

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES

Tesis para optar por el Título de INGENIERO CIVIL presentado por:

Julio Alfredo Tupayachi Molina

Asesor: **Daniel Roberto Quiun Wong**

Lima, junio del 2021



A mi mamá y papá por su apoyo incondicional durante todos estos años de carrera. A mis hermanos por permitirme ser su guía y estar ahí en los momentos más difíciles. A mis abuelas (Blanca y Yola) por siempre motivarme a seguir adelante durante toda mi etapa universitaria. Y a mi enamorada por siempre estar ahí y motivarme a terminar este proyecto.

Gracias a la ayuda y soporte de todos ellos es que he podido llegar hasta aquí.

RESUMEN

El presente trabajo de tesis consta del análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Miraflores. Dicha edificación cuenta con 6 niveles de los cuales 4 se destinan para departamentos, 1 para estacionamientos y lobby, y 1 para azotea y área común. El terreno tiene 560m², en el cual 210m² son de área libre y 350m² son de la proyección del casco estructural, el cual se apoya sobre un suelo de capacidad admisible de 40ton/m², un peso específico de 1.80ton/m³ y un ángulo de fricción de 40°.

El sistema escogido para la vivienda multifamiliar es de muros estructurales los cuales se encuentran distribuidos en el perímetro de la estructura. El sistema de techos consiste en un arreglo de losas aligeradas y macizas en dos direcciones de 20 y 25 cm sostenidas por vigas peraltadas de 60cm. Asimismo, la cimentación del edificio se encuentra separada en dos niveles a 1.20m y 4.00m debajo del nivel +0.00m y consta de la combinación de zapatas aisladas y conectadas por un sistema de vigas de cimentación.

El dimensionamiento y disposición de elementos estructurales del proyecto se hizo en base a lineamientos de la práctica y buscando no generar un impacto notorio en la arquitectura del edificio. De este modo, la distribución y sección de vigas peraltadas y losas fueron obtenidos con respecto a la luz libre entre ejes, mientras que la de las columnas y placas se hizo respecto a la carga de gravedad (carga axial) y sismo (fuerza cortante) a soportar, respectivamente.

El análisis global y local del edificio se hizo generando modelos de cálculo en el programa ETABS. Para los análisis se consideraron los siguientes reglamentos del RNE: la norma E.020 del 2006 para los metrados de cargas de gravedad los modelos locales y globales; la norma E.030 del 2018, para los análisis sísmicos del modelo global; la norma E.050, para determinar las cargas de tierra; y la norma E.070, para el análisis local del cerco perimétrico. Es importante mencionar, que durante todo el análisis se asumió un comportamiento linealmente elástico de los elementos.

El desarrollo diseño estructural de los elementos estructurales se hizo siguiendo el método de resistencia especificados en la norma E.060 para las losas, vigas, columnas, placas, cimientos de concreto armado y el de la norma E.070 para la albañilería confinada del cerco perimétrico.

Finalmente, se hace un análisis de agrietamiento y de deflexiones de la losa aligerada de mayor luz (5.60m), siguiendo lo estipulado en la norma E.060 con respecto al metodología de cálculo y condiciones admisibles.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título: “Análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado en el distrito de Miraflores”.

Área: Estructuras

Asesor: Mg. Daniel Roberto Quiun Wong

Alumno: Julio Alfredo Tupayachi Molina

Código: 20141571

Tema N°:

Fecha: Lima, 15 de enero de 2020

Descripción

Se realiza el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 6 pisos ubicado en el distrito de Miraflores. El terreno tiene 560m², en el cual 210m² son de área libre y 350m² son de la proyección del casco estructural. Asimismo, el proyecto cuenta con lobby de ingreso/estacionamientos (primer piso), 10 departamentos (2 por piso en el piso típico), azotea con tanque elevado y cuarto de bombas/cisterna.

El suelo sobre el que se apoya la estructura tiene una capacidad admisible de 40ton/m², un peso específico de 1.80ton/m³ y un ángulo de fricción de 40°.

Objetivos

El objetivo general del proyecto es el desarrollo de la propuesta de diseño del casco estructural, cumpliendo con los lineamientos de las normativas vigentes en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los objetivos específicos corresponden al análisis/diseño local de los elementos estructurales del edificio y su posterior revisión frente a las condiciones de servicio.

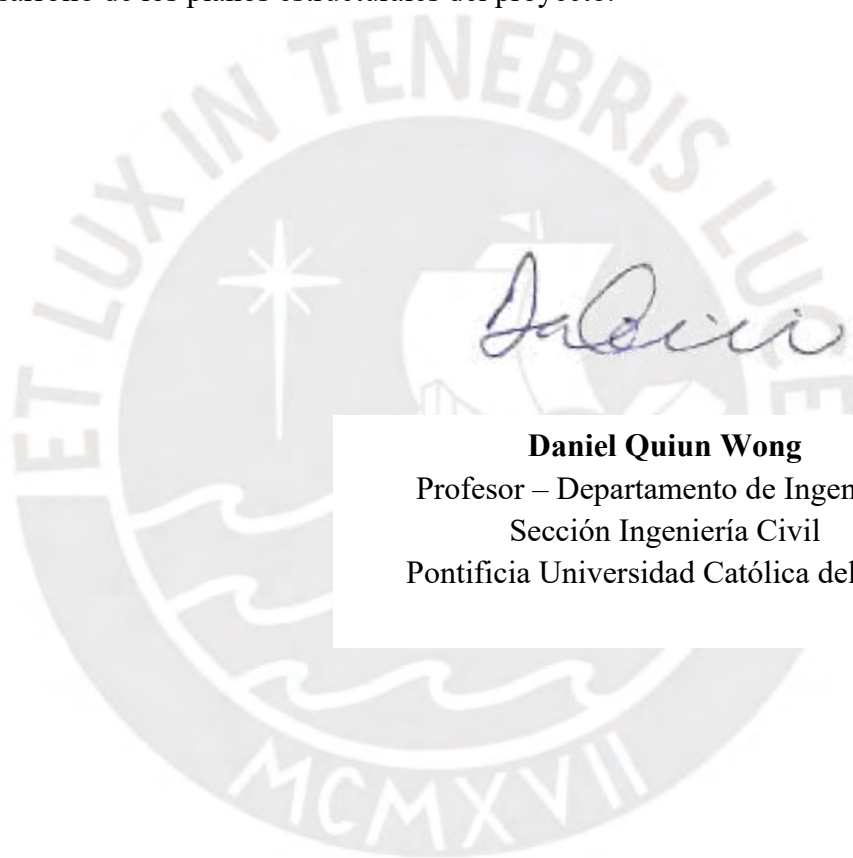
Plan de trabajo

El plan de trabajo del proyecto consta de lo siguiente:

1. Estructuración y dimensionamiento: se definen la posición y dimensiones de los elementos estructurales.



2. Modelamiento y metrado de cargas: se desarrollan los modelos de cálculo globales y locales de la estructura y se asignan las solicitaciones según las normativas vigentes.
3. Análisis estructural: se realizan los análisis por cargas de gravedad y cargas sísmicas, empleando los modelos estructurales.
4. Diseño estructural: se diseñan los elementos del edificio siguiendo el método de resistencia de las normativas vigentes.
5. Verificación de condiciones de servicio: se revisan los elementos por deflexión y agrietamiento.
6. Desarrollo de los planos estructurales del proyecto.



Daniel Quiun Wong

Profesor – Departamento de Ingeniería
Sección Ingeniería Civil
Pontificia Universidad Católica del Perú

INDICE GENERAL

1. GENERALIDADES	8
1.1. Objetivo principal	8
1.2. Objetivos específicos	8
1.3. Alcance del proyecto.....	8
1.4. Justificación	8
1.5. Metodología	8
1.6. Descripción arquitectónica del proyecto	9
1.7. Descripción del suelo	10
2. ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO	12
2.1. Definición del sistema estructural y materiales	12
2.2. Criterios de estructuración	12
2.3. Descripción de la estructuración	13
2.4. Dimensionamiento	16
3. METRADO DE CARGAS Y MODELAMIENTO	24
3.1. Consideraciones para el metrado de cargas	24
3.2. Metrado y modelamiento por tipo de elemento estructural	24
3.3. Modelamiento de la superestructura	36
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	38
4.1. Análisis sísmico de la superestructura.....	38
4.2. Análisis por elemento estructural	48
5. DISEÑO ESTRUCTURAL	72
5.1. Generalidades del diseño por resistencia	72
5.2. Diseño por elemento estructural	77
6. VERIFICACIÓN DE CONDICIONES EXTREMAS Y DE SERVICIO	103
6.1. Control de deflexiones en condiciones servicio	103
6.2. Control de fisuras en condiciones de servicio.....	109
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
8. REFERENCIAS	113
9. ANEXOS	115

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Flujograma del proyecto de tesis.....	9
Figura 2: Plantas arquitectónicas del edificio.....	11
Figura 3: Pórticos del edificio en dirección Y-Y.....	13
Figura 4: Losa maciza en zona de contracción de la planta entre los ejes 5-6.....	14
Figura 5: Distribución de cimientos y muros de contención en la cisterna y el cuarto de bombas.....	15
Figura 6: Distribución de losas en la planta.....	15
Figura 7: Detalle de elementos de tanque elevado.....	16
Figura 8: Dimensiones de los aligerados de la planta.....	17
Figura 9: Áreas tributarias de las columnas en la planta típica.....	19
Figura 10: Detalle de dimensionamiento de cerco perimétrico (elevación).....	23
Figura 11: Modelo de vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.....	25
Figura 12: Área tributaria de la viga V-04(2) en la planta del edificio.....	27
Figura 13: Modelo de cálculo de la viga V-4(2).....	27
Figura 14: Área tributaria de la PL-02 (placa del ascensor).....	29
Figura 15: Modelo de cálculo de la escalera.....	31
Figura 16: Áreas tributarias de elementos de arriostre del cerco perimétrico.....	32
Figura 17: Modelo de cálculo de viga solera en cerco perimétrico.....	32
Figura 18: Modelo de cálculo de columneta en cerco perimétrico.....	33
Figura 19: Planta y cortes de la sección transversal del tanque elevado.....	33
Figura 20: Modelo de cálculo de las secciones del tanque.....	34
Figura 21: Modelo de cálculo de las vigas de apoyo del tanque.....	34
Figura 22: Planta y cortes de la sección transversal de la cisterna y el C.B.....	35
Figura 23: Modelo de cálculo de las secciones de la cisterna y el C.B.....	35
Figura 24: Modelo de cálculo de la superestructura.....	37
Figura 25: Primer modo de vibración en dirección X-X ($T_1=0.56s$).....	38
Figura 26: Segundo modo de vibración torsional ($T_2=0.32s$).....	39
Figura 27: Tercer modo de vibración en dirección Y-Y ($T_3=0.25s$).....	39
Figura 28: DMF de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.....	49
Figura 29: DFC de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.....	49
Figura 30: Secciones de análisis de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.....	49
Figura 31: DMF por área sobre la losa maciza entre los ejes A-B/4-5 en ton-m/m.....	50
Figura 32: DFC por área sobre la losa maciza entre los ejes A-B/4-5 en ton/m.....	50
Figura 33: Secciones críticas de la losa maciza entre A-B/4-5.....	51
Figura 34: Secciones críticas de la viga V-04(2).....	52
Figura 35: Sección transversal y orientación de ejes locales de la columna C/3 (C-01).....	53
Figura 36: Sección transversal y orientación de ejes locales de la placa PL-02.....	54
Figura 37: Resumen del método de Meyerhoff.....	55
Figura 38: Secciones críticas bajo las solicitaciones de una zapata.....	56
Figura 39: Dimensiones de la zapata de la columna D/8 (C-03).....	57

Figura 40: Modelo de cálculo de la viga de cimentación del eje 8.	58
Figura 41: Envolvente de los DMF en condiciones de servicio.....	58
Figura 42: Envolvente de los DFC en condiciones de servicio.	58
Figura 43: DMF y DFC de la escalera.....	59
Figura 44: Esquema de cargas aplicadas sobre el cerco.	63
Figura 45: DMF y DFC de la viga solera.	65
Figura 46: DMF y DFC de la columneta.....	65
Figura 47: DMF y DFC del corte 1-1 del tanque elevado.	66
Figura 48: DMF y DFC del corte 2-2 del tanque elevado.	66
Figura 49: DMF y DFC de la viga paralela al corte 1-1.....	67
Figura 50: DMF y DFC de la viga paralela al corte 2-2.....	68
Figura 51: Modelo del tanque elevado para condiciones sísmicas.	69
Figura 52: DMF y DFC del corte 1-1 del cuarto de bombas.	69
Figura 53: DMF y DFC del corte 2-2 del cuarto de bombas para los casos durante y después de la construcción.	70
Figura 54: Detalle de sección de concreto armado sometida a flexión pura.	74
Figura 55: Detalle de sección de concreto armado sometida a flexo-compresión.	76
Figura 56: Puntos notables y reducción para la construcción de un diagrama de interacción.	77
Figura 57: Detalle de refuerzo a flexión del aligerado entre los ejes 3-4.....	79
Figura 58: Detalle de refuerzo a flexión de losa maciza entre los ejes A-D/4-5.	81
Figura 59: Detalle de refuerzo a flexión de viga V-4.....	84
Figura 60: Detalle de refuerzo a flexo-compresión de la columna C-01.....	85
Figura 61: Detalle de refuerzo a flexo-compresión de la placa PL-02.....	87
Figura 62: Detalle de refuerzo de la placa PL-02.....	90
Figura 63: Detalle de refuerzo de la zapata de la columna D/8 (C-03).....	92
Figura 64: Detalle de refuerzo de la viga de cimentación VC-01.....	94
Figura 65: Detalle de refuerzo de la escalera.	95
Figura 66: Detalle de refuerzo de arriostres de cerco perimétrico.	96
Figura 67: Detalle de refuerzo de refuerzo vertical de columna del tanque elevado.	100
Figura 68: Ubicación de inercias según el tramo de análisis.	104
Figura 69: DMF de una viga con carga uniformemente distribuida (w).	104
Figura 70: Detalle de las secciones críticas del aligerado AD/3-4.....	106
Figura 71: Dimensiones de la sección del aligerado.	106
Figura 72: Distribución triangular de presiones en sección del aligerado de concreto armado.....	110

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Propiedades del suelo del proyecto.	10
Tabla 2: Espesores mínimos de losas nervadas en una dirección para no calcular deflexiones.	17
Tabla 3: Dimensionamiento de columnas.	19
Tabla 4: Características asumidas para dimensionamiento de muros.	20
Tabla 5: Parámetros y cálculo de la cortante estática preliminar.	21
Tabla 6: Verificación del dimensionamiento de placas en la dirección X-X.	21
Tabla 7: Verificación del dimensionamiento de placas en la dirección Y-Y.	22
Tabla 8: Cargas muertas y vivas consideradas para el metrado.	24
Tabla 9: Peso propio del aligerado en función del espesor.	25
Tabla 10: Metrado de cargas sobre vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.	25
Tabla 11: Metrado de cargas sobre la losa maciza entre A-B/4-5.	26
Tabla 12: Metrado de cargas de la viga V-4.	26
Tabla 13: Metrado de columna C-01 por piso.	28
Tabla 14: Parámetros de reducción de carga viva y carga vivía acumulada por piso.	28
Tabla 15: Metrado de cargas de la PL-05 por piso.	29
Tabla 16: Parámetros de reducción de carga viva y carga vivía acumulada por piso.	30
Tabla 17: Metrado de cargas de la escalera.	31
Tabla 18: Metrado de cargas de cerco perimétrico por metro de ancho.	32
Tabla 19: Metrado de cargas del tanque de agua.	33
Tabla 20: Metrado de la cisterna y el C.B.	35
Tabla 21: Periodos y masas efectivas del modelo de cálculo.	40
Tabla 22: Parámetros sísmicos de la estructura.	40
Tabla 23: Factor de amplificación sísmica en ambas direcciones.	41
Tabla 24: Irregulares en altura (Ia) y altura (Ip) de la estructura.	41
Tabla 25: Peso sísmico por piso del edificio.	43
Tabla 26: Comparación de cortantes basales dinámicas y estáticas.	44
Tabla 27: Distribución del cortante sísmico en muros y columnas.	45
Tabla 28: Revisión de hipótesis de irregularidad por Piso Blando.	46
Tabla 29: Revisión de hipótesis irregularidad por Torsión.	46
Tabla 30: Revisión de distorsiones de entrepiso.	47
Tabla 31: Solicitaciones de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.	50
Tabla 32: Solicitaciones de la losa maciza entre los ejes A-B/4-5.	51
Tabla 33: Envoltorio de solicitaciones sobre la viga V-4 en los pisos típicos.	53
Tabla 34: Solicitaciones de la columna C-01 en la base de los pisos 1 y 2.	53
Tabla 35: Solicitaciones de la placa PL-02 en la base de los pisos 1 y 2.	54
Tabla 36: Enumeración de las combinaciones en servicio.	56
Tabla 37: Solicitaciones en condiciones de servicio de la columna de los ejes D/8 (C-03).	57

Tabla 38: Cálculo de esfuerzos de la zapata de la columna D/8 (C-03).	57
Tabla 39: Solicitaciones de la zapata de columna D/8 (C-03).	58
Tabla 40: Fuerzas del modelo de cálculo de la viga de cimentación.	58
Tabla 41: Solicitaciones en la sección crítica de la viga de cimentación.	59
Tabla 42: Solicitaciones de la escalera.	59
Tabla 43: Cargas sísmicas de los componentes del cerco perimétrico.	61
Tabla 44: Fuerzas y momentos, resistentes y actuantes, sobre el cerco perimétrico.	63
Tabla 45: Solicitaciones de la viga solera y columneta.	65
Tabla 46: Solicitación en la sección crítica del sobrecimiento.	66
Tabla 47: Solicitaciones de las secciones críticas y reacciones en los apoyos simples del tanque elevado.	67
Tabla 48: Solicitaciones en las secciones críticas de las vigas de sostenimiento del tanque elevado.	68
Tabla 49: Solicitaciones en la base de las columnas de soporte del tanque elevado.	69
Tabla 50: Solicitaciones de las secciones críticas de la cisterna y el cuarto de bombas.	70
Tabla 51: Cálculo de presiones sobre el suelo de la cisterna y C.B.	71
Tabla 52: Enumeración de combinaciones últimas de la norma E.060.	72
Tabla 53: Factores de reducción según el tipo de solicitud de la norma E.060.	72
Tabla 54: Aceros mínimos y máximos de la losa aligerada (h=25cm).	78
Tabla 55: Diseño a flexión del aligerado entre los ejes 3-4.	79
Tabla 56: Revisión a cortante del aligerado entre los ejes 3-4.	80
Tabla 57: Acero mínimo y malla de losa maciza entre los ejes 4-5.	80
Tabla 58: Diseño a flexión de la losa maciza entre los ejes A-D/4-5.	81
Tabla 59: Revisión a cortante de la losa maciza entre los ejes A-D/4-5.	82
Tabla 60: Diseño a flexión de la viga V-04(2).	82
Tabla 61: Diseño a cortante de la viga V-4.	83
Tabla 62: Diseño a cortante de la viga V-4.	84
Tabla 63: Revisión a cortante de la columna C-01.	86
Tabla 64: Posición de los ejes neutros críticos de la sección respecto a la fibra a compresión.	89
Tabla 65: Factor de amplificación del cortante último.	89
Tabla 66: Diseño por efectos de cortante de la placa PL-02.	90
Tabla 67: Diseño a flexión de la zapata de la columna D/8 (C-03).	92
Tabla 68: Diseño a flexión de la viga de cimentación VC-01.	93
Tabla 69: Diseño a flexión de la escalera.	94
Tabla 70: Revisión a cortante de la escalera.	95
Tabla 71: Diseño a flexión de la viga solera y columneta del cerco perimétrico.	96
Tabla 72: Diseño a corte de la viga solera y columneta del cerco perimétrico.	96
Tabla 73: Diseño a flexión de muros y losas del tanque elevado.	98
Tabla 74: Diseño a cortante de muros y losas del tanque elevado.	98
Tabla 75: Diseño a flexión de las vigas del tanque elevado.	99

Tabla 76: Diseño a corte de las vigas del tanque elevado.....	99
Tabla 77: Cargas últimas sobre la columna del tanque elevado.....	99
Tabla 78: Revisión del aporte del concreto a cortante de la columna del tanque elevado.....	100
Tabla 79: Diseño a flexión de las secciones de los muros del C.B. y cisterna.....	101
Tabla 80: Revisión a corte del muro del C.B. y cisterna.....	102
Tabla 81: Factor de carga sostenida en función del tiempo.....	105
Tabla 82: Deflexiones admisibles de la norma E.060.....	105
Tabla 83: Inercias y momentos de agrietamiento de las secciones del aligerado.....	108
Tabla 84: Inercia efectiva del tramo crítico del aligerado AD/3-4.....	108
Tabla 85: Deflexión máxima del aligerado AD/3-4.....	108



1. GENERALIDADES

1.1. Objetivo principal

El objetivo principal del proyecto es el desarrollo de la propuesta de estructural de un edificio de 6 pisos ubicado en el distrito de Miraflores de la ciudad de Lima.

1.2. Objetivos específicos

- Realizar del análisis estructural del edificio cumpliendo con las especificaciones de las normas E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070.
- Desarrollar el diseño por resistencia de concreto armado de los elementos estructurales según la norma E.060.
- Verificar que los agrietamientos y deformaciones en las condiciones de servicio se encuentren por debajo de los límites establecidos en la norma E.060.

1.3. Alcance del proyecto

El alcance de este proyecto se divide en dos enfoques:

Primero, en el análisis, donde se desarrollan el modelo de cálculo general del edificio y se definen la posición y dimensión de los elementos que lo componen. Estos análisis se hicieron considerando un comportamiento elástico de los elementos estructurales.

Segundo, en el diseño, donde se desarrolla la propuesta estructural del edificio de concreto armado mediante los métodos de diseño por resistencia de las normas vigentes. Adicionalmente, se hace la revisión por deflexiones y agrietamiento en condiciones de servicio de los elementos de mayor luz.

1.4. Justificación

Con respecto al proyecto, la investigación contribuirá en desarrollar modelos de cálculo capaces de predecir las solicitaciones de los elementos estructurales del edificio para distintas condiciones de carga, y el diseño por resistencia permitirá que estos elementos sean capaces de resistirlas.

Con respecto a su aporte académico, se espera que el informe de tesis en sus dos enfoques (análisis y diseño), sea revisado por estudiantes y profesionales para el desarrollo de sus proyectos de diseño estructural.

1.5. Metodología

- Estructuración y dimensionamiento: se definen las ubicaciones de los elementos estructurales en la planta de la estructura. Asimismo, se determinan las dimensiones de

estos satisfaciendo las relaciones carga-dimensión establecidas en los libros de Blanco (1990) y San Bartolomé (1998).

- Modelo y metrado de cargas: se desarrollan los modelos de cálculo de los distintos elementos estructurales (superestructura, losas, zapatas, cerco perimétrico, escaleras, tanque elevado, cisterna) y se realiza el metrado de cargas respectivas según la norma E.020.
- Análisis estructural: se hace un análisis sísmico global de la estructura, que consiste la revisión de modos de vibración y aplicación del espectro de la norma E.030 sobre el modelo de cálculo. Seguido de esto se hace un análisis local de los elementos estructurales del edificio considerando cargas muertas, vivas, de presión de líquidos, de contención y sísmicas.
- Diseño de elementos de concreto armado: se hace una revisión de los procedimientos de diseño por el método de resistencia para efectos de flexión, corte y carga axial establecidos en la norma E.060. Luego de ello, se realiza el diseño de los elementos con las solicitaciones amplificadas del capítulo anterior.
- Verificación de condiciones extremas y de servicio: se hace la revisión por deflexión y agrietamiento máximos de una losa del edificio buscando que los resultados se encuentren por debajo de los límites establecidos por la norma E.060.

A continuación, se presenta el diagrama de flujo del proyecto:

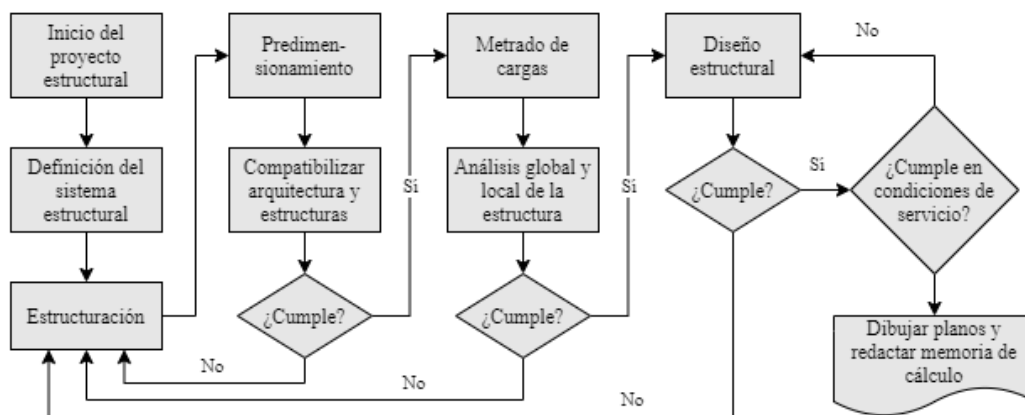


Figura 1: Flujograma del proyecto de tesis.

Fuente: Propia.

1.6. Descripción arquitectónica del proyecto

El proyecto consta de una edificación de 6 niveles ubicada en el distrito de Miraflores. El área total del terreno es de 560m², se divide en 210m² de área libre y 350m² de área techada (dentro del edificio se cuenta con dos ductos de ventilación de 10m² cada uno, estos son considerados como área libre). Debido a que la calle no es paralela a la fachada, el retiro promedio del edificio es de 4.50m. La distribución de plantas, alturas y ambientes son las siguientes:

- **Cuarto de bombas y cisterna:** cuarto que consta de las bombas de agua y la zona de tableros generales y una cisterna con una capacidad de 15m³ (N.P.T.: -3.00m).
- **Primer piso:** lobby de ingreso, 10 estacionamientos (9 privados y 1 de visita), 5 depósitos, un cuarto de basura, SS.HH. de recepción y una habitación para el guardián (N.P.T.: +0.10m).
- **Segundo piso:** 2 departamentos de 155m² (4 dormitorios, 3 baños, cocina, sala-comedor, cuarto de servicio y área libre). (N.P.T.: +3.85m).
- **Piso típico (piso 3 al 6):** 2 departamentos de 145m², (4 dormitorios, 3 baños, cocina, sala-comedor y cuarto de servicio). (N.P.T.: +5.85, 8.65, 11.45m).
- **Azotea:** cuarto de máquinas, tanque elevado y terraza con área común (N.P.T.: +17.05).

Las características de este edificio están conformes con la norma A.020 de vivienda y el Plan Urbano Distrital de Miraflores 2016-2026.

1.7. Descripción del suelo

Debido a que no se cuenta con un EMS o ITS del proyecto, se utilizaron valores referenciales del artículo: Caracterización de suelos granulares gruesos, el caso de la grava de lima. De este documento se extrajeron el ángulo de fricción (40°) y el peso específico del suelo (1.8ton/m²). Asimismo, se consideró una capacidad admisible de 40ton/m².

A partir del ángulo de fricción, se utilizaron las ecuaciones propuestas por Braja Das para determinar los coeficientes de presión en reposo (K_o), activa (K_a) y pasiva (K_p):

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi') = 1 - \text{sen}(40) = 0.357 \quad (1)$$

$$K_a = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan\left(45 - \frac{40}{2}\right) = 0.466 \quad (2)$$

$$K_p = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan\left(45 + \frac{40}{2}\right) = 2.145 \quad (3)$$

Donde: $\phi' = 40^\circ$, es el ángulo de fricción del suelo.

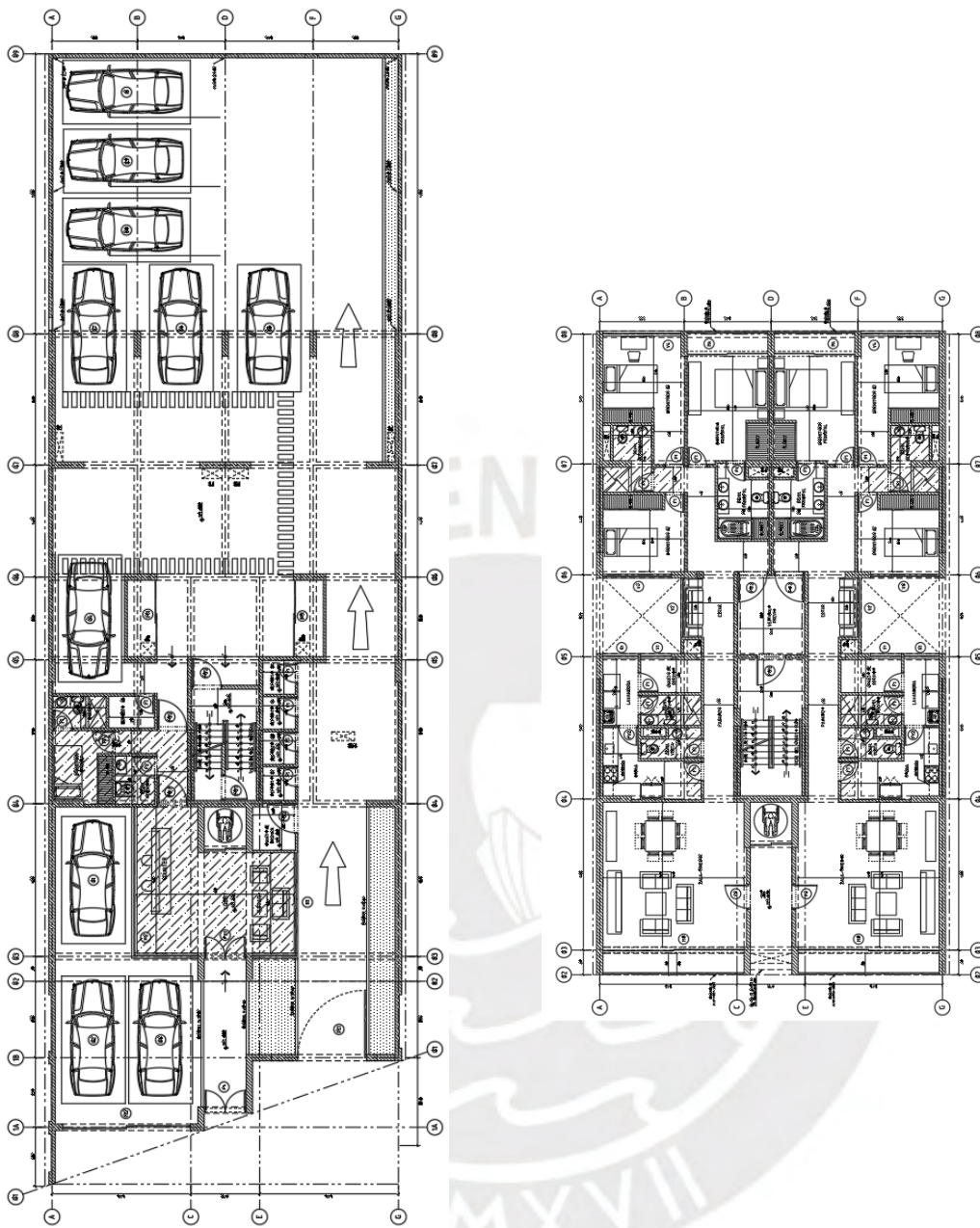
En el siguiente cuadro se puede observar un resumen de las características del suelo:

Tabla 1: Propiedades del suelo del proyecto.

ϕ (°)	40
γ (ton/m ³)	1.8
q _{adm} (ton/m ²)	40
K _o	0.357
K _a	0.466
K _p	2.145

Fuente: Propia.

Seguidamente, se presentan las plantas de arquitectura del proyecto:



(1) Primer piso.

(2) Planta típica.

Figura 2: Plantas arquitectónicas del edificio.

Fuente: Propia.

2. ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO

2.1. Definición del sistema estructural y materiales

El sistema estructural escogido fue de columnas y muros unidos mediante vigas peraltadas y losas aligeradas y macizas. Adicionalmente, se consideró el concreto con una resistencia de 210 kg/cm² y el acero de grado 60 con una fluencia de 4200 kg/cm² para todos los elementos estructurales.

Se asumieron las siguientes propiedades durante el desarrollo del proyecto:

- Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c=210$ kg/cm²
- Deformación unitaria de rotura en el concreto: $\epsilon_c=0.003$
- Módulo de elasticidad del concreto: $E_c=15000 \times \sqrt{210}=217000$ kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y=4200$ kg/cm²
- Deformación unitaria en la fluencia del acero: $\epsilon_y=0.0021$
- Módulo de elasticidad del acero: $E_s=4200/0.0021=2000000$ kg/cm²

2.2. Criterios de estructuración

Se tomaron en cuenta los 8 criterios de estructuración presentes en el libro de Blanco Blasco¹:

- **Simetría:** La planta de arquitectura es simétrica respecto al eje Y-Y, y ligeramente asimétrica respecto al X-X. Con el fin de regular dicha asimetría, se balancearon los elementos estructurales de ambos bloques de manera que el comportamiento de la estructura bajo cargas horizontales fuera uniforme.
- **Resistencia y ductilidad:** A partir del diseño y configuración estructural del edificio, se garantizó la resistencia sísmica y estabilidad en las direcciones X-X y Y-Y. Paralelamente, al diseñar con la fuerza sísmica reducida se otorgó cierto grado de ductilidad a la estructura (Blanco, 1994).
- **Hiperestaticidad:** Los elementos estructurales y formas de apoyo del edificio aseguran su estabilidad e hiperestaticidad.
- **Uniformidad y continuidad de la estructura:** Los elementos estructurales verticales se mantienen continuos en los 6 niveles de la estructura.
- **Rigidez Lateral:** Durante el análisis sísmico se verificó que la distribución de placas y columnas permita que las derivas de entrepiso no superen el límite de 0.007 de la norma de E.030 (2018).

¹ El libro de Blanco Blasco, adicional a los criterios de estructuración, cuenta con un abanico de ejemplos de estructuraciones de distintos proyectos. Entre estos, se encontraron 3 con características similares a las del proyecto (estacionamientos en el primer piso, zona de contracción de la planta, etc.): (1) Edificio multifamiliar de 4 pisos [pp. 57]. (2) Edificio Torres de Limatambo [pp. 64]. (3) Edificio comercial y de Vivienda Inversiones de Paucarpata [pp. 70].

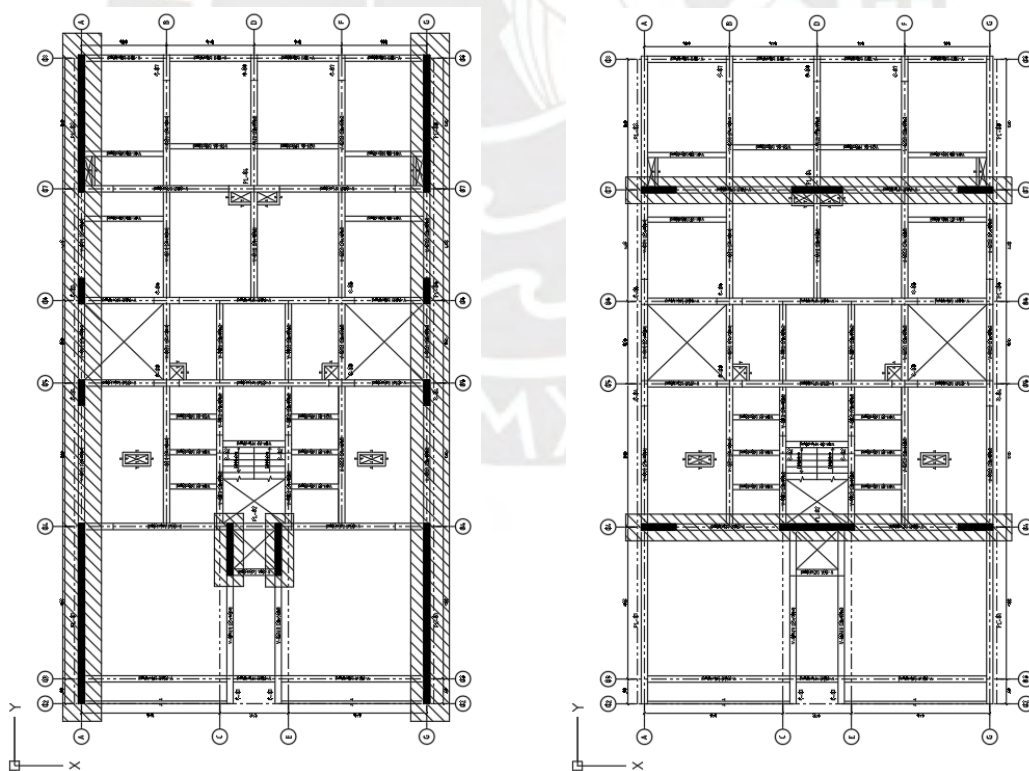
- **Diafragma Rígido:** Dada las dimensiones de la planta del edificio, las losas son consideradas como infinitamente rígidas en su plano de acción. Por ello, durante los cálculos estructurales se les consideró como un diafragma rígido.
- **Elementos no estructurales:** Para el análisis, se aislaron los elementos no estructurales considerándolos como una carga muerta adicional al peso de los elementos de concreto armado.
- **Subestructuras o cimentación:** Dado que se trata de un terreno gravoso se consideraron zapatas aisladas, combinadas y conectadas para las columnas y placas; losa de cimentación en la cisterna; y cimiento corrido en el cerco perimétrico.

2.3. Descripción de la estructuración

Los elementos, columnas y placas, fueron distribuidos de manera que la superestructura tenga un sistema estructural predominante en muros de concreto.

A continuación, se muestran algunas de las consideraciones durante la estructuración:

- Los muros en la dirección Y-Y fueron concentrados en los ejes A y G, mientras que en la dirección X-X en los ejes 4 y 7. En la Figura 3, se han marcado las ubicaciones de los muros de concreto en planta y los pórticos de acción en cada dirección.



(1) Muros en dirección Y-Y.

(2) Muros en dirección X-X.

Figura 3: Pórticos del edificio en dirección Y-Y.

Fuente: Propia.

- Debido a la presencia de cortante producto del desplazamiento relativo entre los bloques entre los ejes 2-5 y 6-8, la losa ubicada entre los ejes 5-6 (la zona de reducción de la planta), se diseñó como una maciza. Asimismo, con el fin de no atraer el cortante sísmico a dicha zona, se colocaron 4 columnas como elementos de apoyo, en lugar de muros estructurales que tienen mayor rigidez. En la Figura 4, se sombrearon la zona de contracción y las columnas de apoyo alrededor.

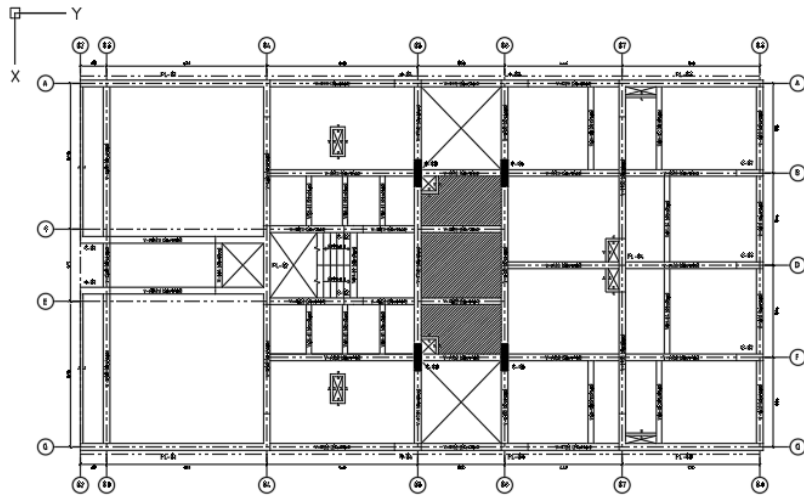
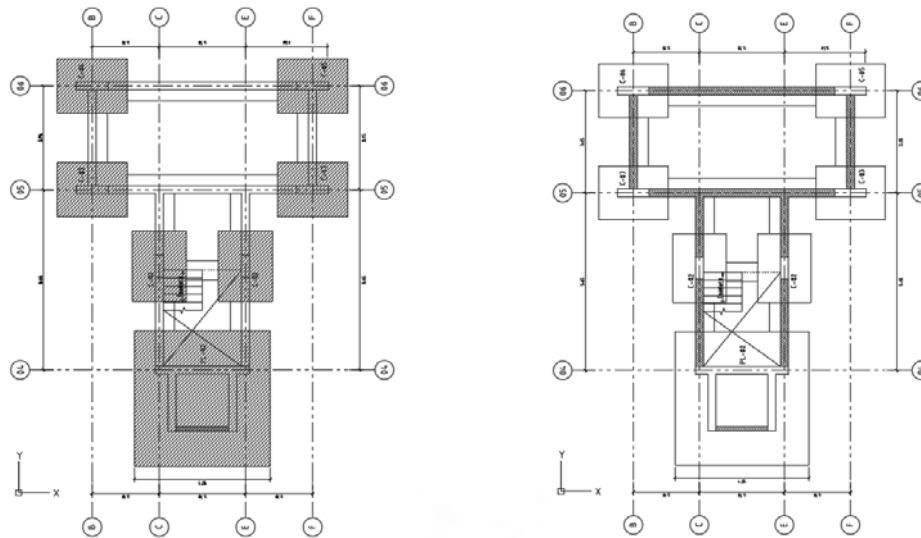


Figura 4: Losa maciza en zona de contracción de la planta entre los ejes 5-6.

Fuente: Propia.

- Adicionalmente, dado el posible desplazamiento relativo entre los bloques 2-5 y 6-8, se balancearon los elementos que aportaban rigidez a cada uno de los bloques de manera que ambos se comportaran de manera sincronizada. Para ello, se modificaron las dimensiones de las placas y las orientaciones de algunas columnas. Como resultados, se redujo el cortante en la zona de contracción y la torsión general del edificio.
- En la cisterna y el cuarto de bombas, se colocaron muros en los bordes para la contención de agua los cuales se apoyaron sobre un cimiento corrido y una losa de cimentación. Asimismo, dado que las columnas de los ejes B/4-5 y F/5-6, y la placa PL-02, llegan hasta el nivel de piso de la cisterna y cuarto de bombas, se apoyaron sobre zapatas aisladas. Esto se hizo con la finalidad de no generar esfuerzos cortantes considerables en el cimiento corrido y la losa de cimentación previstos para la cisterna y el cuarto de bombas. En la siguiente figura, se sombrearon la ubicación las zapatas de las columnas y placas y los muros de borde en dicho nivel.



(1) Ubicación de pies de zapatas debajo de elementos estructurales.

(2) Distribución de muros de contención en cisterna y cuarto de bombas.

Figura 5: Distribución de cimientos y muros de contención en la cisterna y el cuarto de bombas. Fuente: Propia.

- Con respecto a la distribución de losas, se instalaron losas macizas en la zona de contracción, en las zonas de alto tránsito de tuberías (como lo eran la cocina y los baños) y en los volados de los balcones. En el resto de ambientes (habitaciones, pasadizos y sala), se instalaron losas aligeradas con viguetas en la dirección del eje X-X, paralelo a la fachada. Cabe mencionar que se colocaron vigas chatas debajo de los tabiques paralelos a los nervios del aligerado. En la siguiente figura, se presenta la distribución de losas, donde el área sombreada corresponde a las losas macizas y la zona en blanco las losas aligeradas.

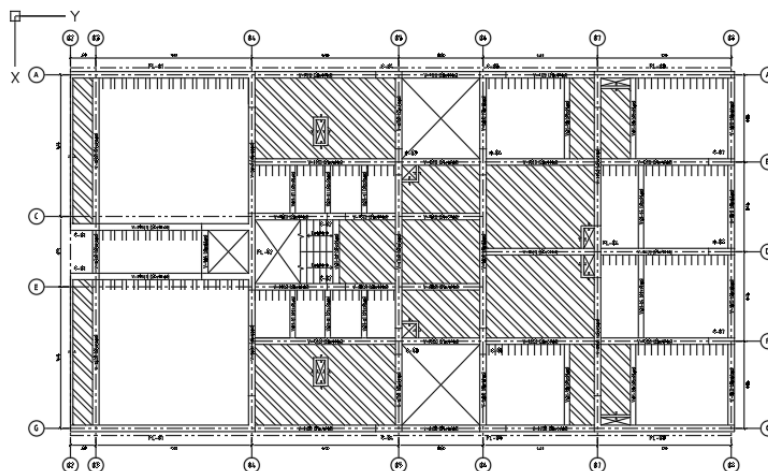


Figura 6: Distribución de losas en la planta.

Fuente: Propia.

- Con respecto al cerco perimétrico, se hizo de albañilería confinada apoyada sobre cimientos corridos. Asimismo, se le consideró un sobrecimiento de 1.10m tal que la primera hilada del muro de albañilería esté 50cm sobre el nivel +0.00m.

- Con respecto al tanque elevado, los muros y losas se consideraron de concreto armado, dada su propiedad de baja permeabilidad. Asimismo, los muros se apoyaron sobre vigas peraltadas que transmitieron la carga a la placa PL-02 y las columnas C-02 de la escalera. La siguiente figura corresponde al corte 2-2 de los planos de arquitectura, donde se señalan los elementos de apoyo del tanque.

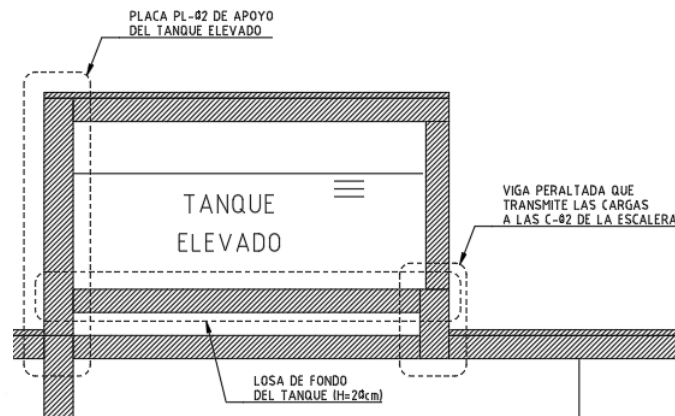


Figura 7: Detalle de elementos de tanque elevado.
Fuente: Propia.

2.4. Dimensionamiento

En orden de establecer la configuración estructural del edificio, se asignaron dimensiones preliminares a los elementos estructurales en base a distintos criterios, los cuales se basan en recomendaciones prácticas, válidas para edificaciones de configuraciones regulares. Los criterios utilizados se extrajeron del libro de Blanco Blasco, del libro de San Bartolomé y de la norma E.060.

2.4.1. Losas aligeradas

Se dimensionaron dos peraltes de losas aligeradas: el primero para las viguetas ubicadas entre los ejes 3 y 4, y el segundo para las viguetas entre los ejes 4-8. Esto se hizo ya que las luces máximas respectivas para el primer y segundo grupo eran de 5.60 y 3.10 m, respectivamente.

Según Blanco Blasco, para luces comprendidas entre 5 y 6.5 m se puede considerar un peralte de 25 cm; mientras que para luces menores a 4 m se considera un peralte de 17 cm. Por lo tanto, se instaló un peralte de 25 y 20 cm, para el primer y segundo grupo, respectivamente.

Adicionalmente, la norma E.060 en 9.6.1, establece los peraltes mínimos de losas aligeradas a partir de los cuales no es necesario calcular las deflexiones en servicio. Estos peraltes son una fracción de la luz libre y están en función de las condiciones de apoyo de la estructura.

En la Tabla 2, se presenta un resumen de lo establecido por la norma E.060:

Tabla 2: Espesores mínimos de losas nervadas en una dirección para no calcular deflexiones.

Condición de apoyo	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten elementos no estructurales susceptibles a dañarse por deflexiones grandes.			
Vigas y losas nervadas en 1 dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8
L: Luz libre de la losa aligerada				

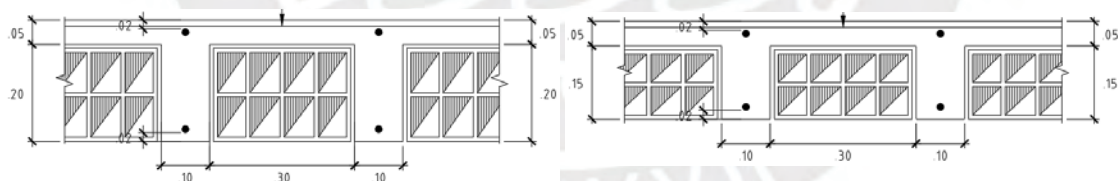
Fuente: Norma E.060.

Dado que en ambos grupos las luces máximas corresponden a viguetas que se encuentran en los extremos de la estructura, la condición de apoyo según la tabla de la norma sería “con un extremo continuo”, con lo que a la losa le corresponde un peralte equivalente a una fracción de de 18.5 de la luz libre. De este modo, se obtuvo que los peraltes para no calcular deflexiones eran de 30 (5.6/18.5) y 16 cm (3.1/18.5), para el grupo 1 y 2, respectivamente.

Debido a que el primer grupo no cumple con la condición de la tabla, en capítulos posteriores, se revisaron las deflexiones en los puntos críticos del aligerado.

Seguidamente, partiendo de los peraltes escogidos, se seleccionaron los ladrillos de techo de 30x30x20 y 30x30x15 cm para el grupo 1 y 2, respectivamente. De esta forma, se obtuvo una losa de 5 cm y nervios de 10cm de ancho por 20 y 15 cm de peralte para cada grupo.

A continuación, se muestra la sección final de los aligerados:



(1) Aligerado de 25 cm (grupo 01).

(2) Aligerado de 20 cm (grupo 02).

Figura 8: Dimensiones de los aligerados de la planta.

Fuente: Propia.

2.4.2. Losas macizas

Para el dimensionamiento se consideró el paño ubicado entre los ejes A-B/4-5 y se estimó el espesor de la losa en base a los dos criterios que figuran en el libro de Blanco Blasco:

- El espesor en función de la luz libre: la luz libre máxima en la planta era de 5.40m; por lo tanto, le corresponde un espesor de 15 cm dado que se encuentra entre 4.00 y 5.50m.
- El espesor como una fracción del perímetro de la losa: El perímetro máximo de la planta fue de 17 m, por lo que el espesor se dimensionó con la siguiente operación:

$$h = \frac{17}{180} = 9.40 \text{ cm} \quad (4)$$

Adicionalmente, la norma E.060 en 9.6.3.2, establece que, para losas diseñadas sin ábacos, el espesor mínimo es la luz máxima dividida entre 33:

$$h = \frac{5.40}{33} = 16.36 \text{ cm} \quad (5)$$

De esta manera, se obtuvo que el espesor mínimo requerido era de 16.36cm por lo que se escogió un peralte de 20 cm, similar al del grupo 02 de las losas aligeradas.

2.4.3. Vigas peraltadas

Según Blanco Blasco, peralte de la viga se dimensiona dividiendo la luz libre máxima entre 10. En el proyecto, la luz libre máxima se encuentra entre los ejes 6/B-F con un total de 5.90 m. Después de esta, le siguen las vigas de los ejes 3/A-D y 3/F-I con 5.60 m, las demás vigas se encuentran por debajo de los 5.50 m.

$$h = \frac{5.90}{10} = 59 \text{ cm} \quad (6)$$

A partir de la ecuación (6), se dispuso que el peralte de las vigas fuera de 60cm.

Asimismo, la E.060 en 21.5.1.3., se establece que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm para poder actuar en pórticos de manera sismorresistente. Blanco Blasco, por su parte, menciona que el ancho de la viga debe encontrarse entre el 30 y 50% del peralte, siendo 18 y 30 cm, respectivamente. Por lo tanto, se estableció que en ancho de las vigas en 25cm.

Finalmente, según la Tabla 2, la norma E.060 establece que si el peralte cumple el mínimo de $L/16$ no es necesaria la verificación por deflexiones. Dado que el peralte mínimo según la norma es de 36.87cm ($5.90/16$), menor al peralte de la viga, no se hizo el control de deflexiones de vigas.

2.4.4. Columnas

Según Ottazzi (2018), si la influencia de carga axial es superior a la de momento flector, bajo ciertos parámetros ($e/h < 0.15$), se puede realizar el dimensionamiento considerando una falla a compresión. De este modo, se asumió que las columnas presentarían falla a compresión, debido a que la responsabilidad sísmica del edificio descansa sobre los muros de concreto, generando que el momento en las columnas, en condiciones sísmicas, se reduzca considerablemente.

Para tal caso, Blanco (1990) propone la siguiente expresión para el dimensionamiento²:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45 \times f_c} \quad (7)$$

² La ecuación (4) se deduce de suponer una falla a compresión, con cargas no amplificadas, de una columna de concreto simple utilizando el modelo de falla del bloque de compresiones de Whitney con una distribución de presiones de $0.85f_c$.

La ecuación (7) también dispone de una carga en servicio ($P_{servicio}$). Esta reacción se determinó suponiendo una carga distribuida de 1 ton/m² sobre la planta del edificio. De esta manera, en todos los pisos, se obtuvo la carga en servicio y el área requerida de cada sección. A continuación, se muestra un boceto de las áreas tributarias (A_t) de las columnas en la planta típica del edificio y la Tabla 3 muestra las magnitudes de áreas requeridas (A_r) e instaladas (A_{inst}) de cada sección.

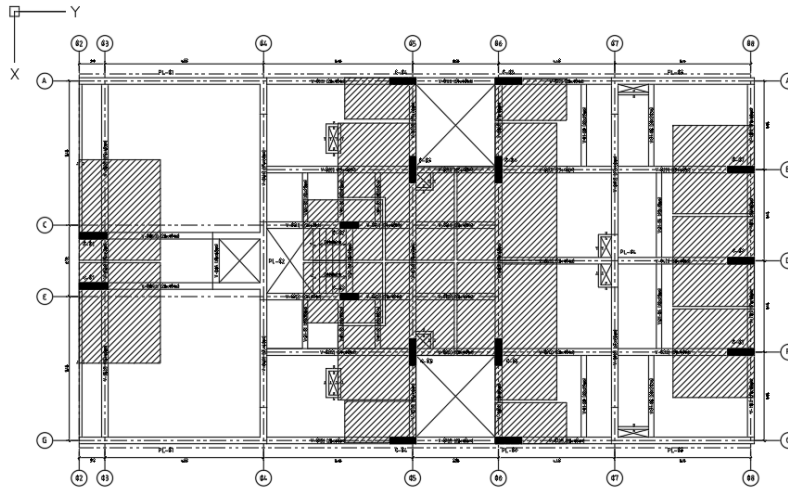


Figura 9: Áreas tributarias de las columnas en la planta típica.
Fuente: Propia.

Tabla 3: Dimensionamiento de columnas.

Ejes	A_t	P/piso	P_{total}	A_r	A_{inst}	Sección
	m ²	ton	ton	cm ²	cm ²	cmxcm
C/3, E/3	11.23	11.23	67.38	713	2750	25x110 (C-01)
C/(4-5), E/(4-5)	3.80	3.8	22.8	241	1750	25x70 (C-02)
B/5, F/5	5.65	5.65	33.9	359	2500	25x100 (C-03)
A/5, G/5	15.53	15.53	93.18	986	2500	25x100 (C-03)
B/6, F/6	4.11	4.11	24.66	261	2500	25x100 (C-03)
A/6, G/6	16.72	16.72	100.32	1062	2500	25x100 (C-03)
B/8, F/8	10.14	10.14	60.84	644	2500	25x100 (C-03)
D/8	9.99	9.99	59.94	634	2500	25x100 (C-03)

Fuente: Propia.

En el caso de las columnas de los ejes B/5, F/5, A/5, G/5, B/6, F/6, A/6 y G/6 se han escogido secciones de dimensiones superiores dado que estas rodean el ducto de iluminación y sostienen la zona de la contracción de la planta.

2.4.5. Placas

El dimensionamiento consistió en determinar el ancho y largo de las placas:

Por un lado, para el ancho de los muros, la norma E.060 en 21.9.3.2. establece que los muros no tendrán un ancho menor a 1/25 de la altura de elementos que proporcionen apoyo lateral ni menor

a 15 cm; mientras que en 21.9.3.4. menciona que el espesor mínimo en muros de sótanos será de 20 cm. Dado que la altura máxima de piso a fondo de techo era de 2.80 m se determinó el espesor mínimo propuesto por la norma E.060:

$$e_{\min} = \frac{2.80}{25} = 11.20 \text{ cm} \quad (8)$$

Se estableció el ancho del muro como el máximo entre 15 cm, 20 cm, el resultado de la ecuación (8), y el ancho de las vigas, obteniéndose 25 cm.

Por otro lado, para estimar el largo de las placas se determinó el cortante estático preliminar considerando una carga distribuida de 1.25 ton/m² sobre las plantas del edificio. Luego, dicho cortante fue distribuido entre los muros de manera proporcional a su longitud, y se verificó si las dimensiones de cada uno eran capaces de resistir las solicitaciones.

Primero, se determinó el cortante estático preliminar del edificio utilizando las siguientes ecuaciones³:

$$V_{\text{prelim}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P_{\text{prelim}} \quad (9)$$

$$C = 2.5, T < T_p \quad (10)$$

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{17}{60} = 0.28s \quad (11)$$

Donde: C=2.5, factor de amplificación sísmica; T_p, periodo que define el fin de la zona con C=2.5; T, periodo fundante de vibración aproximado del edificio; h_n=17m, altura total del edificio; C_t=60, es la fracción de la altura que permite calcular el periodo fundamental de vibración para el caso de muros, según la norma E.030 en 28.4.1.

Seguidamente, se muestra un resumen de las características preliminares del edificio que se utilizaron para determinar el cortante.

Tabla 4: Características asumidas para dimensionamiento de muros.

Característica	Primer Piso	Piso Típico
# pisos	1	5
Área (m ²)	354	334
Peso total(ton)	443	2087
P _{prelim.} (ton)	2529	

Fuente: Propia.

Con el peso del edificio, se calculó la cortante estática preliminar usando la ecuación (9):

³ Las ecuaciones (9) y (10) se tomaron de 28.2.1. y 14 de la norma E.030. Las magnitudes y significados de las constantes mostradas son discutidas en la sección de Análisis Sísmico.

Tabla 5: Parámetros y cálculo de la cortante estática preliminar.

Parámetros	Símbolo	X-X	Y-Y
Factor de zona	Z	0.45	0.45
Categoría de la edificación	U	1.00	1.00
Factor de suelo	S	1.00	1.00
Periodo del suelo (s)	Tp	0.40	0.40
Periodo del edificio (s)	T	0.28	
Factor de amplif. Sísmica	C	2.50	
Factor de reducción	R	6	
Coefficiente sísmico	ZUCS/R	0.19	0.19
Peso prelim. del edificio (ton)	Pprelim	2529	
Cortante basal preliminar (ton)	Vprelim	474	474

Fuente: Propia.

Luego, el cortante basal se distribuyó en cada dirección proporcional al largo de cada placa. Es preciso señalar que, para cada caso de análisis, solo se consideraron las placas con plano de acción paralelo a la dirección de aplicación del cortante.

Para determinar la resistencia máxima a cortante de la sección, se utilizó la siguiente expresión propuesta por Ottazzi. Cabe mencionar que la expresión contempla los efectos de la armadura de acero máxima en el elemento.

$$\phi V_n = \phi \times (2.1 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d + 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d) \quad (12)$$

Donde: $\Phi=0.85$, coeficiente de reducción de resistencia; $d=0.8L$, el peralte efectivo siendo una proporción de la longitud de la placa; $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, resistencia del concreto a la compresión; $b=25 \text{ cm}$, ancho típico de las placas de concreto en el edificio.

Con la expresión anterior y los valores de cortante estático en cada dirección de la Tabla 5, se revisaron las dimensiones de las placas en las direcciones X-X y Y-Y, las cuales se muestran en la Tabla 6 y Tabla 7, respectivamente.

Tabla 6: Verificación del dimensionamiento de placas en la dirección X-X.

Ejes (Placa)	L	d=0.8L	% de Vest	Vest	ϕV_n
	M	m		ton	ton
4/A (PL-01)	1.38	1.10	13%	63	89
4/C-E (PL-02)	2.90	2.32	28%	132	188
4/G (PL-01)	1.38	1.10	13%	63	89
7/A (PL-03)	1.38	1.10	13%	63	89
7/D (PL-04)	2.00	1.60	19%	91	130
7/G (PL-03)	1.38	1.10	13%	63	89
Σ Total	10.40	8.32	100%	474	674

Fuente: Propia.

Tabla 7: Verificación del dimensionamiento de placas en la dirección Y-Y.

Placa	L	d=0.8L	% de Vest	Vest	ϕV_n
	m	m		ton	ton
A/2-4 (PL-01)	7.10	5.68	24%	116	460
C-E/4 (PL-02)	4.10	3.28	14%	67	266
G/2-4 (PL-01)	7.10	5.68	24%	116	460
A/7-8 (PL-03)	5.40	4.32	19%	88	350
G/7-8 (PL-03)	5.40	4.32	19%	88	350
Σ Total	29.10	23.28	100%	474	1885

Fuente: Propia.

En las tablas anteriores, se pudo observar que las resistencias de las secciones eran mayores que sus solicitaciones, por lo que se cumplió con el dimensionamiento.

2.4.6. Escaleras

Se dimensionó la escalera según lo establecido en la norma A.010, para las dimensiones mínimas y máximas de los pasos, contrapasos, ancho de garganta y descansos:

- Los pasos deben de tener una altura máxima de 18 cm; al tener un total de 16 pasos en la planta típica distribuidos en una altura de 2.80 m de entrepiso, se obtuvo una altura de 17.50 cm cada paso.
- La suma de 2 contrapasos y 1 paso debe de estar dentro del rango de 60-64 cm y el paso debe ser 25 cm como mínimo; con la medida del contrapaso y el límite inferior de 60 cm, se estableció que la medida del paso fuera de 25 cm.
- El ancho de garganta se estima como 1/25 de la luz libre; la escalera tiene una luz de 3.25 m con lo que se obtuvo un ancho de garganta de 13 cm. Sin embargo, se asumió un ancho de 15 cm por facilidades constructivas (instalación de doble malla de acero en el tramo inclinado).

2.4.7. Cerco perimétrico

Según San Bartolomé, los muros que se dimensionen con amarre de sogas y hechos con ladrillo King Kong (KK) satisfacen la relación de esbeltez $h/t=20$. Por lo tanto, considerando que se utilizaron ladrillos KK, los cuales tienen un ancho comercial de 13 cm, se determinó que la altura máxima permisible de la albañilería era de 2.60 m.

Para esto, según los cortes de arquitectura, se tuvo que la altura del cerco era de 3.10m, descontando el peralte de la viga solera (0.20m) y la altura del sobrecimiento sobre el nivel +0.00m (0.50m), se obtuvo una altura de albañilería de 2.40m, menor a la máxima permisible, por lo que cumple con el dimensionamiento.

Como se mencionó anteriormente, el cerco se apoyaba sobre un sobrecimiento de 15x110cm y un cimiento corrido de 60x60cm, con un nivel final de cimentación de N.F.C.=-1.20m.

Para los elementos de confinamiento, la norma E.070 en 20.3., menciona que las columnetas y vigas soleras tendrán como mínimo el espesor efectivo del muro; y en 20.5., establece que las columnas de confinamiento tendrán un peralte mínimo de 15 cm. Por lo tanto, se asumieron vigas soleras de 15x20cm (anchoxperalte) y columnetas de 25x15cm (anchoxprofundidad).

Con respecto a la distribución de tramos del cerco en la planta, se consideraron tramos de 2 paños obteniéndose un total de 6. Los tramos más largos se encuentran en el eje 9, donde la longitud del paño de albañilería es de 3.00m.

Adicionalmente, la E.070 en 20.1 (b), establece que la distancia entre ejes de columnas no debe de ser mayor que 5m o 2 veces la distancia entre elementos horizontales de refuerzo (4.80m). Considerando el ancho máximo del paño de 3.00m y adicionándole las distancias a los ejes de las columnetas (0.125m por cada columneta) se tiene un total de 3.50m de distancia entre ejes, menor al máximo permisible.

A continuación, se muestra un esquema del muro de albañilería confinada las longitudes L corresponden al ancho variable del paño en función del tramo que se tenga.

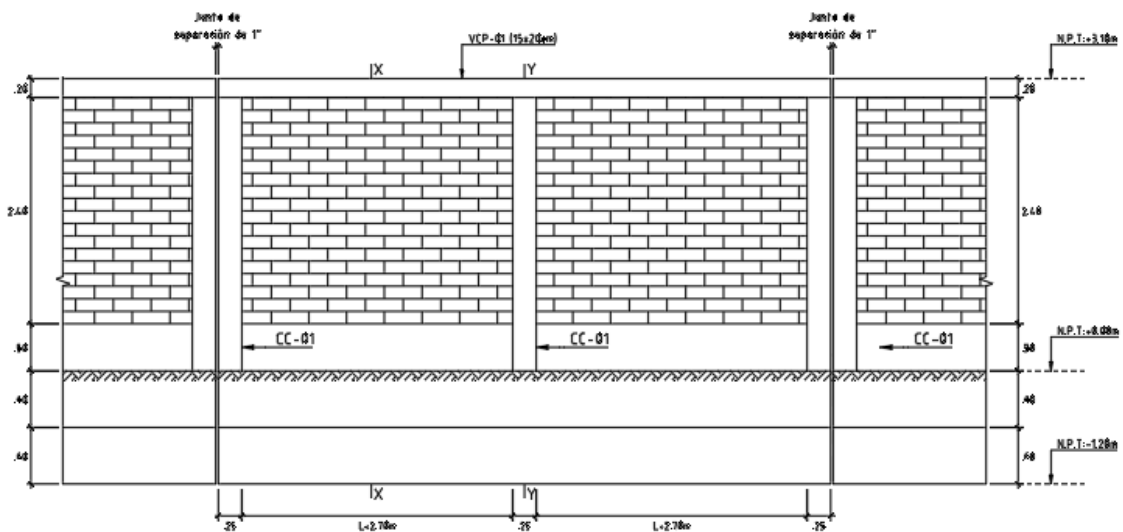


Figura 10: Detalle de dimensionamiento de cerco perimétrico (elevación).

Fuente: Propia.

3. METRADO DE CARGAS Y MODELAMIENTO

3.1. Consideraciones para el metrado de cargas

Las solicitaciones por gravedad de los elementos estructurales se dividen en cargas muertas, que actúan constantemente a lo largo del tiempo (materiales, maquinarias, etc.), y cargas vivas, que fluctúan en magnitud a través del tiempo (tránsito peatonal, tabiquería móvil, etc.). Las asignaciones de dichas cargas a los elementos estructurales es lo que permite finalmente su diseño.

La norma E.020, en su anexo 01, presenta un listado de materiales con sus pesos respectivos. Asimismo, en 6.1 y 7.1, presenta ciertas aclaraciones sobre la carga viva en viviendas y en techos de azotea, respectivamente. A continuación, se muestra una tabla resumen con las cargas de la norma E.020 que se utilizaron en el metrado.

Tabla 8: Cargas muertas y vivas consideradas para el metrado.

Carga Muerta		Carga Viva	
Material	P.U. kg/m ³	Sobrecarga (s/c)	w kg/m ²
Concreto Armado	2400	s/c vivienda	200
Concreto Simple	2000	s/c esc. y pasadizos	200
Albañilería	1800	s/c azotea	100
Líquidos (Agua)	1000	s/c estacionamiento	250

Fuente: Norma E.020

Por otra parte, se realizaron ciertas consideraciones para simplificar el metrado:

- Distribución de áreas tributarias según el tipo de losa: Por un lado, las losas aligeradas transmitían las cargas a través de los nervios, y dado que las viguetas se orientaron en un solo sentido, no todos los elementos de contorno soportaban la losa. Por otro lado, la losa maciza al trabajar en dos direcciones, debido a sus refuerzos, se consideró que las áreas tributarias se repartían en forma de sobre (San Bartolomé, 1998).
- Vigas rotuladas en los extremos: Se rotularon las vigas para simplificar la distribución de carga axial indirecta sobre las columnas. En otras palabras, los nodos de la estructura fueron considerados como simples, lo que anuló la transferencia de momentos flectores.

3.2. Metrado y modelamiento por tipo de elemento estructural

El procedimiento consistió en asignar las cargas de la Tabla 8 sobre la planta del edificio, y distribuirlas a los elementos estructurales por medio de las áreas tributarias.

3.2.1. Losas aligeradas

Las cargas de los aligerados se midieron por metro lineal y fueron distribuidas a lo largo de las viguetas. El área tributaria que cubrían los nervios era equivalente a su ancho de 40 cm, y estaba alineada a su propio eje.

