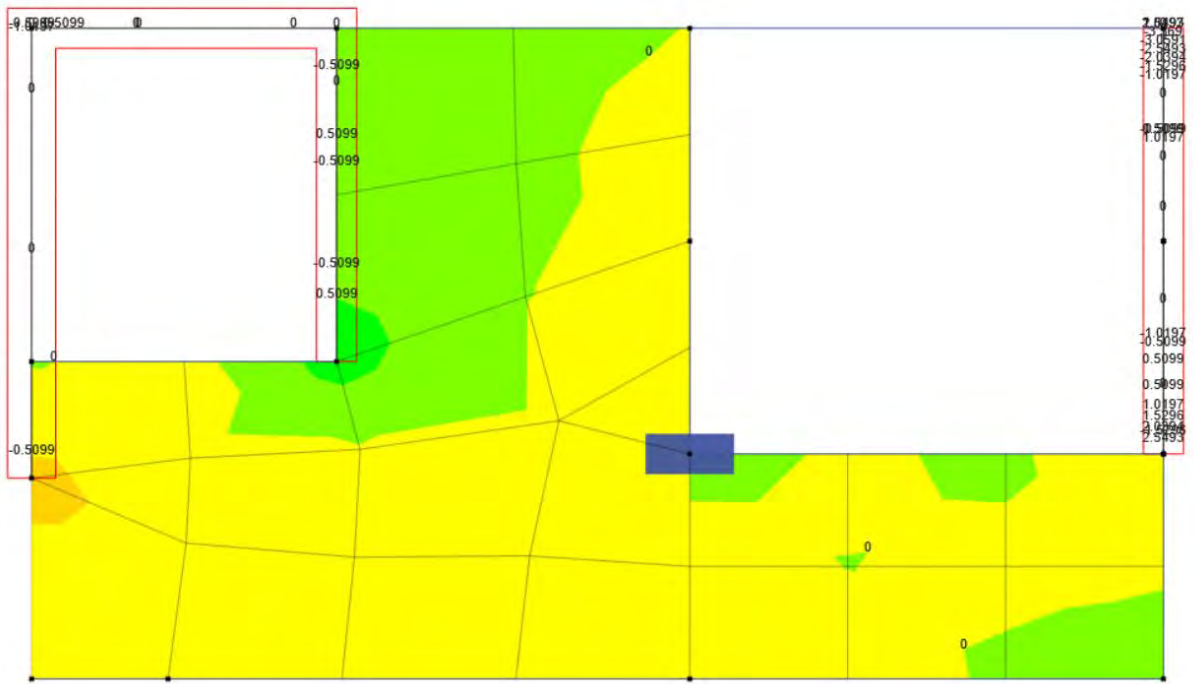


Figura 7.5 Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje X-X con Sismo en X-X

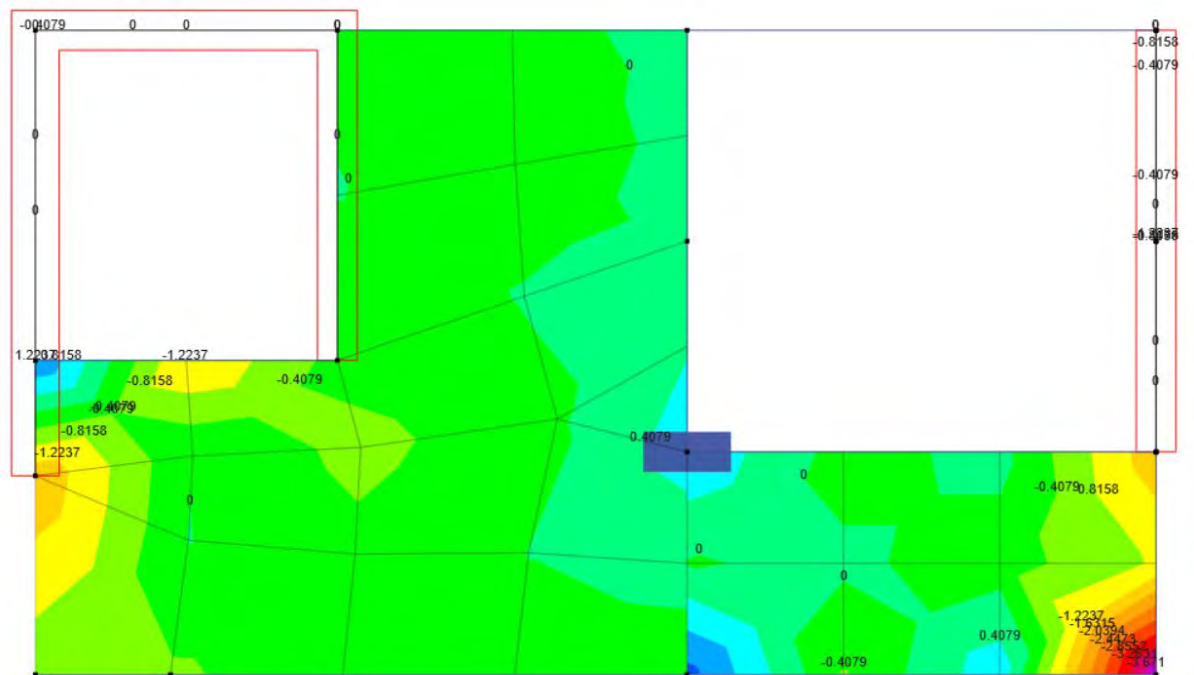


Figura 7.6 Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje Y-Y con Sismo en Y-Y

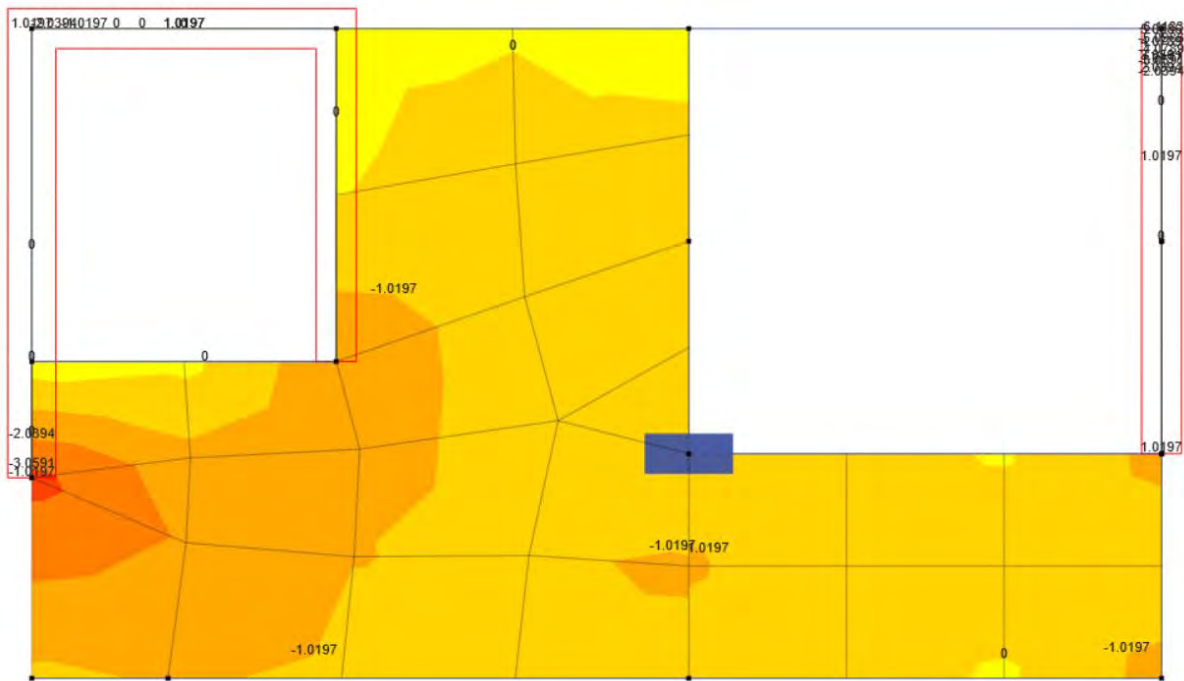


Figura 7.7 Momentos flectores en ton.m/m alrededor del eje X-X con Sismo en Y-Y

Los momentos flectores generados por el sismo en X-X cumplen con los momentos nominales reducidos con el acero elegido. Por otro lado, el sismo en Y-Y cumple con el momento alrededor del eje X-X, pero no alrededor de Y-Y con un efecto local (Ver Figura 7.6).

Mu (ton.m)	3.67
b (cm)	100
d (cm)	17
a (cm)	1.40
As requerido (cm2)	5.96

Finalmente, se elige una distribución de $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ en su capa superior e inferior en la totalidad de la losa para uniformizar los refuerzos y mejorar la constructabilidad. Así mismo, al reforzar uniformemente la losa central, se asegurará un correcto comportamiento cuando recibe efectos locales debidos al sismo.

Diseño por corte

A partir del modelo realizado, se obtuvo los diagramas de fuerza cortante (ton/m) en ambas direcciones de análisis.

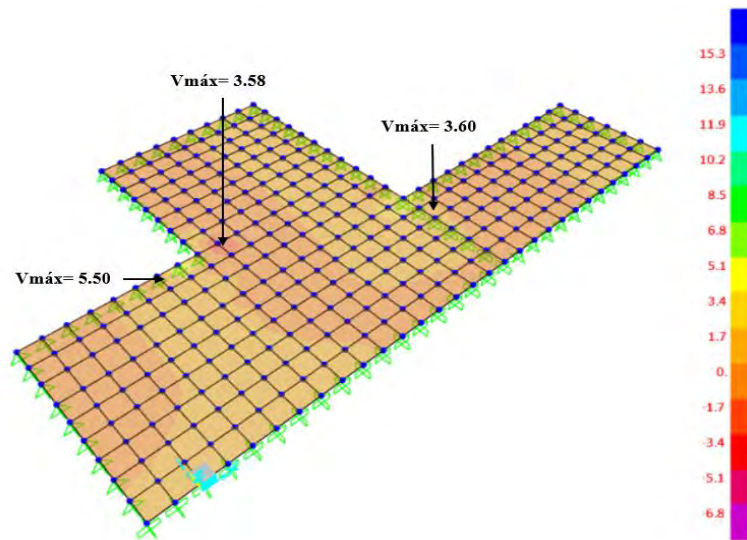


Figura 7.8 Diagrama de fuerza cortante en X-X de la losa maciza de diseño

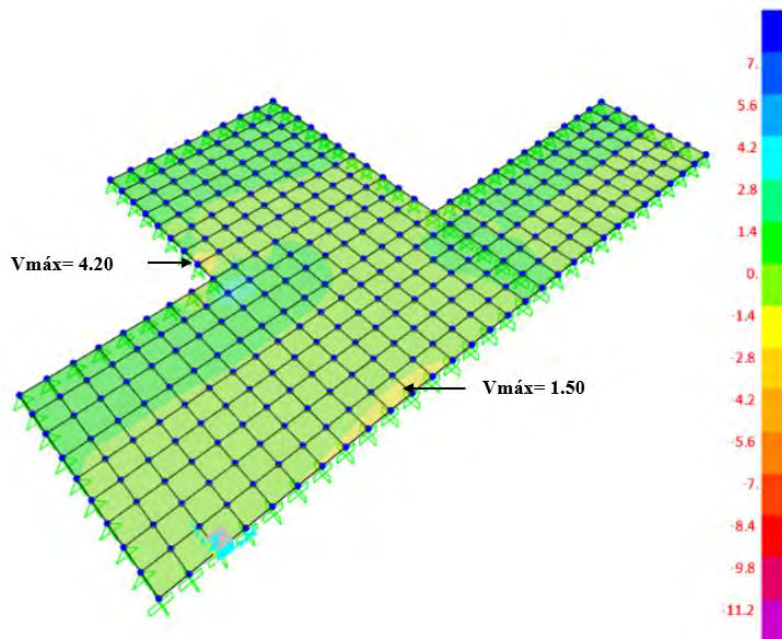


Figura 7.9 Diagrama de fuerza cortante en Y-Y de la losa maciza de diseño

En primer lugar, se calcula la resistencia a fuerza cortante del concreto por metro lineal:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 17 = 11098.22 \text{ kg} = 11.1 \text{ ton}$$

[illegible]

62

Capítulo 8: Diseño de Vigas

8.1. Análisis estructural

Las vigas principales serán modeladas como elementos que conforman pórticos sísmicos. En estos, se calculan los momentos considerando la rigidez de los elementos verticales que sirven de apoyos, como las columnas y placas. Así mismo, las vigas resisten cargas sísmicas, por lo que las combinaciones a tener en cuenta serán las indicadas en el Capítulo 1, acerca de la metodología de diseño.

$$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U_2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9 CM \pm CS$$

En primer lugar, con respecto a los esfuerzos obtenidos por cargas de gravedad, estos podrán obtenerse mediante el modelo integrado de todo el edificio o mediante el método estipulado en la Norma E.060 (2009) en su Artículo 8.3.3, el cual indica que los pórticos que se encuentran arriostrados lateralmente se pueden idealizar como vigas apoyadas sobre columnas y placas biempotradas en ambos entrepisos contiguos. Por lo tanto, el método a utilizar dependerá del previo análisis de los resultados obtenidos mediante el modelo integrado de la estructura acerca de si son coherentes con el comportamiento esperado del elemento.

En segundo lugar, con respecto a los esfuerzos obtenidos debido al movimiento sísmico, estos serán obtenidos del modelo completo de la edificación. Finalmente, se obtiene una envolvente, la cual considerará los resultados máximos de todas las combinaciones antes mencionadas, a partir de la cual se realizará el diseño de las vigas.

8.2. Diseño por flexión

Con respecto al cálculo del acero por flexión, se realizará el cálculo de manera similar a las losas macizas y aligeradas, para el cual se aplicará el concepto del Diseño por Resistencia ($\phi Mn \geq Mu$). A continuación, se muestran las expresiones a utilizar:

$$Mn = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$A_s \cdot f_y = a \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot Mu}{\Phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}}$$

Donde:

- b = Ancho de la sección
- d = Peralte efectivo
- b_w = Ancho de la sección
- a = Altura del bloque de compresión
- A_s = Acero requerido

Además, se emplean las siguientes expresiones para el cálculo de los valores máximos y mínimos de refuerzo.

$$As_{mín} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$As_{máx} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

Así mismo, debido a que las vigas utilizadas en la presente tesis son rectangulares, el valor de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, se simplifican los cálculos mediante las siguientes ecuaciones:

$$As_{mín} = 0.24\% \cdot b \cdot d$$

$$As_{máx} = 1.59\% \cdot b \cdot d$$

Por otro lado, de manera adicional, la Norma E.060 (2009) indica en su Capítulo 21 disposiciones especiales para el diseño sísmico. La presente edificación, al ser una estructura cuyo sistema sismorresistente son los muros estructurales, se diseñará aplicando los siguientes criterios indicados en el Artículo 21.4 de la misma norma con respecto al refuerzo por flexión:

- Se debe colocar refuerzo continuo a lo largo de toda la viga, el cual consiste, como mínimo, en dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- No se debe realizar empalmes mediante traslape dentro de las zonas ubicadas a una distancia igual a dos veces el peralte del elemento desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en las caras de los apoyos debe ser mayor o igual a un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara.
- La resistencia a momento positivo o negativo en cualquier punto de la viga debe ser igual o mayor a la cuarta parte del mayor momento resistente en la cara de cualquiera de los nudos.

8.3. Corte del refuerzo por flexión

Una vez realizado el cálculo del refuerzo por flexión, se debe definir las varillas que serán corridas a lo largo de la viga y realizar el corte de los refuerzos adicionales. Con esta finalidad, los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 de la Norma E.060 (2009) indican lo siguiente:

- El refuerzo adicional debe extenderse, luego del punto en el que ya no se requiere para resistir el esfuerzo por flexión, una distancia igual al menor valor entre d o $12db$, excepto en los puntos simplemente apoyados y en extremos libres en voladizos.
- Cuando existen dos o más bastones, la varilla que continúa debe tener una longitud de anclaje igual o mayor a la longitud de desarrollo luego del punto donde el refuerzo cortado no es necesario según el cálculo.
- El refuerzo por momento positivo debe prolongarse una longitud de $1/3$ del elemento hacia el apoyo o 15 cm dentro del mismo.
- El refuerzo por momento negativo debe ingresar al apoyo una distancia igual a la longitud de anclaje requerida según su diámetro.

8.4. Diseño por corte

La resistencia a corte del concreto se calcula de la misma manera que en el caso de las losas macizas; sin embargo, las vigas principales presentan, normalmente, fuerzas cortantes mayores a las que el concreto puede resistir. Para permitir que la viga resista estas solicitaciones, se colocan estribos de acero. A continuación, se muestran las expresiones, según la Norma E.060 (2009), para el cálculo de la resistencia a corte del concreto, y el cálculo del aporte del refuerzo por corte en la dirección perpendicular al eje de la viga.

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

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

En la última expresión, A_v representa el área del refuerzo por corte dentro del espaciamiento s . Entonces, debido a que en el presente proyecto se utilizarán vigas rectangulares, se optó el refuerzo mediante estribos de la misma forma. Por lo tanto, A_v será igual a dos veces el área de la varilla utilizada para dicho refuerzo por corte, debido a que la dirección de la fuerza cortante cruza dos veces por dicho elemento. Para el diseño por corte de la viga, se calculará el valor de la resistencia requerida a corte otorgada por el acero mediante las ecuaciones mostradas previamente en las cuales la incógnita será el espaciamiento y el valor obtenido mediante el análisis estructural es V_s .

Por otro lado, la Norma E.060 determina en su Artículo 11.5.7.9 el valor máximo de la resistencia a corte del acero. Si se supera este valor, sería necesario aumentar las dimensiones de la sección de la viga o la resistencia del concreto utilizado. A continuación, se muestra la expresión indicada en la Norma:

$$V_{s_{\max}} = 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Así mismo, la Norma E.060, en su Artículo 21.4.4.4, indica que, para edificios de muros estructurales, el diámetro mínimo para los estribos es de 8mm para barras longitudinales hasta 5/8'' y de 3/8'' para varillas de hasta 1'' de diámetro. Además, determina que la zona de confinamiento debe tener una longitud igual a 2 veces el peralte del elemento y que el espaciamiento máximo para los estribos en esta zona no debe exceder del menor valor obtenido de las siguientes condiciones:

- $d/4$ (no es necesario que sea inferior a 15 cm)
- 10 veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la varilla de los estribos
- 30 cm

Adicionalmente, la Norma indica en su Artículo 21.4.4.5 que los estribos pueden estar espaciados a no más del valor de $0.5d$ o según lo requerido por fuerza cortante.

8.5. Control de deflexiones

La Norma E.060, al igual que en el caso de las losas, indica espesores o peraltes mínimos para los cuales no es necesario el cálculo de las deflexiones. Por lo tanto, se verifican los peraltes de las vigas presentes en el edificio utilizando la Tabla 6.1 presente en el Capítulo 6 de losas aligeradas.

8.6. Control de la fisuración

Una vez que la viga empieza a trabajar bajo las condiciones de servicio, esta empieza a tener fisuras; sin embargo, deben controlarse para no afectar a la estética y la integridad de las mismas. Para ello, la Norma E.060 indica en su Artículo 9.9.3 el factor Z , el cual permitirá controlar el ancho de las grietas producidas por flexión. Este valor no debe exceder a 26000 kgf/cm y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Z = fs \sqrt[3]{dc \cdot Act}$$

$$fs = \frac{Ms}{0.9 \cdot d \cdot As}$$

$$Act = \frac{2 \cdot y_s \cdot b}{N^\circ \text{ de barras}}$$

Donde: f_s = Esfuerzo en el acero (kg/cm^2) calculado a partir del momento flector en condiciones de servicio (M_s)

dc = Espesor del recubrimiento (cm) desde la fibra extrema en tracción hasta el centro de la varilla de refuerzo más cercana.

Act = Área efectiva del concreto en tracción (cm^2) dividida entre el número de barras en flexión equivalente en caso se tuvieran distintos diámetros.

y_s = Centroide del refuerzo principal por tracción (cm)

8.7. Empalmes por traslape del refuerzo

Un correcto empalme es de gran importancia para asegurar una adecuada transmisión de esfuerzos entre ambas barras para que se comporten como una sola en servicio y no alterar la capacidad con la que fue diseñada la sección de la viga. Con dicha finalidad, la Norma E.060 estipula, en sus artículos 12.15 y 12.16, los criterios para calcular la medida del empalme por traslape en barras a tracción y compresión, las cuales dependen del sobre reforzamiento con respecto al acero requerido que exista en la sección y el porcentaje de A_s que se empalme, como se puede apreciar a continuación:

Tabla 8.1

Empalmes por traslape en tracción según la Norma E.060 (2009)

As instalado / As requerido	Porcentaje máximo de As empalmado en la longitud requerida	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Donde:	<i>Clase A</i>	$l_{min} = 1.0 l_d$
	<i>Clase B</i>	$l_{min} = 1.3 l_d$
	<i>Clase A y B</i>	$l_{min} = 30 \text{ cm } l_d$
	l_d :	longitud de desarrollo en tracción

Es importante analizar que, en las zonas con menor esfuerzo o acero requerido menor al mínimo, el sobre reforzamiento instalado es mayor, por lo que la longitud de empalme será menor. Esto permite deducir que es recomendable realizar los empalmes en estas zonas. Así mismo, cabe resaltar que la Norma E.060 indica en su Artículo 8.2 que no se deberá realizar empalmes por traslape dentro de la zona localizada a dos veces el peralte del elemento desde la cara del nudo, ni dentro del mismo. Adicionalmente, es importante resaltar que los empalmes no deben realizarse a más del 50% del área de refuerzo en la misma sección y que, en el caso de no respetarse las longitudes mínimas de traslape, esta deberá aumentarse en un 70% (Blanco 1994).

En el primer caso, si se analiza un diagrama de momento flector común por gravedad, se deduce que la zona más recomendable para empalmar los refuerzos inferiores por tracción es cerca a los apoyos, ya que aquí el esfuerzo disminuye; por otro lado, los refuerzos superiores se podrían empalmar en la zona central de la luz de la viga.

Si se analiza el segundo caso, el cual surge cuando una viga recibe cargas de sismo, estas generan diagramas en forma de “X”, por lo que, al generar la envolvente de combinaciones de cargas, los momentos negativos y positivos se amplifican en los apoyos, mientras que los momentos positivos en el medio de la luz se amplifican también en menor proporción. Por este motivo, los empalmes de refuerzos superiores seguirán siendo recomendables de realizar en el centro de la luz de la viga, mientras que las barras inferiores

sería conveniente empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Blanco, 1994). A continuación, se muestra una figura y tabla que explican a detalle lo indicado previamente.

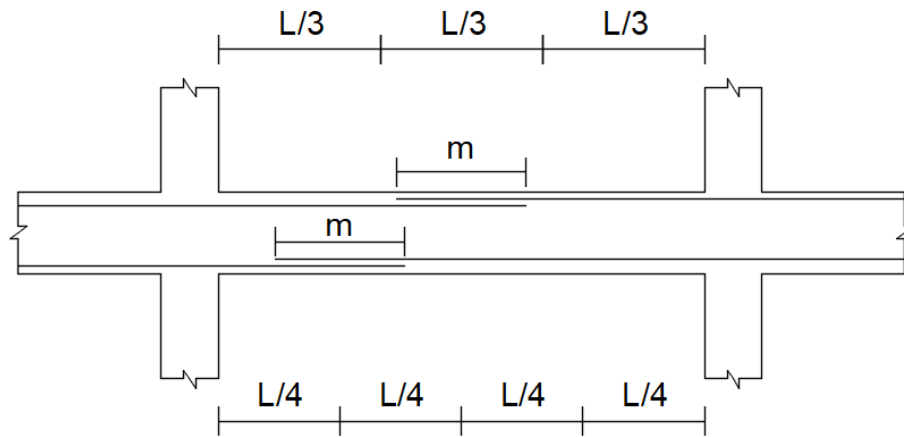


Figura 8.1 Ubicación de empalmes por traslape. Adaptado de Blasco (1994)

Tabla 8.2

Medida de los empalmes por traslape (m). Adaptado de Blanco (1994)

Φ	Empalme Refuerzo inferior (m)	Empalme Refuerzo superior (m)	
	H cualquiera	H < 30 cm	H > 30 cm
3/8"	0.40	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75
1"	1.15	1.00	1.30

8.8. Ejemplo de diseño

Se realizará, a manera de ejemplo, el diseño de la Viga V-3 del piso típico, la cual se ubica en el eje 3.

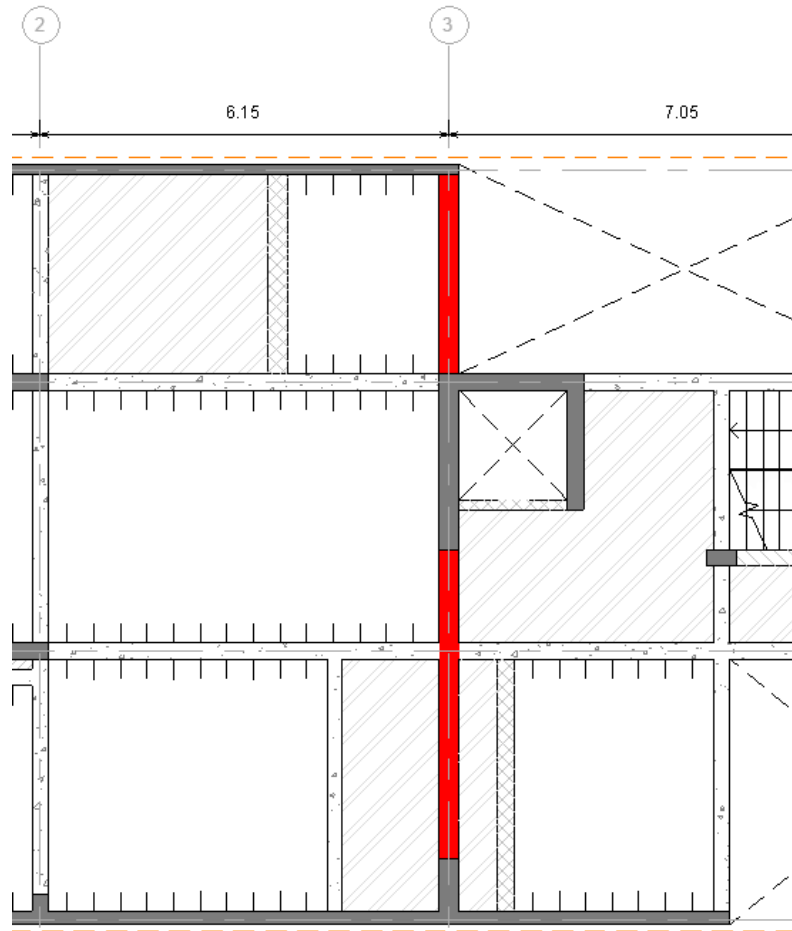


Figura 8.2 Viga de ejemplo de diseño ubicada en el eje 3

Diseño por flexión

En primer lugar, se obtuvo las envolventes de diagramas de momentos flectores obtenidos de las combinaciones de carga. Esta fue realizada a partir de un modelo aislado biempotrado del piso típico, del cual se obtuvo los casos por gravedad, y el modelo global, del cual se obtuvo los casos sísmicos. A continuación, se muestran los diagramas de momento flector por tramos.

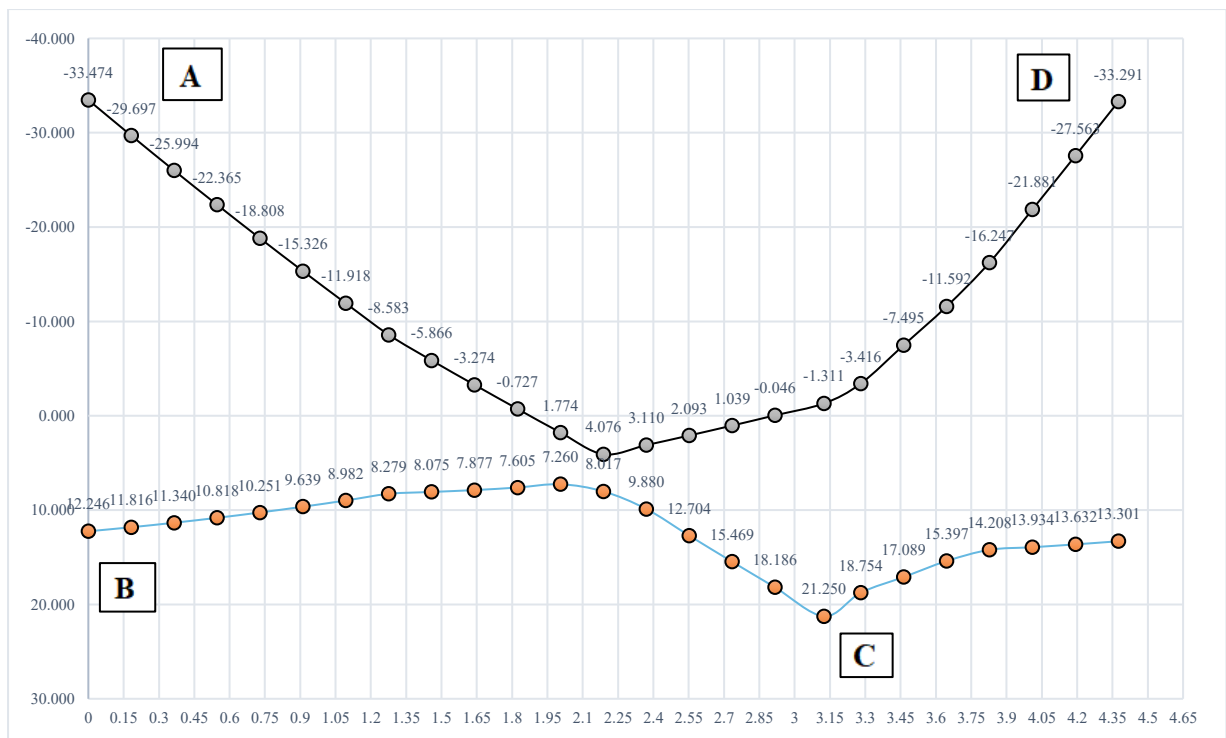


Figura 8.3 Diagrama de momento flector del tramo 1 de la viga VT-03

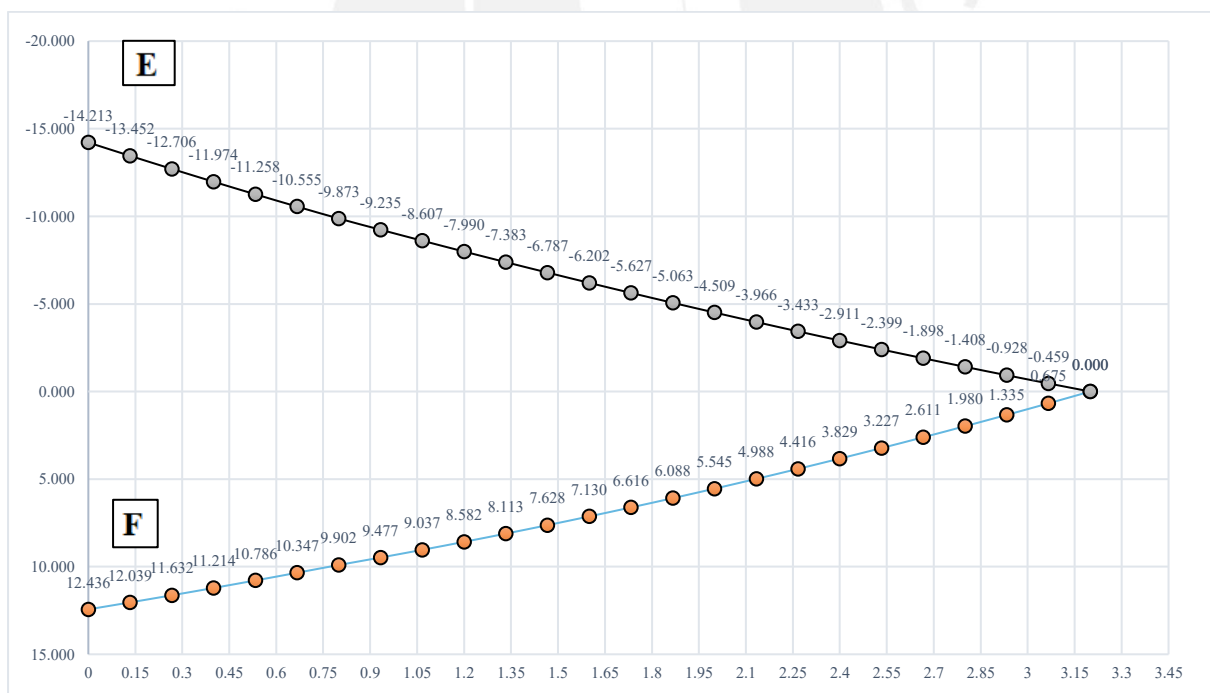


Figura 8.4 Diagrama de momento flector del tramo 2 de la viga VT-03

A partir de lo mostrado anteriormente, se calculan los aceros requeridos analizando los valores máximos de momento flector, los cuales hacen referencia a los puntos A, B, C, D, E y F.

Tabla 8.3

Cálculo del refuerzo por flexión de la Viga V-3 del piso típico

	Tramo 1				Tramo 2	
	A-	B+	C+	D-	E-	F+
b (cm)	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
h (cm)	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
d (cm)	42.00	44.00	44.00	42.00	42.00	42.00
Mu (ton.m)	33.47	12.24	21.25	33.29	22.58	23.45
As requerido (cm ²) (E.060, 2009)	28.86	7.92	14.70	28.61	16.88	17.69
As máximo (cm ²) (ACI 318, 2019)	17.07	17.88	17.88	17.07	17.07	17.07

A continuación, analizaremos el caso más crítico, el cual se desarrolla en el punto A y en el que, al igual que en D, se puede apreciar que el momento último requiere un área de refuerzo mayor al valor máximo para la sección. Por este motivo, se requiere diseñar la viga considerando el refuerzo por compresión con la finalidad de permitir una falla dúctil. En esta consideración de diseño se desarrollan dos estados de carga: el momento que resiste la viga con el acero máximo instalado y el momento restante que debe soportar la viga considerando el acero por compresión para que, sumados ambos casos, la viga sea capaz de resistir el momento último.

$$Mu = M_1 + M_2$$

Donde: M_1 : Momento último del estado 1 – acero máximo

M_2 : Momento último del estado 2 – incluye acero por compresión

Verificación de tipo de falla:

Elegimos las varillas que cumple con el acero requerido $As = 28.86 \text{ cm}^2$. Para ello, se utilizan dos filas con la siguiente distribución y peralte efectivo promedio:

$$As_1 = 3\Phi 1'' (15.30 \text{ cm}^2)$$

$$As_2 = 3\Phi 1'' (15.30 \text{ cm}^2)$$

$$As_{real} = 30.60 \text{ cm}^2 > 28.86 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = 42 \text{ cm}$$

$$d_2 = 44 \text{ cm}$$

$$d_{real} = 43 \text{ cm}$$

Calculamos, posteriormente, la profundidad del eje neutro:

$$c = \frac{1}{0.85} \cdot \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 28.24 \text{ cm}$$

Finalmente, se calcula la deformación unitaria del acero a tracción, la cual debe ser mayor a $\varepsilon_{sy} + 0.003$ para considerar una falla dúctil (ACI 318, 2019). En su defecto, se concluye que la sección presenta una falla frágil.

$$\varepsilon_s = \frac{(d - c) \cdot \varepsilon_{cu}}{c} = \frac{(43 - 28.24) \cdot 0.003}{28.24} = 0.0016$$

Se comprueba que la sección, al presentar un acero instalado mayor al máximo permitido, presenta una falla frágil y se comprueba con la deformación unitaria del acero en tracción, la cual, para el acero grado 60 utilizado, debe ser igual o mayor a 0.0051 según el cálculo mencionado previamente (ACI 318, 2019). Por lo tanto, debe ser equilibrado el exceso de acero por tracción con acero en compresión.

Estado 1

Acero máximo según la Norma E.060 (2009):

$$As_1 = 1.59\% \cdot b \cdot d = 1.59\% \cdot 30 \cdot 42 = 20.51 \text{ cm}^2$$

Acero máximo según ACI 318-19:

$$As_1 = \frac{3}{8} \cdot \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d = 0.0135 \cdot 30 \cdot 42 = 17.07 \text{ cm}^2$$

Como se puede apreciar, el acero máximo indicado por el ACI 318-19 es más conservador que el estipulado en la Norma Peruana, por lo que este último requerirá menos acero por compresión para permitir una falla dúctil. Por este motivo, se utilizará el acero indicado por el American Concrete Institute. A continuación, se calcula el Momento último del estado 1:

$$a = 13.39 \text{ cm}$$

$$c = 15.75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 22.78 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Estado 2

En primer lugar, se calcula el momento último que resiste la sección del estado 2.

$$M_u = M_1 + M_2$$

$$33.47 = 22.78 + M_2$$

$$M_2 = 10.69 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Debido a que la sección se encuentra en equilibrio, se calcula el momento con respecto al punto del acero por compresión, con la finalidad de calcular el acero por flexión restante.

$$A_{s2} = \frac{M_2 \cdot 10^5}{0.9 \cdot f_y \cdot (d - d')} = \frac{10.69 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (42 - 6)} = 7.86 \text{ cm}^2$$

A partir de este valor, se puede calcular el esfuerzo del acero por compresión con la siguiente ecuación:

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 3714.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se comprueba que el acero no se encuentra en fluencia y se calcula el área del refuerzo por compresión realizando equilibrio:

$$A'_s \cdot f'_s = A_{s2} \cdot f_y$$

$$A'_s = \frac{7.86 \cdot 4200}{3714.29} = 8.88 \text{ cm}^2$$

Elección del acero instalado

Acero por tracción:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 24.92 \text{ cm}^2$$

Se eligen $3\Phi 1'' + 3\Phi 3/4''$, lo cual genera un $A_s = 23.82 \text{ cm}^2$ (es menor al requerido, pero será equilibrado con el acero positivo y verificado posteriormente) y $d = 43.28 \text{ cm}$

Acero por compresión:

$$A'_s = 8.88 \text{ cm}^2$$

Se eligen $3\Phi 1''$ (por flexión en C+), lo cual genera un $A_s = 15.30 \text{ cm}^2$ y $d = 6 \text{ cm}$

Verificación de la deformación unitaria de acero instalado

Se calcula el eje neutro de la sección con el acero instalado mediante la ecuación del equilibrio de la sección, en la cual $f's$ se encuentra en función de c :

$$A'_s \cdot f'_s + 0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b = A_s \cdot f_y$$

$$c = 11.94 \text{ cm}$$

Finalmente, se calcula la deformación unitaria del acero en tracción.

$$\varepsilon_s = \frac{(d - c) \cdot \varepsilon_{cu}}{c} = 0.0079 > 0.0051$$

Se comprueba que el acero instalado permite una falla dúctil en la sección de la viga.

Verificación del Momento Último resistente

$$\varepsilon'_s = \frac{(c - d') \cdot \varepsilon_{cu}}{c} = 0.0015$$

$$f'_s = E_s \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(c - d')}{c} = 2985.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n = 37.80 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 34.02 \text{ ton} \cdot \text{m} > 33.47 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Según lo mostrado, se verifica que la sección instalada cumple con el momento último requerido según la envolvente de momentos flectores. Así mismo, se calculan los aceros instalados en cada punto crítico de la envolvente de la viga y sus respectivos momentos últimos.

Tabla 8.4

Acero instalado y Momento Resistente de la viga V-3

	Tramo 1				Tramo 2	
	A-	B+	C+	D-	E-	F+
As instalado (in)	3Φ1"+ 3Φ3/4"	3Φ1"	3Φ1"	6Φ1"	2Φ5/8"+ 2Φ3/4"	2Φ5/8"+ 2Φ3/4"
A's instalado (in)	3Φ1"	0	0	3Φ1"	0	0
As instalado (cm ²)	23.82	15.3	15.3	23.82	9.68	9.68
A's instalado (cm ²)	15.3	0	0	15.3	0	0
ΦMn	34.02	21.98	21.98	34.02	14.35	14.35
Mn	37.80	24.42	24.42	37.80	15.94	15.94

Verificación de los aceros instalados según la Norma

La Norma E.060 (2009) indica, en el Artículo 21.4.4, los requerimientos por flexión para sistemas estructurales de muros. A continuación, se realizan dichas verificaciones:

El momento positivo en la cara del nudo debe tener un valor no menor a la tercera parte del momento negativo en dicha cara. Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$\frac{M_{A-}}{3} = 12.60 \text{ ton} \cdot m < 24.42 \text{ ton} \cdot m \quad (\text{Se cumple en A})$$

$$\frac{M_{D-}}{3} = 12.60 \text{ ton} \cdot m < 24.42 \text{ ton} \cdot m \quad (\text{Se cumple en D})$$

$$\frac{M_{E-}}{3} = 5.31 \text{ ton} \cdot m < 15.94 \text{ ton} \cdot m \quad (\text{Se cumple en E})$$

Adicionalmente, el mismo artículo indica que la resistencia a momentos negativos o positivos en cualquier sección de la viga debe ser mayor que la cuarta parte de la máxima

resistencia a momento en cualquier cara de los nudos. En este caso, el mayor momento presente en un nudo sucede en A^- , mientras que la menor resistencia a momento sucede tanto en el punto B^+ como en C^+ . Por lo tanto, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{M_{A^-}}{4} = 9.45 \text{ ton} \cdot m < 24.42 \text{ ton} \cdot m \quad (\text{Se cumple})$$

Corte del refuerzo

Analizamos el primer tramo de la viga, en el cual se presentan 3 barras de 1" corridas superiores y 3 barras de 1" inferiores, las cuales determinarán el punto de corte teórico según su ΦM_n , los cuales se muestran a continuación.

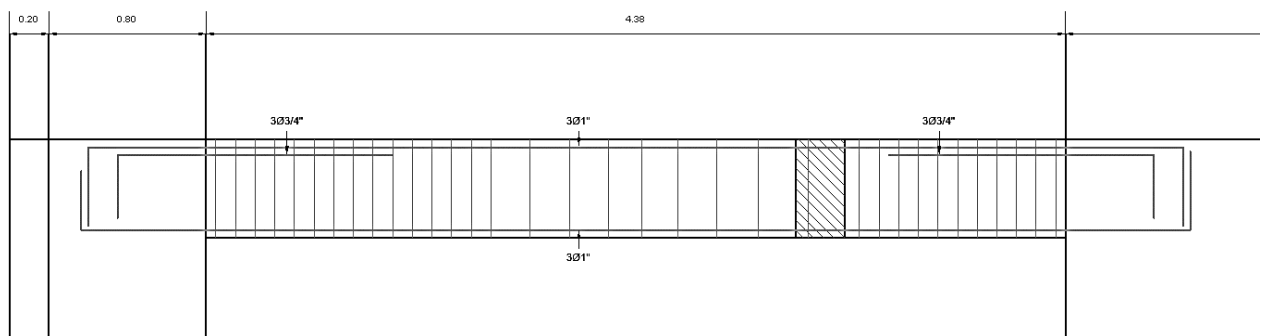


Figura 8.5 Refuerzo preliminar del tramo 1 de viga VT-03

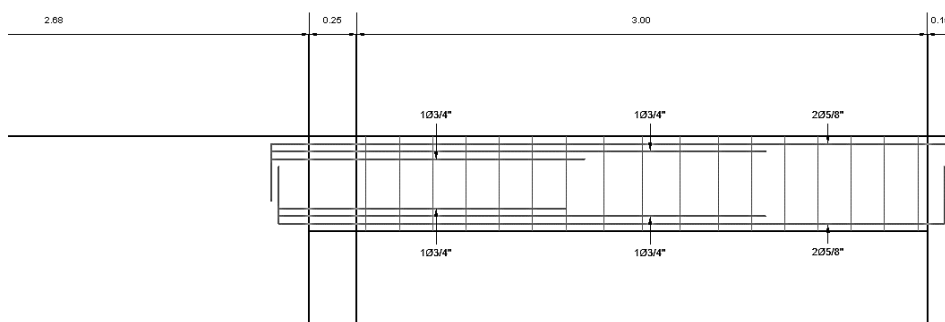


Figura 8.6 Refuerzo preliminar del tramo 2 de viga VT-03

Tramo 1:

$$A^- \quad x = 0.60 + 0.43 = 1.03 \text{ m} \approx 1.05 \text{ m}$$

$$D^- \quad x = 0.375 + 0.43 = 0.805 \text{ m}$$

En este último punto, se observa que no cumpliría con la longitud de anclaje de la varilla de 3/4", por lo que se elige una longitud de 0.90 m.

Tramo 2:

$$E_1 \quad x = 1.60 + 0.43 = 2.03 \text{ m} \approx 2.05 \text{ m}$$

$$E_2 \quad x = 0.70 + 0.43 = 1.13 \text{ m} \approx 1.20 \text{ m}$$

$$F_1 \quad x = 1.70 + 0.43 = 2.13 \text{ m} \approx 2.15 \text{ m}$$

$$F_2 \quad x = 0.65 + 0.43 = 1.08 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

Finalmente, el refuerzo por flexión de la viga V-3 es el siguiente:

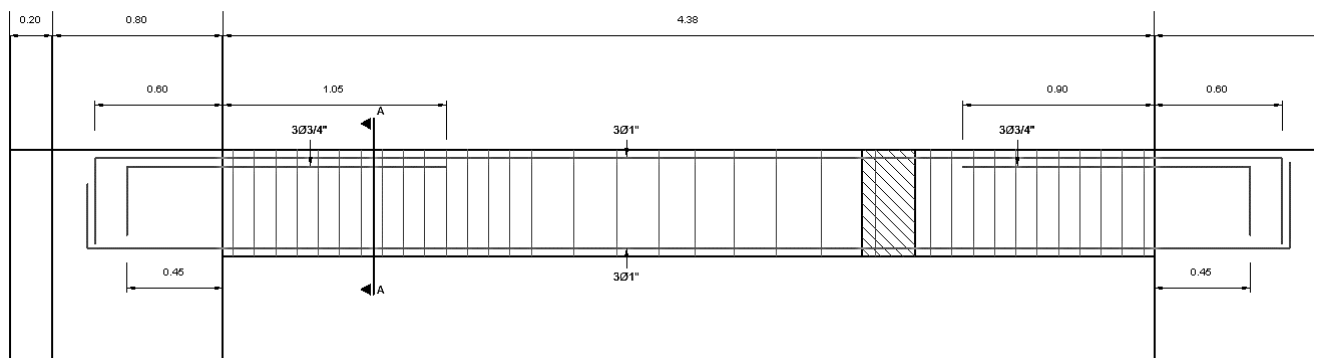


Figura 8.7 Refuerzo final por flexión del tramo 1 de la viga VT-03

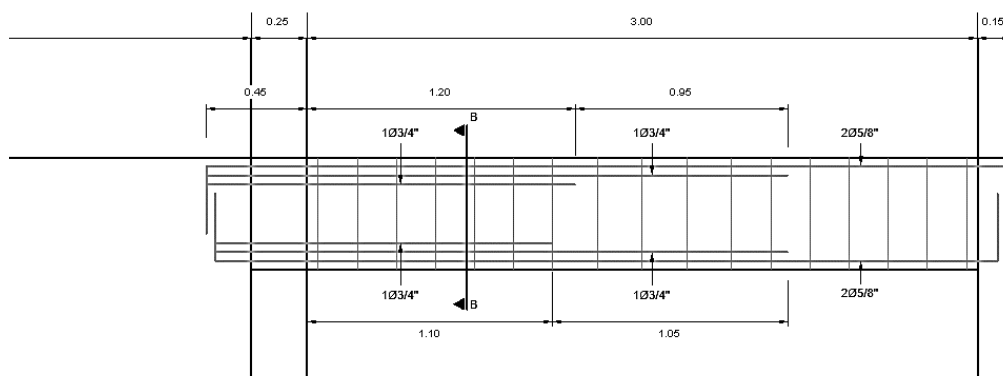


Figura 8.8 Refuerzo final por flexión del tramo 2 de la viga VT-03

Diseño por corte

En primer lugar, se presentan las envolventes de fuerza cortante obtenidas en ambos tramos de la viga, las cuales se compararán posteriormente para determinar cuál es el caso que define el diseño por corte.

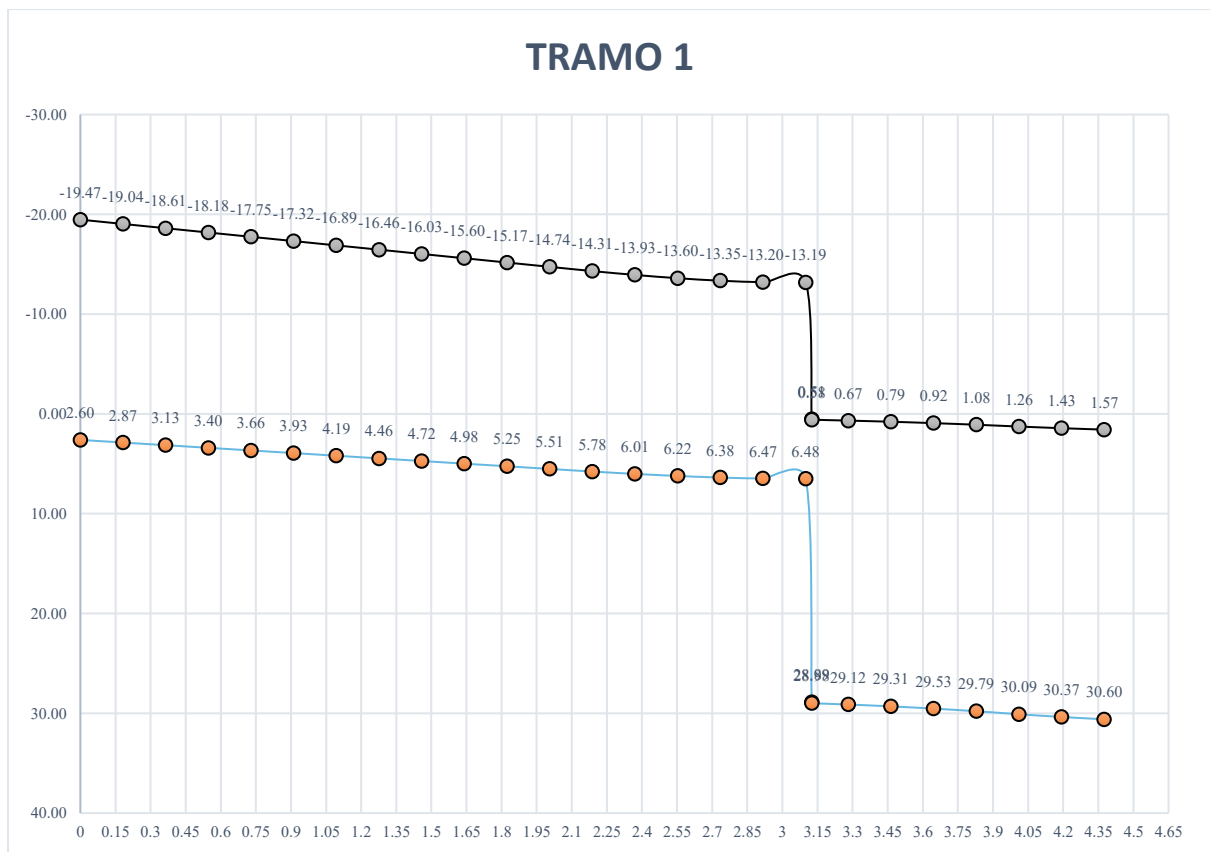


Figura 8.9 Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 de la viga VT-03

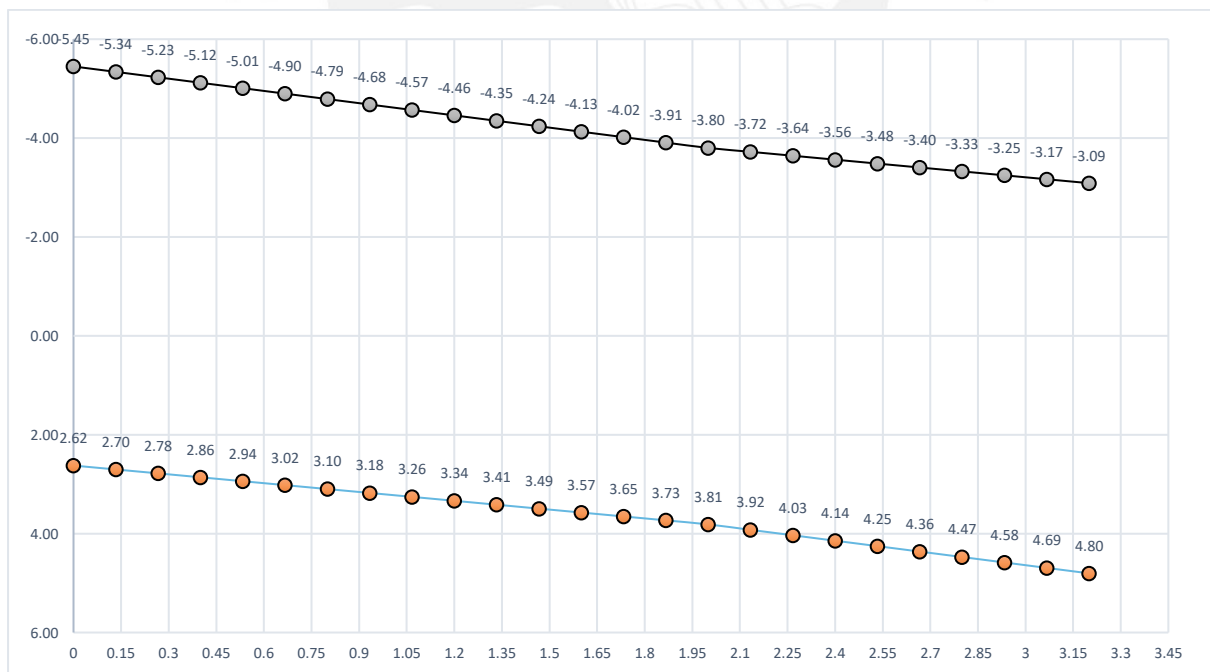


Figura 8.10 Diagrama de fuerza cortante del tramo 2 de la viga VT-03

A partir de los diagramas mostrados, se puede determinar que las cortantes de diseño a d de la cara son $Vu_1 = 30.10 \text{ ton}$ y $Vu_2 = 5.12 \text{ ton}$, para cada tramo respectivamente.

En segundo lugar, debido a que la viga tiene responsabilidad sísmica, se debe diseñar por capacidad según la Norma E.060 (2009). Por lo tanto, calcularemos las cortantes debido a los momentos nominales en cada apoyo y las isostáticas debido a las cargas por gravedad.

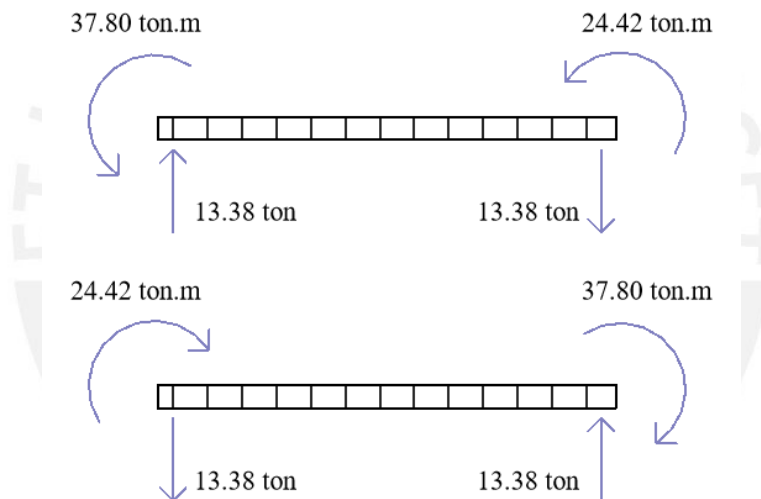
Cargas isostáticas: Se utilizarán las mayores cargas distribuidas para ambos tramos y se calculan las cortantes isostáticas.

$$CM = 1.80 \text{ ton/m} \quad Cv = 0.26 \text{ ton/m}$$

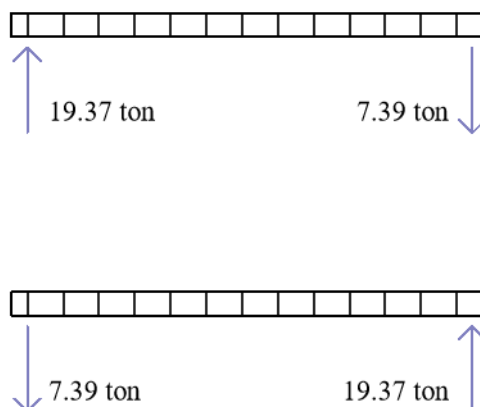
$$\omega u = 1.25 \cdot (1.80 + 0.26) = 2.58 \text{ ton/m}$$

Tramo 1: $V_{isost 1} = 5.99 \text{ ton}$

Momentos y cortantes nominales:



Luego, se suman las cortantes isostáticas y se obtiene el diagrama de fuerza cortante.



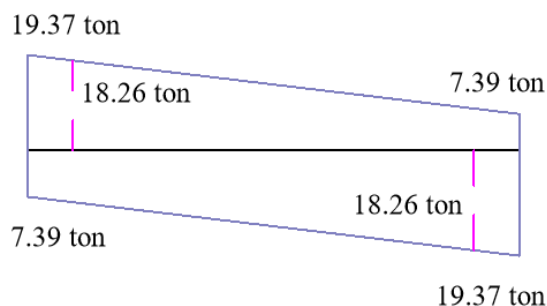


Figura 8.11 Diagrama de fuerza cortante por capacidad del tramo 1 de la viga VT-03

Tramo 2: $V_{isost\ 2} = 3.86\ ton$

Se realiza el mismo procedimiento mostrado en el primer tramo y se obtiene el siguiente diagrama de fuerzas cortantes:

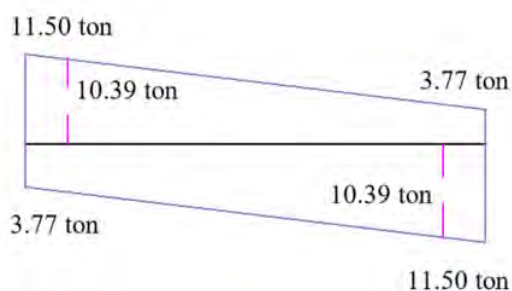


Figura 8.12 Diagrama de fuerza cortante por capacidad del tramo 2 de la viga VT-03

Posteriormente, se elige el valor mayor de fuerza cortante para diseñar desde ambos extremos de cada tramo para generar simetría. Por lo tanto, se determina que las cortantes de diseño por capacidad son $Vu_1 = 18.26\ ton$ y $Vu_2 = 10.39\ ton$

Por otro lado, la Norma E.060 indica comparar estos resultados obtenidos con las cortantes obtenidas con el sismo amplificado 2.5 veces. Si estos resultados son menores a los obtenidos por capacidad previamente, se diseñan con estos, debido a que se considera menos probable el caso mayor. A partir de lo mencionado, se obtienen las siguientes envolventes amplificadas:

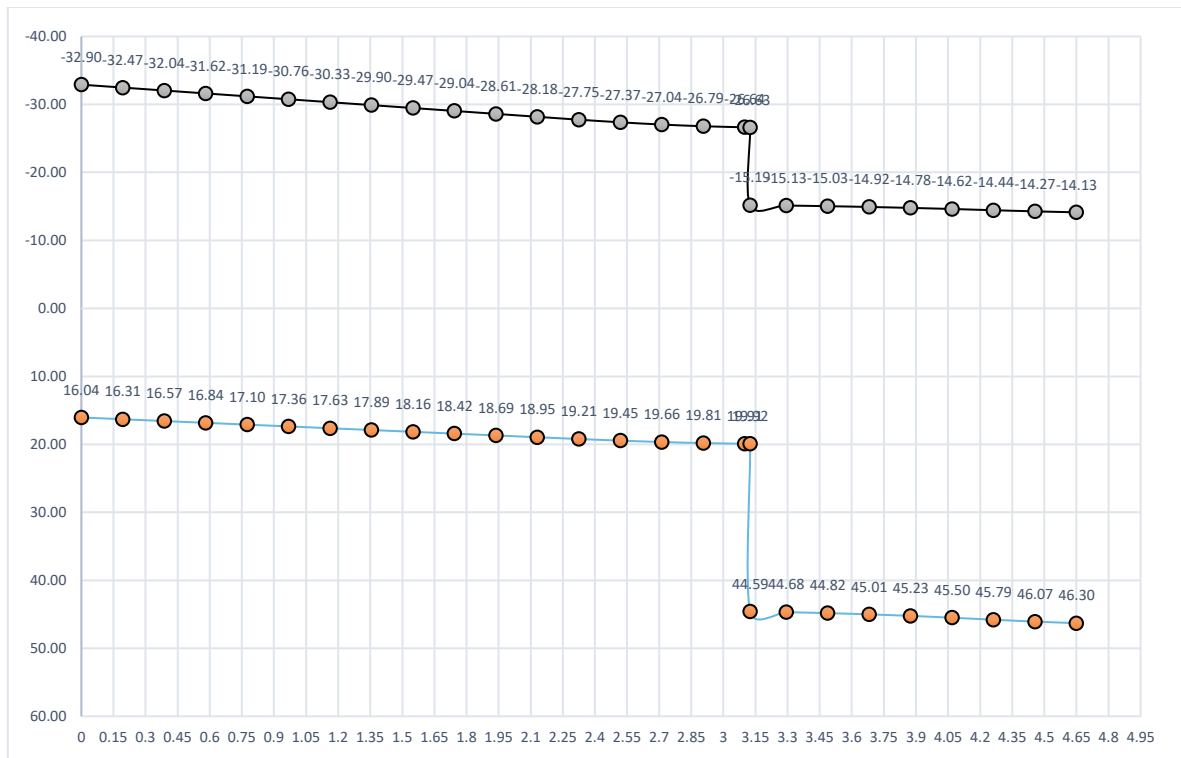


Figura 8.13 Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 de viga VT-03 con sismo amplificado

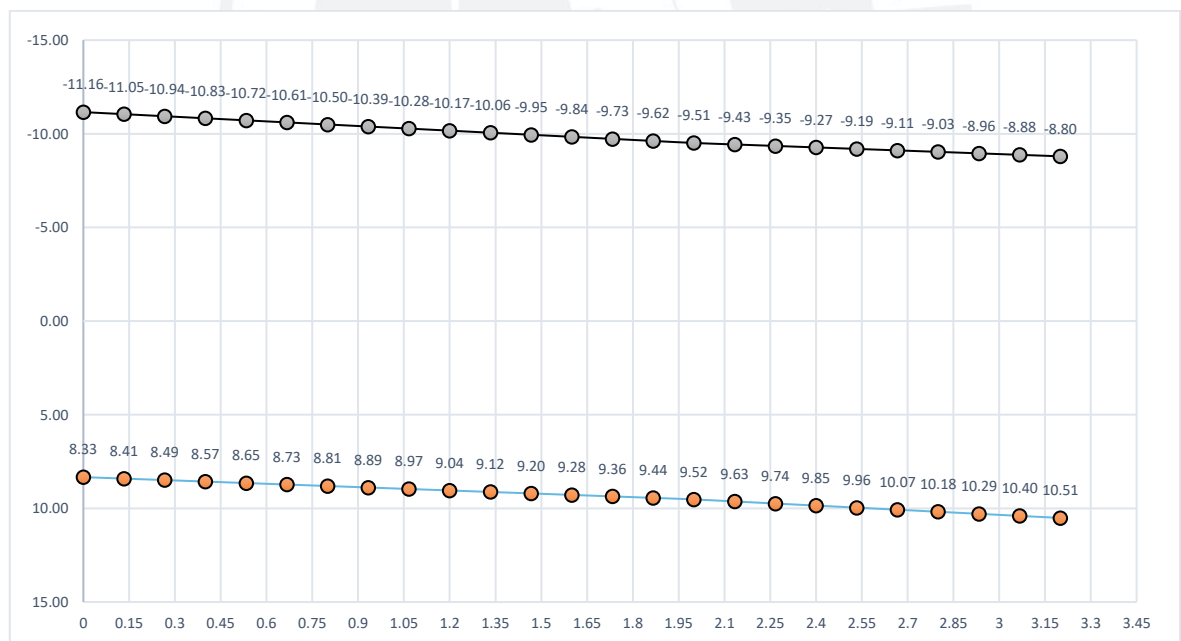


Figura 8.14 Diagrama de fuerza cortante del tramo 2 de viga VT-03 con sismo amplificado

Si analizamos los tres casos presentados, se puede concluir que el primer tramo tiene un comportamiento definido, en su mayoría, por las cargas por gravedad; mientras que el segundo caso, al tener una longitud más corta, recibe mayor esfuerzo por sismo y se comporta

como una viga con mayor responsabilidad sísmica. Por este motivo, se observa que la envolvente de cortante por flexión del tramo 1 presenta mayor cortante de diseño que la obtenida por capacidad, por lo que será este caso inicial el que se utilizará. Por otro lado, el Tramo 2 se diseñará utilizando la fuerza cortante por capacidad, ya que es mayor que el caso original y menor que la cortante amplificada por el sismo. Finalmente, se tiene lo siguiente:

Fuerzas cortantes de diseño: $Vu_1 = 30.10 \text{ ton}$ y $Vu_2 = 10.39 \text{ ton}$

Aporte del concreto: $Vc = 9.91 \text{ ton} \rightarrow \Phi Vc = 8.42 \text{ ton}$, el cual es menor al Vu en ambos tramos, por lo que se debe colocar estribos.

Espaciamiento: Se utilizarán estribos de $3/8''$, los cuales generan un $Av = 1.42 \text{ cm}^2$.

Además, para el espaciamiento calculado, se elegirá un valor múltiplo de 2.5 cm.

Tramo 1:

$$Vs = \frac{30.10}{0.85} - 9.91 = 25.50 \text{ ton} \rightarrow s = 10.10 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

Tramo 2:

$$Vs = \frac{10.39}{0.85} - 9.91 = 2.31 \text{ ton} \rightarrow s = 110 \text{ cm} \rightarrow \text{Se utilizará el mínimo}$$

Por otro lado, se debe analizar los requisitos mínimos para la separación de estribos según la Norma E.060:

Zona de confinamiento: $Lo = 2h = 1 \text{ m}$

Espaciamiento:

- $\frac{d}{4} = 11 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$
- $10 \cdot 1.91 = 19.1 \text{ cm}$
- $24 \cdot 0.95 = 22.8 \text{ cm}$
- 30 cm

Se observa que el espaciamiento requerido por fuerza cortante es menor al máximo establecido por la Norma E.060 (2009) para la zona de confinamiento en el tramo 1, pero se

utilizará para el tramo 2. Así mismo, fuera de la zona de confinamiento se solicita como máximo un espaciamiento igual a $\frac{d}{2} \approx 20 \text{ cm}$, por lo que resta analizar, en ambos tramos, si 1 m de zona de confinamiento es suficiente. Por ello, calculamos el V_s que ofrece una separación de estribos de 20 cm.

$$V_s = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 43}{20} = 12.82 \text{ ton}$$

$$V_u = (12.82 + 9.91) \cdot 0.85 = 19.32 \text{ ton}$$

Tramo 1: Se requiere 1.275 m de zona de confinamiento debido al lado derecho del tramo, por lo que se hace simétrico el refuerzo. Se elige el siguiente espaciamiento de estribos:

$$1 @ 5 \text{ cm}, 13 @ 10 \text{ cm}, \text{rto. } @ 20 \text{ cm}$$

Tramo 2: No cumple. Se analiza el diagrama obtenido por capacidad y se observa que cumple con la longitud mínima de confinamiento y el espaciamiento máximo fuera de la misma. Por lo tanto, se elige el siguiente espaciamiento de estribos:

$$1 @ 5 \text{ cm}, 6 @ 15 \text{ cm}, \text{rto. } @ 20 \text{ cm}$$

Control de deflexiones

Según la Tabla 6.1, la Viga V-3 es un caso con un extremo apoyado y un extremo continuo en ambos tramos, por lo que se calcula el peralte requerido:

$$\text{Tramo 1: } h_1 = \frac{4.375}{18.5} = 0.24 \text{ m} < 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Tramo 2: } h_1 = \frac{3.00}{18.5} = 0.16 \text{ m} < 0.50 \text{ m}$$

Se verifica que la viga cumple con el peralte requerido para un buen comportamiento, por lo que no es necesario verificar las deflexiones.

Control de la fisuración

Se muestra, a continuación, el diagrama de momentos flectores en servicio (CM+CV):

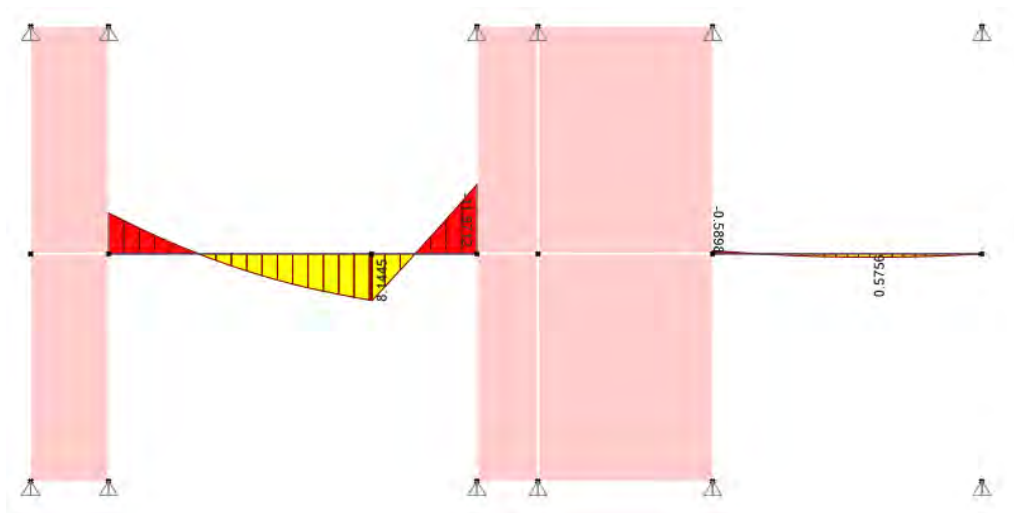


Figura 8.15 Diagrama de momento flector en cargas de servicio de la viga VT-03

Luego, se analizan los valores máximos en las secciones A⁻, B⁺, C⁺, D⁻, E⁻ y F⁺, y se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 8.5

Verificación del parámetro Z para el control de la fisuración en la Viga V-3

Sección	Tramo 1		Tramo 2		
	A-	C+	D-	E-	F+
Ms (kg-cm)	709000	803000	1197000	83000	48000
d (cm)	43.28	44	43.28	42.83	42.83
As (cm ²)	23.82	15.30	23.82	9.68	9.68
fs (kg/cm ²)	764.14	1325.34	1290.10	222.44	128.64
dc (cm)	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
b (cm)	30	30	30	30	30
ys (cm)	6.72	6.00	6.72	7.17	7.17
N° barras	6	6	6	3	7
Act (cm ²)	67.20	60.00	67.20	143.40	61.46
Z (kN/mm)	5.41	9.03	9.13	2.03	0.88
Z ≤ 26	OK	OK	OK	OK	OK

Como se verifica en la Tabla 8.5, el parámetro Z es menor a 26 kN/mm en todas las secciones críticas de la viga V-3. Por lo tanto, se verifica que el acero instalado permite un correcto control de la fisuración y el diseño es correcto.

Capítulo 9: Diseño de columnas

Las columnas, en combinación con las placas, cumplen la función de transmitir las cargas verticales desde las vigas y techos hacia la cimentación. Así mismo, estos elementos controlan los desplazamientos laterales de la estructura en función de su rigidez.

9.1. Análisis estructural

Del mismo modo que se analizó las vigas, las columnas serán modeladas como elementos que conforman pórticos sísmicos. Así mismo, las columnas reciben momentos en dos direcciones (X-X e Y-Y), por lo que es preferible analizar cada dirección de manera independiente y obtener las combinaciones de carga indicadas en el Capítulo 1, acerca de la metodología de diseño.

$$U_1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U_2 = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U_3 = 0.9 CM \pm CS$$

9.2. Diseño por flexocompresión uniaxial

La flexocompresión es el efecto causado por la combinación de los esfuerzos axiales y los generados por los momentos aplicados en cada dirección de análisis, la cual se representa gráficamente mediante un diagrama de interacción.

El diseño por flexocompresión se realiza a partir de definir un acero mínimo para la columna, a partir del cual se obtiene el diagrama de interacción para cada dirección de análisis y se evalúan que las combinaciones actuantes respectivas estén dentro de esta curva. Si este diagrama inicial no cumple con las solicitaciones, se itera hasta obtener el acero requerido.

Con respecto al acero instalado, la Norma E.060, en su artículo 10.9.1, estipula que la cuantía mínima es igual a 1% y un valor máximo de 6% para no congestionar la sección con varillas excesivas. En este caso extremo, lo recomendable sería aumentar las dimensiones de la sección de concreto.

9.3. Diseño por flexocompresión biaxial

La Norma E.060, en su artículo 10.18, presenta fórmulas que permiten evaluar, de manera aproximada, la sección en un caso de flexocompresión biaxial. Este escenario sucede cuando la columna presenta esfuerzos en dirección del sismo o viento, mientras que se aplican cargas de gravedad en su otro eje principal (Ottazzi, 2016).

Si $P_u \geq 0.1 \cdot \Phi P_{on}$:

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{n_x}} + \frac{1}{\Phi P_{n_y}} - \frac{1}{\Phi P_{no}}$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal frente con flexión biaxial

P_{n_x} = Resistencia nominal con la solo la acción de momento en X

P_{n_y} = Resistencia nominal con la solo la acción de momento en Y

P_{no} = Resistencia nominal con la acción de solo carga axial. Se calcula mediante: $0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$

Si $P_u < 0.1 \cdot \Phi P_{on}$:

$$\frac{Mu_x}{\Phi Mn_x} + \frac{Mu_y}{\Phi Mn_y} \leq 1.0$$

Donde:

ΦMn_x = Resistencia de diseño con respecto al eje X

ΦMn_y = Resistencia de diseño con respecto al eje Y

9.4. Efectos de la esbeltez

Los resultados obtenidos a partir del análisis elástico no consideran los efectos ocasionados por la esbeltez, curvaturas y de los desplazamientos laterales de la estructura.

9.4.1. Índice de estabilidad

La Norma E.060 (2009), en su artículo 10.11.4.2, indica la fórmula para el índice de estabilidad. Si el factor obtenido es menor o igual a 0.06, la estructura se puede suponer como arriostrada lateralmente en el entrepiso.

$$Q = \frac{\sum Pu \cdot \Delta o}{Vu_s \cdot he}$$

Donde:

- $\sum Pu$ = Sumatoria de las cargas axiales amplificadas muertas y vivas desde la parte superior hasta el entrepiso analizado
- Δo = Deformación relativa de entrepiso debido a las fuerzas laterales
- Vu_s = Fuerza cortante debida al sismo amplificada en el entrepiso analizado
- he = Altura de entrepiso

9.4.2. Estructuras sin desplazamiento lateral

La Norma E.060 (2009), en su artículo 10.12, indica las fórmulas para amplificación del momento en estructuras sin desplazamiento lateral. Así mismo, si se cumple lo siguiente, no es necesaria la corrección por efectos de esbeltez:

$$\frac{k \cdot lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

$$\left[34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \right] \leq 40$$

Donde:

- k = Factor de longitud efectiva. Se toma igual a 1 según el artículo 10.12.1 de la E.060 a menos que se justifique un valor menor por cálculo.
- lu = Longitud libre de la columna

r = Radio de giro. Según artículo 10.11.2, se puede tomar igual a 0.3 veces la dimensión de la sección en la dirección de análisis para columnas rectangulares y 0.25 para elementos circulares.

$M1$ = Menor momento en los extremos de la columna. Positivo si el elemento tiene una flexión con curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.

$M2$ = Mayor momento en los extremos de la columna. Siempre positivo.

Por otro lado, para verificar los efectos de esbeltez, se diseña la columna con una fuerza axial amplificada P_u y un momento amplificado M_u por los efectos de segundo orden mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M2$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot lu)^2}$$

$$Cm = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \geq 0.4$$

$$EI = \frac{0.2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta d}$$

Además, EI podría calcularse alternativamente mediante la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{0.4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta d}$$

9.4.3. Estructuras con desplazamiento lateral

La Norma E.060 (2009), en su artículo 10.13, indica las fórmulas para amplificación del momento en estructuras con desplazamiento lateral. Así mismo, si se cumple lo siguiente,

no es necesaria la corrección por efectos de esbeltez. En este caso, el valor de k no debe ser menor a 1.

$$\frac{k \cdot lu}{r} \leq 22$$

Los momentos en cada extremo de la columna, se corrigen mediante las siguientes expresiones:

$$M1 = \delta ns M1 + \delta s M1s \quad M2 = \delta ns M2 + \delta s M2s$$

Donde:

δns = Factor de corrección de momento en pórticos arriostrados. Se calcula mediante las expresiones utilizados en el caso sin desplazamiento lateral.

δs = Factor de corrección de momento para pórticos no arriostrados. Se calcula un solo valor para todas las columnas de un mismo pórtico.

$M1s$ = Momento por sismo amplificado en extremo menor

$M2s$ = Momento por sismo amplificado en extremo mayor

La Norma E.060 (2009), en su artículo 10.13.4.1, indica que el valor de δs se calcula mediante un análisis elástico de segundo orden; sin embargo, permite la siguiente expresión para el cálculo del factor de manera alternativa:

$$\delta s = \frac{1}{1-q}; \quad 1 \leq \delta s \leq 1.5$$

Si el valor de δs es mayor a 1.5, se debería calcular el factor real mediante un análisis de segundo orden; sin embargo, la Norma E.060, en su artículo 10.13.4.3, presenta una fórmula adicional:

$$\delta s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum Pc}}$$

Donde $\sum Pu$ es la suma de las cargas verticales amplificadas en el entrepiso analizado y $\sum Pc$ es la suma de los valores de las columnas que aportan a la resistencia al desplazamiento lateral del piso. Este último factor se calcula mediante la ecuación utilizada para el caso sin desplazamiento lateral, así como el cálculo de EI ; sin embargo, se utiliza el k indicado en la presente sección.

9.5. Diseño por corte

En primer lugar, la Norma E.060, en su Artículo 21.4.5, indica los requisitos para la separación de los estribos y la longitud de la zona confinada (L_o), los cuales son los siguientes:

- La longitud de L_o debe ser igual o mayor que el mayor valor entre:
 - o La sexta parte de la luz libre de la columna
 - o La mayor dimensión de la sección transversal de concreto
 - o 0.50 m
- El espaciamiento del primer estribo debe ser no mayor a 5 cm desde la cara del nudo.
- El espaciamiento dentro de la zona confinada no debe exceder al menor valor entre:
 - o Ocho veces el diámetro menor de las varillas longitudinales
 - o La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de concreto
 - o 0.10 m
- El espaciamiento fuera de la zona confinada no debe exceder al menor valor entre:
 - o El espaciamiento requerido por la fuerza cortante
 - o El peralte efectivo entre dos
 - o 16 veces el mayor diámetro de las varillas longitudinales
 - o 48 veces el diámetro del estribo
 - o La menor dimensión de la sección transversal de concreto
 - o 0.30 m

- El espaciamiento dentro del nudo no debe exceder al menor valor entre:

$$o \quad s_{m\acute{a}x} = \frac{Av \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w}$$

$$o \quad s_{m\acute{a}x} = \frac{Av \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w}$$

$$o \quad 0.15 \text{ m}$$

Por otro lado, la Norma E.060, en su artículo 21.4.3, dispone las consideraciones especiales para el diseño sísmico por capacidad. Este procedimiento es similar al indicado previamente para el caso de las vigas, el cual se representa gráficamente a continuación y

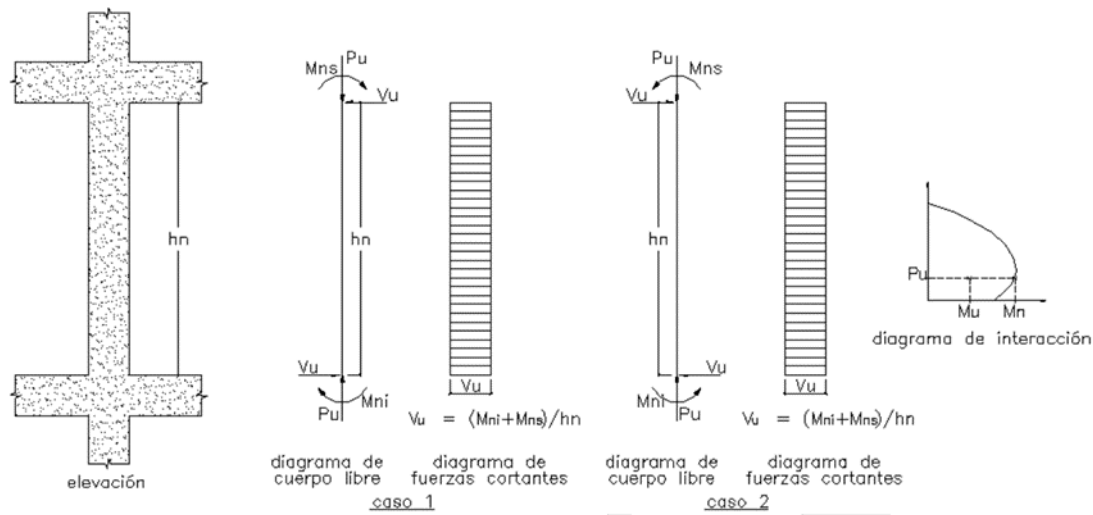


Figura 9.1 Fuerza cortante por capacidad en columnas según la Norma E.060 (2009)

El resultado del V_u obtenido debe compararse, posteriormente, con la envolvente generada por las combinaciones de carga considerando el sismo amplificado por 2.5, entre las cuales se elige el menor para no considerar una situación muy amplificada e improbable.

Así mismo, la Norma E.060, en su artículo 11.3.1.2, indica la resistencia a cortante por el concreto en un elemento sometido a flexión y compresión, la cual se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Donde U_n es el valor de la carga axial ejercida sobre el elemento y es positiva cuando es compresión. Posteriormente, se calcula el espaciamiento requerido para los estribos utilizando los mismos criterios explicados en el Capítulo 8 correspondiente a las vigas.

9.6. Empalmes por traslape del refuerzo

Debido a que las columnas presentan poco esfuerzo por flexión en su zona central, es conveniente realizar los empalmes en dicha ubicación. Sin embargo, también se puede colocar estos traslapes en zonas cercanas al nudo, debido a que las solicitaciones por momento no son tan elevadas en comparación a la carga axial en edificios de muros estructurales como el presente caso. Cabe resaltar que, en este último caso mencionado, debe incluirse una longitud mayor del elemento traslapado, la cual se muestra representada gráficamente a continuación:

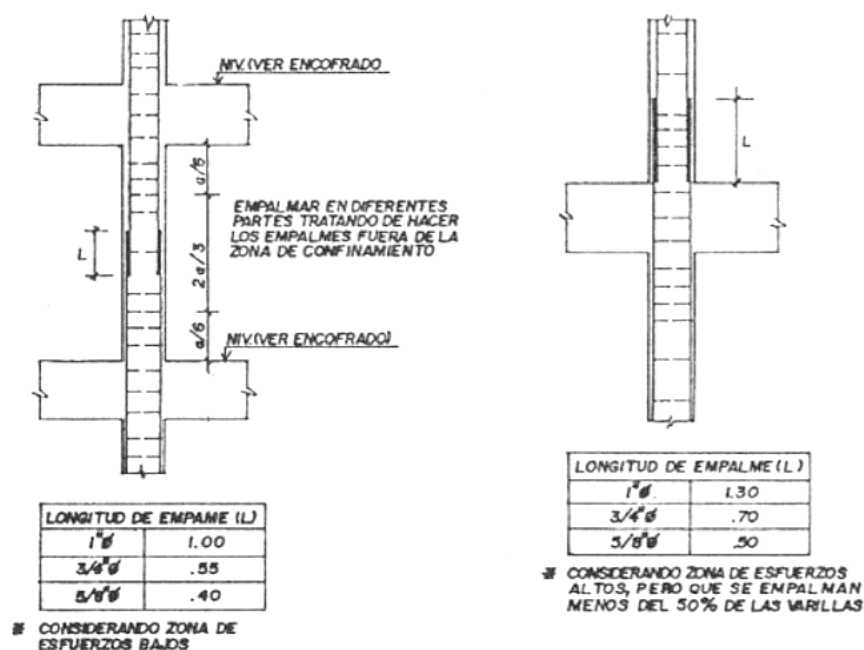


Figura 9.2 Empalmes por traslape en columnas según Blanco (1994)

9.7. Ejemplo de diseño

Se realizará, a manera de ejemplo, el diseño de la columna C-03, la cual se encuentra ubicada entre los ejes B-2. Sus dimensiones son de 0.25x0.70 m y es continua hasta la base de la estructura; sin embargo, se realizará el diseño con los resultados del análisis en el tramo de

la columna del primer nivel, debido a que en el sótano cambian los esfuerzos debido a la presencia de muros de contención.

Tabla 9.1

Cargas obtenidas para la columna C-03 en la base del primer nivel

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton. m)	Mu Y-Y (ton. m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
CM	130.13	0.52	-2.21	-1.48	0.42
CV	27.15	0.18	-0.89	-0.49	0.14
SX Diseño	1.35	0.40	1.73	0.96	0.33
SY Diseño	11.83	3.03	0.26	0.25	2.43

Tabla 9.2

Cargas obtenidas para la columna C-03 en el fondo de viga del primer nivel

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton. m)	Mu Y-Y (ton. m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
CM	129.21	-0.40	1.04	-1.48	0.42
CV	27.15	-0.13	0.20	-0.49	0.14
SX Diseño	1.35	0.32	0.39	0.96	0.33
SY Diseño	11.83	2.31	0.34	0.25	2.43

Efectos de la esbeltez

En primer lugar, se verifica el índice de estabilidad para el presente edificio:

Tabla 9.3

Índice de estabilidad para verificar los desplazamientos laterales de la estructura

Nivel	he_i (m)	Pi (ton)	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
			Δ_i (cm)	Vi (ton)	Q	Δ_i (cm)	Vi (ton)	Q
TECHO 8	2.7	182.22	0.339	86.24	0.00052	1.700	50.09	0.00449
TECHO 7	2.7	328.05	0.364	206.83	0.00042	1.852	103.33	0.00427
TECHO 6	2.7	329.88	0.381	301.05	0.00030	2.004	138.26	0.00347

TECHO 5	2.7	329.88	0.387	375.25	0.00025	2.115	164.50	0.00308
TECHO 4	2.7	329.88	0.378	434.01	0.00021	2.141	188.08	0.00273
TECHO 3	2.7	329.88	0.351	479.23	0.00018	2.033	210.95	0.00231
TECHO 2	2.7	329.88	0.306	511.67	0.00014	1.738	231.07	0.00180
TECHO 1	2.7	333.53	0.244	529.41	0.00011	1.163	243.81	0.00116

Como se observa en la Tabla 9.3, el índice de estabilidad Q es menor a 0.06 en todos los casos de análisis, por lo que se supone a la estructura como arriostrada lateralmente en los entrepisos y se verifica si se considerarán los efectos de esbeltez:

Dirección X-X:

$$34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 34 - 12 \left(-\frac{5.52}{8.55} \right) = 41.75 \rightarrow \text{Se elige } 40$$

$$\frac{k \cdot lu}{r} = \frac{1 \cdot 220}{0.3 \cdot 70} = 10.48 < 40$$

Dirección Y-Y:

$$34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 34 - 12 \left(-\frac{3.15}{3.55} \right) = 44.65 \rightarrow \text{Se elige } 40$$

$$\frac{k \cdot lu}{r} = \frac{1 \cdot 220}{0.3 \cdot 25} = 29.33 < 40$$

Se verifica que, en ambas direcciones de análisis, no es necesario considerar los efectos de esbeltez para la columna C-03.

Diseño por flexocompresión uniaxial

A continuación, se presentan las combinaciones de carga para la columna C-03:

Tabla 9.4

Combinaciones de carga para la columna C-03

	Pu (ton)	Mu X-X (ton.m)	Mu Y-Y (ton.m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
1.4CM + 1.7CV	228.35	1.03	-4.60	-2.91	0.82
1.25(CM+CV) + SX	197.95	1.27	-2.14	-1.51	1.03
1.25(CM+CV) - SX	195.26	0.47	-5.60	-3.43	0.37

0.9CM + SX	118.46	0.87	-0.26	-0.37	0.71
0.9CM - SX	115.77	0.06	-3.72	-2.29	0.04
1.25(CM+CV) + SY	208.44	3.90	-3.61	-2.21	3.12
1.25(CM+CV) - SY	184.78	-2.16	-4.13	-2.72	-1.73
0.9CM + SY	128.95	3.49	-1.73	-1.08	2.80
0.9CM - SY	105.29	-2.56	-2.25	-1.58	-2.05

Tabla 9.5

Combinaciones de carga para la columna C-03

	Pu (ton)	Mu X-X (ton. m)	Mu Y-Y (ton. m)	Vu X-X (ton)	Vu Y-Y (ton)
1.4CM + 1.7CV	227.05	-0.78	1.80	-2.91	0.82
1.25(CM+CV) + SX	196.80	-0.34	1.94	-1.51	1.03
1.25(CM+CV) - SX	194.11	-0.99	1.16	-3.43	0.37
0.9CM + SX	117.63	-0.04	1.33	-0.37	0.71
0.9CM - SX	114.94	-0.68	0.54	-2.29	0.04
1.25(CM+CV) + SY	207.28	1.64	1.89	-2.21	3.12
1.25(CM+CV) - SY	183.62	-2.97	1.21	-2.72	-1.73
0.9CM + SY	128.12	1.95	1.28	-1.08	2.80
0.9CM - SY	104.45	-2.67	0.59	-1.58	-2.05

Posteriormente, se define el refuerzo para la sección, la cual será igual a la cuantía mínima de 1%:

$$As_{req} = 1\% \cdot 25 \cdot 85 = 21.25 \text{ cm}^2$$

Para cumplir con la cuantía requerida y los requerimientos que se desarrollarán posteriormente, se instalarán 12 Φ 3/4", los cuales generan un área de acero instalado igual a 34.04 cm^2 . Se muestra, a continuación, el armado inicial de la sección y sus diagramas de interacción correspondientes:

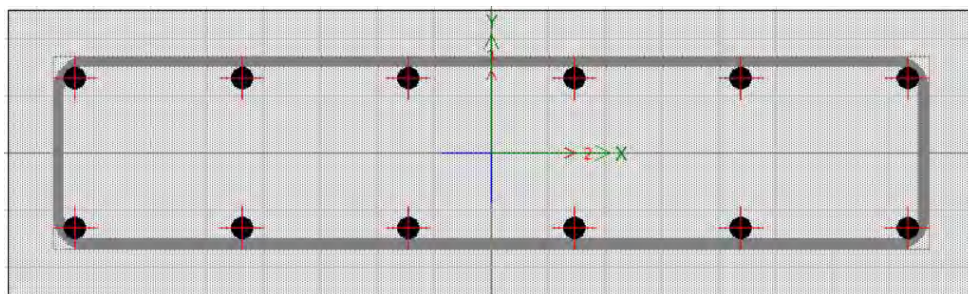


Figura 9.3 Refuerzo de la columna C-03 a verificar

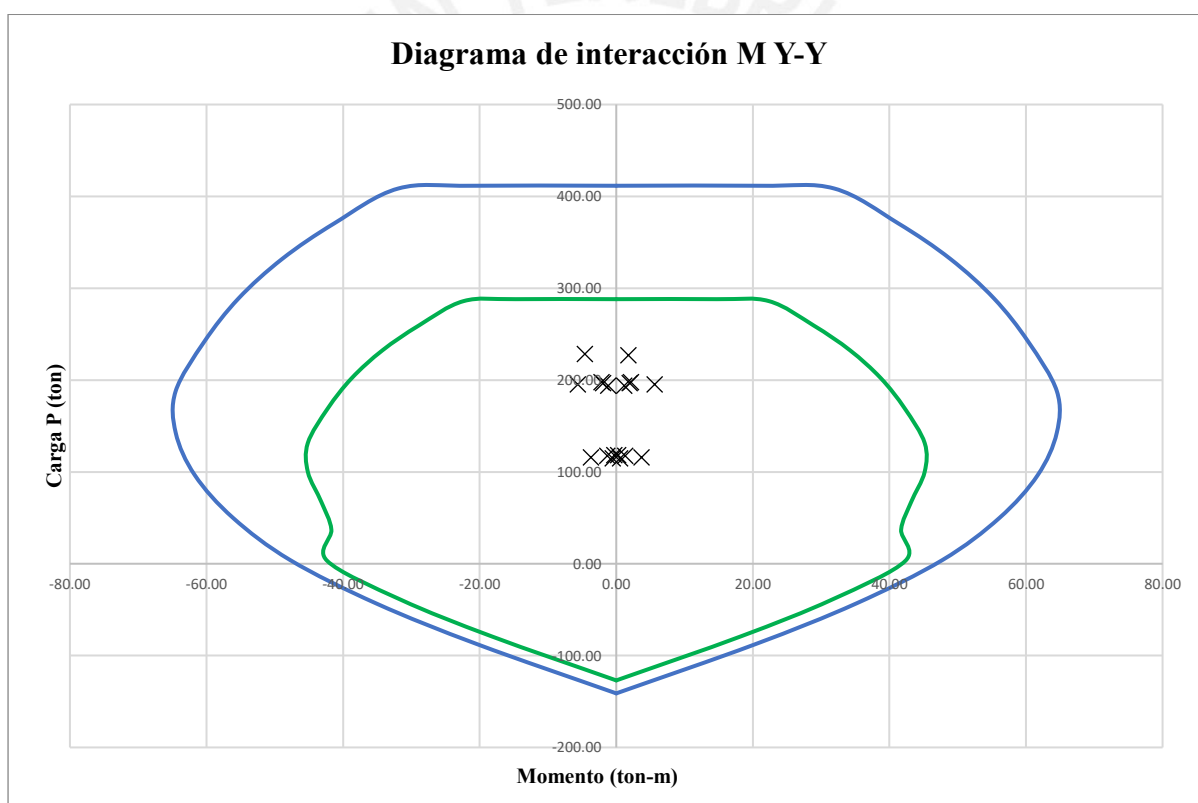


Figura 9.4 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y para el sismo en X-X de la columna C-03

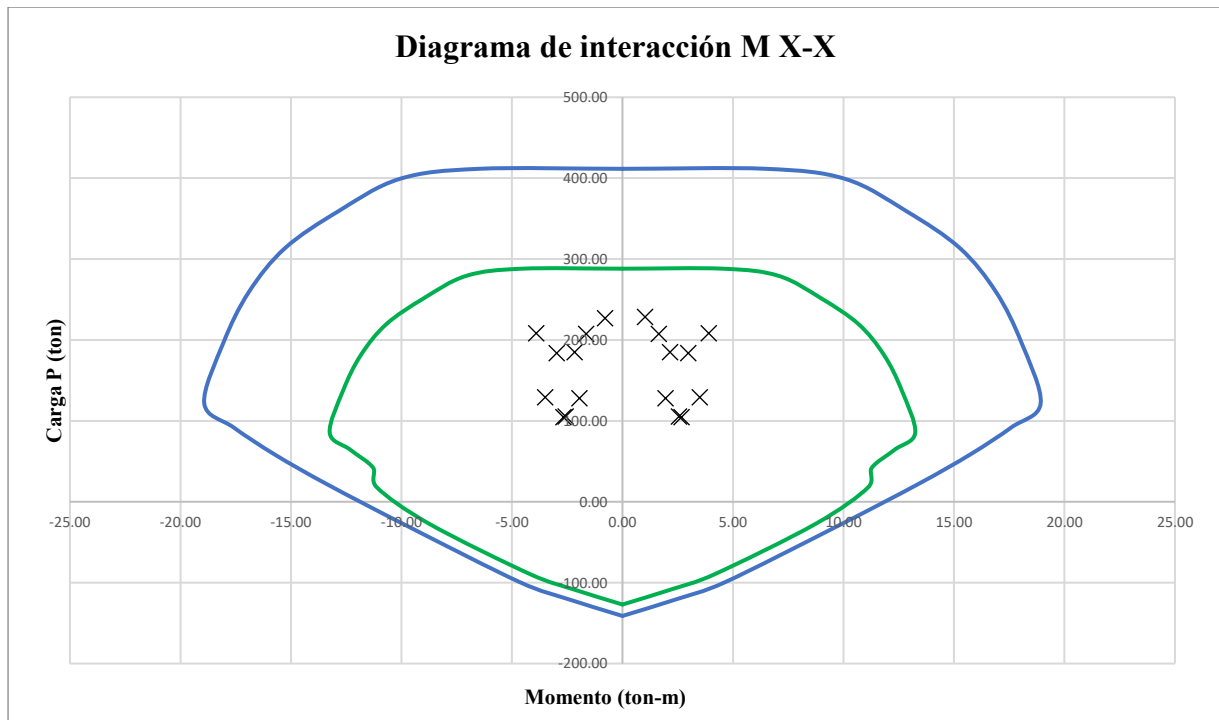


Figura 9.5 Diagrama de interacción alrededor de X-X para el sismo en Y-Y de la columna C-03

Se puede observar que las cargas se encuentran dentro de los diagramas de interacción de diseño, por lo que la sección reforzada cumple con las solicitaciones.

Flexión biaxial

Como se aprecia en la Tabla 9.4, la combinación de carga con mayor momento sucede en 1.25(CM+CV) - SX, en la cual $M_{X-X} = 5.60 \text{ ton} \cdot m$. A continuación, se realiza el cálculo del P_u máximo en un caso biaxial:

$$\Phi P_{no} = 0.7 \cdot (0.85 \cdot 210 \cdot (25 \cdot 85 - 34.08) + 4200 \cdot 34.08) = 361.46 \text{ ton}$$

$$P_u = 195.26 \text{ ton}$$

Se verifica la relación entre P_u y ΦP_{no} :

$$\frac{P_u}{\Phi P_{no}} = 0.54 > 0.1 \rightarrow \text{Cumple relación}$$

Posteriormente, se obtienen ΦP_{nx} y ΦP_{ny} de los diagramas de interacción:

$$Mu_{X-X} = 3.90 \text{ ton} \cdot m \rightarrow \Phi P_{nx} = 288.08 \text{ ton}$$

$$Mu_{Y-Y} = 5.60 \text{ ton} \cdot m \rightarrow \Phi P_{ny} = 288.08 \text{ ton}$$

$$\frac{1}{\Phi P_n} = \frac{1}{\Phi P_{n_x}} + \frac{1}{\Phi P_{n_y}} - \frac{1}{\Phi P_{n_o}} = \frac{1}{288.08} + \frac{1}{288.08} - \frac{1}{361.46}$$

$$\Phi P_n = 239.47 \text{ ton}$$

Se verifica, entonces, que la sección cumplirá para casos de flexocompresión biaxial.

Diseño por corte

Se calculan las capacidades en los nudos de la columna a partir del diagrama de interacción en cada dirección de análisis y combinación de carga, y, posteriormente, se compara con el valor obtenido a partir de amplificar el sismo por 2.5.

Tabla 9.6

Capacidades en los extremos de la columna para cada combinación de carga

	Pu (ton)	Mn Y-Y (ton. m)	Mn X-X (ton. m)
1.4CM + 1.7CV	228.35	17.00	61.00
1.25(CM+CV) + SX	197.95	18.00	62.00
1.25(CM+CV) - SX	195.26	18.00	62.00
0.9CM + SX	118.46	19.00	63.00
0.9CM - SX	115.77	19.00	63.00
1.25(CM+CV) + SY	208.44	18.00	63.00
1.25(CM+CV) - SY	184.78	18.00	64.50
0.9CM + SY	128.95	18.00	64.00
0.9CM - SY	105.29	17.00	62.00

Según lo mostrado en la Tabla 9.6, el mayor valor de Mn es $64.5 \text{ ton} \cdot m$, por lo que la fuerza cortante de diseño, al contar con el mismo acero instalado en ambos extremos, es igual a 58.64 ton .

Tabla 9.7

Fuerza cortante con el sismo sin amplificar y amplificado por 2.5

	Sismo sin amplificar		Sismo amplificado 2.5	
	Vu X-X	Vu Y-Y	Vu X-X	Vu Y-Y
	(ton.m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton.m)
1.4CM + 1.7CV	-2.91	0.82	-2.91	0.82
1.25(CM+CV) + SX	-1.51	1.03	-0.06	1.52
1.25(CM+CV) - SX	-3.43	0.37	-4.87	-0.13
0.9CM + SX	-0.37	0.71	1.07	1.20
0.9CM - SX	-2.29	0.04	-3.73	-0.45
1.25(CM+CV) + SY	-2.21	3.12	-1.84	6.76
1.25(CM+CV) - SY	-2.72	-1.73	-3.09	-5.37
0.9CM + SY	-1.08	2.80	-0.70	6.44
0.9CM - SY	-1.58	-2.05	-1.96	-5.69

Se puede apreciar que la cortante obtenida por capacidad es mayor que la obtenida del sismo amplificado, la cual es igual a $Vu_d = 6.76 \text{ ton}$ y será la cortante de diseño a utilizar. A continuación, se calcula el aporte del concreto por fuerza cortante:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{208.44 \cdot 1000}{140 \cdot 2125}\right) \cdot 85 \cdot 19 = 21.09 \text{ ton}$$

Debido a que la resistencia a cortante del concreto es mayor que la cortante última de diseño, no requiere estribos por corte; sin embargo, se deben colocar los mínimos indicados por la Norma E.060.

Longitud de confinamiento

- $\frac{ln}{6} = \frac{2.2}{6} = 36.67 \text{ cm}$
- mayor dimensión = 85 cm
- 50 cm

Se elige una longitud de confinamiento igual a 85 cm

Espaciamiento en zona confinada

- $8 \cdot \frac{3}{4} \cdot 2.54 = 15.24 \text{ cm}$
- $\frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$
- 10 cm

Se elige el primer estribo a 5 cm de la cara del nudo y 8 siguientes cada 10 cm.

Espaciamiento fuerza de la zona confinada

- $\frac{79}{2} = 39.5 \text{ cm}$
- $16 \cdot \frac{3}{4} \cdot 2.54 = 30.48 \text{ cm}$
- $48 \cdot \frac{3}{8} \cdot 2.54 = 45.72 \text{ cm}$
- menor dimensión = 25 cm
- 30 cm

Se elige un espaciamento de 25 cm fuera de la zona confinada.

Espaciamento en el nudo

- $s_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{0.2 \cdot \sqrt{210} \cdot 70} = 82.31 \text{ cm}$
- $s_{\text{máx}} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 70} = 68.16 \text{ cm}$
- 15 cm

Se elige un espaciamento de 15 cm en el nudo.

Finalmente, se muestra el diseño final de la columna:

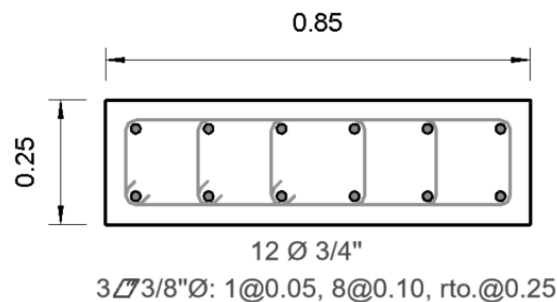


Figura 9.6 Esquema de diseño final de columna C-03

Capítulo 10: Diseño de Muros de Corte

Además de lo mencionado sobre la función en conjunto de las columnas, es de gran importancia resaltar que, debido a que la presente tesis es un edificio de muros estructurales, estos elementos resistirán la mayor cantidad de fuerza cortante debido al sismo. Estos elementos son fundamentales en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas, ya que su rigidez permitirá controlar los desplazamientos laterales.

10.1. Análisis estructural

El análisis estructural que se aplicará para los muros de corte es el mismo que en el caso de las columnas indicado en el Capítulo 9.

10.2. Elementos de borde

Según el artículo 21.9.7.4 de la Norma E.060 (2009), es necesario colocar elementos de borde confinados en los muros de corte cuando la profundidad del eje neutro excede del siguiente valor:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \cdot \left(\frac{\delta_u}{h_m}\right)} = c_{\text{lim}}$$

Así mismo, indica que el cociente $\frac{\delta_u}{h_m}$ no debe ser menor que 0.005 y que se debe extender el núcleo confinado hasta una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $\frac{M_u}{4V_u}$. La longitud de este elemento de borde, en caso se requiera, será igual al mayor valor entre $c/2$ y $(c - 0.1 l_m)$

Es importante resaltar que, en la presente tesis, se colocará núcleos confinados en todas las placas. Esto se debe a que, por los altos requisitos de fuerza cortante y momentos por encontrarse la estructura en una zona sísmica, las cuantías obtenidas requerirán varillas de mayor diámetro para el cumplimiento por flexocompresión. Por este motivo, la Norma E.060 (2009) indica, en su artículo 11.10.9, que el refuerzo vertical distribuido no necesita confinarse

a menos que la cuantía exceda el 1%, por lo que finalmente se convertirían en núcleos confinados a pesar de no requerirlo según lo mencionado inicialmente.

Por otro lado, la Norma E.060 (2009), en su Artículo 21.9.7.6, indica que el espaciamiento de los estribos en el núcleo confinado no debe exceder al menor entre los siguientes valores:

- Diez veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo confinado
- 25 cm

10.3. Diseño por flexocompresión

En primer lugar, se define el tipo de muro de corte según la proporción entre su altura y su longitud. Por lo tanto, si $\frac{H}{L} \geq 1$, se clasifica como muro esbelto, mientras que si $\frac{H}{L} < 1$, es un muro bajo.

En la presente tesis, los muros estructurales son esbeltos, por lo que el diseño por flexocompresión es similar al explicado en el Capítulo 9 de columnas. Por lo tanto, se distribuirá inicialmente el acero de menor diámetro que cumpla la cuantía mínima vertical indicada previamente en el alma de la placa, mientras que se iterará inicialmente con una cuantía de 1% en los núcleos confinados como en el caso de las columnas; sin embargo, la Norma E.060 no establece un mínimo para estos elementos, por lo que se podrá reducir la cuantía si esta presenta holgura.

Así mismo, se realizará finalmente el diagrama de interacción y se evaluará el cumplimiento de la sección mediante la aplicación de las combinaciones de diseño del mismo modo como se explicó en el capítulo previo para el diseño por flexocompresión.

10.4. Diseño por corte

La Norma E.060, en su artículo 11.10, indica las disposiciones a considerar para el diseño por cortante en los muros de corte, los cuales se detallarán a continuación.

La contribución del concreto (V_c) se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$V_c = \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d;$$

$$\alpha_c = 0.25; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5, \quad \text{y} \quad \alpha_c = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2,$$

Donde α_c varía linealmente entre ambos valores, t es el espesor de la placa y el peralte efectivo (d) puede considerarse igual a $0.80 L_m$ según el artículo 21.9.4.5 de la Norma E.060 (2009).

Además, la Norma E.060 especifica el límite para el valor de la fuerza cortante nominal ($V_n = V_c + V_s$) mediante la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$$

Si $V_u \leq 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$, la cuantía del refuerzo horizontal no será menor a 0.0020 y la cuantía vertical no será menor a 0.0015.

Si $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$ o $V_u > \Phi V_c$, la cuantía del refuerzo horizontal se calculará mediante las siguientes expresiones:

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \quad \rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot t \cdot d} \quad , \quad \rho_{h \text{ mín}} = 0.0025$$

Así mismo, la cuantía vertical se calcula a partir de la horizontal requerida, según lo indicado en el artículo 11.10.10.3:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025), \quad \rho_{v \text{ mín}} = 0.0025$$

Adicionalmente, la Norma E.060 (2009) indica que esta cuantía calculada no necesita ser mayor que la obtenida para el refuerzo horizontal y se debe cumplir los siguientes requisitos de confinamiento y espaciamiento:

- Las varillas deben estar distribuidas en dos capas si el espesor es mayor a 20 cm
- La separación entre barras no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro o 0.40 m

- Las varillas verticales no necesitan confinarse a menos que su cuantía sea mayor al 1%

Por otro lado, la Norma E.060 (2009), en su artículo 21.9.5.3, indica que en muros donde puede esperarse fluencia por flexión del refuerzo vertical debido a la respuesta sísmica inelástica de la estructura, la fuerza cortante de diseño deberá amplificarse a la capacidad en flexión instalada mediante la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{u_a} \left(\frac{M_n}{M_{u_a}} \right)$$

Donde V_{u_a} y M_{u_a} son la cortante y momento últimos actuantes obtenidos del análisis estructural. Adicionalmente, se debe considerar lo siguiente:

- El cociente $\frac{M_n}{M_{u_a}}$ no debe considerarse mayor que el coeficiente de reducción (R)
- Esta amplificación de la cortante solo es necesaria aplicarse hasta una altura igual al mayor valor entre la longitud del muro, $\frac{M_u}{4V_u}$ o la altura de los dos primeros pisos.

10.5. Efecto local

Durante el diseño por flexocompresión, la placa se evalúa como un elemento unificado; sin embargo, en placas que reciben esfuerzos de las vigas en la dirección perpendicular a su plano de mayor longitud, se debe evaluar sus núcleos confinados que reciben estas cargas y momentos. Por ese motivo, se realiza la verificación como elementos aislados que simulan columnas.

Sobre lo mencionado, la Norma E.060 no indica ningún requerimiento y diversos autores asumen distintas longitudes adicionales para los núcleos confinados. Sin embargo, en la presente tesis, se asumirán los núcleos solo con sus dimensiones confinadas para su verificación.

10.6. Empalmes por traslape del refuerzo

Los empalmes a utilizar dentro de los núcleos confinados serán los mismos indicados en el Capítulo 9. Esto se debe a que estos elementos de borde se comportarán de un modo similar al caso de las columnas.

10.7. Juntas de control en muros

Los cambios de temperatura en el concreto generan tensiones en la estructura, por lo que, si el elemento no es libre de contraerse, puede generar agrietamientos o roturas en su sección. Por este motivo, se colocan las juntas de control, las cuales son reducciones de la sección en puntos específicos del elemento para generar un plano débil por el cual se induzca la generación de las grietas de forma local y eviten el cuestionamiento del desempeño de la estructura si estas aparecieran a lo largo de la misma en posiciones visibles. Con esta finalidad, se establece una separación recomendable en muros sin aberturas entre 6.10 y 7.60 m; así mismo, se recomienda un distanciamiento para las juntas (medidas desde los extremos del muro) entre 1.50 y 4.50 m. Así mismo, estas juntas podrán coincidir con las juntas de construcción (Fintel, 1986).

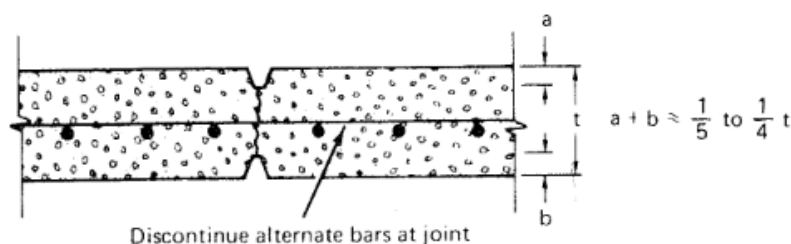


Figura 10.1 Detalle de junta de control en muros con espesor igual o menor a 20 cm

(Fintel, 1986)

10.8. Ejemplo de diseño

Se realizará, a manera de ejemplo, el diseño de la placa P-05, la cual se ubica alrededor del ascensor entre los ejes B-3. Es importante resaltar que todas las placas reducen sus esfuerzos

en el sótano, debido a que estos se transmiten a los nuevos muros que contienen el terreno, por lo que el análisis estructural se realiza en la base de la placa del primer nivel.

Tabla 10.1

Cargas obtenidas en la base de la Placa P-5 en el Piso 1

Caso	Pu (ton)	Mu Y-Y (ton. m)	Mu X-X (ton. m)	Vu Y-Y (ton. m)	Vu X-X (ton. m)
CM	343.95	3.03	-34.30	6.18	-4.61
CV	52.93	0.17	-6.85	1.12	-1.34
SX Diseño	3.26	88.28	33.18	7.10	10.41
SY Diseño	57.93	115.67	794.99	96.50	5.07

Luego, se verifica la relación entre la altura total de la placa y su longitud para determinar el tipo de muro de corte. Para esto, se tomará en consideración la longitud total de toda la forma de la placa a su eje:

$$\frac{H}{L} = \frac{21.60}{6.75} = 3.20 > 1 \rightarrow \text{Muro esbelto}$$

Diseño por flexocompresión

En primer lugar, se define el acero para evaluar la placa, la cual llevará núcleos confinados debido a que la estructura se encuentra en una zona sísmica; sin embargo, el requerimiento de estas se verificará posteriormente. Por otro lado, en las zonas interiores de la placa se asignará el acero mínimo según lo indicado en la Sección 10.4 para la cuantía mínima vertical:

$$\rho_{v \min} = 0.0025$$

Tramo de 0.25 m de espesor: se utilizan varillas de 3/8"

$$A_{req} = 0.25 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0.0025 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = \frac{2 \cdot 0.71}{6.25} = 0.22 \approx 0.20 \text{ m}$$

Tramo de 0.30 m de espesor: se utilizan varillas de 1/2"

$$A_{req} = 0.30 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 0.0025 = 7.50 \text{ cm}^2/m$$

$$s = \frac{2 \cdot 1.29}{7.50} = 0.34 \approx 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto, el armado preliminar de la Placa P-05 es el siguiente:

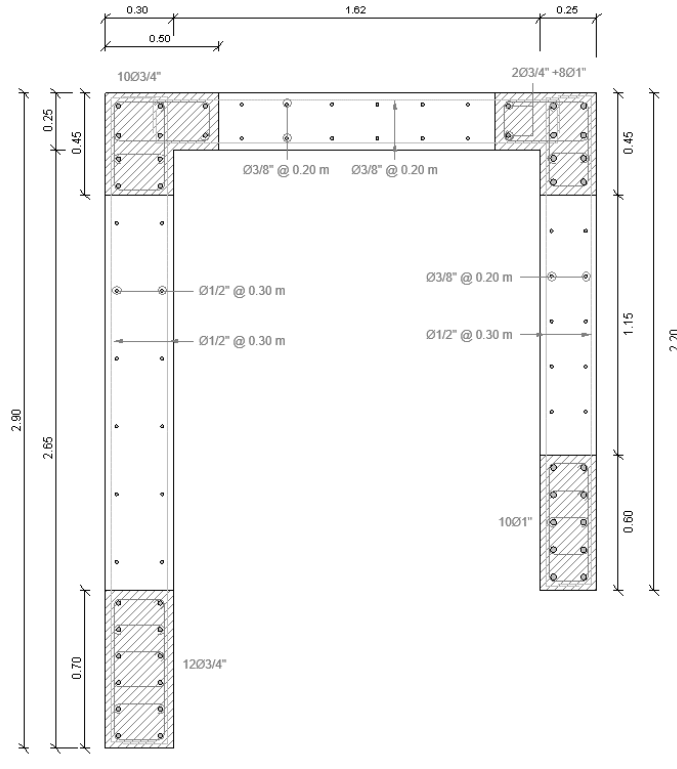


Figura 10.2 Refuerzo de la placa P-05 a verificar

Posteriormente, se calculan las combinaciones de carga para cada dirección de análisis:

Tabla 10.2

Combinaciones de carga para la Placa P-05

Combinaciones de carga	P_u (ton)	M_u Y-Y (ton. m)	M_u X-X (ton. m)	V_u Y-Y (ton. m)	V_u X-X (ton. m)
1.4CM + 1.7CV	571.51	4.53	-59.66	10.56	-8.74
1.25(CM+CV) + SX	499.36	92.27	-18.25	16.23	2.97
1.25(CM+CV) - SX	492.84	-84.28	-84.61	2.02	-17.85
0.9CM + SX	312.82	91.00	2.31	12.67	6.26
0.9CM - SX	306.29	-85.55	-64.05	-1.54	-14.56
1.25(CM+CV) + SY	554.03	119.67	743.56	105.63	-2.37

1.25(CM+CV) - SY	438.17	-111.67	-846.43	-87.38	-12.51
0.9CM + SY	367.49	118.40	764.12	102.07	0.92
0.9CM - SY	251.62	-112.95	-825.86	-90.94	-9.22

Luego, se generan los diagramas de interacción para cada dirección de análisis.

Sismo X-X:

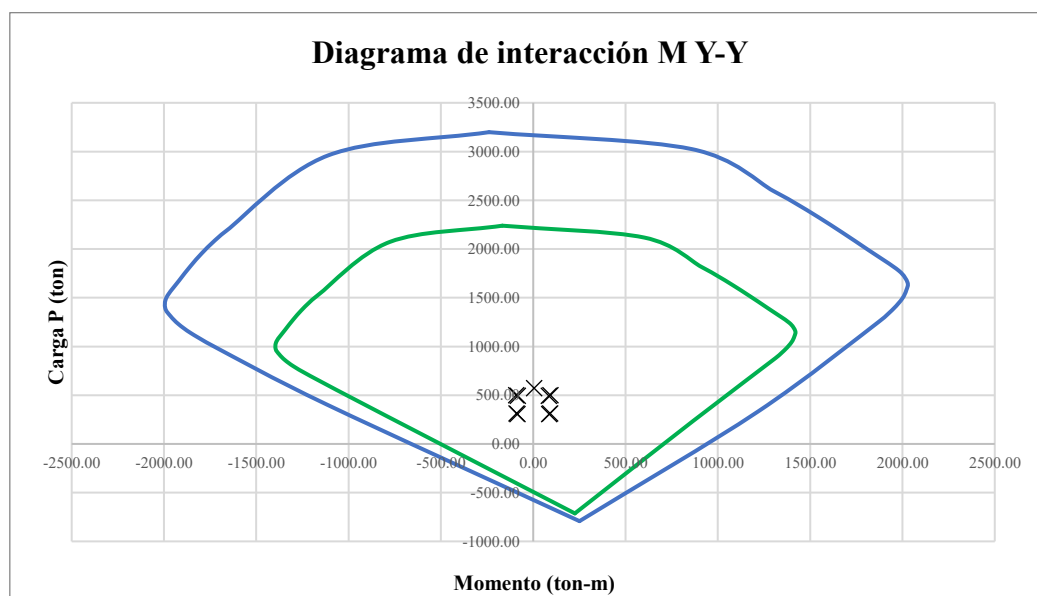


Figura 10.3 Diagrama de interacción alrededor de Y-Y con sismo en X-X para P-05

Sismo Y-Y

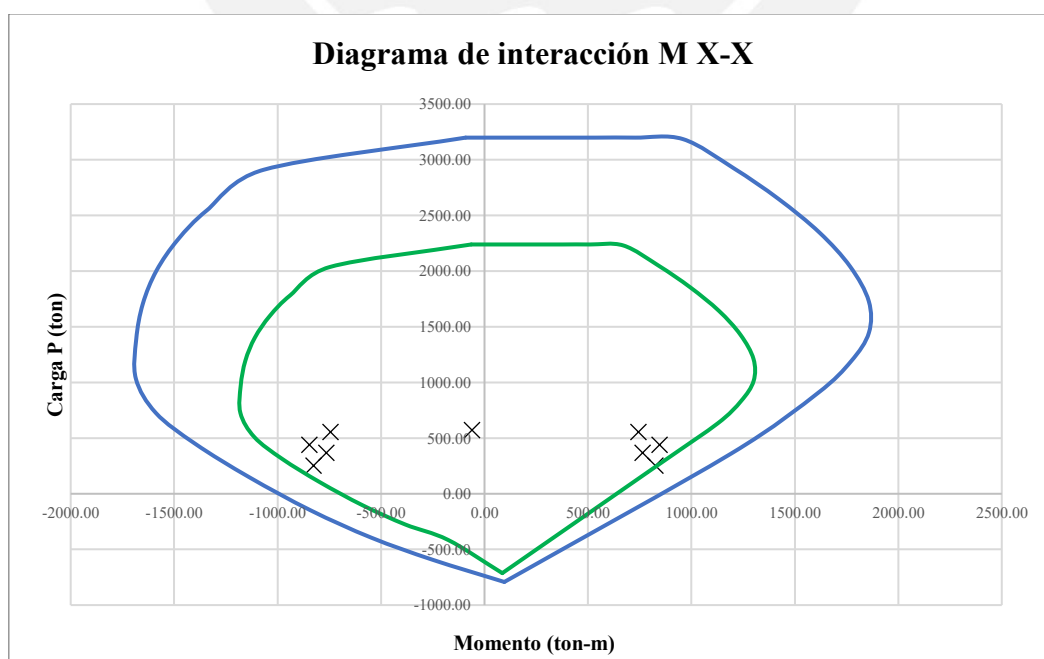


Figura 10.4 Diagrama de interacción alrededor de X-X con sismo en Y-Y para P-05

Como se puede observar, en la Figura 10.4, la cual representa los momentos generados en X-X, los cuales involucran un giro hacia la dirección del sismo Y-Y, es el más crítico y cumple con contener todas las combinaciones dentro del diagrama de interacción reducido. Por lo tanto, el armado elegido es correcto y se continúa con el diseño.

Diseño por corte

Como se observa en la Tabla 10.2, la combinación 1.25(CM+CV)+SY presenta la mayor fuerza cortante, por lo que $Vu_a = 105.63 \text{ ton}$. Así mismo, la carga axial asignada a dicha combinación es $Pu = 554.03 \text{ ton}$, el momento actuante es $Mu_a = 743.56 \text{ ton} \cdot m$ y la capacidad asociada es aproximadamente $Mn_{X-X} = 1250 \text{ ton} \cdot m$.

$$Vu_{diseño} = Vu_a \left(\frac{Mn}{Mu_a} \right) = 100.20 \cdot \left(\frac{1250}{743.56} \right) = 177.57 \text{ ton}$$

Luego, se verifica la cortante nominal que resiste la placa, para la cual se tomará en consideración solo las longitudes resistentes a su caso crítico (sismo en Y-Y):

$$Vn_{req} = \frac{177.57}{0.85} = 208.91 \text{ ton}$$

$$Vn_{máx} = 2.6 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 510) = 384.31 \text{ ton} > Vn_{req}$$

Verificación del refuerzo mínimo:

$$Vu_{mín} = 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 510) = 39.91 \text{ ton} < Vu_{diseño}$$

Por lo tanto, se calcularán las cuantías según las fórmulas presentadas.

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$Vs = 208.91 - (0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 0.8 \cdot 510) \cdot 10^{-3} = 130.57 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{130.57}{f_y \cdot t \cdot d} = 0.00305 > \rho_{h \text{ mín}}; \text{ se elige } \rho_h = 0.00305$$

Cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{21.6}{5.10} \right) \cdot (0.0025 - 0.00305)$$

$$\rho_v = 0.0020 < \rho_{v \text{ min}}$$

Se observa que el acero vertical se diseñará con la cuantía mínima (0.0025) y la cuantía horizontal será 0.00305. Finalmente, se presentan las siguientes distribuciones de refuerzo:

Tramo de 0.25 m de espesor: $\Phi 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$ horizontal y $\Phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ vertical

Tramo de 0.30 m de espesor: $\Phi 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$ horizontal y vertical

Así mismo, se calcula el espaciamiento de los estribos dentro de los núcleos confinados, para el cual se toma como base la menor sección transversal que contiene las varillas longitudinales de menor diámetro, debido a que es la que resultará en valores inferiores:

- $10 \cdot 3/4 \cdot 2.54 = 19.05 \text{ cm}$
- menor dimensión = 25 cm
- 25 cm

Finalmente, se elige el siguiente espaciamiento:

$$1 @ 5 \text{ cm, rto.} @ 17.5 \text{ cm}$$

Capítulo 11: Diseño de Cimentaciones

Las cimentaciones son los elementos que reciben las cargas de los elementos verticales y las transmiten al suelo, por lo que los esfuerzos generados no deberían superar los límites indicados a partir de los estudios de geotecnia. De este, se presenta un suelo con una presión admisible de 4 kg/cm^2 y un peso específico de 1800 kg/m^3 .

Para el presente diseño, se realizará el desarrollo del tipo de zapata aislada de manera manual, mientras que las cimentaciones combinadas ubicadas en el perímetro de la edificación, las cuales contienen placas y muros de contención, fueron analizadas mediante una idealización en el software SAFE. A partir de este modelo, también se pudo analizar y diseñar manualmente las vigas de cimentación.

11.1. Diseño de zapatas aisladas

Las zapatas de tipo aisladas son las más utilizadas, debido a que, permiten cumplir con los requisitos del suelo y del elemento vertical cuando este se encuentra con una distancia considerable del próximo apoyo de la estructura. De este modo, se coloca una cimentación centrada y desconectada del resto, a menos que el elemento que soporta transmita momentos elevados y solicite su crecimiento en algunas direcciones. A continuación, se presenta las nomenclaturas de las dimensiones a considerar durante el diseño y su sistema de referencia:

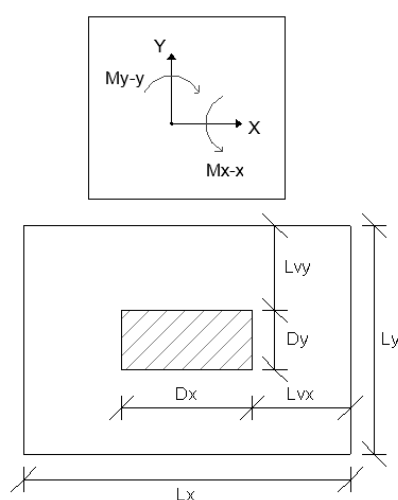


Figura 11.1 Nomenclatura de medidas de cimentación y sistema de referencia

11.1.1. Análisis estructural

El cálculo de los esfuerzos generados sobre el suelo se realiza en condiciones de servicio, debido a que la presión admisible proveniente del EMS presenta un factor de seguridad en dichas condiciones. Por este motivo, se considerará un caso donde actúan solo las cargas de gravedad y luego se le adiciona el efecto del sismo, el cual debe reducirse debido a que se debe simular un caso no amplificado, el cual es el 80% según el artículo 15.2.5 de la Norma E.060 (2009). Posteriormente, para el diseño, sí se considerará una amplificación de las cargas a una condición última de la presión del suelo. Así mismo, para el análisis estructural y obtención de fuerzas cortantes y momentos, se idealizarán los extremos de la zapata como vigas en voladizo.

11.1.2. Dimensionamiento

El primer dimensionamiento se realizará obteniendo el área mínima que cumple con las cargas en servicio y la presión admisible del suelo. Cabe resaltar que la Norma E.060, en su artículo 15.2.4, permite incrementar la presión admisible del suelo en un 30% si se incluye casos de carga temporales, como el sismo. A continuación, se presentan las ecuaciones para ambos casos mencionados:

$$A_{req} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{\sigma_{adm}} \quad A_{req} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})+P_{CS}}{1.3 \sigma_{adm}}$$

Según las ecuaciones mostradas, se considera un porcentaje adicional del peso propio de la zapata, el cual se define según la presión admisible del suelo. Luego, se definen las dimensiones de la zapata considerando volados iguales en cada dirección cuando sea posible, a menos que se requiera lo contrario.

$$0.5 < \sigma_{adm} < 2 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \%PP = 8 - 15\%$$

$$2 < \sigma_{adm} < 4 \frac{kg}{cm^2} \rightarrow \%PP = 4 - 8\%$$

Posteriormente, se calculan los esfuerzos máximos en los extremos de las zapatas tomando en consideración los efectos de carga axial y momento mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 \sum M_{X-X}}{Ly^2 Lx} \pm \frac{6 \sum M_{Y-Y}}{Lx^2 Ly}$$

Los esfuerzos máximos obtenidos en cada dirección de análisis deben ser mayores a la presión admisible del suelo o, de lo contrario, se debe aumentar las dimensiones de la zapata o tipo de cimentación. Por otro lado, si se obtienen esfuerzos negativos sobre la zapata, estos deben redistribuirse utilizando la distribución triangular propuesta por Meyerhof (Bowles, 1995), ya que el suelo no puede generar tracción a la superficie de la zapata (Ver Figura 11.2). A continuación, se presentan dichas ecuaciones para cada dirección de análisis.