En el caso del peso propio del aligerado, se utilizaron las cargas distribuidas propuestas en la norma E.020, las cuales dependen del peralte de la losa:

Tabla 9: Peso propio del aligerado en función del espesor.

Espesor del aligerado [cm]	20	25
Peso propio [kg/m ²]	300	350

Fuente: Norma E.020.

Seguidamente, se presenta la Tabla 10 con las cargas consideradas (w) en el metrado de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4 y la Figura 11 con el modelo de la vigueta incluyendo las cargas:

Tabla 10: Metrado de cargas sobre vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.

Descripción	w repartida	w lineal
	kg/m ²	kg/m
Peso propio de aligerado (h=25cm)	350	140
Piso terminado (5cm)	100	40
s/c vivienda	200	80
s/c pasadizo	200	80

Fuente: Propia.

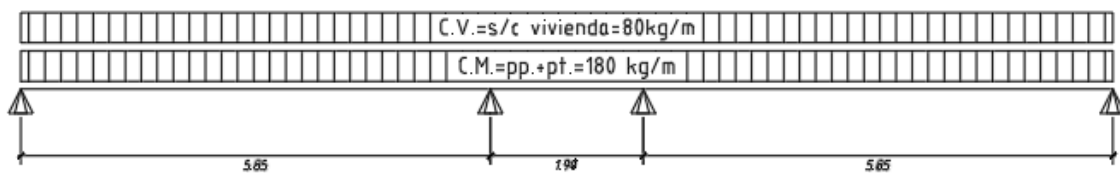


Figura 11: Modelo de viga del aligerado entre los ejes 3-4.

Fuente: Propia.

3.2.2. Losas macizas

Durante el metrado de losas macizas se consideraron las cargas distribuidas por área sobre el paño analizado (peso propio, piso terminado, etc.), y las cargas lineales provenientes de la tabiquería.

En la siguiente tabla, se presentan las cargas consideradas en la losa maciza de los ejes A-B/4-5:

Tabla 11: Metrado de cargas sobre la losa maciza entre A-B/4-5

Descripción	w repartida	w lineal
	kg/m ²	kg/m
Peso propio de maciza (h=20cm)	480	0
Piso terminado (5cm)	100	0
Peso tabiquería (t=10cm, h=2.60m)	0	468
s/c vivienda	200	0
s/c pasadizo	200	0

Fuente: Propia.

3.2.3. Vigas peraltadas

El metrado de las vigas, por su parte, se realizó automáticamente a través del modelo general de la estructura, distinto al metrado de losas aligeradas y macizas que se hizo independiente para cada elemento.

A manera de ejemplificación, se presenta el metrado de cargas de la viga V-04(2) del piso típico ubicada en los ejes E/6-8. Cabe mencionar que el metrado de la viga se hizo por tramos y considerando los aportes de las losas macizas, aligeradas y tabiquerías, por lo que se tendrán cargas lineales (w lineal), trapezoidales (w trapezoidal), y cargas puntuales (P puntual).

Tabla 12: Metrado de cargas de la viga V-4.

Descripción	Unidades	Distribución	Carga
Cargas generales			
Peso propio de viga (25x60cm)	kg	w lineal	360
Tramo 6-7			
Peso losa maciza (h=20cm)	kg/m	w trapezoidal	1536
Piso terminado (5cm)	kg/m	w trapezoidal	320
s/c vivienda	kg/m	w trapezoidal	640
Peso tabique sobre viga (t=15cm, h=2.60m)	kg/m	w lineal	702
Peso v. chata (25x20)	kg	P puntual	384
Peso tabique (L=1.60m, t=10cm, h=2.60m)	kg	P puntual	1498
Peso tabique ducto (L=45cm, t=10cm, h=2.60m)	kg	P puntual	421
Tramo 7-8			
Peso losa aligerada (h=20cm)	kg/m	w lineal	960
Piso terminado (5cm)	kg/m	w lineal	320
Peso tabique sobre viga (t=15cm, h=2.60m)	kg/m	w lineal	702
s/c vivienda	kg/m	w lineal	640
Peso v. chata (25x20)	kg	P puntual	384
Peso tabique (L=1.60m, t=10cm, h=2.60m)	kg	P puntual	1498

Fuente: Propia.

Seguidamente, en la Figura 12 se muestra el área tributaria de la viga en planta, mientras que en la Figura 13 se presenta el modelo con las cargas consideradas.

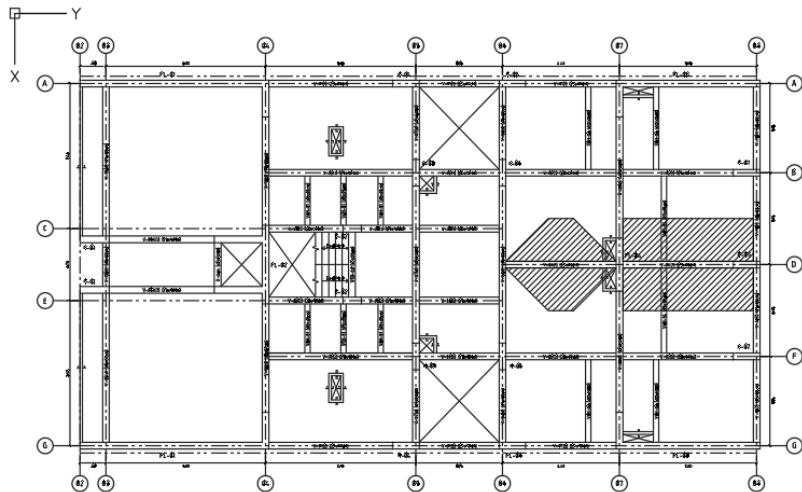


Figura 12: Área tributaria de la viga V-04(2) en la planta del edificio.
Fuente: Propia.

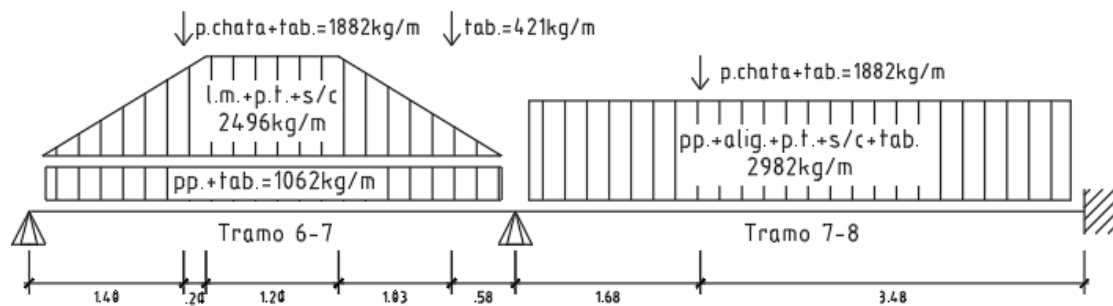


Figura 13: Modelo de cálculo de la viga V-4(2).
Fuente: Propia.

3.2.4. Columnas

Para el metrado de las columnas se consideraron los pesos del aligerado y losa maciza, piso terminado, vigas peraltadas, tabiquería de ladrillo y sobrecargas. Adicionalmente, se aplicaron los factores de reducción (F.R.) de carga viva en función del área tributaria de cada columna según lo establece la norma E.020 en 10.

El metrado se realizó de manera automática por medio del modelo de cálculo. Sin embargo, se presenta el metrado de la columna C-01 del cruce de los ejes C/3 a manera de ejemplificación.

En la Tabla 13, se puede observar las cargas consideradas en el metrado de la columna. Asimismo, recordar que en la Figura 9 se presentó el esquema de áreas tributarias sobre la planta del edificio.

Tabla 13: Metrado de columna C-01 por piso.

Descripción	Carga
	ton
Peso propio columna (25x110x280)	1.85
Peso de tabiquería del eje D	1.37
Peso de la viga V-3 (25x60)	0.70
Peso de la viga V-8 (25x60)	1.31
Peso del aligerado (h=25cm)	2.40
Peso losa maciza (h=20cm)	1.48
Piso terminado (5cm)	1.15
s/c vivienda	2.31

Fuente: Propia.

Después de ello, se realizó la reducción de carga viva con la siguiente ecuación propuesta por la norma E.020 en 10:

$$L_r = L_o \times \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right), \text{ } A_i \text{ en m}^2 \quad (13)$$

Donde: L_r es la carga viva reducida; $L_o=200\text{kg/m}^2$, la carga viva sin reducir (s/c vivienda); A_i , el área de influencia de elemento estructural en m^2 , la cual se calculó mediante:

$$A_i = k \times A_t \quad (14)$$

Donde: A_t es el área tributaria acumulada de la sección en el piso de análisis; $k=2$, es el factor de carga viva del elemento estructural para columnas y muros según 10 de la norma E.020.

En la siguiente tabla, se muestran los parámetros de las ecuaciones (13) y (14), la carga viva sin reducir y reducida acumulada por piso de la columna C-01. La sobrecarga por piso (s/c vivienda), fue obtenida de la Tabla 13.

Tabla 14: Parámetros de reducción de carga viva y carga vivía acumulada por piso.

Piso	At acum.	Ai acum.	F.R.	Lr	C.V. acum.
	m2	m2		ton	ton
6	11.5	23.08	1.00	2.31	2.31
5	23.1	46.16	0.93	2.14	4.45
4	34.6	69.24	0.80	1.85	6.30
3	46.2	92.32	0.73	1.68	7.98
2	57.7	115.4	0.68	1.57	9.55
1	69.2	138.48	0.64	1.48	11.03

Fuente: Propia.

3.2.5. Placas

A manera de ejemplo, se presenta el metrado de la placa, PL-02 correspondiente a la placa del ascensor⁴.

Para ello, primero se determinó el área tributaria en planta de la placa suponiendo los apoyos de las vigas como rotulados en sus extremos. A continuación, se muestra el esquema del área tributaria de la placa PL-05, sombreada sobre la planta típica del edificio:

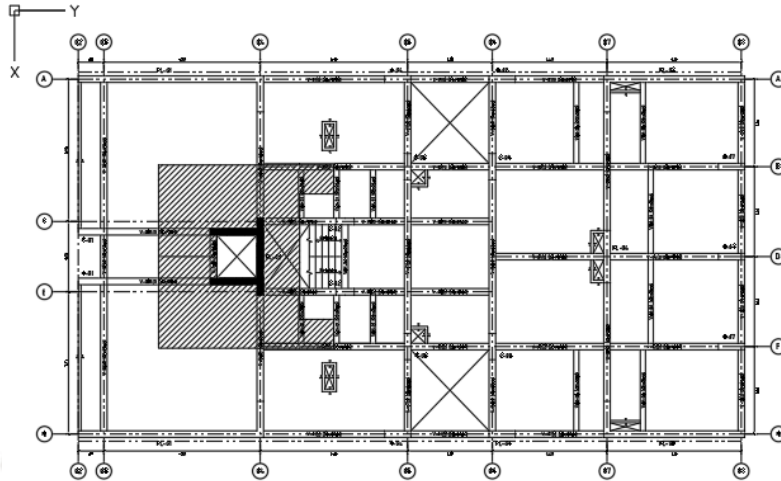


Figura 14: Área tributaria de la PL-02 (placa del ascensor).

Fuente: Propia.

De la Figura 14 se obtuvo que el área tributaria de la placa por piso era de 42m², aproximadamente. Luego, con el área tributaria se obtuvieron las cargas muertas y vivas de la placa por piso y se presentan en la Tabla 15.

Tabla 15: Metrado de cargas de la PL-05 por piso.

Descripción	Carga
	ton
Piso terminado (5cm)	4.18
Peso del aligerado (h=20cm)	1.13
Peso del aligerado (h=25cm)	9.76
Peso losa maciza	2.02
Peso de vigas	6.71
Peso tabiquería (móvil)	4.18
s/c vivienda	8.36

Fuente: Propia.

⁴ En esta sección se realizó el metrado de cargas de gravedad (muertas y vivas), mientras que en el capítulo de Análisis Sísmico se determinó el metrado de cortantes de la placa de la superposición de las condiciones gravitatorias y sísmicas.

Seguidamente, se procedió con la reducción de sobrecargas utilizando las ecuaciones (13) y (14):

Tabla 16: Parámetros de reducción de carga viva y carga vivía acumulada por piso.

Piso	At acum.	Ai acum.	F.R.	Lr	C.V. acum.
	m2	m2		ton	ton
6	42	84	0.75	6.30	6.30
5	84	167	0.61	5.07	11.36
4	125	251	0.54	4.52	15.88
3	167	334	0.50	4.19	20.08
2	209	418	0.50	4.18	24.26
1	251	502	0.50	4.18	28.44

Fuente: Propia.

3.2.6. Escalera

El metrado de la escalera se dividió entre el tramo inclinado (zona de escalones), y el tramo plano (zona de descanso):

Por un lado, para el tramo inclinado, San Bartolomé propone la siguiente ecuación para determinar el peso propio de la escalera y transformar las cargas del plano inclinado en una carga equivalente por unidad de longitud en planta:

$$w(pp) = \gamma \times \left(\frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right) = 2.4 \times \left(17.5 + 15 \times \sqrt{1 + \left(\frac{17.5}{25} \right)^2} \right) = 859 \text{ kg/m}^2 \quad (15)$$

Donde: $w(pp)$, cargas por unidad de área en el tramo inclinado; γ (Tabla 8), peso del concreto; $cp=17.5\text{cm}$, contrapaso; $p=25\text{cm}$, paso; $t=15\text{cm}$, ancho de garganta.

Las demás cargas correspondientes al piso terminado y sobrecarga se adicionaron a la carga de la ecuación (15), debido a que su plano de acción era sobre la planta, y no sobre el plano inclinado como era el caso del peso propio.

Por otro lado, para el tramo horizontal, el metrado de cargas se consideró como el de una losa maciza, incluyéndole su peso propio, piso terminado y sobrecargas.

Luego de determinar las cargas repartidas por área (w repartida), se multiplicaron por el ancho de la escalera (1.25m) para determinar la carga lineal (w lineal), sobre cada tramo. Para esto último se utilizó la siguiente ecuación:

$$w_{\text{lineal}} = 1.25 \times w_{\text{repartida}} \quad (16)$$

Seguidamente, en la Tabla 17 se muestran las cargas consideradas en el metrado de la escalera y en la Figura 15 su modelo estructural respectivo.

Tabla 17: Metrado de cargas de la escalera.

Descripción	w repartida	w lineal
	kg/m ²	kg/m
Tramo inclinado		
Peso propio	859	1074
Piso terminado	100	125
s/c vivienda	200	250
Tramo horizontal		
Peso propio	480	600
Piso terminado	100	125
s/c vivienda	200	250

Fuente: Propia.

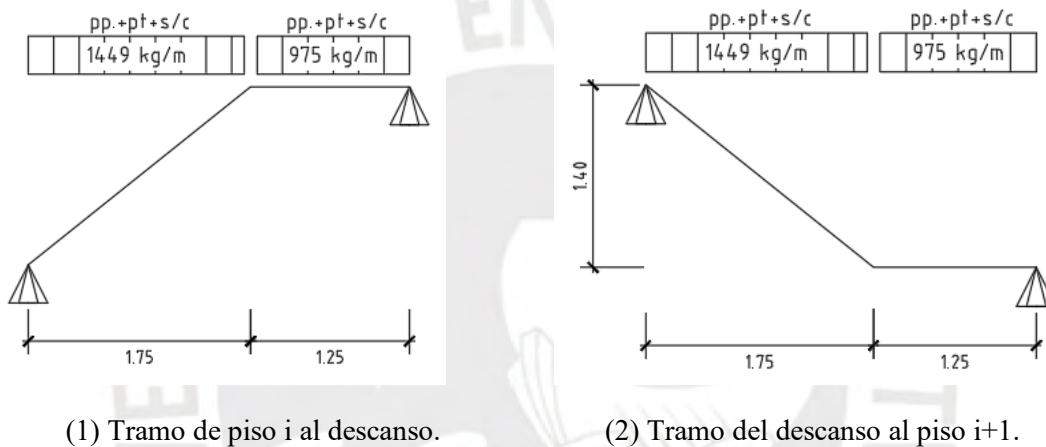


Figura 15: Modelo de cálculo de la escalera.

Fuente: Propia.

3.2.7. Cerco perimétrico

El metrado de cargas del cerco se dividió en dos partes:

Primero, para el análisis de estabilidad global y local se determinaron los pesos sus elementos (viga solera, albañilería, sobrecimiento y cimiento) por metro de ancho. Para ello, se utilizaron las dimensiones de la sección del muro, los cuales se pueden revisar en la Figura 10, y los pesos específicos de la Tabla 8. Estas cargas fueron aplicadas en los centroides respectivos para después, durante el análisis, determinar los momentos de acción respecto al centro de volteo de la sección.

A continuación, se muestra el metrado de cargas del cerco perimétrico:

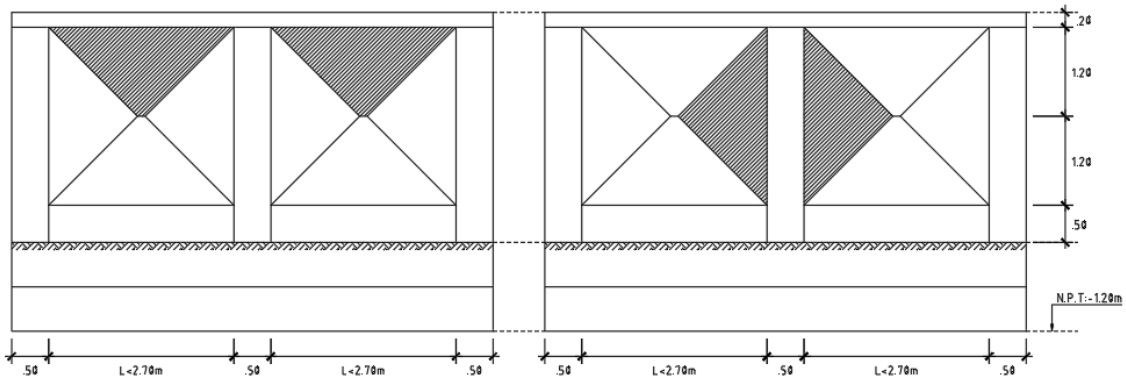
Tabla 18: Metrado de cargas de cerco perimétrico por metro de ancho.

Descripción	Peso
	kg
Viga solera (15x20cm)	72
Albañilería (13x240cm)	562
Sobrecimiento (15x110cm)	396
Cimiento (60x60cm)	864
Tierra (45x60cm)	486

Fuente: Propia.

Segundo, para el metrado tanto de la viga solera y la columneta, se determinaron las áreas tributarias actuantes en acciones sísmicas de la estructura. Para esto, la norma E.070 menciona que, en presencia de cargas perpendiculares al plano de acción del muro, este se comporta como una losa simplemente apoyada en sus arriostres (vigas soleras, columnetas y sobrecimientos). Por lo tanto, la dirección crítica de vigas soleras y columnetas fue en un plano perpendicular al plano de acción del muro.

A continuación, se muestran las áreas tributarias de la viga solera y columnetas, así como sus modelos de cálculo respectivos:



(1) Área tributaria de la viga solera

(2) Área tributaria de la Columneta

Figura 16: Áreas tributarias de elementos de arriostre del cerco perimétrico.

Fuente: Propia.

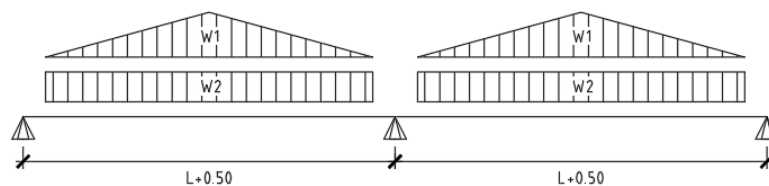


Figura 17: Modelo de cálculo de viga solera en cerco perimétrico.

Fuente: Propia.

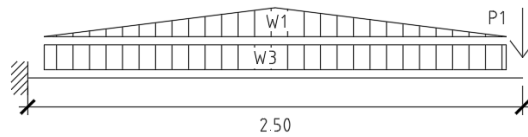
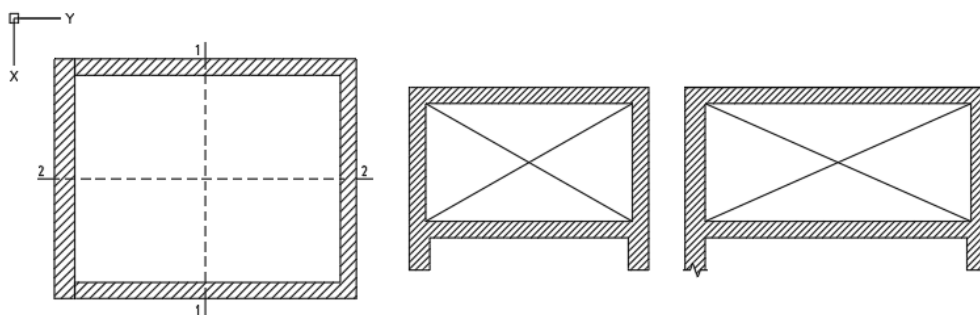


Figura 18: Modelo de cálculo de columneta en cerco perimétrico.
Fuente: Propia.

En las Figura 17 y Figura 18, el valor w_1 , w_2 y w_3 , corresponden a las cargas sísmicas provenientes del área tributaria de la Figura 16 y propias del elemento, respectivamente. Asimismo, la carga P_1 es la carga resultante en los apoyos de la viga de la Figura 17 una vez resuelta la estructura (el apoyo de centro fue el más crítico).

3.2.8. Tanque elevado

El metrado de cargas se hizo por metro de ancho en los cortes transversales principales de la estructura y se consideró la presión de agua ejercida en su máxima capacidad, los efectos del peso propio del concreto y la carga viva de techo. En la Figura 19, se muestra un esquema de las secciones:



(1) Planta del tanque elevado. (2) Corte 1-1. (3) Corte 2-2.

Figura 19: Planta y cortes de la sección transversal del tanque elevado.
Fuente: Propia.

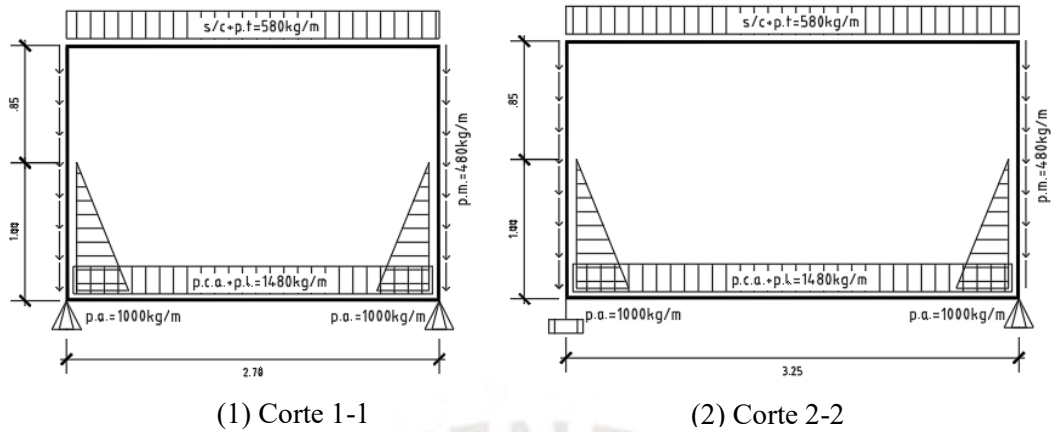
Seguidamente, se determinó el metrado de cargas de la estructura, el cual se presenta en la Tabla 19. Es importante notar que la máxima capacidad del tanque se daba con un tirante de agua de 1m.

Tabla 19: Metrado de cargas del tanque de agua.

Descripción	Carga
	kg/m
Peso losa maciza de techo (h=20cm)	480
Peso losa maciza de fondo (h=20cm)	480
Peso muro de concreto (t=20cm)	480
Peso de columna de agua	1000
Presión de agua en muro (h=1m)	1000
s/c azotea en techo de tanque	100

Fuente: Propia.

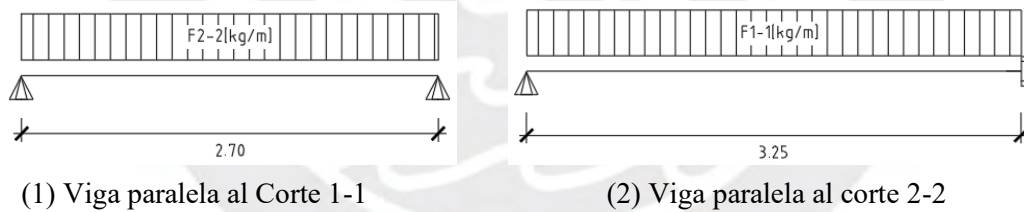
Con las cargas de la tabla anterior, se determinaron los modelos de cálculo de las secciones del tanque:



(1) Corte 1-1 (2) Corte 2-2
 Figura 20: Modelo de cálculo de las secciones del tanque.
 Fuente: Propia.

Con respecto al modelo, los apoyos simples representan las vigas sobre las cuales se sostiene el tanque. En ese sentido, las reacciones que se obtuvieron en los apoyos fueron las cargas por metro que se asignaron a las vigas que sostenían el tanque. Asimismo, el apoyo empotrado, en el extremo izquierdo del corte 2-2, se debe a que el fierro del muro superior pudo desarrollar la longitud de anclaje en la placa del ascensor.

De las reacciones que se obtuvieron en los apoyos de la Figura 20, se construyó el modelo de cálculo de las vigas de apoyo en el tanque:

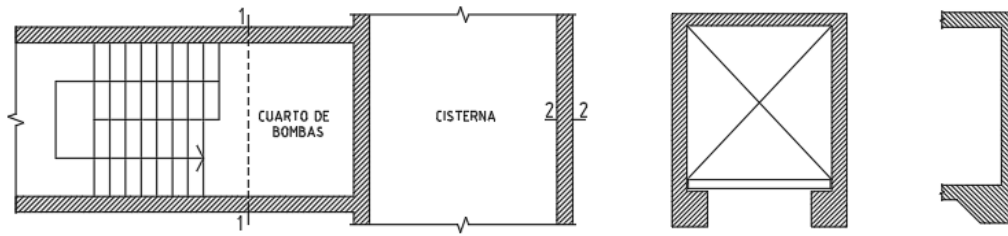


(1) Viga paralela al Corte 1-1 (2) Viga paralela al corte 2-2
 Figura 21: Modelo de cálculo de las vigas de apoyo del tanque
 Fuente: Propia.

Las cargas F1-1 y F2-2 representan las reacciones en los apoyos simples de los cortes 1-1 y 2-2 respectivamente. El empotramiento al lado izquierdo de en la viga paralela al corte 2-2 se debe a que el fierro desarrolla la longitud de anclaje en la columna C-02 de la escalera.

3.2.9. Cisterna y cuarto de bombas

Tanto el metrado de la cisterna como el del cuarto de bombas (C.B.) se realizó por metro de ancho y se consideraron los pesos de concreto, la carga viva y los empujes de suelo. No se tomó en cuenta la presión del agua ya que se asumió la cisterna vacía con el fin de maximizar los efectos del empuje del suelo. A continuación, se puede observar la planta de la cisterna/C.B. y la ubicación de los cortes respectivos:



(1) Planta de cisterna y C.B.

(2) Corte 1-1.

(3) Corte 2-2.

Figura 22: Planta y cortes de la sección transversal de la cisterna y el C.B.

Fuente: Propia.

Con respecto al empuje en reposo del suelo, se asumió una distribución triangular de presiones según lo menciona Braja Das, por lo que se utilizó la siguiente ecuación:

$$w_r(h) = k_o \times \gamma_s \times h \quad (17)$$

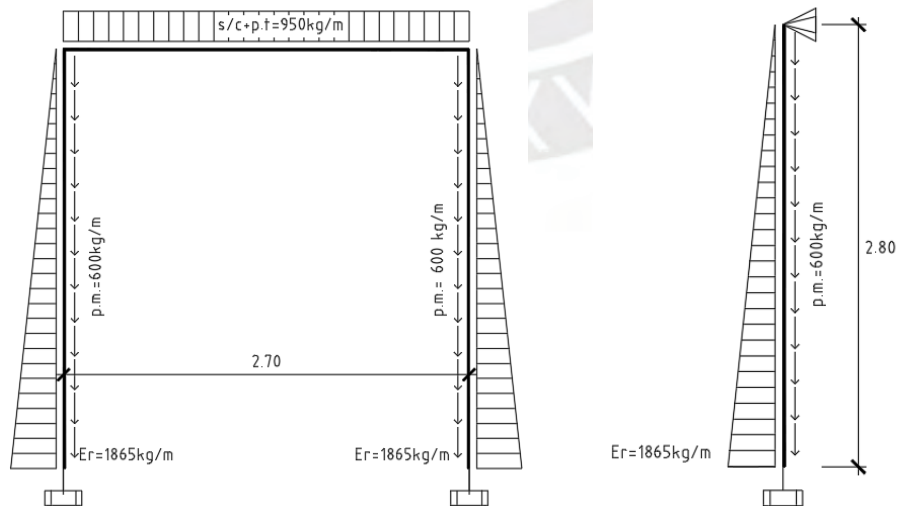
Donde: $k_o = 0.357$, coeficiente de empuje en reposo de la Tabla 1; $\gamma_s = 1.8 \text{ ton/m}^3$, densidad del suelo; h , profundidad de análisis.

Seguidamente, la Tabla 20 muestran las cargas consideradas en el metrado de la cisterna y del C.B. y la Figura 23 presenta los modelos de cálculo respectivos para cada corte.

Tabla 20: Metrado de la cisterna y el C.B.

Descripción	Distribución	Carga
		kg/m
Peso losa de maciza de techo (h=25cm)	w lineal	600
Peso muro de concreto (h=25cm)	w lineal	600
Empuje en reposo del suelo (h=2.80m)	w triangular	1865
s/c estacionamiento	w lineal	250

Fuente: Propia.



(1) Corte 1-1.

(2) Corte 2-2.

Figura 23: Modelo de cálculo de las secciones de la cisterna y el C.B.

Fuente: Propia.

3.3. Modelamiento de la superestructura

El modelo de cálculo general de la estructura se realizó en el programa ETABS 2016. A continuación, se muestran algunas de las consideraciones asumidas en el proceso:

- Asignación brazos rígidos en el encuentro de vigas con columnas para mantener la compatibilidad de deformaciones de giro en el nudo. En el caso del encuentro transversal de vigas con placas, no fue necesario asignar zonas rígidas dado que los nodos de las vigas se dibujaron al ras del elemento Shell de la placa.
- Rotulación los extremos de las vigas V-05, V-06, V-07, V-08, V-09 y V-10 en sus intersecciones con los ejes A y G. Según la norma E.060, la longitud de anclaje para un acero de $\frac{1}{2}$ " es de 28 cm y esta longitud aumenta a medida que aumenta el diámetro de la barra de acero. En el caso de las vigas mencionadas, los apoyos descansaban en el eje débil de las placas PL-01 y PL-03 las cuales tenían un ancho de 25 cm. Por lo tanto, aceros superiores a $\frac{1}{2}$ " no podían desarrollar su longitud de anclaje y considerarse empotrados.
- Definición de las losas aligeradas y macizas como membranas, elementos sin rigidez fuera de su plano de acción que se utilizan comúnmente para los métodos de área tributaria. Asimismo, se asumió un espesor 0 de estos elementos y sus pesos propios fueron asignados como cargas externas distribuidas en la planta.
- Modelamiento del tanque de agua en la azotea como 4 cargas puntuales ubicadas en la caja de la escalera. Dichas cargas se dividieron en el peso propio del concreto, el peso del agua del tanque y la carga viva del techo, considerando el tirante de agua en su máxima capacidad.
- Asignación de apoyos empotrados en la base de la estructura. Tanto columnas y placas se modelaron con apoyos empotrados debido que el acero de estos elementos podía desarrollar su longitud de empotramiento en el pie de sus zapatas respectivas⁵. Asimismo, en el modelo de la estructura general no se incluyó el cuarto de bombas ni la cisterna dado que se encontraban a nivel de subsuelo.

Seguidamente, se muestra el modelo de cálculo de la estructura:

⁵ Existen diversas investigaciones (Winckler, Dimitriv, Bowles, etc.), que sustentan que la interacción suelo-estructura no es infinitamente rígida, por lo que recomiendan condiciones de apoyo diferentes al empotramiento ya que sobre estima la capacidad de rigidez del suelo. Alternativamente, autores como Winckler proponen el uso de resortes como soporte de la estructura. Sin embargo, ello conllevaría a un análisis matemático más detallado de la cimentación el cual no es contemplado en los alcances de este proyecto, por lo que se asumieron apoyos empotrados como comúnmente se hace en la práctica de diseño estructural.

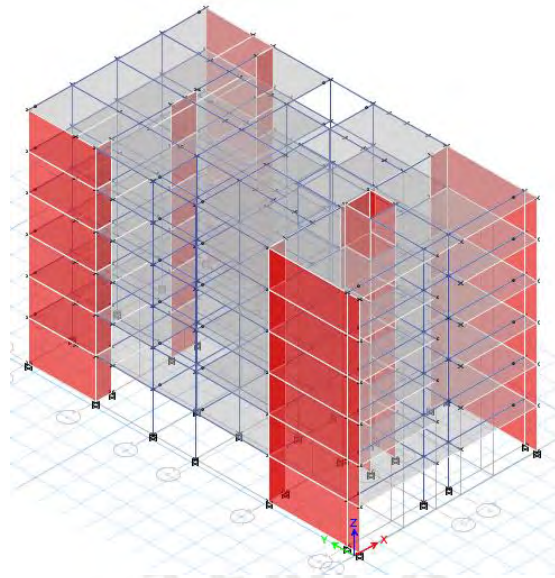
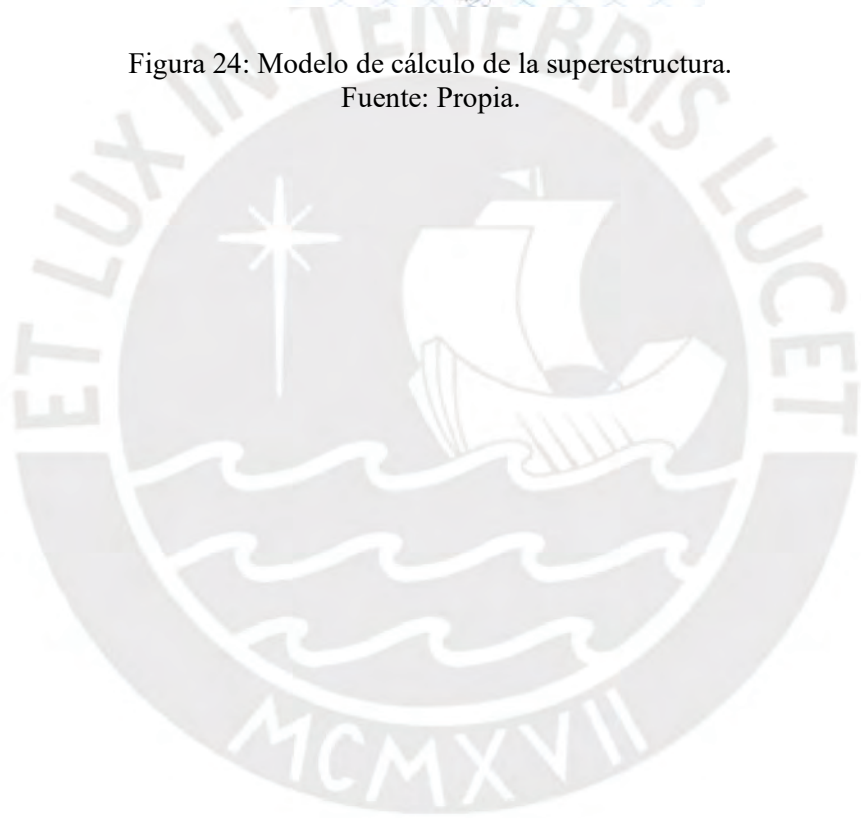


Figura 24: Modelo de cálculo de la superestructura.
Fuente: Propia.



4. ANALISIS ESTRUCTURAL

4.1. Análisis sísmico de la superestructura

La norma E.030 en sus artículos 28 y 29 propone dos tipos de análisis: el método de Fuerzas Estáticas Equivalentes y el método Dinámico Modal-Espectral, respectivamente. El primero es aplicable a estructuras irregulares en la zona Z1 y estructuras regulares en las zonas Z1-Z4. Asimismo, en 28.1.2, la norma E.030 limita el uso de este procedimiento a edificaciones no mayores a 30m de altura; y en el caso de estructuras de albañilería armada o confinada y muros portantes se permite aplicar el método de Fuerzas Estáticas en edificios menores a 15m sin considerar la clasificación de regularidad estructural. Por lo tanto, dado que el proyecto es de tipo irregular y en la zona Z4, se empleó el método Dinámico Modal-Espectral.

Es importante acotar que los resultados del análisis sísmico a partir del método la norma E.030 son solicitaciones amplificadas. Por lo que, para obtener solicitaciones en condiciones de servicio (en el caso de cálculo de deflexiones o revisión de esfuerzos), fue necesario multiplicar los resultados por un factor de 0.8.

4.1.1. Análisis modal

Se hizo el análisis modal con la finalidad de obtener los periodos y formas de vibración de la estructura.

El objetivo de este análisis fue concentrar los modos traslacionales entre los primeros de la estructura, con la finalidad de evitar efectos de torsión. En consecuencia, debido al cambio constante de la configuración estructural, el análisis fue un procedimiento iterativo.

Posteriormente, después de la revisión, se obtuvieron los siguientes modos de vibración:

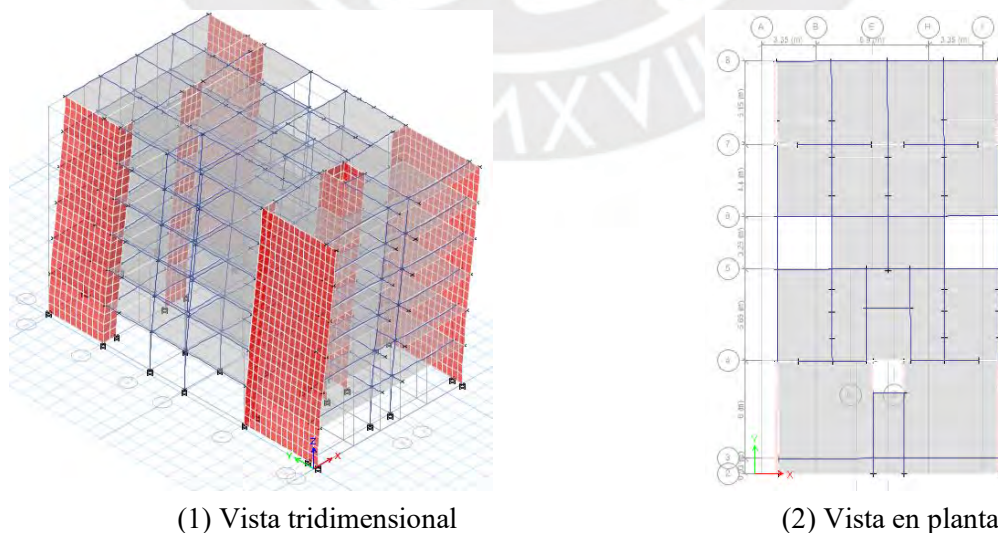
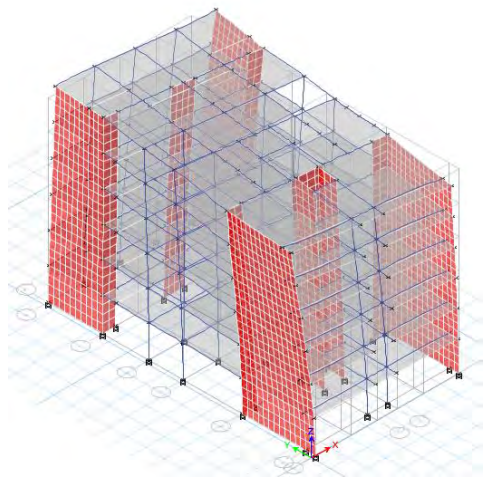
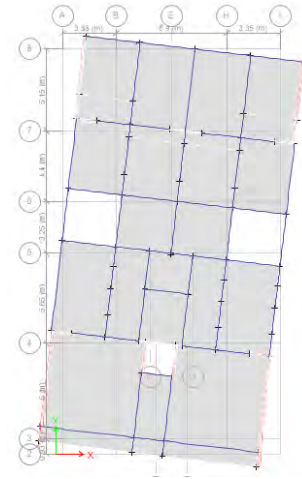


Figura 25: Primer modo de vibración en dirección X-X ($T_1=0.56s$).
Fuente: Propia.



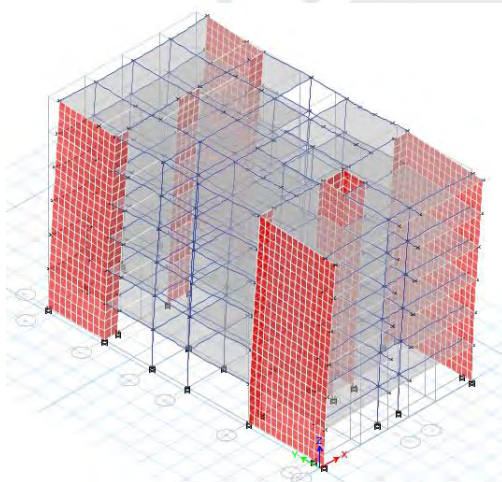
(1) Vista tridimensional



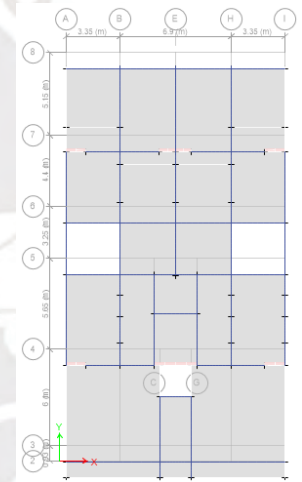
(2) Vista en planta

Figura 26: Segundo modo de vibración torsional ($T_2=0.32s$).

Fuente: Propia.



(1) Vista tridimensional



(2) Vista en planta

Figura 27: Tercer modo de vibración en dirección Y-Y ($T_3=0.25s$).

Fuente: Propia.

En las figuras anteriores, se puede apreciar que los modos de vibración 1 y 3 corresponden a formas traslacionales, mientras que el modo 2 a una forma torsional. Asimismo, es importante notar que el primer modo de vibración corresponde a la traslación en dirección X-X. Esto sucede ya que la densidad de muros estructurales en dicha dirección es mínima en comparación con la dirección Y-Y, por lo que el movimiento en ese grado de libertad es mayor.

Asimismo, la norma E.030 en su acápite 29.1.2. establece que, en cada dirección de análisis, la suma de masas efectivas de los modos considerados debe ser equivalente al 90% de la masa total. Debido a esto, se analizaron un total de 12 modos de vibración los cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 21: Periodos y masas efectivas del modelo de cálculo.

Modo	Periodo	%Masa UX	%Masa UY	%Masa RZ
	s			
1	0.559	74%	0%	0%
2	0.319	0%	0%	72%
3	0.251	0%	72%	0%
4	0.152	16%	0%	0%
5	0.082	0%	0%	19%
6	0.073	5%	0%	0%
7	0.063	0%	20%	0%
8	0.054	0%	0%	0%
9	0.053	0%	0%	0%
10	0.05	0%	0%	0%
11	0.048	0%	0%	0%
12	0.046	2%	0%	1%
% de Masa Total		98%	92%	92%

Fuente: Propia.

En la Tabla 21, se puede observar que la masa efectiva acumulada en las dos direcciones de traslación y en la rotación supera el 90%, cumpliendo con el mínimo de la norma E.030.

Para los cálculos posteriores, se utilizó un periodo de 0.559 y 0.251s para los modos traslacionales de vibración en las direcciones X-X y Y-Y, respectivamente.

4.1.2. Parámetros sísmicos y factores de irregularidad

Los parámetros sísmicos vienen dados en los capítulos 1 y 2 de la norma E.030. Estos dependían de la ubicación y configuración estructural del proyecto y se utilizaron para determinar el cortante basal en condiciones sísmicas.

En la Tabla 22, se puede apreciar los parámetros, con excepción del factor de amplificación sísmica, y las justificaciones respectivas:

Tabla 22: Parámetros sísmicos de la estructura.

Parámetro	Variable	Valor	Comentario
Factor de zona	Z	0.45	"Z", es la aceleración horizontal de un suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (Muñoz, 2018). Según el anexo 2 de la norma E.030, el distrito de Miraflores se encuentra en la zona sísmica 4.
Factor de uso	U	1	"U", representa la relevancia de la edificación antes y después de un evento sísmico. Según la tabla 5 de la norma E.030, el edificio está en la categoría "C" de Edificaciones Comunes.
Factor de suelo	S	1	"S", representa las características locales del estrato de suelo. Según la tabla 3 de la norma E.030, el suelo de

			Miraflores corresponde a la categoría S1 (grava coluvial=suelo muy rígido). $T_p=0.4s$, $T_l=2.5s$.
Coefficiente de reducción	R_o	6	"R", es el factor de reducción de la fuerza máxima elástica a la resistencia de diseño. Tomando como referencia la tabla 7 de la norma E.030 se asumió inicialmente un sistema estructural de muros.

Fuente: Propia.

Con respecto al factor de amplificación sísmica, la norma E.030 en el artículo 14 establece la siguiente relación:

$$C=2.5, \text{ si } T < T_p$$

$$C=2.5 \times \left(\frac{T_p}{T}\right) = \frac{1}{T}, \text{ si } T_p < T < T_l \quad (18)$$

Donde: T, es el periodo de la estructura en dirección en la dirección de análisis ($T_x=0.559s$ y $T_y=0.251s$ según la Tabla 21); $T_p=0.4s$, el periodo del suelo según la Tabla 22.

A partir de la ecuación (18), se determinó el factor de amplificación sísmica (F.A.S.) en ambas direcciones en la estructura, el cual se muestra a continuación:

Tabla 23: Factor de amplificación sísmica en ambas direcciones.

Dirección	X-X	Y-Y
Periodo (s)	0.559	0.251
Condición	$T_p < T < T_l$	$T_p < T$
F.A.S. (C)	1.79	2.5

Fuente: Propia.

Por otra parte, la norma E.030 en las tablas N°8 y N°9, establece los factores de irregularidad de una estructura, tanto en planta como en altura.

Seguidamente, se hizo la revisión de las irregularidades preliminar y se presentó en la Tabla 24.

Tabla 24: Irregulares en altura (I_a) y altura (I_p) de la estructura.

Tipo de irregularidad	Aplica	Valor	Comentario
Irregularidad en altura			
Piso blando (rigidez)	No	0.75	Dado que los elementos estructurales verticales (columnas y placas) son constantes en la altura, se asumió inicialmente una rigidez constante por piso, por lo que la irregularidad por Piso Blando quedó descartada.
Piso débil (resistencia)	No	0.50	Las dimensiones de los elementos verticales se mantienen constantes en altura. Asimismo, no hay cambios abruptos en las cuantías de acero de las columnas y placas por lo que la resistencia de las secciones se mantuvo casi constante.

Masa o peso	No	0.90	Se tienen una variación mínima entre la planta del primer piso al piso típico que representa el 2% del peso total del piso.
Geometría Vertical	No	0.90	Las dimensiones de la planta se mantienen constantes en la altura.
Discontinuidad en S.R.	No	0.80	Los elementos estructurales mantienen su ubicación en los distintos niveles de la edificación.
Irregularidad en planta			
Torsional	No	0.75	Según la configuración estructural se asumió no obtener derivas que generen torsión en el edificio.
Esquinas entrantes	Si	0.90	En la zona de contracción entre los ejes 5-6 la reducción del diafragma es del orden del 50% de su sección transversal.
Discontinuidad de diafragma	No	0.85	No se tienen aberturas mayores al 50% del área bruta de la planta del edificio.
Sistemas no paralelos	No	0.90	Todos los elementos estructurales se encuentran alineados en dirección X-X y Y-Y.

Fuente: Propia.

Por lo tanto, se tienen que no existe irregularidad en altura $I_a=1.0$, mientras que en planta se tiene la irregularidad de esquinas entrantes con un factor de $I_p=0.9$. Cabe mencionar que, al final del análisis, se hizo una segunda revisión de las irregularidades de Piso Blando y Torsión, ya que ambas dependían de las deformaciones de la superestructura.

Luego, se utilizaron los factores para determinar el coeficiente de reducción final de la estructura. Para esto, la norma E.030 en 22 propone la siguiente ecuación:

$$R=R_o \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 0.9 = 5.4 \quad (19)$$

Donde: R= coeficiente de reducción final de la estructura; I_a , es la irregularidad en altura; I_p , es la irregularidad en planta.

Cabe mencionar, según la E.030 en 20.3., de haberse obtenido valores de “ I_a ” e “ I_p ” diferentes en cada dirección, se hubiese escogido la menor magnitud para cada uno.

4.1.3. Espectro de diseño

Primero, se determinó el peso sísmico de la estructura. Según 26.b. de la E.030, para edificaciones en la categoría “C”, el peso sísmico se calcula sumando las cargas muertas (C.M.) y el 25% de la carga viva (C.V.).

De esta manera, se construyó la Tabla 25 con el peso sísmico por piso del edificio.

Tabla 25: Peso sísmico por piso del edificio.

Piso	C.M.	C.V.	Peso sísmico
	ton	ton	ton
6	341	68	358
5	754	132	787
4	1167	196	1216
3	1580	259	1645
2	1993	323	2074
1	2427	391	2525

Fuente: Propia.

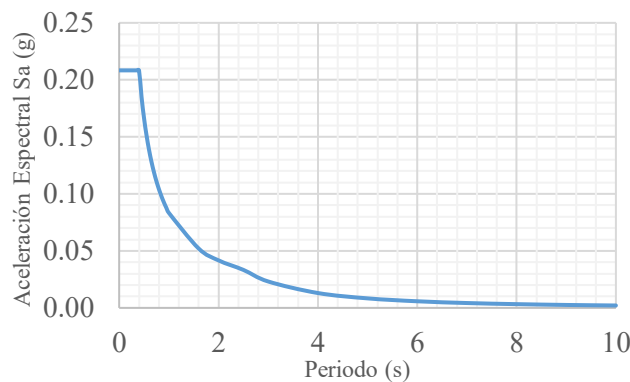
De la tabla anterior, se obtuvo que el peso sísmico era de 2525 ton.

Segundo, se construyó el gráfico de aceleración espectral (S_a) en las direcciones X-X y Y-Y. Para esto, se utilizó el espectro inelástico de pseudo-aceleración definido por la ecuación de la norma E.030 en 29.2.1:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g = \frac{0.45 \times 1 \times C \times 1}{5.4} = 0.083 \times C \times g \quad (20)$$

Donde: C, es el factor de amplificación determinado por la norma E.030 en 14 y está en función del periodo de la estructura; $g=9.8\text{m/s}^2$, es la aceleración de la gravedad.

Gráfico 1: Espectro de aceleraciones sin escalar en función de g.



Fuente: Propia.

Es importante precisar que el espectro de aceleraciones en dirección X-X y Y-Y eran idénticos en condiciones no escaladas, dado que tienen la misma configuración en referencia a los parámetros sísmicos (con excepción del factor de amplificación sísmica).

Con el Gráfico 1, se procedió con el análisis dinámico de la estructura, obteniéndose cortantes dinámicas basales de $V_{dinx-x}=291\text{ton}$ y $V_{diny-y}=389\text{ton}$.

Tercero, la norma E.030 en 29.4.1 establece que el cortante dinámico no puede ser menor que el 90% del cortante estático para estructuras irregulares. Por lo tanto, se determinó la cortante

estática, en cada dirección, según lo mencionado en 28.2 de la norma E.030 utilizando los parámetros sísmicos de la Tabla 22 y Tabla 23, el coeficiente de reducción de la ecuación (19) y el peso sísmico:

$$V_{\text{estX-X}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 1.79 \times 1}{5.4} \times 2525 = 376 \text{ ton}$$

$$V_{\text{estY-Y}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1}{5.4} \times 2525 = 526 \text{ ton}$$
(21)

A partir de los resultados de la ecuación (21), se pudo observar que las cortantes dinámicas en ambas direcciones eran menores que las cortantes estáticas. Por lo tanto, se escalaron los espectros de aceleraciones con los factores definidos en la siguiente ecuación:

$$F_{X-X} = \frac{90\% V_{\text{estX-X}}}{V_{\text{dinX-X}}} = \frac{0.9 \times 376}{291} = 1.17$$

$$F_{Y-Y} = \frac{90\% V_{\text{estY-Y}}}{V_{\text{dinY-Y}}} = \frac{0.9 \times 526}{389} = 1.22$$
(22)

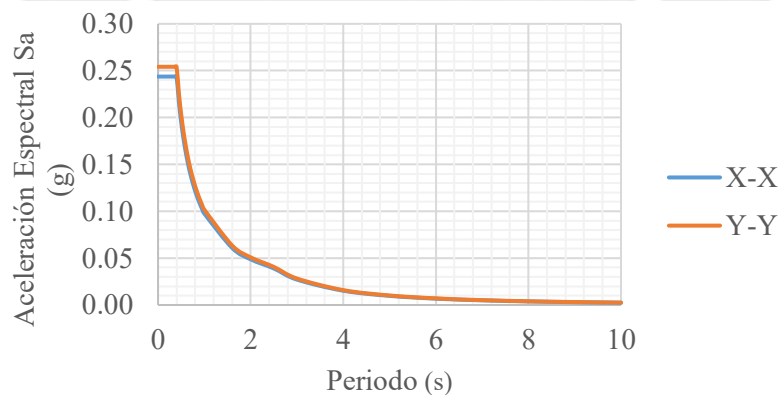
Al multiplicar el espectro por los factores, se compararon las cortantes basales dinámicas y estáticas en la Tabla 26 y se presentaron los nuevos espectros de diseño en el Gráfico 2:

Tabla 26: Comparación de cortantes basales dinámicas y estáticas.

Dirección	X-X	Y-Y
Vest (ton)	376	526
Vdin (ton)	339	474
Vdin/Vest	90.2%	90.1%

Fuente: Propia.

Gráfico 2: Espectro de aceleraciones escalado en ambas direcciones en función de g.



Fuente: Propia.

Por un lado, se puede apreciar en la Tabla 26, que los valores de las cortantes dinámicas fueron mayores al 90% de las cortantes estáticas, cumpliendo con lo estipulado por la norma E.030. Por otro lado, en el Gráfico 2 los espectros de diseño en las direcciones X-X y Y-Y eran distintos.

Esto debido a que los factores de amplificación fueron diferentes en cada dirección como se pudo observar en la ecuación (22), producto de cortantes estáticas.

Cabe mencionar que la norma E.030 en 29.5. establece que la variabilidad en la ubicación del centro de masas sea considerada como una excentricidad accidental, equivalente a 0.05 veces la dimensión del edificio perpendicular a la dirección de análisis.

Con los espectros del Gráfico 2 y las excentricidades propuestas se procedió con el análisis estructural del edificio.

4.1.4. Validación de la estructura

Finalizado el análisis de la estructura, se procedió a su validación verificando los requisitos e hipótesis de regularidad y rigidez.

Primero, se realizó la revisión del valor del coeficiente de reducción inicial, asumido como un sistema de muros:

En 16.1.b., la norma E.030 menciona que el sistema de muros estructurales se caracteriza por la predominancia de los muros estructurales sobre los cuales actúa el 70% de la fuerza sísmica total de la planta. Por lo tanto, del análisis del modelo de cálculo se extrajeron las reacciones de las cortantes de los muros y columnas en la base, y se compararon con el cortante dinámico de la Tabla 27. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 27: Distribución del cortante sísmico en muros y columnas.

Dirección	X-X	Y-Y
V _{din} (ton)	339	474
V _{columnas} (ton)	61	38
V _{muros} (ton)	279	436
%V _m /V _{din}	82%	92%

Fuente: Propia.

Se puede apreciar en el cuadro anterior que el porcentaje de cortante sísmico que actúa sobre los muros es mayor al 70% en ambas direcciones. Por consiguiente, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0), asumido fue el correcto.

Dado que las hipótesis para el análisis fueron correctas, se estableció que los cortantes basales en cada eje fueron de 339 y 474ton en X-X y Y-Y respectivamente.

Segundo, se hizo revisión de las hipótesis de irregularidad de la Tabla 24 (Piso Blando y Torsión):

La norma E.030, en la tabla N°8, establece que existe irregularidad por Piso Blando cuando la rigidez de entrepiso del piso i (K_i) es menor que el 70% $K_{(i+1)}$, que corresponde al piso inmediato

superior; o si es menor que el 80% del promedio de $K(i+1)$, $K(i+2)$, $K(i+3)$ que corresponde a los tres niveles superiores adyacentes.

Para determinar las rigideces de entrepiso se usó la ecuación propuesta por la E.030:

$$K_i = \frac{V_i}{D_i} \quad (23)$$

Donde: K_i , es la rigidez de entrepiso del piso i ; V_i , es el cortante sísmico en el piso i ; D_i , el desplazamiento relativo del piso i .

En la siguiente tabla, se muestran los resultados de la segunda revisión:

Tabla 28: Revisión de hipótesis de irregularidad por Piso Blando.

Piso	Cortante (V_i)	Deriva (D_i)	Rigidez (K_i)	$K_i > 70\% K(i+1)$	Promedio ($K(i+1)$, $K(i+2)$, $K(i+3)$)	$K_i > 80\% \text{Prom.}$
	ton	mm	ton/mm			
Dirección X-X						
1	339	1.98	172	Cumple	76	Cumple
2	321	3.38	95	Cumple	61	Cumple
3	288	3.95	73	Cumple	47	Cumple
4	241	3.99	60	Cumple	40	Cumple
5	180	3.68	49	Cumple	30	Cumple
6	96	3.19	30	--	0	--
Dirección Y-Y						
1	474	0.54	878	Cumple	396	Cumple
2	453	0.87	519	Cumple	294	Cumple
3	409	1.08	377	Cumple	208	Cumple
4	345	1.19	291	Cumple	166	Cumple
5	257	1.20	214	Cumple	118	Cumple
6	133	1.13	118	--	0	--
Comentario: La estructura no presenta piso blando en ninguno de sus niveles.						

Fuente: Propia.

Del mismo modo, la tabla N°9 de la E.030, establece que existe irregularidad torsional cuando la proporción entre el desplazamiento relativo máximo (D_{max}) y el desplazamiento relativo promedio (D_{prom}) de la planta es mayor que 1.3. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 29: Revisión de hipótesis irregularidad por Torsión.

Piso	D_{max}	D_{prom}	D_{max}/D_{prom}	$D_m/D_p < 1.3$
	mm/mm	mm/mm		
Dirección X-X				
1	6.78E-04	6.58E-04	1.03	Cumple
2	1.27E-03	1.23E-03	1.03	Cumple
3	1.50E-03	1.44E-03	1.04	Cumple

4	1.53E-03	1.45E-03	1.05	Cumple
5	1.43E-03	1.34E-03	1.07	Cumple
6	1.27E-03	1.16E-03	1.10	Cumple
Dirección Y-Y				
1	1.88E-04	1.80E-04	1.04	Cumple
2	3.31E-04	3.17E-04	1.04	Cumple
3	4.11E-04	3.94E-04	1.04	Cumple
4	4.50E-04	4.32E-04	1.04	Cumple
5	4.54E-04	4.36E-04	1.04	Cumple
6	4.28E-04	4.10E-04	1.04	Cumple
Comentario: La estructura no presenta Torsión en ninguno de sus niveles				

Fuente: Propia.

Por lo tanto, a partir de la Tabla 28 y Tabla 29 se comprobaron que las hipótesis asumidas inicialmente para las irregularidades fueron correctas.

Asimismo, la norma E.030 en 21.1 establece que para la categoría de vivienda y las zonas 3 y 4 no se permiten irregularidades extremas en planta o altura, lo cual también fue cumplido por la estructura.

Tercero, se determinaron los desplazamientos y derivas laterales y se compararon con los valores admisibles de la norma E.030:

- En 31, se menciona que los desplazamientos laterales para estructuras irregulares serán calculados mediante un análisis lineal elástico (D_{ae}) y multiplicando los resultados por $0.85R$ (siendo R el factor de reducción). Asimismo, menciona que, para el cálculo de los desplazamientos en el régimen elástico, no se considerarán los factores de escala de la ecuación (22) sobre los espectros de diseño.
- En 32, se establece que las distorsiones relativas máximas no deben superar las distorsiones admisibles de la tabla N°11 de la norma E.030. En el caso de concreto armado, se tiene que la distorsión admisible es de 0.007.

De esta manera, se construyó la Tabla 30 con las derivas de entrepiso del edificio.

Tabla 30: Revisión de distorsiones de entrepiso.

Piso	D_{ae}	D_{max}	$D_{max} < 0.007$
	mm/mm	mm/mm	
Dirección X-X			
1	5.82E-04	2.67E-03	Cumple
2	1.09E-03	5.00E-03	Cumple
3	1.29E-03	5.91E-03	Cumple

4	1.31E-03	6.03E-03	Cumple
5	1.23E-03	5.65E-03	Cumple
6	1.09E-03	5.01E-03	Cumple
Dirección Y-Y			
1	1.54E-04	7.07E-04	Cumple
2	2.72E-04	1.25E-03	Cumple
3	3.38E-04	1.55E-03	Cumple
4	3.70E-04	1.70E-03	Cumple
5	3.73E-04	1.71E-03	Cumple
6	3.51E-04	1.61E-03	Cumple

Fuente: Propia.

De la tabla anterior, se puede apreciar que todas las derivas son menores que 0.007, por lo que cumplen con lo estipulado en la norma E.030.

4.1.5. Separación mínima entre edificios

Finalmente, se calculó el retiro de los límites de propiedad adyacentes a otras edificaciones existentes.

La norma E.030 en 33, establece, mediante la ecuación (24) la separación mínima entre edificios (s) en función de la altura. Asimismo, menciona que la distancia mínima de la estructura al lindero es el máximo entre la mitad de la separación total (s₁) y los 2/3 del desplazamiento máximo del análisis lineal elástico de la estructura (s₂), estas dos últimas son presentadas en las ecuaciones (25) y (26):

$$s=0.006 \times h=0.006 \times (3+2.80 \times 5)=10.20 \text{cm} \geq 3.00 \text{ cm (min E.030)} \quad (24)$$

$$s_1 = \frac{s}{2} = 5.10 \text{cm} \quad (25)$$

$$s_2 = \frac{2}{3} \times D_{\max} = \frac{2}{3} \times 8.33 = 5.55 \text{cm} \quad (26)$$

Donde: s, es la separación mínima entre edificio; h=17m, es la altura total del edificio; D_{max}=83.3mm, el desplazamiento máximo horizontal del análisis lineal elástico.

De la tabla anterior, se obtuvo que la distancia teórica del edificio al lindero era de 5.55 cm. Asimismo, dado que se supuso que las edificaciones adyacentes no contaban con junta sísmica, se le adicionó la mitad de la junta mínima entre edificios de la ecuación (24), al retiro teórico del lindero al edificio, obteniéndose una junta de 10.65 cm.

4.2. Análisis por elemento estructural

En esta sección se presentaron los resultados del análisis estructural de los modelos de cálculo anteriormente presentados. Para resolver dichos modelos, se asumió un comportamiento lineal elástico del elemento y las cargas aplicadas en simultáneo.

Los diagramas de fuerza cortante (DFC) y momento flector mostrados (DMF) en las siguientes figuras corresponden a la superposición de efectos por cargas muertas, vivas, líquidos y sismo sin amplificar.

4.2.1. Losas aligeradas

A partir del modelo de la Figura 11 y las cargas de la Tabla 10 se realizó el análisis estructural obteniéndose los siguientes diagramas para la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.

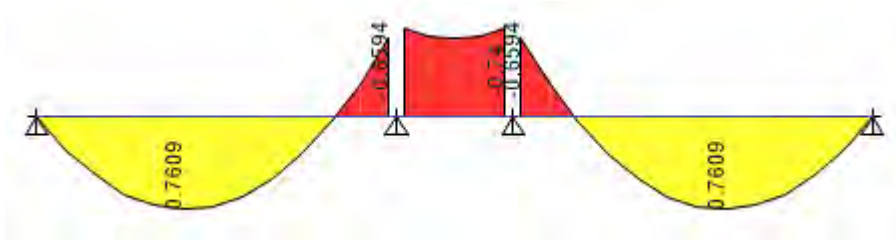


Figura 28: DMF de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.
Fuente: Propia

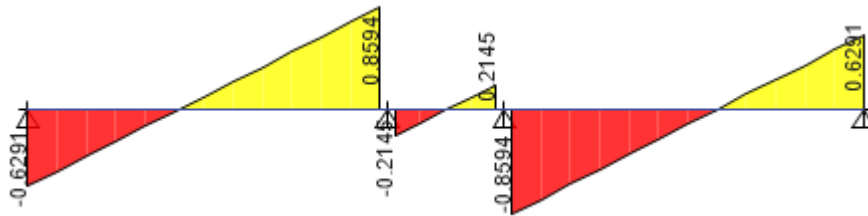


Figura 29: DFC de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.
Fuente: Propia

Se puede apreciar que el tramo central del diagrama de la Figura 28 presenta una inversión de momento flector. Esto se debe a la poca rigidez que aportaban los tramos adyacentes, debido a la relación de longitudes con el tramo central, lo que originaba que las cargas por peso propio y carga viva no sean suficientes para generar momentos positivos.

Asimismo, con la distribución de las solicitaciones en la Figura 28 y Figura 29, se ubicaron las secciones críticas del elemento:

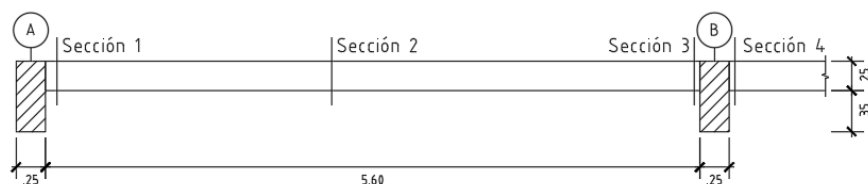


Figura 30: Secciones de análisis de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.
Fuente: Propia.

Dado que el elemento y sus cargas eran simétricos respecto al eje Y-Y, las secciones escogidas se ubicaron dentro del primer tramo y hasta la mitad del segundo.

De este modo, se obtuvo la siguiente tabla con las solicitaciones separadas por efectos de carga viva y de carga muerta en las secciones:

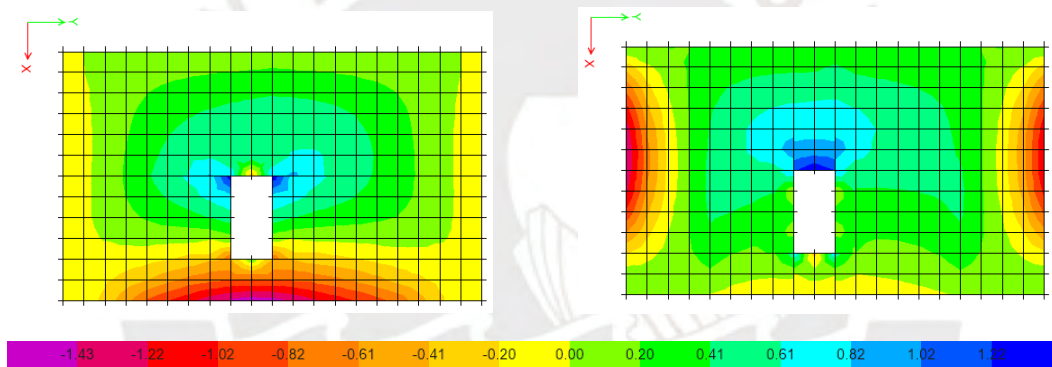
Tabla 31: Solicitaciones de la vigueta del aligerado entre los ejes 3-4.

Sección	Momento (ton-m)		Cortante(ton)	
	C.M	C.V.	C.M	C.V.
1	0.00	0.00	-0.44	-0.19
2	0.53	0.23	-0.01	0.00
3	-0.46	-0.20	0.60	0.26
4	-0.51	-0.23	-0.15	-0.07

Fuente: Propia.

4.2.2. Losas macizas

Con el metrado de la Tabla 11, se realizó el análisis estructural obteniéndose los siguientes diagramas por unidad de longitud distribuidos sobre la losa maciza A-B/4-5.