Dirección X-X:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3L_y \left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_{Y-Y}}{P} \right)}$$

Dirección Y-Y:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3L_x \left(\frac{L_y}{2} - \frac{M_{X-X}}{P} \right)}$$

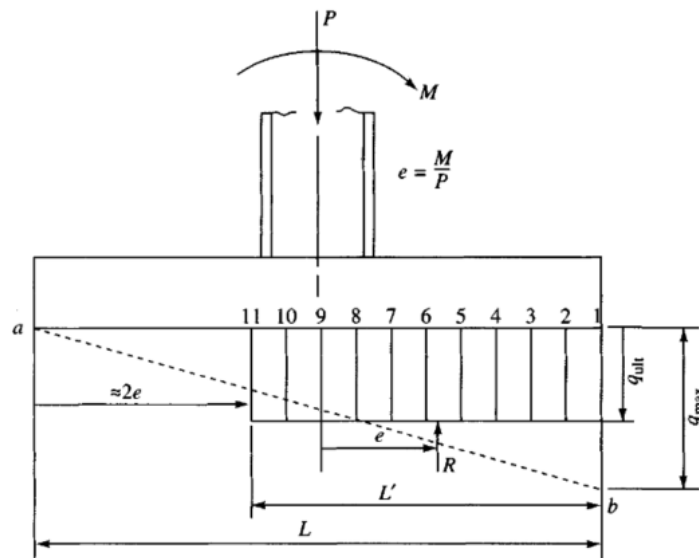


Figura 11.2 Distribución triangular planteada por Meyerhof (Bowles, 1995)

Es importante resaltar que la excentricidad obtenida en cada dirección no debe ser mayor que la tercera parte de la dimensión de la zapata en dicha dirección. Esto se restringe con la finalidad de no estar cerca de los límites de estabilidad al volteo. Sin embargo, si esto no se cumple, se debería plantear una nueva zapata conectada o combinada.

11.1.3. Reacción amplificada del suelo

El diseño se realiza a partir de una reacción amplificada del suelo sobre la zapata, la cual se considera como 1.6 para esfuerzos por cargas de gravedad y 1.25 para casos sísmicos. Así mismo, esta distribución se idealiza uniforme en la base de la zapata y se considera al elemento como rígido y que el suelo es homogéneo en su totalidad (Harmsen, 2002).

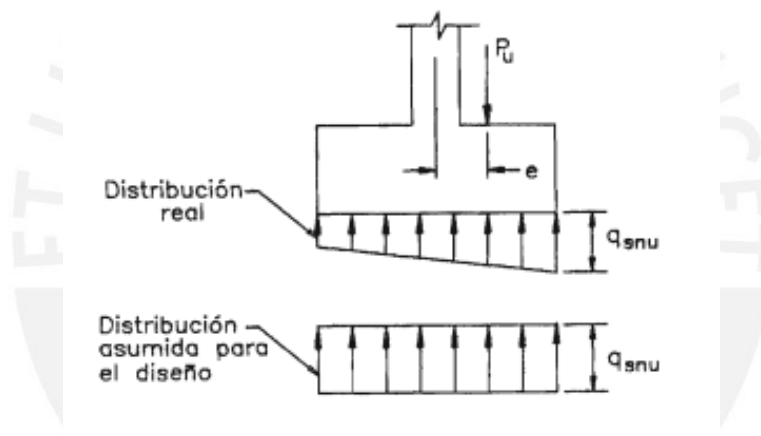


Figura 11.3 Distribución uniforme asumida para el diseño (Harmsen, 2002)

11.1.4. Verificación del corte por punzonamiento

Debido a que las zapatas no se diseñan con refuerzo por punzonamiento, el total de las fuerzas cortantes por punzonamiento debe resistirse por el peralte del elemento. Por este motivo, este valor asumido inicialmente, el cual se incluyó en el peso propio del dimensionamiento, debe ser verificado calculando la fuerza cortante en la sección crítica. Esta última se define como el perímetro a una distancia $d/2$ de la cara del elemento vertical y se representa en la Figura 11.4:

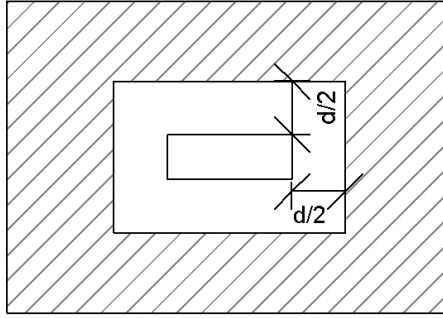


Figura 11.4 Sección crítica para la verificación del punzonamiento

La fuerza cortante última por punzonamiento se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

$$A_o = \text{Sección crítica. } A_o = (D_X + d)(D_Y + d)$$

La resistencia del concreto a punzonamiento se calcula como el menor de los siguientes:

$$Vc = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$Vc = 0.27 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$Vc = 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Donde:

$$b_o = \text{Perímetro de la sección crítica. } b_o = 2 \cdot (D_X + D_Y + 2d)$$

$$d = \text{Peralte efectivo considerando un recubrimiento de 10 cm}$$

$$\alpha_s = \text{Factor que representa la relación entre la resistencia y cantidad de lados resistentes. Se considera 20 para esquinas, 30 para laterales y 40 para interiores.}$$

$$\beta = \text{Cociente entre la mayor dimensión de la columna entre la menor dimensión.}$$

Se debe cumplir que $\Phi Vc > Vu$; de lo contrario, se debe incrementar el peralte de la zapata.

11.1.5. Verificación del corte por flexión

Como se mencionó previamente, los volados de la zapata se analizarán como vigas en voladizo; en este caso, considerando su ancho total. Así mismo, como en el caso de las vigas, se compara la resistencia a cortante del concreto con la fuerza ubicada a una distancia d de la cara del apoyo como se muestra en la Figura 11.5.

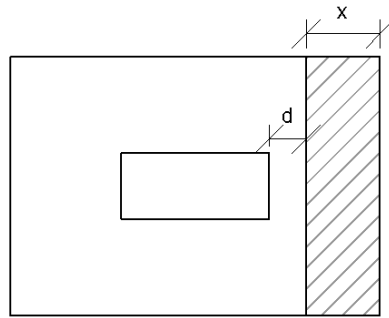


Figura 11.5 Sección crítica para la verificación de corte por flexión

La fuerza cortante última V_u se calcula en cada dirección de análisis mediante las siguientes expresiones:

$$Vu_x = \sigma_u \cdot L_y \cdot (Lv_x - d), \quad Vu_y = \sigma_u \cdot L_x \cdot (Lv_y - d)$$

Del mismo modo, la resistencia a fuerza cortante del concreto se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$V_{c_x} = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot L_y \cdot d \quad V_{c_y} = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot L_x \cdot d$$

Se debe cumplir, en ambas direcciones, que $\Phi V_c > V_u$; de lo contrario, se debe incrementar el peralte de la zapata.

11.1.6. Diseño por flexión

Se calcula el momento último en la cara del apoyo simulando una viga en voladizo, la cual se reforzará con varillas inferiores y se colocará en ambas direcciones de análisis. Esta malla se ubica debajo debido a que la reacción del suelo empuja la base de la zapata hacia arriba, lo cual tracciona la zona inferior del elemento.

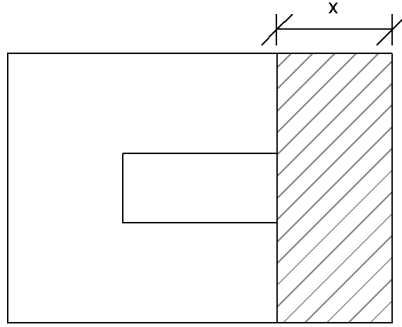


Figura 11.6 Sección crítica para el cálculo del refuerzo por flexión

El momento último se calcula mediante las siguientes expresiones en cada dirección de análisis:

$$Mu_x = \frac{\sigma_u \cdot Lv_x^2 \cdot L_y}{2} \quad Mu_y = \frac{\sigma_u \cdot Lv_y^2 \cdot L_x}{2}$$

El cálculo del acero requerido se realiza como en el caso mostrado previamente para el caso de las vigas. Así mismo, el acero mínimo se define por la Norma E.060 (2009), en su artículo 9.7, indica que, para elementos tipo losa y reforzados con barras corrugadas, se utiliza una cuantía de 0.0018. La separación máxima indicada es el menor valor entre 0.40 m y 3 veces el peralte de la zapata.

11.1.7. Ejemplo de diseño

Se realizará, a manera de ejemplo, el diseño de la zapata de la columna C-03, la cual se ubica entre los ejes C-2. Las dimensiones de este elemento vertical son $L_x = 0.70 \text{ m}$ y $L_y = 0.25 \text{ m}$. A continuación, se muestran las cargas en la base de la columna seleccionada:

Tabla 11.1

Cargas en la base de la columna C-03

Caso	Pu (ton)	Mu X-X (ton. m)	Mu Y-Y (ton. m)
CM	148.95	0.27	-1.12
CV	30.31	0.09	-0.51
SX Diseño	1.48	-0.03	-0.52

SY Diseño	12.39	-0.26	-0.17
-----------	-------	-------	-------

Dimensionamiento

Como se mencionó previamente, se considera un porcentaje adicional debido al peso propio de la zapata, el cual es igual a 5% en promedio para el tipo de suelo presente.

$$A_{req_{gravidad}} = \frac{1.05 \cdot (148.95 + 30.31)}{40} = 4.71 \text{ m}^2$$

$$A_{req_{grav+sismo}} = \frac{1.05 \cdot (148.95 + 30.31) + (1.48 + 12.39)}{1.3 \cdot 40} = 3.86 \text{ m}^2$$

Para el caso con sismo, se observa que el área requerida es menor debido a que se incrementa el esfuerzo admisible del suelo. Se considerarán las siguientes dimensiones para la zapata:

$$L_X = 2.60 \text{ m} \quad L_Y = 2.05 \text{ m} \quad h = 0.70 \text{ m}$$

Las dimensiones establecidas generan un área igual a 5.33 m^2 , la cual cumple con ser mayor que lo requerido por cargas de servicio. Luego, se calcula el peso propio real de la zapata y del suelo que la cubre:

$$P_{ZAPATA} = (2.60 \cdot 2.05 \cdot 0.05) \cdot 2.4 = 8.95 \text{ ton}$$

$$P_{SUELO} = (2.60 \cdot 2.05 \cdot (1.5 - 0.70)) \cdot 1.8 = 7.68 \text{ ton}$$

$$P_{TOTAL} = 8.95 + 7.68 + 179.26 = 195.89 \text{ ton}$$

A continuación, se calculan las presiones en la base de la zapata para los casos solo por gravedad y los que incluyen los efectos del sismo en cada dirección de análisis.

- Caso solo con cargas por gravedad

$$P = 195.89 \text{ ton}$$

$$\sum M_{Y-Y} = -1.64 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \sum M_{X-X} = 0.36 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{grav} = \frac{182.18}{5.33} \pm \frac{6 \cdot (-1.64)}{2.05^2 \cdot 2.60} \pm \frac{6 \cdot (0.36)}{2.60^2 \cdot 2.05}$$

$$\sigma_{min} = 3.81 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 3.91 \text{ kg/cm}^2 < 4 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que las cargas aplicadas son positivas, por lo que no se requiere una redistribución de esfuerzos. Así mismo, son inferiores a la carga admisible del suelo, por lo que cumple con el requisito.

Por otro lado, para los casos con sismo, se despreciará el efecto sobre la dirección perpendicular al efecto del mismo, debido a que los momentos generados son menores.

- Caso con cargas por gravedad y por sismo en X-X positivo

$$\sigma_{x-x} = \frac{195.89 + 1.48}{5.33} \pm \frac{6 \cdot (-1.64 + 0.80 \cdot (-0.52))}{2.60^2 \cdot 2.05}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 3.80 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{m\acute{a}x} = 3.98 \text{ kg/cm}^2$$

- Caso con cargas por gravedad y por sismo en X-X negativo

$$\sigma_{x-x} = \frac{195.89 - 1.48}{5.33} \pm \frac{6 \cdot (-1.64 - 0.80 \cdot (-0.52))}{2.60^2 \cdot 2.05}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 3.78 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{m\acute{a}x} = 3.88 \text{ kg/cm}^2$$

- Caso con cargas por gravedad y por sismo en Y-Y

$$\sigma_{x-x} = \frac{195.89 + 12.39}{5.33} \pm \frac{6 \cdot (0.36 + 0.80 \cdot (-0.26))}{2.60^2 \cdot 2.05}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 4.10 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{m\acute{a}x} = 4.11 \text{ kg/cm}^2$$

- Caso con cargas por gravedad y por sismo en Y-Y

$$\sigma_{x-x} = \frac{195.89 - 12.39}{5.33} \pm \frac{6 \cdot (0.36 - 0.80 \cdot (-0.26))}{2.60^2 \cdot 2.05}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 3.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{m\acute{a}x} = 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa, finalmente, que las cargas aplicadas son inferiores que la carga admisible en todos los casos; por lo tanto, las dimensiones son correctas. A continuación, se calcula la carga amplificada de diseño con la mayor carga obtenida previamente en los casos con sismo y sin sismo:

$$\sigma_{u \text{ grav}} = 3.91 \cdot 1.60 = 6.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{u \text{ sismo}} = 4.11 \cdot 1.25 = 5.14 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina, finalmente, que el mayor valor sucede para cargas por gravedad. Por lo tanto, la carga amplificada de diseño es igual a 6.25 kg/cm^2 .

Corte por punzonamiento

Como se mencionó previamente, el recubrimiento se considera igual a 10 cm, por lo que el peralte efectivo de la zapata es igual a 60 cm. Se calcula, a continuación, la fuerza cortante última de diseño:

$$A_o = (85 + 0) \cdot (25 + 60) = 12325 \text{ cm}^2$$

$$Vu = 6.25 \cdot (260 \cdot 205 - 12325) = 256.26 \text{ ton}$$

Así mismo, se calcula la resistencia del concreto a corte por punzonamiento:

$$b_o = 2 \cdot (85 + 25 + 2 \cdot 60) = 460 \text{ cm}$$

$$V_{c1} = 0.53 \left(1 + \frac{2}{85/25} \right) \sqrt{210} \cdot 460 \cdot 60 = 336.67 \text{ ton}$$

$$V_{c2} = 0.27 \left(\frac{40 \cdot 60}{460} + 2 \right) \sqrt{210} \cdot 410 \cdot 60 = 779.40 \text{ ton}$$

$$V_{c3} = 1.06 \sqrt{210} \cdot 460 \cdot 60 = 423.96 \text{ ton}$$

Se elige el menor valor, el cual es igual a 336.67 ton y se verifica que cumple por ser mayor a la cortante de diseño.

$$\Phi V_c = 286.17 \text{ ton} > Vu$$

Corte por flexión

Se calcula la resistencia del concreto y la fuerza cortante por flexión a d de la cara de la columna en cada dirección.

Dirección X-X:

$$Vu_x = 6.25 \cdot 205 \cdot (875 - 60) = 35.26 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{cX} = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot 205 \cdot 60 = 80.30 \text{ ton} > Vu_x$$

Dirección Y-Y:

$$Vu_Y = 6.25 \cdot 260 \cdot (900 - 60) = 48.78 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{cY} = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 250 \cdot 55 = 101.84 \text{ ton} > Vu_Y$$

Se verifica que la sección de la zapata cumple a fuerza cortante por flexión en ambas direcciones.

Diseño por flexión

Se calculan los momentos últimos de diseño y el acero requerido en cada dirección de análisis.

Tabla 11.2

Acero requerido por flexión por la zapata de la columna C-03

	X-X	Y-Y
Volado (m)	0.875	0.9
Mu (ton · m)	49.08	65.86
b (cm)	205	260
d (cm)	60	60
a (cm)	2.54	2.69
As requerido (cm ²)	22.11	29.70
As mínimo (cm ²)	25.83	32.76

Como se observa en la tabla mostrada, el acero requerido por cálculo es mayor, por lo que se elige el mismo para el refuerzo de la zapata. Para ello, se eligen varillas de 5/8” en el presente caso:

$$\text{Dirección X-X: } s = \frac{2 \cdot 205}{25.83} = 15.87 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$\text{Dirección Y-Y: } s = \frac{2 \cdot 260}{32.76} = 15.87 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

Finalmente, se presenta el esquema final del diseño de la zapata de la columna C-03:

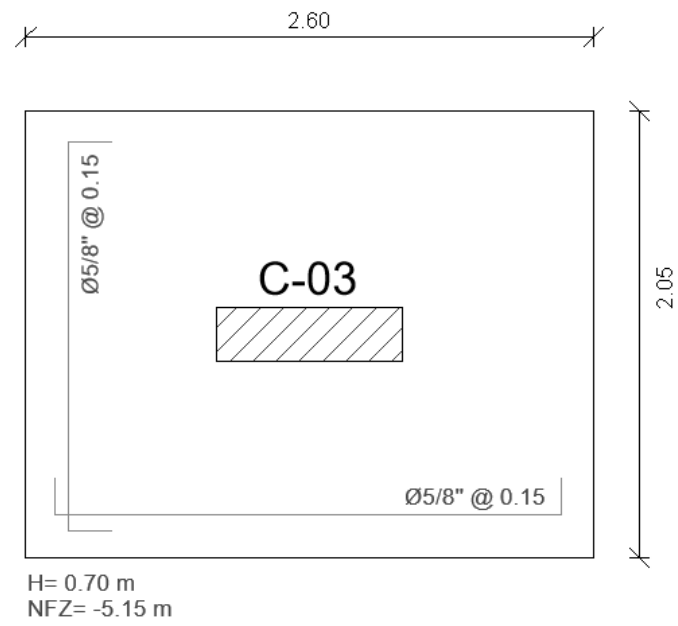


Figura 11.7 Esquema final de diseño de zapata de la columna C-03

Capítulo 12: Diseño de Elementos Adicionales

12.1. Diseño de escaleras

El presente edificio presenta escaleras convencionales, las cuales se comportan como losas macizas en una dirección y simplemente apoyadas en sus extremos. Por este motivo, se realizará un diseño similar al mostrado en el Capítulo 7, con la diferencia de que se debe calcular un peso propio que incluya los escalones.

A manera de ejemplo, se realizará el diseño del primer tramo de la escalera principal del edificio, la cual se encuentra entre los ejes B-4, al lado del hall del ascensor.

Especificaciones de la escalera:

$$\text{Paso (p)} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Contrapaso (cp)} = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Garganta (t)} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Metrado de cargas

Tramo inclinado:

Se genera una ecuación para el tramo inclinado que representa el área transversal por metro lineal. Esta se obtiene de considerar una longitud horizontal igual a 1, la cual, si se expresa en función de la longitud del paso, se obtiene lo siguiente:

$$\omega_{PP} = \gamma \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{\left(\frac{cp}{p}\right)^2 + 1} \right) = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

$$CM = 0.66 \cdot 1 + 0.1 \cdot 1 = 0.76 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$\omega_u = 1.4 \cdot 0.76 + 1.7 \cdot 0.2 = 1.40 \text{ ton/m}$$

Tramo horizontal:

$$CM = 2.4 \cdot 0.15 \cdot 1 + 0.1 \cdot 1 = 0.46 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$\omega_u = 1.4 \cdot 0.46 + 1.7 \cdot 0.2 = 0.98 \text{ ton/m}$$

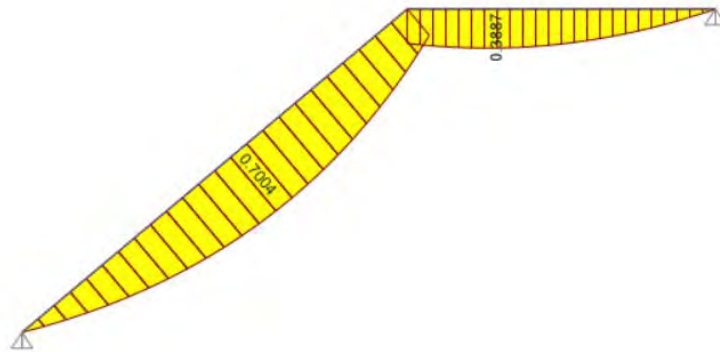


Figura 12.1 Diagrama de momento flector de escalera principal

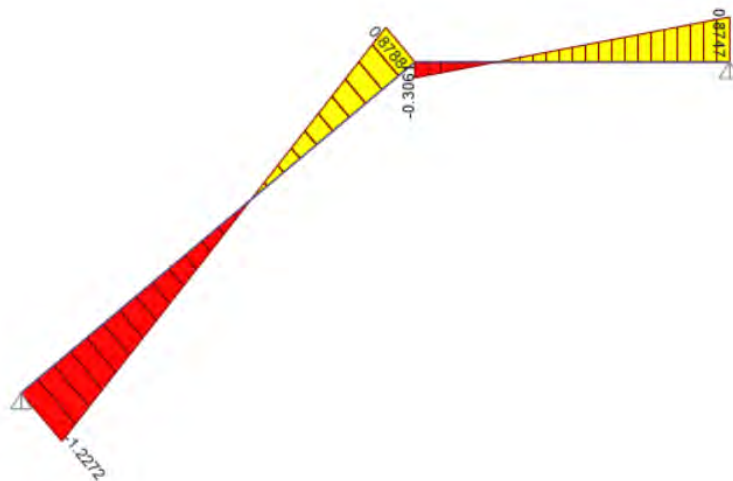


Figura 12.2 Diagrama de fuerza cortante de escalera principal

Diseño por corte

Se observa, en el diagrama de fuerza cortante, que el V_u máximo es igual a 1.23 ton.

Así mismo, se calcula la resistencia del concreto a fuerza cortante y se verifica:

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

Diseño por flexión

Se obtiene el momento flector máximo de la Figura 12.1 y se calcula el acero requerido para cada tramo. A continuación, se muestra el cálculo para la zona inclinada:

Datos:

$$M_u = 0.70 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$a = 0.31 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot \sqrt{210} \cdot 12 \cdot 100 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se coloca el acero longitudinal según el acero mínimo de la sección y, para el refuerzo transversal, el mismo valor.

Longitudinal: Ø3/8" @ 0.25 m

Transversal: Ø3/8" @ 0.25 m

Se realiza, mediante el mismo procedimiento, para el tramo horizontal y se obtiene el siguiente diseño final para el primer tramo de la escalera:

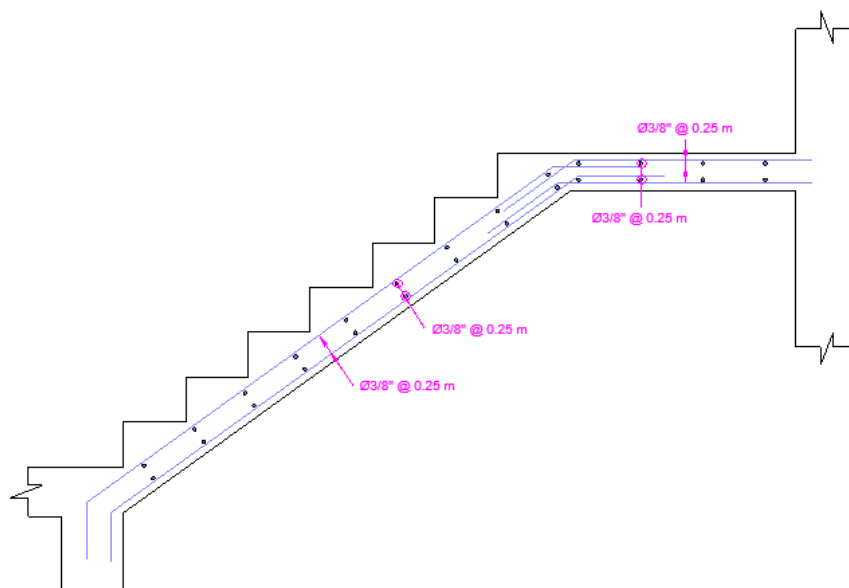


Figura 12.3 Esquema de diseño final de escalera

12.2. Diseño de muros de sótano

Los muros de sótano son elementos que, a diferencia de los muros de corte, reciben cargas perpendiculares a su plano, las cuales generan momentos flectores y fuerzas cortantes en esa dirección de análisis. Así mismo, este elemento se encuentra apoyado en sus dos extremos en los techos de los sótanos; por lo tanto, la idealización de este tipo de muro es una viga simplemente apoyada en ambos extremos.

Con respecto al análisis estructural, se calcula la carga distribuida del suelo sobre este elemento mediante la teoría de Rankine (Murthy, 2002), la cual aplica para suelos granulares, compactados y secos como el presente caso. A continuación, se muestran las fórmulas a aplicar:

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

$$E_A = K_A \cdot \gamma \cdot H$$

$$E_{S/C} = K_A \cdot \omega_{S/C}$$

Donde:

K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo

ϕ = Ángulo de fricción del suelo

γ = Peso específico

H = Altura del suelo actuante

$\omega_{S/C}$ = Sobrecarga actuante de manera vertical sobre el terreno

E_A = Empuje activo del suelo (Distribución triangular)

$E_{S/C}$ = Empuje por la sobrecarga (Distribución rectangular)

Por otro lado, el diseño por flexión y corte se realizan del mismo modo que para el caso de una viga o losa de 1 m de ancho. Así mismo, el recubrimiento a instalar en el muro de contención es de 4 cm como en el caso de las placas. Se realizará, a manera de ejemplo, el diseño del muro típico del sótano, el cual tiene un espesor de 20 cm:

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{\text{muro}} = 3.70 \text{ m}$$

$$H_{\text{libre}} = 2.60 \text{ m}$$

$$\omega_{s/c} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$t_{\text{muro}} = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\text{losa sup}} = 20 \text{ cm}$$

$$e_{\text{losa inf}} = 10 \text{ cm}$$

$$K_A = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.33$$

$$E_{Au} = 1.7 \cdot 0.33 \cdot 1.80 \cdot (2.60 + 0.10 + 0.05) = 2.805 \text{ ton/m}$$

$$E_{S/cu} = 1.7 \cdot 0.33 \cdot 0.20 = 0.113 \text{ ton/m}$$

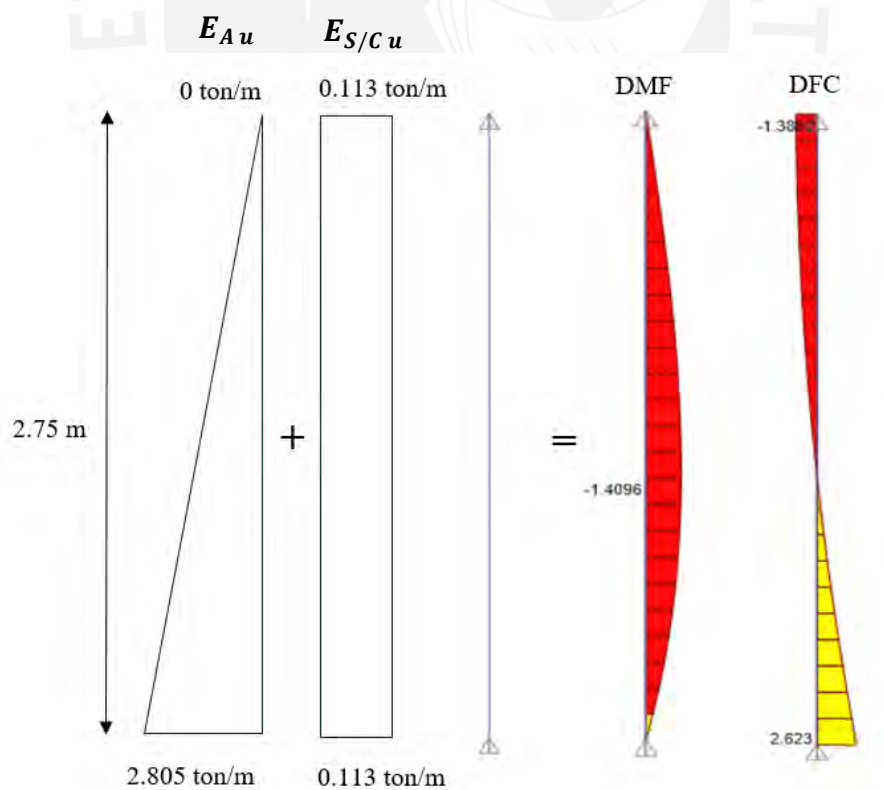


Figura 12.4 Diagrama de momento flector y fuerza cortante de muro de sótano

Diseño por corte

Se observa, en el diagrama de fuerza cortante, que el V_u máximo es igual a 2.62 ton. Así mismo, se calcula la resistencia del concreto a fuerza cortante con un recubrimiento de 4 cm, por lo que se considera $d=16$ cm hasta el eje del refuerzo.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 16 = 10.45 \text{ ton} > V_u$$

Diseño por flexión

Datos:

$$M_u = 1.41 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$a = 0.56 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Según la E.060, Inciso 14.8.2:

$$A_{s_{min \text{ vert}}} = 0.0015 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 100 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min \text{ hor}}} = 0.0020 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 100 = 4.00 \text{ cm}^2$$

Si bien esta cuantía es de la sección completa, al utilizarse dos capas de acero debería ser mayor que la mitad, pero menor que el total; sin embargo, se considerará la cuantía vertical de 0.0015 para cada capa de manera conservadora en ambas direcciones con el fin de uniformizar la malla.

Vertical: 2 $\emptyset$ 3/8" @ 0.20 m

Horizontal: 2 $\emptyset$ 3/8" @ 0.20 m

Se presenta, a continuación, el diseño final para el muro de sótano:

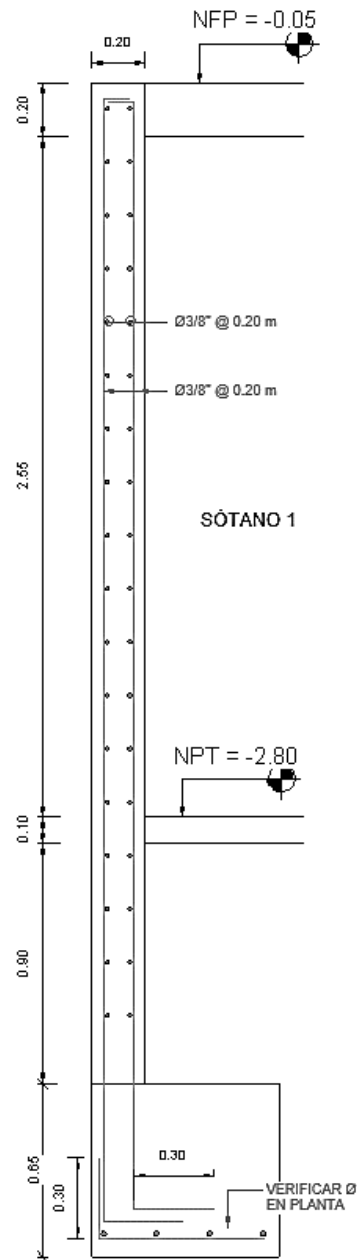


Figura 12.5 Esquema de diseño final de muro de sótano

12.3. Diseño de calzaduras

Las calzaduras son elementos de concreto ciclópeo que cumplen la finalidad de sostener el talud debajo de las cimentaciones de las edificaciones colindantes. Estas son provisionales durante la ejecución de los muros de sótano, las cuales están diseñadas para resistir las cargas provenientes del terreno.

El análisis de las calzaduras es similar al de muros de contención por gravedad, ya que se diseñarán considerando que su propio peso resistirá el giro generado por las cargas del suelo.

Con esta finalidad, se verificarán los factores de seguridad por volteo y deslizamiento, los cuales son iguales a 1.2 para elementos provisionales. A continuación, se muestra un esquema con las cargas actuantes en las calzaduras:

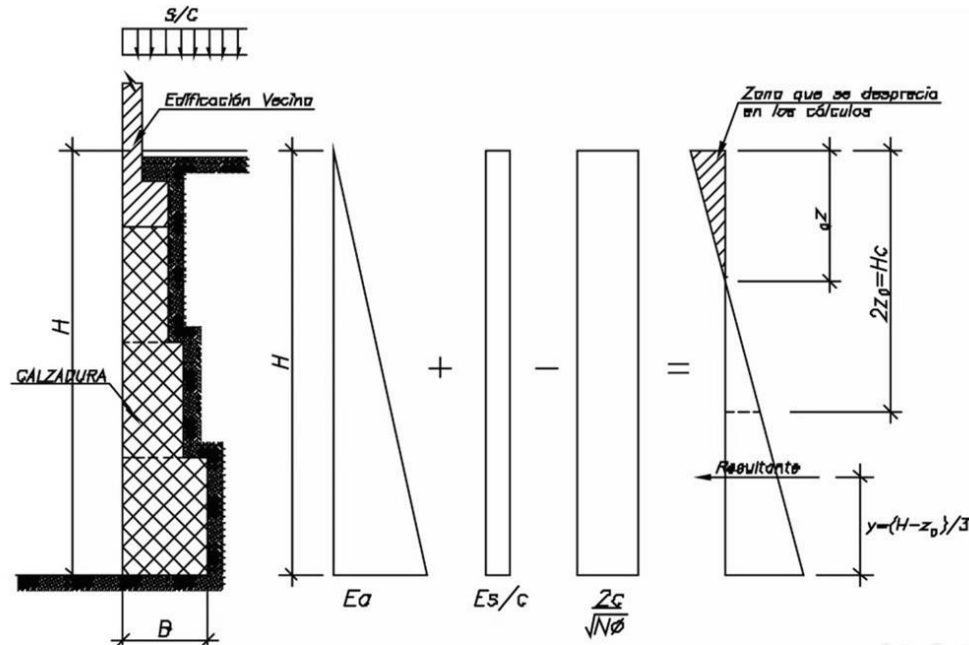


Figura 12.6 Esquema de fuerzas actuantes en la calzada (Blanco, 2008)

Donde:	H	=	Alto total del terreno
	B	=	Ancho de la calzada
	E_A	=	Empuje activo
	$E_{S/c}$	=	Empuje de sobrecarga
	$2c\sqrt{K_A}$	=	Empuje de la cohesión aparente ($K_A = 1/N_\phi$)
	K_A	=	Coefficiente de empuje activo del suelo
	z_0	=	Altura de tracciones aparentes
	y	=	Brazo de palanca de fuerza resultante

Para el diseño de la calzada, se utilizan los mismos empujes calculados en el apartado de muros de sótano. Adicionalmente, se asume que el suelo se encuentra adecuadamente

compactado y sin filtraciones de agua, por lo que se incluirá el efecto de la cohesión aparente del suelo.

La calzada a diseñar tendrá una altura desde el fondo de la cimentación vecina, la cual se asume con un NFZ de -1.20 m, mientras que, para el muro de contención, un NFZ igual a -4.40 m.

$$\phi = 30^\circ$$

$$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$H = 4.40 \text{ m}$$

$$\omega_{s/c} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$c = 0.20$$

Se calculan las fuerzas y momentos equilibrantes del peso propio en función a su profundidad por un metro de ancho y la carga de la cimentación vecina, la cual no considera la carga que resiste de su estructura para un cálculo más conservador:

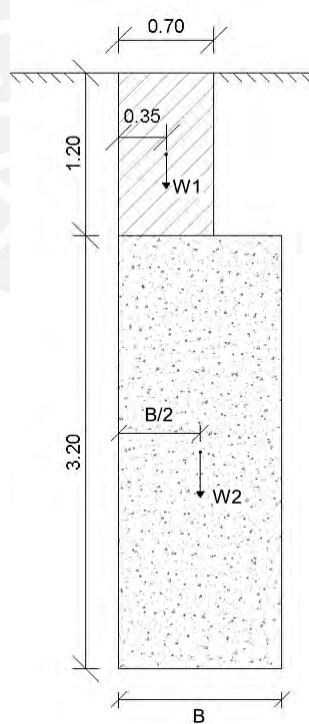


Figura 12.7 Esquema de calzada de ejemplo de diseño

$$F_{W1} = \text{Peso zapata vecina} = 1.20 \cdot 0.70 \cdot 1.00 \cdot 2.40 = 2.02 \text{ ton}$$

$$M_{W1} = 2.02 \cdot 0.35 = 0.71 \text{ ton} \cdot m$$

$$F_{W2} = \text{Peso Calzada} = (4.4 - 1.2) \cdot B \cdot 1.00 \cdot 2.20 = 7.04 B$$

$$M_{W2} = 7.04 B \cdot B/2 = 3.52 B^2$$

Sin considerar cohesión aparente:

$$F_{EA} = K_A \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2} = 0.33 \cdot 1.80 \cdot \frac{4.40^2}{2} = 5.75 \text{ ton}$$

$$M_{EA} = 5.75 \cdot \frac{4.40}{3} = 8.43 \text{ ton} \cdot m$$

$$F_{Es/c} = K_A \cdot \omega_{s/c} \cdot H = 0.33 \cdot 0.20 \cdot 4.40 = 0.29 \text{ ton}$$

$$M_{Es/c} = 0.29 \cdot \frac{4.40}{2} = 0.64 \text{ ton} \cdot m$$

Posteriormente, se analiza el ancho para cumplir el factor de seguridad por volteo y deslizamiento.

$$FS_{desliz} = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{act}} = \frac{2.02 + 7.04 B}{6.04} = 1.20 \rightarrow B = 0.74 \text{ m}$$

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{act}} = \frac{0.71 + 3.52 B^2}{9.07} = 1.20 \rightarrow B = 1.70 \text{ m}$$

Se puede observar que el ancho requerido sin considerar la cohesión es igual a 1.70 m.

Considerando cohesión aparente:

$$2c\sqrt{K_A} = 2 \cdot 0.20 \cdot \sqrt{0.33} = 0.23 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga superior} = E_{s/c} - 2c\sqrt{K_A} = 0.33 \cdot 0.20 - 0.23 = -0.16 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga superior} = E_A + E_{s/c} - 2c\sqrt{K_A} = 0.33 \cdot 1.80 \cdot 4.40 - 0.16 = 2.45 \text{ ton/m}$$

Se calcula el valor de z_o a partir de semejanza de triángulos y se calcula las fuerzas y momentos actuantes:

$$\frac{0.16}{z_o} = \frac{2.45}{4.40 - z_o} \rightarrow z_o = 0.27 \text{ m}$$

$$F_{act} = 2.45 \cdot \frac{4.40 - 0.27}{2} = 5.06 \text{ ton}$$

$$M_{act} = 5.06 \cdot \frac{4.40 - 0.27}{3} = 6.97 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Posteriormente, se analiza el ancho para cumplir el factor de seguridad por volteo y deslizamiento.

$$FS_{desliz} = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{act}} = \frac{2.02 + 7.04 B}{5.06} = 1.20 \rightarrow B = 0.58 \text{ m}$$

$$FS_{volteo} = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{act}} = \frac{0.71 + 3.52B^2}{6.97} = 1.20 \rightarrow B = 1.47 \text{ m}$$

Por lo tanto, debido a que, en este caso, se considera el suelo bien compactado y sin filtraciones de agua, el ancho final de diseño será igual a 1.50 m. Así mismo, los detalles del proceso constructivo serán mostrados en el plano correspondiente.

12.4. Diseño de cisterna enterrada

De manera similar a los muros de contención, se realiza el diseño para los muros de la cisterna aplicando las siguientes consideraciones:

- Según el acápite 9.2.6 de la Norma E.060 (2009), el factor de amplificación de cargas debido a la presión de líquidos es igual a 1.4.
- Se diseñará considerando los estados críticos posibles según la cantidad de agua dentro de la cisterna.
- Según el ACI, la cuantía mínima para muros en contacto con agua es igual a 0.0028.

En el presente proyecto, la cisterna se llenará cuando esté totalmente enterrada, por lo que se analizará el caso crítico, en el cual la cisterna se encuentra totalmente vacía. A continuación, se muestran los momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidos a partir de un modelo tridimensional en SAP 2000 de la cisterna, para el cual se calcularon las cargas del mismo modo ejemplificado en el caso de muros de sótano, debido a que tienen la misma altura. Así mismo, el cálculo se realizará para los valores mayores de manera global con la finalidad de tener un armado uniforme en toda la cisterna.

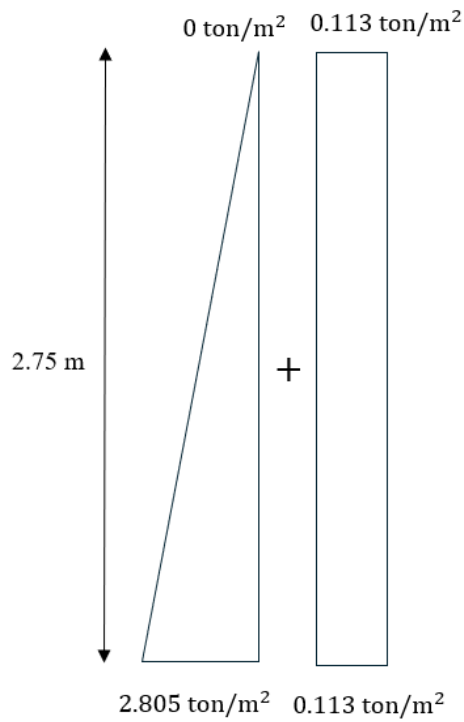


Figura 12.8 Esquema de cargas aplicado en las paredes de la cisterna

Lado 1:

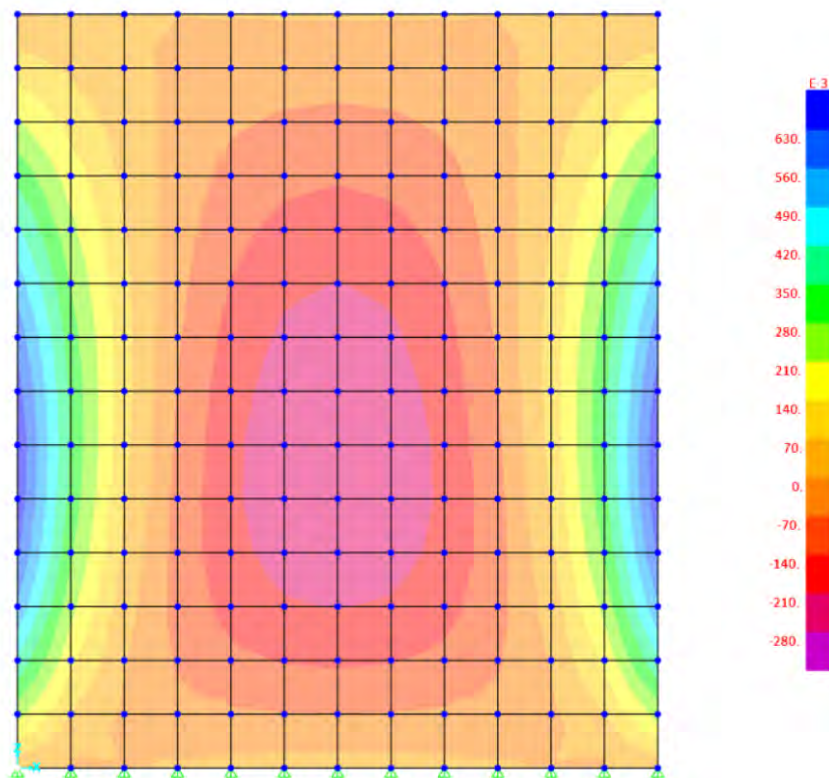


Figura 12.9 Momento flector X-X en el lado 1 de la cisterna

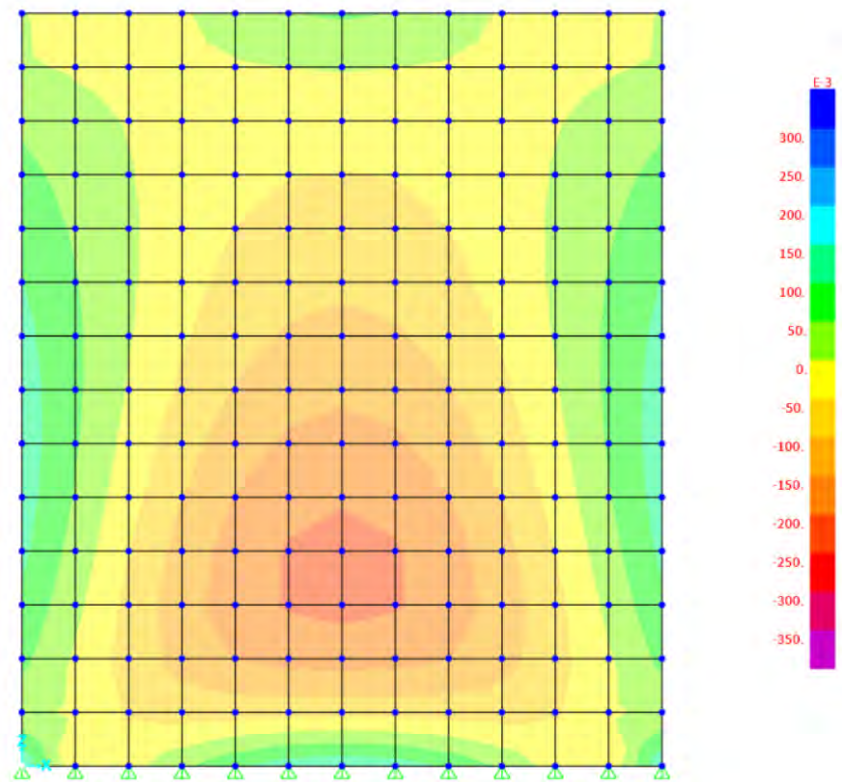


Figura 12.10 Momento flector Y-Y en el lado 1 de la cisterna

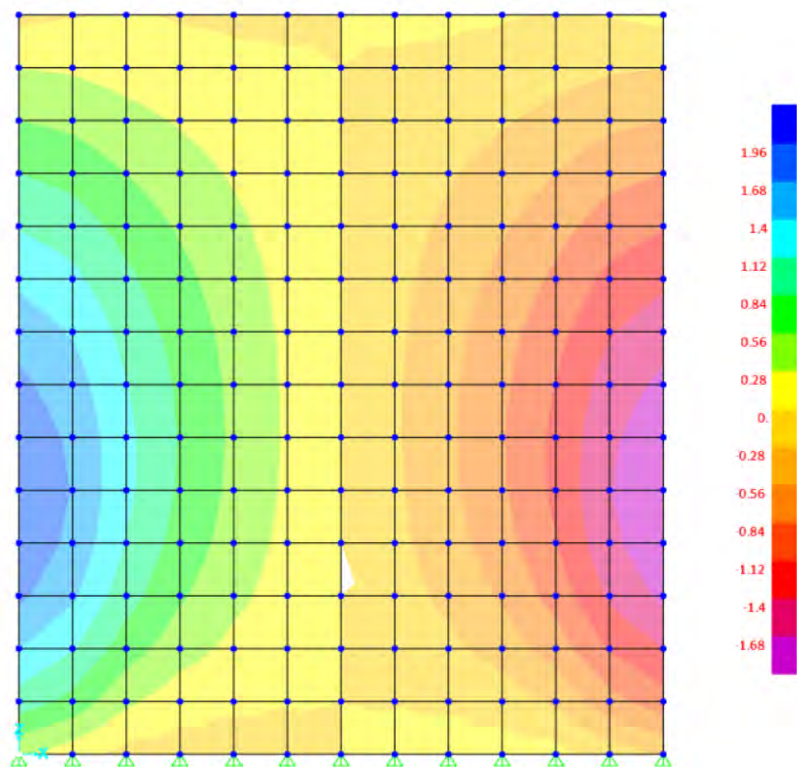


Figura 12.11 Fuerza cortante X-X en el lado 1 de la cisterna

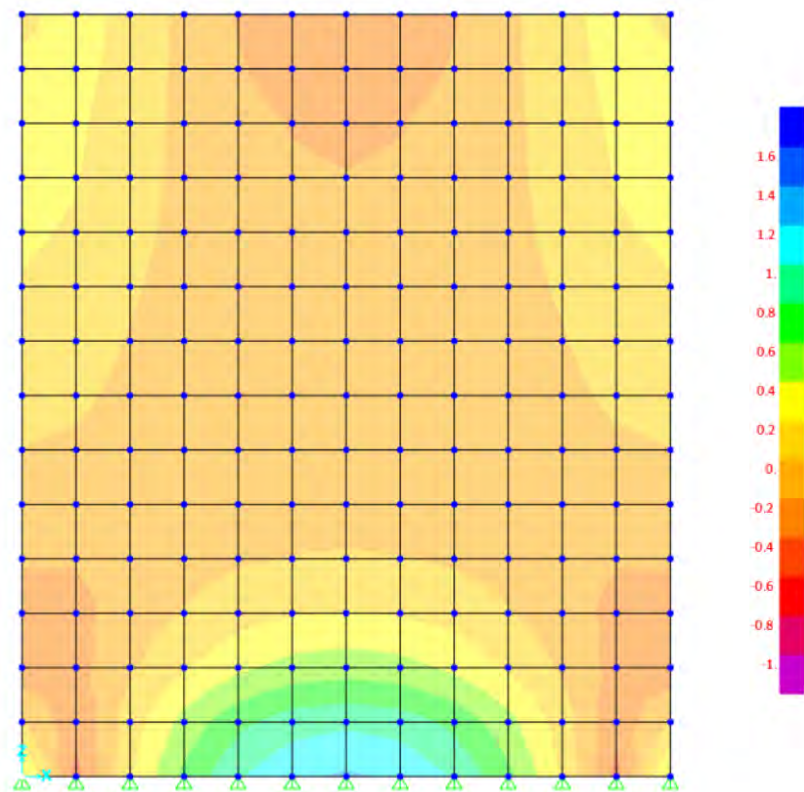


Figura 12.12 Fuerza cortante Y-Y en el lado 1 de la cisterna

Lado 2:

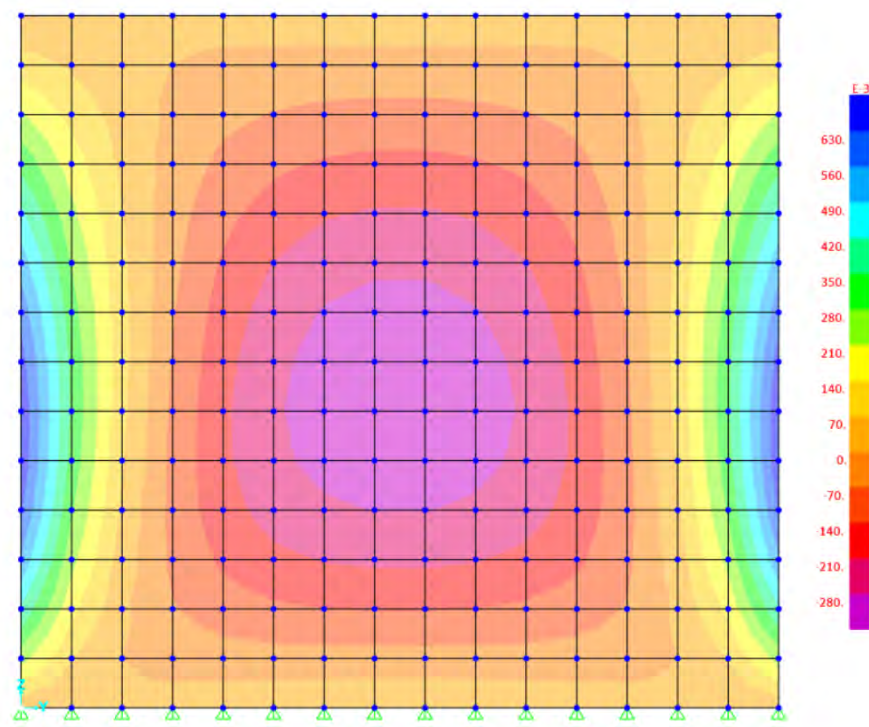


Figura 12.13 Momento flector X-X en el lado 2 de la cisterna

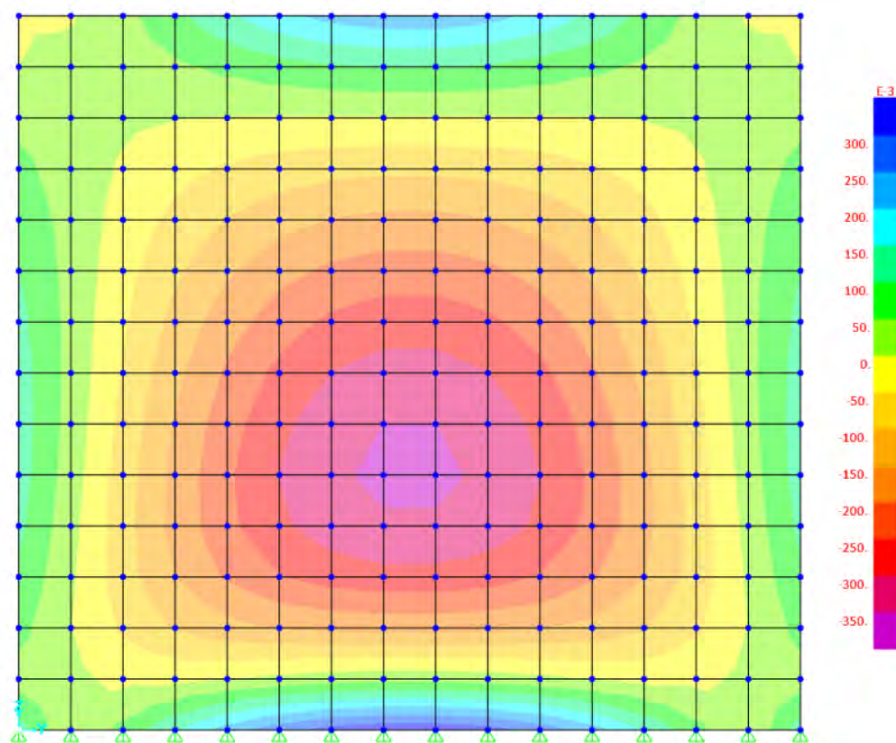


Figura 12.14 Momento flector Y-Y en el lado 2 de la cisterna

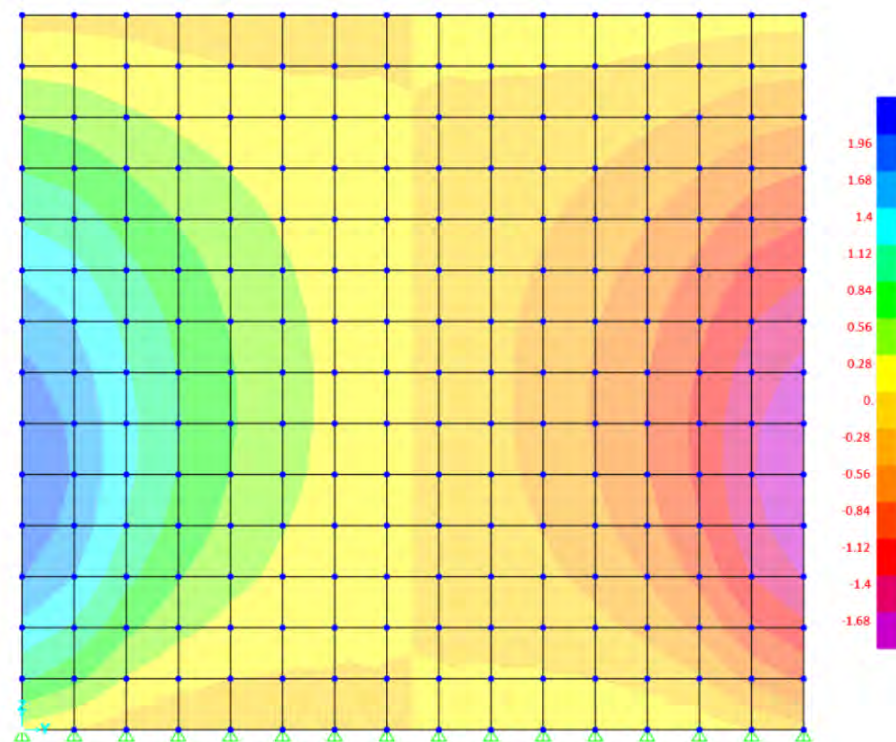


Figura 12.15 Fuerza cortante X-X en el lado 2 de la cisterna

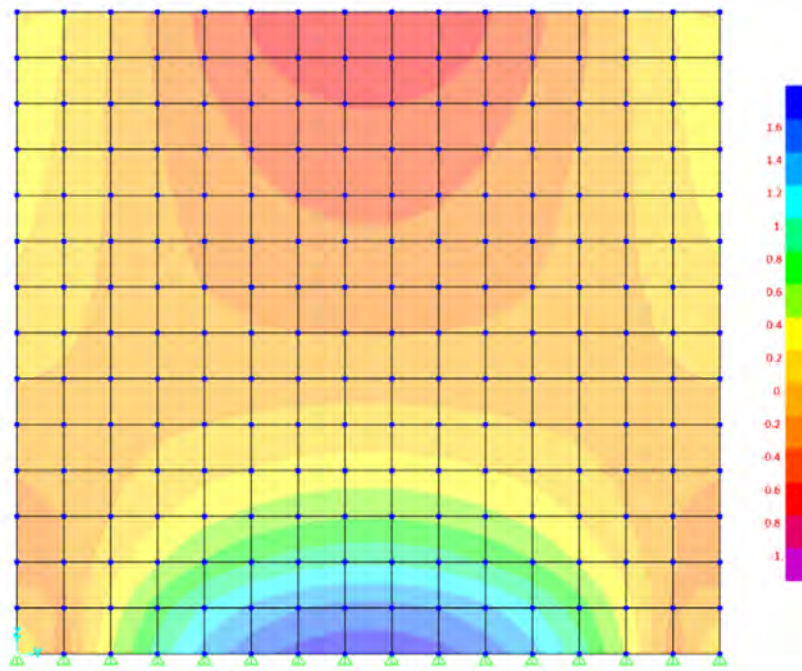


Figura 12.16 Fuerza cortante Y-Y en el lado 2 de la cisterna

Diseño por corte

Se observa, en la Figura 12.15, que el V_u máximo es igual a 1.90 ton en la dirección 1-3 del lado 2. Así mismo, se calcula la resistencia del concreto a fuerza cortante con un recubrimiento de 4 cm, por lo que se considera $d=16$ cm hasta el eje del refuerzo.

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 16 = 10.45 \text{ ton} > V_u$$

Diseño por flexión

Datos:

$$M_u = 0.69 \text{ ton.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm}$$

$$a = 0.27 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 0.0028 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 100 = 5.60 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se coloca el acero longitudinal y transversal según el valor mínimo calculado:

Longitudinal: $\emptyset 1/2'' @ 0.20\text{ m}$

Transversal: $\emptyset 1/2'' @ 0.20\text{ m}$

Se presenta, a continuación, el diseño final para la cisterna enterrada:

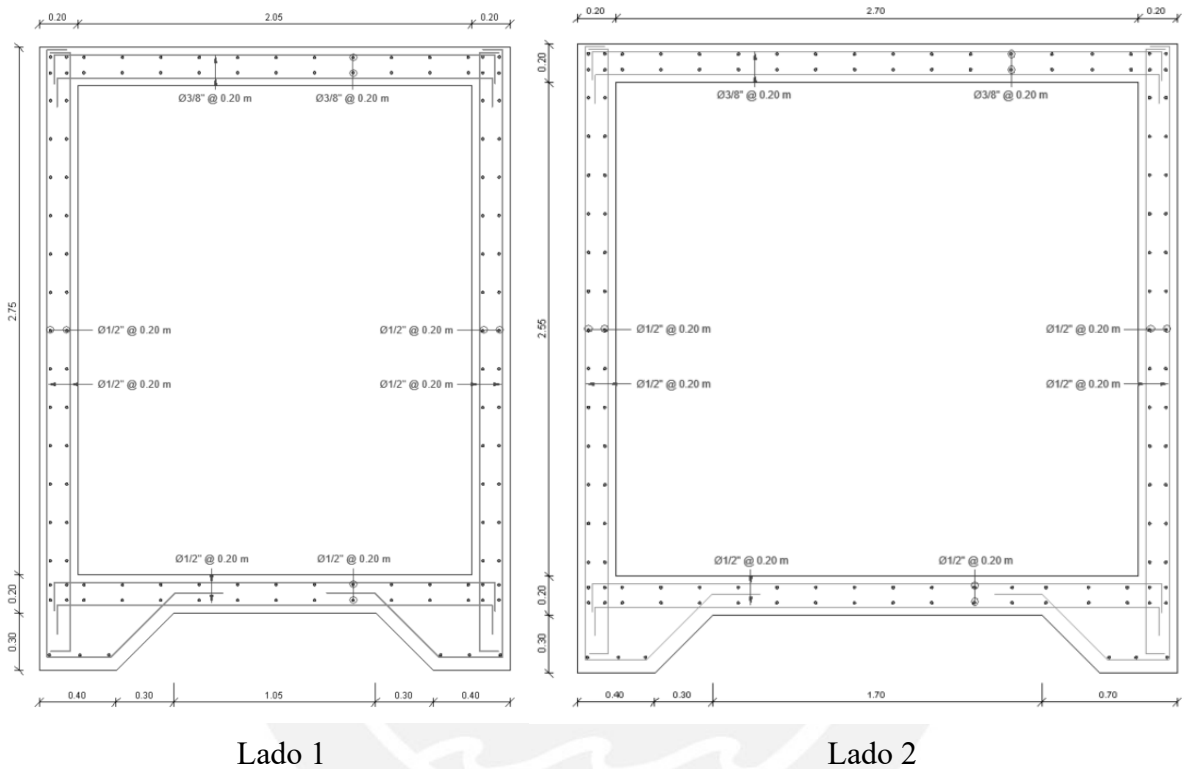


Figura 12.17 Diseño final del lado de la cisterna

Capítulo 13: Conclusiones

- Se comprueba que los procedimientos prácticos y empíricos para el predimensionamiento permiten dimensiones aproximadas, pero son verificadas y, en ocasiones, variadas a partir del análisis sísmico y durante el diseño de cada uno de los elementos. Por ejemplo, las columnas se predimensionaron, pero variaron sus medidas a partir del control de derivas y, posteriormente, cambiaron de sección si no cumplían con verificaciones por flexocompresión. Así mismo, en el caso de las vigas, se varió el ancho de sus secciones según sus requerimientos por flexión, entre otras verificaciones del resto de elementos estructurales.
- A partir del análisis de los resultados obtenidos por software de los periodos fundamentales de la estructura, se puede concluir que, debido a la mayor rigidez lateral en la dirección X-X por su concentración de muros de gran longitud en los perímetros, se obtiene un valor menor del periodo de vibración con respecto a la dirección Y-Y.
- Se observa que las derivas de entrepiso obtenidas a partir del análisis sísmico dinámico fueron 0.99‰ y 6.99‰ para las direcciones X-X e Y-Y respectivamente. Se concluye que se realizó una estructuración correcta con respecto a rigidez lateral y desempeño, ya que se optimizó en la dirección más desfavorable con un valor inferior a lo permitido por la Norma E.030, la cual es igual a 7‰.
- Se comprobó, en el capítulo de Análisis Sísmico, que la asunción inicial sobre que la estructura no presenta irregularidad torsional era correcta a partir del análisis de las relaciones entre el máximo desplazamiento y el promedio en cada entrepiso, los cuales fueron inferiores al valor máximo indicado en la Norma E.030, la cual es igual a 1.3. Esto demuestra que son de suma importancia las consideraciones de simplicidad y simetría indicadas en el capítulo de Estructuración, ya que permiten una correcta distribución de rigideces en la planta del edificio.

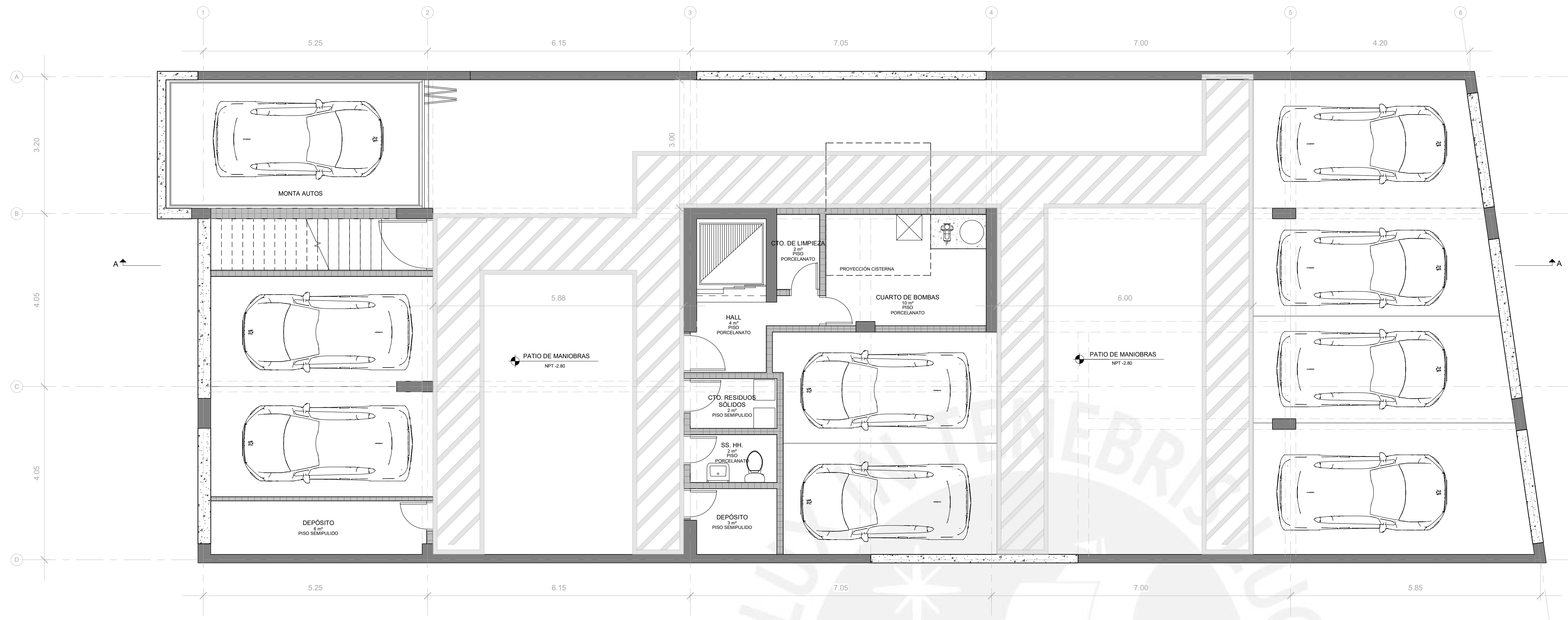
- A partir del análisis sísmico, se comprobó que la asunción inicial de que el edificio tiene un sistema sismorresistente de muros estructurales en ambas direcciones era correcta, ya que las placas resistían más del 70% del valor total. Esto pudo ser comprobado, adicionalmente, al observar que las columnas reciben valores pequeños de momento flector y fuerza cortante, ya que la mayor parte de esta es distribuida en los muros estructurales.
- Se demostró, mediante dos procedimientos, que la losa central de conexión entre los dos bloques es capaz de resistir las fuerzas cortantes y mantener la estructura conectada de manera similar a un diafragma rígido. Esto permitió la idealización del resto del diseño considerando la similitud de resultados entre un caso con un solo diafragma y dos independientes, así como la demostración de que la sección resistiría un caso crítico en el cual ambos bloques se desplazan a direcciones contrarias.
- Se mostró la importancia de un análisis detallado, criterio y correcta interpretación, por parte del diseñador, de los resultados obtenidos a partir del programa, ya que usualmente se ocasionan efectos irreales y pueden concluir en un diseño erróneo. Por ejemplo, en el caso del diseño de vigas, se tuvo que realizar un modelo aislado de cada entrepiso para la obtención de los efectos por carga de gravedad, debido a que el modelo completo presentaba asentamientos de las columnas y presentaban momentos positivos en los apoyos, lo cual es incorrecto. Así mismo, este análisis adicional se realizó en el caso del diseño de losas macizas y sus encuentros con losas aligeradas, en el cual se requirió una idealización adicional de la conexión entre elementos estructurales para la determinación de comportamiento más cercano a la realidad.
- Se determinó la importancia de la consideración del factor constructivo durante el diseño, debido a que, en elementos estructurales que reciben altos requerimientos, los refuerzos pueden exceder los espacios que realmente se encontrarán durante la

ejecución del elemento en la realidad. Es por este motivo, que en placas como la P-05, al ser altamente sísmica, se procuró distribuir sus varillas de mayor diámetro hacia los espacios menos saturados; en este caso, el ala que no recibía una viga. Así mismo, sucede en las placas de 15 cm, las cuales solo fueron diseñadas con núcleos de varillas de 1/2" como máximo, para evitar problemas constructivos como la segregación del concreto durante la ejecución.



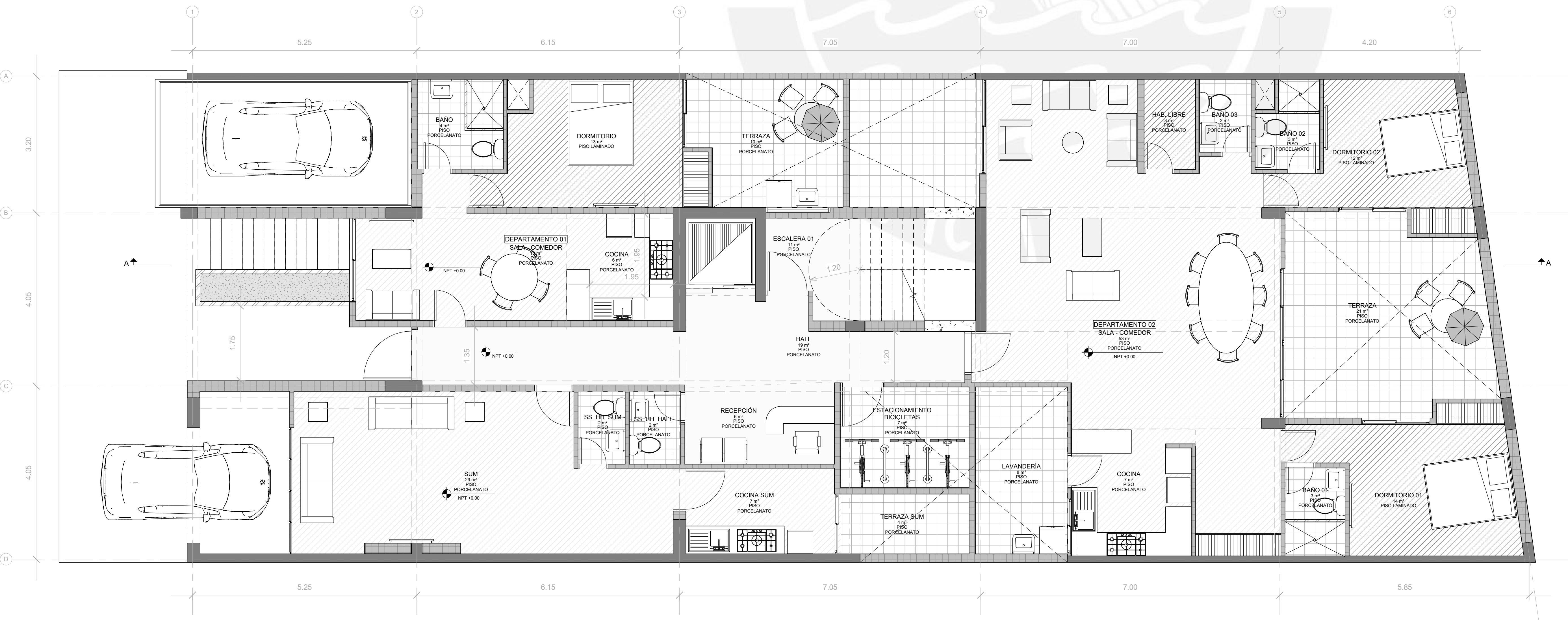
Bibliografía

- ACI Committee (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. American Concrete Institute.
- Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Colegio de Ingenieros del Perú.
- Bowles, J. (1995). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Fintel, M. (1986). *Handbook of Concrete Engineering*. CBS Publishers & Distributors.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Murthy, V. (2002). *Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. CRC Press.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

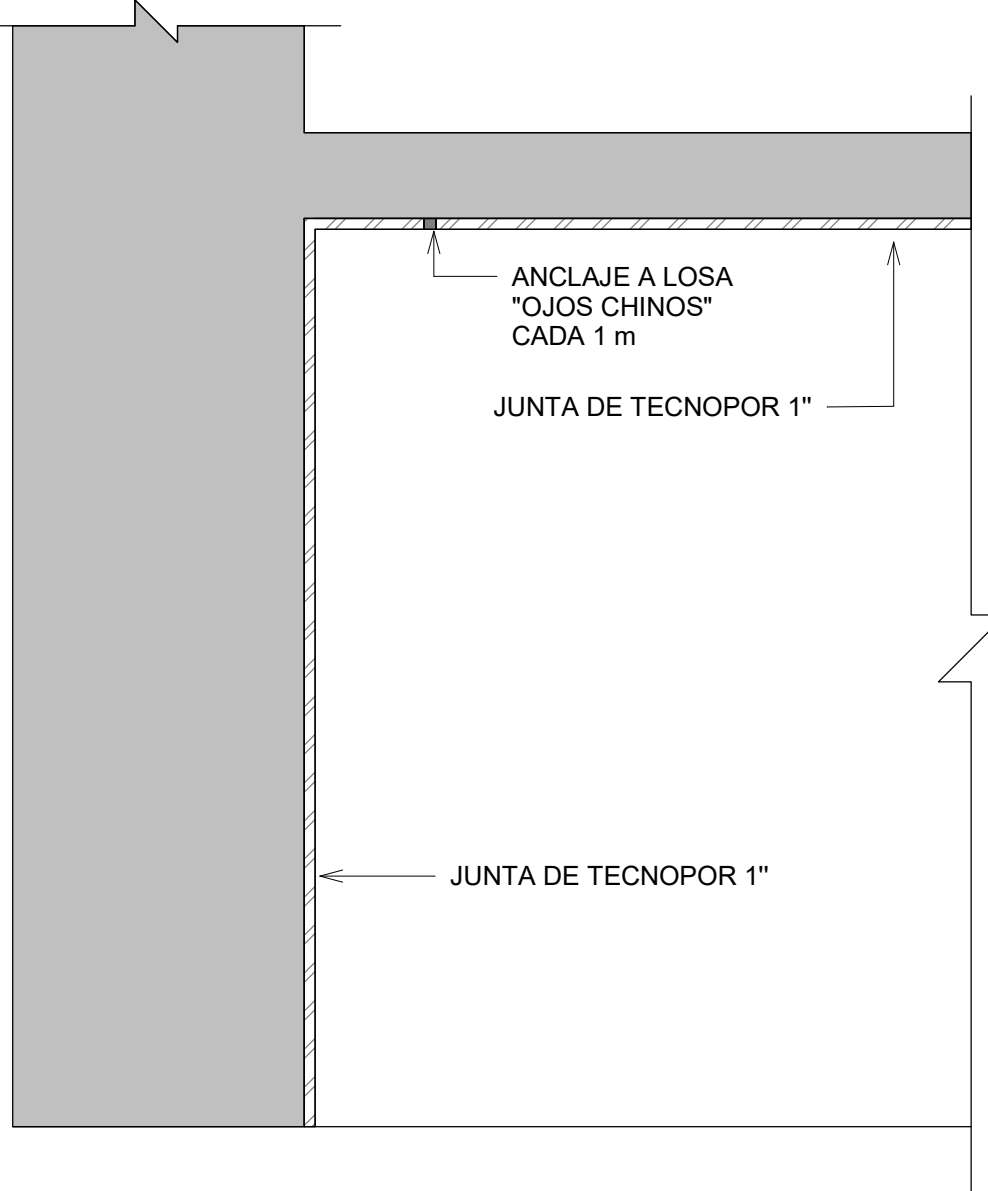


PISO SOT 1
1 : 50

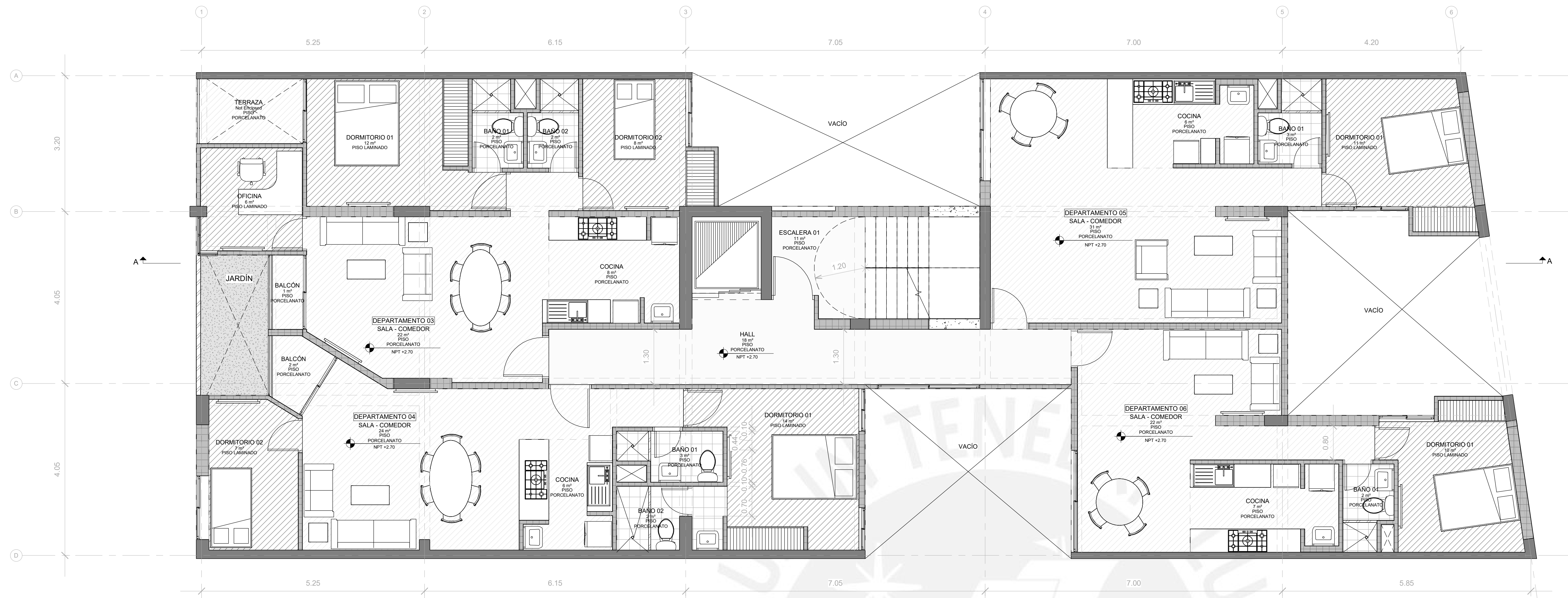
LEYENDA	
	PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
	TABIQUES AISLADOS *
	SARDINEL e = 0.10 m, h = 0.25 m
	PROYECCIÓN DE VIGAS
*Ver espesor de muro en planta y detalle de aislamiento	



PISO 1
1 : 50



Detalle de tabiquería aislada
1 : 25



PISO 2
1 : 50

LEYENDA

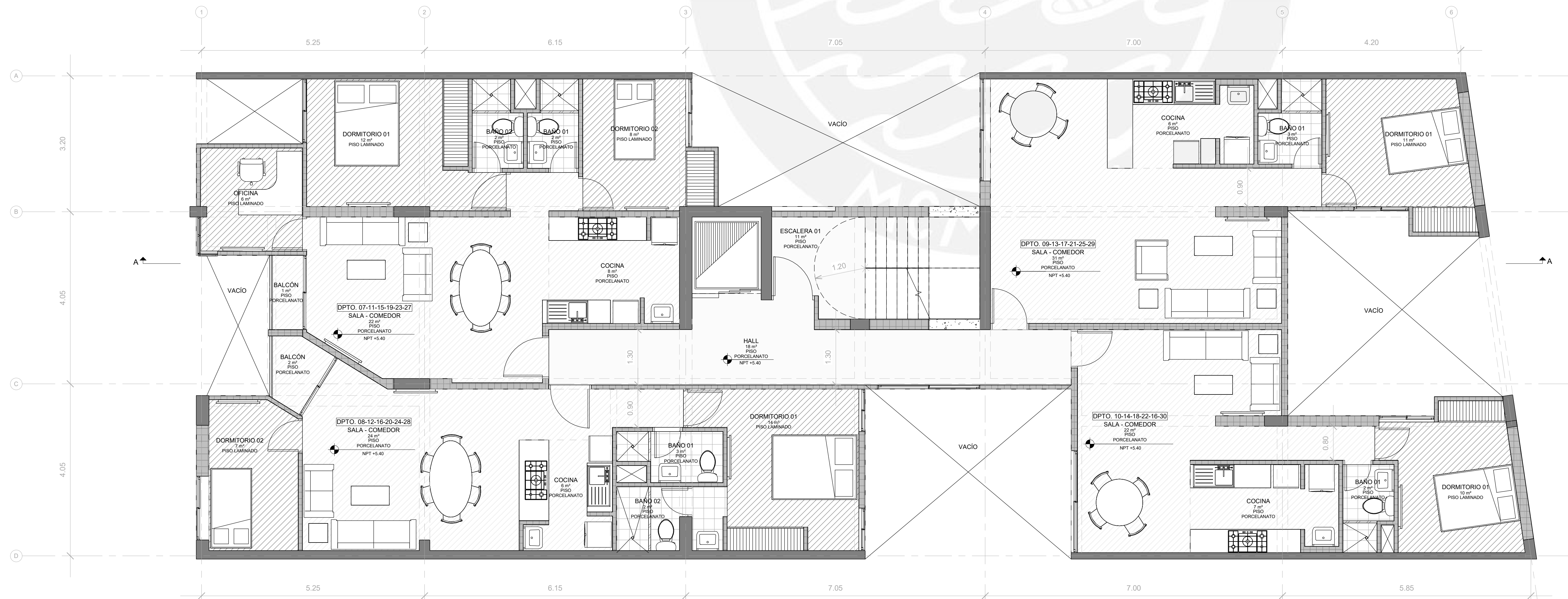
PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

TABIQUES AISLADOS *

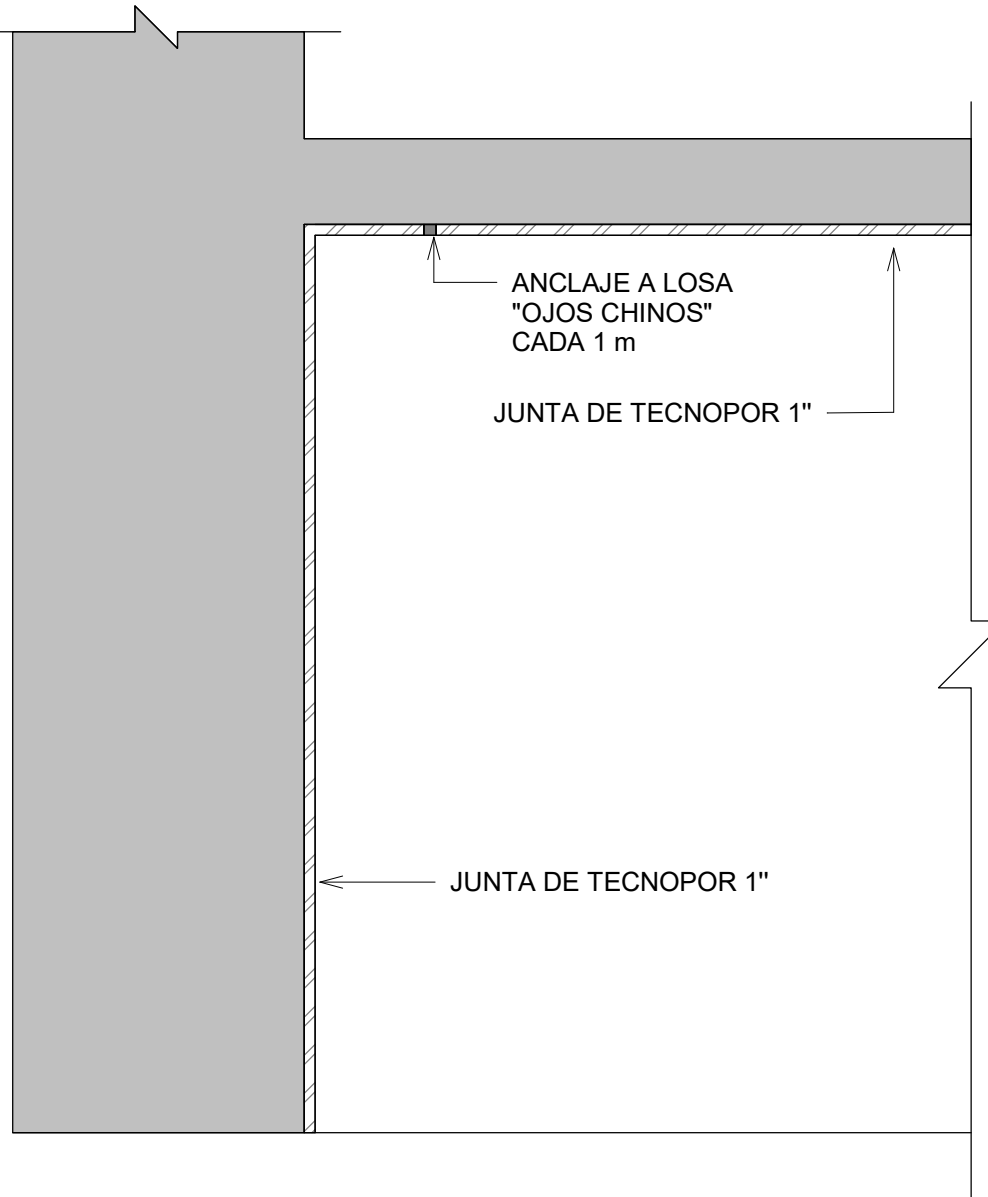
SARDINEL e = 0.10 m, h = 0.25 m

PROYECCIÓN DE VIGAS

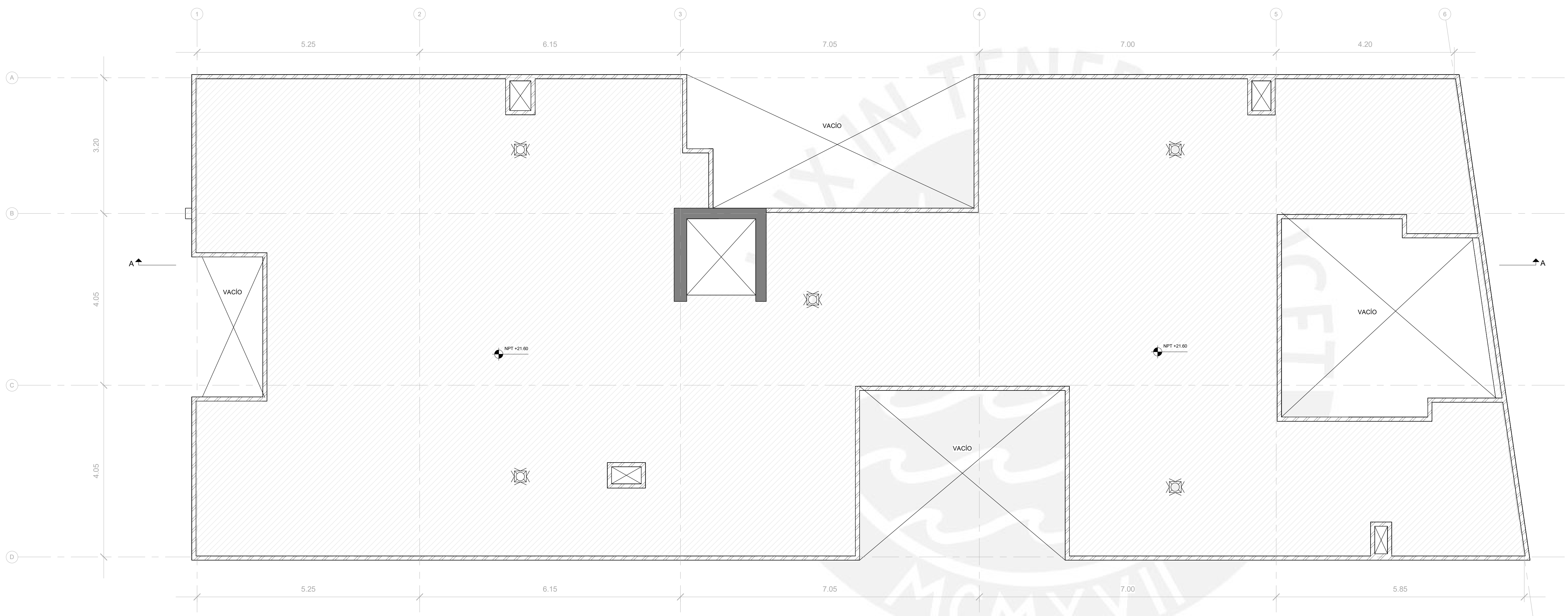
Ver espesor de muro en planta y detalle de aislamiento



PISO 3
1 : 50

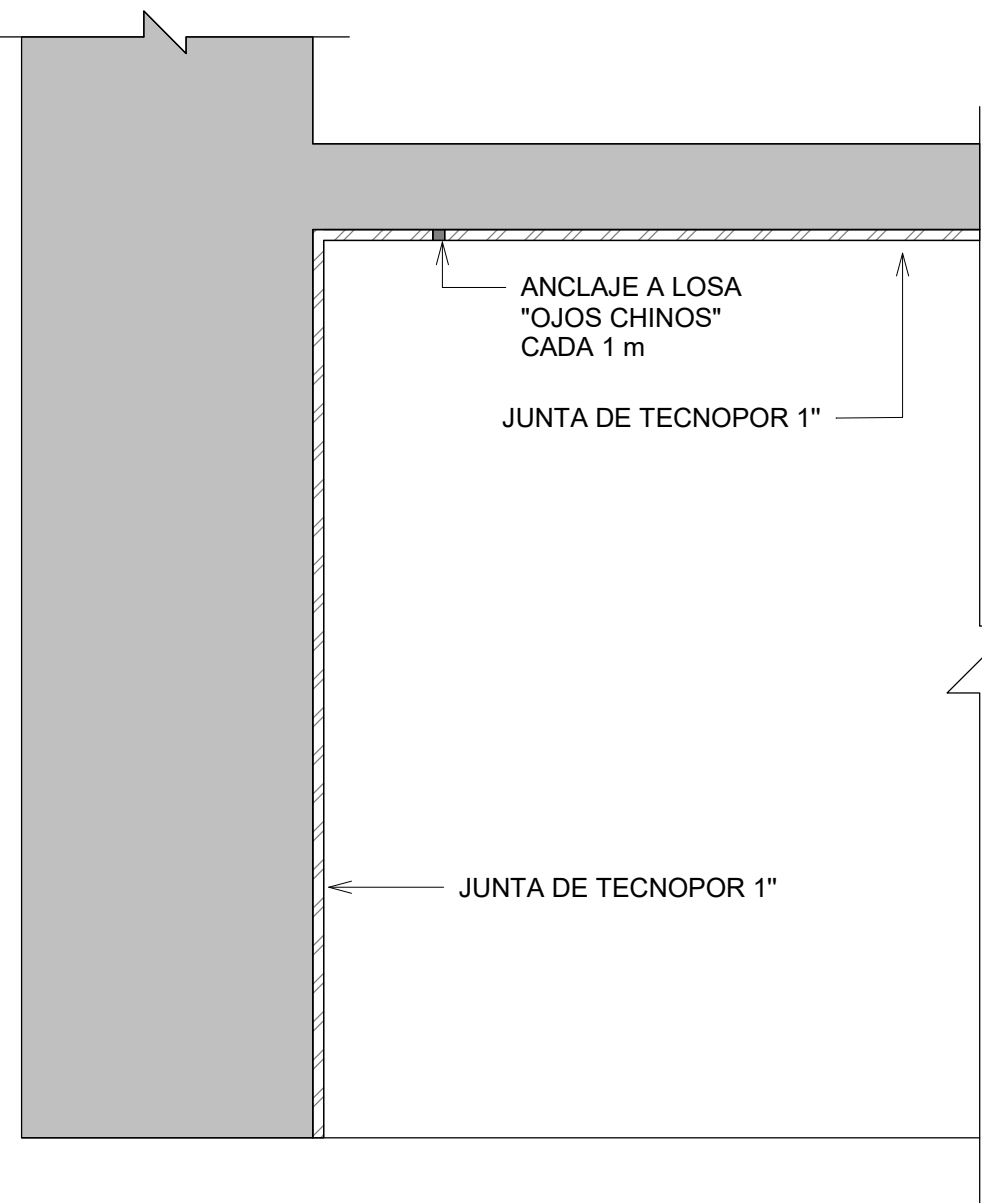


Detalle de tabiquería aislada
1 : 25



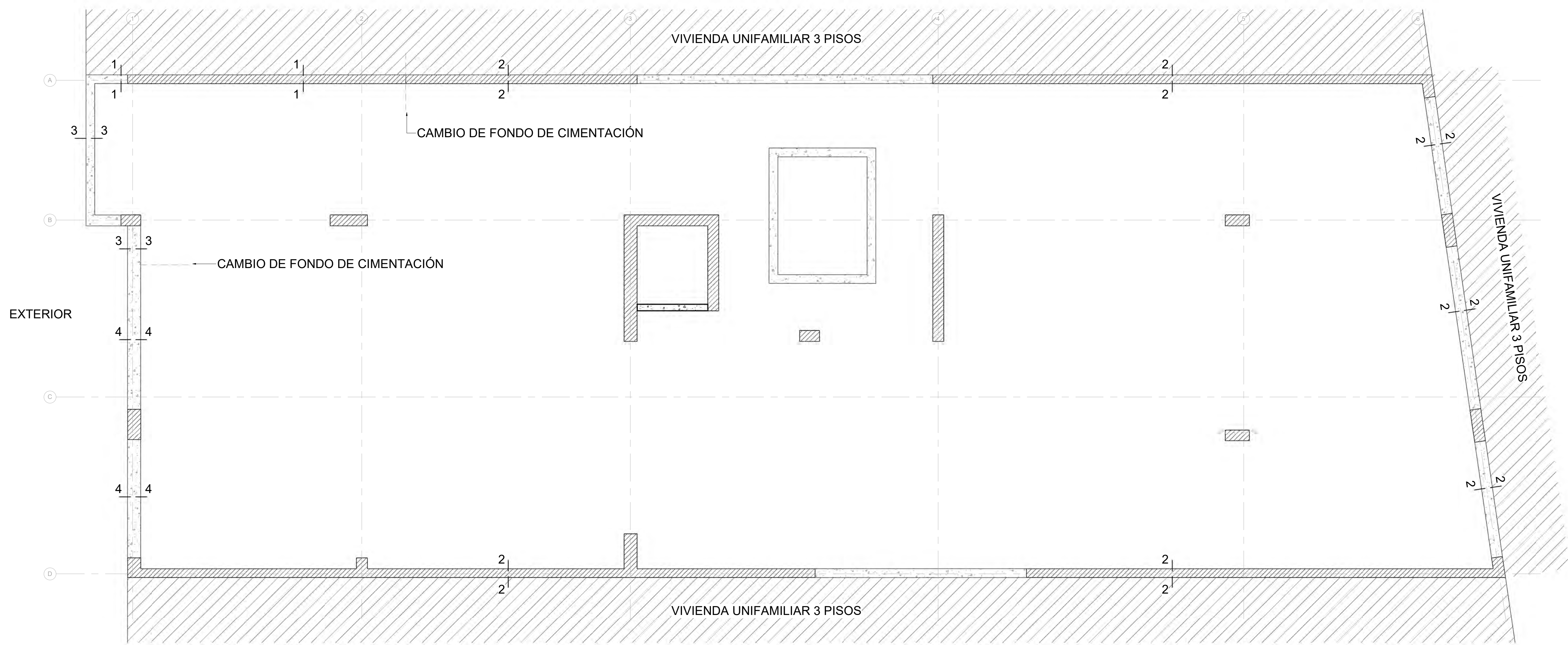
AZOTEA
1 : 50

LEYENDA	
	PLACAS Y COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO
	TABIQUES AISLADOS *
	SARDINEL e = 0.10 m, h = 0.25 m
	PROYECCIÓN DE VIGAS
*Ver espesor de muro en planta y detalle de aislamiento	



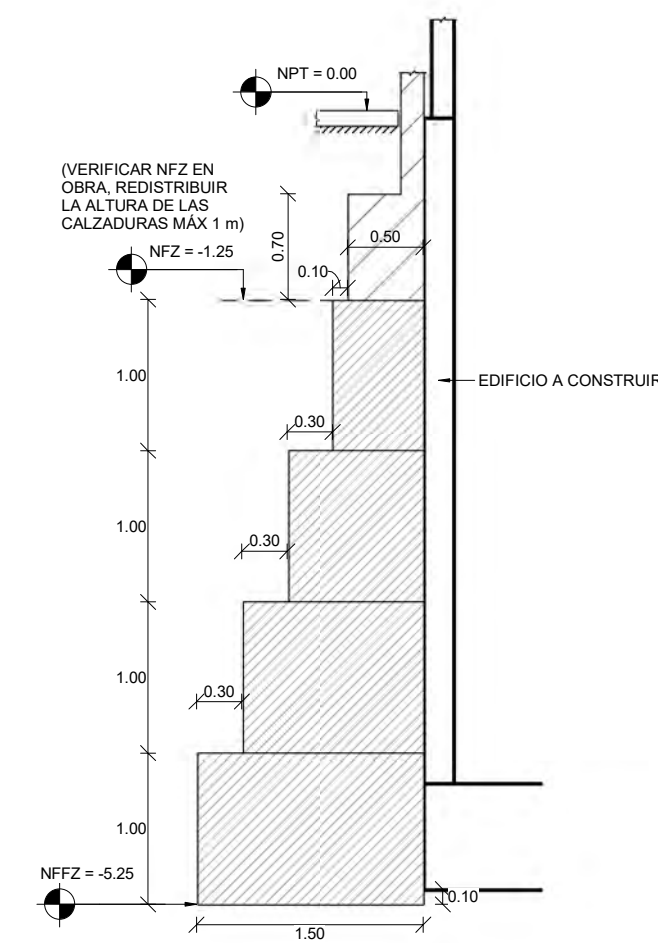
Detalle de tabiquería aislada
1 : 25



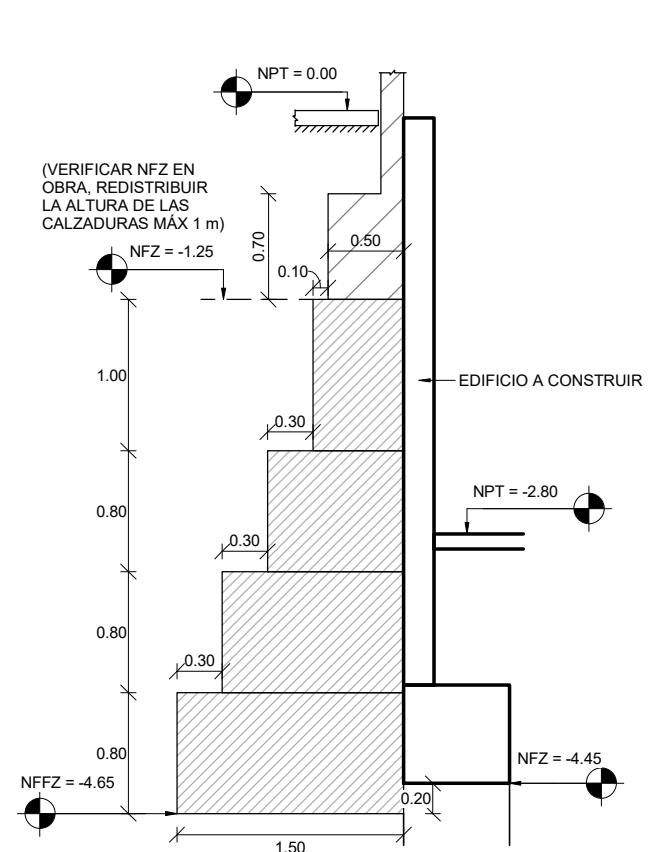


- NOTAS SOBRE EL PROCESO CONSTRUCTIVO
- EL CONCRETO A UTILIZAR EN LAS CALZADURAS SERÁ DE $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$. EL CUAL SERÁ VACIADO USANDO VIBRADOR Y SE AGREGARÁ A LA MEZCLA UN 25% DE PIEDRAS MEDIANAS. SE DEBE CONFIRMAR QUE EL CONCRETO INGRESE EN LAS EXCAVACIONES SIN DEJAR VACÍOS.
 - EL PROCEDIMIENTO CONSISTIRÁ EN EL VACIADO DE UNA SERIE DE FRANJAS HORIZONTALES, LAS CUALES SE REALIZARÁN EN PAÑOS ALTERNADOS Y TRASLAPADOS CON RESPECTO A LAS FILAS CONTIGUAS.
 - LAS CALZADURAS FORMAN PARTE DEL PROCESO CONSTRUCTIVO; POR ELLO, EL CONTRATISTA DEBERÁ DECIDIR DE ACUERDO A LAS CONDICIONES QUE EN OBRA SE LE PRESENTEN, ADEMÁS SE DEBERÁN DISPONER DE LAS MEDIDAS DE SEGURIDAD COMPLEMENTARIAS QUE EL CONTRATISTA JUZGUE CONVENIENTE (APUNTALAMIENTOS PROVISIONALES, ETC.).
 - SE DEBE EVITAR LA PRESENCIA DE AGUA EN LOS JARDINES PARA NO PERDER LA COHESIÓN DEL SUELO.

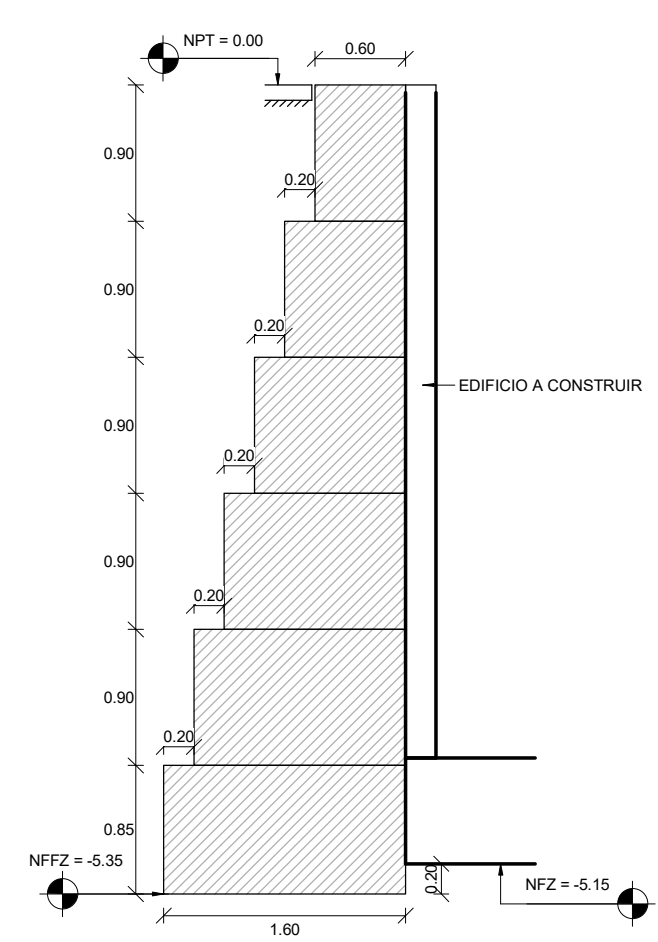
PLANTA CALZADURAS
1 : 50



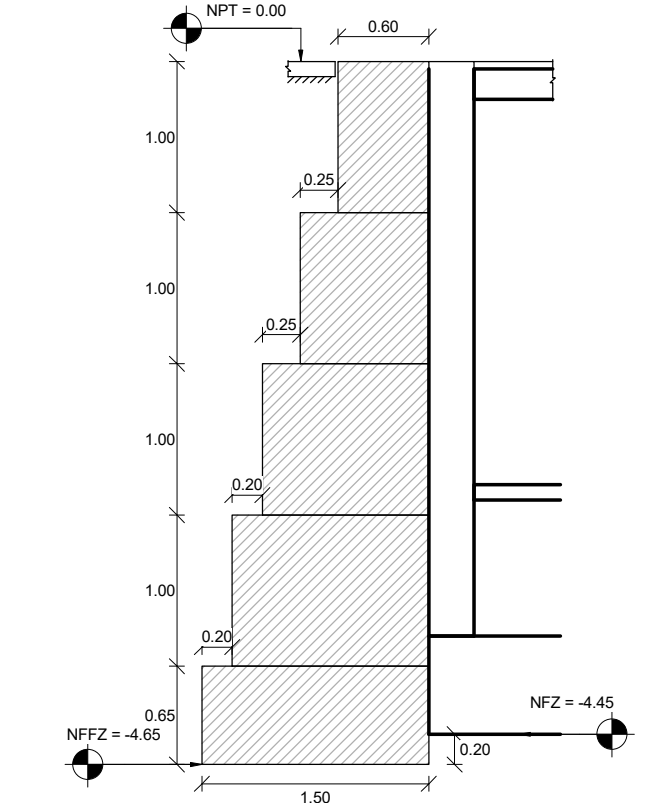
CORTE 1-1
1 : 50



CORTE 2-2
1 : 50

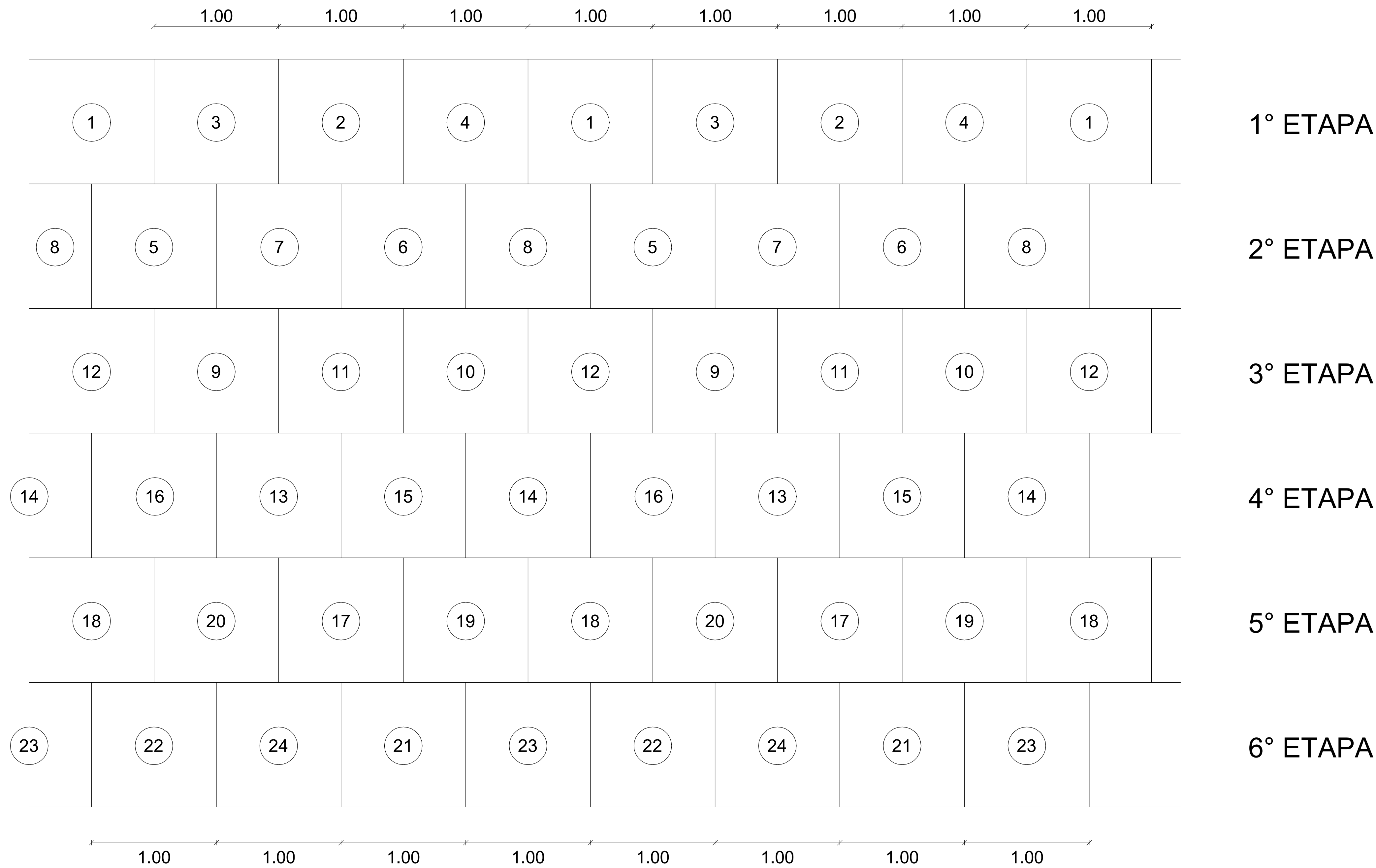


CORTE 3-3
1 : 50



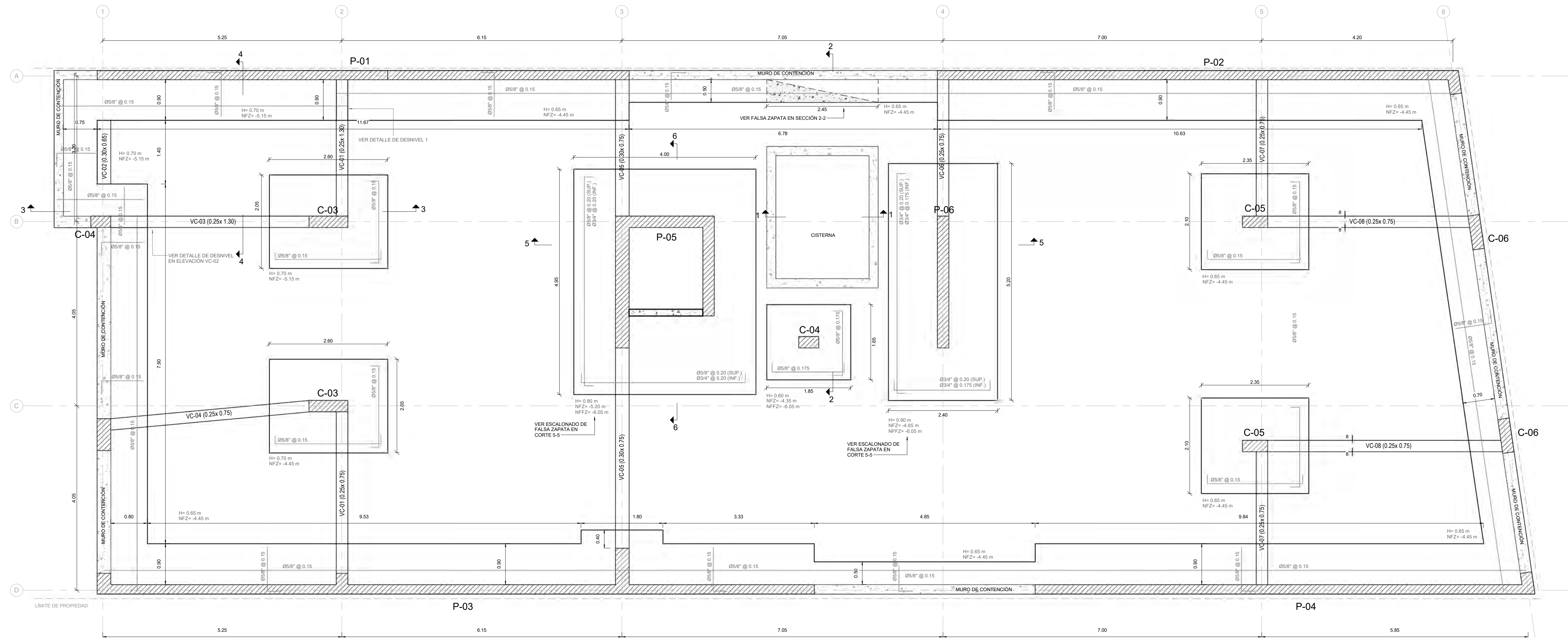
CORTE 4-4
1 : 50

PAÑOS CON
MEDIDAS VARIABLES
(MAX. 1 m)



NOTA: LOS NÚMEROS INDICAN LA SECUENCIA EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO

ELEVACIÓN DE CALZADURA
1 : 20



PARÁMETROS SISMORRESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

X-X MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO
 Y-Y MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO

b) PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTOR DE ZONA (ZONA 3)

FACTOR DE SUELO (TIPO S1)

FACTOR DE USO (U)

FACTOR DE REDUCCIÓN BÁSICO (R₀)

R₀ = R₀ = 4.00

FACTOR POR IRREGULARIDAD:

I_a = 1.00

I_b = 0.85

Z = 0.45

S = 1.05

U = 1.00

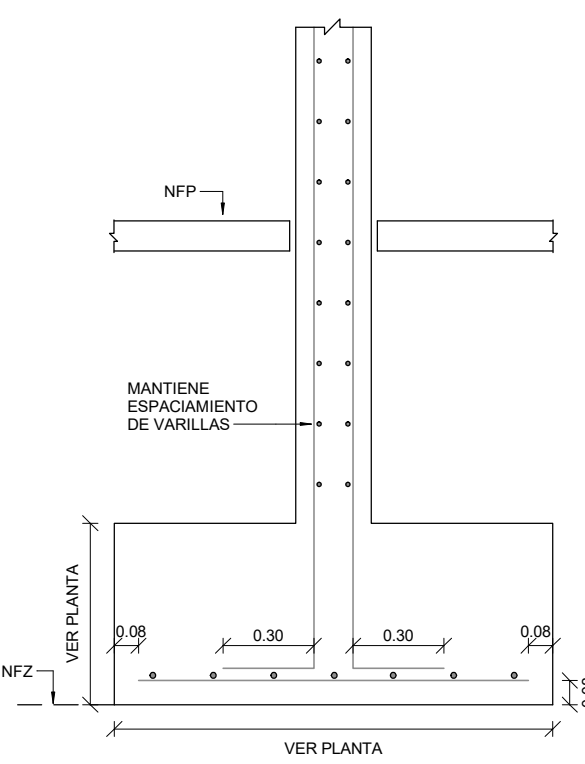
b) DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS MÁXIMAS

MÁXIMO ABSOLUTO		MÁXIMO RELATIVO		DERIVAS MÁXIMAS	
X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X	Y-Y
1.85	12.50	0.27	1.87	0.0010	0.0068

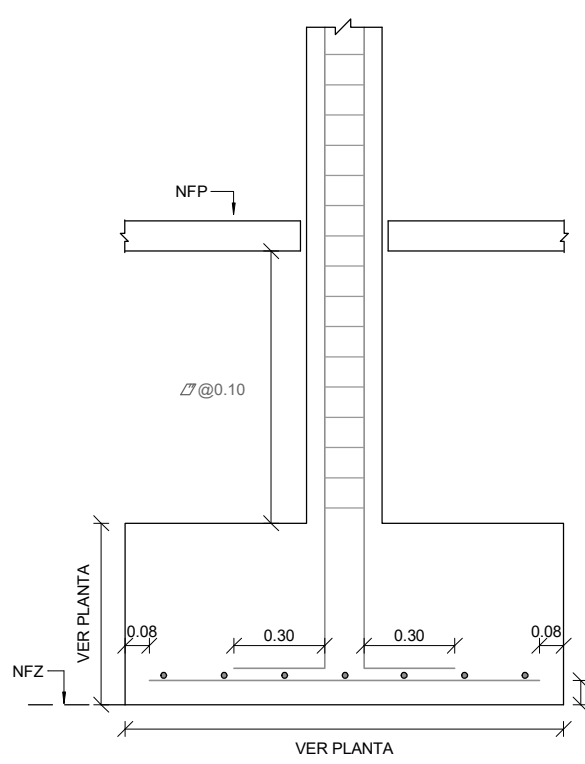
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
ACERO CORRUGADO	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
CONCRETO SIMPLE	
CIMENTO CORRIDO TABIQUE	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ P.G.}$ (tamaño máximo 6")
SOBRECIMIENTO	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ P.M.}$ (tamaño máximo 3")
FALSA ZAPATA	MEZCLA CEMENTO - CONCRETO 1:12 + 30% P.G. (MÁXIMO 8")
CALZADURAS	MEZCLA CEMENTO - CONCRETO 1:12 + 30% P.G. (MÁXIMO 8")
RECURRIMIENTOS	
ZAPATAS	8 cm
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	4 cm
MUROS (entó 1.5m)	3.5 cm
VIGAS CHATAS	2.5 cm
LOSAS MACIZAS Y ALISERADAS	2 cm
MURO DE CONTENCIÓN	4 cm
JUNTA SÍSMICA	
entó 10 m (ver reducciones de placas en planta Techo Sótano 1)	

LEYENDA	
NFP	= NIVEL FALSO PISO
NFZ	= NIVEL FONDO DE ZAPATA
NFZ	= NIVEL FONDO DE FALSA ZAPATA

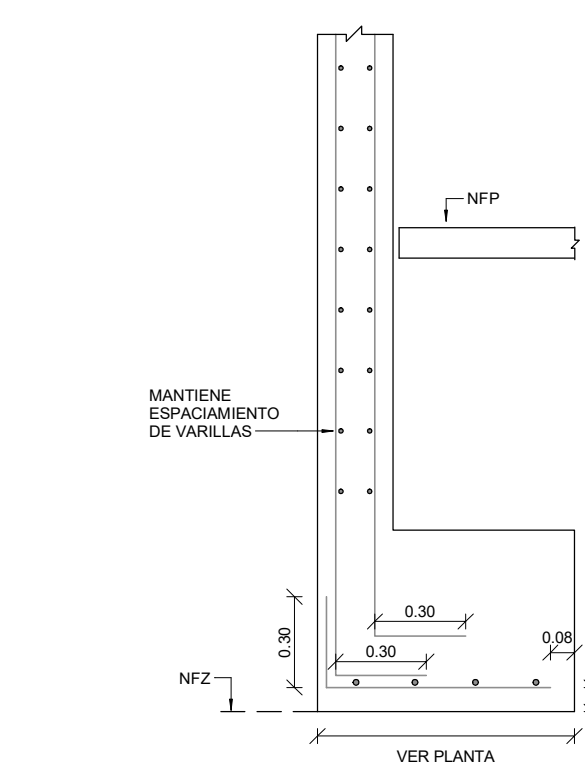
ANCLAJE DE PLACA EN ZAPATA



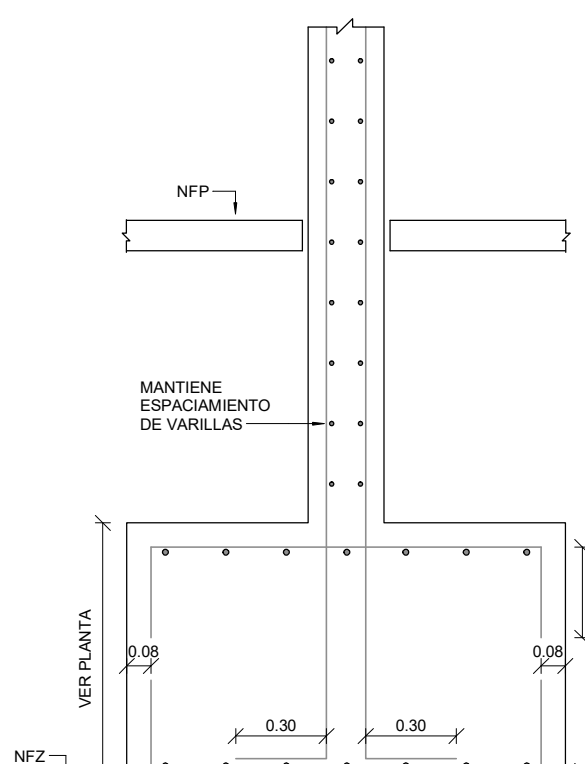
ANCLAJE DE COLUMNA EN ZAPATA



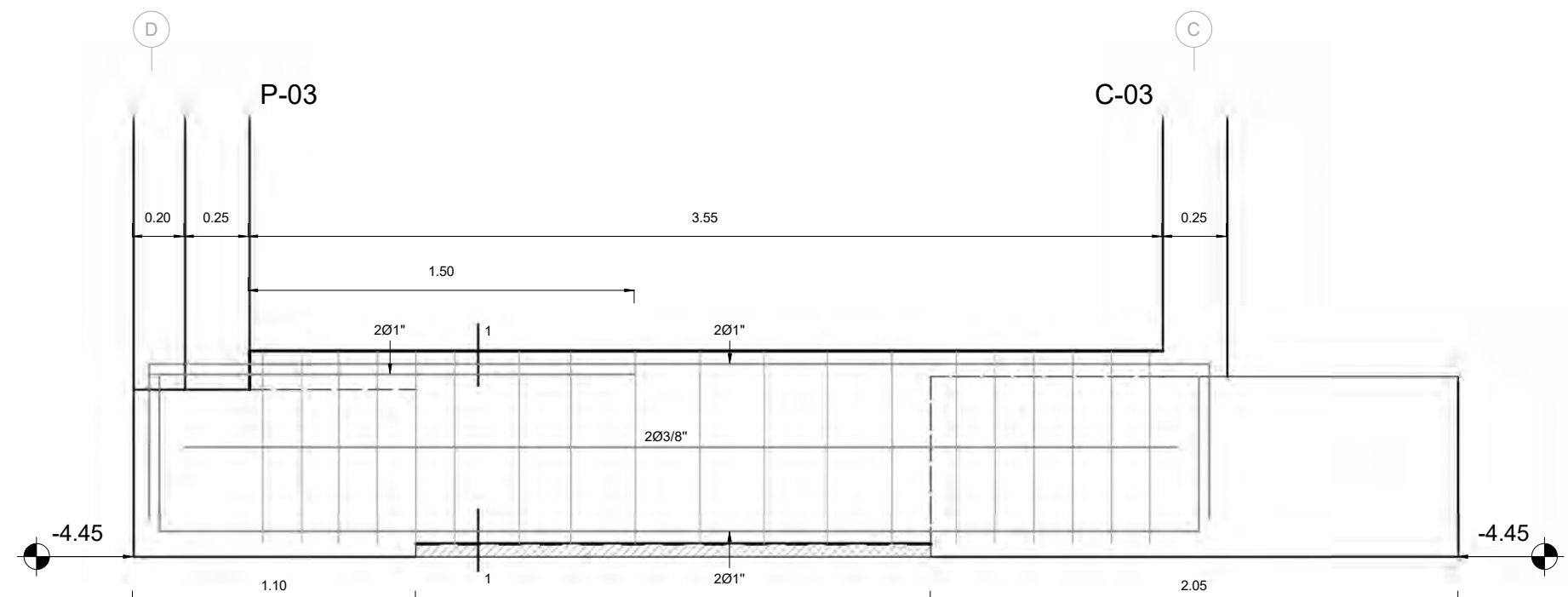
ANCLAJE DE MURO DE SÓTANO EN ZAPATA



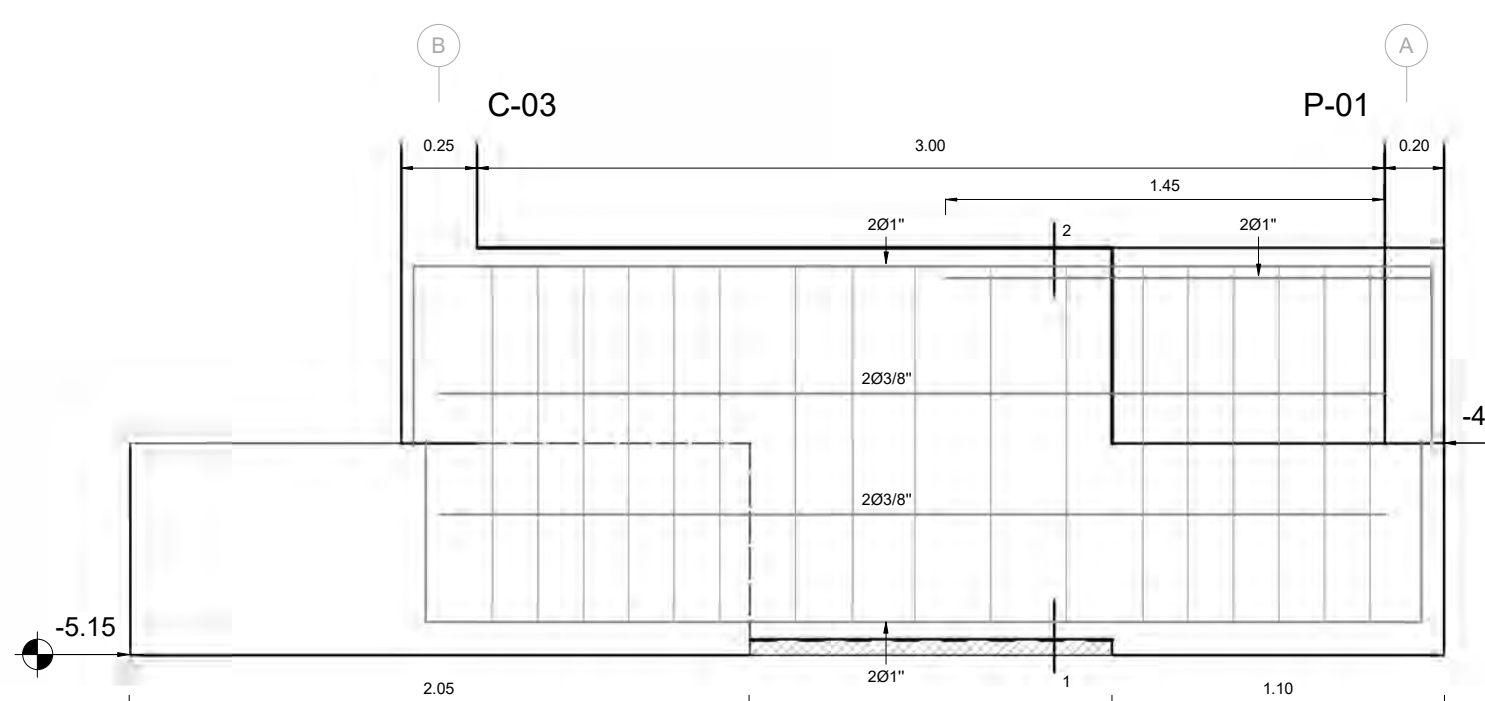
DETALLE DE ZAPATA CON DOBLE MALLA



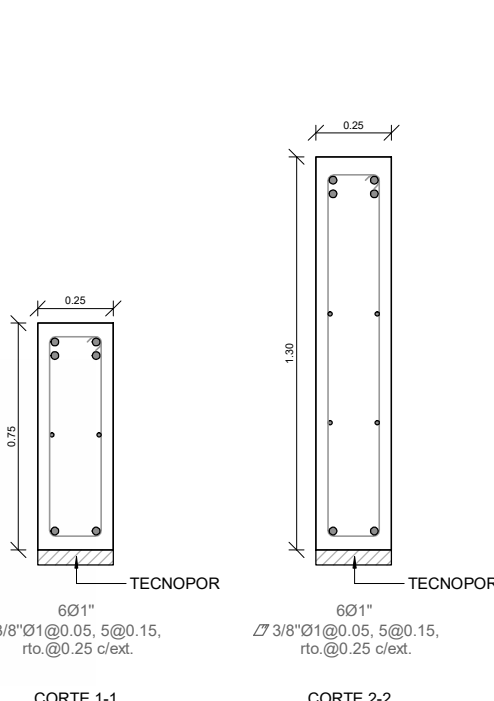
PLANTA DE CIMENTACIONES
1 : 50



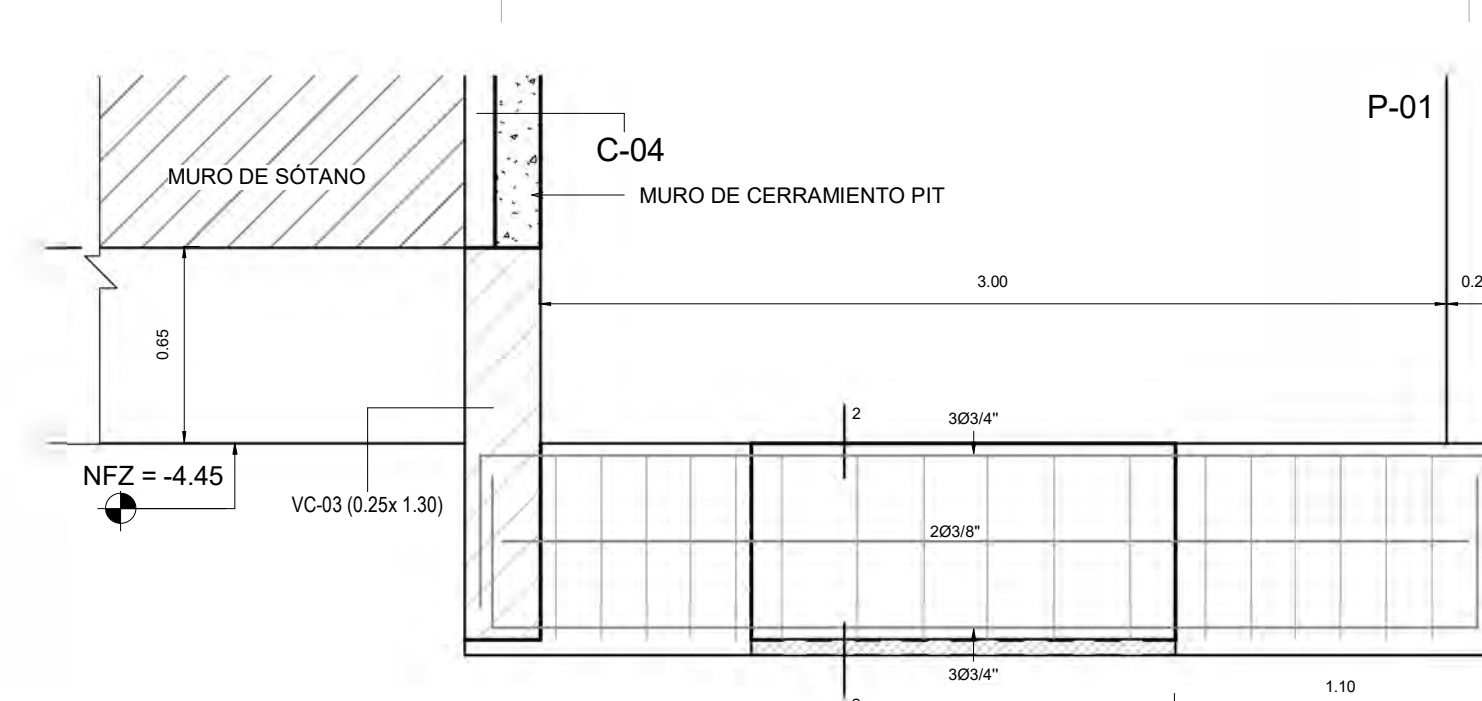
VC-01 EJES C-D
1 : 25



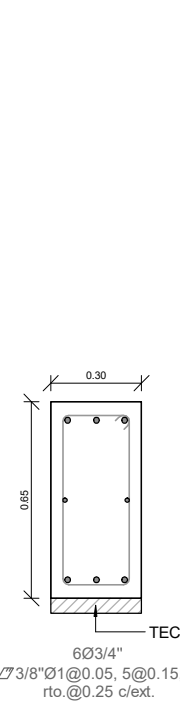
VC-01 EJES A-B
1 : 25



VC-01
1 : 25

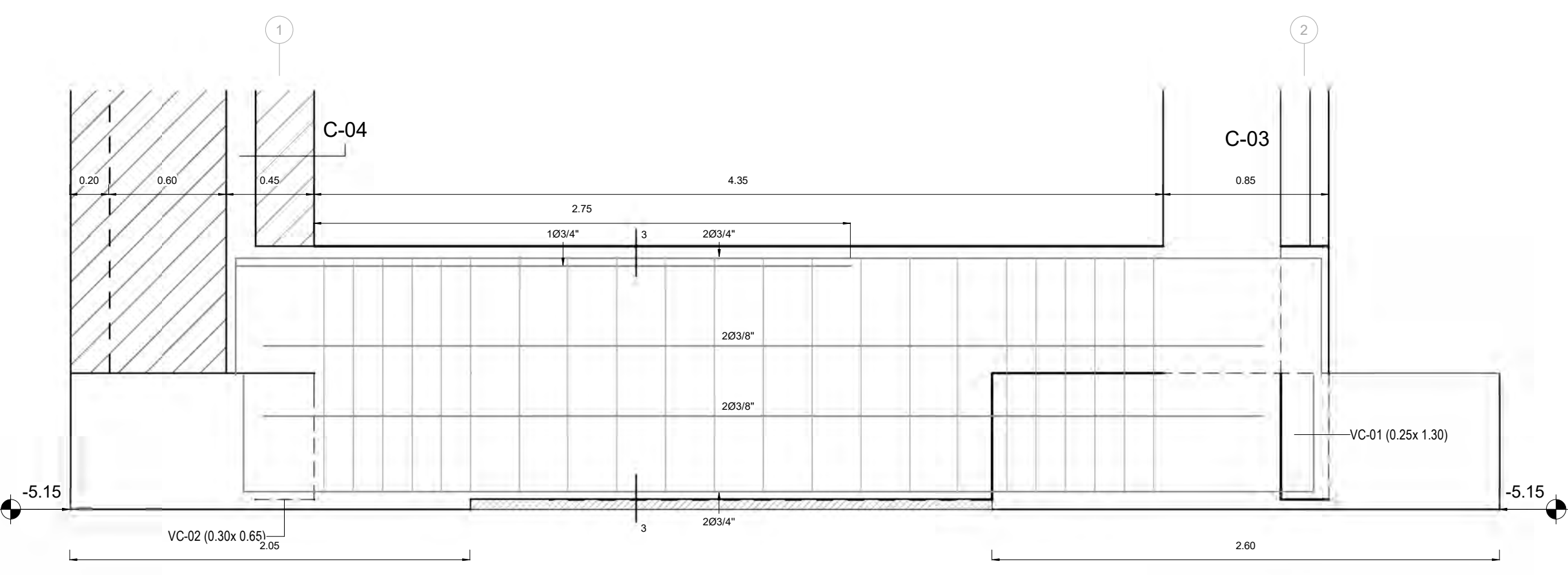
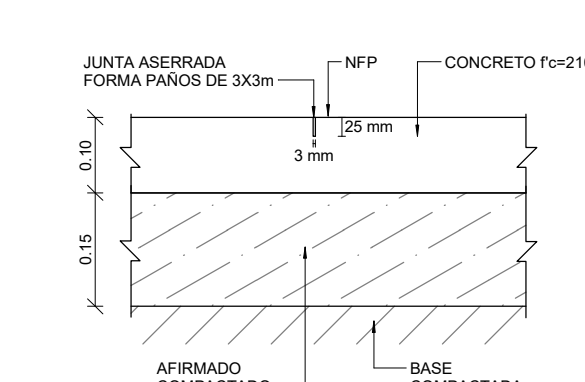
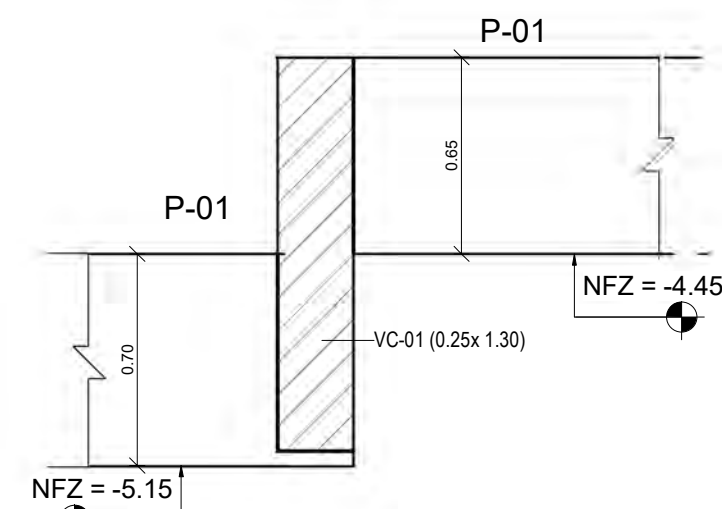