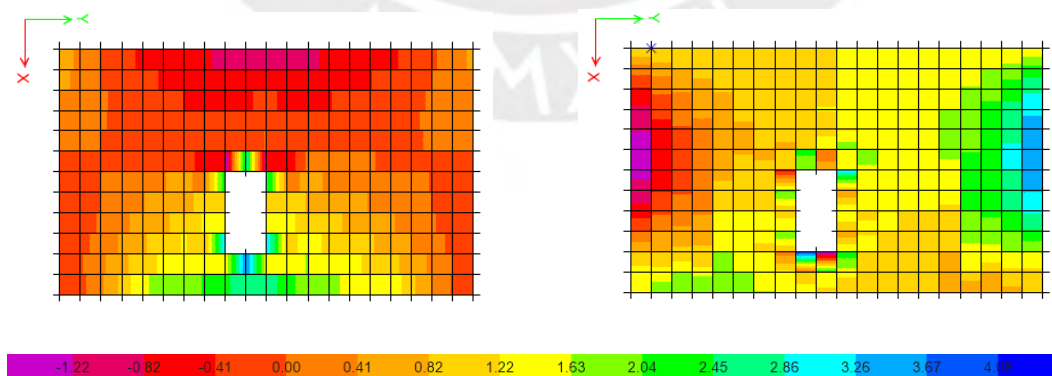


(1) Momentos en dirección M11

(2) Momentos en dirección M22

Figura 31: DMF por área sobre la losa maciza entre los ejes A-B/4-5 en ton-m/m.

Fuente: Propia.



(1) Cortante en dirección V13

(2) Cortante en dirección V23

Figura 32: DFC por área sobre la losa maciza entre los ejes A-B/4-5 en ton/m.

Fuente: Propia.

De la Figura 31 y Figura 32, se tomaron las secciones críticas del modelo de cálculo, las cuales se muestran en la Figura 33, y se construyó las Tabla 32 con las solicitaciones las losas por efectos de carga muerta y de carga viva.

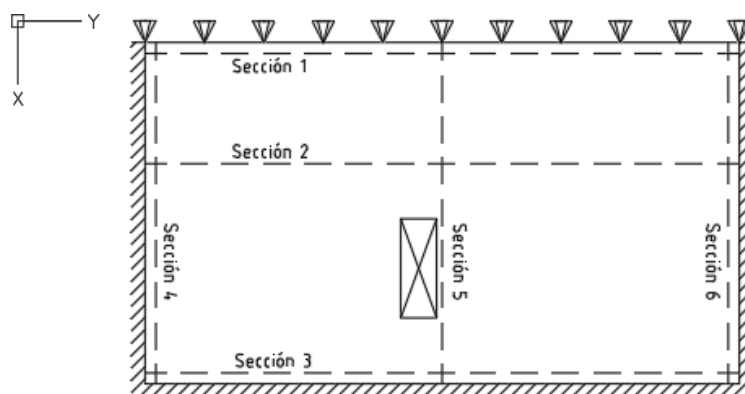


Figura 33: Secciones críticas de la losa maciza entre A-B/4-5.
Fuente: Propia.

Tabla 32: Solicitaciones de la losa maciza entre los ejes A-B/4-5

Sección	Momento (ton-m/m)		Cortante (ton/m)	
	C.M.	C.V.	C.M.	C.V.
1	0.00	0.00	-0.86	-0.18
2	0.42	0.10	0.00	0.00
3	-1.35	-0.21	2.41	0.35
4	-0.81	-0.17	-1.35	-0.32
5	0.35	0.10	0.00	0.00
6	-0.68	-0.17	1.17	0.32

Fuente: Propia.

Adicionalmente, en el Anexo 1 se verifican las solicitaciones obtenidas del análisis por medio de las tablas de Kalmanok.

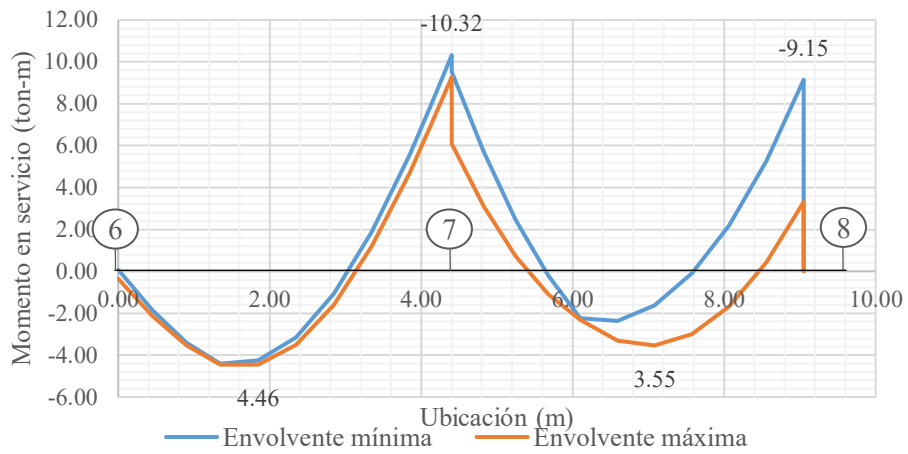
4.2.3. Vigas peraltadas

Las solicitaciones de las vigas peraltadas se determinaron considerando los metrados de carga viva y carga muerta, y superponiéndolos con los resultados del análisis sísmico de la superestructura. Por lo tanto, para las solicitaciones de la viga V-04(2) se tomaron las cargas de la Tabla 12, el modelo de cálculo de la Figura 13, y los resultados del análisis dinámico modal-espectral.

Asimismo, dado que las vigas se diseñaron por grupos (piso 1, piso típico y azotea), se tomó la envolvente del análisis para los pisos típicos.

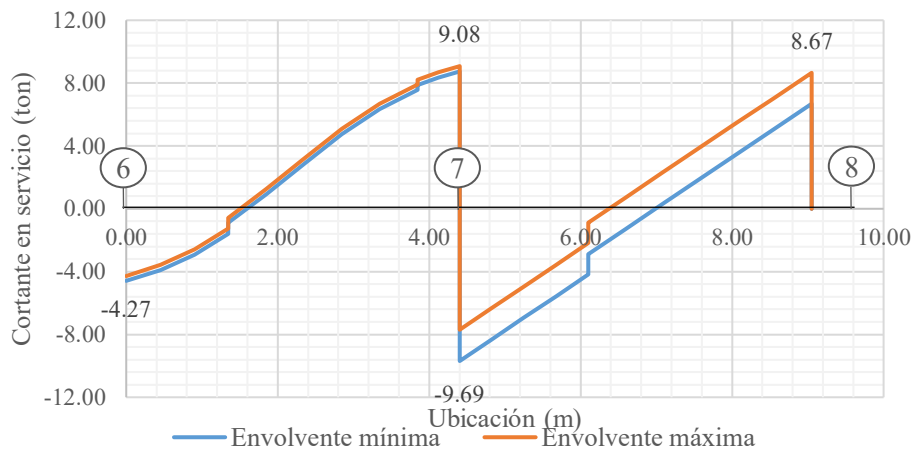
De este modo, se obtuvieron los siguientes diagramas envolventes de momentos y cortantes, considerando la superposición de cargas muertas, vivas y de sismo (0.8S):

Gráfico 3: Envoltente de DMF de la viga V-04(2) en el piso típico.



Fuente: Propia.

Gráfico 4: Envoltente de DFC de la viga V-04(2) en el piso típico.



Fuente: Propia.

Del Gráfico 3 y Gráfico 4, se obtuvieron las secciones críticas de la viga, las cuales se muestran en la Figura 34. Seguidamente, en la Tabla 33, se separaron las solicitaciones de las secciones por efectos de carga muerta, viva y de sismo.

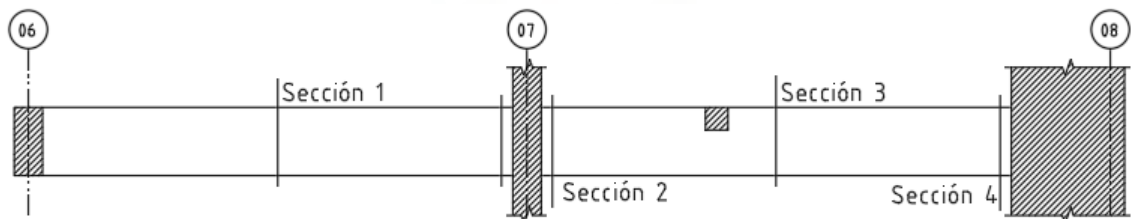


Figura 34: Secciones críticas de la viga V-04(2).

Fuente: Propia.

Tabla 33: Envoltorio de solicitaciones sobre la viga V-4 en los pisos típicos.

Sección	C.M.	C.V.	C.S. Y-Y
Momento (ton-m)			
1	3.80	0.63	-0.01
2	-8.31	-1.52	2.19
3	2.29	0.58	-0.61
4	-5.07	-1.25	-3.76
Cortante (ton) abs.			
1	1.22	0.21	0.22
2	7.05	1.27	1.28
3	0.28	0.13	1.28
4	6.11	1.59	1.28

Fuente: Propia.

4.2.4. Columnas

Las solicitaciones de la columna C-01 del eje C/3 se determinaron considerando los metrados de carga muerta y viva de la Tabla 13, la reducción de carga viva de la Tabla 14, y el análisis sísmico.

Dado que el diseño de columnas se realizó cada dos pisos, se obtuvieron las reacciones de carga axial, momento flector y fuerza cortante de los pisos 1 y 2. Es importante mencionar que estas reacciones se obtuvieron de la sección crítica, ubicada en la base del elemento en cada piso.

A manera de referencia, se muestra la sección de la columna C/3 y sus ejes locales respectivos:

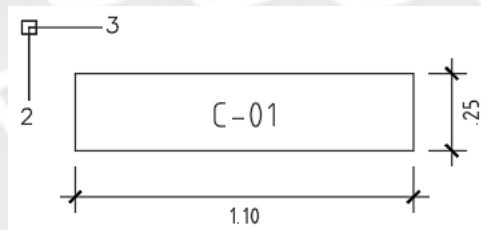


Figura 35: Sección transversal y orientación de ejes locales de la columna C/3 (C-01).

Fuente: Propia.

Seguidamente, se muestran los resultados separados por efectos de carga muerta, viva, sismo en X-X y sismo en Y-Y para cada uno de los pisos en la Tabla 34.

Tabla 34: Solicitaciones de la columna C-01 en la base de los pisos 1 y 2.

Solicitación	C.M.	C.V.	C.S. X-X	C.S. Y-Y
Piso 01				
P (ton)*	69.2	14.4	-49.9	-20.3
V2 (ton)	0.30	0.04	2.93	0.16
V3 (ton)	-1.17	-0.33	0.38	3.47
M2 (ton-m)	-1.05	-0.31	0.42	9.97
M3 (ton-m)	-0.28	-0.04	-4.17	-0.21

Piso 02				
P (ton)*	56.8	11.8	-41.3	-17.8
V2 (ton)	0.55	0.08	5.77	0.35
V3 (ton)	-1.91	-0.55	0.84	2.70
M2 (ton-m)	-2.29	-0.67	0.84	5.30
M3 (ton-m)	-0.61	-0.09	-6.61	-0.38
(*) Compresión positiva				

Fuente: Propia.

4.2.5. Placas

De manera similar, se obtuvieron las solicitaciones de la placa PL-02 en los pisos 1-2 con la sección crítica ubicada en la base de elementos. Para esto se utilizó el metrado de cargas de la Tabla 15, la reducción de carga viva de la Tabla 16 y el análisis sísmico.

En la Figura 36 se muestra la sección de la placa con sus ejes locales respectivos y en la Tabla 35 se presentan las solicitaciones separadas por efectos de carga muerta, viva y de sismo.

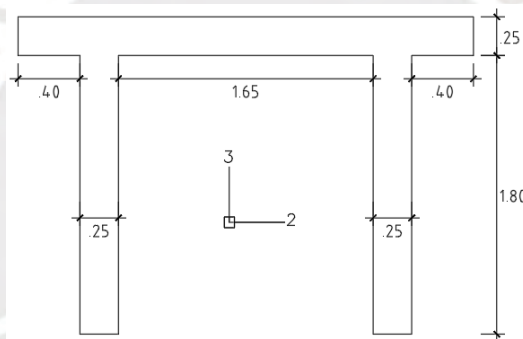


Figura 36: Sección transversal y orientación de ejes locales de la placa PL-02.

Fuente: Propia.

Tabla 35: Solicitaciones de la placa PL-02 en la base de los pisos 1 y 2.

Solicitación	C.M.	C.V.	C.S. X-X	C.S. Y-Y
Piso 01				
P (ton)*	277	49.4	0.00	-12.1
V2 (ton)	0.00	0.00	125	2.17
V3 (ton)	0.72	0.56	0.00	35.7
M2 (ton-m)	-2.51	-1.03	0.00	168
M3 (ton-m)	0.00	0.00	-883	-16.61
Piso 02				
P (ton)*	232	42.0	0.00	-10.6
V2 (ton)	0.00	0.00	124	1.54
V3 (ton)	1.68	1.21	0.00	19.6
M2 (ton-m)	1.38	1.06	0.00	81.2
M3 (ton-m)	0.00	0.00	-565	-10.8
(*) Compresión positiva				

Fuente: Propia.

En el Anexo 2 se presenta una comparación entre el cálculo hecho manualmente y los resultados del ETABS para las solicitaciones por sismo de la placa PL-02.

4.2.6. Cimentaciones

Según Higashi, el procedimiento de análisis de cimentaciones se puede diferenciar en dos etapas:

Primero, el análisis preliminar donde se hallan las dimensiones de la zapata a partir de la comparación entre esfuerzos máximos con la capacidad admisible del suelo. Para este análisis se utilizaron las cargas (axiales y momentos flectores), en condiciones de servicio.

Adicionalmente, para calcular los esfuerzos, se usó el método de Meyerhoff que asume una distribución uniforme de presiones sobre un área efectiva. La Figura 37 se presenta un resumen del método y la ecuación (27) permite determinar la presión en la zona achurada.

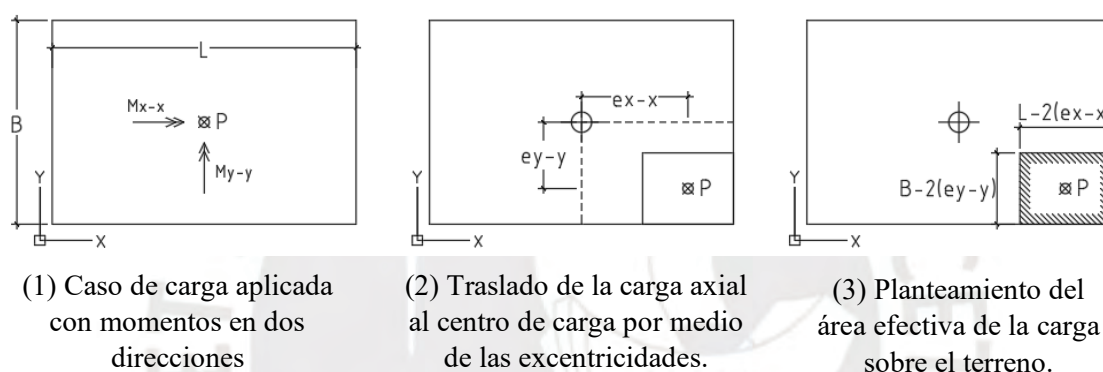


Figura 37: Resumen del método de Meyerhoff.

Fuente: Propia.

$$e_{X-X} = \frac{M_{Y-Y}}{P}; e_{Y-Y} = \frac{M_{X-X}}{P}; \sigma = \frac{P}{(L-(2 \times e_{X-X})) \times (B-(2 \times e_{Y-Y}))} \quad (27)$$

Como se mencionó anteriormente, las presiones obtenidas debían ser menores que la capacidad admisible del suelo. Por lo tanto, el resultado de la ecuación (27) debía ser menor que 4kg/cm² en condiciones estáticas y menor a 5.2kg/cm² en condiciones sísmicas (según 15.2.4. de la norma E.060).

Segundo, para el análisis de las solicitaciones internas, la presión obtenida de la ecuación (27), se distribuyó de manera uniforme sobre la sección y se determinaron el momento a flexión, el cortante por punzonamiento y el cortante de la zapata.

Con las ecuaciones (28), (29) y (30) se hallaron las reacciones internas de las zapatas, mientras que en la Figura 38 se muestran las secciones críticas para cada condición.

Momento flector por metro de ancho:

$$M \left(\frac{\text{ton-m}}{\text{m}} \right) = \sigma \times \frac{L^2}{2} \quad (28)$$

Donde: L, es el volado máximo de la zapata desde la cara de la columna; σ , es el esfuerzo obtenido del método de Meyerhoff

Cortante por punzonamiento:

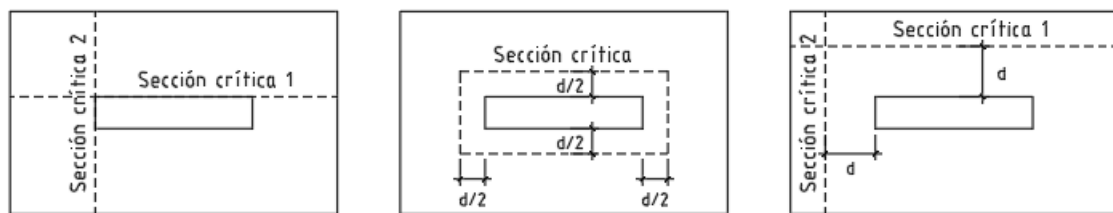
$$V_p(\text{ton})=P-(a+d)\times(b+d)\times\sigma \quad (29)$$

Donde: P, es la carga axial máxima sobre la zapata; a y b, son las dimensiones de la columna; d, es el peralte efectivo de la zapata.

Cortante por metro de ancho:

$$V(\text{ton})=\sigma\times(L-d) \quad (30)$$

Donde: L, es el volado máximo de la zapata desde la cara de la columna; d, es el peralte efectivo de la zapata; σ , es el esfuerzo obtenido del método de Meyerhoff



(1) Momento flector (2) Cortante a punzonamiento (3) Cortante a d de la cara

Figura 38: Secciones críticas bajo las solicitaciones de una zapata.

Fuente: Propia.

Asimismo, a manera de simplificar las tablas a presentar, se enumeraron las combinaciones de cargas en servicio con el siguiente cuadro:

Tabla 36: Enumeración de las combinaciones en servicio.

N°	Combinación en servicio
1	C.M.+C.V.
2	C.M.+C.V.+0.8C.S. X-X
3	C.M.+C.V.-0.8C.S. X-X
4	C.M.+C.V.+0.8C.S. Y-Y
5	C.M.+C.V.-0.8C.S. Y-Y

Fuente: Propia.

4.2.6.1. Zapata aislada

A manera de ejemplo, se realizó el dimensionamiento y análisis de la zapata de la columna C-03 en el cruce de los ejes D/8.

Para esto, en la Tabla 37 se tienen las cargas en condiciones de servicio del modelo de cálculo del edificio. Es importante acotar que las cargas axiales han sido multiplicadas por un factor de 1.05 que considera el peso del cimiento y de la tierra sobre el mismo.

Tabla 37: Solicitaciones en condiciones de servicio de la columna de los ejes D/8 (C-03)

Combinación (N°)	1	2	3	4	5
P (ton) comp. (+)	76	76	76	79	73
Mx-x (ton-m)	-1.70	-1.70	-1.70	-7.61	4.20
My-y (ton-m)	0.00	3.68	-3.68	-0.18	0.18

Fuente: Propia.

A partir de la Tabla 37, se realizó el predimensionamiento de la zapata con la siguiente ecuación:

$$A = \frac{P_1}{0.8 \times q_a} = \frac{76}{0.8 \times 40} = 2.38 \text{m}^2 \quad (1.70 \times 2.20 \text{m}) \quad (31)$$

Donde: A, es el área predimensionada; P1, es la carga axial por efectos de la combinación 1 de la Tabla 36; qa=40ton/m2, es la capacidad admisible del suelo.

En la siguiente figura, se muestra la columna y la zapata propuestas:

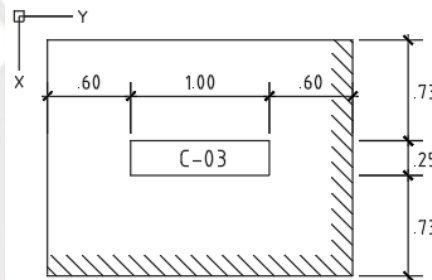


Figura 39: Dimensiones de la zapata de la columna D/8 (C-03).

Fuente: Propia.

Con las dimensiones de la ecuación (31), se hallaron las excentricidades y la presión sobre el suelo con la ecuación (27), obteniéndose el siguiente cuadro:

Tabla 38: Cálculo de esfuerzos de la zapata de la columna D/8 (C-03).

Combinación (N°)	1	2	3	4	5
ex-x (cm)	0.00	4.85	4.85	0.22	0.24
ey-y (cm)	2.24	2.24	2.24	9.62	5.78
σ (ton/m2)	21	22	22	23	21

Fuente: Propia.

En el cuadro anterior, se puede apreciar que los esfuerzos no superan el máximo permisible por la norma E.060. Además, la presión máxima obtenida fue de 23 ton/m2, la cual se distribuyó uniformemente sobre la sección de la zapata para calcular las reacciones internas.

Sabiendo que el peralte efectivo de la zapata (h-10) es de 50cm, se obtuvieron las secciones críticas con la Figura 38, y las solicitaciones a punzonamiento, cortante y flexión con las ecuaciones (28), (29) y (30). Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 39: Solicitaciones de la zapata de columna D/8 (C-03).

Sección crítica	1	2
Momento (ton-m/m)	6	4
Punzonamiento (ton)	53	0
Cortante (ton/m)	17	14

Fuente: Propia.

4.2.6.2. Viga de cimentación

Debido a la excentricidad de la placa PL-03 (A/7-8), se necesitó una viga de cimentación en el eje 08 que conectara la placa con la columna del eje B/8, para contrarrestar los efectos de volteo.

Seguidamente se muestra el modelo de cálculo utilizado para la viga de cimentación y las cargas respectivas en la Figura 40 y la Tabla 40, respectivamente.

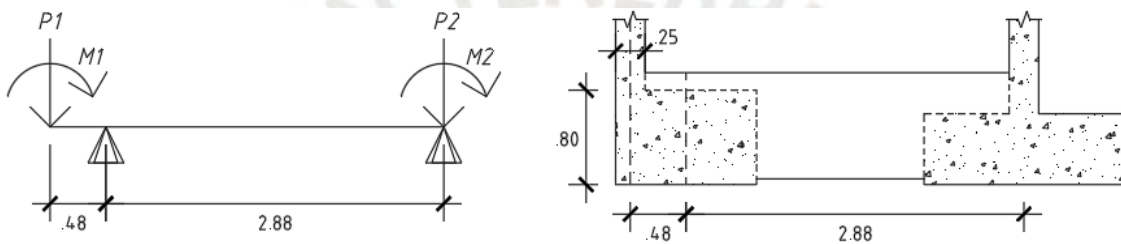


Figura 40: Modelo de cálculo de la viga de cimentación del eje 8.

Fuente: Propia.

Tabla 40: Fuerzas del modelo de cálculo de la viga de cimentación.

Solicitación	C.M.	C.V.	C.S.X-X	C.S.Y-Y
P1 (ton) comp. (+)	55.0	6.6	-26.2	164.6
M1y-y (ton-m)	0.0	0.0	4.3	-0.2
P2 (ton) comp. (+)	61.8	12.4	-19.6	7.9
M2y-y (ton-m)	0.0	0.0	4.3	-0.1

Fuente: Propia.

A partir de las cargas y del modelo anterior se realizó el análisis en condiciones en servicio de la viga de cimentación obteniéndose las siguientes envolventes de flexión y cortante:

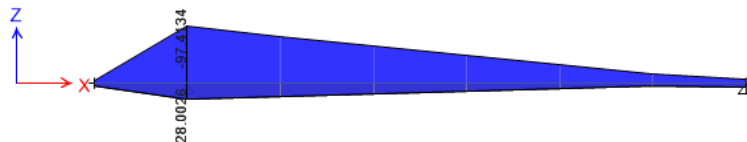


Figura 41: Envolvente de los DMF en condiciones de servicio.

Fuente: Propia.

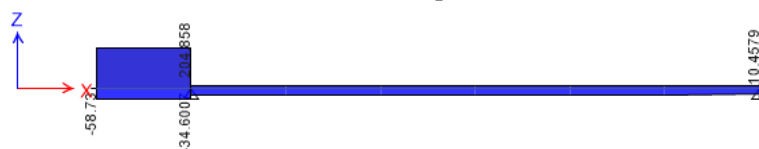


Figura 42: Envolvente de los DFC en condiciones de servicio.

Fuente: Propia.

Se puede observar que la sección de momento y cortante máximo se ubicaba en el primer apoyo del modelo. Por lo tanto, la sección crítica a momento se encontraba a 60cm de la cara del apoyo, en el límite del pie de la zapata de la placa PL-03. En el caso del cortante, dado que no se tenían cargas sobre el tramo del elemento, se mantuvo constante como se puede observar en la Figura 42.

En la siguiente tabla, se muestran las solicitaciones a momento y cortante de la sección crítica separadas por efectos de carga muerta, viva y sismo en ambas direcciones.

Tabla 41: Solicitaciones en la sección crítica de la viga de cimentación.

Solicitación	C.M.	C.V.	C.S.X-X	C.S.Y-Y
Momento (ton-m)	-24.4	-3.0	12.2	-62.0
Cortante (ton)	-10.7	-1.3	9.2	-27.3

Fuente: Propia.

Dadas las magnitudes de momentos de la Tabla 41 se optó por usar una viga de 40x90cm.

4.2.7. Escaleras

La escalera se analizó como una losa maciza con el metrado de cargas de la Tabla 17 y la distribución del modelo de cálculo de la Figura 15 obteniéndose los siguientes diagramas para las cargas de servicio:

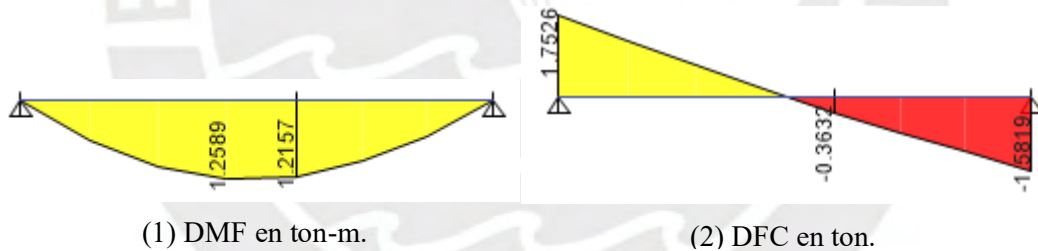


Figura 43: DMF y DFC de la escalera.

Fuente: Propia

De los gráficos anteriores, se obtuvo la Tabla 42 con las solicitaciones en el tramo inclinado y horizontal separadas por efectos de carga muerta y carga viva.

Tabla 42: Solicitaciones de la escalera.

Tramo	C.M.	C.V.
Momento (ton-m)		
Inclinado	0.98	0.28
Horizontal	0.94	0.27
Cortante (ton)		
Inclinado	1.38	0.38
Horizontal	1.21	0.38

Fuente: Propia.

4.2.8. Cerco perimétrico

El cerco perimétrico se analizó en condiciones sísmicas considerando cargas perpendiculares a su plano de acción, según se estipula en la norma E.070. En análisis constó de la verificación de esfuerzos sobre la albañilería, y la revisión global y local de la estructura por metro de ancho.

4.2.8.1. Verificación de esfuerzos en el muro

La norma E.030 en el artículo 41 dispone que elementos no estructurales (cercos) se diseñan con una fuerza horizontal aplicada en dirección horizontal:

$$F=0.5 \times Z \times U \times S \times P_e = 0.225 \times w_{pp} \times b \times t \times h \quad (32)$$

Donde: w , es la carga perpendicular distribuida por unidad de área sobre el muro; Z , U , S , son los parámetros sísmicos de la Tabla 22; $P_e = w_{pp} \times t \times h \times b$, es el peso del elemento no estructural, donde w_{pp} es el peso propio, t el espesor, h la altura y b el largo del muro.

Asimismo, en el acápite 43 de la E.030 se menciona que, en caso se diseñe por el Método de Esfuerzos Admisibles, la ecuación (32)(43) debe de ser reducida por un factor de 0.8.

Por lo tanto, al dividir la fuerza horizontal de la ecuación (32) entre el alto y largo del muro, y multiplicarla por el factor 0.8, se dedujo la ecuación (34) que representa la carga sísmica distribuida sobre el muro.

$$w = 0.8 \times \frac{F}{b \times h} = 0.18 \times w_{pp} \times t \quad (33)$$

A partir de la ecuación anterior, se determinó la carga distribuida sobre el área de albañilería. Para esto se consideró el peso propio de albañilería de la Tabla 8 (1800kg/m³) y el espesor del ladrillo KK se consideró de 13cm, con lo que se obtuvo una carga distribuida $w = 42.12 \text{kg/m}^2$. A este valor se añadió la carga sísmica del tarrajeo (2000kg/m³) con un espesor de 2cm ($w = 7.2 \text{kg/m}^2$), resultando en $w = 49.32 \text{kg/m}^2$.

La norma E.070 en 29.7, establece que el momento flector dentro del paño del muro se calcula por medio de un coeficiente (m), que depende de las condiciones de arriostre del muro y sus dimensiones. Dado que el muro está arriostado por los 4 lados, por las vigas soleras, columnetas y sobrecimiento (Figura 10), pertenece al caso 1 de la tabla 12 de la norma E.070.

En el caso 1 de dicha tabla, se establece que la menor dimensión de la albañilería ($a = 2.4 \text{m}$) se debe dividir sobre la mayor ($b = 2.88 \text{m}$, la corresponde al largo de albañilería en el paño más grande), por lo que se obtuvo una relación de $b/a = 1.2$ y, consecuentemente, un $m = 0.0627$. Cabe mencionar que las dimensiones de la albañilería se pueden revisar en la Figura 10.

Seguidamente, con la fórmula del acápite 29.7 de la norma E.070 y el esfuerzo en la albañilería con las ecuaciones de resistencia de materiales se determinó el momento flector distribuido por unidad de longitud.

$$M_s = m \times a^2 \times w = 0.0627 \times 2.4^2 \times 49.32 = 17.81 \text{ kg-m}$$

$$f_m = \frac{6 \times M_s}{b \times t^2} = \frac{6 \times 1781}{100 \times 13^2} = 0.63 \text{ kg/cm}^2 \quad (34)$$

Donde: M_s , es el momento flector distribuido por unidad de longitud en la sección del muro sobre la albañilería; $w=42.32\text{kg/m}^2$, la carga distribuida de la albañilería y el tarrajeo sobre el muro; f_m , es el esfuerzo sobre la albañilería por efectos de flexión; $b=100\text{cm}$, es la franja de ancho del muro.

Dado que el esfuerzo sobre la albañilería resulta menor que el máximo de la norma E.070 en 29.8 (1.5kg/cm² para albañilería simple), las dimensiones del muro cumplen.

4.2.8.2. Análisis de estabilidad global

El análisis de estabilidad global consistió en la revisión a volteo y deslizamiento del muro en condiciones sísmicas mediante los factores de seguridad propuestos en la norma E.050.

Con respecto a la revisión por volteo, el centro de reducción se ubicó en la esquina inferior izquierda de la cimentación.

Primero, para determinar las cargas sísmicas por unidad de longitud de cada componente del cerco, se utilizó la ecuación (33) (sin considerar el factor 0.8 para análisis por esfuerzos admisibles)(32), y los pesos de la Tabla 18. Estas cargas se ubicaron en los centroides de cada uno de los componentes.

Tabla 43: Cargas sísmicas de los componentes del cerco perimétrico.

Descripción	C.S.	Brazo
	kg/m	m
Viga solera	16	4.20
Albañilería	126	2.90
Sobrecimiento	89	1.15
Cimiento	194	0.30

Fuente: Propia.

Luego, se determinó el empuje activo en condiciones sísmicas (E_{ad}) por medio del método de Seed y Whitman⁶. Este método propone separar el empuje activo dinámico en dos componentes: la resultante del empuje activo estático (E_a) y el incremento del empuje activo en condiciones sísmicas (ΔE_a).

El empuje activo estático fue hallado usando la ecuación de Rankine y se aplicó a $H/3$ (40cm), de la base de la cimentación.

⁶ El método de Seed y Whitman es una variación más accesible del método de Mononobe-Okabe, el cual está basado en la teoría de Coulomb para empujes estáticos de tierra.

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_a \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1800 \times 0.466 \times 1.2^2 = 604 \text{ kg} \quad (35)$$

Donde: $\gamma=1800\text{kg/m}^3$, peso específico del suelo; $K_a=0.466$, empuje activo del suelo en condiciones estáticas (Tabla 1); $H=1.20\text{m}$, la profundidad del fondo del cimiento.

Mientras tanto, el incremento del empuje activo se determinó la ecuación (36), y se aplicó a $2H/3$ (80cm), del fondo del cimiento.

$$k_h = 0.5 \times Z \times U \times S = 0.5 \times 0.45 = 0.225$$

$$\Delta k_a = \frac{3}{4} \times k_h = \frac{3}{4} \times 0.225 = 0.169 \quad (36)$$

$$\Delta E_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \Delta K_a = \frac{1}{2} \times 1800 \times 1.2^2 \times 0.169 = 219 \text{ kg}$$

Donde: k_h ; es la aceleración horizontal del suelo en función de $g=9.8\text{m/s}^2$, según 41 de la norma E.030; Z , U , S , son los parámetros sísmicos de la Tabla 22; Δk_a , es la variación del coeficiente de empuje activo en condiciones sísmicas.

Por otra parte, el empuje pasivo fue la suma de las fuerzas sísmicas (en condiciones de servicio), del empuje activo con las de la Tabla 43 $(0.8 \times (16+126+89+194)+604+0.8 \times 219=1120\text{kg})$. Es importante notar que para la suma de las fuerzas de inercia de la Tabla 43 y el resultado de la ecuación (36) se multiplicaron por 0.8, para establecer la condición de estado en servicio.

Asimismo, se revisó que el empuje pasivo fuera menor que el máximo propuesto por Prakash y Basavana en la ecuación (37):

$$K_{ps} = 0.85 \times K_p = 0.85 \times 2.145 = 1.822$$

$$E_{pdmax} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{ps} \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1800 \times 1.822 \times 1.2^2 = 2362 \text{ kg} \quad (37)$$

Donde: K_{ps} , es el coeficiente de empuje pasivo en condiciones sísmicas; $K_p=2.145$, es el coeficiente de empuje pasivo en condiciones estáticas (Tabla 1).

Dado que el empuje pasivo es menor que el máximo, $E_p=1120\text{kg}$ aplicado a una altura de $H/3$ (40cm) del fondo del cimiento. Cabe mencionar que para el cálculo de los F.S. se considerará el empuje pasivo máximo ($E_{pmax}=2362$).

Después de ello, se determinó la fuerza de fricción estática (F_r), debajo del cimiento debido al peso de la estructura. Para ello, se utilizó la ecuación presentada por Zegarra (2017), con los parámetros tomados de la tabla de NAVFAC D.M.7.2.

$$F_r = \sum F_v \times \tan(\delta) = 2380 \times 0.45 = 1071 \text{ kg} \quad (38)$$

Donde: $\sum F_v=2380\text{kg}$, es la suma de fuerzas verticales obtenidas de la Tabla 18; $\tan(\delta)=0.45$, es el factor de fricción de la tabla del de NAVFAC D.M.7.2 para suelos granulares.

Las magnitudes y ubicaciones de las fuerzas calculadas anteriormente y los pesos de la Tabla 18, se muestran en la Tabla 44 y en la Figura 44.

Tabla 44: Fuerzas y momentos, resistentes y actuantes, sobre el cerco perimétrico.

Descripción	Fuerza	Brazo	Momento
	kg	m	kg-m
Reacciones resistentes			
Peso de viga solera (W1)	72	0.075	5
Peso de albañilería (W2)	562	0.075	42
Peso de sobrecimiento (W3)	396	0.075	30
Peso de cimiento (W4)	864	0.30	259
Peso de tierra (W5)	486	0.375	182
Empuje pasivo (Ep)	1120	0.40	448
0.8xEmpuje pasivo máximo (Epmax)	1890	0.40	756
Fuerza de fricción (Fr)	1071	0.00	0
Reacciones actuantes			
0.8xC.S. viga solera (F1)	13	4.20	54
0.8xC.S. albañilería (F2)	101	2.90	293
0.8xC.S. sobrecimiento (F3)	71	1.15	82
0.8xC.S. cimiento (F4)	156	0.30	47
Empuje activo (Ea)	604	0.40	242
0.8xIncremento de Ea (ΔEas)	175	0.80	140

Fuente: Propia.

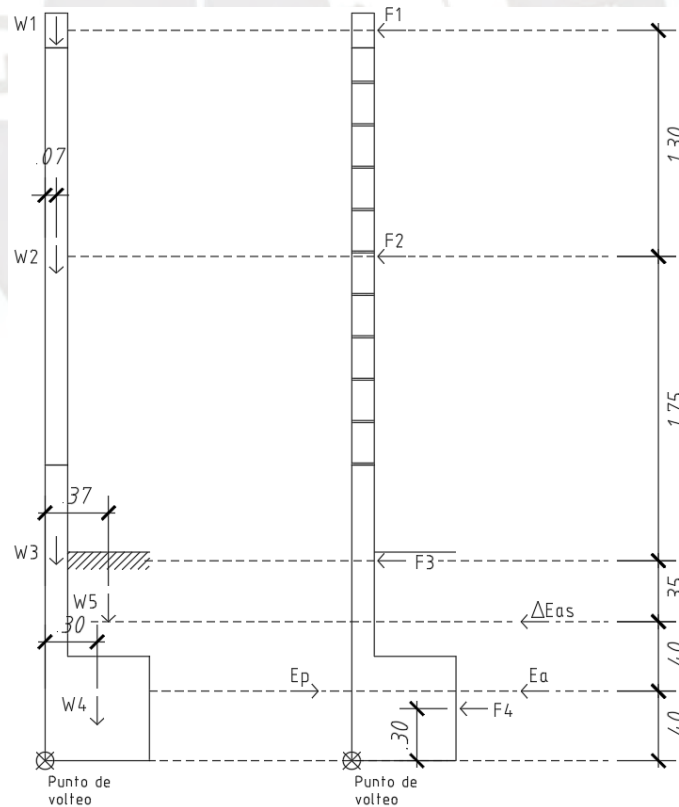


Figura 44: Esquema de cargas aplicadas sobre el cerco.

Fuente: Propia.

Con los valores anteriores, se determinaron los factores de seguridad:

$$\begin{aligned}
 FS_v &= \frac{5+42+30+259+182+756}{54+293+82+47+140+242} = 1.50 \\
 FS_d &= \frac{1890+1071}{13+101+71+156+604+175} = 2.64
 \end{aligned}
 \tag{39}$$

Donde: FS_v y FS_d, son los factores de seguridad a volteo y deslizamiento, respectivamente. Cabe mencionar que en el cálculo de los factores se consideró el empuje pasivo máximo dado que se trata de medir la relación entre la capacidad máxima y la actuante.

Zegarra (2017) menciona que los factores de seguridad por volteo varían entre 1.5 a 2, mientras que por deslizamiento deben ser mayor que 2 cuando se considera el empuje pasivo. Por lo tanto, las dimensiones del cerco cumplen con los factores mínimos admisibles.

Finalmente, se determinaron las presiones sobre el terreno generadas por las fuerzas de la Tabla 44, mediante el método de Meyerhoff. Cabe mencionar que en este caso se consideró el empuje pasivo actuante (1120 kg).

Para esto aplicar Meyerhoff, se trasladaron las reacciones al centro de la cimentación:

$$\begin{aligned}
 M_{resis} &= 5+42+30+259+182+448=966 \text{ kg-m} \\
 M_{act} &= 54+293+82+47+140+242=858 \text{ kg-m} \\
 M &= M_{resis}-M_{act}=109 \text{ kg-m} \\
 P &= \sum F_v=2380 \text{ kg} \\
 M' &= M-P \times 0.3=-605 \text{ kg-m}
 \end{aligned}
 \tag{40}$$

Donde: M_{resis}, es el momento resistente en sentido horario; M_{act}, es el momento actuante en sentido antihorario, M y P, son el momento y la carga axial en el centro de volteo; M', es el momento trasladado al centro de la cimentación.

Con la carga axial y el momento en el centro se procedió a utilizar la ecuación (27):

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M'}{P} = \frac{605}{2380} = 0.25 \text{ m} \\
 \sigma &= \frac{2380}{(0.6-2 \times 0.25)} \times \frac{1}{1000} = 26 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}
 \tag{41}$$

Se puede observar que el esfuerzo que se obtiene es menor que 52ton/m² (1.3qadm), por lo que cumple con lo estipulado en la norma E.060 en 15.2.4.

4.2.8.3. Análisis interno del cerco

El análisis interno del cerco se realizó para los elementos de arriostre: las vigas soleras, columnetas y sobrecimientos. Asimismo, se utilizó la carga distribuida w=49.32kg/m² (obtenida de la revisión de esfuerzos en la albañilería), para determinar la cargas w₁ del modelo de cálculo de la Figura 17 y Figura 18.

$$w_1 = w \times l_1 = 49.32 \times 1.20 = 59 \text{ kg/m} \quad (42)$$

Donde: $l_1 = 1.20 \text{ m}$, es la distancia máxima perpendicular al eje de la viga solera sobre el área tributaria, que se puede verificar en la Figura 16.

Las cargas w_2 y w_3 de la Figura 17, Figura 18, respectivamente, se obtuvieron con la ecuación (33)(32), considerando el peso específico del concreto armado (w_{pp}) de 2.4 ton/m^3 .

$$\begin{aligned} w_2 &= 0.225 \times w_{pp} \times h \times t = 0.225 \times 2400 \times 0.2 \times 0.15 = 16 \text{ kg/m} \\ w_3 &= 0.225 \times w_{pp} \times b \times t = 0.225 \times 2400 \times 0.25 \times 0.15 = 20 \text{ kg/m} \end{aligned} \quad (43)$$

Donde: h , es el peralte de la viga solera; b , es el ancho de la columneta.

A partir de las cargas de las ecuaciones (42) y (43) se realizaron los análisis de la viga solera y de la columneta, obteniéndose los diagramas de momento y cortante de la Figura 45 y Figura 46:

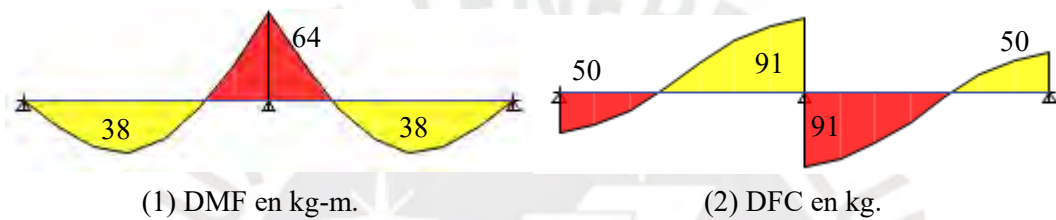


Figura 45: DMF y DFC de la viga solera.

Fuente: Propia



Figura 46: DMF y DFC de la columneta

Fuente: Propia

Es importante notar que la reacción en los apoyos de la Figura 45 fue de 183 kg en el centro y 50 kg en los extremos, mientras que en la Figura 46 se obtuvo un momento de 704 kg-m y una fuerza de 380 kg en el apoyo. En el caso de las columnas extremas, las reacciones fueron de 279 kg-m y 173 kg de momento y cortante, respectivamente.

Seguidamente, se presentan las reacciones máximas de los diagramas anteriores.

Tabla 45: Solicitaciones de la viga solera y columneta.

Elemento	Viga solera	Columneta
V (kg)	64	380
M (kg-m)	38	704

Fuente: Propia.

Finalmente, para determinar las solicitaciones del sobrecimiento, se superpusieron las reacciones en la base de las columnas centrales y extremas, las cargas inerciales de la albañilería por el

arriostre, y las cargas inerciales del sobrecimiento (las que consideran las dimensiones totales del sobrecimiento del paño más largo 6.74x0.15m). Estas cargas luego se trasladaron al nivel +0.00m con un brazo de palanca de 50cm. En la siguiente tabla, se muestran las reacciones consideradas:

Tabla 46: Solicitación en la sección crítica del sobrecimiento.

Descripción	Cantidad	Fuerza	Ftotal	M (+0.50m)	M (+0.00m)	M total
		kg	kg	kg-m	kg-m	kg-m
Columna extrema	2	173	346	279	365	731
Columna central	1	380	380	704	894	894
F.inercial albañilería	2	105	210	0	52	105
F. inercial sobrecim.	1	273	273	--	68	68
		V total	1209		M total	1798

Fuente: Propia.

4.2.9. Tanque elevado

Con los modelos de cálculo de la Figura 20 y las cargas de la Tabla 19, se hizo el análisis estructural de las secciones del tanque.

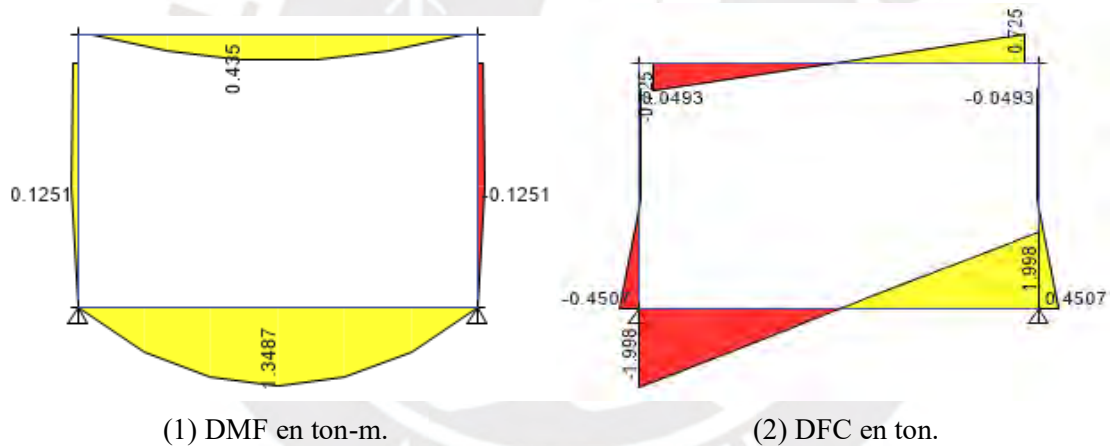


Figura 47: DMF y DFC del corte 1-1 del tanque elevado.

Fuente: Propia.

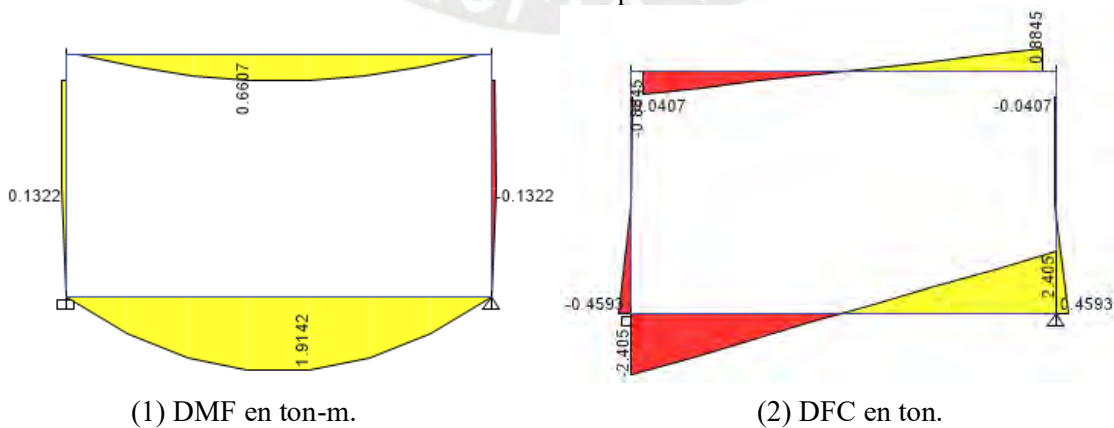


Figura 48: DMF y DFC del corte 2-2 del tanque elevado.

Fuente: Propia.

Se puede apreciar en las figuras anteriores que los momentos y cortantes en los elementos horizontales son considerablemente superiores a los verticales. Por lo tanto, las secciones críticas se ubicaron únicamente en los extremos y al centro de los elementos horizontales.

Asimismo, se la Figura 47 y Figura 48 se obtuvieron las reacciones en los apoyos simples los cuales representaban la carga distribuida en las vigas sobre las que se sostenía el tanque (F1-1 y F2-2).

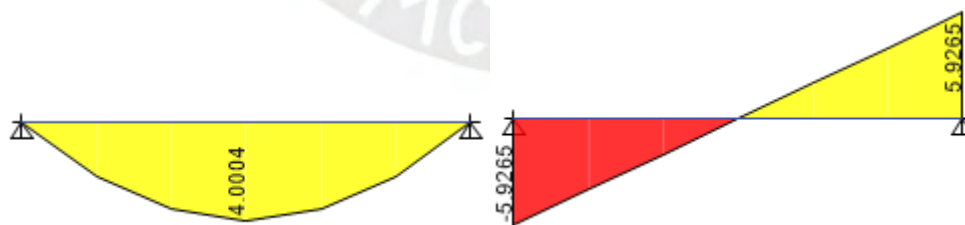
Los momentos y cortantes de las secciones críticas, y las fuerzas en los apoyos se muestran a continuación:

Tabla 47: Solicitaciones de las secciones críticas y reacciones en los apoyos simples del tanque elevado.

Descripción	C.M.	C.V.	C.W.
Momento al centro (ton-m)			
Losa de fondo	0.62	0.00	1.29
Losa de techo	0.55	0.11	0.00
Cortante al extremo (ton)			
Losa de fondo	0.78	0.00	1.63
Losa de techo	0.53	0.15	0.00
Reacciones en los apoyos (ton)			
F1-1	2.45	0.16	1.62
F2-2	2.18	0.14	1.35

Fuente: Propia.

Las reacciones F1-1 y F2-2 corresponden a las cargas distribuidas de los modelos de cálculo de la Figura 21. A ambos modelos se le incluyeron los pesos propios de las vigas de 25x60cm equivalentes a 0.36ton/m. Seguidamente, se muestran los diagramas a flexión y cortante, y las reacciones en las secciones críticas en la Figura 49, Figura 50 y Tabla 48, respectivamente.



(1) DMF en ton-m.

(2) DFC en ton.

Figura 49: DMF y DFC de la viga paralela al corte 1-1.

Fuente: Propia.

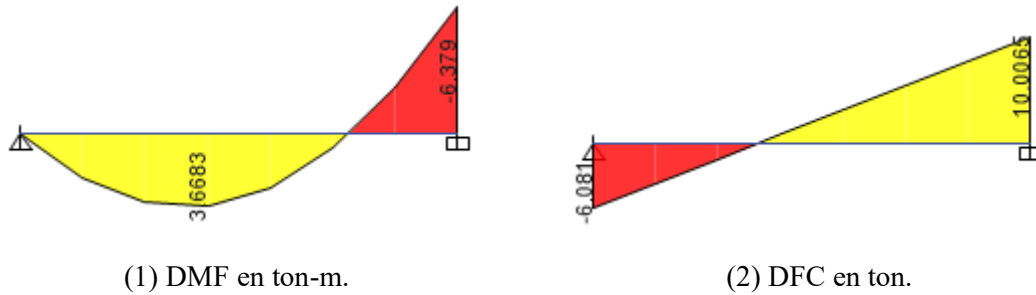


Figura 50: DMF y DFC de la viga paralela al corte 2-2.
Fuente: Propia.

Tabla 48: Solicitaciones en las secciones críticas de las vigas de sostenimiento del tanque elevado.

Descripción	C.M.	C.V.	C.W.
Momento al centro (ton-m)			
Viga paralela a 1-1	2.64	0.13	1.23
Viga paralela a 2-2	2.35	0.12	1.20
Momento al extremo (ton-m)			
Viga paralela a 2-2	-4.09	-0.21	-2.09
Cortante al extremo (ton)			
Viga paralela a 1-1	3.92	0.19	1.82
Viga paralela a 2-2	6.41	0.32	3.27

Fuente: Propia.

Finalmente, se determinaron las reacciones en la base de las columnas del tanque. Para esto, se modeló parte del tanque con cargas puntuales en el centro, representando los pesos del agua, los muros y el techo de concreto. A dicho modelo se le asignó una carga sísmica en dirección Y-Y como una proporción del peso del tanque.

La norma E.030 en 38.1, propone la siguiente ecuación para determinar la carga sísmica:

$$F = \frac{F_i}{P_i} \times C_i \times P_e = \frac{76}{357} \times 3 \times 16.66 = 10 \text{ ton} \quad (44)$$

Donde: $F_i=76\text{ton}$, es la fuerza proveniente del análisis estático en el nivel de apoyo; $P_i=357\text{ton}$, es el peso sísmico de dicho nivel, obtenido de la Tabla 25; $C_i=3$, es el valor de amplificación según la tabla N°12 de la norma E.030 para tanques en la azotea; $P_e=16.66\text{ton}$, el peso del tanque considerando el peso del líquido contenido y de los muros y techo de concreto armado.

Seguidamente, en la Tabla 49 se presentan las reacciones sobre la columna separadas por los efectos de carga muerta, viva y sismo en Y-Y. Asimismo, en la Figura 51 se puede observar el modelo de cálculo de la base del tanque con la fuerza sísmica de la ecuación (44) aplicada en el centro.

Tabla 49: Solicitaciones en la base de las columnas de soporte del tanque elevado.

Solicitación	C.M.	C.V.	C.W.	C.S.Y-Y
P (ton) comp. (+)	7.75	0.23	2.25	1.63
V2 (ton)	0.63	0.02	0.31	3.57
V3 (ton)	0.20	0.01	0.09	0.02
M2 (ton-m)	0.18	0.01	0.09	0.02
M3 (ton-m)	0.18	0.00	0.15	6.48

Fuente: Propia.

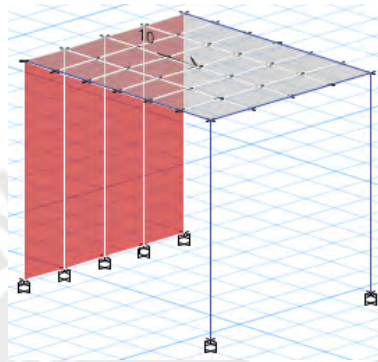


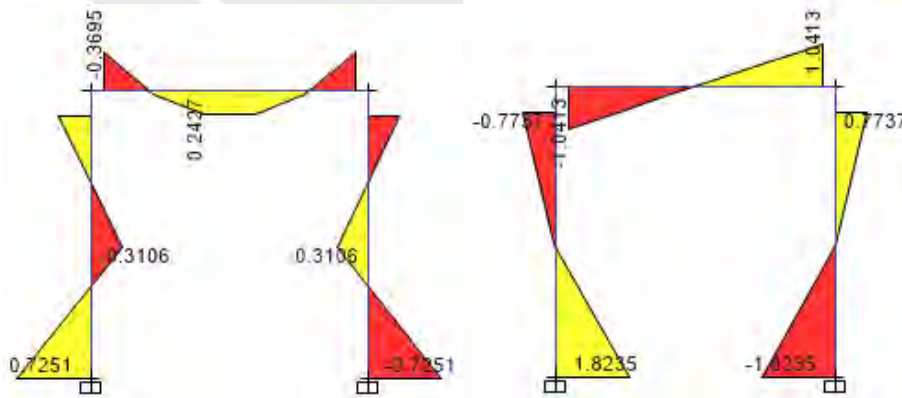
Figura 51: Modelo del tanque elevado para condiciones sísmicas.

Fuente: Propia.

4.2.10. Cisterna y cuarto de bombas

Análisis de los cortes 1-1 y 2-2

A partir de los modelos de cálculo de la Figura 23 y la Tabla 20, se determinaron los diagramas a momento y cortante de la cisterna y cuarto de bombas:

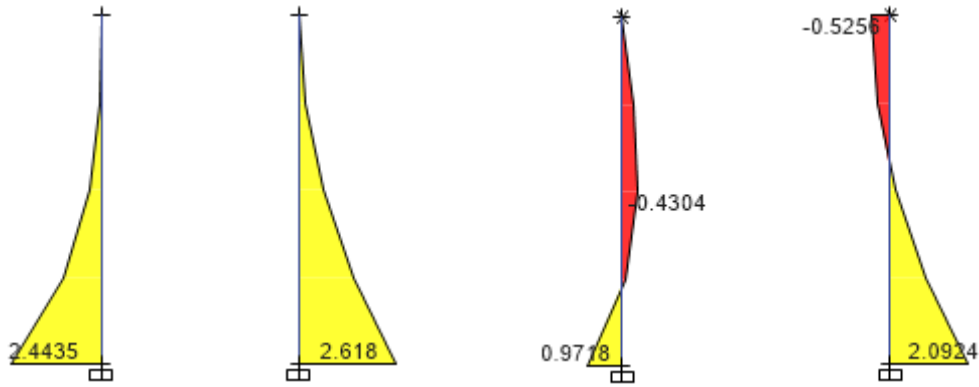


(1) DMF en ton-m.

(2) DFC en ton.

Figura 52: DMF y DFC del corte 1-1 del cuarto de bombas.

Fuente: Propia.



(1) DMF durante la construcción en ton-m.

(2) DFC durante de la construcción en ton.

(3) DMF después de la construcción en ton.

(4) DFC después de la construcción en ton.

Figura 53: DMF y DFC del corte 2-2 del cuarto de bombas para los casos durante y después de la construcción.

Fuente: Propia.

Tabla 50: Solicitaciones de las secciones críticas de la cisterna y el cuarto de bombas.

Sección	C.M.	C.V.	C.T.
Carga axial (ton)			
Base del muro corte 1-1	2.49	0.34	0.00
Base del muro corte 2-2	1.68	0.00	0.00
Momento (ton-m)			
Base del muro corte 1-1	-0.05	-0.02	0.97
Centro del techo corte 1-1	0.43	0.18	0.00
Base del muro corte 2-2	0.00	0.00	0.97/2.44
Cortante (ton)			
Base del muro corte 1-1	-0.05	-0.02	2.09
Extremo del techo corte 1-1	-0.74	-0.31	0.00
Base del muro corte 2-2	0.00	0.00	2.09/2.62

Fuente: Propia.

Análisis de las cimentaciones

Considerando la carga axial y momento de la Tabla 50 en la base del muro de los cortes 1-1 y 2-2, se determinaron las reacciones de los apoyos empotrados:

$$\begin{aligned}
 P_{1-1} &= 2.49 + 0.34 = 2.83 \text{ ton}; P_{2-2} = 1.68 \text{ ton} \\
 M_{1-1} &= -0.05 - 0.02 + 0.97 = 0.90 \text{ ton-m}; M_{2-2} = 0.97 \text{ ton}
 \end{aligned}
 \tag{45}$$

Donde: P_{i-i} y M_{i-i} , son las cargas axiales y momentos en los apoyos de los cortes $i-i$.

Seguidamente utilizando la ecuación (27) del método de Meyerhoff se hallaron las presiones sobre el suelo para los cortes 1-1 y 2-2:

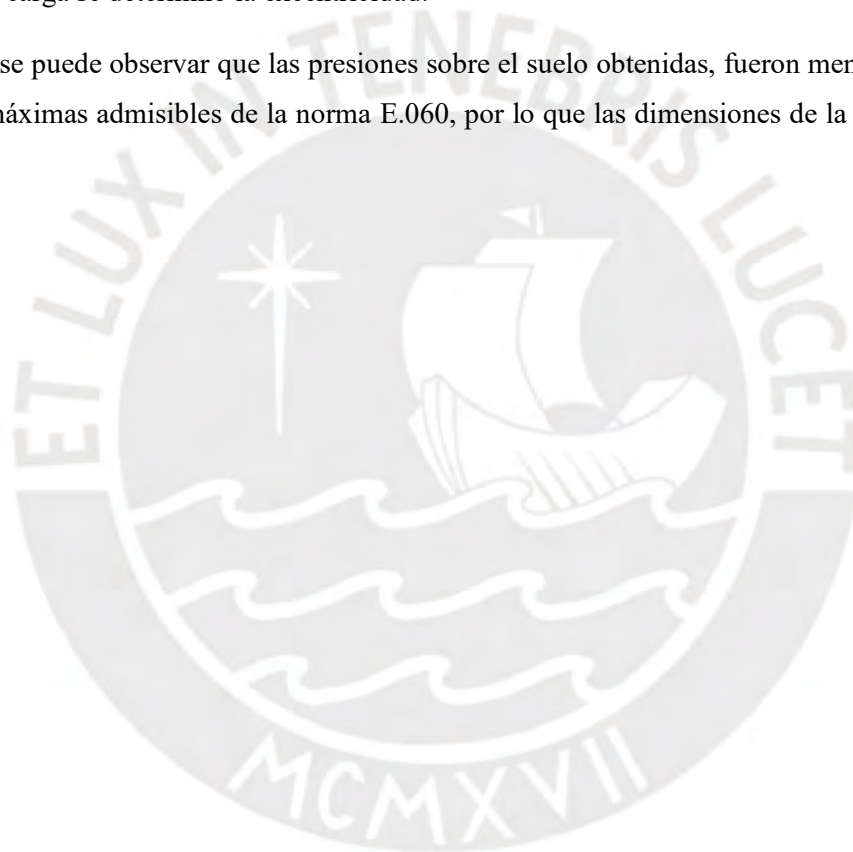
Tabla 51: Cálculo de presiones sobre el suelo de la cisterna y C.B.

Corte	1-1	2-2
M (ton-m)	0.90	0.97
P (ton)	2.83	1.68
M' (ton-m)	0.40	0.68
P' (ton)	3.69	2.54
e (m)	0.11	0.27
σ (ton/m ²)	10	37

Fuente: Propia.

De la tabla anterior la carga P' corresponde a la carga P axial y el peso del cemento de 60x60cm, y con dicha carga se determinó la excentricidad.

Asimismo, se puede observar que las presiones sobre el suelo obtenidas, fueron menores que las presiones máximas admisibles de la norma E.060, por lo que las dimensiones de la cimentación cumplen.



5. DISEÑO ESTRUCTURAL

La norma E.060 propone el diseño por resistencia para dimensionar las cuantías de acero de las secciones de concreto armado. El objetivo del método es que las solicitaciones amplificadas bajo distintas combinaciones (resistencia requerida), sean menores que las resistencias reducidas de las secciones analizadas (resistencias de diseño), por lo que se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u \quad (46)$$

Donde: ϕ , es el factor de reducción en función del tipo de solicitación; R_n , es la resistencia nominal de la sección analizada; R_u , es la resistencia requerida proveniente de la amplificación de solicitaciones.

Para propósitos de esta tesis se utilizaron las siguientes combinaciones propuestas por la norma E.060 en 9.2:

Tabla 52: Enumeración de combinaciones últimas de la norma E.060.

N°	Combinación última
1	1.4C.M.+1.7C.V.+1.7C.E.+1.4C.L.
2	1.25(C.M.+C.V.)+C.S. X-X
3	1.25(C.M.+C.V.)-C.S. X-X
4	1.25(C.M.+C.V.)+C.S. Y-Y
5	1.25(C.M.+C.V.)-C.S. Y-Y
6	0.9C.M.+C.S. X-X
7	0.9C.M.-C.S. X-X
8	0.9C.M.+C.S. Y-Y
9	0.9C.M.-C.S. Y-Y

Fuente: Norma E.060.

Del mismo modo, en 9.3.2. la norma E.060 establece los factores de reducción (ϕ) de resistencia en función del tipo de solicitación:

Tabla 53: Factores de reducción según el tipo de solicitación de la norma E.060.

Tipo de solicitación	ϕ
Flexión Pura	0.9
Cortante	0.85
Flexo-compresión	0.7 a 0.9

Fuente: Norma E.060.

5.1. Generalidades del diseño por resistencia

A continuación, se muestra el detalle de diseño a flexión pura, cortante y flexo-compresión para elementos de concreto armado.

5.1.1. Diseño a flexión

Acero mínimo

Para cambios volumétricos en losas y cimentaciones, la norma E.060 en 9.7.2. establece que la cuantía mínima una sección de concreto armado es de 0.0018, y 10.5.4., que en caso el acero este distribuido las dos caras del elemento, la cuantía mínima en la zona de tracción será de 0,0012. De esta manera, el área mínima de acero por cambios volumétricos queda definida por la siguiente ecuación:

$$A_{smin} = \rho \times b \times d \quad (47)$$

Donde: ρ , es la cuantía de acero; b y d , son el ancho y peralte efectivos de la sección.

Para cambios por agrietamiento en secciones rectangulares y secciones T con el ala en compresión, la norma E.060 en 10.5.2. estipula que el área mínima se calcula con la siguiente expresión⁷:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \times \sqrt{f_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (48)$$

Donde: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, es la resistencia a compresión del concreto; $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, es el esfuerzo de fluencia del acero; b_w , es el ancho del alma de la sección.

Acero máximo

Con respecto al acero máximo, la norma E.060 limita la cuantía en relación al acero de la cuantía balanceada y la deformación unitaria del acero:

En 10.3.4, se establece el límite superior la cuantía como el 75% de la cuantía que genera una falla balanceada (A_{sb}), la cual se obtiene cuando el concreto alcanza la deformación de rotura al mismo tiempo que el acero entra en fluencia.

Para determinar dicha cuantía Ottazzi propone la siguiente ecuación para secciones rectangulares:

$$A_{sb} = \frac{0.85^2 \times f_c}{f_y} \times \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \times b \times d = 2.125 \times 10^{-2} \times b \times d \quad (49)$$

$$A_{smax} = 0.75 \times A_{sb} = 1.594 \times 10^{-2} \times b \times d$$

Donde: A_{sb} , es la cuantía balanceada de la sección, $\epsilon_{cu} = 0.003$, es la deformación de rotura del concreto; $\epsilon_y = 0.0021$, es la deformación de fluencia del acero.

⁷ Según Ottazzi, la ecuación (48) se deduce suponiendo un momento último equivalente a 1.5 veces el momento de agrietamiento, el cual se obtiene al suponer un momento capaz de generar un esfuerzo de $2\sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$ en la fibra a tracción.

Alternativamente, la norma E.060 en 10.3.5. establece que la cuantía máxima es aquella que genera que la sección falle con una deformación unitaria de 0.004 o mayor del acero más próximo a la fibra de tracción. De lo mencionado anteriormente, se pudo deducir la siguiente ecuación:

$$A_{smax} = 0.85^2 \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{max}} \times b \times d = 1.548 \times 10^{-2} \times b \times d \quad (50)$$

Donde: $\epsilon_{max} = 0.004$, es la deformación máxima del acero que satisface la condición de cuantía máxima.

Cálculo de área de acero con falla a tracción

Para determinar el área de acero requerido, Ottazzi propone utilizar tres hipótesis básicas en la sección de análisis:

- El equilibrio: la sumatoria de fuerzas y momentos es nula.
- La compatibilidad de deformaciones: las secciones planas permanecen planas, la deformación unitaria de rotura del concreto (ϵ_{cu}) es 0.003, la deformación unitaria de fluencia del acero (ϵ_s) es 0.0021.
- Las relaciones constitutivas: el acero tiene un comportamiento elastoplástico, mientras que el concreto sigue el modelo de esfuerzos del bloque de Whitman en la rotura.

Con lo anteriormente mencionado, se construyó un esquema de la distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección de concreto armado, el cual se muestra en la Figura 54.

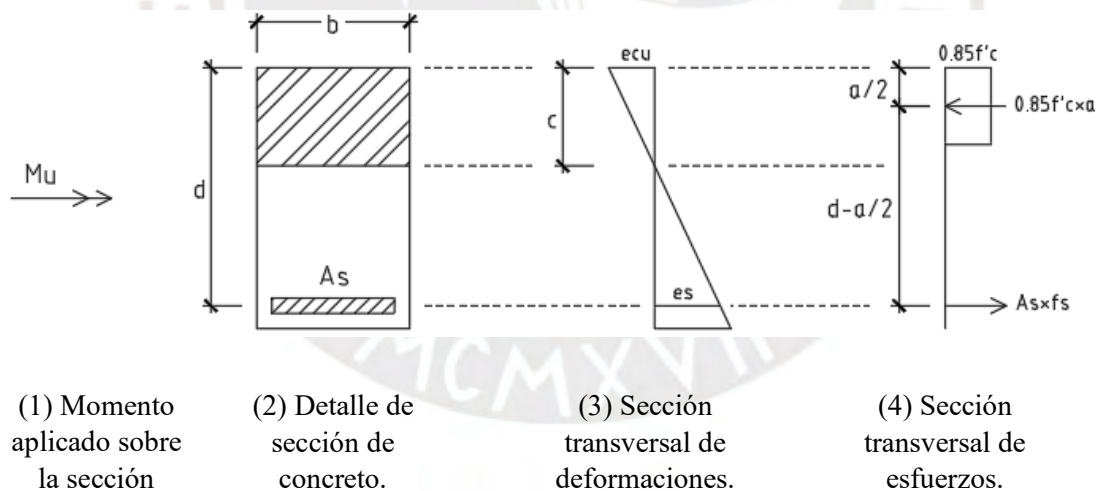


Figura 54: Detalle de sección de concreto armado sometida a flexión pura.