VC-02 EJES A-B/1
1 : 25

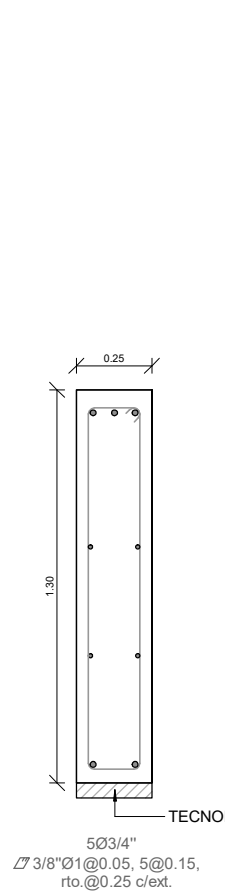


VC-02
1 : 25

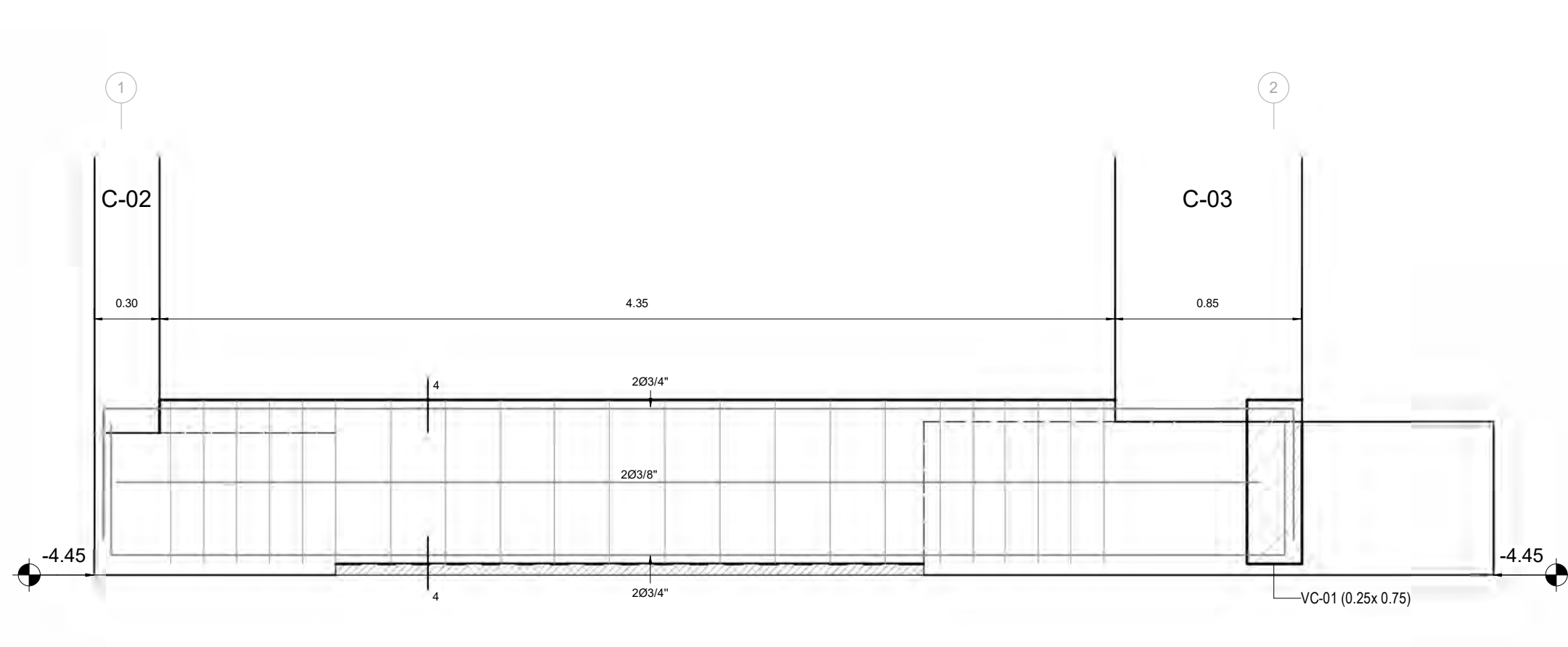
DETALLES TÍPICOS DE ZAPATAS
1 : 25



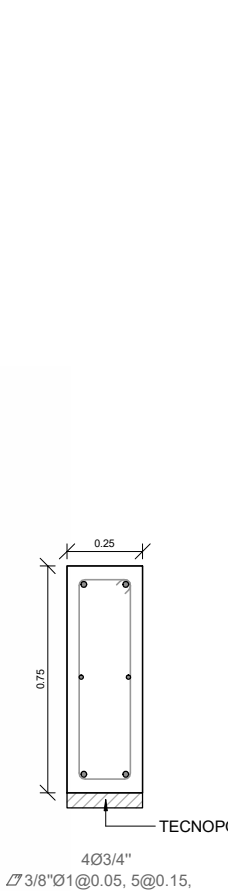
VC-03 EJE B
1 : 25



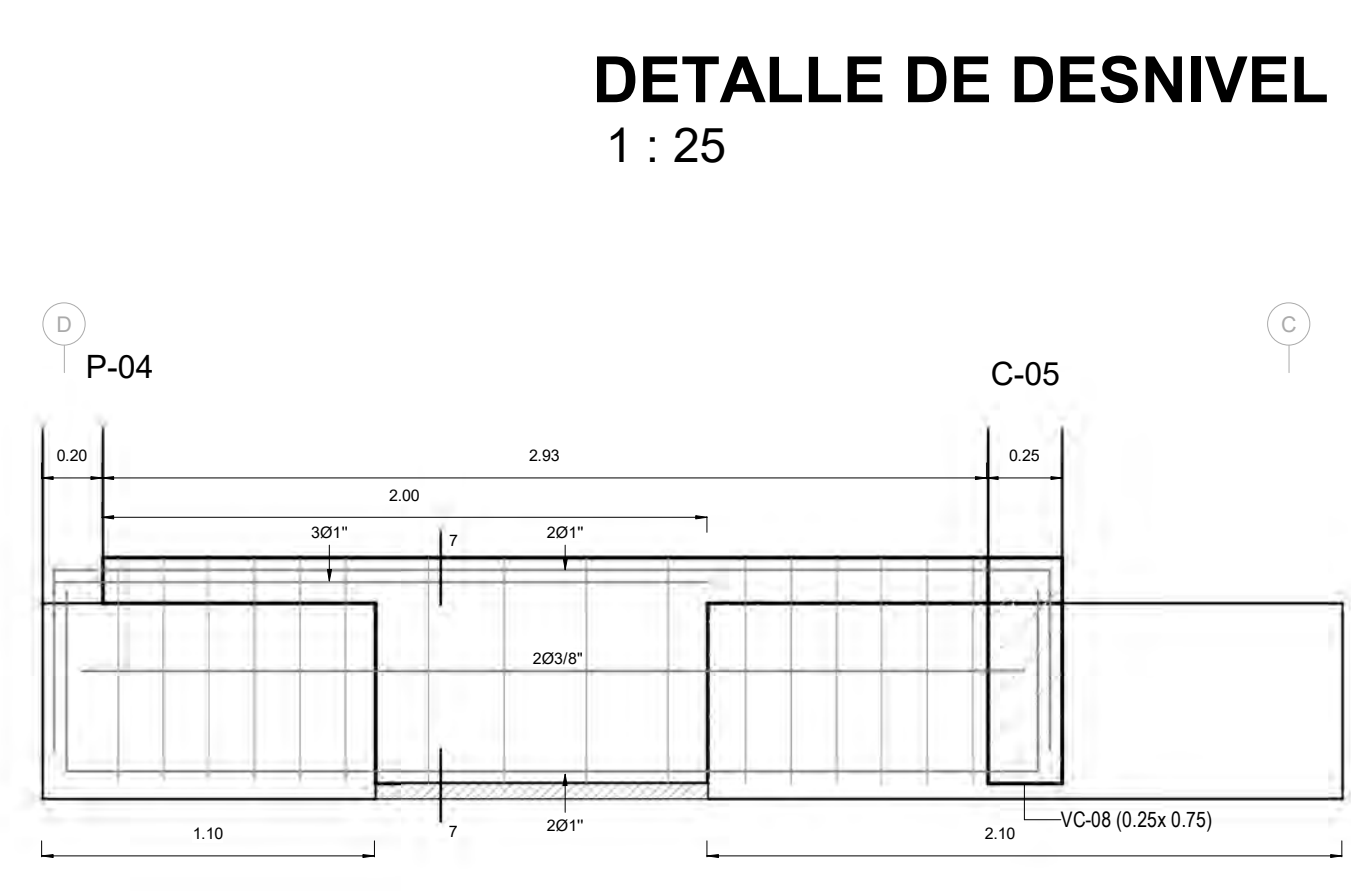
VC-03
1 : 25



VC-04 EJE C
1 : 25

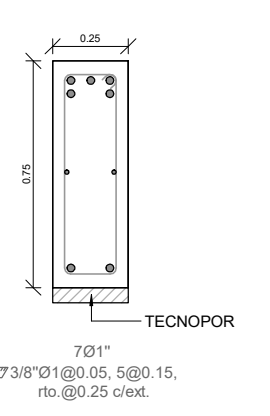


VC-04
1 : 25

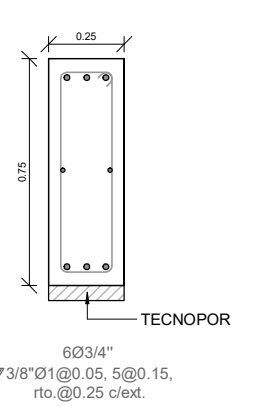


VC-07 EJES 5/C-D
1 : 25

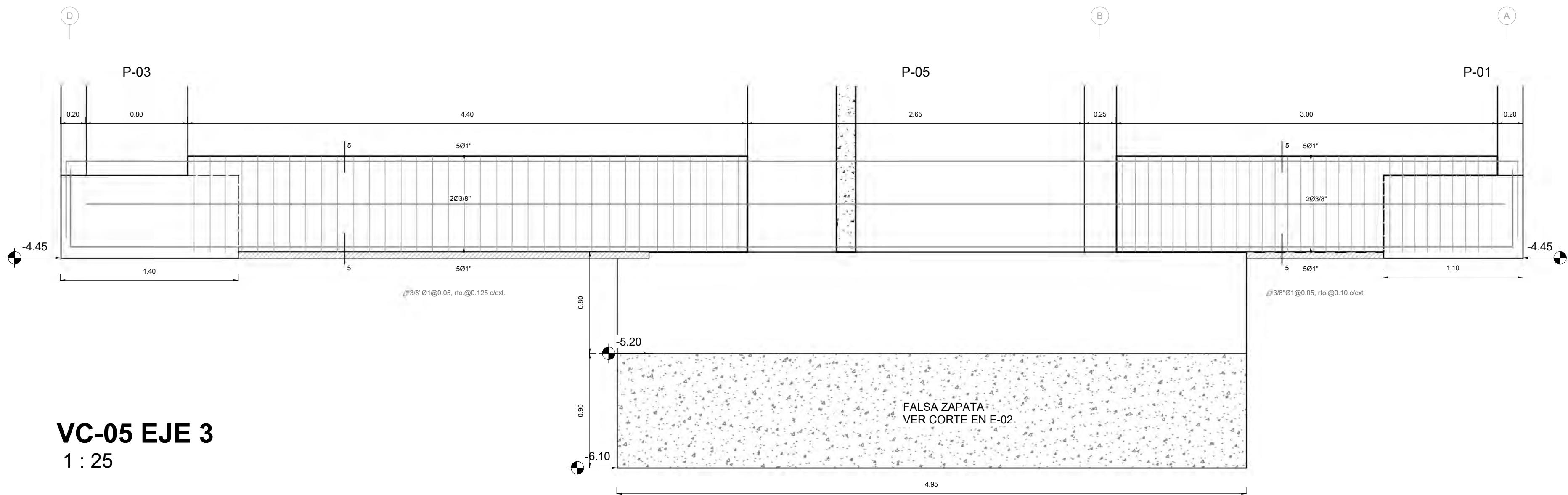
PAVIMENTO ESTACIONAMIENTO
1 : 10



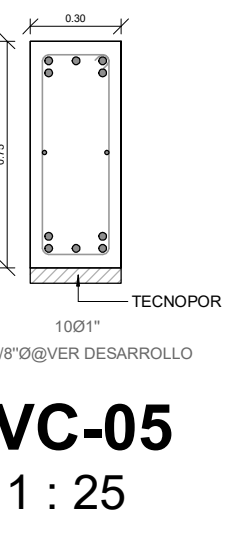
VC-07
1 : 25



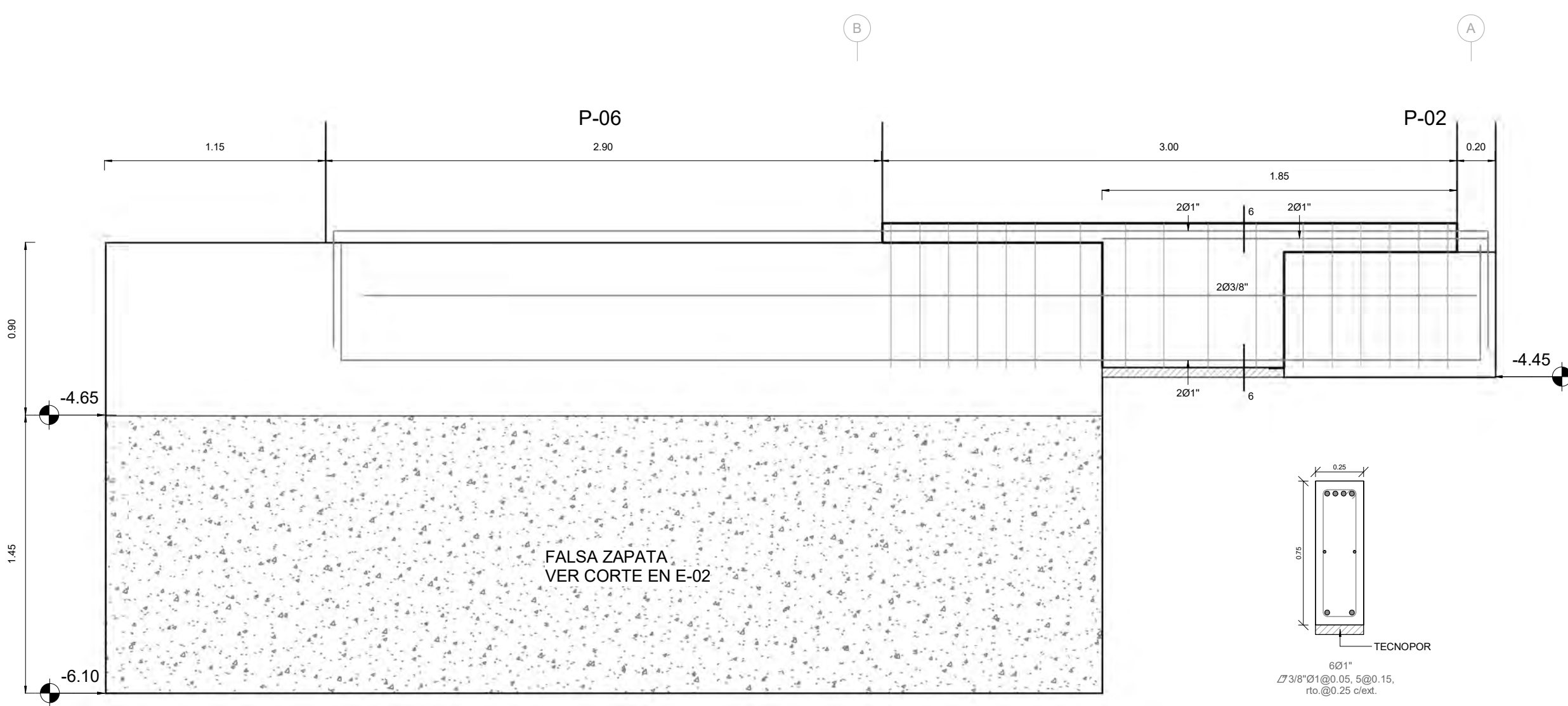
VC-08
1 : 25



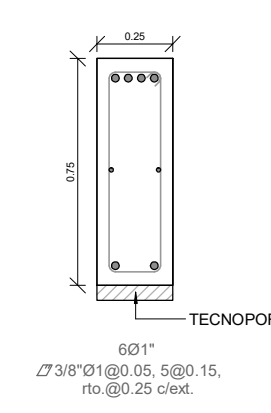
VC-05 EJE 3
1 : 25



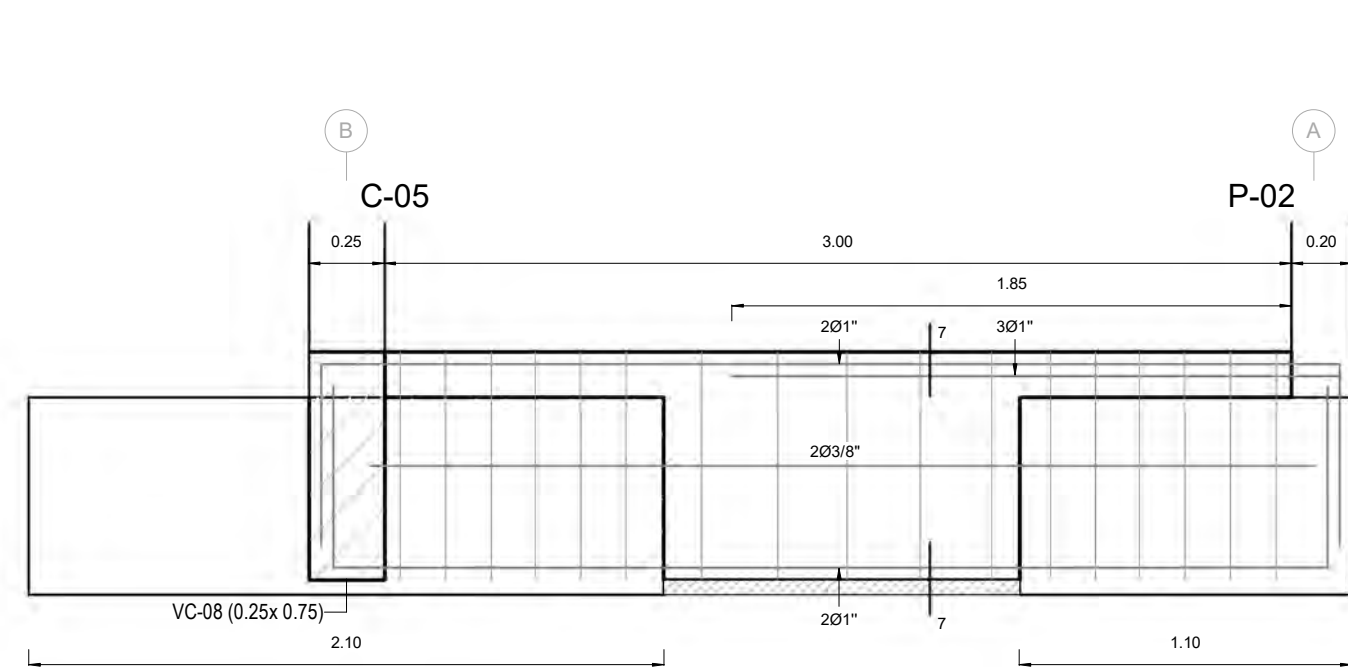
VC-05
1 : 25



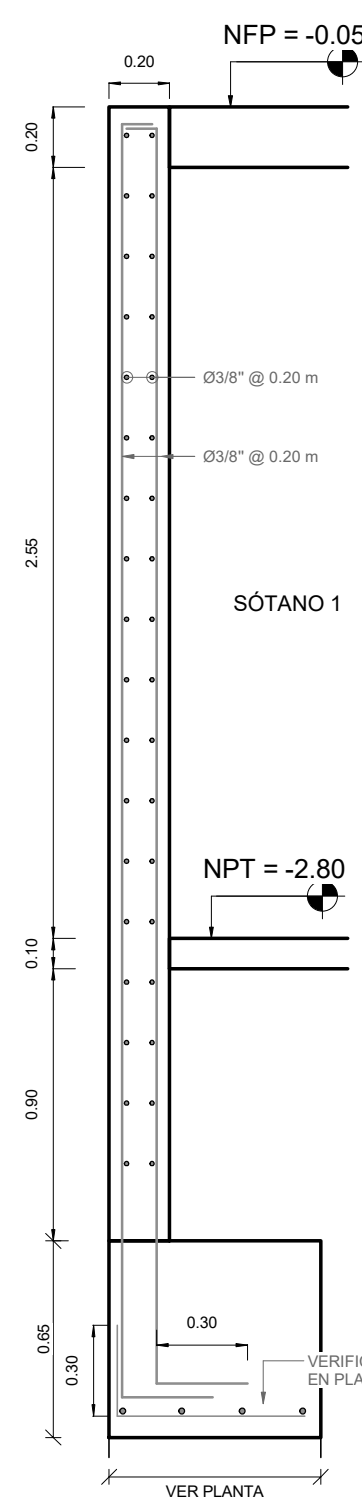
VC-06 EJE 4
1 : 25



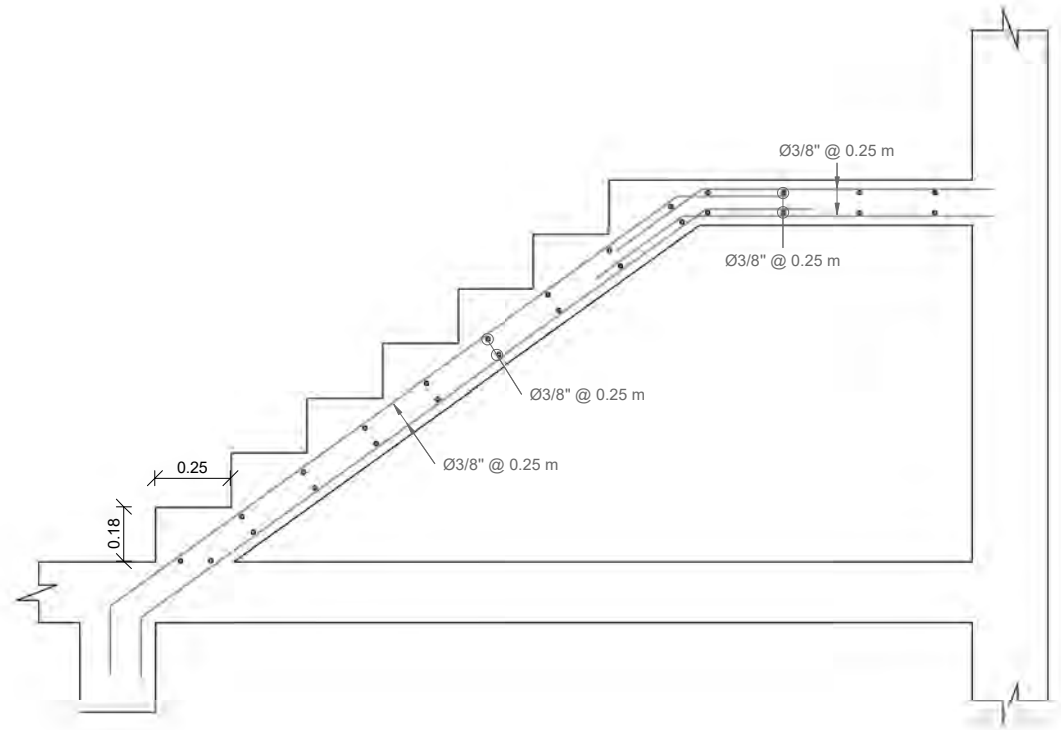
VC-06
1 : 25



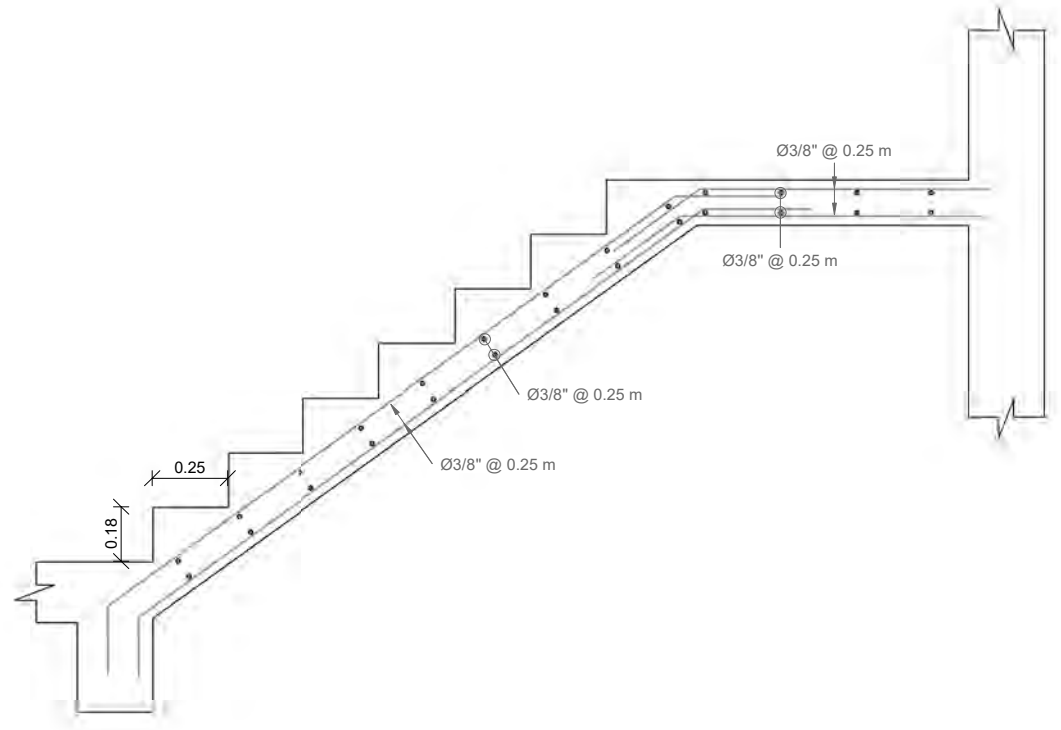
VC-07 EJES 5/A-B
1 : 25



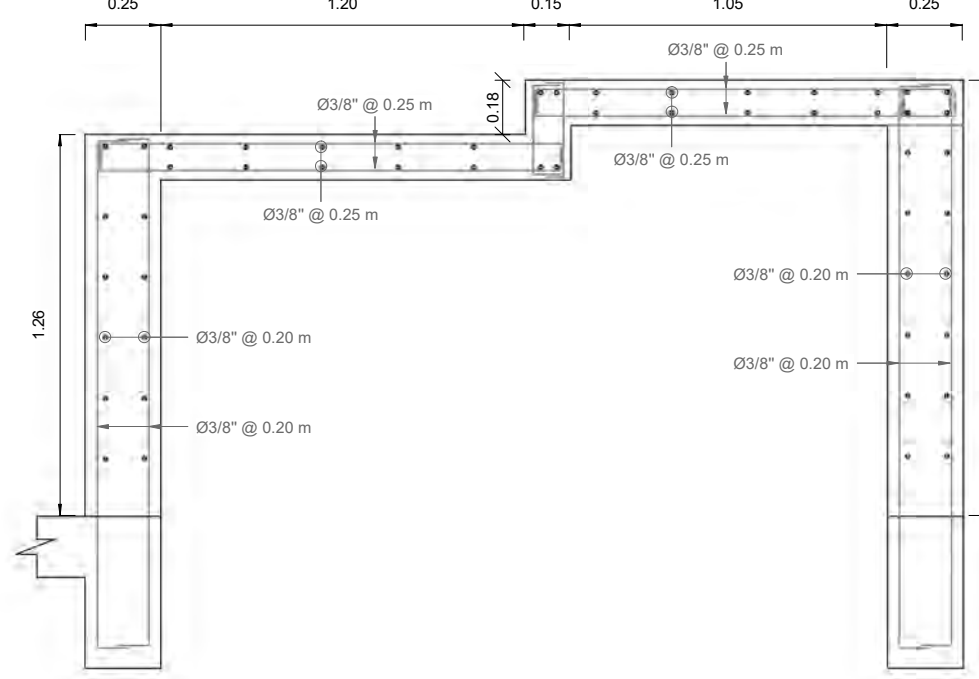
MURO DE SÓTANO TÍPICO
1 : 25



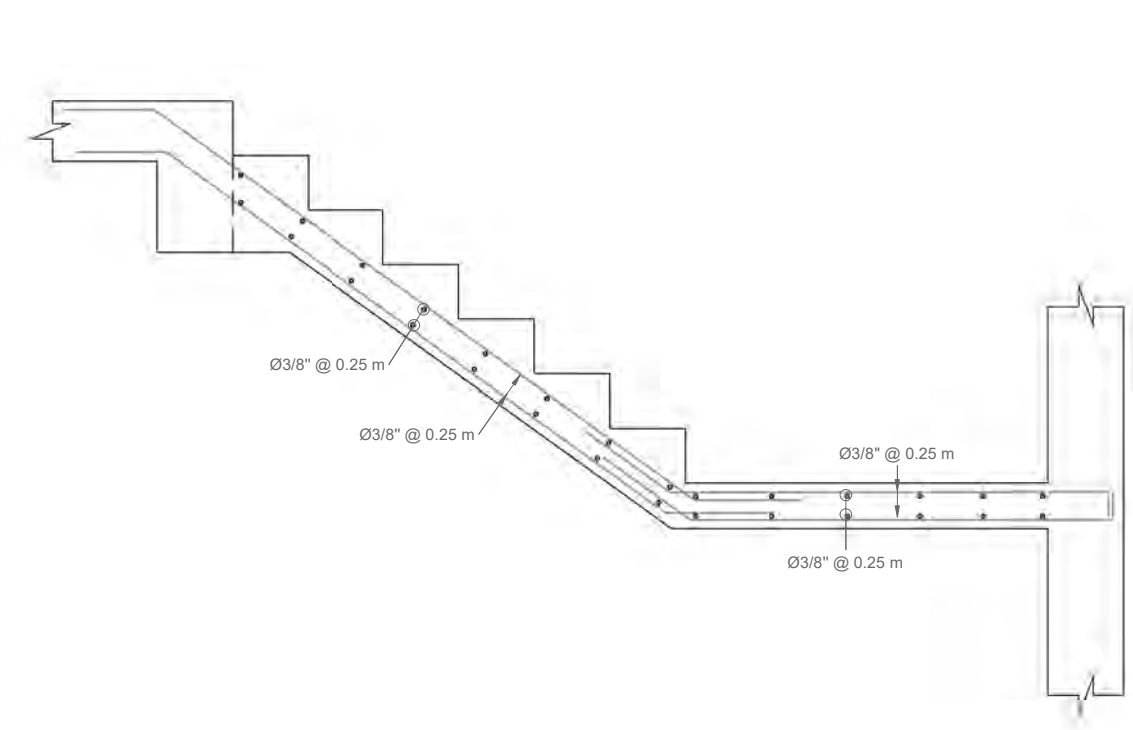
ESCALERA 1 - INICIO PISO 1
1 : 25



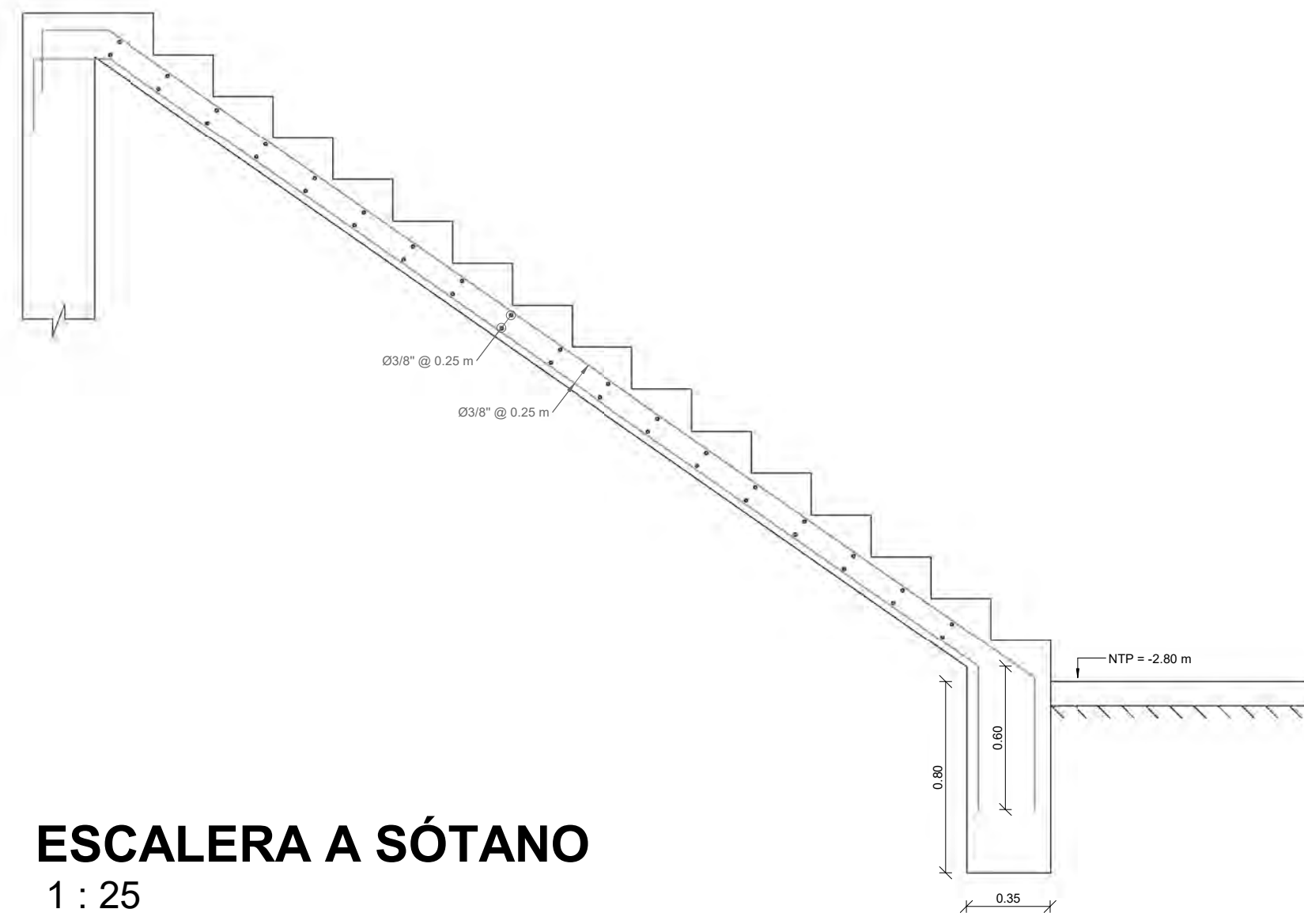
ESCALERA 1 - TRAMO 1 TÍPICO
1 : 25



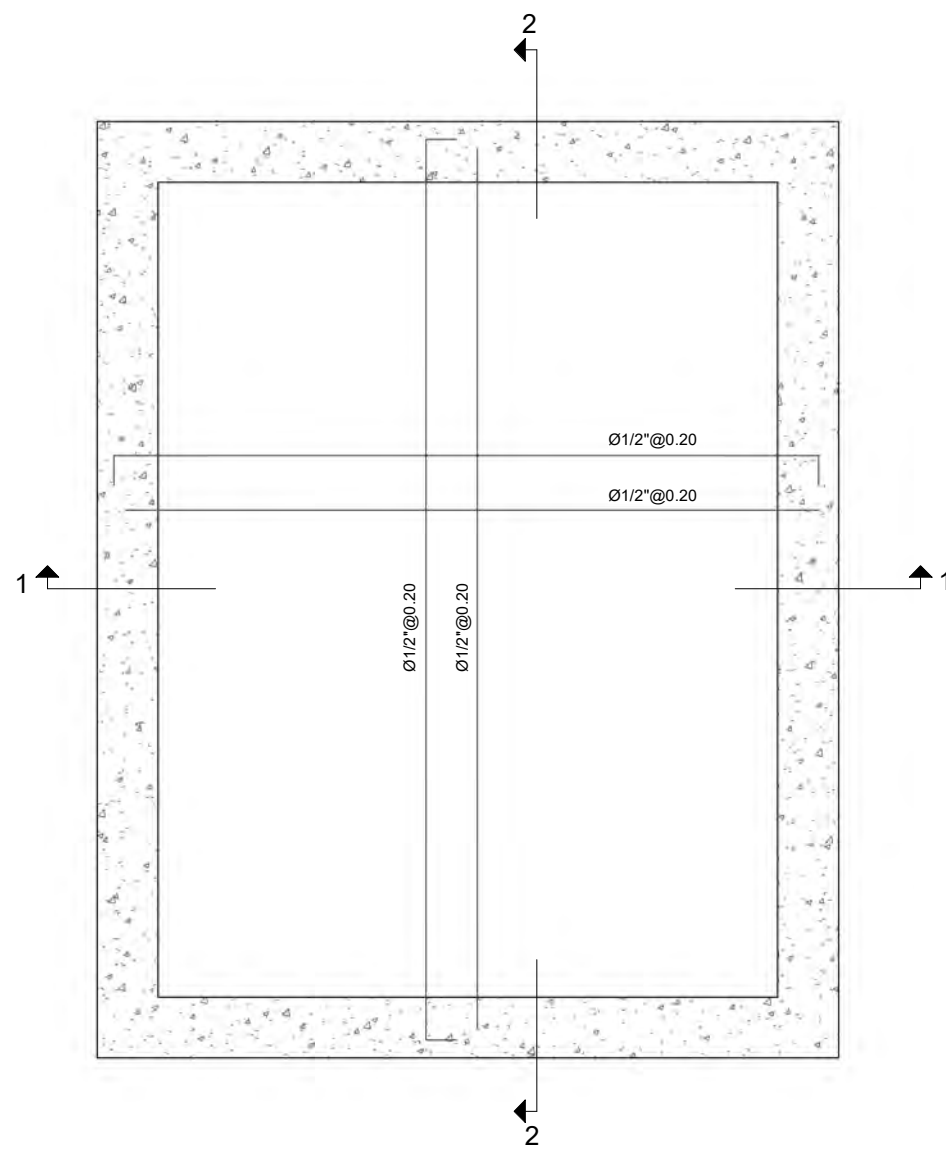
ESCALERA 1 - TRAMO 2 TÍPICO
1 : 25



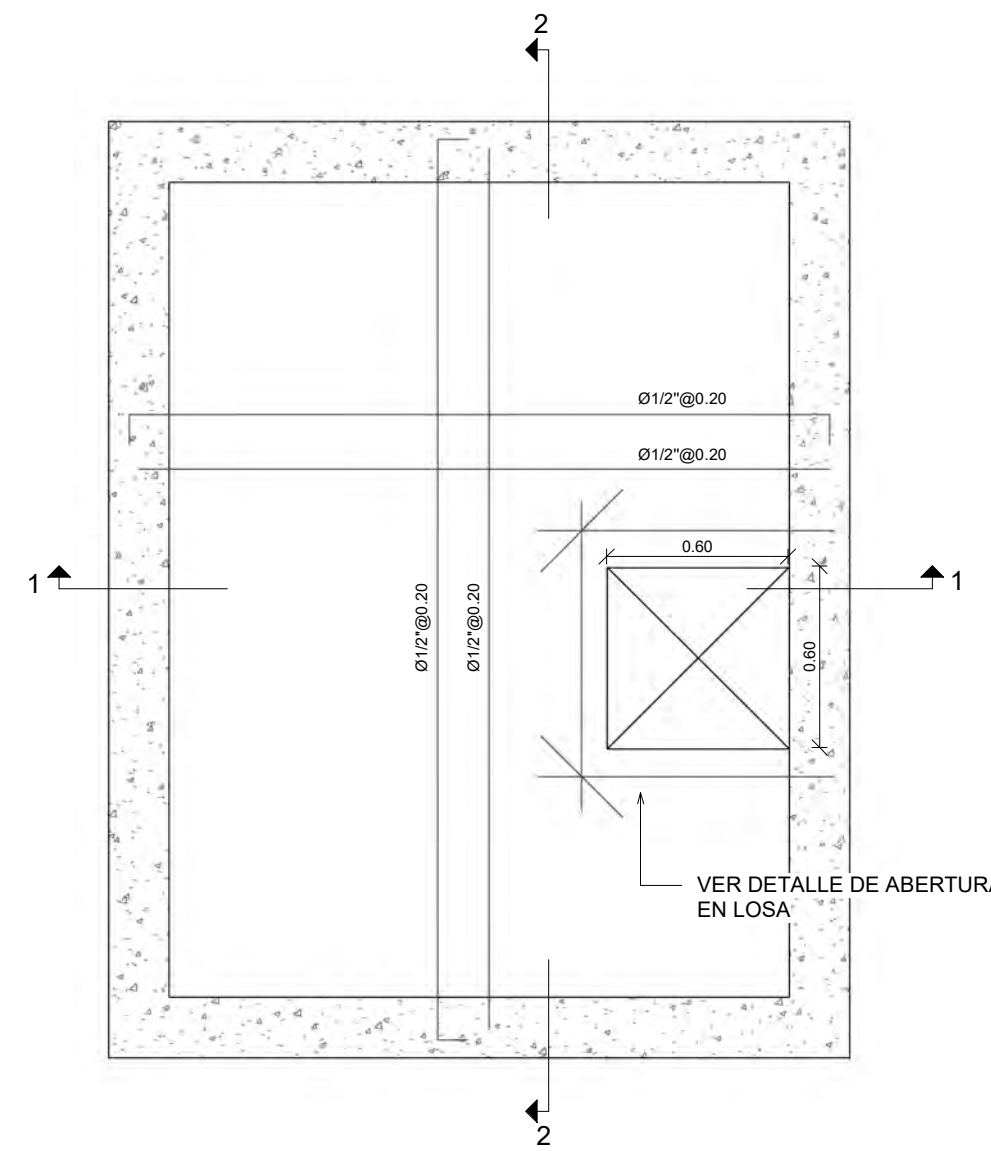
ESCALERA 1 - TRAMO 3 TÍPICO
1 : 25



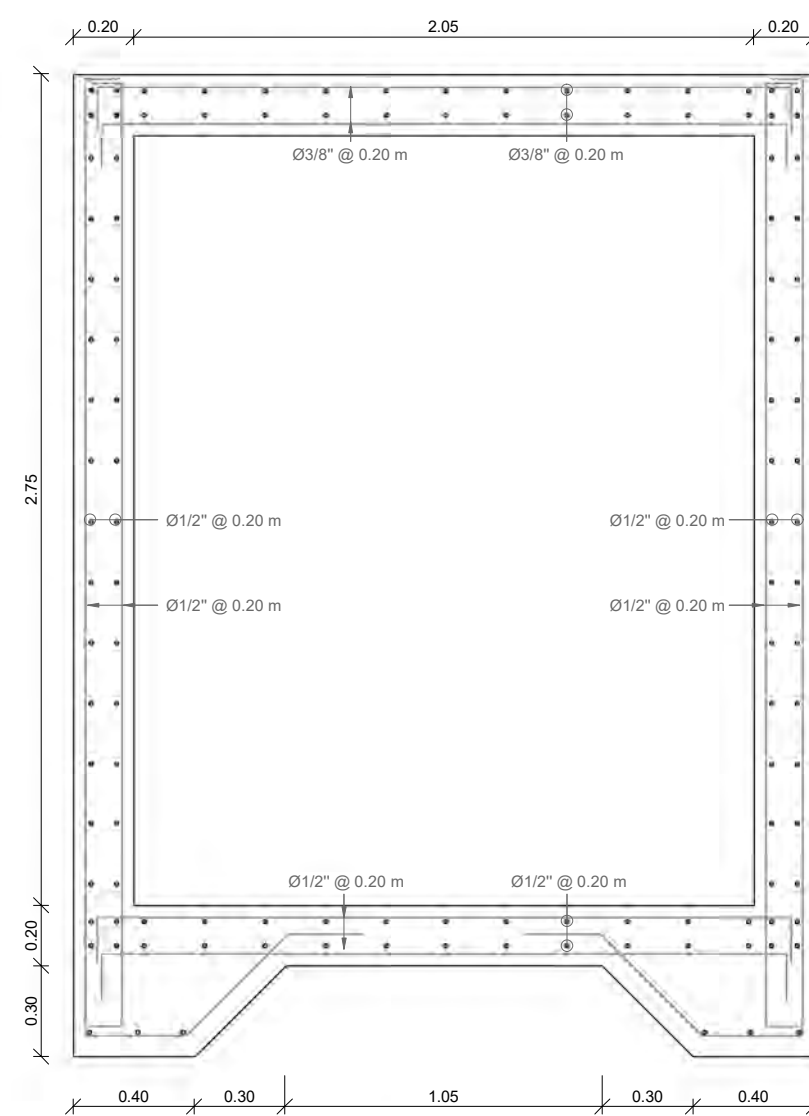
ESCALERA A SÓTANO
1 : 25



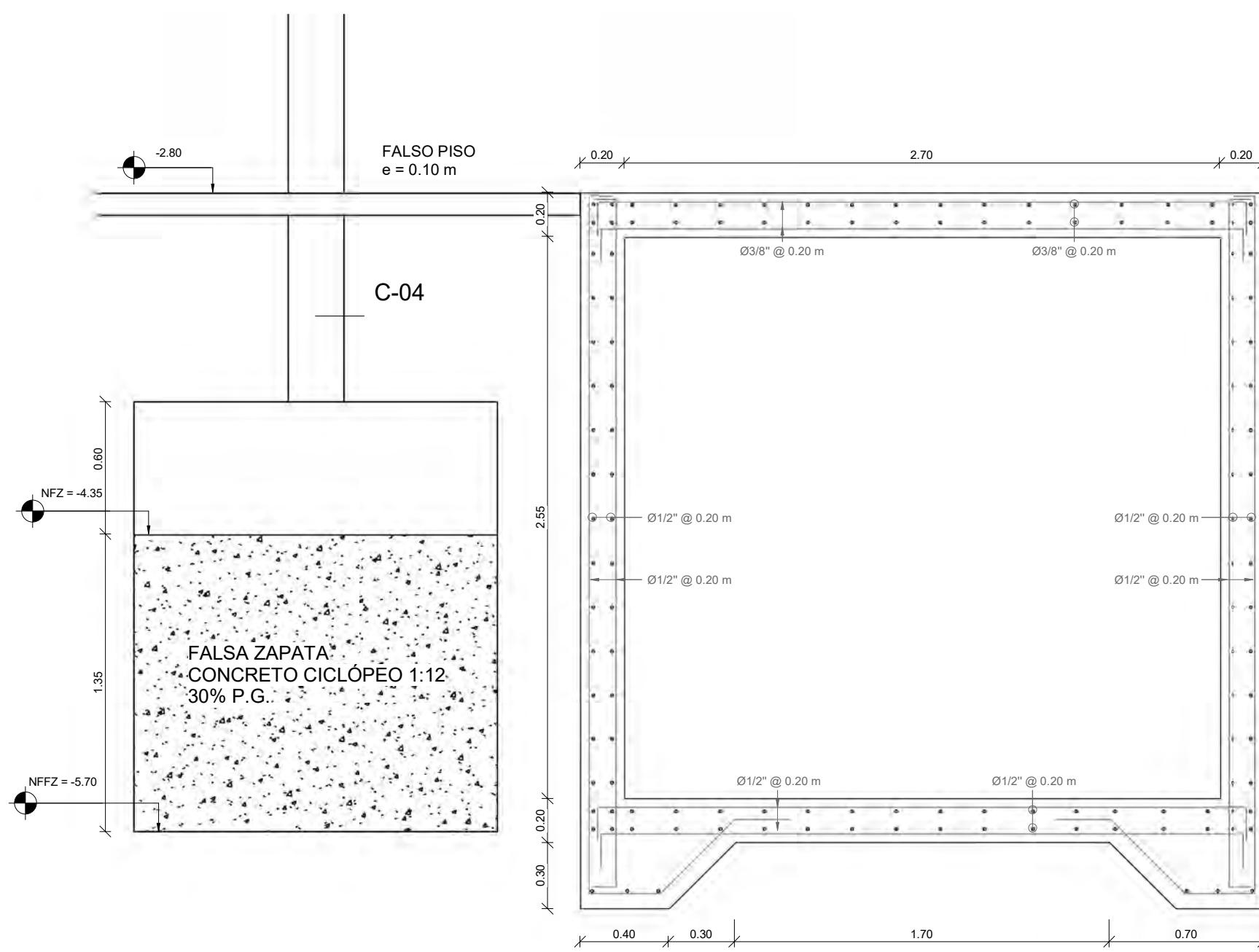
PLANTA FONDO CISTERNA
1 : 25



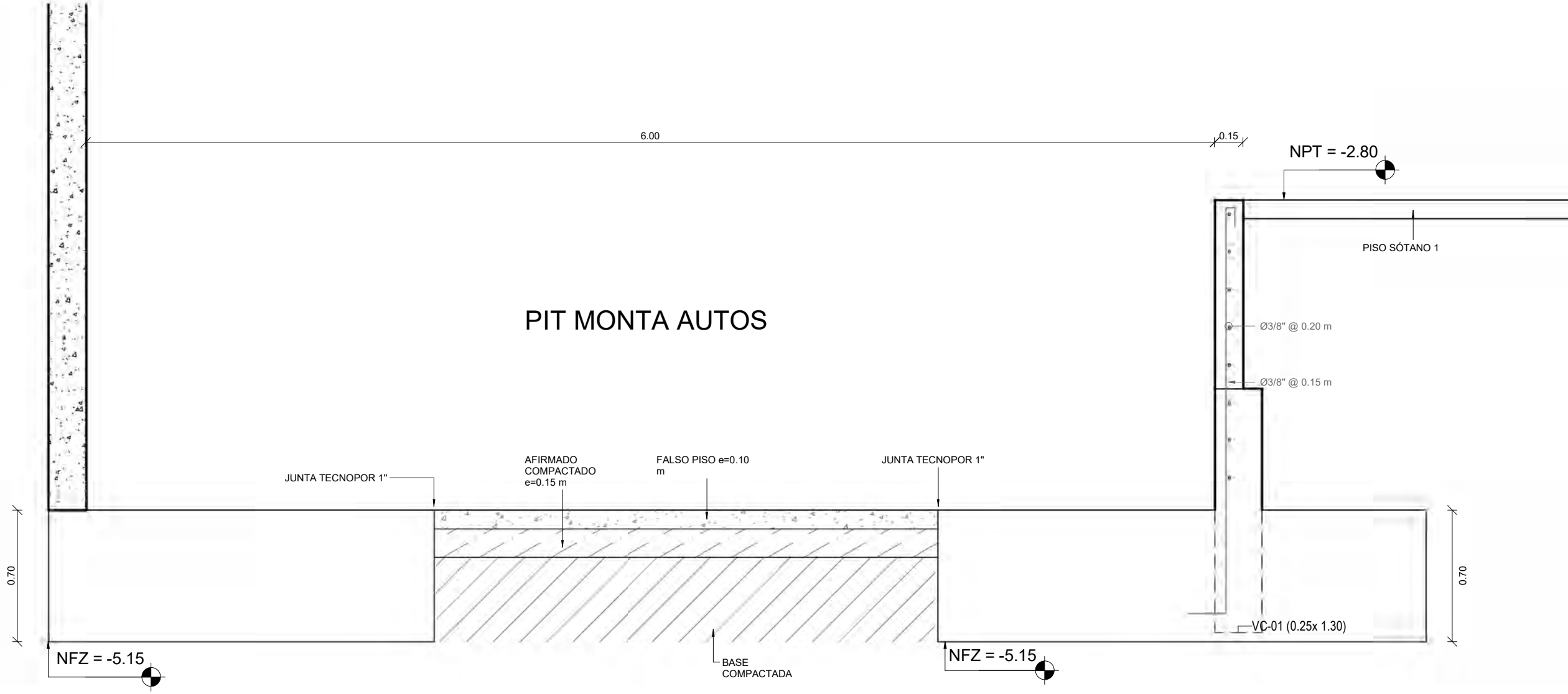
PLANTA TECHO CISTERNA
1 : 25



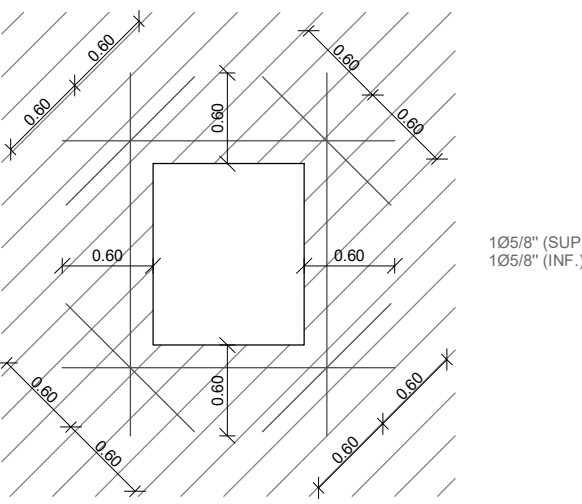
SECCIÓN 1-1 CISTERNA
1 : 25



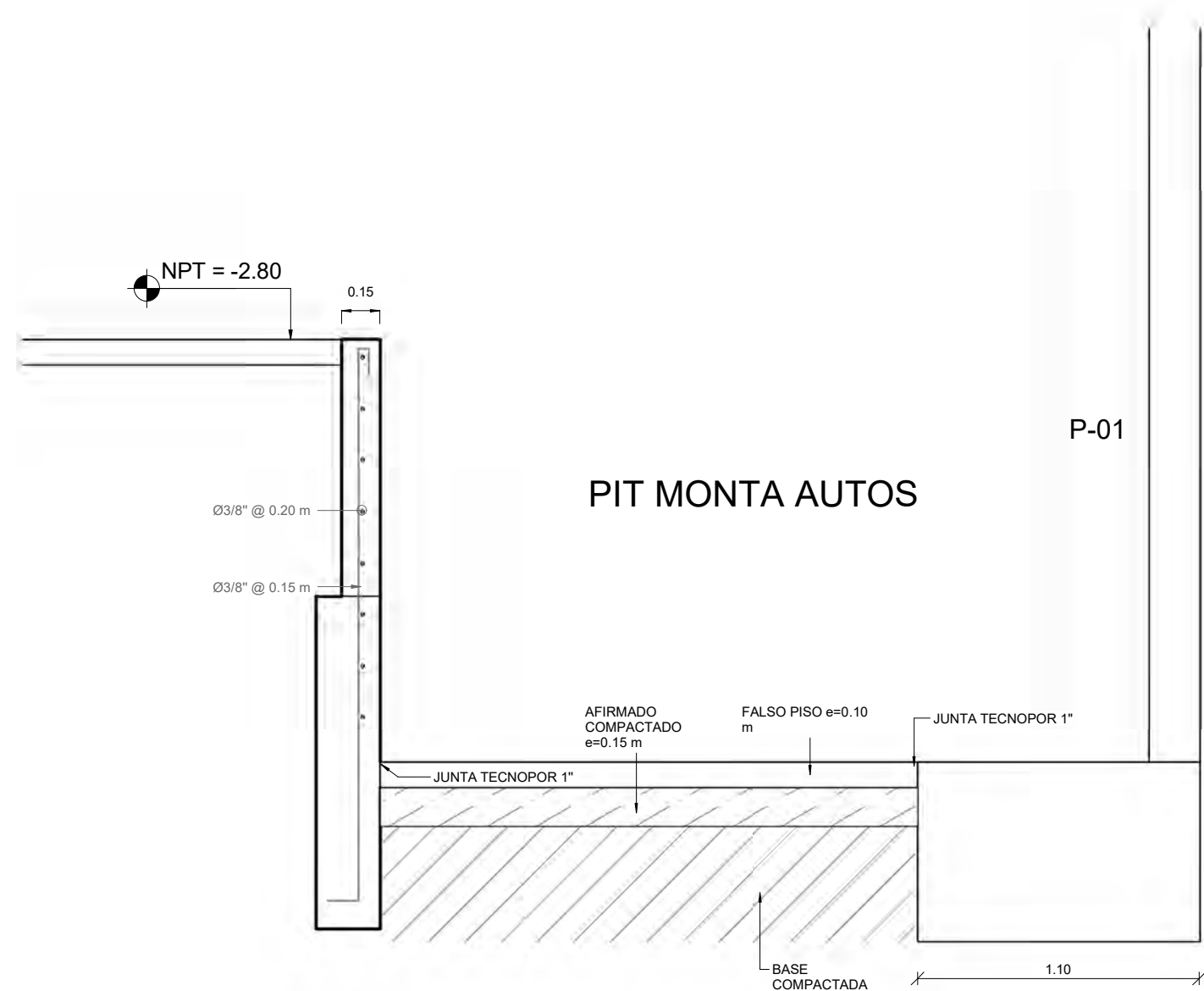
SECCIÓN 2-2 CISTERNA Y FALSAS ZAPATAS
1 : 25



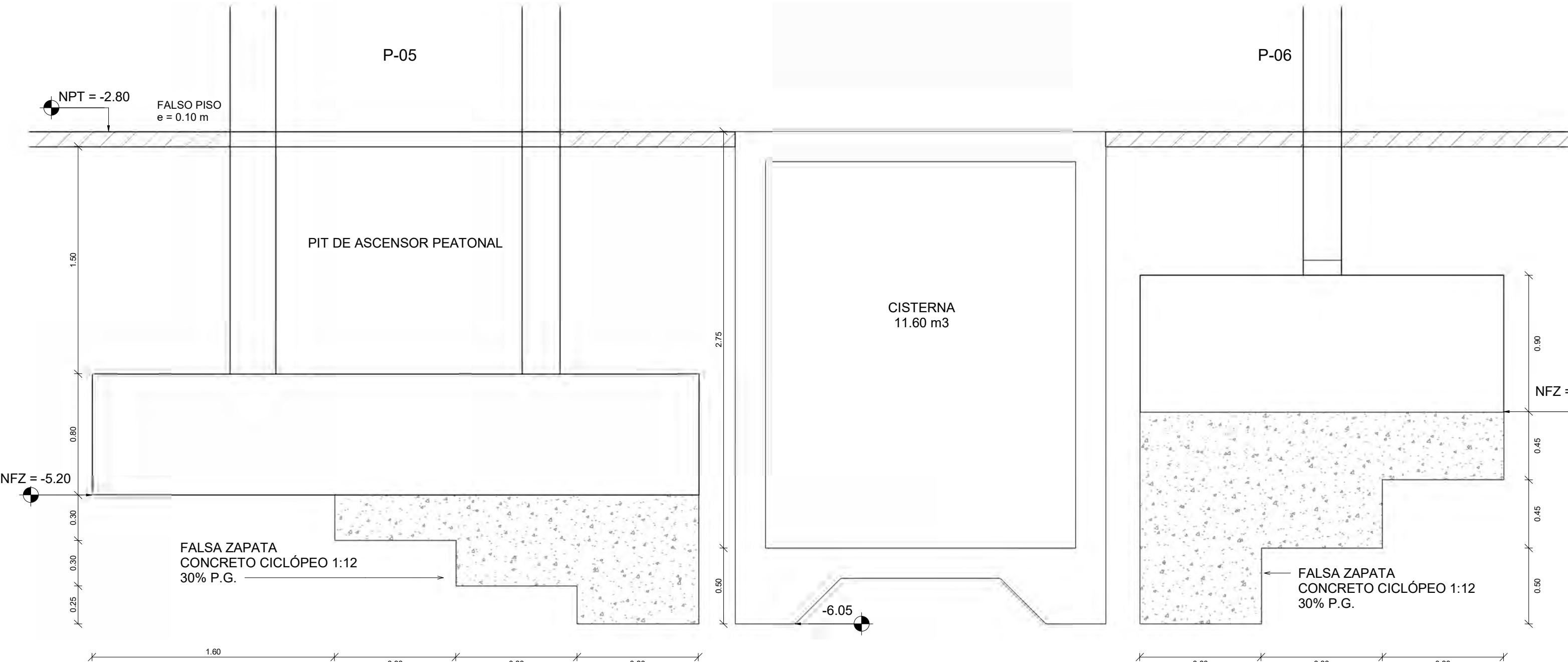
SECCIÓN 3-3 PIT MONTA AUTOS
1 : 25



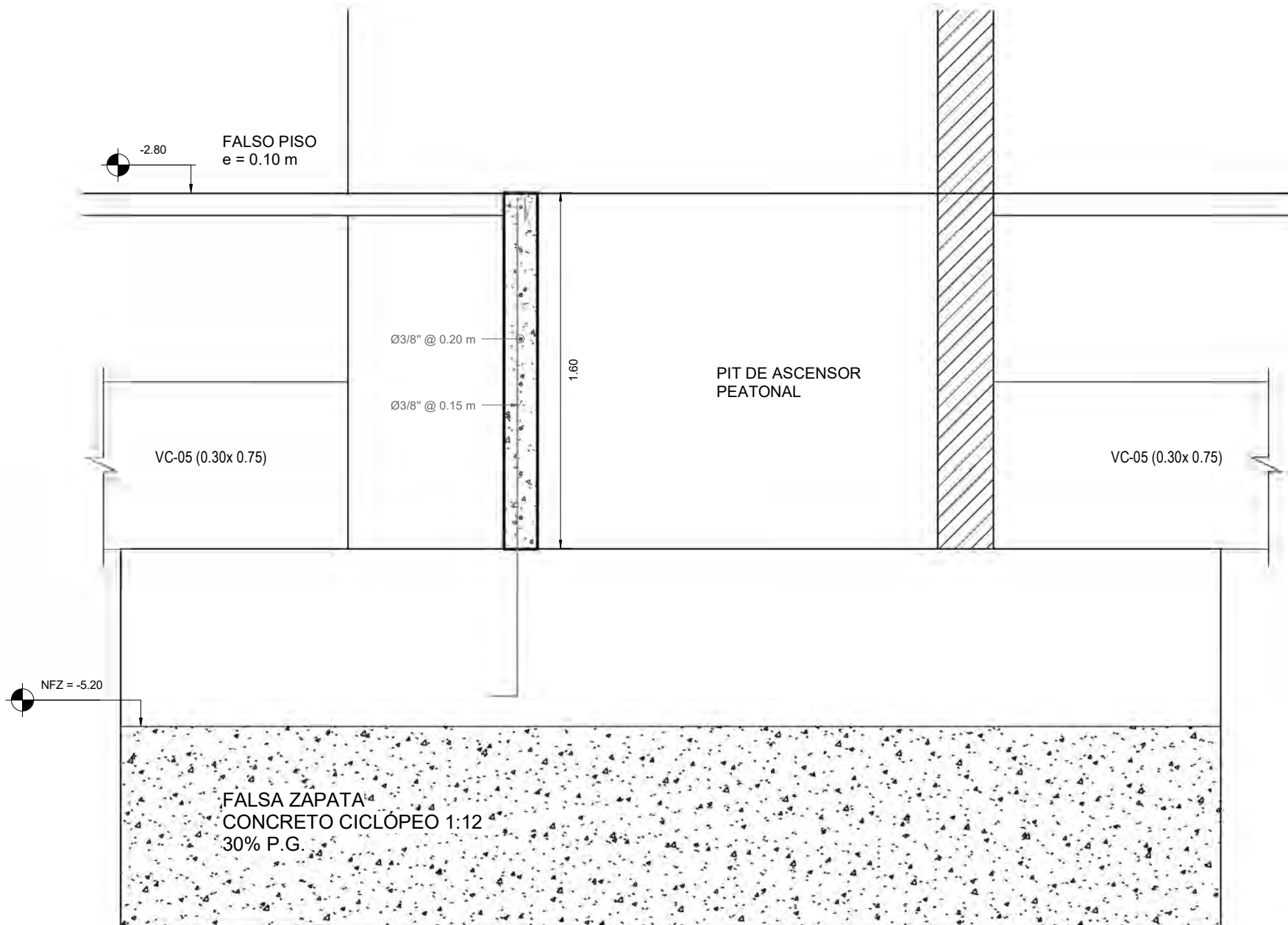
DETALLE ABERTURA EN LOSA
1 : 50



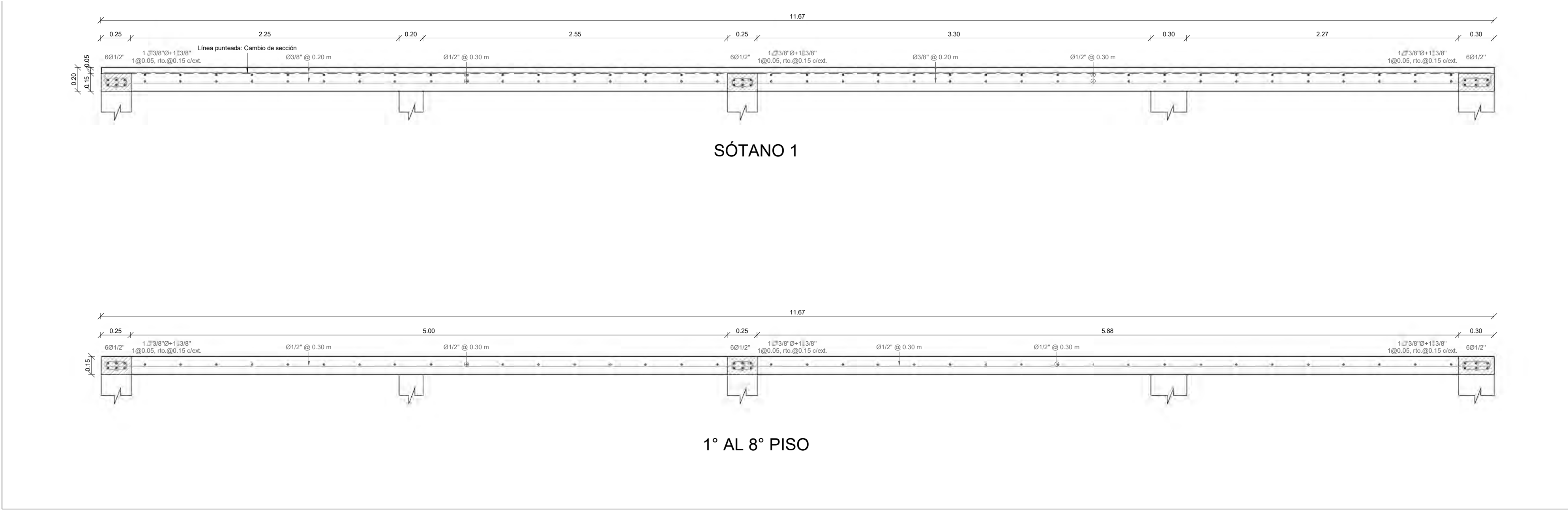
SECCIÓN 4-4 PIT MONTA AUTOS
1 : 25



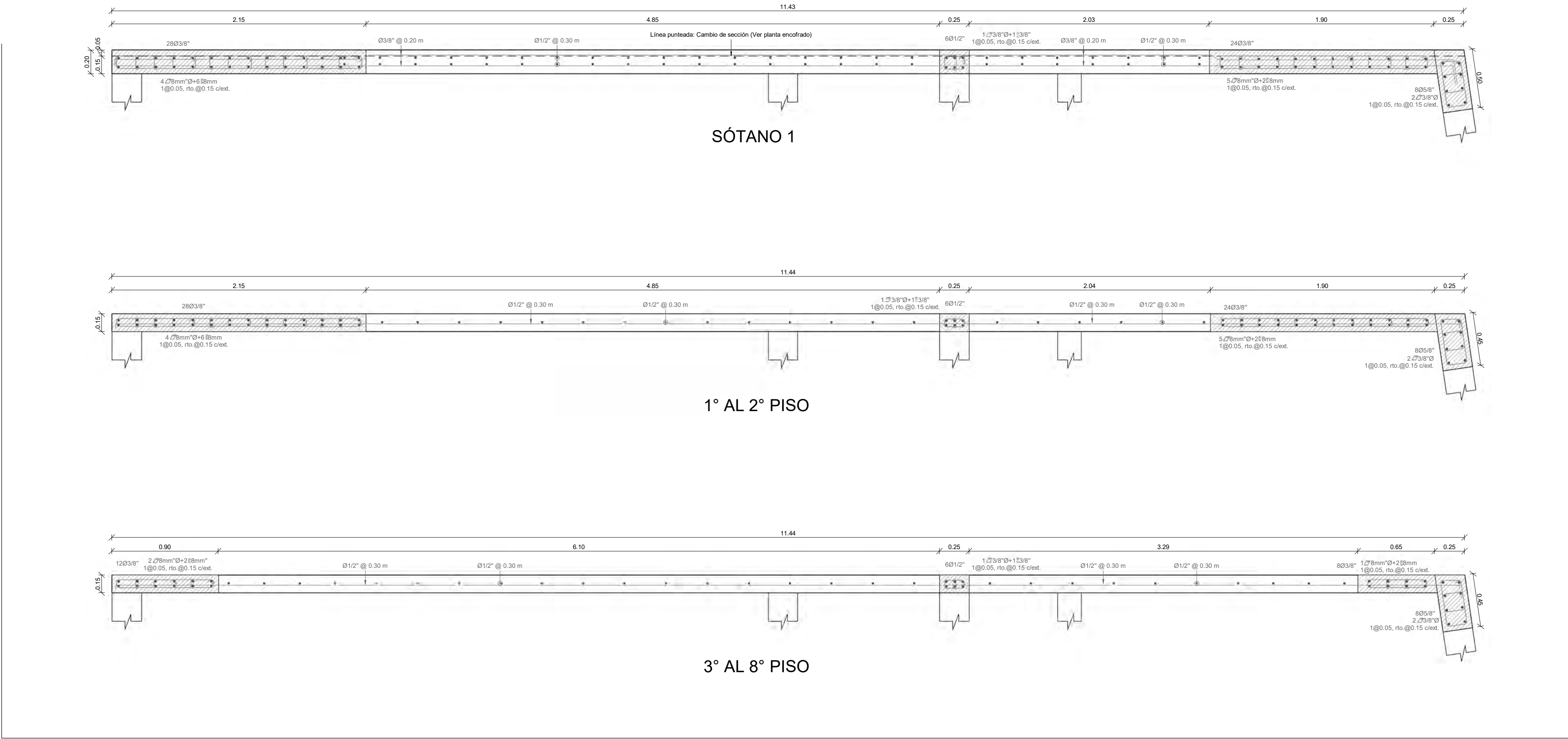
SECCIÓN 5-5 PIT ASCENSOR PEATONAL Y FALSAS ZAPATAS ESCALONADAS
1 : 25



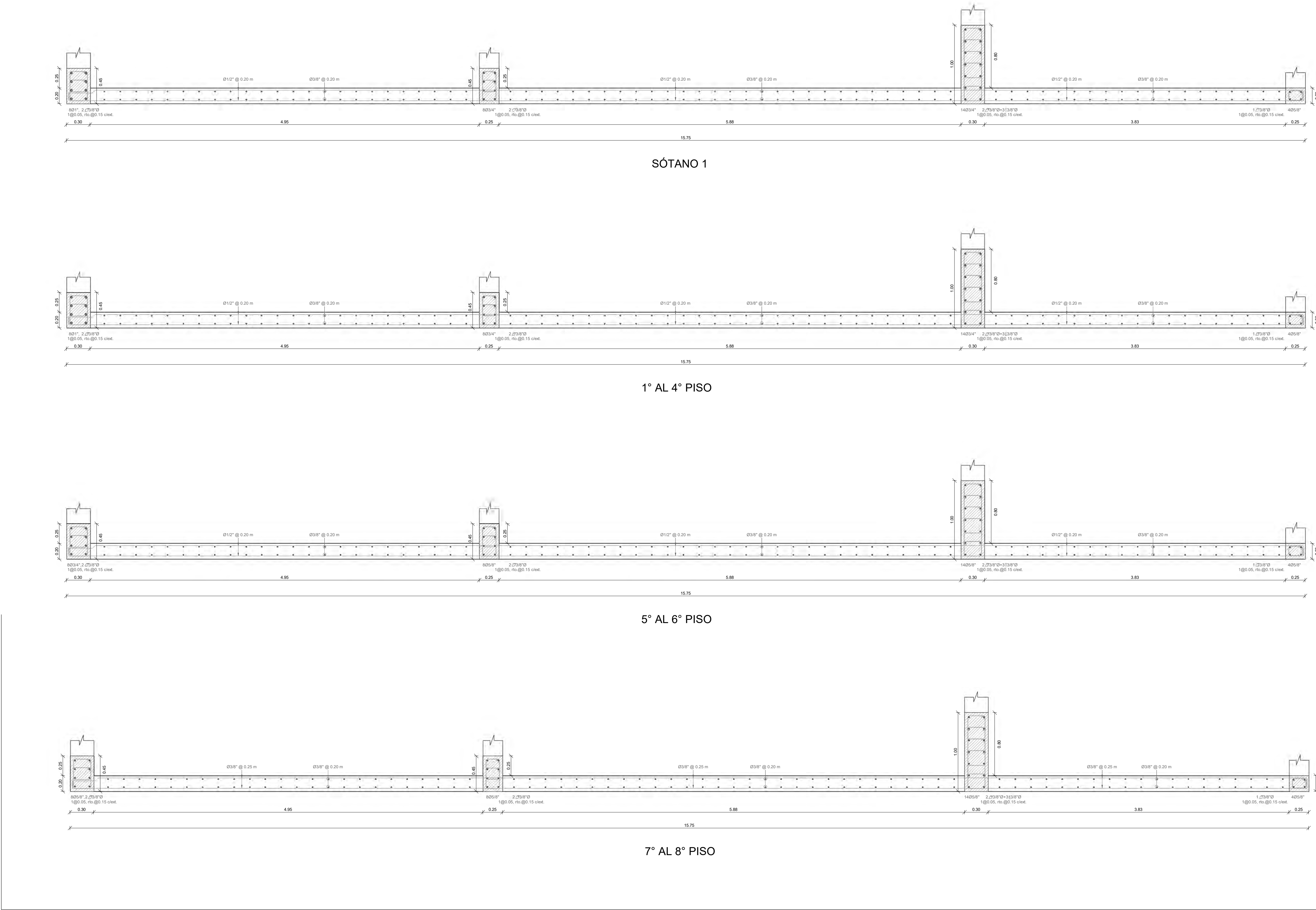
SECCIÓN 6-6 MURO DE CERRAMIENTO PIT DE ASCENSOR
1 : 25



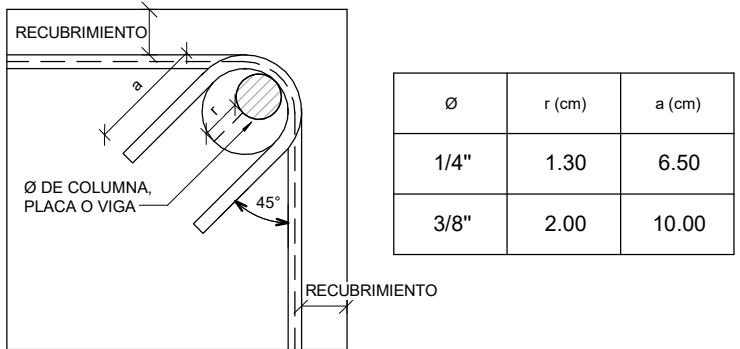
PLACA P-01
1 : 25



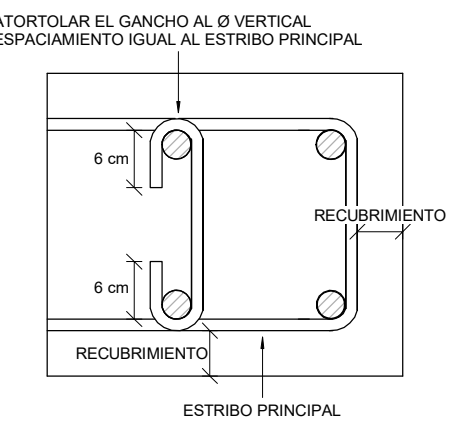
PLACA P-02
1 : 25



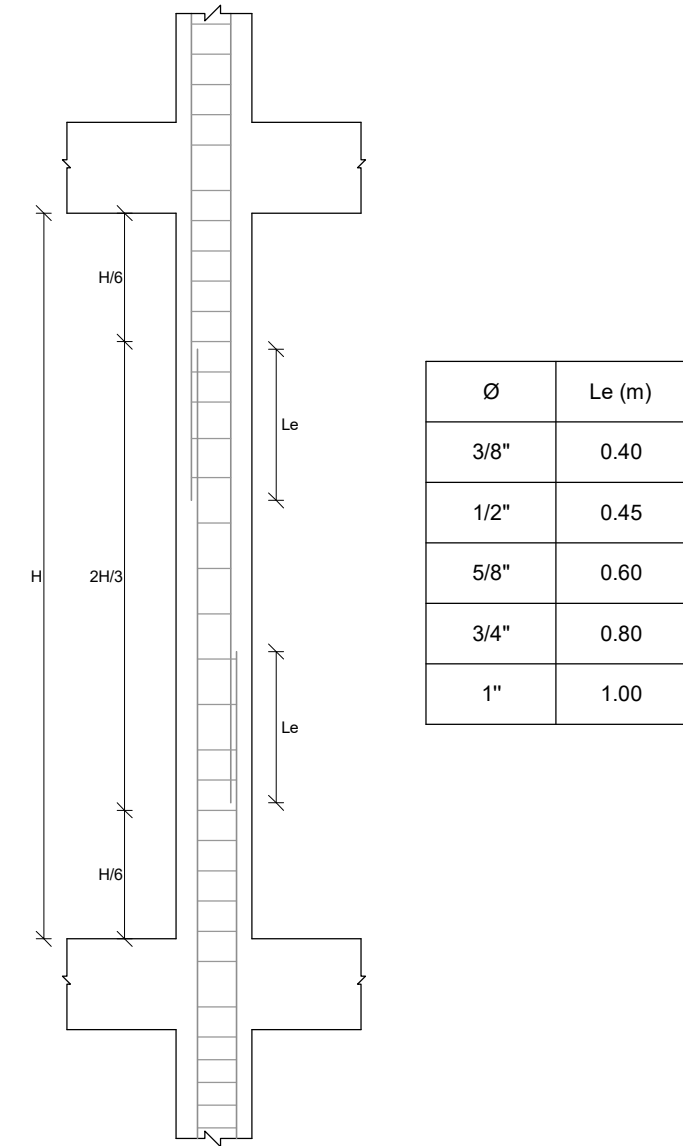
PLACA P-03
1 : 25



DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5

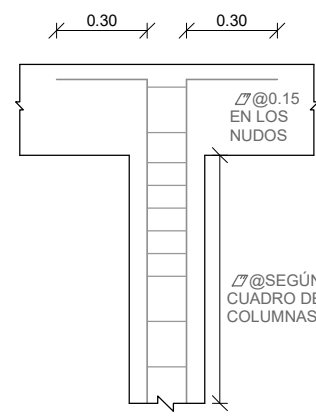


DETALLE GANCHO
1 : 5

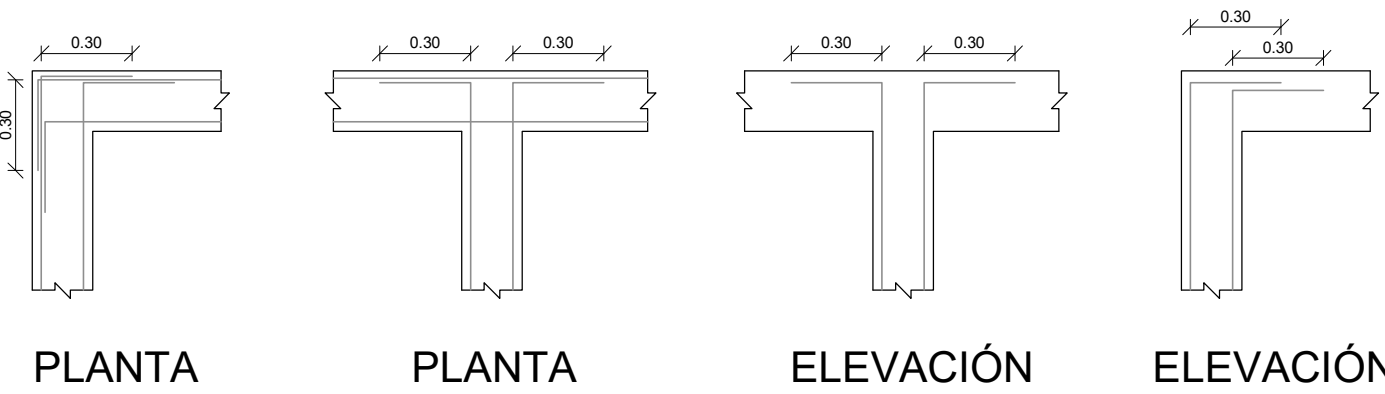


REMATE Y ESTRIBOS
DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALMES EN COLUMNAS
1 : 25



REMATE Y ESTRIBOS
DE COLUMNAS



PLANTA

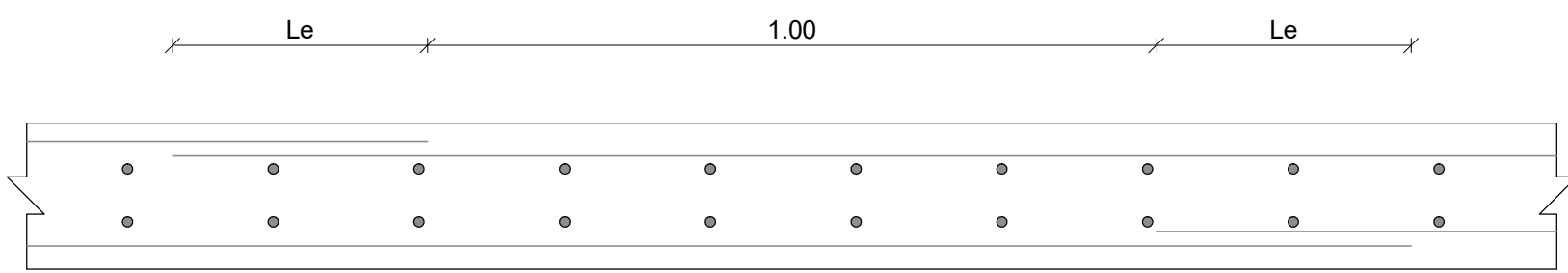
PLANTA

ELEVACIÓN

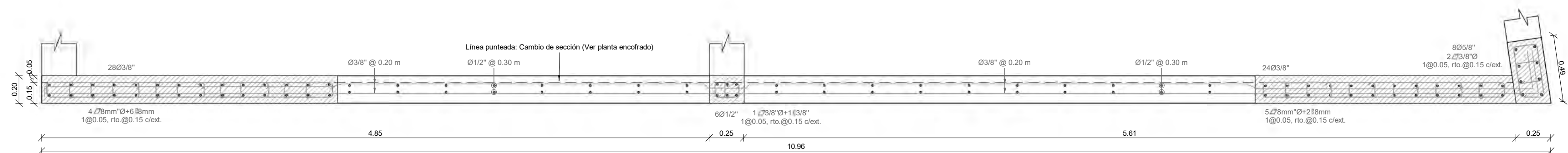
ELEVACIÓN

DETALLE DE ESTRIBOS DE COLUMNAS
1 : 25

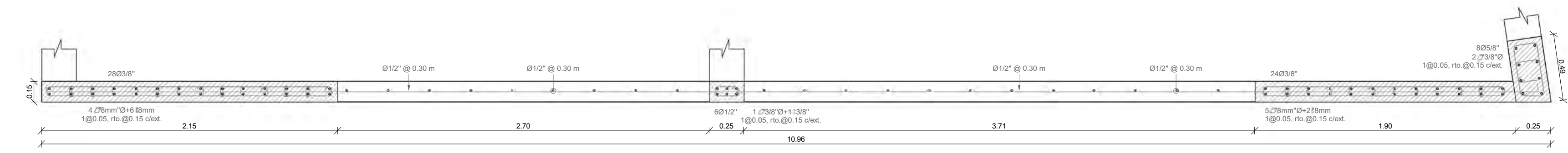
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACAS
1 : 25



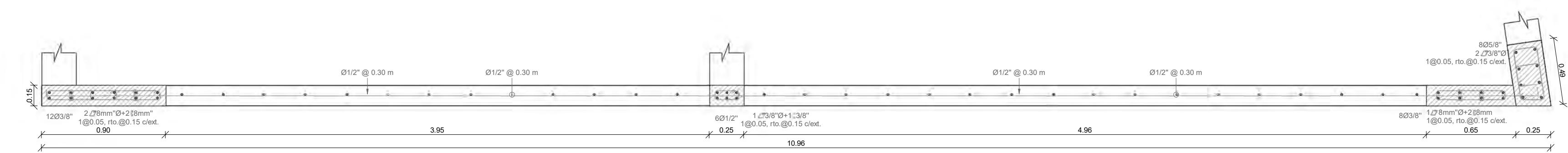
DETALLE DE TRASLAPE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS
1 : 10



SÓTANO 1

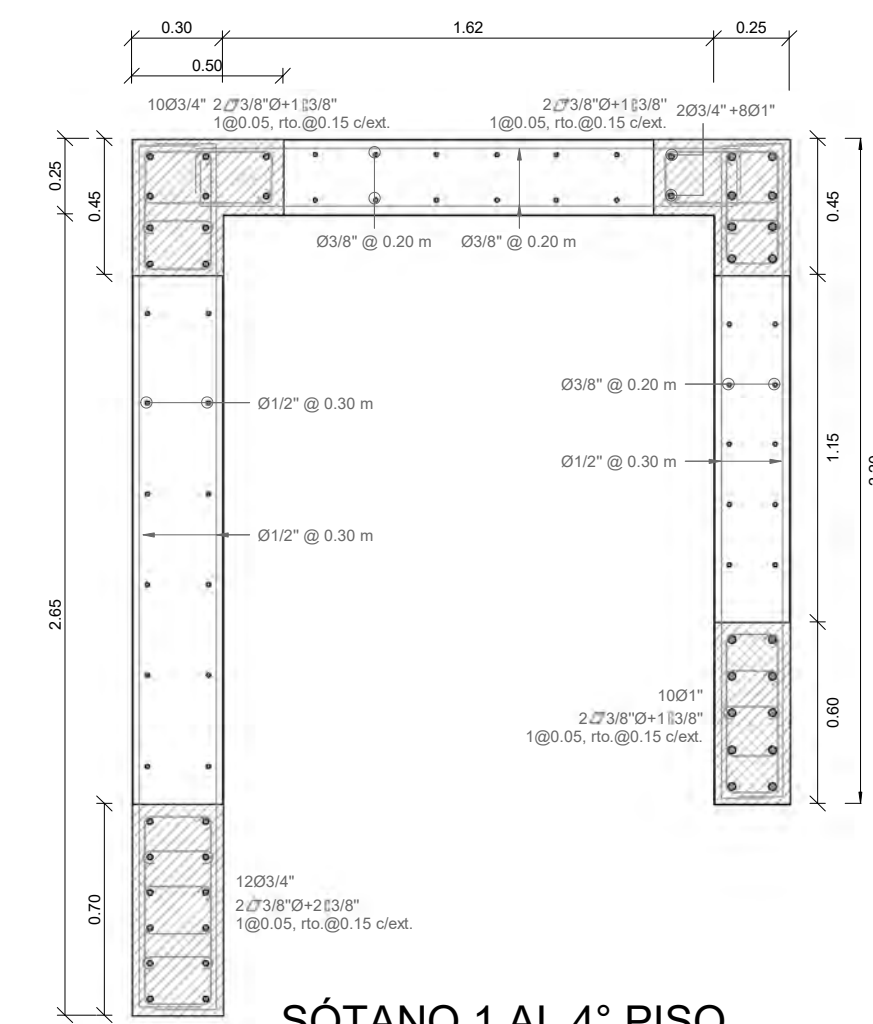


1° AL 2° PISO

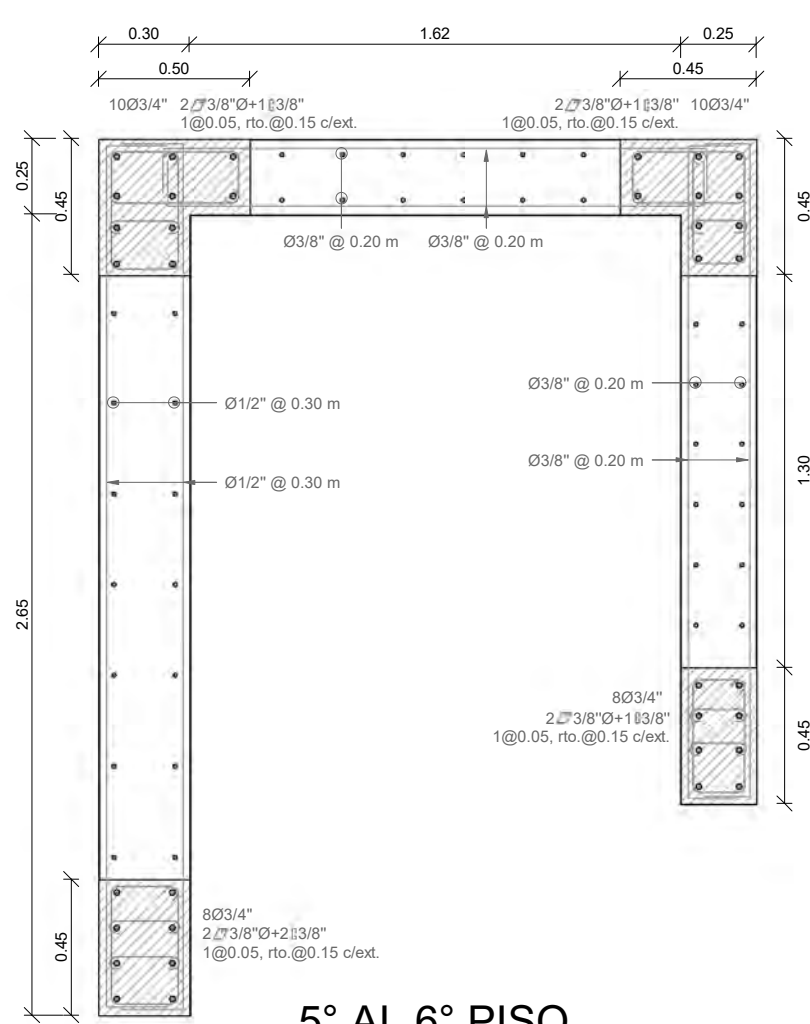


3° AL 8° PISO

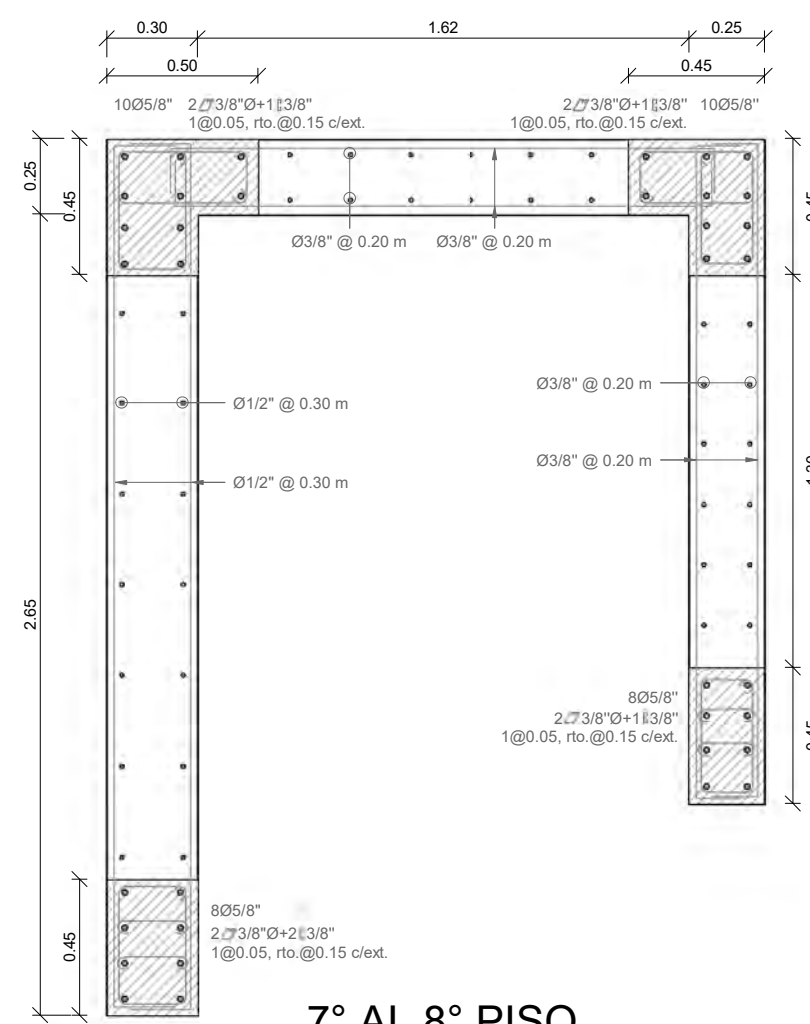
PLACA P-04
1 : 25



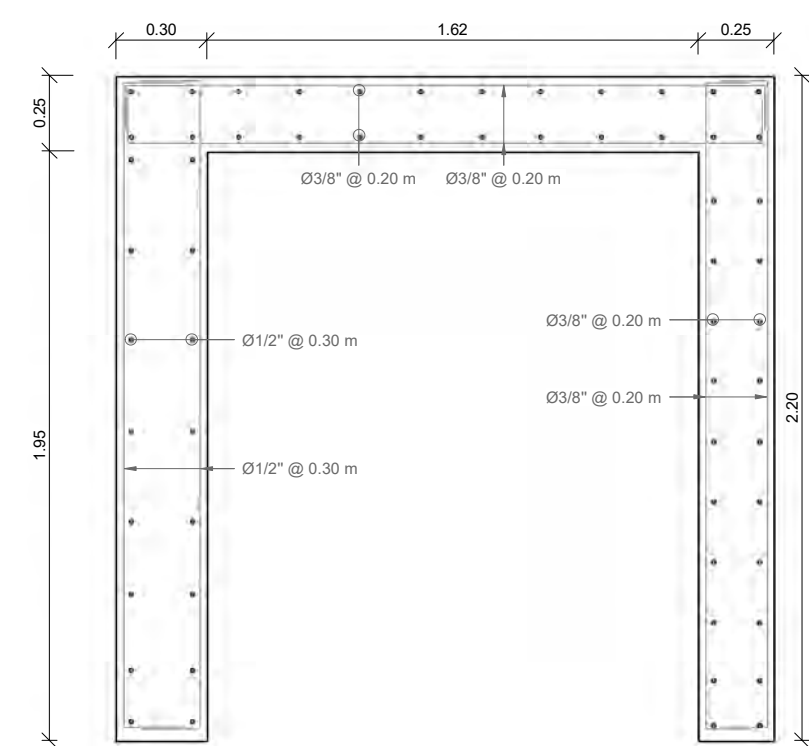
SÓTANO 1 AL 4° PISO



5° AL 6° PISO

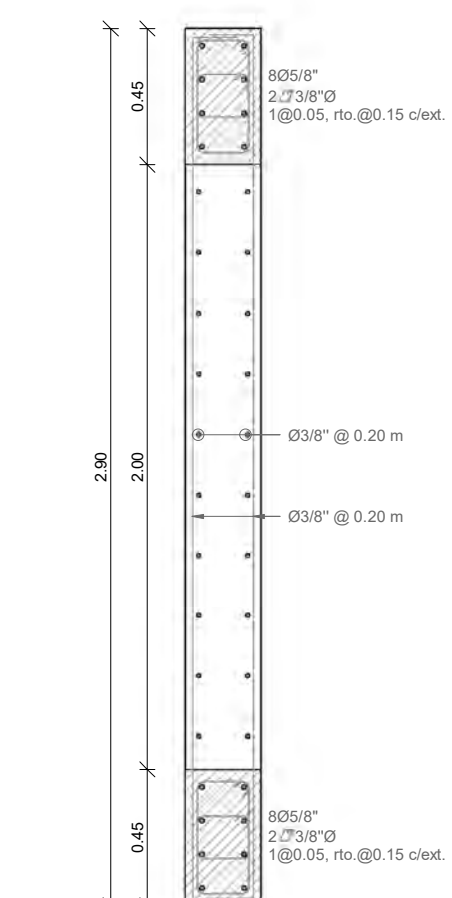


7° AL 8° PISO

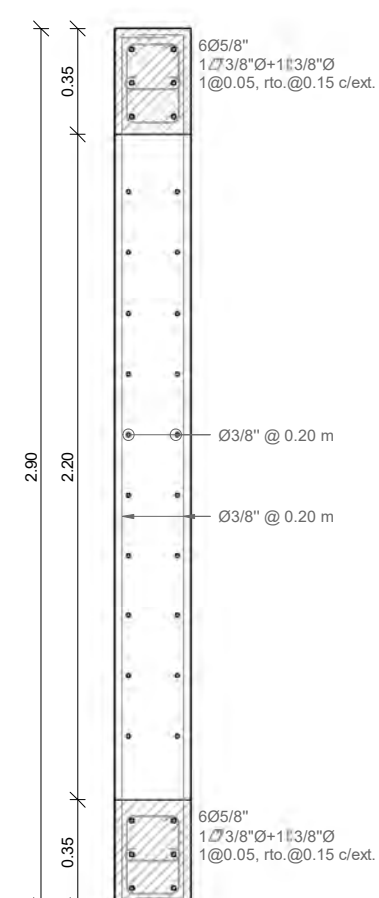


AZOTEA (MÁQUINAS)

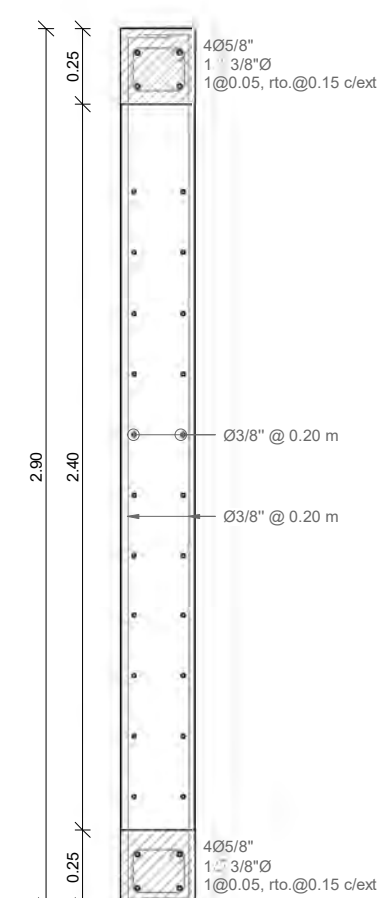
PLACA P-05
1 : 25



SÓTANO 1 AL 4°



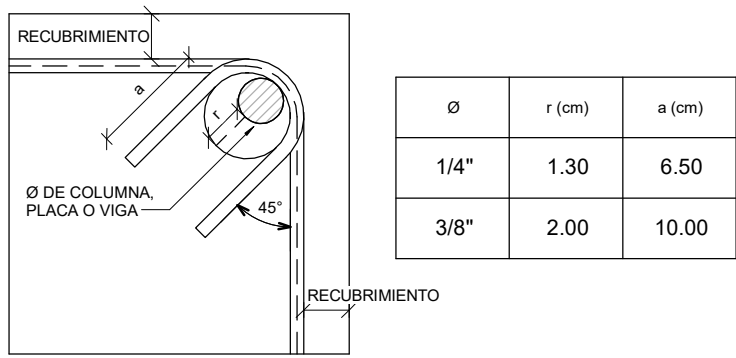
5° AL 6° PISO



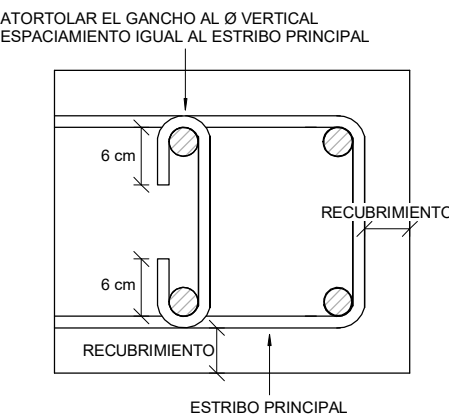
7° AL 8° PISO

PLACA P-06
1 : 25

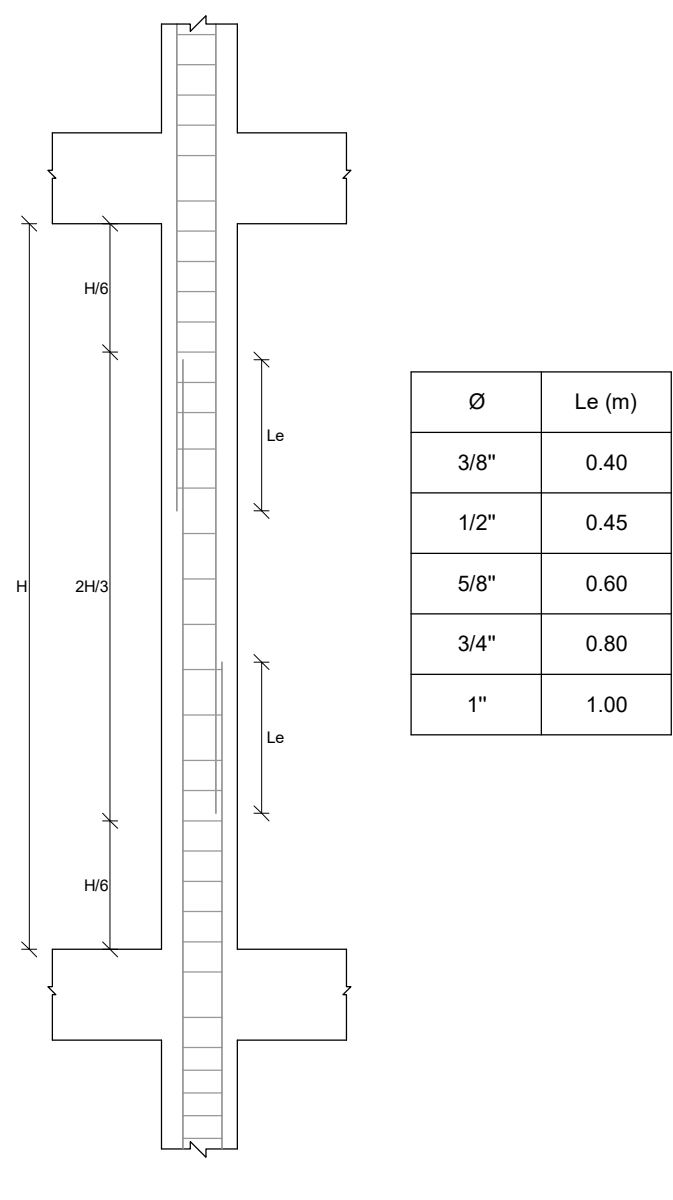
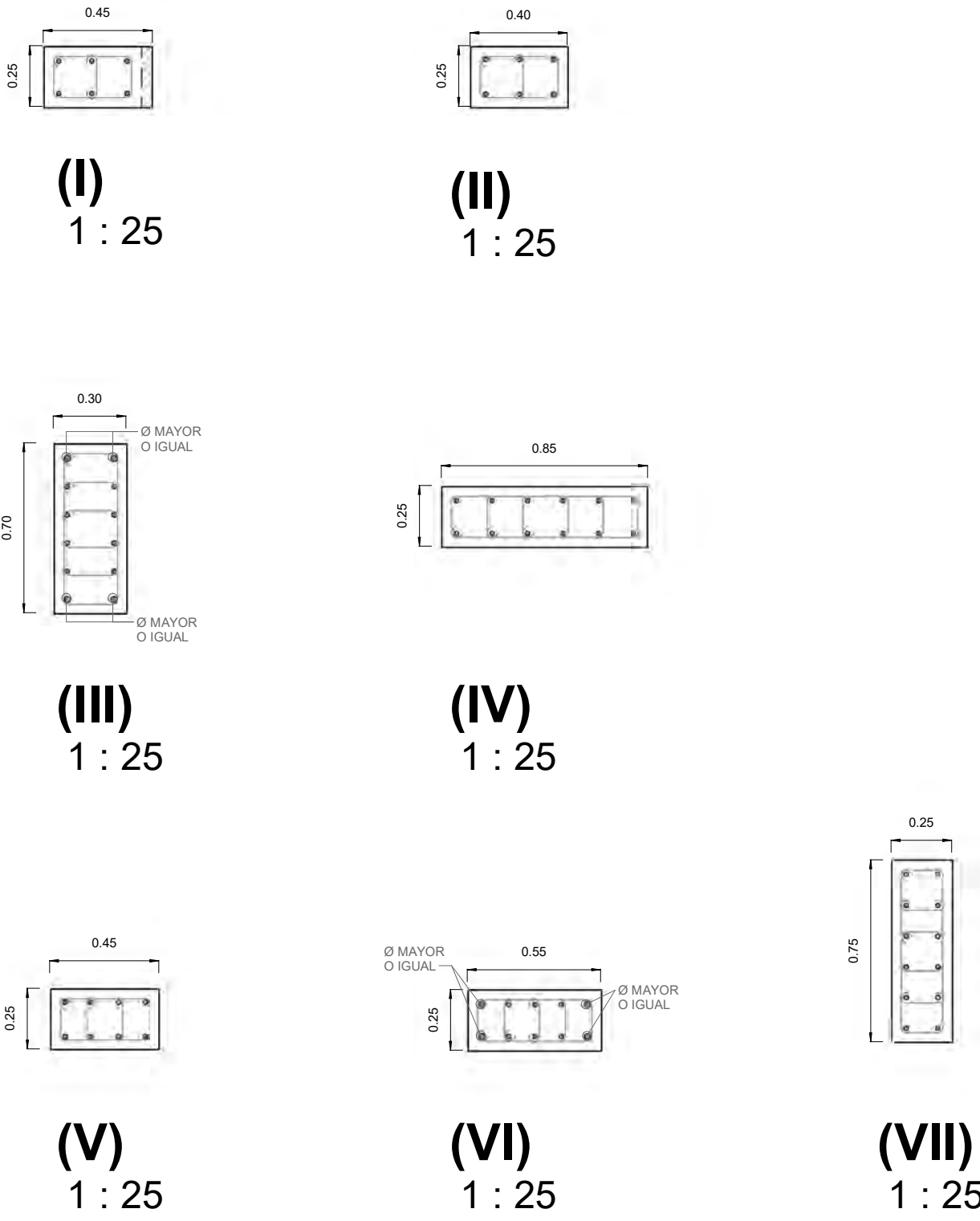
TIPO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06
SOTANO 1	8023.97" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	4071"-4020.97" 2.27387" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	13203.47" 2.27387" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	8023.97" 2.27387" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	4071"-4020.97" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	13203.47" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.
PISO 1	8023.97" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.					
PISO 2						
PISO 3		13203.47" 2.27387" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.			13033.47" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	
PISO 4		13203.47" 2.27387" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.				
PISO 5					13033.47" 2.27387" x 1.13817" 1802.05, RA Ø20 15 cmad.	
PISO 6						
PISO 7						
PISO 8						



DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5

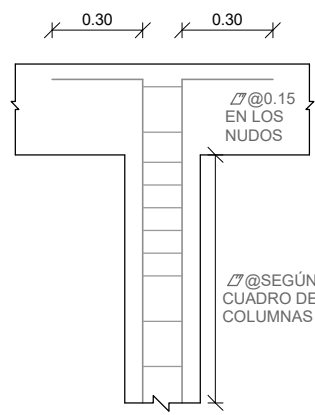


DETALLE GANCHO
1 : 5



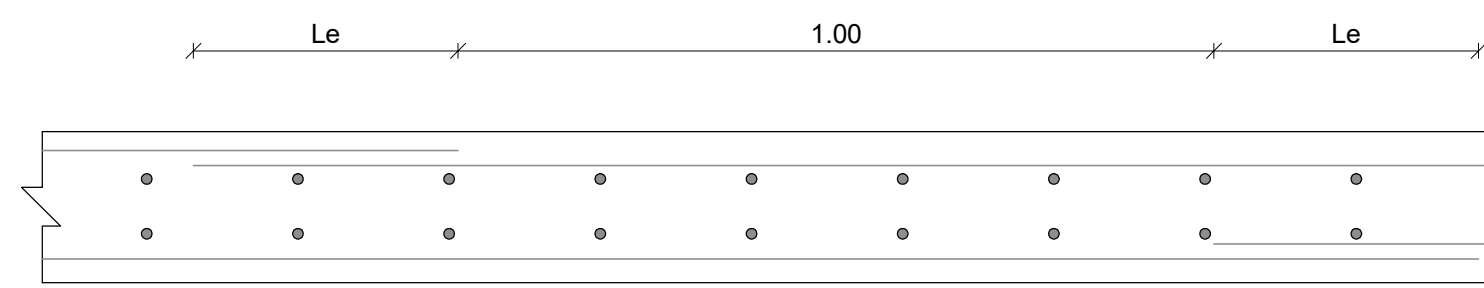
REMATE Y ESTRIBOS
DE COLUMNAS

DETALLE DE EMPALMES EN COLUMNAS
1 : 25

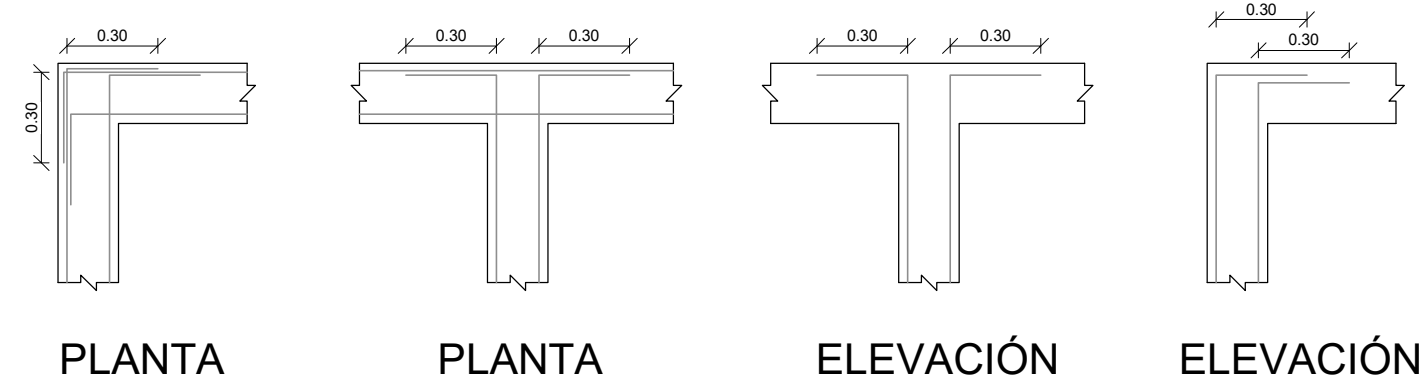


REMATE Y ESTRIBOS
DE COLUMNAS

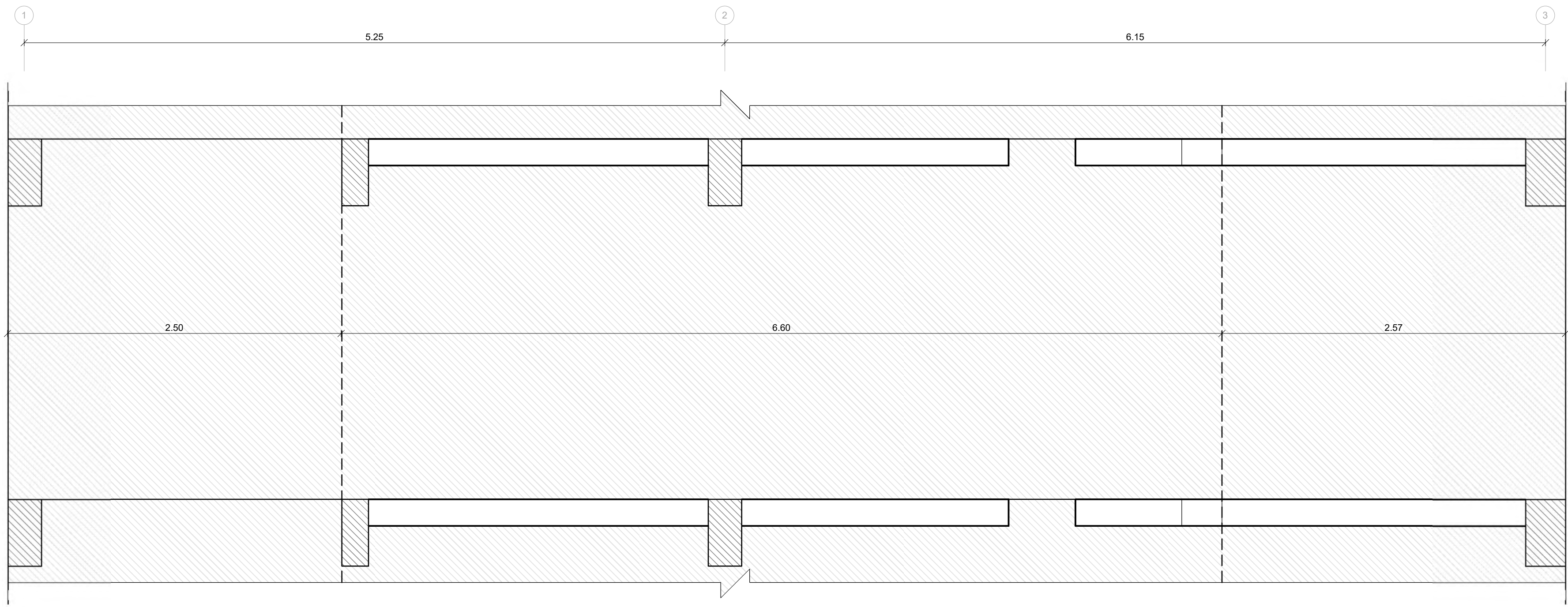
DETALLE DE ESTRIBOS DE COLUMNAS
1 : 25



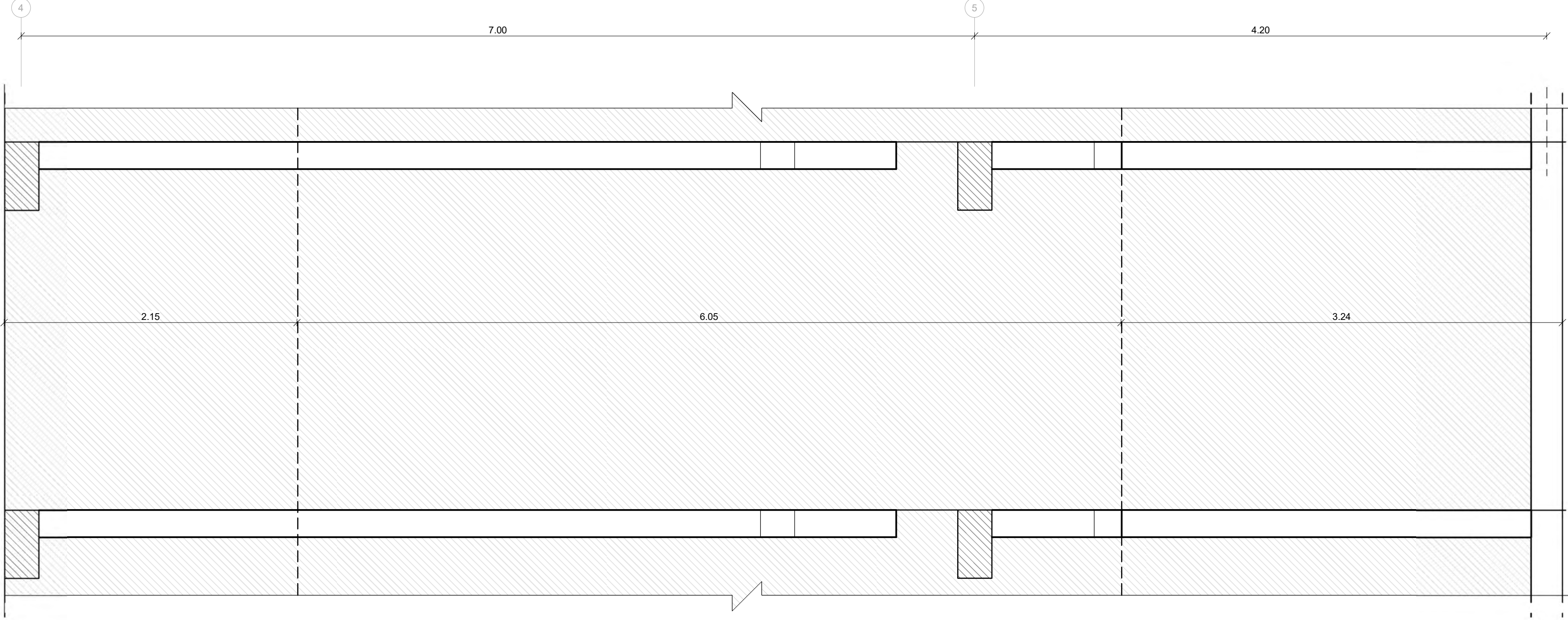
DETALLE DE TRASLAPE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS Y MUROS
1 : 10



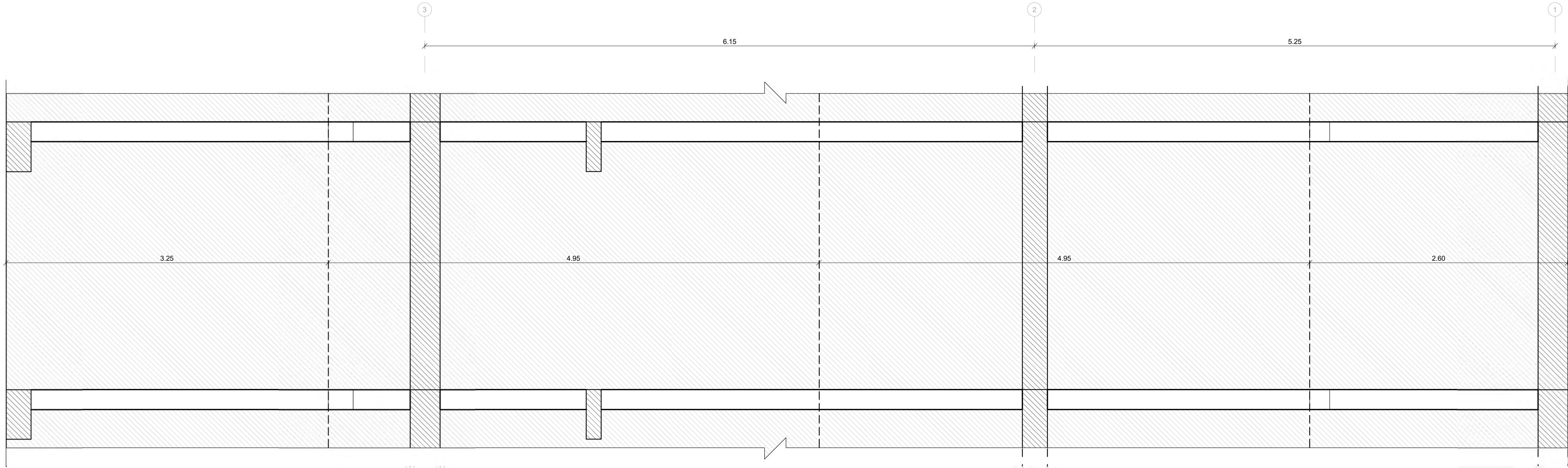
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACAS
1 : 25