Fuente: Propia.

De la figura anterior, y aplicando las hipótesis anteriores, Ottazzi dedujo la profundidad del bloque de compresiones (a):

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times M_u}{0.9 \times 0.85 \times f'_c \times b}} \quad (51)$$

Las variables de la ecuación anterior se detallan en la Figura 54.

Del equilibrio de fuerzas en la Figura 54 (4), se deduce el acero requerido de la sección:

$$A_{sreq} = \frac{0.85 \times f_c \times b \times a}{f_y} \quad (52)$$

5.1.2. Diseño a cortante

El diseño a corte evalúa la resistencia de una sección de concreto armado frente a solicitaciones de cortante. En caso el concreto no sea capaz de soportar íntegramente el cortante, se provee de refuerzo para aumentar la resistencia del elemento.

De la ecuación (46), se deduce la expresión para el diseño por resistencia a cortante, separando los aportes del concreto (V_c) y del acero (V_s) de la resistencia a corte nominal total (V_n).

$$\begin{aligned} \phi(V_c + V_s) &\geq V_u \\ V_s &\geq \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \end{aligned} \quad (53)$$

Donde: V_u , es la carga última obtenida de las combinaciones de la Tabla 52.

Con respecto al aporte de cortante del concreto, la norma E.060 en 11.3.1.1. y 11.3.1.2. establece la resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión y a flexo-compresión respectivamente:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \quad (54)$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) \times b \times d \quad (55)$$

Donde: $\phi = 0.85$, factor de reducción a cortante según la Tabla 53; N_u , es la carga axial a la cual está sometido el elemento a flexo compresión.

Del mismo modo, Ottazzi propone la siguiente ecuación para determinar el espaciamiento de los estribos en el elemento. Cabe mencionar que el espaciamiento se distribuye por zonas en función del cortante máximo que se tome en cuenta.

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (56)$$

Donde: A_v , es el área del refuerzo a cortante, transversal a la sección; V_s , es el aporte a cortante que se obtiene de la ecuación (53).

Asimismo, la norma E.060 en 11.5.5. y 11.5.6. establece los espaciamientos máximos de los estribos mediante las siguientes condiciones:

Si $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$ (11.5.6.):

$$s_{max1} = \frac{A_v \times f_y}{0.2 \times \sqrt{f_c} \times b}; \quad s_{max2} = \frac{A_v \times f_y}{3.5 \times b} \quad (57)$$

$$s_{max} = \min(s_{max1}, s_{max2})$$

Si $V_u > \phi V_c$ (11.5.5.):

$$V_{slim} = 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \quad (58)$$

Si $V_s < V_{slim}$, entonces $s_{max} = d/2$

Si $V_s > V_{slim}$, entonces $s_{max} = d/4$

5.1.3. Diseño a flexo compresión

El diseño a flexo compresión es un proceso iterativo el cual consiste en la construcción del diagrama de interacción de la sección del elemento estructura, y su posterior evaluación frente a los pares de carga última (M_u, P_u).

Para su construcción se requiere un plano cartesiano con el eje horizontal y vertical representando los momentos flectores y cargas axiales, respectivamente. Cada punto del diagrama corresponde a la capacidad máxima a flexión y carga axial para distintas posiciones del eje neutro sobre la sección. Ottazzi propone 6 puntos notables para dibujar el diagrama:

- Compresión pura P_o , $\phi = 0.7$.
- Esfuerzo nulo en el acero más próximo a la cara a tracción, $\phi = 0.7$, $\alpha = 0$, $e_s = 0$.
- Falla Balanceada, $\phi = 0.7$, $\alpha = 1$, $e_s = e_y$.
- Inicio de transición del factor ϕ de compresión a flexión, $\phi = 0.7$, $\phi P_n = 0.1(f'c)(A_g)$.
- Flexión pura, $\phi = 0.9$, $\phi P_n = 0$ ton.
- Tracción pura T_o , $\phi = 0.9$.

Las variables presentadas se detallan en la siguiente figura:

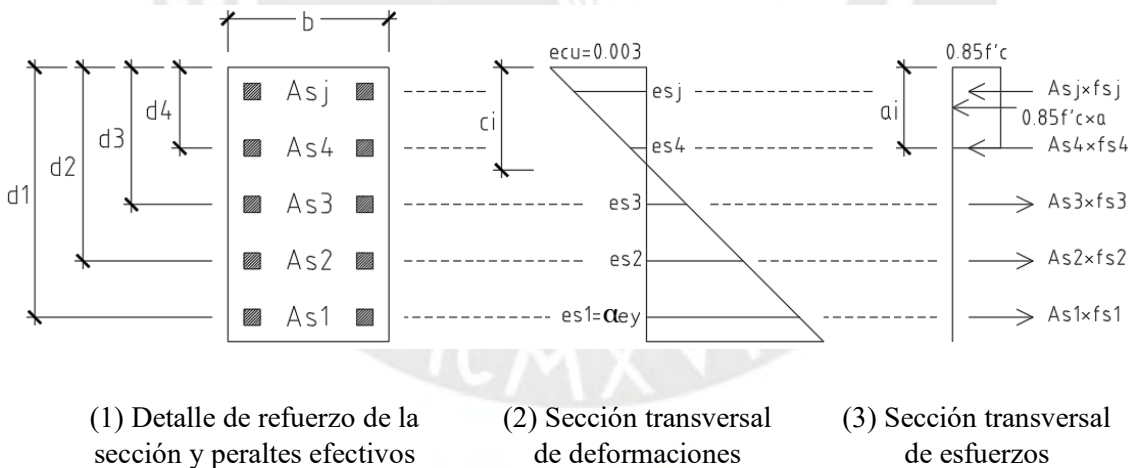


Figura 55: Detalle de sección de concreto armado sometida a flexo-compresión.

Fuente: Propia.

Para cada punto notable, se determinan los esfuerzos y deformaciones en la sección de concreto mediante el equilibrio de fuerzas utilizando la Figura 55(3):

$$P_{ni} = C_{ci} + \sum_{j=1}^n A_{sj} \times f_{sj} \quad (59)$$

Donde: P_{ni} , es la carga axial nominal de la sección para cada punto notable; C_{ci} , es la suma de fuerzas en compresión de la sección (concreto y acero); A_{sj} y f_{sj} , son el área y el esfuerzo de acero en tracción, respectivamente (no se consideran los aceros en compresión en esta sumatoria).

En la ecuación (59), se itera el “c” de compresiones hasta que se obtenga la carga axial nominal por superposición de las fuerzas de tracción y compresión. Hecho esto, se determina el momento nominal de la sección mediante la siguiente ecuación propuesta por Ottazzi:

$$M_{ni} = C_{ci} \times \text{brazo} + \sum_{j=1}^n A_{sj} \times f_{sj} \times \text{brazo}_j \quad (60)$$

Donde: brazo y brazo_j, son la ubicación del bloque del centroide del bloque de compresiones y de cada fila de acero, respectivamente, respecto al centroide de la sección bruta.

Finalmente, se reduce el diagrama de interacción nominal mediante los factores de reducción $\phi=0.9$ y 0.7 para flexión y compresión, respectivamente. La zona de transición del factor ocurre desde $P_n=0.1(f'c)(Ag)/\phi$ (inicio de transición), hasta $P_n=0$ ton (flexión pura).

A continuación, se muestra una figura tomada del libro de Ottazzi representando los puntos notables y la reducción del diagrama de interacción:

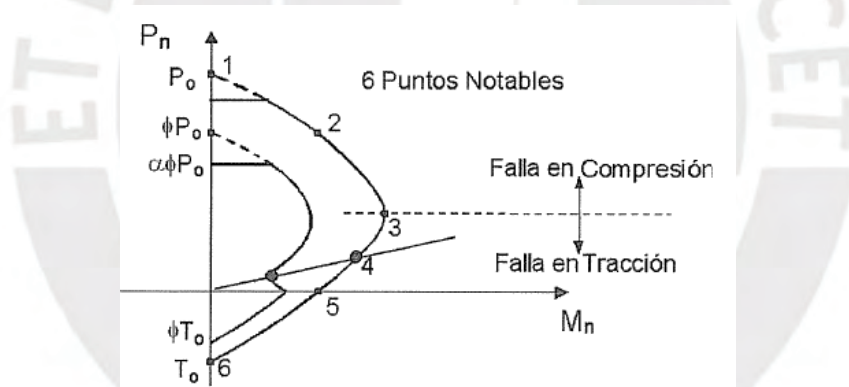


Figura 56: Puntos notables y reducción para la construcción de un diagrama de interacción. Fuente: Ottazzi 2016.

5.2. Diseño por elemento estructural

5.2.1. Losas aligeradas

Los refuerzos de las losas aligeradas se diseñaron para resistir los efectos de flexión y cortante generados por las cargas muertas y vivas.

A manera de ejemplificación, se prosiguió con el diseño de la losa aligerada entre los ejes 3-4. Este aligerado contaba con un peralte de 25cm y un peralte efectivo de $h-3=22$ cm.

Asimismo, se aplicó la combinación 1 de la Tabla 52 a las cargas de la Tabla 31, obteniéndose las solicitaciones últimas a momento flector y cortante.

Diseño por efectos de flexión

Se determinó el área de acero mínima, máxima y de temperatura correspondientes a una losa aligerada de 25 cm.

Con respecto al acero mínimo negativo del aligerado, la ecuación (48) solo es aplicable en secciones T con el ala en compresión. Por lo tanto, para el acero negativo (ala en tracción), Ottazzi propone lo siguiente:

$$A_{smin}^- = \frac{1.2 \times f_r \times S^-}{\phi \times f_y \times 0.95d} = \frac{1.2 \times 28.98 \times 2595}{0.9 \times 4200 \times 0.95 \times 22} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (61)$$

Donde: $f_r = 2\sqrt{f_c} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$, es el esfuerzo de rotura a tracción del concreto, $S^- = 2595 \text{ cm}^3$, es el módulo de la sección para la fibra superior a tracción.

Con respecto al acero máximo positivo, la posición del eje neutro en la sección es mayor que el espesor del ala, por lo que se tienen dos espesores en compresión. Para este caso, se dedujo la siguiente ecuación:

$$A_{smax}^+ = 0.75 \left(\frac{\left(hf \times bf + \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_s + \epsilon_{cu}} \times d \times 0.85 - hf \right) \times bw \right) \times 0.85 \times f_c}{f_y} \right) = \quad (62)$$

$$0.75 \left(\frac{\left(5 \times 40 + \left(\frac{0.003}{0.0051} \times 22 \times 0.85 - 5 \right) \times 5 \right) \times 0.85 \times 210}{4200} \right) = 11.05 \text{ cm}^2$$

Donde: $hf = 5 \text{ cm}$ y $bf = 40 \text{ cm}$, son el altura y ancho del ala; $\epsilon_{cu} = 0.003$ y $\epsilon_s = 0.0021$, son las deformaciones unitarias del acero y concreto en la falla balanceada; $bw = 10 \text{ cm}$ es el ancho del alma, $d = 22 \text{ cm} (h - 3)$ es el peralte efectivo.

Los aceros mínimo positivo y máximo negativo se determinaron con las ecuaciones (48) y (49). Asimismo, el acero mínimo a temperatura se determinó usando la ecuación (47), considerando un ancho (b) de 1m, el espesor del ala (d) de 5cm y la armadura armada en una sola cara ($\rho = 0.0018$).

Seguidamente, se muestra un cuadro con los aceros mínimos, máximos y de temperatura:

Tabla 54: Aceros mínimos y máximos de la losa aligerada (h=25cm).

Ubicación	Positivo	Negativo	Temperatura
A_{smin} (cm ²)	0.53	1.14	0.90
A_{smax} (cm ²)	11.05	3.51	--

Fuente: Propia.

Después de ello, con las ecuaciones (51) y (52), se determinaron los aceros requeridos para cada sección de análisis de la Figura 30.

Tabla 55: Diseño a flexión del aligerado entre los ejes 3-4.

Sección	Mu	Asreq	Ainst	
	ton-m	cm2	cm2	Ø
2	1.14	1.39	2.00	1/2"+3/8"
3	-0.98	1.27	2.00	1/2"+3/8"
4	-1.10	1.44	2.00	1/2"+3/8"

Fuente: Propia.

Con respecto al acero por temperatura, la norma E.060 en 9.7.3. limita el espaciamiento en 40cm. Al considerar un fierro de 1/4" (6mm) de diámetro con una sección de 0.28cm², se obtiene un espaciamiento de $100/(0.9/0.28) \approx 30\text{cm}$.

Es importante mencionar que entre los ejes D-F del aligerado ocurre una inversión de momentos producto de las longitudes de los lados adyacentes. Por lo tanto, en dicho tramo se mantiene el refuerzo máximo negativo.

En la siguiente figura, se muestra la sección del aligerado con los cortes de fierro:

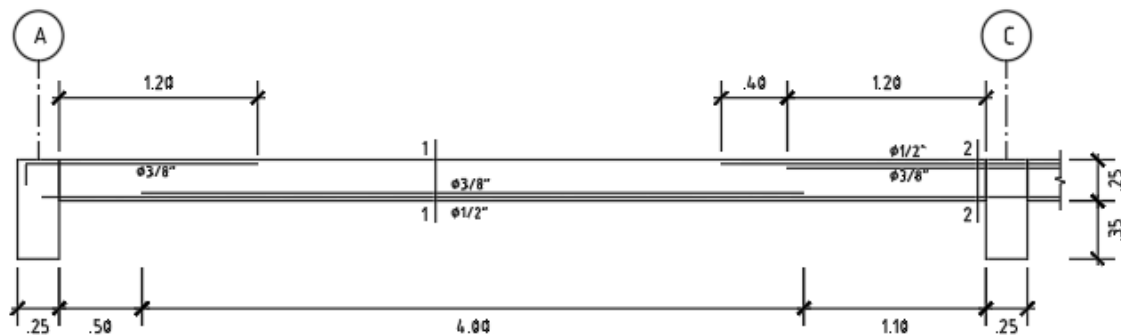


Figura 57: Detalle de refuerzo a flexión del aligerado entre los ejes 3-4.

Fuente: Propia.

Revisión por efectos de cortante

En losas aligeradas las solicitaciones de cortante son resistidas íntegramente por el alma de la sección (Ottazzi, 2016). Por lo tanto, el diseño a cortante consiste en la verificación de la resistencia de la sección, sin refuerzo, sobre las solicitaciones últimas.

Es importante agregar que la norma E.060 en 8.11.8. establece que la resistencia a cortante del concreto en losas aligeradas puede incrementarse en un 10%. Por lo tanto, se determinó la resistencia a cortante de la vigueta con la ecuación (55), y se multiplicó por un factor de 1.1:

$$\phi V_n = \phi V_c = 0.85 \times (1.1 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 22) = 1.58 \text{ ton} \quad (63)$$

Luego se comparó este valor con las cargas amplificadas a cortante en las secciones críticas de la Figura 30:

Tabla 56: Revisión a cortante del aligerado entre los ejes 3-4.

Sección	Vu	Vu < 1.58ton
	ton	
1	0.94	Cumple
2	0.01	Cumple
3	1.28	Cumple
4	0.32	Cumple

Fuente: Propia.

5.2.2. Losas macizas

Los refuerzos de las losas macizas se diseñaron para resistir efectos de flexión y cortante por metro de ancho. A continuación, se muestra el método de diseño seguido para la losa maciza ubicada entre los ejes A-B/4-5.

Asimismo, se aplicó la combinación 1 de la Tabla 52 a las cargas de la Tabla 32, obteniéndose las solicitaciones últimas a momento flector y cortante.

Diseño por efectos de flexión

En 10.5.1. de la norma E.060 establece que se puede prescindir de la ecuación (48) (acero mínimo por agrietamiento), en el caso de losas macizas y zapatas. Por lo tanto, se consideró solo el acero mínimo por contracción de la ecuación (47), con una cuantía de $\rho=0.0012$, dado que la losa maciza tiene doble malla (superior e inferior), un $b=1\text{m}$ y $d=17\text{cm}$, obteniéndose 2.04cm^2 por metro.

En el siguiente cuadro, se verificaron las mallas instaladas con respecto al acero mínimo:

Tabla 57: Acero mínimo y malla de losa maciza entre los ejes 4-5.

Malla	Posición	Asmin	Asinst	ϕM_n
		cm ²	cm ²	ton-m
Ø8mm@40cm	Superior	2.04	1.25	0.80
Ø8mm@20cm	Inferior	2.04	2.50	1.58

Fuente: Propia.

En la tabla anterior, se puede apreciar que el acero de la malla superior es inferior al acero mínimo por contracción y temperatura. Para este caso, la norma E.060 en 10.5.3. permite prescindir del acero mínimo, si el área de acero supera en un tercio a la requerida por el análisis.

Seguidamente, se realizó el diseño la losa a flexión para los momentos últimos de las secciones de la Figura 33. Para esto se utilizaron las ecuaciones (51) y (52), y se consideró una sección de $100 \times 20\text{cm}$ ($b \times h$), con un peralte efectivo (d) de 17cm .

Tabla 58: Diseño a flexión de la losa maciza entre los ejes A-D/4-5.

Sección	Mu	Asreq	Asref	Asinst		
	ton-m	cm ²	cm ²	cm ³	φ	Posición
2	2.01	3.19	0.69	1.25	Ø8mm@40cm	Inferior
3	-2.25	3.59	2.34	2.50	Ø8mm@20cm	Superior
4	-1.42	2.25	1.00	1.25	Ø8mm@40cm	Superior
5	1.04	1.63	0.00	--	--	--
6	-1.24	1.96	0.71	1.25	Ø8mm@40cm	Superior

Fuente: Propia.

En la siguiente figura, se muestra la planta de la losa maciza con el detalle de acero:

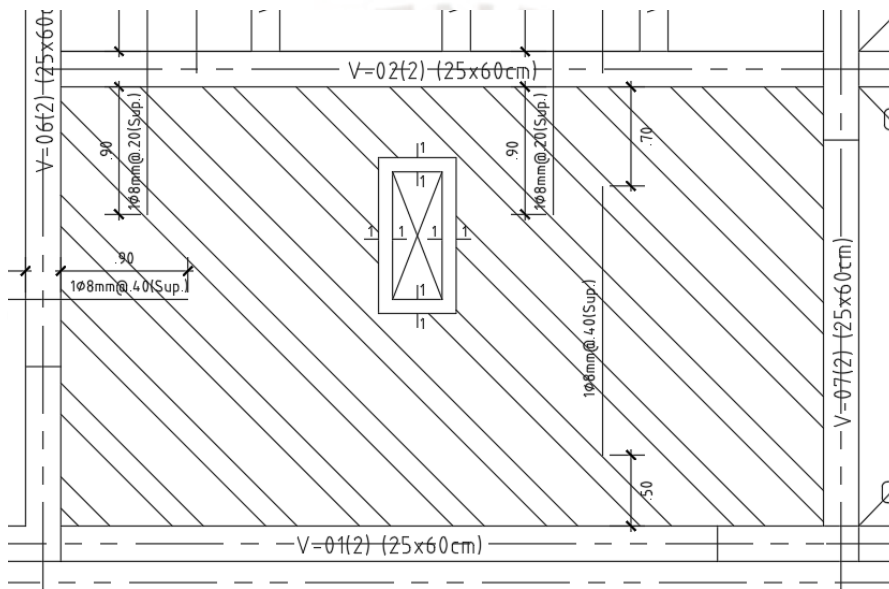


Figura 58: Detalle de refuerzo a flexión de losa maciza entre los ejes A-D/4-5.

Fuente: Propia.

El acero negativo de la losa aligerada del paño A-C/3-4 no se ve afectado por el refuerzo negativo de la losa maciza en el eje 4 ya que trabajan en direcciones diferentes. En el **Anexo 3** se presenta el detalle del encuentro en las zonas de borde de la losa maciza con la losa aligerada.

Revisión por efectos de cortante

Similar al aligerado, los efectos de cortante en una losa maciza son controlados por su peralte, por lo que se prescinde de colocar refuerzo en forma de estribos (Ottazzi 2016). Por lo tanto, se usó la ecuación (55) para determinar la resistencia de diseño a cortante considerando un $b=100\text{cm}$ y $d=17\text{cm}$, obteniéndose $\phi V_c=11.10\text{ton}$.

Después de ello, se comparó la resistencia de diseño (ϕV_c), con las solicitaciones últimas de las secciones críticas de la Figura 33:

Tabla 59: Revisión a cortante de la losa maciza entre los ejes A-D/4-5.

Sección	Vu	Vu < 11.10ton
	ton	
1	1.51	Cumple
3	3.97	Cumple
4	2.43	Cumple
6	2.18	Cumple

Fuente: Propia.

5.2.3. Vigas peraltadas

Se realizó el diseño por efectos de flexión y cortante de la viga peralta V-04(2) con una sección de 25x60cm, ubicada en entre los ejes D/6-8.

Para obtener las cargas últimas de diseño, se amplificaron las cargas de la Tabla 33 con las combinaciones 1, 4, 5, 8, 9 de la Tabla 52. A manera de simplificar los resultados, se consideró la envolvente de las solicitaciones últimas en las secciones críticas de la Figura 34.

Diseño por efectos de flexión

La norma E.060 en 21.4. dispone de requisitos para vigas sometidas a efectos de flexión:

- En 21.4.4.3., se establece que en la cara del apoyo $M_n+ > 1/3(M_n-)$, mientras que en todo el tramo $M_n+ y M_n- > 1/4(M_{nmax})$ en los nudos.
- En 21.4.4.4., menciona que la longitud de distribución de estribos de confinamiento debe ser igual a 2 veces el peralte efectivo desde la cara del apoyo.

Asimismo, se obtuvo un área de acero mínimo de 3.26cm² según la ecuación (48), considerando un peralte efectivo (d) de h-6=54cm y un ancho (b) de 25cm. Por lo tanto, se consideró un acero corrido superior e inferior de 2Ø5/8" con un área de acero equivalente de 3.98cm².

Después de ello, se realizó el diseño a flexión a partir de las ecuaciones (51) y (52), considerando las mismas dimensiones de sección utilizadas para determinar el acero mínimo.

Tabla 60: Diseño a flexión de la viga V-04(2).

Sección	Mu	Asreq	Asref	
	ton-m		cm2	Ø
1	6.40	3.22	0.00	--
2	-14.49	7.60	3.62	2Ø5/8"
3	4.20	2.10	0.00	--
4	-11.66	6.03	2.05	2Ø5/8"

Fuente: Propia.

Seguidamente, con los aceros escogidos se calcularon las resistencias de diseño de las secciones de la viga V-4. Estas resistencias se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 61: Diseño a cortante de la viga V-4.

Sección	As		øMn
	Ø	cm2	tonf-m
1	2Ø5/8"	3.98	7.84
2	4Ø5/8"	7.96	15.12
3	2Ø5/8"	3.98	7.84
4	4Ø5/8"	5.97	11.55

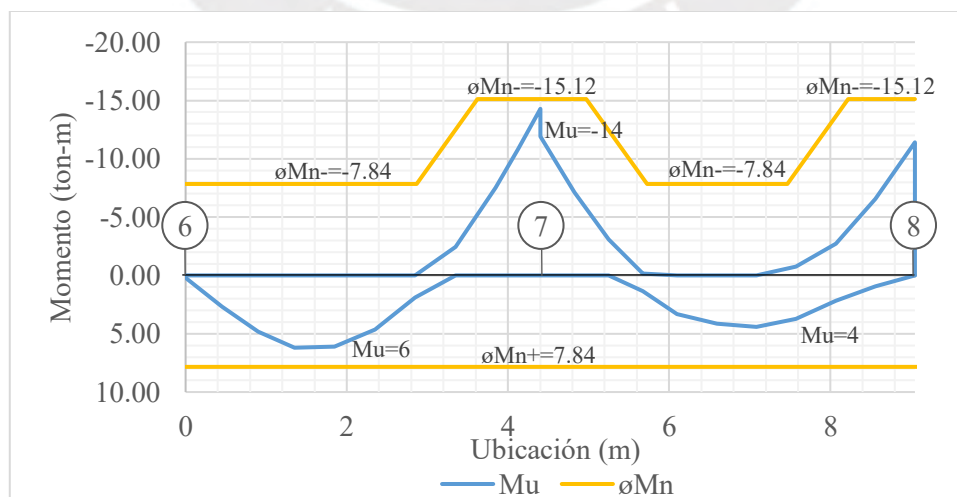
Fuente: Propia.

Se puede observar que los momentos de diseño (ϕM_n) de la tabla anterior superan los momentos últimos de la Tabla 60, con excepción de la Sección 4 donde $\phi M_n=11.55\text{ton-m}$ y $M_u=11.66\text{ton-m}$. Para este caso, la norma E.060 establece la diferencia entre el momento de diseño y último debe de ser máximo de un 5% respecto al M_u . Por lo tanto, dado que el porcentaje de la diferencia en la sección 4 es de 1%, el acero instalado fue correcto.

Luego de esto, se procedió con el corte de fierro de los aceros longitudinales. Para esto, se graficó la curva de solicitaciones últimas de la viga, a la cual se le superpuso las resistencias de diseño según las secciones. El corte de fierro se realizó agregando las longitudes de anclaje a la posición donde se cruzaban la curva de solicitaciones y la curva de diseño. De esta manera, se garantizó que la resistencia de diseño alcanzara su valor antes que el M_u fuera mayor que esta.

En el siguiente gráfico, se puede observar las solicitaciones últimas de la viga y los momentos de diseño superpuestos con las longitudes de anclaje y los cortes de fierro.

Gráfico 5: Corte de fierro para la viga V-4.



Fuente: Propia

Diseño por efectos de cortante

Para el diseño por cortante, se utilizó la ecuación (54), para determinar el aporte del concreto a la resistencia a corte de la sección, obteniéndose $\phi V_c = 8.81$ ton.

Seguido de ello, se halló el aporte y distribución del refuerzo con las ecuaciones (53) y (56), respectivamente, considerando un estribo de $3/8''$, $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$. Adicionalmente, se asumió un espaciamiento máximo (s_{max}) de 25cm, menor al propuesto por las ecuaciones (57) y (58). Cabe mencionar, que en las zonas donde $V_u < \phi V_c$, se asumió un aporte del refuerzo a cortante nulo, $V_s = 0$. A continuación, se muestra un cuadro de resumen con los aportes del refuerzo y el espaciamiento escogido en cada sección crítica de la Figura 34.

Tabla 62: Diseño a cortante de la viga V-4.

Sección	V_u	V_s	s_{req}	s_{inst}
	ton	ton	cm	cm
1	2.08	0.00	68	25
2	8.50	0.00	68	25
3	1.79	0.00	68	25
4	11.26	2.45	130	25

Fuente: Propia.

Considerando los estribos en los confinamientos distribuidos a 2 veces el peralte de la cara ($2d = 2 \times 54 \approx 1.20 \text{ m}$), se obtuvo la siguiente distribución: $1\phi 3/8''$: $1@0.05$, $8@0.15$, $Rto.@0.25$.

Seguidamente, se puede observar la viga V-4 y el detalle de refuerzo a flexión y cortante:

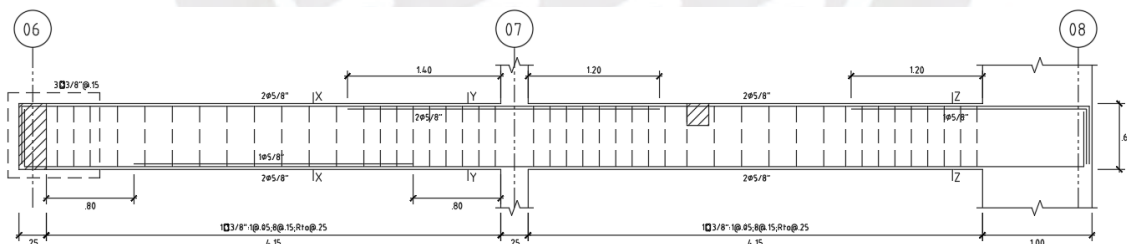


Figura 59: Detalle de refuerzo a flexión de viga V-4.

Fuente: Propia.

5.2.4. Columnas

La norma E.060 en 21.4.5 dispone de requisitos para el diseño sismorresistente de columnas de concreto armado:

- En 21.4.5.1., se establece que la cuantía de refuerzo debe estar entre 1% y 6% del área de la sección del elemento.

- En 21.4.5.3., se acota que la zona de confinamiento se extiende una longitud que no debe exceder de L_o desde la cara del nudo y con un espaciamiento no mayor que S_o .
 $L_{omax} = \min(L/6, \max(b,d), 50\text{cm})$, $S_{omax} = \min(8db, 0.5\max(b,d), 10\text{cm})$.

A manera de ejemplificación, se presenta el diseño de la columna C-01 de los ejes C/3 para los pisos 1 y 2.

Diseño a flexo-compresión

Dado que la columna tiene una sección de 25x110 cm, se determinó que las cuantías mínima y máxima eran de 27.5 cm² y 165 cm², respectivamente.

A partir del límite inferior, se propuso la siguiente configuración de 6Ø5/8”+8Ø3/4” con un área de acero de 34.66 cm². La disposición de aceros sobre la sección se muestra a continuación:

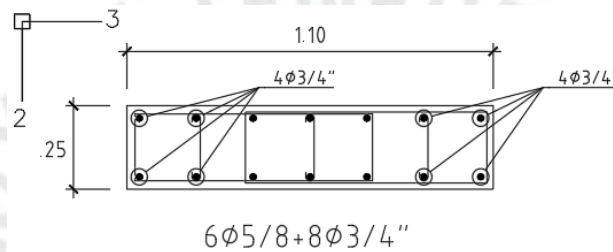


Figura 60: Detalle de refuerzo a flexo-compresión de la columna C-01.
Fuente: Propia.

Seguidamente, se construyó el diagrama de interacción reducido de la sección y se superpusieron los puntos (M_u, P_u) , obtenidos de las combinaciones últimas de la Tabla 52 sobre las cargas de la Tabla 34.

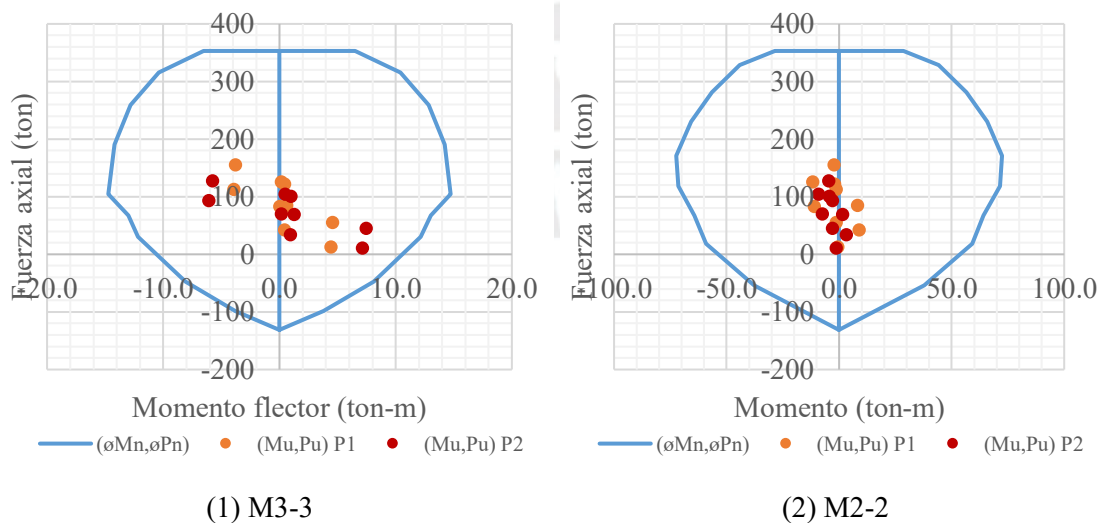


Gráfico 6: Evaluación del diagrama de interacción frente a las cargas últimas (M_u, P_u) de la columna C-01.
Fuente: Propia.

Se puede apreciar en el Gráfico 6 que los pares de puntos (M_u, P_u) se encuentran dentro de la envolvente de diseño, por lo que la sección escogida fue capaz de resistir las solicitaciones últimas.

Diseño por efectos de cortante

Para el diseño por efectos de cortante se utilizaron las combinaciones últimas de la Tabla 52 sobre las solicitaciones de la Tabla 34.

Asimismo, para determinar el aporte a la resistencia a cortante del concreto se usó la ecuación (55). Es importante notar que esta ecuación depende de la carga axial sobre la sección, de manera que cada combinación última de la norma E.060 genera una capacidad a cortante diferente.

El diseño y revisión por cortante se hicieron en las direcciones 2-2 y 3-3 de la Figura 60, en función de los anchos 110 y 25cm (b) y los peraltes efectivos 19 y 104cm (d), para cada dirección respectivamente.

En la siguiente tabla, se muestra la revisión de las cortantes últimas y de diseño determinadas con la ecuación (55). Cabe mencionar que en el cuadro solo se incluyó la combinación más crítica sobre la columna, para cada dirección y piso. Esta combinación crítica se halló a partir de la relación máxima entre el cortante último y de diseño ($V_u/\phi V_c$).

Tabla 63: Revisión a cortante de la columna C-01.

Piso	1		2	
	2-2	3-3	2-2	3-3
Dirección	2-2	3-3	2-2	3-3
Combinación	5	6	5	6
P (ton)	125	12	104	9.8
V_u (ton)	-5.4	3.2	-5.8	6.3
ϕV_c (ton)	22	14	22	14
$\%V_u/\phi V_c$	24%	23%	27%	45%

Fuente: Propia.

Según la ecuación (57), considerando un estribo de 3/8", se obtuvo un espaciamiento máximo de 68cm. Por lo tanto, la distribución de estribos fue la siguiente: 3C+2 \square Ø3/8": 1@0.05, 10@0.10, Rto.@0.20m.

5.2.5. Placas

Las placas fueron diseñadas principalmente para resistir las solicitaciones en condiciones sísmicas. A manera de ejemplificación, se continuo con el diseño de la placa del ascensor PL-02 en los pisos 1 y 2 por efectos de flexo-compresión y cortante.

Para esto, se amplificaron y combinaron las solicitaciones de la Tabla 35 con las combinaciones de la Tabla 52.

Diseño por efectos de flexo-compresión

La metodología de diseño a flexo-compresión es similar al de las columnas, se verifica que las cargas últimas de diseño estén envueltas por el diagrama de interacción.

Dado que la placa absorbe las solicitaciones en condiciones sísmicas de la estructura, la resistencia a flexo-compresión debe de ser capaz de soportarlas. Higashi menciona que una manera de aumentar la resistencia de una placa es instalando núcleos de confinamiento en sus extremos.

Por lo tanto, se consideraron núcleos en los costados la placa con longitudes de 60 y 65 cm, y del mismo ancho de la placa. Asimismo, se les asignó una cuantía equivalente al 2.5%, siendo 8Ø1” en cada núcleo de confinamiento.

Por otra parte, se determinó la cuantía de refuerzo vertical en las zonas no confinadas del muro. Para esto, la norma E.060 en 11.10.10.3. establece que la cuantía mínima vertical (p_v), está en función de la horizontal (p_h), y se relacionan mediante la siguiente ecuación:

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) \times (p_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (64)$$

Donde: $h_m = 17\text{m}$, es la altura total de la placa; $l_m = 2.95$ y 2.05m , son las longitudes en direcciones X-X y Y-Y, sobre las que se desarrolla la placa, respectivamente.

Se supuso la cuantía mínima vertical de 0.0025, con lo que se obtuvo un área de acero de $6.25\text{cm}^2/\text{m}$. Considerando malla de $1/2''$ en las dos caras de la placa, se obtuvo un espaciamiento de 33.3cm , por lo que se instaló: $\text{Ø}1/2'' @ 20\text{cm}$.

A continuación, se muestra la sección transversal y las cuantías de acero vertical de la placa:

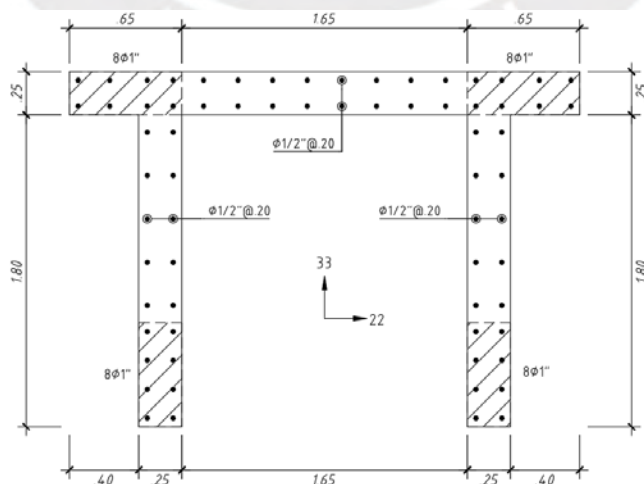


Figura 61: Detalle de refuerzo a flexo-compresión de la placa PL-02.

Fuente: Propia.

Seguidamente, se construyeron los diagramas de interacción alrededor de los ejes 2-2 y 3-3 y se compararon con las cargas últimas:

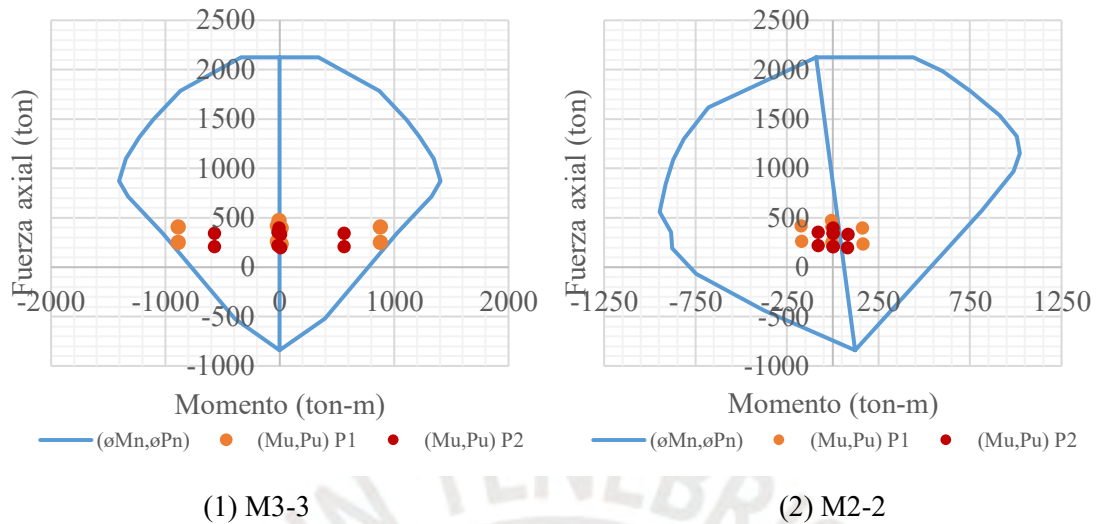


Gráfico 7: Evaluación del diagrama de interacción frente a las cargas últimas (Mu, Pu) de la placa PL-02.
Fuente: Propia.

En el Gráfico 7, se puede apreciar que los puntos de carga ultima se encuentran dentro de la envolvente de diseño en ambas direcciones. Además, se observó que la dispersión del par de puntos (Mu, Pu), en la dirección 3-3 superó a la de la dirección 2-2, puesto que el número de placas en la dirección X-X era reducido, aumentando así el cortante sísmico y los momentos flectores sobre la placa.

Verificación del dimensionamiento de los confinamientos

Se revisó la necesidad y dimensión de núcleos confinados en los extremos en la dirección 22 y 33. Para ello, la norma E.060 en 21.9.7.4. establece la necesidad de confinamiento, cuando la profundidad del eje neutro ("c" de compresiones), exceda el siguiente valor:

$$c \geq \frac{l_m}{600 \times \max\left(0.005, \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)\right)} \quad (65)$$

Donde: $l_m=2.95$ y $2.05m$, son las longitudes sobre las que se desarrolla la placa en las direcciones X-X y Y-Y, respectivamente; $\delta u=80.09mm$, es el desplazamiento máximo que ocurre en la parte superior de la placa; $h_m=17m$, es la altura total de la placa.

De la ecuación anterior, se obtuvo que las profundidades límites de los ejes neutros eran de 98 y 68cm en las direcciones 2-2 y 3-3, respectivamente.

Después de ello, se utilizó ecuación (59) y las cargas axiales últimas sobre la placa, para hallar los “c” de compresiones. En el siguiente cuadro, se muestran las profundidades máximas del eje neutro respecto a la fibra a compresión (c_{max})⁸.

Tabla 64: Posición de los ejes neutros críticos de la sección respecto a la fibra a compresión.

Dirección del momento	2-2 (+)	2-2 (-)	3-3 (+)	3-3 (-)
c_{max} (cm)	87.62	17.02	66.07	66.07

Fuente: Propia.

Se puede apreciar que las profundidades de los ejes neutros son idénticas en el eje 3-3. Esto se debe a la simetría de la sección respecto a dicho eje. Por el contrario, la asimetría alrededor del eje 2-2 generó que la profundidad de los ejes neutros cambie al analizar sentidos opuestos.

Asimismo, los valores de “c” de compresiones en los ejes 2-2 y 3-3 de la Tabla 64 no superan los límites establecidos por la ecuación (65), por lo que no fueron necesarios los núcleos confinados.

A pesar de ello, se mantuvieron los confinamientos propuestos dado que el Gráfico 7(1), muestra que los pares de puntos de cargas últimas (M_u, P_u), apenas están dentro del diagrama de diseño para M3-3.

Diseño por efectos de cortante

La norma E.060 en 21.9.5.3. menciona que la fuerza cortante obtenida por el análisis estructural se debe amplificar por un factor (M_n/M_u), para asegurar que no se produzca una falla a cortante antes de la falla por flexo-compresión. Para determinar este factor, se extrajeron las solicitaciones últimas máximas y resistencias de diseño a flexión del Gráfico 7.

En la siguiente tabla, se muestra los valores requeridos y el factor de amplificación del cortante último.

Tabla 65: Factor de amplificación del cortante último.

Dirección del momento	2-2	3-3
Combinación (N°)	4	2
M_{umax} (ton-m)	170	883
$M_n = \phi M_n / 0.7$ (ton-m)	722	1333
M_n/M_u	4.25	1.51

Fuente: Propia.

Seguido de esto, se halló el aporte del acero y concreto a corte con las ecuaciones (53) y (55), y el espaciamiento requerido con la ecuación (56), considerando estribos de 1/2" ($A_v = 2.58 \text{ cm}^2$):

⁸ El procedimiento de cálculo de la posición del eje neutro y de la ubicación de “c” de compresiones para cada caso de combinación última de la norma E.060, se muestra en el Anexo 4.

Tabla 66: Diseño por efectos de cortante de la placa PL-02.

Dirección del cortante	2-2	3-3
Combinación (N°)	2	4
b (cm)	25	50
d=0.8L (cm)	236	164
Pu (ton)	408	396
(Mn/Mu)Vu (ton)	189	158
ϕVc (ton)	54	68
Vs (ton)	160	106
sreq (cm)	16	48
sinst (cm)	15	20

Fuente: Propia.

Este refuerzo a cortante fue distribuido en los dos primeros pisos, ya que la norma E.060 en 21.9.5.3. establece que la longitud en la cual se dispone el refuerzo calculado con el cortante amplificado es el máximo de $l_m=2.95m$, $h(2pisos)=5.8m$ y $0.25M_u/V_u=0.25 \times 883/37.27=5.92m$.

De esta forma, se obtuvo una distribución del refuerzo horizontal de $\phi 1/2''@15cm$ ($\rho_h=0.0052$) y $\phi 1/2''@20cm$ ($\rho_h=0.0041$) en el alma en dirección 2-2 y 3-3, respectivamente. Asimismo, las cuantías al ser mayor que el límite inferior de 0.0025, cumplen con lo estipulado en 11.10.10.2. de la norma E.060.

Adicionalmente, según 21.9.7.7. de la norma E.060 el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento será el mínimo de $16db=16 \times 2.58=41.28cm$, $48db_{estribo}=48 \times 0.71=34.08cm$ y $b=25cm$. Por lo tanto, se escogió una distribución de 25cm en los núcleos de confinamiento.

Finalmente, se presenta el diseño final de la placa con el detalle de acero:

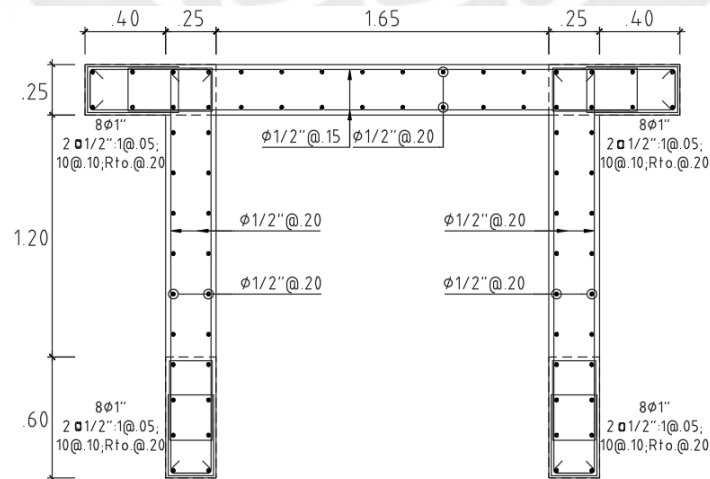


Figura 62: Detalle de refuerzo de la placa PL-02.

Fuente: Propia.

5.2.6. Cimentaciones

El diseño por resistencia consistió en verificar el dimensionamiento del peralte y la cuantía de acero en el fondo de la zapata. Para ello se utilizaron las cargas amplificadas con las combinaciones de la norma E.060 (Higashi, 2018).

Asimismo, Higashi menciona que alternativamente se puede trabajar con una presión o carga última aproximada, multiplicando la reacción en servicio por un factor de 1.6.

5.2.6.1. Zapatas aisladas

A manera de ejemplificación, se presentó el diseño a punzonamiento, cortante y flexión de la zapata de la columna D/8 (C-03).

Revisión por efectos de punzonamiento

De la Tabla 39, se obtuvo el cortante a punzonamiento el cual se amplificó por 1.6, obteniéndose $V_u=86\text{ton}$.

Seguidamente, se determinó la resistencia de la sección considerando una altura de la zapata de 60cm y un peralte efectivo de $h-10=50\text{cm}$ (d). Para esto, la norma E.060 en 11.12.2.1. propone tres ecuaciones:

$$\begin{aligned}\phi V_{c1} &= 0.85 \times 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ \phi V_{c2} &= 0.85 \times 0.27 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ \phi V_{c3} &= 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ \phi V_c &= \min(\phi V_{c1}, \phi V_{c2}, \phi V_{c3})\end{aligned}\tag{66}$$

Donde: $\phi=0.85$, es el factor de reducción para efectos de cortante; $\beta=1.29$, es la relación del lado más largo y más corto de la zapata; $b_o=4.50\text{m}$, es el perímetro de la sección crítica por punzonamiento sobre el área de la zapata; $\alpha_s=30$, es un factor que depende de la posición del elemento (interiores, borde y esquina).

De esta manera se determinó que el aporte del concreto a la resistencia a corte era de $\phi V_c=293\text{ton}$, siendo mayor que el cortante a punzonamiento último.

Revisión por efectos de cortante

El cortante se calculó por metro de ancho por lo que se utilizó el cortante máximo de las dos secciones críticas. De la Tabla 39, se extrajo la cortante máxima y se amplificó por el factor de 1.6, obteniéndose $V_u=26.96\text{ton/m}$.

Para calcular el aporte del concreto a la fuerza cortante se utilizó la ecuación (54), considerando un peralte efectivo (d) de 50cm y un ancho (b) de 1m, obteniéndose 32ton/m, superior al cortante último.

Diseño por efectos de flexión

Primero, se halló el área de acero mínimo con la ecuación (47), considerando una cuantía $\rho=0.0018$ para una sola malla, un ancho (b) de 1m y un peralte efectivo (d) de 50cm. De esta manera se obtuvo que el acero mínimo era de 9cm²/m, en ambas secciones críticas a flexión.

Después de ello, se determinó la malla de acero de la zapata utilizando las ecuaciones (51) y (52), considerando el mismo peralte efectivo y ancho que para el acero mínimo, y los momentos flectores de la Tabla 39 multiplicados por un factor de 1.6. En la siguiente tabla se pueden apreciar los resultados del diseño:

Tabla 67: Diseño a flexión de la zapata de la columna D/8 (C-03).

Mu	Ascal	Asinst	
ton-m	cm ²	cm ²	Ø
9.6	5.14	11.36	3/4"@25cm
6.4	3.41	11.36	3/4"@25cm

Fuente: Propia.

Finalmente, se muestra el detalle de la zapata de la columna D/8 (C-03):

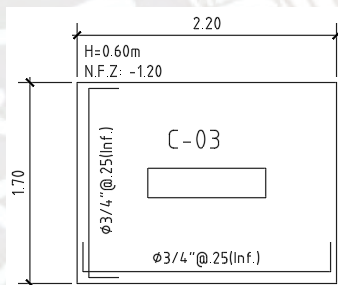


Figura 63: Detalle de refuerzo de la zapata de la columna D/8 (C-03).

Fuente: Propia.

5.2.6.2. Viga de cimentación

El diseño de la viga de cimentación es similar al de la viga peraltada con la diferencia de las consideraciones en el recubrimiento. Según 7.7.1. de la norma E.060 para elementos concreto armado en contacto con el suelo el recubrimiento será como mínimo de 7cm. Asimismo, considerando un estribo de 1/2" (Ø=1.27cm) y acero corrido de 1" (Ø=2.54cm), el peralte efectivo se calculó como $d=h-10\approx 90\text{cm}$.

A manera de ejemplo, se muestra el diseño de la viga VC-01 (25x100cm).

Las cargas últimas se obtuvieron aplicando las combinaciones de la norma E.060 de la Tabla 52 sobre las solicitaciones de la Tabla 41.

Diseño por efectos de flexión

El acero mínimo de la sección se calculó mediante el máximo entre las ecuaciones (47) y (48), considerando $b=25\text{cm}$ y $d=h-10=90\text{cm}$, obteniéndose 5.4cm^2 .

Seguidamente, se tomó el momento máximo y mínimo de las solicitaciones últimas para luego determinar el acero requerido con las ecuaciones (51) y (52).

A continuación, se muestran los resultados del diseño por flexión:

Tabla 68: Diseño a flexión de la viga de cimentación VC-01.

Mu ton-m	Asreq cm ²	Asinst	
		cm ²	Ø
-96	36	40	6Ø1"
40	13	20	3Ø1"

Fuente: Propia.

Adicionalmente, se agregaron varillas de refuerzo de 1/2" por agrietamiento en el alma espaciadas a 20 cm, siendo un total de 4 por cara de la viga.

Diseño por efectos de cortante

Al aplicar las combinaciones de la norma E.060 sobre las solicitaciones de la sección se obtuvo un cortante último máximo de $V_u=42\text{ton}$.

De esta forma, considerando $b=25\text{cm}$ y $d=90\text{cm}$ se determinó el aporte del concreto a la resistencia al corte por medio de la ecuación (55), obteniéndose $\phi V_c=14.68\text{ton}$. La resistencia del concreto es menor que la carga última por lo que se requirió estribos a cortante.

Para determinar el aporte y espaciamiento del refuerzo de acero se utilizaron las ecuaciones (53) y (56). De estas se obtuvo: $V_s=32\text{ton}$ y $s=30\text{cm}$, por lo que se escogió la siguiente distribución de estribos: 2 □ Ø1/2": 1@0.05; Rto@0.20m.

A continuación, se muestra la elevación de la viga de cimentación VC-01 y el refuerzo propuesto:

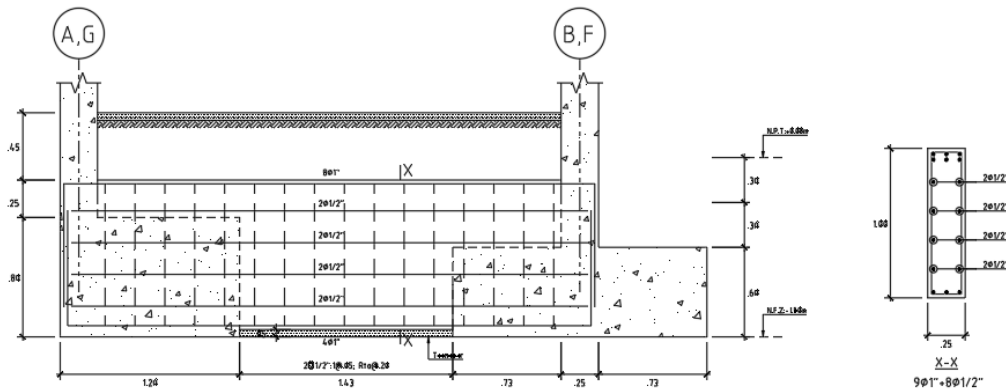


Figura 64: Detalle de refuerzo de la viga de cimentación VC-01.

Fuente: Propia.

5.2.7. Escaleras

La escalera se diseñó como una losa maciza de mismo peralte que la garganta. Asimismo, para determinar las solicitaciones últimas, se amplificaron las cargas de la Tabla 42 con la combinación 1 de la Tabla 52.

Diseño por efectos de flexión

Primero se determinó el área de acero mínimo con la ecuación (47), considerando: $\rho=0.0012$, $b=1.20\text{m}$, $d(\text{tramo inclinado})=12\text{cm}$ y $d(\text{tramo horizontal})=17\text{cm}$; obteniéndose un área de 1.72cm^2 y 2.45cm^2 para los tramos inclinado y horizontal, respectivamente.

Con las cargas amplificadas y las ecuaciones (51) y (52), se halló el acero requerido:

Tabla 69: Diseño a flexión de la escalera.

Tramo	Mu	Asreq	Asinst	
	ton-m	cm ²	cm ²	Ø
Inclinado	1.85	4.21	5.16	1/2"@20cm
Horizontal	1.78	2.82	5.16	1/2"@20cm

Fuente: Propia.

Asimismo, se instaló la cuantía mínima en la dirección transversal al análisis ($3/8"@25\text{cm}$), para controlar los efectos de retracción y temperatura.

Revisión por efectos de cortante

Se revisó la resistencia a corte del tramo inclinado y horizontal, considerando una sección con un peralte efectivo (d) de 12 y 17cm, respectivamente; y un ancho (b) de 1.20m. Dado que ambos tramos fueron evaluados como losas macizas, se asumió que el cortante era resistido íntegramente por el concreto armado.

La resistencia del concreto a corte de ambos tramos fue determinada con la ecuación (54). Los resultados y comparaciones con los cortantes últimos se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 70: Revisión a cortante de la escalera.

Tramo	Vu	ϕV_c	$\phi V_c > V_u$
	ton	ton	
Inclinado	2.57	9.40	Cumple
Horizontal	2.33	13.32	Cumple

Fuente: Propia.

A continuación, se presenta el refuerzo de acero de la escalera:

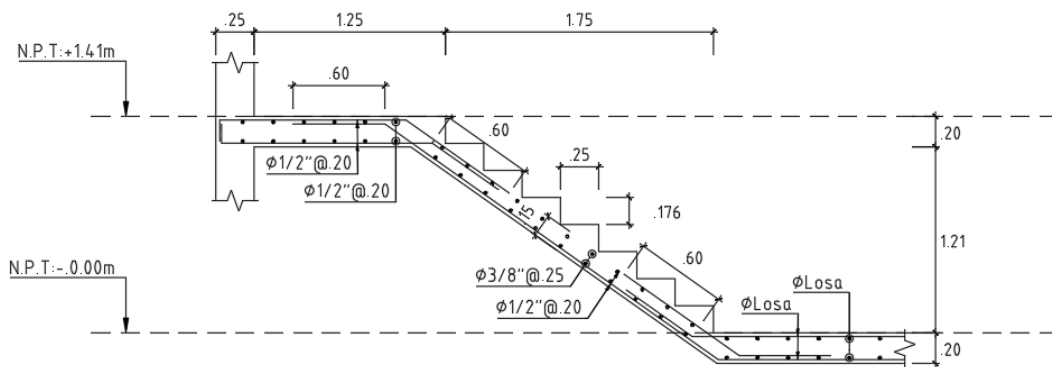


Figura 65: Detalle de refuerzo de la escalera.

Fuente: Propia.

5.2.8. Cerco perimétrico

En esta sección se diseñaron los elementos de arrioste (soleras, columnetas, sobrecimiento), y el cimiento corrido del cerco perimétrico.

Asimismo, los resultados de la Tabla 45 y Tabla 46 (cargas de los elementos de arrioste), provinieron del análisis en condiciones sísmicas (factor de amplificación=1).

5.2.8.1. Viga solera y columneta

La viga y la columneta fueron evaluadas a flexión pura y cortante. Es importante acotar que la columneta debió ser revisada a flexo-compresión; sin embargo, la condición de carga despreciando el axial por el peso propio y de la viga solera resultó ser más crítica.

Para el diseño se tomaron las secciones transversales de los elementos, considerando el ancho (b) de 20 y 50 cm para la solera y la columneta, respectivamente, y un peralte efectivo (d) de $h-3 \approx 12$ cm para ambos.

Diseño por efectos de flexión

Primero, se procedió a calcular el acero mínimo a flexión con la ecuación (48), obteniéndose 0.57 (b=20cm, d=12cm) y 0.72cm² (b=25cm, d=12cm) para la solera y columneta, respectivamente.

Luego, con las dimensiones de las secciones se procedió a realizar el diseño por flexión según los momentos de la Tabla 45, y las ecuaciones (51) y (52):

Tabla 71: Diseño a flexión de la viga solera y columneta del cerco perimétrico.

Elemento	Mu	Areq	Asinst	
	kg-m	cm ²	cm ²	Ø
Viga solera	38	0.61	2.58	2Ø1/2"
Columneta	704	1.66	2.58	2Ø1/2"

Fuente: Propia.

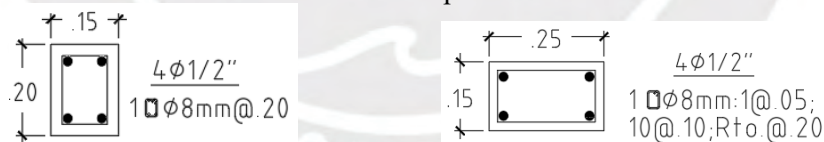
Diseño por efectos de cortante

Se dimensionaron el espaciamiento de los estribos considerando 1Ø8mm (Av=1cm²) para la solera y columneta, respectivamente. De esta manera, utilizando la ecuación (54) y (57), se determinó la separación mínima (smin) y la resistencia de diseño (øVc) de la sección.

Tabla 72: Diseño a corte de la viga solera y columneta del cerco perimétrico.

Elemento	Vu	øVc	smin	sinst	
	kg	ton	cm	cm	Ø
Viga solera	64	1566	60	20	1Ø8mm@.20
Columneta	380	1958	48	25	1Ø8mm:1@.05;10@.10;Rto@.20

Fuente: Propia.



(1) Viga solera

(2) Columneta

Figura 66: Detalle de refuerzo de arriostres de cerco perimétrico.

Fuente: Propia.

5.2.8.2. Sobrecimiento

El sobrecimiento se diseñó considerando la dimensión del paño más largo b=6.74m y un peralte de 12 cm. Asimismo de la Tabla 46 se obtuvieron el momento (Mu=1798kg-m) y cortante último (Vu=1209ton), de la sección.

Diseño por efectos de flexión

Se determinó el acero mínimo a flexión con la ecuación (47), b=100cm, d=12cm, y ρ=0.002, obteniéndose 2.4cm²/m.

Asimismo, se calculó el acero requerido por el momento último total usando las ecuaciones (51) y (52), $b=674\text{cm}$, $d=12\text{cm}$, obteniéndose $A_{sreq}=3.99\text{cm}^2$ o $0.59\text{cm}^2/\text{m}$. Por lo tanto, se instaló el acero mínimo con una malla vertical y horizontal de $\varnothing 8\text{mm}''@20\text{cm}$ ($A_s=2.5\text{cm}^2/\text{m}$).

Revisión por efectos de cortante

Por medio de la ecuación (54), $b=674\text{cm}$ y $d=12\text{cm}$, se determinó que el aporte del concreto a la resistencia a corte de la sección fue de $\varnothing V_c=52.8\text{ton}$, superior al cortante último de 2.54ton .

5.2.8.3. Cimiento

El cimiento se revisó a flexión, dado que la sección crítica a corte se extendía por fuera del pie de la zapata.

La solicitación última a momento se halló distribuyendo la presión del suelo de la ecuación (41) y multiplicándola por un factor de 1.6 (carga última) sobre el área de apoyo de cimiento hasta la sección crítica a flexión: $M_u=1.6 \times 26 \times 1 \times (0.6-0.15)^2/2=4.21\text{ton-m}$.

Adicionalmente, se determinó el momento de agrietamiento de la sección del cimiento:

$$\varnothing M_{cr} = \varnothing \times \frac{f_r \times \left(\frac{b \times h^3}{12} \right)}{0.5 \times h} = 0.9 \times \frac{28.98 \times 10 \times \left(\frac{1 \times 0.6^3}{12} \right)}{0.3} = 13.04\text{ton-m} \quad (67)$$

Donde: $\varnothing=0.9$, factor de reducción de resistencia por efectos de flexión; $f_r=2\sqrt{210}=28.98\text{kg/cm}^2=289.8\text{ton/m}^2$, la resistencia a tracción del concreto; $b=1\text{m}$, ancho de la franja de análisis de la cimentación; $h=0.6\text{m}$, altura de la cimentación.

Dado que el momento de agrietamiento es mucho mayor que el momento último, no es necesario colocar refuerzo de acero en el cimiento.

5.2.9. Tanque elevado

El diseño del tanque se dividió tres partes: las losas/muros, las vigas y las columnas de sostenimiento. Para esto, las cargas de la Tabla 47, Tabla 48, Tabla 49 se amplificaron con las combinaciones de la Tabla 52.

5.2.9.1. Muros y losas del tanque

Los muros y las losas del tanque elevado tenían un espesor de 20cm por lo que la sección de diseño para estos elementos fue de $100 \times 17\text{cm}$ (bxd).

Diseño por efectos de flexión

Primero, se halló el área de acero mínimo con la ecuación (47). Según Rivera Feijoo, para estructuras hidráulicas o estructuras expuestas a líquidos y con juntas menores 7.6m , la cuantía

mínima por contracción es $\rho=0.0028$. Por lo tanto, se obtuvo un área de acero mínima de $4.76\text{cm}^2/\text{m}$, distribuido en dos mallas ($2.38\text{cm}^2/\text{m}$).

Luego, se determinaron el área de aceros requerida de diseño con las ecuaciones (51) y (52):

Tabla 73: Diseño a flexión de muros y losas del tanque elevado.

Elemento	Mu	Asreq	Asinst	
	ton-m	cm ²	cm ²	Ø
Losa de fondo	2.68	4.30	5.16	1/2"@20cm
Losa de techo	0.96	2.38	3.87	3/8"@20cm
Muro del tanque	--	2.38	3.87	1/2"@20cm

Fuentes: Propia.

Por lo tanto, se instaló una doble malla de $\text{Ø}1/2"@20\text{cm}$ en los muros y losa inferior del tanque, y $\text{Ø}3/8"@20\text{cm}$ en la losa superior.

Revisión por efectos de cortante

Los efectos de cortante sobre las secciones fueron resistidos íntegramente por el concreto; por lo tanto, la resistencia de la sección se calculó con la ecuación (54), obteniéndose $\phi V_c=11.10\text{ton}$.

La resistencia de la sección se comparó con los cortantes últimos de la siguiente tabla:

Tabla 74: Diseño a cortante de muros y losas del tanque elevado.

Elemento	Vu	$\phi V_c > V_u$
	ton	cm ²
Losa de fondo	3.37	Cumple
Losa de techo	1.28	Cumple
Muro del tanque	0.63	Cumple

Fuente: Propia.

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, los cortantes últimos están por debajo de la resistencia, por lo que la sección cumple con el diseño.

5.2.9.2. Vigas de sostenimiento

Las vigas de sostenimiento de los cortes 1-1 y 2-2 de la Figura 21, se diseñaron considerando una sección efectiva de $25 \times 54\text{cm}$ (bxd). Asimismo, se amplificaron las solicitaciones de la con las combinaciones últimas de la norma E.060.

Diseño por efectos de flexión

Se determinó el acero mínimo con la ecuación (48), obteniéndose un área de 3.26cm^2

Seguidamente, se calcularon las áreas de acero requeridas para los momentos últimos máximos con las ecuaciones (51) y (52):

Tabla 75: Diseño a flexión de las vigas del tanque elevado.

Viga	Mu	Asreq	Asinst	
	ton-m	cm ²	cm ²	Ø
1-1	5.64	3.26	3.98	2Ø5/8"
2-2	5.17	3.26	5.68	2Ø3/4"
2-2	-8.99	4.59	5.68	2Ø3/4"

Fuente: Propia.

Diseño por efectos de cortante

Primero con la ecuación (54) se halló el aporte del concreto a la resistencia a corte de la sección, obteniéndose $\phi V_c = 8.81 \text{ ton}$.

Luego de esto, se dimensionó el espaciamiento de estribos de las vigas mediante las ecuaciones (53), (56). En caso el aporte del concreto fuese mayor al cortante último se determinaron el espaciamiento mínimo según la ecuación (57).

Tabla 76: Diseño a corte de las vigas del tanque elevado.

Elemento	Vu	Vs	sreq	sinst	
	kg	ton	cm	cm	Ø
1-1	8.35	0.00	68.16	25	1Ø3/8":1@.05;12@.10;Rto@.25
2-2	14.11	6.23	27.00	25	1Ø3/8":1@.05;12@.10;Rto@.25

Fuente: Propia.

5.2.9.3. Columnas del tanque

Se hizo el diseño a flexo-compresión y cortante de las columnas de sostenimiento, el procedimiento fue similar al seguido para el diseño de la columna C/3 (C-01).

Para los cálculos de diseño se consideró una sección de 25x70cm (bxh). Asimismo, para obtener las solicitaciones se amplificaron los resultados la Tabla 49 con las combinaciones 1, 2, 3, 6 y 7 de la Tabla 52:

Tabla 77: Cargas últimas sobre la columna del tanque elevado.

Combinación (N°)	1	2	3	6	7
Pu (ton)	14.38	14.41	11.15	10.63	7.37
Mu (ton-m)	0.47	6.90	-6.07	6.78	-6.18
Vu (ton)	1.36	4.78	-2.36	4.43	-2.72

Fuente: Propia.

Diseño a flexo-compresión

Se inició considerando una cuantía de 1%, que correspondía a un área de acero de 17.5 cm² (10ø5/8”).

En la Figura 67 se muestra la sección de la columna y la configuración del refuerzo, mientras que en el Gráfico 8 se presenta el diagrama de interacción correspondiente, superpuesto con los puntos (Mu,Pu).

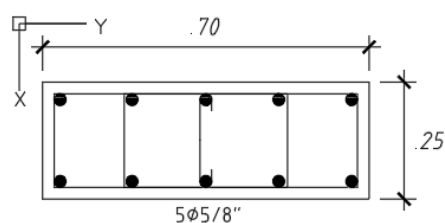


Figura 67: Detalle de refuerzo de refuerzo vertical de columna del tanque elevado.
Fuente: Propia.

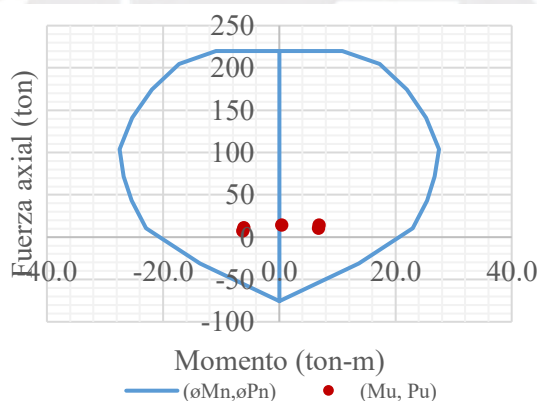


Gráfico 8: Evaluación del diagrama de interacción frente a las cargas últimas (Mu,Pu) de la columna del tanque elevado.
Fuente: Propia.

La configuración de acero satisface las solicitaciones, ya que estas se encuentran dentro del diagrama.

Diseño por efectos de cortante

Para el diseño a cortante se utilizaron los axiales y cortantes últimos de la Tabla 77. Asimismo, se halló el aporte a la resistencia a corte del concreto con la ecuación (55).

Tabla 78: Revisión del aporte del concreto a cortante de la columna del tanque elevado.

Combinación (N°)	1	2	3	6	7
Vu (ton)	1.36	4.78	2.36	4.43	2.72
øVc (ton)	11.06	11.06	10.92	10.90	10.76

Fuente: Propia.

Dado que el aporte del concreto fue superior que las solicitaciones últimas. Para esto, según la ecuación (57), el espaciamiento mínimo de estribos es de 68cm. Por lo tanto, se consideró la siguiente distribución: 1c3/8”+2 □ 3/8”:1@5;10@15;Rto.@20cm.

5.2.10. Cuarto de Bombas y Cisterna

El diseño de estos ambientes se dividió en muros y cimentaciones:

5.2.10.1. Muros de contención

Los muros fueron diseñados considerando una sección efectiva de 100x18cm (bxh), ya que el muro tenía un ancho de 25cm por contener líquidos.

Diseño por efectos de flexión

Se determinó la cuantía mínima utilizando la ecuación (47), $\rho=0.0028$ (Rivera Feijoo, 2000). Por lo tanto, se obtuvo un área de acero mínima de 5.04cm², lo que equivale a una malla de 1/2"@20cm en dirección horizontal y vertical.

Adicionalmente, se halló el acero requerido por el muro para las solicitaciones últimas, obtenidas de la amplificación de las cargas de la Tabla 50, usando las ecuaciones (51) y (52). En el siguiente cuadro se muestran los resultados:

Tabla 79: Diseño a flexión de las secciones de los muros del C.B. y cisterna.

Corte	Mu	Asreq	Asinst	
	ton-m	cm ²	cm ²	Ø
1-1	1.55	5.04	6.45	1/2"@20cm
2-2	4.15	6.37	6.45	1/2"@20cm

Fuente: Propia.

Asimismo, se instalaron bastones de Ø3/8”@40cm en ambas caras del muro, ya que presentaba flexión a ambos lados producto de la distribución triangular del empuje y del agua.

Revisión por efectos de cortante

Para el diseño por cortante, se despreciaron los efectos de la carga axial en el aporte a la resistencia a corte del concreto armado. De esta forma, la resistencia del concreto se calculó con la ecuación (54), obteniéndose $\phi V_c=11.75\text{ton}$.

Esta resistencia, fue comparada con las cortantes últimas que se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 80: Revisión a corte del muro del C.B. y cisterna.

Corte	Vu	$\phi V_c > V_u$
	ton	cm ²
1-1	3.45	Cumple
2-2	4.45	Cumple

Fuente: Propia.

Se puede observar que la resistencia a cortante del concreto es superior al cortante último por lo que el ancho del muro cumple con el diseño.

5.2.10.2. Cimientos

Para los cimientos del corte 1-1 se utilizó concreto simple, mientras que para los del corte 2-2, correspondiente a la cisterna, instalaron refuerzos a flexión.

Cabe mencionar que no fue necesario la revisión por cortante, ya que el largo del pie de la zapata era menor que el peralte efectivo, por lo que la sección crítica del cortante se encontraba fuera del cimiento.

Diseño por efectos de flexión

Del análisis de presiones del cimiento, en la Tabla 51, se extrajo el esfuerzo a servicio y se multiplicó por un factor de 1.6. En consecuencia, el momento de diseño a flexión fue $M_u = 1.6 \times 37 \times 1 \times (0.6 - 0.25)^2 / 2 = 3.62 \text{ ton-m}$

En la ecuación (67) se obtuvo un momento de agrietamiento reducido fue de 13.04 ton-m, superior al momento último del análisis. Por lo tanto, se instaló el acero mínimo por retracción y temperatura, el cual se calculó con la ecuación (47), considerando una cuantía de $\rho = 0.0018$.

Se obtuvo un acero mínimo de $A_{smin} = 0.0018 \times 50 \times 100 = 9 \text{ cm}^2/\text{m}$, que corresponde a un fierro distribuido de $\phi 5/8'' @ 20 \text{ cm}$ (9.95 cm²).

6. VERIFICACIÓN DE CONDICIONES EXTREMAS Y DE SERVICIO

6.1. Control de deflexiones en condiciones servicio

Durante esta revisión, se determinaron las deflexiones inmediatas y diferidas de los elementos de la estructura con mayor luz libre, dado que serían los que tendrían mayores deflexiones.

Por un lado, las deflexiones inmediatas son generadas por el comportamiento elástico de los elementos estructurales los cuales se producen instantáneamente luego de haber aplicado las cargas muertas y vivas. Por otro lado, las deflexiones a largo plazo o diferidas son consecuencia del flujo plástico (creep) y de la retracción del concreto por las sollicitaciones sostenidas por largos periodos de tiempo (Harmsen, 2002).

Según Ottazi, son 8 los factores que influyen directamente sobre las deflexiones de los elementos estructurales de concreto armado:

- Resistencia del concreto a tracción
- Módulo de Elasticidad del concreto
- Acero instalado en tracción
- Configuración del acero sobre la sección de concreto
- Patrón de agrietamiento sobre el elemento
- El creep producido por el historial de cargas de la estructura
- La retracción del concreto
- Los cambios de temperatura

La norma E.060, utiliza los primeros 5 factores para determinar las deflexiones inmediatas sobre los elementos de concreto armado; mientras que los últimos 3 son utilizados para determinar las deflexiones diferidas.

6.1.1. Deflexiones inmediatas

Para el cálculo de deflexiones inmediatas, se consideran dentro del rango elásticas, por lo que las ecuaciones de resistencia de materiales son aplicables (Harmsen, 2002). Sin embargo, dado que el concreto es un material que se agrieta al presentar sollicitaciones mayores al momento de agrietamiento, la inercia de la sección transversal se reduce considerablemente.

La inercia reducida (inercia efectiva- I_{ef}) depende del momento aplicado en la sección y varía en magnitud entre la inercia bruta (I_g) y la inercial completamente agrietada (I_{cr}) de la sección (Ottazzi, 2006).

A manera de simplificación, la norma E.060 en 9.6.2.3., establece los valores de inercia efectiva constantes entre los límites mencionados anteriormente, bajo las siguientes condiciones:

- Si el momento aplicado en servicio es menor que el momento de agrietamiento ($M_a < M_{cr}$): $I_{ef} = I_g$.
- Si el momento aplicado en servicio es mayor que el momento de agrietamiento ($M_a > M_{cr}$): $I_{ef} = I_{cr}$.

Adicionalmente, dado que los momentos internos y las configuraciones de los refuerzos de acero son variables a lo largo del elemento, las inercias efectivas no son constantes.

Sin embargo, la norma E.060 en 9.6.2.4., establece una inercia efectiva representativa para todo el elemento definidas mediante las ecuaciones (68) y (69) para los tramos L1 y L3 de la Figura 68, respectivamente.

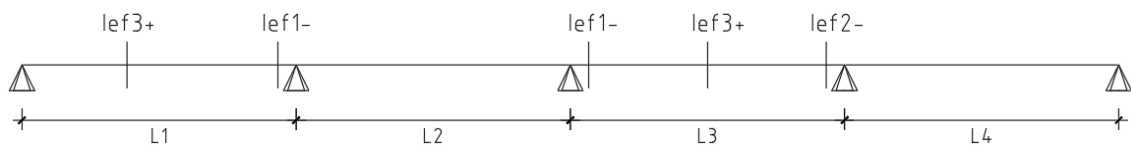


Figura 68: Ubicación de inercias según el tramo de análisis.
Fuente: Ottazzi, 2016.

$$I_{ef} = \frac{2 \times I_{ef3^+} + I_{ef^-}}{3} \quad (68)$$

$$I_{ef} = \frac{2 \times I_{ef3^+} + I_{ef1^-} + I_{ef2^-}}{4} \quad (69)$$

Donde: $I_{efi\pm}$, es la inercia efectiva de la sección i del tramo correspondiente.

A partir de las inercias efectivas es posible determinar la deflexión del elemento con las ecuaciones de análisis estructural dentro del rango elástico. Ottazzi propone lo siguiente para elementos longitudinales de sección constante sobre apoyos simples:

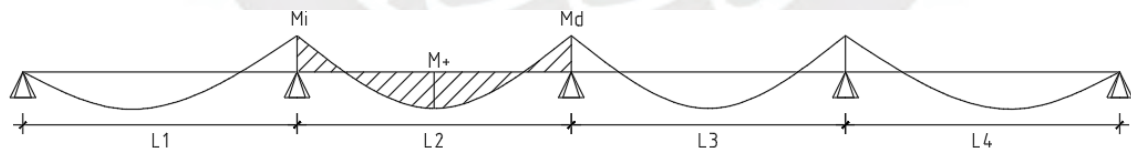


Figura 69: DMF de una viga con carga uniformemente distribuida (w).
Fuente: Ottazzi, 2016.

Del diagrama anterior deduce las siguientes ecuaciones:

$$M^+ = \frac{w \times L_2^2}{8} - \frac{M_i + M_d}{2} \quad (70)$$

$$\Delta = \frac{5 \times L_2^2}{48 \times E_c \times I_{ef}} \times (M^+ - 0.1 \times (M_i + M_d)) \quad (71)$$

Donde: M^+ , M_i y M_d , son los momentos flectores en las secciones de la Figura 69; $E_c = 217000 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad del concreto; Δ , la deflexión del tramo L2

6.1.2. Deflexiones diferidas

Las deflexiones diferidas resultan de la multiplicación de las deflexiones inmediatas por un factor (λ), que está en función de la cuantía a compresión del elemento y de una constante que depende del tiempo de acción de la carga considerada (Harmsen, 2002).

$$\lambda = \frac{\zeta}{1+50\rho'} \quad (72)$$

Donde: ζ , es un factor que depende del tiempo de la carga sostenida el cual se muestra en la Tabla 81; ρ' , es la cuantía a compresión de la carga sostenida.

Tabla 81: Factor de carga sostenida en función del tiempo.

Duración de la carga	ζ
Para 3 meses	1.0
Para 6 meses	1.2
Para 12 meses	1.4
Para 5 años o más	2.0

Fuente: Harmsen, 2002

6.1.3. Deflexiones totales

Las deflexiones totales resultan de la superposición de las deflexiones inmediatas y diferidas. Para los cálculos, las deflexiones diferidas se han considerado solo un porcentaje de la carga viva, mientras que la carga muerta en su totalidad:

$$\Delta_{total} = \Delta_{im} + \Delta_{iv} + \Delta_{dm} + \Delta_{dv}(30\%) \quad (73)$$

Donde: Δ_{im} y Δ_{iv} , son las deflexiones inmediatas por carga muerta y viva, respectivamente; Δ_{dm} , es la deflexión diferida por carga muerta; $\Delta_{dv}(30\%)$, es la deflexión diferida por el 30% de carga viva.

La norma E.060 en 9.6.2.6 establece límites para las deflexiones totales en función de la luz libre entre apoyos:

Tabla 82: Deflexiones admisibles de la norma E.060.

Tipo de elemento	Deflexión	Límite de deflexión
Techos que no soporten elementos no estructurales frágiles	Δ_{iv}	L/180
Pisos que no soporten elementos no estructurales frágiles	Δ_{iv}	L/360
Pisos o techos que soporten elementos no estructurales frágiles	Δ_{total}	L/480
Pisos o techos que soporten elementos no estructurales flexibles	Δ_{total}	L/240

Fuente: Propia.

6.1.4. Control de deflexiones del aligerado AD/3-4

A manera de ejemplificación, se hizo la revisión de deflexiones en las viguetas del aligerado entre los ejes AD/3-4. Se usó la Figura 57 como referencia para la ubicación y revisión de cuantía de acero en las secciones críticas.

Primero se ubicaron las secciones críticas del aligerado al centro de la luz ($M+\max/\text{corte1-1}$), y al extremo del apoyo del eje D ($M-\max/\text{corte2-2}$). En la siguiente figura, se muestra el detalle de refuerzo de la sección:

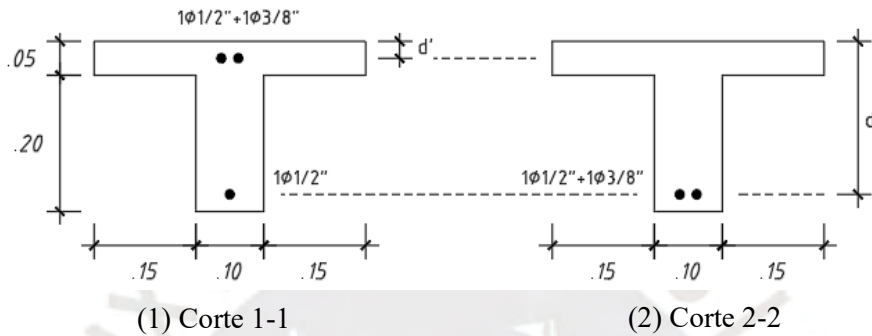


Figura 70: Detalle de las secciones críticas del aligerado AD/3-4.
Fuente: Propia.

A partir de las dimensiones y cuantías, se determinaron la posición de los ejes neutros e inercias efectivas para los casos agrietado y no agrietado ($M+$, $M-$) de los cortes 1-1 y 2-2.

Para esto se estableció la nomenclatura de las dimensiones del aligerado:

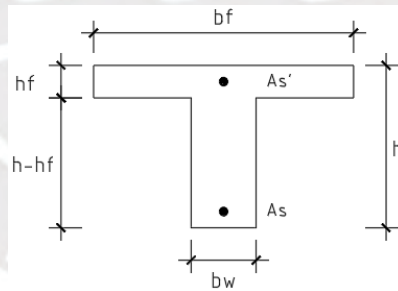


Figura 71: Dimensiones de la sección del aligerado.
Fuente: Propia.

Seguidamente, con las siguientes ecuaciones se hallaron las dimensiones del “c” de compresiones para cada caso:

$$bf \times hf \times \left(y - \frac{hf}{2}\right) + bw \times (h-hf) \times \left(y - \frac{hf+h}{2}\right) + (n-1) \times As' \times (y-d') + (n-1) \times As \times (y-d) = 0 \quad (74)$$

$$bf \times \frac{c^2}{2} + n \times As \times (c-d) + (n-1) \times As' \times (c-d') = 0 \quad (75)$$

$$-bw \times \frac{c^2}{2} + n \times As' \times (h-c-d') + (n-1) \times As \times ((h-d)-c) = 0 \quad (76)$$

Donde: la ecuación (74), es la solución para la sección no agrietada; la ecuación (75), es la solución para la sección agrietada de momento (+); la ecuación (76), es la solución para la sección agrietada de momento (-); $n=Es/Ec=9.2$, la relación entre el módulo de elasticidad del acero y concreto.

Cabe mencionar que el valor “y”, obtenido de la ecuación (74), es la posición del eje neutro sin agrietamiento, medido desde la fibra superior de la sección y es independiente del sentido de la sollicitación. Por el contrario, los valores “c”, de las ecuaciones (75) y (76), son las posiciones del eje neutro agrietadas (c a.), medidas desde la fibra a compresión, la cual depende del sentido de la sollicitación.

Con la ubicación del eje neutro, se determinaron las inercias agrietadas y no agrietadas con las siguientes ecuaciones:

$$I_g = \frac{(bf-bw) \times hf^3}{12} + (bf-bw) \times hf \times \left(\frac{hf}{2} - y\right)^2 + \frac{bw \times y^3}{3} + \frac{bw \times (h-y)^3}{3} + As' \times (n-1) \times (c-d')^2 + As \times (n-1) \times (c-d)^2 \quad (77)$$

$$I_{cr+} = \frac{(bf-bw) \times hf^3}{12} + (bf-bw) \times hf \times \left(\frac{hf}{2} - c\right)^2 + \frac{bw \times c^3}{3} + As' \times (n-1) \times (c-d')^2 + As \times n \times (c-d)^2 \quad (78)$$

$$I_{cr-} = \frac{bw \times c^3}{3} + (n-1) \times As \times (c-(h-d))^2 + n \times As' \times ((h-c)-d')^2 \quad (79)$$

Donde: I_g , es la inercia de la sección no agrietada; I_{cr+} , es la inercia agrietada de momento positivo; I_{cr-} , es la inercia agrietada de momento negativo (I_{cr-}).

Luego, con las inercias brutas (I_g), se determinaron los momentos de agrietamiento de las secciones con las siguientes ecuaciones:

$$M_{cr+} = \frac{I_g \times f_r}{h-y} \quad (80)$$

$$M_{cr-} = \frac{I_g \times f_r}{y} \quad (81)$$

Donde: M_{cr+} y M_{cr-} , son los momentos de agrietamiento con la fibra comprimida en la parte superior e inferior, respectivamente; $f_r=28.98\text{kg/cm}^2$, es el esfuerzo de rotura a tracción del concreto; y , es la posición del eje neutro respecto a la fibra superior calculado con la ecuación (74).

A continuación, se muestra un cuadro resumen con las propiedades de cada sección calculadas con las ecuaciones anteriores.

Tabla 83: Inercias y momentos de agrietamiento de las secciones del aligerado.

Corte	1-1	2-2
As (cm ²)	2.00	1.29
As' (cm ²)	0.00	2.00
y (cm)	9.27	8.86
Ig (cm ⁴)	25474	25103
Sentido	positivo	negativo
c a. (cm)	4.06	6.89
Icr (cm ⁴)	6822	5451
Mcr (kg-m)	469	821

Fuente: Propia.

Seguido de esto, se compararon los momentos de agrietamiento con los momentos en servicio de las secciones 2 y 3 del aligerado de la Tabla 31, y se determinó la inercia efectiva (I_{ef}) de los cortes 1-1 y 2-2 con el criterio de la norma E.060 en 9.6.2.3. Asimismo, con las inercias efectivas se utilizó la ecuación (68) para hallar la inercia efectiva representativa del tramo.

En la siguiente tabla se muestran los resultados:

Tabla 84: Inercia efectiva del tramo crítico del aligerado AD/3-4.

Mcr (kg-m)	469	797
Ms (kg-m)	761	659
Ief (cm ⁴)	6822	25103
Ief total (cm ⁴)	12916	

Fuente: Propia.

Finalmente, se determinaron las deflexiones inmediatas en la zona de momento positivo con la ecuación (70), las deflexiones diferidas con el factor de la ecuación (72), la deriva admisible de la Tabla 82 (L/240), y la deflexión total con la ecuación (73).

Tabla 85: Deflexión máxima del aligerado AD/3-4.

Luz libre (m)	5.85	Ief (cm ⁴)	12916
Factor (C)	2	Δ_{adm} (cm)	2.34
Cálculo de la deflexión			
Tipo de carga	C.M.	C.V.	30%C.V.
w (kg/m)	180	80	24
Mi (kg-m)	0	0	0
Md (kg-m)	457	203	61
M+(kg-m)	527	234	70
Δ_i (mm)	6.11	2.71	0.81
Δ_d (mm)	12.22	5.43	1.63
$\Delta_{total} = \Delta_{im} + \Delta_{iv} + \Delta_{dm} + \Delta_{vd}(30\%)$ (cm)	2.27		

Fuente: Propia.

En el cuadro anterior, se debió considerar L/240 para la deflexión admisible (Δ_{adm}), ya que la Tabla 82 establece dicha relación para estructuras que no sostengan elementos frágiles, como es el caso del aligerado AD/3-4 que sostiene la sala, donde no hay tabiquería. Sin embargo, según Ottazzi, deflexiones mayores a L/250 son apreciables a simple vista, por lo que se usó dicha relación.

Asimismo, como se puede apreciar en la Tabla 85, la deriva considerando efectos inmediatos y diferidos es menor que la deriva admisible.

6.2. Control de fisuras en condiciones de servicio

El control de fisuras es un procedimiento importante al momento de diseñar elementos de concreto armado. Las razones para realizar esta verificación y control se mencionan en el libro de Ottazzi:

- Apariencia: las grietas con un ancho entre 0.25-0.35mm o mayor, pueden ser vistas por el público y conducir a su preocupación.
- Corrosión de armadura: La presencia de grietas aumenta la posibilidad de ingreso de agentes externos que aumenten la corrosión del acero, generando que este produzca herrumbre (que tiene un mayor volumen que el acero). La producción de este material en la sección, hace que se produzcan esfuerzos internos no previstos lo que aumenta aún más las grietas.
- Impermeabilidad: En el caso de contenedores, es importante el control de grietas dado que ello favorece a la no filtración de líquidos.

Del mismo modo, menciona 3 factores que afectan directamente el ancho de las fisuras:

- El espesor del recubrimiento
- El esfuerzo del acero a tracción por flexión
- La configuración del acero de refuerzo en la zona de tracción.

6.2.1. Parámetro Z de agrietamiento

Las magnitudes de los anchos de grietas tienen una amplia dispersión debido a las distintas variables y condiciones que influyen en su aparición (Ottazzi, 2006). Es por ello, que la norma E.060 en 9.9.3., establece un valor “Z” que hace un control indirecto del ancho de grieta el cual limita en 26000kg/cm.

$$Z = f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_{ct}} \quad (82)$$

$$A_{ct} = \frac{2 \times \bar{X} \times b_w}{\#barras} \quad (83)$$

Donde: f_s , es el esfuerzo del refuerzo en la zona de tracción de la sección; d_c , es la distancia entre la fibra a tracción y el centroide del refuerzo; A_{ct} , es el área efectiva de concreto a tracción; X , es la distancia de la fibra a tracción al refuerzo a tracción más próximo.

En términos de esfuerzos en los materiales se deben respetar dos puntos: primero, se debe satisfacer la condición que el concreto no exceda $0.5f'_c$, para mantener una distribución triangular de presiones sobre la zona a compresión; segundo, los esfuerzos del acero no deben ser mayores a $0.6f_y$ para no generar grietas considerables en la sección (Harmsen, 2002).

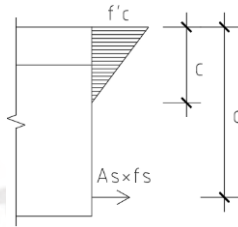


Figura 72: Distribución triangular de presiones en sección del aligerado de concreto armado.
Fuente: Propia.

6.2.2. Control de fisuración del aligerado AD/3-4

A manera de revisión, se realizó el control de fisuración de los elementos de mayor luz. Para casos de este análisis se presenta la revisión del aligerado entre los ejes 3-4.

Primero, se hallaron los esfuerzos máximos del acero y concreto para la condición de servicio, en la que se aplica un momento en servicio (M_s) de 761kg-m (extraído de la Tabla 84 para la zona de momento positivo).

Con el momento de servicio, se determinaron los esfuerzos en el acero (f_s) y concreto (f_c) con las ecuaciones (84) y (85) propuestas por Ottazzi:

$$f_s \approx \frac{M_s}{A_s \times 0.9d} = \frac{761 \times 100}{2 \times 0.9 \times 22} = 1921 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.45f_y < 0.6f_y \quad (84)$$

$$f_c = \frac{2 \times A_s \times f_s}{b \times c} \approx \frac{2 \times 2 \times 2012}{40 \times (0.34 \times 22)} = 25.68 = 0.12f_c < 0.5f_c \quad (85)$$

Donde: $jd=0.9d$, es el brazo de palanca del acero desde el centro de compresiones; $c=0.34d$, es la altura del “c” de compresiones. Ambas aproximaciones son mencionadas por Ottazzi.

Dado que los esfuerzos de los materiales eran inferiores a los máximos admisibles, se prosiguió con el control agrietamiento asumiendo el modelo triangular de distribución de esfuerzos.

Seguidamente, se determinaron el área de influencia de las barras (A_{ct}) y el parámetro Z , con las ecuaciones (82) y (83), obteniéndose 30cm^2 y 861kg/cm , respectivamente.

Por lo tanto, “ Z ” es menor que el máximo estipulado por la norma de E.060 en 9.9.3. por lo que la configuración de acero de la sección es válida.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Comentarios

- Es importante acotar que desde la estructuración del edificio se tuvo conocimiento de la poca rigidez en dirección X-X, producto de la configuración arquitectónica y la reducida presencia de muros. Ante esto, la instalación de dos pórticos en dirección X-X alineados con las placas PL-02 (placa de ascensor), y PL-04 aumentaron considerablemente la rigidez en dicha dirección.
- El factor de amplificación de la norma E.060 en 21.9.5.3. para muros estructurales satisface el diseño por capacidad de la placa. Sin embargo, Higashi menciona que muchos ingenieros estructurales utilizan el factor de 2.5 (amplificación para vigas en sistemas duales) y no el de la norma E.060 por considerarlo excesivo. En este proyecto, se utilizó el factor M_n/M_u , ya que las relaciones que se obtuvieron en la Tabla 65 no generaron cortantes últimos extremos en el diseño, por lo menos no en la dirección en la que el cortante sin amplificar era alto (dirección X-X). Sin embargo, darse el caso de obtener un cortante excesivo, su hubiese utilizado el factor 2.5.
- Con respecto al dimensionamiento de los núcleos de confinamiento en las placas, se vio que la norma E.060 proponía la ecuación (65), para determinar el c de compresiones límite para evaluar la necesidad de los núcleos, la cual depende del desplazamiento máximo inelástico de la placa en la parte superior. La norma E.030 en 31.1 propone que el desplazamiento del análisis elástico sea multiplicado por un factor de $0.85R$ para hallar el inelástico (δ_u). Sin embargo, sería conveniente hacer un análisis push-over del edificio para encontrar el δ_u de la placa, y luego compararlo con el obtenido por el método de la norma E.030.

Recomendaciones

- Dado que no se ha considerado el aporte de la albañilería a la rigidez lateral del edificio durante el cálculo estructural, es recomendable instalar juntas de polietileno expandido (Tecnopor) de mínimo 1 cm desde el fondo del techo, en la parte superior de los tabiques divisorios de ambientes. Esto con el fin de aislar a los tabiques de participar activamente durante un evento sísmico; de lo contrario se podrían producir fisuraciones considerables en la albañilería y cambios en la distribución de esfuerzos en los elementos estructurales del edificio.
- El modelo de cálculo fue realizado en el programa ETABS 2016 el cual permitió obtener las solicitaciones de los elementos estructurales, así como los comportamientos de la estructura en condiciones sísmicas. Por lo mencionado anteriormente, el programa ha

resultado ser una herramienta muy útil para el diseño del presente edificio. Sin embargo, es recomendable llevar una verificación manual de los resultados que se obtienen del programa, es por ello que en los anexos del presente proyecto de tesis se presentan las comparaciones entre las sollicitaciones obtenidas por el programa y los cálculos manuales para la losa maciza y la placa PL-02.

- En esta tesis se presentaron dificultades al momento de diseñar y dimensionar las zapatas dada las grandes dimensiones de las placas en Y-Y lo que generaba grandes momentos y por lo tanto esfuerzos de compresión grandes e inclusive tracciones (como se puede observar en la descripción de los métodos de Meyerhoff). En tales casos se puede optar por utilizar vigas de cimentación para poder reducir el momento; sin embargo, lo recomendable sería utilizar zapatas conectadas a lo largo del eje de trabajo de la placa y trasladar todas las fuerzas al centro de reducción, de esta manera se reduce la excentricidad generada por los momentos, dado que se tienen mayor área para dispersar los esfuerzos.

Conclusiones

- Con respecto al análisis modal, se obtuvo que los periodos de la estructura fueron de 0.56, 0.32 y 0.25s para las direcciones X-X, torsional y Y-Y, respectivamente. Es importante notar que dado que el primer modo de vibración es en X-X, el edificio tiene una menor rigidez en esta dirección, lo cual se justifica con la reducida presencia de placas en X-X. Por el contrario, por la alta densidad de muros en la dirección Y-Y, la forma de vibración en dicha dirección terminó en el tercer modo.
- Con respecto al análisis sísmico, se obtuvo un factor de irregularidad en planta de $I_p=0.9$, por lo que la estructura calificó como irregular. Asimismo, se obtuvo una participación en muros del 82 y 92%, superior al 70%, por lo que se utilizó un factor de reducción $R_o=6$. Las derivas obtenidas del análisis dinámico-espectral están por debajo de los máximos establecidos por la norma E.030 en 32 (Tabla N°11/ $D_{max}=0.007$). Adicionalmente, es importante acotar que el espectro de diseño de la norma E.030 en 29, con el cual se obtuvieron las derivas, es un sismo con un periodo de retorno de 50 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Por lo tanto, se espera que la estructura no presente daños para sismos frecuentes con un tiempo de retorno de 50 años.

8. REFERENCIAS

- Blanco Blasco, A. (1990). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Princliness.
- Braja, D. (2015). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. México D.F.: Cengage Learning.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Hernandez Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. México D.F.: McGrawHill.
- Higashi, J. (2018). Curso de Concreto Armado 2 [Diapositivas]. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.020 de Cargas*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.070 de Albañilería*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma A.020 de Vivienda*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.060 de Concreto Armado*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E.030 de Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano.
- Montoya, J., Morán, F., Arroyo, J., & Meseguer, A. (2019). *Hormigón Armado*. Madrid: Cinter.
- Municipalidad de Miraflores. (2016). *Plan Urbano Distrital 2016-2026*. Lima.
- Muñoz, A. (2003). Curso de Ingeniería Antisísmica. *Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Perú: PUCP.
- Muñoz, A. (2011). Curso de Análisis Estructural 2 [Diapositivas]. *Metrado de Cargas*. Lima, Perú.
- Ottazzi Pasino, G. (2014). *Apuntes del Curso de Análisis Estructural 1*. Lima: PUCP.
- Ottazzi Pasino, G. (2018). *Apuntes del Curso Concreto Armado 1*. Lima: PUCP.
- Quiun Wong, D. (2018). Curso de Estructuras de Mampostería [Diapositivas]. *Capítulo 6: Diseño Estructural de la Mampostería*. Lima, Perú.
- Quiun Wong, D. (2018). Curso de Estructuras de Mampostería [Diapositivas]. *Capítulo 5: Análisis Estructural de Edificaciones*. Lima, Perú.
- Rivera Feijoó, R. (2000). *Diseño Estructural de Obras Hidráulicas*. Lima.
- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

San Bartolomé, A. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

Sánchez Rodríguez, S., Rodríguez Ortiz, J. M., López Valero, J. D., Laina Gómez, C., & Jiménez Morales, Á. (2016). *Caracterización de suelos granulares Gruesos. El caso de la Grava de Lima*. Lima.

Zegarra Pellane, J. (2017). Curso de Ingeniería de Cimentaciones [Diapositivas]. *Empujes y Muros*. Lima, Perú.

Zegarran Pellane, J. (2017). Curso de Ingeniería de Cimentaciones [Diapositivas]. *Geotecnia Antisísmica*. Lima, Perú.



9. ANEXOS

Anexo 1: Verificación de solicitaciones por medio de las tablas de Kalmanok

En esta sección se verificaron los momentos y cortantes de la losa maciza A-B/4-5 obtenidos por medio de las tablas de Kalmanok. Es importante mencionar que el arreglo de cargas de la losa incluye una carga distribuida de la tabiquería, la cual será superpuesta al resultado de las tablas de Kalmanok, a través de un análisis lineal de 1m de ancho con cargas puntuales en la ubicación de los muros de tabiquería. A continuación, se muestra un esquema del arreglo de cargas de la losa.

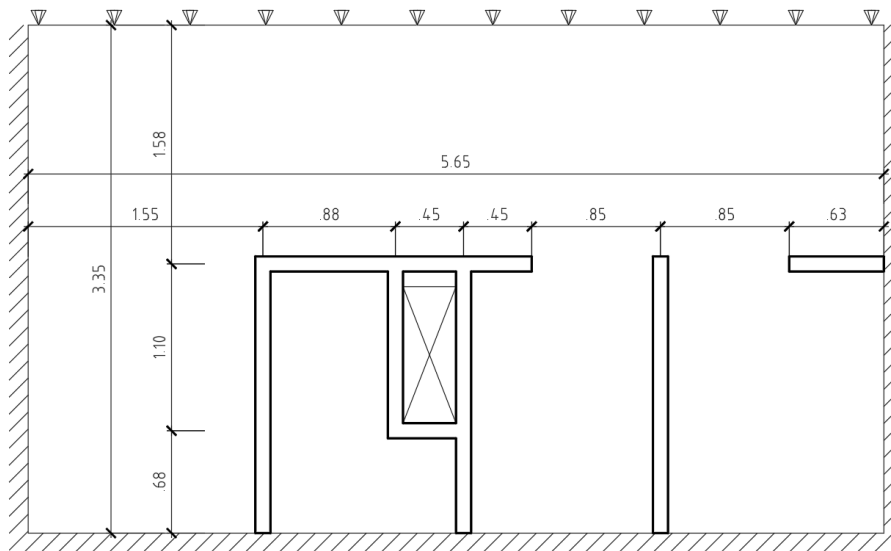


Figura: Detalle en planta de la losa A-B/4-5 incluyendo la tabiquería.

El peso de cada uno de los elementos fue extraído de la Tabla 11 de metrado de cargas de la losa maciza.

Para el análisis de la carga distribuida por peso propio, piso terminado y sobrecargas, se utilizó la tabla de Kalmanok con 3 bordes empotrados y uno simplemente apoyado. Asimismo, con respecto a la abertura que se tiene producto del ducto de ventilación, Montoya menciona que si las dimensiones de una abertura en un elemento empotrado en sus tres lados y apoyado en uno, no supera el 25% de su lado mayor este no tiene un impacto directo en el análisis y se puede considerar como lleno.

Dado que el lado mayor de la losa es de 5.65m y la abertura tiene dimensiones de 0.45x1.10m, los porcentajes respecto al lado mayor son 8% y 19% respectivamente. Por lo tanto, el análisis por Kalmanok consistirá en considerar la abertura como llena.

Seguido de esto se utilizó la tabla 16 del manual de Kalmanok el cual considera la condición de apoyado las dimensiones a y b según la figura en planta son 5.45 y 3.35m, respectivamente.

Tabla: Detalle de los parámetros para aplicar Kalmanok.

a (m)	5.65
b (m)	3.35
b/a (und)	0.59
pm (ton/m ²)	0.58
pm*b ²	6.51
pv (ton/m ²)	0.20
pv*b ²	2.24

Fuente: Propia.

Los valores pm y pv son las cargas distribuidas muerta y viva en servicio. Asimismo, el valor b/a de la tabla anterior se redondeó a 0.6, con el que se localizó el conjunto de factores en la tabla de Kalmanok.

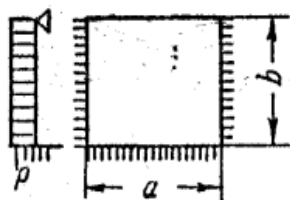


Tabla 16. — Placa rectangular, libremente apoyada en un sólo lado y empotrada en los tres restantes, solicitada por una carga uniformemente distribuida.

	w_{cp}	M_a^o	M_b^o	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$	R_{a3}	R_{a2}	R_b
0,95	0,00180	-0,0626	-0,0599	0,0230	0,0193	0,293	0,120	0,320
0,90	0,00204	-0,0655	-0,0652	0,0231	0,0222	0,325	0,136	0,325
0,85	0,00230	-0,0682	-0,0710	0,0229	0,0254	0,362	0,154	0,330
0,80	0,00257	-0,0706	-0,0773	0,0224	0,0289	0,405	0,175	0,334
0,75	0,00286	-0,0727	-0,0839	0,0214	0,0327	0,456	0,202	0,337
$\frac{b}{a}$ 0,70	0,00317	-0,0743	-0,0907	0,0198	0,0368	0,515	0,235	0,340
0,65	0,00359	-0,0755	-0,0978	0,0177	0,0411	0,584	0,274	0,342
0,60	0,00384	-0,0765	-0,1046	0,0153	0,0452	0,662	0,320	0,343
0,55	0,00417	-0,0774	-0,1101	0,0127	0,0492	0,752	0,375	0,344
0,50	0,00450	-0,0782	-0,1140	0,0098	0,0535	0,868	0,442	0,345

para $a/b < 1$; para las flechas, pa^4/D ;
para los demás valores, pa^2 ;

para $b/a < 1$; para las flechas, pb^4/D ;
para los demás valores, pb^2 .

Figura: Tabla 16 de Kalmanok para las condiciones de borde de la losa A-B/4-5.

Con la figura anterior, se construyó la tabla de solicitaciones para condiciones de servicio.

Tabla: Solicitaciones de la losa maciza A-B/4-5 por la carga distribuida.

Solicitación	Factor	C.M.	C.V.
Mao (ton-m)	-0.077	-0.50	-0.17
Mbo (ton-m)	-0.105	-0.68	-0.23
Macp (ton-m)	0.015	0.10	0.03
Mbcp (ton-m)	0.045	0.29	0.10
Vas (ton)	0.662	4.31	1.49
Vac (ton)	0.320	2.08	0.72
Vb (ton)	0.343	2.23	0.77

Fuente: Propia.

Seguidamente, para incluir el efecto de la tabiquería se analizó por metro de ancho en cada dirección. De esta manera, se generaron los siguientes modelos (uno para X-X y otro para Y-Y), obteniéndose los DMF y DFC respectivos.

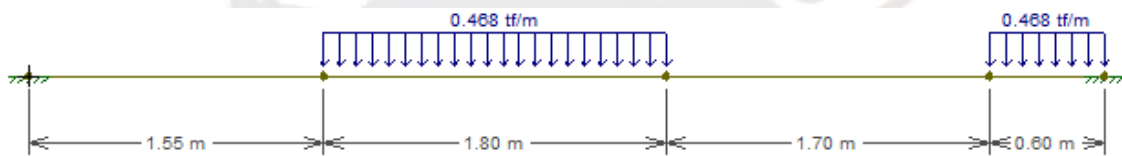


Figura: Modelo de cálculo en la dirección más larga (L=5.65m).

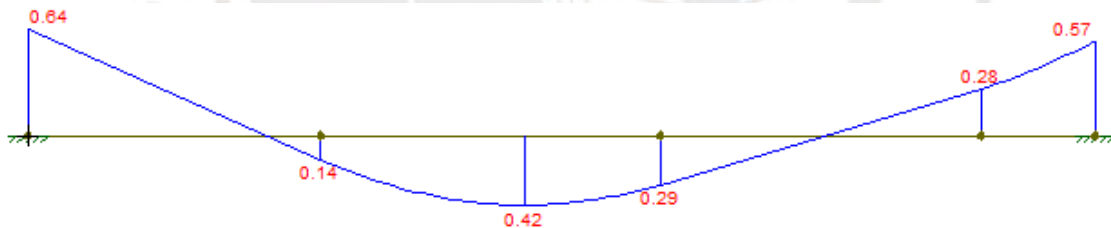


Figura: DMF del modelo en la dirección más larga (Ma).

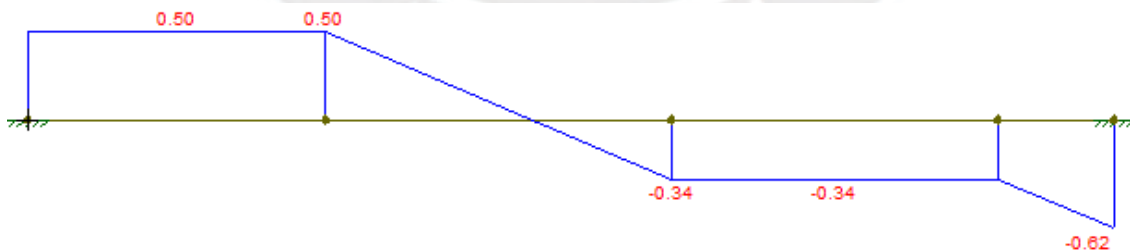


Figura: DFC del modelo en la dirección más larga.

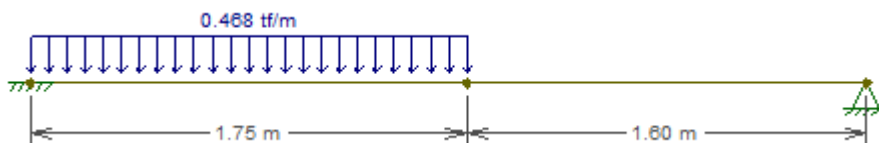


Figura: Modelo de cálculo en la dirección más corta (L=3.35m)

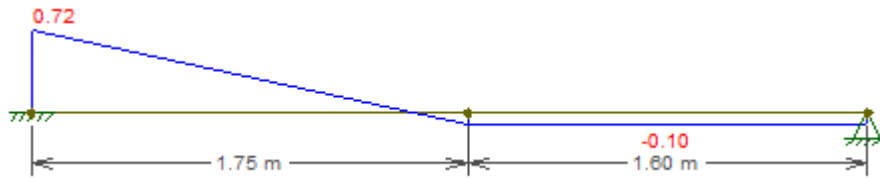


Figura: DMF del modelo en la dirección más corta.

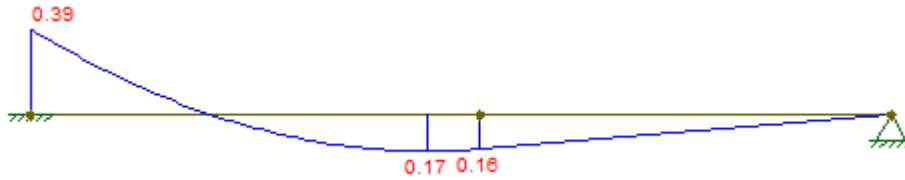


Figura: DFC del modelo en la dirección más corta.

Adicionando los momentos y cortantes máximos a los obtenidos por la tabla de resultados solo por efecto de carga distribuida, se obtuvo lo siguiente:

Tabla: Solicitaciones finales en servicio de la losa maciza A-B/4-5 según el método de Kalmanok.

Solicitación	Factor	C.M.	C.V.
Mao (ton-m)	-0.077	-1.14	-0.17
Mbo (ton-m)	-0.105	-1.07	-0.23
Macp (ton-m)	0.015	0.52	0.03
Mbcp (ton-m)	0.045	0.46	0.10
Vas (ton)	0.662	5.03	1.49
Vac (ton)	0.320	2.18	0.72
Vb (ton)	0.343	2.73	0.77

Fuente: Propia.

Asimismo, se presentó un esquema de las posiciones de las reacciones obtenidas de la tabla anterior:

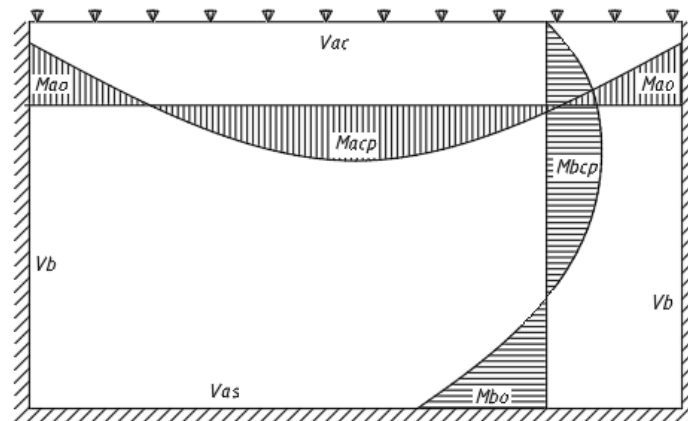


Figura: Esquema de las reacciones obtenidas por Kalmanok.

De esta manera, se presenta una comparación entre las reacciones generadas en la Tabla 32 con las de la tabla de Kalmanok.

Tabla: Análisis comparativo entre los resultados de Etabs y los de Kalmanok.

Solicitud	C.M.		C.V.	
	ETABS	Kalmanok	ETABS	Kalmanok
Mao (ton-m)	-0.81	-1.14	-0.17	-0.17
Mbo (ton-m)	-1.35	-1.07	-0.21	-0.23
Macp (ton-m)	0.35	0.52	0.10	0.03
Mbcp (ton-m)	0.42	0.46	0.10	0.10
Vas (ton)	2.41	5.03	0.35	1.49
Vac (ton)	0.86	2.18	0.86	0.72
Vb (ton)	1.35	2.73	0.32	0.77

Fuente: Propia.

De la tabla anterior se puede concluir lo siguiente:

- Primero, en el caso de los momentos en carga viva, los resultados de Kalmanok y Etabs son bastante similares, por lo que se puede asumir que el haber despreciado la abertura del ducto para el uso de las tablas de Kalmanok fue correcto.
- Segundo, en el caso de los momentos de carga muerta existe una mayor diferencia entre los resultados, siendo los de Kalmanok mayores a los obtenidos en Etabs. Esto probablemente se deba a que se superpuso la sollicitación de albañilería de un elemento lineal sobre un elemento área, donde el primero tiende a presentar mayores deformaciones y en consecuencia mayor reacción (dado que todo se comporta elásticamente).
- Tercero, los cortantes que se obtienen por Kalmanok son mucho más grandes que los obtenidos por el Etabs, pero esto se sostiene del hecho que las reacciones del Etabs han sido determinadas a d de la cara, a diferencia de los de Kalmanok que son reacciones en el mismo apoyo.

Anexo 2: Verificación Manual de la placa PL-02

Para determinar las reacciones sobre la placa PL-02 primero se tuvo que separar los cortantes acumulados parciales y por piso. En la siguiente tabla, se muestran las cortantes discretizadas por piso de manera acumulativa y parcial.

Tabla: Reacciones acumuladas y parciales de los cortantes por piso del edificio.

Piso	Vx (ton)		Vy (ton)	
	Acum.	Parcial	Acum.	Parcial
6	85	85	117	117
5	171	86	245	128
4	235	64	336	91
3	283	48	402	66
2	318	35	449	47
1	338	20	473	24

Fuente: Propia.

Se puede observar que los cortantes en la base fueron de 338ton y 473ton que corresponden a los cortantes de diseño del capítulo de análisis sísmico.

Luego de esto, por medio del plano de estructuras se determinaron las longitudes efectivas para cada una de las placas de la planta. De manera que el cortante por piso fuera distribuido de manera proporcional a la longitud del peralte efectivo del elemento.

Es así que se construyeron tablas para la dirección X-X y Y-Y:

Tabla: Distribución de cortante en X-X.

Placas	PL-01	PL-02	PL-03	PL-04	C	Total
Longitud	2.80	2.95	2.80	2.00	4.00	14.55
%	19%	20%	19%	14%	27%	100%
P6	16	17	16	12	23	85
P5	17	17	17	12	24	86
P4	12	13	12	9	18	64
P3	9	10	9	7	13	48
P2	7	7	7	5	10	35
P1	4	4	4	3	5	20
Total	65	69	65	46	93	338

Fuente: Propia

Tabla: Distribución del cortante en Y-Y.

Placas	PL-01	PL-02	PL-03	C	Total
Longitud	14.20	4.10	10.80	11.80	40.90
%	35%	10%	26%	29%	100%
P6	41	12	31	34	117
P5	44	13	34	37	128

P4	32	9	24	26	91
P3	23	7	17	19	66
P2	16	5	12	14	47
P1	8	2	6	7	24
Total	164	47	125	136	473

Fuente: Propia.

Algunas consideraciones con respecto a las tablas anteriores:

- En el caso de la tabla en dirección Y-Y, la placa PL-04 no está considerada ya que su línea de acción se encuentra únicamente en el eje X-X.
- Dado que se tienen placas con misma etiqueta en planta (como los casos de la PL-01 y PL-03), se ha considerado la dimensión total de las placas.
- La letra C de las tablas representa las columnas del edificio, las cuales absorben ligeramente el cortante debido a sus dimensiones.

Seguido de esto se procedió a hacer el cálculo de solicitaciones suponiendo una viga en voladizo y en vertical con las cortantes aplicadas en las intersecciones con los pisos. Con esta suposición se aceleró el cálculo; sin embargo, cabe mencionar que se está simplificando cierta rigidez ya que no se tienen los apoyos laterales como cuando el edificio es considerado en su totalidad.

En las siguientes tablas, se muestra las solicitaciones de las placas en cada dirección, para las cuales se consideraron las ecuaciones mostradas a continuación:

$$V_{i+1} = Fuerza + V_i$$

$$M_p = Brazo * V_i$$

$$M_{i+1} = M_p + M_i$$

Donde: La fuerza representa la fuerza aplicada a la placa en cada piso, V_i y V_{i+1} representan el cortante en los pisos i e $i+1$, M_p es el momento parcial del piso generado por la fuerza y el brazo de palanca de piso a techo, M_i e M_{i+1} , son el momento flector del elemento en los pisos i e $i+1$.

Con las ecuaciones anteriores, se procedió a construir las tablas de momento flector y fuerza cortante asumiendo una viga en voladizo.

Tabla: Solicitaciones de la placa PL-02 en dirección X-X (Cortantes).

Piso	Fuerza	Brazo	V	Mp	M
	ton	m	ton	ton-m	ton-m
P6	17	2.75	17	47	47
P5	17	2.75	35	95	143
P4	13	2.75	48	131	274
P3	10	2.75	57	158	432
P2	7	2.75	64	177	609
P1	4	3.00	69	206	814

Fuente: Propia.

Tabla: Solicitaciones de la placa PL-02 en dirección Y-Y (Cortantes).

Piso	Fuerza	Brazo	V	Mp	M
	ton	m	ton	ton-m	ton-m
P6	12	2.75	12	32	32
P5	13	2.75	25	68	100
P4	9	2.75	34	93	192
P3	7	2.75	40	111	303
P2	5	2.75	45	124	427
P1	2	3.00	47	142	569

Fuente: Propia.

Se revisaron los cortantes basales y se compararon con los obtenidos en el ETABS:

Tabla: Comparación resultados del ETABS con la viga en voladizo.

Dirección	X-X	X-X	Y-Y	Y-Y
Método	ETABS	VOL.	ETABS	VOL.
V (ton)	125	69	35	47
M (ton-m)	168	569	883	814

Fuente: Propia.

Con respecto al momento flector alrededor del eje Y-Y y el cortante en dirección Y-Y se puede observar cierta similitud. Sin embargo, en el caso de la cortante y momento en X-X, la variación es considerable, y probablemente se deba a las condiciones de apoyo de la placa en los contornos.

Anexo 3: Detalle de refuerzo entre losa maciza y aligerada

Para el detalle del refuerzo en el encuentro de la losa maciza A-B/4-5 primero fue necesario tomar en cuenta los peraltes de las losas aligeradas que la limitaban. Como se mencionó en la sección de dimensionamiento, la losa aligerada cuenta con un peralte de 20 y 25cm, siendo el segundo únicamente para los paños entre los ejes A-G/3-4. Mientras tanto, la losa maciza cuenta con un peralte de 20cm.

A continuación, se muestra la planta y los cortes para los detalles de los encuentros:

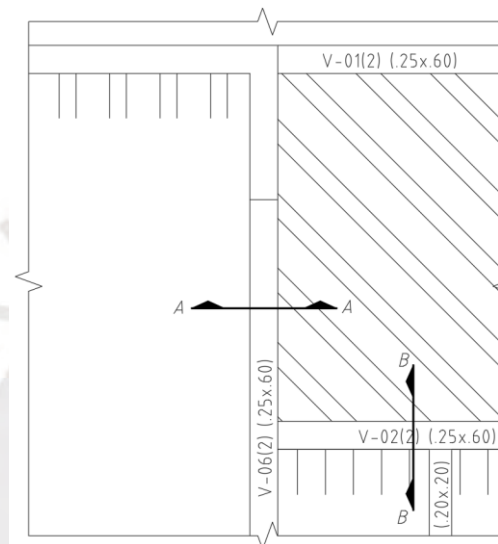


Figura: Planta estructural en los ejes 4 y B.

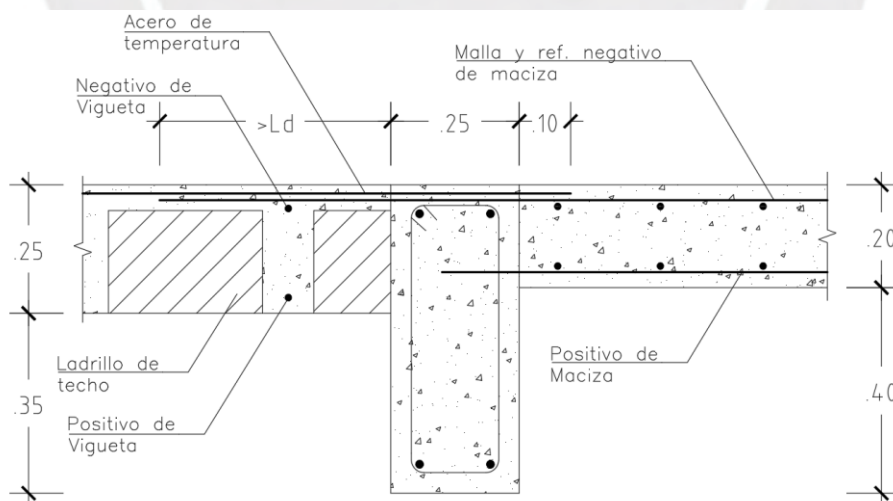


Figura: Corte A-A, detalle de encuentro entre losa aligerada y maciza.

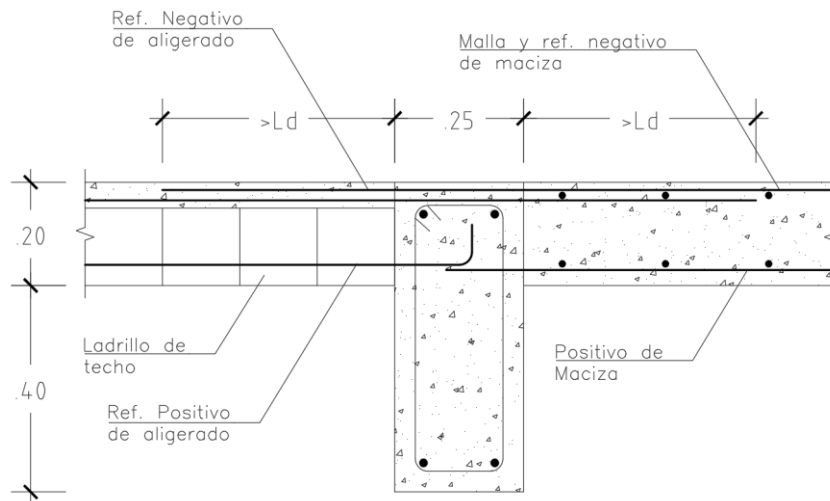
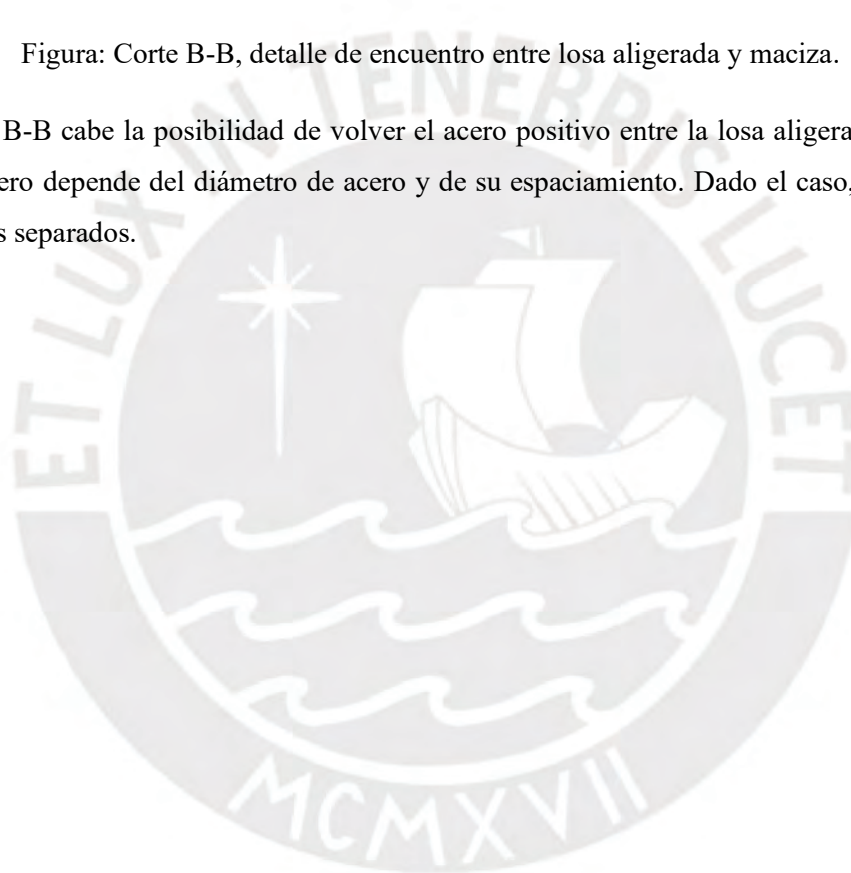


Figura: Corte B-B, detalle de encuentro entre losa aligerada y maciza.

En el corte B-B cabe la posibilidad de volver el acero positivo entre la losa aligerada y maciza uno solo, pero depende del diámetro de acero y de su espaciamento. Dado el caso, se optó por mantenerlos separados.



Anexo 4: Cálculo del “c” de compresiones de la placa PL-02 (Ascensor)

A continuación, se muestra el procedimiento seguido para determinar los “c” de compresiones de la placa del ascensor. Los valores necesarios para el cálculo fueron: d_i , A_{s_i} y la geometría de la sección.

1. Se asumió una profundidad del eje neutro respecto a la fibra en compresión (c de compresiones).
2. Se determinaron las posiciones de las capas de acero i de la placa con respecto a la fibra en compresión (d_i).
3. Se hallaron las áreas de cada capa de acero i (A_{s_i}) según sus diámetros respectivos ($Area1''=5.10cm^2$; $Area1/2''=1.29xcm^2$).
4. Se calcularon las deformaciones unitarias del acero (ϵ_{s_i}), de cada capa de refuerzo i en función de la profundidad del “c” de compresiones, para esto se usó:

$$\epsilon_{s_i}=(d_i-c)/cx0.003$$

La ecuación anterior considera que la deformación de los fierros en tracción y compresión como positiva y negativa, respectivamente.

5. Se calculó el esfuerzo sobre la capa de acero i (f_{s_i}):

$$f_{s_i}=\epsilon_{s_i}/\text{abs}(\epsilon_{s_i})*\min(\text{abs}(\epsilon_{s_i}*2000000), 4200)$$

La ecuación anterior considera el esfuerzo de los fierros en tracción y compresión como positivo y negativo, respectivamente.

6. Se determinó la fuerza sobre cada capa de acero i (F_{s_i}):

$$F_{s_i}=A_{s_i}f_{s_i}$$

7. Se sumaron las fuerzas de cada capa de acero i , para obtener el aporte total de acero (F_s):

$$F_s=\sum_{i=1,n}F_{s_i}$$

8. Se halló la profundidad del bloque de compresiones en función del c de compresiones:

$$a=0.85xc$$

9. Se determinó el área en compresión (A_c) de la sección de la placa en función de la profundidad del bloque de compresiones (a).

10. Se calculó el aporte total del concreto:

$$F_c=0.85xf''_cxA_c=0.85x210xA_c$$

11. Se sumaron los aportes del acero y del concreto:

$$F_s+F_c=P$$

12. Se comparó el valor P , con la carga axial última (P_u), proveniente del análisis estructural y se repitió desde 1. el procedimiento hasta que se cumpliera: $P=P_u$. Como comentario en caso la carga P sea menor que P_u asumir un c de compresiones mayor al anterior; caso contrario, escoger uno menor.

13. Se determinó la posición del centroide de la sección bruta (y_c) y de la zona en compresión de la sección (y_{comp}) desde la fibra en compresión máxima.
14. Se hallaron los brazos de palanca de cada capa de acero i ($brazoi$) y del centroide de compresiones ($brazob$) respecto al centroide de la sección bruta.

$$brazoi = y_c - d_i$$

$$brazob = y_c - y_{comp}$$

15. Se calcularon los momentos sobre cada capa de acero i (M_{si}):

$$M_{si} = F_{si} \times brazoi$$

16. Se calculó el aporte a momento de la zona en compresión (M_{sc}):

$$M_{sc} = F_c \times brazob$$

17. Se sumaron los efectos de concreto y acero:

$$M = \text{abs}(M_{sc} + \sum_{i=1, n} M_{si})$$

El signo del momento depende de la posición de la fibra a compresión respecto a los ejes locales de la sección.

Dado que se tienen diferentes cargas axiales, para todas las combinaciones de la norma E.060, se obtendrán diferentes profundidades de eje neutro.

Ejemplo de desarrollo para la placa PL-02 con M22(-)

Seguidamente, a manera de ejemplo, se muestra el desarrollo de la placa PL-02 con un momento en dirección 22 negativa y considerando la carga última axial de la combinación 1.4C.M.+1.7C.V. de -471ton.

En la siguiente figura se puede observar la sección de la placa con las medidas de los peraltes de las capas de acero de la placa.

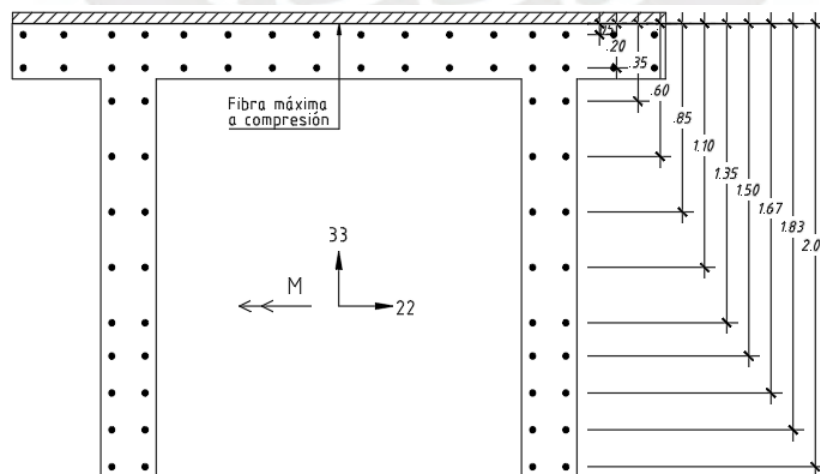


Figura: Detalle de refuerzo y distancias d_i de las capas de acero a la fibra comprimida.

Fuente: Propia.

Una vez teniendo los detalles de acero y la geometría de la sección, se procedió a realizar los pasos del 1 al 7, para obtener el aporte del acero. En la siguiente tabla se muestran los resultados:

Tabla: Desarrollo de los pasos 1-7 para determinar el aporte del acero (Fs)

c asumido (cm)		17.02			
Capa i	di	Asi	esi	fsi	Fsi
	cm	cm ²	und	kg/cm ²	kg
1	5	51.12	-0.0021	-4200	-215
2	20	51.12	0.0005	1050	54
3	35	5.16	0.0032	4200	22
4	60	5.16	0.0076	4200	22
5	85	5.16	0.0120	4200	22
6	110	5.16	0.0164	4200	22
7	135	5.16	0.0208	4200	22
8	150	20.4	0.0234	4200	86
9	167	20.4	0.0264	4200	86
10	183	20.4	0.0293	4200	86
11	200	20.4	0.0323	4200	86
			Fs=∑Fsi (ton)		290

Fuente: Propia.

Luego, con los pasos 6-10 se determinó el c de compresiones. Es importante notar que el c asumido es menor que 25cm, por lo que solo le corresponde un ancho de 295cm.

Tabla: desarrollo de pasos 6-10 para determinar el aporte del concreto (Fc).

a (cm)	14.47
Ac (cm ²)	4268
Fc (ton)	-762

Fuente: Propia.

De esta manera se obtiene que la suma de ambos aportes es de $P=290+(-762)=-471$ ton, el cual es similar a la carga axial Pu. Por lo tanto, el “c” de compresiones que se obtuvo es de 17.02cm.

El mismo procedimiento se repitió para M22(+), M33(-), M33(+) para determinar las profundidades del eje neutro en dichos casos.