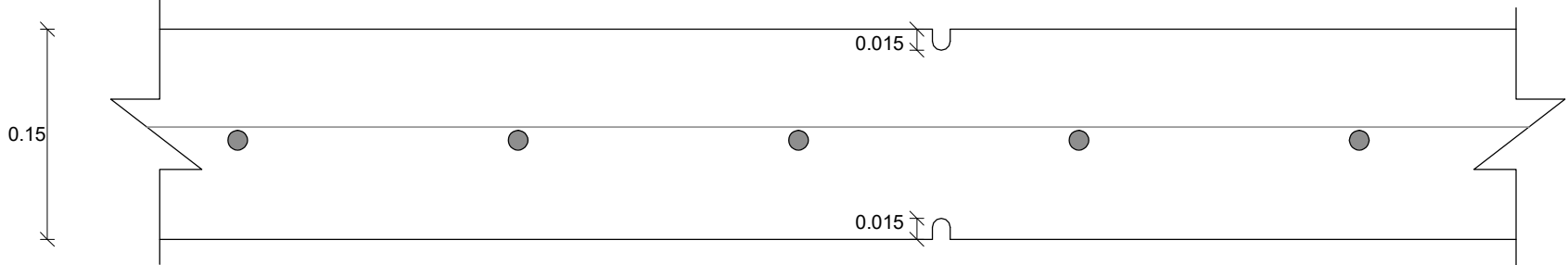
JUNTAS P-01
1 : 25



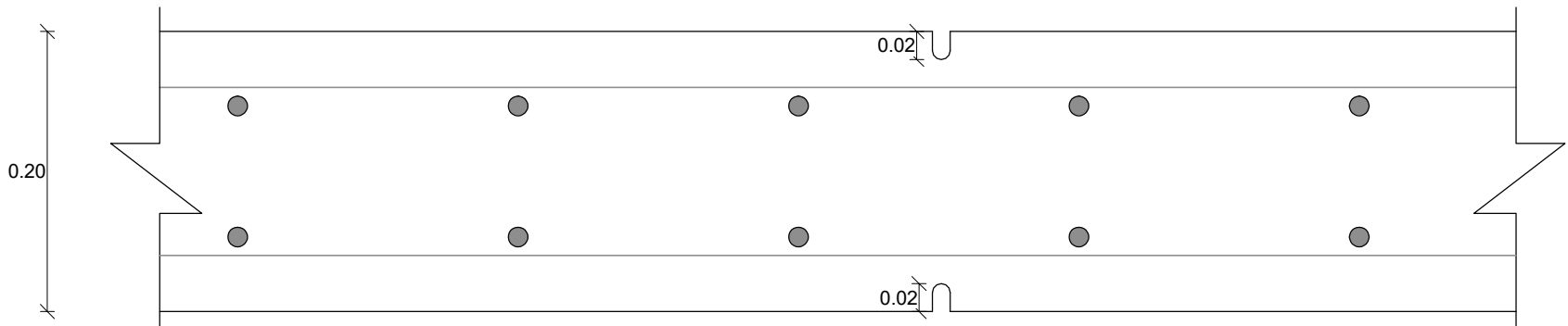
JUNTAS P-02
1 : 25



JUNTAS P-03
1 : 25

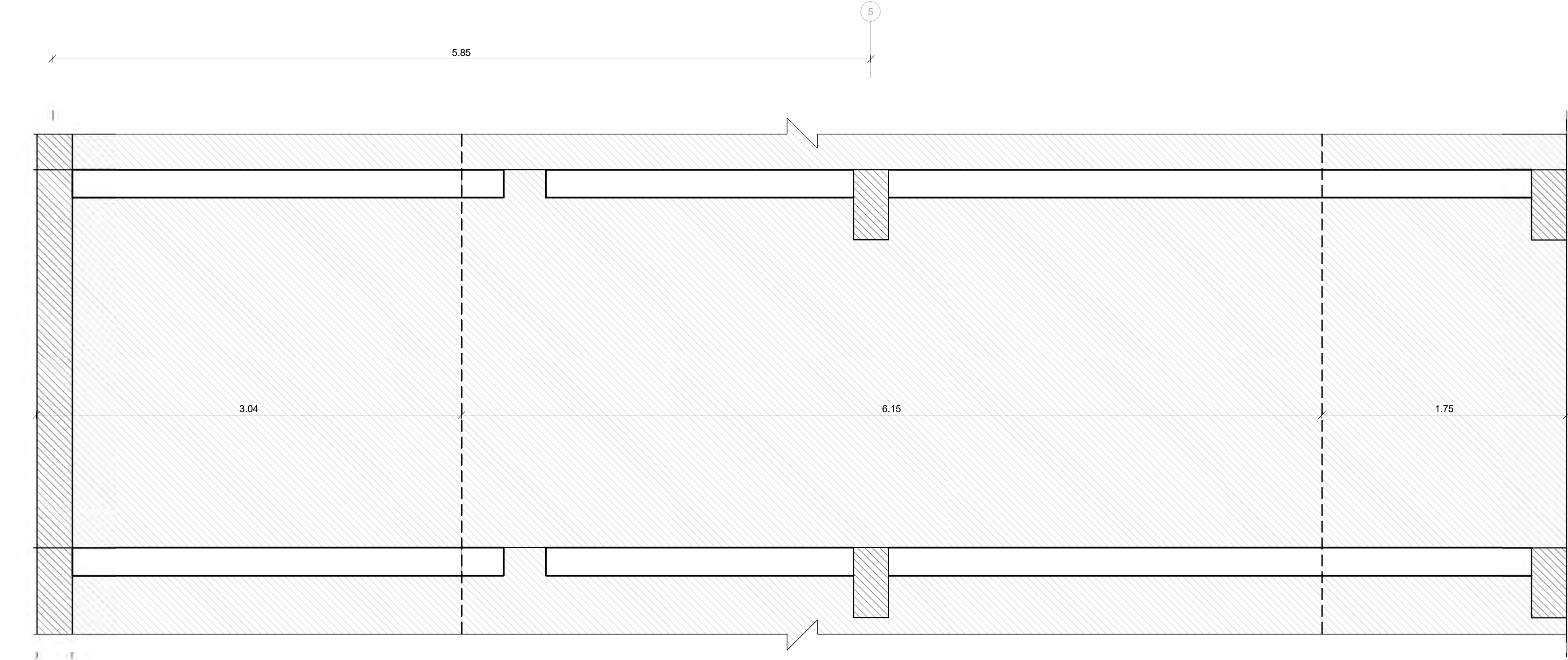


PLACAS DE e = 0.15 m



PLACAS DE e = 0.20 m

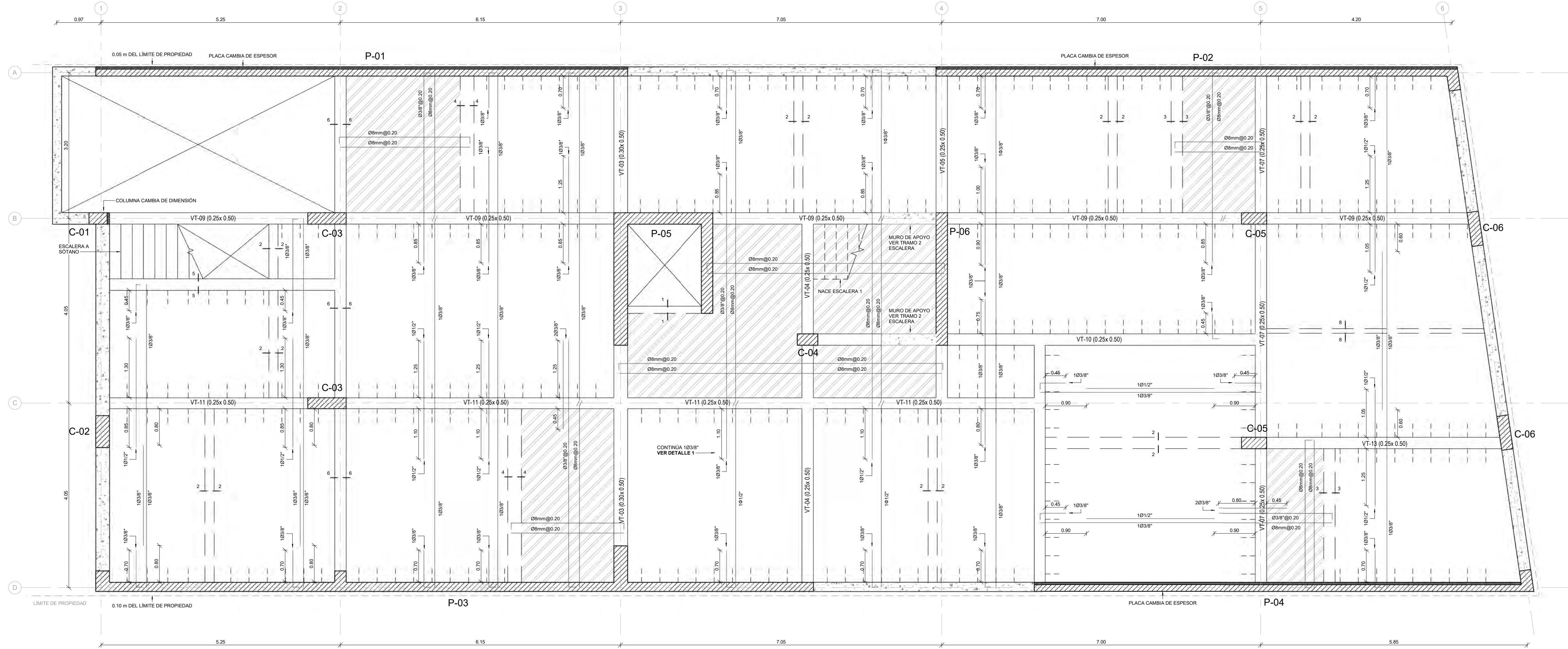
DETALLE JUNTAS DE CONTROL
1 : 5



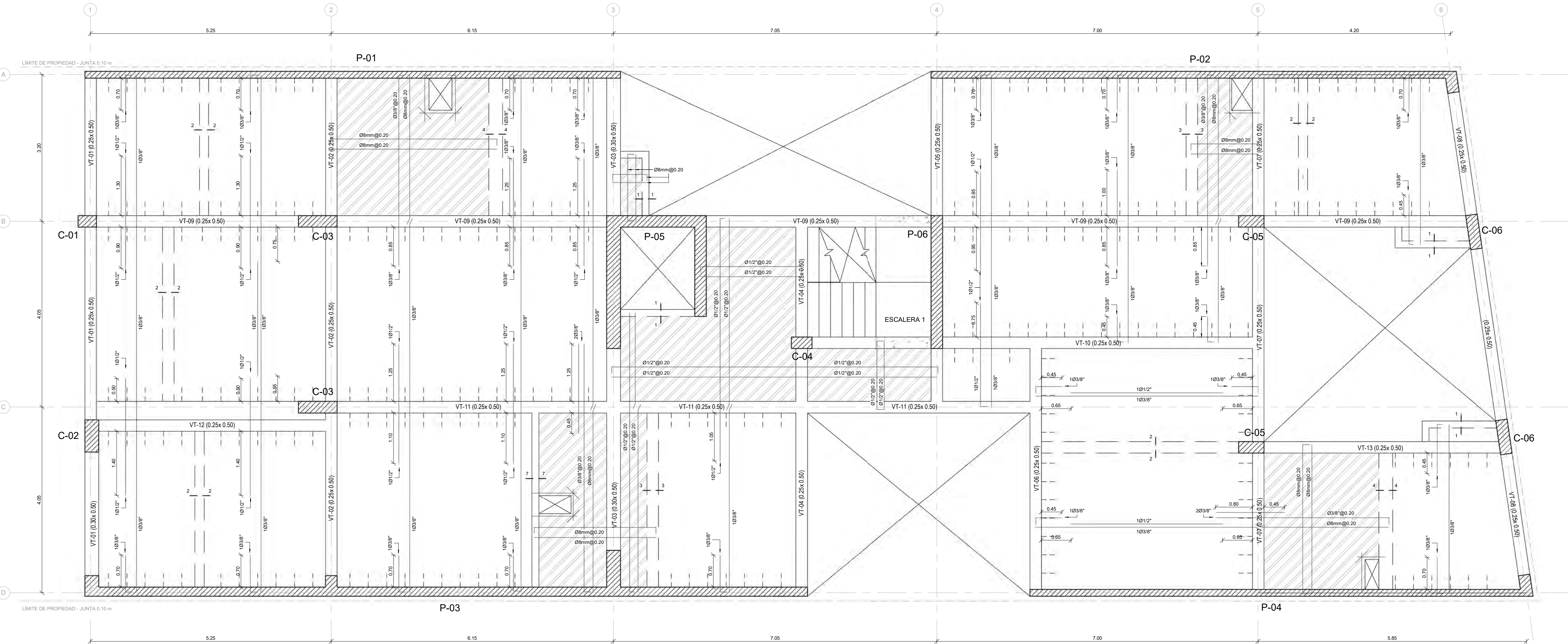
JUNTAS P-04
1 : 25

LEYENDA	
	LOSAS Y VIGAS CHATAS
	PLACAS
	JUNTAS DE CONTROL

ESPECIFICACIONES JUNTAS DE CONTROL	
- El ancho de la junta es igual a 1/2" - Se debe colocar entre aceros verticales. Tomar en consideración durante el armado y las elevaciones de cada placa. - Se recomienda generar las juntas de construcción en el mismo punto de la junta de control. Tomar en consideración durante la sectorización. - Podrá realizarse posterior al vaciado mediante corte. - La parte posterior sin acceso de la placa (límite de propiedad) podrá realizarse colocando un tecnopor dentro del encofrado.	

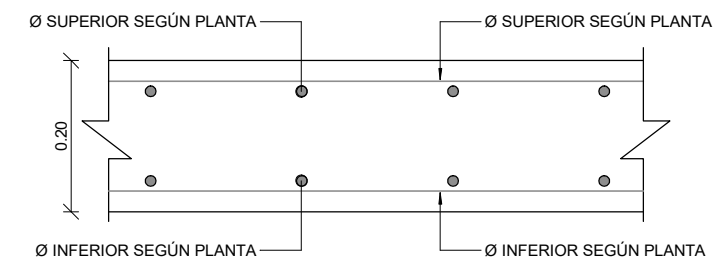


ENCOFRADO SÓTANO 1 - NFP = -0.05 m
1 : 50

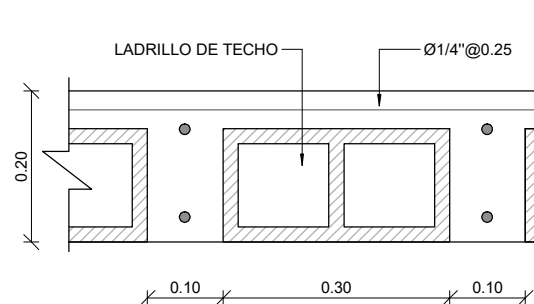


ENCOFRADO PISO 1 - NFP = +2.65 m
1 : 50

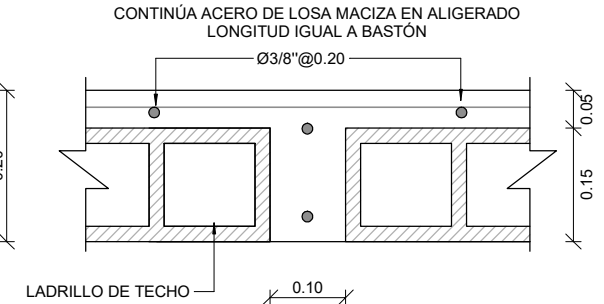
LEYENDA	
	LOSA MACIZA H = 0.20 m
	LOSA ALIGERADA H = 0.20 m
	VACIADO CORRIDO EN LOSA
	PLACAS Y COLUMNAS
	MUROS
	VIGAS PERALTADAS
	VIGAS CHATAS



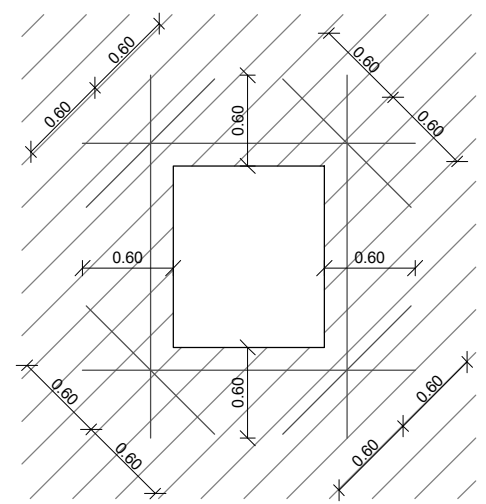
DETALLE LOSA MACIZA
1 : 10



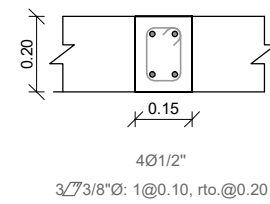
DETALLE LOSA ALIGERADA
1 : 10



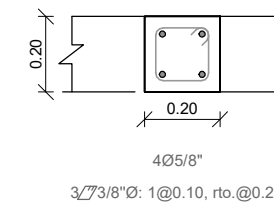
DETALLE 1
1 : 10



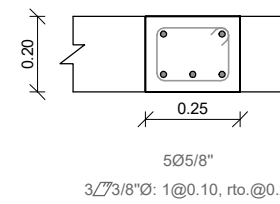
DETALLE ABERTURA EN LOSA
1 : 50



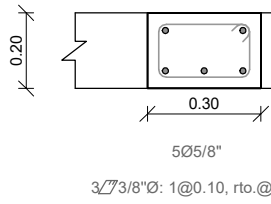
CORTE 1-1
1 : 20



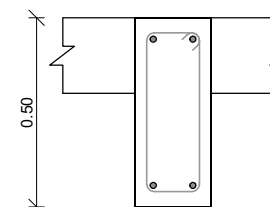
CORTE 2-2
1 : 20



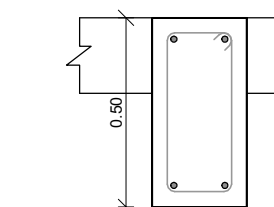
CORTE 3-3
1 : 20



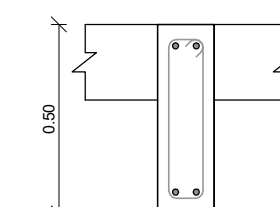
CORTE 4-4
1 : 20



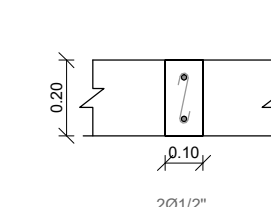
CORTE 5-5
1 : 20



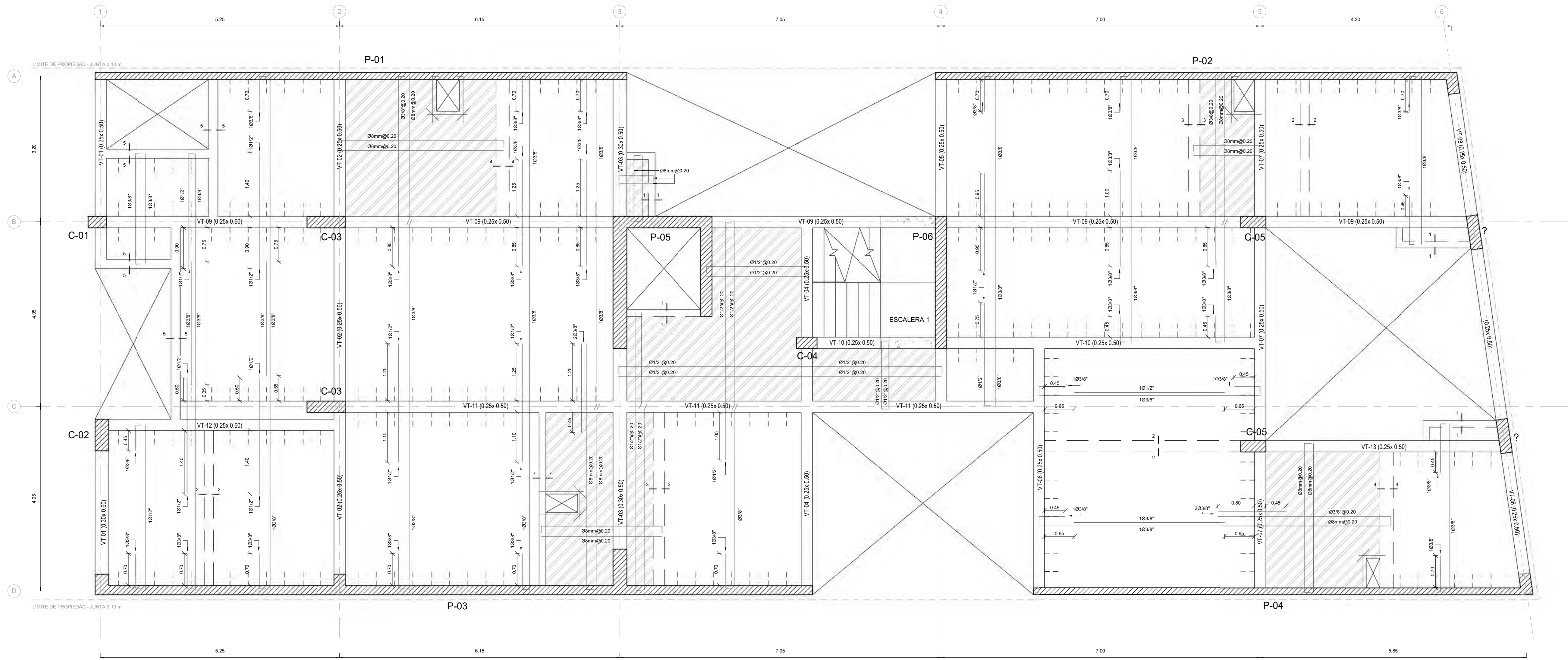
CORTE 6-6
1 : 20



CORTE 7-7
1 : 20



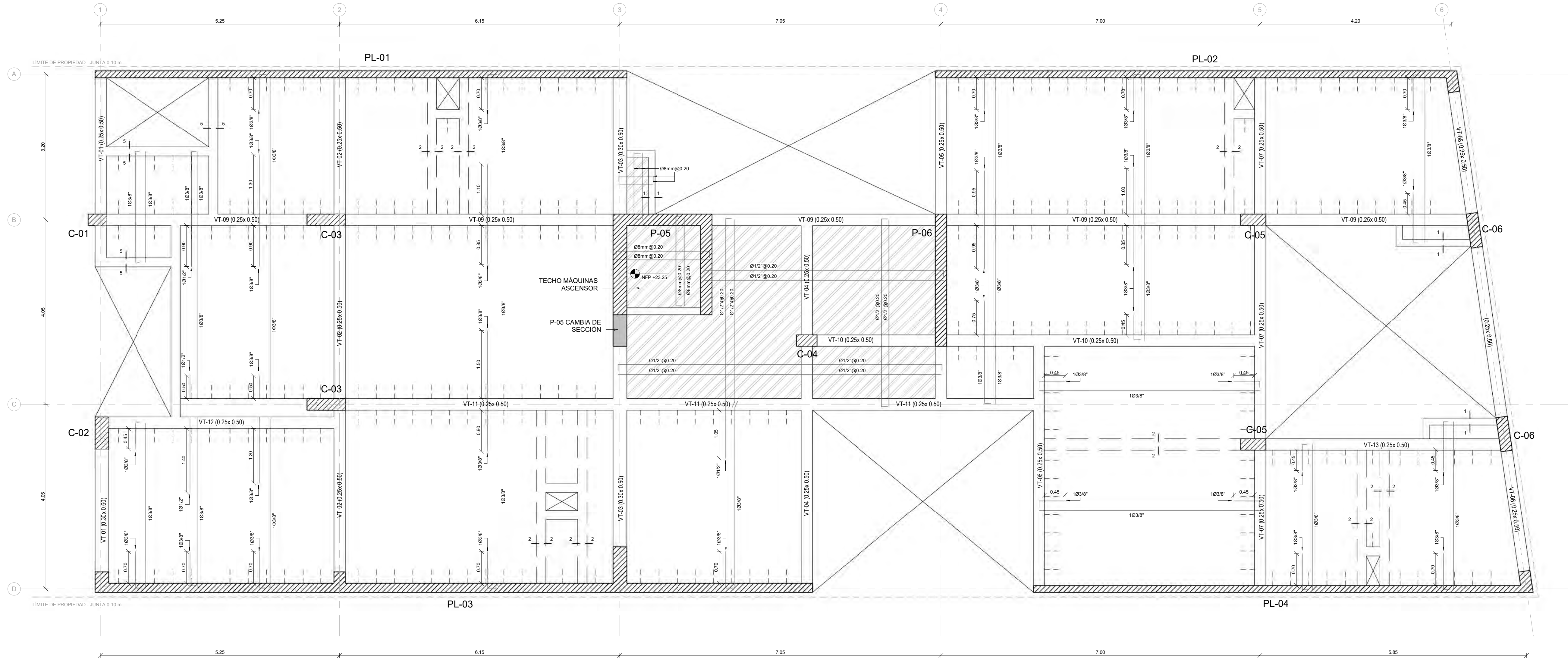
CORTE 8-8
1 : 20



ENCOFRADO PISO 2 AL PISO 7
1 : 50

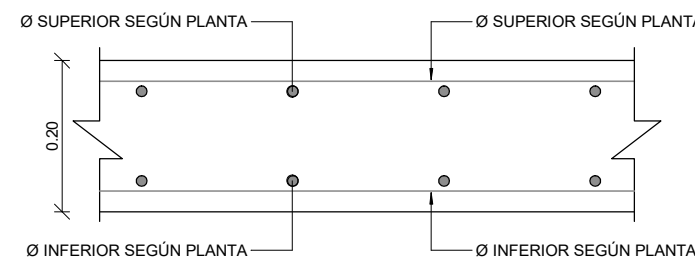
ENCOFRADO PISO 2 NFP = +5.35 m
ENCOFRADO PISO 3 NFP = +8.05 m
ENCOFRADO PISO 4 NFP = +10.75 m

ENCOFRADO PISO 5 NFP = +13.45 m
ENCOFRADO PISO 6 NFP = +16.15 m
ENCOFRADO PISO 7 NFP = +18.85 m

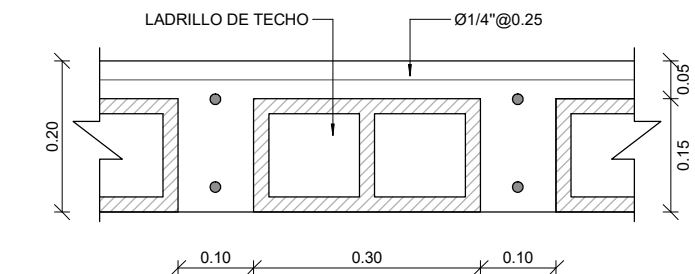


ENCOFRADO PISO 8 (AZOTEA) - NFP = +21.55
1 : 50

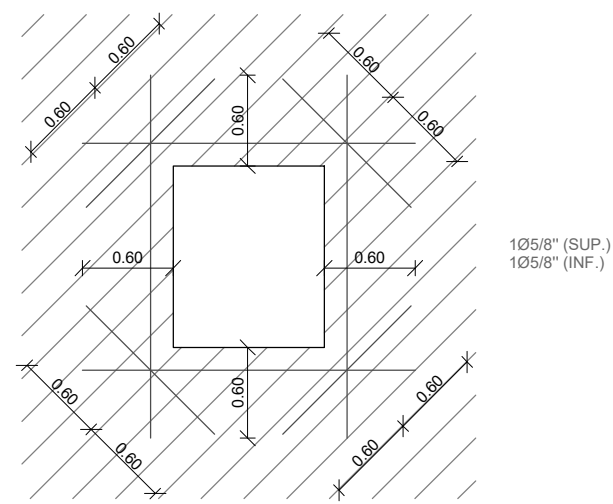
LEYENDA	
	LOSA MACIZA H = 0.20 m
	LOSA ALIGERADA H = 0.20 m
	VACIADO CORRIDO EN LOSA
	PLACAS Y COLUMNAS
	MUROS
	VIGAS PERALTADAS
	VIGAS CHATAS



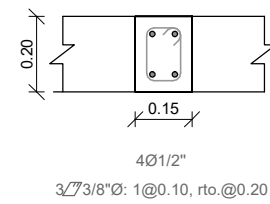
DETALLE LOSA MACIZA
1 : 10



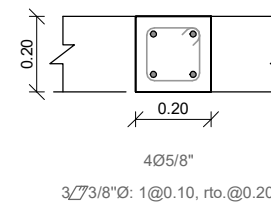
DETALLE LOSA ALIGERADA
1 : 10



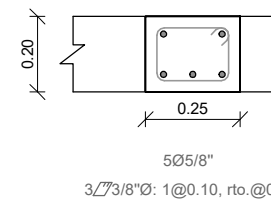
DETALLE ABERTURA EN LOSA
1 : 50



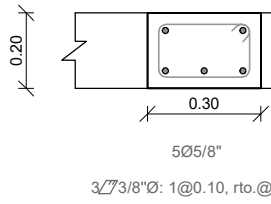
CORTE 1-1
1 : 20



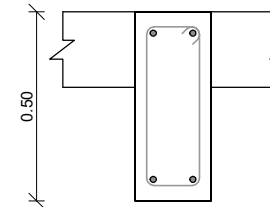
CORTE 2-2
1 : 20



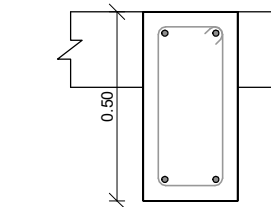
CORTE 3-3
1 : 20



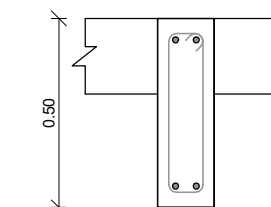
CORTE 4-4
1 : 20



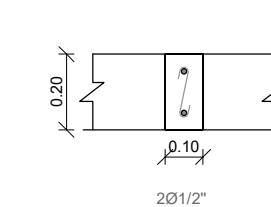
CORTE 5-5
1 : 20



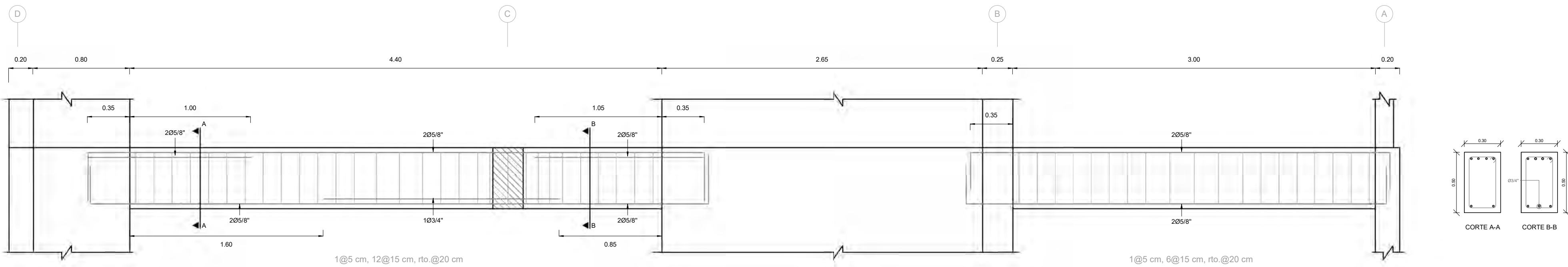
CORTE 6-6
1 : 20



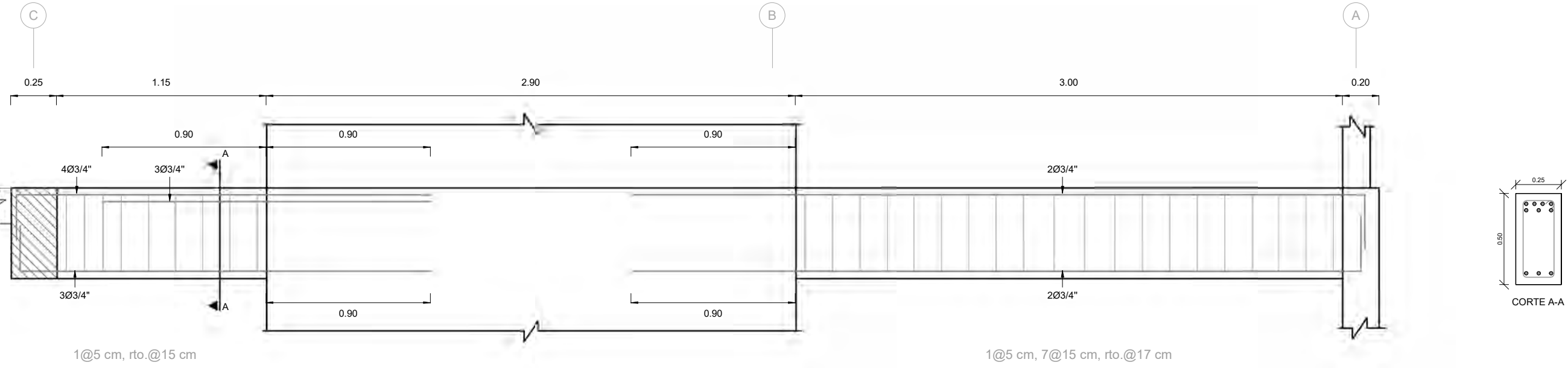
CORTE 7-7
1 : 20



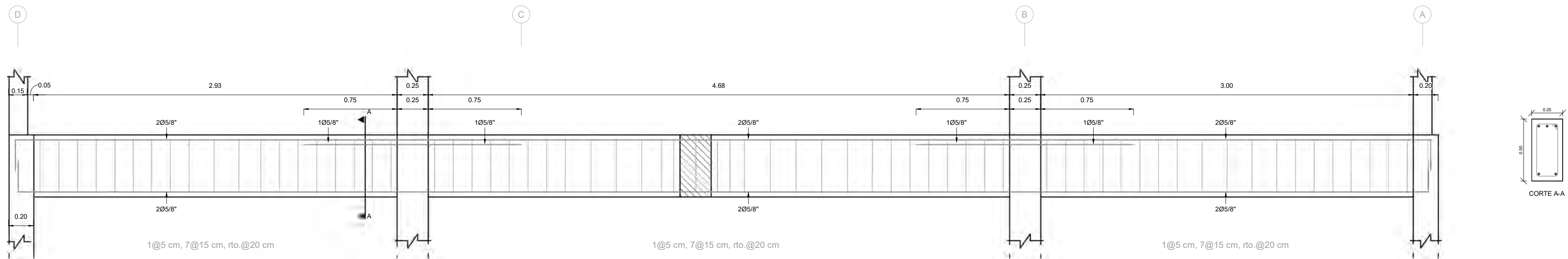
CORTE 8-8
1 : 20



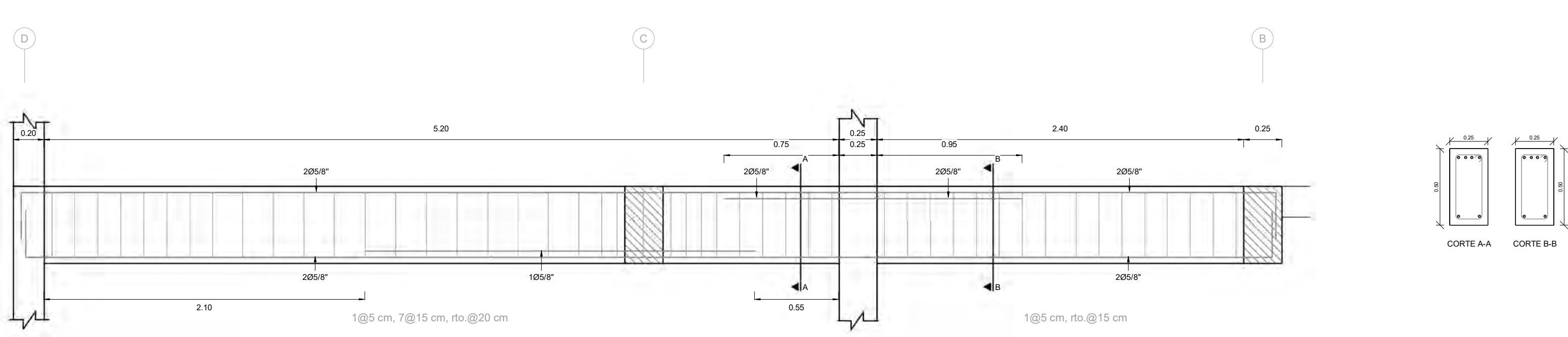
VT-03 (30X50) TECHO SÓTANO
1 : 25



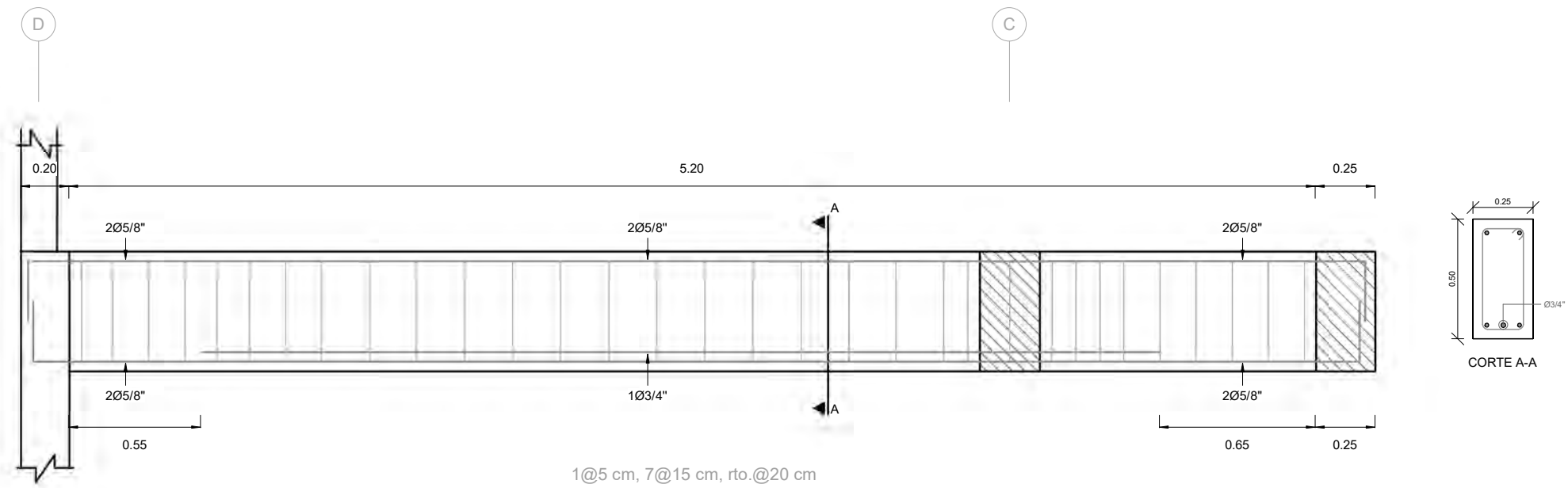
VT-05 (25X50) TECHO SÓTANO
1 : 25



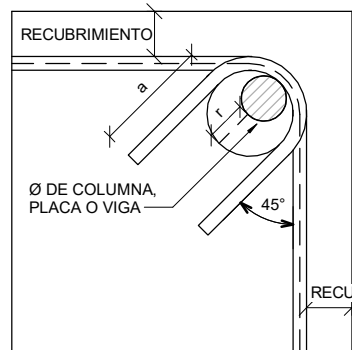
VT-07 (25X50) TECHO SÓTANO
1 : 25



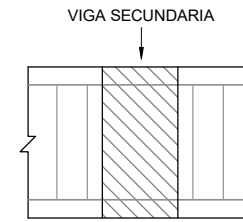
VT-04 (25X50) TECHO SÓTANO
1 : 25



VT-06 (25X50) TECHO SÓTANO
1 : 25



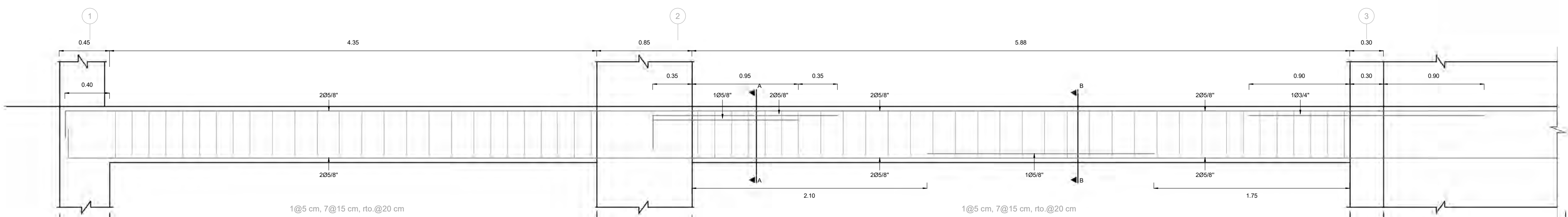
Ø	f (mm)	a (mm)
1/4"	1.30	6.50
3/8"	2.00	10.00



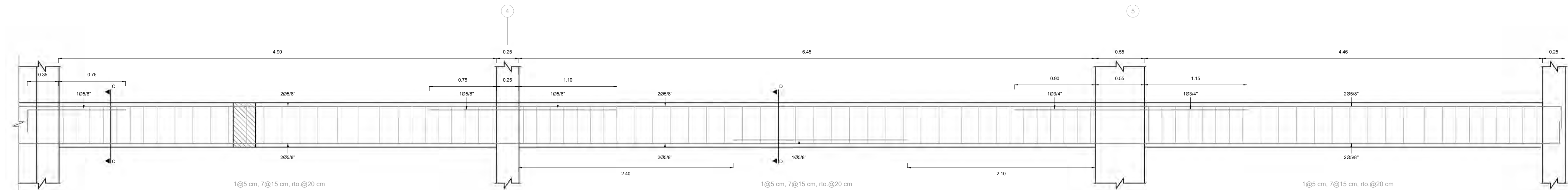
2.7/31/13
1881 ms. sigo 15 mds
CASOS A REFORZAR: VER DESARROLLO DE VIGAS

DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5

DETALLE APOYO VIGA SOBRE VIGA
1 : 25

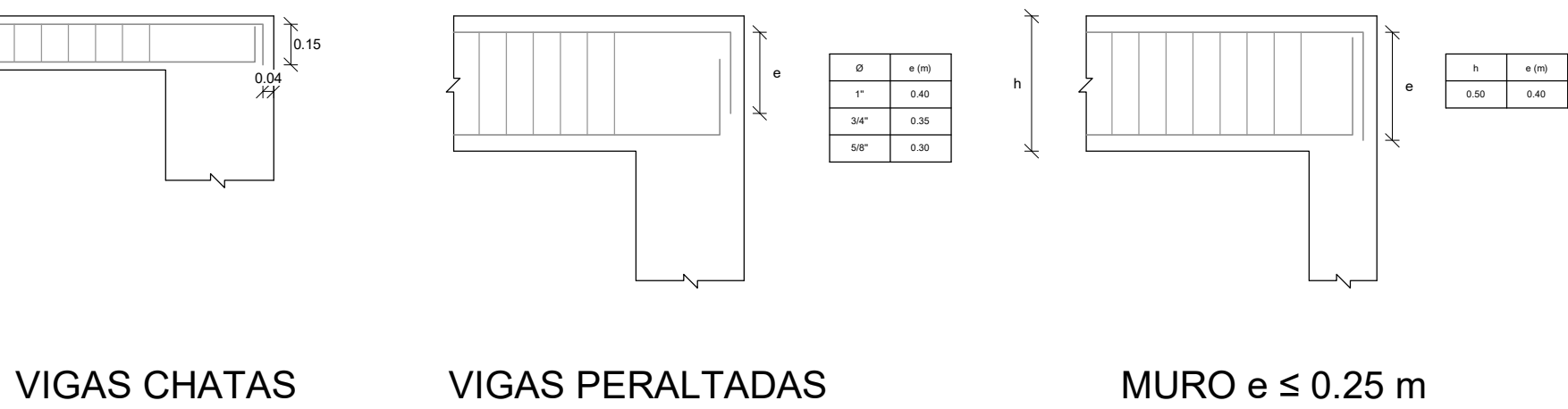


VER CONTINUACIÓN DE VIGA
EN TRAMO SIGUIENTE

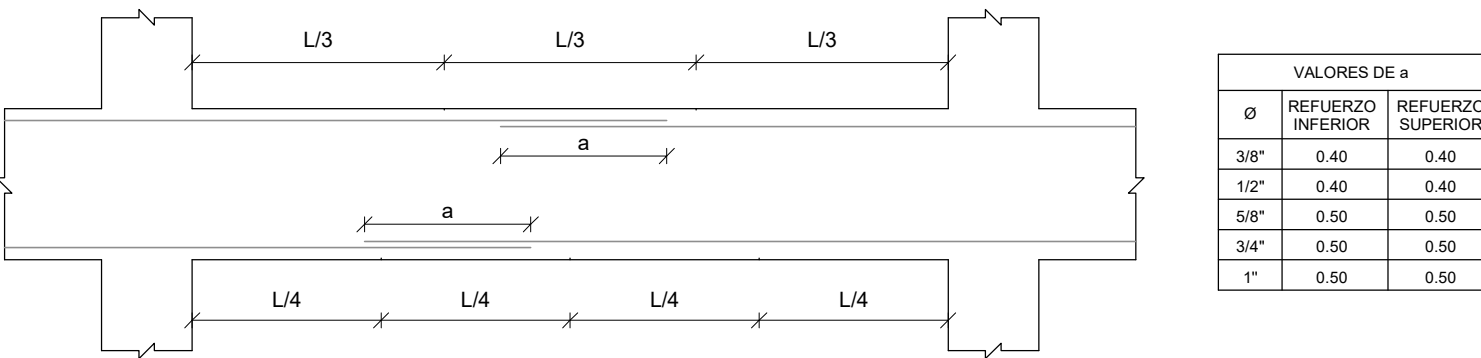


VER CONTINUACIÓN DE VIGA
EN TRAMO ANTERIOR

VT-09 (25X50) TECHO SÓTANO
1 : 25

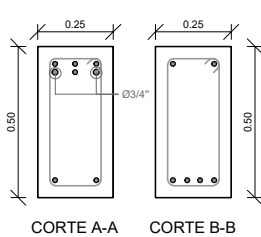


ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
1 : 25

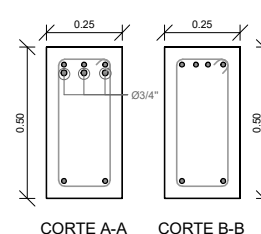


NOTA:
(a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
(b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS REQUERIDAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE ANCLAJE EN UN 50% COMO MÍNIMO.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS CON UNA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cm PARA VIGAS DE 30" X 25 cm PARA 10" X 10".

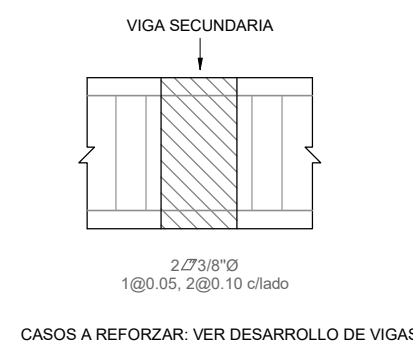
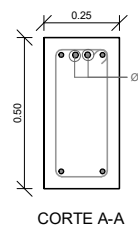
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
1 : 25



1 : 25

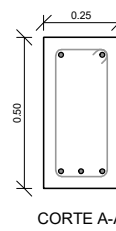


1 : 25



1 : 5

1 : 25



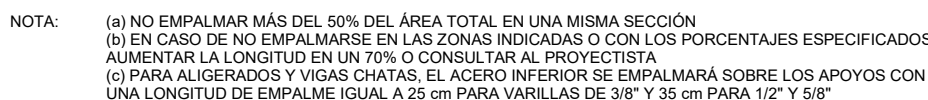
1 : 25



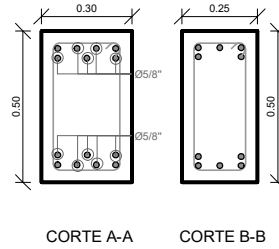
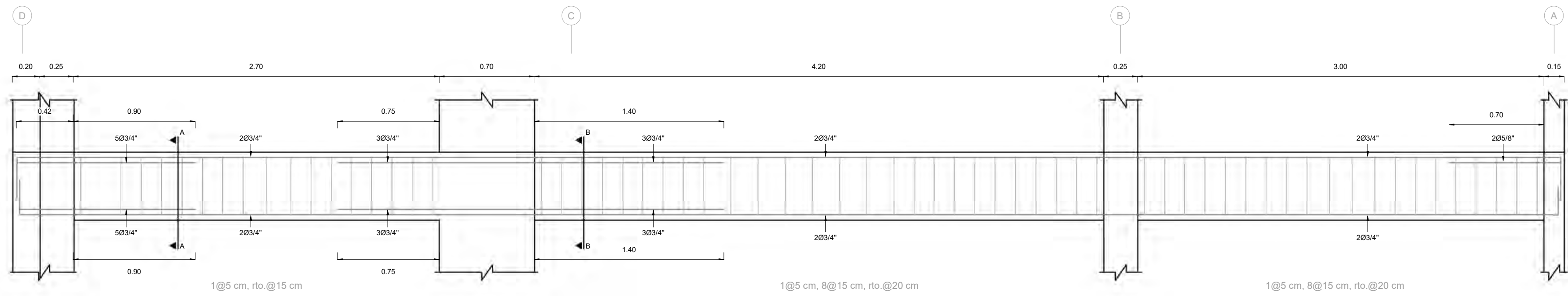
VIGAS PERALTADAS

MURO $e \leq 0.25$ m

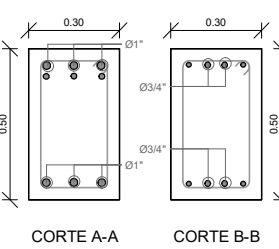
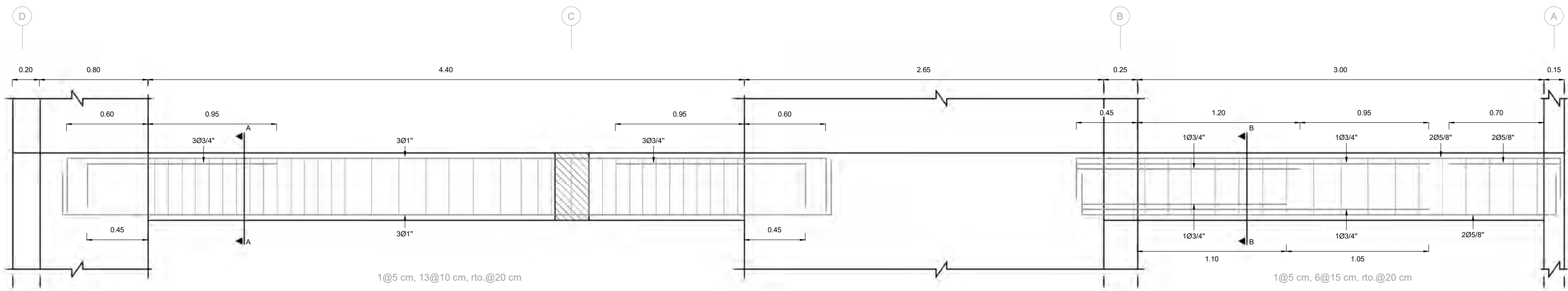
1 : 25



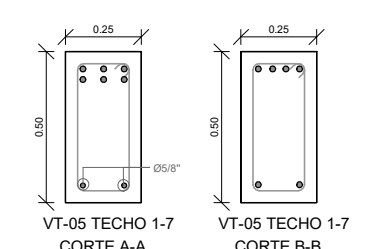
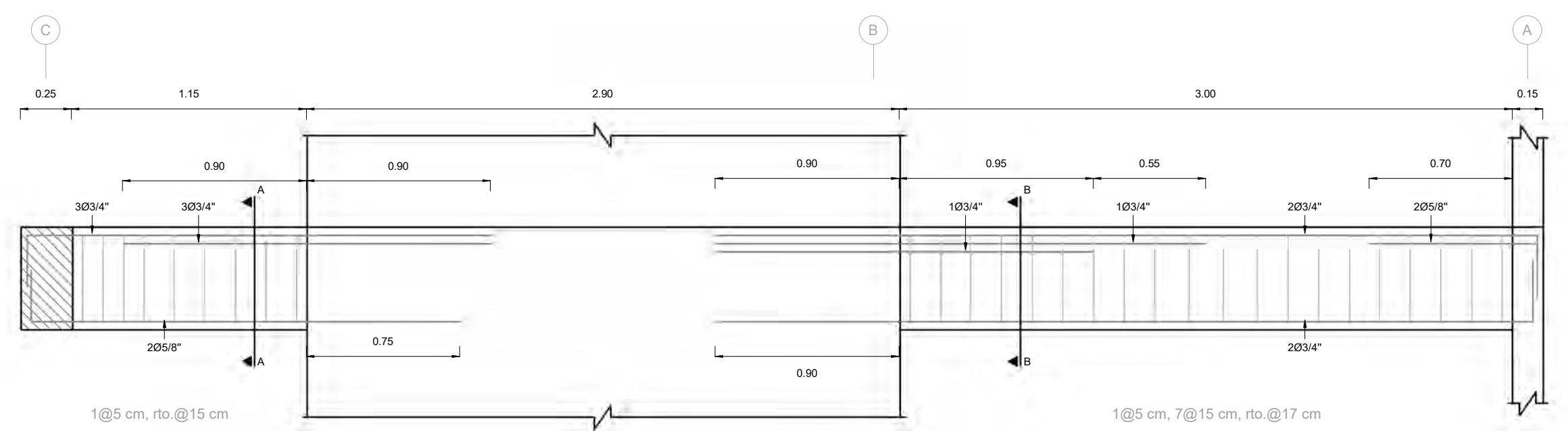
1 : 25



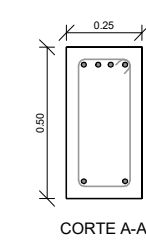
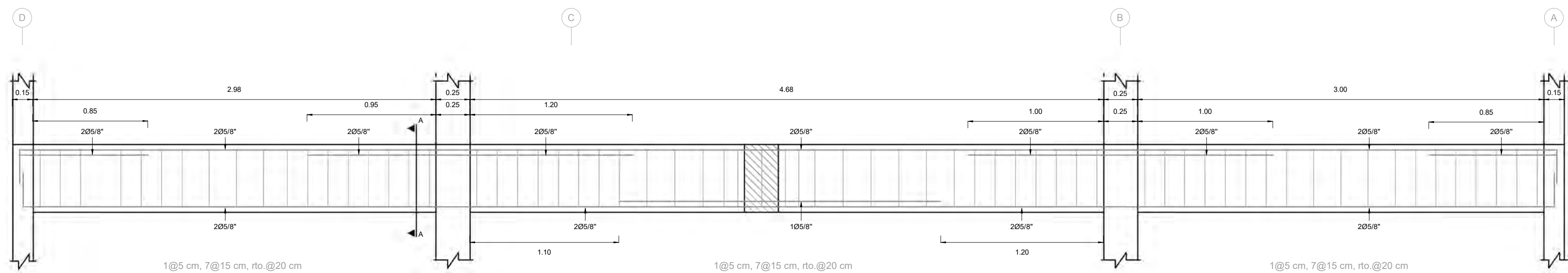
VT-01 (25X50) TECHO 1
1 : 25



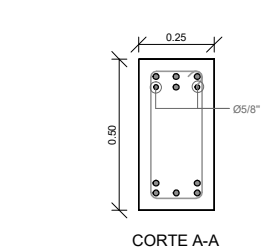
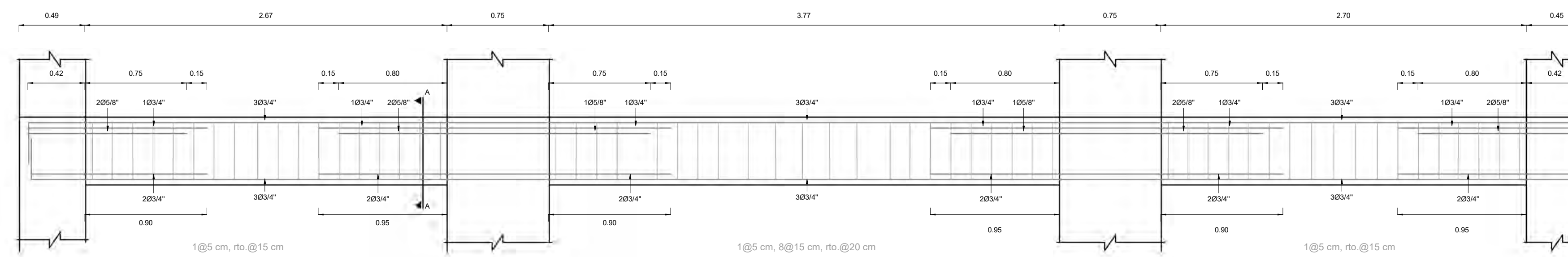
VT-03 (30X50) TECHO 1
1 : 25



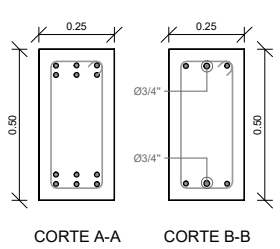
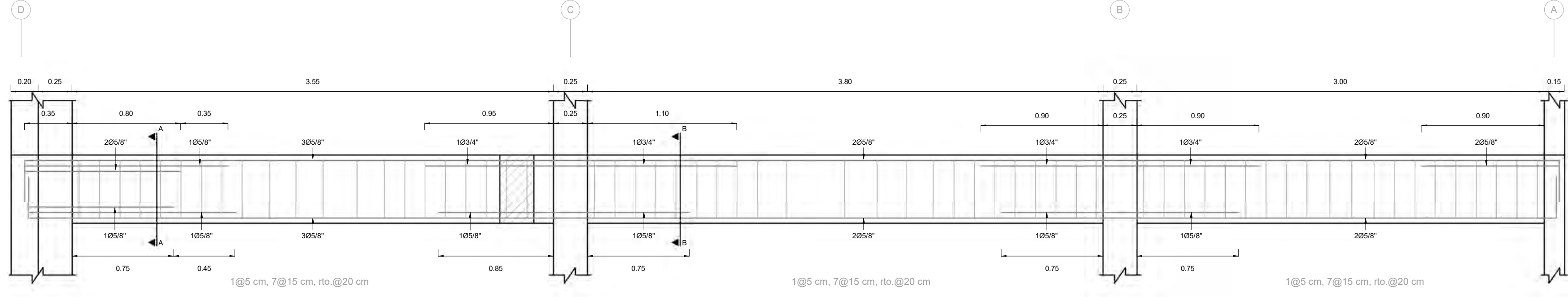
VT-05 (25X50) TECHO 1
1 : 25



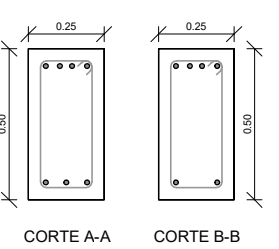
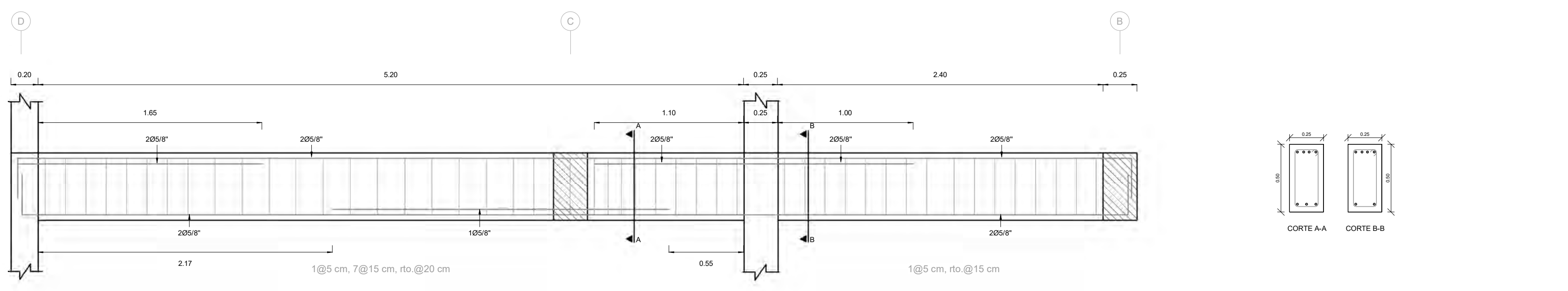
VT-07 (25X50) TECHO 1
1 : 25



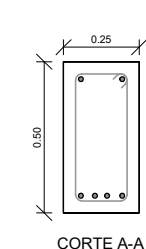
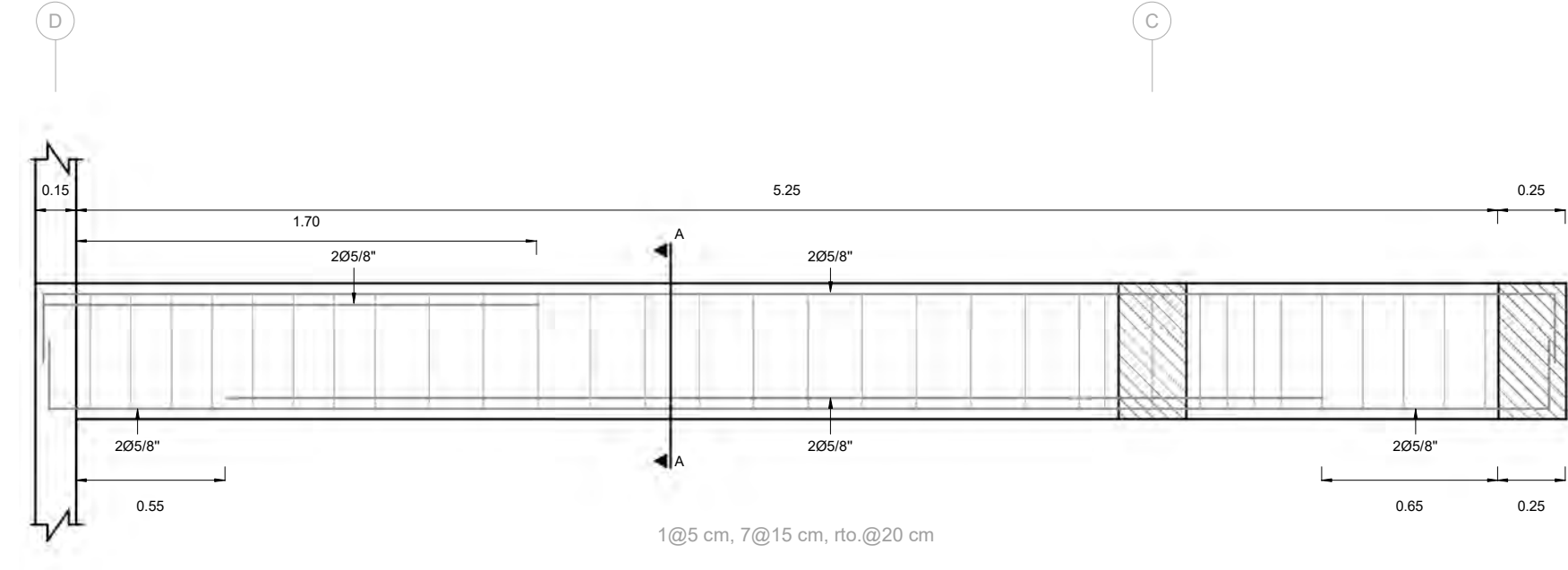
VT-08 (25X50) TECHO 1
1 : 25



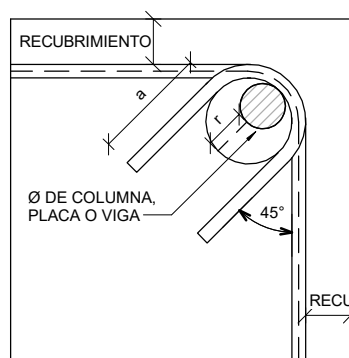
VT-02 (25X50) TECHO 1
1 : 25



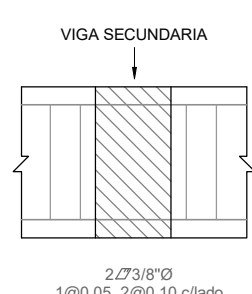
VT-04 (25X50) TECHO 1
1 : 25



VT-06 (25X50) TECHO 1
1 : 25

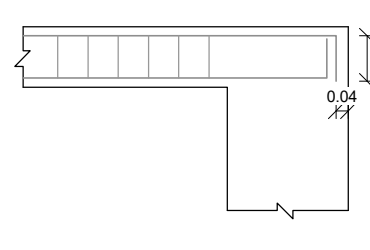


Ø	f (cm)	f (mm)
1/4"	1.30	6.50
3/8"	2.00	10.00

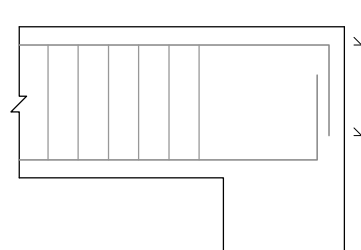


VALORES DE Ø

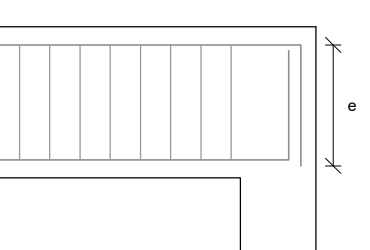
DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5



VIGAS CHATAS



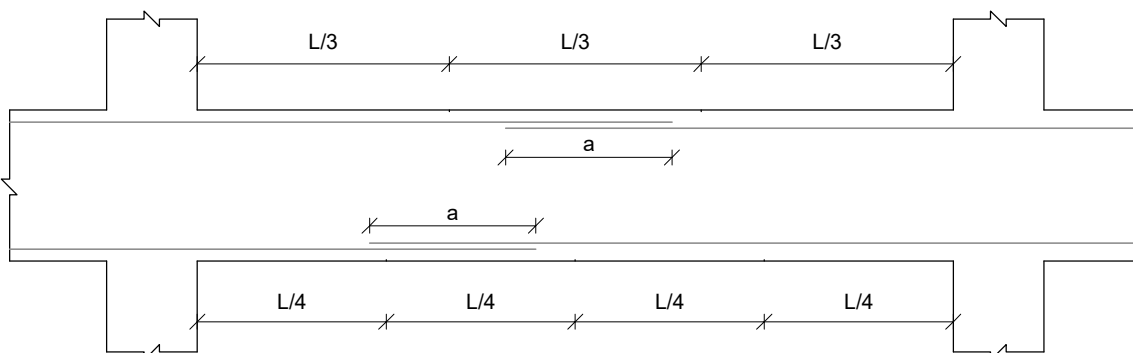
VIGAS PERALTADAS



MURO e ≤ 0.25 m

ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
1 : 25

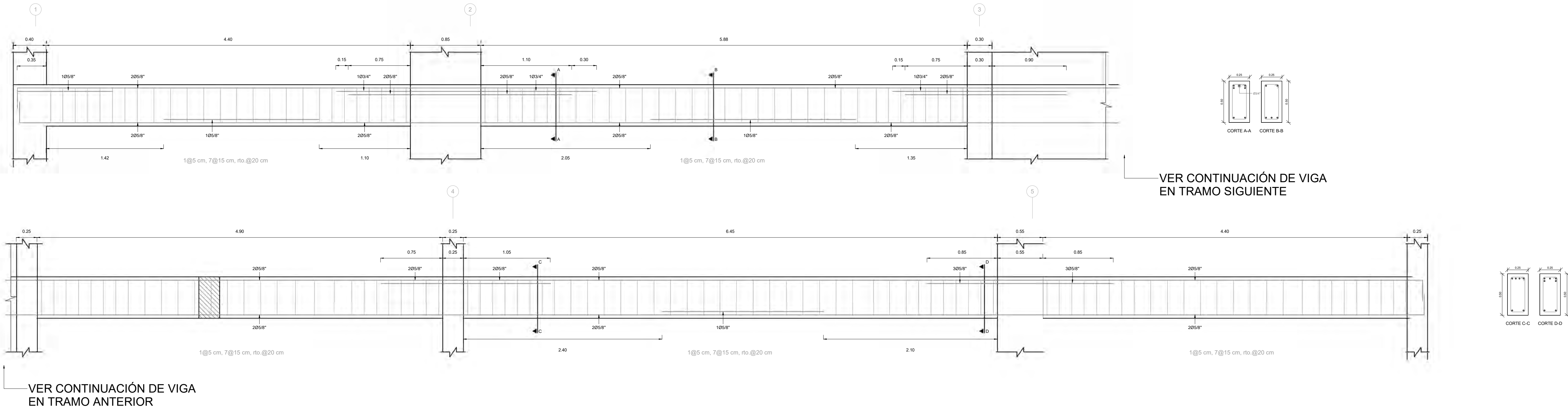
DETALLE APOYO VIGA SOBRE VIGA
1 : 25



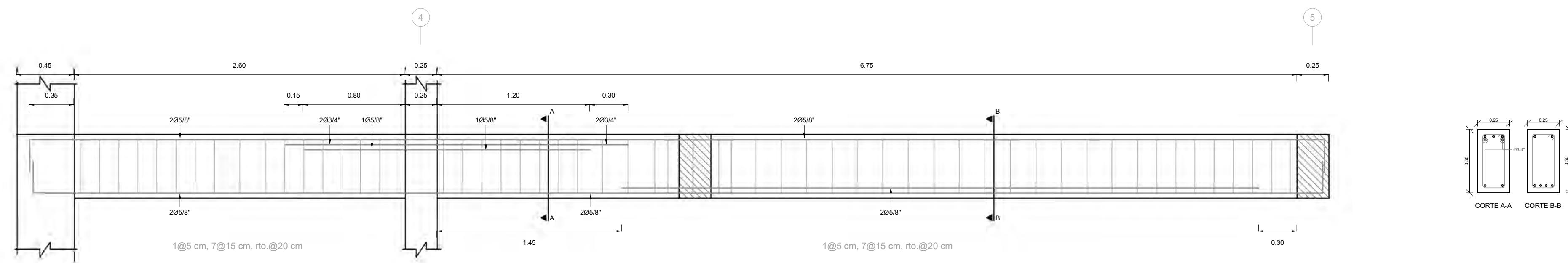
VALORES DE Ø
Ø
REFUERZO INFERIOR
REFUERZO SUPERIOR
3/8"
1/2"
3/4"
1"

NOTA: (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN. (b) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LA ZONA INDICADA, SE COLOCARÁN PERCENTAJES ESPECIFICADOS. (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACOTADO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS CON UNA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cm PARA VIGAS DE 38" Y 15 cm PARA 10" Y 14".