PROYECTO DE TESIS: JULIO TUPAYACHI

"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES"

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-03	VIGAS DE CIMENTACIÓN Y CERCO PERIMÉTRICO
E-04	DESARROLLO DE PLACAS Y ESCALERAS
E-05	ENCOFRADO DE TECHO DE PISO 1 Y PISO TÍPICO
E-06	ENCOFRADOS DE TECHO DE AZOTEA Y TANQUE ELEVADO
E-07	DESARROLLO DE VIGAS
E-08	DESARROLLO DE VIGAS
E-09	DESARROLLO DE VIGAS
E-10	DESARROLLO DE VIGAS
E-11	DESARROLLO DE VIGAS
E-12	DESARROLLO DE VIGAS
E-13	DETALLES CONSTRUCTIVOS

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/m ²
VIVIENDAS (AZOTEA)	100 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.05
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	R _x =5.40 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =5.40 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO)

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

DIRECCIÓN X-X:
-T_{xx} = 0.56 seg.
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 8.3 cm.
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.006 hei

DIRECCIÓN Y-Y:
-T_{yy} = 0.25 seg.
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 2.3 cm.
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.002 hei

NORMAS

E.020	CARGAS
E.030	DISEÑO SISMORRESISTENTE
E.050	SUELOS Y CIMENTACIONES
E.060	CONCRETO ARMADO
E.070	ALBAÑILERÍA

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N.F.P.	NIVEL FINAL DE PISO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
@	A CADA/HASTA
∅	DIÁMETRO
RTO	RESTO

CIMENTACIONES

DE ACUERDO AL EMS DEL PROYECTO	
TIPO DE CIMENTACION	ZAPATAS AISLADAS, COMBINADAS, CONECTADAS
PRESION ADMISIBLE	40 Tmf/m ²
PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION	Df=1.20m
CEMENTO EN CONTACTO CON EL SUELO	CEMENTO PORTLAND TIPO I
AGRESIVIDAD DEL SUELO	SULFATOS, CLORUROS Y SALES DEBAJO DE LOS LIMITES PERMISIBLES

ALBAÑILERIA CONFINADA

ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
CONCRETO VIGAS SOLERAS Y COLUMNETAS	f _c =210 kg/cm ²
UNIDAD DE ALBAÑILERIA	f _m =45 kg/cm ² LADRILLO TIPO IV
MORTERO	CEMENTO:ARENA 1:4
ACERO DE REFUERZO (ESTRIBOS)	f _y =4200 kg/cm ² , ASTM 615-GRADO 60
ACERO DE REFUERZO (LONGITUDINAL)	f _y =4200 kg/cm ² , ASTM 615-GRADO 60

CONCRETO ARMADO

1. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS, (f' _c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS.	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE LAS PLACAS.	210 kg/cm ²	2"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	210 kg/cm ²	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	—	—
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm ²	1"	4"
MUROS Y LOSA DE CISTERNA	280 kg/cm ²	1"	4"
COLUMNETAS PARA ALB.	210 kg/cm ²	1"	4"

2. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (f _y)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

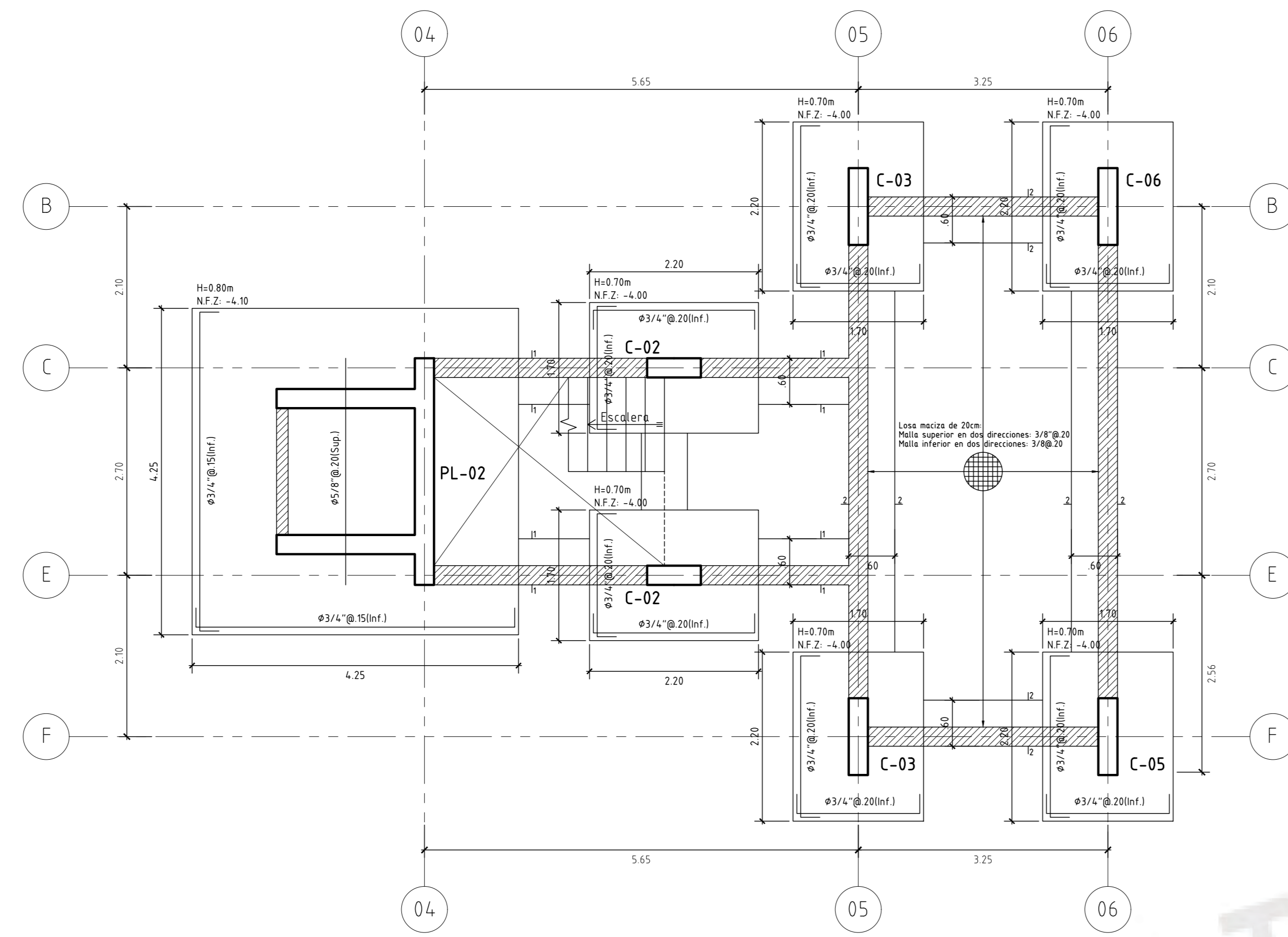
3. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

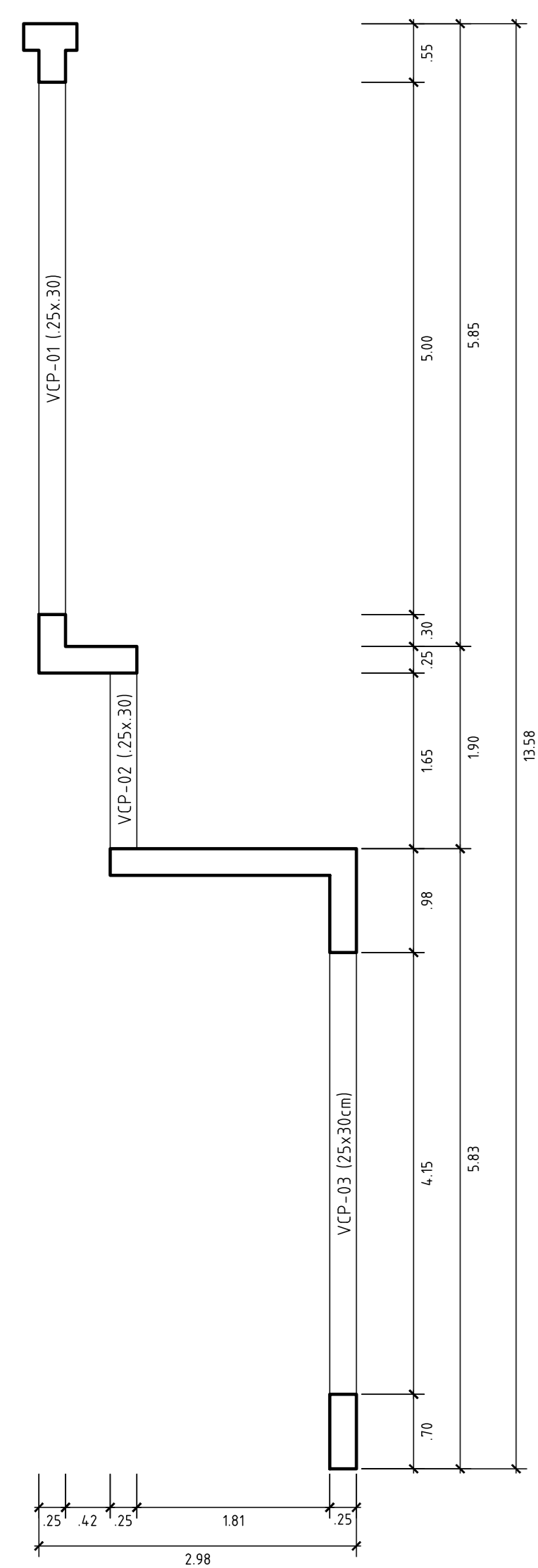
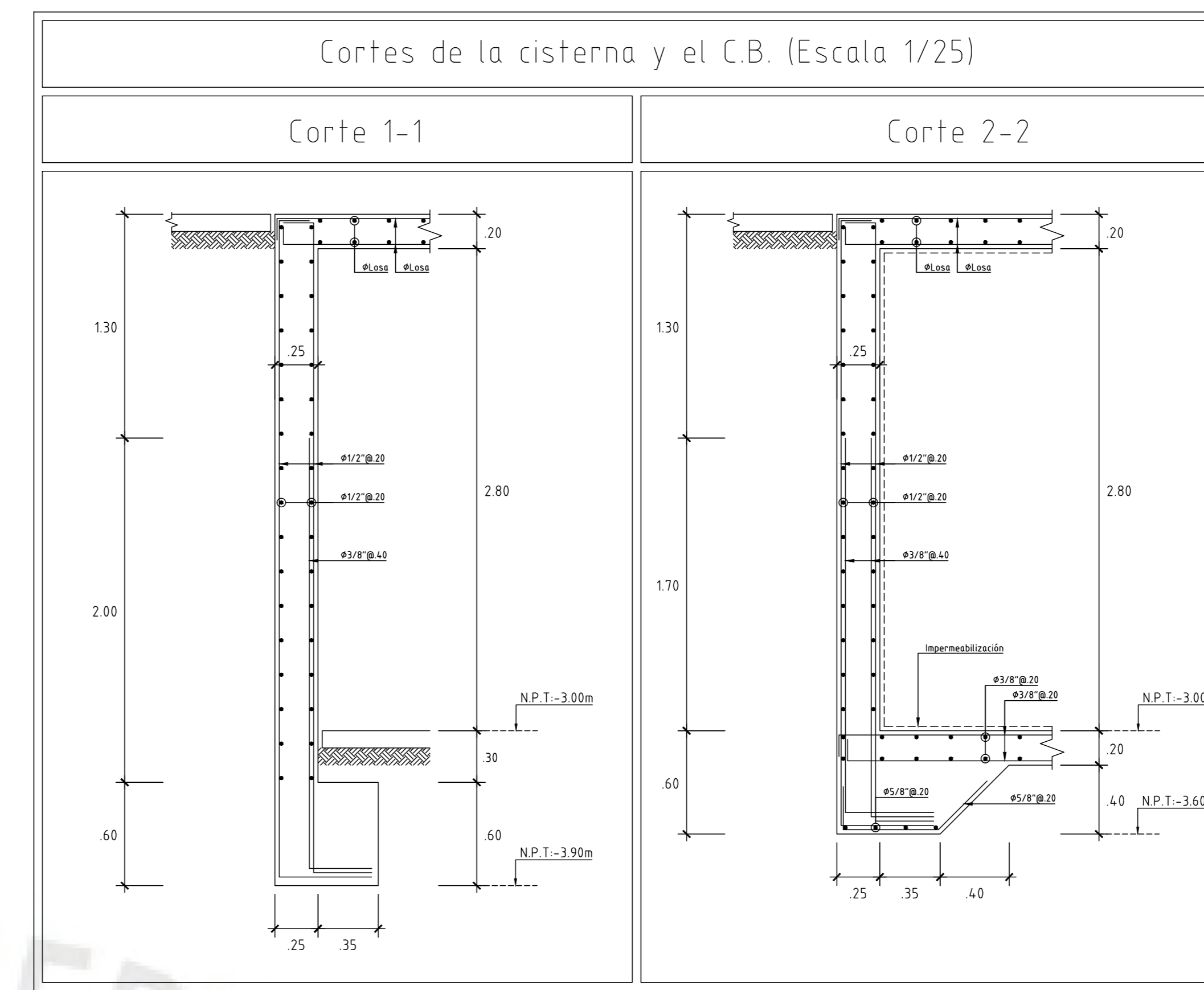
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
COLUMNAS Y MUROS EN LAS CISTERNAS	5.0cm
VIGAS	4.0cm
COLUMNETAS EN TABIQUERIA	2.0cm

4. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.

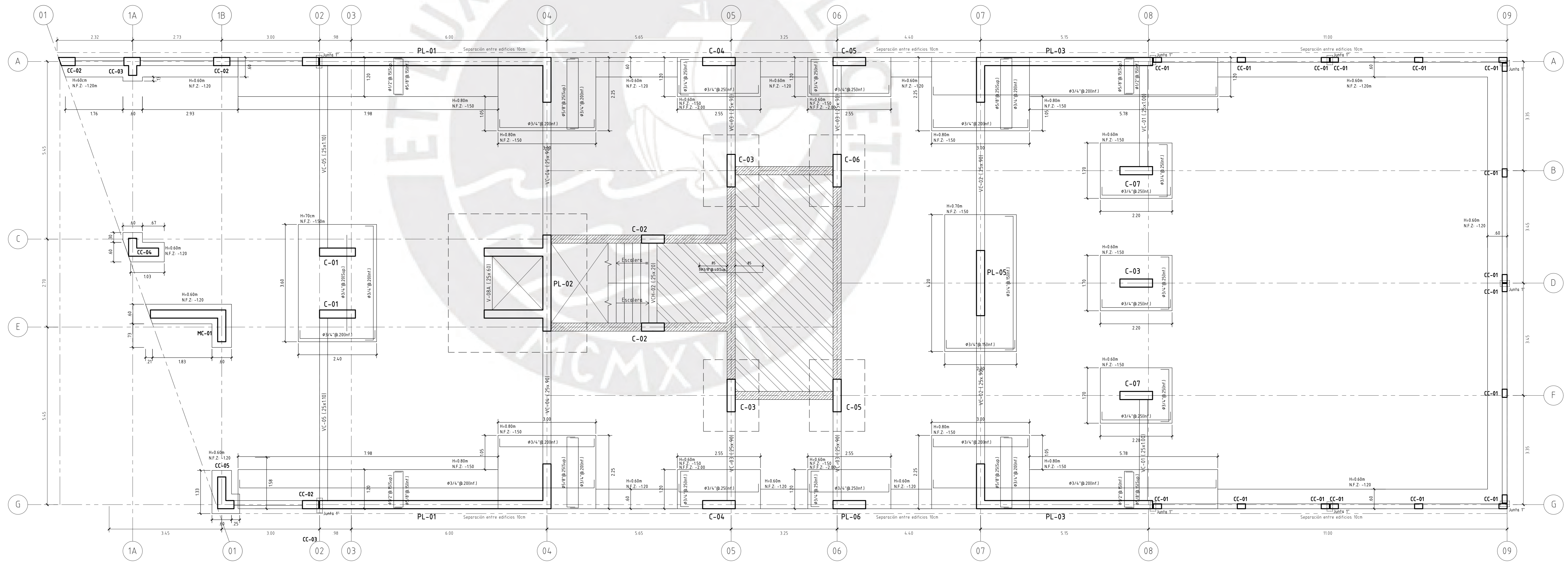
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG	E-01
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: ESPECIFICACIONES GENERALES	
FECHA: ABRIL 2021	ESCALA: SIN ESCALA	REVISIÓN: 01



CIMENTACIONES 02
(S/C=200kg/m²)



VIGAS SOLERAS
CERCO PERIMÉTRICO
(S/C=200kg/m²)

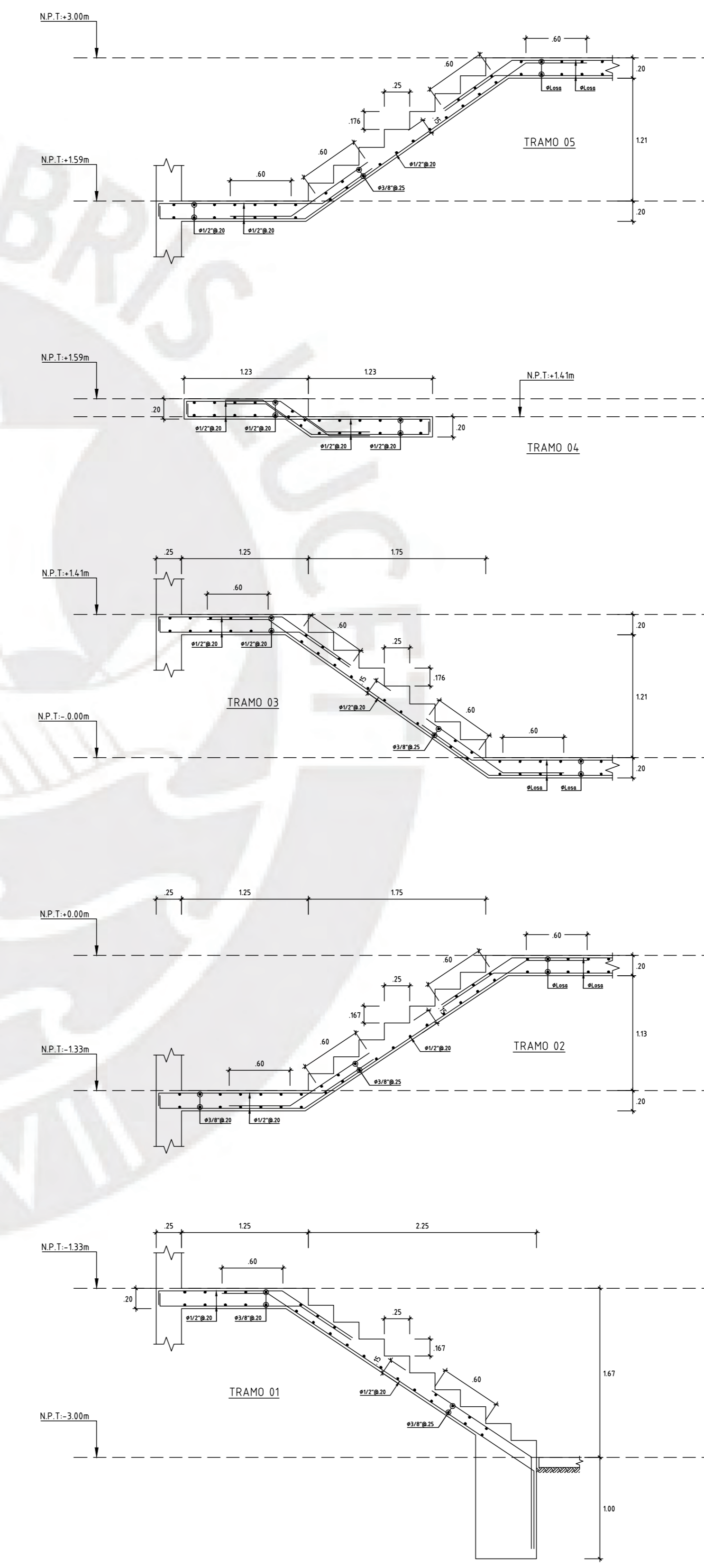
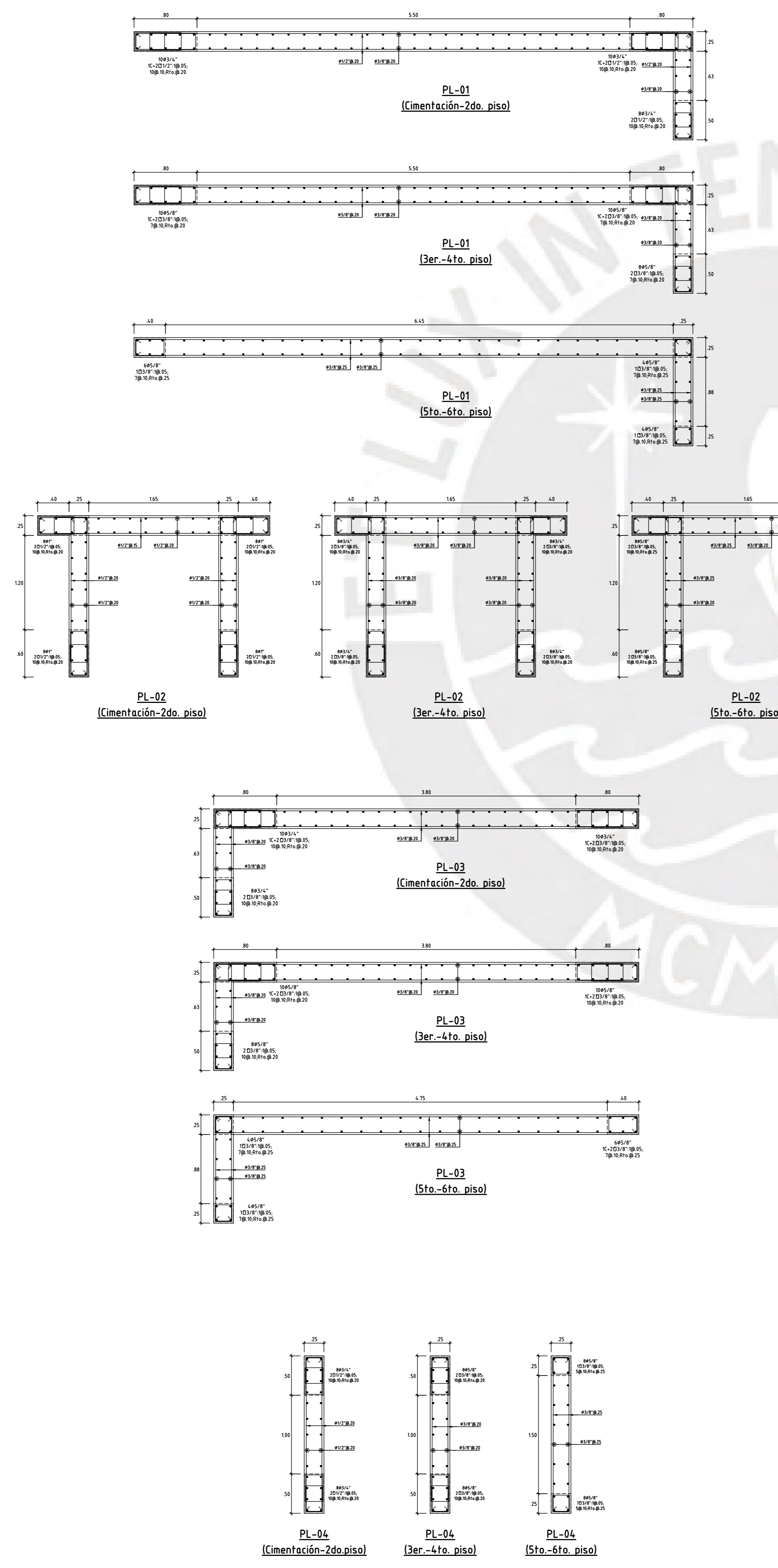
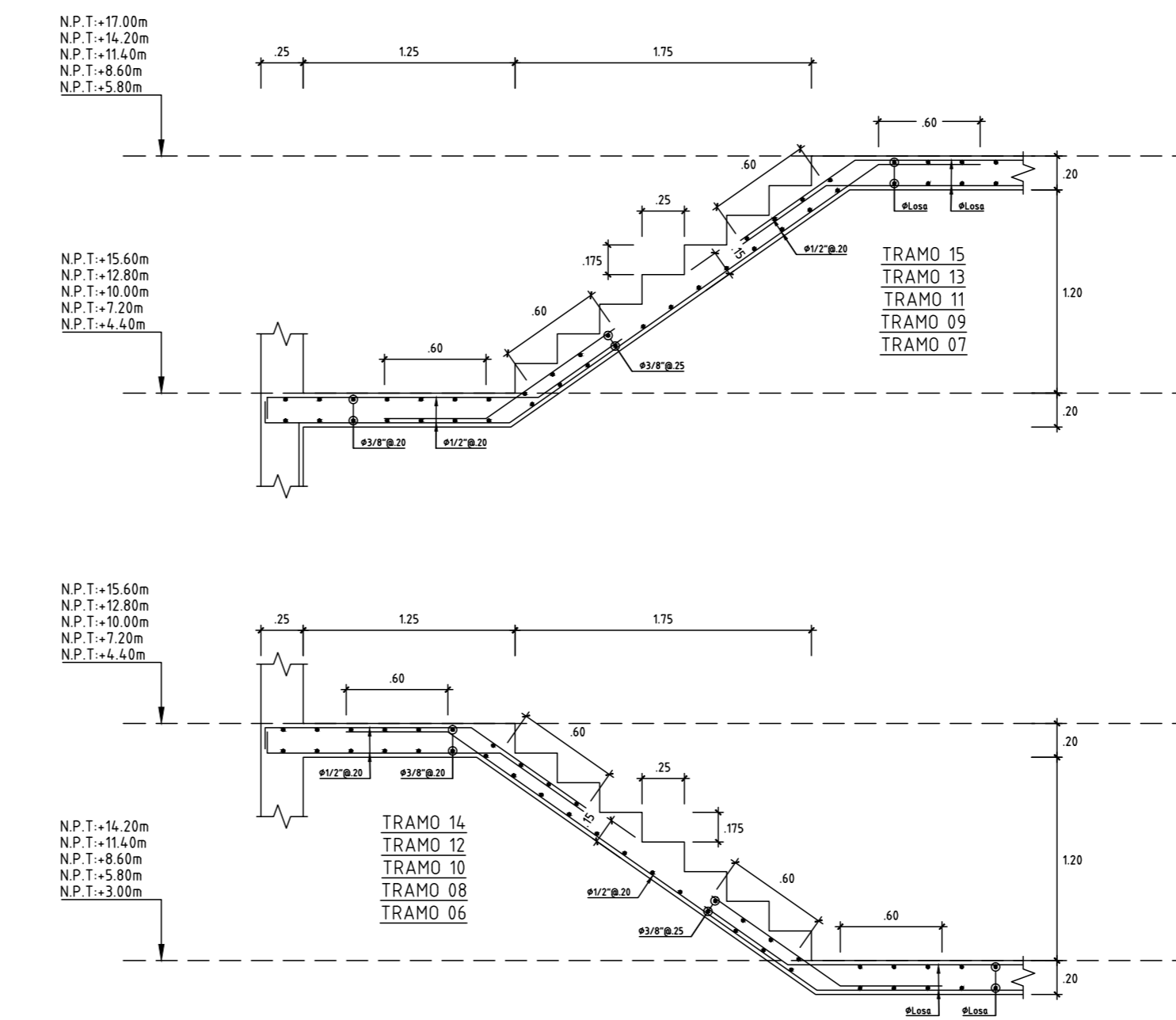


CIMENTACIONES 01
(S/C=200kg/m²)

Losa maciza (H=20cm)
 Malla en dos direcciones superior: Ø3/8@20cm
 Malla en dos direcciones inferior: Ø3/8@20cm

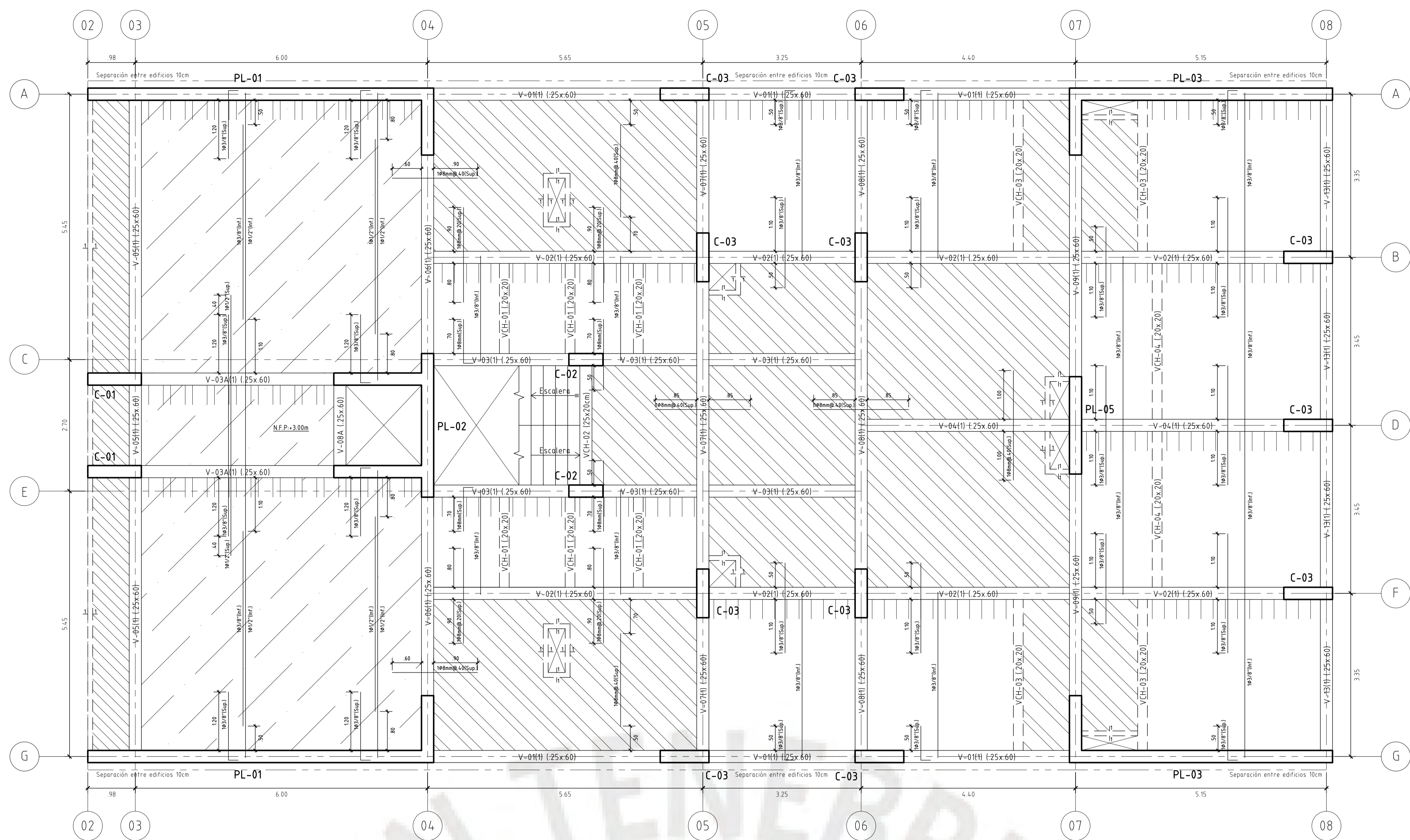
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG	E-02
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: PLANTA DE CIMENTACIONES	
FECHA: ABRIL 2021	ESCALA: 1/50	REVISIÓN: 02

CUADRO DE COLUMNAS			
Columna	C-01	C-02	C-03
Piso			
Cimentaciones al y 2do. piso			
3ro. al 6to. piso			



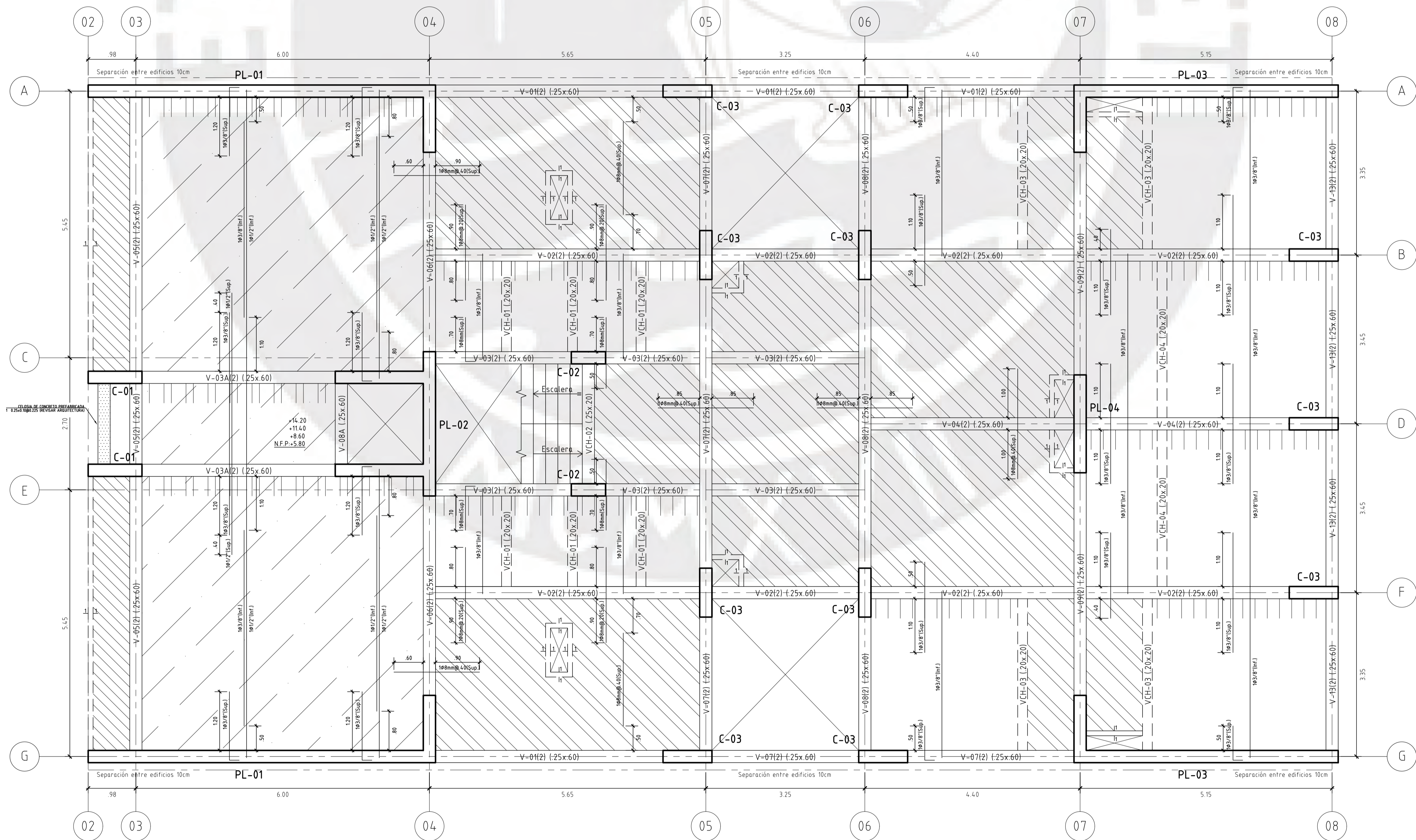
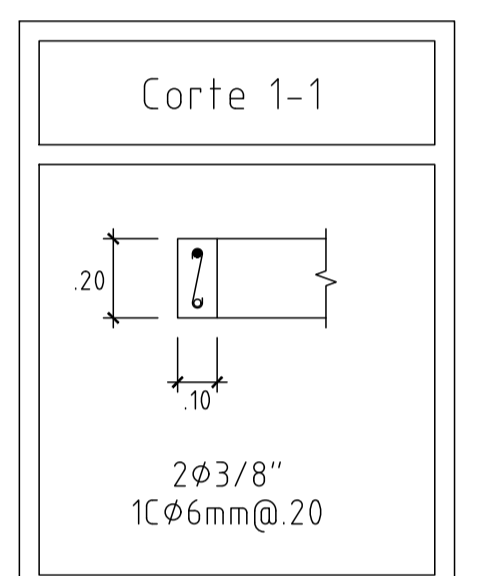
ESCALERA

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	E-04
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DESARROLLO DE PLACAS Y ESCALERAS	
FECHA: MARZO 2021	ESCALA: 1/25	



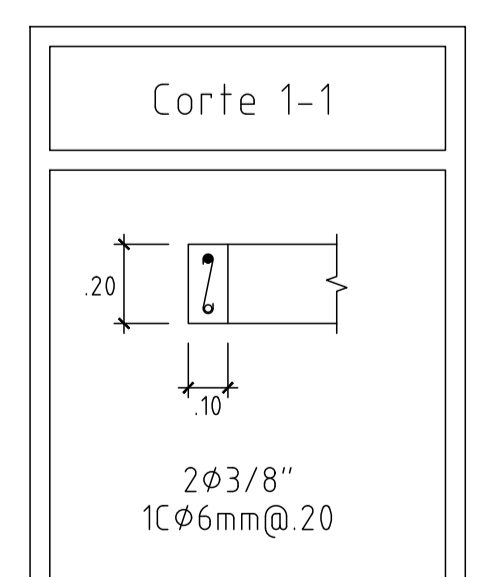
ENCOFRADO TECHO 1ER. PISO
(S/C=200kg/m2)

- Losa aligerada (H=25cm)
Viguetas espaciadas @ 40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa aligerada (H=20cm)
Viguetas espaciadas @ 40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@40cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@20cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@40cm



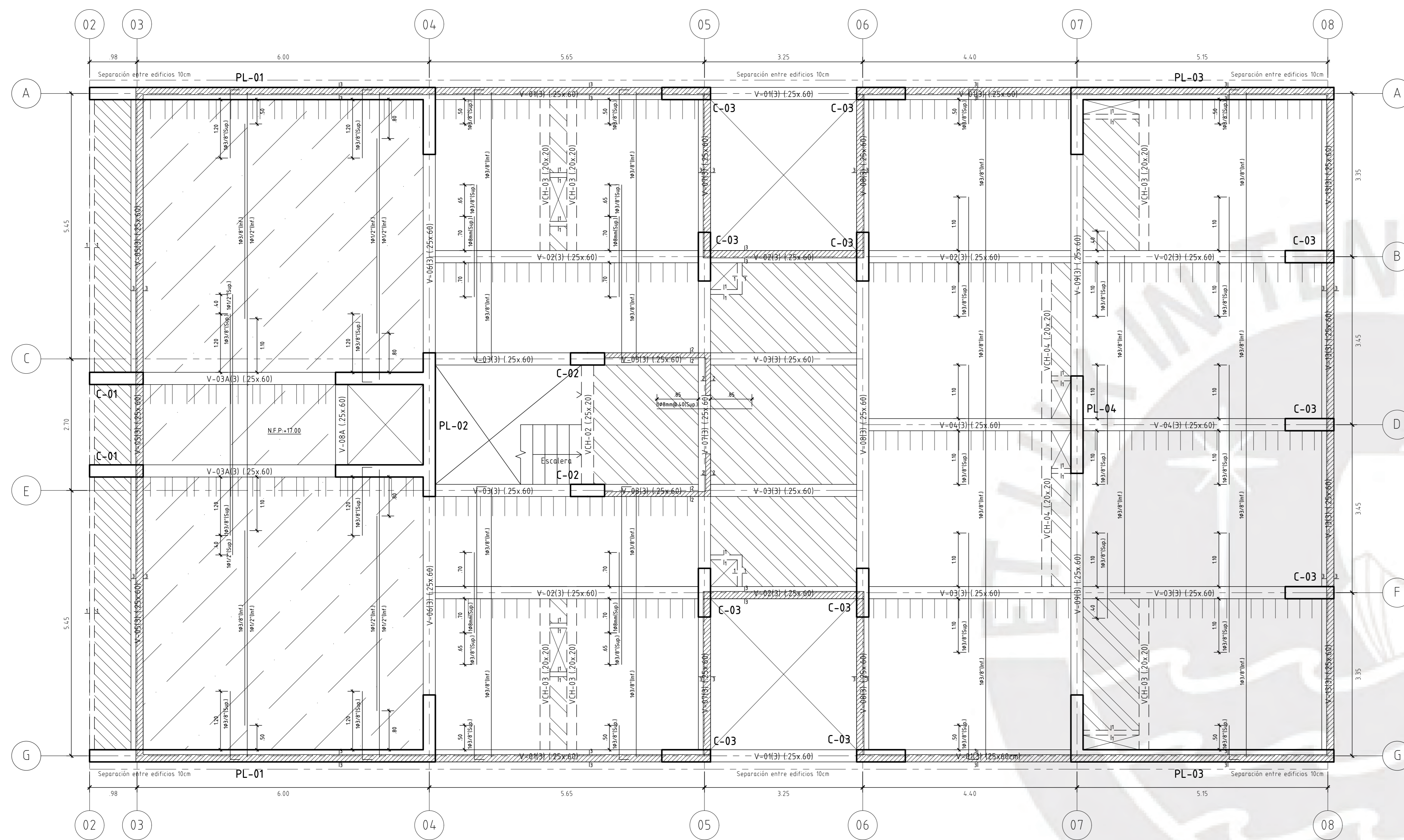
ENCOFRADO TECHO 2DO.-5TO. PISO
(S/C=200kg/cm2)

- Losa aligerada (H=25cm)
Viguetas espaciadas @ 40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa aligerada (H=20cm)
Viguetas espaciadas @ 40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@40cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@20cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@40cm



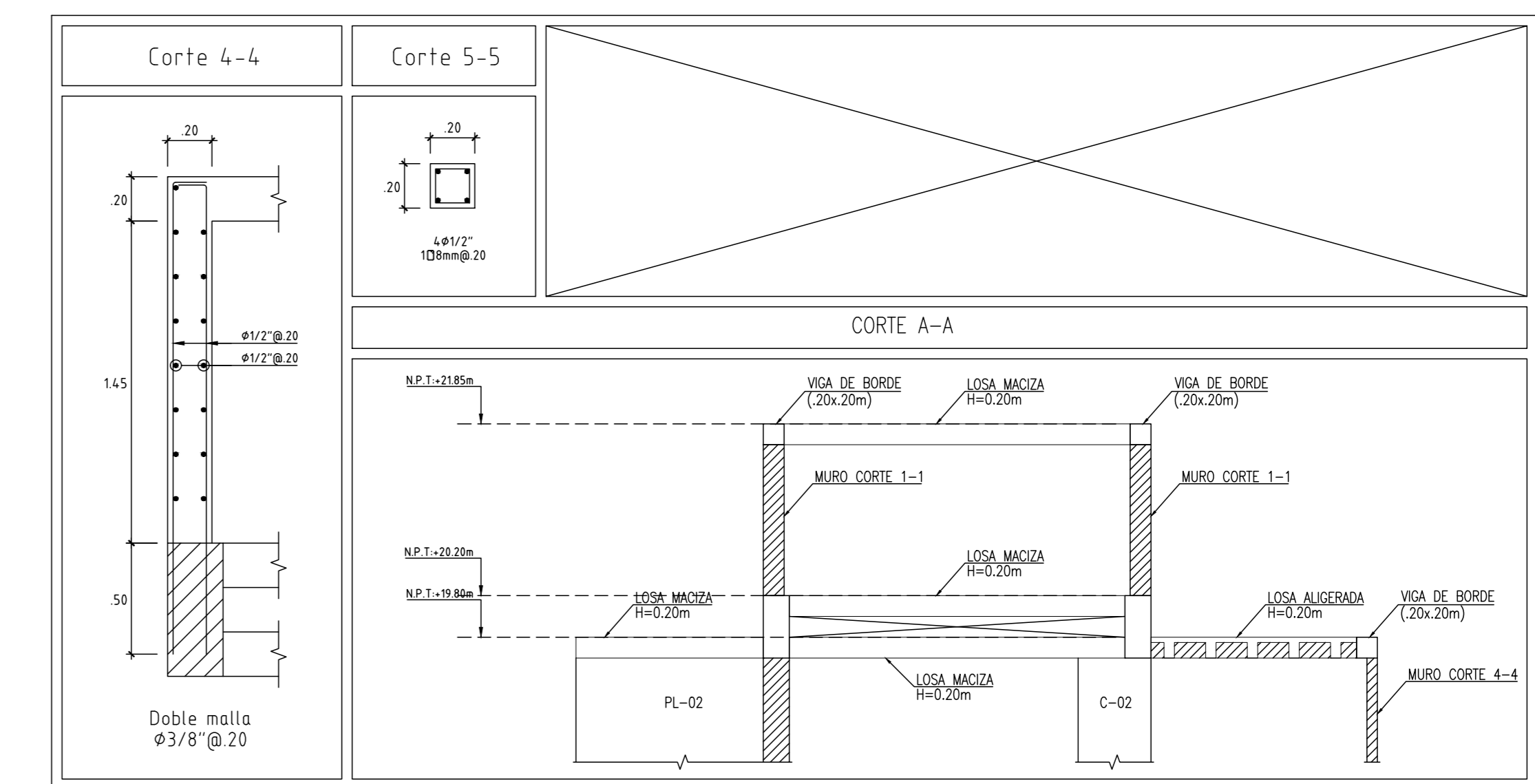
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: ENCOFRADOS DE TECHO DE PISO 1 Y PISO TÍPICO	
FECHA: ABRIL 2021	ESCALA: 1/50	REVISIÓN: 02

E-05



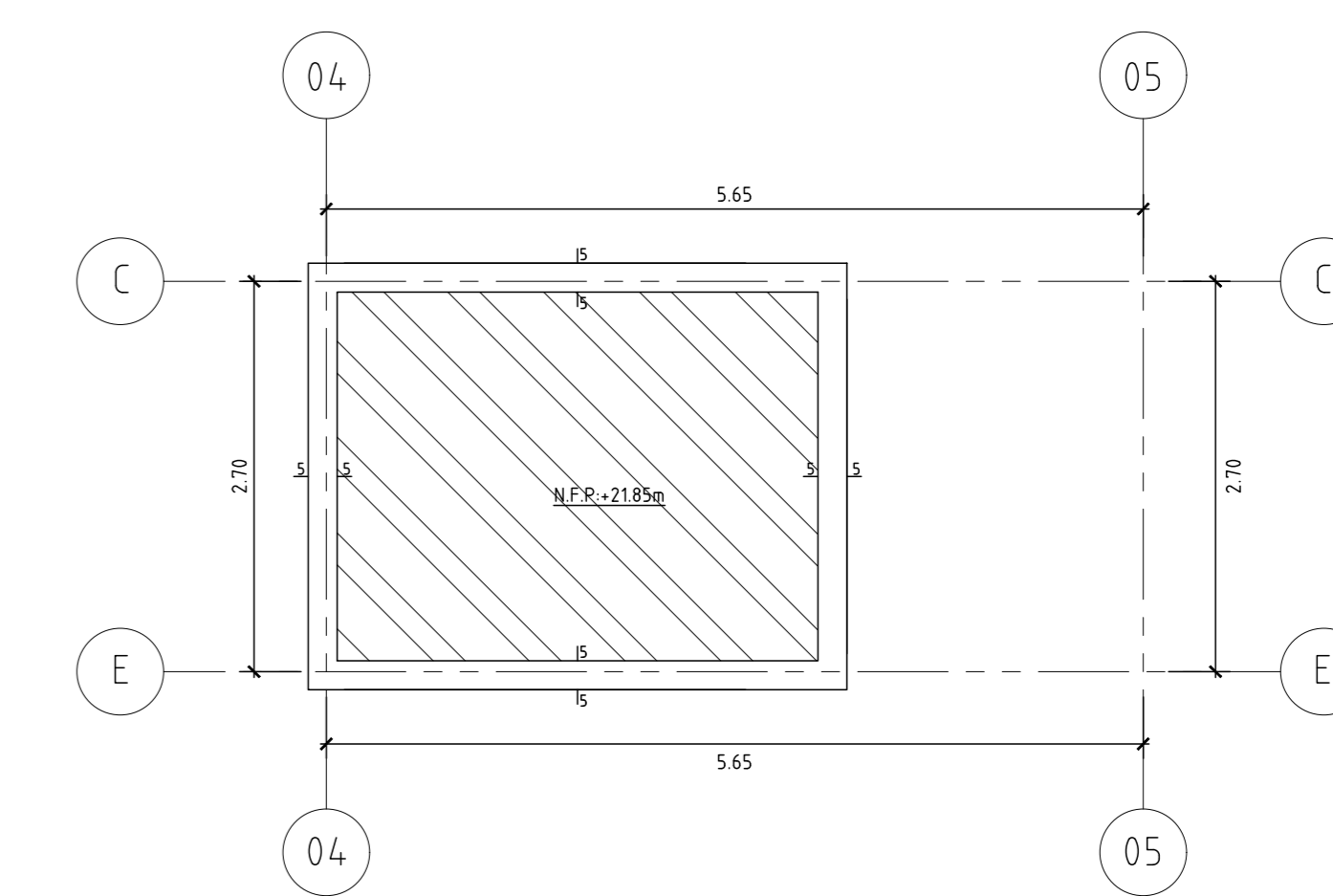
ENCOFRADO TECHO 6TO. PISO
(S/C=200kg/m²)

- Losa aligerada (H=25cm)
Viguetas espaciadas @40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa aligerada (H=20cm)
Viguetas espaciadas @40
Malla de temperatura: Ø6mm@25cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@40cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@20cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@40cm



ENCOFRADO TECHO AZOTEA
(S/C=200kg/m²)

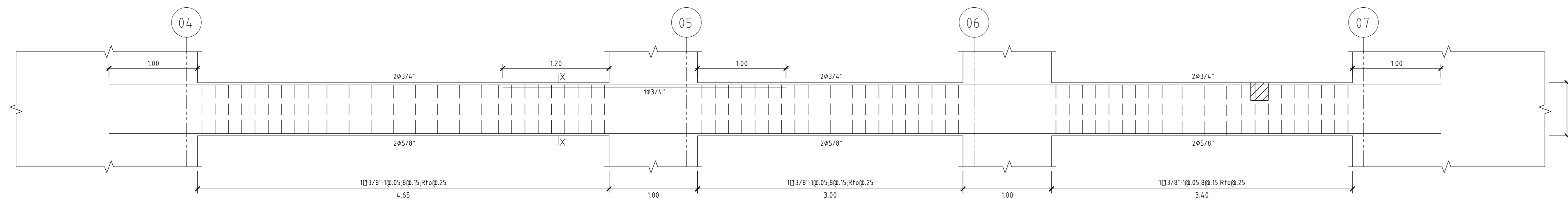
- Losa aligerada (H=20cm)
Viguetas espaciadas @40
Malla de temperatura: Ø6mm@30cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø8mm@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø8mm@20cm
- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø12@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø12@20cm



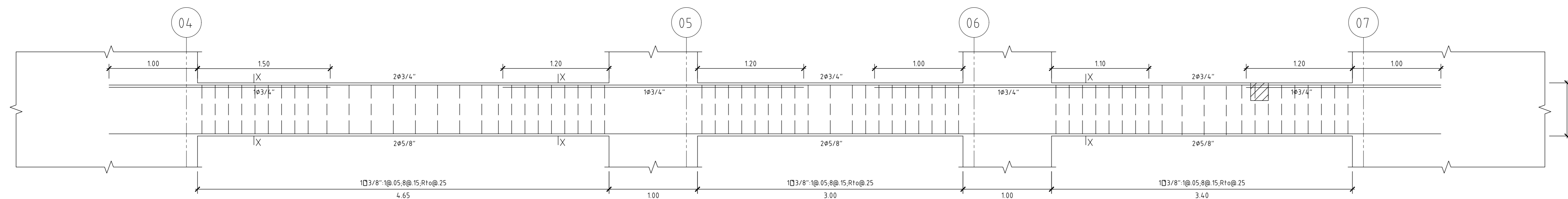
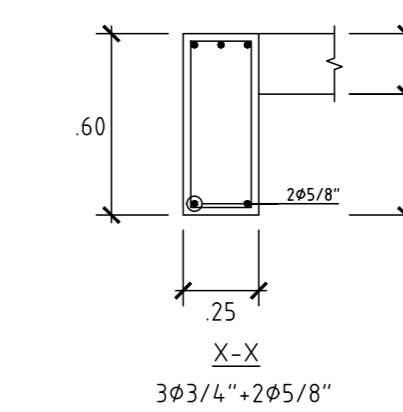
ENCOFRADO TECHO TANQUE
(S/C=200kg/m²)

- Losa maciza (H=20cm)
Malla en dos direcciones superior: Ø3/8@20cm
Malla en dos direcciones inferior: Ø3/8@20cm

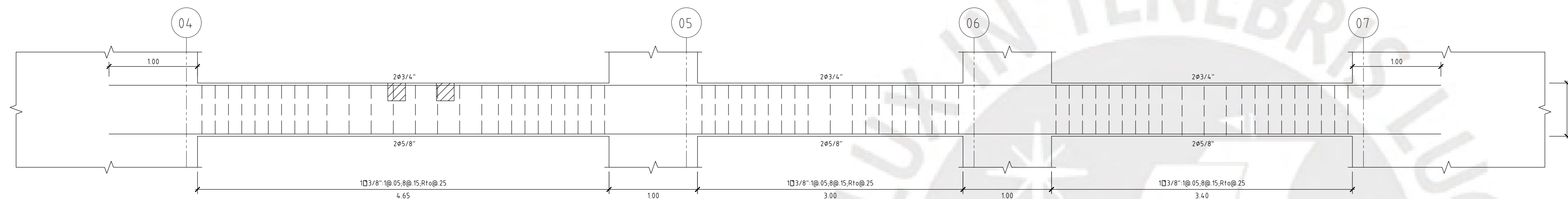
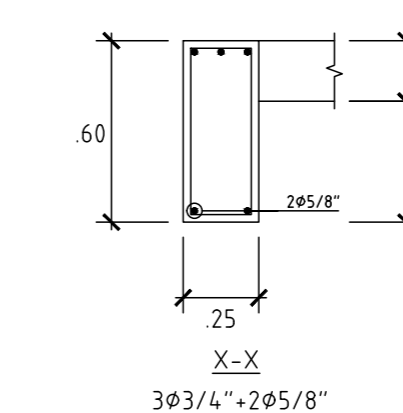
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	E-06
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: ENCOFRADOS DE TECHO DE AZOTEA Y TANQUE ELEVADO	
FECHA: ABRIL 2021	ESCALA: 1/50	



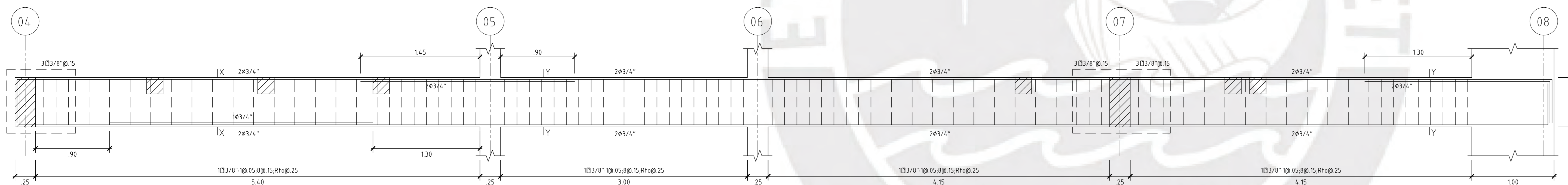
V-01(1) (.25x.60) (1er. piso)



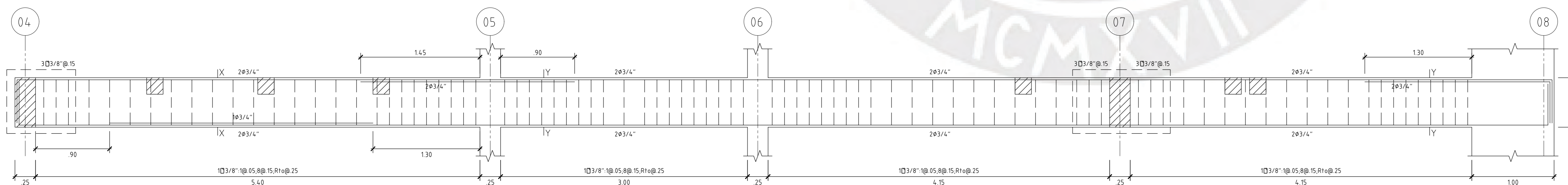
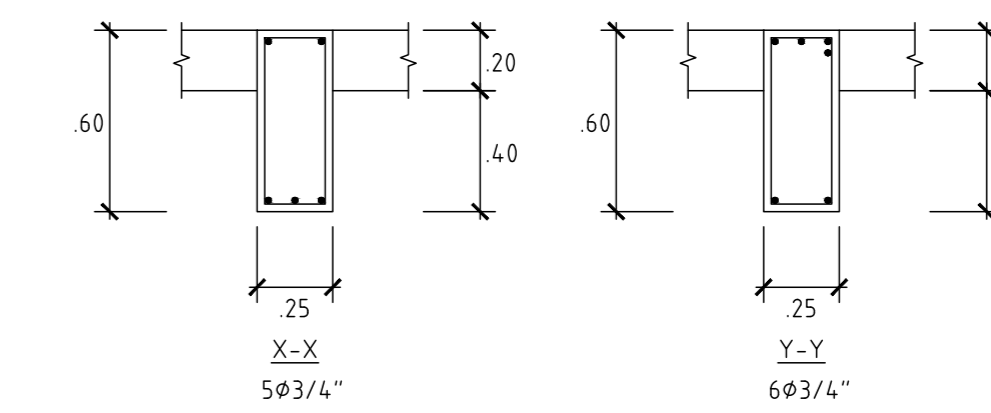
V-01(2) (.25x.60) (2do.-5to. piso)



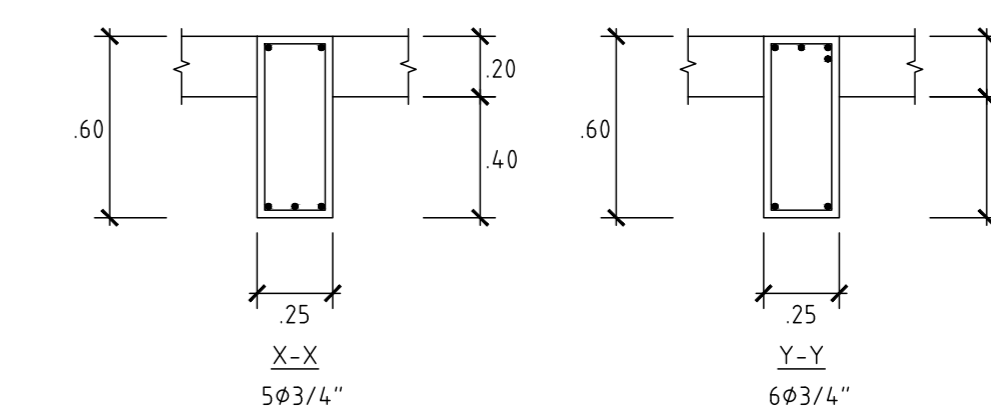
V-01(3) (.25x.60) (6to. piso)



V-02(1) (.25x.60) (1er. piso)

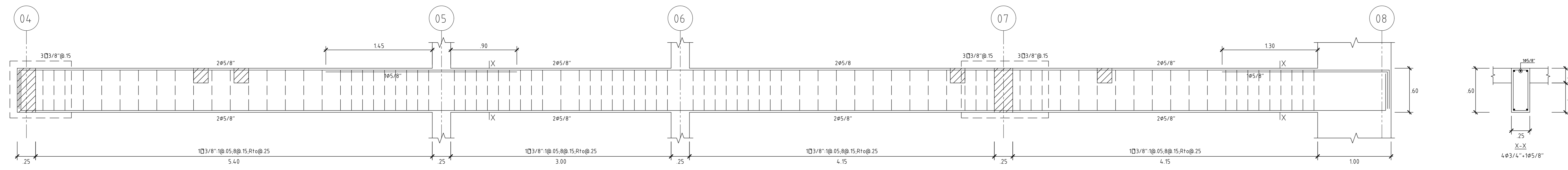


V-02(2) (.25x.60) (2do.-5to. piso)

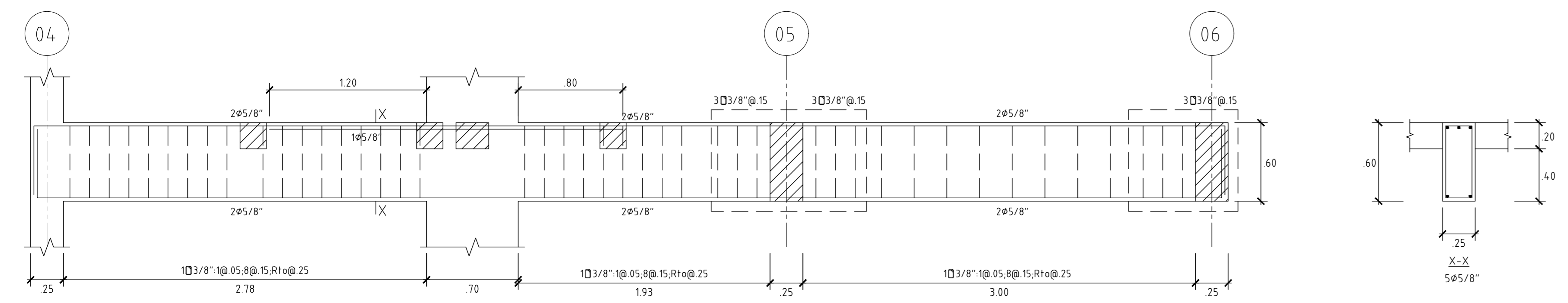


UNIVERSIDAD:		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO:		JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA		ASESOR:
		DANIEL ROBERTO QUIUN WONG		
TEMA DE TESIS:				
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES				
ESPECIALIDAD:		PLANO:		
ESTRUCTURAS		DESARROLLO DE VIGAS		
FECHA:		ESCALA:	REVISIÓN:	
DICIEMBRE 2020		1/25	02	

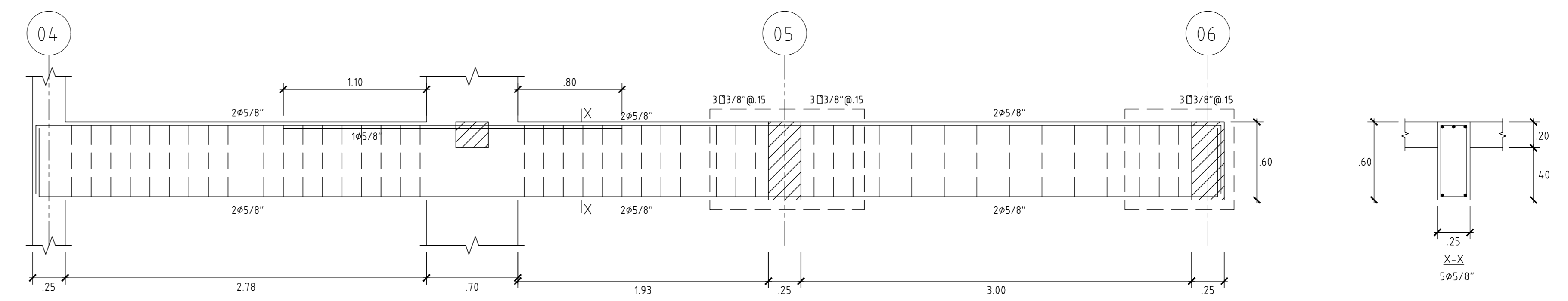
E-07



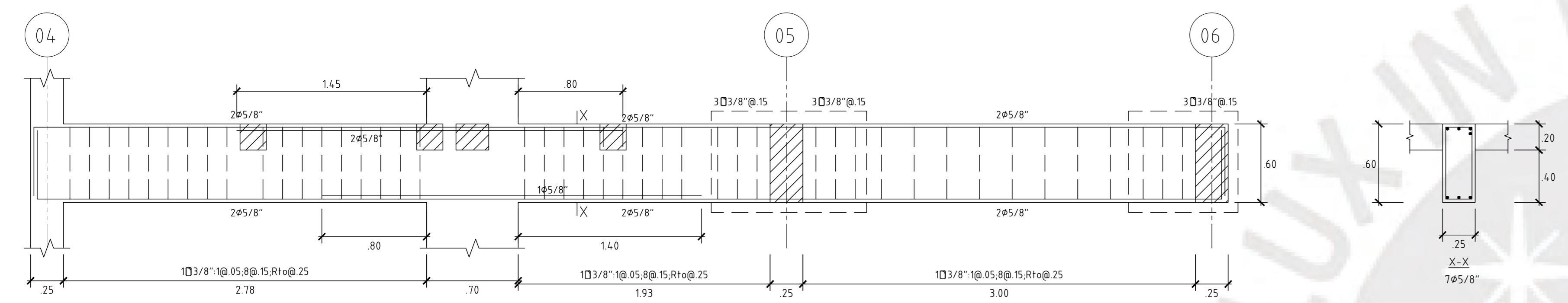
V-02(3) (.25x.60) (6to. piso)



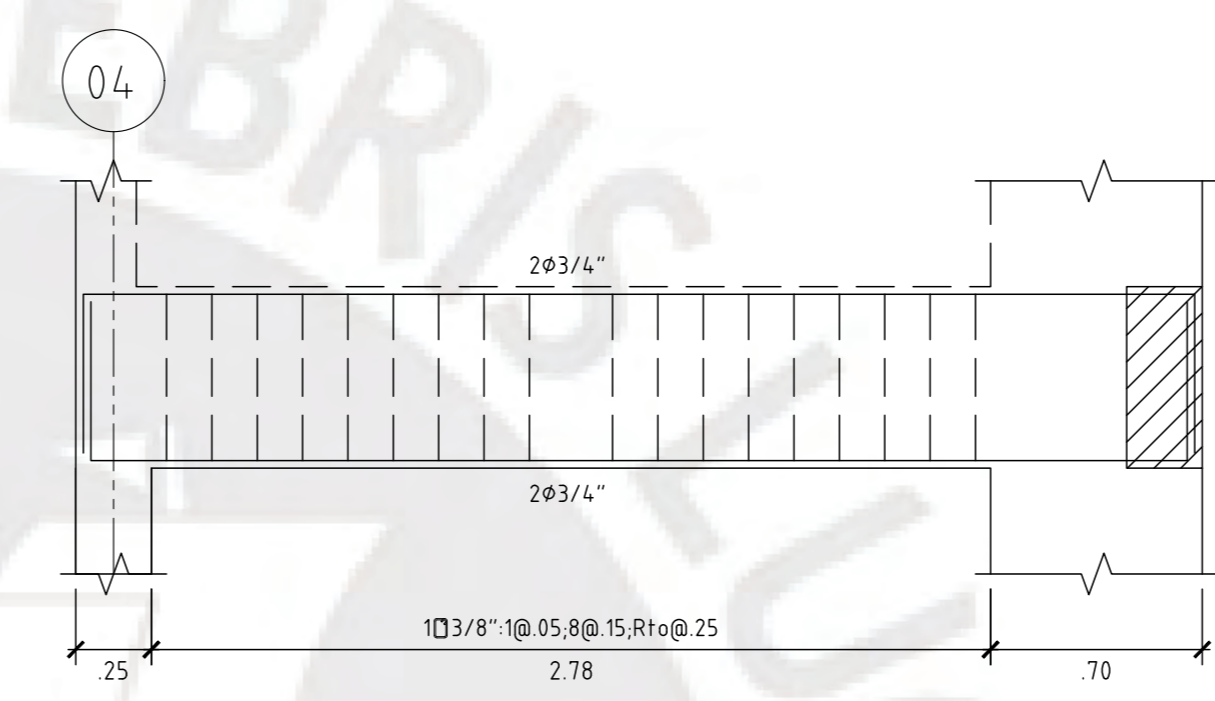
V-03(1) (.25x.60) (1er. piso)



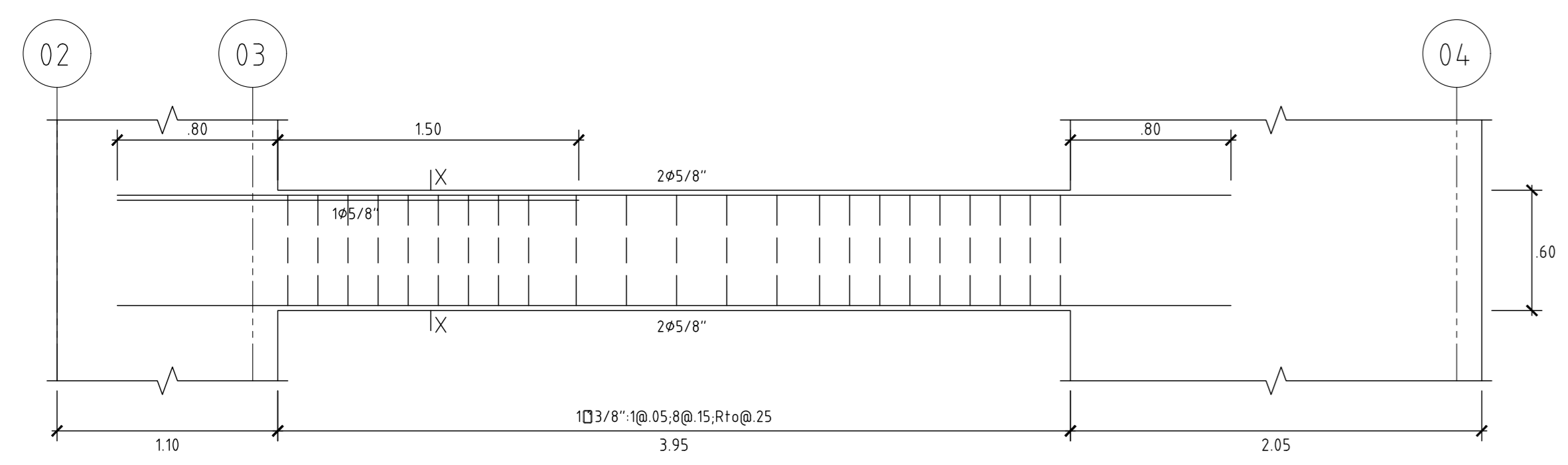
V-03(3) (.25x.60) (6to. piso)



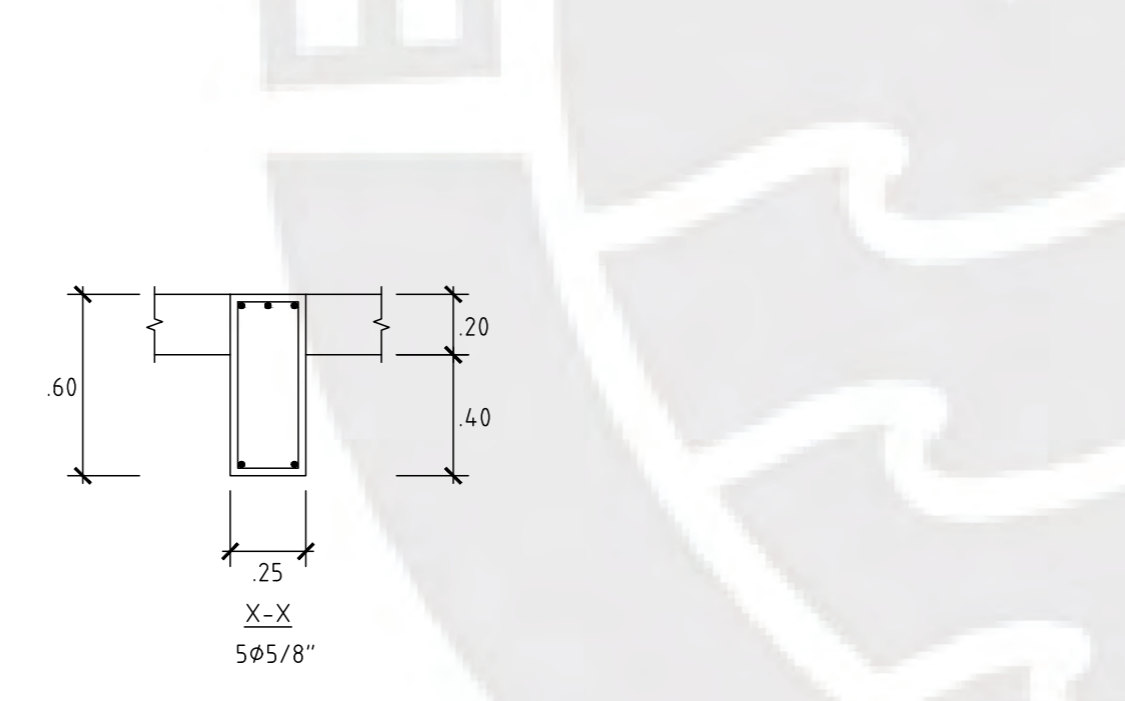
V-03(2) (.25x.60) (2do.-5to. piso)