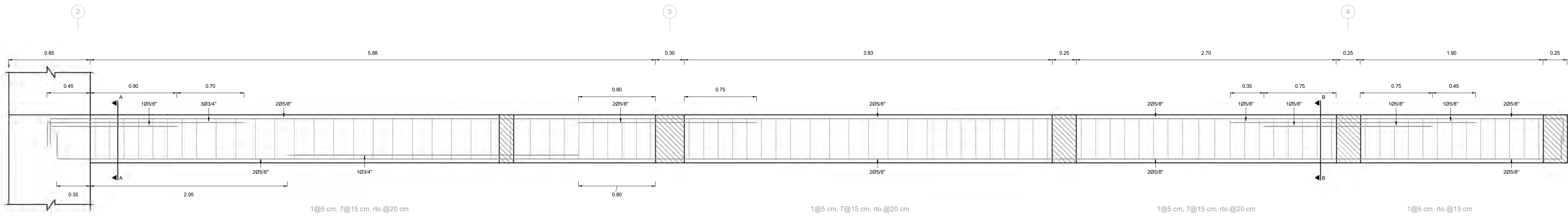
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
1 : 25



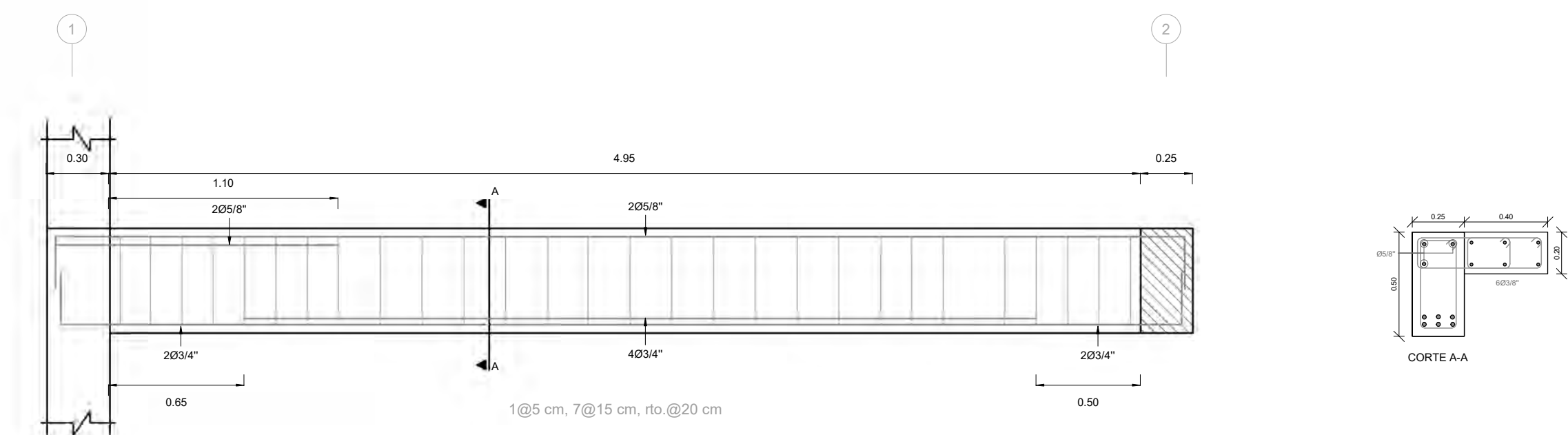
VT-09 (25X50) TECHO 1
1 : 25



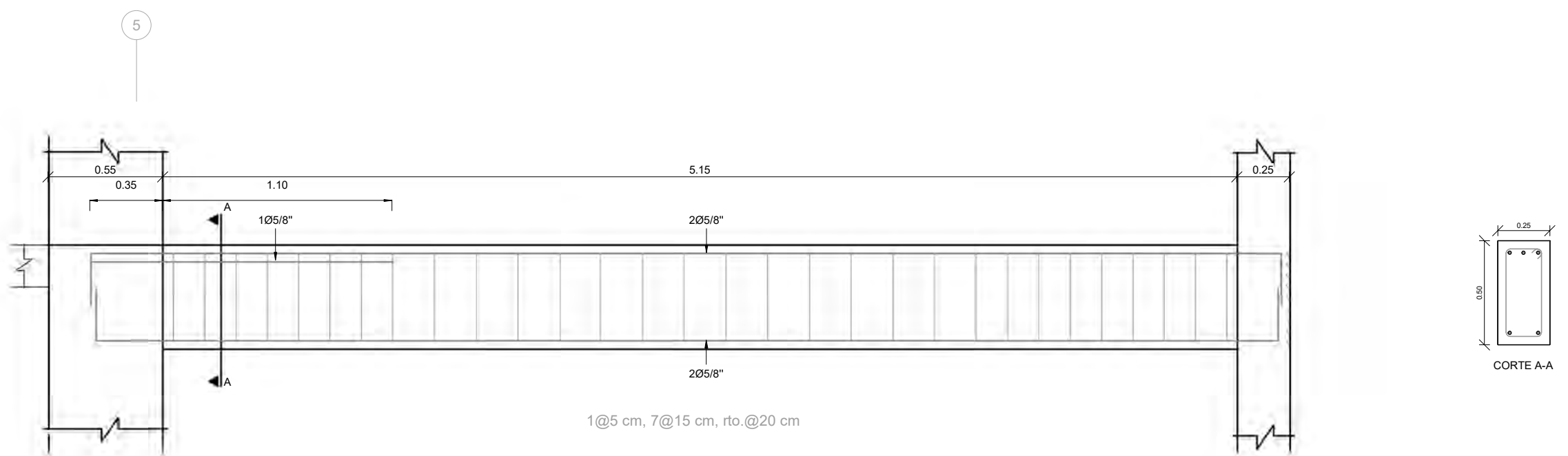
VT-10 (25X50) TECHO 1
1 : 25



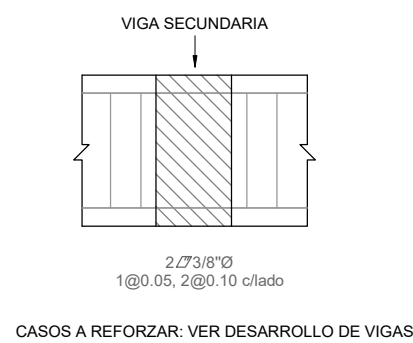
VT-11 (25X50) TECHO 1
1 : 25



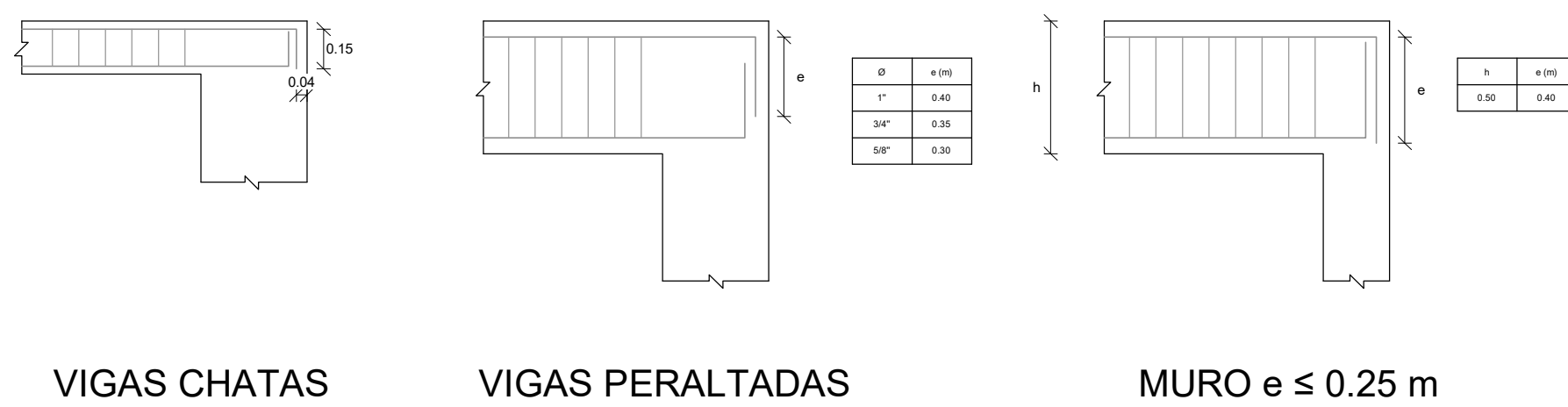
VT-12 (25X50) TECHO 1
1 : 25



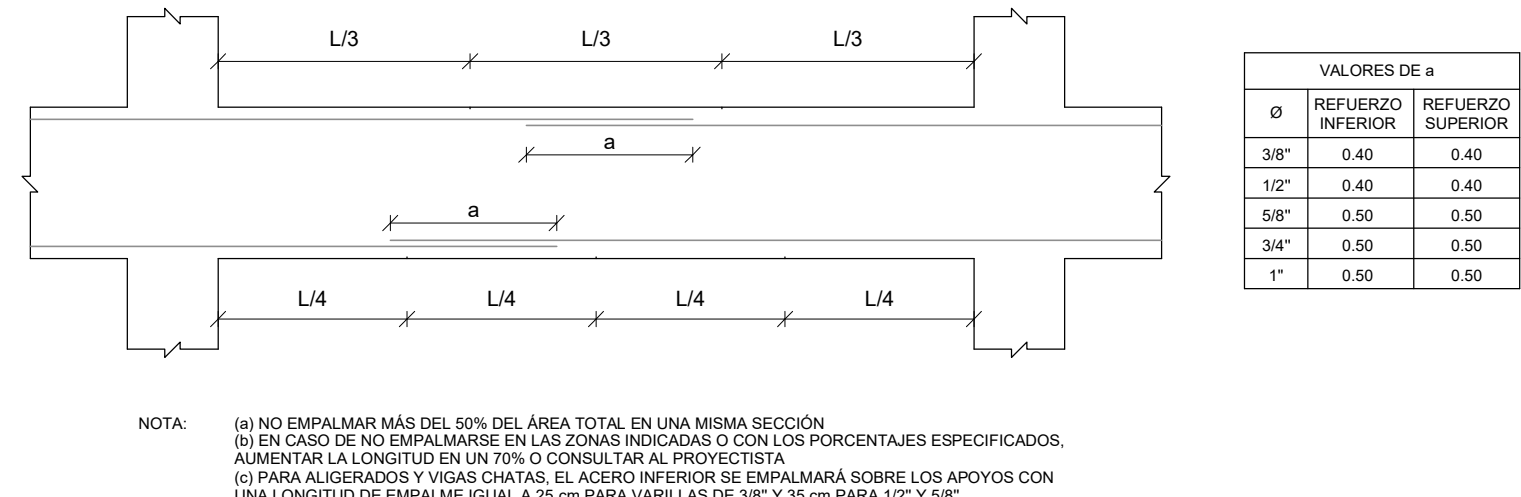
VT-13 (25X50) TECHO 1
1 : 25



DETALLE APOYO VIGA SOBRE VIGA
1 : 25

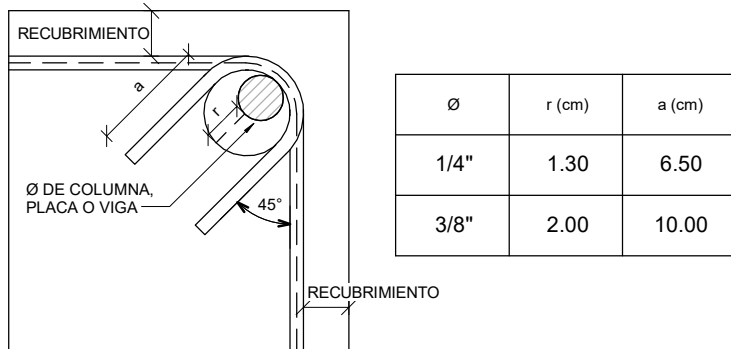


ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
1 : 25

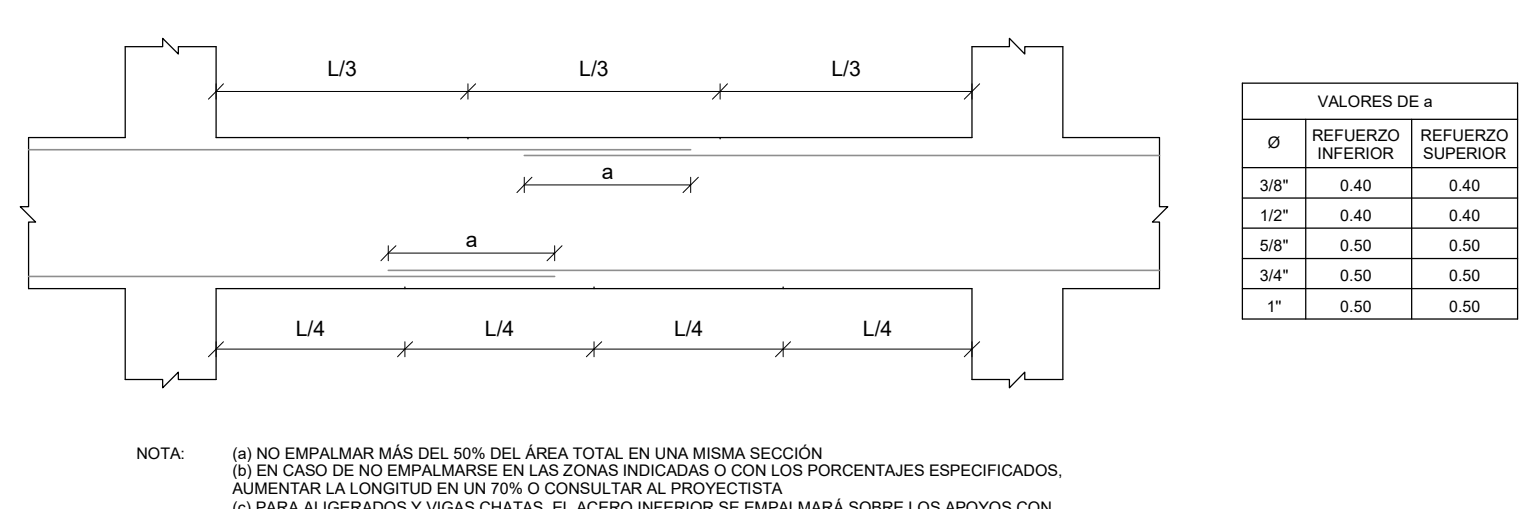
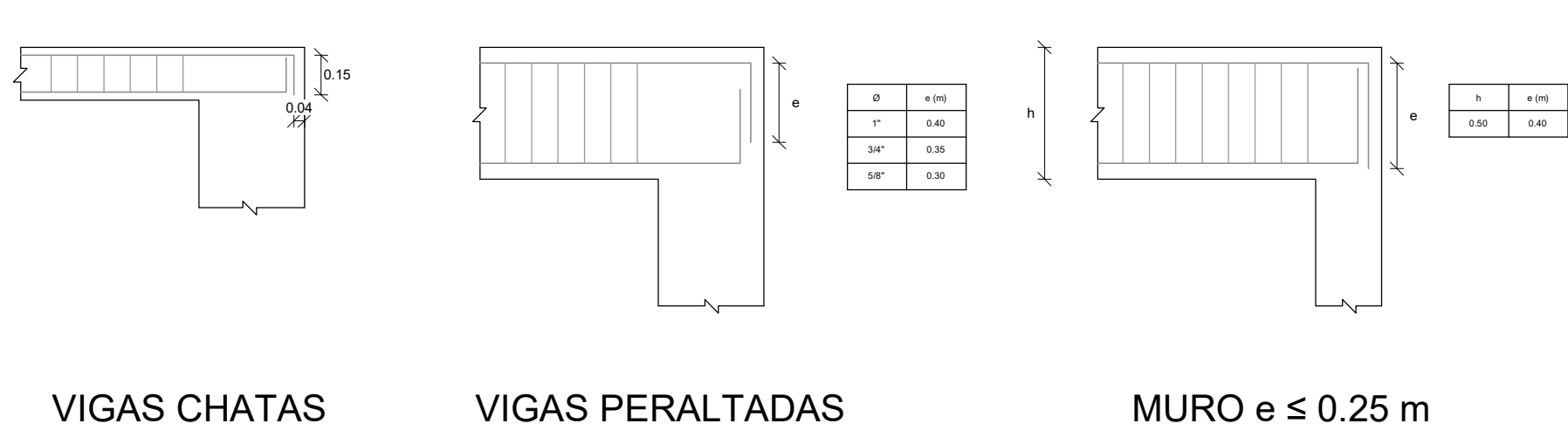
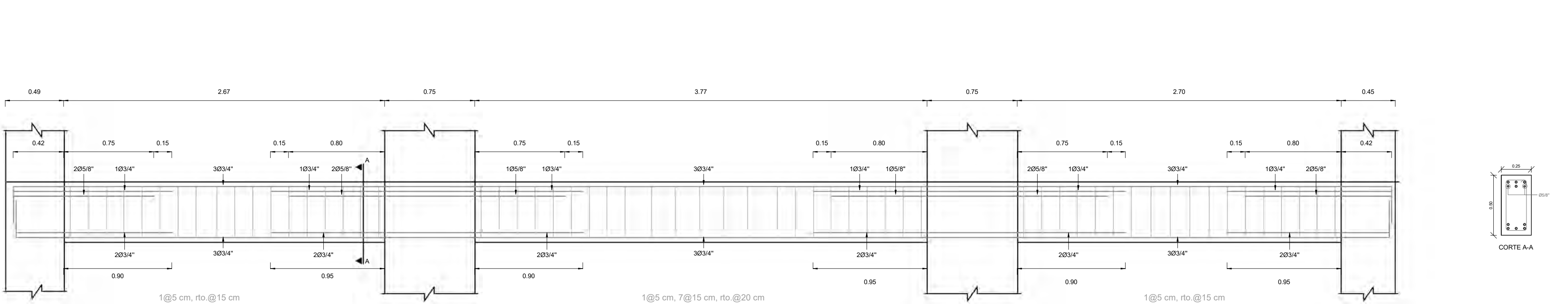
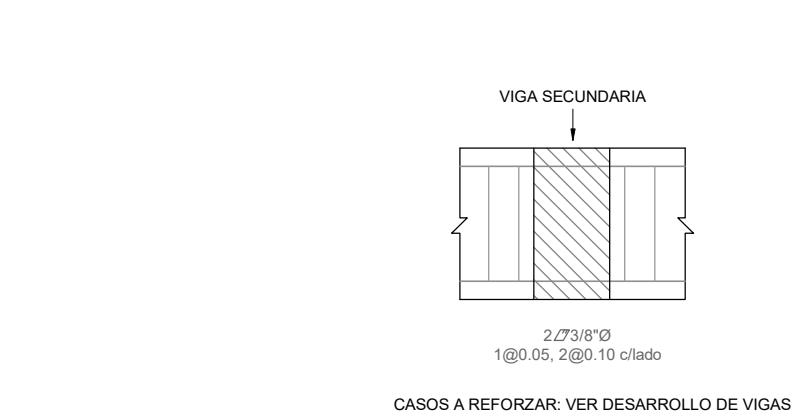
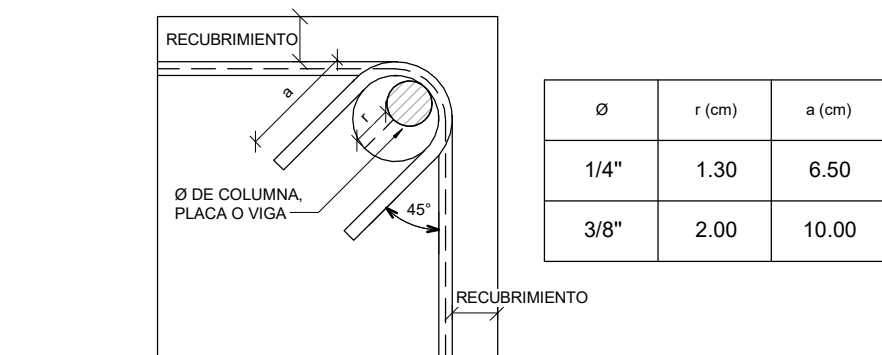
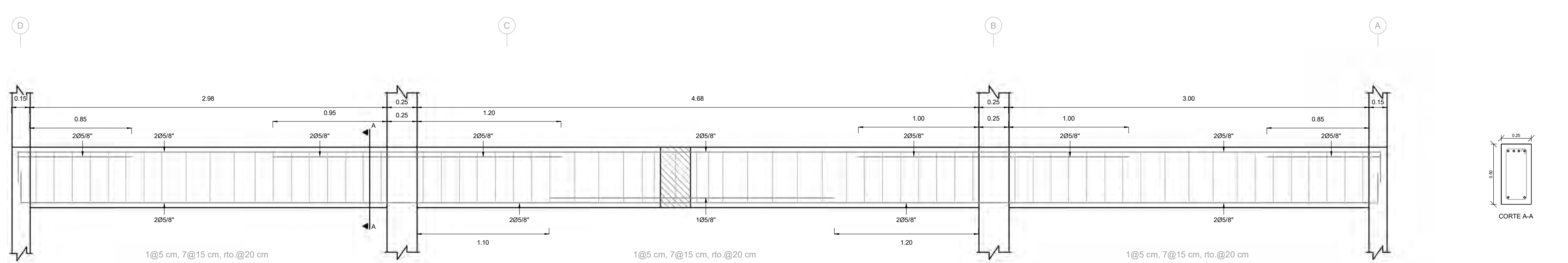
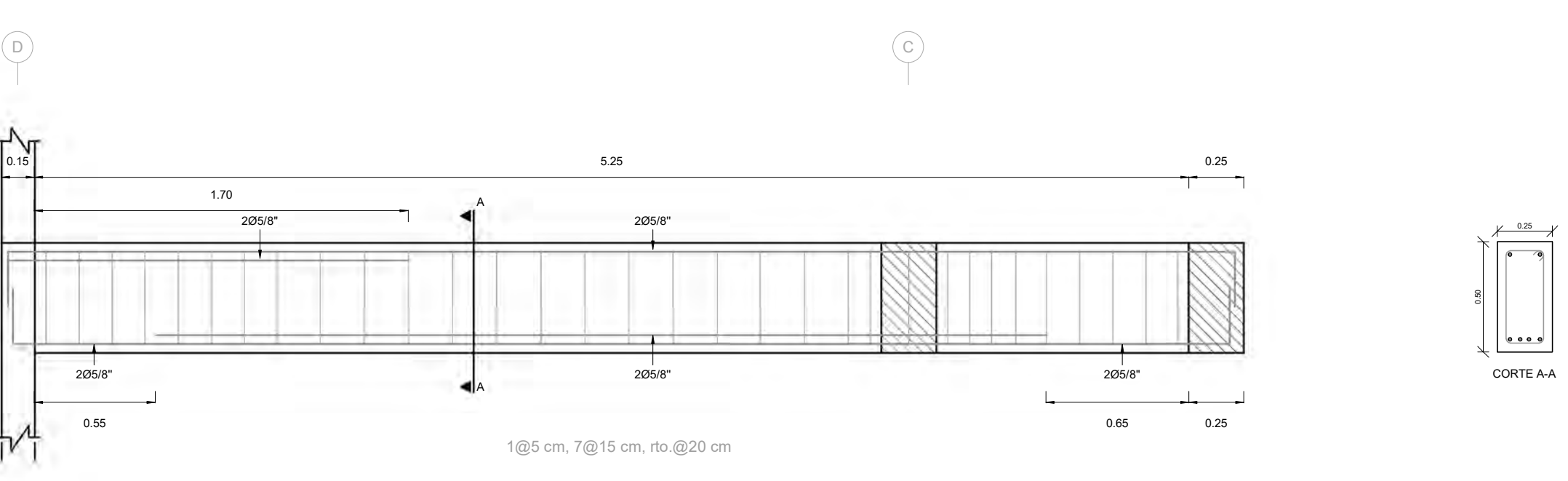
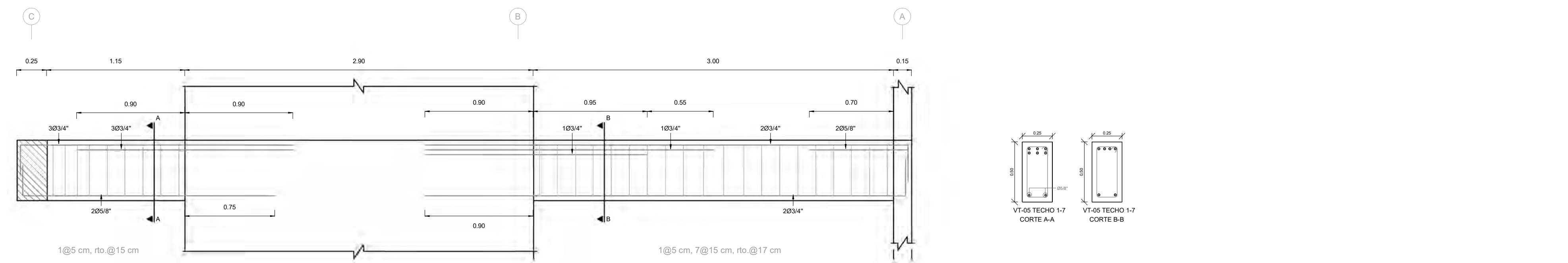
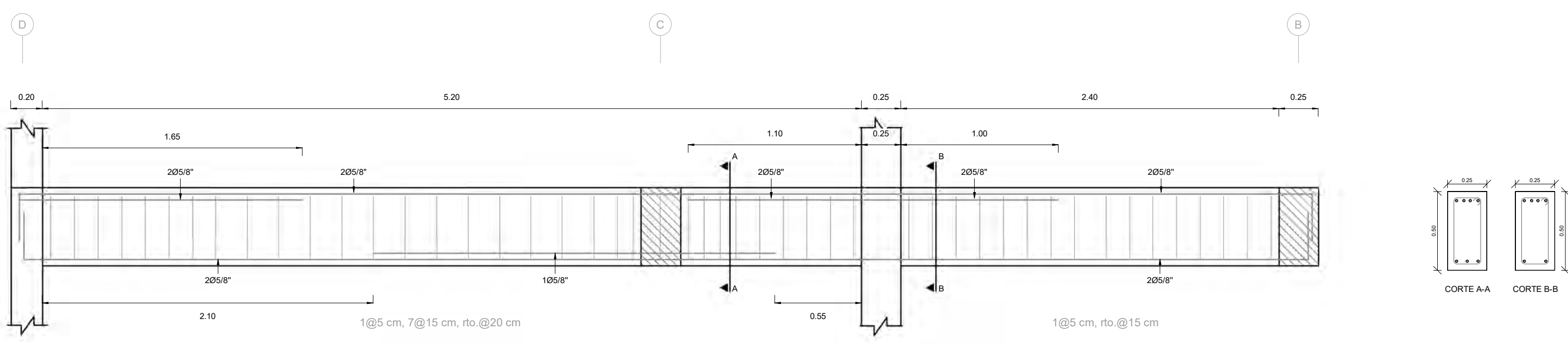
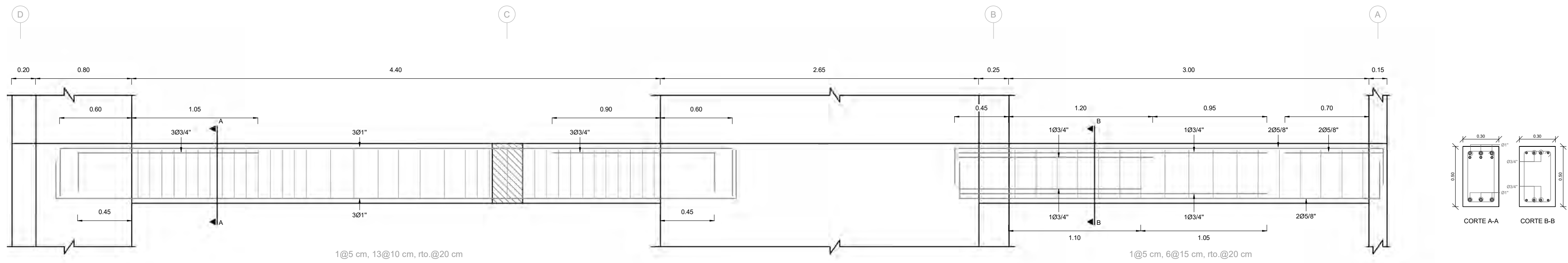
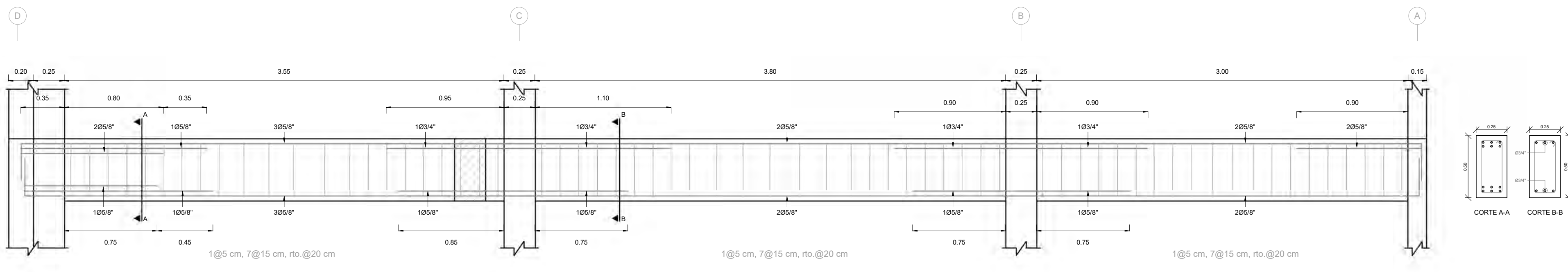
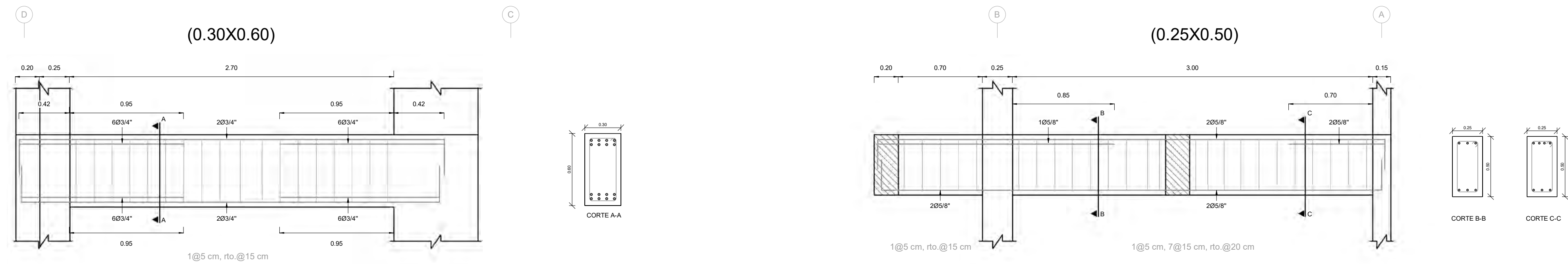


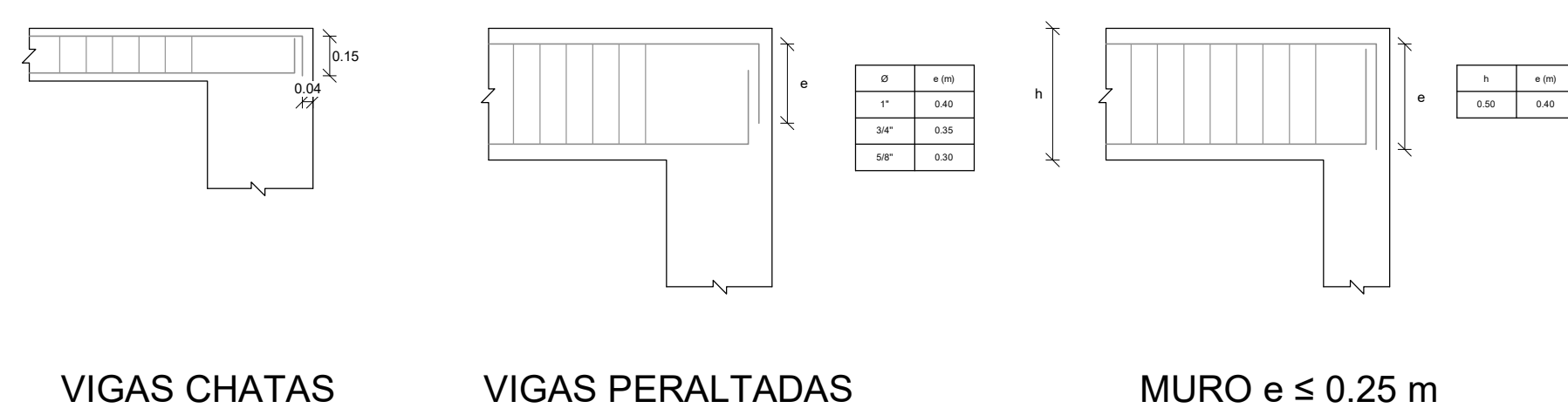
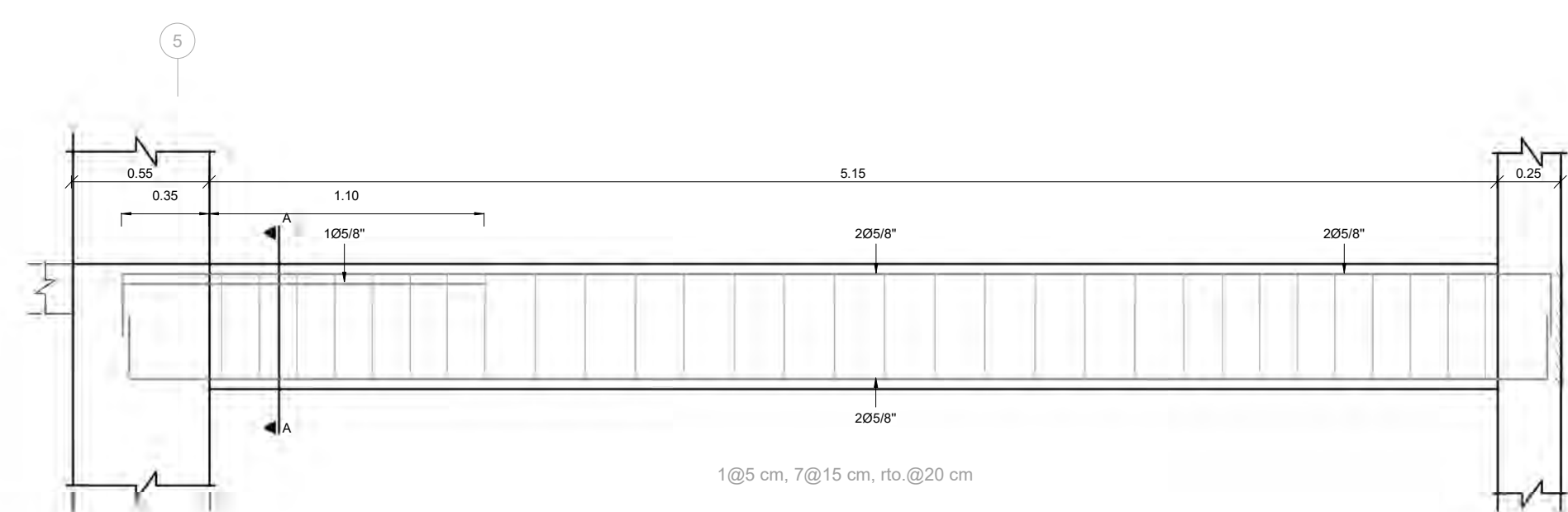
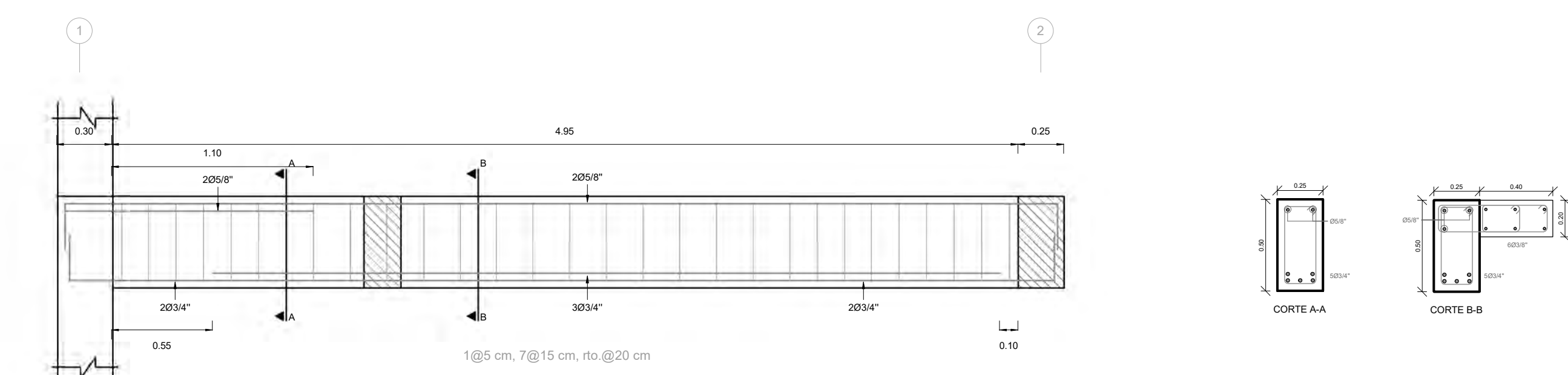
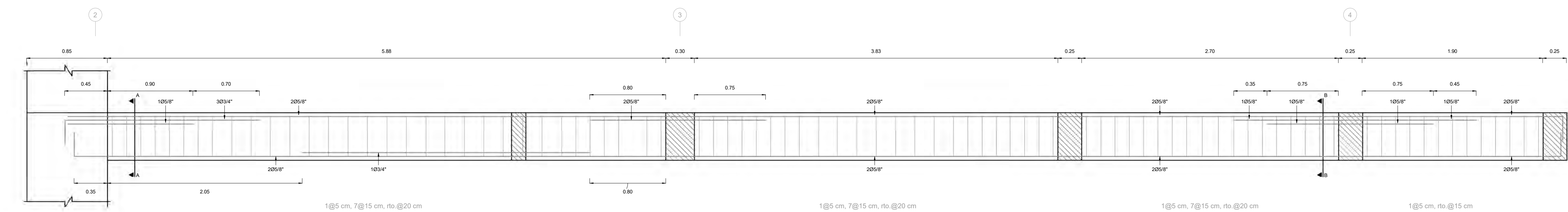
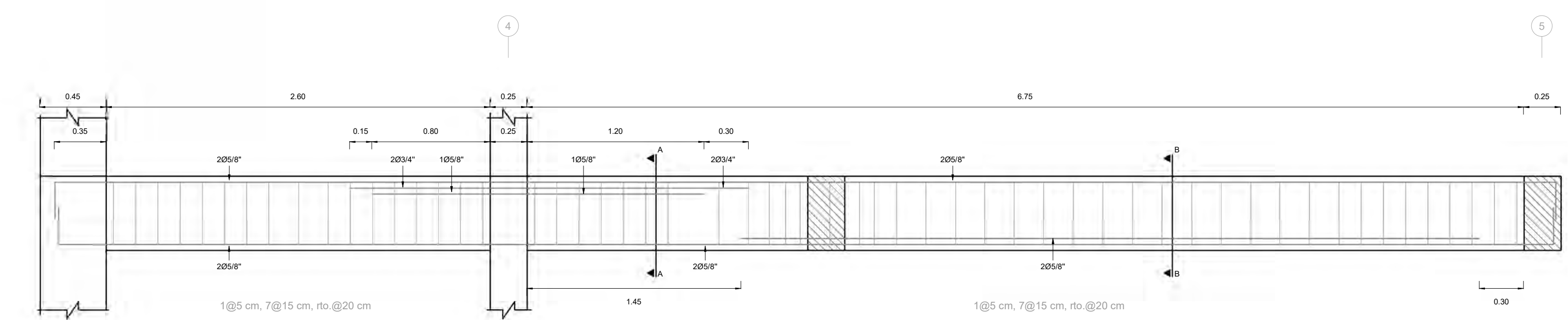
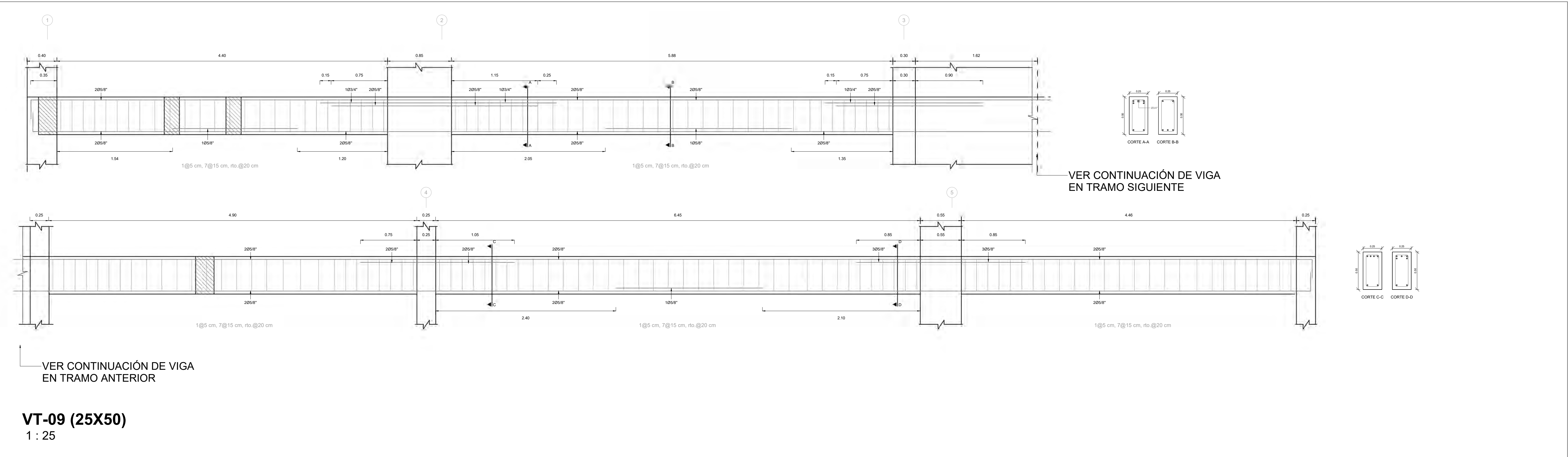
NOTA: (a) NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN. (b) EN CASO DE NO EMPALMARE EN LAS ZONAS INDICADAS O EN LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME A 2.0 m PARA VIGAS DE 12" Y 2.5 m PARA 14" Y 16". (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS CON UNA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 2.0 m PARA VIGAS DE 12" Y 2.5 m PARA 14" Y 16".

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
1 : 25



DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5

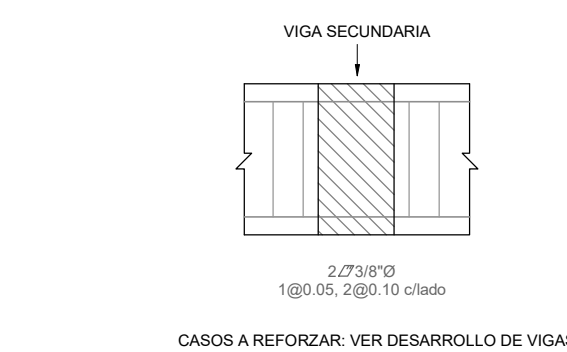




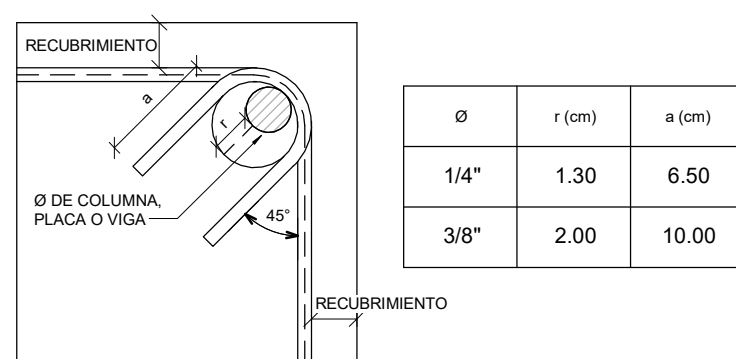
ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
1 : 25

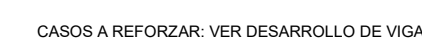
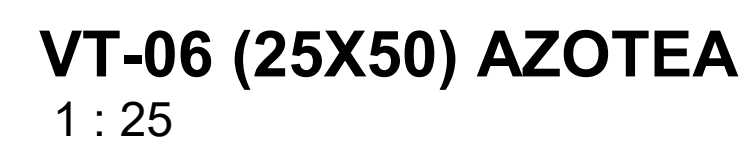
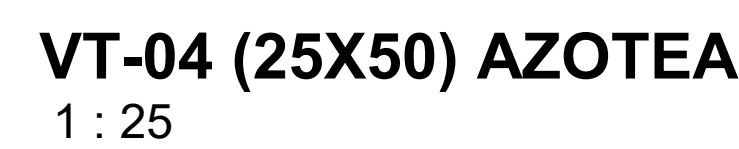
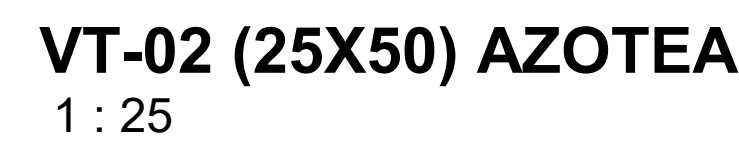
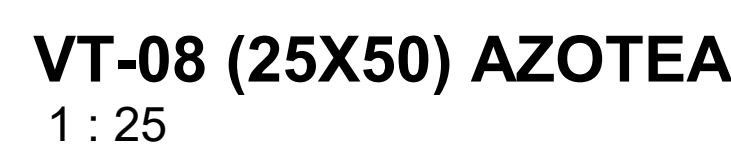
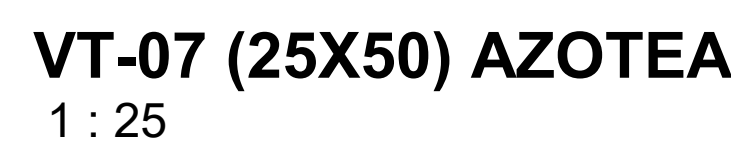
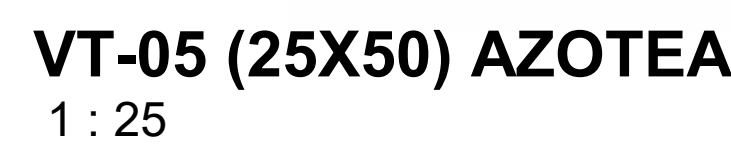
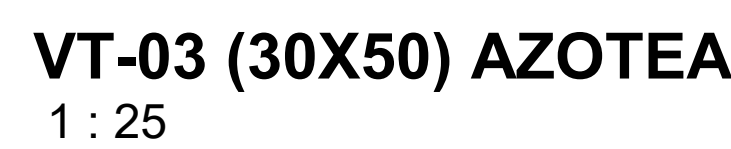
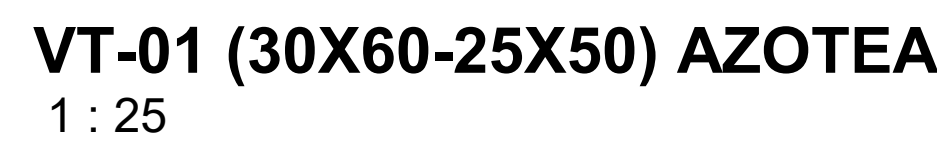
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
1 : 25

DETALLE APOYO VIGA SOBRE VIGA
1 : 25



DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5





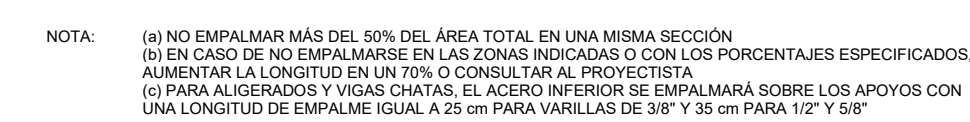
DETALLE DOBLADO DE ESTRIBOS
1 : 5

DETALLE APOYO VIGA SOBRE VIGA
1 : 25



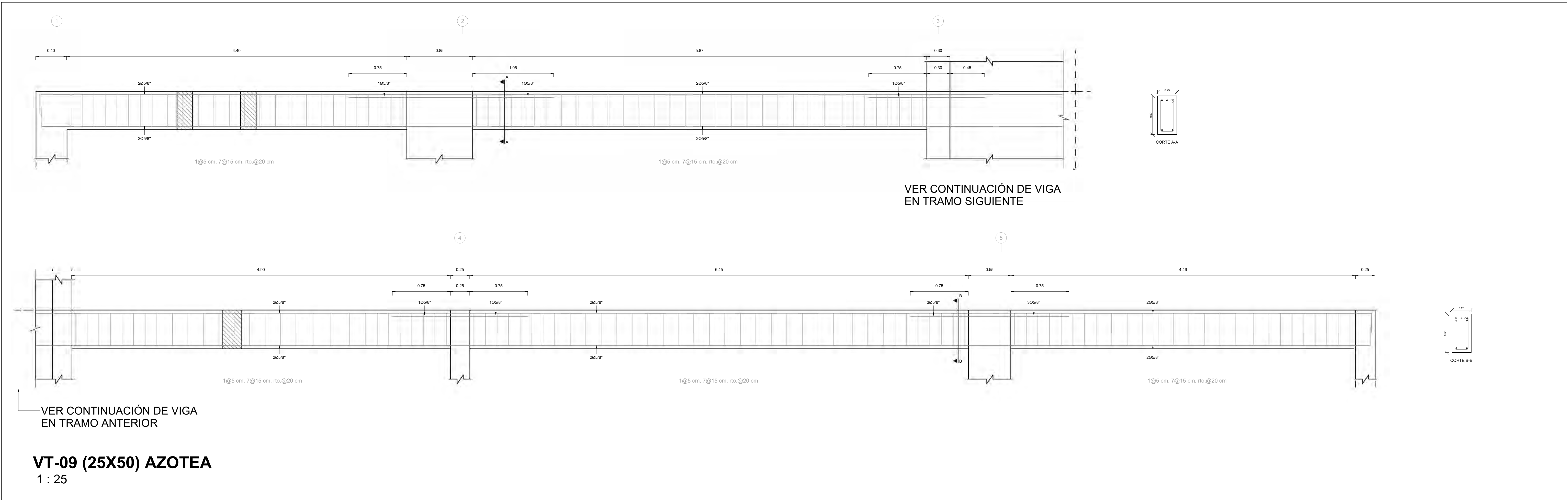
VIGAS PERALTADAS

MURO e ≤ 0.25 m

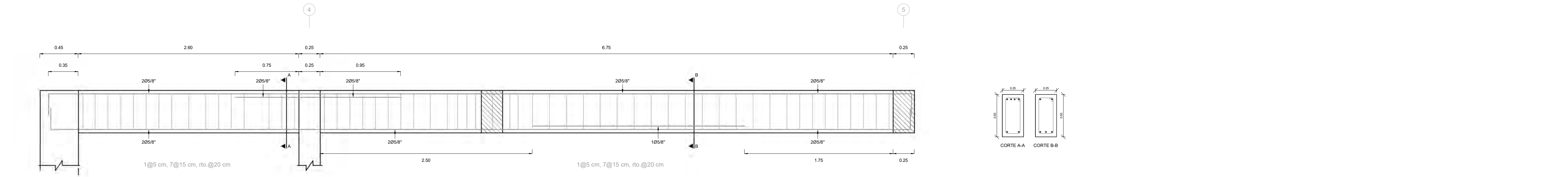


ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS

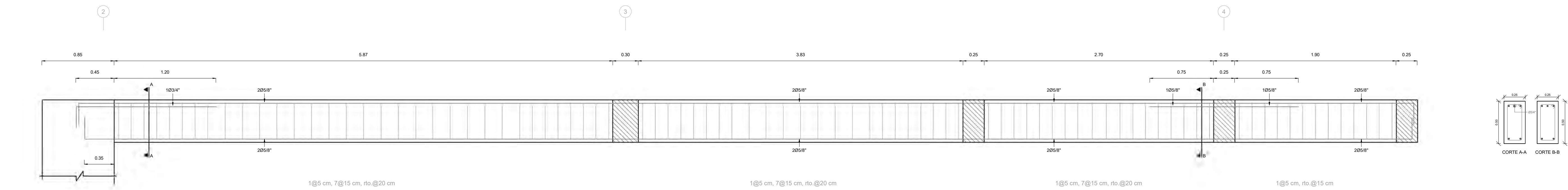
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS



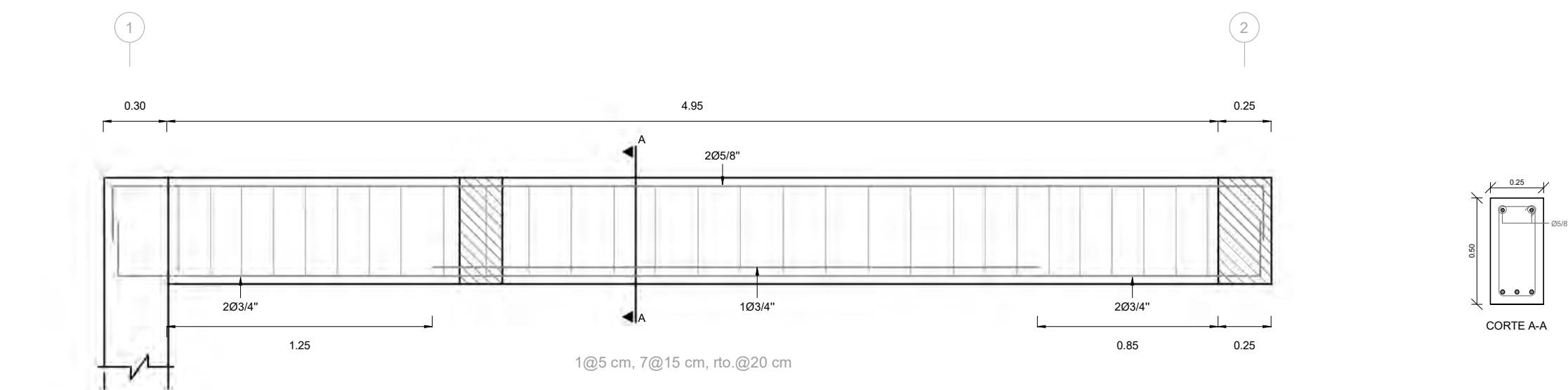
VT-09 (25X50) AZOTEA
1 : 25



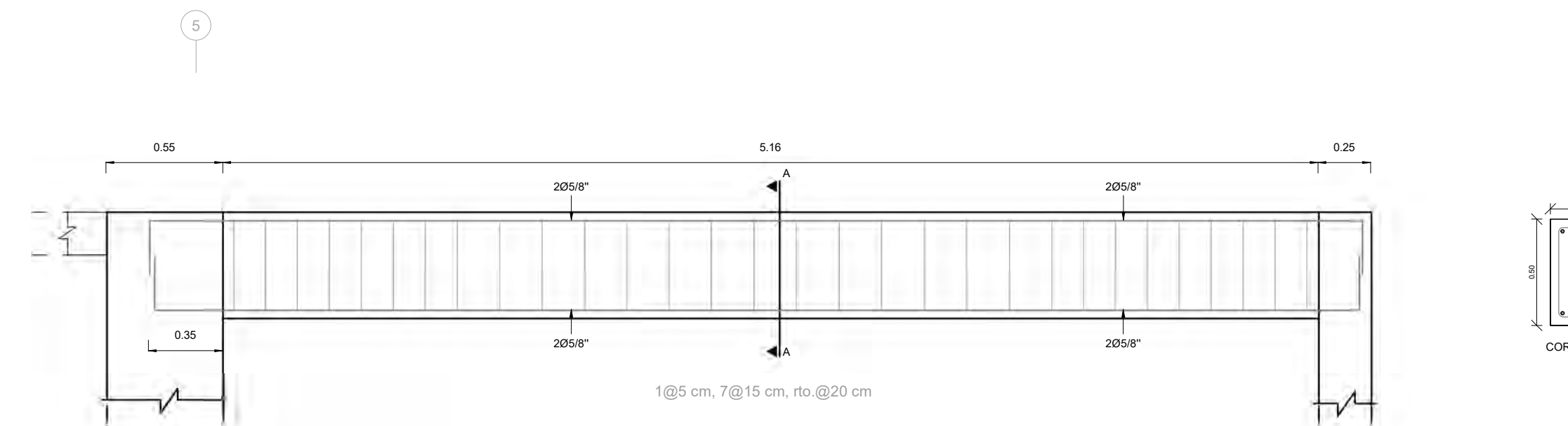
VT-10 (25X50) AZOTEA
1 : 25



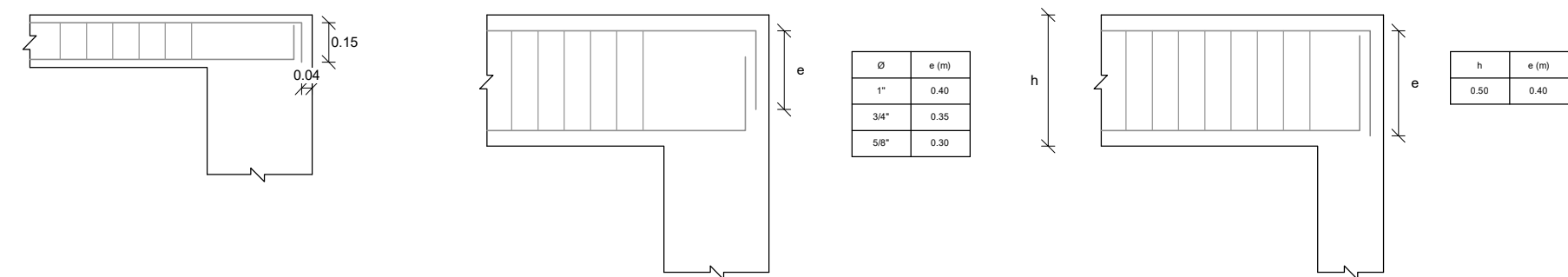
VT-11 (25X50) AZOTEA
1 : 25



VT-12 (25X50) AZOTEA
1 : 25



VT-13 (25X50) AZOTEA
1 : 25



ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS
1 : 25

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS
1 : 25