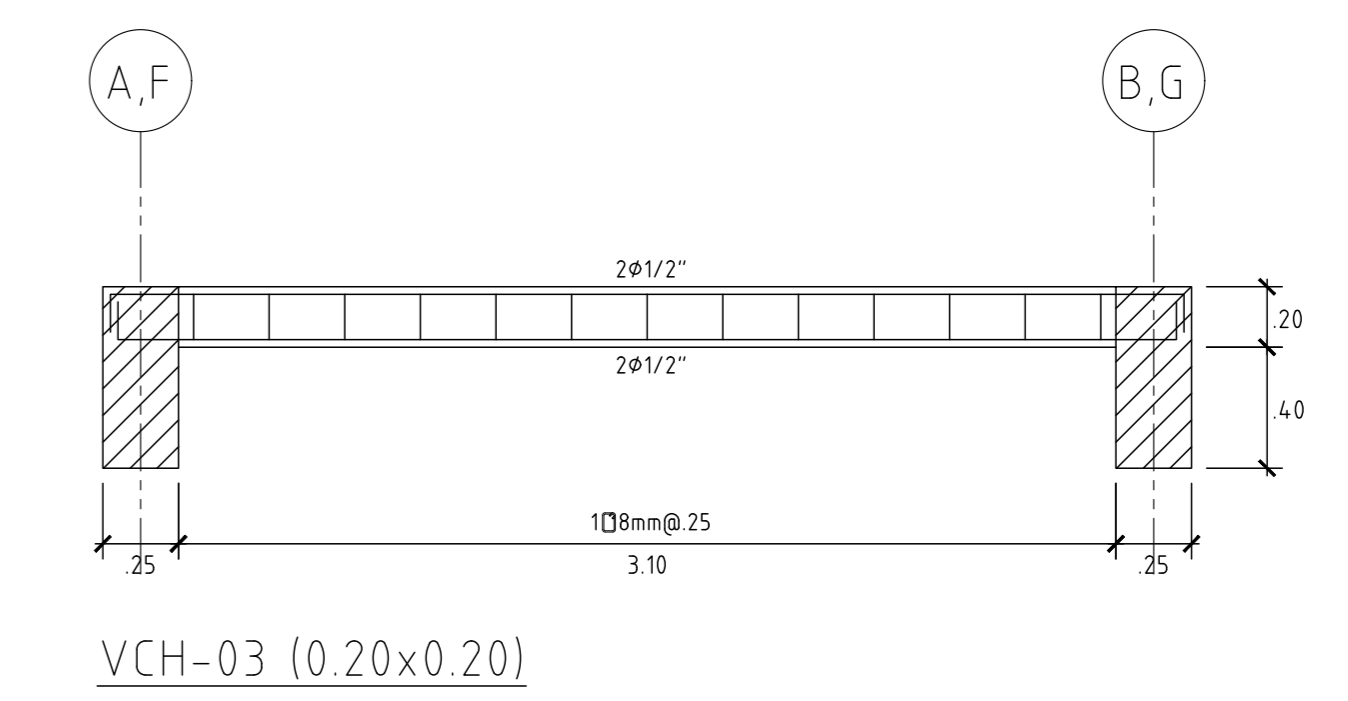
V-03(4) (.25x.60) (Fondo de tanque/Pl)



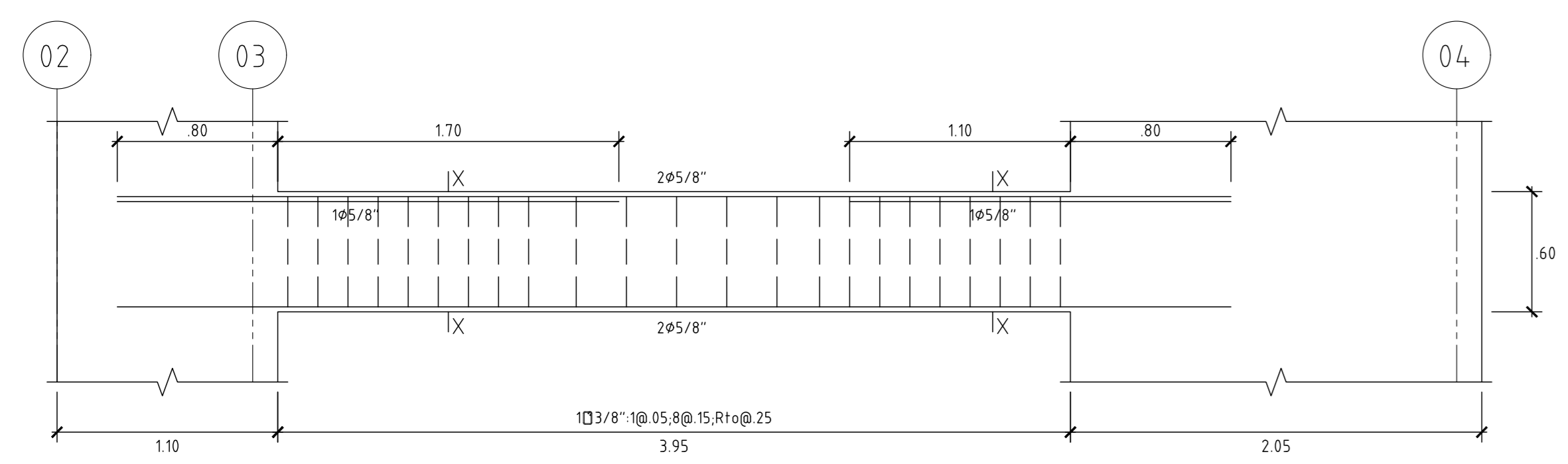
V-03A(1) (.25x.60) (1er. piso)



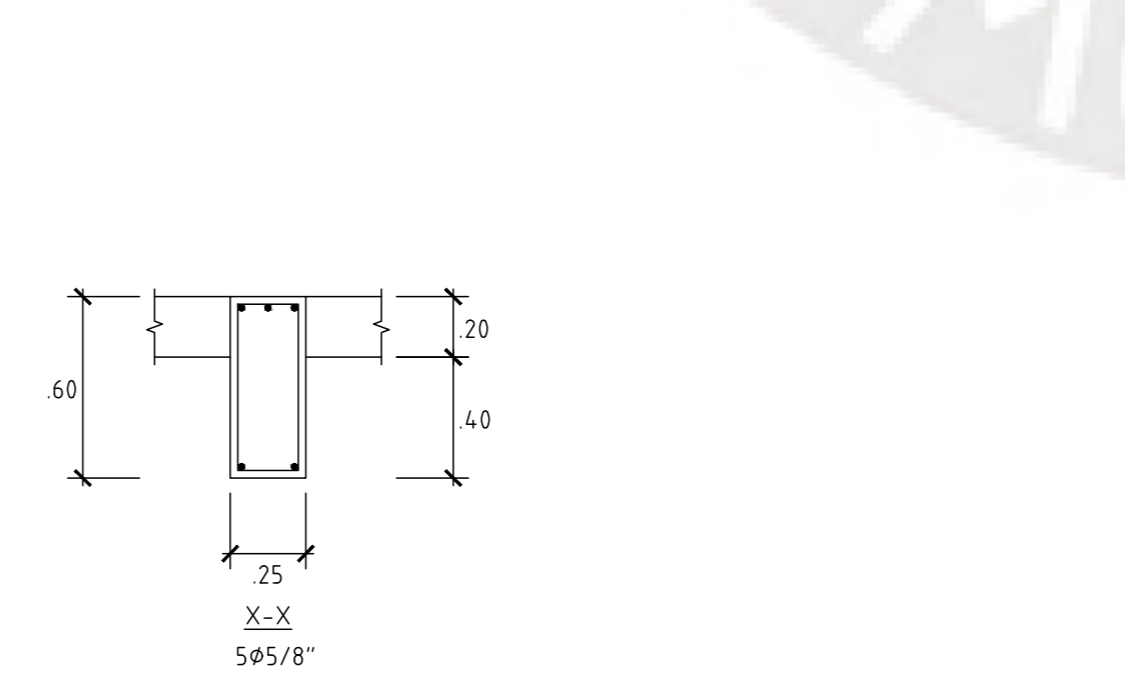
VCH-01 (0.20x0.20)



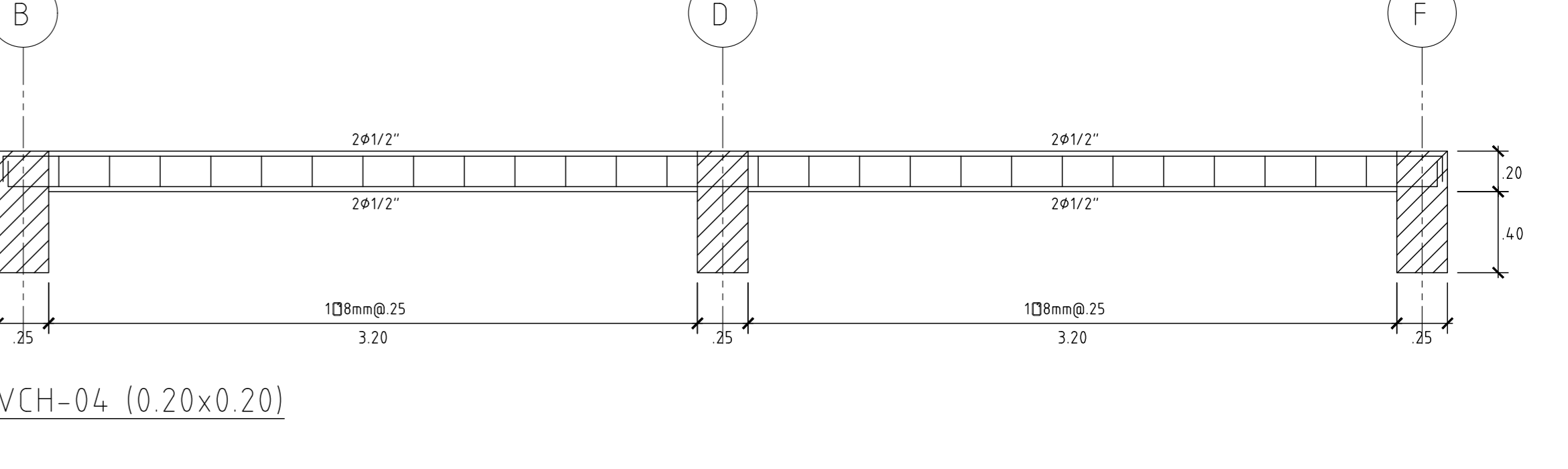
VCH-03 (0.20x0.20)



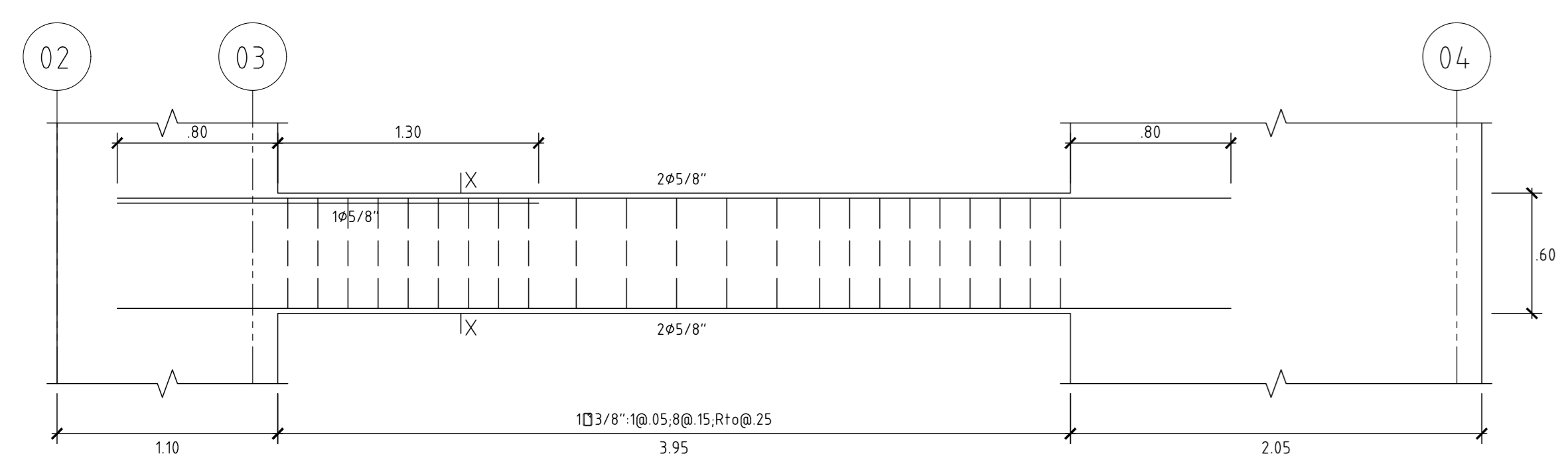
V-03A(2) (.25x.60) (2do.-5to. piso)



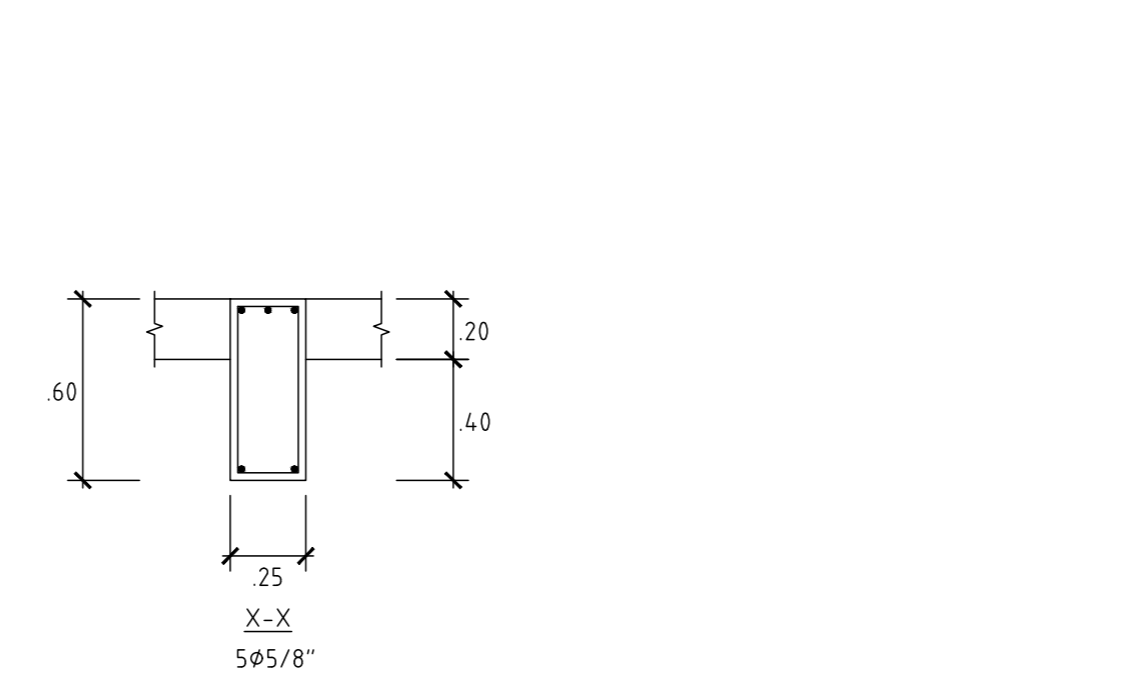
VCH-02 (0.25x0.20)



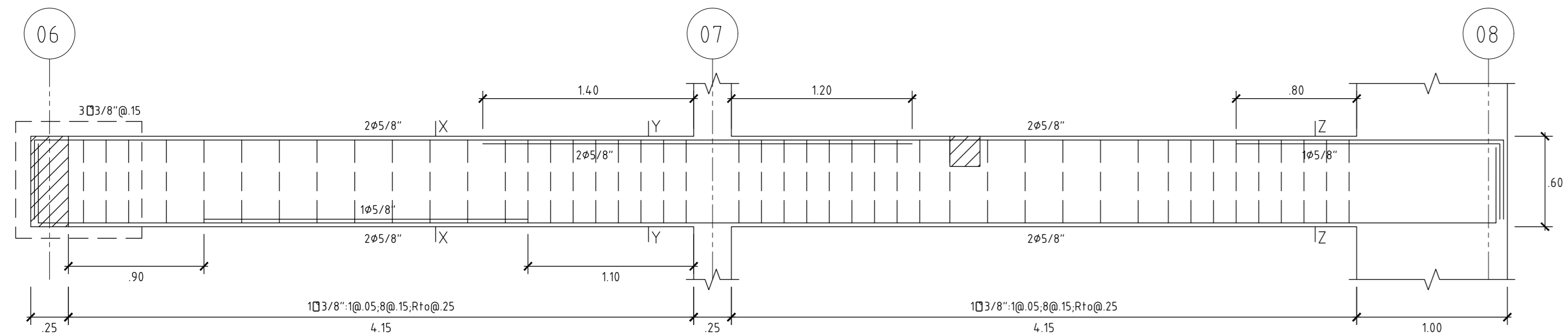
VCH-04 (0.20x0.20)



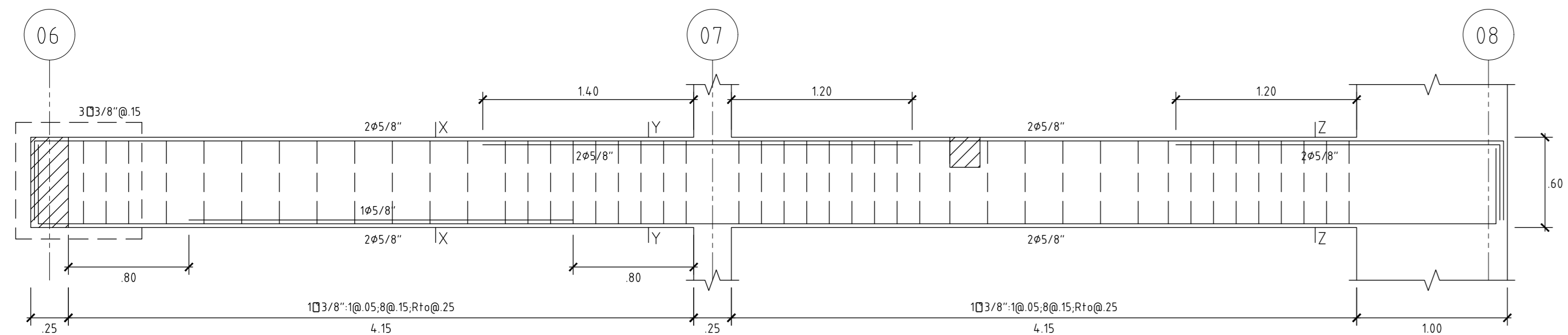
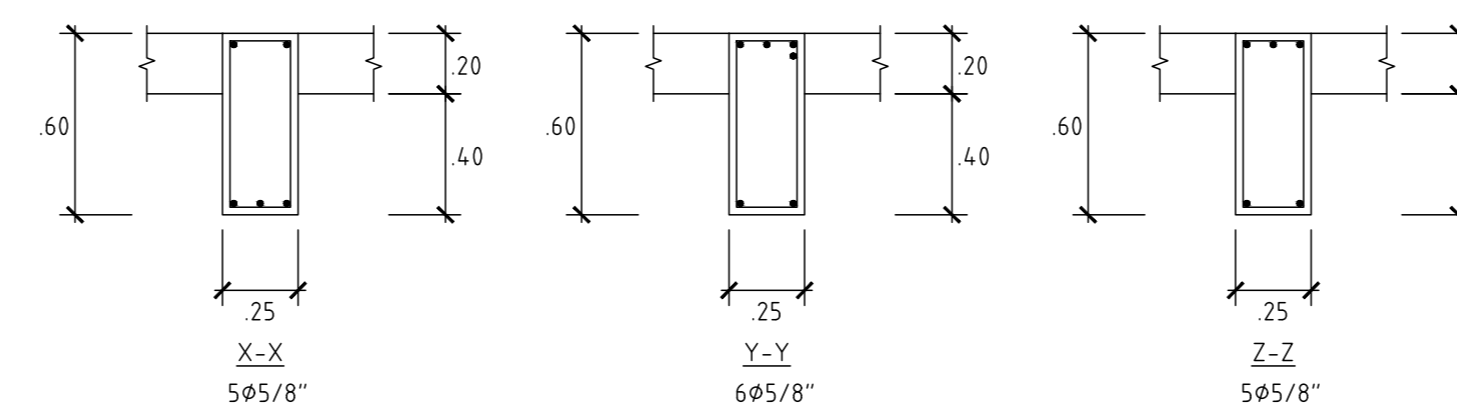
V-03A(3) (.25x.60) (2do.-5to. piso)



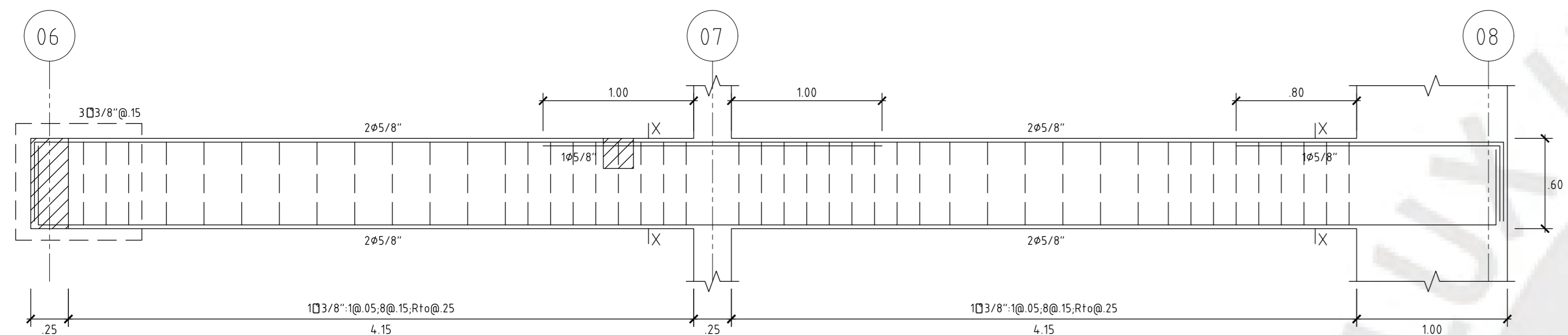
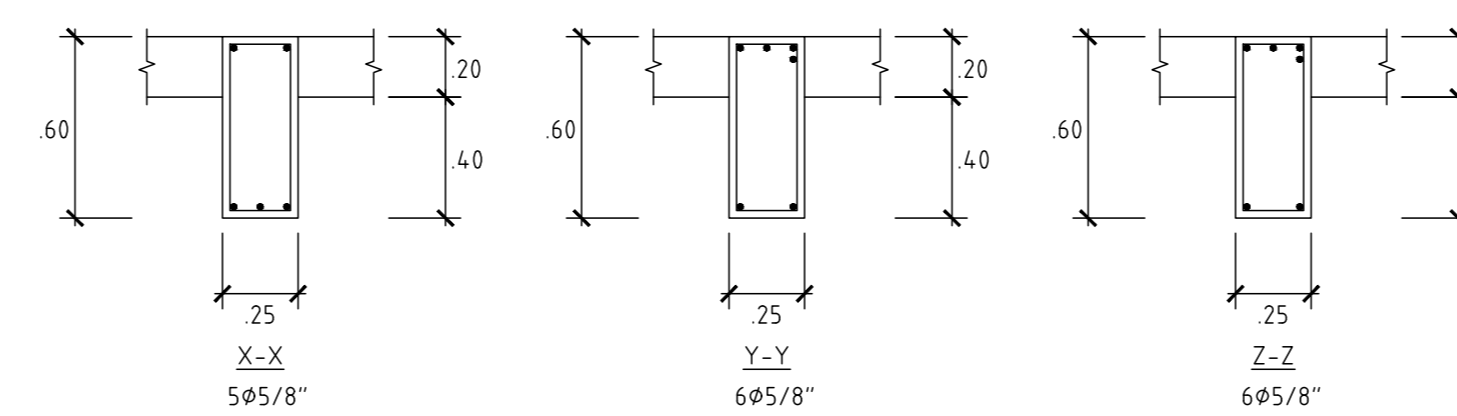
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	E-08
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/25	



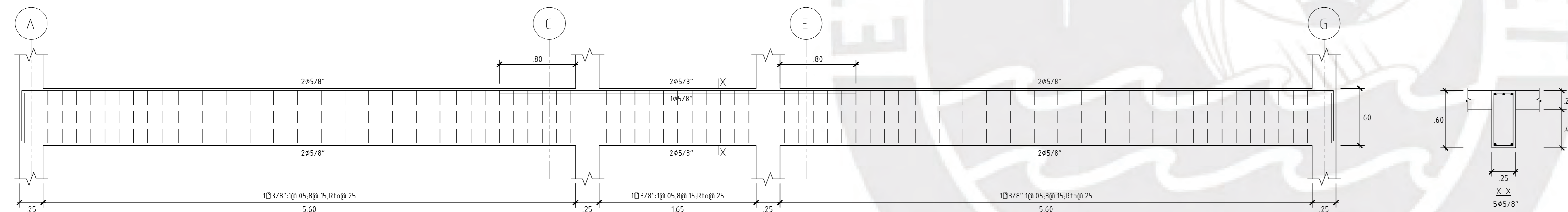
V-04(1) (.25x.60) (1er. piso)



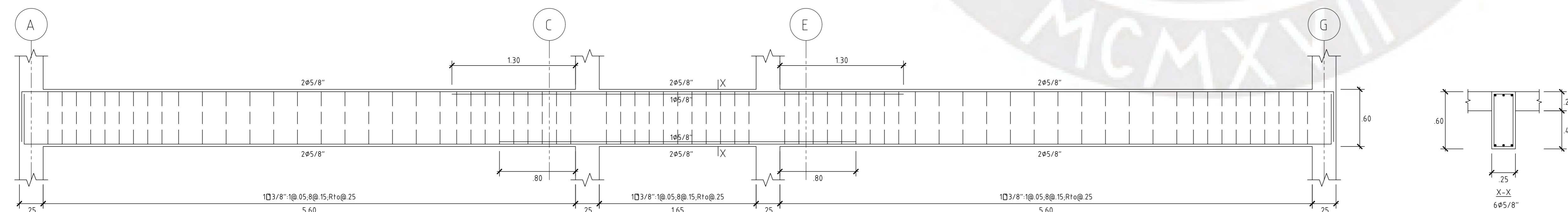
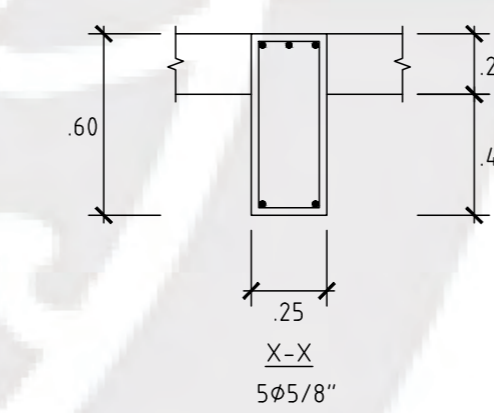
V-04(2) (.25x.60) (2do.-5to. piso)



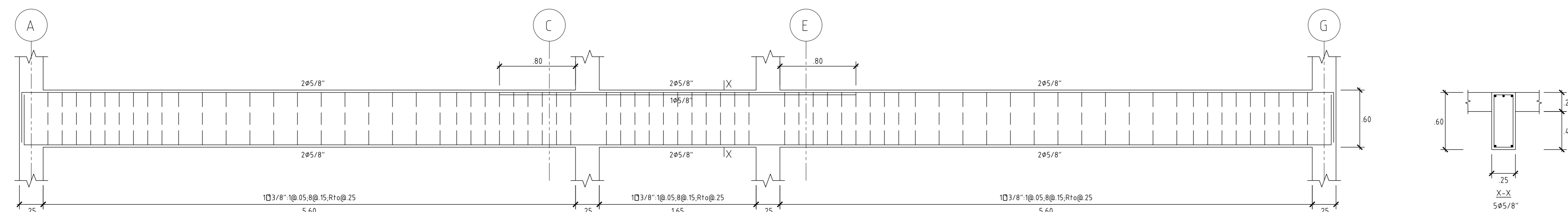
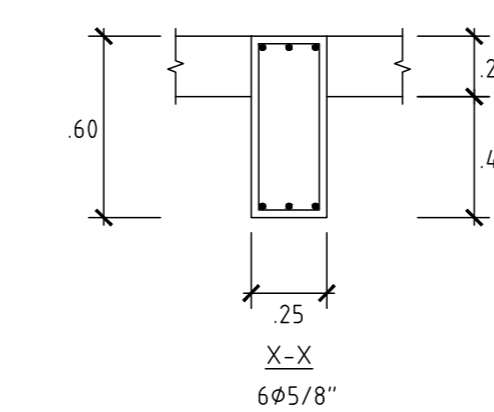
V-04(3) (.25x.60) (6to. piso)



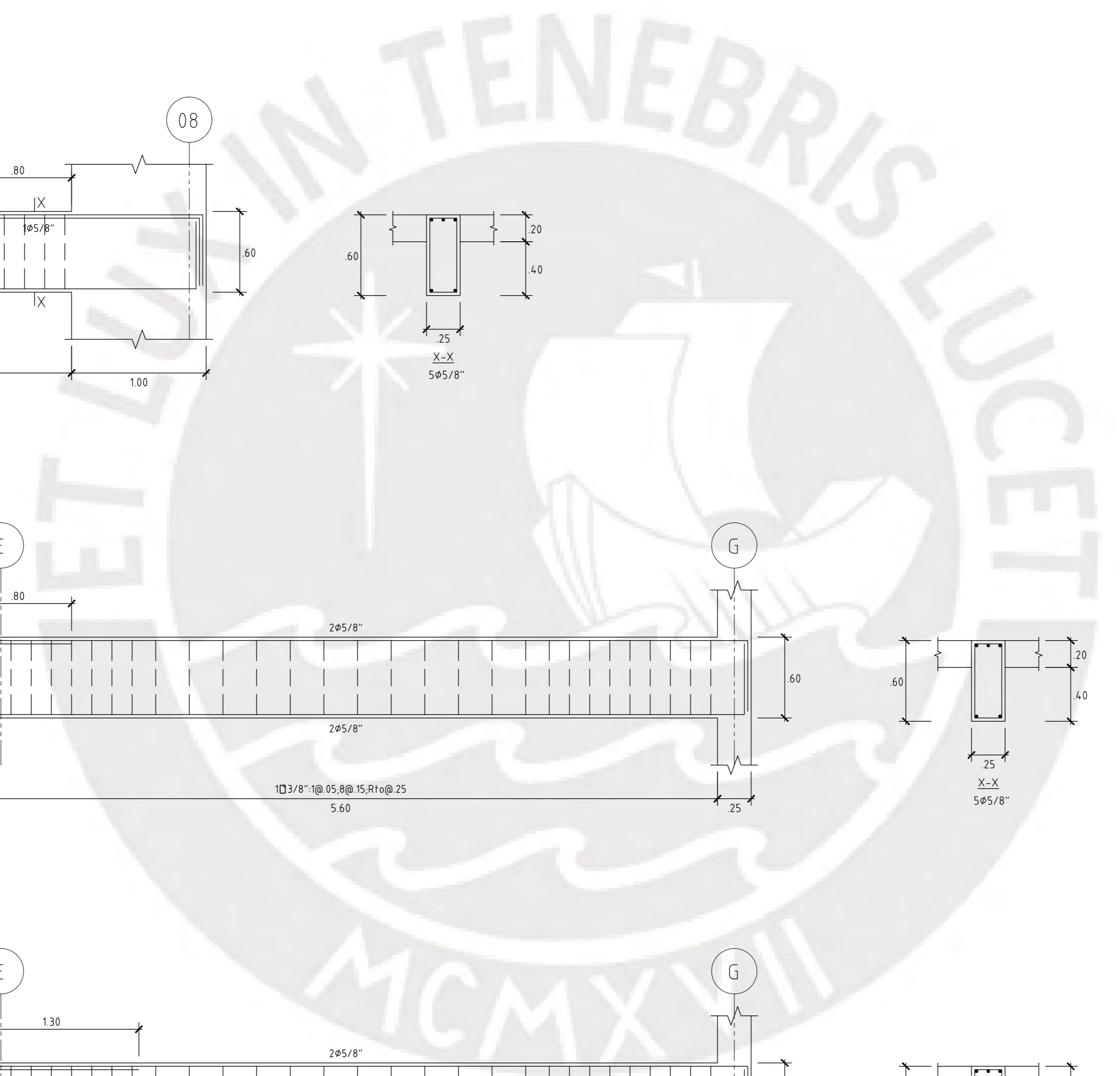
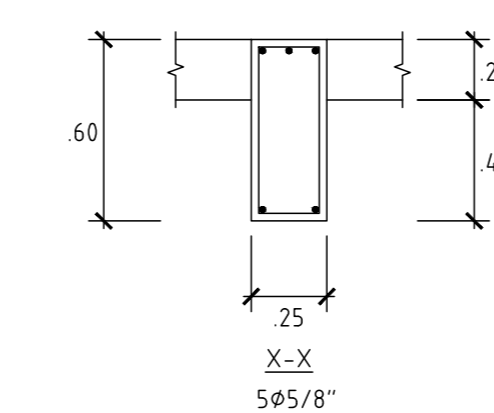
V-05(1) (.25x.60) (1er. piso)



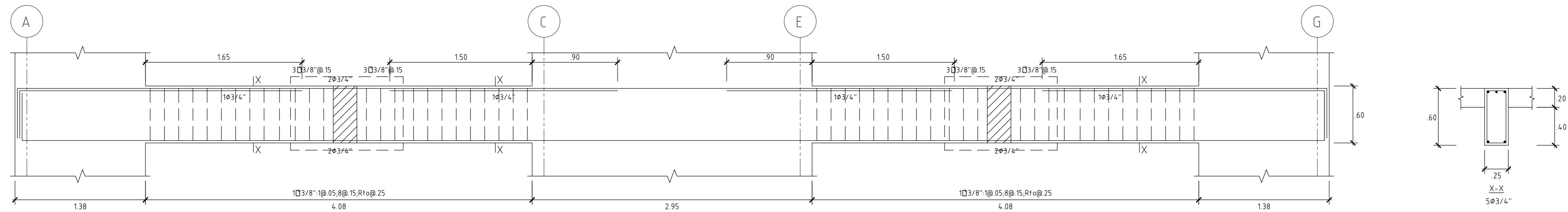
V-05(2) (.25x.60) (2do.-5to.piso)



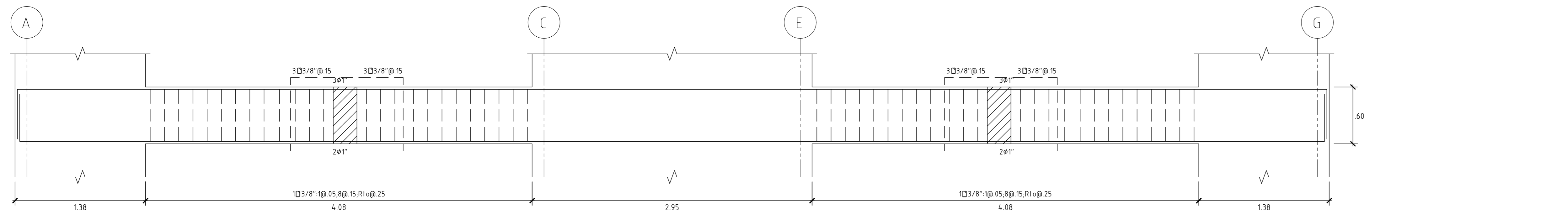
V-05(3) (.25x.60) (6to.piso)



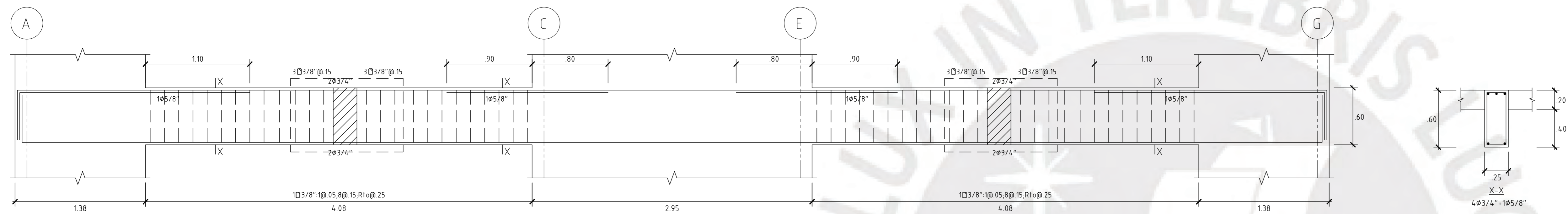
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	E-09
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/25	



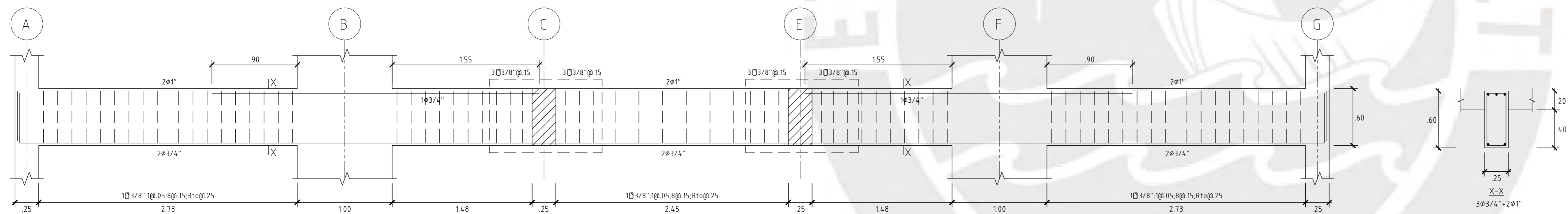
V-06(1) (.25x.60) (1er. piso)



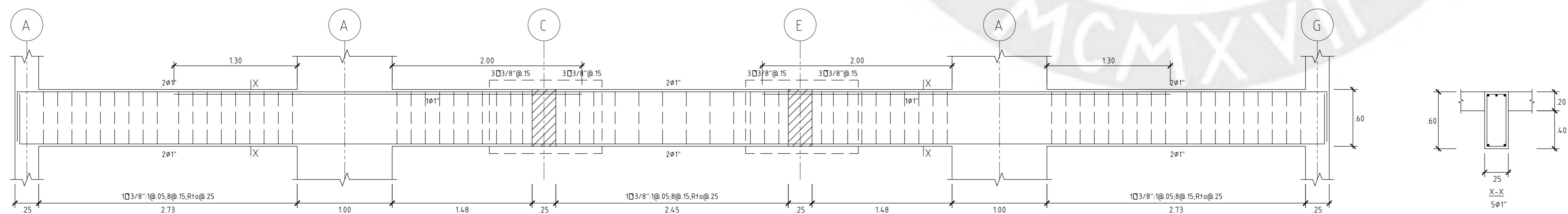
V-06(2) (.25x.60) (2do.-5to.piso)



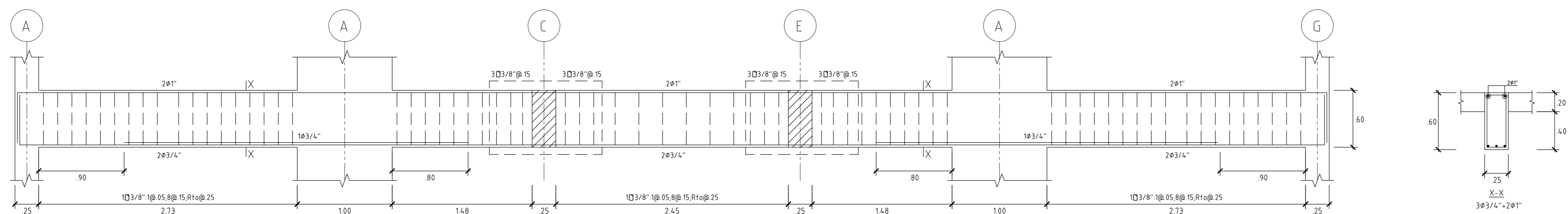
V-06(3) (.25x.60) (6to.piso)



V-07(1) (.25x.60) (1er. piso)

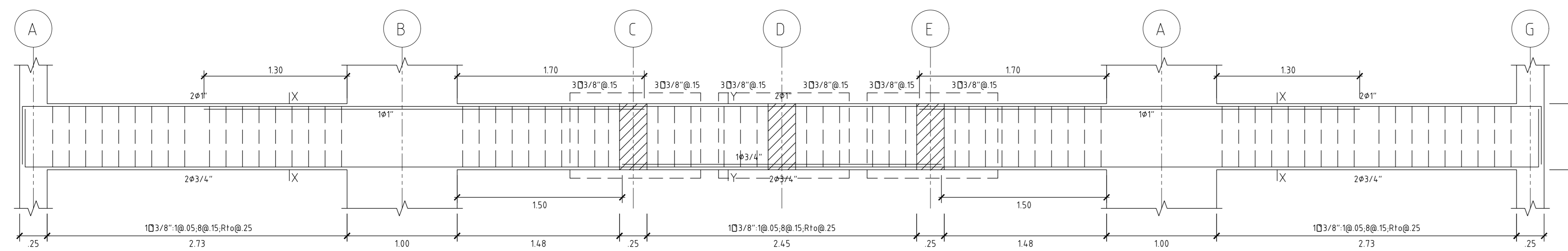


V-07(2) (.25x.60) (2do.-5to.piso)

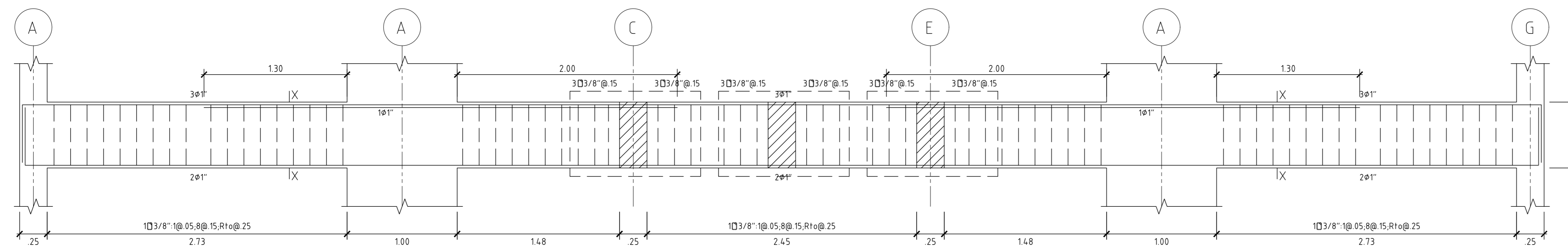
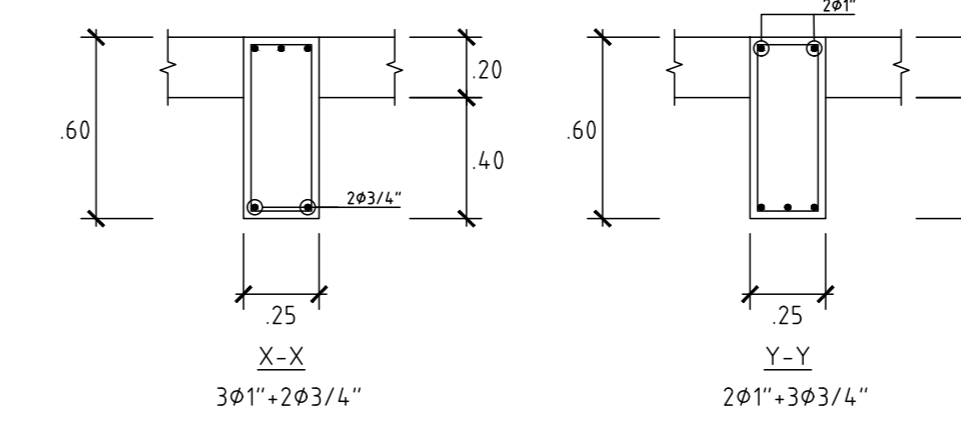


V-07(3) (.25x.60) (6to.piso)

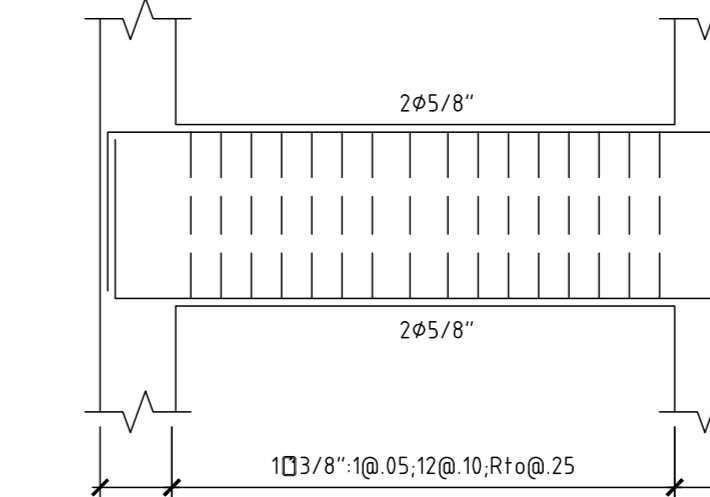
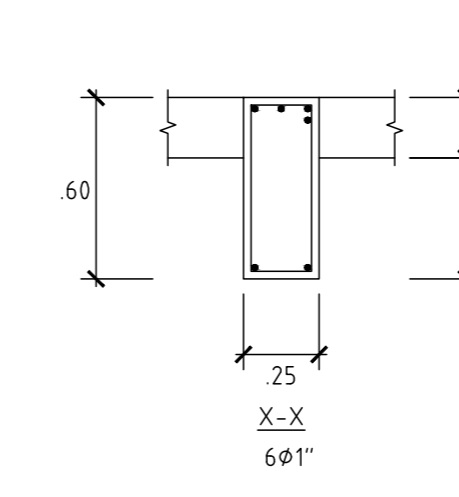
UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG	E-10
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/25	



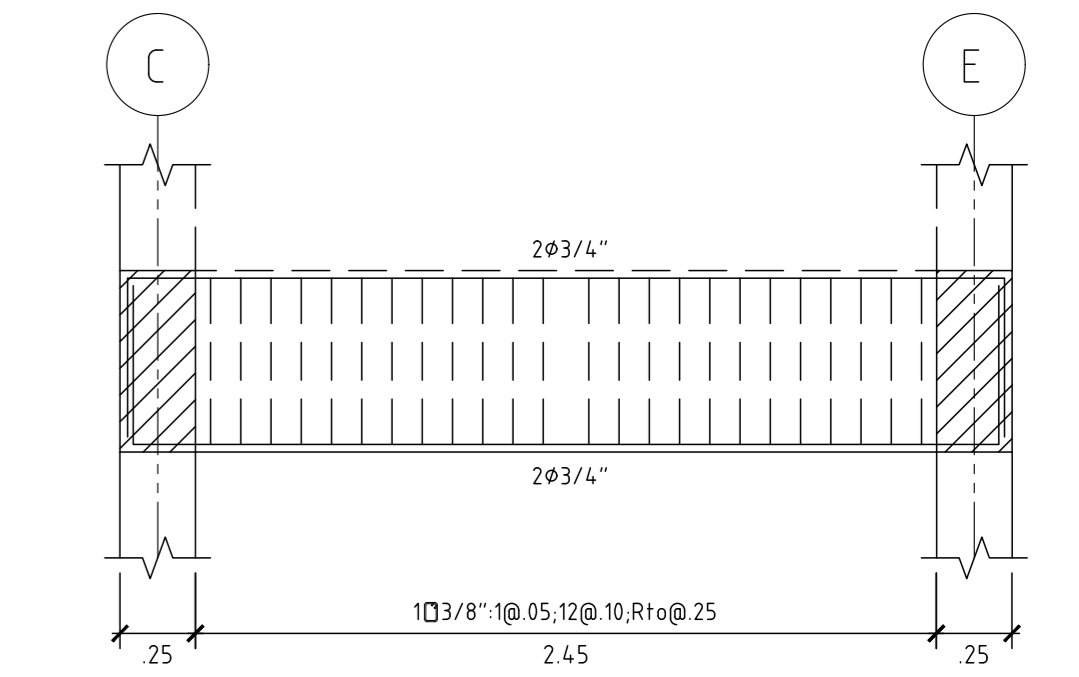
V-08(1) (.25x.60) (1er. piso)



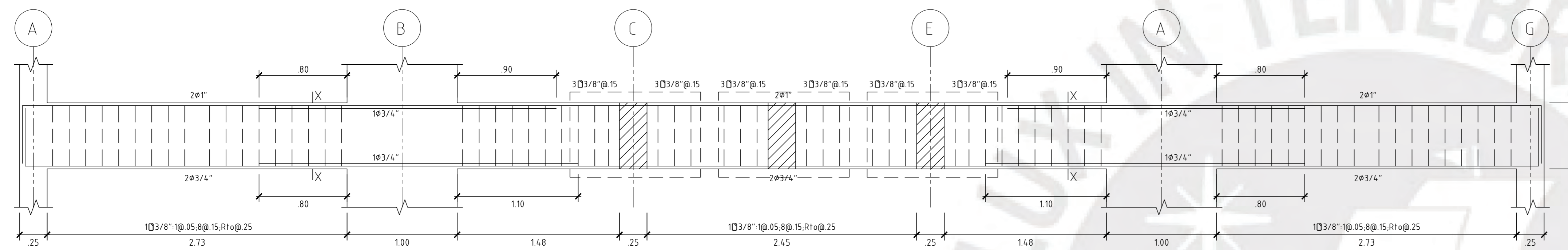
V-08(2) (.25x.60) (2do-5to. piso)



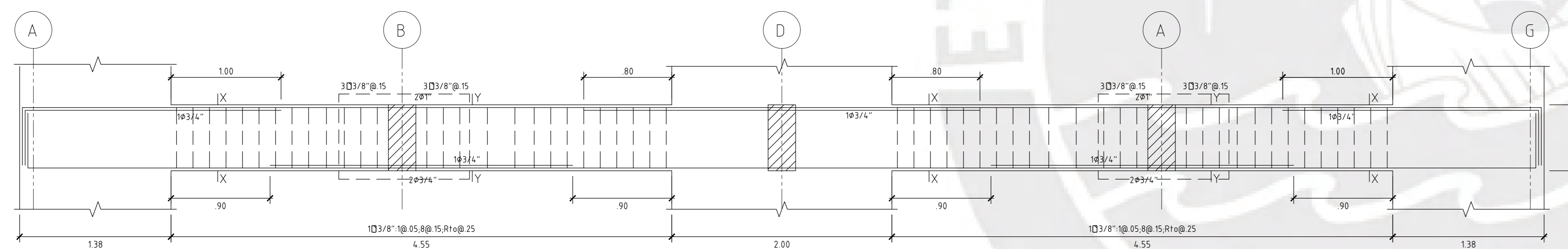
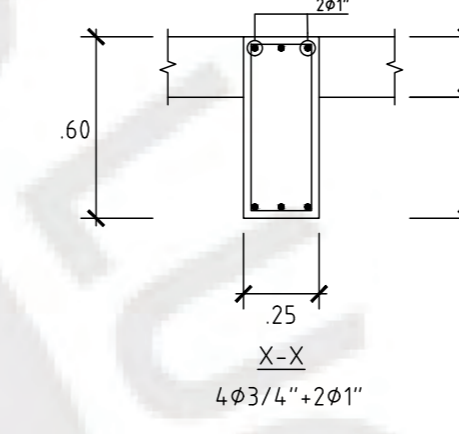
V-08A (.25x.60) (Cimentación-6to.piso)



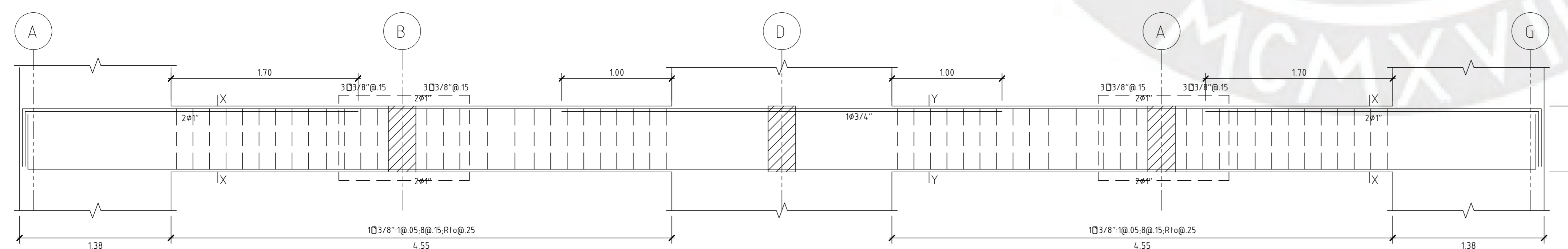
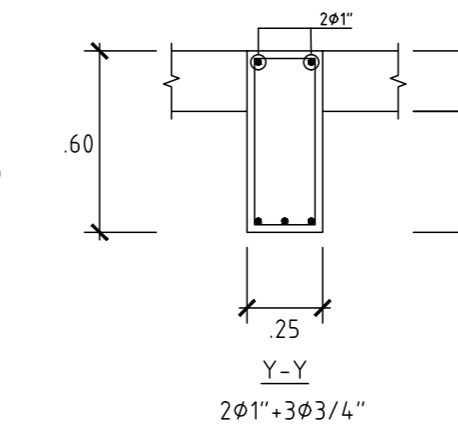
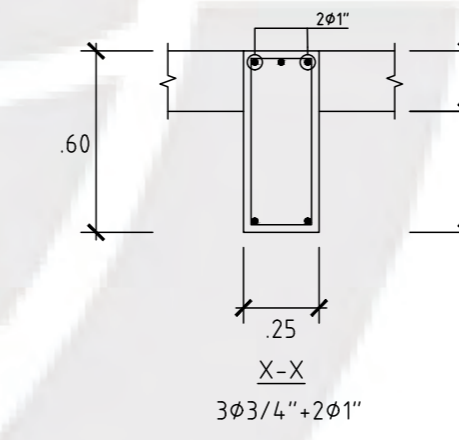
V-07(4) (.25x.60) (Fondo de tanque/INV)



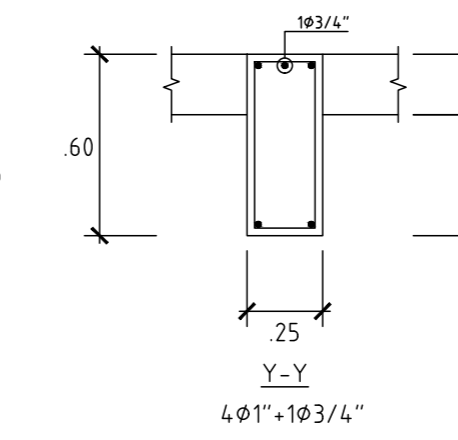
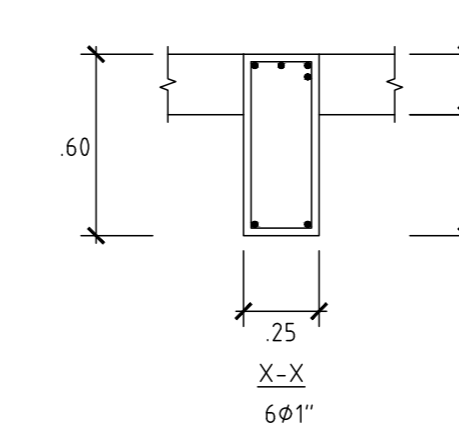
V-08(3) (.25x.60) (1er. piso)



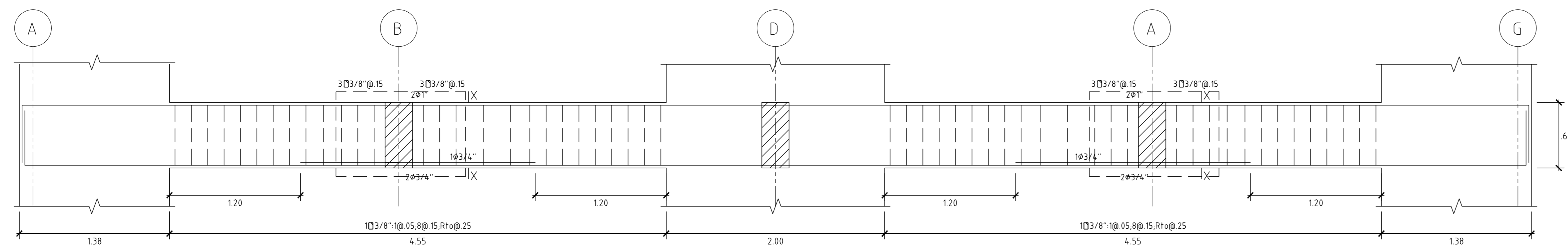
V-09(1) (.25x.60) (1er. piso)



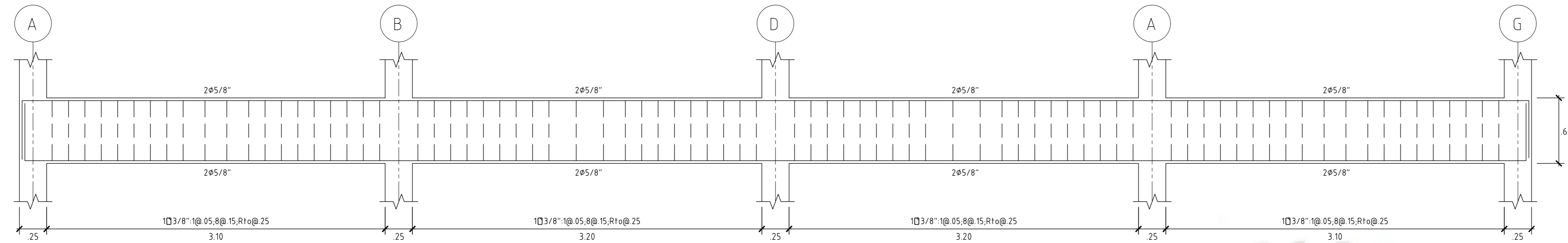
V-09(2) (.25x.60) (2do-5to. piso)



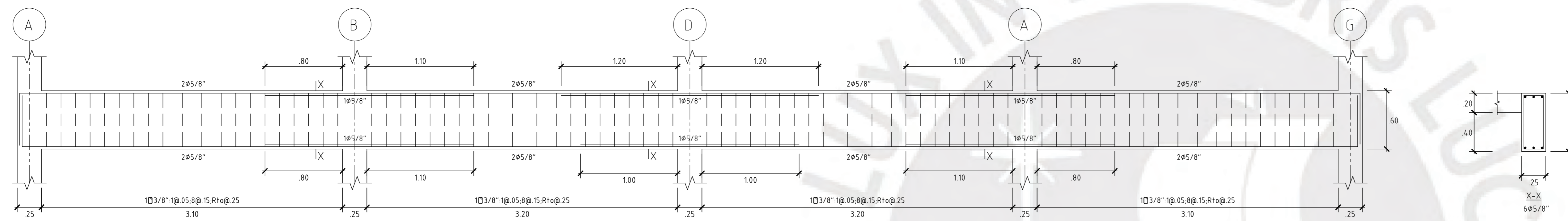
UNIVERSIDAD:		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO:		ASESOR:		E-11
JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA		DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG		
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES				
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS		PLANO: DESARROLLO DE VIGAS		
FECHA: DICIEMBRE 2020		ESCALA: 1/25	REVISIÓN: 02	



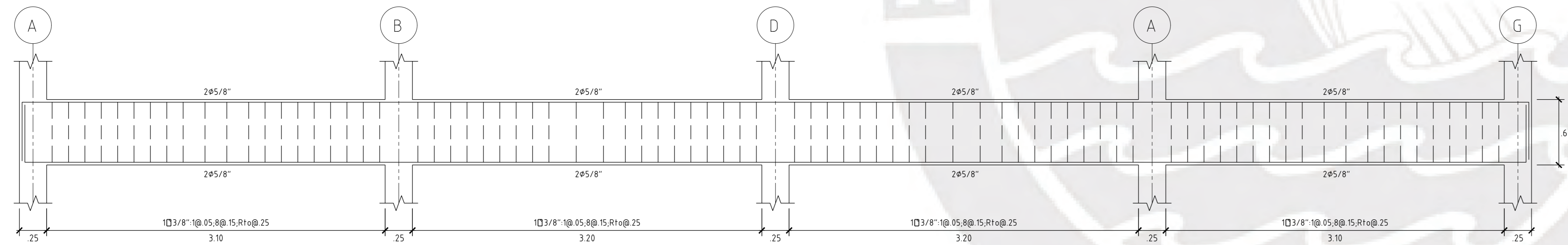
V-09(3) (25x60) (1er. piso)



V-09(1) (25x60) (1er. piso)

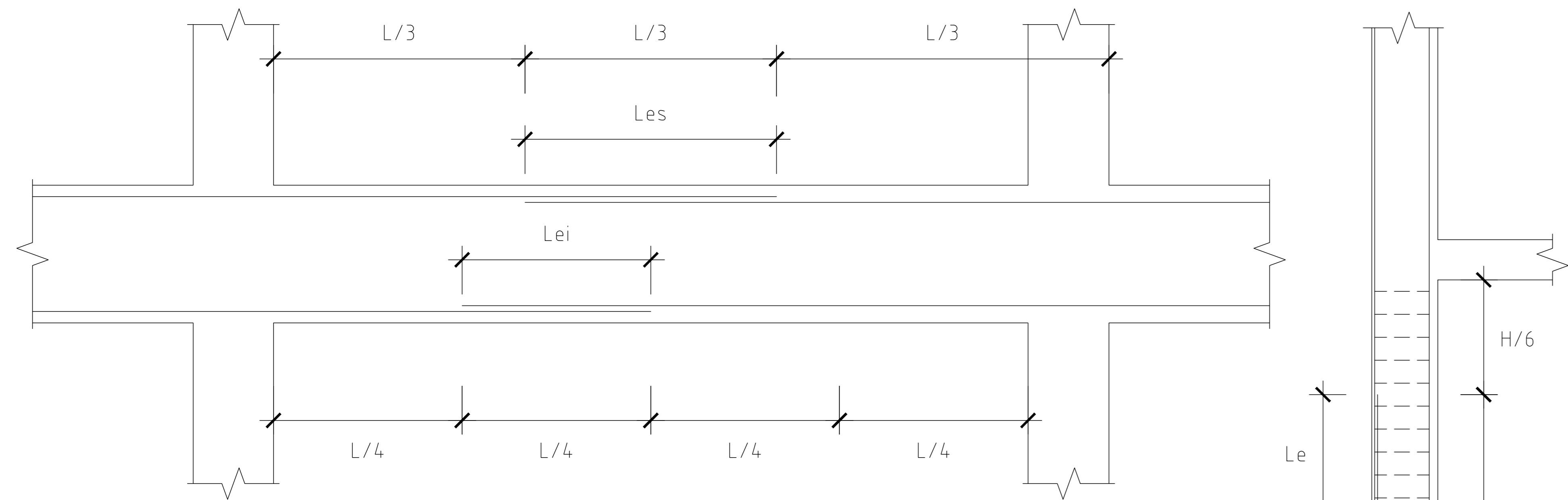


V-09(2) (25x60) (2do-5to. piso)

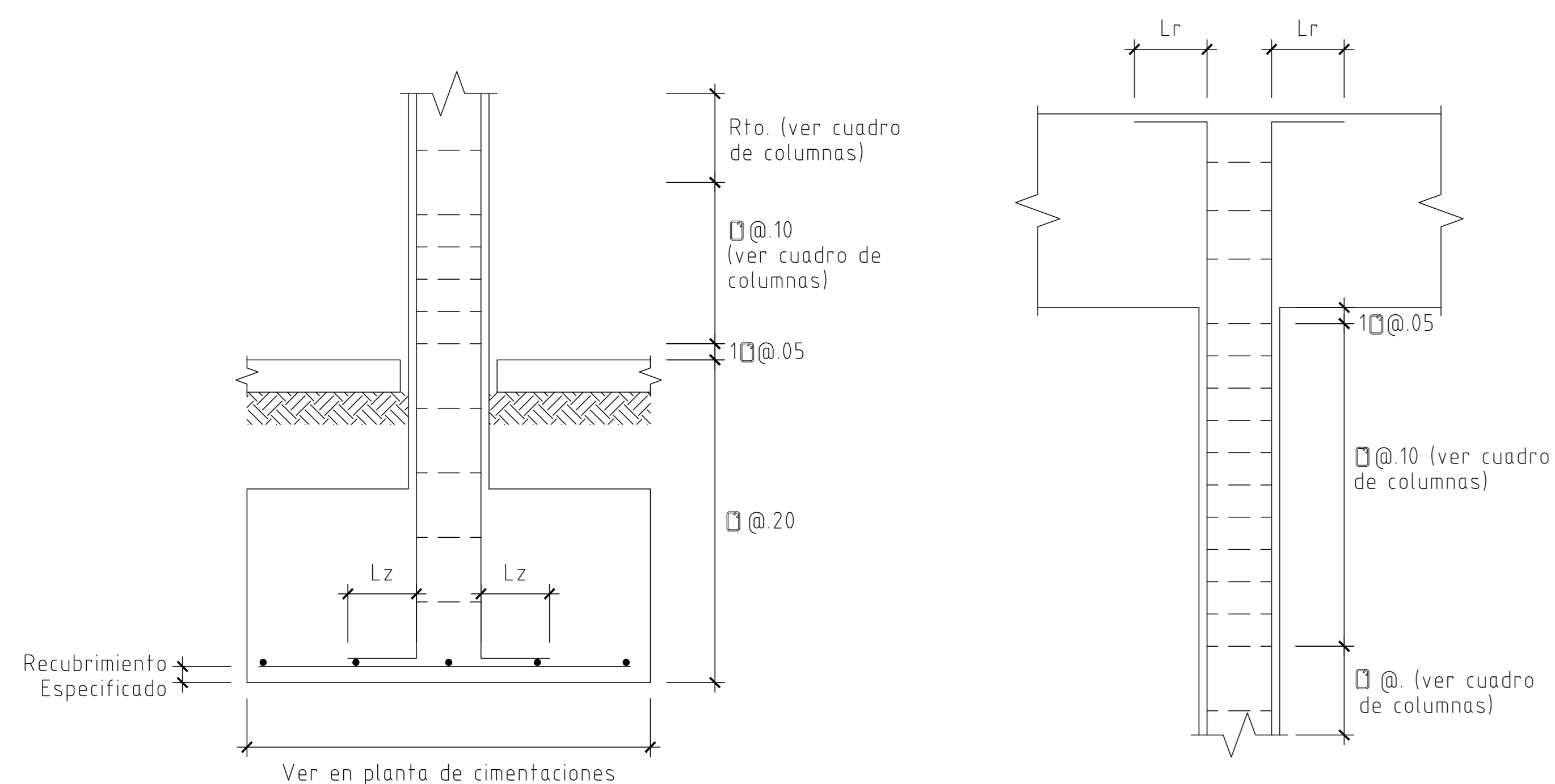


V-09(3) (25x60) (1er. piso)

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	E-12
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DESARROLLO DE VIGAS	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/25	REVISIÓN: 02



EMPALME DE FIERRO EN VIGAS
Sin escala

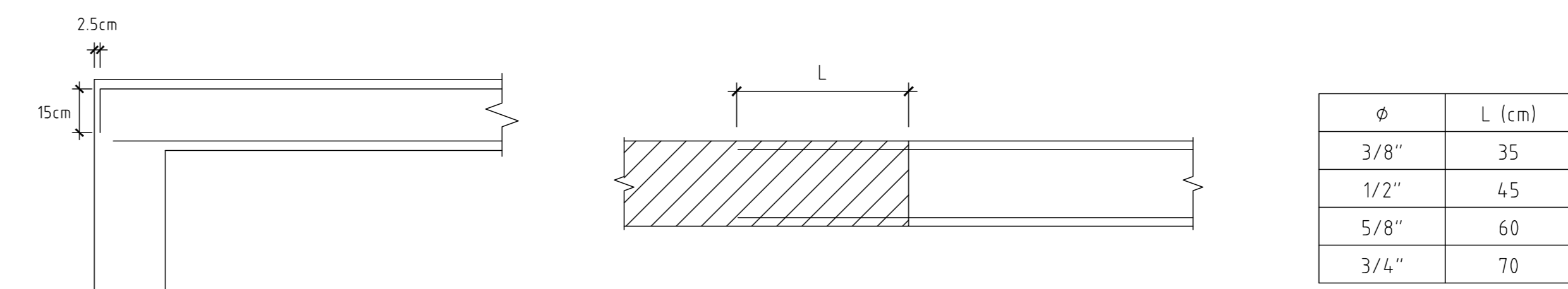


DETALLE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA
Sin escala

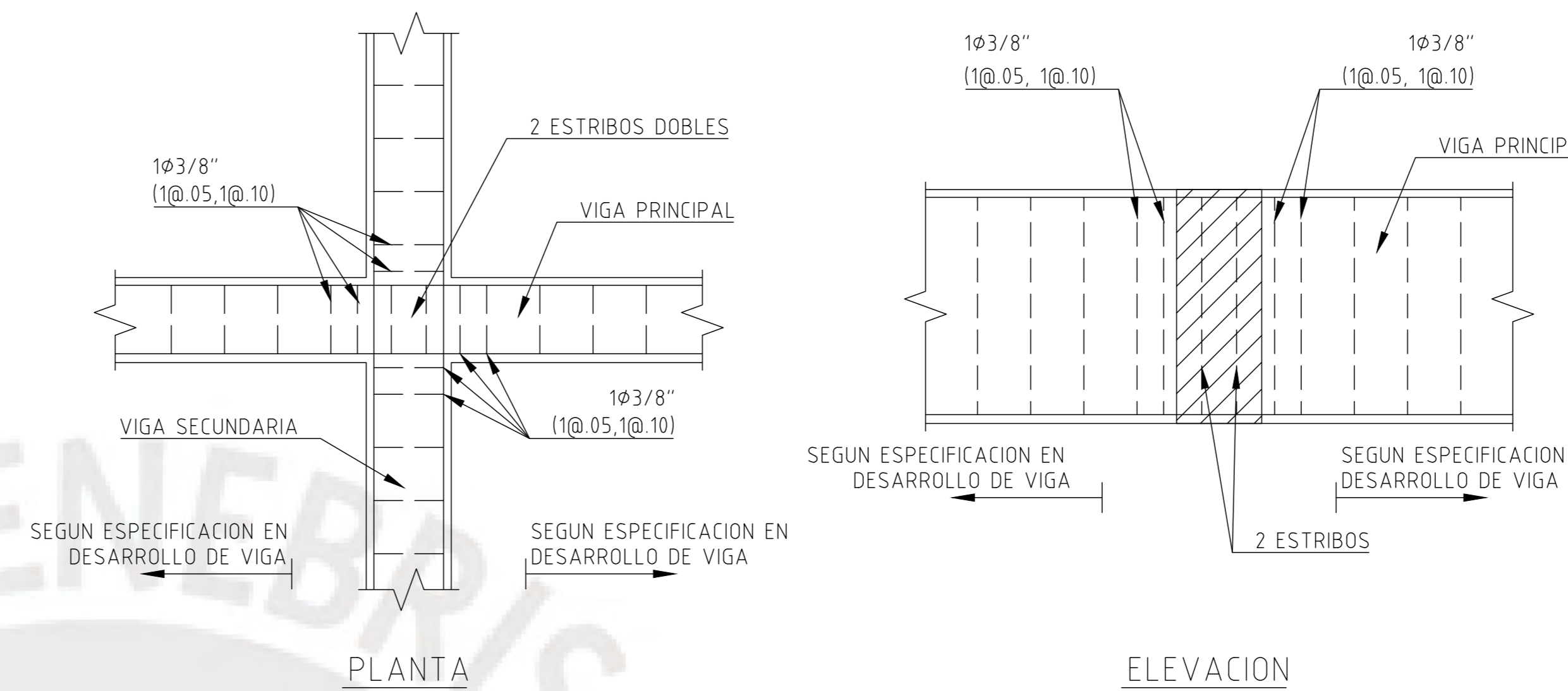
REMATE DE COLUMNAS
Sin escala

ϕ	Lr (cm)	Lz (cm)	Le (cm)	Ls (cm)	Li (cm)
3/8"	--	--	--	45	35
1/2"	15	15	45	60	45
5/8"	20	20	60	75	60
3/4"	25	25	70	90	70
1"	30	30	115	145	115

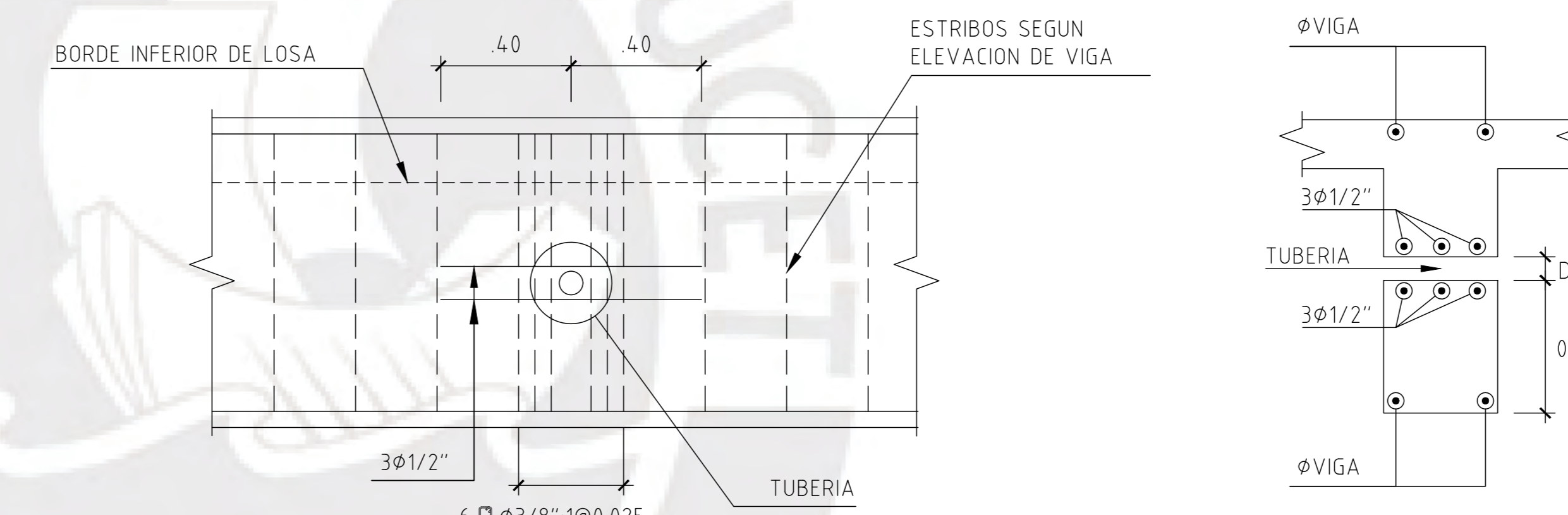
EMPALME DE FIERRO EN PLACAS Y COLUMNAS
Sin escala



ANCLAJE RECTO Y CON GANCHO ESTÁNDAR DEL REFUERZO DE LOSAS
Sin escala

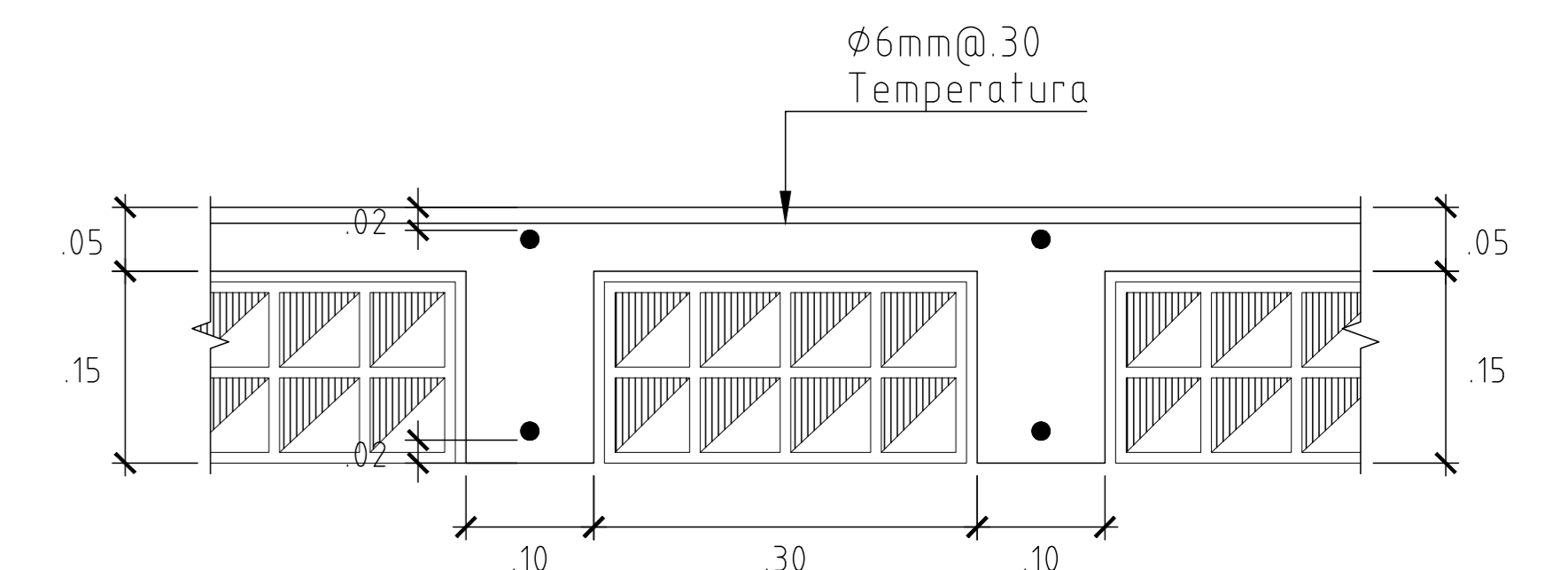


DETALLE GENERAL DE ESTRIBOS EN CRUCE DE VIGAS
Sin escala

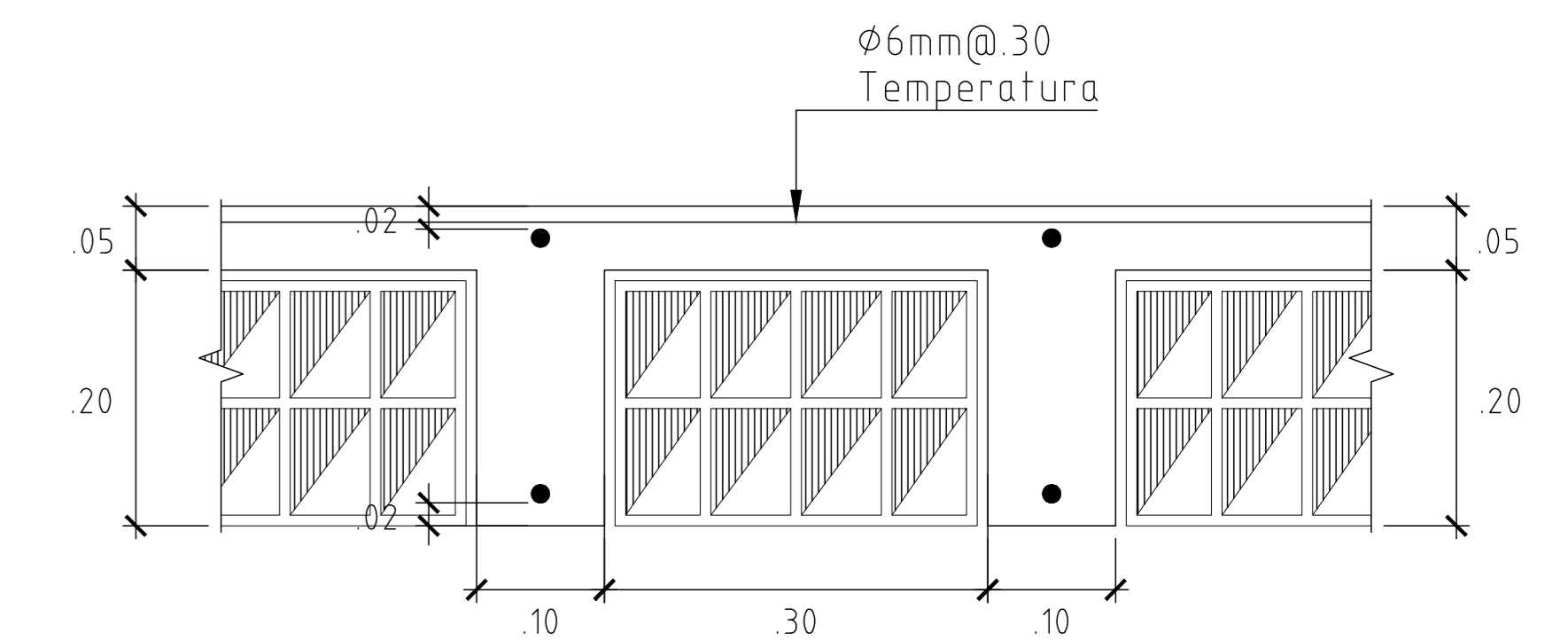


- NOTAS:
- LA TUBERIA DEBE ESTAR ALEJADA UNA DISTANCIA (B) DE POR LO MENOS 20cm DE LOS EXTREMOS INFERIOR DE LA VIGA.
 - LA TUBERIA PODRA TENER UN DIAMETRO MAXIMO (D) DE HASTA 4".
 - SE DEBE DEJAR ESTE PASE A LOS CUARTOS DE LA LUZ DE LA VIGA.
 - SI ES NECESARIO, REPLANTEAR RECORRIDO DE TUBERIAS A FIN RESPETAR INDICACION DE NOTA (3).

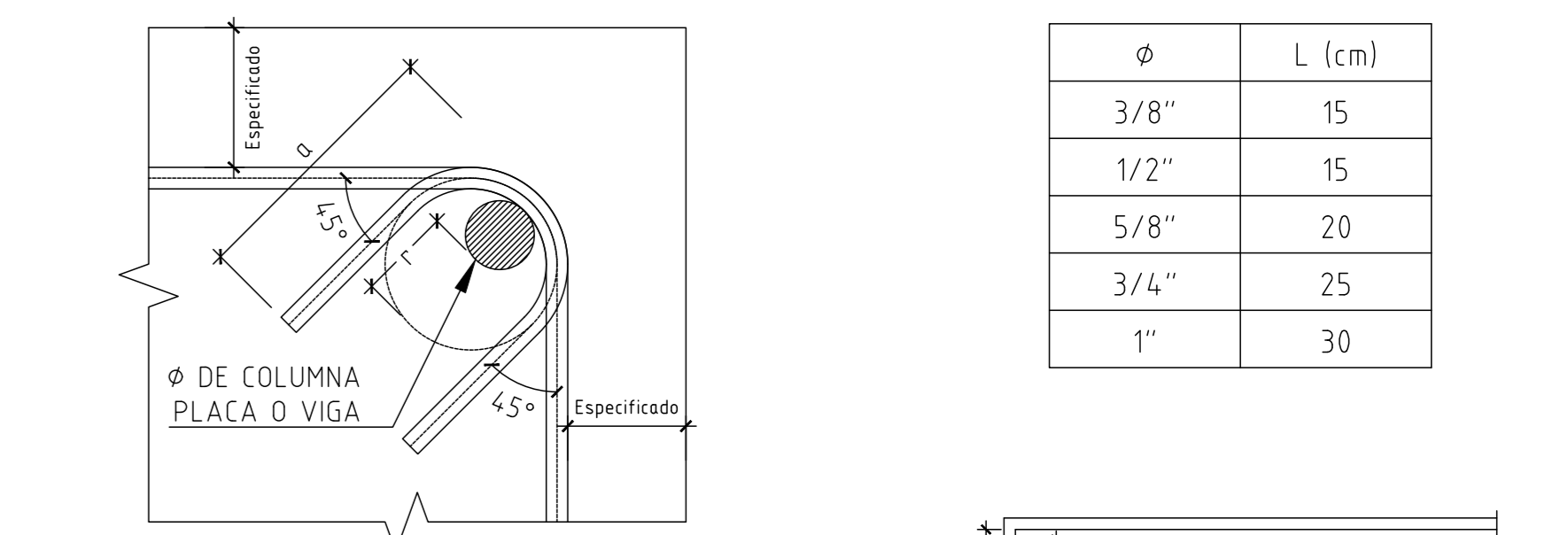
DETALLE DE PASO DE TUBERÍAS POR VIGAS
Sin escala



DETALLE SECCIÓN DE ALIGERADO H=20cm
Sin escala



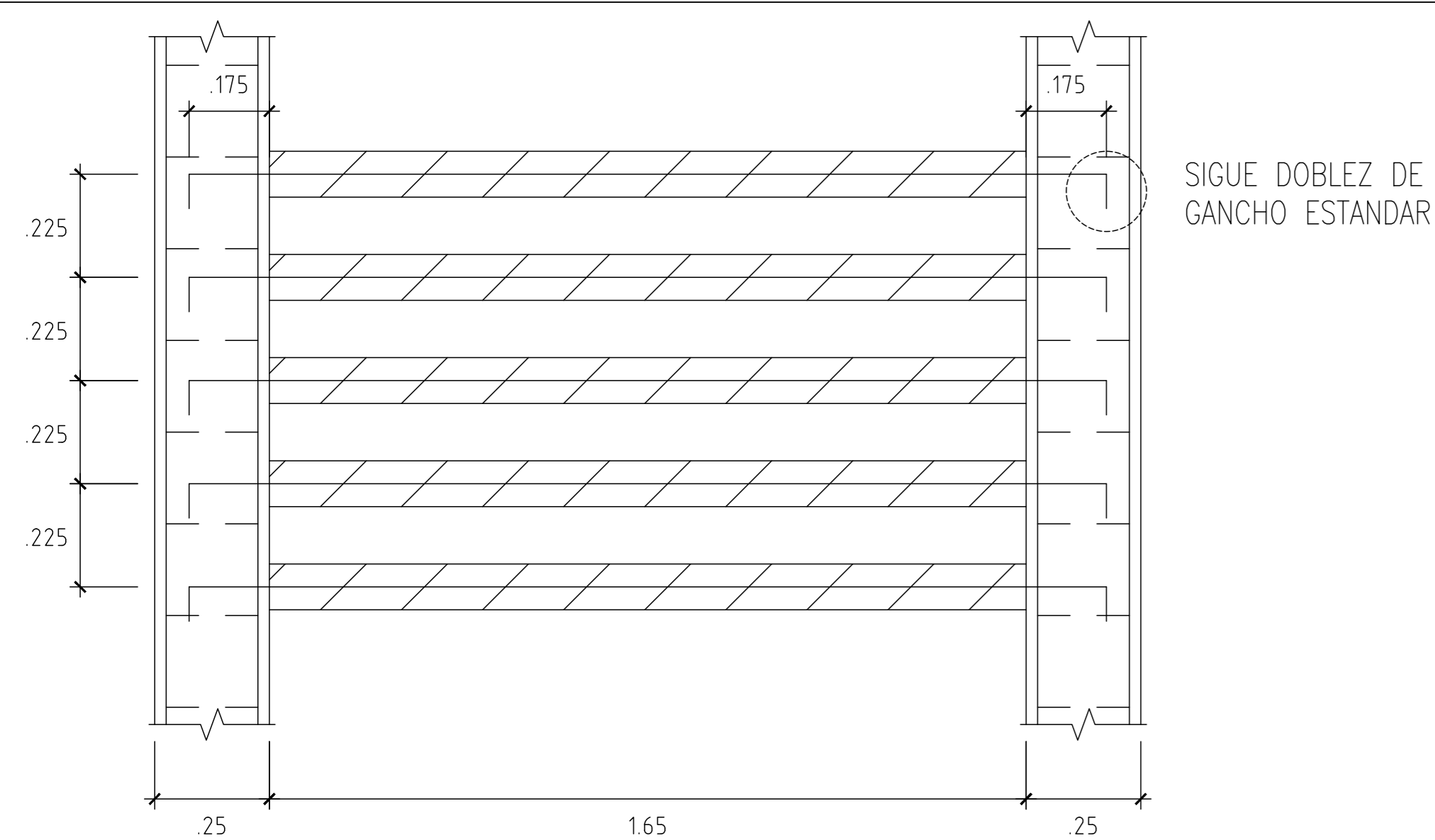
DETALLE SECCIÓN DE ALIGERADO H=25cm
Sin escala



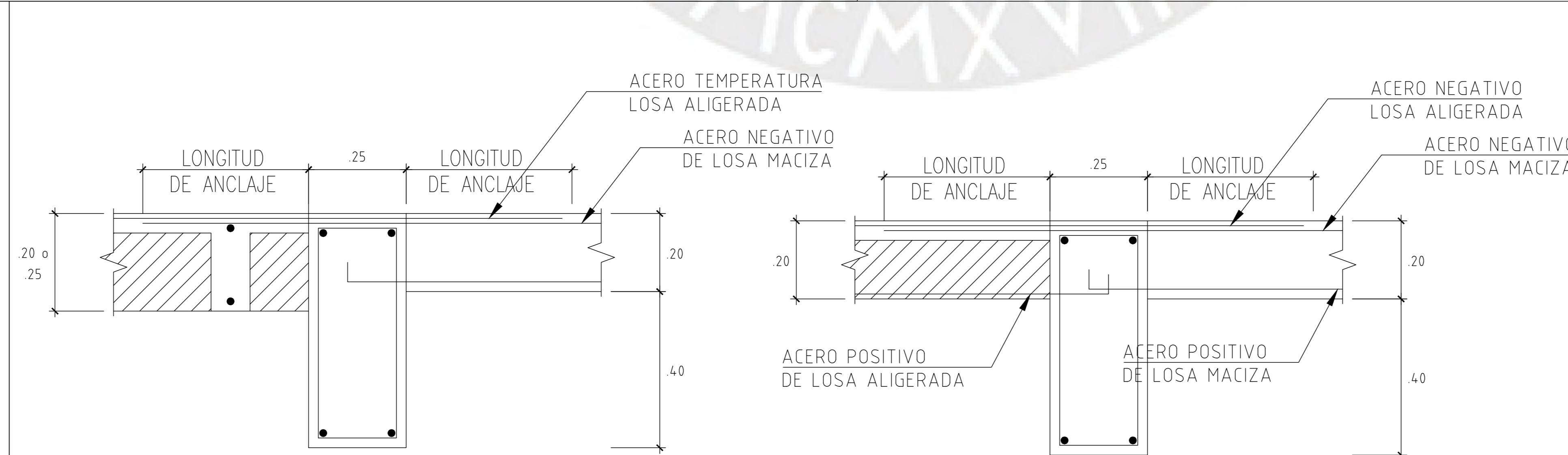
ϕ	L (cm)
3/8"	15
1/2"	15
5/8"	20
3/4"	25
1"	30

ϕ	r (cm)	a (cm)
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS Y GANCHOS ESTÁNDAR EN MUROS, COLUMNAS Y VIGAS
Sin escala

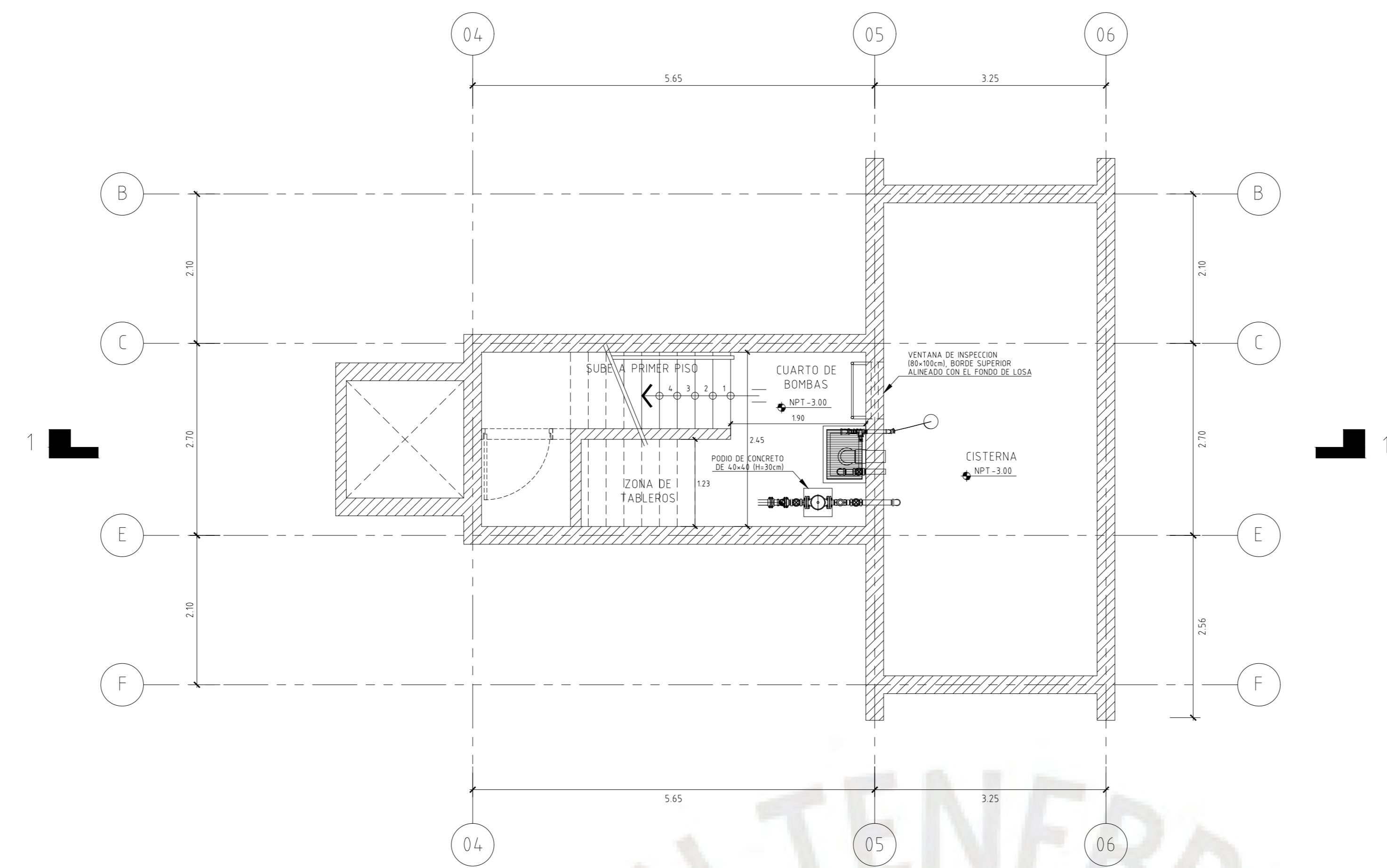


DETALLE DE ANCLAJE DE CELOSIA DE CONCRETO PREFABRICADA A COLUMNA C-01
Sin escala



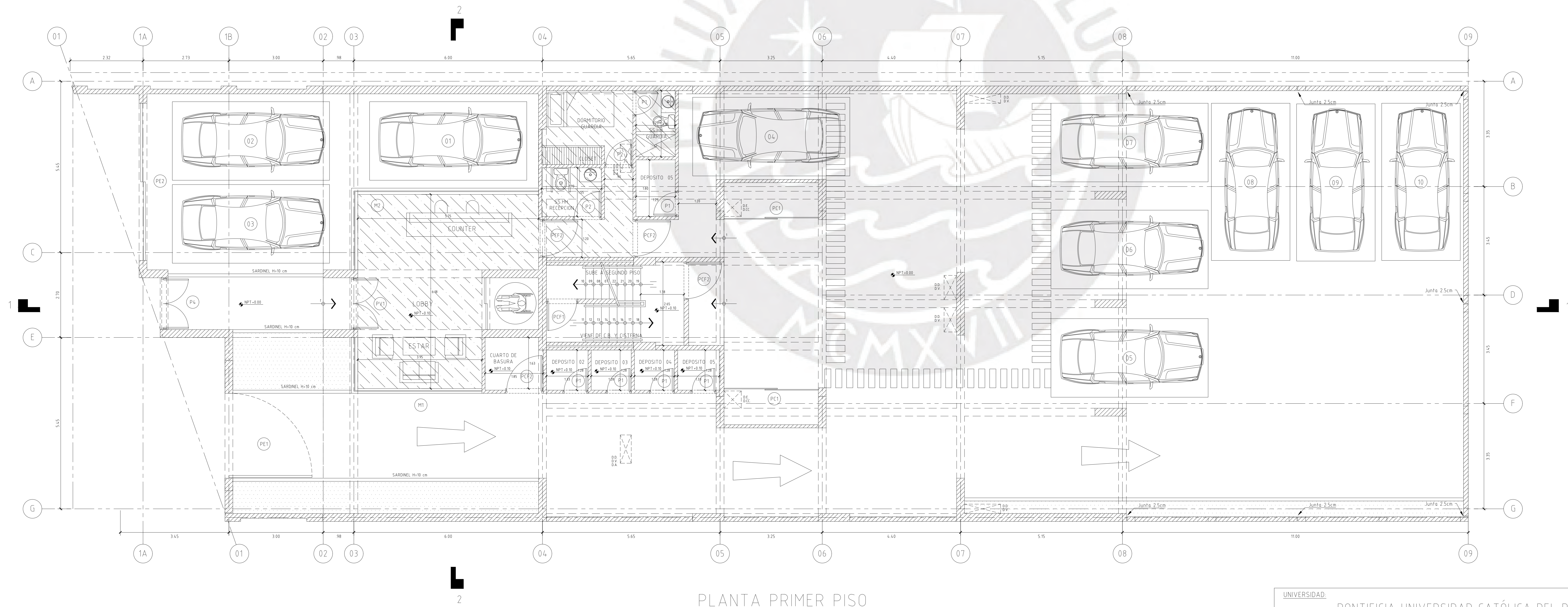
DETALLE DE ACERO EN LOS EXTREMOS DE LOSA MACIZA
Sin escala

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJUN WONG	
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	PLANO: DETALLES CONSTRUCTIVOS	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: SIN ESCALA	REVISIÓN: 02



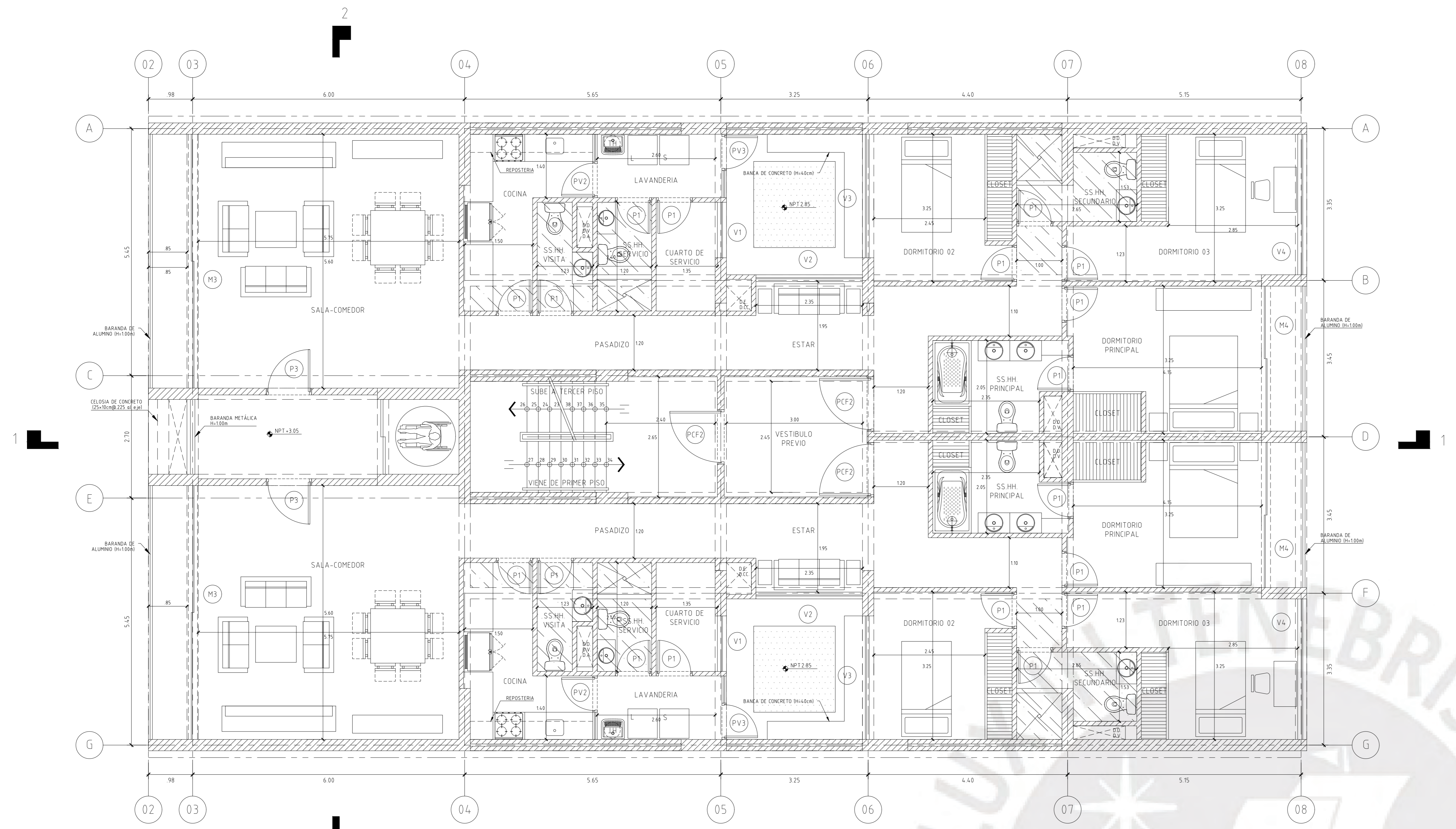
PLANTA C.B. Y CISTERNA

CUADRO DE VANOS			
ETIQUETA	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZAR (m)
P1	0.80	2.15	--
P2	0.90	2.15	--
P3	1.00	2.15	--
P4	1.65	2.70	--
P5	1.00	1.50	--
PCF1	1.00	2.15	--
PCF2	1.20	2.15	--
PV1	1.65	2.10	--
PV2	0.60/0.80	1.20/2.15	1.00/--
PV3	0.60/0.80	2.15/2.15	--/--
M1	5.75	2.00	0.40
M2	8.35	2.00	0.40
M4	3.20	2.15	--
M3	5.60	2.15	--
V1	1.23	1.15	1.00
V2	2.35	1.15	1.00
V3	2.73	1.15	1.00
V4	3.10	1.15	--/--
R1	1.40	1.95	0.20
PC1	3.00	2.15	--
PE1	5.00	2.70	--
PE2	2.70	2.70	--

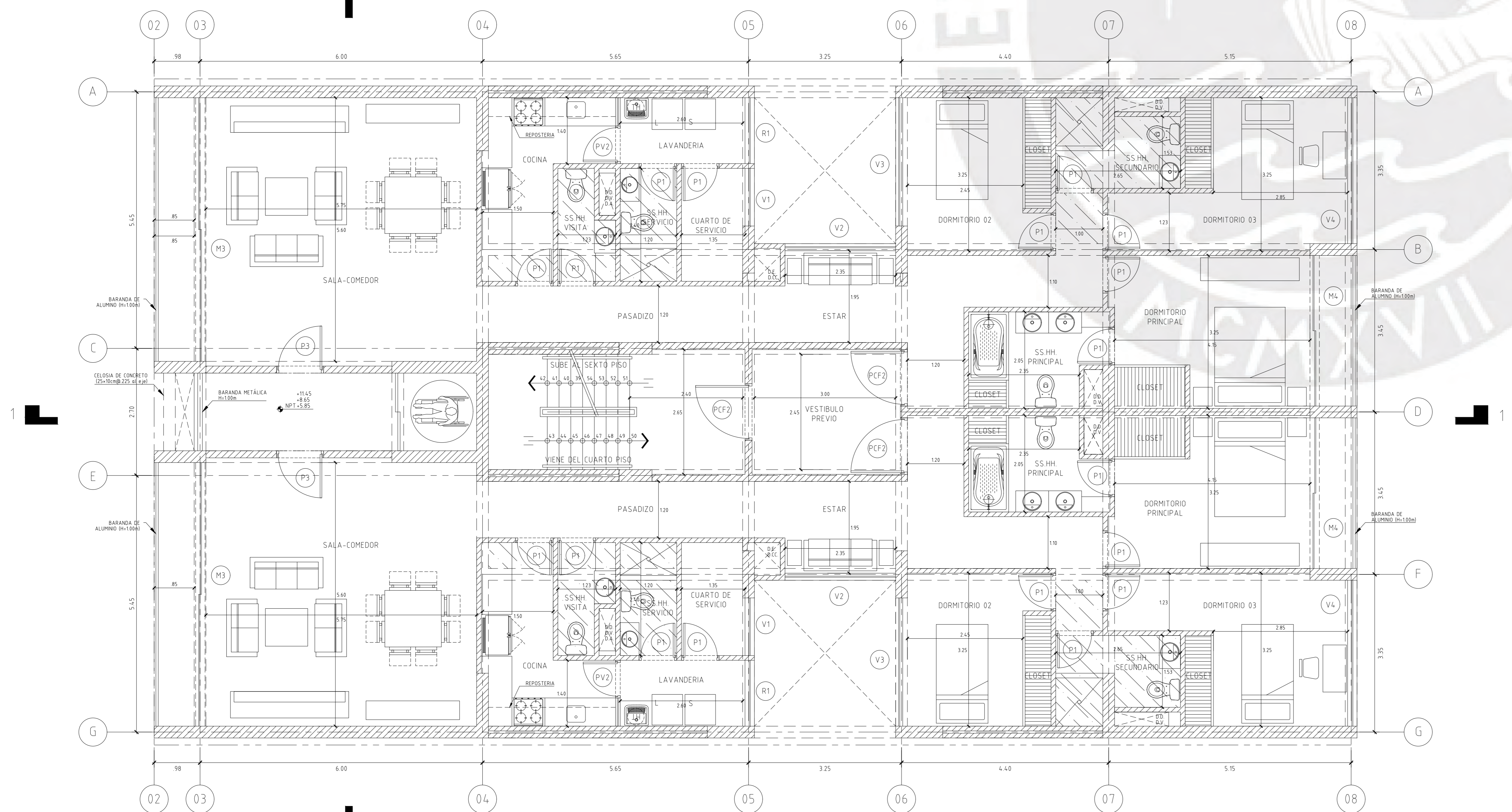


PLANTA PRIMER PISO

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG	A-01
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	PLANO: PLANTA CISTERNAS Y PRIMER PISO	
FECHA: DICIEMBRE 2020	ESCALA: 1/50	



PLANTA SEGUNDO PISO

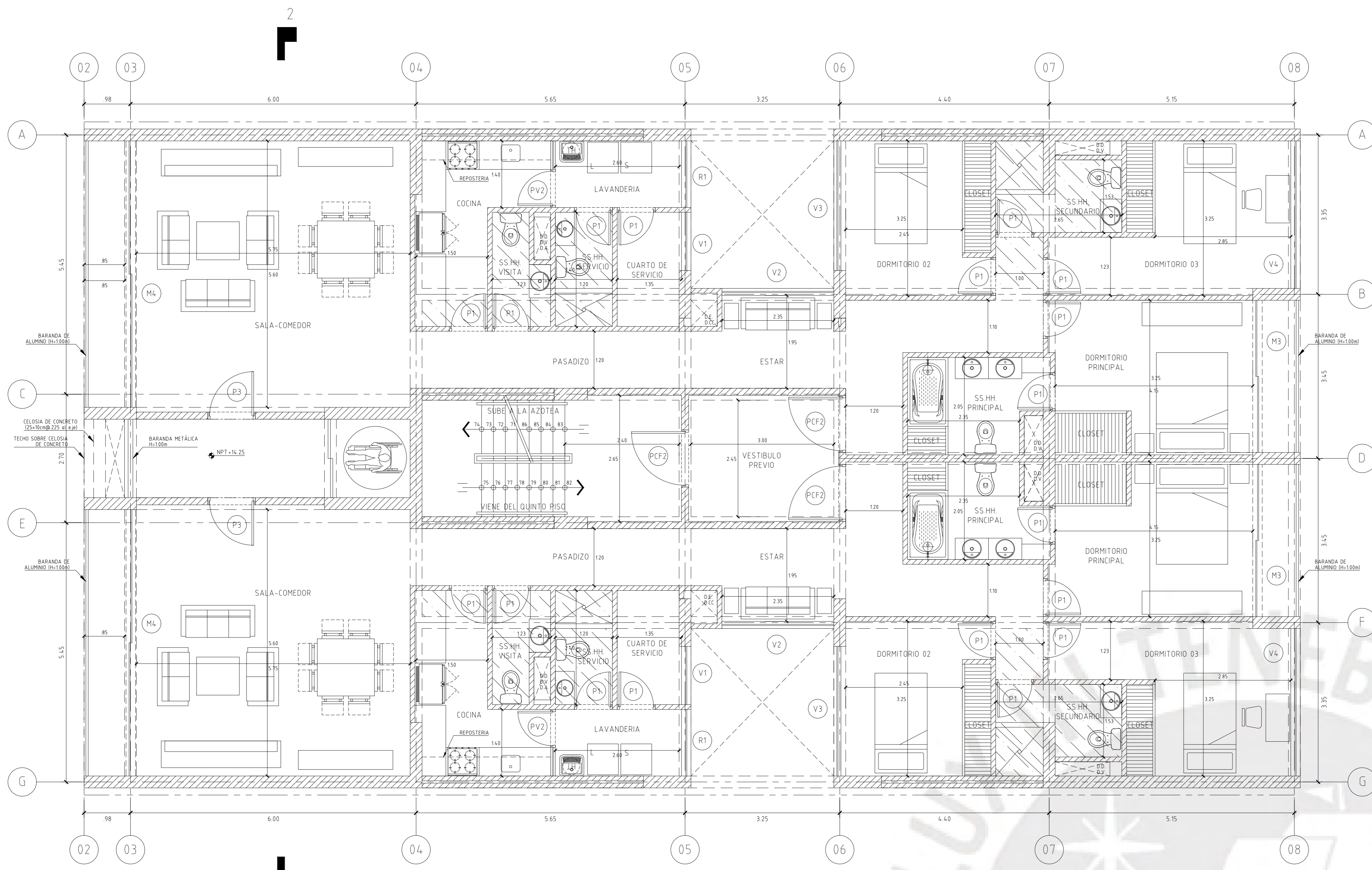


PLANTA DEL TERCER AL QUINTO PISO

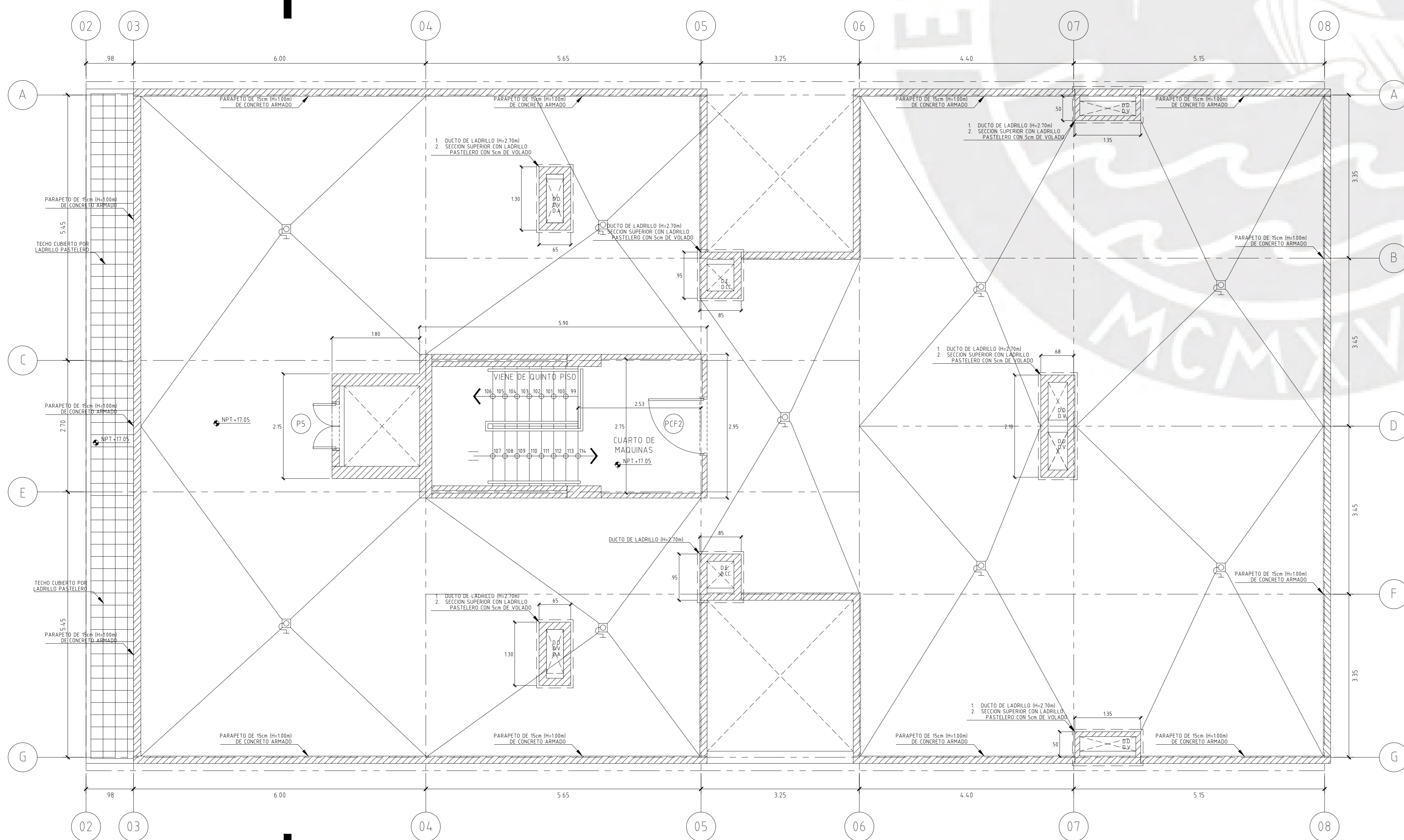
CUADRO DE VANOS			
ETIQUETA	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZAR (m)
P1	0.80	2.15	--
P2	0.90	2.15	--
P3	1.00	2.15	--
P4	1.65	2.70	--
P5	1.00	1.50	--
PCF1	1.00	2.15	--
PCF2	1.20	2.15	--
PV1	1.65	2.10	--
PV2	0.60/0.80	1.20/2.15	100/--
PV3	0.60/0.80	2.15/2.15	--/--
M1	5.75	2.00	0.40
M2	8.35	2.00	0.40
M4	3.20	2.15	--
M3	5.60	2.15	--
V1	1.23	1.15	1.00
V2	2.35	1.15	1.00
V3	2.73	1.15	1.00
V4	3.10	1.15	--/--
R1	1.40	1.95	0.20
PC1	3.00	2.15	--
PE1	5.00	2.70	--
PE2	2.70	2.70	--

UNIVERSIDAD:	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO:	JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR:	DANIEL ROBERTO QUIJON WONG
TEMA DE TESIS:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA	PLANO:	PLANTA SEGUNDO PISO, PISO TÍPICO
FECHA:	JUNIO 2021	ESCALA:	1/50
		REVISIÓN:	02

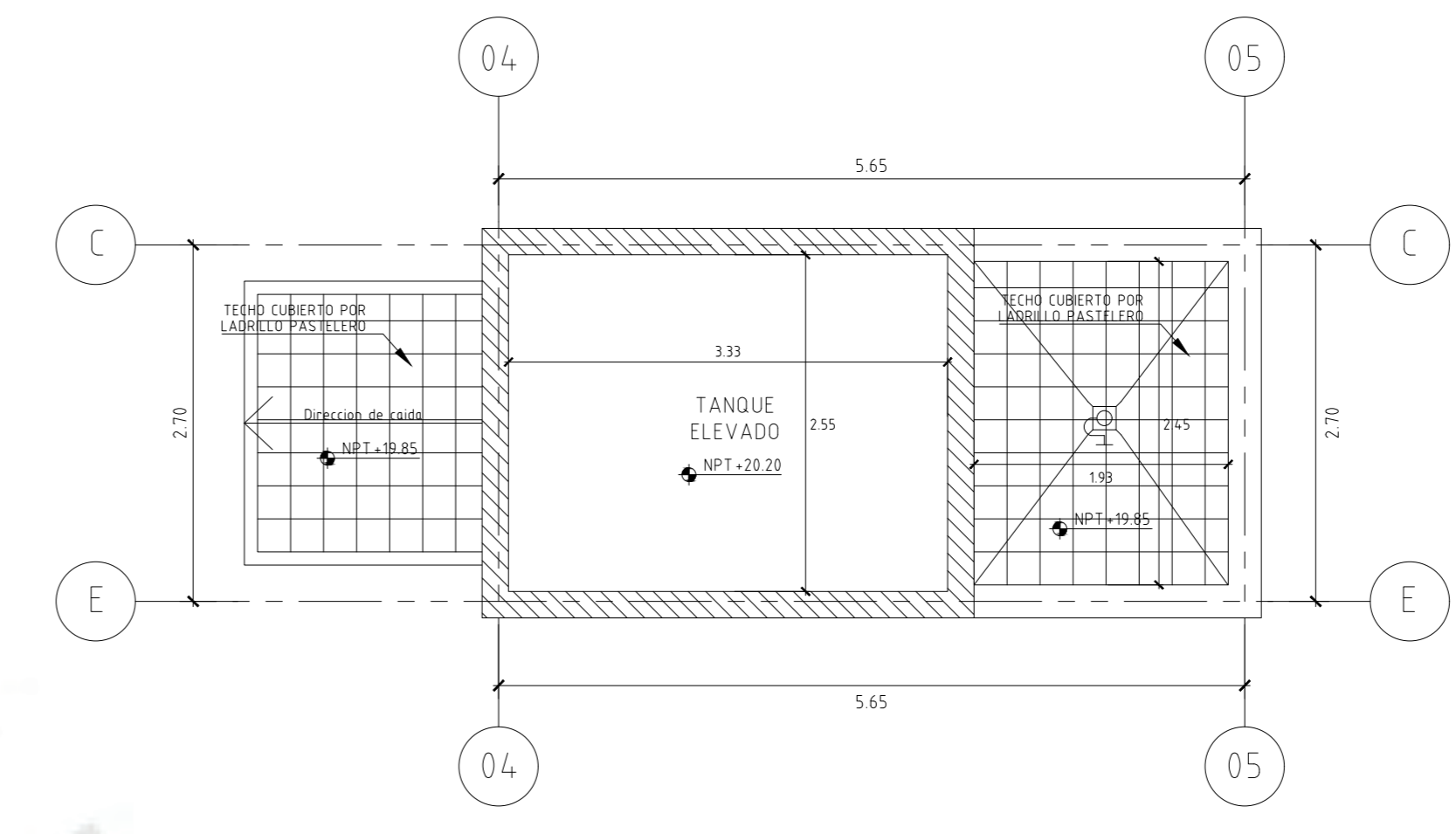
A-02



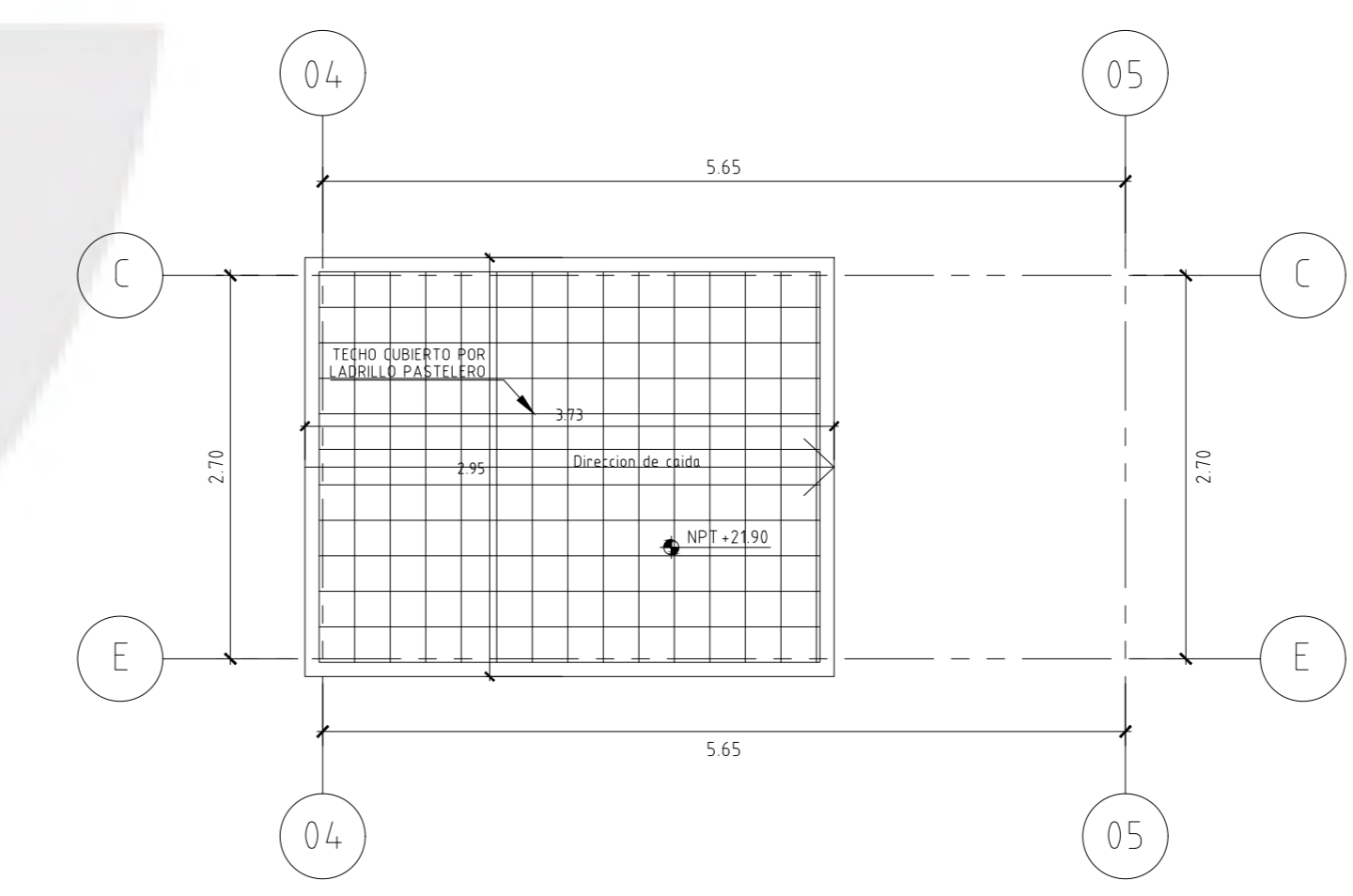
PLANTA DEL SEXTO PISO



PLANTA AZOTEA



PLANTA DE TECHO

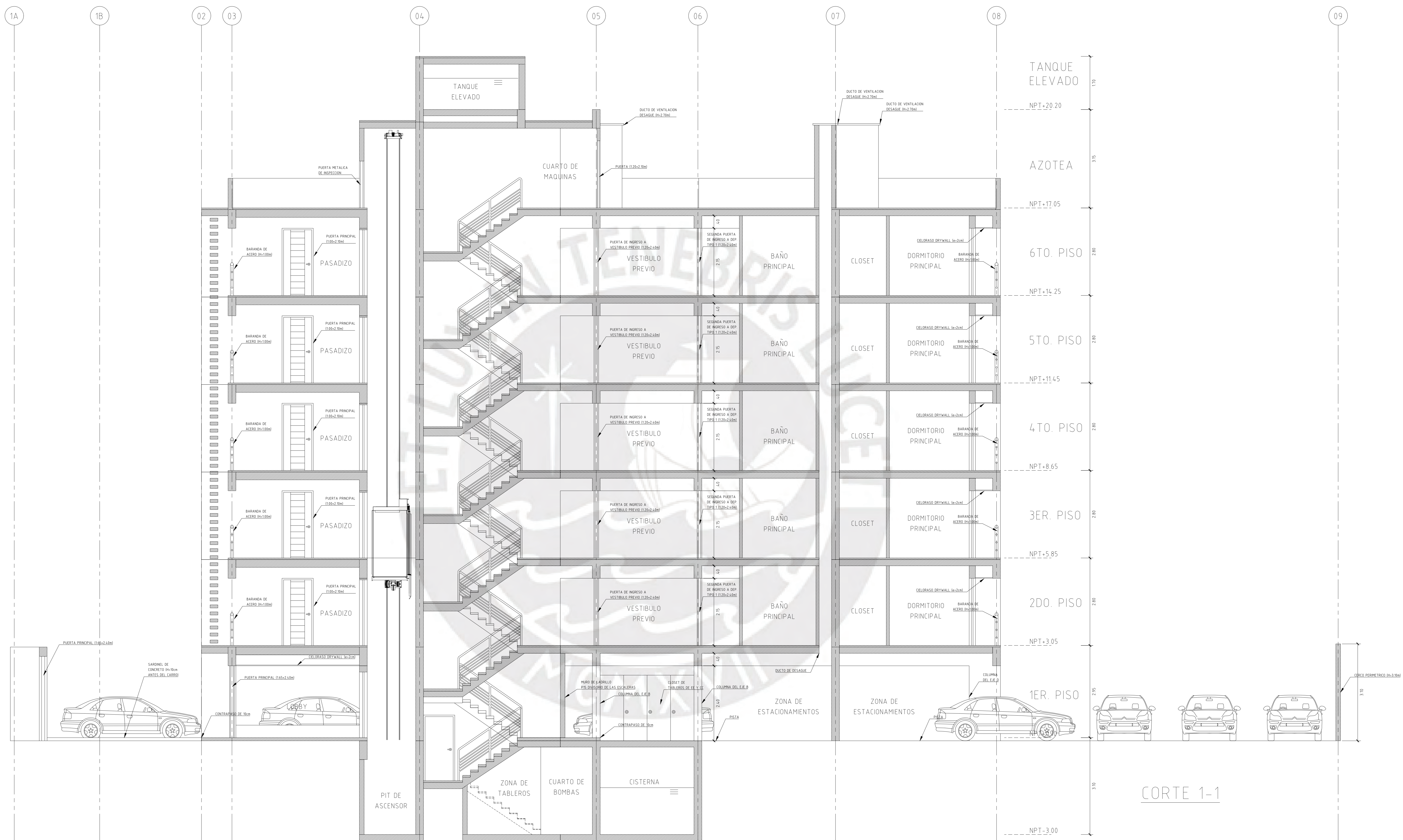


PLANTA DE TECHO DE TANQUE

CUADRO DE VANOS			
ETIQUETA	ANCHO (m)	ALTO (m)	ALFEIZAR (m)
P1	0.80	2.15	--
P2	0.90	2.15	--
P3	1.00	2.15	--
P4	1.65	2.70	--
P5	1.00	1.50	--
PCF1	1.00	2.15	--
PCF2	1.20	2.15	--
PV1	1.65	2.10	--
PV2	0.60/0.80	1.20/2.15	1.00/--
PV3	0.60/0.80	2.15/2.15	--/--
M1	5.75	2.00	0.40
M2	8.35	2.00	0.40
M4	3.20	2.15	--
M3	5.60	2.15	--
V1	1.23	1.15	1.00
V2	2.35	1.15	1.00
V3	2.73	1.15	1.00
V4	3.10	1.15	--/--
R1	1.40	1.95	0.20
PC1	3.00	2.15	--
PE1	5.00	2.70	--
PE2	2.70	2.70	--

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIUN WONG	
TEMA DE TESIS: ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
EPECIALIDAD: ARQUITECTURA	PLANO: PLANTA SEXTO PISO, AZOTEA Y TECHOS	
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/50	REVISIÓN: 02

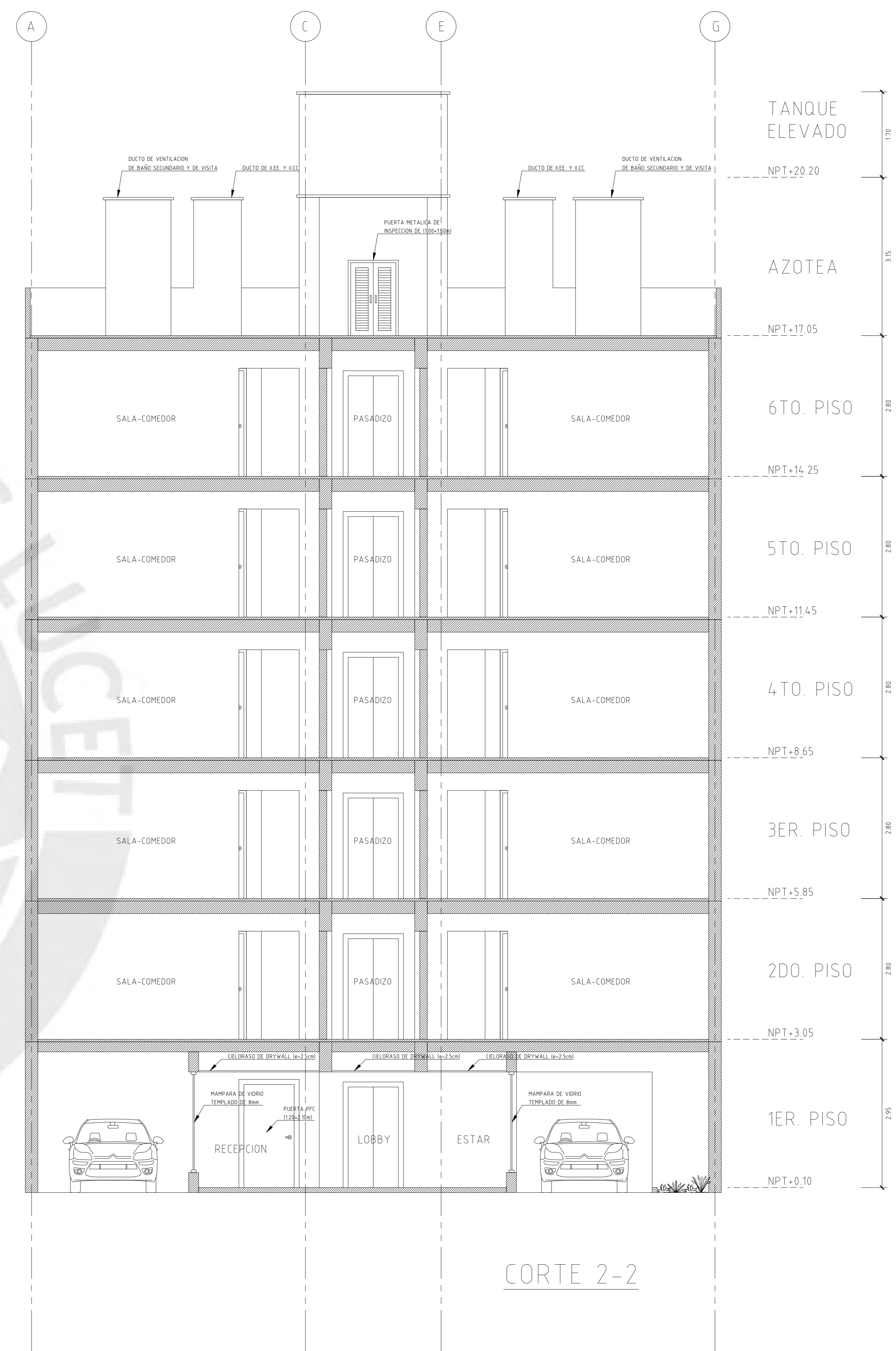
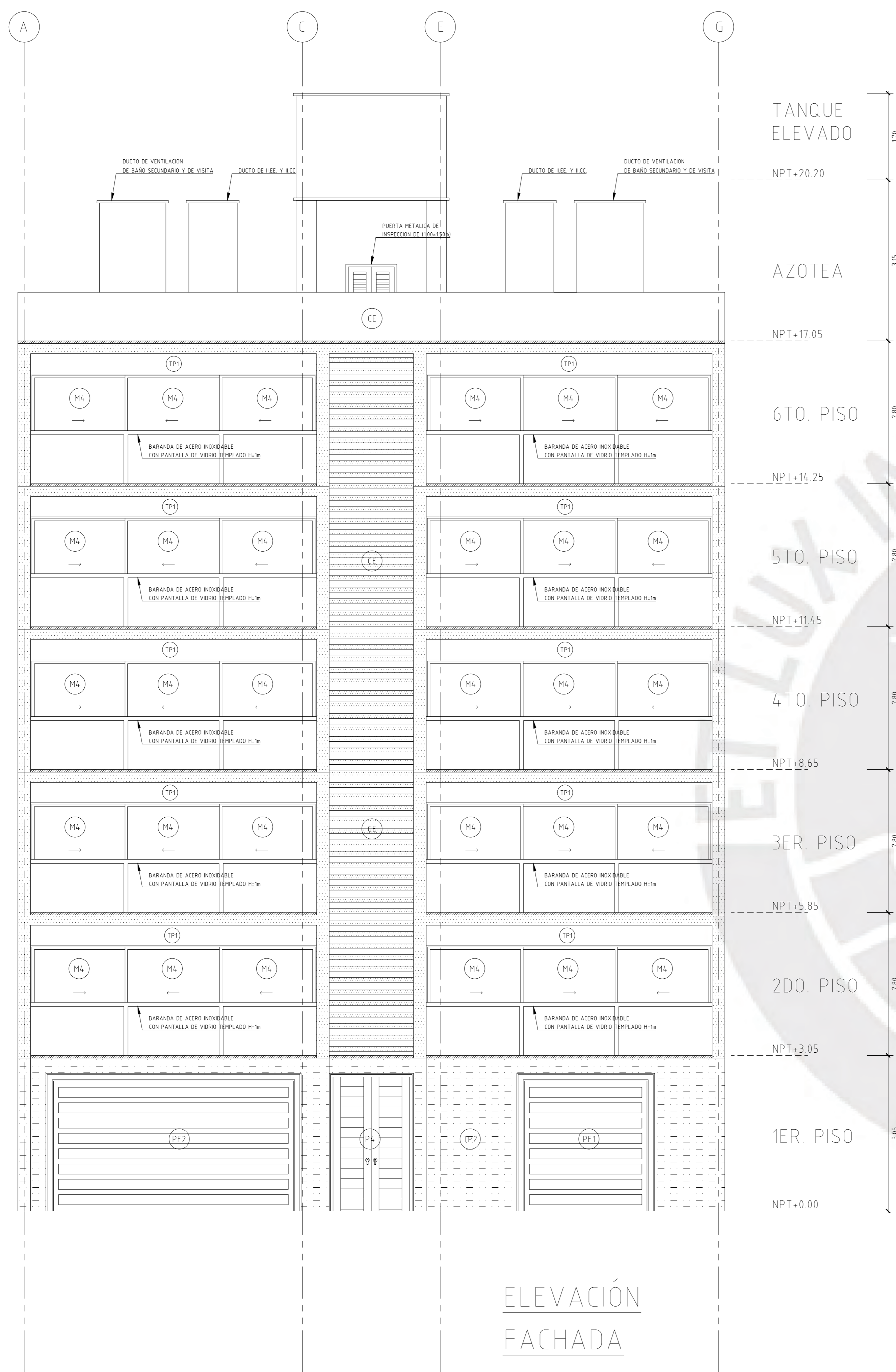
A-03



CORTE 1-1

UNIVERSIDAD:		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO:		JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA		ASESOR:
		DANIEL ROBERTO QUIJON WONG		
TEMA DE TESIS:				
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES				
ESPECIALIDAD:		PLANO:		
ARQUITECTURA		CORTE 1-1		
FECHA:		ESCALA:		REVISIÓN:
DICIEMBRE 2020		1/50		01

A-04



- (TP1) TARRAJEADO, EMPASTADO, SELLADO Y PINTADO PINTURA LAVABLE COLOR BLANCO
- (TP2) TARRAJEADO, EMPASTADO, SELLADO Y PINTADO PINTURA LATEX LAVABLE COLOR NEGRO
- (PE1) PUERTA MACHIMBRADA DE ESTACIONAMIENTO 1 (15.00x2.70m)
- (PE2) PUERTA MACHIMBRADA DE ESTACIONAMIENTO 2 (2.70x2.70m)
- (ML) CRISTAL TEMPLADO TRANSPARENTE
- (PL) PUERTA PRINCIPAL MACHIMBRADA DE DOBLE HOJA (1.65x2.70m)
- (EE) CELOSIA DE CONCRETO

UNIVERSIDAD: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		CORRELATIVO:
ALUMNO: JULIO ALFREDO TUPAYACHI MOLINA	ASESOR: DANIEL ROBERTO QUIJON WONG	A-05
TEMA DE TESIS: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO EN EL DISTRITO DE MIRAFLORES		
ESPECIALIDAD: ARQUITECTURA	PLANO: ELEVACIÓN FACHADA Y CORTE 2-2	
FECHA: JUNIO 2021	ESCALA: 1/50	